République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
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 à la wilaya de BOUIRA du PK40+585.106 au PK41+230.159 (VIADUC V22)

Présenté par :
KRIBES Choayb
SEGHIR Yacine

Encadré par :
Mr SEBAH Omar
Mr FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2019 /2020

© ENSTP-FJ


بسم الله الرحمن الرحيم

REMERCIEMENT

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH le tout puissant et miséricordieux qui nous a donné la force, le courage et la volonté d'aller jusqu'au bout pour achever ce modeste travail.

Un grand merci s'adresse particulièrement à nos familles qui nous ont soutenus Pour nos études et qui nous ont toujours encouragés dans chaque pas de notre parcours de la vie.

Nous souhaitons exprimer, tout particulièrement, nos remerciements et notre profonde reconnaissance à notre encadreur Mr. SEBAH Omar de nous avoir fait confiance et accepter de diriger notre mémoire ainsi que pour sa grande disponibilité tout le long de ce travail.

Nous expriment aussi plus grande reconnaissance à tous les enseignants de L'ENTP qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de compétence et dévouement.

Nous tenons a remercié aussi toute l'équipe de la bibliothèque pour leur patience , leur soutien et pour leur nombreux ouvrages qu'ils ont mise à notre disposition.

Que Mesdames et Messieurs les membres de Jury trouvent ici, l'expression de notre profonde gratitude pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant d'examiner ce travail.

Nos sincères remercîments à tous le personnel de la SAPTA.

Enfin , Nos plus vifs remercîments s'adressent aussi à tous ceux qui ont aidé et encouragé pendent la période de notre travail .

Dédicace

Avant tout, je remercie ALLAH *tous puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience de mener ce modeste travail à sa fin.*

Je dédie ce travail :
A ceux, qu'aucune dédicace ne saurait exprimer l'affection et l'amour que je leur éprouve, Mes très chère parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.

A ma chère sœur : TAKWA .

À mes très chers frères : MOHAMED et YAAKOUB.

À toute ma famille KRIBES

A mon amie et mon binôme SEGHIR YACINE, avec qui j'ai partagé ce modeste travail, ainsi que sa famille.

A mes amis : SAMIR, YOUNES , IHAB, MIDO ET HOUSSEM.

A tous mes collègues agréables et mes enseignants de L'ENSTP sans exception.

A toute la promotion 2020.

Enfin, a tous qui m'aiment.

KRIBES CHOAYB

Dédicace

Avant tout, je remercie ALLAH *de m'avoir donné le courage et la volonté durant tout mon cursus des études et d'avoir réalisé mon travail, que je dédie :*

À mes très chers parents, qui ont toujours été présent pour me soutenir et m'encourager durant toutes mes années d'études.

À mes très chers frères : MOHAMED, HICHEM et SOFIANE.

À mes chers sœurs : CHAHIRA, MARIEM et WISSAM

À toute ma famille SEGHIR

À mon cher binôme KRIBES CHOUAIB et toute sa famille.

À mes amis BILLEL, RABAH, ABD EL HAK, FARES, SALEH, ABD ALLAH, FETHI, ADEM, SAID, ALAA

À tous les étudiants de l'ENSTP en particulier ma promotion 2020.

SEGHIR YACINE

ملخص :

يهدف هدا المشروع الى القيام بتصميم و دراسة جسر طوله 650 متر، ضمن مقطع الطريق الرابط بين ولاية تيزي وزو و الطريق السيار شرق غرب على مستوى الجباحية على طول 48 كيلومتر.
لقد بدأنا عملنا بالقيام ببحث بيبليوغرافي حول تحليل سلوك الجدران المسمرة ، بعد ذللك توجهنا إلى التصميم العام، حيث قمنا باقتراح 3 خياريات ، و اخترنا الأفضل بينها استنادا لتحليل متعدد المعايير، حيث اخترنا جسر صندوقي ذو ارتفاع ثابت منجز بطريقة التتابع المتتالي ، بعد ذلك أجرينا دراسة متأنية للبنية الفوقية عن طريق تقييم مختلف الاحمال، دراسة الإجهاد المسبق و دراسة مختلف عناصر البنية الفوقية ، و أخيرا قمنا بدراسة و تصميم البنية التحتية الجسر(الاعمدة – الدعمات) .تصميم الجسر تم عن طريق برنامج يعمل باستخدام طريقة العناصر المحدودة.
الكلمات المفتاحية : التتابع المتتالي ، خرسانة سابقة الإجهاد ،بنية فوقية ، بنية تحتية ، جسر صندوقي.

Résumé :

Ce travail consiste à faire une conception et une étude d'un viaduc d'une longueur de 650m, inscrit dans le projet de la réalisation de la pénétrante reliant Tizi Ouzou à l'autoroute Est-ouest au niveau de Djebahia sur 48km.

Nous avons entamé notre travail par une recherche bibliographique sur l'analyse de comportement des parois clouées, Nous avons dressé, par la suite à la conception générale, dont laquelle on a proposé 3 variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse en se basant sur une analyse multicritère, d'où on a opté pour la solution d'un pont voussoir à hauteur constante réalisé par la méthode d'encorbellements successifs. Ensuite, nous avons réalisé une étude minutieuse du tablier, à savoir l'évaluation des charges et surcharges, l'étude de la précontrainte, l'étude des éléments du tablier. Enfin la conception et l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage (les piles – les culés). La modélisation a été faite par un logiciel à base des éléments finis.

Mots clés : encorbellements successifs, béton précontraint, infrastructure, superstructure. Pont voussoir.

Abstract :
The purpose of this work involves designing and studying a bridge with a length of 650m, included in the project of the road connecting Tizi Ouzou to the East-West highway at Djebahia over 48km.

We started our work with a bibliographic search on the behavior analysis of nailed walls, then moved to the general design, where we proposed 3 variants, then we have chosen the best one based on a multicriteria analysis, we opted for the solution of constant height box bridge made by the method of successive corbelling for the comprehensive study. Then, we carried out a careful study of the deck, namely the evaluation of loads and overloads, the study of the prestressing and the study of the elements of the deck. Finally, we have designed and studied the infrastructure of the bridge (the piers - the abutments). The modeling was done by software based on finite elements méthode.

Key words: successive corbelling , Prestressed concrete, substructure, infrastructure,box girder bridge .

.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I :RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 INTRODUCTION 1
I.2 MISE EN ŒUVRE: 1
I.3 LIMITES D'APPLICATION : 4
I.4 ANALYSE DE COMPORTEMENT : 4
I.4.1 Champ de déplacements : 4
I.4.2 Mécanismes et surfaces de rupture : 6
I.4.3 Interaction sol armatures : 6
I.4.4 Frottement le long du clou: 7
I.4.5 Réaction du sol, normal à l'axe du clou: 8
I.4.6 L'effet de l'inclinaison des clous sur la résistance au cisaillement : 9
I.4.7 Essais d'arrachement : 10
I.4.7.1 Comportement global : 10
I.5 EXEMPLE D'APPLICATION (Calcul de stabilité par logiciel) : 12
I.5.1 Géométrie de model a étudié (input) : 12
I.5.2 Influence de l'espacement : 13
I.5.3 Interprétations des résultats : 14
I.5.4 Influence de longueur : 14
I.5.5 Interprétations des résultats : 14
I.5.6 L'angle de dispositions des clous et son influence : 15
I.5.7 Interprétations des résultats : 15
I.6 CONCLUSION : 16

CHAPITRE II :PRESTATION DE L'OUVRAGE

II.1 INTRODUCTION 18
II.2 PRESENTATION DE LA PENETRANTE DE TIZI-OUZOU 18
II .2.1 Consistance du Projet : 18
II .2.1.1 Lot Route 18
II .2.1.2 Lot ouvrages d'Art 19

II .2.1.3 Lot tunnels 19
II .2.1.4 Entreprises de réalisation 19
II.3 PRESENTATION DE L'OUVRAGE : 19
II .3.1 Description du site de projet : 20
II .3.2 L'obstacle à franchir : 20
II .3.3 Caractéristique de l'ouvrage : 20
II .3.4 Les données fonctionnelles de projet : 20
II .3.4.1 Tracé en plan 21
II .3.4.2 Profil en long : 21
II .3.4.3 Profil en travers : 22
II .3.5 Les données naturelles : 22
II .3.5.1 Topographie : 22
II .3.5.2 Géotechnique : 22
II .3.6 Sismicité du site : 24
II .3.7 Données climatiques 25

CHAPITRE III :CONCEPTION GENERALE

III.1. INTRODUCTION 27
III.2. CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE. 27
III.2.1. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage 27
III.3. CONCEPTION DU TABLIER. 28
III.3.1. Première Variante : Pont à caisson fermé à hauteur constante (coulé sur place). 28
III.3.2. Deuxième Variante : Pont mixte bipoutres hyperstatique à Inertie variable. 33
III.3.3. Troisième variante : Pont à poutres précontraintes par post tension. 41
III.4. ANALYSE MULTICRITERE POUR LE CHOIX DE LA VARIANTE OPTIMALE. 45
III.4.1. L'exécution 45
III.4.2. Entretien 46
III.4.3. L'esthétique 47
III.4.4. L'économie 47
III.5. CONCLUSION : 52

CHAPITRE IV :CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV .1.1 INTRODUCTION : 54
IV.1.1.1 Documents et règlements : 54
IV .1.2 LES MATERIAUX 54

IV.1.2.1 Le béton :.....54
IV.1.2.2 Les aciers : 60

CHAPITRE V :CHARGE ET SURCHARGE

V.1. INTODUCTION : 66
V.2. CARACTERISTIQUE DU PONT :.....66
V.2.1. Largeur roulable.....66
V.2.2. Largeur chargeable 66
V.2.3. La classe du pont 67
V.2.4. Nombre de voies de circulation :.....67
V.2.5. La largeur d'une voie.....67
V.3. EVALUATION DE LA CHARGE PERMANENTE CP : 67
V.3.1. La charge permanente des éléments porteurs (CP) : 67
V.3.2. Les charges complémentaires permanentes (ccp) : 69
V.3.3. L'ensemble des charges permanentes P :.....70
V.4. EVALUATION DES SURCHARGES :.....70
V.4.1. Système de charge (AL) :.....70
V.4.2. Système de charge B :.....74
V.4.3. Système Br :.....76
V.4.4. Système de charges Bt (Chapitre 4.5.3 RCPR) [12] :.....77
V.4.5. Système de charges convoi Mc 120 (Chapitre 4.10.1.2 RCPR) [12] :.....78
V.4.6. Convoi type D240 :.....79
V.5. AUTRES SURCHARGES :.....80
V.5.1. 1 Surcharge sur trottoir :.....80
V.5.2. La température.....80
V.5.3. Efforts de freinage : 80
V.5.4. L'effort sismique E : 81
V.6. Les combinaisons de charges [12] :.....82
V.6.1. Le coefficient de majoration 82

CHAPITRE VI :ETUDE LONGITUDINALE

VI.1. INTRODUCTION 84
VI.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION 84
VI.2.1. Action à prendre en compte.....86
VI.2.2. Combinaison d'action :.....87

VI.2.3. Evaluation des efforts : 87
VI.2.4. Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte 90
VI.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE : 93
VI.3.1. Cinématique de construction : 93
VI.3.2. Modélisation....94
VI.3.3. Résultats....94
VI.4. CONCLUSION....95

CHAPITRE VII :ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII.1. INTRODUCTION 97
VII.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE FLEAU : 97
VII.2.1. Détermination du nombre de câbles : 97
VII.2.2. Répartition des câbles dans chaque voussoir :....98
VII.2.3. Trace des câbles de fléau : 99
VII.3. CALCULE DES PERTES DE TENSION DE PRECONTRAINTE : 102
VII.3.1. Pertes instantanées :....102
VII.3.2. Pertes de tension différées : 104
VII.3.3. Pertes totales....106
VII.4. VERIFICATION DES CONTRAINTES EN PHASE DE CONSTRUCTION 107
VII.5. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE : 107
VII.5.1. Calcules du nombre de câbles de continuité dans chaque travée : 108
VII.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES EN PHASE DE SERVICE 110
VII.7. TRACE DES CABLES DE CONTINUITE : 110
VII.8. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT 113
VII.8.1. Section a vérifié : 113
VII.8.2. Détermination de l'effort tranchant : 113
Calcule de l'effort tranchant réduit :....114
Calcule de la contrainte de cisaillement :....114
VII.8.3. Vérification de la contrainte de cisaillement....115
VII.8.4 Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU....115

CHAPITRE VIII :ETUDE TRANSVERSALE

VIII.1 INTRODUCTION : 118
VIII.2 EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX 118
VIII.2.1 Modélisation :....118

VIII.2.2 Sollicitations De Calcul : 119
VIII.2.2.1 Charges permanentes : 119
VIII.2.2.2 Charges d'exploitation : 119
VIII.2.2.3 Combinaisons de charges : 119
VIII.2.3 Résultats : 120
VIII.3 FERRAILLAGE : 120
VIII.3.1 Ferraillage transversal....120
VIII.3.2 Ferraillage longitudinal 122
Torsion de la section transversale : 122
VIII.3.3 Détermination ferraillage des âmes sous l'effet de moment de torsion : 123
VIII.4 ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE : 124
VIII.4.1 Frettage de surface : 125
VIII.4.2 Effet d'éclatement 125
VII.2.1 Etude de bossage (ancrages situe à l'extérieur de la pièce) selon le guide S.E.T.R.A :....126

CHAPITRE IX :ETUDE DES EQUIPEMENTS DU PONT

IX.1 INTRODUCTION : 129
IX.2 APPAREIL D'APPUI : 129
IX.2.1 Evaluation des efforts normaux appliquent sur les appareils d'appuis : 129
IX.2.2 Dimensionnement des appareils d'appuis : 129
IX.2.2.1 Aire de l'appareil d'appui : 130
❖ Condition de non flambement : 130
IX.2.2.2 Evaluation des efforts et déplacements horizontaux : 131
IX.2.3 Vérifications du dimensionnement : 132
IX.2.3.1 Vérification des appareils d'appuis selon le règlement RPOA [15] : 132
IX.2.3.2 Vérification des appareils d'appuis selon le guide SETRA [8] : 134
IX.3 DES D'APPUIS : 136
IX.3.1 Dimensionnement du dé d'appuis : 136
IX.3.2 Ferraillage de dé d'appui : 137
IX.4 JOINT DE CHAUSSE : 138
IX.4.1 Type de joint : 138
XI.5 EVACUATION DES EAUX....139

CHAPITRE X :ETUDE DE LA PILE

X .1 INTRODUCTION : 141

X .2 CONCEPTION DE LA PILE :.....141
X .3 Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008 :.....143
X .3.1 Détermination des paramètres de calcul :.....143
X .3.2 Choix de la méthode d'analyse :.....143
X .3.2.1 Evaluation des efforts sismiques longitudinale :.....145
X .3.3 Déterminations des raideurs des appuis :.....145
X .3.4 Détermination des efforts provenant de la mise en mouvement du tablier :.....146
X .4 EVALUATION DES EFFORTS STATIQUES AGISSANT SUR LA PILE :.....148
X .4.1 Détermination des sollicitations sismiques :.....149
X .4.1.1 Calcul des efforts sismiques inertiels de la pile étudiée :.....149
X .4.1.2 Combinaison des directions :.....149
X .5 FERRAILLAGE DE LA PILE :.....150
X .5.1 Vérification au flambement :.....150
X .5.2 Les armatures longitudinales :.....151
X .5.2.1 En phase de construction :.....151
X .5.2.2 En phase de service :.....151
X .5.3 Armature d'effort tranchant :.....152
X .6 ETUDE DE LA FONDATION SOUS PILE :.....153
X .6.1 Dimensionnement de la semelle de fondation.....153
X .6.2 Evaluation des sollicitations a la base de la semelle :.....154
X .6.3 Détermination du nombre des pieux (selon D.T.R. BC 2.33.2) [17] :.....154
X .6.4 Effort revenant à chaque pieu :.....155
X .6.5 Vérification de pieux :.....156
X .6.6 Ferraillage de la semelle (méthode des bielles) :.....156
X .6.7 Ferraillage des pieux :.....158
X .6.7.1 Action sur les pieux :.....158

CHAPITRE XI :ETUDE DE LA CULEE

XI.1. INTRODUCTION.....164
XI.1.1. Fonction des culées :.....164
XI.1.2. Choix de type de la culée.....164
XI.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE.....165
XI.2.1. Mur de garde grève :.....166
XI.2.2. Mur frontale.....166
XI.2.3. Les murs cachent.....166

XI.2.4. Mur en retour 166
XI.2.5. Dalle de transition 167
XI.2.6. Corbeau 167
XI.2.7. Le sommier d'appuis 167
XI.2.8. La semelle 167
XI.3. EVALUATION DES EFFORTS AGISSANTS SUR LA CULEE : 170
XI.3.1. Calcule des coefficients de poussée des terres : 170
XI.3.2. Détermination des différents cas de charge : 171
XI.3.3. . La vérification à la stabilité de la culée : 175
XI.3.2. Stabilité au glissement 175
XI.3.3. Vérification du tiers centrale 176
XI.4. ETUDE ET FERRAILLAGE DE LA CULEE 176
XI.4.1. Mur garde grève 176
XI.4.2. La dalle de transition 181
XI.4.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition : 184
XI.4.4. Mur frontal : 187
XI.4.5. Mur en retour : 192
XI.4.6. V. Etude de la semelle de fondation 197
XI.4.7. Etude et ferraillage des pieux : 200

LISTES DES FIGURES

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I. 1 application du clouage à la stabilité de pente 1
Figure I. 2 Application du clouage au soutènement de fouille 1
Figure I. 3 Schéma de principe d'un soutènement de fouille par clouage ,les travaux se divisent en périodes 1
Figure I. 4 les résultats obtenus par GOULESCO 4
Figure I. 5 Schéma général d'implantation 5
Figure I. 6 Déplacements observés en cours de construction (en haut, au niveau du parement, en bas, au premier inclinomètre 5
Figure I. 7 déplacements mesurés après la construction et la phase de Fluage les inclinomètres sont places à 0-2-4-8 mètres du parement 5
Figure I. 8 Déplacement du parement due à la surcharge et pendant la construction (STOCKER, 1979) 6
Figure I. 9 Forme de la surface et cinématique de la rupture observée sur le tests A et B (STOCKER 1979) 6
Figure I. 10 schéma général des trois essais en vraie grandeur réalisés par stocker 6
Figure I. 11 Diffèrent efforts s'exerçant sur un clou ((a) frottement, (b) cisaillement) 7

Figure I. 12 Lorsque le sol est dense, il y a dilatance (augmentation de volume) Lorsqu'il est lâche, il y a contractante (diminution de volume)....8
Figure I. 13 Au niveau de la surface de rupture, le clou est soumis à un cisaillement....8
Figure I. 14 Mobilisation de la cohésion apparente C* d'un sol renforce (JURAN 1983)....9
Figure I. 15 accroissement de la résistance d'un sol renforcé en fonction de l'inclinaison des armatures (JEWELL1980)....9
Figure I. 16 Allure des efforts de frottement le long du clou....10
Figure I. 17 Représentation des efforts du clous....10
Figure I. 18 mesure des déformations des clous selon GOULESCO (1979)....10
Figure I. 19 Courbes types d'essais d'arrachement....10

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure II- 1 localisation de projet par rapport au trace routier....19
Figure II- 2 vue satellite de la position de l'ouvrage....20
Figure II- 3 trace en plan de l'ouvrage....21
Figure II- 4 profil en long de l'ouvrage cote gauche....21
Figure II- 5 profil en travers de l'ouvrage....22
Figure II- 6 coupe lithologique de l'ouvrage....23
Figure II- 7 la lithologie obtenue pour chaque sondage carottée....24

CONCEPTION GENERALE

Figure III- 1 Schéma Type D'un Voussoir....28
Figure III- 2 Implantation des appuis de la vatiante 1....29
Figure III- 3 Schéma statique de la variante....29
Figure III- 4 Notations des dimesions de la coupe trasnversale....30
Figure III- 5 Section transversale du voussoir courant....32
Figure III- 6 Section transversale du voussoir sur pile VSP....32
Figure III- 7 Section transversale de l'ouvrage sur pile....33
Figure III- 8 Section transversale de l'ouvrage à mi- travée....33
Figure III- 9 Schéma type de la variante bipoutre....34
Figure III- 10 Implantation des apuis de la variante 2....34
Figure III- 11 Schema statique de la variante 2....34
Figure III- 12 Vue transversale des éléments du tablier bipoutres....35
Figure III- 13 notations....35
Figure III- 14 détail des poutres....38
Figure III- 15 Schéma de la variation de la hauteur de la poutre de rive....38
Figure III- 16 Schéma de la variation de la hauteur de la poutre intermédiaire....39
Figure III- 17 section transversale d'un pont mixte....40
Figure III- 18 Section transversale sur appui de la variante pont mixte....41
Figure III- 19 Morphologie du tablier....41
Figure III- 20 Implantation des appuis de la variante 3....42
Figure III- 21 Schéma statique de la variante 3....42
Figure III- 22 vue en elevation de la poutre....43
Figure III- 23 à la zone....44
Figure III- 24 a mi-travée....44
Figure III- 25 à la zone d'about....44

Figure III- 26 Profil en travers de la variante (zone d'appui) 44
Figure III- 27 Profil en travers de la variante (à mi- travée) 44

CARACTERISTIQUES MATERIAUX

Figure IV- 1 Résistance caractéristique a la compression selon (B.A.E.L 91-REV99°) 55
Figure IV- 2 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU 56
Figure IV- 3 Diagramme contraintes-déformations de l'acier. 61
Figure IV- 4 Acier actif (15T15). 62
Figure IV- 5 Diagramme contraintes - déformations des aciers de précontrainte. 62
Figure IV- 6 limitation des Contraintes admissibles 64

CHARGE ET SURCHARGE

Figure V- 1 Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont. 66
Figure V- 2 profil en travers de pont 69
Figure V- 3 les cas de charge pour A(l). 72
Figure V- 4 Disposition de la charge Bc 74
Figure V- 5 les dimensions de Br 76
Figure V- 6 Système de charge Bt. 77
Figure V- 7 Dimensions du système Mc120 79
Figure V- 8 Dimensions du système 240. 80

ETUDE LONGITUDINALE

Figure VI- 1 Cheminement de la réalisation d'un fléau. 85
Figure VI- 2 Schématisation des charges pour la situation normale de construction. 86
Figure VI- 3 Schématisation des charges pour la situation accidentelle de chute d'un équipage mobile 87
Figure VI- 4 Vue en 3D de fléau modélisé 88
Figure VI- 5 schéma statique de la console pour le cas normal de construction 88
Figure VI- 6 Schéma statique de la console pour le cas accidentelle 88
Figure VI- 7 les organes d'ancrages 90
Figure VI- 8Vue en plan de tête de la pile 92
Figure VI- 9 Vue en élévation des organes de stabilité 92
Figure VI- 10 Modèle de calcul. 94
Figure VI- 11 moments fléchissant maximale à l'ELS (G+1.2 (A(L) +St)) 95
Figure VI- 12 effort tranchant maximale à L'ELS (G+1.2 (A(L) +St)). 95
Figure VI- 13 moments fléchissant maximale à l'ELU (1,35G+1.6 (A(L) +St)). 95
Figure VI- 14 effort tranchant maximale à L'ELU (1.35G+1.6 (A(L) +St)). 95

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure VII- 1 Câblage du voussoir en élévation 99
Figure VII- 2 Tracé en plan des câbles de fléau 99
Figure VII- 3 Disposition des câbles au niveau d'axe de VSP 101
Figure VII- 4 Trace en plan et en élévation des câbles des fléaux 101

Figure VII- 5 la perte de frottement est en fonction de l'inclinaison et la distance 102
Figure VII- 6 les pertes dues au recul d'ancrages 103
Figure VII- 7 Disposition des câbles de continuité au niveau du 111
Figure VII- 8 Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité pour les travées de rives.. 111
Figure VII- 9 Disposition des câbles de continuité au niveau du 112
Figure VII- 10 Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité au niveau des clavages P1-P2/P2-P3/P3-P4/P4-P5/P6- 112
Figure VII- 11 effort tranchant due a les cables de fléau 114

ETUDE TRANSVERSALE

Figure VIII- 1 .vue en 3D de voussoir courant (cadre) 118
Figure VIII- 2 l'aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois 122
Figure VIII- 3 Moment de torsion le plus défavorable (combinaison 1,35G+1,6(Bc+St)) 123
Figure VIII- 4 Ferraillage de voussoir courant (vsc) 124
Figure VIII- 5 Exemple de zone du béton sous l'action d'un effort concentré de précontrainte 124
Figure VIII- 6 Bossage d'ancrage 126
Figure VIII- 7 .Schéma du ferraillage de bossage 127

ETUDE DES EQUIPEMENTS DU PONT

Figure IX- 1 définition géométrique d'un appareil d'appui 129
Figure IX- 2 schéma représentatif d'appareil d'appui 130
Figure IX- 3 Distorsion de l'appareil 135
Figure IX- 4 Distorsion de l'appareil 135
Figure IX- 5 Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal 136
Figure IX- 6 Vue en plan de dé d'appui 136
Figure IX- 7 Schéma de ferraillage de dé d'appui 137
Figure IX- 8 Sélection de joint de chausse en fonction de souffle 138
Figure IX- 9 Joint de chausse de type wd 139

ETUDE DE LA PILE

Figure X- 1un modèle de pile pour les ponts voussoir 141
Figure X- 2 vue en plan de la pile coupe (A-A) 142
Figure X- 3 vue frontal de la pile 06 142
Figure X- 4 moments d'inertie principaux 142
Figure X- 5 organigramme pour la détermination des composantes des forces sismique selon RPOA 143
Figure X- 6 Discrétisation des masses pour séisme 148
Figure X- 7 Schématisations des sollicitations 151
Figure X- 8 distribution de section d'acier selon les cotes 151
Figure X- 9 Ferraillage de la pile 152

Figure X- 10 schéma de fondations de la pile.....154
Figure X- 11 Diffusion des efforts.....156
Figure X- 12 mode de travail des pieux.....158
Figure X- 13 abaque de Walter.....161
Figure X- 14 Ferraillage de pieux.....162
Figure X- 15 Nappe inférieure de la Semelle.....162
Figure X- 16 Nappe supérieur de la Semelle.....162
Figure X- 17 Ferraillage les éléments de la pile.....162

ETUDE DE LA CULEE

Figure XI- 1 Eléments constituants la culée remblayée.....165
Figure XI- 2 Figure 6 2: Vue en plan de la culée.....169
Figure XI- 3 Vue en élévation de la culée.....169
Figure XI- 4 Vue en 3D de la culée.....169
Figure XI- 5 poussée des terres.....176
Figure XI- 6 Poussée de la charge locale située en arrière du mur.....178
Figure XI- 7 Ferraillage de mur garde grève sur une bande de 1m.....180
Figure XI- 8 Representation de la dalle de transitionFigure 6-8 :.....181
Figure XI- 9 Evaluation des efforts.....181
Figure XI- 10 Ferraillage de la dalle de transition sur une bande de 1m.....184
Figure XI- 11 Ferraillage de corbeau d'appui de la dalle de transition.....187
Figure XI- 12 Les efforts sur le mur frontal.....187
Figure XI- 13 Ferraillage du mur en retour.....197
Figure XI- 14 Ferraillage de pieux.....202
Figure XI- 15 Nappe inférieure de la Semelle.....202
Figure XI- 16 Ferraillage de la semelle.....202
Figure XI- 17 Nappe supérieur de la Semelle.....202

LISTES DES TABLEAUX

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

tableau I. 1 phasage de la mise en œuvre des clous.....2
tableau I. 2 avantages et inconvénients de la technique de clouage.....3
Tableau I. 3 Frottement latéral limite sol-clou mesuré lors d'essais d'arrachement et comparé aux valeurs de calcul (règles pressiométriques).....11
Tableau I. 4 la rentrée de model et la sortie des résultats pour logiciel SLIDE.....12
Tableau I. 5 l'évolution de coefficient de sécurité en fonction d'espacement des clous.....13
Tableau I. 6 l'évolution de coefficient de sécurité en fonction de l'élancement des clous.....14
Tableau I. 7 l'évolution de coefficient de sécurité en fonction d'inclinaison des clous.....15

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau II- 1 lot de route 18
Tableau II- 2 lot des ouvrages d'art 19
Tableau II- 3 lot des tunnels 19
Tableau II- 4 classification de projet 24

CONCEPTION GENERALE

tableau III- 1 Découpage des voussoirs. 29
tableau III- 2 Pré-dimensionnement de voussoir. 31
tableau III- 3 Pré dimensionnement des poutres métalliques(des P.R.S) 37
tableau III- 4 Récapitulation des eppaisseur des semelles pour les profils métalliques (appuis et à mi- travée) 37
tableau III- 5 Variation poutre de rive (40m). 38
tableau III- 6 Variation de la poutre médiane (variation sur 52 m) 39
tableau III- 7 Ratio des aciers 47
tableau III- 8 Estimations des quantités de matériaux pour chaque variante 51
tableau III- 9 prix unitaire des matériaux 51

CARACTERISTIQUES MATERIAUX

Tableau IV- 1 Contrainte de calcul pour acier ELS 61
Tableau IV- 2 Caractéristique de la précontrainte 64

CHARGE ET SURCHARGE

Tableau V- 1 récapitulatif des caractéristiques du pont. 67
Tableau V- 2 poids des voussoirs pour le travée de rive 68
Tableau V- 3 poids des voussoirs pour le travée centrale 68
Tableau V- 4 Les coefficients a(L) en fonction de la classe de pont 70
Tableau V- 5 v0 en fonction de classe de pont 71
Tableau V- 6 Les efforts du système de chargements A(l) 73

ETUDE LONGITUDINALE

Tableau VI- 1 Expression des efforts internes pour chaque charge 89
Tableau VI- 3 Moments et efforts tranchants pour les combinaisons d'action 89
Tableau VI- 4 détermination des câbles de clouages 91
Tableau VI- 5 détermination des cales provisoires 92
Tableau VI- 6 Cinématique de construction 93

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VII- 1 La répartition des câbles du fléau dans chaque voussoir 98
Tableau VII- 2 l'allure du tracé en élévation des câbles de fléau. 101
Tableau VII- 3 l'allure du tracé en plan des câbles de fléau 101
Tableau VII- 4 L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour les travées de rive ... 111
Tableau VII- 5 L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour les travées de rive 111
Tableau VII- 6 L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour les travées principales 112
Tableau VII- 7 L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour les les travées principales 112

ETUDE TRANSVERSALE

Tableau VIII- 1Combinaisons des charges appliquées. 119
Tableau VIII- 2 -Moments extrêmes dans le voussoir courant 120
Tableau VIII- 3 Récapitulation des sections d'acier passive pour le voussoir courant 122

EQUIPMENT DE PONT

Tableau IX- 1 Les réactions, ainsi que les efforts normaux appliques seront calculées à l'ELU 129
Tableau IX- 2 Dimensions de l'appareil d'appui en élastomère freté 130
Tableau IX- 3 Evaluations des efforts et déplacements horizontales 131
Tableau IX- 4 Vérification des appareils d'appuis selon le règlement RPOA 133

ETUDE DE LA PILE

Tableau X- 1 caractéristiques géométriques de la pile 142
Tableau X- 2 les hauteurs des piles 142
Tableau X- 3 Coefficient d'accélération nominale 143
Tableau X- 4 definitions des raideurs d'appuis 145
Tableau X- 5 Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis 145
Tableau X- 6 Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis 146
Tableau X- 7 Forces et déplacements longitudinal pour chaque appui 147
Tableau X- 8 répartitions effort sismique transversale sur appuis 148
Tableau X- 9 Evaluations des efforts statique appliques sur la pile (p6) 149
Tableau X- 10 Combinaisons d'actions à ELA 150
Tableau X- 11 désignations de nombre de pieux pour la semelle de pile 155
Tableau X- 12 vérification de stabilité des pieux 156
Tableau X- 13 Récapitulations de ferraillage du la semelle 158

ETUDE DE LA CULEE

Tableau XI- 1 Implantation des culées. 165

Tableau XI- 2 Récapitulatif des rôles et dimensions de la culée 168
Tableau XI- 3 valeurs des paramètres Kah,k,KH et Kv 171
Tableau XI- 4 calcul des efforts et moments dus aux poids de la culée.....172
Tableau XI- 5 Calcul des efforts et moments dus aux poids des terres.....173
Tableau XI- 6 Efforts et moments dus aux poussées des terres.....173
Tableau XI- 7 Efforts et moments dus aux poussées des surcharges 174
Tableau XI- 8 Efforts et moments sous différents charges.....174
Tableau XI- 9 Valeurs de vérification de renversement.....175
Tableau XI- 10 Valeurs de vérification au glissement 175
Tableau XI- 11 Valeurs de vérification du tiers central. 176
Tableau XI- 12 Elément de réduction au D.D.T 181
Tableau XI- 13 les efforts agissants sur Corbeau.....185
Taleau XI- 14 Evaluations des efforts sur mur frontal 188
Tableau XI- 15 les moments et les efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et sismique. 189
Tableau XI- 16 Les efforts agissant sur la semelle 198
Tableau XI- 17 Récapitulations de ferraillage du la semelle 200

INTRODUCTION GENERALE

En Algérie , les infrastructures routière et autoroutière jouent un rôle majeur dans les déplacements des biens et des personnes. Ce rôle confère une importance particulière à l'infrastructure routière et autoroutière constituées de 111 300 km de routes et plus de 5000 ouvrages d'art assurent près de 95% des déplacement terrestres de personnes et de marchandises .

Le schéma directeur national du ministère des travaux publics développé par l'agence national des autoroutes ANA a pour objectif de moderniser le réseau routière de l'Algérie et réaliser les axes routiers qui structurent le territoire et contribueront au développement du pays. Le réseau routier s'appuie sur deux axes transversaux ; autoroute Est-Ouest et celle des Hautes plateaux, cela est complété par la réalisation des pénétrantes NORD-SUD qui relient le nord du pays avec les autoroutes transversale et le Sud.

Dans ce sens la pénétrante de Tizi-Ouzou qui relient la ville Tizi-Ouzou a l'autoroute Est Ouest au niveau d Djebahia sur 48 m , contribuera a l'amélioration de la communication avec l'intérieure, et le reste de payé, les caractéristiques de la pénétrante répond a celle d'une liaison autoroutière avec une vitesse de référence de 110km/h et une déclivité maximal de 6%. Cette autoroute est constitué de deux chaussé a 3 voies (2×3) sépare par un terre-plein central , la connexion avec les autres réseau routier est réalisé au moyen de huit échangeurs qui permettent de réaliser tous les échanges , les routes traversées par la pénétrante seront rétablis par moyen de passage inférieure et de passage supérieure , le trace traverse un zone a relief accidenté notamment la partie centrale ,fait qui rend nécessaire la réalisation de grands terrassement et ouvrage d'art .

Dans ce mémoire nous allons faire la conception et l'étude d'un viaduc situe au PK 40+585.106 de la pénétrante .

Et pour cela, notre travail de fin d'étude, sera réparti comme suit

Dans le première chapitre nous avons commencé par une recherche bibliographique sur l'analyse de comportement des parois clouées .

Apres nous envisagerons de proposer trois variantes parmi lesquelles on retient la variante qui répond mieux aux exigences.

Par la suite, on présentera l'ouvrage étudie et les hypothèses de calcul, passant par la justification du dimensionnement de ses éléments .

Une conclusion générale clôturera notre mémoire.

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

ANALYSE DE COMPORTEMENT DES PAROIS AVEC CLOUAGE

I.1 INTRODUCTION

Les techniques de renforcement des sols par clouage ont connu un développement important depuis une dizaine d'années dans les domaines de la stabilisation des pentes et du soutènement des excavations. A ces deux types d'applications correspond la valorisation au départ intuitive de deux modes préférentiels de fonctionnement du clou : la flexion dans le premier cas(Figure I. 1), la traction dans le second(Figure I. 2).

Le clouage est une technique de renforcement des sols en place, destinée à améliorer la stabilité de pentes naturelles ou artificielles, et consistant à introduire dans le terrain des inclusions (appelées aussi clous ou armatures), rigides et passives, qui ont pour effet de limiter les déformations du sol. [2]

Dans un massif renforcé, on qualifie d'activé la zone qui se déforme et de résistante, la partie rigide. Les mouvements du sol peuvent être très faibles ou plus étendus, la zone active peut rester stable ou au contraire, s'effondrer suivant la nature et la qualité du renforcement. Les inclusions sont mises en place de manière à ce que leurs extrémités soient ancrées (par frottement) dans la zone résistante. Elles sont ainsi capables de reprendre les efforts moteurs dus au poids de la zone active. La surface qui sépare les deux parties est la surface de rupture potentielle (ligne en bidimensionnel).

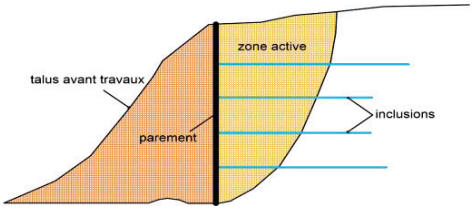


Figure I. 2 Application du clouage au soutènement de fouille

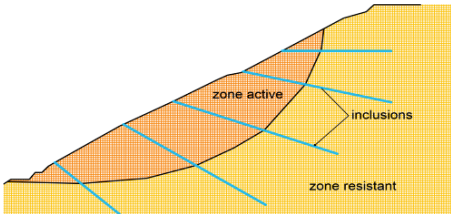


Figure I. 1 application du clouage à la stabilité de pente

I.2 MISE EN ŒUVRE:

Les règles de l'art de la méthode de clouage imposent le respect du principe suivant : Perturber au minimum le terrain en place au cours du chantier, de manière à tirer profit des caractéristiques mécaniques initiales (LOUIS1981). [2]

Un chantier de clouage se décompose en périodes (Figure I. 3) qui elles-mêmes se divisent en plusieurs phases(tableau I. 1) :

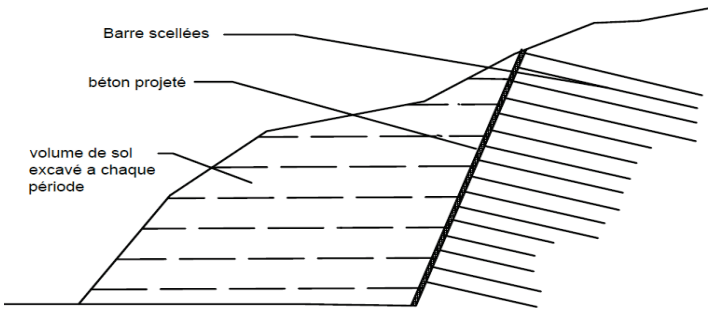
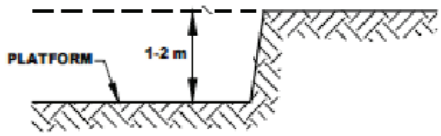
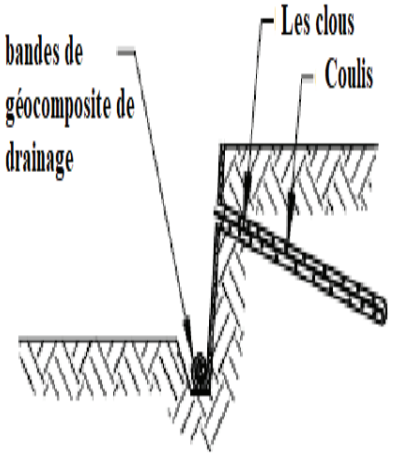
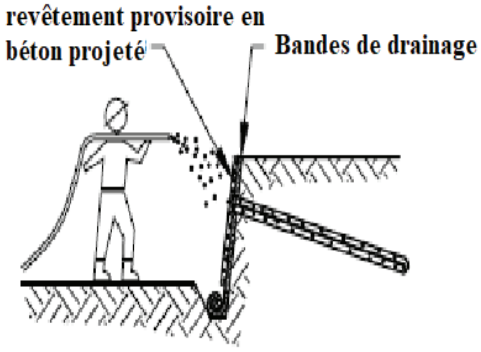
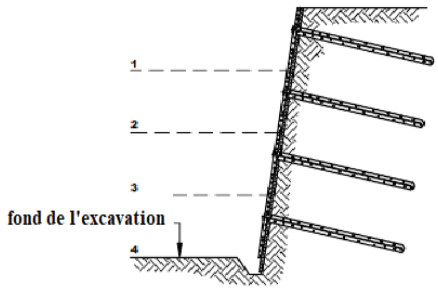
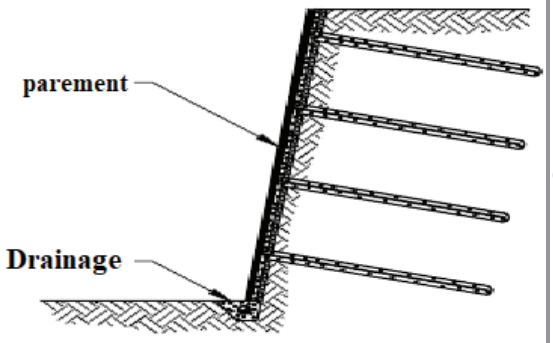


Figure I. 3 Schéma de principe d'un soutènement de fouille par clouage ,les travaux se divisent en périodes

tableau I. 1 phasage de la mise en œuvre des clous *[1]* .

Phase	Description de la phase
 Premier terrassement en général sur 1,5 à 3 m de hauteur(hi).	L'excavation initiale est effectuée à une profondeur pour laquelle la face de l'excavation a la capacité de rester sans support pendant une courte période de temps, généralement de l'ordre de 24 à 48 heures. La profondeur d'excavation est généralement comprise entre 1 et 2 m . La largeur de la plate-forme excavé doit être suffisante pour permettre l'accès à l'équipement d'installation.
	Les trous de forage sont forés à une longueur, un diamètre, une inclinaison et un espacement horizontal spécifiés à partir de cette plate-forme excavée.
	Installation des clous. Les barres de clous sont placées dans le trou pré-percé. Les centreurs sont placés autour des clous avant l'insertion pour aider à maintenir l'alignement dans le trou. Un tuyau de coulis est également inséré dans le trou de forage à ce moment. Lorsque les exigences de protection contre la corrosion sont élevées, une gaine en plastique ondulé peut également être utilisée pour fournir un niveau supplémentaire de protection contre la corrosion. Le trou de forage est ensuite rempli de coulis de ciment à travers le tube. Le coulis est généralement placé sous gravité ou basse pression. Avant l'étape 4 , des géocomposites de drainage sont installées sur la face d'excavation à peu près à mi-chemin entre chaque ensemble de clous adjacents.. Les bandes de drainage s'étendent jusqu'au fond de l'excavation où l'eau collectée est acheminée via un drain de pied loin de la façade d'excavation .
	Construction d'un revêtement provisoire en béton projeté. Un système de revêtement temporaire est ensuite construit pour supporter la section de sol à ciel ouvert avant la prochain excavation. Le parement provisoire le plus typique consiste en une couche de béton projeté légèrement renforcée, généralement de 100 mm d'épaisseur.

	Construction des niveaux ultérieurs. Les étapes 1 à 4 sont répétées pour les couches d'excavation restants. À chaque couche d'excavation, la bande de drainage verticale est déroulée vers le bas jusqu'à la couche suivante.
	Construction d'un parement définitif et permanent. Une fois que le fond de l'excavation est atteint et que les clous sont installés et testés en charge, un revêtement final peut être construit. Le revêtement final peut être constitué de béton armé coulé en place ,de béton projeté armé ou de panneaux préfabriqués.

Avantages et inconvénients de la technique :

tableau I. 2 avantages et inconvénients de la technique de clouage

Avantages	inconvénients
• Moins perturbation de la circulation et ayant moins d'impact sur l'environnement par rapport aux autres techniques de construction. • Il n'est pas nécessaire d'encastrer un élément structurel sous le fond de l'excavation comme dans les tirants d'ancrage. • L'installation de clous est relativement rapide et utilise généralement moins de matériaux de construction. • Ajustements faciles de l'inclinaison et de l'emplacement du clou peuvent être effectués sur le terrain sans compromettre le niveau de sécurité . • Le clouage du sol est avantageux sur les sites avec accès à distance car un équipement plus petit est généralement nécessaire. • les clous de sol sont relativement flexibles et peuvent accueillir des tassements relativement importants. • sont plus économiques que les murs poids.	• Le Clouage des sols ne pas convenir aux applications où un contrôle très strict de la déformation est requis pour les structures et les services publics situés derrière le mur proposé, car le système nécessite une certaine déformation du sol pour mobiliser la résistance; la post-tension des clous de sol peut surmonter cette lacune dans la plupart des cas, mais cette étape augmente le coût du projet; • Ne sont pas bien adaptés dans le cas où des grandes quantités d'eau souterraine s'infiltrent dans l'excavation en raison de la nécessité de maintenir une face d'excavation temporaire non soutenue;

• le revêtement en béton projeté est généralement moins coûteux que le revêtement structurel requis pour d'autres systèmes de murs.	• Le clouage des sols nécessite des manœuvres spécialisés et qualifiés .

I.3 LIMITES D'APPLICATION :

Les applications de la technique du clouage sont généralement les mêmes que celles des parois moulées, palplanches, etc. Toutes ces méthodes peuvent donc être, lors de l'avant-projet considérées comme variantes. Si le clouage peut techniquement être retenu, il présentera en général des avantages économiques. C'est là son intérêt principal, cause de son développement depuis une dizaine d'années. Ceci est dû au peu de matériaux mis en œuvre (clous, peau de confinement), et au peu de matériel de chantier nécessaire.

la technique du clouage est bien adapté aux applications temporaires ou permanentes suivantes:

- élargissement de la route sous une extrémité de pont.
- réparation et reconstruction de structures existantes.
- excavation temporaire ou permanente en milieu urbain.

Mais cette méthode plus qu'une autre nécessite un cadre de mise en Œuvre spécial. La pérennité de l'ouvrage et même la construction en dépendent.

❖ **Notion de densité de clouage :**

La densité de clouage constitue à notre sens le paramètre le plus représentatif de l'effet de renforcement. Elle s'exprime sous forme adimensionnelle par :

$$d = T/ae\gamma$$

Avec :

T : effort de traction mobilisable par mètre linéaire de clou (kN/m),
a : espacement horizontal des clous (m),
e : espacement vertical des nappes de clous (m),
γ : poids volumique du sol (kN/m3).

De manière physique, et au terme pondérateur γ près, cette notion représente approximativement l'effort de traction développé par mètre cube de massif cloué

I.4 ANALYSE DE COMPORTEMENT :

I.4.1 Champ de déplacements :

En ce qui concerne les expérimentations en vraie grandeur, GOULESCO et al rapporte en 1981 [4] , les résultats obtenus sur une paroi verticale clouée par des cornières battues *(*Hurpinoisè*)* dans des sables sur *5,7 m* de hauts. Deux inclinomètres situés respectivement à trois et sept mètres du parement ont permis de relever Des déplacements variant de zéro à six millimètres Pour le premier et de zéro à quatre millimètres pour le second

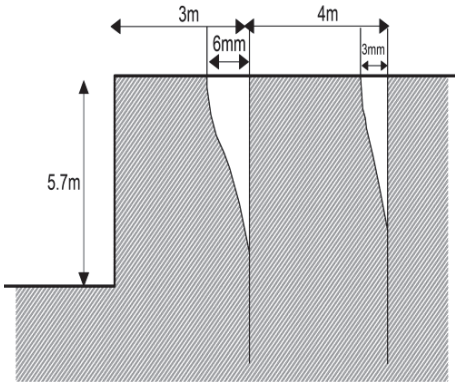


Figure I. 4 les résultats obtenus par GOULESCO

PLUMELLE (1985) [4] a fait des mesures plus complètes sur la paroi expérimentale. Il a en effet mesuré le déplacement du massif par des inclinomètres et celui du parement par relevés topographiques. Comme on peut le voir sur la figure (Figure I. 2)les déplacements sont maximums en tête et décroissent pour devenir nuls en pied de talus.
Ces mesures sont analogues à celles obtenues par GOULESCO en 1981. Pour une hauteur de fouille de *7 m,* le déplacement maximum est de *22 mm* soit trois pour mille de la hauteur.

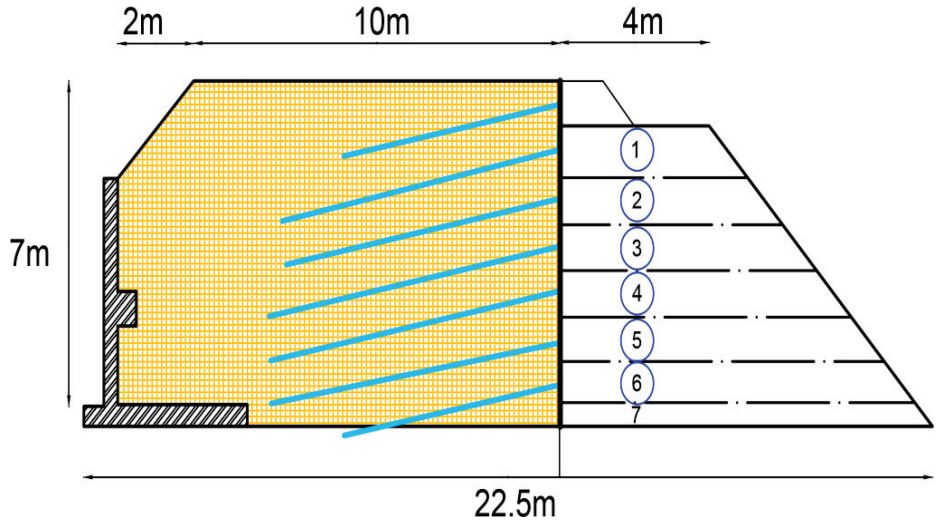


Figure I. 5 Schéma général d'implantation

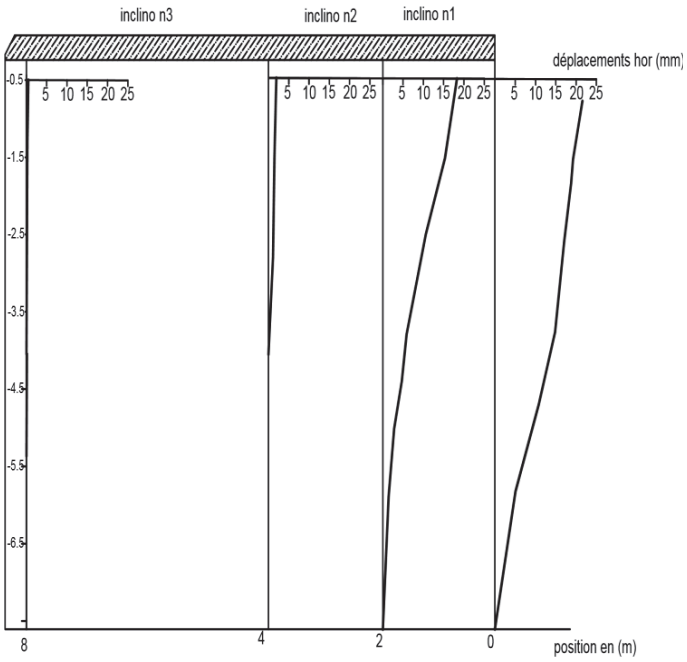


Figure I. 6 déplacements mesurés après la construction et la phase de Fluage les inclinomètres sont places à 0-2-4-8 mètres du parement

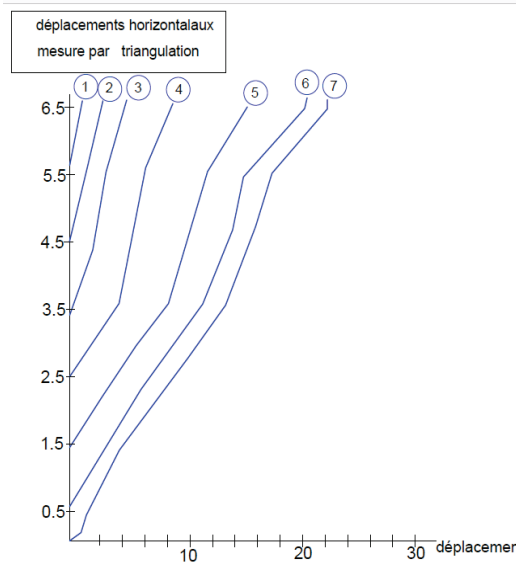


Figure I. 7 Déplacements observés en cours de construction (en haut, au niveau du parement, en bas, au premier inclinomètre

On peut enfin citer les résultats obtenus par STOCKER (1979) [4] sur les parois expérimentales de 6 m. Trois tests A, B et C ont été menés. Dans les trois cas, une surcharge a été appliquée en tête du talus. L'auteur précis que les déplacements intervenus lors de la construction des trois parois (surcharge nulle) ont atteint *17 mm* soit *2,8* pour mille de la hauteur

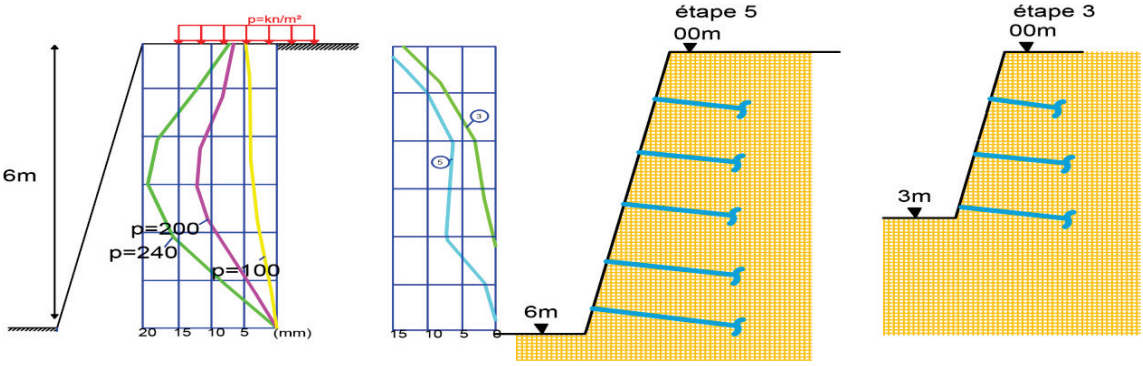


Figure I. 8 Déplacement du parement due à la surcharge et pendant la construction (STOCKER, 1979)

I.4.2 Mécanismes et surfaces de rupture :

Les trois parois clouées présentées sur la figure (Figure I. 3) ont été menées à la rupture. Ces ouvrages, de comportement bidimensionnel, ont été sollicités jusqu'à la rupture par accroissement de la surcharge.

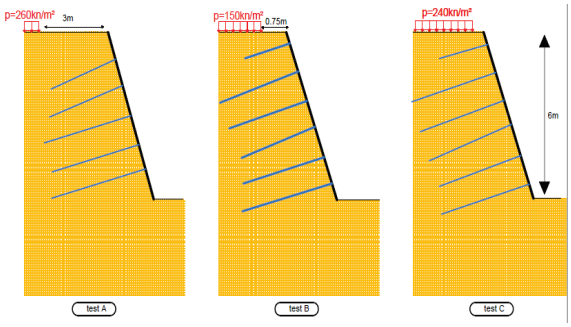


Figure I. 10 schéma général des trois essais en vraie grandeur réalisés par stocker

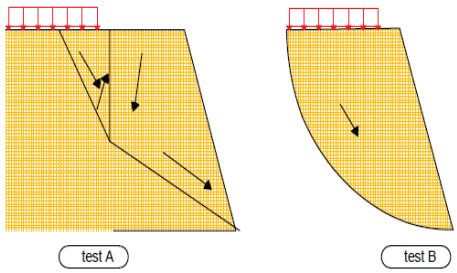


Figure I. 9 Forme de la surface et cinématique de la rupture observée sur le tests A et B (STOCKER 1979)

<u>Ces essais permettent de constater que :</u>

La déformée du massif n'a pas toujours la même allure. Néanmoins il est important, lorsqu'on compare les déformations de différents ouvrages, de bien considérer l'ensemble des paramètres (type de rupture ou de surcharge, position et longueur des clous, etc.), il est clair dans le cas cité de stocker que le mode de surcharge et la position des clous ont une influence sur la déformation de massive .

I.4.3 Interaction sol armatures :

Pour que les inclusions puissent reprendre les efforts qui se développent au sein du massif et ainsi le renforcer, il faut qu'elles soient liées au sol. [4]

Cette liaison se fait par frottement, soit entre le sol et l'armature lorsque celle-ci est battue, soit entre le sol et le coulis lorsque l'inclusion est scellée. Dans ce dernier cas, on suppose que l'adhérence scellement-armature est parfaite, ce qui est généralement le cas.

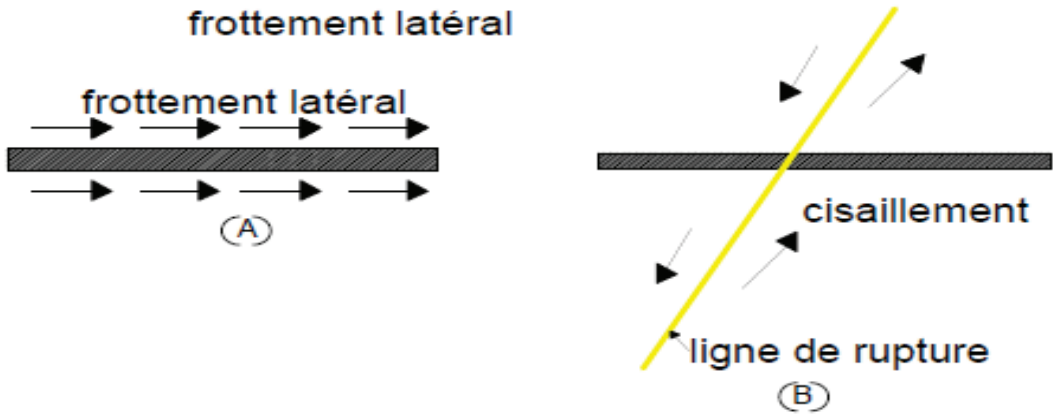


Figure I. 11 Diffèrent efforts s'exerçant sur un clou ((a) frottement, (b) cisaillement)

<u>On peut distinguer sur l'interaction sol armatures :</u>

- Un frottement entre le clou (ou clou+scellement) et le sol, qui se développe sur toute la surface du clou, et qui le met en tension.
- Une réaction, normale à l'axe du clou, due au mouvement différentiel de deux zones de sol qui cisaille l'armature et la fait fléchir.

I.4.4 Frottement le long du clou:

Le frottement sol-armature dépend de plusieurs paramètres :
- l'état de surface du clou.
- la contrainte moyenne dans le sol au niveau du clou.
- la granularité du sol.
- la densité du sol.
- la nature du scellement du clou dans le sol.

Si l'interaction sol-armature vérifiait une loi du type frottement solide, il suffirait de connaitre le coefficient de frottement sol-armature (à partir de l'état de surface de l'armature) pour estimer, grâce à la contrainte normale dans le sol, l'effort de frottement par unité de longueur que peut reprendre le clou.et pour bien estimer le champ de contrainte au long de clous, il faut tenir en compte la dilatance qui modifie considérablement la contrainte normale agissant sur le clou.

Notions de dilatance) :

Le phénomène de dilatance se produit lors du cisaillement de sable dense. Le sol a alors tendance à augmenter de volume. [4]

La dilatance est principalement fonction de :
- l'état de compacité.
- la granulométrie.
- les contraintes normales initiales.

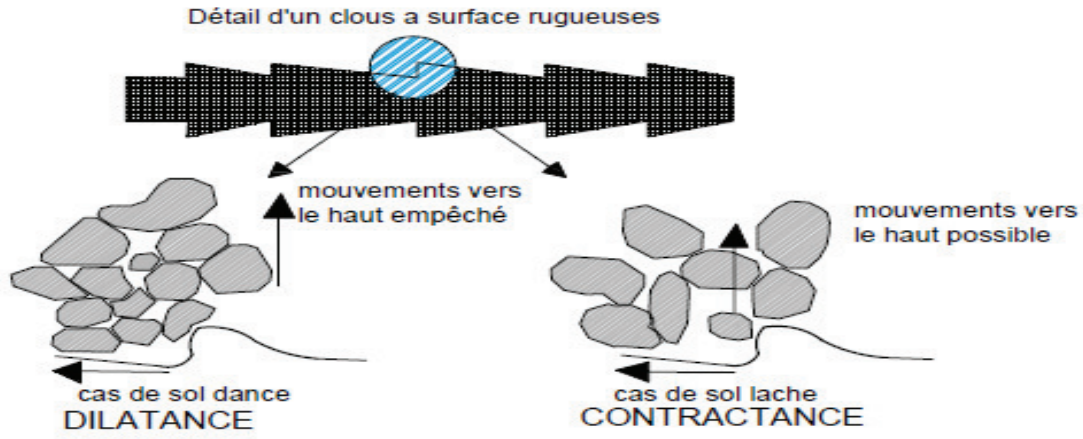


Figure I. 12 Lorsque le sol est dense, il y a dilatance (augmentation de volume) Lorsqu'il est lâche, il y a contractante (diminution de volume)

La dilatance a une grande influence sur l'arrachement d'armatures rugueuses, mais très peu dans le cas d'armatures lisses où le sol glisse plutôt qu'il ne se cisaille. On sait de plus que son effet décroit lorsque la contrainte initiale augmente.

I.4.5 Réaction du sol, normal à l'axe du clou:

Si l'on schématise un massif cloué par une zone active et une zone résistante, lors du déplacement relatif de ces deux zones, la partie du clou qui se situe sur la ligne de rupture travaille en cisaillement. [4]

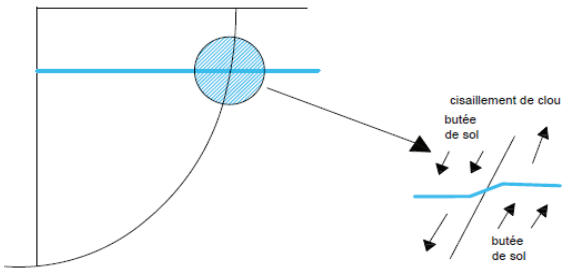


Figure I. 13 Au niveau de la surface de rupture, le clou est soumis à un cisaillement

Plusieurs auteurs ont mené des essais sur des boites de cisaillement pour étudier l'influence de la présence du clou JURAN (1981) [5] a inclus cinq barres verticales, régulièrement espacées dans une boite de cisaillement de *40 cm* de haut. Les barres sont fixées dans le fond de la boite, l'autre extrémité est libre. Les auteurs ont déduit de ces essais que lors du cisaillement, il y a transfert d'effort entre le sol et les barres. Ce transfert s'effectue par une poussée latérale et par des effets de voûte, et met les barres en flexion. L'effort tranchant qui en résulte, au sein des barres, confère au sol une cohésion artificielle. Cette cohésion est négligeable tant que les déformations restent inférieures à 7 % puis elle croit linéairement jusqu'à un maximum atteint pour une déformation de *4 %*.

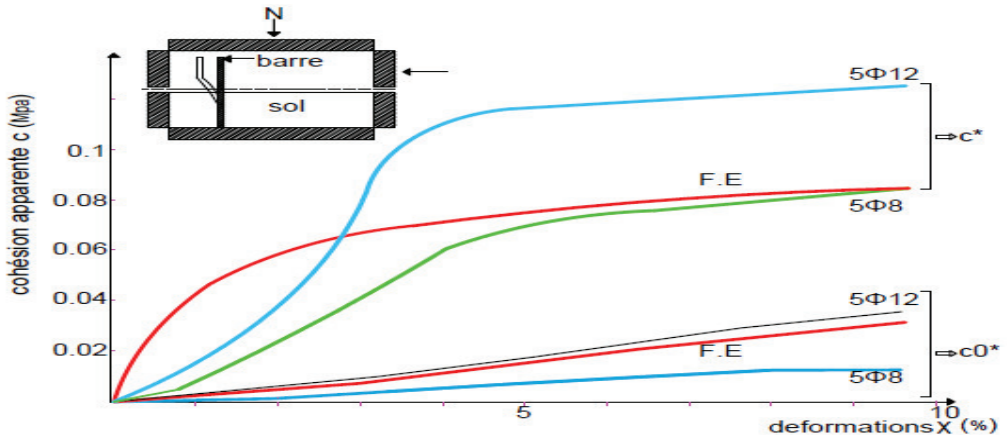


Figure I. 14 Mobilisation de la cohésion apparente C* d'un sol renforce (JURAN 1983)

Les résultats ont montré que :

La mobilisation progressive de la résistance à la flexion des barres donne au sol cloue une cohésion Apparente C* La cohésion globale apparente du sol cloue est effectivement plus grande que celle correspondant à la somme des efforts tranchants mobilises dans les barres. Cette différence est due à ce que la présence des inclusions modifie les champs des déformations et des contraintes dans le sol.

I.4.6 L'effet de l'inclinaison des clous sur la résistance au cisaillement :

Cette relation dont la courbe représentative a toujours la même allure, dépend pour un sol donné de l'état de contrainte. Comme on peut le constater, l'accroissement de résistance au cisaillement dû au renforcement passe par un maximum qui vaut environ *33* ° pour le cas présenté. Par ailleurs, il a été vérifié que pour certaines orientations, la présence du clou affaiblit la résistance au cisaillement du sol. [4]

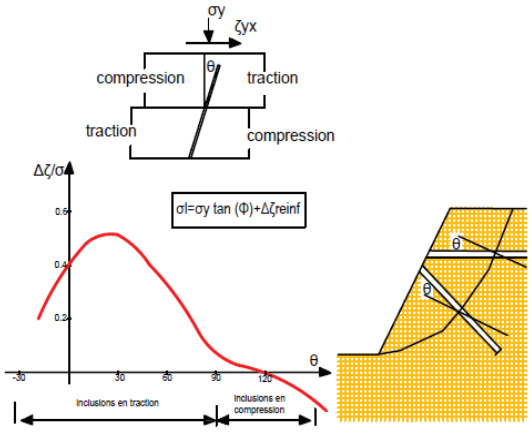


Figure I. 15 accroissement de la résistance d'un sol renforcé en fonction de l'inclinaison des armatures (JEWELL1980)

Lieu des efforts maximums dans les clous :

Quelques chercheurs ont instrumenté des parois et mesurés [4] , à l'aide de jauges de déformation, les efforts dans les clous. En effet, dans la partie résistante, le frottement sol-clou tend à empêcher le clou de glisser. Alors que dans la zone active, c'est le clou qui tend à retenir le sol (effort de gauche à droite), les principes de base de la résistance des matériaux permettent d'affirmer que la répartition des efforts à l'allure présentée sur le *figure I.16*

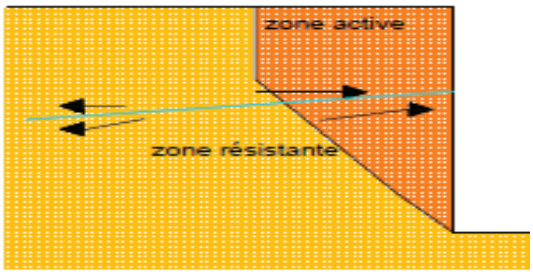


Figure I. 18 Représentation des efforts du clous

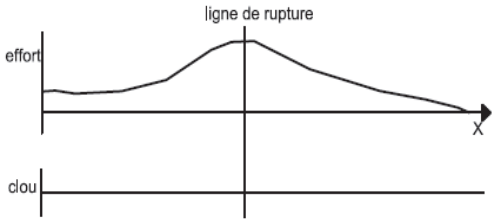


Figure I. 17 Allure des efforts de frottement le long du clou

GOULESCO (1979) [4] a mesuré, sur des barres munies de jauges, les déformations maximales. Les résultats sont présentés sur la figure (Figure I. 4)On constate que le lieu des tractions maximales varie avec la profondeur , et comme précédemment que les armatures ne sont pas sollicitées uniformément

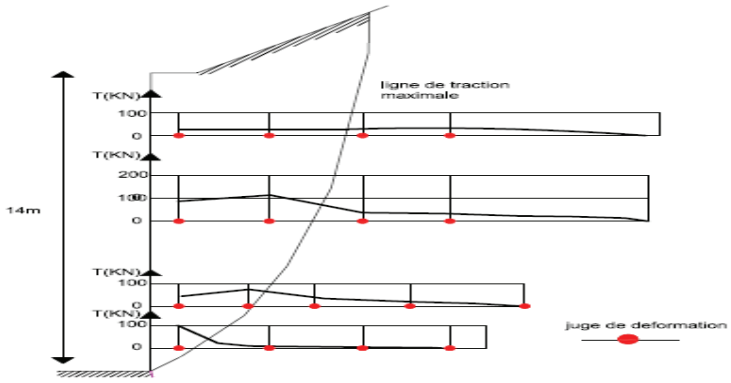


Figure I. 19 mesure des déformations des clous selon GOULESCO (1979)

I.4.7 Essais d'arrachement :

I.4.7.1 Comportement global :

Suivant que l'inclusion (ou le coulis en cas de scellement) a une surface lisse ou rugueuse et suivant la nature du sol, la courbe effort-déplacement d'un essai d'arrachement présente un palier ou un pic à partir d'un certain seuil de rugosité, le frottement sol-armature est égal au frottement interne du sol, et l'on retrouve les courbes classiques.

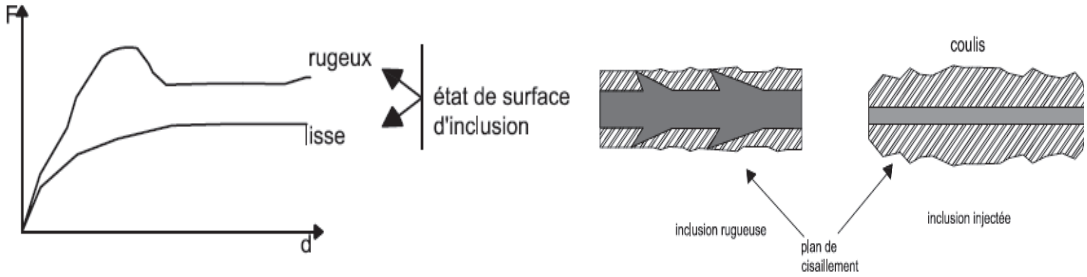


Figure I. 20 Courbes types d'essais d'arrachement

Il est clair que l'effort d'arrachement dépend du mode de mise en place du clou. On peut déduire au vu des résultats exposés ci-dessus, que les barres scellées offrent une plus grande résistance à l'arrachement que des cornières battues. Il y a deux raisons à cela :

- en cas de scellement, le coefficient de frottement est égal à tan(φ) alors que pour des cornières battues, il est inférieur.
- la surface latérale de l'inclusion est plus grande en cas de forage (Diamètre 0,15m) et de scellement qu'en cas de battage.

Tableau I. 3 Frottement latéral limite sol-clou mesuré lors d'essais d'arrachement et comparé aux valeurs de calcul (règles pressiométriques) *[5]* .

Nature et caractéristiques des terrains	Effort unitaire d'arrachement T (kN/m)	Frottement latéral limite mesuré T (kPa)	Frottement latéral Calcul par les règles pressiométriques (kPA)
CLOUAGE PAR BARRES BATTUES			
Sables limoneux ($\varphi' = 33°$ Pl = 1,8 Mpa)	15 à 20	100 à 120	30-80
Éboulis argileux Pl = 2 à 2,5 Mpa		40-80	20-30
Limons argileux Pl = 0,5 à 1 Mpa		40	
Moraines	10-17	80-100	
Eboulis de schistes Pl = 0,6 à 1 Mpa	4 à > 10	20 a >50	
CLOUAGE PAR BARRES SCELLÉES			
Remblais en sable limoneux Pl estimé 1 Mpa	20	60-75	80
Remblais marneux Pl = 0,3 à 1 Mpa	12	40-50	20-30
Limon Pl = 0,5 Mpa		60	60
Limon Pl = 0,35 à 0,45 Mpa		70	80
* Limon argileux Pl = 0,5 à 1 Mpa		40 à 90	60-80
* Argile plastique Pl = 0,3 Mpa		40	40
Eboulis argileux Pl = 2 à 2,5 Mpa		40-80	30-80
Marnes Cu = 150 à 300 kPa Pl = 2 Mpa	> 30	> 100	150-200
Marnes compactes Pl = 1,5 à 3 Mpa	> 30	> 100	150-200
Marno-calcaires Pl = 3 MPa c' = 20 kPa $\varphi' = 35°$	130	320	200
Moraines glaciaires	15-20	>50	80-120
Moraines compactes P, = 3,5 Mpa	>180	600	150
Moraines moyennement compactes Pl 0,8 Mpa	70-90	125-165	80

I.5 EXEMPLE D'APPLICATION (Calcul de stabilité par logiciel) :

L'exemple sera traiter à l'aide de logiciel (slide 6.0) [6] Dans cette analyse a l'aide de logiciel slide, on va définir le coefficient de sécurité minimale selon la méthode de bishop et voir son variation en changeant quelque paramètres De clouage (longueur, espacement, angle avec le parement) .

Ce logiciel utilise la méthode de l'équilibre limite pour déterminer le coefficient de sécurité (**Fs)**selon le principe suivant :

$$F = \frac{\text{somme des moments résistants}}{\text{somme des moments moteurs}}$$

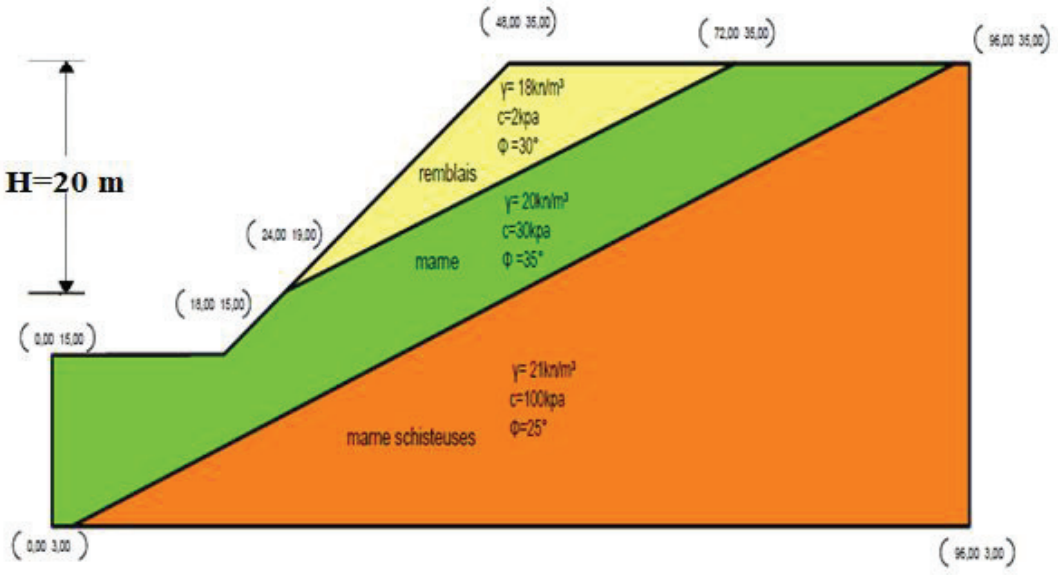
Tableau I. 4 la rentrée de model et la sortie des résultats pour logiciel SLIDE

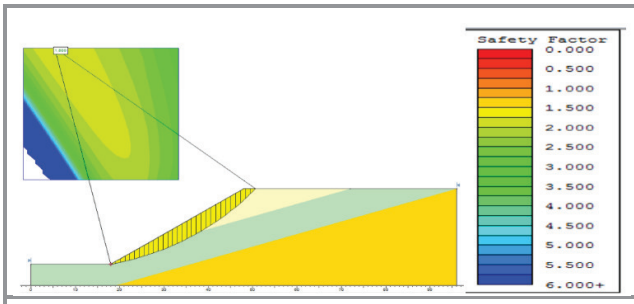
données fournies par logiciel	résultats livrés par logiciel
❖ La méthode de calcul ❖ Les paramètres géotechniques de chaque couche ❖ Les surcharges si nécessaires ❖ Géométrie de talus ❖ La grille de centre de rupture ❖ Le niveau de la nappe phréatique ❖ Le type de confortement et ce après l'analyse de stabilité	❖ Le facteur de sécurité avant et après le confortement ❖ Les cercles de rupture ❖ Les sollicitations sur les tranches ❖ La résistance au cisaillement en fonction de la longueur du talus

I.5.1 Géométrie de model a étudié (input) :

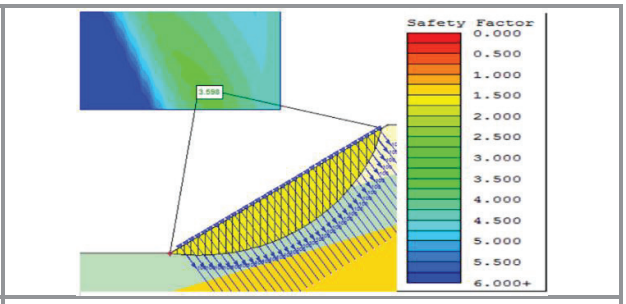
La figure ci-dessous montre une coupe transversale du mur de 20 m d'hauteur .

Les caractéristiques du sol (poids volumique, angle de frottement et cohésion) sont mentionnés dans la figure .





Coefficient de sécurité minimale selon bishop (δ=1,8) pour le model étudie sans clouages

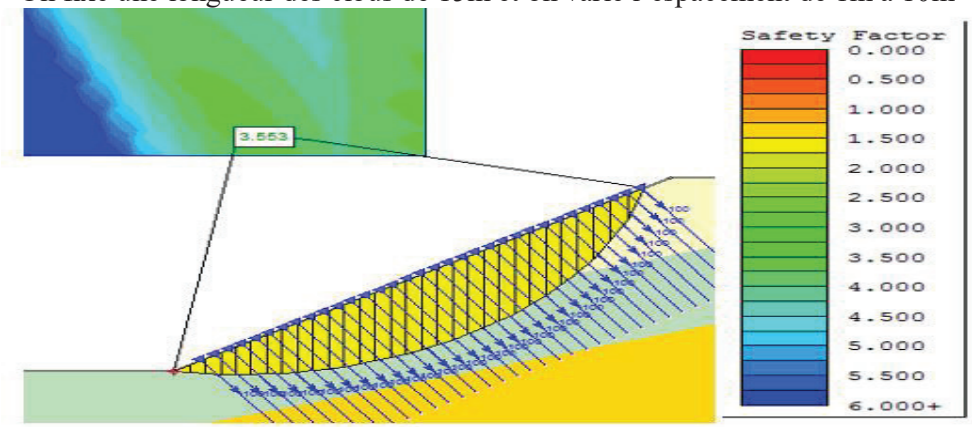


Coefficient de sécurité minimale selon bishop (δ=3,598) avec l'emplacements des clouages

Influence des dispositions des clouages sur le cercles de glissements et le facteur de sécurité qui correspond au chaque cas

I.5.2 Influence de l'espacement :

On fixe une longueur des clous de 15m et on varie l'espacement de 1m à 10m



Coefficient de sécurité minimale pour un espacement des clous de 1m

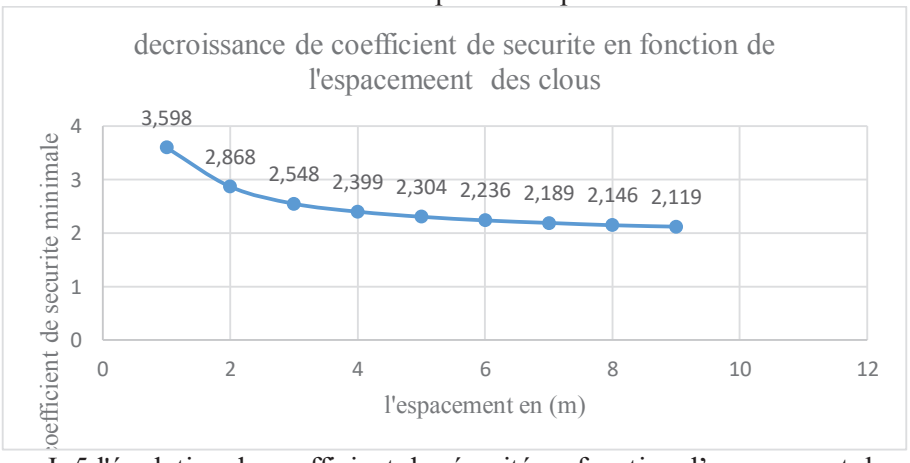


Tableau I. 5 l'évolution de coefficient de sécurité en fonction d'espacement des clous

espacement (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
coefficient de sécurité minimale	3,598	2,868	2,548	2,4	2,304	2,236	2,189	2,146	2,119	2,099

I.5.3 Interprétations des résultats :

D'après les résultats trouvés on constate que lorsqu'on a un réseau des clous très dense on assure un coefficient de sécurité minimale considérable et le coefficient se décroit avec élargissement entre les clous.

I.5.4 Influence de longueur :

On fixe un espacement de 2m entre les clous

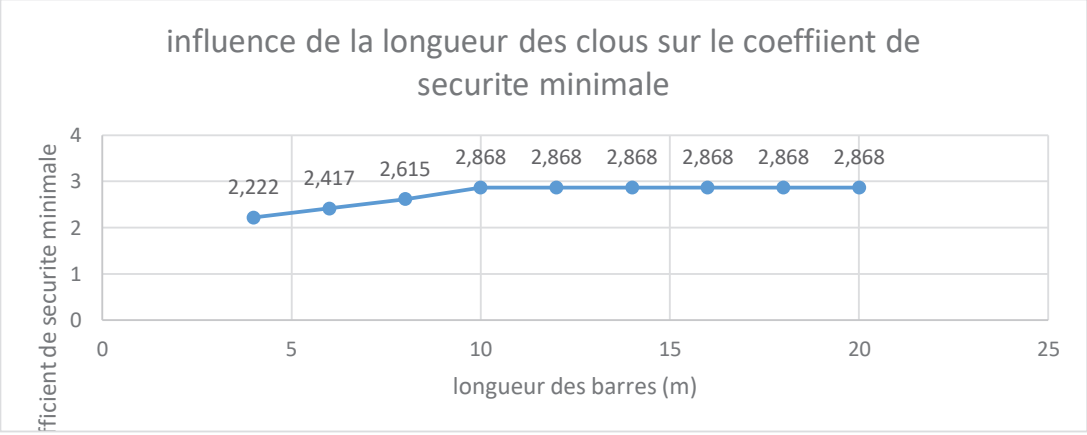
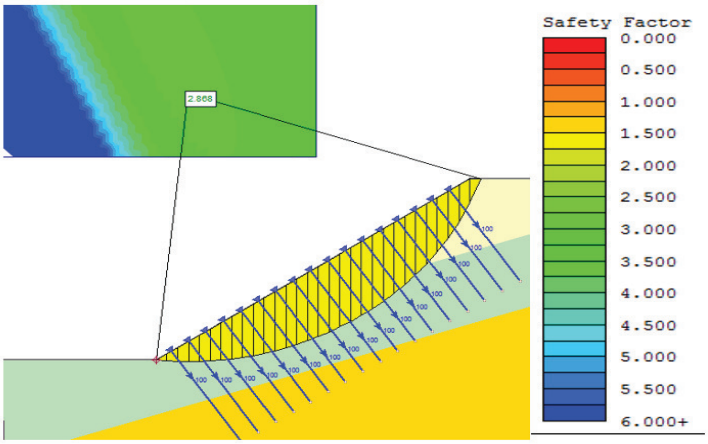


Tableau I. 6 l'évolution de coefficient de sécurité en fonction de l'élancement des clous

longueur (m)	4	6	8	10	12	14	16	18	20
coefficient de sécurité minimale	2,222	2,417	2,615	2,9	2,868	2,868	2,868	2,868	2,868



Coefficient de sécurité minimale pour une longueur des clous de 12m

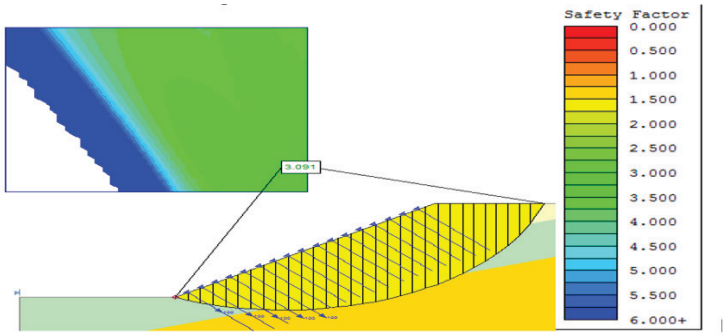
I.5.5 Interprétations des résultats :

D'après la variation de coefficient de sécurité en fonction de la longueur des clous, on

Remarque bien que le coefficient augmente avec la longueur cette augmentation dépend principalement de cercle de glissement. Parce que à partir de certaine longueur des clous (12m), on constate que il y'a pas une variation de coefficient de sécurité malgré que on a placer des clous de grand longueur (14, 16, 18,20m), donc des fois ça sert à rien de placer des clous de grand longueur parce que ils ont pas une influence sur les coefficients de sécurité que on veut atteindre ,c'est un facteur qui dépend de cercle de glissement potentiel .

I.5.6 L'angle de dispositions des clous et son influence :

On fixe l'espacement par 2m et la longueur de clous par 12 m, et on varie l'angle qui fait le réseau des clous avec le parement



Le coefficient de sécurité maximale avec une inclinaison de -80°

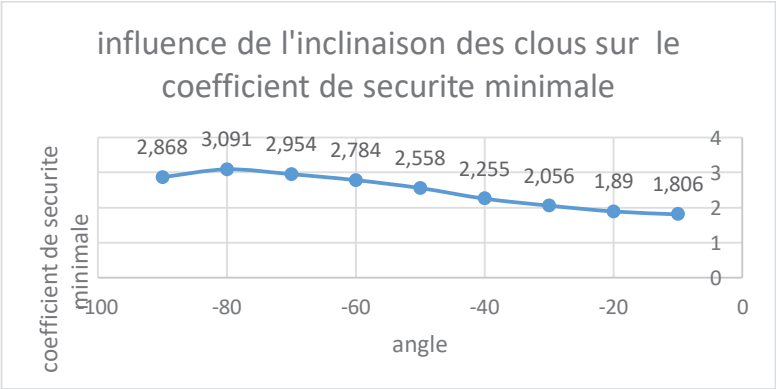


Tableau I. 7 l'évolution de coefficient de sécurité en fonction d'inclinaison des clous.

angle (°)	-90	-80	-70	-60	-50	-40	-30	-20	-10
coefficient de sécurité minimale	2,868	3,091	2,954	2,8	2,558	2,255	2,056	1,89	1,806

I.5.7 Interprétations des résultats :

On constate que le coefficient de sécurité minimale atteint son maximum pour une angle de (-80°) et partir de cette angle on remarque bien que on a une décroissance de coefficient de sécurité minimale, et on remarque aussi que on a des emplacements des clous qu'ont presque aucun fonctionnement sur la stabilité vis-à-vis au glissements (en citant (-20°). (-10°)) .

I.6 CONCLUSION :

Durant cette chapitre nous avons rassemblés quelques connaissances sur le comportement des sols cloués et son influence vis-à-vis de stabilité, d'amélioration de déformation de sol, et son interaction avec le sol, on a vu que le fonctionnement mécanique de clous dépend de plusieurs paramètres (caractéristiques géométriques et mécaniques de clous .la mise en œuvre. Implantation par rapport au parement, la nature et le mode de rupture...etc.).
Mais malgré les nombreuses études et constatations sur ouvrages réalisées depuis plusieurs années, le fonctionnement réel d'un ouvrage de soutènement cloué reste encore assez mal connu et les méthodes d'étude de la stabilité interne se réfèrent à des schémas de fonctionnement simplifies

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1 INTRODUCTION

La réalisation d'un pont s'insère généralement dans une démarche globale de projet routière ou ferroviaire prenant en compte à chaque niveau d'avancement des contraintes environnementales ou naturelles et fonctionnelles de plus en plus détaillées, tout en intégrant un certain nombre d'exigence de qualité architecturale et paysagère.

Cette démarche comprend, de façon générale, trois étapes :

- Le recueil des donnes fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et a l'obstacle a franchi.
- Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques.
- L'étude détail de la solution retenu.

Apres avoir recueilli l'ensemble des données relatives à l'ouvrage, le projecteur cherche les solutions techniquement envisageables en évaluant leur cout et leur aspect architectural. Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur les plans technique, économique et esthétique, il dit bien connaitre l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur cout.

II.2 PRESENTATION DE LA PENETRANTE DE TIZI-OUZOU

La pénétrante de Tizi Ouzou fait partie des projets de pénétrantes autoroutières devant relier l'Autoroute Est-Ouest à plusieurs villes. Celle de Tizi Ouzou qui a été annoncée en 2006 doit relier l'Autoroute Est-Ouest depuis la sortie n°28 dans la commune de Djebahia à la ville de Tizi Ouzou à travers le massif du Djurdjura.

Cette autoroute longue de 48 km traverse les wilayas de Bouira et de Tizi Ouzou avec un profil en 2x3 voies, 23 viaducs et deux tunnels de 950 m et 710 m traversant respectivement les communes de Draâ El Mizan et Aït Yahia Moussa[1]. Cette pénétrante compte aussi 25 km de routes secondaires, 7 échangeurs, 37 ouvrages d'art (dont les 23 viaducs) dont 16 de ces viaducs situés sur la partie prévue dans la Wilaya de Tizi Ouzou.

II .2.1 Consistance du Projet :

II .2.1.1 Lot Route

Tableau II- 1 lot de route

Désignation	Quantités
Linéaire Autoroutier (KM) en 02x03 Voies	48 Km (2x3) Voies dont 36 Km à Tizi-Ouzou
Linéaire Route secondaires et rampes (KM)	25 Km dont 20 Km à Tizi-Ouzou

II .2.1.2 Lot ouvrages d'Art

Tableau II- 2 lot des ouvrages d'art

	Tizi-Ouzou + Bouira 48Km		Partie Tizi-Ouzou 36 km	
Désignation	Unité	Linéaire	Unité	Linéaire
Viaducs	23	10.6 km	16	7.7 km
Ouvrage d'art	16	/	13	/
Echangeurs	7	/	6	/
Passages supérieurs	3	/	3	/
Passages inferieure	4	/	4	/

II .2.1.3 Lot tunnels

Tableau II- 3 lot des tunnels

	Tizi-Ouzou + Bouira 48Km		Partie Tizi-Ouzou 36 km	
Désignation	Unité	Linéaire	Unité	Linéaire
Tunnel	2	1.61 km	16	0.67 km

II .2.1.4 Entreprises de réalisation

- **Groupement ONE** : (OZGUN / NUROL / ENGOA)

II.3 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Notre projet s'inscrit dans le cadre de réalisation de la liaison autoroutière reliant la wilaya de TIZI OUZOU a l'autoroute Est Ouest au niveau de DJEBAHIA sur 48 km situé au P.K 40+585.106 au P.K. 41+230.159. Ce dernier permet de franchir le relief difficile de cette région et donner une conformité du tracé routier.



Figure II- 1 localisation de projet par rapport au trace routier

II .3.1 Description du site de projet :

L'ouvrage se situe dans la région de DJBAHIA (Wilaya de BOUIRA) au P.K. 40+585.106, il s'agit d'un ouvrage de **650 m** de longueur

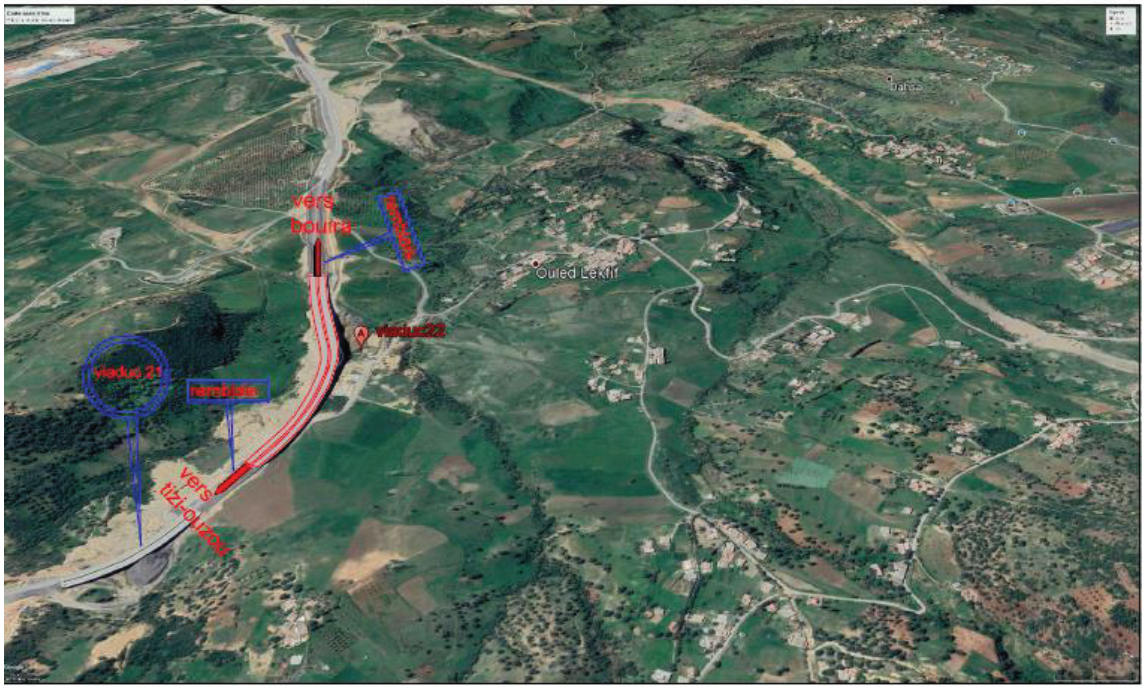


Figure II- 2 vue satellite de la position de l'ouvrage

II .3.2 L'obstacle à franchir :

L'obstacle sur lequel notre ouvrage va être conçu et réalisé, représente une falaise profonde, avec l'existence d'une conduite de gaz au niveau de pk 41+165 et deux passages agricoles qui localisent au pk 40+900 et au pk40+940

II .3.3 Caractéristique de l'ouvrage :

Ce projet s'agit de deux ponts jumeaux. On se contente d'étudier le pont allant de TIZI-OUZOU vers BOUIRA. Les caractéristiques de l'ouvrage fixées par la trace routière de l'autoroute sont :

Viaduc sens TIZI OUZOU vers BOUIRA :

- ✓ Longueur : 650 m P.K. 40+585.106 au P.K. 41+230.159
- ✓ Largeur du tablier : 13,80 m.
- ✓ La pente : -3,4 %.

Viaduc sens BOUIRA vers TIZI OUZOU :

- ✓ Longueur : 650 m du P.K. 40+585.106 au P.K. 41+230.159.
- ✓ Largeur du tablier : 13,80 m.
- ✓ La pente : 3,4 %.

II .3.4 Les données fonctionnelles de projet :

Les données fonctionnelles rassemblent des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement. Pour cela il est nécessaire de définir les caractéristique des voies portées et obstacles franchis.

II .3.4.1 Tracé en plan

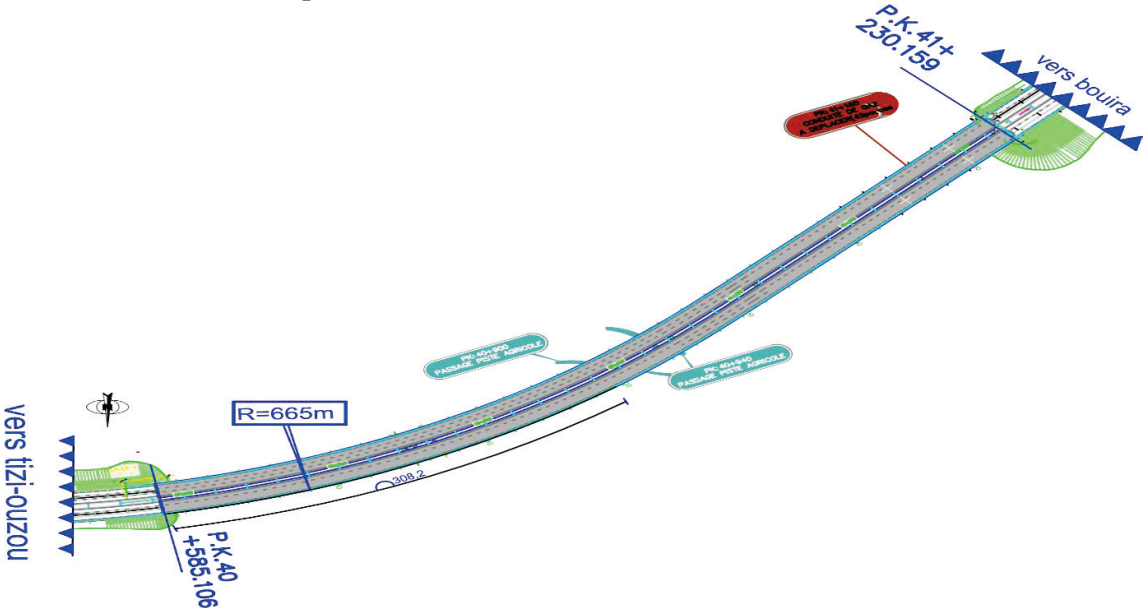


Figure II- 3 trace en plan de l'ouvrage

II .3.4.2 Profil en long :

C'est la ligne située sur l'estrade de l'ouvrage définit en élévation le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte des nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi.

longitudinalement, le tracé de la voie routière présente une pente : **3.4%**

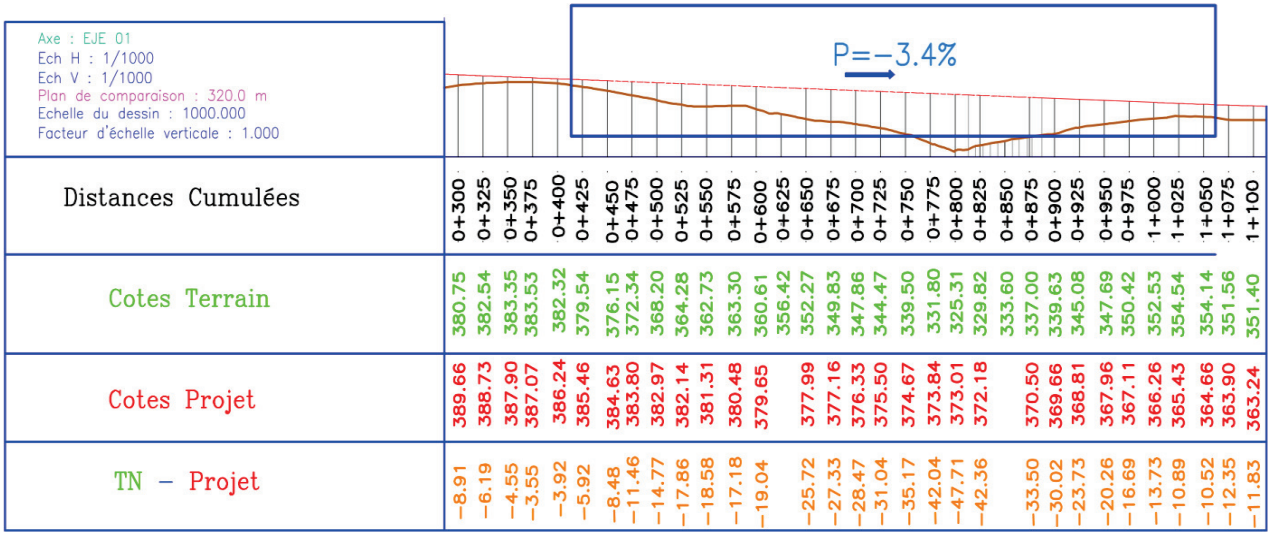


Figure II- 4 profil en long de l'ouvrage cote gauche

II .3.4.3 Profil en travers :

Il définit la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudie car il est très difficile de le modifier (par exemple, de l'élargir)

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- ✓ Chaussée 3 voies : 10,50 m.
- ✓ Bonde séparative : 2 × 1,25m.
- ✓ Largeur rouable : 12.5 m
- ✓ Largeur chargeable : 11.5 m
- ✓ Barrière modèle BN4 16T : 2 × 0,65m.
- ✓ Donc la largeur totale de l'ouvrage est de 30,1 m, soit 13,80m par sens.

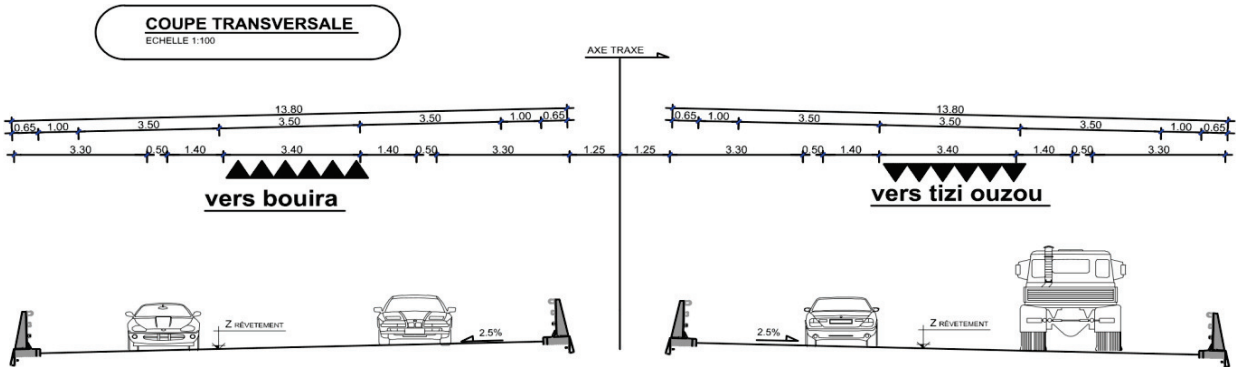


Figure II- 5 profil en travers de l'ouvrage

II .3.5 Les données naturelles :

Les données naturelles sont récoltées directement sur le site du projet, elles sont fixes et inchangées, et nécessaires pour l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage ainsi que l'ouvrage lui-même.

II .3.5.1 Topographie :

Les connaissances topographiques de site sont nécessaires afin d'implanter correctement l'ouvrage, estimer les mouvements de terre et choisir les emplacements les plus adéquats pour les installations de chantier, les accès aux différents parties de l'ouvrage et les aire de préfabrication et de stockage.

Notre ouvrage est implanté dans un terrain accidenté, vue le profil en long de l'ouvrage, on observe bien que la brèche à franchir est de grande hauteur, qui atteint le 47 mètres

II .3.5.2 Géotechnique :

L'objectif de l'étude géotechnique est de définir la nature et stratigraphie du terrain, les propriétés des couches existantes dans la zone d'influence des fondations et les conditions de l'eau phréatique dans chaque point. Sachant que Le calcul des fondations a été réalisé toujours à partir du préssiomètre Ménard.

La stratigraphie du terrain est constituée par deux types de terrain : au début du viaduc, ce dernier est jugé implanter dans matériaux de l'unité T-Q, avec un recouvrement superficiel de sols colluviaux-alluviaux. Par ailleurs, le reste des appuis sont localisés dans l'unité marneuse T3. Il faut citer que la partie superficielle est altérée (T3 alt.) de l'ordre de 6 mètres

En ce qui concerne à la nappe phréatique, elle a été détectée dans deux sondages et elle est localisée autour de 6 mètres de profondeur.

Le sondage SC-B10(2) est localisé près de la culée 1 et le terrain traversé est appartenant à L'unité T-Q

Le reste des sondages SC-B8, SC-B8(2), SC-B8(3) et SC-B9, par contre, ont relevé la présence de l'unité marneuse T3 pour le reste d'appuis du viaduc.

II .3.5.2.1 Essais in situ :

L'investigation utilisée pour l'étude du viaduc, comprend cinq sondages, trois pénétromètres dynamiques (PD-B10, PD-B11 et PD-B12) et deux puits (PB-07 et PB-13), bien qu'un des puits n'ait pas été réalisé à la date de livraison de ce rapport (PD-B13).

Le reste des sondages SC-B8, SC-B8(2), SC-B8(3) et SC-B9, par contre, ont relevé la présence de l'unité marneuse T3 pour le reste d'appuis du viaduc.

En ce qui concerne les propriétés mécaniques de déformation, on dispose d'essais pressiométriques directement réalisés dans les sondages SC-B10(2), SC-B8(2), SC-B8(3) et SC-B9.

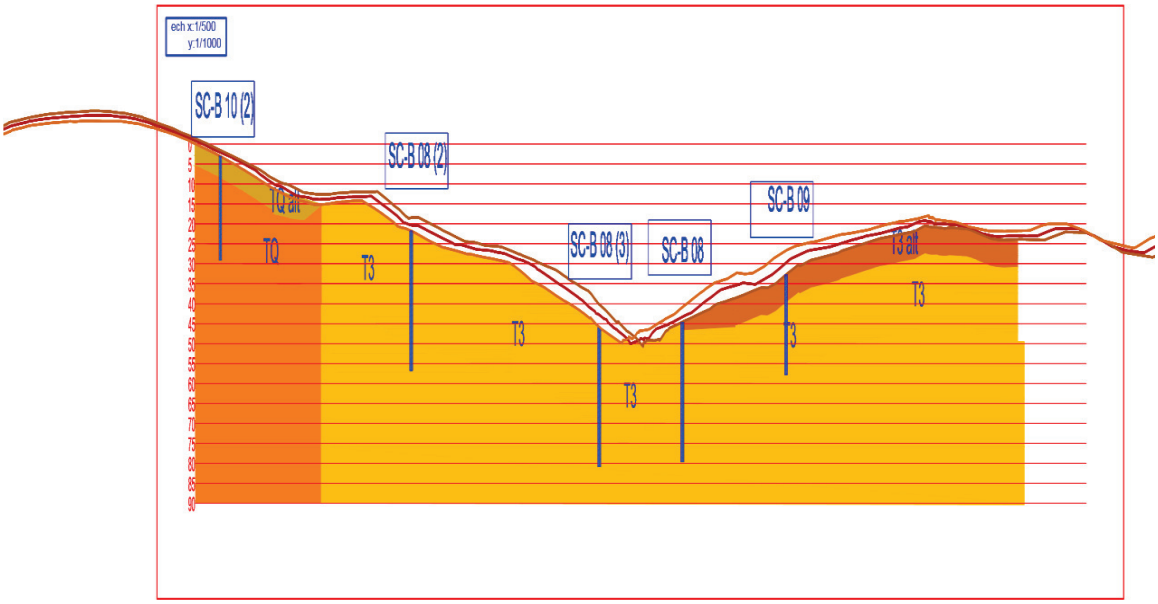


Figure II- 6 coupe lithologique de l'ouvrage

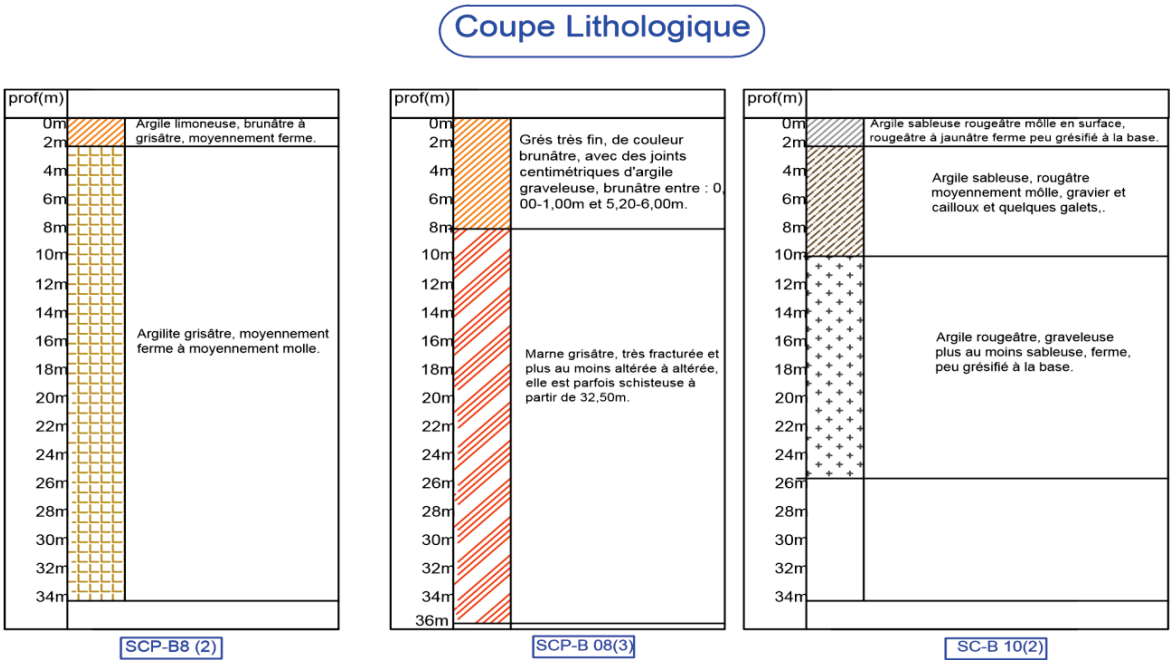


Figure II- 7 la lithologie obtenue pour chaque sondage carottée

II .3.5.2.2 Essais de laboratoire :

Divers essais mécaniques et chimiques ont pu être exécutés selon la nature et la Structure des sols, sur les échantillons prélevés du site, on distingue :

- ✓ Les essais d'identification (GRANULOMETRIQUE PAR TAMISSAGE, L. ATTERBERG)
- ✓ Les essais d'état (densité, teneur en eau, essais chimique)
- ✓ Les essais mécaniques (essai œdométrique, compréhension axiale)

II .3.6 Sismicité du site :

La sismicité de la zone de projet a été déterminée en se référant aux règles parasismiques Algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008). Les ouvrages d'art de la pénétrante sont classés dans l'un des trois groupes définis ci-après :

- Groupe 1 : Ponts stratégiques.
- Groupe 2 : Ponts importants.
- Groupe 3 : Ponts d'importance moyenne.

Selon la norme citée les ponts qui franchissent ou longent d'autoroutes, routes express et voies à grande circulation sont classés comme ponts importants, dedans le groupe 2.

- Zone 0 : Négligeable
- Zone I : Faible
- Zone IIA : Moyenne
- Zone IIB : Élevée
- Zone III : Très élevée

Tableau II- 4 classification de projet selon la sismicité de la zone

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,3	0,4
2	0,12	0,2	0,25	0,3
3	0,1	0,15	0,2	0,25

La carte de zonage sismique, révèle l'appartenance de la région de Tizi-Ouzou à la Zone IIa et, par conséquente, le coefficient d'accélération à prendre en compte est **A = 0,20.**

Avec :

- kh = 0.5 A (%g) = forces horizontales = 0,10 g
- kv = ± 0,3 kh = forces verticales = 0,03

II .3.7 Données climatiques

La température :

Il est indispensable de tenir en compte des effets de la température dans le calcul de l'ouvrage car il intervient au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appuis.

- La wilaya de Bouira connait durant la saison d'été Au cours de l'année, la température varie généralement de 0 °C à 40 °C.
- En hiver, la région connait une moyenne de 10 °C la journée et 0 °C la nuit.



CONCEPTION GENERALE



III.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont s'insère en générale dans une démarche globale de projet routier ou ferroviaire prenant en compte à chaque niveau d'avancement des contraintes environnementales et fonctionnelles de plus en plus détaillées. La conception d'un pont ne peut commencer qu'après une correcte définition de sa fonctionnalité.

Le but de la conception est de proposer différents schémas de ponts réalisables et de décider d'un ou de plusieurs concepts finaux pour un examen plus approfondi pour aboutir à la meilleure solution technique et économique.

Tous pont doivent être « **sécurisé, fonctionnel, économique et esthétique** ».

- La sécurité ne peut pas être compromise ; Un pont doit être sûr sous toutes les charges pour lesquelles il est conçu. Sinon, le pont ne peut pas être ouvert au trafic. La fonctionnalité aussi ne doit pas être compromise. Si quatre voies sont nécessaires, par exemple, il doit prévoir quatre voies.
- L'économie et l'esthétique n'ont pas de normes absolues. Il n'y a pas de « coût correct» d'un pont. Cela varie d'un endroit à l'autre. De temps en temps, et de situation en situation. Donc, ce qui est économique est clairement un terme relatif.

La conception commence par une ardoise vierge - un processus créatif qui teste les capacités d'innovation de l'ingénieur, et qui doit prendre en compte tous les détails du pont dans toutes les phases du début à la fin pour cela, le concepteur est invité à ordonner tous les recueils dans un ordre chronologique pour élaborer une solution qui répond à toutes les sujétions.

III.2. CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE.

Pour franchir un obstacle et Pour vérifier que la conception proposée est réalisable dans les conditions données. On cherche normalement la solution le plus économique respectent les contraintes naturelles imposées. Pour aboutir au meilleur choix la «faisabilité» ne doit pas être restreinte simplement à la stabilité structurelle et à la constructibilité ; il doit également satisfaire aux quatre exigences sécurité, fonctionnalité, économie et esthétique du pont.

Dans le cas de notre franchissement, plusieurs variantes peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous citons les différents critères de choix qui sont :

- L'obstacle à franchir.
- La voie portée : pont (route, rails…..etc.)
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique
- La disposition en plan : droits, bais, courbes.

III.2.1. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage

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

III.3. CONCEPTION DU TABLIER.

Pour la conception du tablier, il y'a une grande gamme du tablier. Nous nous limiterons aux variantes suivantes :

a) Variante 1 : Pont à caisson fermé (à hauteur constante).
b) Variante 2 : pont mixte (bi poutres + dalle en béton armé).
c) Variante 3 : Pont à poutres précontraintes par post tension.

III.3.1. Première Variante : Pont à caisson fermé à hauteur constante (coulé sur place).

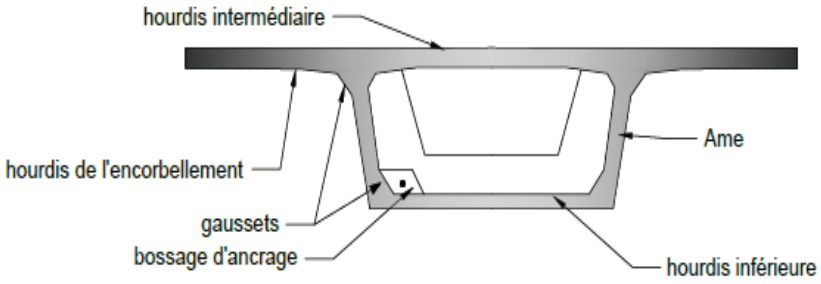


Figure III- 1 Schéma Type D'un Voussoir.

Ce type d'ouvrage est utilisé dans les grandes portées et aux ponts plus larges, où le poids propre du pont doit être minimisé, et dans les situations où leur excellente rigidité à la torsion est particulièrement avantageuse.
Les lignes épurées des voussoirs, sans raidissement extérieur visible généralement donnant une excellente apparence et durabilité, car il n'y a pas de pièges pour la saleté et l'humidité.

On distingue deux grandes familles de tabliers construits par encorbellements : les ouvrages de hauteur constante et ceux de hauteur variable. Le domaine d'emploi **optimal** de ces types de structures va de **50** Mètres à **150** mètres environ, même si des performances très supérieures ont déjà été atteintes sur Certains ouvrages. Le domaine élargi peut aller jusqu'environ **80** mètres pour les caissons de hauteur constante et jusqu'à **220** mètres pour les caissons de hauteur variable [7] .

☞ **Dans notre cas on prend la hauteur constante.**

III.3.1.1. Conception longitudinale :

Pour cette variante, nous avons 11 travées constituées de 9 travées intermédiaires de même longueur **Li = 64 m** et de 2 travées de rive de longueur **Lr = 37,0m**

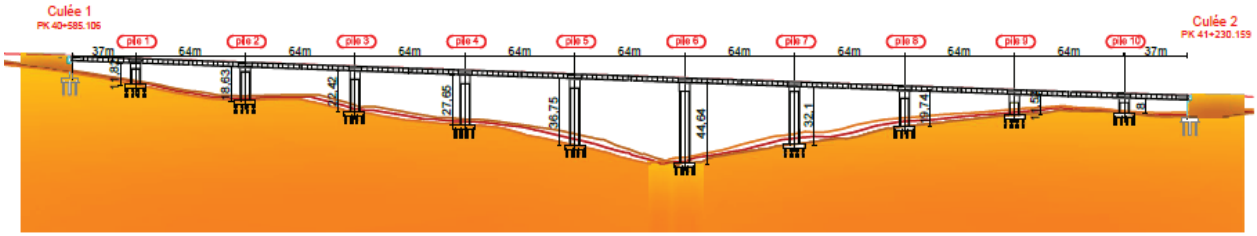


Figure III- 2 Implantation des appuis de la variante 1.

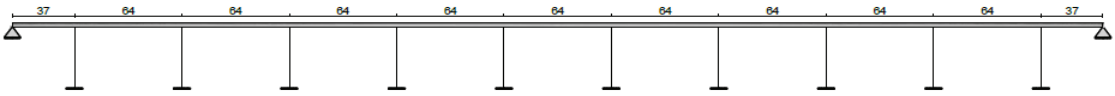
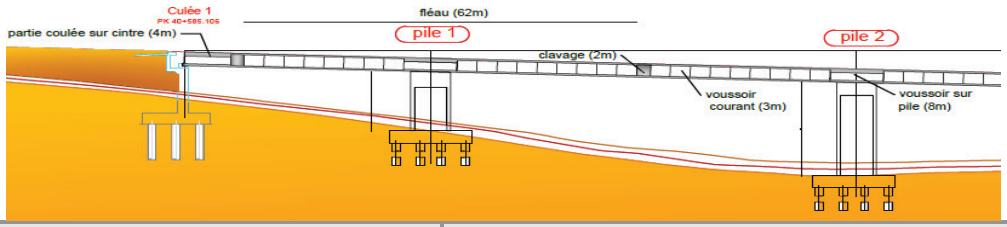


Figure III- 3 Schéma statique de la variante.

- **Découpage des voussoirs :**

Tableau III- 1 Découpage des voussoirs.



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

Nombre de voussoirs :

- 10 voussoirs de 8 m sur piles.
- Pour les traves centrales de 62 m, on aura 180 voussoirs de 3 m de longueur et 11 voussoirs de clavage de 2 m.
- Pour les deux travées d'accès de 37 m, on aura deux parties de 4m coulées sur cintre au niveau des culées ,9 voussoirs de 3 m de longueur et 2 voussoirs de clavage de 2 m.

Ce qui donne au total : 10 Voussoirs sur piles, 180 Voussoirs courant, 11 Voussoirs de clavage et 8m coulées sur cintre.

III.3.1.2. Conception transversale :

Choix du type de caisson :

- ✓ Selon le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003) [8] , Pour des largeurs de tablier inferieure a 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.
- ✓ Les caissons peuvent être rectangulaires ou trapézoïdales, on prendra une section **trapézoïdale**.

❖ PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES SECTIONS :

La section transversale est constituée d'un mono-caisson à 2 âmes légèrement inclinées. Nous pré-dimensionnons le caisson suivant les recommandations du Service d'Etudes sur les transports, les routes et leurs aménagements (SETRA) [8] .

Dans le ouvrages de portée 40 à 70m, les ponts en béton précontraint construit par encorbellement sont généralement avec une hauteur constante (HP=Hc).

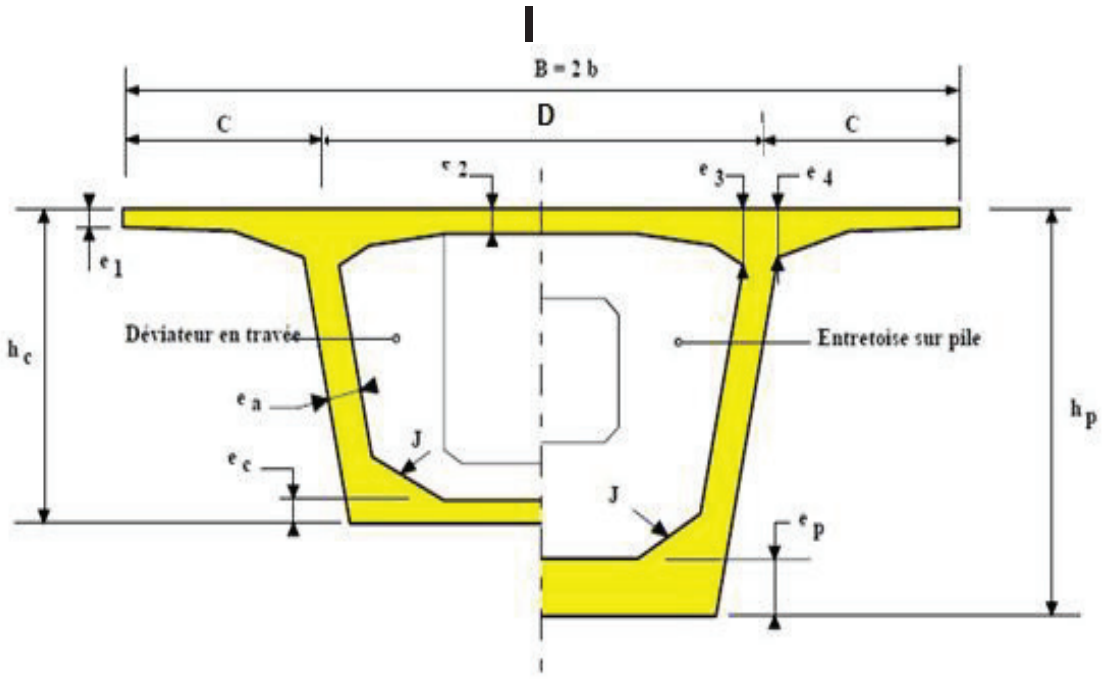


Figure III- 4 Notations des dimensions de la coupe transversale.

Tableau III- 2 Pré-dimensionnement de voussoir.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de voussoir	$\frac{L}{25} \leq Hc \leq \frac{L}{20}$ L : désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée (L=64m).	270cm
Largeur de voussoir	B	1380cm
Largeur de l'encorbellement C	B/4	345cm
Largeur de la nervure de l'intrados D	B-2C	690cm
e1	e1≥16a 18cm	25cm
e2	$\frac{c}{7} \leq e2 \leq \frac{c}{8}$	45cm
e4	$\frac{D}{30} \leq e4 \leq \frac{D}{25}$	25cm
Inclinaison des âmes	Nous avons retenu une inclinaison d'âmes d'une pente de 1 pour 5 (20%)	
épaisseur des âmes Ea	2 (e + 2 d + V) +g et 30 cm minimum avec : e : enrobage des aciers passifs d : diamètre des aciers passifs transversaux du hourdis inférieur V : Cheminée de vibration g : Diamètre de la gaine des câbles	40cm
une épaisseur constante du hourdis inférieur (Ec=Ep)	EC ≥ (3Φ = 3 x 8 = 24cm ; 18cm ; Ea/3)	30cm
Gousset supérieur	$30° \leq \alpha \leq 45°$	$\alpha = 45°$
Gousset inferieur	$25° \leq \alpha \leq 45°$	$\alpha = 45°$

La section transversale est munie des **goussets supérieurs** qui ont généralement comme rôle de remplir plusieurs fonctions :

- Ils épaississent l'hourdis dans des zones ou les efforts transversaux sont importants ;
- Leurs forme d'entonnoir facilite le bétonnage des amés ;
- Ils abritent les câbles de fléaux et assurent leurs enrobage ;
- Ils permettent les déviations des câbles de fléaux qui précédent leurs ancrage ;
- Ils engraissent les nœuds amés/hourdis supérieurs pour que ceux-ci puissent encaisser les efforts dus à la diffusion des câbles de fléau.

Et de **goussets inferieurs** dont la pente est comprise entre 40 et 45° pour favoriser l'écoulement du béton et éviter la formation de nids de cailloux ou de défaut de bétonnage. Leurs rôle est de loger les câbles de continuités intérieurs, en outre de leur rôle mécanique de transition entre les âmes et l'hourdis inferieur.

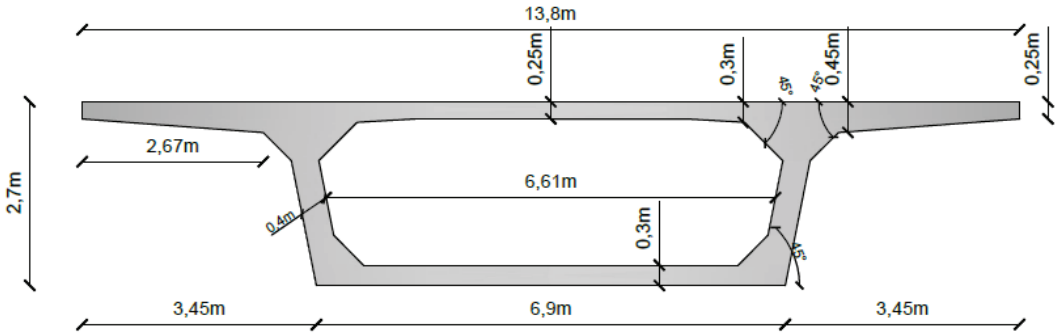


Figure III- 5 Section transversale du voussoir courant.

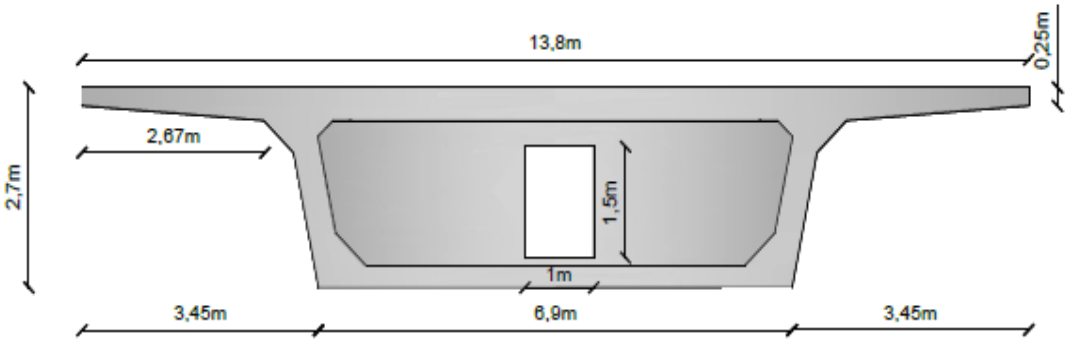


Figure III- 6 Section transversale du voussoir sur pile VSP.

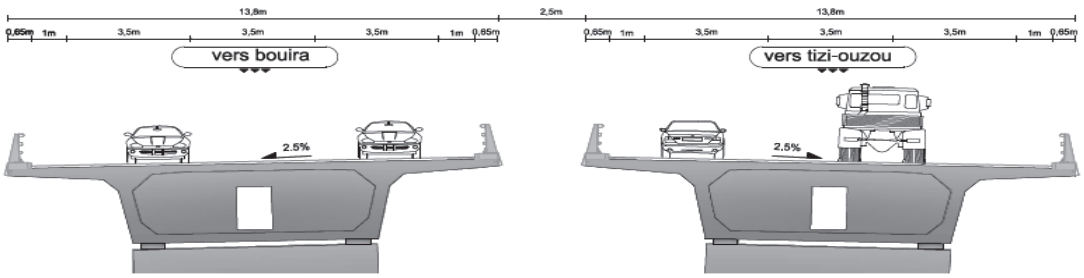


Figure III- 7 Section transversale de l'ouvrage sur pile.

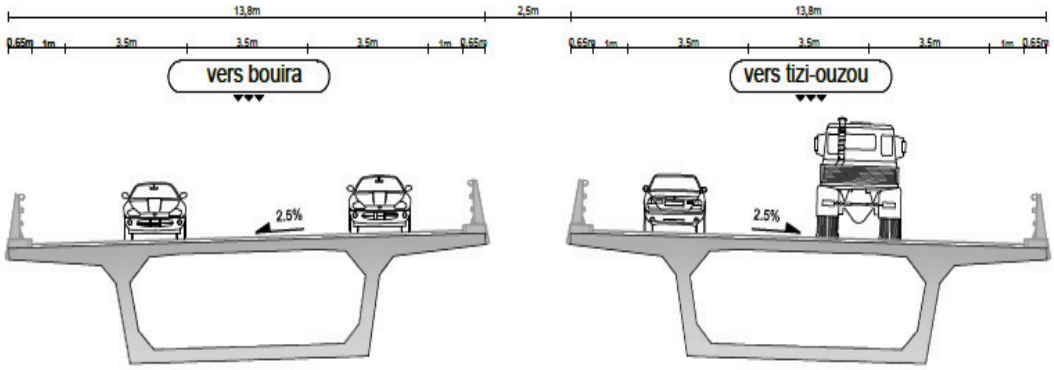


Figure III- 8 Section transversale de l'ouvrage à mi- travée.

III.3.2. Deuxième Variante : Pont mixte bipoutres hyperstatique à Inertie variable.

La structure métallique est composée de deux poutres. C'est, actuellement, la conception la plus fréquente car elle réduit le nombre des assemblages, couteux en temps d'usinage. Un tablier mixte est constitué par l'association d'un squelette métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteur empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport au squelette. La gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes va jusqu'à **110** ou **120m** pour les travées continues et jusqu'à **80** ou **90m** environ pour les travées indépendantes [7] .

Pour les ponts mixtes bipoutres à des travées continues, la longueur optimale des travées de rives comprise entre 0,60 et 0,8 fois la portée des travées intermédiaires [8] .

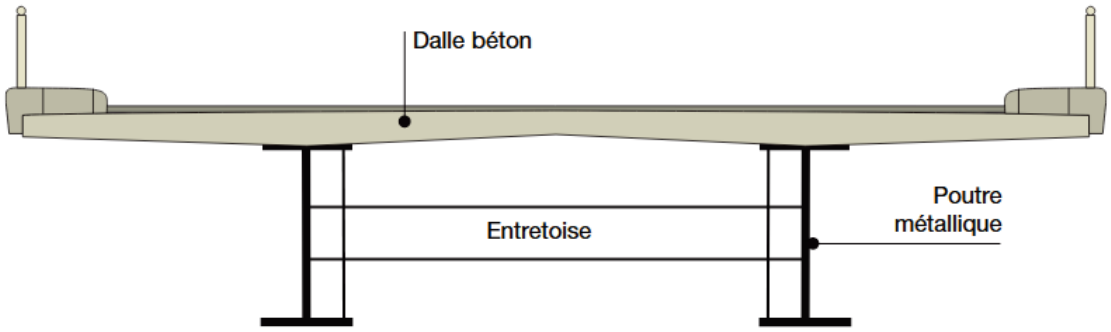


Figure III- 9 Schéma type de la variante bipoutre.

III.3.2.1. Conception longitudinale :

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé de deux structures hyperstatiques de longueur 325 m qui joint au niveau de la pile centrale. En globale, on a 12 travées, distinguant des traves intermédiaires de 60m et des traves de rives et centrale de 42,5m. , ce qui résulte une longueur totale de pont égale à **650 m.**

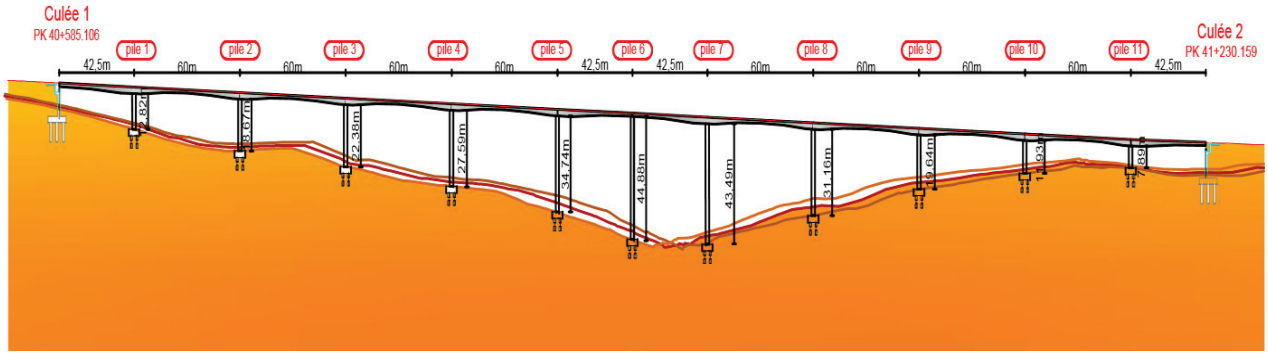


Figure III- 10 Implantation des appuis de la variante 2.

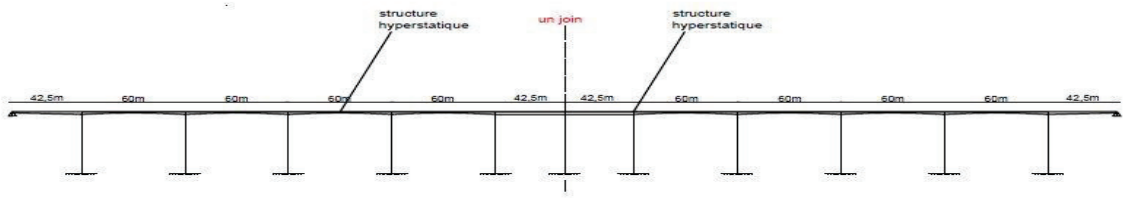


Figure III- 11 Schéma statique de la variante 2.

III.3.2.2. Conception transversale

Selon SETRA si le tablier n'est pas très large (largeur de tablier de 13 m ou 14 m), on peut appuyer la dalle sur les deux poutres seulement, reliées entre elles par des **entretoises**. La dalle dans ce cas peut être d'épaisseur constante ou variable. Une épaisseur raisonnable de dalle (30 cm au droit des poutres, 25 cm à mi- portée) permet un entraxe de poutres jusqu'à 7 m ou 8 m et des encorbellements latéraux jusqu'à 3 m. [8]

.

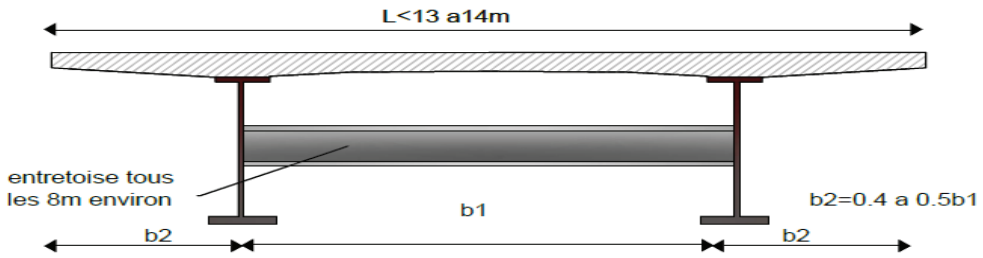


Figure III- 12 Vue transversale des éléments du tablier bipoutres.

On opte pour : **b1 = 8 m**, par conséquence **b2 = 2.9 m**.

- Les entretoises sont espacées de 8 m environ. Elles jouent un rôle important, notamment lors du lancement et du bétonnage du tablier.

❖ **Conception des poutres principales (selon SETRA)** [8] **:**

➢ En partie courante, une poutre en I comporte une âme et deux semelles. Les notations habituellement employées sont représentées sur le dessin de la figure Figure III- 13 :

✓ h : hauteur de la poutre
✓ hw : hauteur de l'âme (variable)
✓ tw : épaisseur de l'âme
✓ bs : largeur de la membrure supérieure
✓ ts : épaisseur de la membrure supérieure
✓ bi : largeur de la membrure inférieure
✓ ti : épaisseur de la membrure inférieure

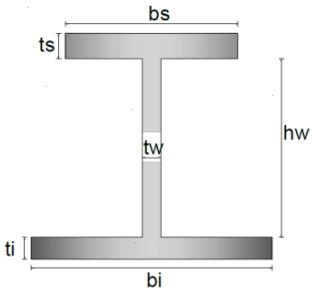


Figure III- 13 notations

De la poutre en I

Du fait de la variation du diagramme du moment fléchissant, il serait plus intéressant de concevoir des semelles n'ayant pas les mêmes sections pour des raisons économiques .

Le diagramme du moment fléchissant dans le cas d'une charge unitaire repartie sur tout le pont change de signé (Figure III- 14)ce qui nous conduit à choisir plusieurs sections de poutre (sur appuis et a mi travée)

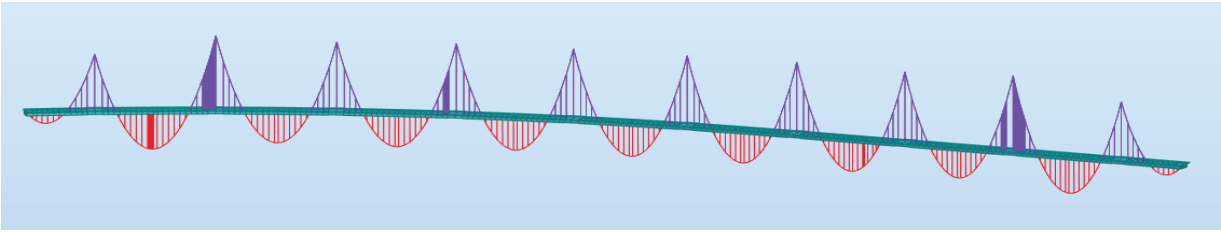


Figure III- 15 l'allure de diagramme de moment fléchissant sous une charge unitaire

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

- ✓ Sur pile : On prend H = $\frac{L}{25} = \frac{60}{25} = 2.4m$.
- ✓ A mi- travée : L/60 ≤ H ≤ L/50 On prend H=$\frac{60}{50}$=1.2m.
- ✓ Sur culée : L/50 ≤ H' ≤ L/40. On prend H=$\frac{60}{50}$=1.2m.

âme :

Sur appui **:** l'épaisseur des âmes dépend des efforts que doit Reprendre la section. Elle est comprise entre 25 et 28 mm en fonction de la portée. ➔ tw=25mm.
En travée : en service, l'effort tranchant est faible. Cependant les âmes sont sollicitées pendant le lancement et ne doivent donc pas être trop fines (pas moins de 16mm). L'épaisseur des âmes à mi- travée est comprise entre 16 et 18 mm. ➔ tw=18mm.

Largeur des semelles :

Les conditions d'usinage et de voilement local conduisent en général à :

- 400 mm <b <1 300 mm
- b/t <30 pour de l'acier E 355 (nuance d'acier)

Semelles inférieures :

Bipoutre a entretoise : largeur semelle inferieure

$$bi = (0.25 + \frac{B}{40} + \frac{Lref}{125})\left(0.92 + \frac{B}{150}\right) (\text{en mm})$$

On prend **bi=1000mm**

Semelle supérieur :

On pourra adopter : bs = bi - 10 cm pour une largeur B du tablier inférieure ou égale à 15 mètres, et bs = bi - 20 cm dans le cas contraire. On prend bs=800mm

Epaisseurs des semelles :

Sur appui : on considérera pour la semelle inférieure tg= b/10, arrondi au 5 mm .L'épaisseur de la semelle supérieure est à peu près identique.

On prend :

- ts (semelle supérieur) =80mm
- ts (semelle inferieur) =100mm

- En travée : à cause des problèmes de fatigue on ne descendra pas en dessous de 25 mm pour la semelle supérieure et de 40 mm pour la semelle inférieure

On prend :

- ts (semelles supérieures) =60mm.
- ts (semelles inferieur) =80mm.

tableau III- 3 Pré dimensionnement des poutres métalliques (des P.R.S)

Elément	Ration usuel	Valeur retenue (mm)
Hauteur sur pile	H = L/25	2 400
Hauteur à mi- travée	$L/60 \leq H \leq L/50$	1200
Hauteur sur culée	$L/50 \leq H' \leq L/40.$	1200
Loi de variation parabolique	$H(x) = H - 2\times(H-H').\left(\frac{x}{\ell}\right) + (H-H').\left(\frac{x}{\ell}\right)^2$	
Epaisseur de l'âme sur appuis	$t_w \geq 0{,}005\times d$	25
Epaisseur de l'âme à mi travée	16 à 18 mm	18
Epaisseur semelle supérieure sur pile	$20 \leq t_i \leq 150$	80
Epaisseur semelle supérieure en travée	$20 \leq t_i \leq 150$	60
Epaisseur de la semelle inferieure sur pile	$20 \leq t_s \leq 150$	100
Epaisseur de la semelle inferieure en travée	$20 \leq t_s \leq 150$	80
Largeur semelle inferieure sur pile	$500mm \leq b_i \leq 12\,00$ mm	1 000
Largeur semelle supérieure sur pile	$400mm \leq b_s \leq 1\,000$ mm	800
Largeur semelle inferieure en travée	$500mm \leq b_i \leq 12\,00$ mm	600
Largeur semelle supérieure en travée	$400mm \leq b_s \leq 1\,000$ mm	800

Tableau III- 4 Récapitulation des épaisseurs des semelles pour les profils métalliques (appuis et à mi- travée)

dimension	notation	Valeur adoptée en travée (mm)	Valeur adoptée en appui (mm)
Epaisseur de la semelle supérieure	ts	60	80
Epaisseur de la semelle inferieur	ti	80	100
Epaisseur de l'âme	tw	18	25
Largeur de la semelle supérieure	bs	600	800
Largeur de la semelle inferieure	bi	800	1000

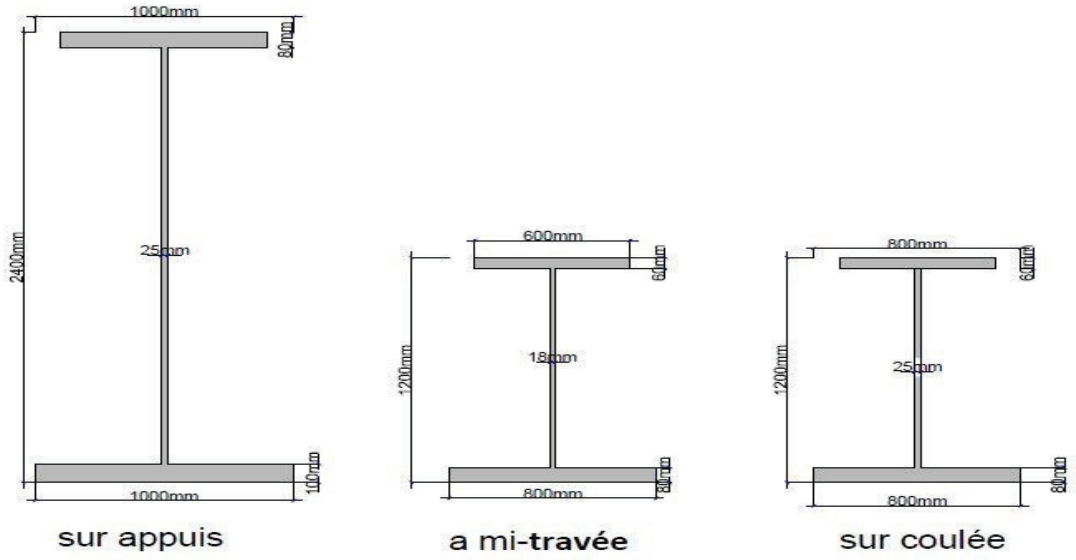


Figure III- 16 détail des poutres.

La loi de variation de la hauteur (Selon SETRA) :

$$H(x) = hp - 2(hp - hc) \times \left(\frac{x}{l}\right) + (hp - hc) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

Variation de la poutre de rive (L=42,5m) :

H(x)=0,00133x²-0,08x+2,4 (variation sur 30m)

Tableau III- 5 Variation poutre de rive (30m).

	Variation de la poutre de rive (30m)							
x(m)	0	6	10,5	15	19,5	21	26	30
h(m)	2,4	1,97	1,71	1,5	1,35	1,31	1,22	1,2

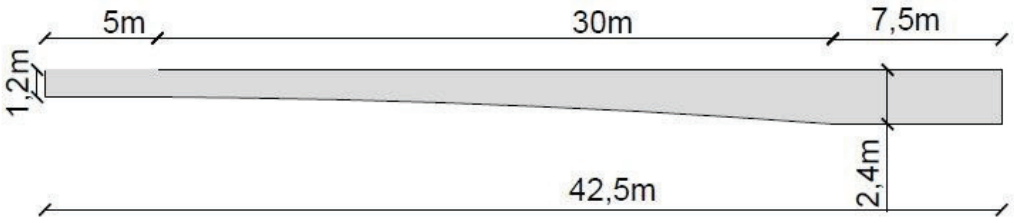


Figure III- 17 Schéma de variation de la hauteur de poutre de rive.

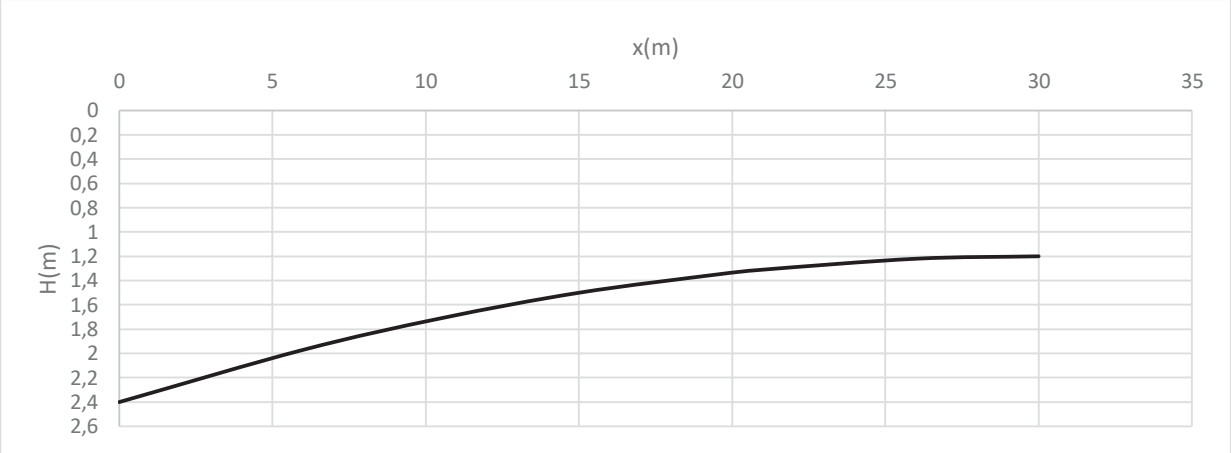


Figure III- 18 variation de la hauteur de la poutre de rive sur 30 m.

✓ Variation de la poutre médiane (L=60 m)

$$H(x)=0{,}001775x^2-0{,}092x+2{,}4 \text{ (variation sur 52 m)}$$

Tableau III- 6 Variation de la poutre médiane (variation sur 52 m)

	variation poutre médiane						
x(m)	0	4,5	9	13,5	18	21	26
H(m)	2,4	2,02	1,72	1,48	1,32	1,25	1,2

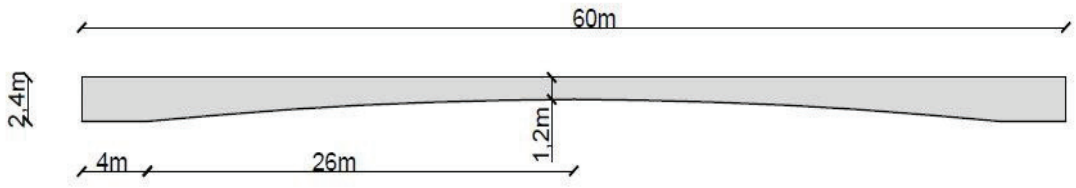


Figure III- 19 Schéma de la variation de la hauteur de la poutre intermédiaire

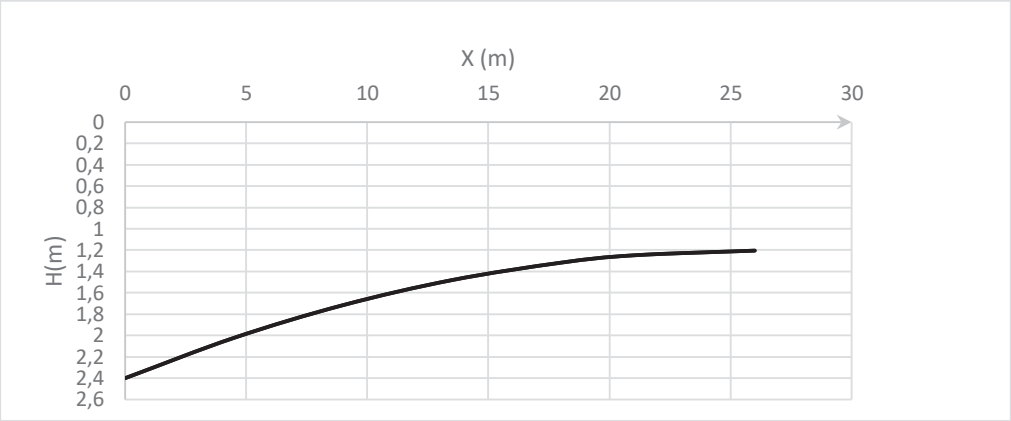


Figure III- 20 variation du la hauteur de la poutre intermédiaire sur 26 m

Les entretoises sont généralement espacées de 6 à 8 m en fonction du risque de flambement latéral des membrures comprimées. Les entretoises courantes sont constituées de profilés laminés (IPE ou HEA en général) de 400 à 700 mm de hauteur. On rencontre souvent des IPE 600.

Donc on prend des IPE 600 avec un espacement de 8m

- **Pré-dimensionnement de la dalle :**

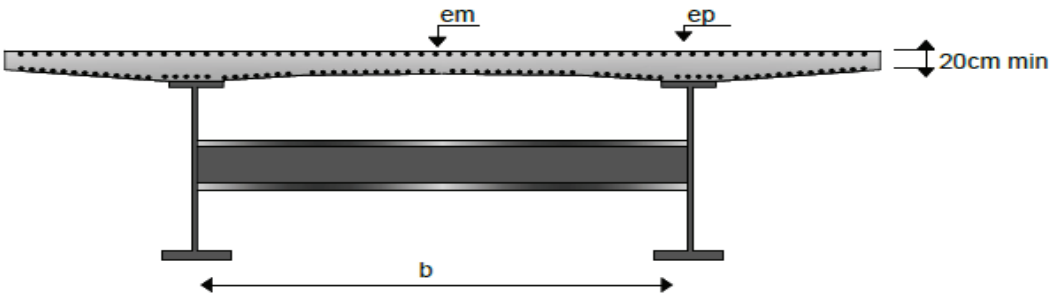


Figure III- 21 section transversale d'un pont mixte

em = 0,12 + L'entraxe/50 (en mètres) au centre ➔ em=25cm
ep = 0,13 + (B - L'entraxe)/26 (en mètres) ➔ ep=30cm

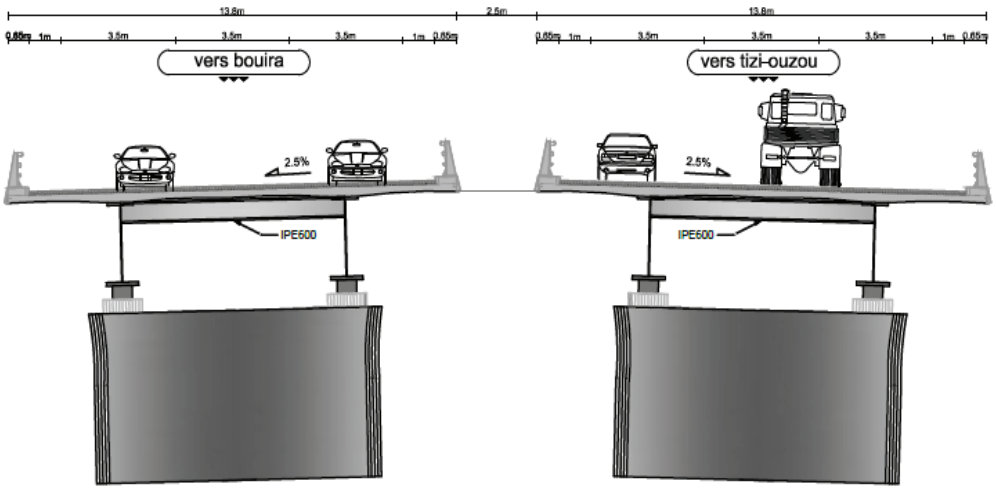


Figure III- 22 Section transversale sur appui de la variante pont mixte

III.3.3. Troisième variante : Pont à poutres précontraintes par post tension.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisées Entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

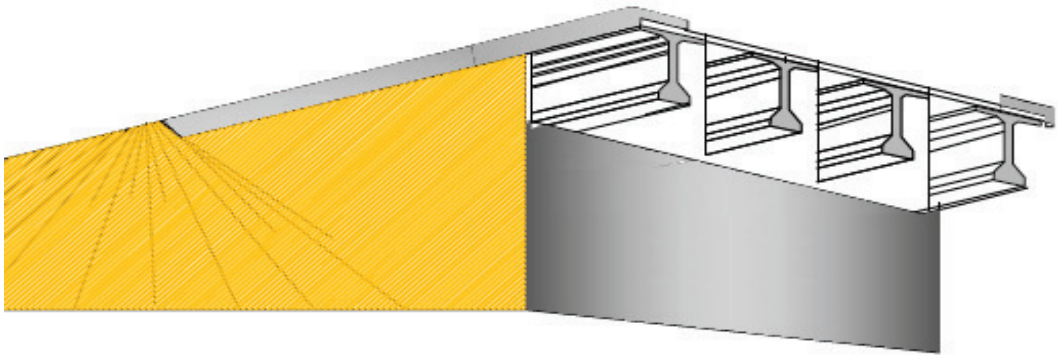


Figure III- 23 Morphologie du tablier.

Les poutres sont le plus souvent parallèles et équidistantes. Elles comportent une large table de compression formant la membrure supérieure et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur. Les poutres ainsi réalisées ont un bon rendement mécanique qui permet à la structure de bien se placer dans la gamme des portées moyennes, à savoir d'une trentaine à cinquantaine de mètres
Les entretoises, dont le nombre est variable, ont pour rôle de raidir la structure transversalement. Leur hauteur est sensiblement égale à celle des poutres.

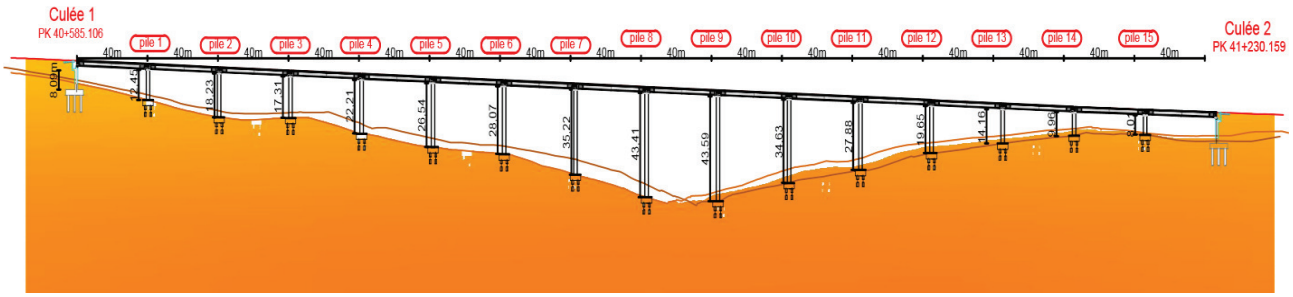


Figure III- 24 Implantation des appuis de la variante 3.

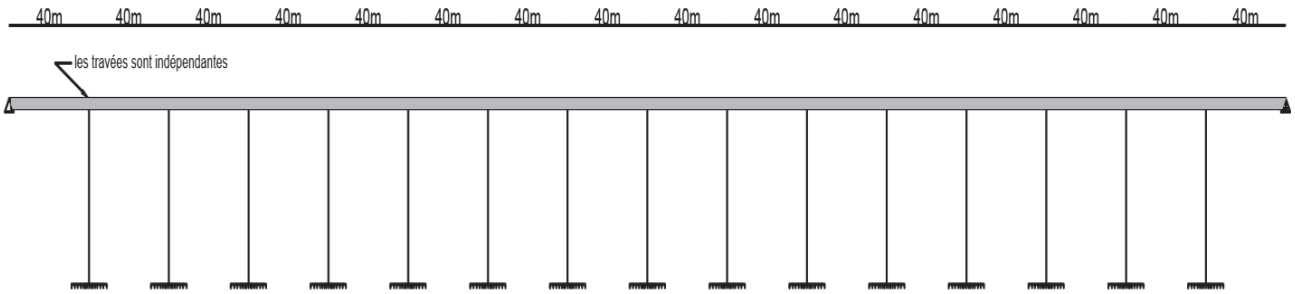


Figure III- 25 Schéma statique de la variante 3.

III.3.3.1. Pré-dimensionnement de la poutre (selon SETRA [8]) :

✓ Le Nombre des poutres :

Le nombre des poutres est déterminé par le rapport entre la distance des poutres de rive et l'espacement entre les poutres :

$$N=\frac{La}{d}+1$$

D : entraxe entre les poutres 1,5≤d≤2,5 (m) on prend d=1,75 m

La : entraxe entre poutre de rive

Donc La =13,8-1,5=12,3m

➢ $N=\frac{12,3}{1,75}+1=$**8**

✓ Elancement de la poutre (Hc) : $\frac{L}{20} \leq Ht \leq \frac{L}{17}$

Avec ht : l'épaisseur de la poutre + l'épaisseur de hourdis

Donc $\frac{40}{20} \leq Ht \leq \frac{40}{17}$ Ht=2,35m Ht=HP+Hh avec 20 ≤Hh ≤30 (cm)

➢ On prend **Hh=25 cm**
➢ Donc **Hp=2,10m**

✓ Largeur de la table de compression : $0,6Ht \leq b \leq 0,8Ht$
➢ Donc on prend **b=1,50m**

✓ Epaisseur de la table de compression (e) : 10≤ e ≤ 15 (cm) On prend **10cm**

- ✓ Largeur de talon : $60cm \leq Bt \leq 90cm$ ➔ $\boldsymbol{Bt = 70cm}$
- ✓ Epaisseur de talon : 10≤et≤20cm ➔ **et=20cm**
- ✓ Epaisseur de l'âme à mi- travée : l'épaisseur dépend aux dispositions constructives conseilles par le BPEL

Ea ≥ 14+ϕ (cm) avec ϕ=8 mm

- ➢ On prend **b0=25cm**

Epaisseur de l'âme à l'about : L'épaisseur de l'âme est maximale au voisinage des appuis (zone d'about) à cause d'a des contraintes de cisaillements maximales

- ➢ On prend **b0 =60cm**

Les goussets :

- Goussets de talon : Le pan incliné du talon doit être relativement pentu (angle), tel que 1≤arctang (α) ≤ 1,5 donc on prend $\boldsymbol{\alpha = 50°}$
- Gousset de table de compression :

En travée : on prend $\alpha = 6°$ on tire **e1 =4cm** **e2 : 10cm**
A l'about : **e3=3cm**

Epaisseur de dalle h0 : en générale 20 ≤ h0 ≤30 (cm)

- ➢ On prend **h0 =25cm**

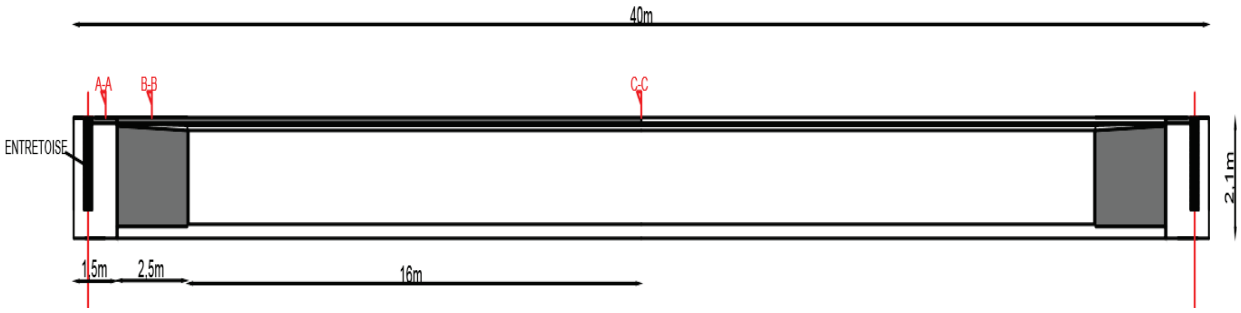


Figure III- 26 vue en élévation de la poutre

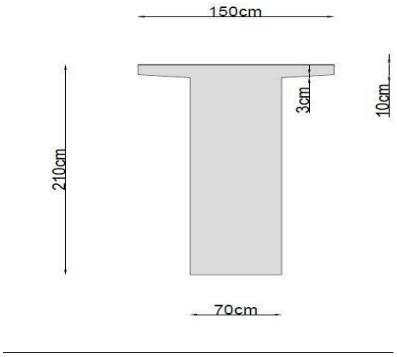


Figure III- 29 à la zone d'about

Coupe (A-A)

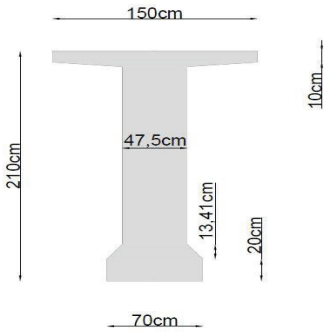


Figure III- 27 à la zone

Médiane coupe (B-B)

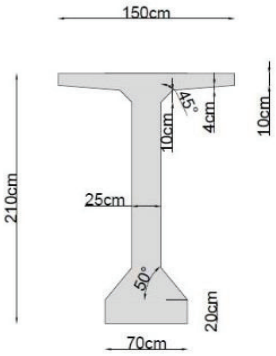


Figure III- 28 à mi- travée

Coupe (C-C)

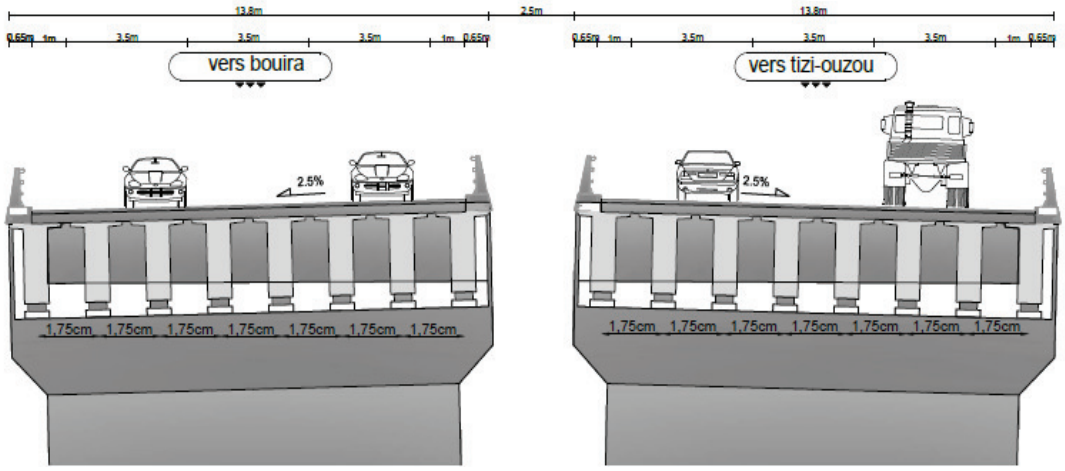


Figure III- 30 Profil en travers de la variante (zone d'appui)

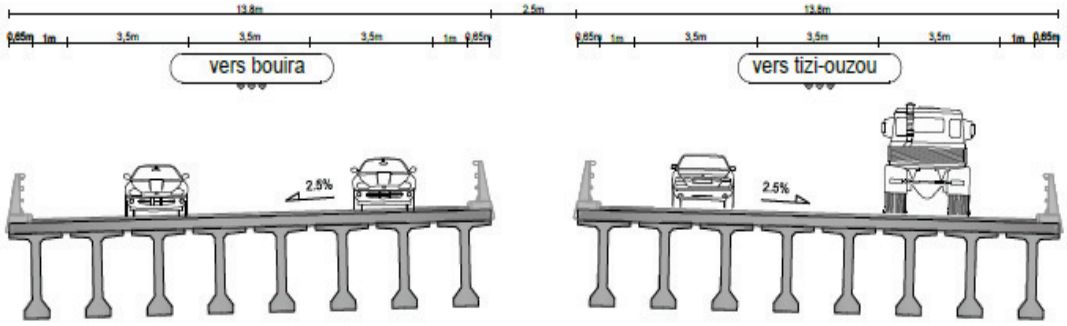


Figure III- 31 Profil en travers de la variante (à mi- travée)

III.4. ANALYSE MULTICRITERE POUR LE CHOIX DE LA VARIANTE OPTIMALE.

III.4.1. L'exécution

1. Pont voussoir (hauteur constante)

Les poutres caissons en béton peuvent être coulées sur place ou préfabriquées et assemblées.

Les poutres préfabriquées sont plus chères que les poutres en béton coulé sur place et ne peuvent pas être utilisés sur des structures courbes.

☞ On utilise Les poutres caissons coulées sur place.

La coulée du caisson in situ est généralement une tâche difficile en ce qui concerne l'accessibilité de la dalle inférieure. La coulée in situ peut être fait soit en coulant la section transversale en une seule coulée, soit en coulant le tablier par étapes, la seconde est considérée comme la méthode la plus courante. Cependant, couler la section par étapes conduira à la fissuration de la deuxième phase en raison de la retenue du béton durci dans la phase précédente. Même si la section est ferraillée pour minimiser la largeur de fissure, elle n'est pas adaptée à une structure précontrainte pour obtenir des fissures à partir de charges permanentes telles que le poids.

❖ Avantages :

- La construction par élément de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier.
- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.
- La construction du tablier s'effectue sans aucun contact avec le sol ce qui permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées.
- Permette une gamme de portée très vaste **(50-140m)**
- Il s'adapte parfaitement aux franchissements biais ou courbes

❖ Inconvénients :

- Technique très délicate qui exige beaucoup de compétence
- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée et matériel spécifique notamment la mise en tension des câbles de précontraintes.

2. Pont mixte bi poutres

L'acier par rapport au béton est beaucoup plus léger et peut être construit à un rythme beaucoup plus rapide.

❖ Avantages :

- Rapidité d'exécution de ce type d'ouvrages
- Fondations plus le poids plus léger de l'acier permettra des fondations plus légères que pour le béton..
- Possibilité de franchir des grandes portées (40-120 m).
- Précision et contrôle dans l'usinage des poutres.
- Efficacité structurelle : en général, il est plus facile de rendre les portées continues dans les structures en acier qu'avec des structures en béton.
- la précision dimensionnelle de la structure.

❖ Inconvénients :

- La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage.
- 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 risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service.

3. Pont à poutres précontraintes (par poste tension).

Avantages :

- Une bonne réutilisation des coffrages.
- Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.
- En particulier, il permet d'envisager des formes des poutres assez élaborées, plus difficiles à Coffrer, mais permettant de faire travailler au mieux la matière

❖ Inconvénients :

- Il s'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbes.
- Pour les grandes portées, les ponts à poutres sont extrêmement coûteux en raison des piles requises pour maintenir les longues poutres. La construction des pilles n'ai pas toujours possible en raison de l'espace limité.
- le coulage en place de telles structures seraient trop complexe et ne serait pas pertinent (non économique).
- La nécessité de qualification de la main d'ouevre pour l'exécution de la précontrainte au même temps la vérification de la mise en tension des câbles.

III.4.2. Entretien

1. Pont voussoir (hauteur constante)

- Une plus grande rigidité structurelle les rend beaucoup moins sensibles aux vibrations.
- Pendant la phase de service, leurs performances sont influencées par un certain nombre de facteurs variant dans le temps tels que le retrait du béton, le fluage et la relaxation de l'acier conduisent alors une perte de précontrainte et une redistribution des sollicitations.
- Le gradient thermique aussi a une influence significative sur le comportement des ponts voussoir
- Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).
- les poutres-caisses sont difficiles à entretenir en ce qui concerne la nécessité d'accéder à l'espace délimité à l'intérieur de la boîte.
- La durée d'utilisation (moins d'entretien) est plus longue.

2. **Pont mixte bi poutres**
   - Il est plus facile d'inspecter et de déterminer l'état structurel d'un pont en acier où tous les composants sont visibles.
   - Le problème du pont mixte est l'entretien périodique contre la corrosion mais ce problème est régler par l'utilisation des pentures de protection à caractéristique résistant au phénomène d'oxydation.
   - ils sont plus sensibles aux vibrations (Le phénomène de la fatigue dans les assemblages).
   - Une surveillance avec visite périodique.
3. **Pont a poutres précontraintes (par poste tension).**
   - l'entretien est demandé dans ce type dans le cas de chocs du camion aux poutres qui nécessitent parfois la mise en place du précontraint extérieur ou le remplacement direct des poutres endommagées.
   - Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie Inférieure

III.4.3. L'esthétique

Ces trois types de ponts ont une forme relativement naturelle et 'intègre de manière satisfaisante dans le paysage, mais on note que l'aspect esthétique est plus intéressant dans le pont **mixte bipoutre** ainsi que le **pont caisson**.

III.4.4. L'économie

III.4.4.1. Devis quantitatif estimatif :

Hypothèses de comparaison :

- les dimensions de la culée sont identiques pour chaque variante
- le poids des chevêtres est identique.
- pour la variante pont bipoutre mixte on a pris une surface équivalente (Seq)
- une densité volumique de béton de 2,5t/m³ et d'acier de 7,87t/m³
- Ratio d'acier utilisé [9] :

Tableau III- 7 Ratio des aciers

Elément	Ratio acier
Semelle	150 kg/m^3de béton
Fût	80 kg/m^3de béton
Pieux	83 kg/m^3de béton
Superstructure pont caisson	130 kg/m^3de béton
Précontrainte pont caisson	50 kg/m^3de béton
Superstructure pont a poutres précontrainte	220 kg/m^3de béton
Précontrainte pont a poutre	1.35 t par poutre
Superstructure pont bi poutre mixte	220 kg/m^3

I.1.1.1.1. Variante 1 : Pont à caisson fermé à hauteur constante.

Principales quantités de l'OA :

Pour chaque pile :

12 pieux de 1200 mm 15.00 m de profondeur
1 semelle (13.8 x 13.2 x 2.50)
1 fût de pile de 9.00 m moyen 327.5 m³

Culée **:**
9 pieux de 1200 mm 15.00 m de profondeur

Infrastructure :

1 **Pieux :**

Volume d'un pieux : V1= $\frac{\pi \times d^2}{4} \times l = 16.96\ m^3$

Nombres totales des pieux n : 138

Volume totale du béton : V2=V1× n =2340.48 m^3

2 **Semelles :**

Volume de béton : $v = 13{,}8 \times 13.2 \times 2.5 \times 12$ =5464.8m³
Acier passive : $v = 150 \times 5464.8 = 819.720\ t$

Coffrage : $s = 2 \times (13.8 + 13.2) \times 2.5 \times 12 = 1620 m^2$

3 **Fût :**

Volume de béton : $v = \quad 327.5 \times 10 = 3406{,}44$m³
Acier passive : $v = 3406.44 \times 80 = 272.51t$
Coffrage : $s = 6018{,}366\ m^2$

Superstructure

Volume de béton : $v = 20{,}85 \times 10 \times 8 + 8{,}7 \times 190 \times 3$ =6627m³
Acier passive : $v = 130 \times 6627 = 861.51t$
Acier active : $v = 50 \times 6627 = 331.35t$
Coffrage : s=17920+2515,2=20435,2 m^2

I.1.1.1.2. Variante 2 : Pont à poutre précontrainte par post tension

Principales quantités de l'OA :

Pour chaque pile (au nombre de quinze)

9 pieux de 1200 mm 15.00 m de profondeur
1 semelle (13.8 x 9 x 2.50)
1 fût de pile de moyen 382.5m^3

Culée :

6 pieux de 1200 mm 15.00 m de profondeur ratio.

Infrastructure :

1 **Pieux**

Volume d'un pieux : V1= $\frac{\pi \times d^2}{4} \times l = 16.96\ m^3$

Nombres totales des pieux n : n= $9\times 15 + 6 \times 2 = 147$

Volume totale du béton : V2=V1$\times n$ =2493.12 m^3

2 **Semelles :**

Volume de béton : $v = 13{,}8 \times 9 \times 2.5 \times 17$ =5278.5m³

Acier passive : $v = 150 \times 5278.5 = 791.775\ t$

Coffrage : $s = 2 \times (13.8 + 9) \times 2.5 \times 17 = 1938\ m^2$

3 **Fût :**

Volume de béton : $v = 382.5 \times 15 = 5737.5$m³

Acier passive : $v = 5737.5 \times 80 = 459\ t$

Coffrage : $s = 6018{,}366\ m^2$

Superstructure :

La dalle :

Longueur totale de l'ouvrage = 650 m,
largeur de tablier = 13.8 m,
épaisseur de la dalle = 25 cm.

Volume de béton : $v = 650 \times 13{,}8 \times 0{,}25$ =2242,5m³

Acier passive : $v = 220 \times 2242{,}5 = 493{,}35t$

Coffrage : s=0,25×650× 2=330 m^2

L poutre et entretoises :

Section d'about (S1)=1,56 m^2 section intermédiaire (S2) =1,18 m^2 section a mi- travée (S3) : 0,84 m^2

Section d'une poutre : A= (S1$\times$ 1.5 + $S2 \times 2.5 + S3 \times 16) \times 2$ =37.46 m^2

Nombres des travées n = 16

Nombre des poutres par travée m= 8

Nombre totales des poutres k=n$\times\ m = 128\ poutres$.

Volume de béton de toutes les poutres : $v = k \times A = 128 \times 37.46$ =4794,88m³

Volume de béton des entretoises : $v = 0{,}3 \times 1{,}6 \times 1{,}4 \times 7 \times 16 = 75{,}26\text{m}^3$

Acier passifs : $v = (4794{,}88 + 75{,}26) \times 220 = 1071{,}43t$

Acier active : $v = 1.35 \times 128 = 172.8\ t$

Coffrage : s= $(5{,}64\times 1{,}5 + 5{,}93 \times 2{,}5 + 6{,}11 \times 16) \times 2 \times 8 \times 16 +$ 1118,6=32106,12 m^2

I.1.1.1.3. Variante 3 : Pont mixte bipoutre a hauteur variable

Pour chaque pile (au nombre de onze)

9 pieux de 1200 mm 15.00 m de profondeur
1 semelle (13.8 x 9 x 2.50)
1 fût de pile de moyen 294.45 m^3

Culée **:**
6 pieux de 1200 mm 15.00 m de profondeur ratio

Superstructure

Volume de béton (dalle): $v = 650 \times 0{,}275 \times 13{,}8$ =2466,75m³
Tonnage des entretoises (125kg/ m³) : $v = 0{,}125 \times 8 \times 81$ =81 t
Tonnage des P.R.S : $v = 0{,}16 \times 650 \times 7{,}85 \times 2$ =1632,8t
Acier passive : $v = 220 \times 2466{,}75 = 542{,}68t$
Coffrage : s=$(13{,}8\times 650) +2\times (650 \times 0{,}275)$=9327,5 m^2

Infrastructure

1 Pieux :

Volume d'un pieux : V1= $\frac{\pi\times d^2}{4} \times l = 16.96\ m^3$

Nombres totales des pieux n : n= $9\times 11 + 6 \times 2$ =111

Volume totale du béton : V2=V1× n =1882.56 m^3

2 Semelles :

Volume de béton : $v = 13{,}8 \times 9 \times 2.5 \times 17$ =4036.5m³

Acier passive : $v = 150 \times 4036.5 = 605.475\ t$

Coffrage : $s = 2 \times (13.8 + 9) \times 2.5 \times 17 = 1938\ m^2$

3 Fût :

Volume de béton : $v = 294.45 \times 11 = 3239.05$m³
Acier passive : $v = 3239.05 \times 80 = 258.842\ t$
Coffrage : $s = 6018{,}366\ m^2$

Tableau III- 8 Estimations des quantités de matériaux pour chaque variante

			volume béton (m³)	acier passif (t)	acier active (t)	coffrage (m²)	tonnage (t)
Pont voussoir	superstructure	voussoir sur pile	1668	216,84	83,4	2515,2	-
		voussoir courant	4959	644,67	247,95	17920,8	-
	infrastructure	Somme					
		semelle	5464,8	819,72	-	1620	-
		pieux	2340,48	194,25984	-		-
		fut	3275,1108	262,008864	-	6018,366	-
		TOTALE	17707,3908	2137,498704	331,35	28074,366	-
Pont a poutre	superstructure	-					
		poutre	4794,88	1054,8736	172,8	30987,52	-
		entretoise	75,264	16,55808		1118,6	-
		dalle	2208	485,76		325	-
	infrastructure	semelle	5278,5	791,775	-	1188	-
		pieux	2492,532	206,880156	-		-
		fut	5738,4288	459,074304	-	10333,752	-
		TOTALE	20587,6048	3014,92114	172,8	43952,872	-
pont mixte	superstructure						
		profil métallique (P.R.S)					1632,8
		ENTRETOISE I.P.E600(125kg/m)					69,86
		DALLE	2466,75	542,69	-	9327,5	
	infrastructure	semelle	3415,5	512,33	-	871,2	
		pieux	2258,54	187,46	-		
		fut	3239,06	259,12	-	6059,46	
		TOTALE	11379,85	1501,59	0	16258,16	1702,66

Tableau III- 9 prix unitaire des matériaux

béton pour infrastructure	18000da/m³
béton pour dalle	23000da/m³
béton pour voussoir et poutre	33000da/m³
acier charpente	350da/kg
acier passif	130da/kg
acier actif	320da/kg

tableau III- 10 devis estimatifs pour chaque variante

	pont voussoir		pont a poutre précontrainte		pont mixte	
	quantité	prix	quantité	prix	quantité	prix
béton pour infrastructure	11080,3908	199447034,4	13509,4608	243170294,4	8913,1	160435728
béton pour superstructur	6627	218691000	7078,144	211498752	2466,75	56735250
acier passif (t)	2137,498704	277874831,5	3014,92114	391939748,2	1501,593298	195207128,7
acier active (t)	331,35	106032000	172,8	55296000	-	-
IPE/PRS (t)	-	-	-	-	1702,6625	595931875
Appareils d'appuis	44	11000000	256	19200000	22	1650000
totale (DA)		880780863.**9**		921104794,6		1009959982

III.5. CONCLUSION :

D'après l'analyse multicritère que on a fait, on voie que la variante pont voussoir a inertie constat en encorbellements successif ,il s'adapte mieux pour ce type de franchissement ,et elle présente des avantage beaucoup plus par rapport à outres variantes surtout sur le plan économique .et de plus la construction en encorbellements successif est très sélectif pour les ouvrages de grande brèche à cause de la facilite technique de ce mode de construction (construire la superstructure sans touchée le sol).

Donc on sélectionne la variante « pont voussoir à inertie constant » comme une variante à l'étude dans les prochains chapitres.



CARACTÉRISTIQUES DES MATERIAUX



`

IV .1.1 INTRODUCTION :

La conception et le calcule d'un pont sont généralement conditionnée par le choix et la qualité des matériaux de construction, donc notre travail dans ce chapitre consiste à donner les caractéristiques du béton et d'acier actifs et passifs.

IV.1.1.1 Documents et règlements :

a) Règles B.A.EL.91 modifies 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des êtas limites.
b) Règles B.P.E.L 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontraint, suivant la méthode des états limites
c) RCPR (règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes).
d) Documents SETRA « service d'étude technique des routes et autoroutes ».

IV .1.2 LES MATERIAUX

IV.1.2.1 Le béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de « colle ». On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques.

Le béton est matériau le plus utilisé dans le domaine des bâtiments et travaux publics

- **Le béton armé :** est un matériau composite constitué de béton et de barres d'acier qui allier la résistance à la compression du béton, a la résistance à la traction de l'acier.
- **Le béton précontraint :** est un matériau composite constitué de béton et de barres d'acier (**acier passive**) et des câbles de précontrainte (**acier actif**)

IV .1.2.1.1 Les caractéristiques mécaniques du béton

Dans notre projet le béton a les caractéristiques suivantes :

- **Poids volumique**

$$\rho = 2.5\ kn/m^3$$

- **La résistance caractéristique a la compression :**

L'atout majeur du béton est sa forte résistance à la compression, on la note **fcj**.
, on peut déterminer la résistance moyenne à la compression du béton **fcj** à l'âge t à partir de la résistance moyenne fc_m à 28 jours, Cette valeur dépend du type du ciment, de la température et des conditions de durcissement
Pour j jours, la résistance caractéristique à la compression se calcule par les relations suivantes :

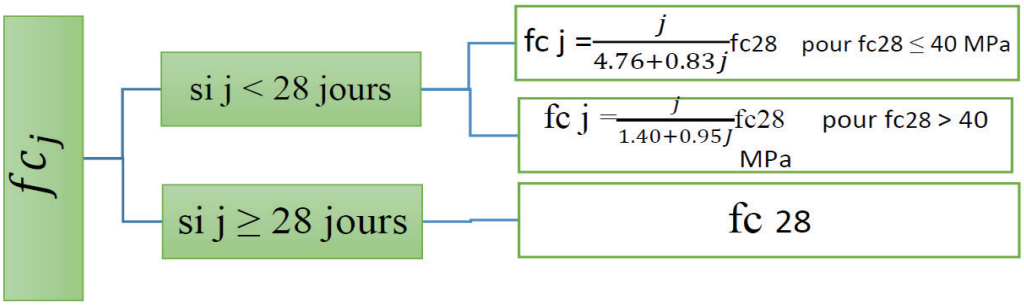


Figure IV- 1 Résistance caractéristique a la compression selon (B.A.E.L 91-REV99°) *[10]*

Dans notre cas :

- Pour les éléments de l'infrastructure (pile/culée) $fc_{28} = 27$ MPA
- Pour les éléments de la superstructure (caisson) $fc_{28} = 35$ MPA

NB : il est conseillé d'utiliser un béton avec une résistance plus élevée dans la superstructure que celle utilisée dans l'infrastructure ; Une raison à cela est que les forces relativement importantes agissant sur la section en béton précontraint demande de grandes dimensions pour résister à la pression. Une résistance élevée du béton permet de minimiser les dimensions, donc minimiser le poids propre de la structure .La résistance élevée empêche également la structure d'avoir de grandes déformations.

- **La résistance caractéristique a la traction**

La résistance caractéristique à la traction [10] à j jour notée ft_j est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.006\, f_{cj}$$

Dans notre cas :

- Pour les éléments de l'infrastructure (pile/culée) $ft_{28} = 2.22\ MPA$
- Pour les éléments de la superstructure (caisson) $ft_{28} = 2.7\ MPA$

IV .1.2.1.2 Contraintes admissible

On fixe la valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun stade de calcul de I 'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible.

IV .1.2.1.2.1 Contrainte admissibles à la compression (E.L.U)

Le diagramme contraintes **(σ_{bc})** déformations **(ε_{bc})** du béton à l'ELU est schématisé si dessous

En générale on utilise le diagramme simplifié (idéalisé) dit « Parabole- Rectangle », et lorsqu'on a besoin d'une évaluation plus précise des déformations et à défaut de données expérimentales probantes, il est nécessaire d'adopter le diagramme réel.

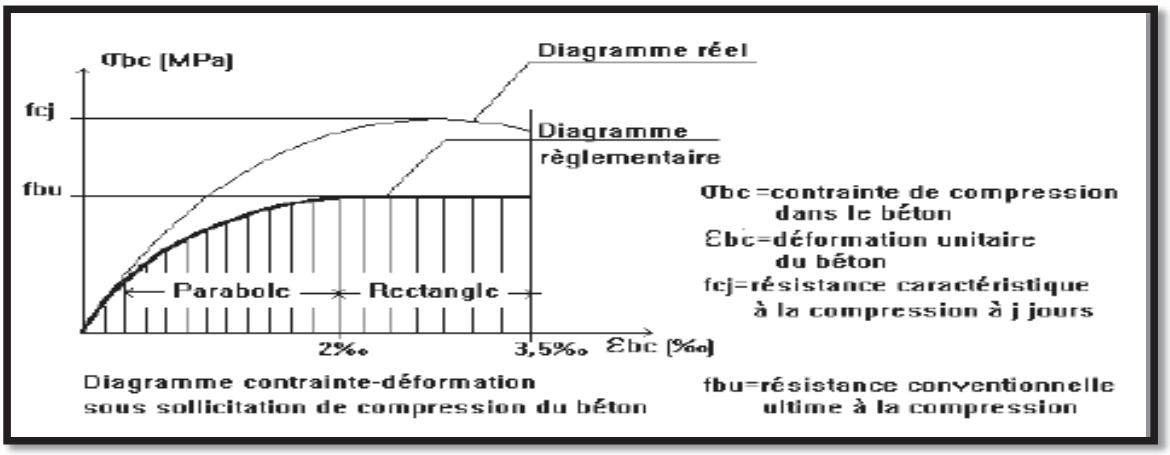


Figure IV- 2 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU

-**Contrainte Ultime De Compression :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \qquad \text{(B.A.E.L 91-REV99) [10]}$$

Avec :

γ_b: coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes :

$\gamma_b = 1.5$ En situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1.15$ En situation accidentelle.

θ : Coefficient dépendant de la durée probable d'application de la combinaison d'action considéré.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Lorsque } T > 24 \text{ h} \\ 0{,}90 & \text{Lorsque } 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h} \\ 0{,}85 & \text{Lorsque Test inférieure à 1 h.} \end{cases}$$

Ou T la durée probable d'application de la combinaison d'action considéré

Dans notre cas la durée probable de la combinaison d'action est supérieure à 24 h donc : $\theta = 1$.

IV .1.2.1.2.2 La contrainte limite de compression en service (ELS)

Selon les règles (B.A.E.L 91-REV99) [10]

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ (MPA)}$$

IV .1.2.1.3 Déformations longitudinale :

IV .1.2.1.3.1 Module de déformation longitudinale instantanée « Eij» :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on considère un module de déformation longitudinal « Eij » définie par les règles B.A.EL[10] comme suit :

$$\text{Eij}=11000\sqrt[3]{fcj} \text{ (MPA)}$$

Pour notre projet :

- Eij=33000 MPA pour l'infrastructure
- Eij=35981.73 MPA pour la superstructure

IV .1.2.1.3.2 Module de déformation longitudinale différée sous chargement de langue durée du béton « Evj » :

Pour des charges de longue durée d'application en tenant compte du retrait et fluage, les effets du fluage du béton rajoutent une déformation complémentaire qui est le double de la déformation instantanée soit, en définitive une déformation totale triple. [10]

$$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{fcj} = \frac{1}{3}Eij$$

Dans notre cas

- Pour les éléments de l'infrastructure (pile/culée) $E_{vj} = 11000\ MPA$
- Pour les éléments de la superstructure (caisson) $E_{vj} = 131933\ MPA$

IV .1.2.1.4 Déformations transversales :

Elles se déduisent des déformations longitudinales en utilisant le coefficient de poisson **ϑ.** [10]

Le module de déformation transversale est donné par la relation suivante:

$$G = \frac{E}{(1+\vartheta)}$$

Avec :

E : module de Young

ϑ: Coefficient de poisson

IV .1.2.1.4.1 Le coefficient de poisson ν :

Représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale (c'est le rapport entre la déformation longitudinale et transversale).

Le raccourcissement longitudinal induit une augmentation transversale.

$$\vartheta = \frac{\frac{\Delta l}{l}}{\frac{\Delta L}{L}} = \frac{(l_0 - l)/l}{(L_0 - L)/L}.$$

.

Avec :

L, l : longueur et largeur de l'élément considéré

ΔL : La variation longitudinale de l'élément.

Δl : La variation transversale de l'élément.

Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Quant au cas d'un béton fissuré, **ν** devient nul.

Pour les calculs de béton précontraint On prend la valeur :

- **ν** = 0,2 pour un béton non fissuré (ELS).
- **ν** = 0 pour un béton fissuré (ELU).

IV .1.2.1.5 Déformations différées :

On distingue deux déformations différées qui apparaissent dans la vie d'un ouvrage en béton :

IV .1.2.1.5.1 Le retrait :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement différé dû principalement au départ de l'eau libre interne c'est-à-dire de l'eau qui chimiquement n'était pas nécessaire à la prise du ciment mais qui était indispensable pour obtenir une consistance plastique du béton pour faciliter sa mise en œuvre.

- L'importance du retrait dépend d'un certain nombre de paramètres :
- l'humidité relative de l'air ambiant (le retrait augmente quand l'humidité diminue).
- les dimensions de la pièce (le retrait est plus grand pour les pièces peu épaisses).
- la quantité d'armatures situées à l'intérieur de la pièce qui freinent le retrait.
- la quantité d'eau mise en œuvre (le retrait augmente avec cette valeur).
- le dosage du ciment (le retrait augmente avec la quantité du ciment).
- le temps écoulé.

IV .1.2.1.5.2 Le fluage :

Il correspond à un raccourcissement croissant dans le temps sous contrainte constante, une pièce soumise à la compression simple se raccourcit à la mise en application de la charge qu'on appelle raccourcissement élastique instantané.

$$\frac{\Delta li}{l} = \frac{\sigma}{Eij}$$

Mais dans le temps, la pièce continue à se raccourcir pour atteindre, au bout d'un temps infini (plusieurs années), une limite qui est de l'ordre de « 3 fois le raccourcissement instantané ».

$$\frac{\Delta lv}{l} = 3\frac{\Delta li}{l} = \frac{\sigma}{Eij/3} = \frac{\sigma}{Eiv}$$

Le fluage est un phénomène complexe qui n'est ni linéaire ni réversible il dépend d'un certain nombre de paramètres :

- du dosage du ciment.
- la teneur en eau.
- de l'humidité relative de l'air.
- du durcissement du béton à l'âge de la mise en charge.
- de l'épaisseur moyenne de la pièce.

IV .1.2.1.5.3 Effet de la température :

Le béton armé et donc le béton précontraint n'aurait jamais pu exister si « les coefficients de dilatation thermique » des deux matériaux béton et acier avaient été très différents.

Le coefficient de dilatation de l'acier valant $\mathbf{10^{-5}}$ celui du béton varie de **0,8 à 1,2** $\mathbf{10^{-5}}$ Donc dans les calculs on pourra retenir la valeur $\mathbf{10^{-5}}$ par degré Celsius pour le béton précontraint.

IV.1.2.2 Les aciers :

Le matériau acier est un alliage de fer et carbone en faible pourcentage. Les aciers utilisés en BA sont les aciers de nuance douce (0.15 à 0.25 % de carbone) et les aciers de nuance mi-dure et dure (0.25 à 0.40 % de carbone).

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

- Les aciers passifs **:** nécessaires pour reprendre les efforts tranchants (en l'absence d'étriers précontraints) pour limiter la fissuration et pour servir d'aciers de montage afin de constituer une cage d'armatures maintenant les autres aciers.
- Les aciers actifs (de précontraintes) : qui créent, et maintiennent la précontrainte dans le béton.

IV .1.2.2.1 Les aciers passifs :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé. (Les armatures passives sont tendues sous des sollicitations extérieures).

L'acier est définie par la valeur garantie de sa limite d'élasticité, notée « Fe »

Pour notre projet : les aciers utilisé pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe 500 type 1 avec une limite d'élasticité fe=500 MPA.

IV .1.2.2.1.1 Module de déformation longitudinale Es :

Le module d´élasticité longitudinale de l´acier Es est pris égal à Es = $2x10^5$ Mpa

IV .1.2.2.1.2 Contrainte limite de traction
Selon les règles B.A.E.L 91-REV99 [10] :

- ✓ Calcul ELU

$$\sigma_{st} = \frac{Fe}{\gamma s}$$

Avec :

γs : Coefficient de sécurité tel que

$\gamma s = 1.15$ En situation durable et transitoire

$\gamma s = 1$ En situation accidentelle

- ✓ Calcul ELS

Tableau IV- 1 Contrainte de calcul pour acier ELS

Type de fissuration	Contrainte σ_{st} (MPA)
Fissuration peu nuisible	Pas de limitation de contrainte
Fissuration préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \max\left(110\sqrt{n\,F_{tj}}\,;\,\frac{Fe}{2}\right)$ HA $\sigma_{st} \leq \frac{2.Fe}{3}$ RL
Fissuration très préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \max\left(88\sqrt{n\,F_{tj}}\,;\,0.4\,Fe\right)$ HA $\sigma_{st} \leq 0.8\,(\frac{2.Fe}{3})$ RL

Avec :

n : Coefficient de fissuration

- ✓ $n = 1$ pour RL
- ✓ $n = 1.6$ pour HA

HA : Acier Haute Adhérence. Et RL : Acier Rond Lisse.

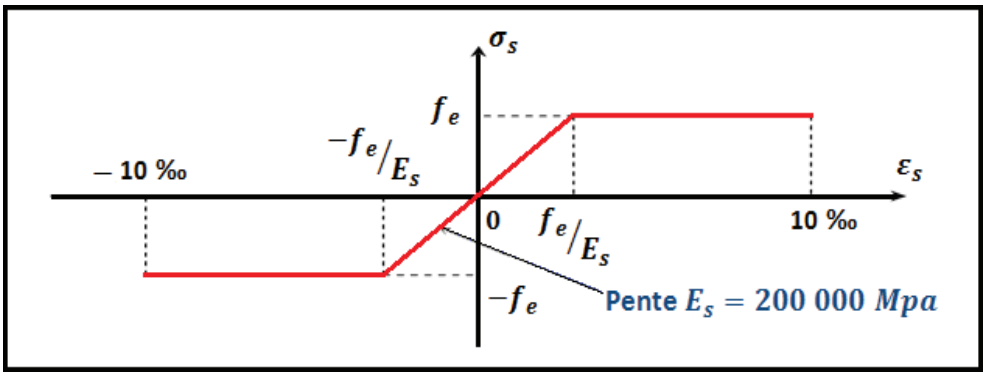


Figure IV- 3 Diagramme contraintes-déformations de l'acier.

IV .1.2.2.2 Les aciers actifs :

Sont des armatures en acier à haute résistance (limite élastique) utilisées pour les constructions en béton précontraint.

- Les armateurs actifs sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.
- Les aciers de précontraints ont été classés par trois catégories : fils, barres, Torons.

Pour notre ouvrage, les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont une plus forte teneur en carbone. On utilisera des câbles **15T15.**



Figure IV- 4 Acier actif (15T15).

IV .1.2.2.2.1 Caractéristiques mécaniques :

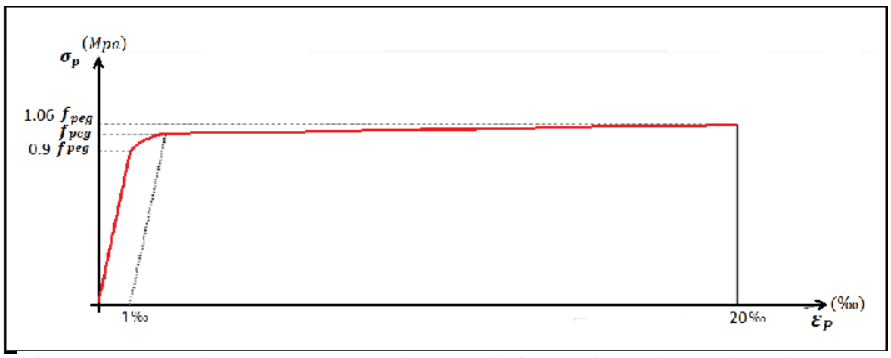
❖ Résistance à la rupture :

C'est la charge maximale garantie que supporte l'éprouvette d'armature dans l'essai de traction jusqu'à la rupture et que l'on désigne f_{prg}. [11]

❖ Limite élastique :

Les aciers de précontrainte n'ayant pas de palier de plasticité, on définit la limite élastique conventionnelle comme étant la contrainte qui, après retour à la contrainte nulle laisse un allongement résiduel de 1 ‰, on la désigne par f_{peg}. [11]

L'évolution des contraintes en fonction des déformations est définie dans le diagramme suivant conformément aux règles du **BPEL** [11] :



. Figure IV- 5 Diagramme contraintes - déformations des aciers de précontrainte.

- **La relaxation :**

Lorsque on tend un fil d'acier a une contrainte élevée (voisine de sa limite élastique) et qu'on maintient constante sa longueur, on constate une diminution de la contrainte au cours du temps, cette perte de tension s'appelle la relaxation de l'acier, celle-ci produit une perte de précontrainte dont il faudra tenir compte.

La relaxation des armatures sont classées en trois catégories :

- RN relaxation normale.
- BR basse relaxation.
- TBR très basse relaxation.

Des essais ont montré que la température influe énormément sur la relaxation ainsi à 80° c on peut atteindre en quelque heurs la relaxation qui ne se produit qu'au bout de milliers d'heures à 20°c.

Le phénomène de relaxation n'a pas encore reçu d'explication scientifique satisfaisante à l'heure actuelle.

-Corrosion sous tension :

Une armature tendue est plus sensible à la corrosion qu'au repos, c'est la raison pour laquelle une attention toute particulière est apportée à la protection des armatures de précontrainte par :

- ✓ des enrobages importants.
- ✓ une limitation des contraintes de traction du béton au niveau de l'armature.
- ✓ une bonne mise en place des câbles dans les gaines.
- ✓ une injection soignée de colis.

- **Résistance à la fatigue :**

La fatigue d'un matériau se définit comme l'endommagement de sa structure provoqué par les variations de déformations que lui imposent les actions variables et répétées. Particulièrement si l'ouvrage est un pont –routier ou un pont –rail à grand trafic.

Lorsqu'on soumet un acier à une variation de contrainte, on constate après un grand nombre de cycles, une rupture de l'acier sans que la contrainte de rupture n'ait jamais été atteinte.

Les armatures de précontrainte sont plus sensibles à la fatigue que les armatures de BA

car elles travaillent à des contraintes très élevées, parfois sous moment négatif et parfois sous moment positif de façon permanente.

Tableau IV- 2 Caractéristique de la précontrainte *[19]*

Caractéristiques d'un câble 15 T 15	Valeur	Unité
Résistance ultime (fprg)	1860	KN
Résistance élastique (fpeg)	1674	MPA
Section droite d'un torons	140	mm²
Section Ap d'un câble	2100	mm²
Module d'élasticité	190 000	MPA
Diamètre gaine	89,25	mm
Coefficient de frottement par unité de déviation angulaire f	0,2	rd^{-1}
Recule d'ancrage au relâchement du vérin	2	mm
Coefficient de frottement (gain-câble)	0,003	m^{-1}
Relaxation à 1000 heures	2,5	%

IV .1.2.2.2.2 Classe de justification de la précontrainte :

Contrainte normal limite :

La vérification des contraintes normales est effectuée en classe II au niveau des sections non fissurées.

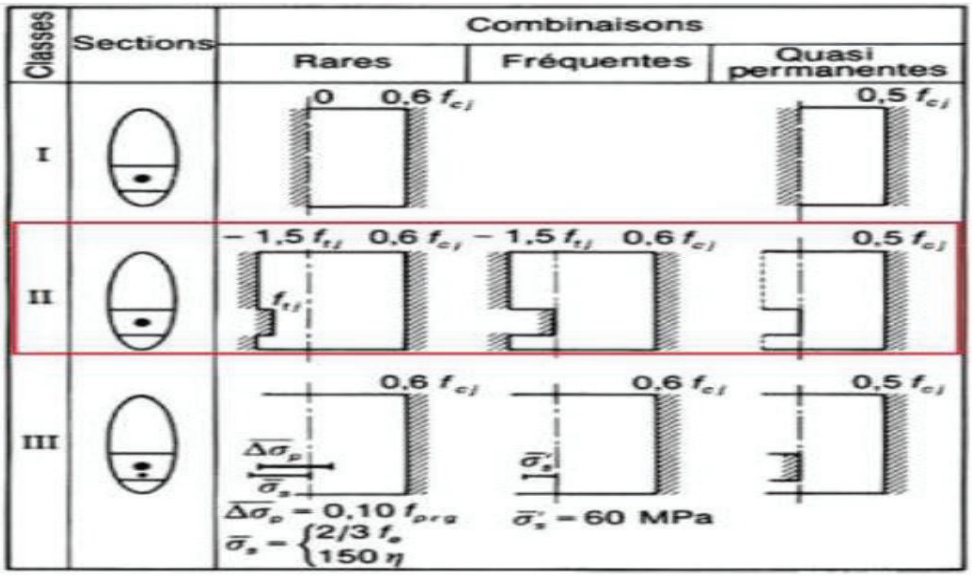


Figure IV- 6 limitation des Contraintes admissibles.



CHARGE ET SURCHARGE



V.1.INTRODUCTION :

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter et les actions appliquées à l'ouvrage qui peuvent être permanentes ou variables.

En phase de service, l'ouvrage doit résister et tenir sous l'effet des différentes actions et sollicitation dues à :

- **Les charges permanentes qui comprennent :**
  - Le poids propre de la structure porteuse.
  - Les compléments de charges (charges de trottoirs, revêtements, dispositifs de sécurité).
- **les actions variables de leur part elles comprennent :**
  - les charges d'exploitations : elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (RCPR 2008).
  - Les charges climatiques : essentiellement vent et températures.
  - Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme, la prise en compte de l'action des séismes est défini par un règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art (RPOA 2008)

V.2.CARACTERISTIQUE DU PONT :

Les ponts sont classés en trois catégories en fonction de la largeur rouable et de leur Destination :

V.2.1. Largeur roulable

La largeur roulable signifie la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures, elle comprend donc outre la chaussée proprement dite toues les sur largeurs éventuelles telles que band dérasée, bande d'arrêt, etc.

V.2.2. Largeur chargeable

La largeur chargeable se déduit directement de la largeur roulable, cela en enlevant une bande de largeur 0.5m tout au long de l'ouvrage de chaque dispositif de retenue sois glissière ou barrière lorsque ces derniers existent.

Pour notre cas on a un dispositif de retenue de type barrière de 0.65 m, ce qui nous donne :

- Largeur totale : Lt=13.8m.
- Largeur roulable : Lr=12.5m.
- Largeur chargeable : Lc=11.5 m.

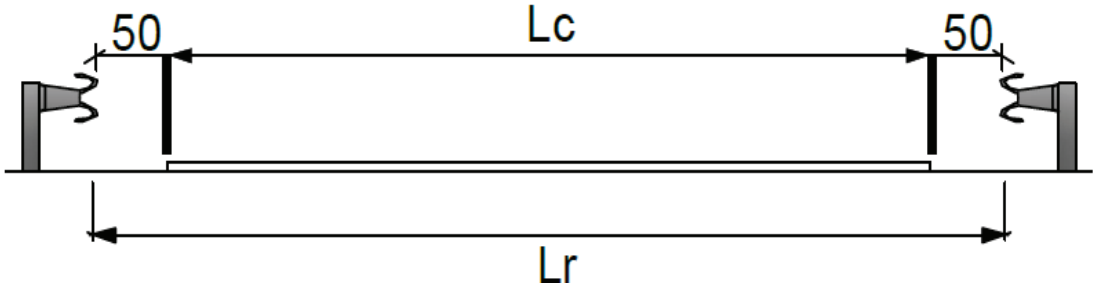


Figure V- 1 Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont.

V.2.3. La classe du pont

La classe du pont se détermine en fonction de la largeur rouable, tous les ponts supportant Des chaussées.

- Lr ≥ 7.00 m ➔ un pont de 1ere classe.
- 5.50 m < lr < 7.00 m ➔ un pont de 2eme classe.
- Lr ≤5.50 m ➔ un pont de 3eme classe.

☞ Pour notre projet, il s'agit d'un pont ayant une largeur roulable Lr = 12,5m donc c'est un pont de 1er classe

V.2.4. Nombre de voies de circulation :

Selon le fascicule SETRA [8] , le nombre de voie est égal à la partie entière du quotient de La largeur chargeable divisée par 3.

☞ Pour notre cas : Nv=$\frac{Lc}{3} = \frac{11,5}{3}$= 3,83 Nv=3 voies

V.2.5. La largeur d'une voie

On déduit la largeur de la voie par la division de la langueur chargeable sur le nombre de voies.

☞ Pour notre cas : v=$\frac{Lc}{3}$=3,83m

☞ Donc on prend v=3,5m.

Tableau V- 1 récapitulatif des caractéristiques du pont.

caractéristique du pont	(m)
largeur totale	13,8
largeur rouable	12,5
largeur chargeable	11,5
nombre de voies	3
largeur d'une voie	3,5
classe du pont	1

V.3.EVALUATION DE LA CHARGE PERMANENTE CP :

Les charges permanentes comportent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et les installations fixes.

V.3.1. La charge permanente des éléments porteurs (CP) :

Ces charges concernent le tablier seul (poids total des caissons).

Le poids propre se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$P=\gamma b \times S \times L.$$

Tels que :

γb : La masse volumique du béton, $\gamma b = 25\ kn/m^3$.

S : est la surface du voussoir.

L : est la longueur du voussoir.

a) Poids du voussoir sur pile :

Pp=$\gamma b \times Sp \times Lp = 25 \times 20.85 \times 8 = 4170\ Kn.$

b) Poids du voussoir courant :
Pc= $\gamma b \times Sc \times Lc = 25 \times 8.96 \times 3 = 672\ Kn.$

c) Estimation des poids des éléments porteur de la travée de rive P_{riv} :

Tableau V- 2 poids des voussoirs pour le travée de rive

Estimation de poids de travée centrale			
Voussoir	Longueur (m)	Surface (m²)	Poids (kN)
Partie coulée sur cintre	4	8,96	896
Voussoir sur pile (VSP)	4	20,85	2085
Voussoir courant (v1)	3	8,96	672
Voussoir courant (v2)	3	8,96	672
Voussoir courant (v3)	3	8,96	672
Voussoir courant (v4)	3	8,96	672
Voussoir courant (v5)	3	8,96	672
Voussoir courant (v6)	3	8,96	672
Voussoir courant (v7)	3	8,96	672
Voussoir courant (v8)	3	8,96	672
Voussoir courant (v9)	3	8,97	672
Voussoir de clavage	2	8,96	448

d) Estimation des poids des voussoirs d'un demi-fléau $P_{dfléau}$.

Tableau V- 3 poids des voussoirs pour le travée centrale

Estimation de poids de travée centrale			
Voussoir	Longueur (m)	Surface (m²)	Poids (kN)
Voussoir sur pile (VSP)	4	20,85	2085
Voussoir courant (v1)	3	8,96	672
Voussoir courant (v2)	3	8,96	672
Voussoir courant (v3)	3	8,96	672
Voussoir courant (v4)	3	8,96	672
Voussoir courant (v5)	3	8,96	672
Voussoir courant (v6)	3	8,96	672
Voussoir courant (v7)	3	8,96	672
Voussoir courant (v8)	3	8,96	672
Voussoir courant (v9)	3	8,96	672
Voussoir de clavage	1	8,96	224
Totale	32	/	8357

a. Poids propre totale du tablier

CP= $P_{\text{travée } intermediare} \times 9 + 2 \times P_{riv} = 150426 + 2 \times 9447 = 169320\ kn$

Poids total d'un trave intermediare (kn)	16714
Nombre des travees intermediare	9
Poids totale des travees intermediare	150426
Poids du traves de rives	18954
Poids total de l'ouvrage (kn)	169380

V.3.2. Les charges complémentaires permanentes (ccp) :

- Revêtement.
- Trottoir et corniche.
- Garde-corps et glissière de sécurité.

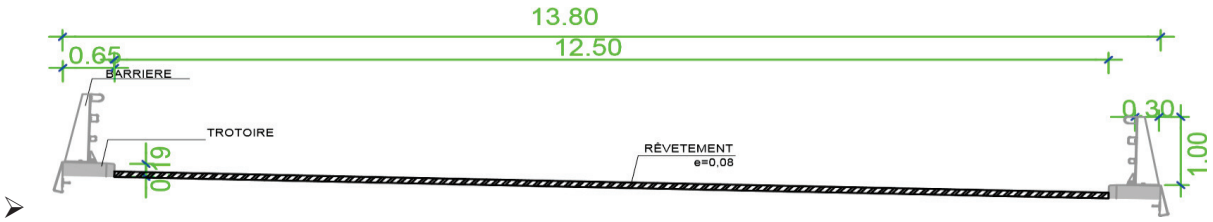


Figure V- 2 profil en travers de pont

a. Poids du revêtement :

$P_{rev} = e \times l \times G_{BB} = 0.08 \times 12.5 \times 24 = 24$ (kn/m).

b. Poids des trottoirs :

$P_{tr} = \gamma b \times S_{trottoirs\ (g+d)} = 25 \times 0.26 = 6.5$(kn/m).

c. Poids de la corniche :

$P_{corn} = \gamma b \times S_{corniche\ (g+d)} = 25 \times 0.05 = 1.25$ (kn/m).

d. Poids des barrières :

$P_{barriers} = 1.25$ (kn/m).

e. Le poids totale des charges complémentaire (C_{cp})

$C_{cp} = P_{rev} + P_{tr} + P_{corn} + P_{barriers} = 33{,}05$ (kn/m).

éléments	Densité (kn/m³)	poids (kn/m)	Poids (kn)
trottoirs	25	6,5	4225
barrières	-	1,3	845
revêtement en BB	24	24	15600
corniche	25	1,25	812,5
poids CCP	-	33,05	21482,5

V.3.3. L'ensemble des charges permanentes P :

$$P=CP + C_{cp} \times 650= 169320 +33.05\times 650$$

$$P= 190862.5KN$$

V.4.EVALUATION DES SURCHARGES :

D'après le fascicule 61 titre 2 [13] , les surcharger utilisées pour le dimensionnement sont 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.
- le vent ; la température ; T : l'effort de freinage : F ; le séisme ; E.

V.4.1. Système de charge (AL) :

La charge A(l), exprimée en KN par mètre carré (KN/m²) est donnée en fonction de la longueur chargée 'L'

$$A(L)=2,3+\frac{360}{(L+12)} \quad \text{en KN/m}^2$$

Les largeurs et les longueurs des zones chargées sont choisies de maniéré à produire les effets maximaux dans l'élément d'ouvrage.

La valeur de A(l) est à multiplier par des coefficients de corrections **a1** et **a2**.
En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur **A(l)** est multipliée Par les coefficients **a1** du tableau :

Tableau V- 4 Les coefficients a(L) en fonction de la classe de pont

nombre de voies		1	2	3	4	>5
classe de pont	première	1	1	0,9	0,75	0,7
	deuxième	1	0,9	-	-	-
	troisième	0,9	0,8	-	-	-

☞ Pour notre cas a1=0.9.

Tel que La charge A1 est obtenue par **:** A1= max (a1A(L) ; 4-0,002L) (kn/m²)

La charge A1 obtenue est multipliée par un autre coefficient **a2** : $a2=\frac{V0}{V}$

Avec :

V : la largeur d'une voie ; V=3.5 pour notre cas.

V0 : ayant les valeurs données par le tableau suivant :

Tableau V- 5 v0 en fonction de classe de pont

Classe de pont	V0
Première classe	3,5
Deuxième classe	3,5
Troisième classe	2,75

☞ D'où : V0 =3.50 m

Ce qui nous donne : a2=1

La charge A2 est obtenue par : A2=a2×A1 ; elle est appliquée uniformément sur toute là Largeur de chacune des voies considérées.

Exemple de calcul :

Pour L= 37 m (travée de rive)

$A(L)=2,3+\frac{360}{(L+12)} = 2,3+\frac{360}{(37+12)}$

$A(L)=9.6469 Kn/m^2$.

Pour une voie chargée

A(L)=1× 1 × 9.6469× 3.5

$A(L)=33.764 Kn/m^2$

Pour deux voies chargées

A(L)=1× 1 × 9.6469×7

$A(L)=67.5283 Kn/m^2$.

Pour 3 trois voies chargées

A(L)=1× 0.9 × 9.6469× 10.5

$A(L)=91.163 Kn/m^2$

☞ Le reste des résultats sont élaborés dans des tableaux dans **(**Tableau V- 6**)**

❖ **Les différents cas de charges :**

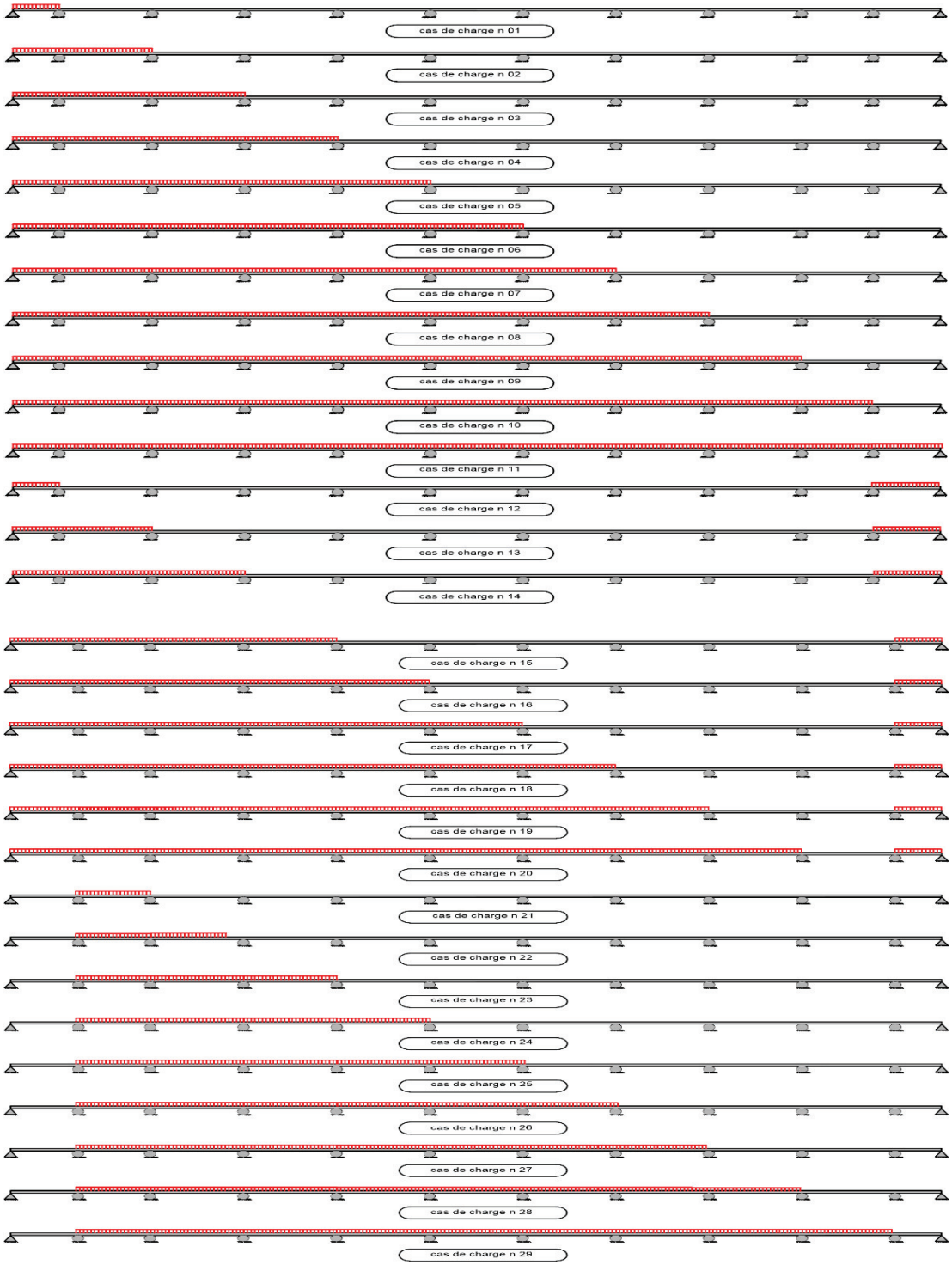


Figure V- 3 les cas de charge pour A(l).

Tous les résultats pour les différents cas de charges sont inscris dans le tableau suivant :

Tableau V- 6 Les efforts du système de chargements A(l)

	L	A(l)	A(l) en fonction de n des voies chargées (KN/ml)		
cas de charge	m	(kn/m²)	1voie	2voie	3 voies
cas 1	37	9,65	33,76	67,53	91,16
cas 2	101	5,49	19,20	38,40	51,84
cas 3	165	4,33	15,17	30,34	40,96
cas 4	229	3,79	13,28	26,56	35,85
cas 5	293	3,48	12,18	24,36	32,89
cas 6	357	3,28	11,46	22,93	30,95
cas7	421	3,13	10,96	21,92	29,59
cas8	485	3,02	10,59	21,17	28,58
cas9	549	2,94	10,30	20,59	27,80
cas10	613	2,88	10,07	20,13	27,18
cas11	650	2,84	9,95	19,91	26,87
cas12	74	6,49	22,70	45,40	61,29
cas13	138	4,70	16,45	32,90	44,42
cas14	202	3,98	13,94	27,88	37,63
cas15	266	3,59	12,58	25,16	33,97
cas16	330	3,35	11,73	23,47	31,68
cas17	394	3,19	11,15	22,31	30,11
cas18	458	3,07	10,73	21,46	28,97
cas19	522	2,97	10,41	20,82	28,11
cas20	586	2,90	10,16	20,31	27,42
cas21	64	7,04	24,63	49,26	66,50
cas22	128	4,87	17,05	34,10	46,04
cas23	192	4,06	14,23	28,45	38,41
cas24	256	3,64	12,75	25,50	34,43
cas25	320	3,38	11,85	23,69	31,98
cas26	384	3,21	11,23	22,46	30,33
cas27	448	3,08	10,79	21,58	29,13
cas28	512	2,99	10,45	20,91	28,23
cas29	576	2,91	10,19	20,39	27,52

V.4.2. Système de charge B :

Le système de charge B comporte trois (03) systèmes distincts qu'il y a lieu d'appliquer Séparément et indépendamment l'un de l'autre.

- Le système Bc se compose de camions types.
- Le système Br se compose d'une roue isolée.
- Le système Bt se compose de groupe de deux (02) essieux dénommés essieux Tandems.

Système de charges Bc (Chapitre 4.5.1 RCPR) [12] .

Un camion type du système Bc comporte 3 essieux, toutes à roues simples munies de Pneumatique et qui répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse total……300Kn.
- Masse portée par cachundés essieux arrière...…… …….. 120Kn.
- Masse portée par l'essieu avant...…… ……60Kn.
- Longueur d'encombrement ……10, 5 m.
- Largeur d'encombrement……..2,5m.
- Distance des essieux arrière.....1,5 m.
- Distance de l'ess.eu avant au premier essieu arrière…….4,5 m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu.....…...2m.
- Surface d'impact d'une roue amère : carré de 0_25m de côté.
- Surface d'impact d'une roue avant : carré de 0,20 m de côté.

a. Disposition dans le transversal :

Le nombre maximal de files que l'on peut disposer est égal au nombre de voies de circulation, ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible. Les files peuvent être accolées ou non.

b. disposition dans le sens longitudinal :

Le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.
Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions Circulent dans le même sens.

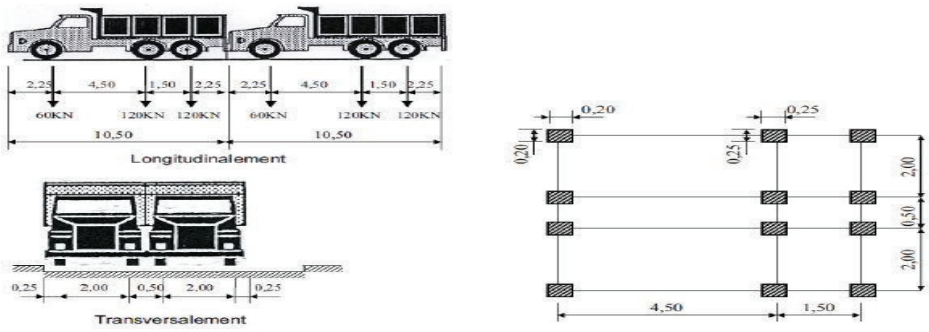


Figure V- 4 Disposition de la charge Bc

Les valeurs de charges du système Bc prises en compte sont multipliées par les Coefficients bc, cela en prenant compte la classe du pont et le nombre de voies chargées.

Les coefficients bc sont résumés dans le tableau suivant :

	nombre de voies chargées				
classe de pont	1	2	3	4	>5
première	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
deuxième	1	1	-	-	-
troisième	1	0,8	-	-	-

Pour notre ouvrage, les valeurs bc sont comme suit :

- 1.2 pour 1 file
- 1.1 pour 2 files
- 0.95 pour 3 files

c. La charge maximale du système bc est de :

S=$n_{camion} \times P_{camion} \times b_c$

Tel que :

- n_{camion} : Nombre de camion par voie chargée.
- P_{camion} ; poids du camion, tel que : Pcamion= 300 kn.

d. Calcule des coefficients dynamiques.

Les surcharges du système BC sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé suivant le fascicule 61 titres II par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + \frac{G}{s}}$$

Avec

- L : longueur de la travée.
- G : la charge permanente de l'ouvrage.
- S : la charge B maximale.

Exemple d'application à notre projet (pour L=37m : travée de rive) :

G=10699.85 kn

- Une voie chargée :

S=$2 \times 1.2 \times 300 = 720\ Kn$

$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2\times37} + \frac{0.6}{1+4\frac{10699.85}{720}}$=1,05757.

- Deux voies chargées :

S=$4 \times 1.1 \times 300 = 1320\ Kn$

$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2\times37} + \frac{0.6}{1+4\frac{10455.35}{1320}}$=1 ,0655.

- Trois voies chargées :

S=$6 \times 0.95 \times 300 = 1710\ Kn$

$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2\times37} + \frac{0.6}{1+4\frac{10455.35}{1710}}$=1,070.

☞ Le reste des résultats sont élaborés dans des tableaux dans (l'annexe C.2.)

N.B : pour le reste des résultats voir

V.4.3. Système Br :

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une charge de 100 Kn. sa surface d'impact sur la chaussé est un rectangle uniformément charge dont le côté transversal mesure 0, 60 m et le côté longitudinal 0,30 m. Le rectangle d'impact de la roue Br. dispose normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut-être place n'importe où sur la largeur roulable.

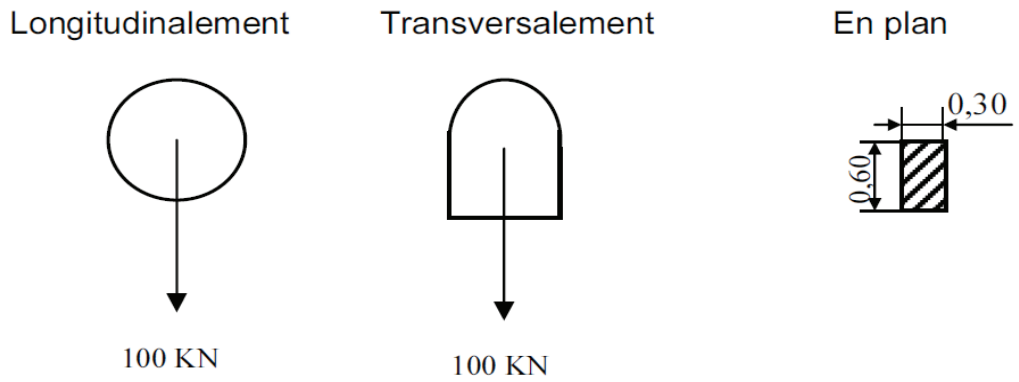


Figure V- 5 les dimensions de Br

a. Coefficients de majoration dynamique

Le système de charge Br est majoré par un coefficient de majoration dynamique δ :

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

- L : La longueur de la travée chargée.
- G : la charge permanente de l'ouvrage.
- S : la charge du système Br, tel que : S=100Kn.

☞ Les résultats sont élaborés dans des tableaux dans (l'annexe C.3.)

V.4.4. Système de charges Bt (Chapitre 4.5.3 RCPR) [12] :

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe.
Un tandem du système comporte deux essieux à roues simples munies de pneumatiques qui répondant au caractéristiques suivantes :

- Charge portée par chaque essieu……..160 Kn
- Distance deux essieux……...1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu…….2m

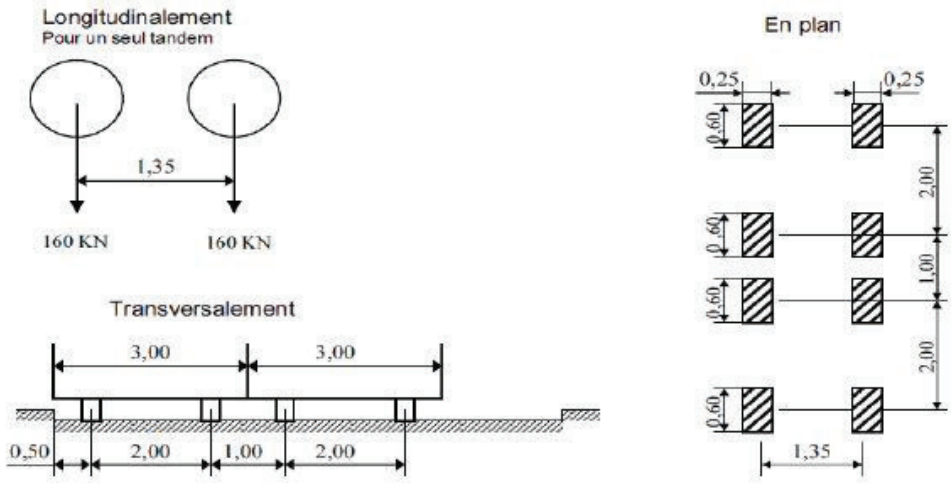


Figure V- 6 Système de charge Bt.

Un tandem se compose de deux (02) essieux munis de roues simples pneumatiques.

Les valeurs de charges du système Bt prises en compte sont multipliées par les Coefficients bt, cela en prenant compte la classe du pont.
:

classe de pont	première classe	deuxième classe
bt	1,2	1

- Vu que notre ouvrage est de première classe, alors : **bt=1,2.**

a. Coefficient de majoration dynamique :

Les charges dynamiques (mobiles/roulantes) provoquent dans la structure des effets (Déplacements, vitesses et accélérations) supérieurs à celles provoqués dans le cas statique (Charges immobiles), ce phénomène physique est appelé « l'amplification dynamique ». Le Règlement RCPR prend cet effet en considération en frappant les valeurs des charges

Mobiles les systèmes B et M par un coefficient appelé δ 'coefficient de majoration Dynamique déterminé par la formule :

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

L : La portée de la travée.
G : Le poids propre de l'élément.
S : La valeur maximal de la charge considérée

$$S = n_{camion} \times P_{camion} \times b_t$$

Tel que :

n_{camion} : Nombre de camion par voie chargée.

P_{camion} ; Poids du camion, tel que : Pcamion= $160\times 2 = 320Kn$.

- Une voie chargée :

S=$1 \times 1.2 \times 320 = 384\ Kn$

$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2\times 37} + \frac{0.6}{1+4\frac{10699.85}{384}}$=1,05295

- Deux voies chargées :

S=$2 \times 1.2 \times 320 = 768\ Kn$

$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2\times 37} + \frac{0.6}{1+4\frac{10699.85}{768}}$=1 ,05819

- Trois voies chargées :

S=$3 \times 1.2 \times 320 = 1152\ Kn$

$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2\times 37} + \frac{0.6}{1+4\frac{10699.85}{1152}}$=1,063334.

☞ Le reste des résultats sont élaborés dans des tableaux dans (l'annexe C.4)

V.4.5. Système de charges convoi Mc 120 (Chapitre 4.10.1.2 RCPR) [12] :

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter le véhicule militaire du type Mc 120 susceptible d'être dans certains cas les plus défavorables que celles définis précédemment (A et B).

Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.

Un véhicule type de système Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- La charger totale.
- longueur d'une chenille.
- Largeur d'une chenille.
- Distance d'axe en axe des deux chenilles.
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

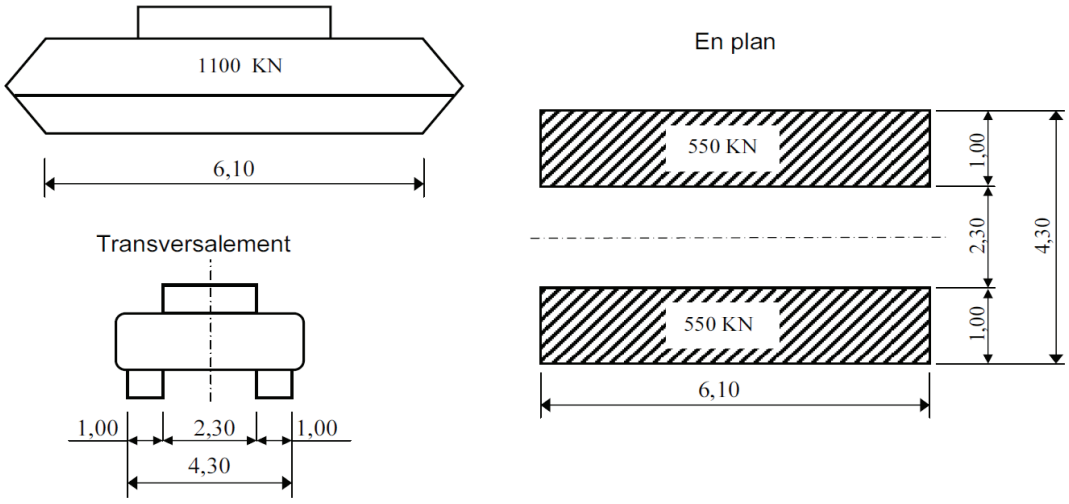


Figure V- 7 Dimensions du système Mc120.

- Dans le sens transversale : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée. Les chenilles peuvent être disposées sur toute la largeur chargeable. Leur position est choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable.

- Dans le sens longitudinal ; le nombre de convois est illimité tel que la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant au moine égale à 30,50 m (il en résulte que la distance minimale entre les axes des véhicules est de 36,60 m pour Mc120).

a. Coefficient de majoration dynamique

Les charges militaires doivent être multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ.

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

- L : La longueur de la travée chargée.
- G : la charge permanant de l'ouvrage.
- S : la charge du système Br, tel que : S=1100Kn.

☞ les résultats de δ pour le convoi Mc120 sont illustrés dans (l'annexe C.5)

V.4.6. Convoi type D240 :

Système de charges convoi exceptionnel (D240) :

Le convoi type D240 (2400 Kn=40,32 Kn/ m^2) comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes a deux essieux de 2400 Kn de poids totale. Ce poids supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de large et 18,60 m de long

Le convoi exceptionnel est supposé circuler au milieu de la voie chargeable.

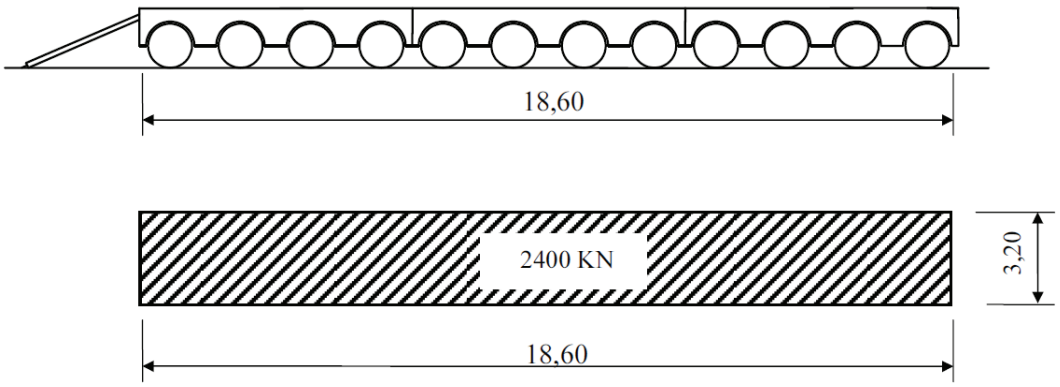


Figure V- 8 Dimensions du système 240.

Comme dans le cas des charges militaires, les charges exceptionnelles ne sont à prendre en compte que pour les itinéraires classés à cet effet.
Ce type répond aux règles d'application suivantes :

- -La surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé.
- -Le convoi est exclusif de toute autre charge routière.
- -Le convoi est supposé circuler seul quelles que soient la largeur et la longueur du pont.
- -Dans le sens transversal, l'axe longitudinal doit être situé au moins à 3,50 m du bord de la largeur chargeable.

Les charges exceptionnelles ne sont pas majorées pour les effets dynamiques. De plus, Elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni de force centrifuge.

V.5.AUTRES SURCHARGES :

V.5.1. 1 Surcharge sur trottoir :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150kg/m^2 réservés exclusivement à la circulation des piétons et des cyclistes, de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Puisque, pour notre cas, on a deux trottoirs, alors :

Qt= 1.5 × 2= **3 Kn/ml**.

V.5.2. La température

Le gradient thermique est la différence de la température qui s'établit journellement entre les fibres supérieurs et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement Logiquement I 'extrados est plus chaud que l'intrados, Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse, La variation uniforme de la température se réfère à la température moyenne du lieu, soit $\Delta T = \pm 10°C$.

V.5.3. Efforts de freinage :

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage qui sont des efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre de sens de circulation.
Dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Les efforts de freinage n'intéressent généralement par la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui qui sont justifient les règles en usage.

a) Effort 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 **300kN**.
Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas majorer pour effet dynamiques.
Cependant, les coefficients bc du tableau ne s'appliquent pas aux efforts de freinage développés par le système Bc.

b) Effort de freinage Système de charge A(l)

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

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

S : désigne la surface chargée (en m²).

☞ les résultats des efforts de freinage sont mentionnée dans l'annexe C.1.

V.5.4. L'effort sismique E :

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

Notre ouvrage est situé en zone IIa (sismicité moyenne).

Coefficient d'accélération de zone :

Le coefficient d'accélération de zone A est définie en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont, voir tableau ci-dessous :

- Alors pour notre ouvrage A=0.20g.

	Zone sismique			
Groupe de pont	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

V.6. Les combinaisons de charges [12] :

V.6.1. Le coefficient de majoration

Le coefficient de majoration à L' ELU et a L'ELS sont mentionnés dans le tableau suivant

Action	ELU	ELS	ELA
Poids propre(G)	1.35	1.00	1.00
Surcharger (Al)	1.6	1.2	0.2
système Bc	1.6	1.2	0.2
Système Mc120	1.35	1	0.2
D240	1.35	1	0.2
Gradient thermique	0	0.5	0
Vent (W)	1.5	0	0
Surcharge sur territoire St)	1.60	1.20	0.00
Le séisme (E)	/	/	1.00



ETUDE LONGITUDINALE



VI.1. INTRODUCTION

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.

En règle générale, le fonctionnement d'un tablier de pont est d'abord globalement étudié dans le sens longitudinal selon **un modèle de poutre** ; puis on s'intéresse à son comportement dans le sens **transversal** pour apprécier le caractère tridimensionnel de ce fonctionnement. Les ponts construits en encorbellements successifs font partie des ouvrages, dont le dimensionnement et la justification doit tenir compte des phases successives de construction. Afin de réaliser notre étude, le recours aux méthodes numériques est indispensable, pour cela nous allons utiliser le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019** conçu pour l'étude et le dimensionnement des différentes structures de génie civil.

Remarque : les diagrammes des moments sont donnés en **KN.m**, les diagrammes des efforts tranchants sont donnés en **KN.**

VI.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

Dans la construction des ponts par encorbellements successifs, il est nécessaire d'assurer et de vérifier la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage avec le fléau voisin, ou avec la partie coulée sur cintre près des culées. L'accident à éviter est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile. Pour limiter ce risque, deux types de situations sont à envisager :

- **une situation normale de construction** alors que le fléau est en déséquilibre sous l'effet du poids d'un voussoir construit ou posé avant son symétrique, des charges de chantier et du vent ascendant sur l'un des demi fléaux ;
- **une situation accidentelle** qui correspond à la chute d'un équipage mobile où D'un voussoir préfabriqué. Les combinaisons d'actions à utiliser relèvent de l'état limite d'équilibre statique et les organes d'ancrages du fléau sur leur pile et les piles elles-mêmes sont à justifier à l'état limite ultime de résistance. Dans la première situation, le fléau ne doit pas décoller de ses cales d'appui provisoires ; dans la seconde, un léger décollement est toléré. Tous les calculs d'efforts seront faits par rapport à l'axe de la pile.

Pour la construction de fléau. On commence d'abord par le bétonnage des voussoirs sur piles qui sont encastré provisoirement sur les piles à l'aide des cales d'appuis provisoires de façon à éviter tout basculement sous charges diverses provenant du chantier.

En suit les voussoirs courant sont bétonnés symétriquement dans les équipages mobiles accrochés de chaque côté du fléau.

Dès que le béton est atteint la résistance nécessaire, les câbles de fléau sont tendus et les équipages sont avancés d'un voussoir, jusqu'à l'achèvement du fléau.

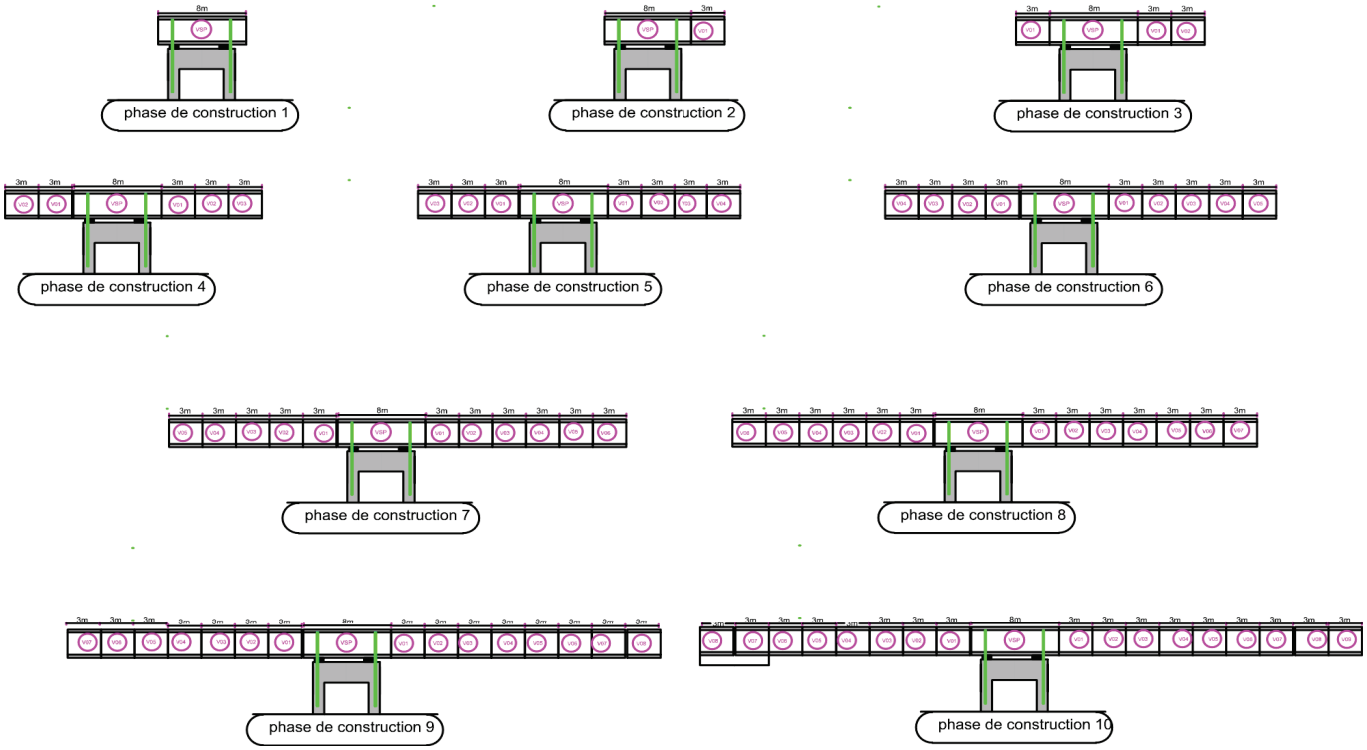


Figure VI- 1 Cheminement de la réalisation d'un fléau.

VI.2.1.Action à prendre en compte

Les différentes phases de calcul correspondent aux phases de construction jusqu'à mise en service de l'ouvrage. La phase de construction du fléau est modélisée par un portique, le tablier travaillant comme une bi console.

VI.2.1.1. - Charges permanentes

Il s'agit généralement uniquement du poids **G** du fléau calculé avec un poids volumique γ de **25 KN/m3**.

Le poids du demi-fléau situé du côté du déséquilibre est majoré de 2% (Gmax) alors que le poids de son symétrique est minoré de 2% (Gmin).

Gmax=1,02G **Gmin=0,98G**

VI.2.1.2. Charges variables

VI.2.1.2.1. Charges de chantier connues (QC1) :

Il s'agit du poids de l'équipage mobile dont la valeur est sensiblement égale à la moitié du poids du voussoir le plus lourd qu'il sert à bétonner à une Distance dex = **1,50 m** de l'extrémité du voussoir en cours de bétonnage. Par majoration de + 6 % ou minoration de 4 % de Pem, on considère QC1 max ou Qc1 min selon le même principe que pour le poids propre des fléaux.

- QC1(le poids de demi voussoir très lourds après le voussoir sur pile)= $(672)/2$ **=336KN**
- QC1 max=$336\times 1{,}06 = 356{,}15kn$
- Qc1 min=$366\times 0{,}96$=351,36kn

VI.2.1.2.2. Charges de chantier aléatoires

Pour couvrir les charges de chantier inconnues, on utilise :

- une charge répartie **(Qc2)** de **200 N/m2** sur un demi fléau dans les cas courants (Portée < 120 m). Cette charge inclue l'effet du vent descendant sous réserve que le site ne soit pas exposé, elle s'applique sur les voussoirs terminés et sur l'équipage mobile ;

$$Qc2=200\times 13{,}8=2{,}76kn/m$$

- une charge concentrée **(Qc3)** de **(50 + 5 b) KN** (avec b : largeur du hourdis supérieur du caisson exprimée en mètre) appliquée en bout de fléau, à l'extrémité du dernier voussoir terminé. Elle représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, etc...

$$Qc3 = (50 + 5 \times 13{,}8)=119kn$$

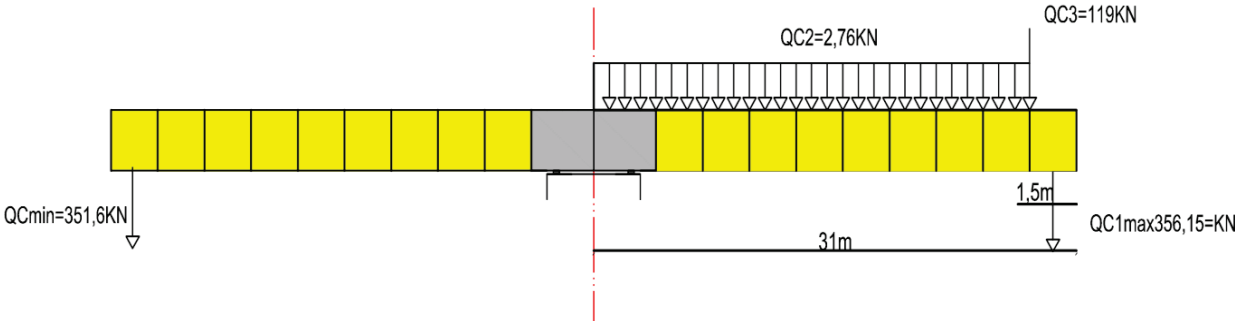


Figure VI- 2 Schématisation des charges pour la situation normale de construction.

VI.2.1.3. Actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipage mobile vide, ou d'un voussoir Préfabriqué en cours de pose **(QA)** est prise en compte avec un coefficient de majoration Dynamique de 2. Si la totalité de l'équipage chute, Cela revient à inverser le sens de Qc1 max sur ce fléau **(QA = - Qc1 max).**

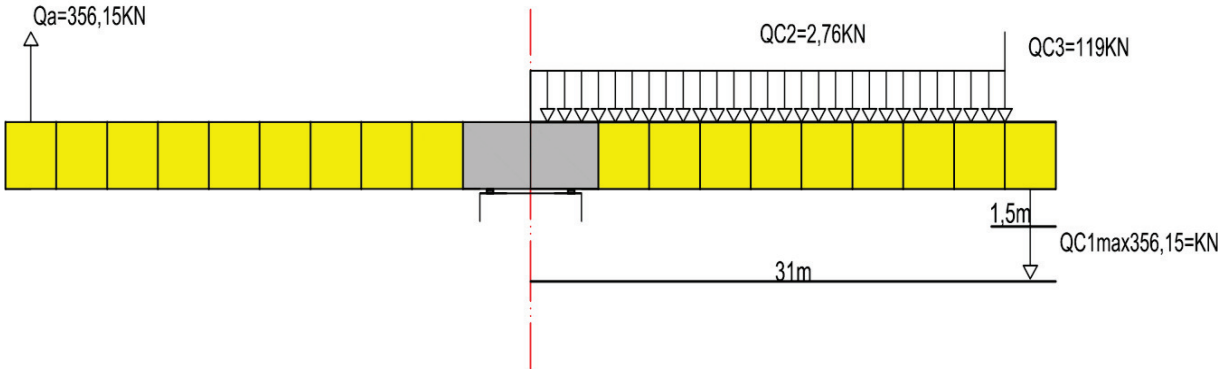


Figure VI- 3 Schématisation des charges pour la situation accidentelle de chute d'un équipage mobile

VI.2.2.Combinaison d'action :

VI.2.2.1. Situation normale de construction :

Le fléau ne doit pas décoller de ses cales d'appui Provisoires.

- **A1** : 1,1 (G max + G min) + 1,25 (QC1 max + QC1 min + QC2 + QC3)
- **A2** : 0,9 (G max + G min) + 1,25 (QC1 max + QC1 min + QC2 + QC3)

VI.2.2.2. Situation accidentelle de chute d'un équipage vide :

Le fléau peut décoller de ses cales D'appui provisoires, mais la surtension des câbles de clouage est limitée.

- **B1** : 1,1 (G max + G min) + QA + (QC1 max + QC2 + QC3)
- **B2** : 0,9 (G max + G min) + QA + (QC1 max + QC2 + QC3)

VI.2.3.Evaluation des efforts :

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

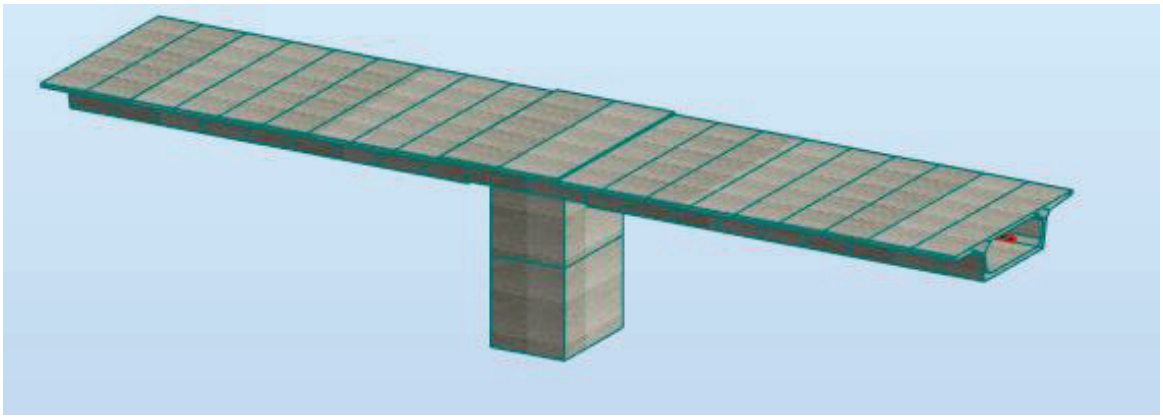


Figure VI- 4 Vue en 3D de fléau modélisé

☞ (les résultats de calcule numérique sont mentionnées dans l'annexe B)

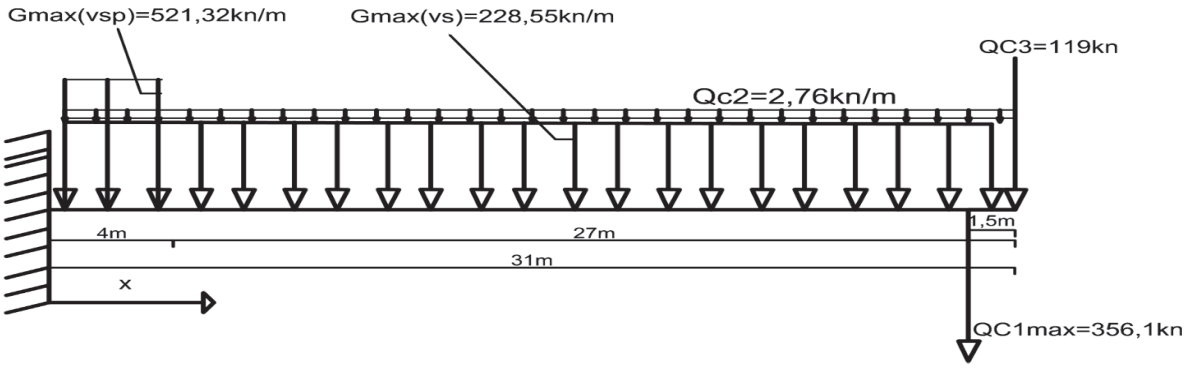


Figure VI- 5 schéma statique de la console pour le cas normal de construction

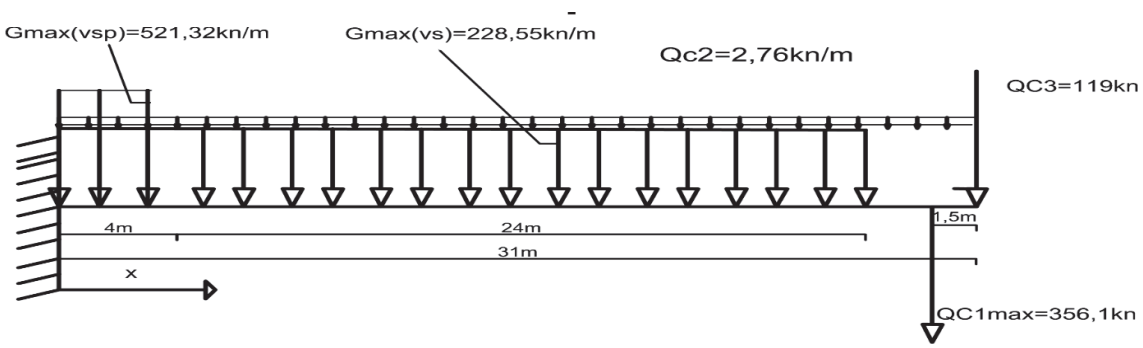


Figure VI- 6 Schéma statique de la console pour le cas accidentelle

Tableau VI- 1 Expression des efforts internes pour chaque charge

	expression de moment(x) (kn.m)	expression d'effort tranchant v(x) kn
gmax(x)	g1max.(31-x)²/2	g1max.(31-x)
QC1max	356,16(31-x)	356,16
QC2	2,76.(31-x)²/2	2,76(31-x)
QC3	119(31-x)	119
qc1min	351,6(31-x)	351,6
gmin	g1min.(31-x)²/2	g1min. (31-x)

Tableau VI- 2 Moments et efforts tranchants pour les combinaisons d'action.

	gmax		qc2		qc3		qc1max		gmin		qc1min	
x	M (KN.m)	T (KN)	M(KN.m)	T(KN)	M(KN.m)	T(KN)	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)
0	112246,96	8298,03	1326,18	85,56	3689	119	10506,43	356,15	107613,59	7957,11	10365,12	351,36
4	83308,84	6171,03	1006,02	74,52	3213	119	9081,83	356,15	79861,95	5915,7	8959,68	351,36
7	65824,27	5485,36	794,88	66,24	2856	119	8013,38	356,15	63100,8	5258,4	7905,6	351,36
10	50396,71	4799,69	608,58	57,96	2499	119	6944,93	356,15	48311,55	4601,1	6851,52	351,36
13	37026,15	4114,02	447,12	49,68	2142	119	5876,48	356,15	35494,2	3943,8	5797,44	351,36
16	25712,61	3428,35	310,5	41,4	1785	119	4808,03	356,15	24648,75	3286,5	4743,36	351,36
19	16456,07	2742,68	198,72	33,12	1428	119	3739,58	356,15	15775,2	2629,2	3689,28	351,36
22	9256,54	2057,01	111,78	24,84	1071	119	2671,13	356,15	8873,55	1971,9	2635,2	351,36
25	4114,02	1371,34	49,68	16,56	714	119	1602,68	356,15	3943,8	1314,6	1581,12	351,36
28	1028,5	685,67	12,42	8,28	357	119	534,23	356,15	985,95	657,3	527,04	351,36
31	0	0	0	0	0	119	0	0	0	0	0	0

Tableau VI- 3 Moments et efforts tranchants pour les combinaisons d'action.

x(m)	combinaison A1		combinaison A2		combinaison b1		combinaison b2	
	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)
0	**142873,66**	**9828,72215**	120424,269	8169,11585	116743,284	8934,3082	98339,3422	7411,8358
4	108265,785	7475,21555	91604,0161	6241,01045	85707,5442	6583,5616	72542,6898	5486,4904
7	86987,018	6710,6291	73822,1636	5613,5579	67100,6341	5821,04515	57021,2924	4861,10785
10	68002,0103	5946,04265	57922,6687	4986,10535	50781,2733	5058,5287	43376,0427	4235,7253
13	51310,7621	5181,4562	43905,5315	4358,6528	36749,4619	4296,01225	31606,9406	3610,34275
16	36913,2731	4416,86975	31770,7519	3731,20025	25005,1998	3533,4958	21713,9862	2984,9602
19	24809,5436	3652,2833	21518,33	3103,7477	15548,4871	2770,97935	13697,1794	2359,57765
22	14999,5733	2887,69685	13148,2657	2476,29515	8379,3237	2008,4629	7556,5203	1734,1951
25	7483,36245	2123,1104	6660,55905	1848,8426	3497,70968	1245,94645	3292,00883	1108,81255
28	2260,91093	1358,52395	2055,21008	1221,39005	903,645	483,43	903,645	483,43
31	0	148,75	0	148,75	0	119	0	119

D'après les résultats présentés ci-dessus, le cas le plus défavorable est lors de coulage du dernier pair de voussoir, et la valeur maximale du moment sera au niveau de l'encastrement x=0
Le moment max a utilisé pour le dimensionnement du précontraint est :

- **MR = 142873.66 KN.m**
- La réaction à la tête de la pile est : **R =9828.72215 t**

VI.2.4.Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte

En cours de construction, le tablier se présente sous forme de deux consoles égales qui constituent un fléau dont l'équilibre statique pose un problème spécifique à ce type de construction.

Dans le cas où l'ouvrage est appuyé de façon permanente en phase finale, alors en phase de construction, il doit être encastré provisoirement. Et pour assure la stabilité par encastrement provisoire, on doit bien choisir le système d'appuis provisoire qui dépend essentiellement de la conception générale de l'ouvrage et du type de pile.

Pour notre cas, on va utiliser la méthode de coulage par précontrainte verticale. C'est la méthode la plus utilisé pour stabiliser les fléaux en phase provisoire.

Cette méthode de stabilisation est la plus économique, elle s'adapte également avec les ouvrages en caissons qui ont une portée principale inférieure à 120 m (64 m pour notre cas) et dont les piles, relativement massive, offrent une surface de chevêtre importante. Elle consiste à tendre les armatures verticales pour plaquer provisoirement le voussoir sur pile et ses appuis.

Le fléau ne doit pas se décoller sous l'effet du moment de renversement sur pile, et pour cela les câbles de précontrainte (provisoires) doivent compenser la réaction de soulèvement. Les câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau, pour calculer le nombre de câbles à disposer, on fait comme suit :

VI.2.4.1. Dimensionnement des câbles de clouages :

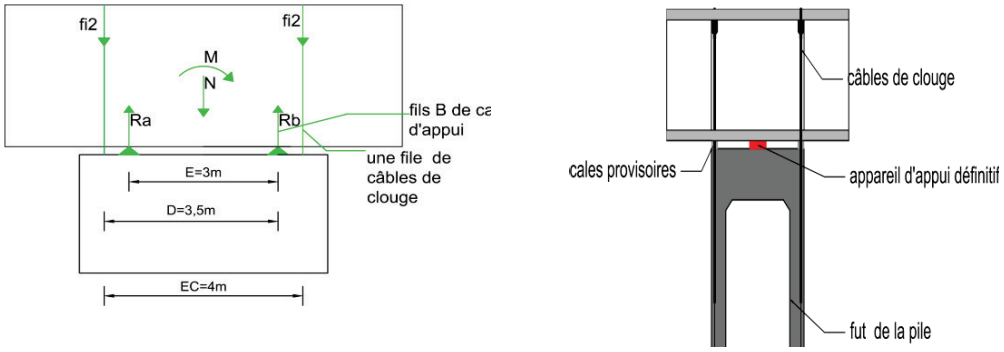


Figure VI- 7 les organes d'ancrages

Calcul de nombre des câbles :

On appelle M et N les sollicitations résultantes des combinaisons de type A et B. On calculera M et N pour les quatre combinaisons A1, A2, B1 et B2.On note **E** la distance entre axes des deux files de cales d'appui provisoire et D la distance Entre un câble et la file de cale opposée.

- **Dans le cas ou M/N < E / 2,** le fléau ne risque pas de basculer ; les câbles de clouage ne sont théoriquement pas nécessaires ; on disposera toutefois, par sécurité, un minimum de 2 Paires de câbles
- **Dans le cas ou M / N > E / 2,** des câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau Pour en calculer le nombre, on distingue le cas des combinaisons de type A de celui des Combinaisons du type B.

VI.2.4.1.1. Situation normale d'exécution (Combinaisons de type A) :

Le fléau ne doit pas décoller. Le précontraint doit donc compenser la réaction de soulèvement de la cale A sous l'action de M et N.

On a donc **:** $n \times s = \frac{(M/E - N/2)}{((1-\rho) \times \sigma p0)}$

Avec

$\sigma p0 = \text{Min}(0{,}80\ fprg, 0{,}90\ fpeg) = 1488\text{Mpa}$ avec $s = 2100\text{mm}^2$

fprg et fpeg limites de rupture et élastique et s section du câble

VI.2.4.1.1. Situation accidentelle (Combinaisons de type B) :

Le voussoir de pile sous l'action de la résultante N et du moment M des charges appliquées au fléau, reste en équilibre par surtension δTg des câbles d'une file d'appuis provisoires et Compression Rb des cales de l'autre file d'appui.

$$n \times s = \frac{(N E/2 - M)D}{(K)}$$

Avec :

n : nombre de câbles

s : section d'un câble

et $K = [0{,}8 \times \sigma p0 (2D - E)(E - D)] + [(fpeg / \gamma p)(D^2 + (D - E)2)]$

Tableau VI- 4 détermination des câbles de clouages.

	M (kn.m)	N(KN)	M/N (m)	Nombre de câbles théorique
comb A1	142873,66	9828,72	14,54	14,36
comb A2	120424,27	8169,12	14,74	12,13
comb B1	116743,28	8934,31	13,07	11,56
comb B2	98339,34	7411,84	13,27	9,76
Nous retenons le nombre maximum de câbles par file résultant des calculs précédents en arrondissant au nombre pair immédiatement supérieur, on prend 16 câbles de 15T15				

VI.2.4.2. Calcul de la surface des cales :

La surface des cales est telle qu'elle soit comprimée à fbu sous la réaction maximale Rb. Comme le béton des cales et celui du chevêtre de la pile sont frettés, sa résistance caractéristique en compression peut être augmentée. L'article A.8.4.23 du BAEL [10] fixe cette contrainte à *:*

$$fcf = fcj\ (1 + 2\ \rho t\ fe / fcj)$$

(ρt : Pourcentage de frettes en %)
Avec 2% de frettage, nous avons environ : fcf = fc28 + 20 = 55 MPA

VI.2.4.2.1. Situation normale de construction (combinaisons de type A) :

La surface des cales est frettée avec 2% d'acier ainsi sa résistance en compression est

$$fbu = 0.85 \times \frac{fcf}{(\gamma b.\theta)} = 19{,}83 \text{ MPa} \qquad S = 2 \times a \times b = Rb / fbu$$

$$Rb = M/E + N/2$$

Avec :
γb = 1,50 pour les combinaisons de type A
θ = 1,00 charges de longue durée d'application
Nous déduisons donc la surface des cales S = a x b.

VI.2.4.2.2. Situation accidentelle (combinaisons de type B) :

La surface des cales est frettée avec 2% d'acier ainsi sa résistance en compression est :

$$fbu = 0.85 \times \frac{fcf}{(\gamma b.\theta)} = 35 \text{ MPa.}$$

S= 2 × a × b=Rb/fbu
Rb= (2D-E)/D ×Fi+(E/D)/(1- 0,2) x σp0 x S)+ N.
Avec :
γb = 1,00 pour les combinaisons de type B
θ = 0,85 charges de courte durée d'application.

Les dimensions des cales ainsi déterminées doivent être augmentées de 5 à 10 centimètres pour l'enrobage des frettes.

Tableau VI- 5 détermination des cales provisoires

	Rb (kn)	Surface de chaque cale S (m²)	surface finale (a x b)
comb A1	72,54	1,1	1,1x1,1
comb A2	64,23	0,975	1x1
comb B1	63,38	0,965	1x1
comb B2	56,49	0,86	0,9x0,9

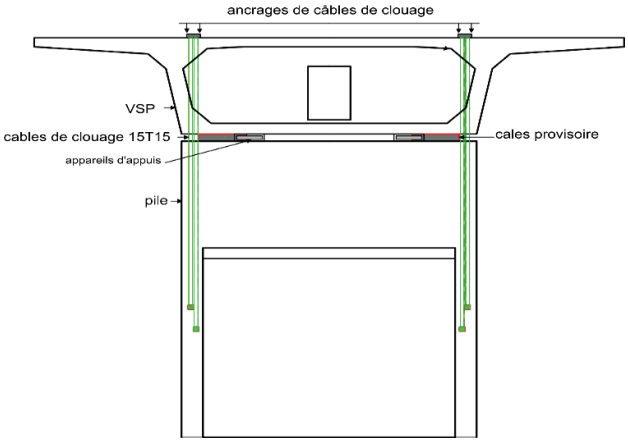


Figure VI- 9 Vue en élévation des organes de stabilité

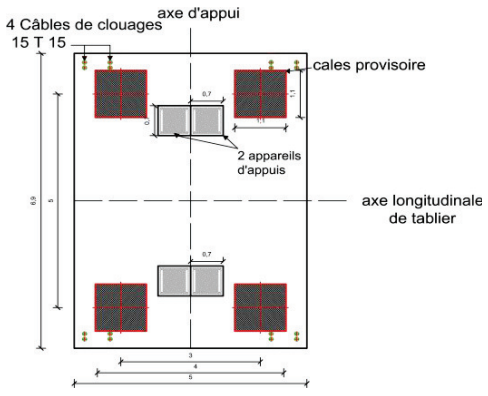


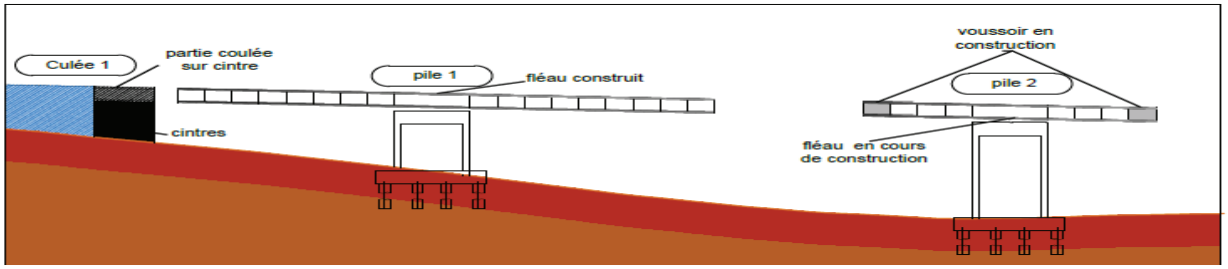
Figure VI- 8Vue en plan de tête de la pile

VI.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE :

VI.3.1. 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 11 travées (09 centrales et 02 de rive) ainsi on dispose de 12 appuis dont 02 culées et 10 appuis intermédiaires.

Tableau VI- 6 Cinématique de construction



Phasage	Tâches à réaliser
1	Construction du fléau sur P1
2	Construction de la partie coulée sur cintre près de C1
3	Clavage C1 P1
4	Construction du fléau sur P10
5	Construction de la partie coulée sur cintre près de C2
6	Clavage C2 P10 ; mise en tension des câbles d'éclisses
7	Construction du fléau sur P2
8	Clavage P1 P2 ; mise en tension des câbles d'éclisses
9	Construction du fléau sur P9
10	Clavage P10 P9 ; mise en tension des câbles d'éclisses
11	Construction du fléau sur P3
12	Clavage P2 P3 ; mise en tension des câbles d'éclisses
13	Construction du fléau sur P8
14	Clavage P9 P8 ; mise en tension des câbles d'éclisses
15	Construction du fléau sur P4
16	Clavage P3 P4 ; mise en tension des câbles d'éclisses
17	Construction du fléau sur P7
18	Clavage P8 P7 ; mise en tension des câbles d'éclisses
19	Construction du fléau sur P5
20	Clavage P4 P5 ; mise en tension des câbles d'éclisses
21	Construction du fléau sur P6
22	Clavage P7 P6 ; mise en tension des câbles d'éclisses
23	Clavage P5 P6 ; mise en tension des câbles d'éclisses

VI.3.2.Modélisation

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

Pour la modélisation de notre structure (tablier), nous avons utilisé le programme de calcul aux éléments finis **Structural Analysis Professional 2019**. Il s'agit d'un modèle comprenant des éléments de type barres (voussoirs à hauteurs constant), appuyé sur une apuis double a une extrémité et appuyé simplement sur tous les autres appuis. Les données nécessaires pour la modélisation sont les suivantes :

- Les données géométriques de la structure et les conditions d'appuis sont définis dans **le chapitre III**.
- Les charges et les combinaisons d'actions à considérer sont déjà définis selon **RCPR** 2008 dans **le chapitre V**.
- Les caractéristiques des matériaux utilisés **le chapitre IV**.

Le modèle de calcul en 3D est donné dans la figure ci-dessous :

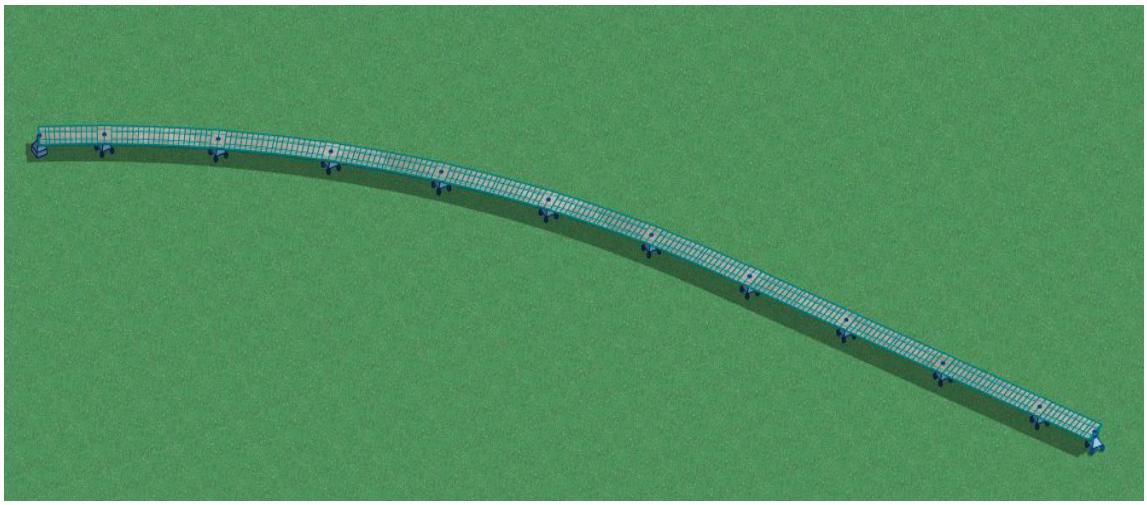


Figure VI- 10 Modèle de calcul.

VI.3.3.Résultats

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

Les résultats des efforts ainsi que leurs combinaisons sont représentés dans **l'annexe B**

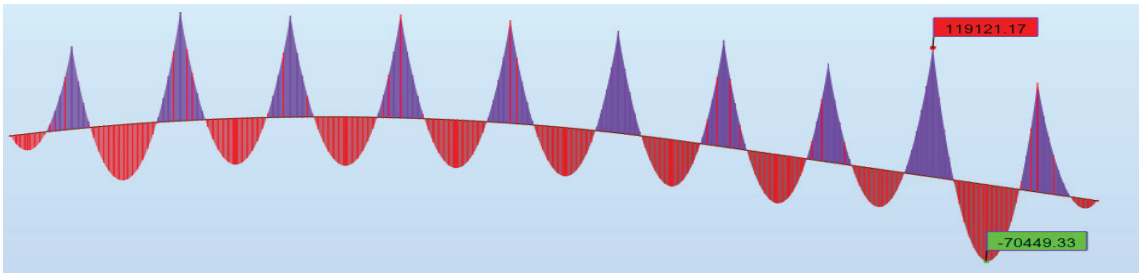


Figure VI- 11 moments fléchissant maximale à l'ELS (G+1.2 (A(L) +St))

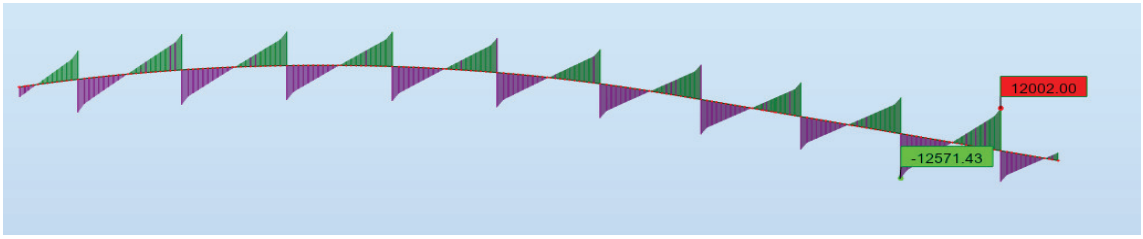


Figure VI- 12 effort tranchant maximale à L'ELS (G+1.2 (A(L) +St)).

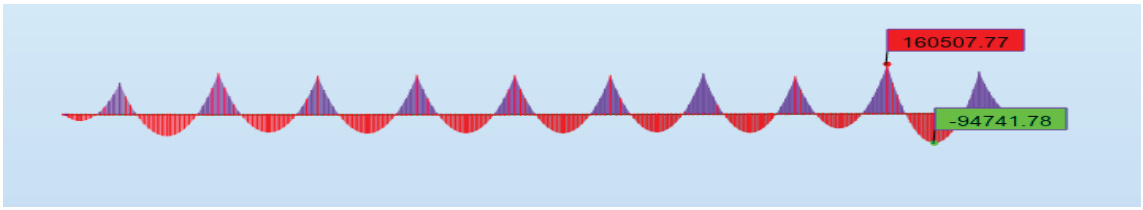


Figure VI- 13 moments fléchissant maximale à l'ELU (1,35G+1.6 (A(L) +St)).

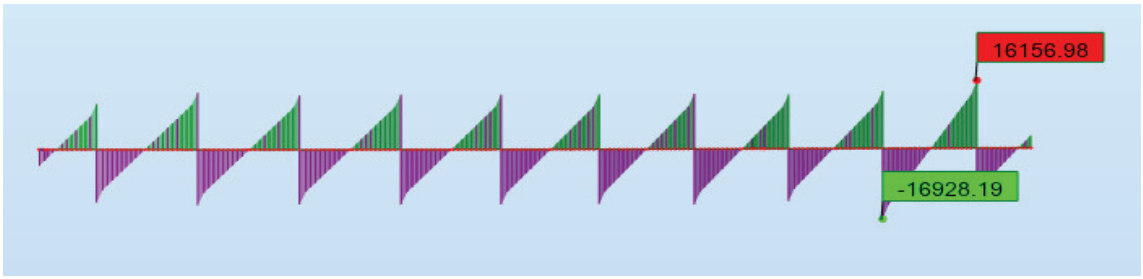


Figure VI- 14 effort tranchant maximale à L'ELU (1.35G+1.6 (A(L) +St)).

VI.4. CONCLUSION

On a vu dans le présent chapitre que l'étude du tablier d'un pont voussoirs construit en encorbellements successifs, est partagée en deux phases. L'une est avant l'achèvement des fléaux là ou l'étude de stabilité de ces derniers est obligatoire. Le système mécanique dans cette phase est isostatique, et le moment maximum est celui à l'encastrement sur les piles. Dans la seconde phase le schéma statique est devenu hyperstatique. Elle est considérée après la réalisation de clavage et la mise en tension des câbles de continuité.

Maintenant dans la prochaine chapitre on va étudie la précontrainte nécessaire au tablier pour résister les déférents sollicitations.



ETUDE DE LA PRECONTRAINTE



VII.1. INTRODUCTION

La stabilité longitudinales d'un pont construit par encorbellement successif 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 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 propres 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 continuité :**

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 plus part des câbles sont situés au niveau de la membrure inferieure à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

VII.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE FLEAU :

Les câbles de fléau doivent reprendre sur pile les tractions dues aux moments négatifs de poids propre des voussoirs du fléau, d'équipage mobile et de charges de chantier lors de la mise en place des voussoirs.

VII.2.1. Détermination du nombre de câbles :

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante : $N \geq \frac{p}{0.75\, p0}$

Avec :

P0 : effort de précontrainte limite qu'un câble de **15T15** peut créer, il est estimé à 25% de perte.

La tension d'origine :

$\sigma p0 = \min(0{,}8\, fprg ; 0{,}9\, fpeg)$ c'est-à-dire $\sigma p0 = 1488$ MPa.

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

$P0 = \sigma p0 \times S(\text{câble15T15}) = 1488 \times 2100 \times 10^{-6}$ ➔ $P0 = 3\,125$ KN

Avec $S_{câble15T15} = 2100$ mm

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 :

Fibres supérieures : $\frac{P}{s} + \frac{P\, e\, v}{I} - \frac{|M|\, v}{I} = 0$ (compression)

Fibres inférieures : $\frac{P}{s} - \frac{P\, e\, v'}{I} + \frac{|M|\, v'}{I} = 0$ (traction)

A la limite on aura : $p = \frac{\frac{|M|\, v}{I}}{(\frac{1}{s} + \frac{e.v}{I})}$ e=v-d

Avec :

P : effort de précontrainte.
M : moment maximal dû aux poids propre et surcharge.
V : distance de CDG de la section à la fibre supérieure.
V' : distance de CDG de la section à la fibre inférieure.
e : distance de P au CDG de la section. (e=v-d)
S : la section du voussoir sur l'axe de la pile.

Chaque voussoir Vi doit supporter son poids propre ainsi que le poids propre du voussoir Vi+1, avec l'équipage mobile et les surcharges du chantier

Exemple d'application : calcul le nombre des câbles de précontraintes pour le voussoir sur pile

M = 142873,66 KN.m (Combinaison de charge A1- Axe VSP)
d = 0.13 m I = 14,9 m^4 S = 20, 85 m v = 1,2 m
On trouve p=85,475109Mn

Donc un nombre de câbles N (théorique) ≥34,19

VII.2.2. Répartition des câbles dans chaque voussoir :

Pour éviter le phénomène de torsion, on doit répartir symétriquement les câbles dans chaque amé d'un voussoir. Pour cela, le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux amés.

La décroissance des moments fléchissant de l'encastrement, considéré à la fin du voussoir sur pile, permet d'arrêter au moins 2 câbles dans chaque voussoir.
Les sollicitations étant déjà calculées dans le CHAPITRE VI, Nous avons dressé un tableau qui résume le nombre de câbles à chaque phase de réalisation comme suit :

Tableau VII- 1 La répartition des câbles du fléau dans chaque voussoir

x	M (kn.m)	I (m^4)	S (m^2)	v (m)	e (m)	P (Mn)	N (théorique)	N (real)
0	142873,66	14,9	20,85	1,2	1,076	85,475	34,19	34
4	108265,785	9,58	8,96	1	0,876	55,658	22,263	28
7	86987,018	9,58	8,96	1	0,876	44,719	17,888	22
10	68002,01	9,58	8,96	1	0,876	34,959	13,984	16
13	51310,762	9,58	8,96	1	0,876	26,378	10,551	14
16	36913,273	9,58	8,96	1	0,876	18,977	7,591	12
19	24809,544	9,58	8,96	1	0,876	12,754	5,102	10
22	14999,573	9,58	8,96	1	0,876	7,711	3,084	8
25	7483,362	9,58	8,96	1	0,876	3,847	1,539	6
28	2260,911	9,58	8,96	1	0,876	1,162	0,465	4
31	0	9,58	8,96	1	0,876	0	0	0

VII.2.3. Trace des câbles de fléau :

Les câbles de fléaux accrochent tous les voussoirs d'un fléau, ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale. Pour les arrêter, il faut les descendre légèrement dans les âmes de manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant, ils sont disposés plus près de l'âme pour faciliter leur descente. Il est avantageux d'utiliser des unités de précontrainte assez fortes pour limiter leur nombre, toutefois le nombre de câble doit être égal dans chaque âme.

VII.2.3.1. Etude de tracé en élévation :

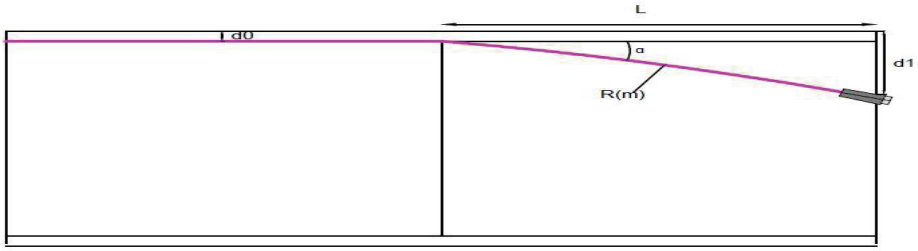


Figure VII- 1 Câblage du voussoir en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants :

- Il faut au maximum éviter les croisements des câbles en particulier dans les âmes.
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir ou ils subissent une déviation parabolique d'équation : $d(x)=d0+ (d1 – d0) (\frac{X}{L})^2$
- L'équation du rayon de courbure à pour expression : $Rc(X) = \frac{X^2}{2(d1-d0)} \geq Rmin$
- L'inclinaison des câbles par rapport l'horizontale : : $\alpha = \text{arctg} \frac{2(d1-d0).X}{L^2}$

Avec :

Rmin : rayon minimal pour les câbles 15T15, 3 m < Rmin.
d1 : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure ;
d0 : distance du CDG du câble à la fibre supérieure ;
L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir)

VII.2.3.2. Tracé en plan des câbles :

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

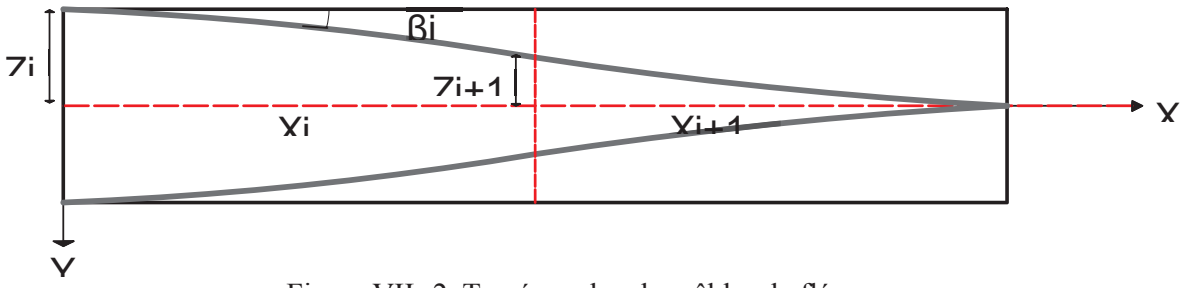


Figure VII- 2 Tracé en plan des câbles de fléau

La courbure est obtenue par la continuité de 2 paraboles d'équation :

- Zi(X)= Z0 – (Z0 – Z1) $(\frac{X}{L1})^2$ dans le repère (O.X.Y).
- Zi(X)= Z0 – (Z0) $(\frac{X}{L2})^2$ dans le repère (O'.X.Y).
- Le rayon de courbure : $Ri + 1 = \frac{(L)^2}{2(Z0 - Z1)}$.
- L'inclinaison : $Tg(\beta) = \frac{2(Z0 - Z1)}{L}$.

Pour notre cas, les deux courbes auront la même allure mais en ses opposés : Xi = Xi+1.

VII.2.3.3. Exemple Etude de câblage de voussoir sur pile :

VII.2.3.3.1. <u>En élévation (Le câble N° 01) :</u>

Le câble est arrêté dans la section (L=4m) c'est-à-dire à la fin du ½ VSP.

L= 4m d0=0,45m d1=0,7m $R(4) = \frac{4^2}{2(0,7-0,45)} = 32m > 3m$

α= arctg $\frac{2(0,70-0,45).4}{4^2}$ =0,124rad

Donc l'équation prébaroque est sous la forme

$$d(x)=0,45+ (0,7 – 0,45) (\frac{X}{4})^2$$

Ce qui nous donne : $d(x)=0,45+0,016x^2$

☞ Le reste des résultats sont illustrées dans le Tableau VII- 3

VII.2.3.3.2. <u>En plan (Le câble N° 02) :</u>

N.B : les câbles 1, 14, 15,16 et 17 ne subissent aucune déviation car ils sont situés à la même position en plan par rapport à son ancrage en plan

Z0=0,03m Z1= 0,015m L1=L2=2m

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

Zi(X)= Zi+1(X)= 0,03 – (0,03 – 0,015) $(\frac{X}{2})^2$= 0,03-0,0038x².

- Le rayon de la courbure :

: $Ri + 1 = \frac{(2)^2}{2(0,03 - 0,015)}$ = 133,33m $> 3m$

- L'inclination

βi= βi+1== arctg $\frac{2(0,015)}{2}$ = 0,015rad

☞ Le reste des résultats sont illustrées dans le Tableau VII- 4

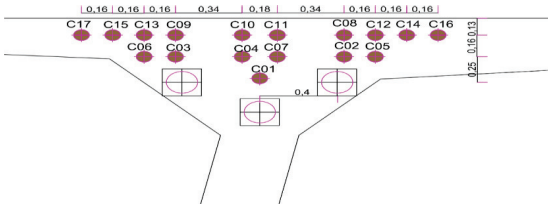


Figure VII- 3 Disposition des câbles au niveau d'axe de VSP

Tableau VII- 2 l'allure du tracé en élévation des câbles de fléau.

câbles	Lev (m)	d0 (m)	d1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
c01	4	0,45	0,7	32	0,124	0,45+0,016x²
c02/c03	4	0,45	0,7	32	0,124	0,29+0,016x²
c04/c07	3	0,29	0,7	10,976	0,267	0,29+0,046x²
c05/c06	3	0,29	0,54	18	0,165	0,29+0,028x²
c08/c09/c12/c13	3	0,13	0,54	10,976	0,267	0,13+0,046x²
c10/c11	3	0,13	0,7	7,895	0,363	0,13+0,063x²
c14/c15/c16/c17	rectiligne					

Tableau VII- 3 l'allure du tracé en plan des câbles de fléau.

Câbles	Zi(m)	Zi+1(m)	Xi ; Xi +1 (m)	R (m)	βi; βi+1 (rad)	Z(x)
c03/c02	0,03	0,015	2	133,33	0,015	0,03-0,0038x²
c08/c09	0,03	0,015	1,5	75	0,02	0,03-0,0067
c12/c05/c013/c06	0,192	0,096	1,5	11,72	0,127	0,192-0,0427x²
c07/c04/c10/c11	0,09	0,045	1,5	25	0,06	0,09-0,02x²
c01/c14/c15/c16/c17	rectiligne					

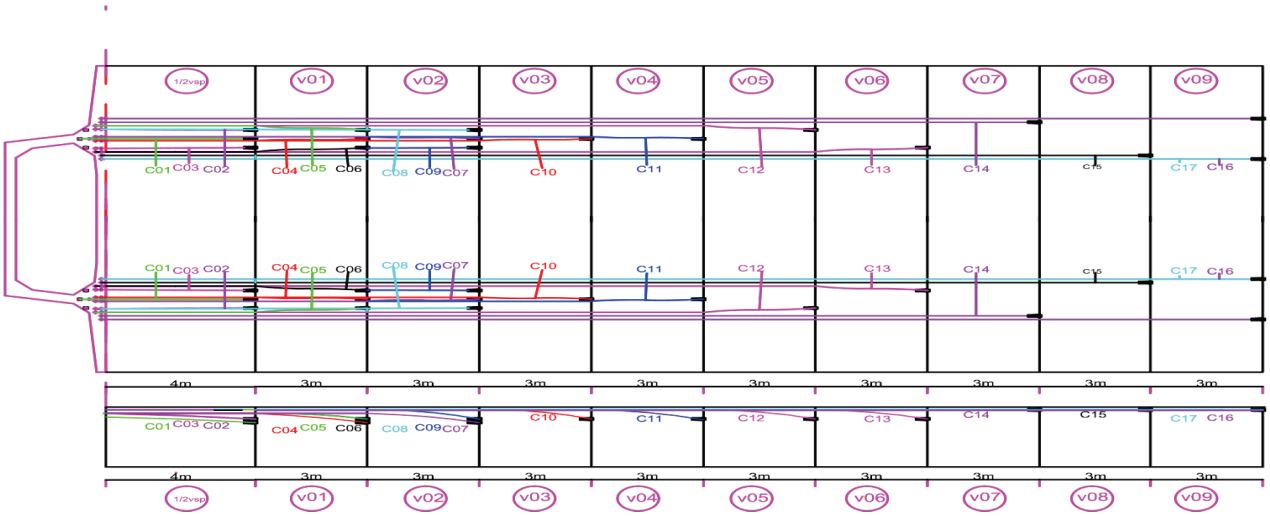


Figure VII- 4 Trace en plan et en élévation des câbles des fléaux

VII.3. CALCULE DES PERTES DE TENSION DE PRECONTRAINTE :

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

Les pertes de tensions divisent en deux groupes :

- Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte
- Les Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension

VII.3.1. Pertes instantanées :

Dans le cas de post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanée qui sont [14] :

- Les pertes de tension par frottement
- Les partes de tension par recul d'ancrages
- Les pertes de tension par déformations instantanées du béton

VII.3.1.1. Pertes par frottement :

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur sa gaine. Lors de la mise en tension, le câble est tiré du côté du vérin et fixé du côté opposé (ancrage mort). Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne.
Les pertes par frottements sont évaluées par la formule [14] suivante :

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

Avec :

f : Coefficient de frottement en courbe, $f\,(rad^{-1}) = 0.20$
φ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur, $\varphi\,(m^{-1}) = 0.003$
σp0 : Tension à l'origine,
x : Abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage,
θ : La déviation angulaire totale du câble sur la distance x, indépendamment de leur direction et de leur signe considérons son tracé dans l'espace. $\theta = \beta + \alpha$. (Si les déviations α.en élévation et β en plan se succèdent)
Si les déviations ont lieu simultanément, on aura la formule approchée :

$$Tg(\theta) = \sqrt{(Tg(\beta))^2 + (Tg(\alpha))^2}$$

e: La base des logarithmes népériens.

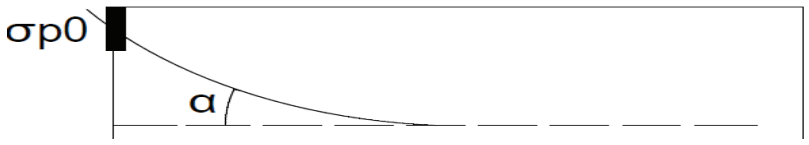


Figure VII- 5 la perte de frottement est en fonction de l'inclinaison et la distance

Par rapport à l'ancrage de câble

VII.3.1.2. Pertes dues au recul à l'ancrage :

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. [14]

Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler a une distance (d) a partir de laquelle la tension demeure inchangée. Celle-ci est fonction de système d'ancrage.

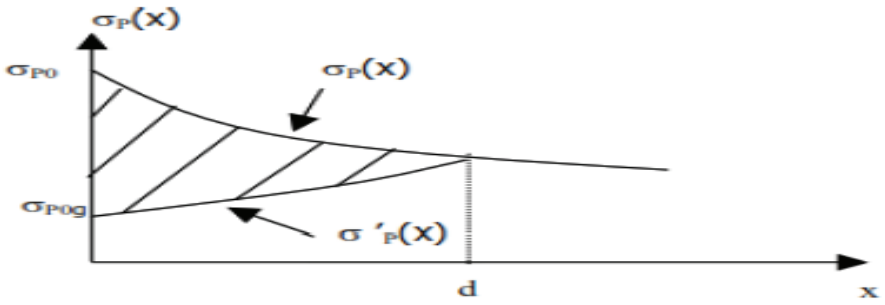


Figure VII- 6 les pertes dues au recul d'ancrages

K= $\alpha\frac{f}{L}$+ φ d= $\sqrt{\frac{g.Ep}{\sigma p0.k}}$ $\Delta\sigma g(x) = 2 \times \sigma P0 \times k\,(d - x)$

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
σp0 : contrainte initiale.
$\Delta\sigma g(x)$: La perte de tension.
g : l'intensité du recul à l'ancrage, tel que g = 2 mm
Ep : module d'élasticité des aciers = 190000 MPa selon de BPEL 91.

VII.3.1.3. Pertes par raccourcissement du béton :

Supposons qu'une pièce soit armée avec plusieurs câbles de précontrainte. La mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuant câble par câbles, la mise en tension du deuxième câble va entrainer un raccourcissement de la pièce et du premier câble, de même la mise en tension du troisième câble va entrainer un raccourcissement de la poutre et les deux premiers câbles et ainsi de suite. [14]

$$\Delta\sigma e\ (x)= \frac{N}{N-n} \times Ep \times \frac{\sigma b}{Ebi}$$

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

$\Delta\sigma e\ (x)= \frac{1}{2} \times Ep \times \frac{\sigma b}{Ebi}$ Et $\sigma b = \frac{P}{s} + \frac{P\,e^2}{I} - \frac{|Mp|e}{I}$

Avec :

σb : Contrainte finale (après stabilisation des pertes) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes ;
P : effort de précontrainte (après stabilisation des pertes) ;
Mp : moment dû au poids propre.

VII.3.1.4. Perte instantané totale

Pour la même abscisse x, la valeur des pertes instantanées totale est calculée à partir de la formule suivante[14] :

$$\Delta\sigma i = \Delta\sigma\varphi + \Delta\sigma g + \Delta\sigma e$$

VII.3.1.5. Exemple de calcul des pertes instantanées :

Dans cet exemple on va déterminer les pertes de tension des câbles **C1** à la fin du voussoir :

VII.3.1.5.1. Pertes par frottement :

α = θ =0,124 (câble rectiligne en plan) et σP0=1488 MPA

$\Delta\sigma\varphi(4) = \sigma P0 \times (1 - e^{-(0,2\times0,124 + 0,003\times4)})$ =53,76Mpa

VII.3.1.5.2. Pertes dues au recul à l'ancrage a l'axe de vsp (x=4) :

Ep = 190 000 MPa ; $l = 4\,m$; $g = 0.002\,m$; $\theta = 0.124\,rad$

K= $0,124\frac{0,2}{4}$+ 0,003=0,0092

d= $\sqrt{\frac{0,002\times190000}{1488.\times0,0092}}$ =5,33m

Ce qui nous donne :

$\Delta\sigma g(4) = 2 \times 1488 \times 0,009 \times (5,33 - 4)$ =35,62 MPA

VII.3.1.5.3. Pertes par raccourcissement du béton :

$Mp = 142,87\,MN.m$ $n = 34 câbles$; $P0 = 3,125 \times (1 - 0,086) = 2,85MN$;

$e = 0,99\,m$ $S = 20,85m^2$; $I = 14,9\,m^4$

σb= 1,57 MPA et $\Delta\sigma e\,(x)$= $2,64 \times 1,57 = 4,14$ MPA

VII.3.1.5.4. La résume des pertes instantanées totales :

Tableau VII- 4 évaluation des pertes instantanées

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9
Pertes Instantanées(%)	8,89	11,38	11,55	10,65	8,65	7,83	6,91	5,32	5,26	5,6	5,94

☞ les détails de calcule sont inscrits dans l'annexe C.

VII.3.2. Pertes de tension différées :

Dans le cas de post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont [14] :

- Perte de tension due au retrait du béton
- Perte de tension due au fluage de béton
- Pertes de tension due à la relaxation d'acier

VII.3.2.1. Pertes de tension dues au retrait du béton :

Le retrait de béton est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton. [14]
La perte finale de tension due au retrait du béton est égale a :

$$\Delta\sigma r = Ep\ \varepsilon r[r(t) - r(t1)]$$

Avec :

εr: retrait total du beton

$t1$: l'age du beton au moment de sa mise en precontrainte

r(t) : une fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps ; très souvent, on peut négliger r (t1) devant 1 ce qui conduit à la formule simplifie suivante :

$$\Delta\sigma r \cong Ep\ \varepsilon r$$

Avec :

εr : étant le retrait total du béton, vaut en climat humide $2 \times (10)^{-4}$ (BPEL).
Ep : module d'élasticité de l'acier de précontrainte (Ep =190000 MPa).

VII.3.2.2. Pertes par fluage :

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps. Ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané εi à la mise en charge, on constate que la déformation totale augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée

$$\Delta\sigma fl = 2.5\ \frac{Ep}{Eij}\ \sigma M \qquad \text{Tel que :}\ \ \sigma M = \frac{P}{s} + \frac{P\ e^2}{I} - \frac{|Mp|e}{I}$$

Avec :

σM : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée . [14]

VII.3.2.3. Perte par relaxation des câbles :

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

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

$$\Delta\sigma rlx = \frac{6}{100}\left(\frac{\sigma pi}{fprg} - \mu 0\right).\sigma pi.\rho 1000$$

Avec :

σpi : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x : σpi= σp0 - Δσinst
μ0 : coefficient pris égal à : 0.43 (pour les aciers TBR.)
σp0 : tension à l'origine ; σp0 = 1488 MPa
ρ1000 : valeur garantie de la relaxation à 1000h.

VII.3.2.4. Pertes différées totales :

La perte différée finale est prise, selon le BPEL, égale à :

$$\Delta\sigma d = Rrt + \Delta\sigma fl + 5/6\Delta\sigma rlx$$

Le coefficient **5/6** tient compte de la non-indépendance des pertes. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

VII.3.2.5. Exemple de calcul pour les Pertes de tension différées :

Dans cet exemple on va déterminer les pertes de tension des câbles **C1** à la fin du voussoir ;

VII.3.2.5.1. Pertes par retrait :

$\Delta\sigma r = 190000x\ 2 \times (10)^{-4} = 38$ MPa $\Delta\sigma r(\%)=2,55$

VII.3.2.5.2. Pertes par fluage :

$$Mp = 314{,}78\ MN.m$$
$$n = 32\ câbles$$
$$P = (1 - 0{,}089) \times 3{,}125 = 2{,}85 MPa\ ;\ e = 0{,}99\ m$$
$$S = 20{,}85 m^2 \qquad I = 14{,}9\ m^4$$
$$Ep = 190\,000 MPa\ ;\ Ebi = 35\,981{,}73\ MPa$$
$$\sigma M = 1{,}53 MPa \ \rightarrow\ \Delta\sigma fl = 13{,}2 \times 1{,}53 = 20{,}18 MPa$$

VII.3.2.5.3. Perte par relaxation des câbles :

$$\sigma i = (1 - 0{,}089) \times 1488 = 1355{,}72\ MPa$$
$$fprg = 1\,860\ MPa$$
$$\rho 1\,000 = 2{,}5\%$$
$$\mu 0 = 0{,}43$$

$$\mu = \frac{\sigma pi}{fprg} = 0{,}73 \qquad \Delta\sigma rlx = 60{,}8\ MPa$$

☞ le reste de calcul sont inscrits dans l'annexe C.

VII.3.3. Pertes totales

I s'agit du l'addition des pertes instantané à celle des pertes différées, à chaque point d'abscisse x, comme suite :

$$\Delta\sigma T = \Delta\sigma i_{tot} + \Delta\sigma f_{tot}$$

Le tableau ce dessous résumé les pertes totales

Tableau VII- 5 récapitulation des pertes de contrainte instantanée et différé en (%)

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9
Pertes Différées (%)	7,32	9,99	8,87	7,8	8,59	8,95	9,14	9,22	8,83	8,19	8,32
Pertes Instantanées(%)	8,89	11,38	11,55	10,65	8,65	7,83	6,91	5,32	5,26	5,6	5,94
Perte totale (%)	16,21	21,37	20,42	18,45	17,24	16,78	16,05	14,54	14,09	13,79	14,26

- ❖ D'après les résultats du tableau, on déduit qui le pourcentage des pertes à long terme est de **21.37%** qui est inférieure aux pertes estimées **(25%).**

☞ les détails de calcule sont inscrits dans l'annexe C.

VII.4. VERIFICATION 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. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

La condition à vérifier est la suivante :

$\sigma bt1 < \sigma c \leq \sigma bc$ Dans la fibre supérieure
$\sigma bt2 < \sigma' c \leq \sigma bc$ Dans la fibre inférieure
$\sigma bc = 0.6 \times fc28 = 0.6 \times 35 = 27\,MPa$;
$\sigma bt1 = 1.5 \times ft28 = 1.5 \times 2{,}7 = 4.05\,MPa$ Hors section d'enrobage ;
$\sigma bt2 = 0.7 \times ft28 = 0.7 \times 2{,}7 = 1{,}89\,MPa$ Section d'enrobage.

Avec : $\sigma(y) = \frac{P}{s} + \frac{(Pe+\mathrm{M}).y}{I}$

P : effort de précontrainte ;
B : surface de la section considérée ;
I : inertie de la section considérée ;
e0 : excentricité du câble de précontrainte moyen ;
M : moment extérieur ;
y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

	N° câbles	P (MPa)	M (Mn.m)	S (m2)	I (m4)	v	v'	e moy (m)	σSup (MPa)	σinf (MPa)
axe vsp	34	83,54	140,31	20,85	14,9	1,2	1,5	0,99	-0,63	9,81
vsp	28	68,8	108,06	8,96	9,58	1	1,7	0,85	2,5	16,48
v01	22	54,06	86,83	8,96	9,58	1	1,7	0,86	1,82	13,19
v02	16	39,32	67,88	8,96	9,58	1	1,7	0,87	0,87	10,36
v03	14	34,4	51,22	8,96	9,58	1	1,7	0,87	1,62	7,62
v04	12	29,49	36,85	8,96	9,58	1	1,7	0,87	2,12	5,28
v05	10	24,57	24,77	8,96	9,58	1	1,7	0,87	2,39	3,34
v06	8	19,66	14,98	8,96	9,58	1	1,7	0,87	2,42	1,82
v07	6	14,74	7,47	8,96	9,58	1	1,7	0,87	2,2	0,7
v08	4	9,83	2,26	8,96	9,58	1	1,7	0,87	1,75	-0,02
v09	4	9,83	0	8,96	9,58	1	1,7	0,87	1,99	-0,42

☞ En construction, il n'y a pas de problème vis-à-vis des contraintes normales. Donc, on peut garder notre choix sur le nombre de câbles.

VII.5. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE :

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les moments positifs en travée dus à l'effet des superstructures et des actions variables après la réalisation des fléaux.

Ces câbles qui s'opposent a des moments positifs, qui sont situés dans les goussets inferieurs et sont ancrés dans les bossages situés à la jonction âme-hourdis inferieure.

La précontrainte totale sera évaluée en fonction des efforts suivants :

- Poids propres de la superstructure.
- Surcharge de trottoirs.
- Surcharges routières.

Une fois l'ouvrage est fini, le schéma statique final est devenu un système hyperstatique, La précontrainte ne devra pas être surdimensionnée, car en absence des surcharges nous risquerons d'obtenir des moments négative à mi- travée. Pour cela les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs à L' ELS due à la combinaison la plus défavorable.

Les câbles de continuité seront dimensionnés avec le moment positif à l'ELS du a la combinaison la plus défavorable.

G+ 1.2 Al + 1.2 ST

Avec :

- G :Poids propre de la structure
- Al : Système de charge routière type Al.
- ST : surcharges du trottoir.

VII.5.1. Calcules du nombre de câbles de continuité dans chaque travée :

Les câbles de continuité en travée intermédiaire vont reprendre les moments positifs.

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

$$P = \frac{\frac{M \times V'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{(e_0 \times V')}{I}}$$

Tel que :

- P : effort de précontrainte.
- M : le moment fléchissant max, tel que .
- V' : la distance du centre de gravité de la section considérée a la fibre inferieur.
- I ; le moment d'inertie longitudinal de la section.
- S : l'aire de la section.
- e : l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité, **Avec : e = V'-d.**

VII.5.1.1. Exemple de calcule travée centrale

Pour la section située à l'axe de la travée centrale (section a la clé) on a :

S (m2)	Iz (m4)	V(m)	V'(m)	d'(m)	e(m)	Mmax Kn.m)
8.96	9,58	1.00	1.70	0.15	1.55	71143,33

D'où :

$$P = \frac{\frac{71143.33 \times 1.7}{9.58}}{\frac{1}{8.96} + \frac{(1.57 \times 1.7)}{9.58}} = 32353.48 \text{ KN}$$

- P0 = σp0 × Scâble15T15× ΔσT =1488×2100×10^{-6} Donc P0 = 3 125 KN

- le nombre du câbles : n=$\frac{P}{0.75 \times P_0}$ =14.82

Donc on prend

N= 16 câbles.

☞ Le reste des résultats sont illustrées dans le Tableau VII- 6

VII.5.1.1. Exemple de calcule travée de rive

Pour la section située à l'axe de la travée centrale (section a la clé) on a :

S (m2)	Iz (m4)	V(m)	V'(m)	d'(m)	e(m)	Mmax Kn.m)
8.96	9,48	1.00	1.70	0.15	1.57	25681.71

D'où :

$$P = \frac{\frac{25681.71 \times 1.7}{9.58}}{\frac{1}{8.96} + \frac{(1.55 \times 1.7)}{9.58}} = 11786.35 \text{ KN}$$

➢ P0 = σp0 × Scâble15T15× $\Delta\sigma T$ =1488×2100×10^{-6} Donc P0 = 3 125 KN

❖ le nombre du câbles : n=$\frac{P}{0.75 \times P_0}$ =5.29

Donc on prend

N= **8 câbles.**

☞ Le reste des résultats sont illustrées dans le Tableau VII- 8

Tableau VII- 7 Nombre de câbles de continuité par voussoir (travée centrale)

	x (m)	M (kN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N câble	N retenus
FIN V3	10	18269,24	1,70	1,00	9,58	8,96	1,55	8,38	3,76	4
FIN V4	13	34139,67	1,70	1,00	9,58	8,96	1,55	15,67	7,03	8
FIN V5	16	47086,43	1,70	1,00	9,58	8,96	1,55	21,61	9,70	10
FIN V6	19	57515,49	1,70	1,00	9,58	8,96	1,55	26,40	11,85	12
FIN V7	22	64818,33	1,70	1,00	9,58	8,96	1,55	29,75	13,35	14
FIN V8	25	64820,81	1,70	1,00	9,58	8,96	1,55	29,75	13,36	16
V9	28	69434,62	1,70	1,00	9,58	8,96	1,55	31,87	14,31	16
FIN V CLAVAGE	30	71143,33	1,70	1,00	9,58	8,96	1,55	32,65	14,66	16
V9	28	70724,63	1,70	1,00	9,58	8,96	1,55	32,46	14,57	16
V8	25	66665,21	1,70	1,00	9,58	8,96	1,55	30,60	13,74	16
V7	22	60539,29	1,70	1,00	9,58	8,96	1,55	27,78	12,47	14
V6	19	50891,66	1,70	1,00	9,58	8,96	1,55	23,36	10,49	12
V5	16	38431,86	1,70	1,00	9,58	8,96	1,55	17,64	7,92	10
V4	13	23326,18	1,70	1,00	9,58	8,96	1,55	10,71	4,81	8
V3	10	5643,57	1,70	1,00	9,58	8,96	1,55	2,59	1,16	4

Tableau VII- 8 Nombre de câbles de continuité par voussoir (travée de rive)

	x (m)	M (kN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
V1	0	33,49	1,70	1,00	9,58	8,96	1,55	0,02	0,06	2

V2	4	14074,43	1,70	1,00	9,58	8,96	1,55	6,46	2,90	4
V3	6	19010,08	1,70	1,00	9,58	8,96	1,55	8,72	3,92	6
V4	9	24888,75	1,70	1,00	9,58	8,96	1,55	11,42	5,13	8
V5	12	25681,71	1,70	1,00	9,58	8,96	1,55	11,79	5,29	8
V6	15	21543,87	1,70	1,00	9,58	8,96	1,55	9,89	4,44	6
V7	18	13807,46	1,70	1,00	9,58	8,96	1,55	6,34	2,84	4
V8	21	3641,88	1,70	1,00	9,58	8,96	1,55	1,67	0,75	2

VII.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES EN PHASE DE SERVICE

La vérification des contraintes dans le béton se fera à l'état imite de service sous la combinaison la plus défavorable.

On distinguera deux cas de vérifications :

On distingue dans cette phase deux états de vérifications :

- **Etat à vide :** où l'ouvrage ne subit aucunes surcharges sauf les charges permanentes (poids propre et surcharges de la superstructure).
- **Etat en charge :** où l'ouvrage est sollicité par son poids propre et par les surcharges d'exploitation.

$\sigma bc = 0.6 \times fc28 = 0.6 \times 35 = 21$ MPA ;
$\sigma bt1 = 1.5 \times ft28 = 1.5 \times 2.7 = 4.05$ MPA, Hors section d'enrobage ;
$\sigma bt2 = 1.0 \times ft28 = 1.0 \times 2.7 = 2.7$ MPA, Section d'enrobage.

☞ Les résultats sont mentionnés dans l'annexe C.

VII.7. TRACE DES CABLES DE CONTINUITE :

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

L'allure des câbles en élévation et en plan sont montrée dans les tableaux suivants :

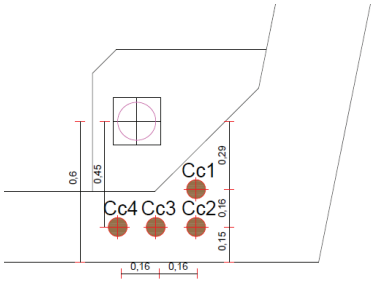


Figure VII- 7 Disposition des câbles de continuité au niveau du

Tableau VII- 9 L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour les travées de rive

Câbles	Zi(m)	Zi+1(m)	m) Xi ; Xi +1 (m)	R (m)	β (rad)	Z(x)
Cc4	0.08	0.04	2	16.53	0.04	0.08-0.01x²
Cc3	0.08	0.04	1	16.53	0.08	0.08-0.04x²
Cc2-Cc1	0.25	0.125	1.5	5.29	0.165	0.25-0.0556x²

Tableau VII- 10 L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour les travées de rive

Câbles	Ldév (m)	d0 (m)	d1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
Cc4	4	0.15	0.6	17.78	0.221	0.15+0.113x²
Cc3	2	0.15	0.6	4.44	0.423	0.15+0.225x²
Cc2	3	0.15	0.6	10	0.291	0.15+0.15x²
Cc1	3	0.31	0.6	15.52	0.191	0.31+0.097x²

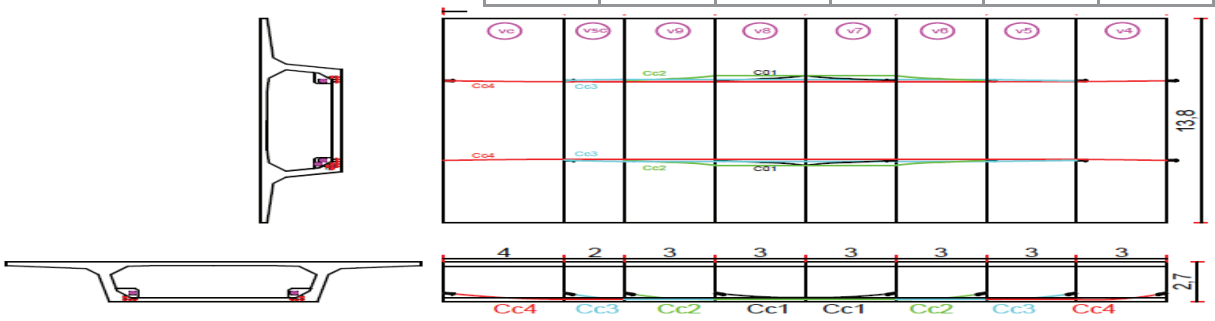
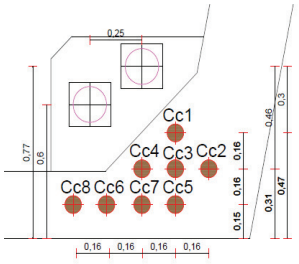


Figure VII- 8 Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité pour les travées de rives..



.

Figure VII- 9 Disposition des câbles de continuité au niveau du

vsc

Tableau VII- 11 L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour les travées principales

Câbles	Zi(m)	Zi+1(m)	m) Xi ; Xi +1 (m)	R (m)	β (rad)	Z(x)
Cc6-Cc8	0.08	0.04	1.5	16.53	0.053	$0.08-0.0178x^2$
Cc1-Cc3-Cc5	0.16	0.08	1. 5	8.27	0.106	$0.16-0.0356x^2$
Cc7-Cc4	rectiligne					
Cc2	0.32	0.16	1.5	4.13	0.21	$0.32-0.0711x^2$

Tableau VII- 12 L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour les les travées principales

Câbles	Ldév (m)	d0 (m)	d1 (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
Cc8-Cc6	3	0.15	0.6	10	0.291	$0.15+0.15x^2$
Cc5-Cc7	3	0.15	0.77	7.26	0.392	$0.15+0.207x^2$
Cc4-Cc3-Cc2	3	0.31	0.77	9.78	0.298	$0.15+0.153x^2$
Cc1	3	0.47	0.77	15	0.197	$0.15+0.10x^2$

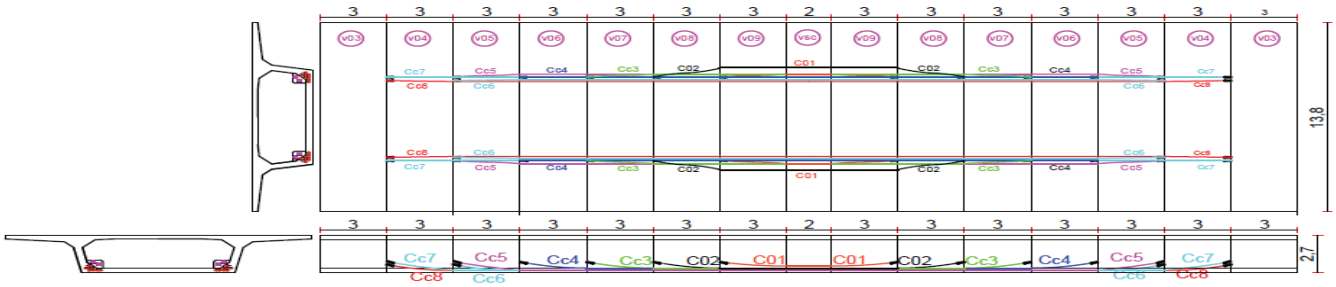


Figure VII- 10 Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité au niveau des clavages P1-P2/P2-P3/P3-P4/P4-P5/P6- P7/P7-P8/P8-P9/P9-P10.

VII.8. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

L'effort tranchant est la projection de la résultante des efforts appliques à droite de la section de calcul, sur la normale à la fibre moyenne. Le calcule doit être effectué donc sur les sections droites de la poutre.

Il faut tenir en compte :

- Des charges et surcharges (poids propre, superstructures, charge d'exploitation)
- La réduction de l'effort tranchant du a la précontrainte.

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme, les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au C.D.G de la section sont les éléments résistants à la flexion.

L'âme du caisson sera donc dimensionnée pour :

- Résister aux efforts de cisaillement.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontraintes.

VII.8.1. Section a vérifié :

Puisque l'effort tranchant maximum se situe au voisinage de l'encastrement, alors on choisit de vérifie lune section au voisinage de l'appui, on prend l'axe du voussoir sur pile.

Ça veut dire X=2m du voussoir sur piles.

Les caractéristiques de la section a vérifié sont :

X	h	S	I	V'	V	ρ	e
2 m	2.7 m	20,85m^2	14.9 m^4	1.5 m	1.2 m	0.597	3.2 m

ρ : Le rendement mécanique de la section vaut : $\frac{I}{S.V.V'}$

e : l'épaisseur de l'âme.

VII.8.2. Détermination de l'effort tranchant :

Il faut prendre en compte dans le calcul de l'effort tranchant sous l'effet de la précontrainte :

- Effet isostatique
- Effet hyperstatique

VII.8.2.1. Effort tranchant dû aux charges extérieures (effet hyperstatique) :

L'effort tranchant dû aux charges extérieures sera celui trouvé pour la combinaison la plus défavorable à l'ELS, soit la combinaison **G + 1.2 Al + 1.2 ST.**

A cette action, nous devons ajouter l'effort tranchant du au moment hyperstatique de précontrainte, s'il existe. Il est égal à la dérivée de ce moment : **V= dM/dx**

Vser (3,5) = 10,57 MN

VII.8.2.2. Effort tranchant dû à la précontrainte :

L'évaluation de la réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles est évidemment liée au tracé du câblage. Cet effort est de signe contraire à l'effort tranchant dû aux charges extérieures.

- L'effort tranchant provoqué par la précontrainte (H.THONIER 92) est :

$$\boldsymbol{V_P = P \sin \alpha}$$

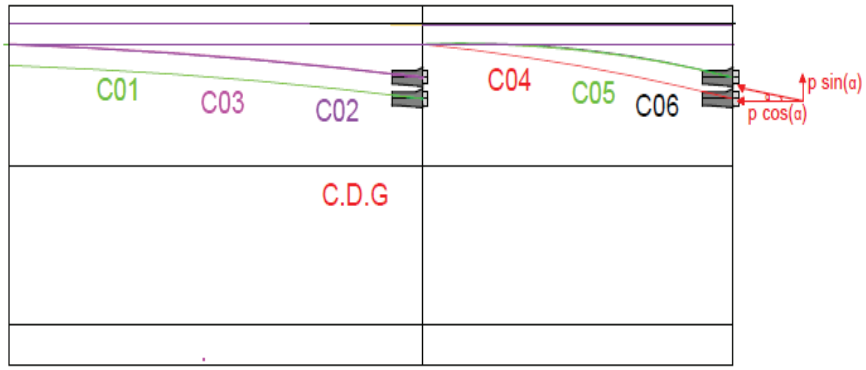


Figure VII- 11 effort tranchant due au câbles de fléau

Application numérique :

Remarque : au niveau de cette section on a seulement les câbles de fléau.

On pose que sur les 34 câbles de fléau, les six câbles ancrés dans le voussoir sur pile ont subi une inclinaison moyenne $\boldsymbol{\alpha}$ tel que $\boldsymbol{\alpha}$= 0,124 rad.

- $\boldsymbol{V_P}$=$6 \times (1 - 0.2137) \times p_0 \times \sin \alpha = 6 \times 0.7863 \times 3125 \times \sin(0.124) = 3.53$ MN

$\boldsymbol{V_P}$ = 1.83 MN

Calcule de l'effort tranchant réduit :

$$T_r = V_{ser} - V_p = 12.57 - 1.83 = 10.74 \text{ MN}$$

Calcule de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{T_r}{2\, Z b_n}$$

Avec :

T_r : Effort tranchant réduit.

Z : bras de levier.

$Z=(\frac{1+\rho}{2}) \times h = \left(\frac{1+0.597}{2}\right) \times 2.7 = 2.17$ m.

b_n : L'épaisseur nette de l'âme

$b_n = 3.2 - (3 \times 0.08925) = 2.93$ m

$$\tau = \frac{T_r}{2\, Zb_n} = \frac{10.74}{2 \times 2.93 \times 2.17} = 0.85 \text{ MPA.}$$

VII.8.3. Vérification de la contrainte de cisaillement.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau < \min (\tau_1 ; \tau_2).$$

Avec :

$$\tau_1{}^2 = 0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)$$

$$\tau_2{}^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 . f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x)$$

Et :

σ_x: Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

$\sigma_x = \frac{34 \times 0.7863 \times 3.125}{20.85} = 4.006$ MPA.

$$\tau_1{}^2 = 7.24 \quad \tau_1 = 2.69 \text{ MPA}$$

$$\tau_2{}^2 = 17.58 \quad \tau_2 = 4.19 \text{ MPA}$$

$$\tau = 0.85 < \min (\tau_1 ; \tau_2) = 2.69 .$$

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

VII.8.4 Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversales et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

La première étape consiste à déterminer l'angle **βu** que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par : $tg2\beta_u = \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y}$. tels que $\beta_u \geq 30$ °.

Avec :

σx,σy : représentent les contraintes normales au niveau de G ; σx= P/S

τ: Contrainte tangentielle ultime.

$$\tau = \frac{T_{ur}}{2\,Zb_n} = \frac{13.486}{2 \times 2.93 \times 2.17} = 1.06\ MPA.$$

$tg2\beta_u = \frac{2\times1.06}{4.006} = 0.529$ ➔ $\beta_u = 13.94°$ On prend $\boldsymbol{\beta_u = 30°}$

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale At, donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{2\, b_n \times S_t \times \gamma} \geq (\tau - \frac{f_{tj}}{3})\, tg\beta_u$$

Avec :
At : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;
st : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre
*f*e : limite d'élasticité de l'acier ;
γs = 1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;
bn : largeur nette de la section d'appui.

Donc :

$$\frac{A_t \times 500}{2 \times 2.93 \times S_t \times 1.15} \geq (1.06 - \frac{2.7}{3})\, 0.557$$

On trouve

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 12.45\ cm^2$$

Le pourcentage minimum a disposé

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

$$\boldsymbol{\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6\, \frac{b_n \gamma}{f_e} = 40.43\ cm^2}$$

- La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :
  - $\tau = 1.06$ MPA $< \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = 5.83$ MPA

Donc la condition est vérifie

❖ **Vérification de la flèche :**

Suivant les règles **BAEL** la flèche admissible est de **L/500**, où **L= 64 m** est la portée de la travée considérée.

La flèche maximal δ= **6.2cm** <δadm= **64/500 = 12,8 cm** donc la condition de déplacement élastique est vérifiée.

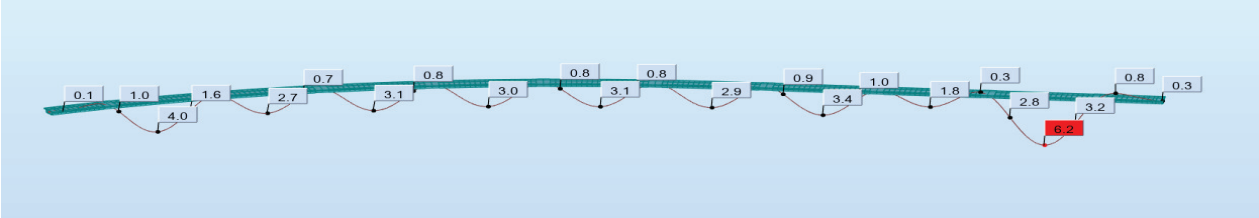


Figure VII- 12 la flèche maximale de l'ouvrage

ETUDE TRANSVERSALE

VIII.1 INTRODUCTION :

Le but de cette partie est de dimensionner la section transversale du tablier en caisson en déterminant le ferraillage nécessaire de l'hourdis (supérieur et inférieur) et les âmes.
En réalité, les caissons constituant le tablier sont déformables en section transversale.
Selon la morphologie du tablier et selon son mode de sollicitation, la flexion transversale peut être décomposée en quatre types de déformations :

- Flexion locale (hourdis inferieur et l'hourdis supérieur)
- Torsion (pour les âmes)
- Gauchissement
- Distorsion

VIII.2 EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

VIII.2.1 Modélisation :

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau d'intersection de l'axe moyenne des âmes et l'hourdis inferieur (un appuis double et un appui simple à l'extrémité de chaque âme)

Vu la variation de la hauteur de l'houris supérieur au long de son abscisse x, on a pris des hauteurs équivalentes pour chaque tronçons (goussets, parties d'encorbellements, la partie médiane), Avec une bande de largeur de 1m

La section de voussoir est modélisée comme élément barre.

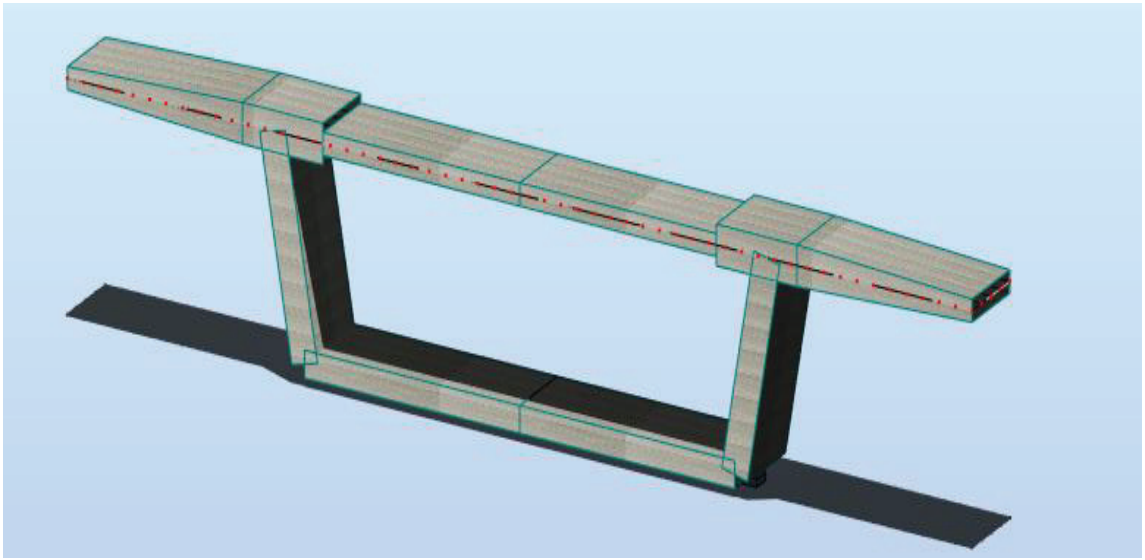


Figure VIII- 1 .vue en 3D de voussoir courant (cadre)

`

VIII.2.2 Sollicitations De Calcul :

En service, les actions à prendre en compte sont les actions habituelles : poids propre de la structure, poids des superstructures et poids des surcharges routières.

VIII.2.2.1 Charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent les actions dues au poids propre et aux superstructures.

- **Poids propre du tablier :**

Le poids du tablier béton se détermine en fonction des caractéristiques mécaniques et de la géométrie définie de la structure avec la densité $\rho = 25$ kn/m3

- **Poids des superstructures**

Sur une tranche de 1 m, on distingue des superstructures linéaires dont le poids est calculé en (kn/ml) et des superstructures concentrées dont le poids est calculé en (kn), elles sont introduites selon les cas de charges suivantes :

- Couche de roulement : une charge de 1,92kn/m répartie sur la largeur roulable 12,5 m
- Trottoir : une charge de 4,75 kn/m répartie sur la largeur de trottoir 0,65 m
- Barrières : charge ponctuelle à l'extrémité de tablier (1,3kn)
- Corniches : charge ponctuelle à l'extrémité de tablier (1,25kn)

VIII.2.2.2 Charges d'exploitation :

Ce sont les actions verticales dues à la circulation des charges routières du système B (Bc, Bt, Br), A(l)et la charge militaire Mc120 et les convois exceptionnelles (D240)
Les coefficients de majoration dynamiques sont calculés dans **le chapitre V** (charge et surcharge)

VIII.2.2.3 Combinaisons de charges :

Le tableau ci- après donne les différentes combinaisons possibles :

Tableau VIII- 1Combinaisons des charges appliquées.

Combinaisons		G	A(l)	Bc	Bt	Mc 120	D 240	St
ELU	Combinaison1	1,35	1,6	0	0	0	0	1,6
	Combinaison2	1,35	0	1,6	0	0	0	1,6
	Combinaison3	1,35	0	0	1,6	0	0	1,6
	Combinaison4	1,35	0	0	0	1,35	0	0
	Combinaison5	1,35	0	0	0	0	1,35	0
ELS	Combinaison1	1	1,2	0	0	0	0	1,2
	Combinaison2	1	0	1,2	0	0	0	1,2
	Combinaison3	1	0	0	1,2	0	0	1,2
	Combinaison4	1	0	0	0	1	0	0
	Combinaison5	1	0	0	0	0	1	0

`

VIII.2.3 Résultats :

Les résultats des moments de l'étude transversale pour le voussoir courant sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII- 2 -Moments extrêmes dans le voussoir courant

	Mmax(KN.m)		Mmin(KN.m)	
	Mult	Mser	Mult	Mser
Hourdis supérieur	298,71	221,27	-650,72	-482,01
Hourdis inférieur	124,78	93,87	-171,56	-128,29
Âme	566,32	419,5	-265,64	-198,72

☞ Les résultats des moments pour chaque combinaisons sont illustrées dans l'annexe B

VIII.3 FERRAILLAGE :

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

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

Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur : Les fissurations sont jugées préjudiciables, alors, le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELS.

VIII.3.1 Ferraillage transversal

- $\bar{\alpha} = \frac{15\bar{\sigma}bc}{\bar{\sigma}s+15\bar{\sigma}bc} = \frac{15(21)}{250+15(21)} = 0{,}558$
- $Mrb = \left(1 - \frac{\bar{\bar{\alpha}}}{3}\right)\bar{\sigma}bc.b.d^2$=$\frac{0{,}558}{2}$(1-$\frac{0{,}558}{2}$).21× 1 × 0,27²=347,558 kn.m
- $\sigma sc = 15\bar{\sigma}bc(\frac{\bar{\alpha}-\delta\prime}{\bar{\alpha}})$= 15 × 21($\frac{0{,}558-0{,}185}{0{,}558}$)=210,46Mpa.. Avec $\delta = \frac{c}{d}$=$\frac{5}{27}$=0,185
- $Aser' =$($\frac{Mser-Mrb}{\sigma sc(d-c)}$)= ($\frac{482{,}01-347{,}68}{210{,}46(0{,}27-0{,}05)}$) × 10=29,01 cm²
- Aser =$\frac{Mrb}{d(1-\frac{\bar{\alpha}}{3})\bar{\sigma}s} + Aser'\frac{\sigma sc}{\bar{\sigma}s}$=($\frac{347{,}68}{0{,}27\times(1-\frac{0{,}558}{3})250}$) × 10+ 29,01$\frac{210{,}46}{250}$=87,7 cm²
- Ferraillage minimal : condition de non fragilité : Amin=0,23 ($\frac{ft28}{fe}$).b.d.= 0,23 ($\frac{2{,}7}{500}$) ×100×27=3,35 cm²

Nappe supérieur :

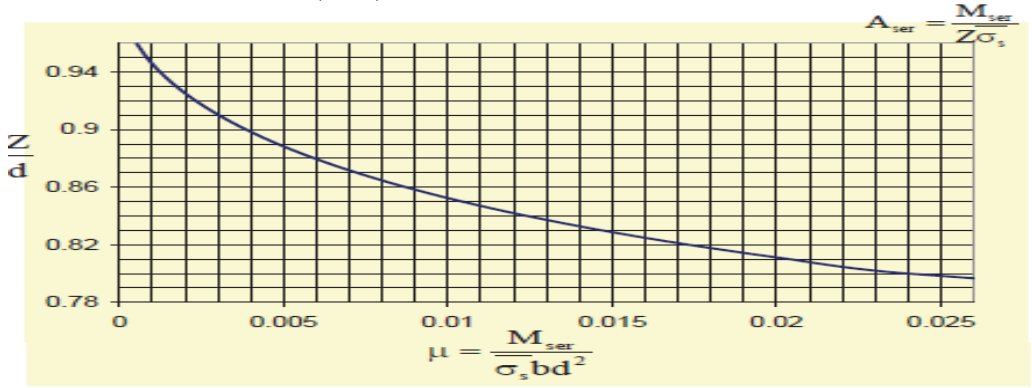
b(m)	1
h(m)	0,3
c(m)	0,05
d(m)	0,27
(σbc)	21
σs (Mpa)	250
Mser	482,01
α	0,558
Mrb(KN.m)	347,68

`

Mser>Mrb	Armatures comprimées nécessaires	
σsc (Mpa)	210,46	
Aser'(cm²)	29,01	
Aser(cm²)	87,7	
A(C.N.F)	3,35	Condition de non fragilité est vérifiée.

Nappe inferieur :

- $\bar{\alpha} = \frac{15\bar{\sigma}bc}{\bar{\sigma}s+15\bar{\sigma}bc} = \frac{15(21)}{250+15(21)} = 0{,}558$
- $Mrb = \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right)\bar{\sigma}bc.b.d^2$=$\frac{0{,}558}{2}$(1-$\frac{0{,}558}{2}$).21× 1 × 0,27²=347,558 kn.m
- u=$\frac{Mser}{\bar{\sigma}s.b.d^2}$=$\frac{221{,}21}{250\times10^3\times1\times0{,}27^2} = 0{,}012$ *et a partir de graphe* ⇒ $\frac{z}{d} = f(0{,}012)$
- ⇒ $z = 0{,}84 \times 27 = 22{,}68cm$
- Aser(cm²)=$\frac{Mser}{z.\bar{\sigma}s}$=$\frac{221{,}21}{0{,}84\times0{,}27\times250}$ × 10=39,02 cm²



Nappe inferieur :

b(m)	1
h(m)	0,3
c(m)	0,05
d(m)	0,27
(σbc)	27
σs (Mpa)	250
Mser	221,27
α	0,618
Mrb(KN.m)	482,91
Mser<Mrb	Section résiste par le béton comprimé et les aciers tendus (Pas besoin d'armatures comprimées)
u	0,012
Aser(cm²)	39,02
A(C.N.F)	3,35
	Condition de non fragilité est vérifiée.

☞ Le ferraillages d'âme et de l'hourdis inferieure sont calculée à l'aide de logiciel « ROBOT EXPERT BA »,les notes de calculs sont illustrées dans l'annexe D

`

VIII.3.2 Ferraillage longitudinal

Les armatures longitudinales ne sont que des armatures de construction, car les câbles de Précontrainte reprennent toutes les charges et les surcharges de l'ouvrage.

$\text{Asl} = \frac{87,7}{3} = 29,23\ \text{cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad$ on propose une nappe de 16HA16 (Nappe sup)

$\text{Asl} = \frac{39,02}{3} = 12,48\ \text{cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad$ on propose une nappe de 8HA16 (Nappe inf)

condition de non fragilité : Amin=0,23 $(\frac{ft28}{fe})$.b.d.= 0,23 $(\frac{2,7}{500})$ ×100×27=3,35 cm² ⇔ condition verifie

Tableau VIII- 3 Récapitulation des sections d'acier passive pour le voussoir courant

		Aser'	Aser	Transversale	longitudinale	
houris supérieur	Nappe Sup	29,01	87,7	18HA25	29,23	16HA16
	Nappe inf.	0	39,02	9 HA25	13,01	8HA16
hourdis inferieur	Nappe Sup	0	23,8	16HA14	7,93	6HA14
	Nappe inf.	0	17,1	16HA14	5,7	6HA14
l'amé	Nappe Interne	0	37,6	12HA20	12,53	8HA16
	Nappe externe	0	37,6	12HA20	12,53	8HA16

Torsion de la section transversale :
Détermination de moment de torsion :

La contrainte tangente de torsion s'évalue par la formule suivante :

$$\tau = \frac{Tu}{2\ \Omega b}$$

Avec :

Tu : Le moment de torsion à l'ELU
b: L'épaisseur de la paroi au point considéré (0,4m)
Ω: L'aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois (l'aire hachurée sur la figure ci-dessous)

$\bar{\tau}$: La contrainte de cisaillement admissible = 0.1 x $fc28$ = 3.5 MPA

$\tau = \frac{2264,86\times10^{-3}}{2\times16,84\times0,4} = 0,17Mpa \quad \Leftrightarrow\ \tau \leq \bar{\tau}$

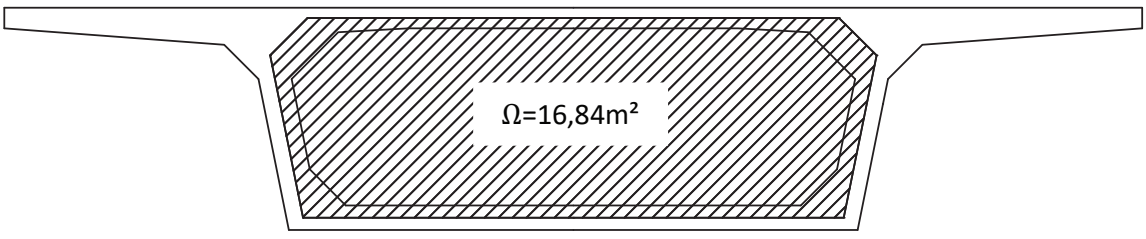


Figure VIII- 2 l'aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois

`

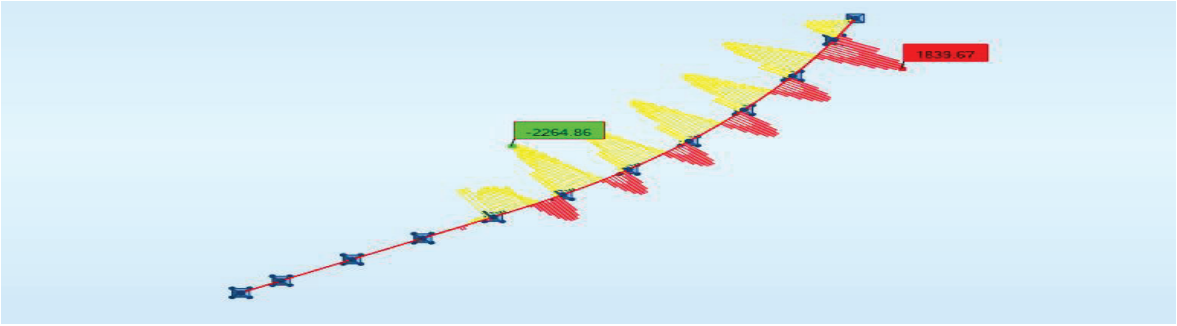


Figure VIII- 3 Moment de torsion le plus défavorable (combinaison 1,35G+1,6(Bc+St))

VIII.3.3 Détermination ferraillage des âmes sous l'effet de moment de torsion :

Ce calcul conduit en général à prévoir deux systèmes d'armatures respectivement parallèles (Armatures longitudinales) et orthogonal (armatures d'âme) à l'axe de la pièce :

Armatures longitudinales :

Elles sont déterminées par la formule suivante :

$$\Sigma Ai = \frac{Tu \times u \times \gamma s}{2\,\Omega\,.fe} \Leftrightarrow \Sigma Ai(cm^2) = \frac{2264{,}86\times10^{-3}\times1{,}15\times31{,}46}{2\times16{,}84\times500} = 48{,}66\ cm^2$$

ΣAi: La somme des sections des aciers longitudinaux

u : Périmètre du VSP = 31,46 m ;

γs : coefficient de pondération pris égal à 1,15.

Nous choisissons pour les armatures longitudinales 8HA20 pour chaque âme

Armatures transversales :

Elles sont données par la formule suivante :

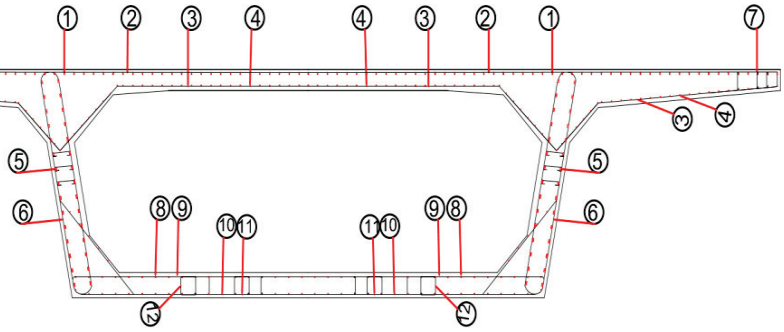
$$\frac{At}{st}\frac{fe}{\gamma s} = \frac{Tu}{2.\Omega} \Leftrightarrow \frac{At}{st} = \frac{2264{,}86\times10^{-3}}{2\times16{,}84} \times \frac{1{,}15}{500} = 0{,}015\ cm \qquad At = 0{,}3cm^2$$

st: L'espacement = 20 cm

fe: la limite élastique de l'acier des armatures transversales.

- On observe que la section d'acier transversale désigné sous l'effet de la torsion et négligeable devant celle calculé précédemment.

`



numero de detail	DETAIL
1	2HA16 (st=14cm)
2	2HA25 (st=10cm)
3	HA25 (st=10cm)
4	HA16 (st=14cm)
5	HA16+HA20 (st=14)
6	HA20 (st=8cm)
7	epingle HA10
8	HA14 (st=18cm)
9	2HA14 (st=9cm)
10	HA14 (st=18cm)
11	2HA14 (st=9cm)
12	cadre HA10

Figure VIII- 4 Ferraillage de voussoir courant (vsc)

VIII.4 ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE :

Dans les ponts en béton précontraint construits par encorbellement successif, le ferraillage des âmes tient compte seulement de la flexion transversale du caisson et de l'effort tranchant. Donc, il est nécessaire de tenir compte de la diffusion de précontrainte derrière les ancrages. L'effort à l'ancrage introduit dans les âmes une forte contrainte de compression sur un faible surface du béton.

Cet effort se diffuse ensuite progressivement sur une plus grande surface dans le corps de l'âme au bout d'une certaine distance (Lr) appelée longueur de zone de régularisation, on admet que le principe de Saint-Venant s'applique et que la répartition des Contraintes existe linéaire.

Donc il est nécessaire de tenir compte de ce phénomène, pour ferrailler les zones ou apparaissent des fissures lors de la mise en tension. Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de 03 zones dangereuses à l'aval des systèmes D'ancrage, c'est ce qu'on appelle la première zone de régularisation :

- Zone de surface tendue.
- Zone intermédiaire comprimée.
- Zone d'éclatement tendue.

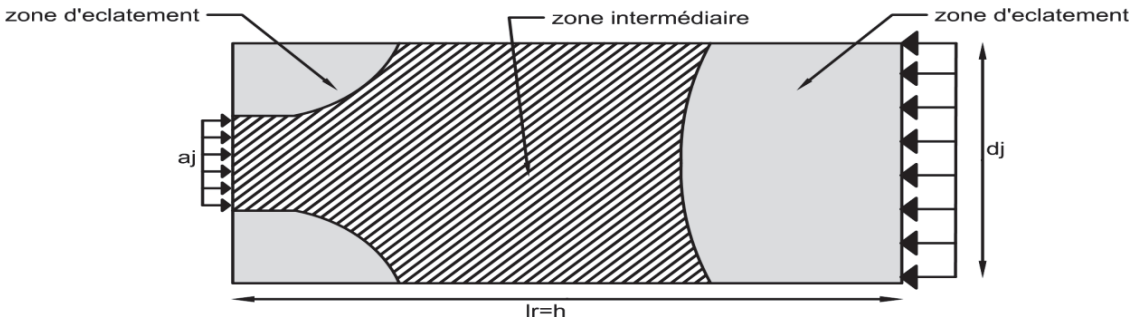


Figure VIII- 5 Exemple de zone du béton sous l'action d'un effort concentré de précontrainte

Dans le cas des câbles multiples, on distingue aussi deux zones :

`

- une zone de première régularisation pour chaque ancrage à l'intérieur du prisme : $di \times di \times b$ avec di l'intervalle d'ancrage ou ½ la distance aux parois les plus proches.
- une zone d'équilibre général à la longueur lr, qui reste voisine de h et de b dans le sens horizontal

Exemple d'étude : On étudie la diffusion de la précontrainte pour un voussoir courant vsp, au niveau de câble de fléau (Cf 01) on suppose :

- La mise en tension des câbles se fait après 4 jours de durcissement du béton
- $fcj = \frac{j.fc28}{(4{,}73+0{,}83j)}$ (MPa) $\Leftrightarrow$ (pour j = 4) $fc4 = 17{,}39$ MPa et $ft4$=1,64 MPa
- Les câbles vont subir après leurs mises en tension, des pertes instantanées :

σ p=1488 MPa (Tension à l'état initial)
σp'= 1355,71 MPa (Tension après pertes instantanées)

VIII.4.1 Frettage de surface :

Pour remédier à l'effet de surface dû à la traction du béton au voisinage immédiat de la paroi verticale, le règlement BPEL 91 prévoit un frettage de surface donné par :

$$As = \frac{0{,}04\ P}{(2/3fe)} = \frac{0{,}04 \times 2{,}85}{(2/3fe)} \times 10^4 = 3{,}42\text{cm}^2 \text{ (soit 5HA10)}$$

Fe : limite d'élasticité d'acier fe=500Mpa

P : la force de la précontrainte maximale dans la section a considérée p=2,85(8,89%des pertes instantanés)

VIII.4.2 Effet d'éclatement

La justification concerne :

- D'une part, la vérification des contraintes du béton.
- D'autre part, le ferraillage d'éclatement.

Contrainte de traction de béton :

-A l'intérieur de chaque prisme symétrique, la contrainte de traction de béton est donnée par la formule suivante :

$$\sigma i = 0{,}5(1 - \frac{ai}{dj}) \frac{P}{(b.dj)} \leq 1{,}25ftj \quad \Leftrightarrow \quad \sigma i = 0{,}5\left(1 - \frac{0{,}25}{0{,}32}\right) \frac{2{,}85}{(0{,}8 \times 0{,}26)} = 1{,}5 \leq 2{,}05\text{MPa}$$

Avec :

b : la largeur des deux âmes (0,4× 2)

dj : max ($distance\ entre\ ancrages$; 2 × $distance$ à $laparoi\ la\ plus\ proche$)

aj=0.25m : dimension de la plaque d'ancrage au niveau j

Contrainte de compression de béton :

$\sigma xj = \frac{P}{(b.dj)} \leq 2/3fcj \Leftrightarrow \sigma xj = \frac{2{,}85}{(0{,}8 \times 0{,}32)} = 11{,}13 \leq 11{,}59$

Ferraillage d'éclatement :

`

$Acj=\frac{0,25\left(1-\frac{ai}{di}\right).P}{(kj\frac{2}{3}.fe)}$ $\Leftrightarrow$ $Acj=(\frac{0,25\left(1-\frac{0,25}{0,32}\right)\times 2,85}{(1,5\times\frac{2}{3}\times 500)})\times 10^4$=3,11 cm²

Kj=1 pour les câbles extrêmes et 1.5 pour les câbles intermédiaires

La section définitive d'acier transversale :

$Ac=\max(Acj;0,15\left(\frac{P}{\left(\frac{2}{3fe}\right)}\right)$ $\Leftrightarrow$ $Ac=12,82$ cm²

Ces aciers sont reparti sur la longueur dj (dj=0,32m pour cotre cas)

VII.2.1 Etude de bossage (ancrages situe à l'extérieur de la pièce) selon le guide S.E.T.R.A :

Concernant les bossages des câbles, il est déconseillé d'implanter des bossages et surtout des câbles intérieurs au béton dans les hourdis inférieurs courbes ou même droits, et qu'il est préférable de les disposer au droit des goussets de raccordement avec l'âme.
On met en place 3 séries d'armatures successives sur la longueur du bossage. :

- A1, des aciers en tête du bossage permettant de coudre l'ancrage à la paroi proche du caisson ;
- A2, des aciers de couture du reste du bossage ;
- A3, des aciers reprenant la poussée au vide du câble lors de sa déviation.

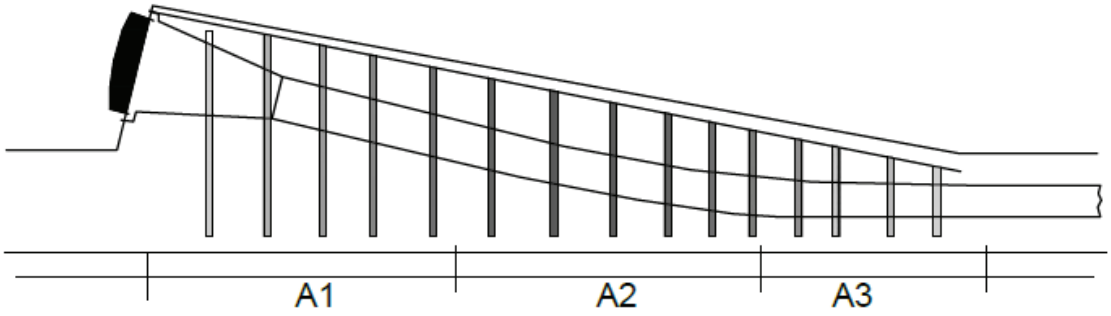


Figure VIII- 6 Bossage d'ancrage

Exemple de calcul pour le câble de continuité 01 de travée de rive :
Les aciers A1 au voisinage de l'ancrage :
$A1=\frac{0,15\times P}{(fyd)}\Leftrightarrow A1=\frac{0,15\times 3,125}{(434,78)}=10,78cm^2$
Ils sont disposés sur une longueur égale à 1,2 c
Avec P : force précontrainte à l'ancrage

$fyd=\frac{fe}{1,15}$ =434.78 MPa.
Les aciers A3 de poussée au vide due à la courbure du câble :
A3=$\frac{2\times P\times\sin\alpha}{3(fyd)}$ $\Leftrightarrow$ A3 =$\frac{2\times 3,125\times\sin(0,134)}{3(434,78)}=9,09cm^2$
α=: l'angle que fait la précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis. $\alpha=0,191\text{rad}$

`

Les aciers A2 disposés entre les aciers A1 et A3: $A2 = A1 = \frac{0,15 \times P}{(fyd)}$ = 10,78cm²

$A2 + A1 = 21,56$ cm² on propose 12HA16
A3=$10.78cm^2$ on propose 6HA16

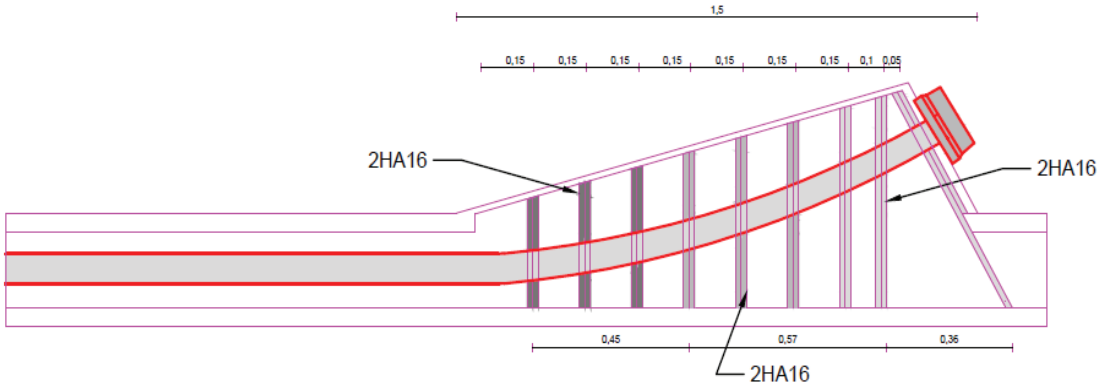


Figure VIII- 7 .Schéma du ferraillage de bossage

ETUDE DES EQUIPEMENTS DU PONT

IX.1 INTRODUCTION :

Les équipements représentent l'ensemble des dispositifs dont le but est de rendre un tablier de pont capable d'assurer sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers et d'assurer la durabilité de l'ouvrage. On distingue : Le revêtement des tabliers-Les trottoirs-Les dispositifs de retenue-Les joints de chaussée-Les systèmes d'évacuation des eaux-Les corniches-Les appareils d'appui

Mais dans ce chapitre on va étudier sauf les appareils d'appui, dé d'appui et joint de chaussée.

IX.2 APPAREIL D'APPUI :

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis (piles et culées) et ils ont pour fonction de transmettre les efforts entre un élément et son support tout en autorisant certains degrés de liberté.

Les appareils d'appui les plus utilisés sur les ponts en béton précontraint sont les appareils en élastomère fretté. Ils sont constitués d'un empilage de feuillets d'élastomère (néoprène d'épaisseur de 8 à 16 mm) associés par vulcanisation à des frettes en acier doux. Ce système de frettage leur permet de résister à des taux de compression très élevés. Ils sont dimensionnés en limitant les contraintes de cisaillement apparaissant dans l'élastomère au niveau des plans de frettage. Pour libérer les déplacements horizontaux, lorsque les distorsions du néoprène seraient trop fortes

IX.2.1 Evaluation des efforts normaux appliquent sur les appareils d'appuis :

Tableau IX- 1 Les réactions, ainsi que les efforts normaux appliques seront calculées à l'ELU

Combinaisons	R culée max (kN)	R pile max (kN)	Fz sur culée (kN)	Fz sur pile (kN)
1,35G+1,6A(l)+1,6st	4521,48	29729,24	2260,74	7432,31
1,35G+1,6Bc+1,6st	6387,21	30005,76	3193,605	7501,44
1,35G+1,6Bt+1,6st	5026,8	28025,2	2513,4	7006,3
1,35G+1,35Mc120	5257,55	29031,87	2628,775	7257,97
1,35G+1,35D240	6120,56	29248,93	3060,28	7312,23

IX.2.2 Dimensionnement des appareils d'appuis :

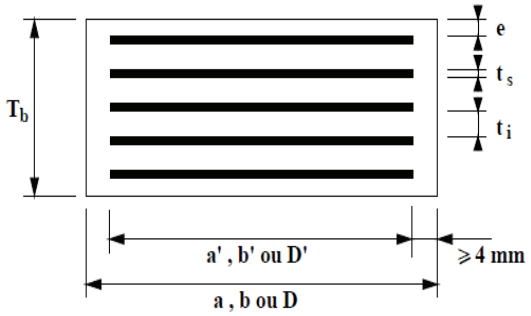


Figure IX- 1 définition géométrique d'un appareil d'appui

a, b, a', b' : sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire, D et D'sont les diamètres des appareils d'appuis

Tb : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui

Avec Tb = n (ti + ts) + ts + 2 e

Te : épaisseur nominale totale d'élastomère

Le dimensionnement des appareils d'appuis est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau du plan de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. Ce dernier est soumis à la compression, à la distorsion et à la rotation.

La Dimensionnement des appareils d'appuis passe par la désignation de ces paramètres :

- Aire de l'appareil d'appui
- Hauteur nette de l'élastomère
- Dimensions en plan
- Choix de l'épaisseur des frettes

IX.2.2.1 Aire de l'appareil d'appui :

$$\frac{Nmax}{a'\times b'} \leq \sigma adm = 20\,MPa \text{ avec } Nmax = \frac{Rmax}{2} \Leftrightarrow \frac{7,50}{20} \leq a' \times b'$$

$$a' \times b' \geq 3750 cm^2$$

- on prend $(\mathbf{a'}\,;\mathbf{b'}) = \mathbf{(70cm\ ;\ 70cm)}$

- L'élancement de l'appareil d'appui : d'après le document SETRA BT N 4/1974 la condition a vérifié est :

- **Condition de non flambement :** a/10≤T≤a/5 donc 70≤T≤140

  - on prend **T=115 mm**

Tableau IX- 2 Dimensions de l'appareil d'appui en élastomère freté

Dimensions en plan des appareils d'appui	axb (mm)	700x700
Epaisseur des feuillets	t (mm)	16
Nombre de feuillets	n	5
Nombre de frettes (TYPE B)	ts	6
Epaisseur totale d'élastomère	Te	5
Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : 5 mm.		
Epaisseur totale de l'appareil d'appui	T	115

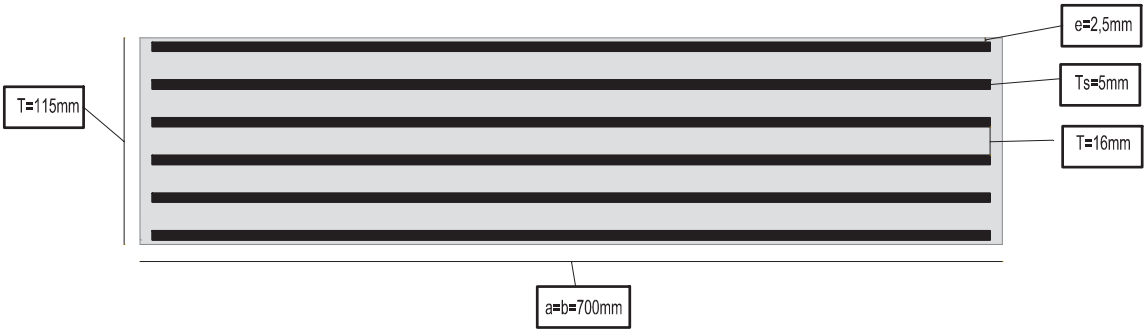


Figure IX- 2 schéma représentatif d'appareil d'appui

IX.2.2.2 Evaluation des efforts et déplacements horizontaux :

Déplacement horizontale : le déplacement horizontale est définit comme la somme des translations de tablier sous l'effet des efforts de composante horizontale

$$Vx = VxT + Vxf + Vx,ret + Vxfr$$

Avec :

VxT : déplacement du à la température, donnée par **:($VxT = L \times \varepsilon t$)**

Vx*f*: le raccourcissement dû au fluage, il est en fonction des contraintes normales appliquées, et tenu en première approximation : **(Vxf=L×εf)**

Vxr : c'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On pourra prendre en première approximation **: (Vxr= $L \times \varepsilon r$)**

L : longueur de délitation (entre les joints de chaussé)

Vxfr : déplacement horizontal maximal dû au freinage, sera calculé comme suit :

$$\text{Vxfr} = \frac{\text{Ffr} \times \text{Tq}}{2 \times \text{G} \times \text{a} \times \text{b}} \leq 1$$

Ffreinage: l'effort de freinage induit par le système A(l) avec la combinaison la plus défavorable ELU . cet effort sera distribué aux fonctions de la rigidité des appuis $\text{Ffr} = 1{,}6 \times 0{,}962 = 1{,}54\text{MN}$

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui G = 0,9 MPa ;

Tq : épaisseurs des feuillets d'élastomère

ƐT : coefficient de la température. ƐT = 0,0002 ;

Ɛ*f*: coefficient du fluage qui vaut à t = 0 au moment où il subit la contrainte σb est de $2{,}5\times10^{-4}$

Ɛr : coefficient de retrait, Ɛr= 2× 10-4;

Les actions statiques se calculent comme suit :

Hs= |Xi|×Ki× Ɛ

Avec :

$XR: centre\ de\ rigidité\ ;\ XCR = \frac{\Sigma Xiki}{\Sigma Ki} = 325{,}92m$ Ki : la rigidité des appuis

Tableau IX- 3 Evaluations des efforts et déplacements horizontales

appuis	ks(Mn/m)	Xr (m)	xi(m)	vxt(m)	vxf(m)	vxr(m)	Vxfr(m)	Ffrein(MN)	HT(MN)	HF(MN)	Hr(MN)
c0	7,66	325,92	325,92	0,0652	0,0815	0,0652	0,0079	0,0823	0,4994	0,6243	0,499432
p1	15,03		288,92	0,0578	0,0722	0,0578	0,0156	0,1614	0,8687	1,0852	0,868734
p2	14,26		224,92	0,045	0,0562	0,045	0,0148	0,1532	0,6417	0,8014	0,6417
p3	13,56		160,92	0,0322	0,0402	0,0322	0,014	0,1456	0,4366	0,5451	0,436632
p4	12,33		96,92	0,0194	0,0242	0,0194	0,0128	0,1324	0,2392	0,2984	0,239202
p5	9,76		32,92	0,0066	0,0082	0,0066	0,0101	0,1048	0,0644	0,08	0,064416
p6	7,58		31,08	0,0062	0,0078	0,0062	0,0078	0,0814	0,047	0,0591	0,046996
p7	11,1		95,08	0,019	0,0238	0,019	0,0115	0,1192	0,2109	0,2642	0,2109
p8	14,08		159,08	0,0318	0,0398	0,0318	0,0146	0,1512	0,4477	0,5604	0,447744
p9	15,06		223,08	0,0446	0,0558	0,0446	0,0156	0,1617	0,6717	0,8403	0,671676
p10	15,23		287,08	0,0574	0,0718	0,0574	0,0158	0,1636	0,8742	1,0935	0,874202
c1	7,66		324,08	0,0648	0,081	0,0648	0,0079	0,0823	0,4964	0,6205	0,496368

IX.2.3 Vérifications du dimensionnement :

IX.2.3.1 Vérification des appareils d'appuis selon le règlement RPOA [15] :

Conformément au règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA), quatre types de vérification doivent être faites pour les appareils d'appuis en Élastomère fretté (la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le Glissement).

IX.2.3.1.1 Résistance à la compression :

Le coefficient de sécurité à appliquer en résistance à la compression du matériau est pris égal à 1,5. Les contraintes sont calculées en utilisant l'aire d'appui réduit par les déplacements maximaux horizontaux dans les deux directions orthogonales

On doit vérifier que : $\sigma m \leq 20MPa$ avec $\sigma m = \frac{N}{a.b}$

IX.2.3.1.2 Sécurité au flambement :

On doit vérifier : $\gamma s Pu < PC$

Avec :

γs : Coefficient partiel de sécurité ;

Pu : Valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite Ultime.

La charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule :

$$PC = \frac{4GBS^2d}{h}$$

Avec :

B : aire nominale en plan de l'appui

d : somme d'une épaisse de frette et d'une épaisseur d'élastomère

h : hauteur totale de l'appareil d'appui

G : module de cisaillement

S : facteur de forme (rapport de l'air nominale en plan à la surface extérieure d'un feuillet).

Tel que: $S = \frac{a.b}{2.t.(a+b)}$

IX.2.3.1.3 Limitation de la distorsion :

On doit vérifier la distorsion δ=tan(γ), rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère.

On a: $P = \frac{Pu}{Pc}$

Pour p = Pu/Pc < 0,25 $\Rightarrow \delta < 0,7 + 4(\delta o - 0,7)(0,25 - p)$

Pour p > 0,25 $\Rightarrow \delta < 1,4(1-2p)$ Avec $\delta o = c/hc$ et $(0,7 < \delta o < 2)$

IX.2.3.1.4 Condition de non glissement :

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme On doit vérifier : $\boldsymbol{H < f.N}$

Où :

H : l'effort horizontal dû au séisme et f le coefficient de frottement

N : l'effort normal dû aux charges permanentes et à la composante verticale du séisme

f : Le coefficient de frottement.

Tel que : $f = 0,10 + \frac{0,60}{\sigma m}$

σm : La contrainte moyenne de compression exprimée en (MPa)

Tableau IX- 4 Vérification des appareils d'appuis selon le règlement RPOA.

Vérification des appareils d'appuis selon le règlement RPOA			
Caractéristiques des appareils d'appuis			
Largeur (petit côté) :		0,7	
Longueur (grand côté) :		0,7	
Épaisseur d'un feuillet de caoutchouc		0,016	
Épaisseur d'une frette :		5	
Nombre de frettes :		6	
Épaisseur de caoutchouc		0,085	
Résistance à la compression :			
	charge (Pu)	7,5	
	contrainte d'une appareil d'appui	15,31	vérifie
Sécurité au flambement :	facteur de forme (S)	10,9375	
	épaisseur d'un feuillet de caoutchouc et d'une frette	0,021	
	hauteur totale de l'appareil d'appui (h)	0,115	
	aire nominale de l'appareil d'appui (A)	0,49	
	coeff. de sécurité (γs)	3	
	critique au flambement (Pc)	51,38	vérifie
Limitation de la distorsion :			
	p = Pu / Pc	0,15	
	δ0=	2	
	δmax =	1,22	
	déplacement max en tête d'appareil d'appui	0,182	
	δ = tan(γ)	2,14	non vérifie
II est donc nécessaire de mettre en œuvre des dispositifs pour limiter la distorsion			
Condition de non-glissement	Pile		
	effort de compression vertical	5,09	
	coefficient de frottement <f	0,16	
	effort horizontal (H)	1,3	
		0,81	non vérifie
	Culée		
	effort de compression vertical	2,27	
	coefficient de frottement <f	0,23	
	effort horizontal (H)	1,39	
		0,52	Non vérifie
II est donc nécessaire de mettre en œuvre des dispositifs anti glissement			

IX.2.3.2 Vérification des appareils d'appuis selon le guide SETRA [8] :

IX.2.3.2.1 Traction dans les frettes :

La vérification d'épaisseur minimale des frettes métalliques à l'Etat Limite Ultime est définie par la formule suivante :

$$ts=\frac{2,6\times Fz\times ti}{Ar\times fy}\gamma m \geq 2mm$$

Avec :

Fz : Effort vertical maximum appliqué
ti : épaisseur d'une feuille d'élastomère
γm: Coefficient partiel de sécurité dont la valeur est de 1
fy : Limite élastique de l'acier qui compose les frettes (Acier classe S235)

Application numérique :

$$Ts=\frac{2,6\times 7,5\times 0,016}{0,48\times 235}=2,77mm$$

☞ donc la condition est bien satisfaite pour ts=5mm

IX.2.3.2.2 Stabilité au flambement :

La stabilité au flambement doit être vérifiée à l'Etat Limite Ultime dans les conditions suivantes :

$$\frac{Fz}{Ar}<\frac{2\times G\times a\prime\times S1}{3Te}$$

Fz : la réaction maximale de la combinaison fondamentale à ELU ;
G : module de cisaillement de l'appareil d'appui G = 0,9MPa ;
Ar : la surface en plan effective : Ar ≈ A'= a'×b'=cm² ;
a' : le plus grand côté ;
S1 : coefficient de forme du feuillet le plus épais :|

$S1=\frac{A\prime}{Ip\times te}$ Avec Ip =2(a'+b')

Application numérique :

$$\frac{Fz}{Ar}=\frac{7,5}{0,48}=15,63Mpa$$

$$\frac{2\times G\times a\prime\times S1}{3Te}=\frac{2\times 0,9\times 0,69\times 12,11}{3\times 0,08}=62,69Mpa$$

☞ l'appareil d'appui est stable vis a vis de flambement

IX.2.3.2.3 Condition de non-glissement :

La vérification du non-glissement est assurée, en l'absence de dispositif anti-cheminement, si

$Fxy \leq \mu eFz$ et $\frac{Fz,Gmin}{Ar}$ ≥3MPa

Avec :

FZ, Gmin : réaction minimale sous charges permanentes, vaut
Fz et Fxy : réaction verticale et effort horizontal concomitant les plus défavorables ;
μe : Coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure

$\mu e=0,1+1,5\frac{kf}{\sigma m}$ $\sigma m=\frac{Fz}{Ar}$ et Kf=0,6 pour le béton.

Application numérique :

FZ, Gmin=1,44Mn ⇔ et $\frac{Fz,Gmin}{Ar} = 3,008MPa$

Fz = 7,5MN et Fxy=0,83 MN ⇔ μe=0,1+ 1,5 $\frac{0,6}{15,31} = 0,06$

☞ $0,45 < 0,83$ condition verifie

IX.2.3.2.4 Respect de la limite de déformation :

Limitation de la distorsion : La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à L'Etat Limite Ultime :

$\varepsilon\tau = KL(\varepsilon c + \varepsilon q + \varepsilon\alpha) < 7$

Avec :

· KL est un coefficient égal à 1,00 dans le cas général

εc, εq et εα sont les distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les efforts ou déplacements horizontaux et les rotations du tablier.

a) Vérification sous effort normal (ε_c) :

Sous un effort normal centré Fz, on constate une répartition linéaire de la distorsion εc liée au cisaillement τ_N dans une couche d'élastomère. La distorsion est maximum au milieu du grand côté b de l'appareil d'appui. Elle est donnée par la formule : $\varepsilon_c = \frac{\tau N}{G} = \frac{1,5\ FZ}{G\ Ar\ S}$

Avec G = 0,9 MPa et Ar est la surface en plan effective.

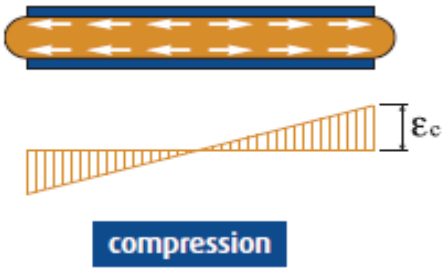


Figure IX- 3 Distorsion de l'appareil d'appui sous effort normal

Application numérique :

$\varepsilon q = \frac{1,5\times 7,5}{0,9\times 0,48\times 12,11} = 2,15$

b) Vérification sous effort horizontal (εq) :

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion εq liée au cisaillement τ_H dans l'élastomère. Sous un déplacement vx ou sous un effort horizontal Fx, la distorsion est donnée par la formule

$$\varepsilon q = \frac{vx}{Tq} = \frac{Fx}{G\ a\ b}$$

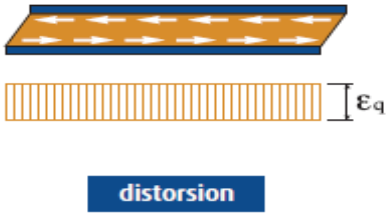


Figure IX- 4 Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal

Application numérique :

$\varepsilon q = \frac{Fx}{G\,a\,b} = \frac{0,83}{0,9\times 0,7\times 0,7} = 1,88$

c) Vérification sous une rotation d'axe horizontal(εα) :

La valeur de la distorsion εα, sous l'effet de rotations αa et αb d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui, est donnée par :

$\varepsilon\alpha = \frac{(a'^2\alpha a + b'^2\alpha b)\,ti}{2\,\Sigma ti^3}$

αa est estimé à partir du diagramme de déformation (flèche finale)

$\alpha a = 3\times 10^{-3}$ rad

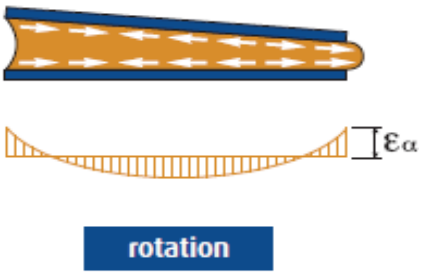


Figure IX- 5 Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal

Application numérique :

αb est negligeable a cause de l'absence de deformation transversale.

$$\varepsilon\alpha = \frac{(a'^2\alpha a + b'^2\alpha b)\,ti}{2\,\Sigma ti^3} = \frac{(0,69^2\times 3\times 10^{-3})\times 0,016}{2\,(5\times 0,016^3 + 6\times 0,005^3)} = 0,54$$

et $\varepsilon\tau = (\varepsilon c + \varepsilon q + \varepsilon\alpha) = (2,15 + 1,88 + 0,54) = 4,56 < 7$

☞ Donc le critère de déformation selon le guide S.E.T.R.A est bien vérifie

IX.3 DES D'APPUIS :

IX.3.1 Dimensionnement du dé d'appuis :

Les dimensions (a1, b1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

$a1 \geq a + \frac{h}{2} = 0,7 + \frac{0,115}{2} = 0,7575$ m

$b1 \geq b + \frac{h}{2} = 0,7 + \frac{0,115}{2} = 0,7575$ m

$h \geq \frac{a\times b}{a+b} = \frac{0,7\times 0,7}{0,7+0,7} = 0,35$ m donc on prend (a ; b ; h)= (900mm ; 900mm ; 400mm)

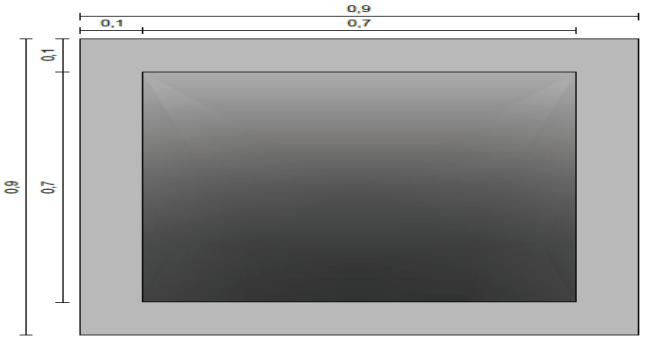


Figure IX- 6 Vue en plan de dé d'appui

IX.3.2 Ferraillage de dé d'appui :

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut Provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement.

1 Armatures de chaînage :

La section calculée doit reprendre un effort de $Ac = \frac{0,25N}{\sigma s} \Leftrightarrow \text{Ac} = \frac{0,25\times 7,5}{\sigma s}$ avec

$$\sigma s = \frac{fe}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,78Mpa$$

$$Ac = \frac{0,25N}{\sigma s} \Leftrightarrow \text{Ac} = \frac{0,25\times 7,5}{343,78} = 43,125cm^2 \Rightarrow 14\text{HA}20$$

A. Armatures de profondeur :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures
La section calculée doit reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge :

$Ap = \frac{0,125\text{N}}{\sigma s}$

$$Ap = \frac{0,125\text{N}}{\sigma s} = \frac{\text{Ac}}{2} = \frac{54,54}{2} = 21,56cm^2 \Rightarrow 14\text{HA}14$$

B. Armatures de diffusion :

Ferraillage de surface (frettes sup) :
Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il
S'agit d'armatures croisées : $As = \frac{0,04\text{N}}{\sigma s}$

$$As = \frac{0,04\text{N}}{\sigma s} = \frac{0,04\times 7,5}{343,78} = 6,9cm^2 \qquad \Rightarrow 10\text{HA}10$$

Frette inferieure :
Ce sont des armatures capables de reprendre : 10% R max
Les frettes sont disposées sur une profondeur Z tel que : $\frac{h}{3} < z < h$

$$Ai = \frac{0,1\text{N}}{\sigma s} \quad Ai = \frac{0,1\text{N}}{\sigma s} = \frac{0,1\times 7,5}{343,78} = 17,25\ cm^2 \Rightarrow 12\text{HA}14$$

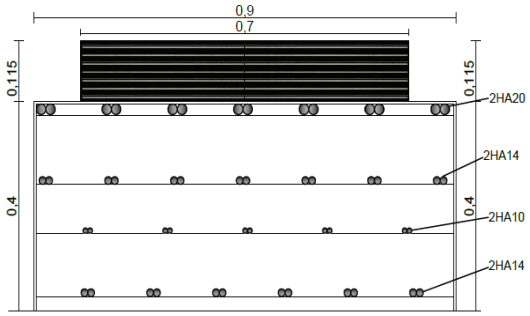


Figure IX- 7 Schéma de ferraillage de dé d'appui

IX.4 JOINT DE CHAUSSE :

Le tablier subit des déplacements longitudinaux dus à la variation de la température, aux charges d'exploitation horizontales et au retrait pour les ouvrages en béton, le tablier se dilate librement à travers un jeu aménagé pour cet effet. Ce jeu est ensuite couvert par un joint de chaussé dont le rôle est le confort et la sécurité.

Dimensionnement :

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :
La température, Déformations différées du béton (retrait, fluage), séisme

$$W = \frac{Ws}{3} + WD + 0{,}3WT$$

Avec :

W : souffle total du joint ;
WD : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;
WT : souffle thermique ;
WS : souffle sismique.
Les souffles WT, WD sont deja calcules lors du calcul de l'appareil d'appui.
Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques (Ws = 18.4 cm).
Application numérique :

$$WS = \frac{18{,}4}{3} + 14{,}67 + 0{,}3 \times 6{,}52 = 22{,}76cm$$

IX.4.1 Type de joint :

Le choix du joint de chaussée adapté à l'ouvrage doit tenir compte en particulier de ses performances techniques (capacité de souffle, possibilité de biais, résistance à la fatigue, comportement sous trafic), de ses performances en terme d'étanchéité et de confort pour l'usager (vibration, bruit), et de sa facilité d'entretien, de maintenance ou de remplacement Éventuel.

D'après la valeur de soufflé calcule précédemment (ws=22,76cm), on peut classifier notre pont comme un pont de souffle moyen selon les gammes des souffles proposé par le catalogue des joints de chausse sur le marché ,le joint de chausse qui convient à notre cas est (wd230).

Souffle	S<50	50≤S≤60	60≤S≤80	80≤S≤110	110≤S≤160	160≤S≤230	230≤S≤250	S>250
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

Figure IX- 8 Sélection de joint de chausse en fonction de souffle (catalogue joint de chaussée freyssinet [16])

Particularité de ce type de joint (wd) :

- Le principe de liaison des éléments métalliques aux structures par des vis à serrage contrôlé et le

Choix des matériaux utilisés confèrent aux joints Wd une robustesse exceptionnelle.

- Ils sont conçus pour une circulation lourde et intense.
- Les dents triangulaires des éléments métalliques permettent un fonctionnement assurent ainsi une parfaite continuité de roulement et une réduction notable du bruit au passage du joint et ce, quelle que soit l'ouverture du joint

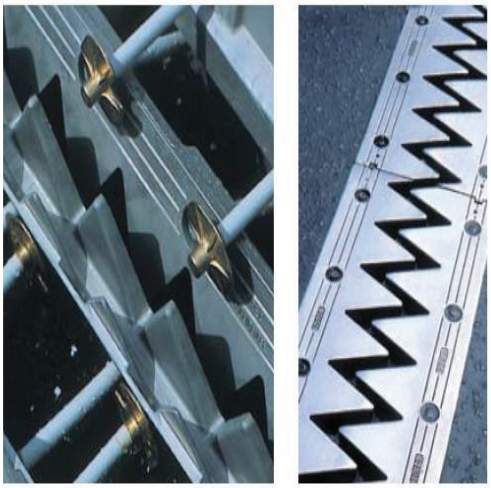


Figure IX- 9 Joint de chausse de type wd

IX.5 EVACUTION DES EAUX :

Sur un tablier de pont ,l'evacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vie de la durabbilité de la structure,mais également pour la sécurité des usagers.

Le système d'evacation des eaux est essentiellement constitué par des gargouilles implantées au droite de ce fil d'eau.Leur espacemnt est copris entre 20 et 30 m , leur diametre ne doit pas etre inferieure a 10 cm .

Le receuil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant a la chaussée une pente transversale génerale notée « devers » , soit unique (cas des chaussées séparées) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles a deux voies).Cette pente transversale ne doit pas étre inférieure a 2% .

La forme de pente est obtenue soit par un profilage approprié de la couche de roulement,ou au niveau de la dalle supérieure.Pour des raisons de commodité ,on peut etre amene a prevoir une pente generale constante dans le sens transversal. Meme pour des chaussées biderectionnelles courants.Pour le cas de notre projet,on a une pente transversale unique de 2.5 % .



ETUDE DE LA PILE



CHAPITRE X. ETUDE DE LA PILE

X .1 INTRODUCTION :

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation. Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier à savoir si ce dernier est simplement appuyé, ou partiellement ou totalement encastré.
Un appui comporte deux parties :

- **Une superstructure** :

Son rôle est de transmettre les charges et les surcharge aux fondations, sur laquelle repose le tablier par l'intermédiaire des appareille d'appuis. Elle est constituée soit par un ou plusieurs voiles, soit par une série de colonels ou poteaux.

- **Une fondation**

C'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente des charges et les faits transmettre aux semelles reposant directement sur le sol ou sur un ensemble des pieux réunis en tête par une semelle de liaison.

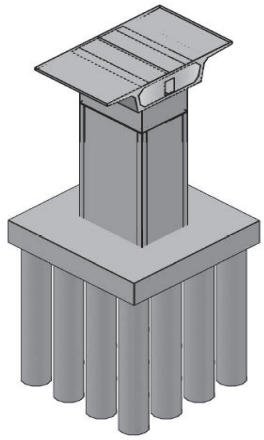


Figure X- 1un modèle de pile pour les ponts voussoir

- **Géométrie de la pile :**

En dehors des dispositions architecturales et des actions particulières telles que les chocs de bateaux que nous ne développerons pas ici, les principales dispositions des piles sont dictées par leur hauteur, par la géométrie et le mode de construction du tablier ainsi que la place disponible pour les construire

X .2CONCEPTION DE LA PILE :

La conception des piles dépend de nombreux facteurs :

Le type de tablier peut influer sur les dimensions de la tête et du fût de pile.

- Le mode de construction du tablier peut imposer des formes particulières où Engendrer des efforts de construction que les appuis devront reprendre.
- Dans le cas de piles de grande hauteur l'effet des efforts horizontaux est accentué et Des risques de flambement sont à prendre en compte.
- Des contraintes liées au site

Le dimensionnement de la tête de pile doit permettre l'implantation des appareils d'appuis Définitifs, éventuellement des appareils d'appuis provisoires et des niches à vérins pour Permettre le changement des appareils d'appuis ou le passage des appareils d'appuis Provisoires aux appareils d'appuis définitifs.

Dans le cas de piles de grande hauteur, il est nécessaire d'écarter les appuis provisoires pour assurer la stabilité des fléaux. La largeur de la tête de pile atteint alors couramment 5 à 6 mètres
On va proposer une pile en voile d'une section rectangulaire évidé

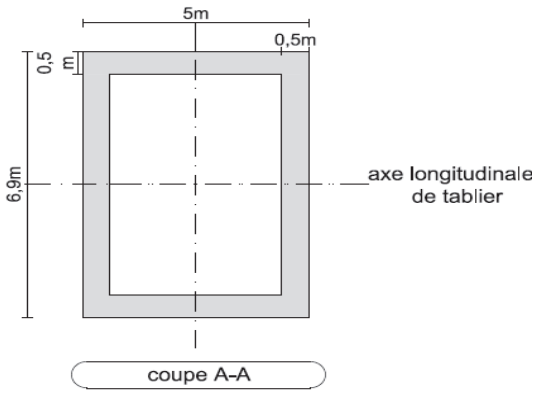


Figure X- 2 vue en plan de la pile coupe (A-A)

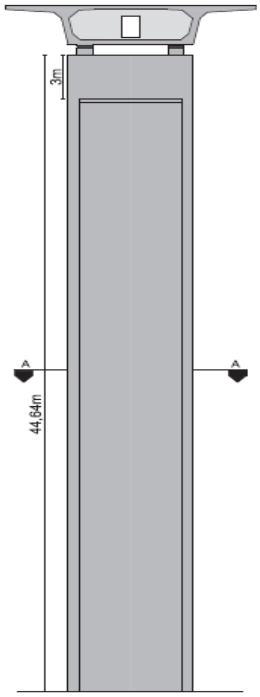


Figure X- 3 vue frontal de la pile 06

Caractéristique géométrique de la section de la pile :

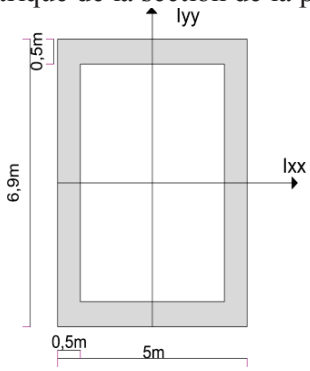


Figure X- 4 moments d'inertie principaux

Tableau X- 1 caractéristiques géométriques de la pile

surface (m²)	10,9
moments d'inertie Ixx (l'axe fort) m^4	68,42
moments d'inertie Iyy(l'axe faible) m^4	40,41

Tableau X- 2 les hauteurs des piles

	p1	p2	p3	p4	p5	p6	p7	p8	p9	p10
hauteur des piles (m)	11,82	18,63	22,42	27,65	36,75	44,64	32,1	19,74	11,52	8

X .3 Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008 :

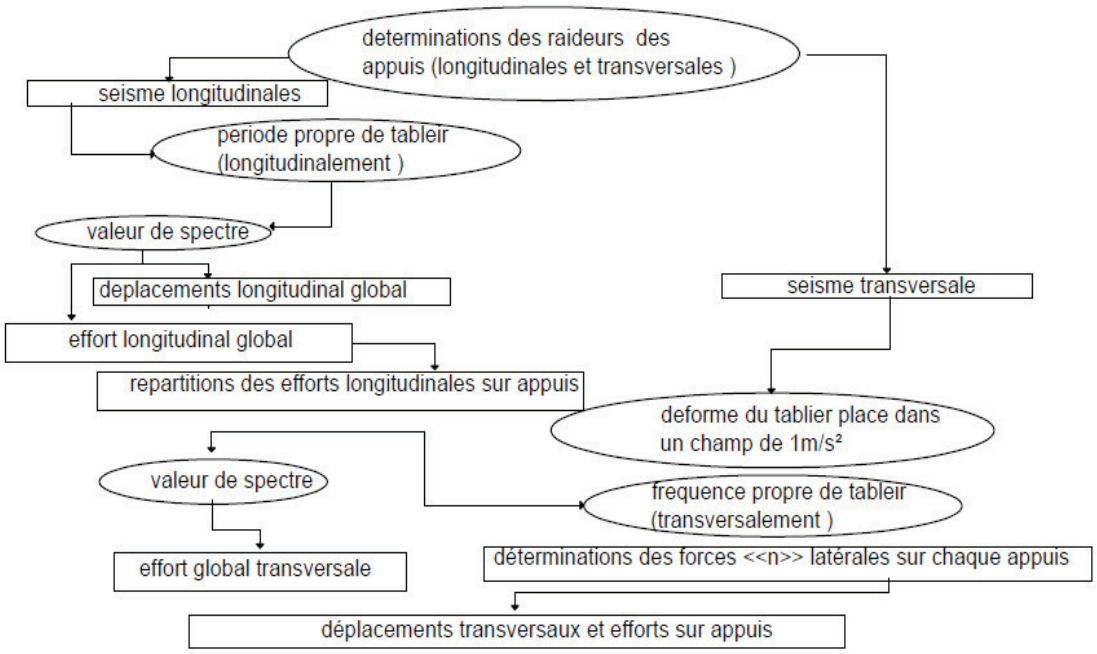


Figure X- 5 organigramme pour la détermination des composantes des forces sismique selon RPOA *[15]*

X .3.1 Détermination des paramètres de calcul :

❖ Accélération nominale :

Le viaduc se situe dans zone de sismicité moyenne (IIa)

Tableau X- 3 Coefficient d'accélération nominale

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

❖ Site de l'ouvrage :

Par rapport à la catégorie du sol, afin de pouvoir établir la charge sismique, elle a été classifiée d'après la pression limite et le module pressiométrique telle que la méthode la RPOA 2008 spécifie on obtient deux résultats par rapport aux types de terrain existants. De cette manière on a une catégorie S2 d'après la pression imite et S3 (site meuble) d'après le module pressiométrique pour la zone d'appui de la culée 1 et la pile 1 et S2 (site ferme) pour le reste d'appuis du viaduc.

On a considéré du côté de la sécurité la catégorie sismique S3 pour la zone de la culée 1 et la pile 1 et la catégorie S2 pour le reste d'appuis du viaduc.

X .3.2 Choix de la méthode d'analyse :

Dans le cadre des ponts normaux, la méthode d'analyse la plus simple est dite « Méthode

Monomodale ». La validité de son application est conditionnée par la satisfaction simultanée des 4 critères suivants

- Critère n°1 : Masses modales

Masse de l'ensemble des piles hors fondations (Mp) < 43% Masse du tablier (Mt)

On a :

MT= G+αQ $\quad Q = 26{,}87 \times 650 = 17465{,}5\ kn$

$MT = G + \alpha Q = 194998{,}96 + 0{,}2(17465{,}5) = 198492{,}06$ kn

$\mathrm{Mp} = \rho \times \Sigma(\mathrm{si} \times \mathrm{hi}) = 25 \times (10{,}9 \times 223{,}27 + 3 \times 34{,}5 \times 10) = 64016{,}075$ kn $\Leftrightarrow$ $\frac{\mathrm{Mp}}{Mt}$=32,25%< 43%

Ce critère est donc vérifié.

G : le poids propre du tablier (G=194998,96)

Q : charge d'exploitation (charge routière type A(l) pour 3 voies chargées)

α : 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains

- Critère n°2 : Biais

« L'angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais. »

L'ouvrage a un biais supérieur à 70 grades donc, la condition est bien vérifiée

- Critère n°3 : Courbure

« L'angle balayé en plan par la tangente à l'axe doit être inférieur à 30grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure. »

Le trace en plan de notre projet contient un arc de longueur (L=303m) et de rayon (R=665m)

Donc l'angle $\alpha = \frac{L}{R}$=0,46rad $\Leftrightarrow$ $\alpha(\mathrm{grad}) = 29\mathrm{grad} < 30\mathrm{grad}$

- 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 ».

$$e0 = |XM - XR| \leq 5\%\, L$$

$$XM = \frac{L}{2} = \frac{650}{2} = 325m \quad \text{et} \quad XR = 325{,}92m \quad \Leftrightarrow \quad 0{,}92 \leq 32{,}5$$

Donc L'ouvrage est bien symétrique mécaniquement

X .3.2.1 Evaluation des efforts sismiques longitudinale :

X .3.3 Déterminations des raideurs des appuis :

Tableau X- 4 définitions des raideurs d'appuis

Raideur des appuis :	Raideur des appareils d'appui par appui :
Kpile= (n×3×EI)/(h³) *n* : le nombre de fûts de la pile *E* : le module de déformation instantanée du béton (Ei=33000MPA) *I :* l'inertie longitudinale d'' un fût H : hauteur de la pile	K appui = (n×G×a×b)/t a,b : les dimensions en plan de l'appareil d'appui t : épaisseur totale de caoutchouc de L'appareil *G :* le module de cisaillement de l'appareil (G = 0,9 MPa en cas statique, et 1,2 MPa en cas dynamique) n : nombre d'appareil d'appui par élément porteur
Les raideurs longitudinales de la pile et de la culée sont définies par les relations suivantes : Kappui=1/(1/(Kappui+1/Kpile)) et culée=infinie	

Tableau X- 5 Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis

Appuis	h (m)	K Appareil d'appui			K Longitudinal		Kappuis	
		n	ks (MN/m)	kd(MN/m)	ks(MN/m)	kd(MN/m)	ks(MN/m)	kd(MN/m)
c0	8,87	2	3,83	5,11	infinie	infinie	7,66	10,22
p1	11,82	4	3,83	5,11	807,51	2422,54	15,03	20,27
p2	18,63	4	3,83	5,11	206,24	618,71	14,26	19,79
p3	22,42	4	3,83	5,11	118,33	354,99	13,56	19,33
p4	27,65	4	3,83	5,11	63,08	189,25	12,33	18,45
p5	36,75	4	3,83	5,11	26,87	80,6	9,76	16,31
p6	44,64	4	3,83	5,11	14,99	44,97	7,58	14,05
p7	32,1	4	3,83	5,11	40,32	120,95	11,1	17,49
p8	19,74	4	3,83	5,11	173,36	520,09	14,08	19,67
p9	11,52	4	3,83	5,11	872,26	2616,78	15,06	20,28
p10	8	4	3,83	5,11	2604,55	7813,65	15,23	20,39
c1	7,7	2	3,83	5,11	infinie	infinie	7,66	10,22

Tableau X- 6 Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis

Appuis	h (m)	K Appareil d'appui			K transversale		Kappuis	
		n	ks (MN/m)	kd(MN/m)	ks(MN/m)	kd(MN/m)	ks(MN/m)	kd(MN/m)
c0		2	3,83	5,11	infinie	infinie	7,66	10,22
p1	11,82	4	3,83	5,11	1367,24	4101,72	15,15	20,34
p2	18,63	4	3,83	5,11	349,19	1047,56	14,68	20,05
p3	22,42	4	3,83	5,11	200,35	601,05	14,23	19,77
p4	27,65	4	3,83	5,11	106,81	320,43	13,4	19,21
p5	36,75	4	3,83	5,11	45,49	136,47	11,46	17,78
p6	44,64	4	3,83	5,11	25,38	76,15	9,55	16,11
p7	32,1	4	3,83	5,11	68,26	204,79	12,51	18,59
p8	19,74	4	3,83	5,11	293,53	880,6	14,56	19,98
p9	11,52	4	3,83	5,11	1476,86	4430,58	15,16	20,35
p10	8	4	3,83	5,11	2604,55	7813,65	15,23	20,39
c1		2	3,83	5,11	infinie	infinie	7,66	10,22

X .3.4 Détermination des efforts provenant de la mise en mouvement du tablier :

X .3.4.1.1 Séisme longitudinal :

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

FL = MT× Sa (T)

Avec :

MT : est la masse effective totale de la structure : MT = 19849,20t

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

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

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Et d'après la classification de notre site selon le (R.P.O.A), on distingue :

Culée 1 et pile 1 sont implanté dans un site (S3) donc (T1 ;T2)= (0,2 ;0,5) et S=1,2

Le reste des appuis sont implanté dans un site (S2) donc (T1 ;T2)= (0,15 ;0,4) et S=1,1

g: accélération de la pesanteur = 9,81 m/s²;

ξ : taux d'amortissement 5 % ;

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

S : coefficient du site

T : période fondamentale de l'ouvrage, vaut : $T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$ avec

K :raideur de système (k=∑ki (appui))

A : coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique IIa et de

L'importance du pont (Groupe de pont 2) A = 0,2.

- $T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$=2× 3,14$\sqrt{\frac{198492,06\times10^3}{9,81\times206,47\times10^6}}$ = 1,97 $Fl = M \times Sa(t)$
- F$^i L$(KN) =$\frac{k_i}{k} \times F$

	T1	T2	Sa	FL (kn)
pile 1 et culee 1	0,2	0,5	1,49	30148,131
reste des appuis	0,15	0,4	1,1	22257,01

Tableau X- 7 Forces et déplacements longitudinal pour chaque appui

APPUIS	c1	p1	p2	p3	p4	p5	p6	p7	p8	p9	p10	c2
F$^i L$(KN)	1373,26	2723,68	2659,18	2597,37	2479,12	2191,57	1887,9	2350,13	2643,05	2725,02	2739,8	1373,26
UX (m)	0,182	0,182	0,134	0,134	0,134	0,134	0,134	0,134	0,134	0,134	0,134	0,134

Le modèle de déformation du tablier dépend de sa raideur relative par rapport aux appuis :

Si le tablier est très raide, on pourra le considérer comme un bloc indéformable, auquel cas son déplacement transversal est décrit par un unique degré de liberté (modèle à tablier rigide). Si le tablier est un peu plus souple, on devra prendre en compte sa déformée transversale (modèle à tablier flexible). Ces deux modèles sont proposés par le RPOA pour la protection parasismique des ponts.

- En direction transversales le tablier est supposé comme étant flexibles car L/B =650/13,8= 47,1 ≥ 5 conformément à l'article 4.3.1.3.2 du RPOA I[15]

- Pour ce calcul on utilisera la méthode de la pile indépendante :

Dans certains cas, l'action sismique en direction transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre des piles adjacentes. Par conséquent, les effets des séismes agissant sur la ième pile peuvent être évalués de **manière** approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$\mathrm{Fi} = \mathrm{Mi}.\mathrm{Se}(\mathrm{Ti})$$

Cette simplification peut être appliquée comme une approximation satisfaisante lorsque la condition suivante est satisfaite pour toutes les piles adjacentes i et i+1.

$$0{,}9 < \mathrm{Ti}/(\mathrm{Ti}+1) \leq 1{,}10$$

$Ti = 2\pi\sqrt{\frac{Mi}{Ki}}$ Est la période fondamentale de pile

Mi est la masse effective attribuée à la pile i (la masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).

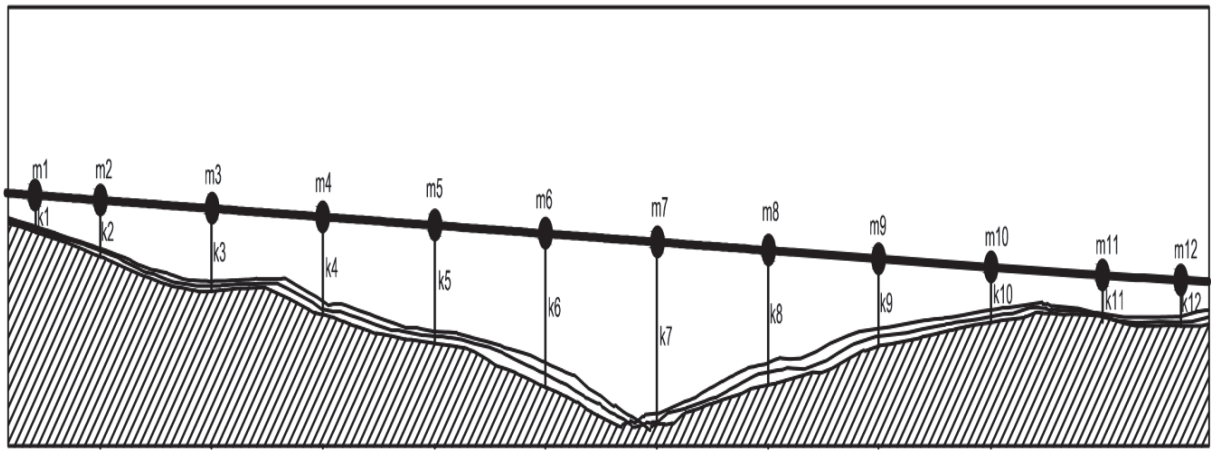


Figure X- 6 Discrétisation des masses pour séisme

Tableau X- 8 répartitions effort sismique transversale sur appuis

Appuis	kd(MN/m)	M (Kg)	T(s)	Sa (m/s²)	Fi (KN)	X (cm)
c0	10,22	860302,6	1,49	1,98	1703,4	16,67
p1	20,34	2109103,47	2,02	1,46	3079.29	15,14
p2	20,05	2446789,76	1,99	1,08	2642,53	13,18
p3	19,77	2440338,94	1,97	1,1	2684,37	13,58
p4	19,21	2530994,14	2,01	1,07	2708,16	14,1
p5	17,78	2647472,73	2,08	1,04	2753,37	15,49
p6	16,11	2760864,42	2,19	0,99	2733,26	16,97
p7	18,59	2590850,66	2,04	1,06	2746,3	14,77
p8	19,98	2401707,95	1,96	1,1	2641,88	13,22
p9	20,35	2349573,9	1,97	1,1	2584,53	12,7
p10	20,39	2048472,99	1,84	1,17	2396,71	11,75
c1	10,22	860302,6	1,49	1,98	1703,4	16,67

X .3.4.1.2 Séisme vertical :

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situes dans une zone séismique classée (I) ou (IIa) selon le R.P.O.A [15] est négligeable.

X .4EVALUATION DES EFFORTS STATIQUES AGISSANT SUR LA PILE :

La pile est considérée comme encastré à la base, souvent sollicité par un effort appliqué au centre de gravité de la section, dirigé selon l'axe longitudinale de la pile (N), et deux fléchissent qui tourne selon les axes principaux de la section transversales (My, Mx) Donc le calcul sera par rapport à la base de la pile, au niveau de centre de gravité de la section appelé (O) .

Tableau X- 9 Evaluations des efforts statique appliques sur la pile (p6)

sollicitations	Vertical(K)	Horizontal(K)	Moment(Nm)
Gmax pile	13934,4	-	-
Gmax Tablier	19194,52	-	-
A(l) 3 Voies	1715,37	-	-
D240	1995,12	-	-
Bc 3Voies	1901,89	-	-
Bt 2Voies	683,93	-	-
Mc 120	1901,17	-	-
St	191,52	-	-
Freinage Bc 3Vs	-	15,87	714,78
Freinage A(l) 3Vs	-	81,4	3666,26
HT	-	47	2116,88
Hflv (Ret + flu)	-	106,1	4778,74

X .4.1 Détermination des sollicitations sismiques :

X .4.1.1 Calcul des efforts sismiques inertiels de la pile étudiée :

L'action sismique applique à l'ouvrage ainsi qu'aux terres qui lui sont solidaires une Accélération horizontale maximale caractérisée par le coefficient sismique Kh et une Accélération verticale concomitante caractérisée par le coefficient sismique Kv.

Les coefficients sismiques varient suivant le type de structure et le document de référence. On Adoptera les valeurs du guide RPOA 2008 [15] :

$$Kh=A=0,2 \qquad Kv=0,3A=0,06$$

Les forces sismiques horizontales et verticales sont calculées en pied de la pile avec :

HP = Kh× PP et NP= Kv× PP où PP est le poids propre de l'élément.

Les sollicitations venant du tablier et ceux venant de la pile doivent être cumulées quadratiquement car les modes propres concernés sont différents de fait que la pile vibre indépendamment du tablier.

$$N = \sqrt{NP^2 + NT^2} \qquad H = \sqrt{HP^2 + HT^2} \qquad \text{et} \quad M = \sqrt{MP^2 + MT^2}$$

NP, MP : sollicitations sismiques de la pile

NT, HT, MT : sollicitations sismiques du tablier

N, H, M : sollicitations sismiques totales

X .4.1.2 Combinaison des directions :

La combinaison des forces sismique orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle de séisme :

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combines de la manière suivante :

$$El = EL + 0,3\ (ET + EV)$$
$$E2 = ET + 0,3\ (EL + EV)$$
$$E3 = EV + 0,3(EL + ET)$$

Avec :

EL : Répartition des efforts dus au séisme longitudinal sur les appuis

ET : Répartition des efforts dus au séisme transversale sur les appuis

EV : composante verticale de séisme

Tableau X- 10 Combinaisons d'actions à ELA

Combinaisons	G	Q	E1	E2	E3
COMB 1	1	0,2	1	0	0
COMB 2	1	0,2	0	1	0
COMB 3	1	0,2	0	0	1
COMB 4	1	0,2	-1	0	0
COMB 5	1	0,2	0	-1	0
COMB 6	1	0,2	0	0	-1

Tableau X- 11 evaluation des efforts selon les combinaions de charge

	combinaisons	Nmax	H max	Mmax
ELS	G + 1,2 (A(l)+St) + 0,6HT + Hflv	35417,188	231,98	10448,38
ELU	1,35G + 1,6(A(l)+St) + 0,9 HT + Hflv	47775,066	278,64	12549,95
ELA longitudinal	G+E1+0.2(A(l)+St) + 0,4HT + Hflv	33962,41	3935,8	177268,43
ELA transversale	G+E2+0.2(A(l)+St) + 0,4HT + Hflv	33962,41	3991,77	179789,32

☞ **L'interprétation des résultats des combinaisons des autres surcharges sont mentionnés dans l'annexe C.**

X .5 FERRAILLAGE DE LA PILE :

X .5.1 Vérification au flambement :

On doit vérifier la condition suivante :

l'élancement de la pile : $\lambda = le/i \leq 70$

le : Longueur de flambement La pile est considérée comme encastre à la base et libre à l'outre cote donc la longueur de flambement est égale à deux fois la longueur real de la pile

i: Le rayon de giration définit comme : $i = \sqrt{\frac{I}{s}}$

Tel que :

I : moment d'inertie quadratique minimale selon les deux axes

S : surface de la pile

$$i = \sqrt{\frac{I}{s}} = \sqrt{\frac{40,41}{10,9}} = 1,92 \Rightarrow \lambda = \frac{2\times44,64}{1,92} = 46,37 \leq 70$$

Donc la pile est stable selon les deux axes vis-à-vis au flambement

X .5.2 Les armatures longitudinales :

La section d'acier nécessaire de la pile doit être répondre aux sollicitations en phase de construction (fléau) et en phase de service (après clavage)

Le ferraillage de la pile sera à la flexion oblique à l'aide des abaques de Walther :

X .5.2.1 En phase de construction :

M=142873,66KN N= 9828,72KN

Quand (η= ∞) $my = \frac{My}{h^2\times b\times fc28}$

my= $\frac{My}{b\times h^2\times fc28} = \frac{142873,66}{5\times6.9^2\times27}$=0,02

n=$\frac{N}{b\times h\times fc28} = \frac{9828,72}{6,9\times5\times27}$= 0,01

ω = 0,04 (Avec W : degré mécanique d'armature totale)

Fa=$\frac{\omega\times b\times h\times fc28}{\sigma s} = \frac{0,04\times6,9\times5\times27}{500}$ =475,2cm²

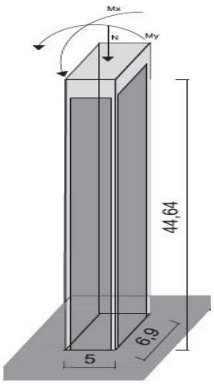


Figure X- 7 Schématisations des sollicitations

X .5.2.2 En phase de service :

La pile est sollicitée par deux moments qui tourne selon ces axes (Mx, My) avec un effort N :

mx=Mx/(b×h²×fc28)
my= My/(h²×b×fc28)
n=N/(b×h×fc28)
mx=179789,32/(6,9×5²×27)=0,04
my= 177268,43/(6,9²×5×27)
=0,03
n=33962,401/(5×6,9×27) =0,04

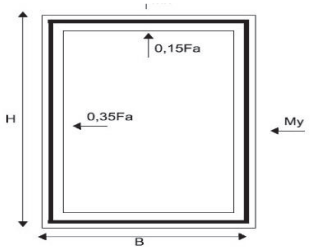


Figure X- 8 distribution de section d'acier selon les cotes

Direction longitudinale (η= ∞ et ω = 0,12)

Fa=(ω×b×h×fc28)/σs =(0,12×6,9×5×27)/500=2235,6cm²

Le nombre de barres par côté :

As (coté b) : 0,15 Fa = 2235,6×0,15= 335,34cm² 42HA32

As (coté h) : 0,35 Fa = 2235,6×0,35 = 782,46 cm² 106HA32

Direction transversale (η= 0 et ω = 0,14) :

Fa=(ω×b×h×fc28)/σs=(0,14×6,9×5×27)/500=2608,2cm

As (coté b) : 0,15 Fa = 2608,2×0,15= 391,23cm² 50 HA 32

As (coté H) : 0,35 Fa = 2608,2×0,35 = 912,87 cm² 122 HA32

On prend 122HA32 (H) et 50HA32 (b)

Condition de non fragilité : selon le règlement BAEL[10] on a :

As,min≥ (0,23×h×b×ftj)/fe =(0,23 ×10,6×2,22)/500

=108,24cm²

X .5.3 Armature d'effort tranchant :

Ferraillage transversale :

Les barres transversales assurent le maintien des barres longitudinales, donné par la formule suivante :

$$At=\frac{AL\times fel}{16\times fet}\ \frac{St(mm)}{100}$$

St : représente l'espacement des armatures transversales en (mm)

AL : est la section totale des armatures longitudinales

fel,fet: caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales

At=A1×fel16×fet× St(mm)100=A1×fel16×fet× St(mm)100

At(coté h) : $At=\frac{AL\times fel}{16\times fet}\ \frac{St(mm)}{100}=\frac{912,87\times 500}{16\times 500}\ \frac{250}{100}$=142,79cm² ➔46HA20

At(coté b) : $At=\frac{AL\times fel}{16\times fet}\ \frac{St(mm)}{100}=\frac{391,32\times 500}{16\times 500}\ \frac{250}{100}$=61,14cm² ➔20 HA 20

L'armature maximale d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$St = Min\ (24\Phi t; 8\Phi l; 0.25d),$$

Avec :

d: hauteur utile

Φt: diamètre des armatures transversales

Φl : diamètre des armatures longitudinales.

St= Min (24Φt;8Φl;0.25d)=Min (24×2;8×3,2;0.25×500)=25,6cm

On prend 25 cm comme un espacement entre les barres transversales

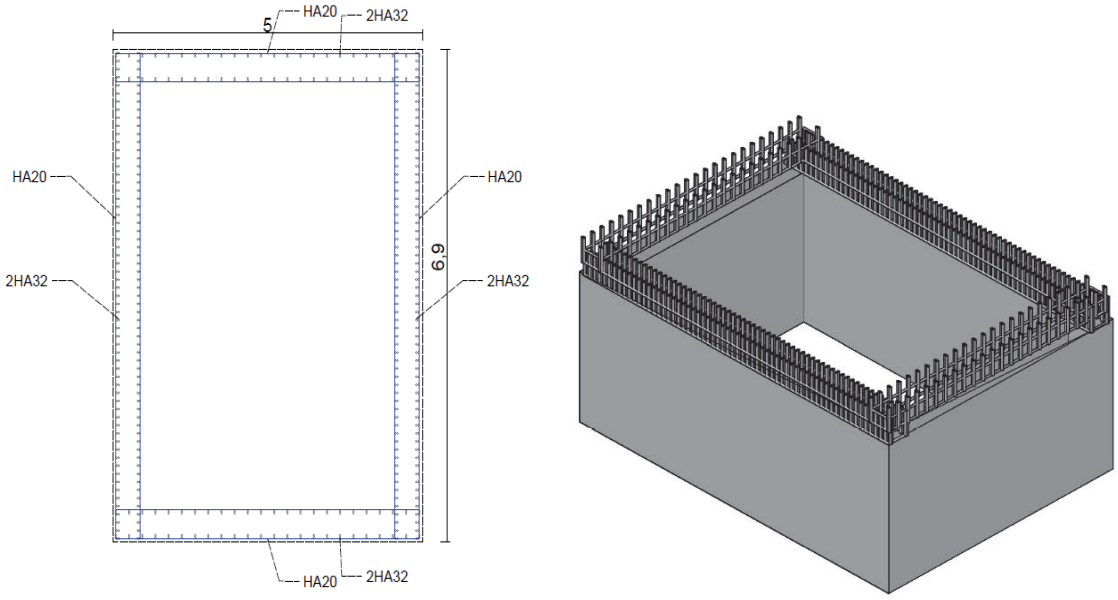


Figure X- 9 Ferraillage de la pile

X .6 ETUDE DE LA FONDATION SOUS PILE :

La fondation est destinée à transmettre au sol dans les conditions les plus favorables, les sollicitations provenant de la structure du pont sous l'effet des charges et surcharges les plus défavorables

D'après les rapports géologique et géotechnique, le mode de fondation préconisé pour les appuis de l'ouvrage est de type profond. Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs.

Quand le sol en surface ne représente pas une bonne portance, ce implique descendre à une grande profondeur jusqu' au sol support. Lors de la disposition des pieux, il est recommandé de les disposer d'une façon symétrique afin d'éviter les tassements différentiels et centrer sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.
Dans les calculs des pieux on ne tiendra pas du flambement car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer

X .6.1 Dimensionnement de la semelle de fondation

- Choix de l'entraxe :

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 3Φ car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.
Largeur de la semelle de liaison dépend de la disposition et du nombre des pieux.
Plus un débord sur tous les côtés d'environ 1/2 Φ de pieu pour assurer un ancrage correct et donc un encastrement satisfaisant.

Tableau X- 12 dimensionnement de la semelle

La longueur	La largeur de la semelle	L'épaisseur de la semelle :
B= (N-1) x L+2 Φ N : étant le nombre des files des pieux (4) L : la distance entre les deux files (L=3 Φ) Φ : diamètre des pieux (1.2 m)	LS= (N-1) x L+2 Φ N:Nombre des files des pieux (4)	pour assurer la bonne diffusion des charges et pour que la semelle sera rigide elle doit satisfaire l'inégalité suivante : H ≥ 1,2Φ
B=13,8m	ls=13,2m	H=2,4m

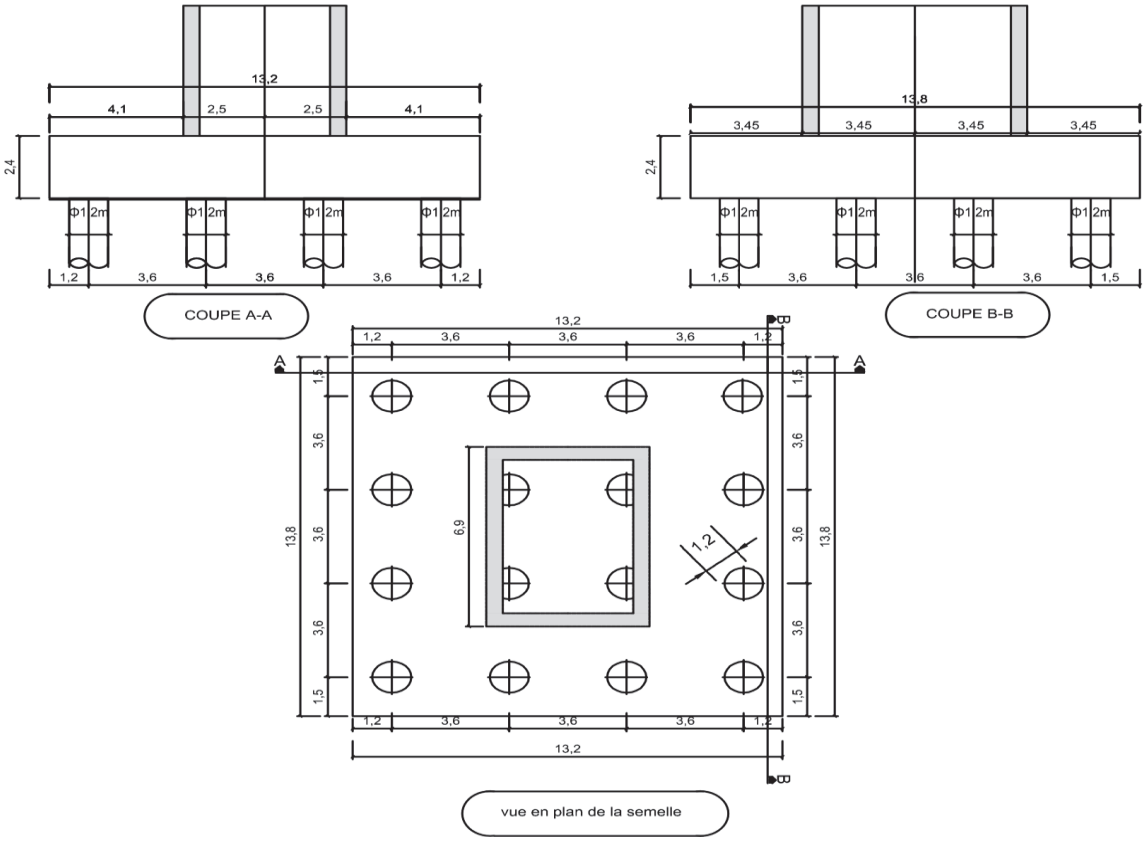


Figure X- 10 schéma de fondations de la pile

X .6.2 Evaluation des sollicitations a la base de la semelle :

Tableau X- 13 les efforts agissants sur la semelle selon les combinaisons

	combinaisons	Nmax	H max	Mmax
ELS	G + 1,2 (A(l)+St) + 0,6HT + Hflv	46346,788	231,98	11005,13
ELU	1,35G + 1,6(A(l)+St) + 0,9 HT + Hflv	62530,03	278,64	13218,68
ELA longitudinal	G+E1+0.2(A(l)+St) + 0,4HT + Hflv	45061,83	5993,6	188573,57
ELA transversale	G+E2+0.2(A(l)+St) + 0,4HT + Hflv	45061,83	6017,74	190979,9

☞ l'interprétation des résultats des combinaisons des autres surcharges sont mentionnés dans l'annexe C.

X .6.3 Détermination du nombre des pieux (selon D.T.R. BC 2.33.2) [17] :

Dans le cas des pieux forés, dont la résistance aux efforts horizontaux mobilise la butée du terrain, il convient d'éviter un nombre impair de files qui conduit à disposer une dans l'axe de l'appui (file intermédiaire très chargée)

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

L'effet de groupe dans le cas de pieux travaillant essentiellement au frottement est représenté par le coefficient d'efficacité Ce :

$$C_e = \frac{Qlg}{n \times Qli}$$

Qlg : charge limite du groupe de n pieux
Qli : charge limite d'un pieu isole.
Groupe de pieux dans le sol cohérent :
Cas d'un entraxe (s) supérieur Ou égal à 3B : $C_e = \begin{cases} 0.7 & s/b=3 \\ \text{Var lin} & 3<s/b<8 \\ 1 & s/b>8 \end{cases}$

Remarque :

Cet effet semble négligeable dans Ie cas de pieux travaillant en pointe (Ce = I).

La capacité portante d'un pieu est soustraite du rapport Géotechnique :

Tableau X- 14 désignations de nombre de pieux pour la semelle de pile

	capacité portante (kn)	effort N(KN)	N (théorique)
ELU	62530,03	9408,4	9,5
ELS	46346,788	5698,3	11,61
ELA	45061,83	10349,2	6,21
on adopte a un réseaux de pieux de (4;4)			

X .6.4 Effort revenant à chaque pieu :

Admettant les hypothèses suivantes :
- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide
- Pieux identiques.

Sachant que les pieux présentent une symétrie par rapport à deux axes (XX') et (YY'), et on Négligeant les efforts agissants dans un sens perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage. L'effort revenant à Chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R = \frac{N}{n} \pm \frac{Myi}{\Sigma y^2}$$

N : effort normal maximal sollicitant les pieux ;
M : moment maximal sollicitant les pieux ;
n : nombre de pieux de la pile étudiée, n=16 ;
yi : la position de chaque file de pieux par rapport à l'axe de la semelle

X .6.5 Vérification de pieux :

Tableau X- 15 vérification de stabilité des pieux

les valeurs extrêmes de réactions sont données par le combinaison 2 à ELA			
résistance à l'arrachement (kn)	-5207,4	réaction min	-1162,38
résistance au poinçonnement (kn)	10359,2	réaction max	6795,11
on observe bien que le pieux est stable vis a vis d'arrachement et de poinçonnement			

X .6.6 Ferraillage de la semelle (méthode des bielles) :

Méthode des bielles, due à Pierre Labelle, permet de calculer les semelles de fondation recevant une charge centrée, avec une réaction uniforme du sol ou des réactions égales de chacun des pieux, dans l'hypothèse où les centres de ceux-ci sont disposés aux sommets d'un polygone régulier et où l'axe du poteau passe par le centre de ce polygone.
D'un emploi facile, elle consiste à supposer que les charges appliquées sur la semelle par le fut ou le voile qu'elle supporte sont transmises au sol ou au pieux par des bielles de béton comprimées. Les efforts horizontaux de traction résultant de la décomposition des forces transmises par ces bielles sont équilibrés par des armatures placées à la partie inférieure des semelles
La validité d'application de la méthode des bielles implique que l'angle d'inclinaison des bielles par rapport à l'horizontale est au moins égal à 45° ($\alpha \geq 45°$)

On doit donc avoir : $H \geq \frac{L}{2} - \frac{B}{4}$

Avec :

h : hauteur utile de la semelle, estimée à 90 % de la hauteur de la semelle
l : distance entre axe des pieux.
b : largeur du voile (pile).

$$\frac{L}{2} - \frac{B}{4} = \frac{3,6}{2} - \frac{0,5}{4} = 1,675m \leq 2,4m$$

$$tg(\alpha) = \frac{H}{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}} = \frac{0,9 \times 2,4}{\frac{3,6}{2} - \frac{0,5}{4}} = 1,289 \longrightarrow \quad \alpha = 52,23°$$

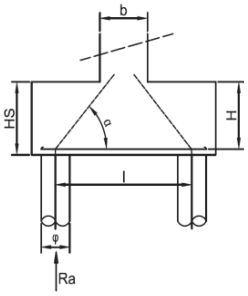


Figure X- 11
Diffusion des efforts

Les deux conditions sont justifiées donc on peut appliquer la méthode

Des bielles

Armatures transversales inférieures : D'après le document de "SETRA [8] " la section d'armatures longitudinales est déterminée par la méthode des bielles est égale :

$$A_{t-inf} = \frac{Nmax}{\overline{\sigma s}} \; \frac{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}}{H}$$

Nmax : effort normal maximal dans un pieu
$\overline{\sigma s}$: la contrainte admissible de l'acier.

❖ Condition normale :

$\overline{\sigma s} = \frac{2\sigma s}{3} = \frac{2\times500}{3} = 333{,}33MPA$

$\mathrm{Nmax(ELS)} = 3{,}125\mathrm{MPA}$

$A_{t-inf} = \frac{\mathrm{Nmax}}{\overline{\sigma s}} \frac{\frac{L}{2}-\frac{B}{4}}{H} = \frac{3{,}125}{333{,}33} \frac{\frac{3{,}6}{2}-\frac{0{,}5}{4}}{2{,}16} \times 10^4$=72,7cm²

❖ Condition sismique :

$\overline{\sigma s} = \sigma s = 500MPA$

$\mathrm{Nmax(ELS)} = 6{,}78\mathrm{MPA}$

$A_{t-inf} = \frac{\mathrm{Nmax}}{\overline{\sigma s}} \frac{\frac{L}{2}-\frac{B}{4}}{H} = \frac{6{,}78}{500} \frac{\frac{3{,}6}{2}-\frac{0{,}5}{4}}{2{,}16} \times 10^4$=105,15cm²

La condition sismique est la plus défavorable A=105,15cm² ⟶ 14HA32(112.6 cm²)

L'espacement étant : $St = \frac{\phi+E-d}{n-1}$

Où :
n : Nombre de barre (14 barres).
d : Enrobage (10cm)

ϕ = Diamètre de pieux (1,2 m)

$St = \frac{\phi+E-d}{n-1} = \frac{1{,}2+2{,}4-0{,}1}{14-1}$=0,269m ⟶ st=20cm

Entre les différentes bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$Ar = \frac{A_{t-inf}}{3} = \frac{105{,}15}{3}$=35,05 cm² ⟶ 8HA25 (39,25 cm² ;st=25cm)

Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est Donnée par :

$Al-inf = \frac{A_{t-inf}}{3} = \frac{105{,}15}{3} = 35{,}05cm^2$ ⟶ 8HA25 (Al_inf=39,25 cm² ;st 35cm)

❖ **Armatures de construction :**

Armatures transversales supérieures :

$At-sup = \frac{A_{t-inf}}{10} = \frac{105{,}15}{10} = 10{,}51cm^2$ ⟶ 14Ha12(Al_inf=39,25 cm² ;st 20cm)

Armatures longitudinales supérieures :

$Al - sup = \frac{A_{t-inf}}{3} = \frac{105,15}{3} = 35,05cm^2$ 8HA25 (Al_inf=39,25 cm² ;st 35cm)

Armatures latérales :

$Al = \frac{A_{t-inf}}{10} = \frac{105,15}{10}$=10,51cm² 14Ha12(Al_inf=39,25 cm² ;st 20cm)

Tableau X- 16 Récapitulations de ferraillage du la semelle

	nombres des barres HA		st (cm)
Armatures transversales inferieures	En zone de pieux	14HA25	20
	En zone intermédiaire	14HA25	25
Armatures transversales supérieures	14HA12		20
Armatures longitudinales supérieures	8HA25		35
Armatures longitudinales inferieures	8HA25		35
Armatures latérales	14HA12		20

X .6.7 Ferraillage des pieux :

X .6.7.1 Action sur les pieux :

Lorsqu'un pieu vertical est sollicité par un effort horizontal Ho et/ou un
sa stabilité est assurée par la mobilisation des efforts de réaction latérale
pieu. En un point donne à la côte Z, la réaction du sol P en fonction du d
du pieu. Si Ks est le module de réaction du sol

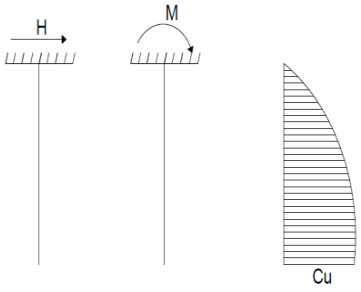


Figure X- 12 mode de travail des pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement avec l'équation différentielle du 4ème degré :

$$EI\ (dy^4/dx^4) + Cuby = 0$$

b : diamètre des pieux.
Cu : module de réaction du sol
y : déplacement en tête des pieux.
Une solution de cette équation est de la forme $\alpha^4 = \frac{4EI}{cu.b}$
α : longueur élastique du pieu

Le pieux est soumis un moment fléchissent en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode de Werner, le pieux étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls.

Calcul de λ :

ϕpieu = 120 cm.

Cu = 60MN /m³.

E : module d'élasticité du béton. = $11000(27)^{\frac{1}{3}}$ = 33000 Mpa.
I : moment d'inertie du pieu. = 0.1017 m^4.

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{cu.b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{60\times1,2}{4\times33000\times0,1017}} = 0,27m^{-1}$.

λ : coefficient d'amortissement du module de Warner

Donc : λL = 0,27 x 20 = 5.4

Effort tranchant en tête du pieu :

Condition normale :
H = 278,64 kn
$P=\frac{H}{16} = \frac{278,64}{16} = 17,41kn$

Condition sismique :
H =6017,74kn
$p = \frac{H}{16} = \frac{6017,74}{16}$ =376,11kn

Calcul des pieux par la formule de Warner :
La méthode de Warner permet de donner les moments fléchissent auquel, le pieu est soumis en différent point par la formule suivante : $EI\theta = (X\Theta M\frac{\bar{M}}{\lambda}) +.(\frac{\bar{P}}{\lambda^2} X\Theta P)$

Détermination des coefficients χΘM, χΘP tout le long du pieu :
Notre pieu est encastré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire est le déplacement sans rotation

$M(Z) = EI\theta = \left(X\Theta M\frac{\bar{M}}{\lambda}\right) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda^2} X\Theta P\right) = 0 \longrightarrow \bar{M} = -\frac{X\Theta P}{X\Theta M}\frac{\bar{P}}{\lambda}$

λL =4 XΘP =1,26 , XΘM = 1,54
λL =6 XΘP =1,45 , XΘM = 1,65

⟶ donc pour λL =5,4 XΘP =1,39 , XΘM = 1,62

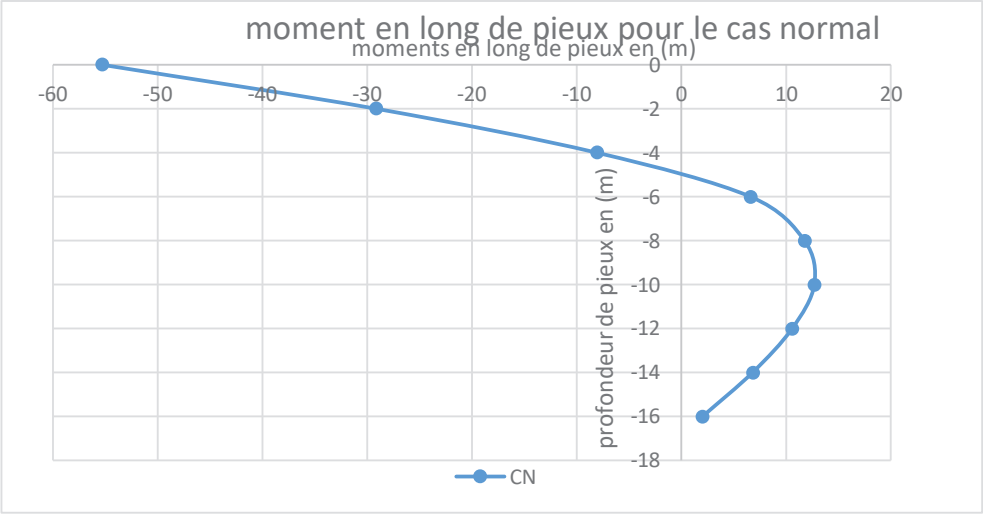
Moments en tête de pieux :
Condition normale : $\bar{P}$ = 17,41 kn/pieu ⟶ $\bar{M}$=-55,33kn.m.
Condition sismique : $\bar{P}$ = 376,11 kn/pieu⟶ $\bar{M}$=-1195,228 kn.m.

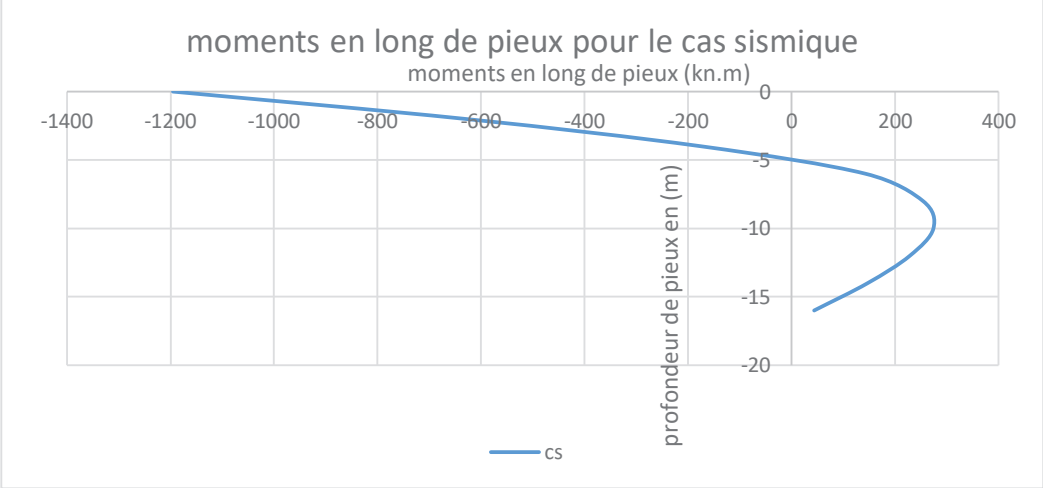
Détermination des moments le long du pieu :
$M(Z) = (X\Theta M \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} X\Theta P\right)$
Condition normale : $M(X\Theta M, X\Theta P) = -55,33X\Theta M + 64,48X\Theta P$
Condition sismique : $M(X\Theta M, X\Theta P) = -1195,228\,X\Theta M + 1393X\Theta P$

	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
Z(m)	2	4	6	8	10	12	14	16
XΘM	0,97	0,88	0,65	0,44	0,26	0,1	0,04	0,01
XΘp	0,38	0,63	0,66	0,56	0,42	0,25	0,14	0,04

M(Z) CN	-29,17	-8,07	6,59	11,76	12,7	10,59	6,81	2,03
M(Z) CA	-630,03	-174,21	142,48	254,18	274,3	228,73	147,21	43,77

-





D'après les résultats, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : M max =-1195,228 kn.m. Nmax=6795,11kn

Le ferraillage se fait à l'aide des abaques de WALTER. Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

Et $\frac{h}{D}=\frac{0,05}{1,2}=0,04$

$$\begin{cases}\frac{Mr}{\pi R^2 D\beta w}=\frac{1,195}{3,14\times0,6^2\times1,2\times27}=0,03\\ \frac{Nr}{\pi R^2\beta w}=\frac{5,18}{3,14\times0,6^2\times27}=0,22\end{cases}$$

w = 0.28

$$As=\frac{\pi R^2 fc28\times W}{fe}=\frac{3,14\times0,6^2\times27\times0,28}{500}=170,92cm^2\ (soit\ 22HA32)$$

$$\emptyset t=\frac{\emptyset l}{3}=\frac{32}{3}=10,67mm$$

On prendra des cerces de HA12 avec un espacement de 20cm dans les zones courantes et 15cm dans la zone de jonction

Condition de non fragilité : $As=0,06\pi R^2=67,82\text{cm}^2(la\ condition\ est\ verifie)$

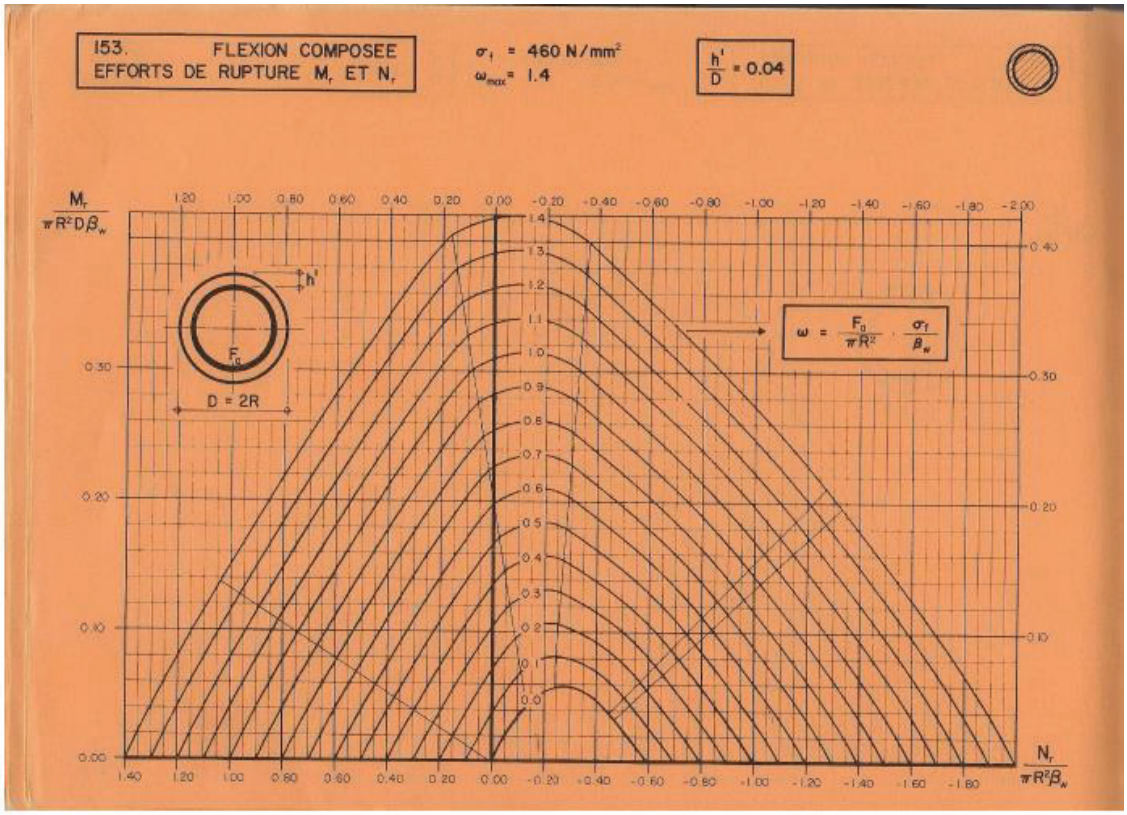


Figure X- 13 abaque de Walter

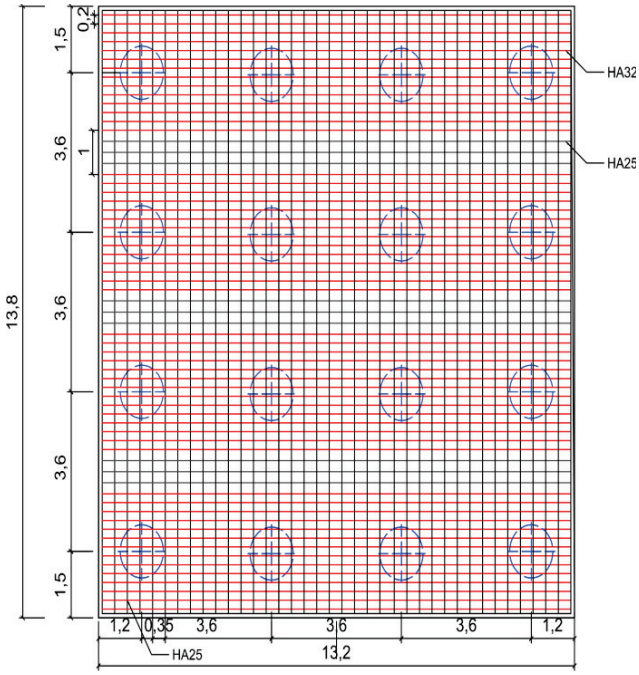


Figure X- 15 Nappe inférieure de la Semelle

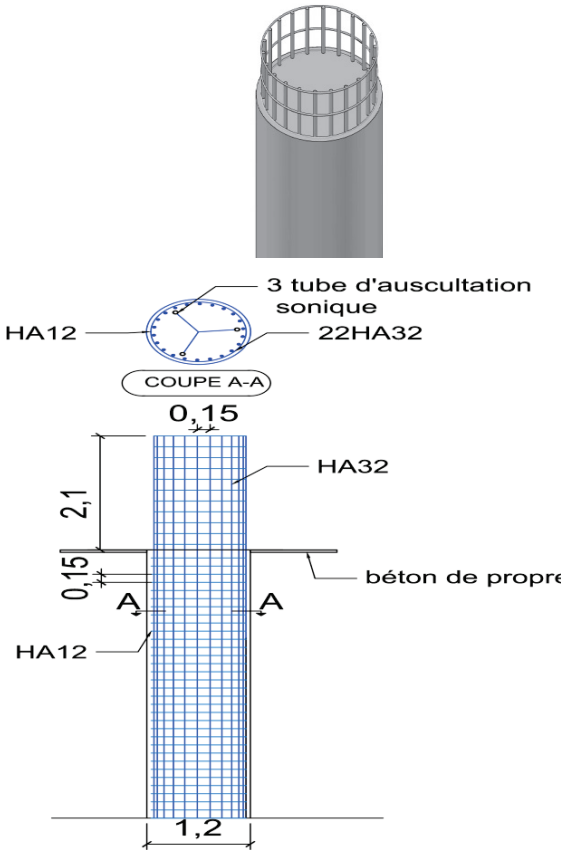


Figure X- 14 Ferraillage de pieux

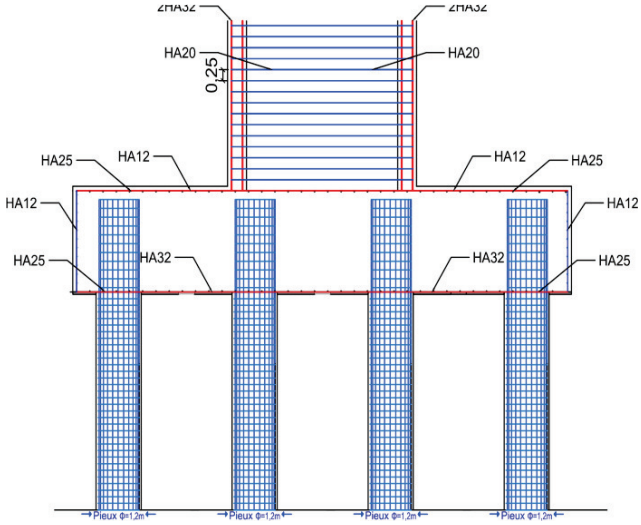


Figure X- 17 Ferraillage les éléments de la pile

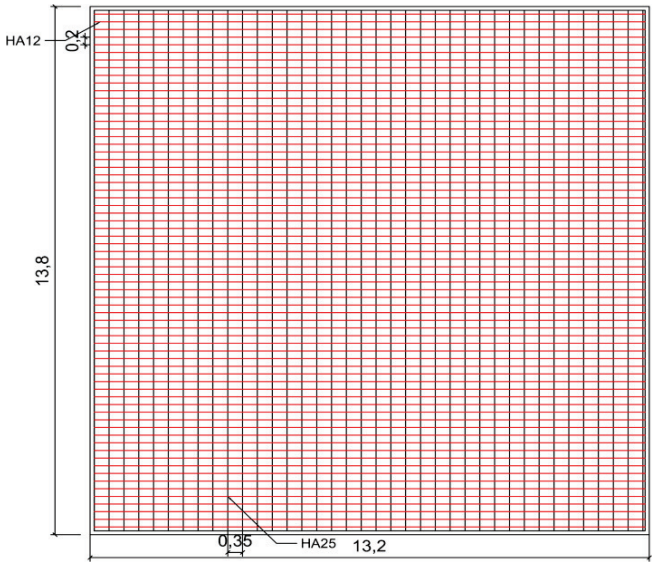


Figure X- 16 Nappe supérieur de la Semelle

ETUDE DE LA CULEE

CHAPITRE XI. ETUDE DE LA CULEE

XI.1. INTRODUCTION

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure de 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.

XI.1.1. Fonction des culées :

❖ **La fonction mécanique :**

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux (tassement) ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas entraver le fonctionnement d'appareils d'appui.

❖ **La fonction technique :**

La fonction technique d'une culée se caractérisé par le fait que :

- On accédé par elle a l'intérieur de l'ouvrage.
- On peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.

XI.1.2. Choix de type de la culée

Le choix de la culée put se faire progressivement, il résulte une analyse englobant

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

Vu les données géotechniques, et les données naturelles du site on a opté pour des « culée remblayées »

Les culées remblayées encore appelées culées apparentes jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse. Le tablier de l'ouvrage s'appuie sur un sommier solidaire d'un mur de front massif qui soutient les terres du remblai. Elle est complétée par des murs en retour suspendus, qui sont préférables du fait de leur effet stabilisateur ou par des murs en ailes indépendants.

Plus généralement nous appellerons culée remblayées, toute culée ayant un aspect extérieure sous la forme d'un mur de front encastré sur une semelle, surmonté par un mur de garde grève.

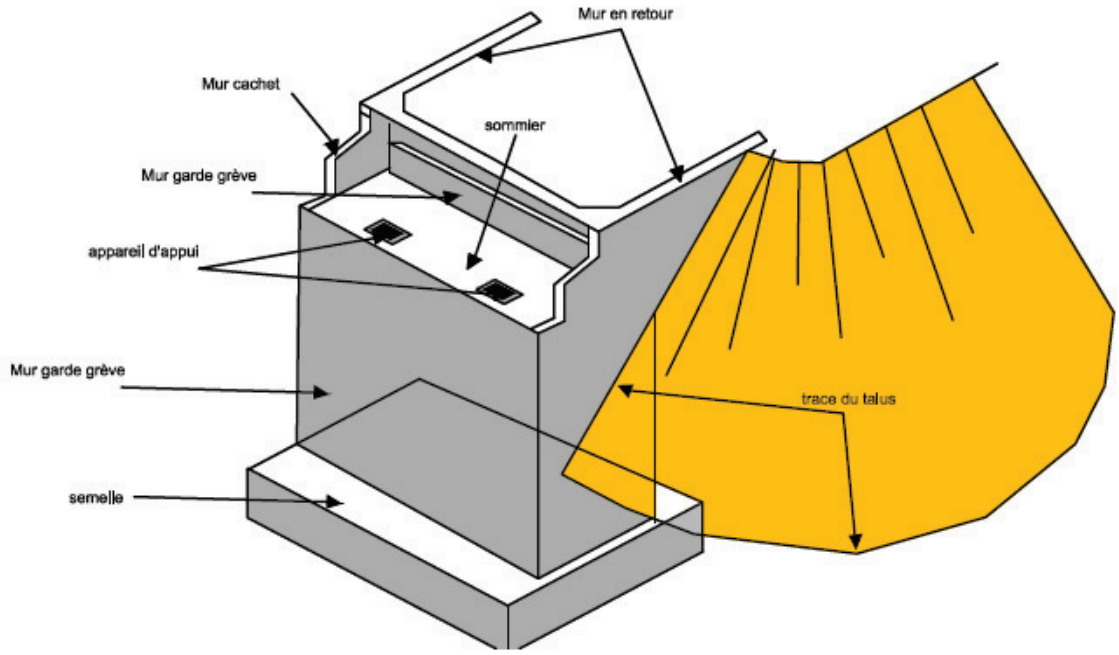


Figure XI- 1 Eléments constituants la culée remblayée.

❖ **Implantation des culées**

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante

H culée = coté projet – coté fondation.

L'ensemble des cotes définissants la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Tableau XI- 1 Implantation des culées.

Désignation	Culée 1	Culée 2
Point kilométrique	40+585.106	41+230.159
Coté projet (m)	384,58	361,64
Cote TN (m)	375,73	353,94
Hauteur de la culée (m)	8.85	7.70

XI.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

La pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr J.A.Calgaro intitulé : projet et construction des ponts « Généralité .Fondation. Appuis, Ouvrages courant » [18] .

XI.2.1.Mur de garde grève :

a) La hauteur H :

$h=H_{vc}+H_{aa}+H_{da}$

Avec :

- H_{vc} : la hauteur du voussoir sur culée égale a : 2.7 m.
- H_{aa} : la hauteur de l'appareil d'appuis, égale a : 0.065 m.
- H_{da} : la hauteur du dé d'appuis, égale a : 0.25m.

Ce qui nous donne H=2.7+0.065+0.25=3.015 m

On prend **H=3.22 m**

b) L'épaisseur E

E=max (0.3 m ; H/8)

E=max (0.3 ; 0.3875).

On prend **e=40 cm.**

c) **La longueur**

L= largeur de tablier – 2×épaisseur mur en retour =13.8-0.4× 2=13

Donc L**=13 m.**

XI.2.2.Mur frontale

a) La hauteur H :

$H = h_{culée} - h_{gg}$=8.85-3.1 d'où **H=5.63m**

b) L'épaisseur, on prend e**= 2m**.

c) Longueur : est celle du tablier ; **L=13.8 m**

XI.2.3.Les murs cachent

a) Epaisseur : **Ec= 0.30 cm**

b) La hauteur : **Hc = 2m.**

c) La largeur : **L=1.5 m**

XI.2.4.Mur en retour

L'épaisseur des murs en retours est dimensionnée par des considérations de résistance mécanique, elle varie entre 30 cm et 45 cm (30 cm valeur minimal pour un ferraillage et un bétonnage correct) On prend ; **e=40 cm.**

La longueur du haut de mur en retour ne dépasse pas les 7 à 8 m, on prend $\mathbf{L_{sup} = 7\ m}$.

On prend la longueur inférieur égale a : $\mathbf{L_{inf} = 2.5\ m}$

XI.2.5.Dalle de transition

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur de garde grève.

- La longueur de transition est donnée par la formule suivante :

$$L = \min(6m\,; \max(3m, 0.6H)) = \min\,(\,6m; \max(3m; 5.31m)) = \min\,(\,6m\,; 5.31\,m\,)$$

  - Soit **H = 5.35 m.**
- L'épaisseur de la dalle de transition est prise : **e=30m.**
- Largeur : L = **13 m**
- Cette dalle est coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constant de 30 cm, et appuyé sur le corbeau, elle est mise en place avec une pente de 10%.

XI.2.6.Corbeau

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trappez ayant les dimensions suivantes :

Base de 100 cm et une petite base de 50 cm et une hauteur de 50 cm.

- Largeur L=13- 2×épaisseur mur en retour = 13.8 - 0.4× 2=**13 m.**

XI.2.7.Le sommier d'appuis

Le sommier d'appuis est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal, Sa surface doit être aménage de façon à permettre :

- l'implantation des appareils d'appui.
- La mise en place de vérins pour changer ces derniers s'il y a lieu ou pour procéder à des mesures de réactions d'appui.
- Assurer l'évacuation des eaux, du moins en phase de construction du tablier.

L`épaisseur du sommier est déterminée par la condition suivante :
Hc≤1,25 ht (avec *ht*=2.7*m* hauteur du tablier)

- On fixe l'épaisseur du sommier : *hc*=1,6 *m*
- La longueur du sommier L=largeur de pont = **13.8 m**

XI.2.8.La semelle

- Epaisseur : **2 m**
- Largeur : **9.6 m.**
- Longueur : **14.5 m**
- Béton de propriété : **0.1 m**

Tableau XI- 2 Récapitulatif des rôles et dimensions de la culée

Elemet	Role	Démensions
Mur de gared greve	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	hmgg = 3,22 m emgg = 0.4m lmgg = 13 m
Mur frontale	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	hmf = 5.63 m emf= 2 m lmf= 13.8m
Sommier d'appuis	Elément sur lequel repose l'about du tablier	lsa = largeur du pont = 13.8m esa = 1,6 m
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	emr=0.4 m hmr =8.85 m lmr = 7 m
Corbeau	Appuis pour la dalle de transition se forme d'un trapèze	lc=13 m ec =0.5m hc1 =1 m hc1 =0.5 m
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi-rigide vers un milieu rigide	ldt=5.35 m ldt =13 m edt=0.3 m
Semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	es=2 m Ls=9.60 m ls=14.5m

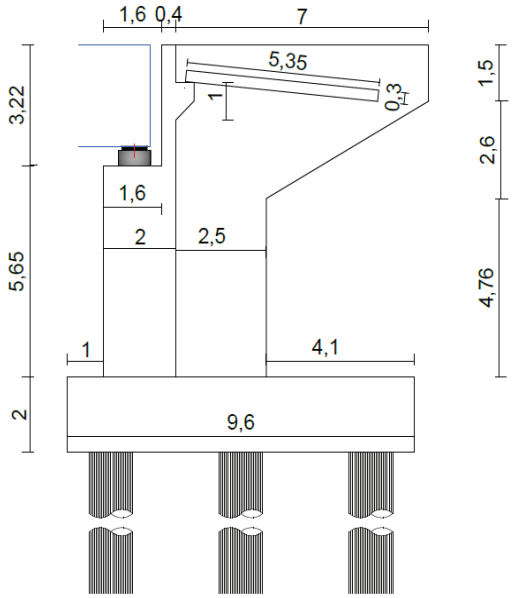


Figure XI- 3 Vue en élévation de la culée.

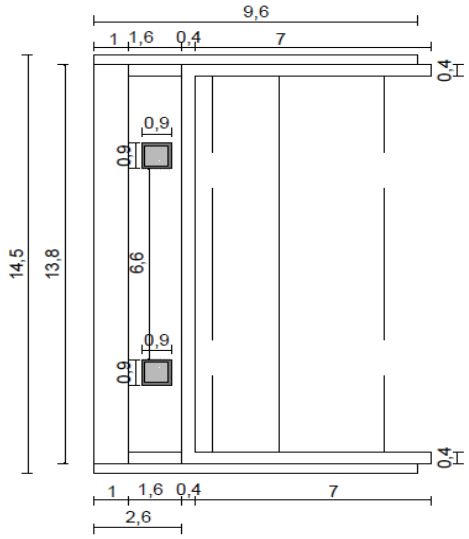


Figure XI- 2 Vue en plan de la culée

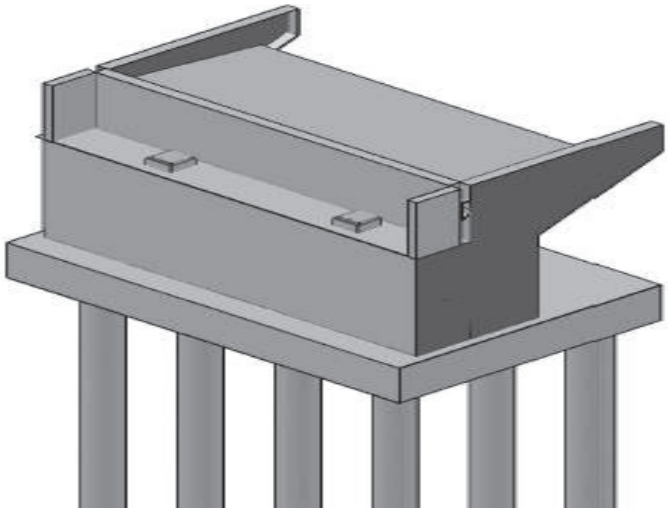


Figure XI- 4 Vue en 3D de la culée

XI.3. EVALUATION DES EFFORTS AGISSANTS SUR LA CULEE :

La stabilité de la culée sera vérifié à vide et en service, aussi bien dans les conditions normal ainsi que dans les conditions sismiques.

Sollicitation sur la culée

- Poids propre de la culée.
- Réaction d'appuis du tablier du à sa charge permanente.
- Poids des terres.

Sollicitation horizontales

- Effort de freinage.
- Poussée des terres : elle s'exerce horizontalement au tiers de la hauteur H de fiche de la paroi.

XI.3.1.Calcule des coefficients de poussée des terres :

D'après le RPOA [15]

- Dans les conditions normales :

$$K_a = tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\emptyset}{2}).$$

Ce qui nous donne : $K_a = tan^2(\frac{180}{4} - \frac{30}{2})$=0.333.

- Dans les conditions sismiques, le coefficient de la poussée se détermine par la formule de MONOBE-OKABE :

$$k_a = \frac{cos^2(\varphi - \theta)}{cos^2\theta\,(1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}}^2}$$

Avec :

φ: Angle de frottement interne (pour remblai$\varphi = 30°$).

β : Inclinaison de la culée ($\beta = 0°$).

θ : Angle entre la direction du siesme et la verticale :$\theta = Arctng\ (Kh/(1 \pm Kv))$

Kh = 0.2 Accélération sismique dans le sens horizontal (RPOA) [15]

Kv=0.3 × Kh $= 0.3\ \times 0.2 = 0.06$ Accélération sismique dans le sens vertical.

- L'effort sismique horizontal : $H_s = Kh\ \times$ G .
- L'effort sismique vertical : $H_v = (1 + Kv)\ \times$ G .

- On fait les calculs pour 4 quatre cas favorable de séisme correspondant a

1er cas : cas normale sans séisme « Kh=Kv=0 »

2em cas : cas séisme « horizontale + verticale vers le bas » Kh=0.2 ; Kv=0.06.

3em cas : cas séisme « horizontale » Kh=0.2 ; Kv=0.

4em cas : cas séisme « horizontale + verticale vers le haut» Kh=0.2 ; Kv=- 0.06

L'ensemble des paramètres $K_{ah}, K_H, K_V \ et \ k$ pour les quatre cas existants sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau XI- 3 valeurs des paramètres Kah,k,KH et Kv

Action du séisme	K_H	K_V	θ	k_a
Conditions normales	0.0	0.0	0	0.33
Horizontal + vertical	0.2	0.06	10.68	0.463
Horizontal	0.2	0.0	11.31	0.47
Horizontal + vertical	0.2	-0.06	12.01	0.484

XI.3.2.Détermination des différents cas de charge :

a. Sollicitation dues aux poids propre de la culée :

Le poids propres de chaque élément est donné par la formule suivante :

$$P = \gamma_b \times H \times B \times L.$$

Avec :

$$\gamma_b : 18 \ kn/m^3 .$$

Ainsi la force d'inertie calcule comme suit :

$$Fv = P \times (1+kv)$$

$$Fh = P \times Kh$$

Le tableau ci-dessous récapitule l'ensemble des moments et des efforts du aux différents éléments **de la culée, dans le cas normale et dans le cas sismique tel que :**

Ms : désigné le moment stabilisant.

Mr : désigné le moment renversant.

Tableau XI- 4 calcul des efforts et moments dus aux poids de la culée

	Condition	P(KN)	F_h(KN)	F_v(KN)	B.L. H(m)	B.L. V(m)	Moment renversant M_r(KN. m)	Moment stabilisant M_s(KN. m)
Mur de garde grève	C.N	(0.40×3.22×13.8×25)×10	0	444.36	2.9	9.34	0	1288.6
	$H + V^+$	444.36	88.9	471			830.3	1366
	H	444.36	88.9	444.36			830.3	1288.6
	$H + V^-$	444.36	8.89	417.7			830.3	1211.3
corbeau	C.N	((0.5+1) ×0.5×13×25)/2) ×10	0	121.87	3.29	9.43	0	400.9
	$H + V^+$	121.87	24.4	129.2			230.09	425
	H	121.87	24.4	121.87			230.09	400.9
		121.87	24.4	114.6			230.09	376.9
Mur en retour	C.N	((34.3×0.40×25) ×2)×10	0	686	5.76	7.43	0	3951.4
	$H + V^+$	686	137.2	727.2			1019.4	4188.4
	H	686	137.2	686			1019.4	3951.4
	$H + V^-$	686	137.2	644.8			1019.4	3714.3
Mur de front	C.N	(5.63×2×13.8×25)×10	0	3884.7	2.09	4.78	0	8119
	$H + V^+$	3884.7	776.9	4117.8			3713.5	8606.2
	H	3884.7	776.9	3884.7			3713.5	8119
	$H + V^-$	3884.7	776.9	3651.6			3713.5	7631.9
Dalle de transition	C.N	(5.35×0.3×13×25)×10	0	521.63	6.02	9.78	0	3140.2
	$H + V^+$	521.63	104.3	553			1020.05	3328.6
	H	521.63	104.3	521.63			1020.05	3140.2
	$H + V^-$	521.63	104.3	490.3			1020.05	2951.8
Semelle	C.N	(9.6×2×14.5×25)×10	0	6960	4.5	1	0	31320
	$H + V^+$	6960	1392	7377.6			1392	31124.25
	H	6960	1392	6960			1392	33199.2
	$H + V^-$	6960	1392	6542.4			1392	29440.8
Totale	C.N	12618.5	0	12183.5	/	/	0	48220.1
	$H + V^+$		2523.7	12914.7			8205.3	48337.55
	H		2523.7	12183.5			8205.3	48220.1
	$H + V^-$		2523.7	11452.5			8205.3	48102.65

N.B : Le calcul des efforts a été faite par rapport au point A a l'extrémité de la semelle de la culée.

b. Sollicitation dues aux poids des terres : $P = \gamma_r \times L \times h \times L$

Tableau XI- 5 Calcul des efforts et moments dus aux poids des terres

	Condition	P(KN)	F_h(KN)	F_v(KN)	B.L.H(m)	B.L.V(m)	Moment renversant M_r(KN.m)	Moment stabilisant M_s(KN.m)
Dalle de transition	C.N	(1.8×13×5.35×1.2)×10	0	1502.3	6.02	10.38	0	9043.8
	$H+V^+$	1502.3	300.46	1592.4			3118.7	9586.5
	H	1502.3	300.46	1502.3			3118.7	9043.8
	$H+V^-$	1502.3	300.46	1412.2			3118.7	8501.2
Semelle	C.N	(1.8 ×13×8.85×2)×10	0	4141.8	5.76	7.425	0	23856.8
	$H+V^+$	5177.25	828.4	4390.3			6150.5	25288.2
	H	5177.25	828.4	4141.8			6150.5	23856.8
	$H+V^-$	5177.25	828.4	3893.3			6150.5	22425.3
Surcharge sur remblai	C.N	(1.2×8.85×7)×10	0	743.4	6.02	10.85	0	4475.3
	$H+V^+$	743.4	148.7	788			1613.4	4743.8
	H	743.4	148.7	743.4			1613.4	4475.3
	$H+V^-$	743.4	148.7	698.8			1613.4	4206.7
totale	C.N		0	6387.5	/	/	0	37375.9
	$H+V^+$		1277.5	6771			10882.7	39618.4
	H		1277.5	6387.5			10882.7	37375.9
	$H+V^-$	7423	1277.5	6004.25			10882.7	35133.3

c. Poussées dues aux poids des terres : $P = \frac{1}{2}.K_{ah}.H^2.$

Tableau XI- 6 Efforts et moments dus aux poussées des terres

	Condition	P(KN)	F_h(KN)	F_v(KN)	B.L.H(m)	B.L.V(m)	Moment renversant M_r(KN.m)	Moment stabilisant M_s(KN.m)
Mure de garde grève + mure frontale	C.N	(0,5× (8.85)² ×13×18×0,333)	3024	/	/	4.95	14969	/
	$H+V^+$	(0,5× (8.85)² ×13×18×0,463)	4242.8	/			21001.8	/
	H	(0,5× (8.85)² ×13×18×0,473)	4334.5	/			21455.8	/
	$H+V^-$	(0,5× (8.85)² ×13×18×0,484)	4435.2	/			21954.2	/
Semelle	C.N	(0,5× (2)² ×14.5×1,8×0,333)	172.3	/	/	0.67	115.4	/
	$H+V^+$	(0,5× (2)² ×14.5×18×0,463)	241.7	/			161.9	/
	H	(0,5× (2)² ×14.5×18×0,473)	246.9	/			165.4	/
	$H+V^-$	(0,5× (2)² ×14.5×18×0, 484)	252.6	/			169.2	/
totale	C.N	3196.3	3196.3	/	/	/	15084.4	/
	$H+V^+$	4484.5	4484.5	/			21163.7	/
	H	4581.4	4581.4	/			21621.2	/
	$H+V^-$	4687.8	4687.8	/			22123.4	/

d. Poussées due aux surcharges : $P = \frac{1}{2}.K_a.H.L$

Tel que : q=10 kn/m^2 , qu'on majore par 20%

S=H.L est la surface de contacte

Tableau XI- 7 Efforts et moments dus aux poussées des surcharges .

	Condition	P(KN)	F_h(KN)	F_v(KN)	B.L.H(m)	B.L.V(m)	Moment renversant M_r(KN.m)	Moment stabilisant M_s(KN.m)
Mure de garde grève + mure frontale	C.N	((8.85) ×13×12×0,333)	459.8	/			3414	/
	H + V⁺	((8.85)² ×13×12×0,463)	639.2	/			3164	/
	H	((8.85)² ×13×12×0,473)	653	/			3232.3	/
	H + V⁻	((8.85)² ×13×12×0,484)	668.2	/	/	7,425	3307.6	/
Semelle	C.N	((2) ×14.5×12×0,333)	115.88	/			115.88	/
	H + V⁺	((2) ×14.5×12×0,463)	161.1	/			161.1	/
	H	((2) ×14.5×12×0,473)	164.6	/			115.88	/
	H + V⁻	((2) ×14.5×1,2×0, 484)	168.4	/	/	1	168.4	/
totale	C.N	(5.63×2×13.8×2.5)	575.7	/			2353.6	/
	H + V⁺	3884.7	800.3	/			3271.9	/
	H	3884.7	817.6	/			3342.6	/
	H + V⁻	3884.7	836.6	/	/	/	3420.4	/

e. Force sous différentes charges

Effort de freinage du système bc

$$P(t) = 0.5 \times B_c \times b_c = 0.5 \times 30 \times 1.8 = 18\ t.$$

Tableau XI- 8 Efforts et moments sous différents charges.

	Condition	P(KN)	F_h(KN)	F_v(KN)	B.L.H (m)	B.L.V (m)	Moment renversant M_r(KN.m)	Moment stabilisant M_s(KN.m)
Réaction du tablier G	C.N		0	4616.25			0	11171.3
	H + V⁺		923.25	0			7552.2	11841.6
	H		923.25	4893.2			7552.2	11171.3
	H + V⁻	0	923.25	4616.25	2.42	8.13	7552.2	10501
Réaction 1.2 (A(L) +St)	C.N	2304.9	0	2304.9	2.32	8.18	0	5347.4
Freinage Bc	C.N	180	180	/	/	108.5	1953	/
Retrait + fluage	C.N	**0.6HT+Hflv**=0.6×499.4+623=892.64	892.64	/	/	8.85	7899.86	/
	C.S	**0.4HT+Hflv**=0.6×499.4+623=802.76	802.76	/	/	8.85	7104.42	/

XI.3.3.. La vérification à la stabilité 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. La stabilité de la culée est assurée pour les fondations profondes.

Le tableau si dessus donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

XI.3.3.1. Stabilité au renversement :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \text{Condition normale} : \dfrac{M_s}{M_r} \geq 1.5 \\ \text{condition sysmique} : \dfrac{M_s}{M_r} \geq 1.00 \end{cases}$$

Tableau XI- 9 Valeurs de vérification de renversement

condition	M r	M s	Ms/Mr	commentaire
C.N	19391	103184.18	5.32	Vérifie
$H + V^{+}$	51075.8	102573.35	2.008	Vérifie
H	51604	96767.3	1.87	Vérifie
$H + V^{-}$	52184	90961.25	1.74	Vérifie

XI.3.2.Stabilité au glissement

- **Condition normales**

Le coefficient de sécurité au glissement (C.S.G) égale **1.5**, donc on doit vérifier que

$$\boldsymbol{\mu.\frac{\sum(1+\varepsilon_v).P}{\sum \varepsilon_h.P} > 1.5}.$$

- **Condition sismique**

Le coefficient de sécurité au glissement (C.S.G) égale **1**, donc on doit vérifier que

$$\boldsymbol{\mu.\frac{\sum(1+\varepsilon_v).P}{\sum \varepsilon_h.P} >}$$

Tableau XI- 10 Valeurs de vérification au glissement .

condition	Fh	Fv	u	R	C.S.G	commentaire
C.N	5074.4	26389.9	0.55	2.86	1.5	Vérifie
$H + V^{+}$	10009.925	25040	0.55	1.37	1	Vérifie
H	10123.45	23624.05	0.55	1.28	1	Vérifie
$H + V^{-}$	10247.85	22297.25	0.55	1.2	1	Vérifie

XI.3.3.Vérification du tiers centrale

- **Condition normales**

On doit vérifier que : $E_{max} = \frac{B}{6} = \frac{9.6}{6} = 1.6 \geq e = \frac{B}{2} - X'$

Avec **X'**$=\frac{\sum Ms - \sum Mr}{\sum(1+\varepsilon_v).P}$.

- **Condition sismique**

$$E_{max} = \frac{B}{4} = \frac{9.6}{4} = 2.4 \geq e = \frac{B}{2} - X'$$

Tableau XI- 11 Valeurs de vérification du tiers central.

Condition	$\sum(1+\varepsilon_v).$	$\sum$ M r	$\sum$ Ms	X'	Emax (m)	e(m)	Commentaire
C.N	26389.9	19391	103184.18	3.18	1.6	1.62	**Non Vérifie**
H + V^+	25040	51075.8	102573.35	2.05	2.4	2.75	**Non Vérifie**
H	23624.05	51604	96767.3	1.91	2.4	2.89	**Non Vérifie**
H + V^-	22297.25	52184	90961.25	1.73	2.4	3.07	**Non Vérifie**

N.B : on remarque que les conditions de tiers centrales ne sont pas vérifiés ; mais ca veut dire pas que la culée est instable parceque'on a des fondations profondes qui assure la stabilité totale de la culée

XI.4. ETUDE ET FERRAILLAGE DE LA CULEE

XI.4.1.Mur garde grève

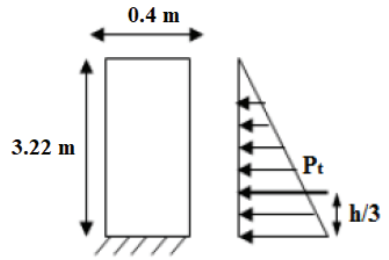
XI.4.1.1. Evaluation des efforts sur le mur garde grève

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des

- **Forces verticales**

a. Du poids propre.
b. De la réaction d'une charge directement appliquée Sur le mur.
c. De la réaction de la dalle de transition.

Figure XI- 5 Les efforts sur le mur garde grève



➢ **Forces horizontales**

a. Poussée des terres.
b. Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
c. Forces de freinage d'un essieu lourd du camion BC.

- **La Poussée des terres**

Elle est donnée par la formule suivante : $\mathbf{P_t = \frac{1}{2}.K_a.\gamma.h^2.L}$

Avec :

K_a: coefficient de poussée des terres.

$$K_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\emptyset}{2}\right) = \left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right) = 0.333.$$

$\emptyset = 30°$: angle de forttement interne du sol.
$\gamma = 18\ KN/m^3$: poids volumique des terres.
$h = 3.22$: la hauteur du mur garde greve.
$L = 1m$: le ferraillage se fait par metre linéaire.

➢ Le moment du à l'effort de poussée est donné par la formule :

$$\mathbf{M_t = \frac{1}{3}.P_t.h}$$

Condition	K_a	P_t(Kn)	M_t(Kn.m/ml)
C.N	0.33	30.79	33.05

- **Moment du a la force de freinage :**

Nous considérons un essieu d'un camion B_c au contact du mur garde-grève, l'effet d'une seul roue est à considérer, la force de freinage est pris égale au poids d'une seul roue.
Compte tenu de l'écartement des deux roues (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde-grève, On a admet une répartition des efforts suivantes des directions inclinées a 45° à partir du rectangle d'impact.
$I_f = 0.25 + 2h = \mathbf{6.98\ m}$.

$$\mathbf{M_f = \frac{2.60.h}{0.25+2h}\gamma = \frac{2\times60\times3.32}{0.25+2\times3.32}\times\gamma}$$

γ : coefficient de pondération.

ELU: $\gamma = 1.6$: $\mathbf{M_f}$**=92.52** (Kn.m/ml)
ELS: $\gamma = 1.2$: $\mathbf{M_f}$**=69.39** (Kn.m/ml)

- **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève**

d'après les" documents "SE TRA"PP73 appuis de tabliers", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable nominal étant produit par les deux roues amères de 6t chacune des deux camions accèdes. Placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0 5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25 m x0 75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

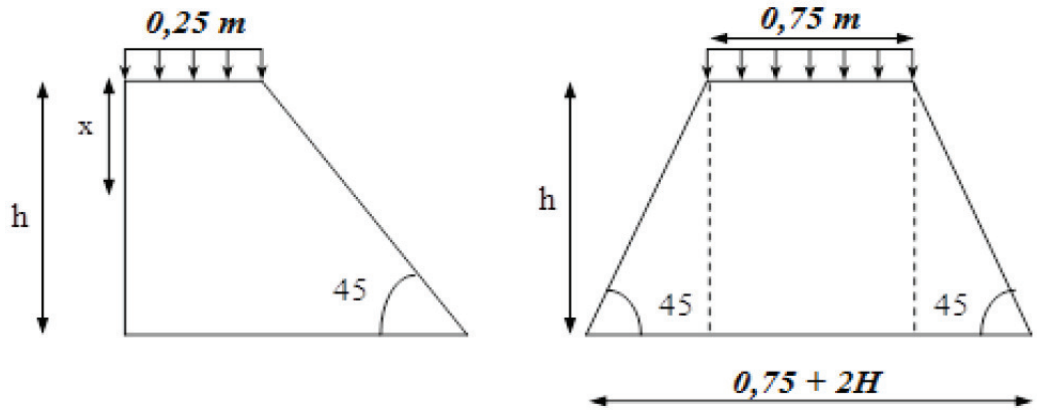


Figure XI- 6 Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface φ donnée par :

$$\varphi = \frac{120}{0.75 \times 0.25} = \mathbf{640\ kn/m^3.}$$

Le moment d'encastrement a la base du mur darde grève aura pour expression la formule suivante :

$$\mathbf{Mp} = \frac{\mathbf{12\ K}}{\mathbf{0.75 + 2h}} \int_0^h \frac{\mathbf{h - x}}{\mathbf{0.25 + x}} \mathbf{dx}$$

Avec : $\boldsymbol{K}=\boldsymbol{Ka}\times\boldsymbol{bc}\times\boldsymbol{\delta}$

$\boldsymbol{bc}$=0.95 Coefficient de pondération du système Bc

$\boldsymbol{\delta}$ =1.1 Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

$\boldsymbol{Ka}$=0,333

$\boldsymbol{\gamma}$ $coefficient\ de\ pondération$ $\boldsymbol{\gamma}$ = **1**, à $\boldsymbol{l'ELS}$

$\boldsymbol{\gamma}$ =**1**, à $\boldsymbol{l'ELU}$

Condition	K_a	K	M_p (Kn.m/ml)
C.N	0.33	0.33	32.5

ELU **$M_{p=}$52 (Kn.m/ml)**

ELS **$M_{p=}$39 (Kn.m/ml)**

Le moment total de l'encastrement :

M_{ELU}=1.35M_t+1.6 ($M_p + M_f$) =1.35 ×33.05+1.6× (32.5 + 57.83) = **189.15 (Kn.m/ml)**

M_{ELS}=M_t+1.2 ($M_p + M_f$) = 33.05+1.2× (32.5 + 57.83) = **141.45 (Kn.m/ml)**

XI.4.1.2. Ferraillage verticale

Le ferraillage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire.

La fissuration et considéré préjudiciable

$f_{c28} = 27$ MPA ;$b_0 = 1m$; h=0.4 m ; d=0.36 m.

$$\sigma_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e; \max\left(0.5F_e; 110\sqrt{nf_{tj}}\right)) = \mathbf{250\ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = \mathbf{16.2\ MPA}$$

$$X = \frac{15.\sigma_{bc}}{15.\sigma_{bc}+\sigma_{st}}.d = \mathbf{0.1774}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = \mathbf{0.30}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} \times b \times \sigma_{bc} \times Z \times X = \mathbf{0.431\ MN.m}$$

Alors comme on a $M_{ser} = \mathbf{0.142\ MN.m}$

$$\mathbf{M_1 > M_{ser}}\text{ ; donc section sans acier comprimés (SSAC)}$$

$$Z = \min\left(Z; d - \frac{h}{3}\right) = \min\left(0.259; 0.36 - \frac{0.4}{3}\right) = \mathbf{0.226}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_{st}} = \mathbf{25.13\ cm^2}$$

- On prend **6HA25 (A_s=29.45**cm^2 **St=17cm)**

✓ Pour des raisons constructives on prend

- A's =As / 3=**9.82cm^2 soit 6HA14 (12.06cm^2 ; st=17cm)**

✓ **Condition de non fragilité**

Il faut que $A_s \geq A_{s\,min} = 0.23\frac{bdf_{tj}}{f_e}$

$$A_{s\,min} = 0.23\frac{1 \times 0.36 \times 2.22}{500} = 3.67\ cm^2$$

$A_s = 29.45\ cm^2 \geq A_{s\,min} = 3.67\ cm^2$ ➔ **(Condition vérifie)**

✓ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = \mathbf{16.2\ MPA}$

$\sigma_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5F_e; 110\sqrt{nf_{tj}})) = \mathbf{250\ MPA.}$

$$\frac{b}{2} \times X^2 + nA_s(X - C'') - nA_s(d - X) = 0$$

$$0.5 \times X^2 + 15A_s(X - C'') - nA_s(d - X) = 0$$

$$\frac{1}{2} \times X^2 + 15 \times 0.002945(X - 0.03) - 15 \times 0.002945(0.36 - X) = 0 \quad \rightarrow \quad \mathbf{X=0.117}$$

$$I=(b\times \frac{X^3}{3}) + nA_s(d - X)^2$$

$$I= (1\times \frac{0.117^3}{3}) + 15 \times 0.002945 \times (0.36 - 0.117)^2 \quad \rightarrow \quad I=\mathbf{0.003142m^4}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{M_{ser}}{I}.X = \frac{0.142}{0.003142}.0.117 = 5.28 \text{ MPA} < 16.2 \text{ MPA} \quad \textbf{(Condition vérifie)}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{st}} = n.\frac{M_{ser}}{I}.(X - c) = 15 \times \frac{0.142}{0.003142}.(0.117 - 0.03) = 58.97 \text{ MPA} < 250 \text{ MPA}$$

(Condition vérifie)

$$\boldsymbol{\sigma_{st}} = n.\frac{M_{ser}}{I}.(d - X) = 15 \times \frac{0.142}{0.003142}.(0.36 - 0.117) = 164.73 \text{ MPA} < 250 \text{ MPA}$$

(Condition vérifie)

XI.4.1.3. Ferraillage horizontale

$\mathbf{A_y} = \frac{A_s}{4} = \frac{29.45}{4} = \mathbf{7.36}$ cm² 5HA14 (7.7cm²) st=22cm

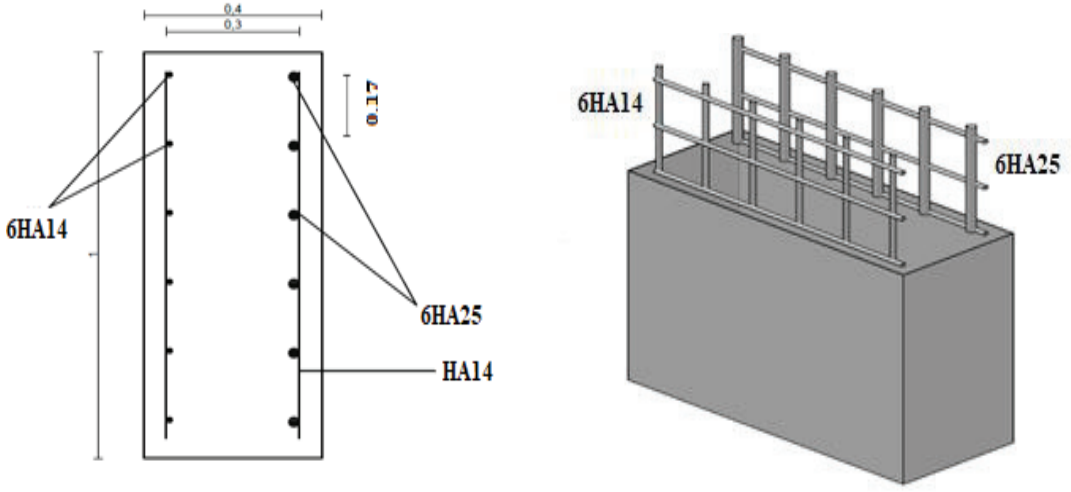


Figure XI- 7 Ferraillage de mur garde grève sur une bande de 1m

XI.4.2. La dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produite lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.
Le ferraillage de la dalle de transition se fait en flexion simple à l'ELS.

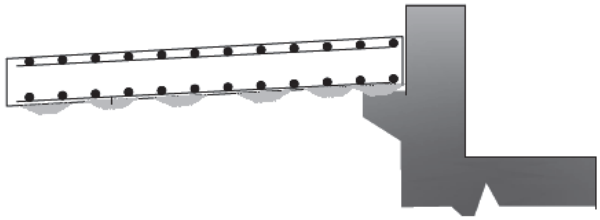


Figure XI- 8 Représentation de la dalle de transition

XI.4.2.1. Evaluation des efforts sur la dalle de transition

- **Poids de la dalle de transition** : $g_1 = \gamma_b \times e \times l = 25 \times 0.3 \times 1 = 7.5$ kn/ml
- **Poids du remblai** : $g_2 = \gamma_r \times h \times l = 18 \times 1 \times 1 = 18$ kn/ml
- **Poids propre du revêtement** : $g_3 = \gamma_{bb} \times e \times l = 24 \times 0.08 \times 1 = 1.92$ kn/ml
  - $G_t = g_1 + g_2 + g_3 = \mathbf{27.42\ kn/ml}$
- **surcharge** : $Q = 1 \times 1.2 = \mathbf{12\ kn/ml}$

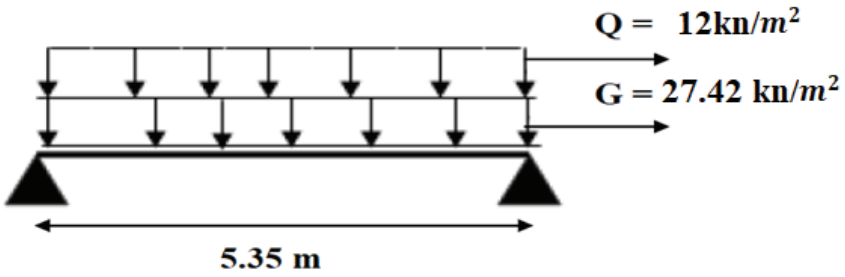


Figure XI- 9 Evaluation des efforts sur DDT

Tableau XI- 12 Elément de réduction au D.D.T

	Charge (kn/m2)	M (kn.m/ml)	T (kn/ml)
Charge permanant G (kn)	27.42	98.1	73.348
Surcharge Q (kn)	12	42.9	32.1

Combinaison des efforts

ELU : $\mathbf{M_{ELU}} = 1.35\ M_g + 1.6\ M_q = 201.1$ kn.m/ml

$$\mathbf{T_{ELU}} = 1.35\ T_g + 1.6\ T_q = 150.3 \text{ kn/ml}$$

ELS : $\mathbf{M_{ELS}} = M_g + 1.2\,M_q = 149.5\ \text{kn.m/ml}$

$$\mathbf{T_{ELU}} = T_g + 1.2\,T_q = 111.87\ \text{kn/ml}$$

XI.4.2.2. Le ferraillage vertical

Le ferraillage se fait en flexion simple par une bande de 1 m linéaire

$f_{c28} = \mathbf{27\ MPA}$; $b_0 = \mathbf{1m}$; h=**0.3 m** ; d=**0.27 m.**

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max\left(0.5F_e; 110\sqrt{nf_{tj}}\right)\right) = \mathbf{250\ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = \mathbf{16.2\ MPA}$$

$$X = \frac{15.\sigma_{bc}}{15.\sigma_{bc}+\sigma_{st}}.d = \mathbf{0.133}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = \mathbf{0.226}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} \times b \times \sigma_{bc} \times Z \times X = \mathbf{0.243\ MN.m}$$

Alors comme on a $M_{ser} = \mathbf{0.1495\ MN.m}$

$\mathbf{M_1 > M_{ser}}$ **; donc section sans acier comprimés (SSAC)**

$$Z = \min\left(Z; d - \frac{h}{3}\right) = \min\left(0.22; 0.27 - \frac{0.3}{3}\right) = \mathbf{0.17}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_{st}} = \mathbf{35.18\ cm^2}$$

- On prend **5HA32 (A_s=40.21cm^2; St=22cm)**

✓ Pour des raisons constructives on prend

A's =As / 3=13.4**cm^2** soit **5HA20 (15.71cm^2 ;st=22cm)**

✓ **Condition de non fragilité**

Il faut que $A_s \geq A_{s\,min} = 0.23\frac{bdf_{tj}}{f_e}$

$$A_{s\,min} = 0.23\frac{1\times0.27\times2.22}{500} = \mathbf{2.75\ cm^2}$$

$A_s = 40.21 \geq A_{s\,min} = 2.75\ cm^2$ **(Condition vérifie)**

✓ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = \mathbf{16.2\ MPA}$

$\sigma_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5F_e; 110\sqrt{nf_{tj}})) = \mathbf{250\ MPA.}$

$\frac{b}{2} \times X^2 + nA_s(X - C'') - nA_s(d - X) = 0$

$\frac{1}{2} \times X^2 + 15 \times 0.004021(X - 0.03) - 15 \times 0.004021(0.27 - X) = 0$

$0.5 \times X^2 + 15A_s(X - C'') - nA_s(d - X) = 0$ ➔ X=**0.101**

$I=(b\times \frac{X^3}{3}) + nA_s(d - X)^2$

$I= (1\times \frac{0.101^3}{3}) + 15 \times 0.004021 \times (0.27 - 0.101)^2$ ➔ I=**0.00185m⁴**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}.X = \frac{0.1495}{0.00185}.0.101 = 8.16\ MPA < 16.2\ MPA$ **(Condition vérifie)**

$\sigma_{st} = n.\frac{M_{ser}}{I}.(X - c) = 86.06\ MPA < 250\ MPA$ **(Condition vérifie)**

$\sigma_{st} = n.\frac{M_{ser}}{I}.(d - X) = 194.58\ MPA < 250\ MPA$ **(Condition vérifie)**

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_u = \frac{V_u}{b\times d} = \frac{0.1503}{1\times 0.27}$=**0.557 MPA**

= min [4MPa ; 0,1 f_{c28}] = 2,7 MPA (fissurations préjudiciable)

$\mathbf{2.7MPA > \tau_u = 0.557\ MPA}$ **(Condition vérifie)**

$St \leq \min(0.9\ d\ ; 40\ cm) = 24.3\ cm$ Soit st = 20 cm

Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0.4\ b}{f_e} = 0.4 \times 1 \times 0.2 = \mathbf{1.6\ cm^2}.$$

➢ **Soit 2 cadre de 2 HA14/ml avec As=3.08 cm^2.**

XI.4.2.3. Ferraillage horizontale

$A_y = \frac{A_s}{4} = \frac{40.21}{4} = \mathbf{10.05}$ cm² 5HA16 ($\mathbf{10.05\ cm^2}$; $st = 22cm$)

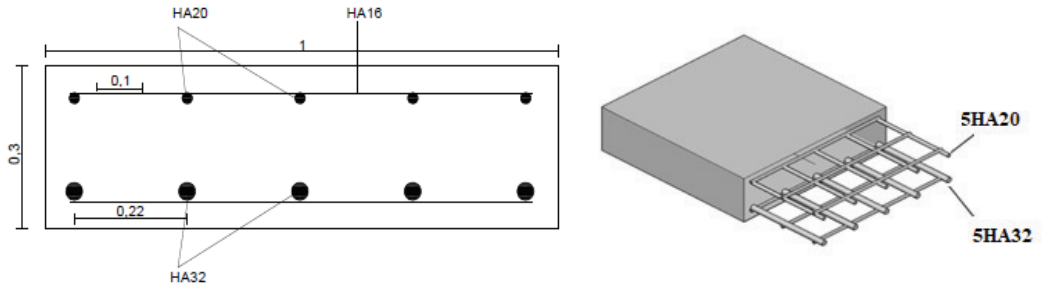


Figure XI- 10 Ferraillage de la dalle de transition sur une bande de 1m.

XI.4.3.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.

XI.4.3.1. Evaluation des efforts :

- Réaction due à la dalle de transition

$$R_1 = \frac{q \times l}{2} = \frac{25 \times 0.3 \times 5.35}{2} = 20.1 \text{ kn/ml}$$

- Réaction des poids des terres

$$R_2 = \frac{q \times l}{2} = \frac{18 \times 1.2 \times 5.35}{2} = 57.8 \text{ kn/ml}$$

- Réaction due au revêtement

$$R_3 = \frac{q \times l}{2} = \frac{24 \times 0.08 \times 5.35}{2} = 05.14 \text{ kn/ml}$$

- Réaction due au poids propre du corbeau

$$R_4 = \frac{q \times l}{2} = \frac{25 \times ((0.5+1) \times 0.5)/2}{2} = 04.69 \text{ kn/ml}$$

- Réaction due aux surcharges sur remblai

$$R_5 = \frac{q \times l}{2} = \frac{1.2 \times 5.35}{2} = 32.1 \text{ kn/ml}$$

a. Combinaison d'action :

Réactions :

$$R_{ELU} = 1.35\ (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.6(R_5) = 169.8 \text{ kn/ml}$$

$$R_{ELS} = 1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.2(R_5) = 126.25 \text{ kn/ml}$$

Moments :

$$M_{ELU} = [1.35\ (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.6(R_5)] \times \frac{1^2}{8} = 21.2 \text{ kn.m}$$

$$M_{ELU} = [1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.2(R_5)] \times \frac{1^2}{8} = 15.8 \text{ kn.m}$$

Tableau XI- 13 les efforts agissants sur Corbeau.

	à l'ELU	à l'ELS
R (kn)	169.8	126.25
M (kn.m)	21.2	15.8

XI.4.3.2. Le ferraillage vertical

Le ferraillage se fait en flexion simple par une bande de 1 m linéaire

$f_{c28} = 27$ MPA ; $b_0 = 1m$; h=0.5 m ; d=0.45 m.

$$\sigma_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e; \max\left(0.5F_e; 110\sqrt{nf_{tj}}\right)) = 250 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 16.2 \text{ MPA}$$

$$X = \frac{15.\sigma_{bc}}{15.\sigma_{bc}+\sigma_{st}}.d = 0.221$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.37$$

$$M_1 = \frac{1}{2} \times b \times \sigma_{bc} \times Z \times X = \mathbf{0.673\ MN.m}$$

$$M_{ser} = 0.0158 \text{ MN.m}$$

$M_1 > M_{ser}$; donc section sans acier comprimés (SSAC)

$$Z = \min\left(Z; d - \frac{h}{3}\right) = \min\left(0.37; 0.45 - \frac{0.5}{3}\right) = 0.283$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_{st}} = 2.7 \text{ cm}^2$$

- On prend 4HA10 A_s=**$3.14cm^2$**

- ✓ **Condition de non fragilité**

Il faut que $A_s \geq A_{s\,min} = 0.23\frac{bdf_{tj}}{f_e}$

$$A_{s\,min} = 0.23\frac{1 \times 0.45 \times 2.22}{500} = 4.59 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3.14 > A_{s\,min} = 4.59 \text{ cm}^2$ (**Condition non-vérifie**)

(Donc on prend ($A_{s\,min}$) comme section de ferraillage

- On prend **4HA14 ($6.16cm^2$; st = 28cm)**

Pour des raisons constructives on prend **A's** =As / 3=2.05 cm² soit **3 HA10** (2.36cm² ; **st=22cm**)

- ✓ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 16.2$ MPA

$\sigma_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5F_e; 110\sqrt{nf_{tj}})) = 250$ MPA.

$\frac{b}{2} \times X^2 + nA_s(X - C'') - nA_s(d - X) = 0$

$\frac{1}{2} \times X^2 + 15 \times 0.000616(X - 0.03) - 15 \times 0.000628(0.45 - X) = 0$

$0.5 \times X^2 + 15A_s(X - C'') - nA_s(d - X) = 0$ ➔ **X=0.0782**

$I=(b\times \frac{X^3}{3}) + nA_s(d - X)^2$

$I=(1\times \frac{0.0782^3}{3}) + 15 \times 0.000616 \times (0.27 - 0.0782)^2$ ➔ **$I=0.00146m^4$**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}.X = 0.84$ MPA < 16.2 MPA **(Condition vérifie)**

$\sigma_{st} = n.\frac{M_{ser}}{I}.(X - c) = 7.82$ MPA < 250 MPA **(Condition vérifie)**

$\sigma_{st} = n.\frac{M_{ser}}{I}.(d - X) = 60.35$ MPA < 250 MPA **(Condition vérifie)**

- ✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b\times d} = \frac{0.12625}{1\times 0.45} = 0.28 \text{ MPA}$$

= min [4MPa ; 0,1 f_{c28}] = 2,7 MPA (fissurations préjudiciable)

$2.7\text{MPA} > \tau_u = 0.28$ MPA

$St \leq \min(0.9\,d\,;40\text{ cm}) = 24.3$ cm Soit st = 20 cm

condition verifie

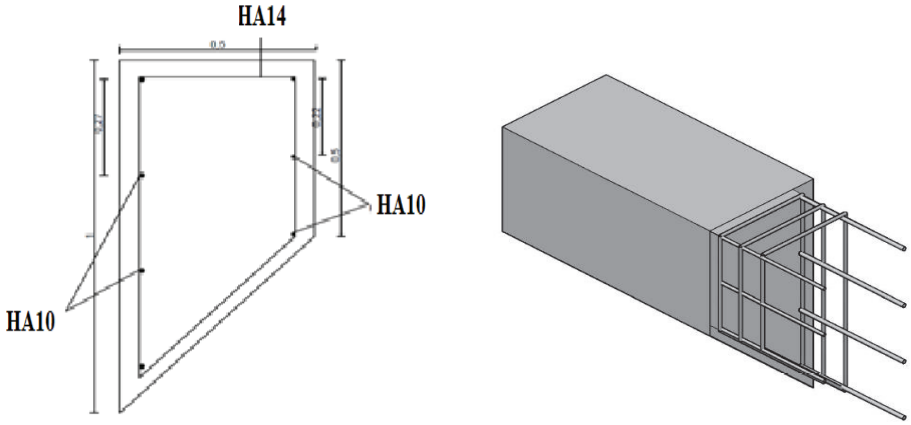


Figure XI- 11 Ferraillage de corbeau d'appui de la dalle de transition

XI.4.4.Mur frontal :

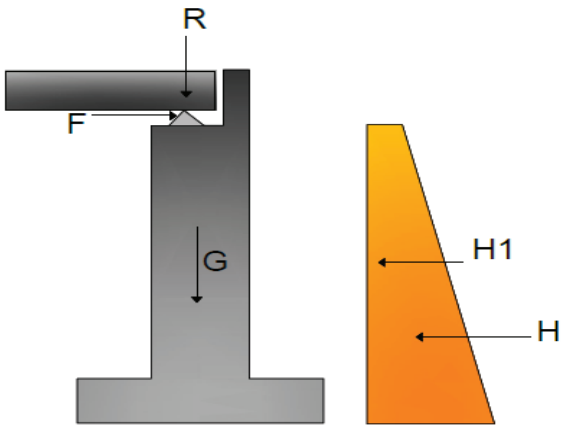


Figure XI- 12 Les efforts sur le mur frontal

XI.4.4.1. Evaluation des charges et surcharges :

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

a). Forces verticales :

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge max (Al) .
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Leur poids propre.

b). Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc

Le tableau ci-après donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le sur

frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Taleau XI- 14 Evaluations des efforts sur mur frontal

	Condition	P(KN)	F_h(KN)	F_v(KN)	B.L.H(m)	B.L.V(m)	Moment renversant M_r(KN. m)	Moment stabilisant M_s(KN. m)
Mur de garde grève	C.N	444.36	0	444.36	1.3	7.24	0	577.7
	$H + V^+$		88.9	471			115.57	612.3
	H		88.9	444.36			115.57	577.7
	$H + V^-$		88.9	417.7			115.57	554.6
corbeau	C.N	121.87	0	121.87	1.42	7.4	0	173
	$H + V^+$		24.4	129.2			180.56	183.4
	H		24.4	121.87			180.56	173
	$H + V^-$		24.4	114.6			180.56	162.7
Mur en retour	C.N	686	0	686	3.67	5.46	0	2517.6
	$H + V^+$		137.2	727.2			503.5	2668.6
	H		137.2	686			503.5	2517.6
	$H + V^-$		137.2	644.8			503.5	2636.5
Mur de front	C.N	3884.7	0	3884.7	0	2.81	0	0
	$H + V^+$		776.9	4117.8			2183	0
	H		776.9	3884.7			2183	0
	$H + V^-$		776.9	3651.6			2183	0
Dalle de transition	C.N	521.63	0	521.63	4.4	7.77	0	2295.2
	$H + V^+$		104.3	553			810.4	2432.9
	H		104.3	521.63			810.4	2295.2
	$H + V^-$		104.3	490.3			810.4	2157.5
Poussée des terres mur frontale	C.N	1234.9	1234.9	0	/	1.87	2309.2	0
	$H + V^+$	1717	1717	0			3210.8	0
	H	1754.1	1754.1	0			3280.2	0
	$H + V^-$	1794.9	1794.9	0			3356.5	0
Poussée des surcharges mur frontale	C.N	290	290	0	/	2.81	814.9	0
	$H + V^+$	406.6	406.6	0			1142.5	0
	H	415.4	415.4	0			1167.2	0
	$H + V^-$	425.1	425.1	0			1194.5	0
Poids de la terre sur la dalle de transition	C.N	1502.30	0	1502.3	4.4	8.3	0	6610.12
	$H + V^+$		300.46	1592.4			2493.8	7006.7
	H		300.46	1502.3			2493.8	6610.12
	$H + V^-$		300.46	1412.2			2493.8	6213.5
Réaction du tablier (G)	C.N	4616.25	0	4616.25	0	6.14	0	0
	$H + V^+$		923.25	4893.2			5668.7	0
	H		923.25	4616.25			5668.7	0
	$H + V^-$		923.25	4431.6			5668.7	0
Freinage bc	C.N	180	180	/	0	6.14	1105.2	/
Poids des surcharges	C.N	743.4	0	743.4	3.73	5.42	0	2772.8
	$H + V^+$		148.7	788			805.9	2939.3
	H		148.7	743.4			805.9	2772.8
	$H + V^-$		148.7	698.8			805.9	2606.5
Fluage + retrait	C.N	892.64	892.64	/	/	5.63	5025.56	/
	C.S	802.76	802.76	/	/	5.63	4519.53	/
Totale	C.N	/	1794.9	12520.51	/	/	4229.3	14946.42
	$H + V^+$	/	4627.7	13271.7			17686.9	15843.2
	H	/	4673.6	12520.51			17781.03	14946.42
	$H + V^-$	/	4724.11	11769.2			17884.63	14049.6

XI.4.4.2. Récapitulatif des efforts :

Le calcul se fait par un mètre linéaire

1. **Condition normale :**

a. **Effort normal :** $N(t) = \Sigma(1 + s_V)\ P =$ **12520.51 kn**

Effort normal a l'ELS : N= 12520.51 /13.8 = 907.28 kn/ml

Effort normal a l'ELU : $N_{ELU} = 1{,}35 \times N_{ELS} =$ **1224.83 kn/ml**

b. **Moment :** $M = \Sigma M_S - \Sigma M_R =$ **10717.12 kn.m**

Moment à l'ELS : $M_{ELS} =$**10717.12/13.8 = 776.6 kn/ml**

Moment a l'ELU : $M_{ELU} = 1{,}35 \times M_{ELS} =$ **1048.4 kn/ml**

2. **Condition sismique :**

a). Effort normal : $N(t) = \Sigma\ P(t) =$ **13271.7 kn**

Effort normal a l'ELS :$N_{ELS} =$**961.72 kn /ml**

Effort normal a l'ELU : $N_{ELU} = 1{,}35 \times N_{ELS} =$ **1298.32**

b). Moment: $M = \Sigma M_S - \Sigma M_R =$ **-184.37 kn.m**

Moment à l'ELS : $M_{ELS} =$ **13.36**

Moment à l'ELU : $M_{ELU} = 1{,}35 \times M_{ELS} =$ **18.04 kn. m**

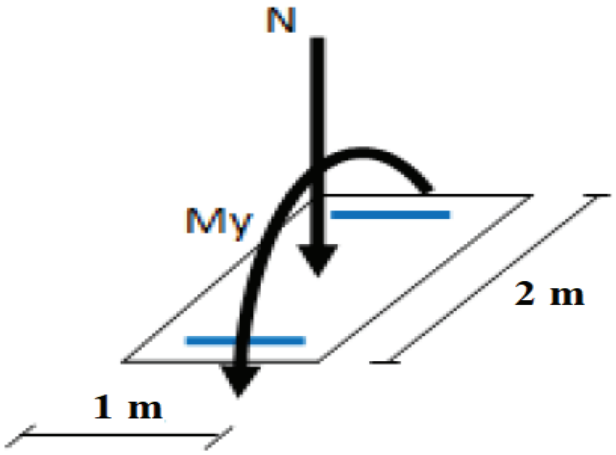
Tableau XI- 15 les moments et les efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et sismique.

	à l'ELU		à l'ELS	
	Condition normale	**Condition sismique**	**Condition normal**	**Condition sismique**
M (kn.m)	1048.4	18.04	776.6	13.36
N (kn)	1224.83	1298.32	907.3	961.7

XI.4.4.3. Ferraillage :

1. **Verticalement :**

Le ferraillage se fait en flexion composée à l'ELU avec : $f_{c28} = 27$ MPA ; $b_0 = 1$m ; h= 2 m.



On remarque que la condition la plus défavorable est la condition normale.

N ELU = 1224.83 kn /ml

M ELU =1048.4 kn.m /ml.

Le ferraillage se fait en flexion composé à l'ELU

On a N est un effort de compression, son point d'application est situé a l'extérieur des deux traces d'armatures As1 et As2

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1048.4}{1224.83} = 0.856 \text{ m}$$

Donc la section est partiellement comprimé (SPC)

D=2-0.05=1.95 m ; c=5cm enrobage des armatures

$M_{ua} = M_u + N_u\left(d - \frac{h}{2}\right)$

$M_{ua} = 2211.98 \approx 2.22\ MN$

$f_{bu} = \frac{0.85\, fc_{28}}{\theta\gamma}$ =15.3 MPA

$\mu = \frac{M_{ua}}{d^2.b.f_{bu}} = 0.038$

$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 2.17 \times 10^{-3}$ Avec : $f_e = 500\ et\ E_s = 200000\ MPA$

$\alpha_r = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_{es}} = 0.617$

$\mu_r = 0.8\alpha_r(1 - 0.4\alpha_r) = 0.373$

$\mu < \mu_r$ Et $\mu < 0.186$, $\varepsilon_e = 10 \times 10^{-3}$

Donc section sans acier comprimé

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8}$ =0.0484

$Z = d\,(1 - 0.4\alpha) = 1.9122\,m.$

$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} - \frac{N_u}{\sigma_s}$ =3.45cm^2.

- ✓ **Condition de non fragilité**

Il faut que $A_s \geq A_{s\,min} = 0.23\frac{bdf_{tj}}{f_e}$

$A_{s\,min} = 0.23\frac{1\times1.8\times2.22}{500} = 18.38\ cm^2$

On prend **On prend 6HA20 avec As**=18.85 cm2

Armature de construction :

At=As/3=6.54cm². On utilise 6HA12 **(6.79 cm² ; st=17cm)**

- ✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b\times d} = \frac{1.22483}{1\times1.8} = \mathbf{0.680\ MPA}$$

τ_u= min [4MPa ; 0,1 f_{c28}] = 2,7 MPA (fissurations préjudiciable)

$$\mathbf{2.7MPA > \tau_u = 0.680\ MPA}\quad \textbf{(Condition vérifie)}$$

$St \leq \min(0.9\,d\,;40\ cm) = 40\ cm$ Soit st = 30 cm

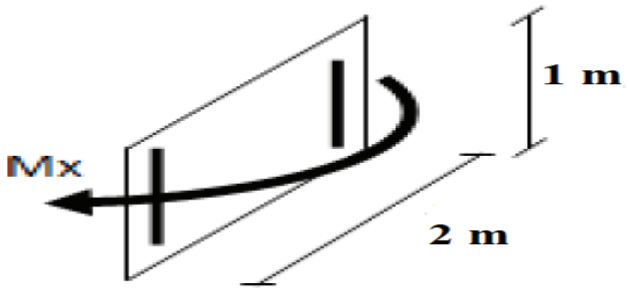
Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0.4\,b}{f_e} = 0.4\times1\times\frac{0.3}{500} = \mathbf{2.4\ cm^2}.$$

Soit 2 cadre de 2 HA14/ml avec As=3.08 cm^2.

2. Ferraillage horizontale

Le ferraillage se fait en flexion simple a L'ELS par une bande de 1 m linéaire .



$f_{c28} = 27$ MPA ;$b_0 = 1$m ; h=2 m ; d=1.8 m.

$\sigma_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e; \max\left(0.5F_e; 110\sqrt{nf_{tj}}\right)) = 250$ MPA

$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 16.2$ MPA

$X = \frac{15.\sigma_{bc}}{15.\sigma_{bc}+\sigma_{st}}.d = 0.887$

$Z = d - \frac{X}{3} = 1.5$

$M_1 = \frac{1}{2} \times b \times \sigma_{bc} \times Z \times X = \mathbf{10.8\ MN.m}$

$M_{ser} = 0.7766 MN.m$

$M_1 > M_{ser}$; donc section sans acier comprimés (SSAC)

$Z = \min\left(Z; d - \frac{h}{3}\right) = \min\left(1.5; 1.8 - \frac{2}{3}\right) = 1.13$

$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_{st}} = 27.49\ cm^2$

- **On prend 4HA32 ($32.17cm^2$; st = 28cm)**
- ✓ **Condition de non fragilité**

Il faut que $A_s \geq A_{s\,min} = 0.23\frac{bdf_{tj}}{f_e}$

$A_{s\,min} = 0.23\frac{1 \times 1.8 \times 2.22}{500} = 18.38\ cm^2$

$A_s = 32.17 > A_{s\,min} = 18.38\ cm^2$ **(Condition vérifie)**

Pour des raison constructive on prend

At=As/3=9.16 cm². On utilise 5HA20 **($15.71\ cm^2$; st=20cm)**

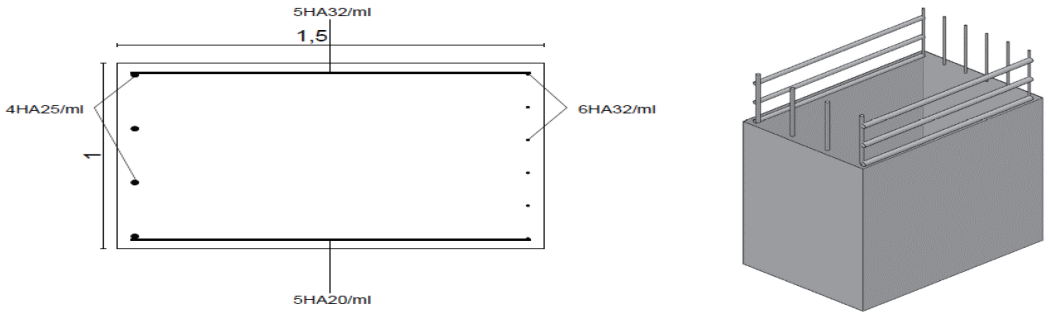


Figure 6-2 : Ferraillage du mur frontal.

XI.4.5.Mur en retour :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont.

Le mur en retour est supposé encastré sur ces deux cotés et il est sollicité par les charges suivantes :

- Poids propre du mur.

- Poussée horizontale des terres.
- Poussée due à la surcharge de remblai.
- Des charges concentrées qui sont appliquées à 1m de l'excentricité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

XI.4.5.1. Evaluation des efforts :

a. Efforts horizontaux :

Poussée des terres : $P_t = 0.5 \times 0.333 \times 18 \times 8.85^2 \times 1 =$**234.73 kn**

Poussée des surcharges de remblais : $P_{sr} = 12 \times 8.85 \times 0.333 \times 1 =$ **35.36 kn**

Poussée de la surcharge concentrée : $P_{sc} = 20 \times 1.2 =$ **24 kn**

Détermination des moments :

Poussée des terres : $M_t = 234.73 \times \frac{1}{3} \times 8.85 =$**692.45 Kn.m**

Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = 35.36 \times 4.425 =$ **156.47 kn.m**

Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 24 \times 8.85 =$ **212.4 kn**

Combinaisons :

E. L. U : $M_u = 1{,}35M_t + 1{,}6(M_{sr} + M_{sc})$ =1525 kn.m =**172.32 kn.m/ml**

E. L. S : $M_{ser} = M_t + 1{,}2(M_{sr} + M_{sc})$ = 1135.1 kn.m=**128.26kn.m/ml**

b. Efforts verticaux :

-Poids propre du mur :P_G = **343 kn**

-Poussée de la surcharge concentrée (4t) : P_{sc} = **40 kn**

-Poids de la superstructure : $P_{su} = 3 \times 7 =$ **21 kn**

Détermination des moments :
Poids propre du mur :$M_G = 343 \times 3.3 =$ **1131.9 kn.m**

Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $M_{sc} = 40 \times 5.6 =$ **224 kn. m**

Poids de la superstructure : $M_{su} = 21 \times 3.3 =$**69.30 kn.m**

c. Les combinaisons :

E. L. U : $M_{ELU} = 1{,}35M_G + 1{,}6(M_{sc} + M_{su}) =$ **1997.35 kn.m=225.69kn.m/ml**

E. L. S : $M_{ELS} = M_G + 1{,}2(M_{sc} + M_{su}) =$ **1483.86 kn.m=167.67kn.m/ml**

1. Le ferraillage horizontal

Le ferraillage se fait en flexion simple par une bande de 1 m linéaire

$f_{c28} = 27$ MPA ;$b_0 = 1$m ; d=0.36 m.

$$\sigma_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e; \max\left(0.5F_e; 110\sqrt{nf_{tj}}\right)) == 250 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 16.2 \text{ MPA}$$

$$X = \frac{15.\sigma_{bc}}{15.\sigma_{bc}+\sigma_{st}}.d = 0.177$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.30$$

$$M_1 = \frac{1}{2} \times b \times \sigma_{bc} \times Z \times X = 0.431 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 0.128 \text{ MN.m}$$

$M_1 > M_{ser}$; donc section sans acier comprimés (SSAC)

$$Z = \min\left(Z; d - \frac{h}{3}\right) = \min\left(0.30; 0.36 - \frac{0.4}{3}\right) = 0.226$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_{st}} = 22.65 \text{ cm}^2$$

- On prend **6HA25** (as=29.45cm² ; st=17cm)

✓ **Condition de non fragilité**

Il faut que $A_s = 29.45 \geq A_{s\,min} = 0.23\frac{bdf_{tj}}{f_e}$

$$A_{s\,min} = 0.23\frac{1\times0.36\times2.22}{500} = 3.67 \text{ cm}^2$$

$A_s = 29.54 \geq A_{s\,min} = 3.67 \text{ cm}^2$ **(Condition vérifie)**

Pour des raisons constructives en prend As'=As/4=7.36cm² soit **5HA14** (As'=7.7cm² ; st=22cm)

2. Le ferraillage vertical

Le ferraillage se fait en flexion simple par une bande de 1 m linéaire

$f_{c28} = 27$ MPA ; $b_0 = 1$m ; d=0.36 m.

$$\sigma_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e; \max\left(0.5F_e; 110\sqrt{nf_{tj}}\right)) = 250 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 16.2 \text{ MPA}$$

$$X = \frac{15.\sigma_{bc}}{15.\sigma_{bc}+\sigma_{st}}.d = 0.177$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.30$$

$$M_1 = \frac{1}{2} \times b \times \sigma_{bc} \times Z \times X = 0.431 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 0.168 \text{ MN.m}$$

$M_1 > M_{ser}$ donc section sans acier comprimés (SSAC)

$$Z = \min\left(Z; d - \frac{h}{3}\right) = \min\left(0.295; 0.36 - \frac{0.4}{3}\right) = 0.226$$

$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_{st}} = 29.73 \text{ cm}^2$ **7HA25 (As=34.36 cm²**; st=15cm)

✓ **Condition de non fragilité**

Il faut que $A_s = 29.73 \geq A_{s\,min} = 0.23 \frac{bdf_{tj}}{f_e}$

$A_{s\,min} = 0.23 \frac{1 \times 0.36 \times 2.22}{500} = 3.67 \text{ cm}^2$

$A_s = 29.73 \geq A_{s\,min} = 3.67 \text{ cm}^2$ **(Condition vérifie)**

3. Ferraillage de suspension

$M_{ELU} = \frac{1997.35}{4.1}$ =487.16 kn.m/ml

$M_{ELS} = \frac{1483.86}{4.1}$=361.92 kn.m/ml

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max\left(0.5F_e; 110\sqrt{nf_{tj}}\right)\right) = 250 \text{ MPA}$$

$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 16.2$ MPA

$X = \frac{15.\sigma_{bc}}{15.\sigma_{bc} + \sigma_{st}}.d = 0.177$

$Z = d - \frac{X}{3} = 0.30$

$M_1 = \frac{1}{2} \times b \times \sigma_{bc} \times Z \times X = 0.464 \text{ MN.m}$

$M_{ser} = 0.3619 \text{ MN.m}$

$M_1 > M_{ser}$ donc section sans acier comprimés (SSAC)

$$Z = \min\left(Z; d - \frac{h}{3}\right) = \min\left(0.295; 0.36 - \frac{0.4}{3}\right) = 0.226$$

$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_{st}} = 64.05 \text{ cm}^2$ **(8HA32 As=64.34 cm²** ; st=12cm)

✓ **Condition de non fragilité**

Il faut que $A_s = 87.96 \geq A_{s\,min} = 0.23\frac{bdf_{tj}}{f_e}$

$$A_{s\,min} = 0.23\frac{1\times0.36\times2.22}{500} = 3.67\ cm^2$$

$A_s = 87.96 \geq A_{s\,min} = 3.67\ cm^2$ **(Condition vérifie)**

- ✓ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 16.2$ MPA

$\sigma_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5F_e; 110\sqrt{nf_{tj}})) = 250$ MPA.

$$\frac{b}{2}\times X^2 + nA_s(X - C'') - nA_s(d - X) = 0$$

$$\frac{1}{2}\times X^2 + 15\times 0.006405(X - 0.03) - 15\times 0.006405(0.36 - X) = 0$$

$0.5\times X^2 + 15A_s(X - C'') - nA_s(d - X) = 0$ ➔ **X=0.167**

$I=(b\times\frac{X^3}{3}) + nA_s(d - X)^2$

$I= (1\times\frac{0.167^3}{3}) + 15\times 0.006405\times(0.36 - 0.167)^2$ ➔ **I=0.00513m^4**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}.X = 11.78$ MPA < 16.2 MPA **(Condition vérifie)**

$\sigma_{st} = n.\frac{M_{ser}}{I}.(X - c) = 144.97$ MPA < 250 MPA **(Condition vérifie)**

$\sigma_{st} = n.\frac{M_{ser}}{I}.(d - X) = 204.24$ MPA < 250 MPA **(Condition vérifie)**

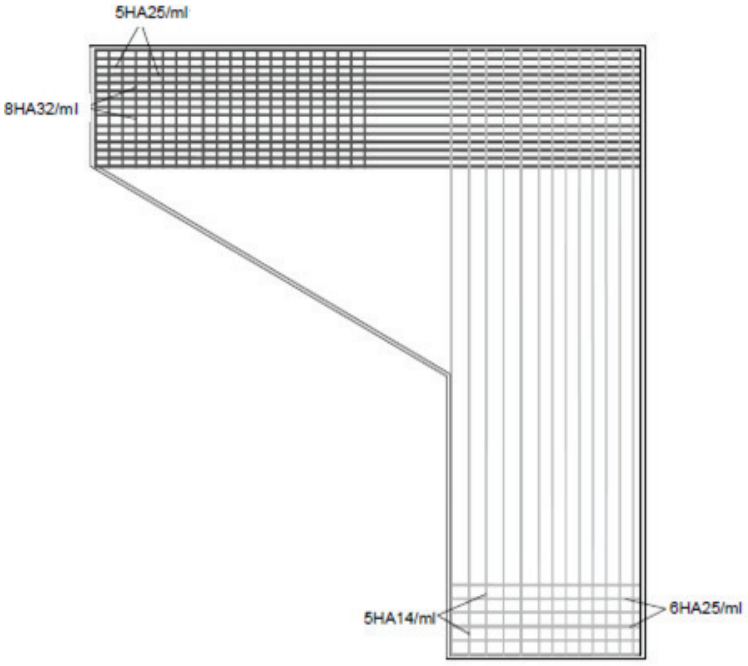


Figure XI- 13 Ferraillage du mur en retour

XI.4.6.V. Etude de la semelle de fondation

L'élément le plus important dans la stabilité de l'ouvrage est la fondation. Son rôle est de répartir et de transmettre au sol les efforts provenant de la superstructure par l'intermédiaire des pieux.

- Caractéristique de la semelle
- Longueur = 14.5 m
- Largeur = 9.6 m
- Epaisseur = 2 m
-

XI.4.6.1. Evaluation des efforts agissant sur la semelle

En plus des efforts dus à la superstructure (charge et surcharges), nous devons prendre en considération l'effet du poids propre de la semelle et le poids des terres.
Le tableau on donne les efforts agissants sur la semelle :

Tableau XI- 16 Les efforts agissant sur la semelle

Désignation	Condition	εH x P (kn)	(1 + εv) x P (kn)	Mr (kn.m)	Ms(kn.m)
TOTAL	C.N	5074.4	26389.9	19391	103184.18
	$H + V^+$	10009.25	25040	51075.8	102573.35
	H	10123.45	23624.05	51604	96767.3
	$H + V^-$	10247.85	22297.25	52184	90961.25

- **Condition normales**

N_{max}=**26389.9 Kn**

M_{max}=103184.18-19391=**83793.18 kn.m**

- Condition sismique

N_{max}=**25040 Kn**

M_{max}=102573.35-51075.8=**51497.55 kn.m**

- Détermination du nombre des pieux :

$$N=\frac{\text{effort maximal}}{\text{capacité portante d'un pieu}}=\frac{26389.9}{0.7\times 6019}=6.26$$

D'après ce calcul, on peut prendre un nombre de pieux égal à 6 pieux. Mais après un calcul itératif des efforts revenants à chaque pieu (voir le paragraphe ci-après) et les dispositions des pieux par rapport à la semelle ainsi que les dimensions de cette dernière par rapport au tablier, on constante qu'il faut avoir un nombre de pieux égal à 12 (3 files de 4 pieux).

✓ **On prend 12 pieux de diamètre Ø 1,2 m.**

- Effort revenant à chaque pieu.

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) , chaque pieux ramène un moment et un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i=\frac{N}{n}\pm\frac{M_x\ y}{\sum y^2}\pm\frac{M_y\ x}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

Condition normale :

N1 = $\frac{26389.9}{12} + \frac{83793.18}{8\times3.6}$ = **5108.65 kn** $\leq$ 6019 (Condition de poinçonnement vérifiée).

N2 = $\frac{26389.9}{12} - \frac{83793.18}{8\times3.6}$ = **-710.327 kn** $\geq$ **-** 4448,1 (Condition de non soulèvement vérifiée).

Condition sismique :

N1 = $\frac{25040}{12} + \frac{51497.55}{8\times3.6}$ = **3874.776 kn** $\leq$ 4925,1 (Condition de poinçonnement vérifiée).

N2 = $\frac{225040}{12} - \frac{51497.55}{8\times3.6}$ = **-298.56 kn** $\geq$ $-4156,6$ (Condition de non soulèvement vérifiée).

XI.4.6.2. Ferraillage de la semelle

- **Armatures transversales inférieures :**

La Condition de la méthode est : $\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

L=3,6 m et b=2 m.

$tg\ \alpha = \frac{1.8}{\frac{3.6}{2} - \frac{2}{4}} = 1.384$ ➔ α =54.16°

$\frac{3.6}{2} - \frac{2}{4} = 1.3\ m < 1.8$ m .

Don les deux conditions de la méthode sont vérifiées .

Armature transversale inférieure

- **Condition normale :**

$\overline{\sigma s} = \frac{2\sigma s}{3} = \frac{2\times500}{3} = 333,33 MPA$

$A_{t-inf} = \frac{Nmax}{\overline{\sigma s}} \frac{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}}{H} = (\frac{5.10865}{333,3} \times \frac{\left(\frac{3.6}{2} - \frac{2}{4}\right)}{1.8}) \times 10^4 = 145.59\ cm^2$.

- **Condition sismique**

$\overline{\sigma s} = 500\ MPA$.

$A_{t-inf} = \frac{Nmax}{\overline{\sigma s}} \frac{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}}{H} = 55.96\ cm^2$.

La condition normale est la plus défavorable : On prend **12HA40 (150.8 cm^2)**

L'espacement étant : $St = \frac{\phi + E - d}{n-1} = \frac{1.2+2-0.1}{12-1}$ =0.3m

Où :
n : Nombre de barre (14 barres).
d : Enrobage (10cm)

ϕ = Diamètre de pieux (1,2 m)

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : **L** = h + Φpieu = 2 + 1,2 = 3.2 m.

Entre les différentes bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$Ar = \frac{A_{t-inf}}{3} = \frac{105,15}{3}$=48,53 cm² ⟶ **10HA25** (49,09 cm² ;st=30cm)

Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est Donnée par :

$Al - inf = \frac{A_{t-inf}}{3} = \frac{145.59}{3} = 48.53cm^2$ ⟶ **10HA25** (49,09 cm² ;st=35cm)

❖ **Armatures de construction :**

Armatures transversales supérieures :

$At - sup = \frac{A_{t-inf}}{10} = \frac{145.59}{10} = 14,56cm^2$ ⟶ **10HA14**(15.39 cm^2;st 30cm)

Armatures longitudinales supérieures :

$Al - sup = \frac{A_{t-inf}}{3} = \frac{145.59}{3} = 48.53cm^2$ 10HA25⟶(49,09 cm² ;st=35cm)

Armatures latérales :

$Al = \frac{A_{t-inf}}{10} = \frac{145.59}{10}$=14,56cm² ⟶ **10HA14**(15.39 cm^2;st 30cm)

Tableau XI- 17 Récapitulations de ferraillage du la semelle

	nombres des barres HA		st (cm)
Armatures transversales inferieures	En zone de pieux	12HA40	30
	En zone intermédiaire	10HA25	35
Armatures transversales supérieures	10HA14		35
Armatures longitudinales supérieures	10HA25		35
Armatures longitudinales inferieures	10HA25		35
Armatures latérales	10HA14		30

XI.4.7.Etude et ferraillage des pieux :

Le pieux est soumis un moment fléchissent en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode de Werner, le pieux étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls

Calcul de λ :

ϕpieu = 120 cm.
Cu = 60MN /m³.

E : module d'élasticité du béton. = $11000(27)^{\frac{1}{3}}$ = 33000 Mpa.
I : moment d'inertie du pieu. = 0.1017m^4.

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{cu.b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{60\times1,2}{4\times33000\times0,1017}} = 0,27m^{-1}$.

λ : coefficient d'amortissement du module de Warner

Donc : λL = 0,27 x 20 = 5.4

Effort tranchant en tête du pieu :

Condition normale :

- **Condition normale :**

Freinage = 180kn

Poussée des terres et surcharges H_p = 3772 kn

H = 180 + 3772 = 3952 kn. D'où : $\bar{P}$ = H/12 = 329.33 kn/pieu.

- **Condition sismique :**

H = 10247.85kn. D'où : $\bar{P}$ = H/12 = **854 kn/pieu.**

Le moment en tête de pieux selon la méthode de Warner sera détermine à partir de la formule suivante :

$$\bar{M} = -\frac{X\Theta P}{X\Theta M}\frac{\bar{P}}{\lambda}$$

χΘM, χΘP : Donnée par les abaques de WARNER en fonction de **λL** (χΘM=1.62 ; χΘP=1.39)

Pour notre cas la condition sismique est le plus défavorable donc :

$$\bar{M} = -\frac{X\Theta P}{X\Theta M}\frac{\bar{P}}{\lambda} = -\frac{1.39}{1.62}\frac{329.33}{0.27} = -1046.57kn.m$$

La pièce est soumise à un effort normale ($\bar{P}$ = 329.33 kn) et un moment fléchissent ($\bar{M} = -1046.57kn.m$) donc le ferraillage sera en flexion composée a à l'aide des abaques de WALTER

Et $\frac{h}{D} = \frac{0,05}{1,2} = 0,04$

$\frac{Mr}{\pi R^2 D\beta w} = \frac{1,0466}{3,14\times0,6^2\times1,2\times27} = 0,03$

$\frac{Nr}{\pi R^2 \beta w} = \frac{5.109}{3,14\times0,6^2\times27} = 0,17$

w = 0.25

$As = \frac{\pi R^2 fc28 \times w}{fe} = \frac{3,14\times0,6^2\times27\times0,25}{500} = 152,6cm^2$ $(soit\ 19HA32(152.8cm^2))$

L'espacement : $St = \frac{2\pi R}{21} = \frac{2\times3,14\times0,55}{18} = 19,44cm$

Donc on prend un espacement de 19 cm

- **armatures transversales :**

$\emptyset t = \frac{\emptyset l}{3} = \frac{32}{3} = 10,67mm$

On prendra des cercles de HA12 avec un espacement de 20cm dans les zones courantes et 15cm dans la zone de jonction

Condition de non fragilité : $As = 0{,}06\pi R^2 = 67{,}82\text{cm}^2 (la\ condition\ est\ verifie)$

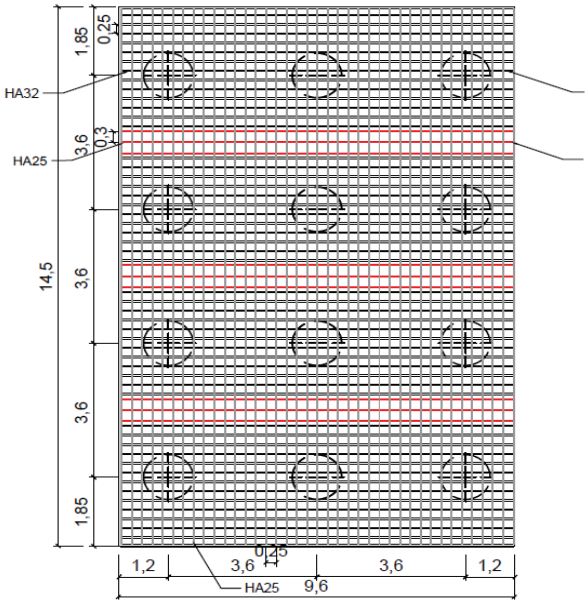


Figure XI- 15 Nappe inférieure de la Semelle

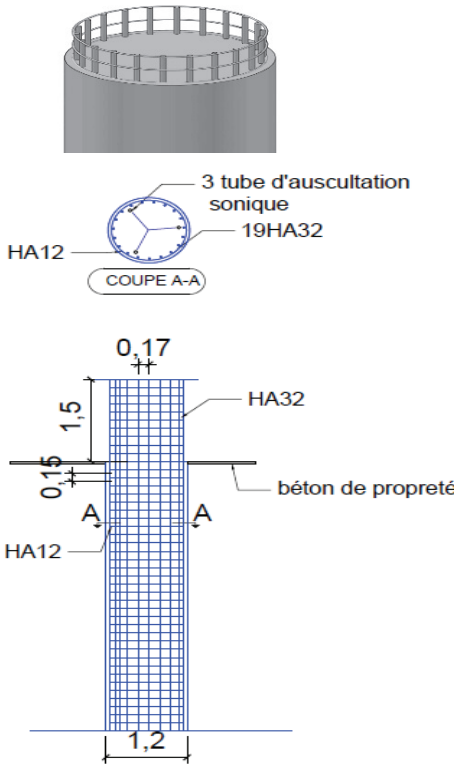
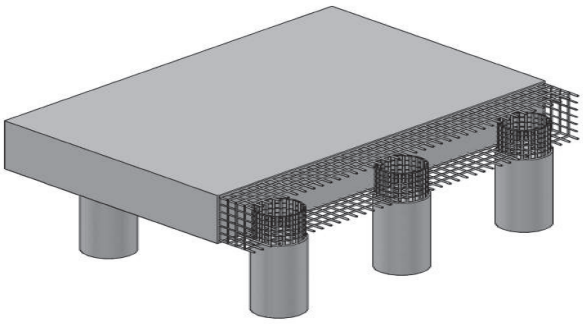


Figure XI- 14 Ferraillage de pieux



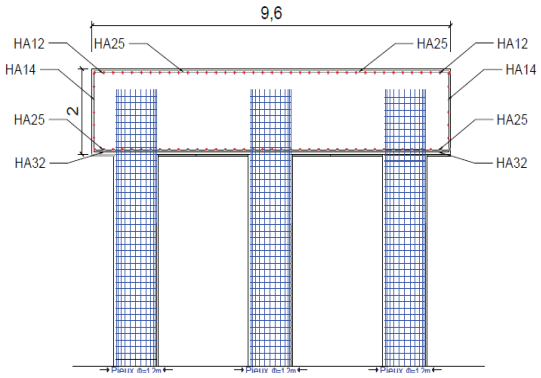
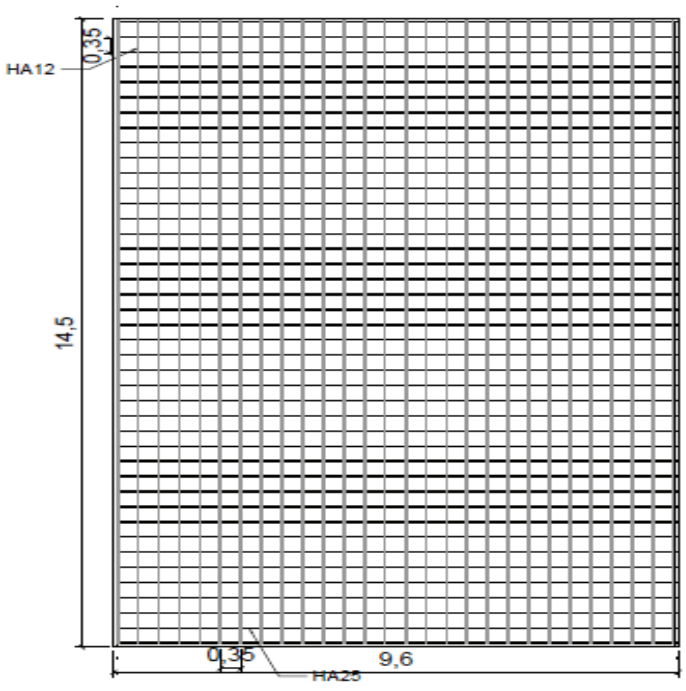


Figure XI- 18 Ferraillage de la semelle

Figure XI- 16 Nappe supérieur de la Semelle



Conclusion Générale

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, on s'est intéressé à l'étude d'un pont construit par encorbellements successifs à inertie constant de portée principale 64 m. Une importance bien particulière a été portée sur le phasage des calculs selon les étapes de construction (construction du fléau, mise en place du clavage) puisque chaque phase nécessite la considération des différents types de surcharges qui s'appliquent sur l'ouvrage ainsi que les combinaisons d'actions à utiliser.

En premier lieu, on a commencé par la conception longitudinale et transversale de l'ouvrage ainsi que la modélisation par le logiciel «Autodesk robot structural analysis » des différentes phases de dimensionnement. Par la suite, ayant déterminé les sollicitations agissantes au droit des sections les plus sollicitées, on a calculé les différents types de câbles de précontrainte (fléaux, câbles de continuités), puis on a entamé l'étude de la flexion transversale de voussoir et l'étude des équipements de pont notamment les appareil d'appuis .et à la fin le travail a été totalement consacré sur la conceptions et l'études des appuis de pont (pile et culée)

Ce travail nous a permis à voir les démarches qui il faut suivre pour l'étude d'un pont construit par encorbellements successifs, et aussi il été l'occasion pour faire inclure nos connaissances théorique acquises durent le cursus universitaire passées à L'Ecole Nation Supérieure du Travaux Publics (ENSTP), aussi bien comment appliques les règlements recommande soit pour la conception ou l'étude statique et dynamique en citons notamment RCPR.RPOA. BAEL 99.BPEL et les documents SETRA , de plus ce travail nous a permis a utilisé plus fréquemment les logiciels de calcul ou de dessins (AUTOCAD 2013,ROBOT STRUCTURE ANALYSIS ,ROBOT BA ,EXCEL ,SLIDE),surtout le logiciels de calculs qui demande essentiellement de bien savoir modéliser la géométrie et de définir les cas de charges, les conditions au limite et l'interprétations des résultats .

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

Livres et règlements

- [1] GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAT NO. 7 Soil Nail Walls Federal highway Administration/ U.S.Departement of transportation .
- [2] Le clouage des sols application au soutènement de fouille étude expérimentale et dimensionnement.
- [3] Byrne et al.1998). ," Report FHWA-DP-96-69R Monitoring of Soil Nail Walls Manual for Design and Construction.
- [4] Didier Fau. Le clouage des sols. Application au soutènement de fouille. Étude expérimentale et dimensionnement. Mécanique [physics.med-ph]. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1987. Français.
- [5] (Elias, V. and Juran, I. 1991). "Soil Nailing for Stabilization of Highway Slopes and Excavations," Publication FHWA-RD-89-198, Federal Highway Administration, Washington D.C.
- [6] 2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes User's Guide.
- [7] J.A.CALGARO , Anne bernard-Gély Conception des ponts .
- [8] Documents SETRA
- [9] RATIOS D'ACIERS DOUR LES OUVRAGES COURANTS.
- [10] Règles B.A.EL.91 modifies 99 : beton armé aux états limites
- [11] Règles B.P.E.L 91 : béton précontraint aux états limites
- [12] RCPR (règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes).
- [13] **Fascicule 61 Titre II** Programme de surcharges et épreuves des ponts routes.
- [14] Henry Thonier. Le béton précontrainte aux étas limite .
- [15] règlement parasismiques des ouvrages d'art RPOA .
- [16] Catalogue joint de chaussée freyssinet
- [17] **D.T.R-B.C.**2.2 CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATIONS
- [18] Mr J.A.Calgaro intitulé : projet et construction des ponts « Généralité .Fondation. Appuis, Ouvrages courant » .
- [19] Catalogue freyssinet

COURS

- Cours calculé d'ouvrage Meme OUMOUSSA ……,ENSTP .
- Cours béton armé, Mr BELAOURA……..... ENSTP .
- Cours béton précontrainte , Mr BELAOURA……..,ENSTP .
- Cour résistance des matériaux. Mr BENOUCHEFOUNE ……..ENSTP.

Logiciels

- Microsoft office 2013, calcule et traitement du texte.
- Autocad 2018,logiciel de dessin.
- Autodesk robot structural analysis professional 2019.
- Slide 6.0 .



ANNEXES



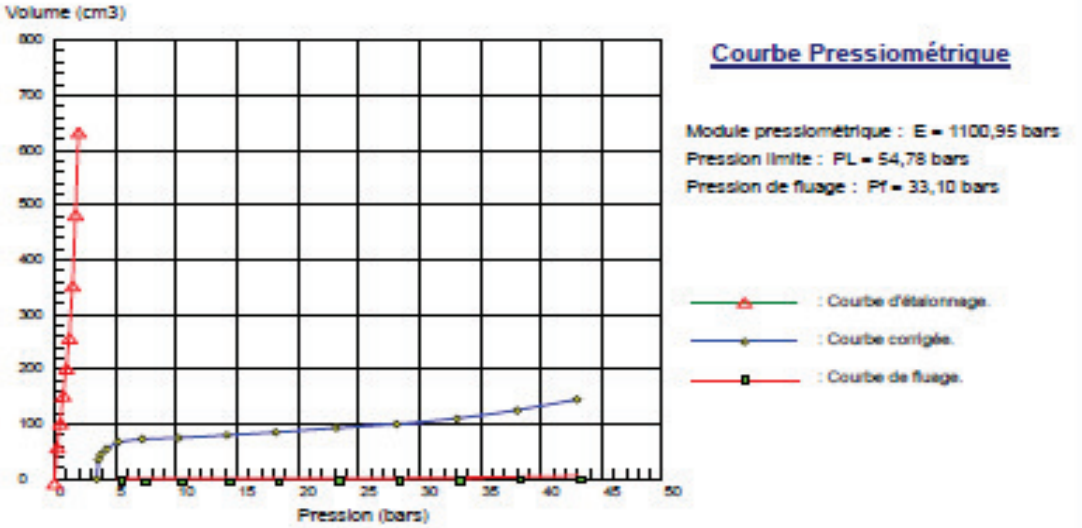
RAPPORT D'ESSAI
Essai Pressiométrique Menard
NF P 94-110-1

Client : Groupement ONE
Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou
Endroit : Tizi Ouzou - Boulra

N° Projet : GLT-14-015
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SCP-B 08(3)
Profondeur Essai : 35 m
Coordonnées GPS :
X : 568 849
Y : 4 041 090
Z :

Date essai : 02/04/2015
Volume de la sonde <Vs> (cm3) : 535
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1,1
Profondeur nappe / TN (m) :



Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
0,00	0	0	3,47
0,25	30	35	3,61
0,50	45	45	3,82
1,00	55	55	4,29
2,00	65	68	5,24
4,00	73	73	7,23
7,00	75	75	10,22
11,00	80	80	14,20
15,00	85	85	18,19
20,00	90	93	23,16
25,00	98	100	28,14
30,00	108	110	33,10
35,00	120	125	38,05

Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
40,00	140	145	42,98

© SolTests 2013

Remarque :

Préparé par : Y.BELEFKI — Date :
Approuvé par : F.BEGHACHI — Date :

Annexe A- 1 résultats d'essais pressiometrique pour SCP-B 08(3) à 35m

INZAMAC

RAPPORT D'ESSAI

Essai Pressiométrique Menard

NF P 94-110-1

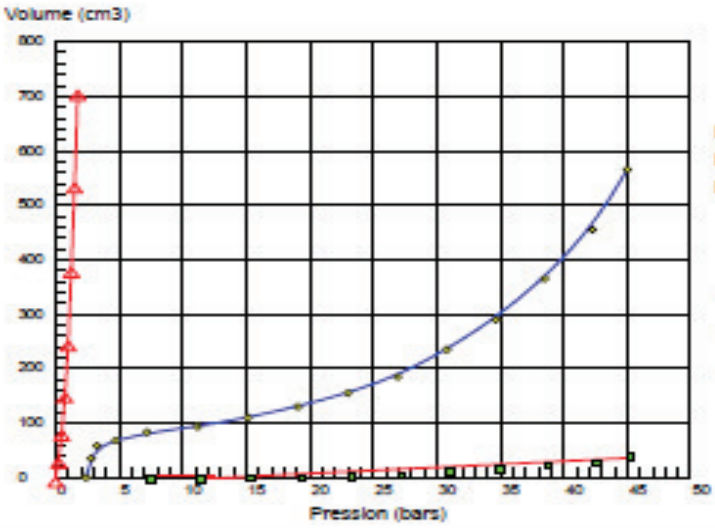
Client : Groupement ONE
Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou
Endroit : Tizi Ouzou - Boulra

N° Projet : GLT-14-015
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SC-B 10(2)
Profondeur Essai : 25 m

Coordonnées GPS :
X : 569 149
Y : 4 041 204
Z :

Date essai : 26/06/2014
Volume de la sonde <Vs> (cm3) : 535
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1,1
Profondeur nappe / TN (m) :



Courbe Pressiométrique

Module pressiométrique : E = 658,77 bars
Pression limite : PL = 45,01 bars
Pression de fluage : Pf = 16,24 bars

: Courbe d'étalonnage.
: Courbe corrigée.
: Courbe de fluage.

Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
0,00	0	0	2,40
0,50	20	35	2,82
1,00	50	58	3,26
2,50	65	68	4,73
5,00	80	83	7,20
9,00	90	93	11,17
13,00	105	110	15,13
17,00	125	130	19,08
21,00	148	155	23,02
25,00	175	185	26,95
29,00	218	235	30,82
33,00	270	290	34,69
37,00	338	365	38,50

Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
41,00	423	455	42,28
44,00	520	565	45,01

© Sol Tests 2013

Remarque :

Préparé par : R.BENHADDOU
Date :

Approuvé par : F.BEGHACHI
Date :

Annexe A- 2 résultats d'essais pressiometrique pour SCP-B 10 (2) à 25m

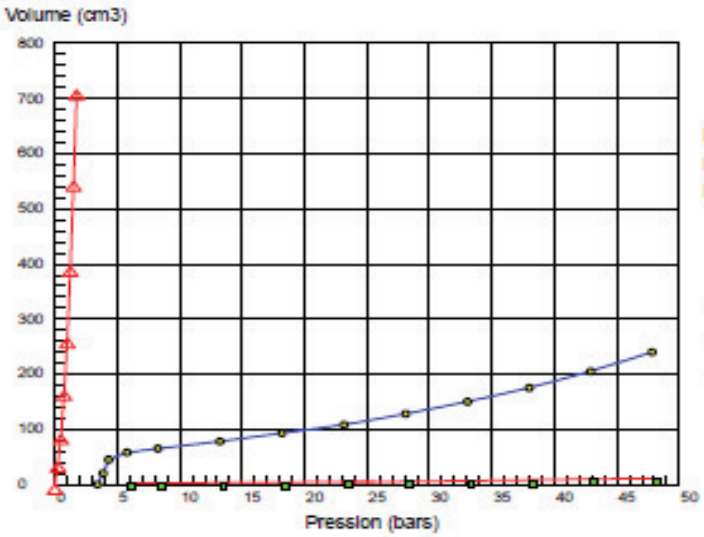
RAPPORT D'ESSAI
Essai Pressiométrique Menard
NF P 94-110-1

Client : Groupement ONE
Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou
Endroit : Tizi Ouzou - Boukra

N° Projet : GLT-14-015
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SCP-B8 (2)
Profondeur Essai : 35 m
Coordonnées GPS :
X : 568 998 Z :
Y : 4 041 168

Date essai : 21/10/2014
Volume de la sonde <Vs> (cm3) : 535
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1,1
Profondeur nappe / TN (m) :



Courbe Pressiométrique

Module pressiométrique : E = 571,33 bars
Pression limite : PL = 58,73 bars
Pression de fluage : Pf = 27,13 bars

: Courbe d'étalonnage.
: Courbe corrigée.
: Courbe de fluage.

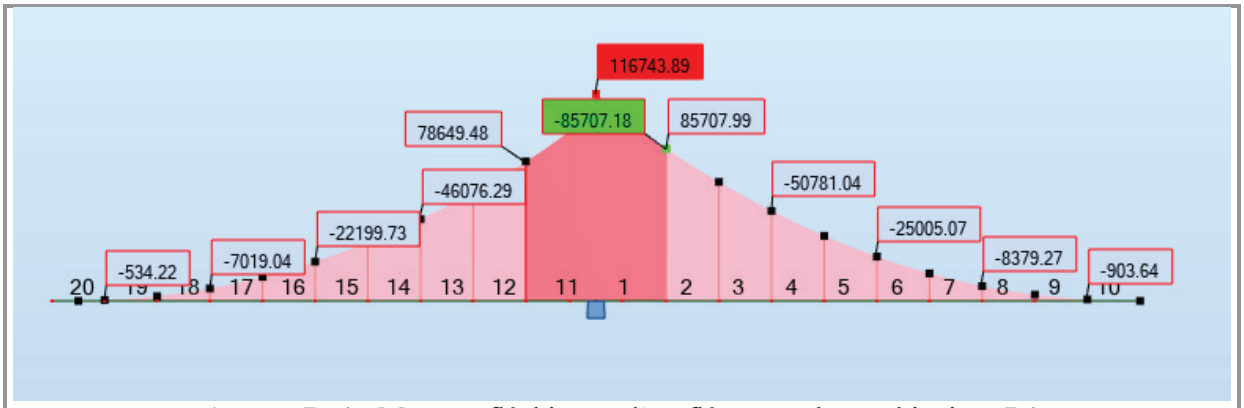
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
0,00	0	0	3,42
0,50	15	20	3,87
1,00	40	45	4,31
2,50	55	58	5,77
5,00	63	65	8,26
10,00	75	78	13,23
15,00	90	93	18,19
20,00	103	108	23,15
25,00	123	128	28,10
30,00	145	150	33,05
35,00	168	175	37,99
40,00	195	205	42,91
45,00	228	240	47,83

© Sol Tests 2013

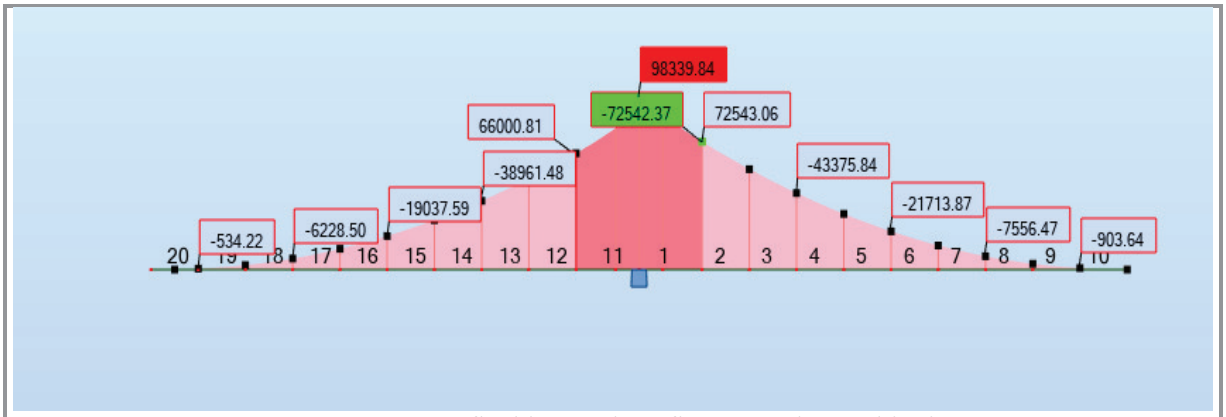
Remarque :

Préparé par : BENHADDOU Date :
Approuvé par : BEGHACHI Date :

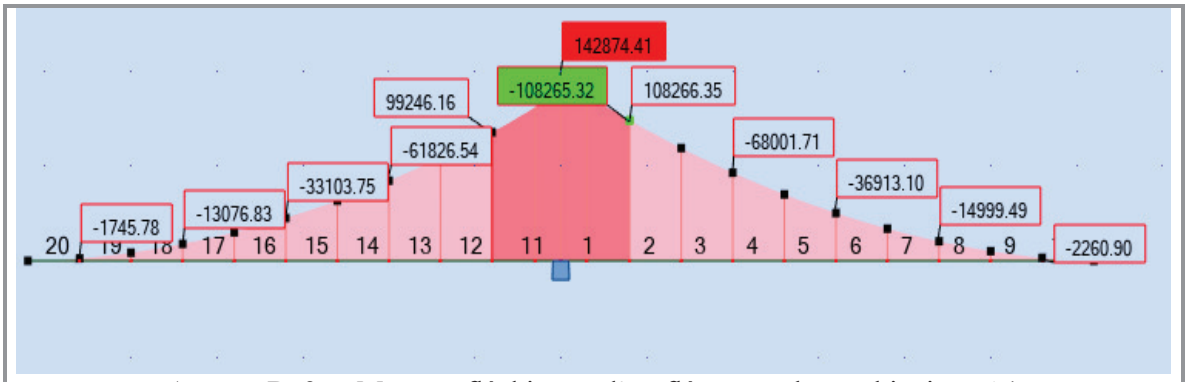
Annexe A- 3 résultats d'essais pressiometrique pour SCP-B 08(2) à 35m



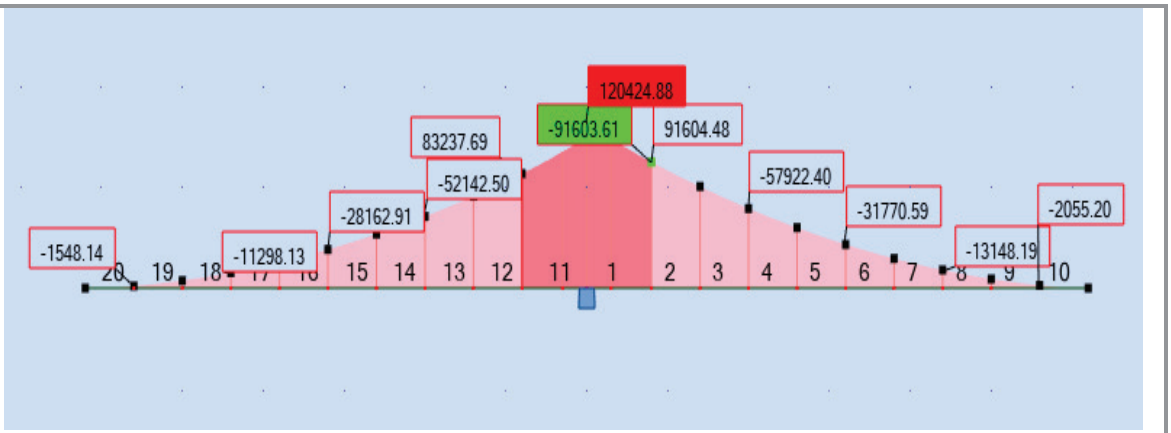
Annexe B. 1 Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B1



Annexe B. 2 Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B2.



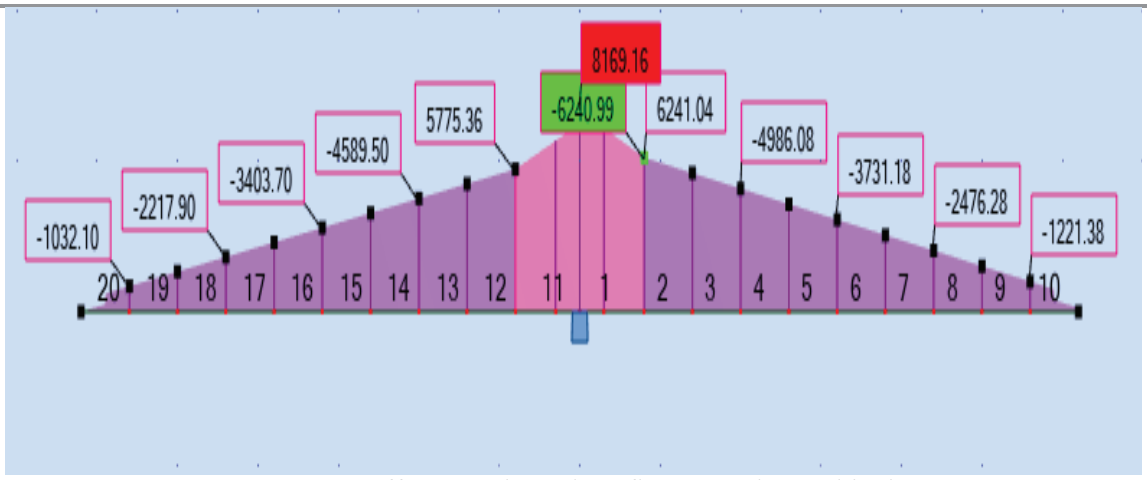
Annexe B. 3 Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A1



Annexe B. 4 Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A2



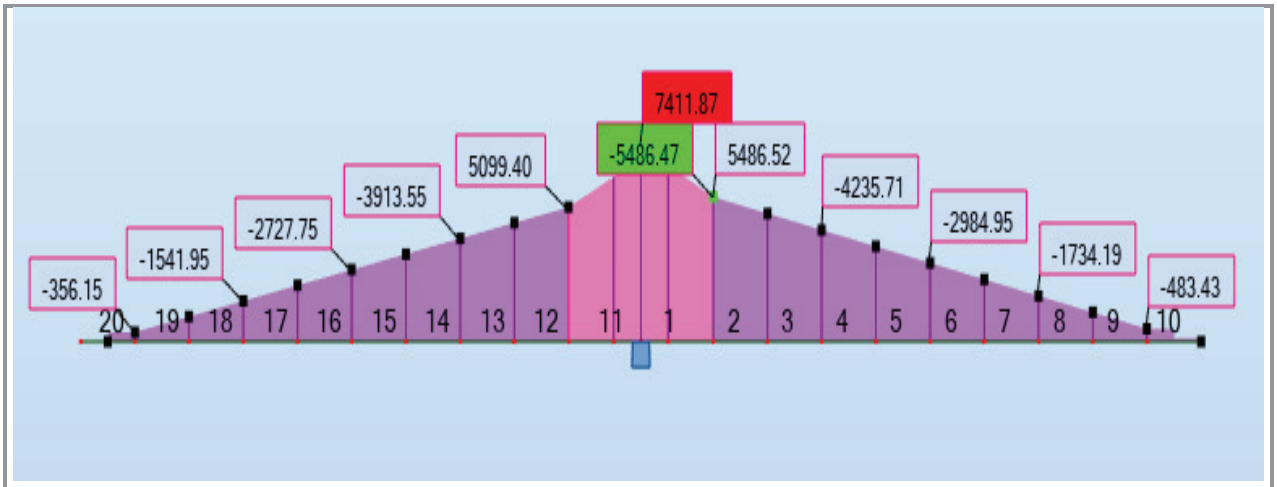
Annexe B. 5 L'effort tranchant d'un fléau sous la combinaison A1



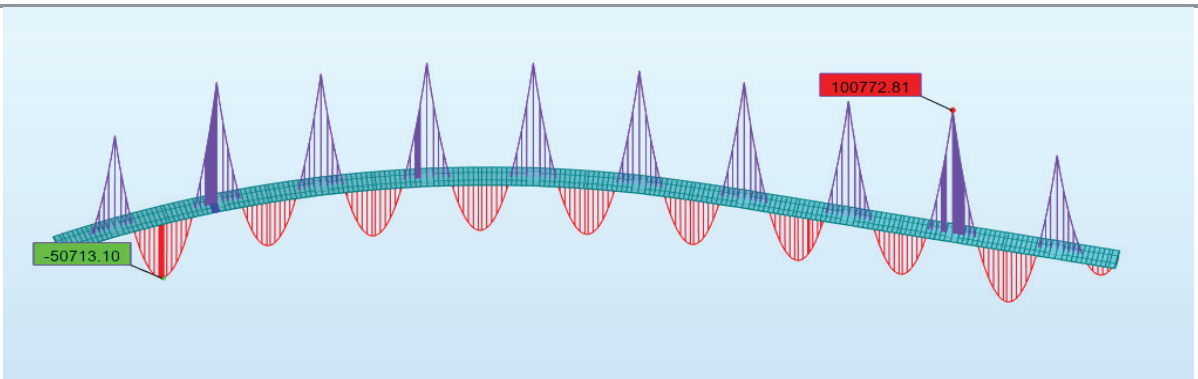
Annexe B. 6 L'effort tranchant d'un fléau sous la combinaison A2



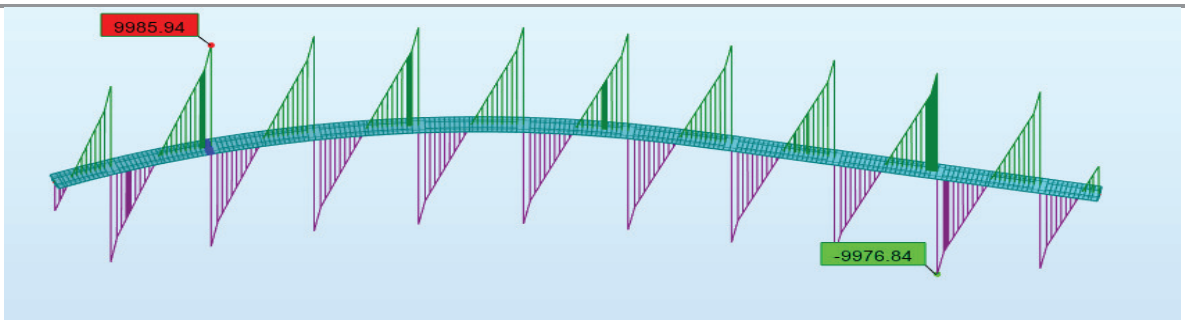
Annexe B. 7 L'effort tranchant d'un fléau sous la combinaison B1



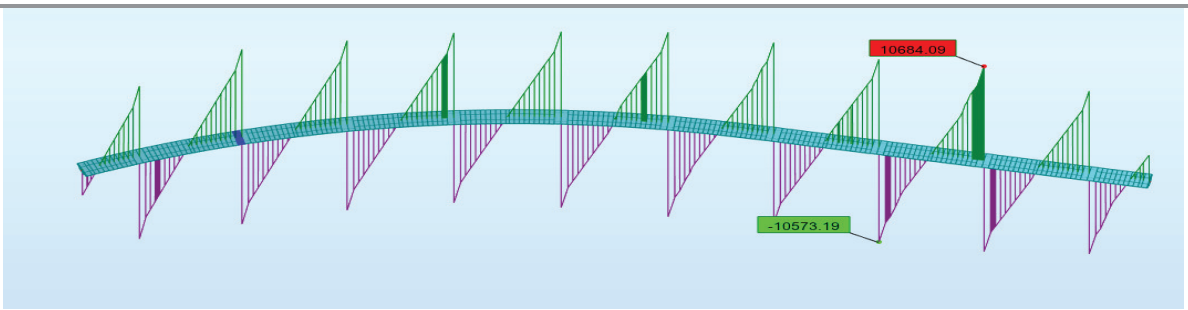
Annexe B. 8 L'effort tranchant d'un fléau sous la combinaison B2



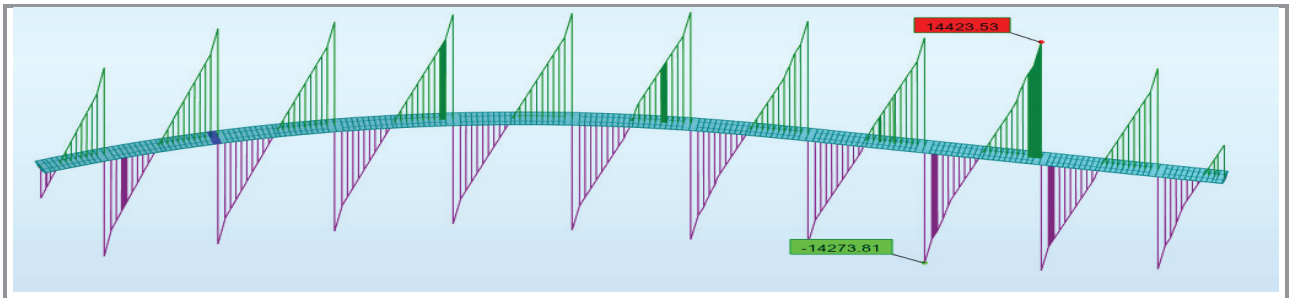
Annexe B. 9 Moment fléchissant longitudinal sous *poids propre à lELS G*



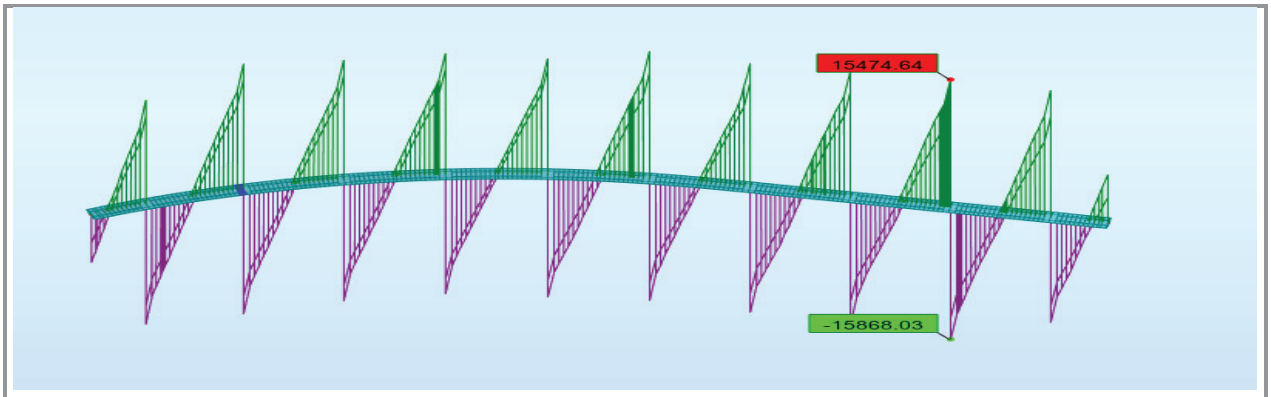
Annexe B. 10 effort tranchant sous poids propre à lELU 1.35 G



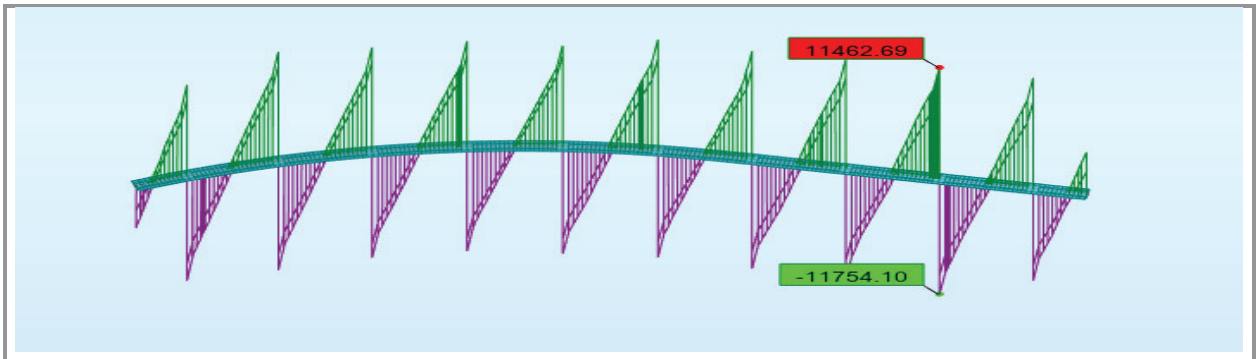
Annexe B. 11 Effort tranchant sous la combinaison (G+MC120)).



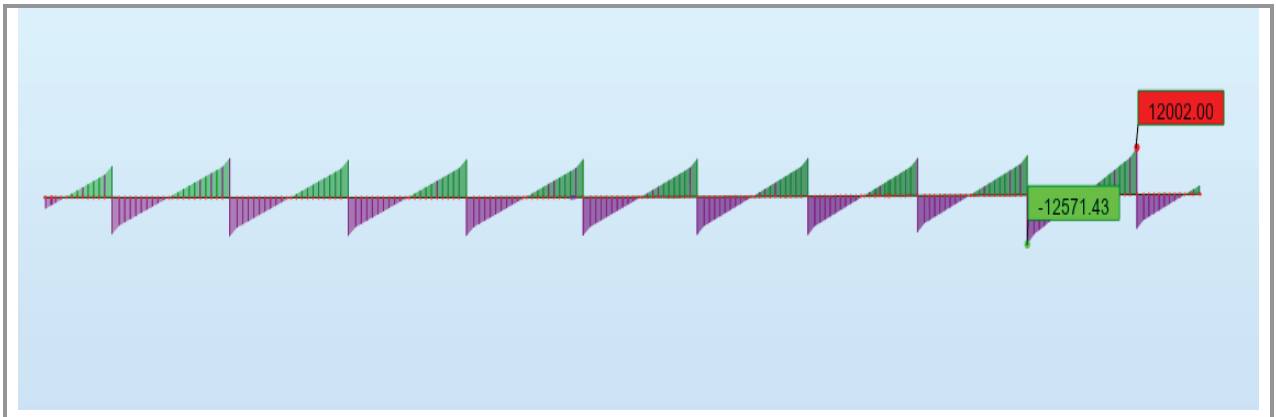
Annexe B. 12 Effort tranchant sous la combinaison (1.35 G+1.35 MC120)



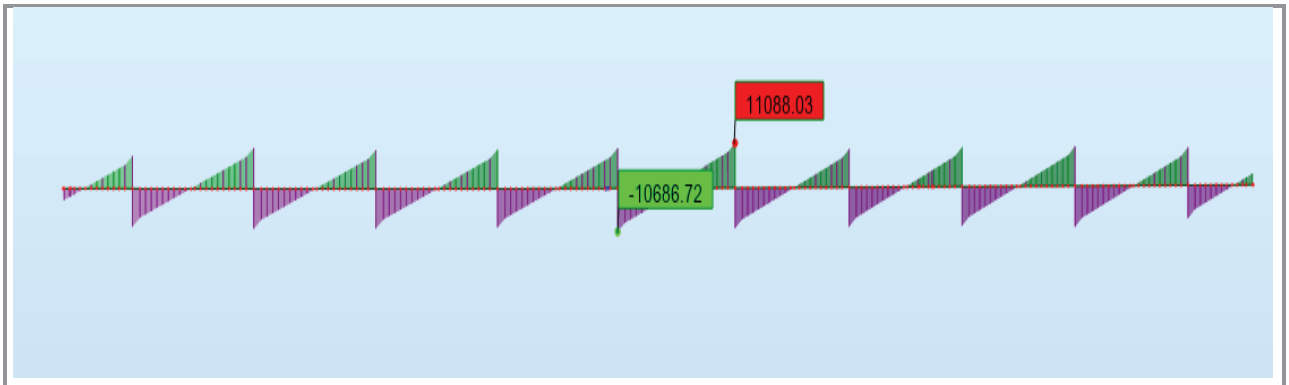
Annexe B. 13 Effort tranchant sous la combinaison (1.35 G+1.35D240)



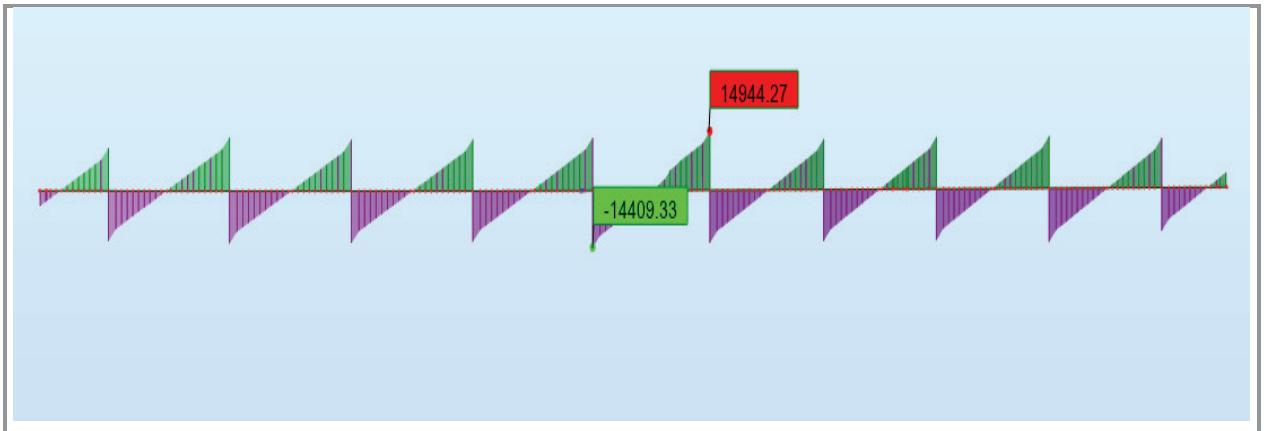
Annexe B. 14 Effort tranchant sous la combinaison (G+D240)).



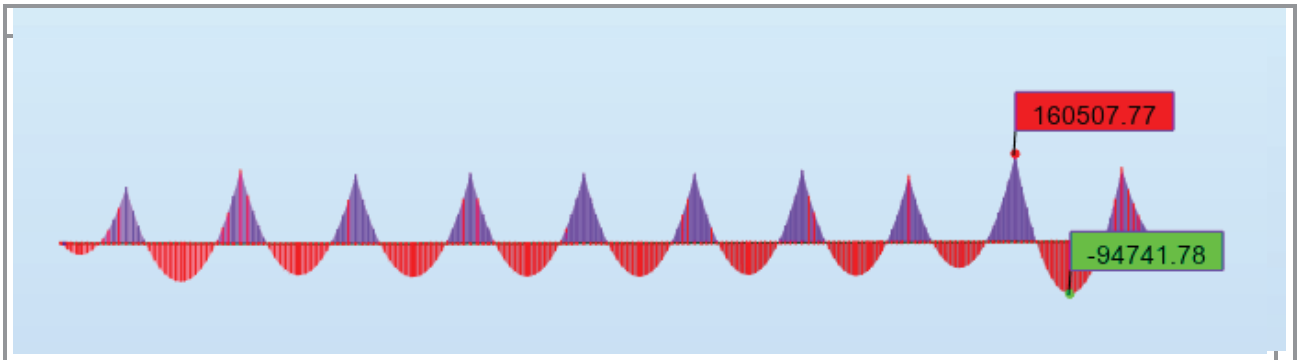
Annexe B. 15 Effort tranchant sous la combinaison (G+1.2 (A(L) +St)).



Annexe B. 16 Effort tranchant sous la combinaison (G+1.2 BC +St).

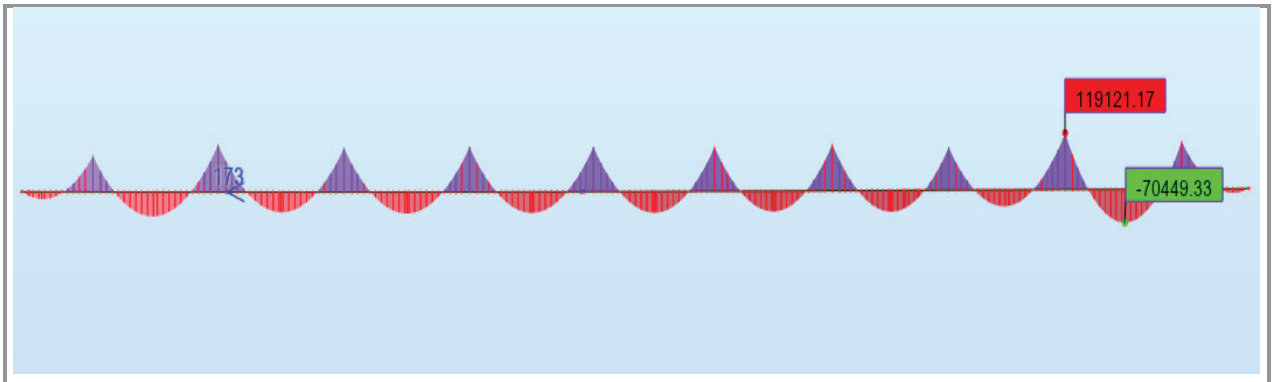


Annexe B. 17 Effort tranchant sous la combinaison (G+1.6 (BC +St).

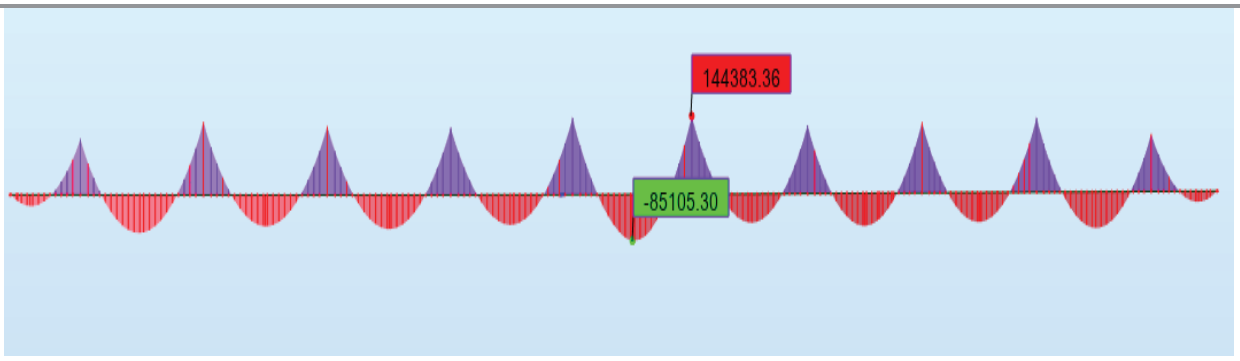


Annexe B. 19 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35 G+1.6 (Al+St).

Annexe B. 18 Effort tranchant sous la combinaison (G+1.6 (1.35 G+St))



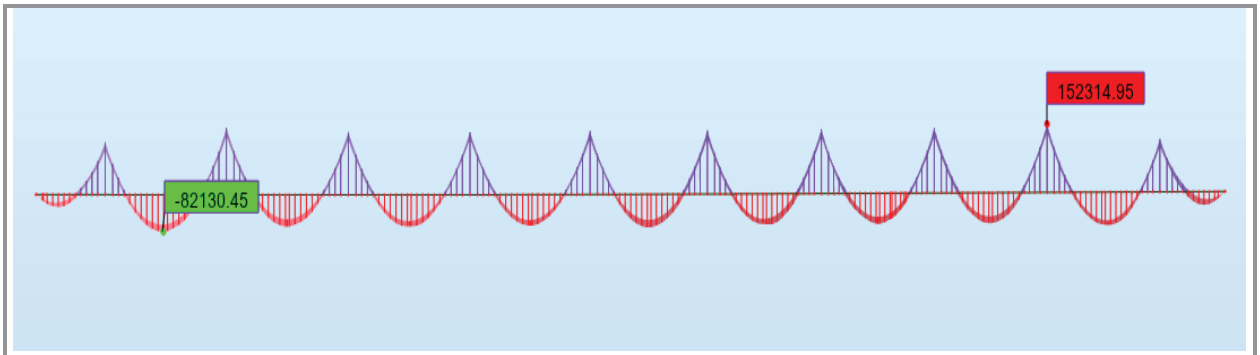
Annexe B. 20 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+(1.2Al+St).



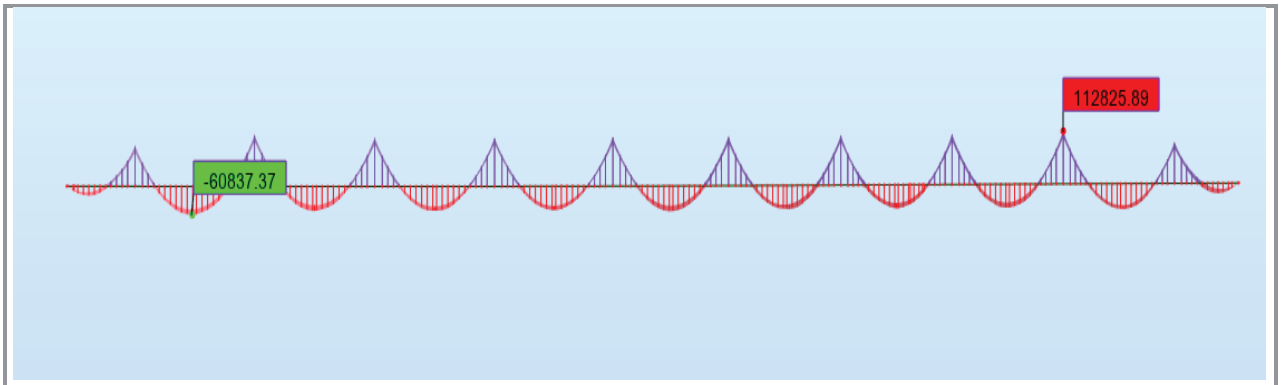
Annexe B. 21 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35 G+1.6 (BC+St).



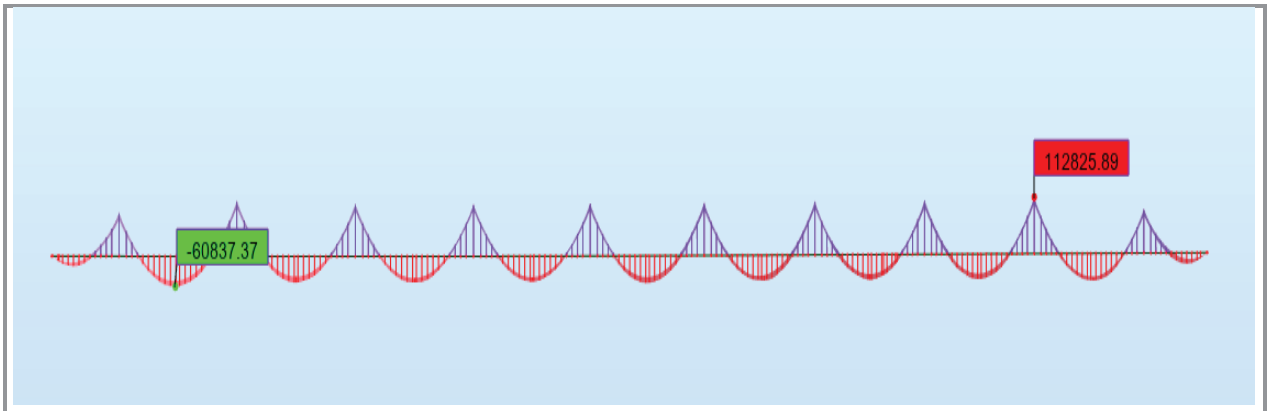
Annexe B. 22 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2 (BC+St).



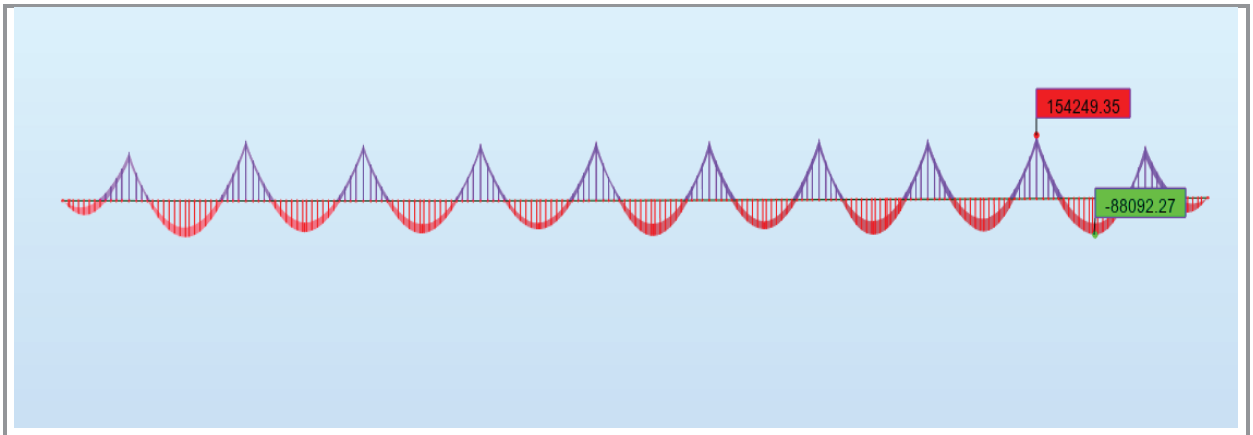
Annexe B. 23 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35 G+1.35 MC120.



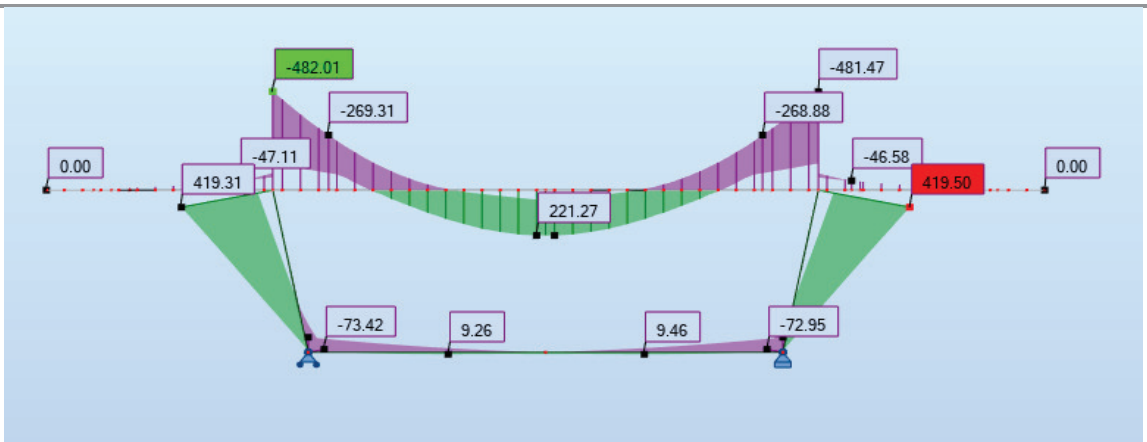
Annexe B. 24 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+MC120.



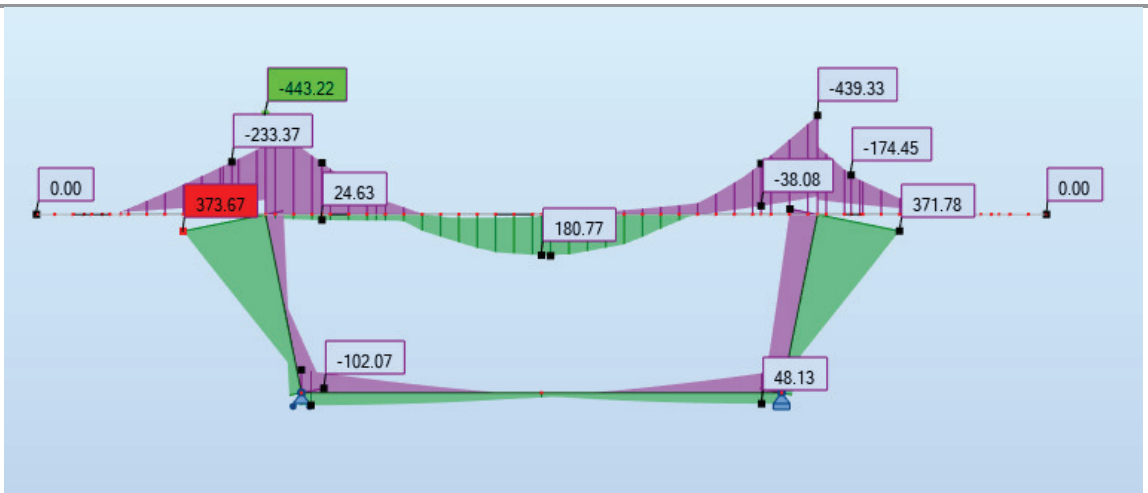
Annexe B. 25 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240.



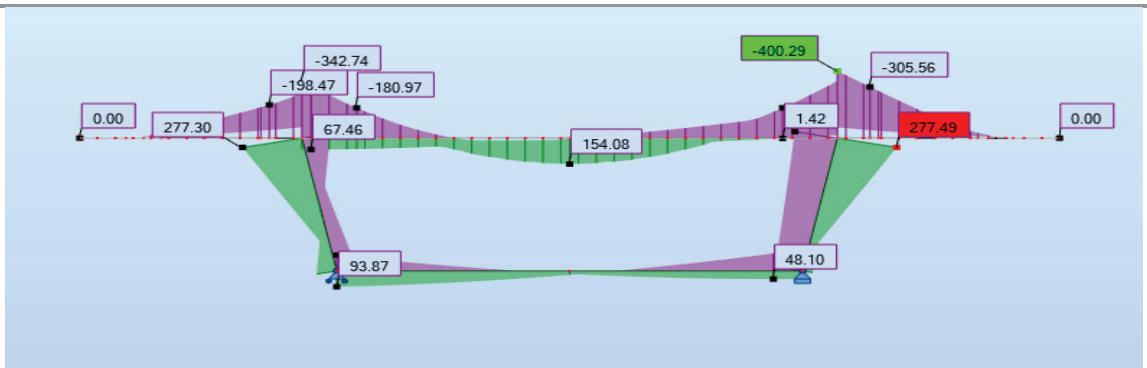
Annexe B. 26 Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35 G+1.35D240.



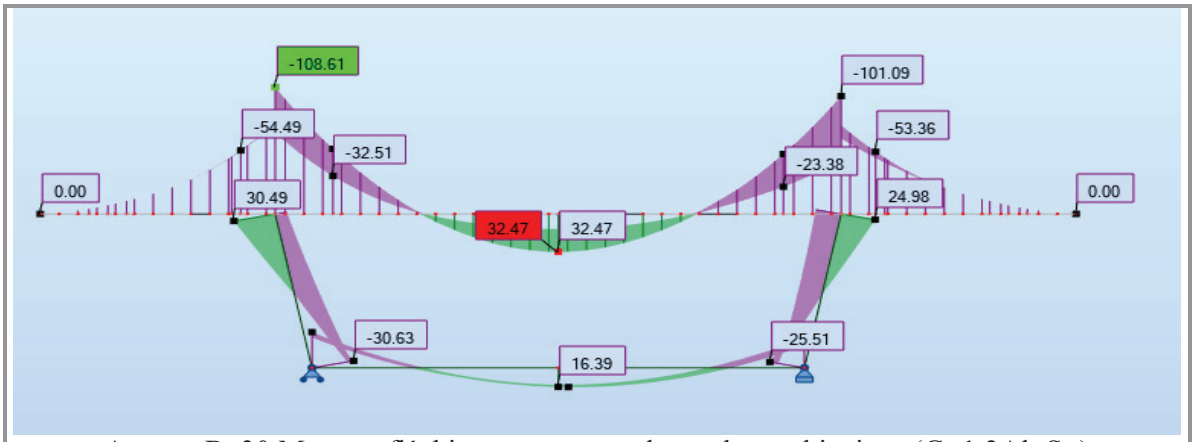
Annexe B. 27 Moment fléchissant transversal sous la combinaison (G+D240)



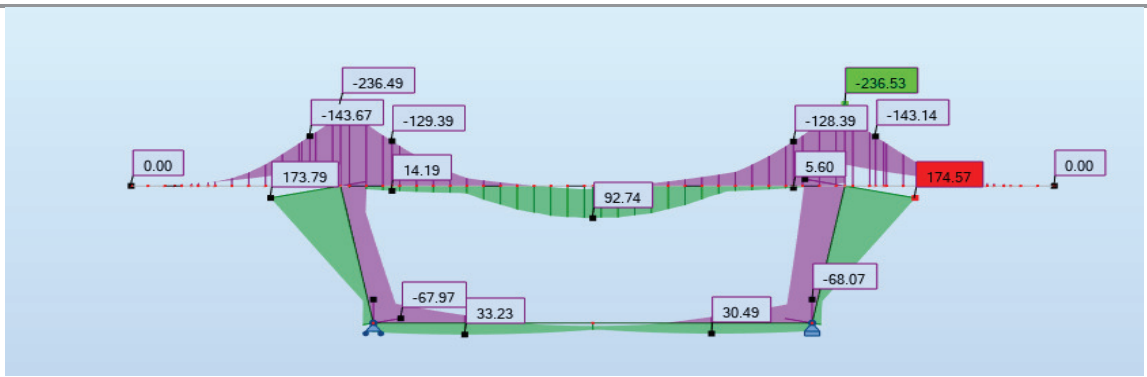
1) Annexe B. 28 Moment fléchissant transversal sous la combinaison (G+1.2Bt+St)



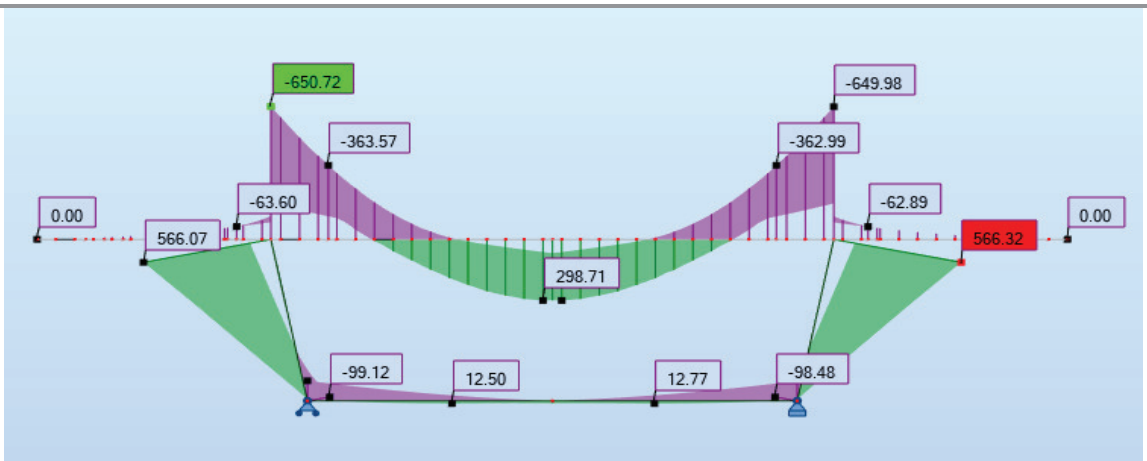
Annexe B. 29 Moment fléchissant transversal sous la combinaison (G+1.2Bc+St)



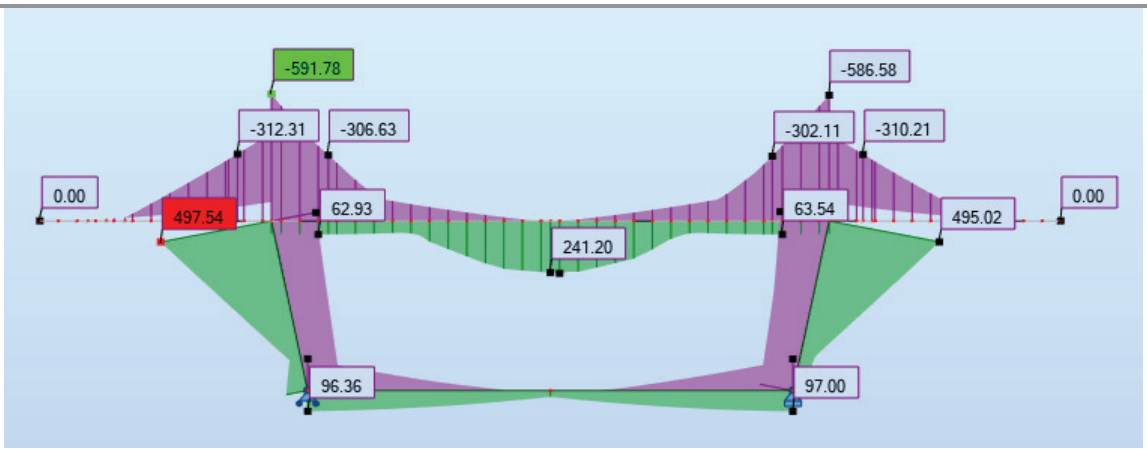
Annexe B. 30 Moment fléchissant transversal sous la combinaison (G+1.2Al+St.)



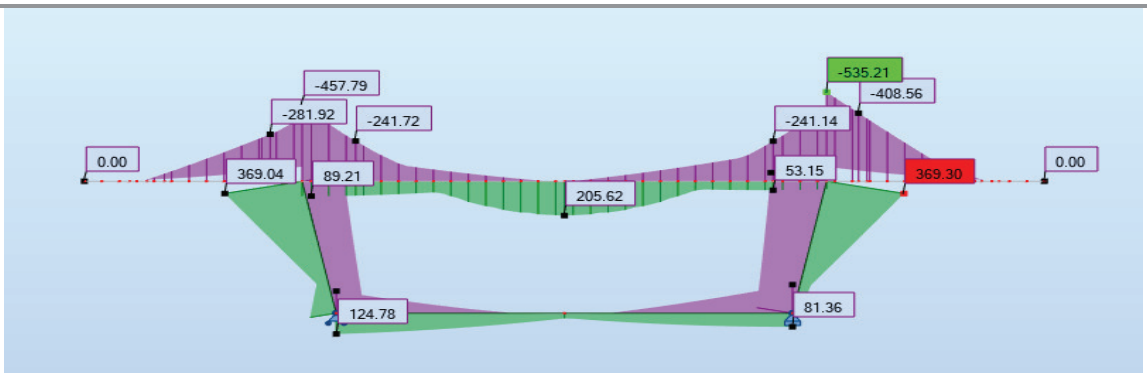
Annexe B. 31 Moment fléchissant transversal sous la combinaison (G+MC120)



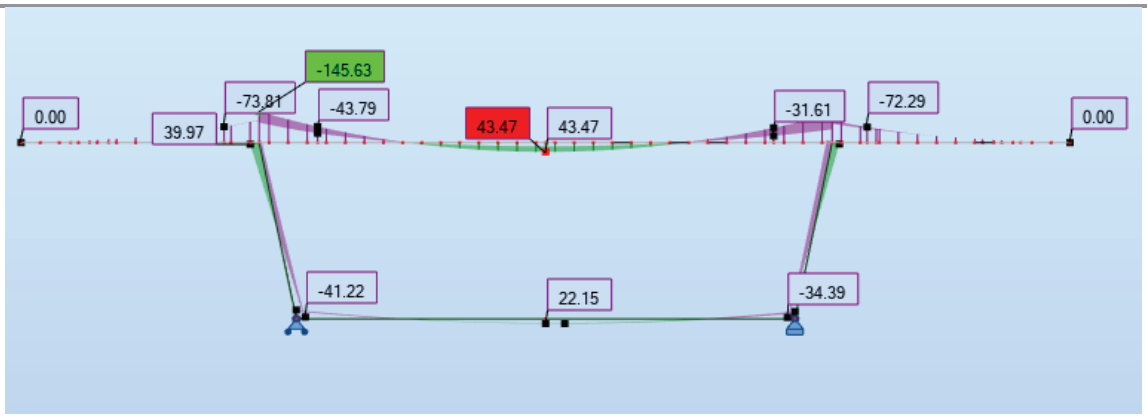
Annexe B. 32 Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.



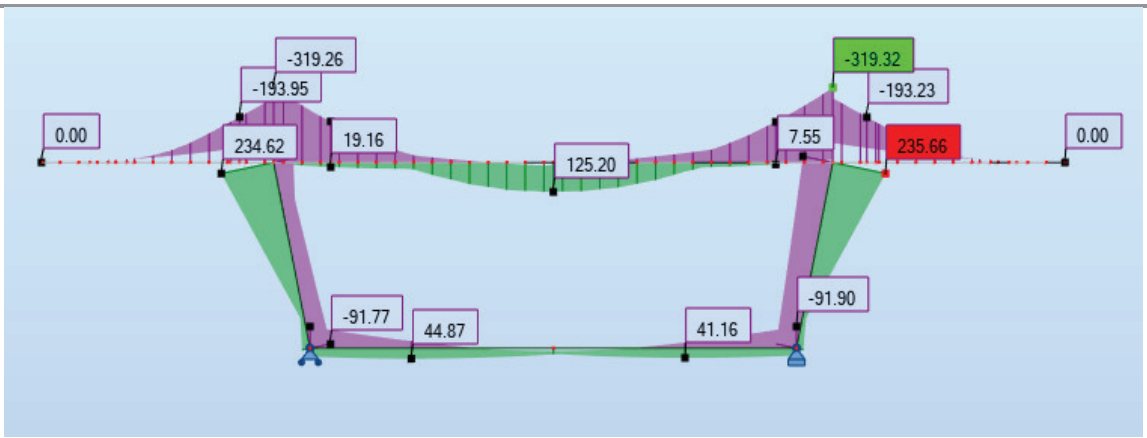
Annexe B. 33 Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt+1.6St.



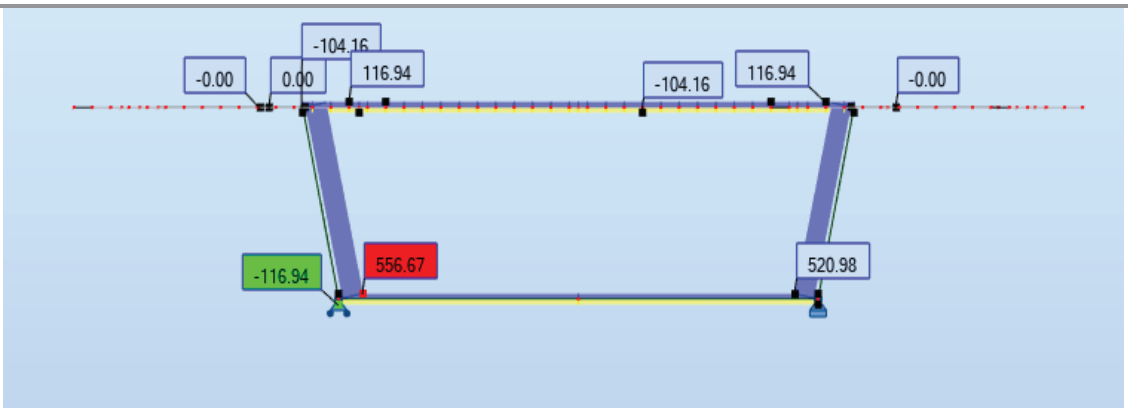
Annexe B. 34 Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc+1.6St.



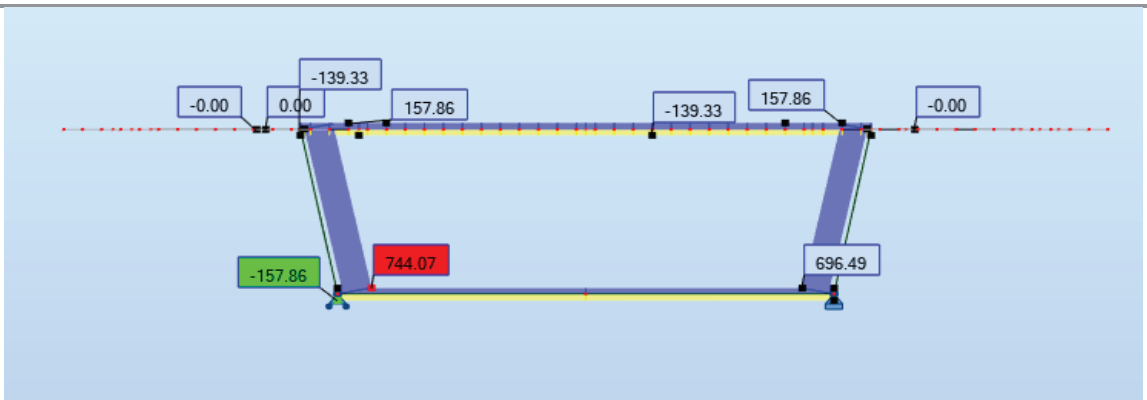
Annexe B. 35 Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Al+1.6St



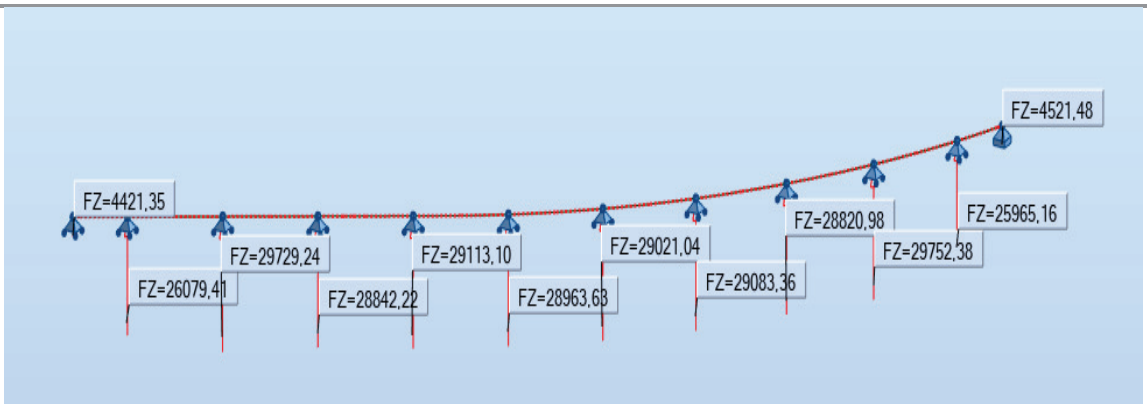
Annexe B. 36 . Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.35MC120.



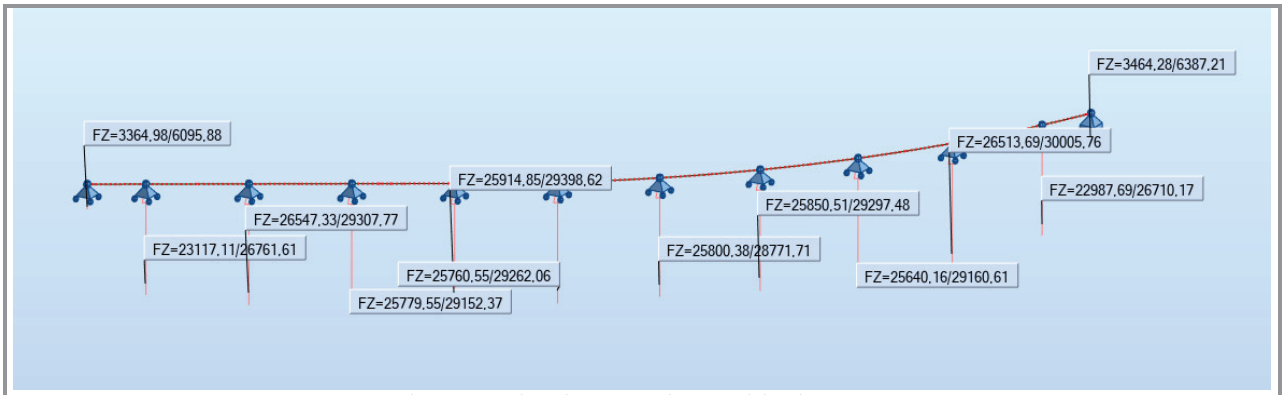
Annexe B. 37 Effort normale maximum dans le voussoir courant à L'ELS.



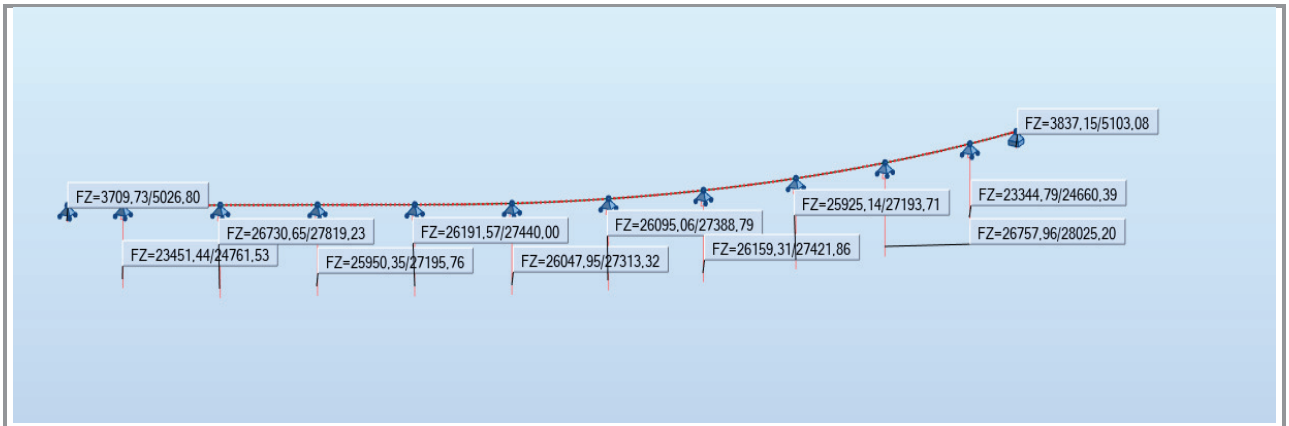
Annexe B. 38 Effort normale maximum dans le voussoir courant à L'ELU.



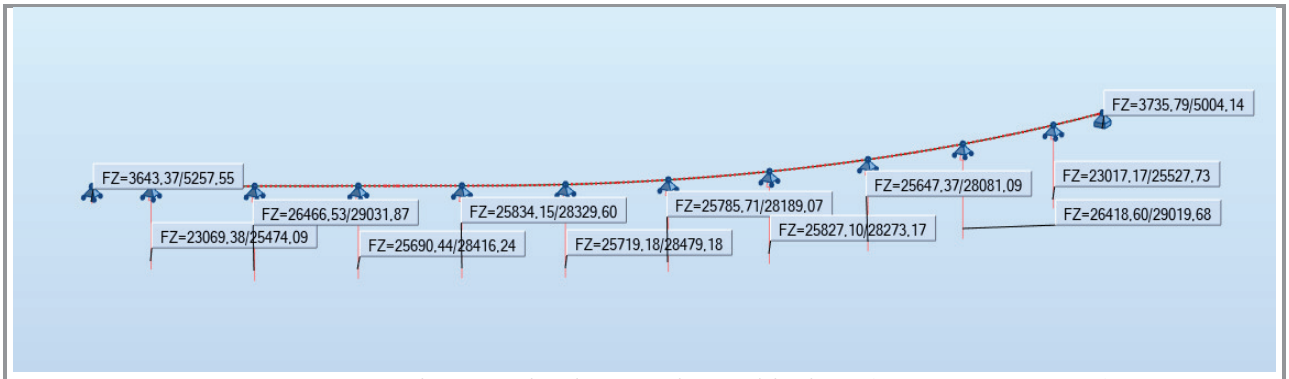
Annexe B. 39 Réactions maximales sous la combinaison (1,35G+1,6A(l)+1,6st)



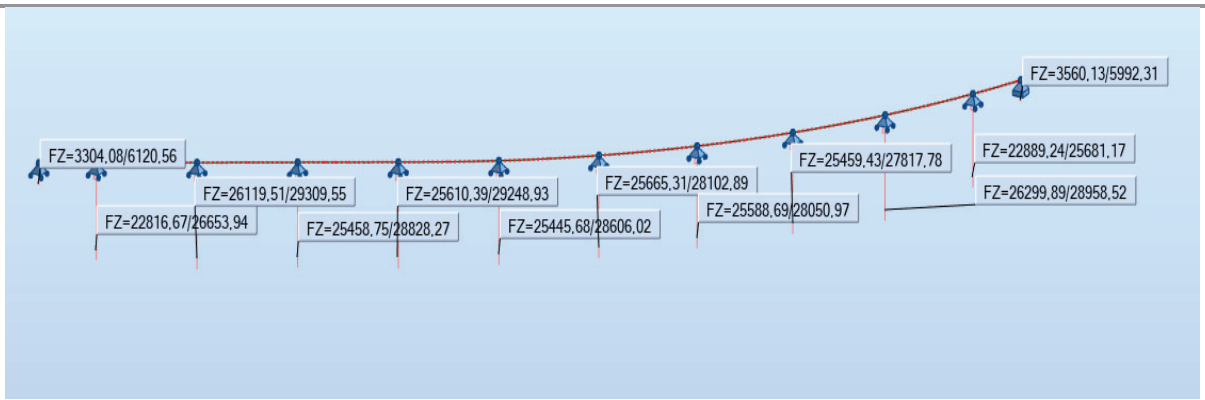
Annexe B. 40 Réactions maximales sous la combinaison (1,35G+1,6Bc+1,6st)



Annexe B. 41 Réactions maximales sous la combinaison (1,35G+1,6Bt+1,6st)



Annexe B. 42 Réactions maximales sous la combinaison (1,35G+1,35Mc120)



Annexe B. 43 Réactions maximales sous la combinaison (1,35G+1,35D240)

Annexe C. 1 Evaluation des efforts de freinage de la charge A(l)

			effort de freinage A(l) en fonction de n des voies chargées (KN)		
cas de charge	L(m)	A(l)	1voie	2voie	3 voies
cas1	37	9,65	61,1	119,55	159,79
cas2	110	5,25	94,68	178,12	301,25
cas3	165	4,33	113,55	208,01	372,69
cas4	229	3,79	133,2	237,22	452,74
cas5	293	3,48	151,29	262,61	531,89
cas6	357	3,28	168,15	285,14	610,83
cas7	421	3,13	183,33	304,28	687,39
cas8	485	3,02	197,62	321,58	764,05
cas9	549	2,94	211,38	337,77	841,97
cas10	613	2,88	224,62	352,9	920,93
cas11	650	2,84	231,06	359,69	962,96
cas12	74	6,49	80,4	154,12	250,53
cas13	138	4,7	104,66	194,18	338,34
cas14	202	3,98	125,2	225,57	419,38
cas15	266	3,59	143,7	252,09	498,14
cas16	330	3,35	160,93	275,54	576,68
cas17	394	3,19	177,19	296,7	655,63
cas18	458	3,07	192,16	315,25	733,46
cas19	522	2,97	205,58	330,98	808,73
cas20	586	2,9	218,85	346,24	886,48
cas21	64	7,04	75,87	146,23	235,03
cas22	128	4,87	101,16	188,6	325,17
cas23	192	4,06	122,06	220,88	406,63
cas24	256	3,64	140,97	248,28	486,09
cas25	320	3,38	158,26	271,95	564,21
cas26	384	3,21	174,64	293,41	643
cas27	448	3,08	189,48	311,82	719,79
cas28	512	2,99	203,95	329,28	798,58
cas29	576	2,91	216,83	343,96	874,36

Annexe C. 2 Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bc

L	G	Bc 1 files	Bc 2 files	Bc3 files	S 1 files	S 2 files	S 3 files	δ 1 file	δ 2 file	δ 3 file
37	10699,85	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0576	1,0656	1,071
101	29529,05	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0226	1,0257	1,0276
165	48358,25	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,014	1,0159	1,0171
229	67187,45	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0102	1,0115	1,0124
293	86016,65	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,008	1,0091	1,0097
357	104845,85	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0066	1,0075	1,008
421	123675,05	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0056	1,0063	1,0068
485	142504,25	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0049	1,0055	1,0059
549	161333,45	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0043	1,0049	1,0052
613	180162,65	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0038	1,0044	1,0047
650	190862,5	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0036	1,0041	1,0044
74	21399,7	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0304	1,0346	1,0373
138	42674,6	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0166	1,0187	1,0201
202	59058,1	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0115	1,0131	1,0141
266	77887,3	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0088	1,01	1,0107
330	96716,5	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0071	1,0081	1,0087
394	115545,7	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,006	1,0068	1,0073
458	134374,9	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0051	1,0058	1,0063
522	153204,1	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0045	1,0051	1,0055
586	172033,3	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,004	1,0046	1,0049
64	18829,2	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0348	1,0396	1,0426
128	37658,4	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,018	1,0204	1,0219
192	56487,6	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0121	1,0137	1,0148
256	75316,8	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0091	1,0103	1,0111
320	94146	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0073	1,0083	1,0089
384	112975,2	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0061	1,0069	1,0075
448	131804,4	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0053	1,0059	1,0064
512	150633,6	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0046	1,0052	1,0056
576	169462,8	1,2	1,1	0,95	720	1320	1710	1,0041	1,0046	1,005

Annexe C. 3 Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bt

L	G	Bt	S 1 files	S 2 files	S 3 fils	δ 1 file	δ 2 file	δ 3 file
37	10699,85	1,2	384	768	1152	1,053	1,0582	1,0633
101	29529,05	1,2	384	768	1152	1,0209	1,0228	1,0248
165	48358,25	1,2	384	768	1152	1,013	1,0142	1,0154
229	67187,45	1,2	384	768	1152	1,0094	1,0103	1,0112
293	86016,65	1,2	384	768	1152	1,0074	1,0081	1,0088
357	104845,85	1,2	384	768	1152	1,0061	1,0066	1,0072
421	123675,05	1,2	384	768	1152	1,0052	1,0056	1,0061
485	142504,25	1,2	384	768	1152	1,0045	1,0049	1,0053
549	161333,45	1,2	384	768	1152	1,004	1,0043	1,0047
613	180162,65	1,2	384	768	1152	1,0036	1,0039	1,0042
650	190862,5	1,2	384	768	1152	1,0034	1,0037	1,004
74	21399,7	1,2	384	768	1152	1,0281	1,0308	1,0335
138	42674,6	1,2	384	768	1152	1,0154	1,0167	1,0181
202	59058,1	1,2	384	768	1152	1,0107	1,0117	1,0126
266	77887,3	1,2	384	768	1152	1,0081	1,0089	1,0096
330	96716,5	1,2	384	768	1152	1,0066	1,0072	1,0078
394	115545,7	1,2	384	768	1152	1,0055	1,006	1,0065
458	134374,9	1,2	384	768	1152	1,0048	1,0052	1,0056
522	153204,1	1,2	384	768	1152	1,0042	1,0046	1,0049
586	172033,3	1,2	384	768	1152	1,0037	1,0041	1,0044
64	18829,2	1,2	384	768	1152	1,0321	1,0352	1,0382
128	37658,4	1,2	384	768	1152	1,0166	1,0182	1,0197
192	56487,6	1,2	384	768	1152	1,0112	1,0122	1,0133
256	75316,8	1,2	384	768	1152	1,0084	1,0092	1,01
320	94146	1,2	384	768	1152	1,0068	1,0074	1,008
384	112975,2	1,2	384	768	1152	1,0057	1,0062	1,0067
448	131804,4	1,2	384	768	1152	1,0049	1,0053	1,0058
512	150633,6	1,2	384	768	1152	1,0043	1,0046	1,005
576	169462,8	1,2	384	768	1152	1,0038	1,0041	1,0045

Annexe C. 4 Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Br

L	G	St	δ	Bt
37	10699,85	100	1,0491	1,2
101	29529,05	100	1,0194	1,2
165	48358,25	100	1,0121	1,2
229	67187,45	100	1,0088	1,2
293	86016,65	100	1,0069	1,2
357	104845,85	100	1,0057	1,2
421	123675,05	100	1,0048	1,2
485	142504,25	100	1,0042	1,2
549	161333,45	100	1,0037	1,2
613	180162,65	100	1,0033	1,2
650	190862,5	100	1,0031	1,2
74	21399,7	100	1,026	1,2
138	42674,6	100	1,0143	1,2
202	59058,1	100	1,0099	1,2
266	77887,3	100	1,0076	1,2
330	96716,5	100	1,0061	1,2
394	115545,7	100	1,0051	1,2
458	134374,9	100	1,0044	1,2
522	153204,1	100	1,0039	1,2
586	172033,3	100	1,0035	1,2
64	18829,2	100	1,0298	1,2
128	37658,4	100	1,0154	1,2
192	56487,6	100	1,0104	1,2
256	75316,8	100	1,0079	1,2
320	94146	100	1,0063	1,2
384	112975,2	100	1,0053	1,2
448	131804,4	100	1,0045	1,2
512	150633,6	100	1,004	1,2
576	169462,8	100	1,0035	1,2

Annexe C. 5 Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Mc120.

L	G	S(t)	δ 1 file
37	10455,35	1100×1=1100	1,063
101	28860,55	1100×3=3300	1,0586
165	47265,75	1100×5=5500	1,0579
229	65670,95	1100×7=7700	1,0576
293	84076,15	1100×8=8800	1,0571
357	102481,35	1100×10=11000	1,057
421	120886,55	1100×12=13200	1,057
485	139291,75	1100×14=15400	1,057
549	157696,95	1100×15=16500	1,0568
613	176102,15	1100×17=18700	1,0568
650	186557,5	1100×18=19800	1,0568
74	20910,7	1100×2=2200	1,059
138	41761,6	1100×4=4400	1,0578
202	57721,1	1100×6=6600	1,0577
266	76126,3	1100×8=8800	1,0575
330	94531,5	1100×9=9900	1,057
394	112936,7	1100×11=12100	1,057
458	131341,9	1100×13=14300	1,057
522	149747,1	1100×15=16500	1,057
586	168152,3	1100×16=17600	1,0567
64	18405,2	1100×2=2200	1,0597
128	36810,4	1100×4=4400	1,0583
192	55215,6	1100×5=5500	1,0573
256	73620,8	1100×7=7700	1,0572
320	92026	1100×9=9900	1,0571
384	110431,2	1100×11=12100	1,0571
448	128836,4	1100×13=14300	1,057
512	147241,6	1100×14=15400	1,0568
576	165646,8	1100×16=17600	1,0568

Annexe C. Tableau de Calcul

x	Câbles	θ	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9
4	c01	0,124	53,76	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	c02	0,128	54,91	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	c03	0,128	54,91	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	c04	0,29	113,03	96,43	0	-	-	-	-	-	-	-	-
7	c05	0,299	115,5	103,09	0	-	-	-	-	-	-	-	-
7	c06	0,299	115,5	103,09	0	-	-	-	-	-	-	-	-
10	c07	0,29	125,35	108,9	96,43	0	-	-	-	-	-	-	-
10	c08	0,27	119,89	103,37	90,85	0	-	-	-	-	-	-	-
10	c09	0,27	119,89	103,37	90,85	0	-	-	-	-	-	-	-
13	c10	0,379	161,38	145,37	133,23	120,98	0	-	-	-	-	-	-
16	c11	0,379	173,27	157,4	145,37	133,23	120,98	0	-	-	-	-	-
19	c12	0,361	180,35	164,56	152,6	140,52	128,34	116,05	0	-		-	-
22	c13	0,361	192,06	176,42	164,56	152,6	140,52	128,34	116,05	0		-	-
`25	c14	0	107,52	90,85	78,22	65,48	52,62	39,64	26,54	13,33	0	-	-
28	c15	0	119,89	103,37	90,85	78,22	65,48	52,62	39,64	26,54	13,33	0	-
31	c16	0	132,14	115,78	103,37	90,85	78,22	65,48	52,62	39,64	26,54	13,33	0
31	c17	0	132,14	115,78	103,37	90,85	78,22	65,48	52,62	39,64	26,54	13,33	0
MOYENNE			121,85	120,56	113,61	109,09	94,91	77,94	57,49	29,79	22,14	13,33	0
En (%)			8,19	8,1	7,64	7,33	6,38	5,24	3,86	2	1,49	0,9	0

Annexe C. 6 - Pertes dues aux frottements (Mpa).-

Annexe C. Tableau de Calcul

X	câbles	L (m)	K	d (m)	axe vsp	vsp	v01	v02	v03	v04	v05	v06	v07	v08	v09
4	c01	4	0,009	5,33	35,62	142,76	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	c02	4	0,009	5,33	35,62	142,76	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	c03	4	0,009	5,33	35,62	142,76	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	c04	7	0,011	4,82	0	59,58	157,79	-	-	-	-	-	-	-	-
7	c05	7	0,012	4,61	0	57,5	164,63	-	-	-	-	-	-	-	-
7	c06	7	0,012	4,61	0	57,5	164,63	-		-	-	-	-	-	-
10	c07	10	0,009	5,33	0	0	62,41	142,76	-	-	-	-	-	-	-
10	c08	10	0,008	5,65	0	0	63,09	134,52	-	-	-	-	-	-	-
10	c09	10	0,008	5,65	0	0	63,09	134,52	-	-	-	-	-	-	-
13	c10	13	0,009	5,33	0	0	0	62,41	142,76	-	-	-	-	-	-
16	c11	16	0,008	5,65	0	0	0	0	63,09	134,52	-	-	-	-	-
19	c12	19	0,007	6,04	0	0	0	0	0,83	63,33	125,83	-	-	-	-
22	c13	22	0,006	6,52	0	0	0	0	0	9,29	62,85	116,42	-	-	-
25	c14	25	0,003	9,23	0	0	0	0	0	2,05	28,84	55,62	82,41	-	-
28	c15	28	0,003	9,23	0	0	0	0	0	0	2,05	28,84	55,62	82,41	-
31	c16	31	0,003	9,23	0	0	0	0	0	0	0	2,05	28,84	55,62	82,41
31	c17	31	0,003	9,23	0	0	0	0	0	0	0	2,05	28,84	55,62	82,41
MOYENNE					6,29	35,46	48,26	43,11	25,84	29,88	36,6	41	48,93	64,55	82,41
En pourcentage (%)					0,42	2,38	3,24	2,9	1,74	2,01	2,46	2,76	3,29	4,34	5,54

Annexe C. 7 -Pertes dues au recul d'ancrage (MPa).

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN
Pertes Instantanées(%)	8,89	11,38	11,55	10,65	8,65	7,83	6,91	5,32	5,26	5,

Annexe C. 8 -Récapitulation des pertes de contrainte Instantanée en (%)-

Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C. 9 -Pertes dues au non simultanéité de la mise en tension (MPa).

	N° câbles	v (m)	d(m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	M (Mn.m)	σins (%)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
axe vsp	34	1,2	0,21	0,99	14,9	20,85	142,87	8,61	2,86	4,14	0,28
vsp	28	1	0,15	0,85	9,58	8,96	108,27	10,48	2,8	13,35	0,9
v01	22	1	0,14	0,86	9,58	8,96	86,99	10,88	2,79	9,98	0,67
v02	16	1	0,13	0,87	9,58	8,96	68	10,23	2,81	6,32	0,42
v03	14	1	0,13	0,87	9,58	8,96	51,31	8,12	2,87	7,92	0,53
v04	12	1	0,13	0,87	9,58	8,96	36,91	7,25	2,9	8,66	0,58
v05	10	1	0,13	0,87	9,58	8,96	24,81	6,32	2,93	8,8	0,59
v06	8	1	0,13	0,87	9,58	8,96	15	4,76	2,98	8,4	0,56
v07	6	1	0,13	0,87	9,58	8,96	7,48	4,78	2,98	7,2	0,48
v08	4	1	0,13	0,87	9,58	8,96	2,26	5,24	2,96	5,42	0,36
v09	4	1	0,13	0,87	9,58	8,96	0	5,54	2,95	5,94	0,4

Annexe C. 10 -Pertes dues au fluage (MPa).

	N° câbles	v (m)	d(m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	M (Mn.m)	σins totale (%)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
	34	1,2	0,21	0,99	14,9	20,85	142,87	8,89	2,85	20,18	1,36
vsp	28	1	0,15	0,85	9,58	8,96	108,27	11,38	2,77	64,67	4,35
v01	22	1	0,14	0,86	9,58	8,96	86,99	11,55	2,76	48,25	3,24
v02	16	1	0,13	0,87	9,58	8,96	68	10,65	2,79	30,8	2,07
v03	14	1	0,13	0,87	9,58	8,96	51,31	8,65	2,85	38,89	2,61
v04	12	1	0,13	0,87	9,58	8,96	36,91	7,83	2,88	42,71	2,87
v05	10	1	0,13	0,87	9,58	8,96	24,81	6,91	2,91	43,48	2,92
v06	8	1	0,13	0,87	9,58	8,96	15	5,32	2,96	41,6	2,8
v07	6	1	0,13	0,87	9,58	8,96	7,48	5,26	2,96	35,72	2,4
v08	4	1	0,13	0,87	9,58	8,96	2,26	5,6	2,95	26,98	1,81
v09	4	1	0,13	0,87	9,58	8,96	0	5,94	2,94	29,59	1,99

Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C. 11 - Pertes dues à la relaxation des câbles-

	N° câbles	σpi (MPa)	μ	μ0	Δσrel (MPa)	Δσrel (%)
axe vsp	34	1355,7168	0,729	0,43	60,8	4,09
vsp	28	1318,6656	0,709	0,43	55,19	3,71
v01	22	1316,136	0,708	0,43	54,88	3,69
v02	16	1329,528	0,715	0,43	56,84	3,82
v03	14	1359,288	0,731	0,43	61,37	4,12
v04	12	1371,4896	0,737	0,43	63,16	4,24
v05	10	1385,1792	0,745	0,43	65,45	4,4
v06	8	1408,8384	0,757	0,43	69,1	4,64
v07	6	1409,7312	0,758	0,43	69,36	4,66
v08	4	1404,672	0,755	0,43	68,48	4,6
v09	4	1399,6128	0,752	0,43	67,6	4,54

Annexe C. 12 -Récapitulation des pertes de contrainte Instantanée et différé en (%) –

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9
Pertes Différées (%)	7,32	9,99	8,87	7,8	8,59	8,95	9,14	9,22	8,83	8,19	8,32
Pertes Instantanées(%)	8,89	11,38	11,55	10,65	8,65	7,83	6,91	5,32	5,26	5,6	5,94
Perte totale (%)	16,21	21,37	20,42	18,45	17,24	16,78	16,05	14,54	14,09	13,79	14,26

Annexe C. Tableau de Calcul

Annexe C. 13 Vérifications des contraintes à vide

Desg	X (m)	M1 (MN.m)	n câbles fléau	n câbles Cont	P F	P C	s (m2)	i (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σSup(MPa)	σInf(MPa)	Commentaire
VSC	0	0,03304	0	2	0,00	4,93	8,96	9,58	1,20	1,50	0,876	1,55	0,41	1,75	Vérifie
V clavage	4	-11,48788	0	4	0,00	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	0,70	1,77	Vérifie
V1	6	-14,40194	4	6	9,85	14,78	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	2,76	2,73	Vérifie
V2	9	-14,93703	6	8	14,78	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	3,57	4,32	Vérifie
V3	12	-13,09202	8	8	19,70	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,38	4,43	Vérifie
V4	15	-8,87027	10	6	24,63	14,78	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,18	3,06	Vérifie
V5	18	-2,26849	12	4	29,55	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,74	2,11	Vérifie
V6	21	6,71208	14	2	34,48	4,93	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,05	1,58	Vérifie
V7	24	18,071	16	0	39,40	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,11	1,48	Vérifie
V8	27	22.6849	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	2.47	-4.05	Vérifie
V9	30	31,808	28	0	68,95	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	10,68	2,62	Vérifie
VSP	33	47,92471	34	0	83,73	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,95	7.94	3.80	Vérifie
Axe VSP1	37	75,43128	34	0	83,73	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	6.36	5.61	Vérifie
VSP	41	42,86275	28	0	68,95	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	6.63	3.63	Vérifie
V10	44	22,95179	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	8,60	1,70	Vérifie

Annexe C. Tableau de Calcul

V11	47	5,42284	16	4	39,40	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,94	3,04	Vérifie
V12	50	-9,7347	14	8	34,48	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,03	4,38	Vérifie
V13	53	-22,50627	12	10	29,55	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,11	4,23	Vérifie
V14	56	-32,90242	10	12	24,63	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,95	4,51	Vérifie
V15	59	-40,91931	8	14	19,70	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,54	5,21	Vérifie
V16	62	-46,55675	6	16	14,78	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,88	6,32	Vérifie
V17	65	-49,81465	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,22	5,96	Vérifie
V clavage	67	-50,69199	0	16	0,00	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	1,67	9,04	Vérifie
V18	70	-49,95588	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,24	5,94	Vérifie
V19	73	-46.86799	6	16	14,78	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4.89	-8.3	Vérifie
V20	76	-41,39659	8	14	19,70	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,59	5,12	Vérifie
V21	79	-33,55282	10	12	24,63	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,02	4,39	Vérifie
V22	82	-23,32597	12	10	29,55	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,20	4,09	Vérifie
V23	85	-10,71449	14	8	34,48	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,13	4,20	Vérifie
V24	88	4,26534	16	4	39,40	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,06	2,84	Vérifie
V25	91	21,692	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	8,74	1,47	Vérifie
V26	94	41,37166	28	0	68,95	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	9,68	4,32	Vérifie
VSP	97	63,49205	34	0	83,73	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	7.13	4.83	Vérifie
Axe VSP2	101	99,00958	34	0	83,73	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,95	5.26	7.16	Vérifie

Annexe C. Tableau de Calcul

VSP	105	64,54659	28	0	68,95	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	5.22	4.78	Vérifie
V27	108	43,21592	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,49	5,29	Vérifie
V28	111	24,265	16	4	39,40	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,97	6,39	Vérifie
V30	114	7,69114	14	8	34,48	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,21	7,47	Vérifie
V31	117	-6,504	12	10	29,55	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,44	7,07	Vérifie
V32	120	-18,323	10	12	24,63	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,43	7,09	Vérifie
V33	123	-27,759	8	14	19,70	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,17	7,54	Vérifie
V34	126	-34,8195	6	16	14,78	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,66	8,41	Vérifie
V35	129	-39,49832	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,15	7,79	Vérifie
V36	132	-41,797	0	16	0,00	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	2,39	7,82	Vérifie
V clavage	134	-42,008	0	16	0,00	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	0,76	10,58	Vérifie
V38	137	-40,343	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,23	7,64	Vérifie
V39	140	-36,295	6	14	14,78	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,06	6,24	Vérifie
V40	143	-29,873	8	12	19,70	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,64	5,26	Vérifie
V41	146	-21,069	10	10	24,63	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,96	4,70	Vérifie
V42	149	-9,886	12	8	29,55	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,04	4,57	Vérifie
V43	152	3,676	14	4	34,48	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,12	2,95	Vérifie
V44	155	19,617	16	0	39,40	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,95	1,75	Vérifie
V45	158	37,94074	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,04	4,36	Vérifie

Annexe C. Tableau de Calcul

V46	161	58,63476	28	0	68,95	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	5.53	4.39	Vérifie
axe VSP 3	165	92,25165	34	0	83,73	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	5.61	6.72	Vérifie
VSP	169	58,32975	34	0	83,73	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,95	7.39	4.49	Vérifie
V47	172	37,404	28	0	68,95	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	10,10	3,61	Vérifie
V48	175	18,8853	22	4	54,18	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	8,53	4,78	Vérifie
V49	178	2,685	16	8	39,40	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,73	6,37	Vérifie
V50	181	-11,106	14	10	34,48	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,92	6,04	Vérifie
V51	184	-22,52	12	12	29,55	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,87	6,13	Vérifie
V52	187	-31,555	10	14	24,63	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,56	6,65	Vérifie
V53	190	-38,209	8	16	19,70	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,01	7,59	Vérifie
V54	193	-42,484	6	16	14,78	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,46	7,05	Vérifie
V55	196	-44,379	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,66	6,93	Vérifie
V clavage	198	-44,321	0	16	0,00	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	2,65	7,37	Vérifie
V56	201	-42,25	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	2,79	10,10	Vérifie
V57	204	-37,799	6	14	14,78	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,22	5,97	Vérifie
V58	207	-30,969	8	12	19,70	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,75	5,07	Vérifie
V59	210	-21,76	10	10	24,63	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,04	4,58	Vérifie
V60	213	-10,172	12	8	29,55	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,07	4,52	Vérifie
V61	216	3,794	14	4	34,48	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,11	2,97	Vérifie

Annexe C. Tableau de Calcul

V62	219	20,134	16	0	39,40	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,90	1,85	Vérifie
V63	222	38,858	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,94	4,52	Vérifie
V64	225	59,96	28	0	68,95	0,00	20.85	14.9	1,20	1,50	0,99	1,55	5.57	4.57	Vérifie
Axe VSP 4	229	94,1173	34	0	83,73	0,00	20.85	14.9	1,20	1,50	0,99	1,55	5.63	6.98	Vérifie
VSP	233	60,048	34	0	83,73	0,00	20.85	14.9	1,20	1,50	0,99	1,55	7.45	4.7	Vérifie
V65	236	39,012	28	0	68,95	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	9,93	3,90	Vérifie
V66	239	20,352	22	4	54,18	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	8,38	5,04	Vérifie
V67	242	4,073	16	8	39,40	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,59	6,61	Vérifie
V68	245	-9,83	14	10	34,48	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,79	6,27	Vérifie
V69	248	-21,353	12	12	29,55	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,75	6,34	Vérifie
V69	251	-30,497	10	14	24,63	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,45	6,84	Vérifie
V70	254	-37,261	8	16	19,70	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,91	7,76	Vérifie
V71	257	-41,646	6	16	14,78	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,37	7,20	Vérifie
V72	260	-43,652	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,58	7,06	Vérifie
V clavage	262	-43,666	0	16	0,00	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	2,58	7,49	Vérifie
V73	265	-41,706	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,38	7,40	Vérifie
V74	268	-37,369	6	14	14,78	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	3,73	8,50	Vérifie
V75	271	-30,646	8	12	19,70	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,72	5,12	Vérifie
V76	274	-21,55254	10	10	24,63	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,01	4,62	Vérifie

Annexe C. Tableau de Calcul

V77	277	-10,069	12	8	29,55	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,06	4,53	Vérifie
V78	280	3,786	14	4	34,48	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,11	2,97	Vérifie
V79	283	20,016	16	0	39,40	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,91	1,82	Vérifie
V80	286	38,63472	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,97	4,48	Vérifie
V81	289	59,62207	28	0	68,95	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	5.59	4.55	Vérifie
AXE VSP 5	293	93,63095	34	0	83,73	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	5.65	6.95	Vérifie
VSP	297	59,578	34	0	83,73	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	7.48	4.67	Vérifie
V82	300	38,554	28	0	68,95	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	9,98	3,82	Vérifie
V83	303	19,907	22	4	54,18	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	8,02	5,67	Vérifie
V84	306	3,638	16	8	39,40	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,63	6,54	Vérifie
V85	309	-10,25186	14	10	34,48	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,83	6,19	Vérifie
V86	312	-21,76342	12	12	29,55	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	20.85	6,27	Vérifie
V87	315	-30,896	10	14	24,63	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,49	6,77	Vérifie
V88	318	-37,649	8	16	19,70	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,95	7,69	Vérifie
V89	321	-42,022	6	16	14,78	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,41	7,13	Vérifie
V90	324	-44,024	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,99	1,55	4,74	6,79	Vérifie
V clavage	326	-44,0222	0	16	0,00	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,99	1,55	2,62	7,42	Vérifie
V91	329	-42,053	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,99	1,55	4,53	7,14	Vérifie
V92	332	-37,698	6	14	14,78	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,20	5,99	Vérifie

Annexe C. Tableau de Calcul

V93	335	-30,967	8	12	19,70	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	4,52	7,16	Vérifie
V94	338	-21,86152	10	10	24,63	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,05	4,56	Vérifie
V95	341	-10,37	12	8	29,55	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,09	4,48	Vérifie
V96	344	3,496	14	4	34,48	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,14	2,92	Vérifie
V97	347	19,743	16	0	39,40	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,94	1,78	Vérifie
V98	350	38,368	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,00	4,43	Vérifie
V99	353	59,372	28	0	68,95	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	5.64	4.53	Vérifie
AXE VSP6	357	93,39823	34	0	83,73	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	5.66	6.95	Vérifie
VSP	361	59,51	34	0	83,73	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	7.48	4.66	Vérifie
V100	364	38,61	28	0	68,95	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	9,97	3,83	Vérifie
V101	367	20,087	22	4	54,18	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	8,41	5,00	Vérifie
V102	370	3,943	16	8	39,40	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	5,78	7,99	Vérifie
V103	373	-9,822	14	10	34,48	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,79	6,27	Vérifie
V104	376	-21,21	12	12	29,55	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,73	6,37	Vérifie
V105	379	-30,218	10	14	24,63	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,42	6,89	Vérifie
V106	382	-36,848	8	16	19,70	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,87	7,83	Vérifie
V107	385	-41,098	6	16	14,78	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,31	7,29	Vérifie
V108	388	-42,969	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,51	7,18	Vérifie
V clavage	390	-42,893	0	16	0,00	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	2,50	7,62	Vérifie

Annexe C. Tableau de Calcul

V109	393	-40,8	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,28	7,56	Vérifie
V110	396	-36,327	6	14	14,78	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,06	6,24	Vérifie
V111	399	-29,475	8	12	19,70	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,59	5,33	Vérifie
V112	402	-20,244	10	10	24,63	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	4,85	6,60	Vérifie
V113	405	-8,637	12	8	29,55	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,91	4,79	Vérifie
V114	408	5,35	14	4	34,48	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,95	3,25	Vérifie
V115	411	21,718	16	0	39,40	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,73	2,13	Vérifie
V116	414	40,461	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,78	4,80	Vérifie
V117	417	61,584	28	0	68,95	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	5.49	4.68	Vérifie
AXE VSP 7	421	95,73449	34	0	83,73	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	5.56	7.09	Vérifie
VSP	425	61,644	34	0	83,73	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	7.37	4.8	Vérifie
V118	428	40,559	28	4	68,95	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	9,27	7,98	Vérifie
V119	431	21,854	22	8	54,18	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,73	9,12	Vérifie
V120	434	5,529	16	10	39,40	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,19	8,78	Vérifie
V121	437	-8,415	14	12	34,48	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	5,16	10,52	Vérifie
V122	440	-19,989	12	14	29,55	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,36	8,49	Vérifie
V123	443	-29,166	10	16	24,63	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,07	8,98	Vérifie
V124	446	-35,971	8	16	19,70	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,78	7,99	Vérifie
V125	449	-40,397	6	16	14,78	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,24	7,42	Vérifie

Annexe C. Tableau de Calcul

V126	452	-42,443	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,45	7,27	Vérifie
V clavage	454	-42,484	0	16	0,00	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	2,46	7,70	Vérifie
V127	457	-40,565	4	14	9,85	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,50	5,70	Vérifie
V128	460	-36,26699	6	12	14,78	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,30	4,34	Vérifie
V129	463	-29,59	8	10	19,70	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,85	3,41	Vérifie
V130	466	-20,534	10	8	24,63	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,15	2,89	Vérifie
V131	469	-9,1	12	4	29,55	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	6,04	1,60	Vérifie
V132	472	4,713	14	0	34,48	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,51	-0,68	Vérifie
V133	475	20,904	16	0	39,40	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,82	1,98	Vérifie
V134	478	39,475	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,88	4,63	Vérifie
V135	481	60,42451	28	0	68,95	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	5.56	4.62	Vérifie
AXE VSP 8	485	94,37777	34	0	83,73	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	5.61	7.13	Vérifie
VSP	489	60,7407	34	0	83,73	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	7.42	4.74	Vérifie
V136	492	40,02868	28	0	68,95	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	9,82	4,08	Vérifie
V137	495	21,695	22	4	54,18	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	8,24	5,28	Vérifie
V138	498	5,74	16	8	39,40	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,41	6,91	Vérifie
V139	501	-7,835	14	10	34,48	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,58	6,62	Vérifie
V140	504	-19,032	12	12	29,55	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	5,27	8,85	Vérifie
V141	507	-27,85	10	14	24,63	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,18	7,31	Vérifie

Annexe C. Tableau de Calcul

V142	510	-34,29	8	16	19,70	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,60	8,29	Vérifie
V143	513	-39,834	6	16	14,78	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,18	7,52	Vérifie
V144	516	-40,034	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,20	7,70	Vérifie
V clavage	518	-39,834	0	16	0,00	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	2,18	8,17	Vérifie
V155	521	-37,552	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	3,94	8,14	Vérifie
V156	524	-32,891	6	14	14,78	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,70	6,85	Vérifie
V157	527	-25,852	8	12	19,70	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,22	5,97	Vérifie
V158	530	-16,434	10	10	24,63	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,48	5,53	Vérifie
V159	533	-4,6377	12	8	29,55	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,50	5,50	Vérifie
V160	536	9,537	14	4	34,48	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	5,10	4,69	Vérifie
V161	539	26,091	16	0	39,40	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,28	2,90	Vérifie
V162	542	45,024	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,30	5,61	Vérifie
V163	545	66,336	28	0	68,95	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	5.23	5	Vérifie
AXE VSP 9	549	100,77281	34	0	83,73	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	5.26	7.42	Vérifie
VSP	553	65,3	34	0	83,73	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	7.17	5.04	Vérifie
V164	556	43,211	28	0	68,95	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	9,49	4,65	Vérifie
V165	559	23,501	22	4	54,18	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	8,05	5,60	Vérifie
V166	562	6,17	16	8	39,40	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,37	6,98	Vérifie
V167	565	-8,781	14	10	34,48	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,68	6,45	Vérifie

Annexe C. Tableau de Calcul

V168	568	-21,355	12	12	29,55	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,75	6,34	Vérifie
V169	571	-31,55	10	14	24,63	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	5,12	9,10	Vérifie
V170	574	-39,3367	8	16	19,70	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,13	7,39	Vérifie
V171	577	-44,805	6	16	14,78	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,70	6,64	Vérifie
V172	580	-47,864	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,02	6,31	Vérifie
V clavage	582	-48,581	0	16	0,00	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	3,09	6,61	Vérifie
V173	585	-47,676	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,00	6,34	Vérifie
V174	588	-44,392	6	14	14,78	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,90	4,80	Vérifie
V175	591	-38,729	8	12	19,70	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,56	3,69	Vérifie
V176	594	-30,688	10	10	24,63	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,97	3,00	Vérifie
V177	597	-20,267	12	8	29,55	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,13	2,73	Vérifie
V178	600	-7,468	14	4	34,48	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,29	0,97	Vérifie
V179	603	7,708	16	0	39,40	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	7,20	-0,36	Vérifie
V180	606	25,265	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	8,36	2,11	Vérifie
V181	609	45,2	28	0	68,95	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	6.36	3.58	Vérifie
Axe VSP 10	613	77,801	34	0	83,73	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	6.5	5.88	Vérifie
VSP	617	50,032	34	0	83,73	0,00	20.85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	7.99	4.03	Vérifie
V182	620	33,721	28	0	68,95	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	10,48	2,96	Vérifie
V183	623	19,79	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	8,93	1,14	Vérifie

Annexe C. Tableau de Calcul

V184	626	8,236	16	0	39,40	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,14	-0,27	Vérifie
V185	629	-0,93761	14	2	34,48	4,93	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,85	0,23	Vérifie
V186	632	-7,733	12	4	29,55	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,31	1,14	Vérifie
V187	635	-12,15	10	6	24,63	14,78	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,53	2,48	Vérifie
V188	638	-14,189	8	8	19,70	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	3,67	5,63	Vérifie
V189	641	-13,848	6	8	14,78	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	3,46	4,51	Vérifie
V190	644	-11,129	4	6	9,85	14,78	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	2,42	3,31	Vérifie
V clavage	646	-7,995	0	4	0,00	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	0,34	2,39	Vérifie
VCC	650	0,003304	0	2	0,00	4,93	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	0,25	1,90	Vérifie

Annexe C. 14 Vérification des contraintes en charge

Desg	**X (m)**	**M1 (MN.m)**	**n câbles fléau**	**n câbles Cont**	**P F**	**P C**	**s (m2)**	**i (m4)**	**v (m)**	**v' (m)**	**ef (m)**	**ec (m)**	**σ_{Sup} (MPa)**	**σ_{Inf}(MPa)**	**Commentaire**
VSC	0	0,03349	0	2	0,00	4,93	8,96	9,58	1,20	1,50	0,876	1,55	-0,41	1,75	Vérifie
V clavage	4	-8,33822	0	4	0,00	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	0,38	2,33	Vérifie
V1	6	-11,64848	4	6	9,85	14,78	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	2,47	3,21	Vérifie
V2	9	-14,604	6	8	14,78	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	3,54	4,38	Vérifie
V3	12	-15,148	8	8	19,70	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,59	4,07	Vérifie
V4	15	-13,282	10	6	24,63	14,78	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,64	2,28	Vérifie
V5	18	-9,004	12	4	29,55	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,45	0,92	Vérifie
V6	21	-2,315	14	2	34,48	4,93	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,99	0,02	Vérifie
V7	24	6,784	16	0	39,40	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,29	0,52	Vérifie

Annexe C. Tableau de Calcul

V8	27	18,296	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	9,09	0,87	Vérifie
V9	30	32,219	28	0	68,95	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	**10,64**	2,69	Vérifie
VSP	33	48,551	34	0	83,73	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,95	6,78	0,56	Vérifie
Axe VSP1	37	60,516	34	0	83,73	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	5,82	1,76	Vérifie
VSP	41	43,419	28	0	68,95	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	5,31	0,81	Vérifie
V10	44	23,235	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	8,57	1,75	Vérifie
V11	47	5,468	16	4	39,40	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,93	3,05	Vérifie
V12	50	-9,895	14	8	34,48	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,04	4,35	Vérifie
V13	53	-22,844	12	10	29,55	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,15	4,17	Vérifie
V14	56	-33,381	10	12	24,63	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,00	4,42	Vérifie
V15	59	-41,504	8	14	19,70	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,60	5,10	Vérifie
V16	62	-47,219	6	16	14,78	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,95	6,21	Vérifie
V17	65	-50,52	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,30	5,84	Vérifie
V clavage	67	-51,141	0	16	0,00	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	1,72	8,96	Vérifie
V18	70	-50,663	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,31	5,81	Vérifie
V19	73	-47,533	6	16	14,78	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,98	6,15	Vérifie
V20	76	-41,987	8	14	19,70	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,65	5,02	Vérifie
V21	79	-34,036	10	12	24,63	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,07	4,31	Vérifie
V22	82	-23,665	12	10	29,55	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,23	4,03	Vérifie
V23	85	-10,88	14	8	34,48	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,15	4,18	Vérifie
V24	88	4,23	16	4	39,40	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,06	2,83	Vérifie
V25	91	21,897	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	8,71	1,51	Vérifie
V26	94	41,908	28	0	68,95	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	9,63	4,41	Vérifie
VSP	97	64,33	34	0	83,73	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	5,51	2,15	Vérifie
Axe VSP2	101	100,296	34	0	83,73	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,95	2,61	5,77	Vérifie
VSP	105	65,4	28	0	68,95	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	3,54	3,02	Vérifie

Annexe C. Tableau de Calcul

V27	108	43,78	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,43	5,39	Vérifie
V28	111	24,517	16	4	39,40	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,95	6,43	Vérifie
V30	114	7,771	14	8	34,48	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,20	7,48	Vérifie
V31	117	-6,616	12	10	29,55	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,45	7,05	Vérifie
V32	120	-18,594	10	12	24,63	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,46	7,05	Vérifie
V33	123	-28,16	8	14	19,70	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,21	7,47	Vérifie
V34	126	-35,316	6	16	14,78	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,71	8,32	Vérifie
V35	129	-40,058	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,20	7,69	Vérifie
V36	132	-42,388	0	16	0,00	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	2,45	7,71	Vérifie
V clavage	134	-42,603	0	16	0,00	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	0,82	**10,47**	Vérifie
V38	137	-40,914	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,29	7,54	Vérifie
V39	140	-36,813	6	14	14,78	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,11	6,15	Vérifie
V40	143	-30,296	8	12	19,70	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,68	5,19	Vérifie
V41	146	-21,1375	10	10	24,63	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,97	4,69	Vérifie
V42	149	-10,039	12	8	29,55	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,06	4,54	Vérifie
V43	152	3,707	14	4	34,48	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,12	2,95	Vérifie
V44	155	19,866	16	0	39,40	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,93	1,80	Vérifie
V45	158	38,439	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,99	4,45	Vérifie
V46	161	59,416	28	0	68,95	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	4,02	2,42	Vérifie
axe VSP 3	165	93,46	34	0	83,73	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	3,16	5,08	Vérifie
VSP	169	59,105	34	0	83,73	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,95	5,93	1,62	Vérifie
V47	172	37,892	28	0	68,95	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	10,04	3,70	Vérifie
V48	175	19,089	22	4	54,18	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	8,51	4,82	Vérifie
V49	178	2,696	16	8	39,40	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,73	6,37	Vérifie
V50	181	-11,285	14	10	34,48	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,94	6,01	Vérifie
V51	184	-22,855	12	12	29,55	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,90	6,07	Vérifie

Annexe C. Tableau de Calcul

V52	187	-32,016	10	14	24,63	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,61	6,57	Vérifie
V53	190	-38,762	8	16	19,70	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,07	7,49	Vérifie
V54	193	-43,098	6	16	14,78	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,52	6,94	Vérifie
V55	196	-45,022	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,72	6,81	Vérifie
V clavage	198	-44,962	0	16	0,00	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	2,72	7,26	Vérifie
V56	201	-42,868	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	2,85	9,99	Vérifie
V57	204	-38,356	6	14	14,78	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,27	5,88	Vérifie
V58	207	-31,439	8	12	19,70	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,80	4,98	Vérifie
V59	210	-22,107	10	10	24,63	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,07	4,52	Vérifie
V60	213	-10,364	12	8	29,55	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,09	4,48	Vérifie
V61	216	3,796	14	4	34,48	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,11	2,97	Vérifie
V62	219	20,362	16	0	39,40	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,87	1,89	Vérifie
V63	222	39,334	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,89	4,60	Vérifie
V64	225	60,721	28	0	68,95	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	3,91	2,55	Vérifie
Axe VSP 4	229	95,309	34	0	83,73	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	3,02	5,27	Vérifie
VSP	233	60,0817	34	0	83,73	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	5,85	1,72	Vérifie
V65	236	39,501	28	0	68,95	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	9,88	3,99	Vérifie
V66	239	20,595	22	4	54,18	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	8,36	5,09	Vérifie
V67	242	4,1	16	8	39,40	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,58	6,62	Vérifie
V68	245	-9,986	14	10	34,48	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,81	6,24	Vérifie
V69	248	-21,657	12	12	29,55	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,78	6,29	Vérifie
V69	251	-30,919	10	14	24,63	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,50	6,76	Vérifie
V70	254	-37,77	8	16	19,70	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,97	7,67	Vérifie
V71	257	-42,208	6	16	14,78	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,43	7,10	Vérifie
V72	260	-44,236	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,64	6,95	Vérifie

Annexe C. Tableau de Calcul

V clavage	262	-44,247	0	16	0,00	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	2,64	7,38	Vérifie
V73	265	-42,245	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,43	7,31	Vérifie
V74	268	-37,845	6	14	14,78	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	3,78	8,41	Vérifie
V75	271	-31,031	8	12	19,70	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,76	5,06	Vérifie
V76	274	-21,802	10	10	24,63	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,04	4,57	Vérifie
V77	277	-10,162	12	8	29,55	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,07	4,52	Vérifie
V78	280	3,889	14	4	34,48	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,10	2,99	Vérifie
V79	283	20,352	16	0	39,40	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,88	1,88	Vérifie
V80	286	39,226	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,91	4,59	Vérifie
V81	289	60,5111	28	0	68,95	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	3,93	2,53	Vérifie
AXE VSP 5	293	94,96	34	0	83,73	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	3,04	5,23	Vérifie
VSP	297	60,444	34	0	83,73	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	5,82	1,76	Vérifie
V82	300	39,109	28	0	68,95	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	9,92	3,92	Vérifie
V83	303	20,184	22	4	54,18	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	7,99	5,71	Vérifie
V84	306	3,67	16	8	39,40	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,63	6,54	Vérifie
V85	309	-10,434	14	10	34,48	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,85	6,16	Vérifie
V86	312	-22,125	12	12	29,55	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,83	6,20	Vérifie
V87	315	-31,407	10	14	24,63	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,55	6,68	Vérifie
V88	318	-38,275	8	16	19,70	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,02	7,58	Vérifie
V89	321	-42,733	6	16	14,78	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,48	7,00	Vérifie
V90	324	-44.778	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,99	1,55	4.67	7.93	Vérifie
V clavage	326	-44,801	0	16	0,00	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,99	1,55	2,70	7,28	Vérifie
V91	329	-42,827	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,99	1,55	4,61	7,00	Vérifie
V92	332	-38,441	6	14	14,78	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,28	5,86	Vérifie
V93	335	-31,638	8	12	19,70	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	4,59	7,05	Vérifie

Annexe C. Tableau de Calcul

V94	338	-22,432	10	10	24,63	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,11	4,46	Vérifie
V95	341	-10,81	12	8	29,55	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,14	4,40	Vérifie
V96	344	3,228	14	4	34,48	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,17	2,87	Vérifie
V97	347	19,667	16	0	39,40	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,95	1,76	Vérifie
V98	350	38,522	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,98	4,46	Vérifie
V99	353	59,788	28	0	68,95	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	3,99	2,45	Vérifie
AXE VSP6	357	94,214	34	0	83,73	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	3,10	5,16	Vérifie
VSP	361	60,0009	34	0	83,73	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	5,86	1,71	Vérifie
V100	364	38,908	28	0	68,95	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	9,94	3,88	Vérifie
V101	367	20,218	22	4	54,18	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	8,40	5,02	Vérifie
V102	370	3,938	16	8	39,40	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	5,78	7,99	Vérifie
V103	373	-9,93	14	10	34,48	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,80	6,25	Vérifie
V104	376	-21,388	12	12	29,55	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,75	6,33	Vérifie
V105	379	-30,435	10	14	24,63	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,45	6,85	Vérifie
V106	382	-37,7	8	16	19,70	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,96	7,68	Vérifie
V107	385	-41,293	6	16	14,78	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,33	7,26	Vérifie
V108	388	-43,106	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,52	7,15	Vérifie
V clavage	390	-42,972	0	16	0,00	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	2,51	7,61	Vérifie
V109	393	-40,766	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,28	7,57	Vérifie
V110	396	-36,148	6	14	14,78	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,04	6,27	Vérifie
V111	399	-29,119	8	12	19,70	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,56	5,39	Vérifie
V112	402	-19,679	10	10	24,63	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	4,79	6,70	Vérifie
V113	405	-7,827	12	8	29,55	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,83	4,93	Vérifie
V114	408	6,434	14	4	34,48	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,83	3,44	Vérifie
V115	411	23,108	16	0	39,40	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,59	2,37	Vérifie

Annexe C. Tableau de Calcul

V116	414	42,193	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,60	5,11	Vérifie
V117	417	63,688	28	0	68,95	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	3,68	2,85	Vérifie
AXE VSP 7	421	98,384	34	0	83,73	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	2,77	5,58	Vérifie
VSP	425	63,472	34	0	83,73	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	5,58	2,06	Vérifie
V118	428	41,808	28	4	68,95	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	9,14	8,20	Vérifie
V119	431	22,557	22	8	54,18	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,66	9,24	Vérifie
V120	434	5,718	16	10	39,40	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,17	8,81	Vérifie
V121	437	-8,708	14	12	34,48	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	5,19	10,47	Vérifie
V122	440	-20,723	12	14	29,55	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,43	8,36	Vérifie
V123	443	-30,325	10	16	24,63	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,19	8,77	Vérifie
V124	446	-37,515	8	16	19,70	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,94	7,71	Vérifie
V125	449	-42,293	6	16	14,78	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,44	7,08	Vérifie
V126	452	-44,658	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,68	6,88	Vérifie
V clavage	454	-44,895	0	16	0,00	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	2,71	7,27	Vérifie
V127	457	-43,241	4	14	9,85	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,78	5,22	Vérifie
V128	460	-39,176	6	12	14,78	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,61	3,83	Vérifie
V129	463	-32,7	8	10	19,70	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,18	2,86	Vérifie
V130	466	-23,812	10	8	24,63	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,50	2,31	Vérifie
V131	469	-12,514	12	4	29,55	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	6,40	0,99	Vérifie
V132	472	1,195	14	0	34,48	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,88	1,30	Vérifie
V133	475	17,315	16	0	39,40	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,19	1,35	Vérifie
V134	478	35,847	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,26	3,99	Vérifie
V135	481	56,79	28	0	68,95	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	4,23	2,15	Vérifie
AXE VSP 8	485	90,785	34	0	83,73	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	3,38	4,81	Vérifie
VSP	489	58,087	34	0	83,73	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	6,01	1,52	Vérifie

Annexe C. Tableau de Calcul

V136	492	38,117	28	0	68,95	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	10,02	3,74	Vérifie
V137	495	20,559	22	4	54,18	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	8,36	5,08	Vérifie
V138	498	5,411	16	8	39,40	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,45	6,85	Vérifie
V139	501	-7,34	14	10	34,48	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	6,53	6,71	Vérifie
V140	504	-17,649	12	12	29,55	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	5,13	9,10	Vérifie
V141	507	-25,564	10	14	24,63	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,94	7,71	Vérifie
V142	510	-31,067	8	16	19,70	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,27	8,86	Vérifie
V143	513	-34,159	6	16	14,78	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,59	8,52	Vérifie
V144	516	-34,84	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	3,66	8,62	Vérifie
V clavage	518	-33,955	0	16	0,00	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	1,57	9,21	Vérifie
V155	521	-30,617	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	3,22	9,37	Vérifie
V156	524	-24,869	6	14	14,78	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	3,87	8,27	Vérifie
V157	527	-16,709	8	12	19,70	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,26	7,60	Vérifie
V158	530	-6,138	10	10	24,63	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,40	7,35	Vérifie
V159	533	6,843	12	8	29,55	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,30	7,54	Vérifie
V160	536	22,235	14	4	34,48	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	3,77	6,94	Vérifie
V161	539	40,039	16	0	39,40	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	3,82	5,38	Vérifie
V162	542	60,255	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,71	8,32	Vérifie
V163	545	82,881	28	0	68,95	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	2,13	4,78	Vérifie
AXE VSP 9	549	119,121	34	0	83,73	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	1,10	7,66	Vérifie
VSP	553	73,937	34	0	83,73	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	4,74	3,11	Vérifie
V164	556	45,441	28	0	68,95	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	9,26	5,04	Vérifie
V165	559	20,074	22	4	54,18	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	8,41	5,00	Vérifie
V166	562	-2,163	16	8	39,40	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,24	5,51	Vérifie
V167	565	-21,271	14	10	34,48	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,98	4,24	Vérifie

Annexe C. Tableau de Calcul

V168	568	-37,25	12	12	29,55	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	8,41	3,52	Vérifie
V169	571	-50,1	10	14	24,63	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	7,06	5,81	Vérifie
V170	574	-59,821	8	16	19,70	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	8,27	3,76	Vérifie
V171	577	-66,412	6	16	14,78	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,95	2,80	Vérifie
V172	580	-69,874	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,32	2,40	Vérifie
V clavage	582	-71,443	0	16	0,00	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,48	2,56	Vérifie
V173	585	-68,69	4	16	9,85	39,40	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,19	2,61	Vérifie
V174	588	-63,807	6	14	14,78	34,48	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,93	1,36	Vérifie
V175	591	-55,795	8	12	19,70	29,55	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	8,34	0,66	Vérifie
V176	594	-44,653	10	10	24,63	24,63	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	8,43	0,52	Vérifie
V177	597	-30,382	12	8	29,55	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	8,18	0,93	Vérifie
V178	600	-12,982	14	4	34,48	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,86	0,01	Vérifie
V179	603	7,546	16	0	39,40	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	7,21	0,39	Vérifie
V180	606	31,205	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,74	3,16	Vérifie
V181	609	57,993	28	0	68,95	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	4,13	2,27	Vérifie
Axe VSP 10	613	100,899	34	0	83,73	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	2,57	5,83	Vérifie
VSP	617	70,365	34	0	83,73	0,00	20,85	14,90	1,20	1,50	0,99	1,55	5,02	2,75	Vérifie
V182	620	52,018	28	0	68,95	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	8,57	6,21	Vérifie
V183	623	36,082	22	0	54,18	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	7,23	4,03	Vérifie
V184	626	22,558	16	0	39,40	0,00	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,65	2,28	Vérifie
V185	629	11,445	14	2	34,48	4,93	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,56	2,42	Vérifie
V186	632	2,742	12	4	29,55	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	5,22	3,00	Vérifie
V187	635	-3,548	10	6	24,63	14,78	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	4,63	4,00	Vérifie
V188	638	-7,428	8	8	19,70	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,95	2,96	6,83	Vérifie
V189	641	-8,897	6	8	14,78	19,70	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	2,94	5,39	Vérifie

Annexe C. Tableau de Calcul

V190	644	-7,955	4	6	9,85	14,78	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	2,09	3,87	Vérifie
V clavage	646	-5,988	0	4	0,00	9,85	8,96	9,58	1,00	1,70	0,876	1,55	0,13	2,75	Vérifie
VCC	650	0,03349	0	2	0.00	4.93	8.96	9.58	1	1.7	0.876	1.55	-0.25	1.91	Vérifie

	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	M (KN.m)
ELS	G	33128,92	106,1	4778,74	0	4778,74
	G + 1,2 (A(l)+St) + 0,6HT + Hflv	35417,188	231,98	10448,38	0	10448,38
	G + 1,2 (Bc+St) + 0,6HT + Hflv	35641,012	153,344	6906,61	0	6906,61
	G + 1,2 Mc 120 + 0,6HT + Hflv	35410,324	134,3	6048,87	0	6048,87
	G + 1,2 D240 + 0,6HT + Hflv	35523,064	134,3	6048,87	0	6048,87
ELU	1,35G	44724,042	143,235	6451,3	0	6451,3
	1,35G + 1,6(A(l)+St) + 0,9 HT + Hflv	47775,066	278,64	12549,95	0	12549,95
	1,35G+1,6(Bc+St)+ 0,9 HT + Hflv	48073,498	173,792	7827,59	0	7827,59
	1,35G+1,35Mc120+ 0,9 HT + Hflv	47290,6215	148,4	6683,94	0	6683,94
	1,35G+1,35D240+ 0,9 HT + Hflv	47417,454	148,4	6683,94	0	6683,94

Annexe C. 15 Evaluation d'efforts sismique agissants sur la pile 06-

Désignation	Efforts verticaux N(KN)	Efforts longitudinaux HL(KN)	Efforts transversaux HT(KN)	Levier <H> (m)	Levier <V> (m)	MFV/o (KN.m)	MFHL/o (KN.m)	MFHT/o (KN.m)
PILE	836,06	2786,88	2786,88	0	22,32	0	62203,16	62203,16
Séisme Tablier	1253,826	2575,356	2857,89	0	45,04	0	115994,03	128719,37

Annexe C. 16 Résultante d'efforts sismique agissants sur la pile 06-

Sollicitations	N(KN)	HL(KN)	HT(KN)	MFV/o (KN.m)	MFHL/o (KN.m)	MFHT/o (KN.m)
force de la pile	836,06	2786,88	2786,88	0	62203,16	62203,16
séisme de tablier	1253,826	2575,356	2857,89	0	115994,03	128719,37
la résultante des forces	1507,01	3794,62	3991,77	0	131620,09	142961,22

Annexe C. 17 Evaluations d'effort statique selon ELA-

	N(KN)	HL(KN)	MFV/o (KN.m)	MFHL/o (KN.m)	M (KN.m)
G+0.2(A(l)+St) + 0,4HT + Hflv	33510,298	141,18	0	6358,75	6358,75
G + 0,2 (Bc+St) + 0,4HT + Hflv	33547,602	128,074	0	5768,45	5768,45

G + 0,2 Mc 120 + 0,4HT + Hflv	19574,754	124,9	0	5625,5	5625,5
G + 0,2 D240 + 0,4HT + Hflv	19593,544	124,9	0	5625,5	5625,5

Annexe C. 18 Les efforts sismiques selon les trois directions

	EL	ET	EV	E1	E2	E3
HL(KN)	3794,62	0	0	3794,62	1138,386	1138,386
HT(KN)	0	3991,77	0	1197,531	3991,77	1197,531
MFHL/o (KN.m)	131620,09	0	0	131620,09	39486,027	39486,027
MFHT/o(KN.m)	0	142961,22	0	42888,366	142961,22	42888,366
N(KN)	0	0	1507,01	452,103	452,103	1507,01

Annexe C. 19 Les combinaisons d'action à l'ELA

	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	COMB 5	COMB 6
HL(KN)	3935,8	1279,566	1279,566	-3669,72	-1013,486	-1013,486
HT(KN)	1197,531	3991,77	1197,531	-1197,531	-3991,77	-1197,531
MFHL/o (KN.m)	177268,43	57631,65	57631,65	-165284,19	-45647,41	-45647,41
MFHT/o(KN.m)	53936,8	179789,32	53936,8	-53936,8	-179789,32	-53936,8
N(KN)	33962,401	33962,401	35017,308	33058,195	33058,195	32003,288

Annexe C. 20 Evaluations des charges agissantes sur la base de la semelle

SOLLICITATIONS	Vertical(KN)	Horizontal(KN)	Moment(kN.m)
Gmax pile	13934,4	-	-
Semelle	10929,6		
Gmax Tablier	19194,52	-	-
A(l) 3 Voies	1715,37	-	-
D240	1995,12	-	-
Bc 3Voies	1901,89	-	-
Bt 2Voies	683,93	-	-
Mc 120	1901,17	-	-
St	191,52	-	-
Freinage Bc 3Vs	-	72,32	3430,8608
Freinage A(l) 3Vs	-	90,62	4299,0128
HT	-	3,75	177,9
Hflv (Ret + flu)	-	8,45	400,868

Annexe C. 21 Evaluation des efforts statiques agissant sur la fondation de la pile (06)

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)
ELS	G	44058,52	106,1	5033,38
	G + 1,2 (A(l)+St) + 0,6HT + Hflv	46346,788	231,98	11005,13
	G + 1,2 (Bc+St) + 0,6HT + Hflv	46570,612	153,34	7274,45
	G + 1,2 Mc 120 + 0,6HT + Hflv	46339,924	134,3	6371,19
	G + 1,2 D240 + 0,6HT + Hflv	46452,664	134,3	6371,19
ELU	1,35G	59479	143,24	6795,31
	1,35G + 1,6(A(l)+St) + 0,9 HT + Hflv	62530,03	278,64	13218,68
	1,35G+1,6(Bc+St)+ 0,9 HT + Hflv	62828,46	173,79	8244,6
	1,35G+1,35Mc120+ 0,9 HT + Hflv	62045,58	148,4	7040,1
	1,35G+1,35D240+ 0,9 HT + Hflv	62172,41	148,4	7040,1

Annexe C. 22 évaluation les forces dynamique agissant sur la pile (06)

Sollicitations	N(KN)	HL(KN)	HT(KN)	MFV/o (KN.m)	MFHL/o (KN.m)	MFHT/o (KN.m)	M (KN.m)
force de la pile	1491,84	4972,81	4972,81	0	71514,7896	71514,7896	143029,5792
séisme de tablier	1253,826	2575,356	2857,89	0	122174,889	135578,3016	257753,1902
la résultante des forces	1948,76	5600,12	5735,54	0	141566,48	153283,53	294778,17

Annexe C. 23 évaluation des efforts sismique selon les trois directions

	EL	ET	EV	E1	E2	E3
HL(KN)	5600,12	0	0	5600,12	1680,036	1680,036
HT(KN)	0	5735,54	0	1720,662	5735,54	1720,662
MFHL/o (KN.m)	265781,7	0	0	265781,7	79734,51	79734,51
MFHT/o(KN.m)	0	272094,02	0	81628,206	272094,02	81628,206
N(KN)		0	1948,76	584,628	584,628	1948,76

Annexe C. 24 Evaluation des efforts statiques agissant sur la fondation suivant les coefficients des combinaisons sismiques.

	N(KN)	HL(KN)	MFV/o (KN.m)	MFHL/o (KN.m)	M (KN.m)
G+0.2(A(l)+St) + 0,4HT + Hflv	44439,9	141,18	0	6697,58	6697,58
G + 0,2 (Bc+St) + 0,4HT + Hflv	44477,2	128,07	0	6075,83	6075,83
G + 0,2 Mc 120 + 0,4HT + Hflv	30504,35	124,9	0	5925,26	5925,26
G + 0,2 D240 + 0,4HT + Hflv	30523,14	124,9	0	5925,26	5925,26

Annexe C. 25 Evaluation des efforts statiques agissant sur la fondation suivant les coefficients des combinaisons sismiques.

	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	COMB 5	COMB 6
HL(KN)	5741,3	1821,22	1821,22	-5475,22	-1555,14	-1555,14
HT(KN)	1720,66	5735,54	1720,66	-1720,66	-5735,54	-1720,66
MFHL/o (KN.m)	179891,55	56559,92	36585,52	-167907,31	-2623,12	-2623,12
MFHT/o(KN.m)	56559,92	182412,44	56559,92	-56559,92	-182412,44	-56559,92
N(KN)	45061,83	45061,83	46425,96	43855,27	43855,27	42491,14
Hmax	5993,6	6017,74	2505,5	5739,23	5942,63	2319,29
Mmax	188573,57	190979,9	67361,15	177177,56	182431,3	56620,71

Annexe C. 26 réaction des pieux de la pile selon ELA-ELU-ELS

Combinaisons	N(KN)	M(kn.m)	R1 (KN)	R2 (KN)	R3 (KN)	R4 (KN)
COMB 1	45061,83	188573,57	6744,98	4125,9	1506,83	-1112,25
COMB 2	45061,83	190979,9	6795,11	4142,61	1490,12	-1162,38
COMB 3	46425,96	67361,15	4304,98	3369,41	2433,84	1498,27
COMB 4	43855,27	177177,56	6432,15	3971,35	1510,55	-950,24
COMB 5	43855,27	182431,3	6541,61	4007,84	1474,07	-1059,7
COMB 6	42491,14	56620,71	3835,29	3048,9	2262,5	1476,1

Combinaisons	N (KN)	M(kn.m)	R1 (KN)	R2 (KN)	R3 (KN)	R4 (KN)
1,35G + 1,6(A(l)+St) + 0,9 HT + Hflv	62530,03	13218,68	4183,52	3999,92	3816,33	3632,74
1,35G+1,6(Bc+St)+ 0,9 HT + Hflv	62828,46	8244,6	4098,54	3984,03	3869,52	3755,02
1,35G+1,35Mc120+ 0,9 HT + Hflv	62045,58	7040,1	4024,52	3926,74	3828,96	3731,18
1,35G+1,35D240+ 0,9 HT + Hflv	62172,41	7040,1	4032,44	3934,67	3836,89	3739,11

Combinaisons	N(KN)	M(kn.m)	R1 (KN)	R2 (KN)	R3 (KN)	R4 (KN)
G + 1,2 (A(l)+St) + 0,6HT + Hflv	46346,79	11005,13	3125,95	2973,1	2820,25	2667,4
G + 1,2 (Bc+St) + 0,6HT + Hflv	46570,61	7274,45	3062,21	2961,18	2860,15	2759,11
G + 1,2 Mc 120 + 0,6HT + Hflv	46339,92	6371,19	3028,98	2940,49	2852	2763,51
G + 1,2 D240 + 0,6HT + Hflv	46452,66	6371,19	3036,02	2947,54	2859,05	2770,56

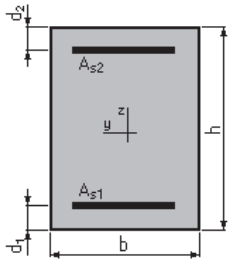
Hourdi inferieur nappe inferieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	124,78	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	93,87	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 17,1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3,6 (cm2)		
théorique	ρ = 0,68 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,14 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 124,78 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,38	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 4,7	(cm)
Bras de levier:	Z = 23,1	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 2,30	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS M_{max} **= 93,87 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 9,0 (cm)
Bras de levier: Z = 22,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

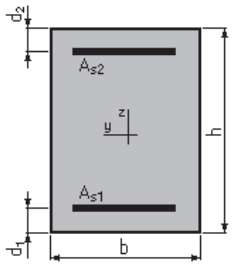
Hourdi inferieur nappe supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	171,56	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	128,29	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 23,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 3,6 (cm2)
théorique ρ = 0,95 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 171,56 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 6,5 (cm)
Bras de levier: Z = 22,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 9,93 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 128,29 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 10,3 (cm)
Bras de levier: Z = 21,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 11,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

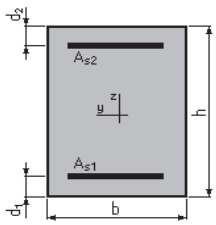
Ame (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	594,71	566,32
2.	ELS	440,53	419,5

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 37,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,6 (cm2)
théorique ρ = 1,08 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 594,71 (kN) M = 566,32 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 14,1 (cm)
Bras de levier: Z = 29,4 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 5,21 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 440,53 (kN) M = 419,5 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 16,91
Position de l'axe neutre: y = 98,1 (cm)
Bras de levier: Z = 16,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 16,9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)