

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



Université Mohammed Seddik Ben Yahia -Jijel
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et Hydraulique



Mémoire de Fin d'Etude

Pour l'Obtention du Diplôme De Master Académique
En Travaux Publics
Option : Voies et Ouvrages d'Art

Thème

*Conception et étude d'un viaduc construit par
encorbellement successif PK15.7 de la
pénétrante Djen Djen-El Eulma (W de Jijel)*

Encadré par :

LAUCHE Mohamed

Présenté par

BOUDJATAT Soufiane

BOUDRAOUN Sami

Promotion : 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

En premier lieu nous exprimons toute notre gratitude et sincère dévouement à notre DIEU tout puissant qui nous a donné de la volonté et de la force pour élaborer ce travail.

*Nous tenons à remercier monsieur « **LAOUCHE Mohamed** » qui est permis de réaliser ce travail sous sa direction.*

Nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation ainsi tous ceux qui de près ou de loin ont participé à la réalisation de ce travail.

*Nos vifs remerciements vont aux membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail
ET aussi nous remercions tous nos amis pour leur patience.*

Dédicaces

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie
du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie
en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute
notre existence.*

Je dédie ce modeste travail :

*A Ma mère, sans elle, je n'aurais pas abouti à ce stade
d'étude, que Dieu puisse m'aider à l'honorer, la servir et
la combler*

*A mon cher père qui reste en paix « inchaa Allah » je ne
t'oublierai jamais*

*A mes frères et sœurs, tout la famille « Boudjatat »
A Tous mes amis.*

Un remercie spécial pour les gens qui m'aide.

A tous les étudiants du master génie civil.

Soufiane

Dédicace

Je dédie cet humble acte

Pour quelqu'un qui me donne la vie, l'espoir et l'amour pour ces gens

Qui m'a encouragé tout au long de mes études:

Chers maman et papa,

Que Dieu les protège et les sauve pour moi.

À mes frères, ma sœur et mon grand-père.

A mon oncle Ammar, que Dieu ait pitié de lui.

À Muhammad, mon cousin

À toute ma famille.

tous mes amis;

A tous mes collègues

Génie civil et hydraulique.

A toutes les personnes qui m'ont aidé de près

Ou de loin pour réaliser ce travail.

Sami BOUDRAOUN

Résumé :

Ce mémoire consiste à faire la conception et l'étude d'un viaduc construit par encorbellement successif qui fait partie de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djen-djen avec l'autoroute Est-Ouest au niveau de EL EULMA, Il est situé au point kilométrique PK15+700 et de 392 m de longueur.

Au début une conception et dimensionnement détaillé de l'ouvrage ont été faites, puis l'évaluation des charges et surcharges agissants sur cet ouvrage. Une modélisation numérique réalisée par le logiciel Autodesk **Robot** Structural Analysis Professional (V.14), nous a permis de déterminer les sollicitations les plus défavorables. Ensuite, l'étude de la précontrainte, l'étude de la section transversale, les équipements du pont et enfin le dimensionnement et le ferrailage des éléments de l'infrastructure.

Les mots clés : viaduc, encorbellement successif, Robot

ملخص:

تهتم هذه المذكرة بتصميم ودراسة جسر تم بناؤه بواسطة ناتئ متتالي وهو جزء من الطريق السريع الذي يربط ميناء جن جن مع الطريق السريع شرق-غرب على مستوى العلما، ويقع عند النقطة الكيلومترية PK15.7 وبطول 392 م.

في البداية، تم إنجاز تصميم تفصيلي وتحديد أبعاد الجسر، ثم تقييم الأحمال التي تعمل على هذا الجسر. النمذجة العددية التي تمت بواسطة برنامج Autodesk Robot Structural Analysis Professional (V.14) مكنتنا من تحديد الضغوط غير الموازية. ثم دراسة الإجهاد المسبق، دراسة المقطع العرضي، ومعدات الجسر وأخيراً تحديد أبعاد عناصر البنية التحتية وتسليحها.

الكلمات المفتاحية: جسر، ناتئ متتالي، Robot.

Abstract:

This thesis consists in the design and study of a viaduct built by successive cantilever which is part of the penetrating motorway connecting the port of Djen-djen with the East-West motorway at EL EULMA, It is located at kilometer point PK15 + 700 and 392 m in length.

At the beginning a detailed design and sizing of the structure were made, then the evaluation of the loads and overloads acting on this structure. Numerical modeling carried out by Autodesk Robot Structural Analysis Professional software (V.14) enabled us to determine the most unfavorable stresses. Then, the study of the prestressing, the study of the cross section, the bridge equipment and finally the sizing and reinforcement of the elements of the infrastructure.

Keywords: viaduct; successive cantilever; Robot.

Sommaire

Résumé	i
Sommaire.....	iii
Liste des figures.....	xi
Liste des tableaux	xiv

Introduction générale

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction	2
I.2. Présentation de l'ouvrage	2
I.3. Données fonctionnelles et naturelles.....	3
I.3.1. Données fonctionnelles	3
I.3.2. Données naturelles	5

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

II.1. Introduction.....	11
II.2. Béton	11
II.2.1. Résistance à la compression.....	11
II.2.2. Résistance à la traction.....	11
II.2.3. Contrainte admissible de compression du béton.....	12
II.2.4. Module de déformation longitudinale.....	13
II.2.5. Module de déformation transversale.....	13
II.3. Les aciers	14
II.3.1. Aciers de béton armé	14
II.3.2. Acier de béton précontraint	16

Chapitre III : Conception du tablier

III.1. Introduction	20
III.2. choix de type d'ouvrage	20
III.3. Conception du tablier.....	20
III.3.1. Variante N ⁰¹ : pont mixte.....	20

III.3.2. Variante N ⁰ 2 : Pont à poutres en béton précontrainte	23
III.3.3. Variante N ⁰ 3 : Pont construit par encorbellements successifs	27
III.4. Comparaison des résultats et la variante retenue	32
III.5. Calcul du poids propre.....	33
III.6. Les caractéristiques géométrique des voussoirs	34

Chapitre IV : charges et surcharges

IV.1. Introduction	36
IV.2. Charges permanentes.....	36
IV.2.1. Les charges permanentes CP :.....	36
IV.2.2. Charges complémentaires permanentes (CCP)	36
IV.3. les surcharges routières	39
IV.3.1. Système de charge A	40
IV.3.2. Système B.....	42
IV.3.3. Système militaire M _C 120.....	47
IV.3.4. Convoi D240	48
IV.3.5. charge du vent	49
IV.3.6. Température.....	49
IV.3.7. Forces de freinage	49
IV.3.8. Le séisme	51
IV.4. Combinaisons de charges	51

Chapitre V : étude de fléau isostatique

V.1. Introduction.....	53
V.2. Efforts dus à l'exécution du fléau	54
V.3. les phases d'exécution	55
V.4. étude du fléau isostatique.....	57
V.4.1. effets dues au poids propre	58
V.4.2. Surcharges du chantier.....	59
V.5. Les combinaisons d'actions en construction	65
V.5.1. Pour la vérification de la stabilité de fléau	65
V.5.2. Pour calculer les câbles de fléau	67

V.6. Etude de la précontrainte de fléau	68
V.6.1. Calcul de l'effort de précontrainte.....	68
V.6.2. Détermination du nombre de câbles	69
V.6.3. Répartition des câbles dans chaque voussoir	70
V.7. Trace des câbles de fléau	71
V.7.1. Etude du tracé des câbles en élévation	71
V.7.2. Etude du tracé en plan.....	74
V.8. Calcul des pertes de précontrainte des câbles de fléau	76
V.8.1. Perte de tensions instantanées.....	76
V.8.2. Pertes de tension différées	81
V.9. Vérification des contraintes	85
<i>Chapitre VI : étude de la précontrainte de continuité</i>	
VI.1. Notion historique de la précontrainte	87
VI.2. Généralité	87
VI.3. Étude des efforts.....	87
VI.4. Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée	89
VI.5. Trace des câbles de continuité.....	96
VI.5.1. Etude du tracé des câbles en élévation	96
VI.5.2. Etude du tracé en plan	99
VI.6. Calcul des pertes de précontrainte.....	101
VI.7. Vérification de la précontrainte.....	102
VI.8.1. Détermination de l'effort tranchant dû à l'effort de précontrainte.....	107
VI.8.2. Vérification de l'effort tranchant.....	108
<i>Chapitre VII : Etude de la diffusion de la précontrainte</i>	
VII.1. Explication du phénomène :.....	111
VII.2. Câbles inclinés et courbe non parallèle à la fibre moyenne	113
VII.2.1. Equilibre générale	113
VII.2.2. La longueur de régularisation :	115
VII.3. Justifications réglementaires.....	116
VII.3.1. Zone de la première régulation :	116

VII.3.2. Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure :	118
VII.4. Application numérique : (câble de fléau).....	119
VII.5. Etude de ferrailage des bossages :	122
VII.5.1. Ferrailage des bossages :.....	123

Chapitre VIII : Etude de la section transversale

VIII.1. Introduction.....	126
VIII.2. Modélisation	126
VIII.3. Définition des charges	126
VIII.3. 1.Charge permanentes.....	126
VIII.3. 2. Les surcharges	127
VIII.4. Détermination des efforts	128
VIII.4.1. Voussoir sur pile (VSP).....	129
VIII.4.2.Voussoir sur culée (VSC).....	129
VIII.5. Ferrailage des voussoirs.....	130
VIII.5.1. Section sur pile (VSP)	131
VIII.5.2. Section sur culée (VSC).....	132
VIII.6.Conclusion	133

Chapitre IX : Stabilité de fléau

IX.1. Introduction	134
IX.2. Les différents procédés de stabilisation des fléaux.....	134
IX.3. Aménagement de tête de pile	136
IX.4. Justification et dimensionnement des organes à ancrer.....	136
IX.4.1. Calcul du nombre de câbles.....	136
IX.4.2. Calcul de la surface des cales	141
IX.3. Conclusion.....	145

Chapitre X : Equipements du pont

X.1.Introduction.....	146
X.2.joint de chaussée.....	146
X.2.1.Calcul du souffle des joints.....	147
X.2.1 Choix de type de joint.....	149
X.3. Appareil d'appui	150

X.3.1. Les appareils d'appui en élastomère fretté	150
X.3.2. Dimensions des appareilles d'appui	151
X.3.4. Dimensionnement des frettes.....	156
X.4. Dés d'appui.....	156
X.4.1. Fonctionnement des dés d'appui	156
X.4.2. Dimensionnement des dés d'appuis.....	157
X.4.3. Ferrailage de dé d'appui	157
X.5. Le revêtement du tablier	159
X.5.1 _Couche d'étanchéité.....	159
X.5.2. Couche de roulement	159
X.6. Dispositifs retenue	159
X.6.1. Les glissières.....	159
X.6.2. Le garde-corps	159
X.7. Corniches	160
X.8. Evacuation des eaux	161
<i>Chapitre XI : Etude de la pile</i>	
XI.1. Introduction	162
XI.2. Choix du type de pile.....	162
XI.3. Etude et ferrailage de la pile.....	164
XI.3.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile	164
XI.3.2. Combinaisons des charges.....	164
XI.3.3. Application numérique	165
XI.3.4. Le ferrailage de la pile.....	170
XI.4. Les fondations	173
XI.4.1. Choix du type de fondation	173
XI.4.2. Nombre de files de pieux.....	174
XI.4.3. La semelle.....	174
XI.4.4. Le ferrailage de la semelle	177
XI.4.5. Ferrailage des pieux sous pile	181

Chapitre XII : Etude de la culée

XII.1. Introduction.....	182
XII.2. Fonctions des culées.....	182
XII.3. Choix de la morphologie.....	182
XII.4. Pré dimensionnement des éléments de la culée	183
XII.5. vérification de la stabilité de la culée.....	186
XII.6. Ferrailage des éléments de la culée.....	193
XII.6.1. Mur garde grève	193
XII.6.2. La dalle de transition.....	198
XII.6.3. Mur en retour	204
XII.6.4. Mur frontal	208
XII.6.5. la semelle sous culée	214
XII.6.6. Ferrailage des pieux sous culée.....	222

Conclusion générale

Conclusion générale	223
---------------------------	-----

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1. position de l'ouvrage.....	02
Figure I.2. Vue en plan.....	03
Figure I.3. Profile en long.....	04
Figure I.4. Profil en travers.....	04
Figure.I.5. Morphologie caractéristique du secteur du viaduc.....	06
Figure I.6. Carte de zonage sismique du territoire national.....	09

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

Figure.II.1. diagramme déformation contrainte	12
Figure II.2. Diagramme déformation contraintes à l'ELS.....	13
Figure II.3. Diagramme contrainte déformation des aciers	14
Figure II.4. Diagramme contrainte-déformation des aciers passifs à palier.....	15
Figure II.5. Diagramme contrainte-déformation des aciers écrouis.....	16
Figure.II.6 : diagramme contrainte-déformation des aciers actifs	19

Chapitre III : Conception du tablier

Figure III.1. Implantation des appuis (variante 1).....	21
Figure III.2. Coupe transversale des poutres.....	22
Figure III.3. Coupe transversale du tablier (variante 1).....	23
Figure III.4. Implantation des appuis (variante 2).....	24
Figure.III.5. Section transversale (variante 2).....	26
Figure III.6. Implantation des appuis (variante 3).....	27
Figure III.7. Schéma type de la section transversale des voussoirs.....	27
Figure .III.8. coupe transversale du voussoir sur culée.....	31
Figure .III.9. coupe transversale du voussoir V01.....	31
Figure .III.10. coupe transversale du voussoir courant.....	31
Figure .III.11. coupe transversale du voussoir sur pile.....	32
Figure.III.12. coupe longitudinale du pont.....	35

Chapitre IV : Charges et surcharges

Figure IV.1. <i>Détail de la corniche</i>	37
Figure IV.2. <i>Détail de la glissière de sécurité</i>	38
Figure IV.3. <i>La dalle préfabriquée</i>	38
Figure IV.4. <i>Détail des réseaux (d'assainissement+ télécommunication)</i>	38
Figure IV.5. <i>Les différents longueurs des cas de charge</i>	40
Figure.IV.6. <i>Caractéristiques du système Bc</i>	43
Figure.IV.7. <i>Caractéristiques du système Bt</i>	44
Figure.IV.8. <i>Caractéristiques du système Br</i>	46
Figure.IV.9. <i>Caractéristiques du système Mc120</i>	47
Figure IV.10. <i>Caractéristiques du système D240</i>	48

Chapitre V : Etude de fléau isostatique

Figure V.1. <i>Pont construit par encorbellement en voussoirs préfabriqués posés par poutre de lancement</i>	53
Figure.V.2. <i>schéma d'un fléau</i>	54
Figure.V.3. <i>schéma statique du demi-fléau</i>	54
Figure.V.4. <i>exécution des piles</i>	55
Figure.V.5. <i>réalisation de fléau sur P1</i>	55
Figure.V.6. <i>la disposition des voussoirs à compléter la travée C1-P1</i>	55
Figure.V.7. <i>exécution des clavages entre C1-P1</i>	56
Figure.V.8. <i>réalisation de fléau sur Pn</i>	56
Figure.V.9. <i>disposition des voussoirs à compléter la travée P6-C2</i>	56
Figure.V.10. <i>exécution des clavages entre P6-C2</i>	57
Figure.V.11. <i>Situation de déséquilibre temporaire en construction</i>	57
Figure.V.12. <i>Situation accidentelle de déséquilibre</i>	57
Figure.V.13. <i>schéma statique du poids propre du demi-fléau</i>	58
Figure.V.14. <i>schéma statique de la surcharge du chantier répartie</i>	59
Figure.V.15. <i>schéma statique de la charge de chantier concentrée</i>	61
Figure.V.16. <i>schéma statique de la charge de vent</i>	62
Figure.V.17. <i>schéma statique de la charge de lanceur</i>	63
Figure.V.18. <i>disposition transversale des câbles de fléau</i>	70
Figure.V.19. <i>disposition longitudinal des câbles de fléau</i>	71
Figure.V.20. <i>tracé d'un câble en élévation</i>	72

Figure V.21. <i>Tracé en long des câbles d'élévation</i>	73
Figure.V.22. <i>tracé d'un câble en plan</i>	74
Figure.V.23. <i>Déviations en plan des câbles de la précontrainte</i>	75
Figure.V.24. <i>Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet de recul à l'ancrage</i>	78
Figure.V.25. <i>Diagramme des contraintes</i>	86

Chapitre VI : Etude de la précontrainte de continuité

Figure.VI.1. <i>modèle numérique du tablier par logiciel ROBOT</i>	88
Figure.VI.2. <i>diagramme du moment dans le cas de la 2^{ème} travée chargée</i>	88
Figure.VI.3. <i>diagramme du moment dans le cas de la 1^{ère} travée chargée</i>	89
Figure VI.4. <i>Disposition des câbles de continuités pour la travée intermédiaire</i>	92
Figure VI.5. <i>Disposition des câbles de continuités pour la travée de rive</i>	95
Figure.VI.6. <i>disposition longitudinal des câbles de continuités</i>	96
Figure.VI.7. <i>tracé des câbles en élévation (travée intermédiaire)</i>	98
Figure.VI.8. <i>tracé des câbles en élévation (travée de rive)</i>	98
Figure.VI.9. <i>tracé en plan des câbles (travée intermédiaire)</i>	100
Figure.VI.10. <i>tracé en plan des câbles (travée de rive)</i>	100
Figure.VI.11. <i>Réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles</i>	107
Figure.VI.12. <i>efforts tranchant dans le cas de la 2^{ème} travée chargée</i>	109
Figure.VI.13. <i>efforts tranchant dans le cas de la 1^{ère} travée chargée</i>	110

Chapitre VII : Etude de la diffusion de la précontrainte

Figure.VII.1. <i>Zone du béton sous l'action d'un effort concentré excentré</i>	111
Figure.VII.2. <i>Zone du béton tendu sous l'action d'un effort concentré centré</i>	112
Figure.VII.3. <i>Équilibre avec câbles inclinés multiples</i>	113
Figure.VII.4. <i>cas d'équilibre</i>	114
Figure.VII.5. <i>Sollicitation d'état d'équilibre de la diffusion</i>	114
Figure.VII.6. <i>Schéma représentation de la longueur de régularisation</i>	115
Figure.VII.7. <i>Effort sur chaque section</i>	121
Figure.VII.8. <i>exemple de ferrailage d'un bossage</i>	122
Figure.VII.9. <i>bossage d'ancrage</i>	122
Figure.VII.10. <i>effort sur le bossage</i>	123
Figure.VII.11. <i>Disposition de ferrailage</i>	123
Figure.VII.12. <i>Ferrailage du bossage</i>	125

Chapitre VIII : Etude de la section transversale

Figure.VIII.1. Modélisation de la section transversale	126
Figure.VIII.2. Model de calcul du voussoir.....	128
Figure.VIII.3. Schéma de ferrailage du voussoir sur pile	132
Figure.VIII.4. Schéma de ferrailage du voussoir sur culée	133

Chapitre IX : Stabilité de fléau

Figure .IX.1. clouage de stabilité par précontrainte.....	135
Figure.IX.2. Effort dans les câbles et réactions d'appui.....	137
Figure.IX.3. desposition des câbles de clouage.....	138
Figure.IX.4. Basculement du fléau avec surtension des câbles.....	139
Figure.IX.5. Dimensions en plan d'une cale et de son bossage.....	142

Chapitre X : Equipement du pont

Figure .X.1. Rotation d'extrémité sous chargement.....	148
Figure. X.2. joint de chaussée Wd230.....	149
Figure.X.3. Appareil d'appui en élastomère fretté.....	151
Figure.X.4. Déformations subir par un appareil d'appuis.....	151
Figure.X.5. Dimensions de dés d'appuis.....	156
Figure. X.6. Dimensions de dés d'appuis.....	157
Figure.X.7. Ferrailage de dé d'appui.....	158
Figure.X.8. les dispositifs de retenues	160
Figure.X.9. la corniche	160
Figure.X.10. Système d'assainissement de la superstructure.....	161

Chapitre XI : Etude de la pile

Figure.XI.1. Elévation de la pile dans le sens transversal du pont	163
Figure.XI.2. Coupe transversale à la tête et en base de la pile.....	163
Figure.XI.3. Abaque de Walther	170
Figure.XI.4. Schéma du ferrailage de la pile	172
Figure.XI.5. Disposition des pieux.....	175
Figure.XI.6. Schéma de ferrailage de la semelle	180
Figure.XI.7. Schéma de Ferrailage des pieux	181

Chapitre XII : Etude de la culée

Figure.XII.1. coupe longitudinale de la culé	183
Figure.XII.2. Détail de la culée.....	186
Figure.XII.3. les centre de gravités des éléments de la culée	189
Figure.XII.4. Poussée de la charge locale située en arrière du mur	194
Figure.XII.5. Schéma de ferrailage du mur garde grève.....	197
Figure.XII.6. Schéma de ferrailage de la dalle de transition.....	203
Figure.XII.7. schéma de ferrailage du mur de retour.....	207
Figure XII.8. Schéma de ferrailage du mur frontal.....	214
Figure.XII.9. Détail de la semelle.....	218
Figure.XII.10. Ferrailage de la semelle.....	221
Figure.XII.11. Schéma de Ferrailage des pieux.....	222

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau.I.1. Formations géologiques présentes dans le site du viaduc.....	05
Tableau.I.2. Sondage.....	07
Tableau.I.3. Piézomètres installés le long du viaduc V-15.7 et lectures du niveau d'eau.....	09
Tableau.I.4. Coefficient d'accélération de zone A (RPOA 2008, §3.1.2).....	10

Chapitre III : Conception du tablier

Tableau.III.1. Les dimensions des voussoirs.....	33
Tableau.III.2. Calcul des poids des voussoirs.....	33
Tableau.III.3. Caractéristiques géométriques des voussoirs.....	34

Chapitre IV : Charges et surcharges

Tableau IV.1. Caractéristique des voussoirs.....	36
Tableau IV.2. Les classes des ponts.....	39
Tableau IV.3. Valeurs de $a1$	40
Tableau.IV.4. valeur de $v0$	41
Tableau IV.5. Evaluation des surcharges du système $A(l)$	42
Tableau IV.6. Valeurs de bc	43
Tableau IV.7. Valeurs de coefficient de majoration dynamique du système Bc	44
Tableau IV.8. Valeurs de bt	45
Tableau IV.9. Valeurs de coefficient de majoration dynamique du système Bt	45
Tableau IV.10. Valeurs de coefficient de majoration dynamique du système Br	46
Tableau IV.11. Valeurs de coefficient de majoration dynamique du système $Mc120$	48
Tableau IV.12. Valeurs de l'effet de freinage.....	50
Tableau IV.13. Valeurs des coefficients de majoration des combinaisons.....	51
Tableau IV.14. Les combinaisons de charge.....	52

Chapitre V : Etude de fléau isostatique

Tableau.V.1. effets sous le poids propre.....	59
Tableau.V.2. effets sous surcharge Q_{pra1}	60
Tableau.V.3. effets sous surcharge Q_{pra2}	61
Tableau.V.4. effets sous surcharge du vent.....	62

Tableau.V.5. <i>effets sous surcharge de la poutre de lancement</i>	63
Tableau.V.6. <i>effets sous surcharge de la chute</i>	64
Tableau.V.7. <i>Les valeurs de M et V pour les combinaisons A et B</i>	66
Tableau.V.8. <i>Les valeurs de M et V pour le calcul des câbles de fléau</i>	67
Tableau.V.9. <i>caractéristiques du voussoir sur pile</i>	69
Tableau.V.10. <i>Répartition des câbles dans le fléau</i>	70
Tableau.V.11. <i>Équations des câbles en élévation</i>	73
Tableau V.12. <i>Tableau des paramètres de tracé en plan des câbles</i>	75
Tableau.V.13. <i>les équations de courbures de tracé en plan des câbles</i>	75
Tableau. V.14. <i>Valeurs de f et φ</i>	77
Tableau. V.15. <i>Pertes dues aux frottements</i>	77
Tableau. V.16. <i>Pertes dues au recul à l'ancrage</i>	79
Tableau. V.17. <i>Pertes dues au raccourcissement du béton</i>	80
Tableau. V.18. <i>Pertes de tension par fluage</i>	82
Tableau V.19. <i>Pertes dues à la relaxation des aciers</i>	84
Tableau.V.20. <i>Vérification des contraintes en phase de construction</i>	86
Chapitre VI : Etude de la précontrainte de continuité	
Tableau VI.1. <i>Moment dans chaque voussoir de la travée intermédiaire</i>	89
Tableau.VI.2. <i>caractéristiques du voussoir de clavage</i>	90
Tableau. VI.3. <i>Nombre de Câbles de continuité dans chaque voussoir (travée inter)</i>	91
Tableau.VI.4 : <i>Nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée intermédiaire)</i>	92
Tableau VI.5. <i>Moment dans chaque voussoir de la travée de rive</i>	93
Tableau. VI.6. <i>Nombre de Câbles de continuité dans chaque voussoir (travée de rive).</i>	94
Tableau.VI.7 : <i>Nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée de rive)</i>	95
Tableau.VI.8. <i>Équations des câbles en élévation (travée intermédiaire)</i>	97
Tableau.VI.9. <i>Équations des câbles en élévation (travée de rive)</i>	98
Tableau.VI.10. <i>les équations de courbures de tracé en plan des câbles (travée inetr)</i>	99
Tableau.VI.11. <i>les équations de courbures de tracé en plan des câbles (travée de rive)</i>	100
Tableau.VI.12. <i>Pertes de précontrainte dans la travée centrale</i>	101
Tableau.VI.13. <i>résultat des Pertes de précontrainte dans la travée centrale</i>	101
Tableau.VI.14. <i>Pertes de précontrainte dans la travée de rive</i>	101
Tableau.VI.15. <i>résultat des Pertes de précontrainte dans la travée de rive</i>	101
Tableau.VI.16. <i>vérification de la précontrainte à vide de la travée intermédiaire</i>	103

Tableau.VI.17. vérification de la précontrainte en charge de la travée intermédiaire	104
Tableau.VI.18. vérification de la précontrainte à vide de la travée de rive.....	105
Tableau.VI.19. vérification de la précontrainte en charge de la travée de rive.....	106
Tableau VI.20. Contrainte de cisaillement dans la travée intermédiaire.....	109
Tableau VI.21. Contrainte de cisaillement dans la travée de rive.....	110
Chapitre VII : Etude de la diffusion de la précontrainte	
Tableau.VII.1. Caractéristique géométrique des voussoirs courants.....	115
Tableau.VII.2. Efforts agissants sur chaque câble.....	121
Chapitre VIII : Etude de la section transversale	
Tableau.VIII.1. Les valeurs des moments fléchissant (en t.m) pour la section sur pile.....	129
Tableau.VIII.2. Les valeurs des moments fléchissant (en t.m) pour la section sur culée ...	129
Tableau VIII.3. Résultat du calcul des armatures pour la section sur pile (VSP).....	131
Tableau VIII.4. Résultat du calcul des armatures pour la section sur culée (VSC).....	132
Chapitre IX : Stabilité de fléau	
Tableau.IX.1. Valeur de F_{clim}	142
Chapitre X : Equipements du pont	
Tableau.X.1. gamme des joints CIPEC.....	149
Chapitre XI : Etude de la pile	
Tableau.XI.1. La hauteur de chaque pile	165
Tableau.XI.2. Charge permanente pour chaque pile.....	165
Tableau.XI.3. Les sollicitations influent sur chaque pile	170
Tableau.XI.4. Sollicitation selon la combinaison A(l).....	172
Tableau.XI.5. Sollicitation selon la combinaison Bc.....	175
Tableau.XI.6. Sollicitations selon les combinaisons A(l) et Bc.....	180
Tableau.XI.7. Effort normal qui revient à chaque pieu R_{max}, R_{min}	181
Chapitre XII : étude de la culée	
Tableau.XII.1. Récapitulation des coefficients des Catre cas.....	188
Tableau.XII.2. les sollicitations appliquées sur la culée vide et avec remblai.....	190
Tableau.XII.3. les sollicitations sur la culée due au remblai et surcharges.....	191
Tableau.XII.4. les sollicitations due au poids propre et surcharges.....	191
Tableau.XII.5. vérification de la stabilité (étape 1).....	192
Tableau.XII.6. vérification de la stabilité (étape 2).....	192
Tableau.XII.7. vérification de la stabilité (étape 3).....	193

Tableau.XII.8. <i>vérification de la stabilité (étape 4)</i>	193
Tableau.XII.9. <i>les sollicitations appliquées sur le mur</i>	205
Tableau.XII.10. <i>les sollicitations appliquées sur le mur</i>	209
Tableau XII.11. <i>Sollicitation dû aux poussé des remblais</i>	209
Tableau.XII.12. <i>les sollicitations due au poids propre et surcharges</i>	210
Tableau XII.13. <i>Sollicitation due aux farinages, température, fluage et retrait</i>	210
Tableau.XII.14. <i>Efforts appliqués au mur frontal</i>	211
Tableau.XII.15. <i>Efforts appliqués au mur frontal à CN</i>	211
Tableau.XII.16. <i>Efforts appliqués au mur frontal à CS</i>	211
Tableau.XII.17. <i>Sollicitation appliqué sur la semelle due aux poids propre</i>	215
Tableau.XII.18. <i>Poussées dues aux terres et la surcharge Q</i>	216
Tableau.XII.19. <i>Efforts dus au tablier et aux surcharges</i>	216
Tableau.XII.20. <i>Sollicitation due aux farinages, température, fluage et retrait</i>	217
Tableau.XII.21. <i>Efforts appliqués sur la semelle</i>	217
Tableau.XII.22. <i>Efforts appliqués à la semelle au CN</i>	217
Tableau.XII.23. <i>Efforts appliqués à la semelle au CS</i>	217
Tableau.XII.24. <i>résultat des combinaisons M, F_v et F_h</i>	218
Tableau.XII.25. <i>Effort normal qui revient à chaque pieu</i>	219

Introduction générale

En quelques décennies, la réalisation des voies de communication a connu une grande évolution à cause de leur rôle important dans le développement des pays. Cet évolution a conduit à l'évolution des ouvrages d'art notamment les ponts, puisque lors de l'étude de ces voies, plusieurs obstacles sont rencontrés soit naturels (cours d'eau, brèche...) ou artificiels (route, voie ferrée, ...), et pour franchir ces obstacles, la réalisation des ponts est nécessaire.

Donc, un pont est tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

La réalisation des ponts a connu un progrès notable, qui est lié au développement dans les matériaux de construction, les techniques d'exécution et les méthodes de calcul...etc.

La conception est la phase la plus difficile dans l'élaboration d'un projet de pont, c'est elle qui permet de fixer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées qui peuvent être naturelles ou fonctionnelles; elle est faite suivant une démarche itérative, tout en intégrant un certain nombre d'exigence de durabilité et de qualité architecturale.

La réalisation de la pénétrante autoroutière reliant le port de *Djendjen à Eleulma* nécessite la réalisation de plusieurs ouvrages d'art (Viaducs et tunnels) avec des nouvelles techniques et méthodes de réalisation ; un de ces ouvrages nous a été proposé comme sujet d'étude dans le cadre de la réalisation du mémoire de Master.

Dans ce contexte, le travail réalisé dans ce mémoire consiste à faire l'étude d'un Ouvrage d'art assurant le franchissement d'Oued Mencha entre PK15+694 et PK16+086. C'est un viaduc de 7 travées hyperstatiques construit par encorbellement successifs.

Le travail est fait en plusieurs étapes en commençant par la présentation du projet et ses données fonctionnelles et naturelles, présentation et comparaison entre les différentes variantes qui peuvent être prises comme solution pour le franchissement. En fin une étude détaillée de la variante retenue qui est un pont réalisé en encorbellement successif.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

Le terme **pont** est communément utilisé pour qualifier une structure reliant deux points séparés par une dépression ou par un obstacle – que ceux-ci soient naturels (cours d'eau, vallée, bras de mer) ou créés par l'homme (route, chemin de fer, canal, rivière).

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage d'art qui constitue l'objet de notre étude est un viaduc localisé entre PK15+694 et PK 16+086 de la pénétrante **Djen Djen – el Eulma**, qui se compose de deux chaussées indépendantes (chaussée Est et chaussée Ouest) d'une largeur totale de 13.25 m chacun, avec trois voies de 3.5m chacune et une BAU de 1.00m de largeur, à sens unique de circulation. Le tablier repose sur des appareils d'appuis, disposés en correspondance sur des piles et des culées reposantes sur fondation sur pieux.



Figure.I.1 : position de l'ouvrage.

I.3. Données fonctionnelles et naturelles

I.3.1. Données fonctionnelles

✓ Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques. La structure géométrique de l'ouvrage est droite de longueur de 392 m.

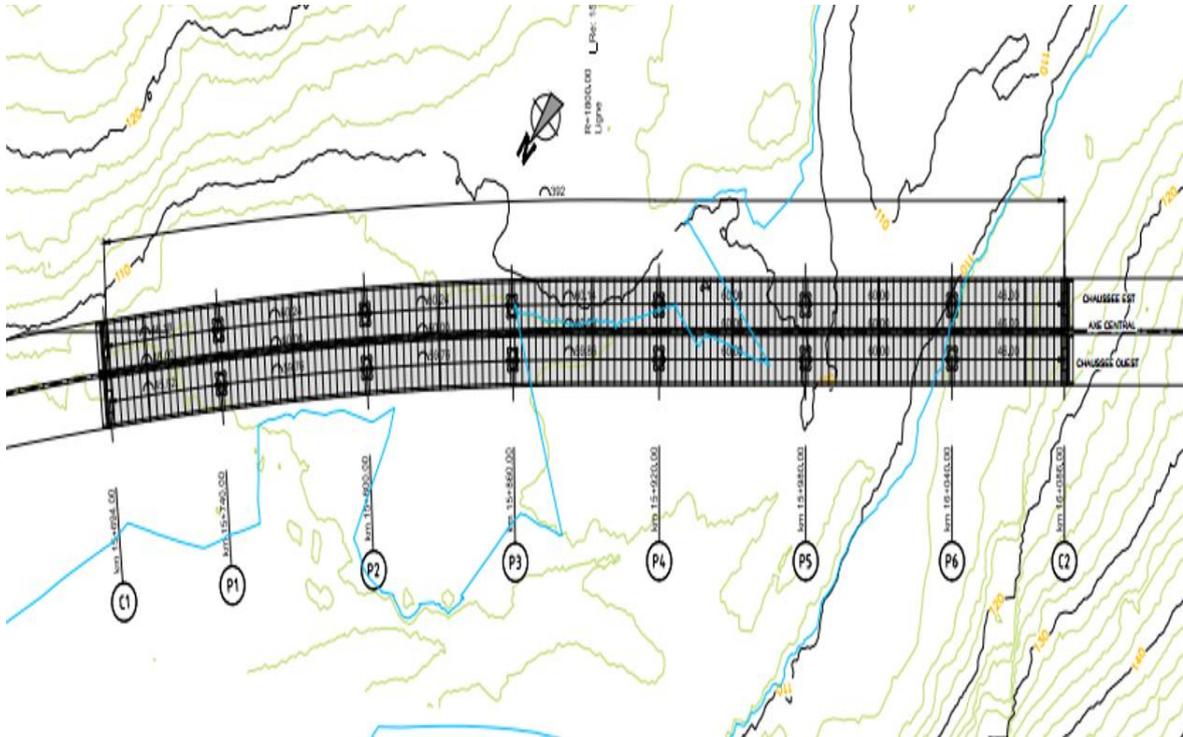


Figure.I.2 : Vue en plan.

✓ Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi et aux contraintes naturelles. Pour notre ouvrage, il présente des différentes pentes pour chaque travée.

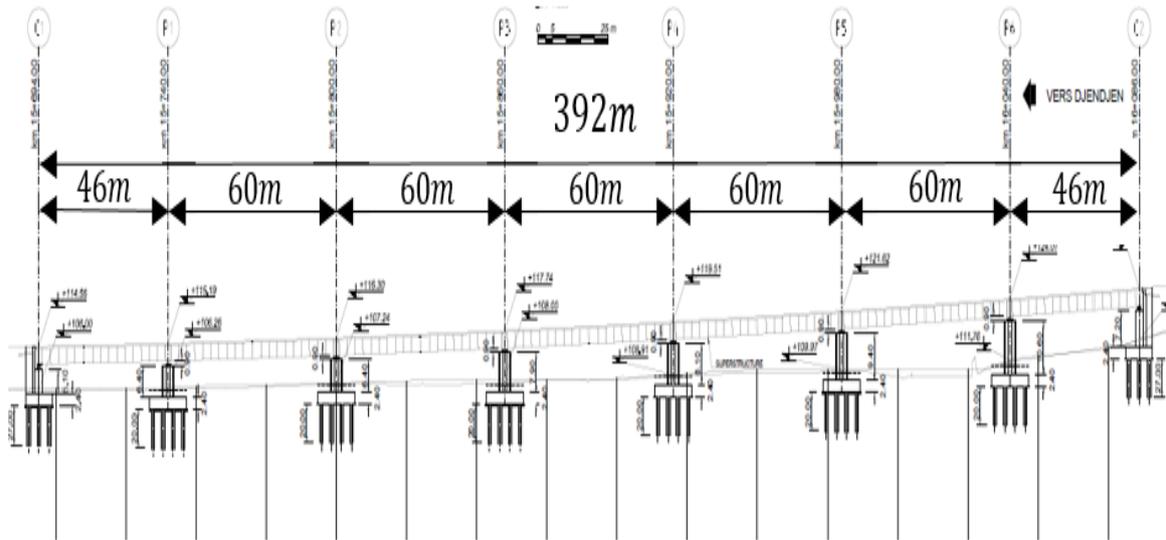


Figure.I.3 : Profile en long.

✓ Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Les composantes du profil en travers d'une chaussée sont :

- Largeur roulable : $L_r = 12\text{ m}$
- Largeur chargeable : $L_c = 11\text{ m}$.
- Nombre de voies de circulations : $N = 3\text{ Voies}$ (sens unique).
- Divers de 2,5%.

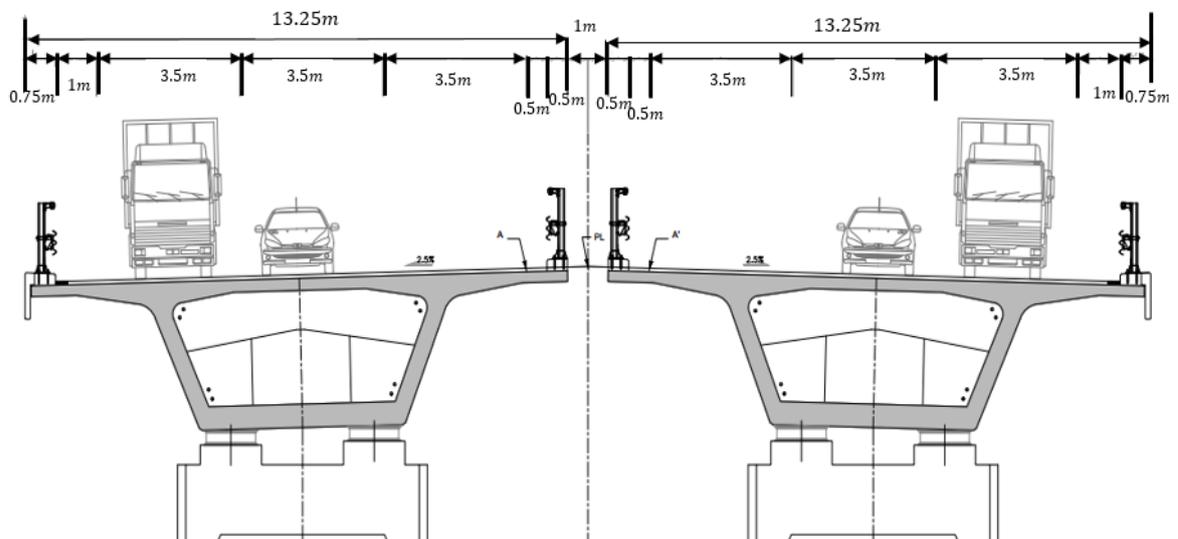


Figure I.3 : Profil en travers.

I.3.2. Données naturelles

✓ Donnée géologiques

Le viaduc V15.7, se développe entre PK15+694 et PK16+086, en surmontant l'Oued Mencha en proximité de la localité Sidi Bou Run.

Du point de vue géologique, ce secteur se caractérise par la présence de dépôts récents du Quaternaire (dépôts alluvionnaires), au-dessus du substrat rocheux du Miocène.

En détail, on retrouve les suivantes formations géologiques :

Dépôts quaternaires	
<p>Alluvions actuelles et récentes de l'Oued Mencha (aa-ar): généralement caractérisés par sédiments fins, argilo-limoneux ou sablo-limoneux, avec niveaux plus grossiers (blocs et galets arrondis enrobés dans une matrice graveleuse et sableuse), très abondants en particulier dans les oueds principaux.</p>	
Substrat rocheux – Miocène	
<p>Miocène marin (m) – se caractérise principalement par de marnes bleues ou grises fossilifères passant en surface aux argiles marneuses verdâtres jaunâtres en raison d'un profil d'altération de nature argileuse bien développé selon les secteurs et qui peut atteindre une épaisseur supérieure au 15m. Intercalations de grès grossiers sableux et graviers, peuvent être rencontrées dans la série sédimentaire marneuse.</p>	

Tableau.I.1 : Formations géologiques présentes dans le site du viaduc.

Dans le site du viaduc, les marnes du Miocène montrent localement un pendage peu incliné vers NNE ; en considérations de leurs caractéristiques géologiques et géotechniques, phénomènes d'érosion accélérée et de glissements peuvent prendre place, surtout au niveau du profil d'altération superficiel.

✓ Géomorphologie du secteur en étude

Le secteur du viaduc en étude se localise dans le bassin El Kabir, qui présente un réseau hydrographique sub-dendritique, avec la rive gauche caractérisée par des cours d'eau bien développés et de grande longueur. Les affluents de la rive droite sont généralement moins étendus et ils montrent une géométrie rectiligne.

Le cours d'eau principal présente une géométrie courbée, avec quelque coude bien prononcé, probablement pour effet de la tectonique qui affecte la chaîne montagneuse.

Le viaduc en objet est situé dans un secteur caractérisé par une morphologie collinaire, avec versants peu à moyennement inclinés aux bords de la vallée de l'Oued Mencha. Dans cette zone la rivière présente un caractère sinueux.



Figure.I.5 : *Morphologie caractéristique du secteur du viaduc.*

Le long de la vallée on retrouve un ordre de terrasses alluviales, identifiés dans la carte géologique comme alluvions récentes (ar), ayant une épaisseur variable entre 8-10m environ.

✓ Donnée Géotechnique

Dans le secteur du viaduc V-15.7 ont été réalisées les reconnaissances suivantes :

- Campagne des reconnaissances géotechniques Project d'exécution, comprenant :
 - ◆ 4 sondages carottés jusqu'à la profondeur maximale de 25m.
 - ◆ 7 sondages carottés et pressiométriques jusqu'à la profondeur maximale de 25m

Les essais pressiométriques ont été associés au même forage carotté.

1) Sondage

Dans le secteur étudié, 4 sondages carottés et pressiométriques ont été réalisés pour l'étude d'exécution (EXE) ; Le tableau suivant synthétise leur localisation, profondeur et les types d'essais exécutés.

Phase	Sondage Code	PK	Hors d'axe [m]	Coordonnées (système local)			Profondeur [m]	Type	Piézomètre [m]	Essais en situ
				X	Y	Z				
EXE	S-OA04-1	15+598	-	52558.87	181419.05	105.33	20	Carotté et pressiométrique	20	20 essais pressiométriques 10 SPT 13 échantillons 1 Lefranc
EXE	S-OA04-2	15+777	1 SE	52445.55	181280.40	106.35	25	Carotté et pressiométrique	25	24 essais pressiométriques 7 SPT 9 échantillons 1 Lefranc
EXE	S-OA04-3	15+918	-	52345.14	181180.43	108.52	25	Carotté et pressiométrique	25	12 essais pressiométriques 7 SPT 8 échantillons 1 Lefranc
EXE	S-OA04-4	16+081	4 SE	52230.62	181064.77	114.73	20	Carotté et pressiométrique	20	10 essais pressiométriques 10 SPT 15 échantillons 1 Lefranc

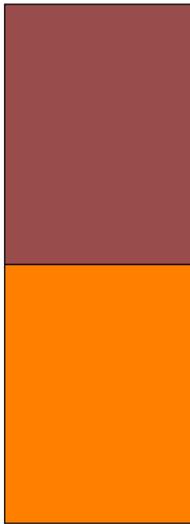
Tableau.I.2 : Sondage.

❖ Résultats des essais :

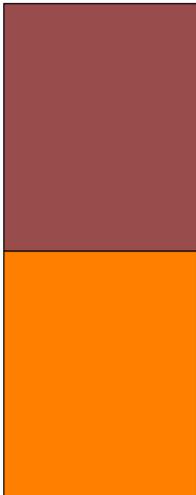
◆ S-OA04-1 Pk 15+600 :



- 0.0-1.0m Argile brunâtre et cailloux.
- 1.0-3.8m Argile brunâtre à peu sableuse avec des traces noirâtre(Charbon) et M.O.
- 3.8-4.2m Galets sableuse ; Argileux.
- 4.2-5.8m Sable fin limoneux à passage argileux beige.
- 5.8-20m Argile schisteuse grise.

◆ S-OA04-2 Pk 15+750 :

- 0.0-10.0m argile graveleuse rougeâtre avec des passages des roches.
- 10.0-20m Argile schisteuse grisâtre.

◆ S-OA04-3 Pk 15+900 :

- 0.0-10.0m Argile graveleuse beige avec passages des grés.
- 10.0-20m Argile schisteuse grisâtre.

◆ S-OA04-4 Pk 16+066 :

- 0.0-7.0m Argile beige graveleuse avec passages de roches.
- 7.0-20m Argile schisteuse grise.

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	II a	II b	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

Tableau.I.4 : Coefficient d'accélération de zone A (RPOA 2008, §3.1.2).

Notre ouvrage est classé dans la zone sismique II a.

Comme indiqué dans la norme RPOA 2008, les sites peuvent être classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent.

- Catégorie S1 : site rocheux
- Catégorie S2 : site ferme
- Catégorie S3 : site meuble
- Catégorie S4 : site très meuble

Chapitre II

Caractéristiques des matériaux

II.1. Introduction

Nos calculs « en béton précontraint ou armé » sont basés sur les règlements B.A.E.L 91 et B.P.E.L 91 qui utilise les états limites ultime concernant le non ruine de l'ouvrage donc sa capacité portante et les états limitent de service pour sa durabilité.

II.2. Béton

Le béton est un mélange des matériaux de constructions ; ciment, eau, et les granulats (sable+ gravier) avec des adjuvants dans des proportions convenables. Il résiste les efforts de compression que les efforts de tractions.

II.2.1. Résistance à la compression

Dans les cas courants le béton est défini par sa résistance à la compression en 28 jours d'âge, D'après le B.A.E.L, la relation qui donne la variation de dans le temps pour un béton âgé de moins de 28 jours est les suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \times j} \times f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 \times j} \times f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ Mpa.}$$

Dans notre projet on a :

- $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$ pour le béton utilisé dans les piles et les fondations.
- $f_{c28} = 40 \text{ Mpa}$ pour le béton utilisé dans les voussoirs du tablier préfabriqués.

II.2.2. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction d'un béton à j jours, notée f_{tj} , est Conventionnellement définie par

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

- $f_{t28} = 2,22 \text{ Mpa}$ pour le béton utilisé dans les piles et les fondations.
- $f_{t28} = 3 \text{ Mpa}$ pour le béton utilisé dans les voussoirs du tablier préfabriqués.
 - Dosage au ciment CPA 325 : **300 à 450 kg/m³**.
 - Masse volumique : $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$.

II.2.3. Contrainte admissible de compression du béton

A. E.L.U.:

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{dans le cas accidentel} \\ 1,5 & \text{dan le cas durable} \end{cases}$$

- θ : Coefficient qui dépend de la durée probable « t » d'application de la combinaison d'action considérée. Il prend les valeurs suivantes.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24h \\ 0,9 & \text{si } 1h \leq t \leq 24h \\ 0,85 & \text{si } t < 1h \end{cases}$$

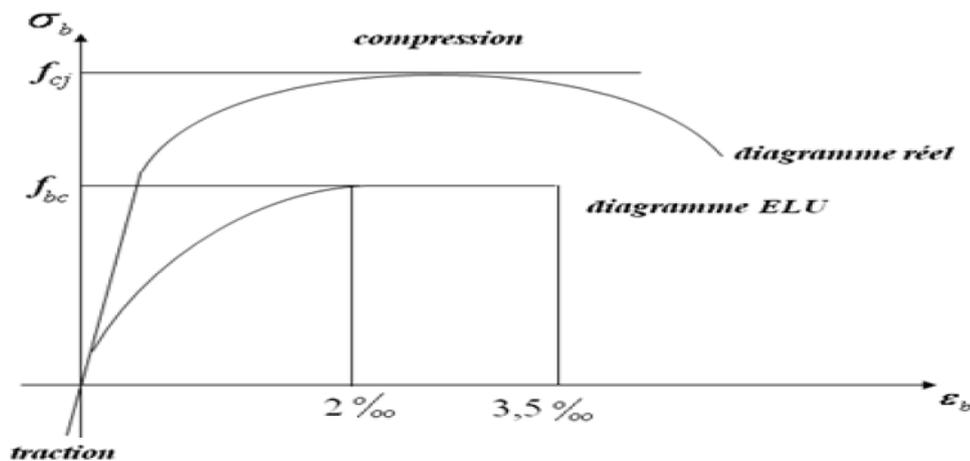


Figure.II.1. diagramme déformation contrainte.

B. E.L.S.:

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quelle la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue

- L'état limite de service vis à vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte admissible de compression du béton est calculée avec l'expression suivante :

$$\bar{\sigma}_b = 0,06f_{c28}$$

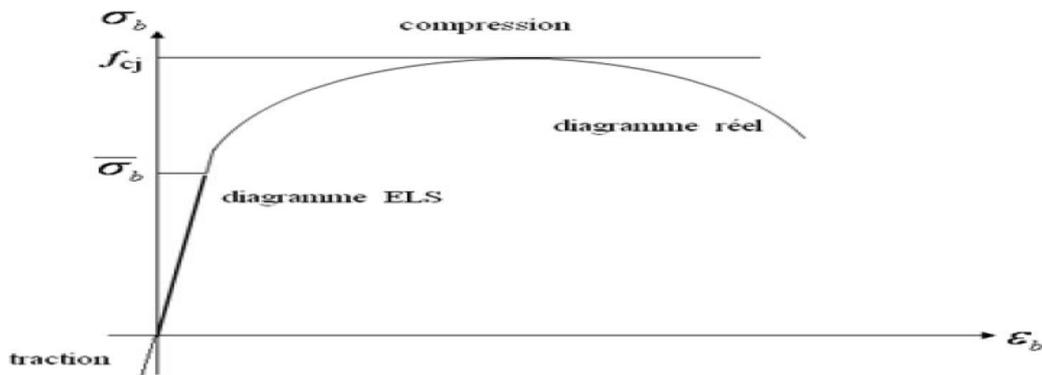


Figure II.2. Diagramme déformation contraintes à l'ELS.

II.2.4. Module de déformation longitudinale

- Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures).

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

- Pour les voussoirs : 37619.47 MPa
- Pour les piles et les fondations : 33000 MPa

- Module de déformation différée (longue durée).

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

- Pour les voussoirs : 12653.8 MPa
- Pour les piles et les fondations : 11100 MPa

II.2.5. Module de déformation transversale

$$G = \frac{E_{ij}}{2(1 + \nu)}$$

Avec :

- ν : coefficient de poisson

$$\nu = \begin{cases} 0,2 & \text{zone non fissurée. (E. L. U)} \\ 0 & \text{zones fissurés} \end{cases}$$

II.3. Les aciers

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

- Les aciers actifs.
- Les aciers passifs.

II.3.1. Aciers de béton armé

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE500 type 1 avec une limite d'élasticité $f_e = 500$ MPa, leur module d'élasticité E_s est égal à 200000 MPa.

a) Limite d'élasticité

Elle est notée f_e . Pour tous les éléments, on emploie un acier courant à haute adhérence de classe FeE50 dont la limite élastique égale à 500 MPa,

▪ Diagramme contrainte déformation

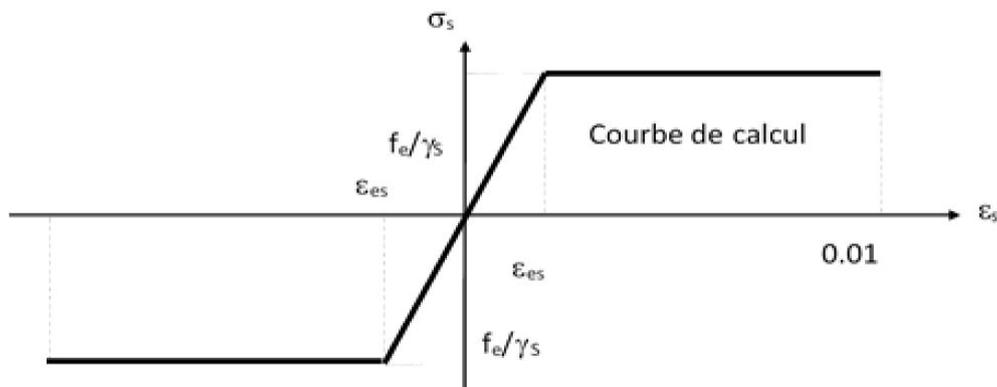


Figure II.3. Diagramme contrainte déformation des aciers.

b) Module d'élasticité longitudinale de l'acier

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

c) Contrainte limite de traction :

➤ E.L.U :

$$\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_e}$$

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U, on introduit un coefficient γ_s tel que :

- En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_e}$.
- En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$.
- En fissuration très préjudiciable $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$.
 - η : Coefficient de fissuration.
 - $\eta = 1$ Pour les treillis soudés et les ronds lisses.
 - $\eta = 1,6$ Pour les armatures hautes adhérence (HA).

❖ Diagramme contrainte-déformation

On distingue deux types :

a) Les aciers de type I

Dits aciers à paliers, correspondent à des aciers naturellement durs et qui représentent la grande majorité des aciers de béton armé utilisés.

Le diagramme contrainte déformation est constituée de deux droites :

- si: $\varepsilon_s < \frac{f_e}{E_s}$ la contrainte vaut $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$
- si: $\varepsilon_s > \frac{f_e}{E_s}$ la contrainte est constante $\sigma_s = f_e$

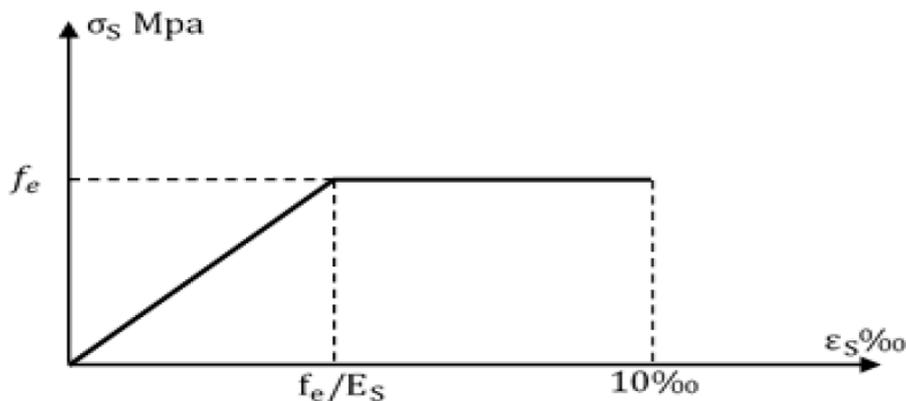


Figure II.4. Diagramme contrainte-déformation des aciers passifs à palier.

b) les aciers de type II

Ce sont des aciers dits aciers écrouis, correspondent à des aciers écrouis généralement par torsion ou par traction pour améliorer leur capacité.

- Pour une droite $\sigma_s < 0,70f_e$
- pour une courbe de 5^{ème} degré $\sigma_s > 0,70f_e$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + 0,823 \left(\frac{f_e}{E_s} - 0,70 \right)^5$$

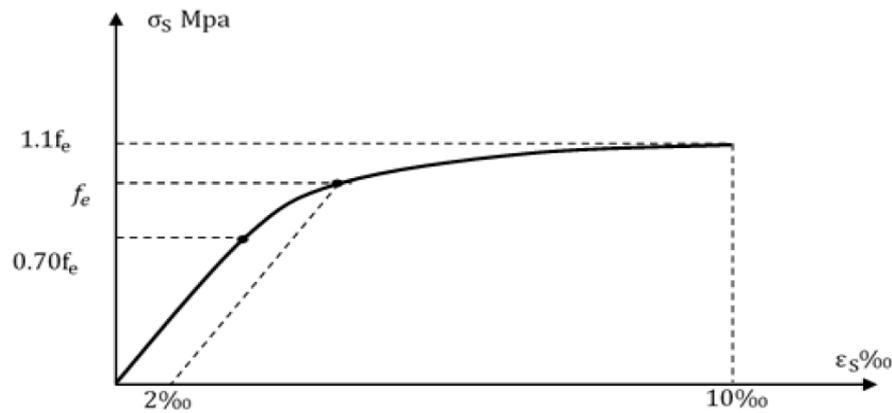


Figure II.5. Digramme contrainte-déformation des aciers écrouis.

II.3.2. Acier de béton précontraint

Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance que nous appelons aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone.

A. Catégorie d'acier de précontrainte

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

On trouve les armatures actives sous trois formes :

✓ Fils

Par convention, les fils ont un diamètre inférieur ou égal à 12,2 mm, ce qui permet de les livrer en couronnes. Ils peuvent être soit ronds et lisses (pour la post-tension) soit au contraire nervurés, ou crantés, ou ondulés afin d'améliorer leur adhérence au béton (pré-tension).

Les fils les plus couramment utilisés ont des diamètres de 5 mm, 7 mm ou 8 mm.

✓ Torons

Ce sont des ensembles de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres (cas des torsades à trois fils) ou autour d'un fil central en une ou plusieurs couches.

Les torons les plus courants sont à 7 fils et sont désignés par leur diamètre nominal (diamètre du cercle circonscrit aux fils dans une section droite).

Les diamètres les plus utilisés sont les suivants :

- 12,5 mm (fréquemment désigné par T13).
- 12,9 mm (T13S).
- 15,2 mm (T15).
- 15,7 mm (T15S).

Ces armatures sont employées aussi bien en pré-tension (dans les pièces importantes) qu'en post-tension.

✓ Barre

De diamètre supérieur ou égal à 12,5 mm, elles ne sont livrées que rectilignes (et sous longueur maximale de l'ordre de 12 m).

Elles peuvent être soit lisses, soit nervurées, les diamètres les plus courants sont 26 mm, 32 mm et 36 mm

Leur limite élastique est plus faible que celle des fils et des torons.

Pour la précontrainte par post-tension, la précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = \min(0,8f_{prg} ; 0,9f_{peg})$$

- f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.
- f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

Dans notre projet en utilisé les aciers actif de 19T15 mm.

B. Caractéristiques mécaniques

✓ La limite élastique

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de **0,1%**. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 80 à 90% de la résistance garantie à la rupture.

➤ Pour les torons :

- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860$ MPA.
- Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1640$ MPA.

➤ Pour les barres :

- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1030$ MPA.
- Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 835$ MPA

✓ Module de Young

Le module d'élasticité longitudinal "**E_p**" des aciers de précontrainte est pris égale à :

- $E_p = 195\ 000$ Mpa Pour les torons.
- $E_p = 170\ 000$ Mpa Pour les barres.

✓ Diagramme contraintes-déformation

Il est d'abord linéaire (phase élastique, la pente de la droite étant le module d'élasticité E_p de l'armature), puis il s'incurve, pour aboutir à un quasi-palier plastique. Enfin, la rupture survient pour une contrainte $1,06f_{peg}$ et un allongement relatif de 2%.

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\gamma_p \sigma_p}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 \quad \text{Si} \quad \sigma_p > 0,9f_{peg}.$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$

Si $\sigma_p < 0,9f_{peg}$.

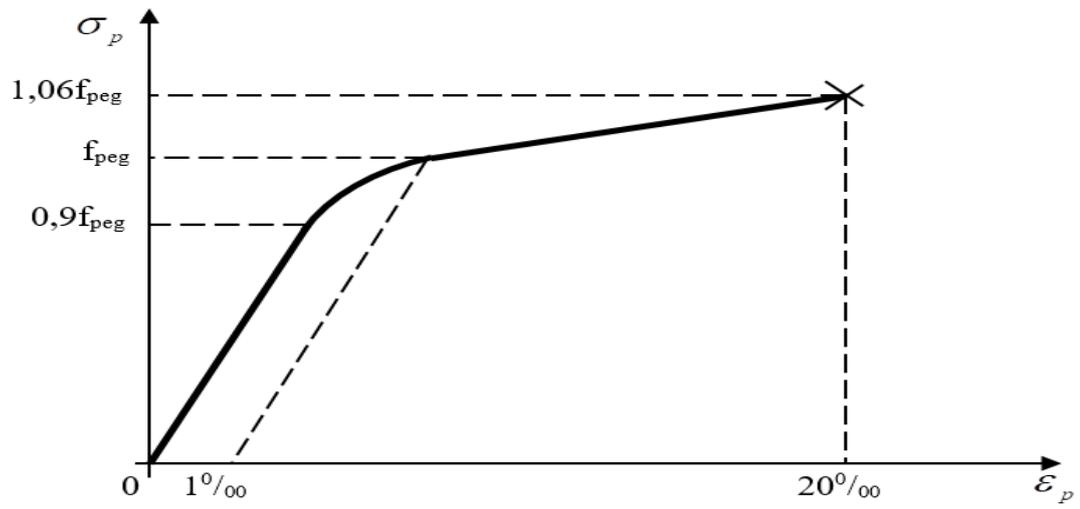


Figure.II.6. *diagramme contrainte-déformation des aciers actifs.*

Chapitre III

Conception du tableau

III.1. Introduction

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projetée vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigence de qualité architecturale ou paysagère.

III.2. choix de type d'ouvrage

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleures, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

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

- Profil en long de la chaussée.
- Position possible pour les appuis.
- La nature du sol « rapport hydrologique : hydrologie du oued (le débit) ».
- Le gabarit à respecter.
- La brèche de l'ouvrage.

III.3. Conception du tablier

III.3.1. Variante N°1 : pont mixte

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire des connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature.

Les poutres peuvent être de hauteur variable ou constante, elles peuvent être sous chaussée, ou latéralement au-dessus de la chaussée. Pour les petites portées, souvent, on utilise des travées indépendantes, même dans le cas d'une suite de plusieurs travées

1. Implantation des appuis

Pour cette variante, il y a sept travées de même longueur de $L = 56 \text{ m}$ comme le schéma suivant :

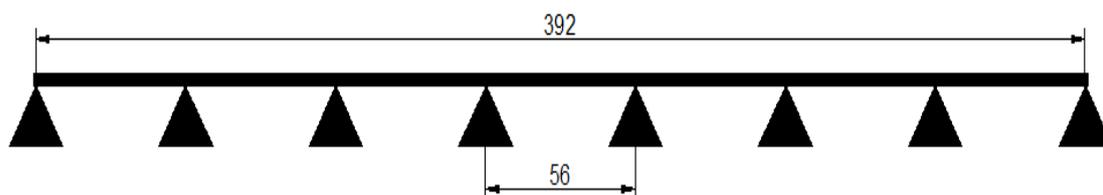


Figure III.1. Implantation des appuis (variante 1).

2. Pré-dimensionnement des sections

- **Nombre des poutres (N)**

Le nombre des poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement. $N = La/d$

La : est la largeur du tablier égale à 13.25 m.

On fixe l'espacement : $d = 3.3125 \text{ m}$

$$N = 13.25/3.3125$$

On a: $N = 4 \text{ poutres}$

- **La hauteur des poutres (h)**

La hauteur de la poutre est déterminée par le rapport : $L/30$

$$h = \frac{56}{30} \quad h = 1.9 \text{ m}$$

- **Epaisseur de l'âme des poutres (e)**

Pour déterminer l'épaisseur de l'âme, il faut respecter les quatre conditions suivantes :

- ✓ Résistance au cisaillement.
- ✓ Résistance à la corrosion.
- ✓ Flambage vertical.
- ✓ Fatigue.

L'épaisseur de l'âme

$$e = 35 \text{ mm sur appui.}$$

$$e = 30 \text{ mm à mi travée}$$

• **Largeur et épaisseur de la Semelle : (L_s, es)**

✓ Semelle supérieure en travée :

$$200 \text{ mm} \leq L_s \leq 500 \text{ mm} \longrightarrow L_s = 500 \text{ mm}$$

$$20 \text{ mm} \leq es \leq 50 \text{ mm} \longrightarrow es = 40 \text{ mm}$$

✓ Semelle inférieure en travée :

$$300 \text{ mm} \leq L_s \leq 600 \text{ mm} \longrightarrow L_s = 600 \text{ mm}$$

$$20 \text{ mm} \leq es \leq 50 \text{ mm} \longrightarrow es = 50 \text{ mm}$$

✓ Semelle supérieure sur appui :

$$400 \text{ mm} \leq L_s \leq 900 \text{ mm} \longrightarrow L_s = 500 \text{ mm}$$

$$20 \text{ mm} \leq es \leq 40 \text{ mm} \longrightarrow es = 40 \text{ mm}$$

✓ Semelle inférieure sur appui :

$$400 \text{ mm} \leq L_s \leq 900 \text{ mm} \longrightarrow L_s = 600 \text{ mm}$$

$$30 \text{ mm} \leq es \leq 60 \text{ mm} \longrightarrow es = 50 \text{ mm}$$

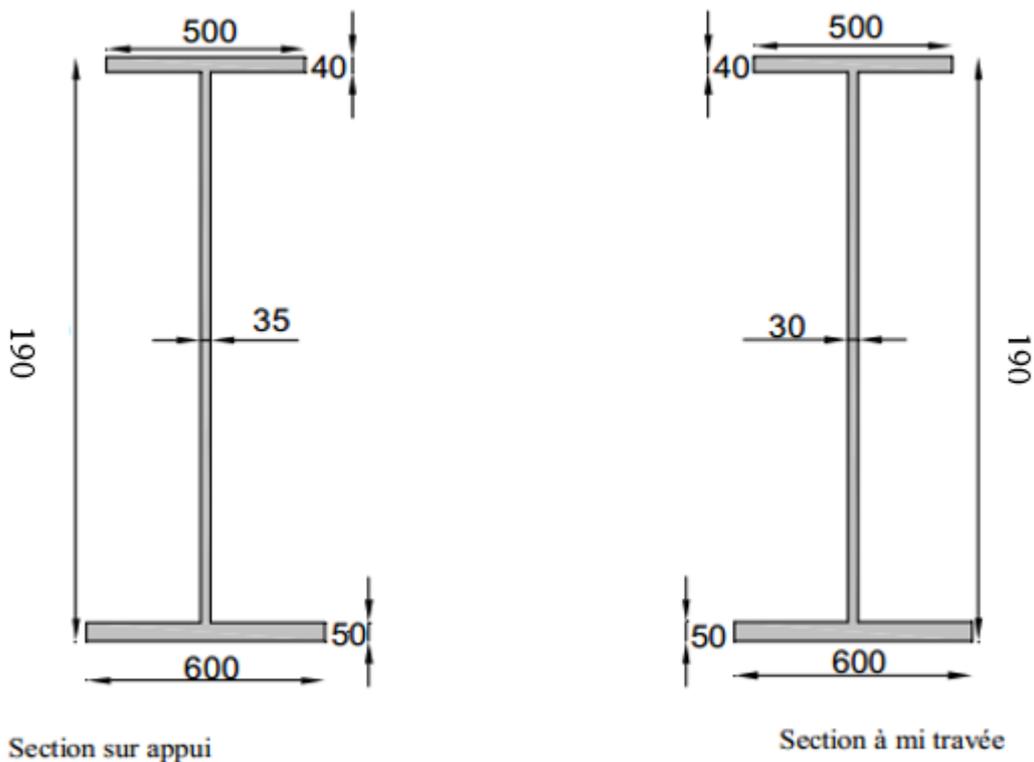


Figure III.2. Coupe transversale des poutres.

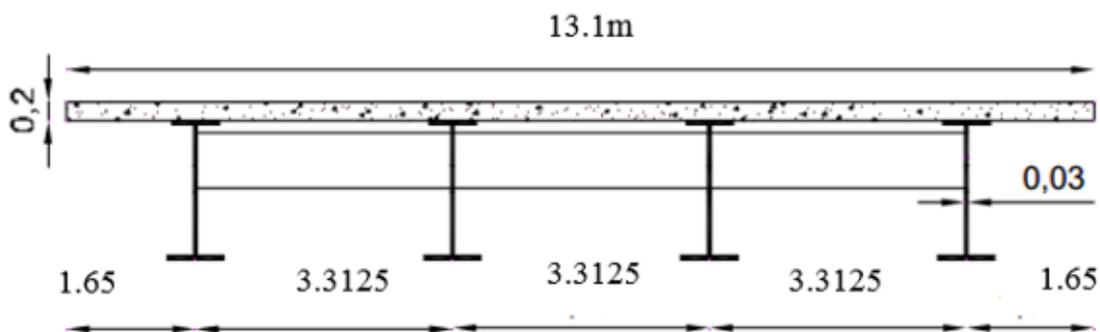


Figure III.3. Coupe transversale du tablier (variante 1).

Le tablier mixte présente des avantages et des inconvénients.

➤ **Les avantages**

- La possibilité de franchir de grandes portées.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux.
- N'est pas sensible au tassement différentiel.

➤ **Les inconvénients**

- Le problème majeur des ponts mixtes est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- 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.
- Demande de main-d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).
- Le risque de voilement.
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.
- Le coût est plus élevé.
- Manque de documentation.

III.3.2. Variante N°2 : Pont à poutres en béton précontrainte

Dans le domaine des structures, le béton précontraint est la plus importante innovation du siècle passé. Il est issu de raisonnement logique suivant : le béton et le matériau le plus économique résistant bien à la compression, mais peut à la traction ; on y ajoute donc une compression permanente dite 'précontrainte'. La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes opposées à celles produites par les charges qui le solliciteront.

Là où le béton armé trouve sa limite, le béton précontraint prend le relais, il permet d'atteindre des portées allant jusqu'à 50 m. Aujourd'hui, plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil sont faites avec le béton précontraint.

1. Implantation des appuis

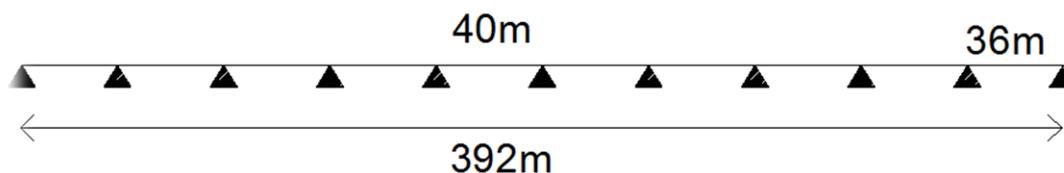


Figure III.4. Implantation des appuis (variante 2).

2. Pré dimensionnement du tablier

a) La dalle :

- **Épaisseur de la dalle :** en générale l'épaisseur de la dalle varie selon l'entraxe de la poutre :

$$20 \leq h_0 \leq 30 \quad \text{En adopte } h_0 = 25 \text{ cm}$$

b) Les poutres :

- **L'espacement entre axes des poutres (λ)**

L'espacement entre axes des poutres est $\lambda = 1.8 \text{ m}$.

- **Nombre de poutres (N)**

Le nombre de poutres est déterminé par l'équation suivante : $N = \frac{La}{\lambda} + 1$

La : entraxe entre les deux poutres de l'extrémité.

$$La = 10 \text{ m} \quad \text{Donc } N = 7 \text{ poutres}$$

- **Hauteur des poutres H_t**

$$(L/20) - 0,20 \leq H_t \leq (L/20) + 0,5 \quad \text{On prend } H_t = 1.9 \text{ m}$$

- **Largeur de la table de compression (b)**

La largeur de la table de compression $b > 0,6H_t$ avec $H_t = 1.9\text{m}$. Donc : $b > 1.14\text{m}$ et comme les poutres ont la forme **I** et l'espacement entre leurs axes est de 1.8 m on prend : $b = 1.2 \text{ m}$

- **Epaisseur de la table de compression**

D'après le guide S.E.T.R.A l'épaisseur hc de la table de compression pourra être donnée d'environ 10 cm .

$12 \leq e \leq 15\text{cm}$, On fixe : $e = 15\text{ cm}$

- **Largeur du talon**

D'après le guide S.E.T.R.A la largeur du talon est donnée par la formule suivante :

$50 < L_t < 80\text{cm}$, On fixe $L_t = 50\text{ cm}$

Valeur peut être modifié à pré l'étude de la précontrainte.

- **Epaisseur du talon e_t**

D'après le guide S.E.T.R.A, l'épaisseur du talon est tirée l'inégalité suivante : $[10 ; 20]\text{ cm}$ On fixe $e_t = 15\text{cm}$

- **Epaisseur de l'âme**

Médiane : $0.16 < b_0 < 0.22\text{m}$; On prend : $b_0 = 20\text{cm}$ Sur appuis : l'épaisseur de l'âme à l'about de la poutre doit être grande à cause de l'augmentation des efforts tranchants. On prend : $b_0 = 50\text{cm}$

- **Goussets**

C'est l'angle disposé permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints, ou angle est fixé entre : $45^\circ < \alpha < 60^\circ$.

- ❖ **Gousset du talon :**

✓ En travée : $\alpha = 45^\circ$, $e = 20\text{cm}$

✓ Sur appuis : pas de gousset.

- ❖ **Gousset de la table de compression :**

✓ En travée : $\alpha = 8^\circ$ $e = 5\text{ cm}$, $\alpha = 45^\circ$ $e = 15\text{ cm}$

✓ Sur appui : $\alpha = 8^\circ$, $e = 5\text{ cm}$

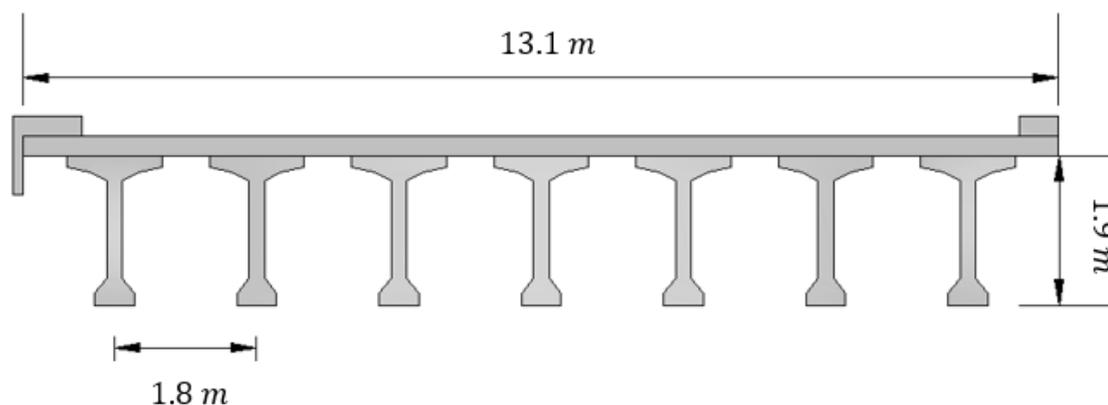


Figure.III.5. Section transversale (variante 2).

➤ **Avantage**

- Une meilleure utilisation de la matière puisque il n'y a pas de béton inutile.
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères force égale que les aciers de BA.
- L'effort de précontraint agissent en sens envers des charges extérieures limitent les déformées.
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages.
- Le pont à poutres en B.P ne nécessite pas beaucoup d'entretien.

➤ **Inconvénients**

- Le pont peut s'allonger ou rétrécir suivant la saison (froide et chaude) ;
- La portée est limitée par la résistance des poutres ;
- Obligation d'avoir régulièrement des points d'appui stables (pilles) ;
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours ;
- La nécessité de qualification de la main d'œuvre pour l'exécution de la précontrainte (pré tension et post tension) au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.

III.3.3. Variante N°3 : Pont construit par encorbellements successifs

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier d'un pont à l'avancement par tranches successives, en faisant supporter à la partie déjà construite le poids propre de la tranche suivante et, le cas échéant, le poids des coffrages ou des Appareils permettant son exécution.

Chaque tranche, appelée couramment voussoir, est solidarisée à la précédente, dès qu'elle atteint une résistance suffisante. Elle devient alors autoporteuse et sert de base de départ à une nouvelle avancée.

1. Implantation des appuis

Pour cette variante, il y a sept travées comme suite :

- ✓ Deux travées de rives de 46 m de longueur ;
- ✓ Cinq travées intermédiaires de 60 m de longueur ;

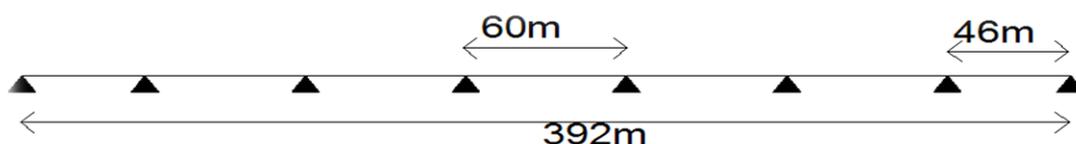


Figure III.6. Implantation des appuis (variante 3).

2. Pré dimensionnement de l'ouvrage

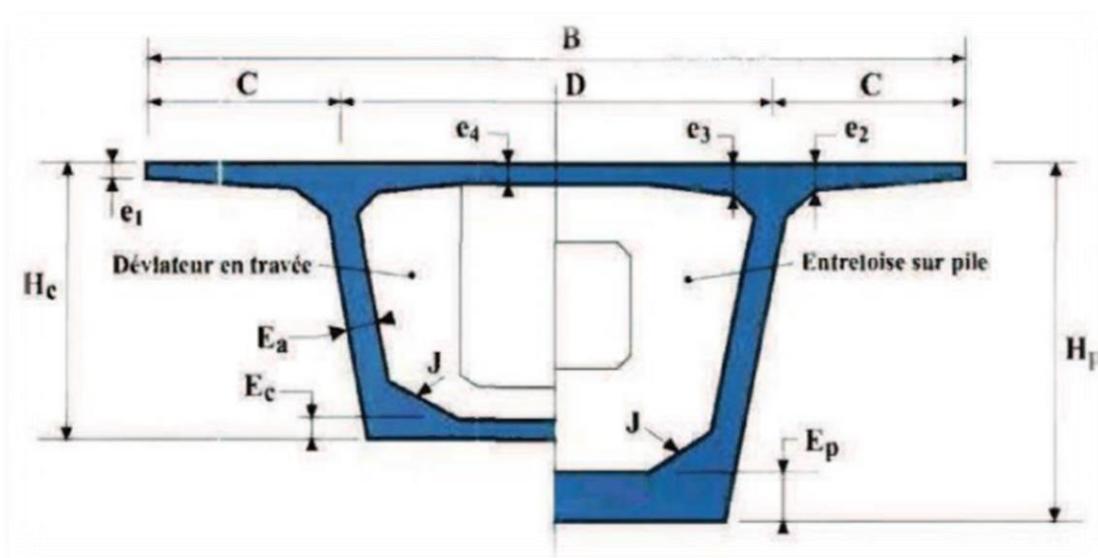


Figure III.7. Schéma type de la section transversale des voussoirs.

a. La hauteur du voussoir

Dans les ouvrages de portée 40 à 65m, les ponts en béton précontrainte construits en encorbellement sont généralement avec une hauteur constante. ($H_p = H_c$).

Avec :

- H_p : la hauteur des voussoirs sur pile ;
- H_c : la hauteur des voussoirs sur clavage ;

$$L / 20 \leq H_p = H_c \leq L / 16$$

- L : la longueur de la travée la plus grande L= 60m

$$3m \leq H_p = H_c \leq 3.75m$$

Dans notre projet $H_p = H_c = 3.2 m$

b. l'épaisseur de l'âme

L'âme doit assurer la résistance aux efforts de cisaillement et permet la bonne mise en place du béton ainsi que, dans de nombreux cas, l'ancrage des câbles de précontrainte.

D'après « GUYON »

$$E_a > H/36 + 5 + \emptyset$$

Avec :

- H : la hauteur de l'âme = 3.2 m ;
- \emptyset : diamètre des gaines = 8.8 cm ;

Donc $E_a > 22.68 cm$

On prend l'épaisseur des âmes de rive et intermédiaire 50 cm et 40 cm à mi travée.

L'inclinaison des âmes $\arctg a \leq \frac{1}{5}rd = 11.309^\circ$ On prend : $a = 11^\circ$

c. Hourdis supérieur

Dans le caisson simple les âmes sont implantées à 1/4 de la largeur du hourdis supérieur

$$C = 13.1/4 = 3.275 m$$

- L'épaisseur en extrémité e_1

Dépend du dispositif de retenue choisi :

- 16 à 18 cm en cas de garde-corps ;
- 23 cm en cas de barrière normal ;
- 24 cm en cas de Barrière normal.

On adopte $e_1 = 23 \text{ cm}$

- L'épaisseur au niveau d'encastrement e_2 et e_3 :

e_2 Varié entre $(1/5 \text{ à } 1/7) \times C$ $\frac{C}{7} < e_2 < \frac{C}{5}$

On prend $e_2 = 50 \text{ cm}$

$$e_3 \begin{cases} > 0.1 + D/25 \\ > e_2 - 0.1 \\ > 1.5e_4 \end{cases}$$

Avec

- e_4 : l'épaisseur de l'hourdis supérieur au milieu de la section

$$D/30 < e_4 < D/25$$

$$D = 13.1/2 = 6.55 \text{ m}$$

$$22 \text{ cm} < e_4 < 26 \text{ cm}$$

Et $e_4 = L/36 + 10$ L : portée total du pont = 392 m

On prend $e_4 = 26 \text{ cm}$ constante sur toute la portée.

Donc :

$$e_3 \begin{cases} > 36.6 \text{ cm} \\ > 40 \text{ cm} \\ > 39 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend $e_3 = 50 \text{ cm}$

d. Epaisseur de l'hourdis inférieur

Son épaisseur est généralement variable entre la section sur pile est la section de clé.

- **A la clé :**

$$E_c \geq (18 \text{ cm} ; E_a/3)$$

$$E_c \geq (18 \text{ cm} ; 40/3)$$

On prend $E_c = 26 \text{ cm}$

- **Sur pile**

$$E_p \geq (18 \text{ cm} ; E_a/3)$$

$$E_p \geq (18 \text{ cm} ; 50/3)$$

On prend $E_p = 50 \text{ cm}$

e. Les goussets

Les goussets du hourdis supérieur doivent être dimensionnés de telle qu'ils permettent au premier lieu le logement des câbles de fléaux, ainsi la facilité de la mise en place du béton et l'amélioration de l'encastrement du hourdis sur les âmes.

Les goussets du hourdis inférieur trouvent leur utilité soit pour placer l'ancrage des câbles de fléaux soit pour disposer tout ou une partie des câbles de continuité inférieure.

On prend des goussets circulaires pour des raisons spéciales de coffrage :

$$R_{int} = 250 \text{ m}$$

$$R_{ext} = 500 \text{ m}$$

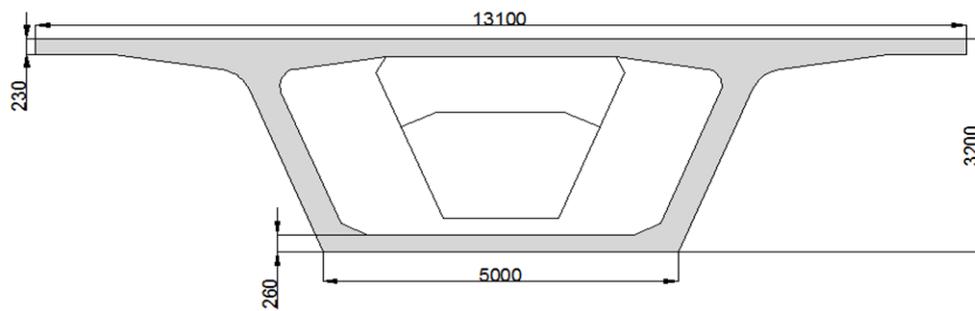


Figure .III.8. coupe transversale du voussoir sur culée.

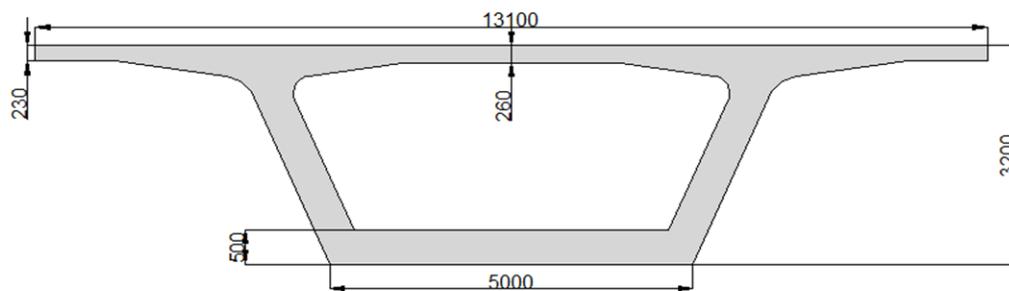


Figure .III.9. coupe transversale du voussoir V01.

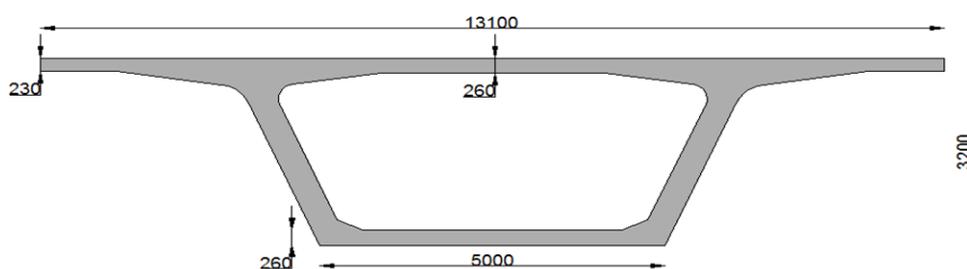


Figure .III.10. coupe transversale du voussoir courant.

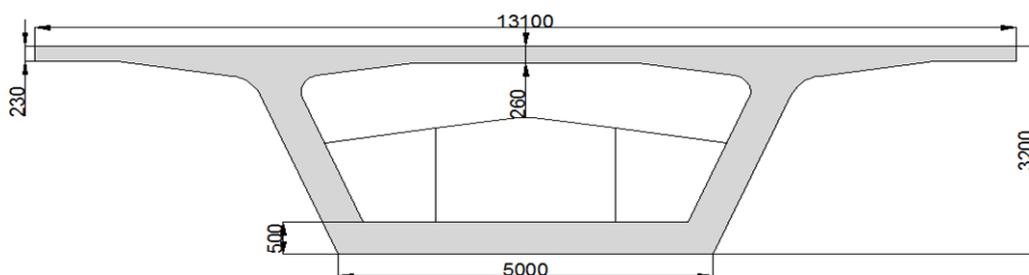


Figure .III.11. coupe transversale du voussoir sur pile.

➤ **Avantage**

- La durée d'utilisation (l'entretien) est plus longue ;
- Sa structure de pont donne une belle forme esthétique ;
- La portée de ce type de pont est plus grande que les poutres en B.P ;
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.
- Le type fermé des profilés présente une rigidité à la torsion.

➤ **Inconvénients**

- Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages ;
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers ;
- Nécessité d'une main d'œuvre qualifiée.

III.4. Comparaison des résultats et la variante retenue

D'après l'analyse des données et l'emplacement probable des appuis, la variante mixte (1) nécessite plus d'entretien et la variante (2) a une longueur de portée des travées limitée, par contre les ponts construits par encorbellement successif permettent, d'un côté, d'augmenter la portée des travées, ce qui diminue le nombre des appuis et d'autre côté ce type de pont possède un aspect plus esthétique que les autres variantes.

Donc on a opté à la solution la plus avantageuse qui est le pont construit par encorbellement successif à hauteur constante qui sera retenue pour une étude plus détaillée.

III.5. Calcul du poids propre

Notre ouvrage est constitué de :

- 02 travées de rive de 46m de longueur ;
- 05 travées intermédiaires de 60m de longueur ;
- 06 voussoirs sur pile ;
- 02 voussoirs sur culée ;
- 07 voussoirs de clavage ;
- 130 voussoirs courants ;

Les dimensions des voussoirs sont :

Type de voussoirs	La longueur	La largeur
Voussoirs sur pile	1.8 m	13.1 m
Voussoirs sur culée	1.8 m	13.1 m
Voussoirs du clavage	0.6 m	13.1 m
Voussoirs courant	2.88 m	13.1 m

Tableau.III.1. Les dimensions des voussoirs.

$$P_v = S \times \gamma b \quad \text{avec} \quad \gamma b = 25 \text{ kN/m}^3 = 2.5 \text{ t/m}^3$$

Type de voussoirs	S (m ²)	P t/ml
Voussoir courant	7.8	19,5
Voussoir V01	9.4	23,5
Voussoir sur pile	19	47.5
Voussoir sur culée	15	37.5

Tableau.III.2. Calcul des poids des voussoirs.

III.6. Les caractéristiques géométrique des voussoirs

Les caractéristiques géométriques des voussoirs sont :

- G : le centre de gravité de la section ;
- V : la distance entre G et la fibre supérieur ;
- V' : la distance entre G et la fibre inférieur ;
- h : la hauteur de la section ;
- B : l'aire de la section ;
- I_{y-y} : le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe horizontal qui passe par G ;
- I_{z-z} : le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe vertical qui passe par G
- ρ : le rendement géométrique : $\rho = I_y / B \times V \times V'$

Type de voussoir	b (m)	h (m)	B (m ²)	Poids t/ml	Moment d'inertie		V (m)	V' (m)	ρ
					I_y (m ⁴)	I_z (m ⁴)			
Voussoir courant	13.1	3.2	7.8	19.5	11	80	1.10	2.10	0.610
Voussoir V01	13.1	3.2	9.4	23.5	14	86	1.31	1.89	0.602
VSP	13.1	3.2	19	47.5	18	110	1.27	1.93	0.386
VSC	13.1	3.2	15	37.5	17	110	1.40	1.80	0.450
Voussoir de clavage	13.1	3.2	7.8	19.5	11	80	1.10	2.10	0.610

Tableau.III.3. Caractéristiques géométriques des voussoirs.

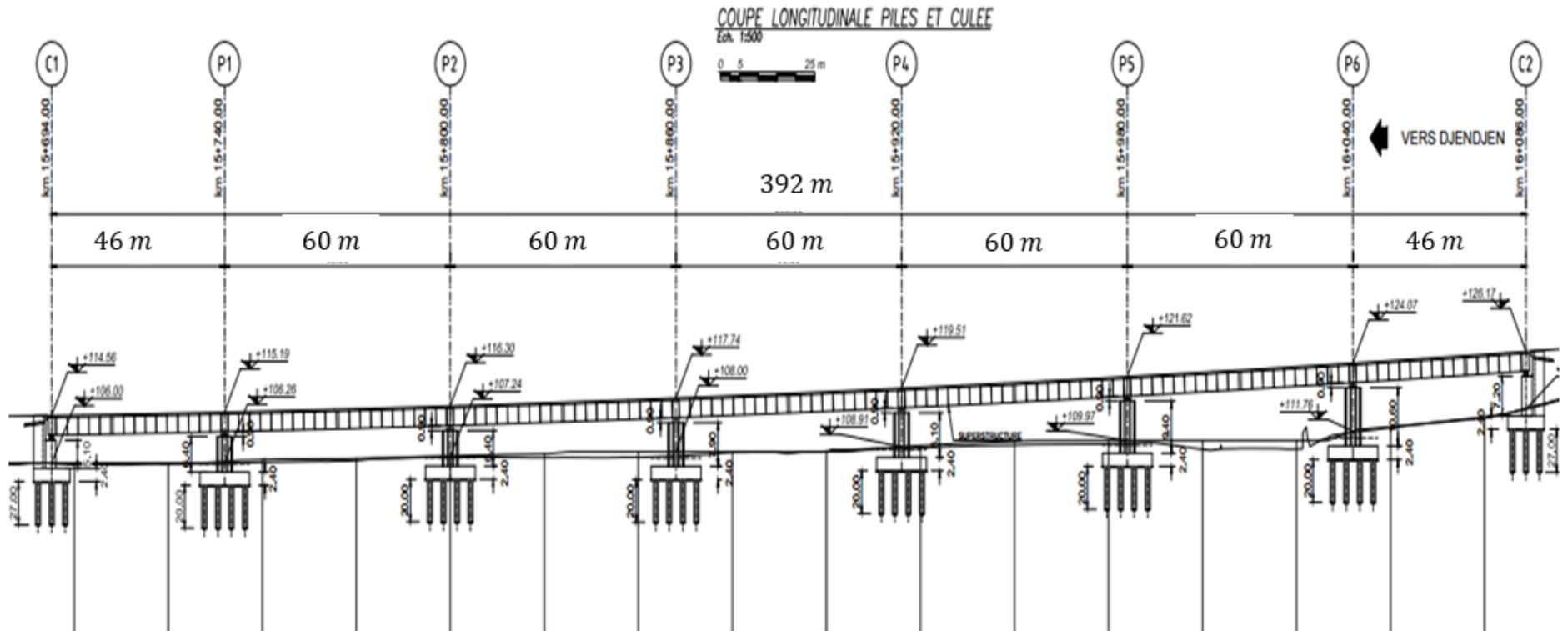


Figure.III.12.coupe longitudinale du pont.

Chapitre IV
Charges et surcharges

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il est à une fonction porteuse, les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanente ou variable.

IV.2. Charges permanentes

Les charges permanentes comprennent la structure porteuse ainsi que les éléments non porteurs (charges des trottoirs, revêtement, dispositif de sécurité).

IV.2.1. Les charges permanentes CP :

vousoir	Nombre des vousoirs	longueur (m)	Aire (m ²)	Poids d'une seule pièce (t/ml)
VSP	6	1.8	19	47.5
VSC	2	1.8	15	37.5
Vousoir V01	14	2.88	9.4	23.5
Vousoir courant	116	2.88	7.8	19.5
Clavage (C1-P1, P1-P2, P2-P3, P3-P4, P4-P5, P5-P6, P6-C2)	7	0.60	7.8	19.5
Clavage vsc1-v1 ; vsc2-v144	2	0.4	7.8	19.5

Tableau IV.1. Caractéristique des vousoirs.

$$cp = 1/393.8 \times [6 \times 47.5 \times 1.8 + 2 \times 37.5 \times 1.8 + 14 \times 23.5 \times 2.88 + 116 \times 19.5 \times 2.88 + 7 \times 19.5 \times 0.6 + 2 \times 19.5 \times 0.4] = \mathbf{20.84 \text{ t/ml}}$$

IV.2.2. Charges complémentaires permanentes (CCP)

Elle représente le poids de la superstructure tel qui est composé d'éléments suivants :

- Le revêtement.
- La corniche.
- Le garde-corps.
- La glissière de sécurité.
- La dalle préfabriquée ;
- Les réseaux ;

a. revêtement : Nous avons une couche de revêtement en béton bitumineux (BB) de 7.5 cm d'épaisseur et une couche d'étanchéité de 0.5 cm :

Avec un poids volumique $\rho_{BB} = 2,4 \text{ t/m}^3$

$$\rho_{tch} = 2,2 \text{ t/m}^3.$$

- L : largeur roulable = 12 m

$$g_{rev} = L \times \rho_{BB} \times e = 12 \times 2.4 \times 0.075 = \mathbf{2.16 \text{ t/ml}}$$

$$g_{tch} = 12 \times 0,005 \times 2.2 = \mathbf{0,132 \text{ t/ml}}$$

b. La corniche :

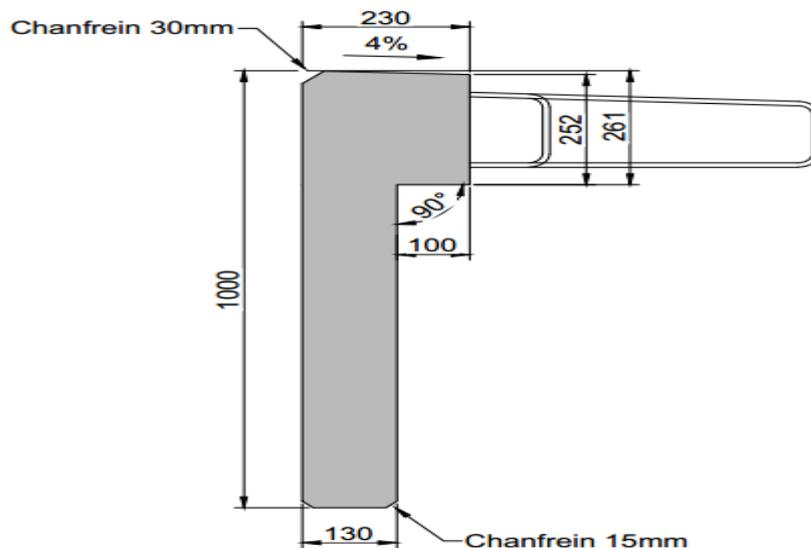


Figure IV.1. Détail de la corniche.

$$S = 0.74 \times 0.13 + 0.25 \times 0.25 = 0.1587 \text{ m}^2$$

Donc : $g_c = 0.1587 \times 2.5 = \mathbf{0.397 \text{ t/ml}}$

c. Les glissières de sécurité :

Longrine de dimension $a = 25 \text{ cm}$, $b = 50 \text{ cm}$ et un poids volumique 2.5 t/m^3 , et une barrière de 0.1 t/ml donc :

$$g_{gc} = 2 \times (0,50 \times 0,25 \times 2,5) + 2 \times (0,1) = \mathbf{0,825 \text{ t/ml}}$$

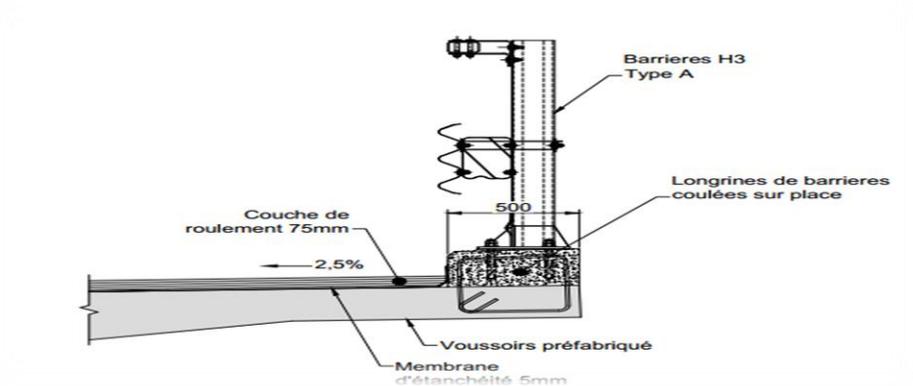


Figure IV.2. Détail de la glissière de sécurité.

d. Dalle préfabriquée :

$$gd = 0.50 \times 0.10 \times 2.5 = 0.125 \text{ t/ml}$$

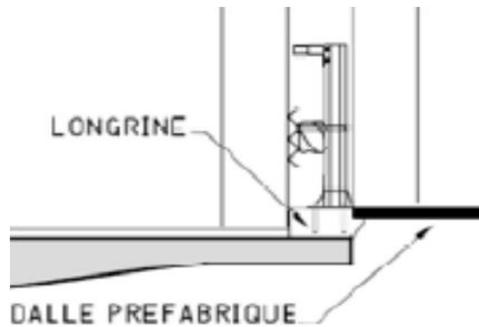


Figure IV.3. La dalle préfabriquée.

e. Les réseaux :

$$gr = 0.1 \text{ t/ml}$$

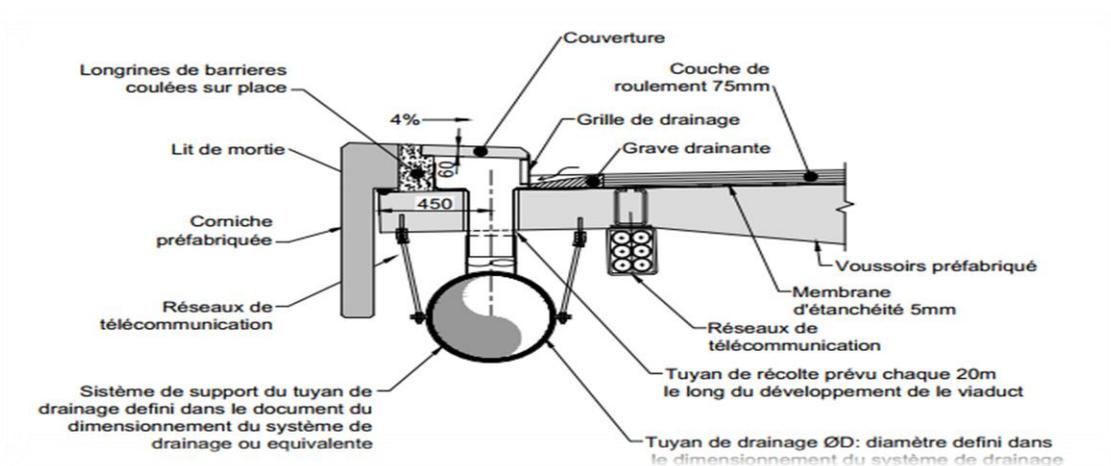


Figure IV.4. Détail des réseaux (d'assainissement+ télécommunication).

Donc la somme des charges complémentaires est :

$$C_{cp} = (g_{rev} + g_{tch} + g_c + g_{gc} + g_d + g_r)$$

$$C_{cp} = 3.739 \text{ t/ml}$$

❖ **Le poids propre du tablier**

$$G = \mathbf{cp} + C_{cp} = 24.581 \text{ t/ml}$$

IV.3. les surcharges routières

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

- La surcharge de type A (L).
- Système B.
- La surcharge militaire $Mc120$.
- Le convoi exceptionnel $D240$.

❖ **Caractéristiques du pont**

- **La largeur roulable** : La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Dans notre projet la largeur roulable,

$$L_r = 13.25 - 0.75 - 0.5 = 12 \text{ m}$$

La largeur chargeable : La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de $0,50 \text{ m}$, le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe. Dans notre projet la largeur chargeable

$$L_c = 11 \text{ m}$$

- **La classe du pont** : on a 3 classes du pont :

la classe	la largeur roulable
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r < 5,50 \text{ m}$

Tableau IV.2. Les classes des ponts.

Dans notre cas $L_r \geq 7 \text{ m}$ donc notre ouvrage est un pont de première classe.

➤ **Nombre de voies**

$$m = E \left(\frac{L_c}{3} \right) = 3 \text{ voies}$$

➤ **Largeur d'une voie**

$$L_v = L_c / m = 3.67 \text{ m}$$

On a les cas de charge selon les différentes longueurs :

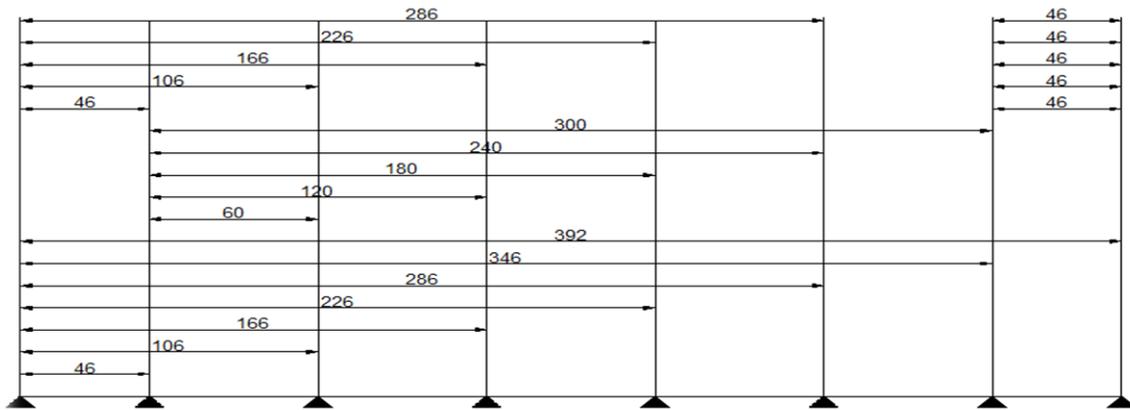


Figure IV.5. Les différentes longueurs des cas de charge.

IV.3.1. Système de charge A

D'après le **fascicule 61 titre II**, la surcharge A(L) (kg/m²) est une masse donnée en fonction de la longueur chargée l. elle est donnée par la formule suivante :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12} \quad (\text{Kg/m}^2)$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de A(l) est multipliée par le coefficient a1, donné dans le tableau suivant :

	1 voie	2 voie	3 voie	4 voie	≥ 5 voie
1^{ere} classe	1,00	1,00	0,90	0,75	0,70
2^{eme} classe	1,00	0,90	/	/	/
3^{eme} classe	0,90	0,80	/	/	/

Tableau IV.3. Valeurs de a1.

Lorsque la valeur de la charge répartie, trouvée après ci-dessus, est inférieure à $(0,4 - 0,002 \times L) t/m^2$, avec L est exprimée en mètres, c'est cette dernière valeur qui doit être prise en compte.

$$\text{La charge est obtenue par : } A1 = \max \begin{cases} a1 \times A(l) \\ 0.4 - 0.002L \end{cases}$$

La charge obtenue est multipliée par un coefficient $a2 = \frac{v0}{v}$

v : la largeur de la voie

v0 : ayant les valeurs données par le tableau suivant :

Classe du pont	V0
1 ^{er} classe	3.5 m
2 ^{eme} classe	3.0 m
3 ^{eme} classe	2.75 m

Tableau.IV.4. valeur de v0

Dans notre cas $a2 = 0.954$

Pour le cas de travée de rive chargée

La longueur de la travée $L = 46 m$

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{12 + 46} = 850.68 \text{ Kg}/m^2 = \mathbf{0.85068 t/m^2}$$

$$\begin{aligned} A(L) &= \max \{a1.(L) ; 400 - 0.2.L\} = \max \{765.62 ; 390.8\} = 765.62 \text{ (kg/m}^2\text{)} \\ &= 0.76 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Donc : $A(l) = a1 \times a2 \times A(l) \times lv$ avec $lv = 3.67m$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Travées chargée	longueur chargée (m)	a1	a2	A(l) (t/m2)	$a1 \times a2 \times A(l)$ (t/m2)	A (1vc) (t/ml)	A (2vc) (t/ml)	A (3vc) (t/ml)
1	46	0,9	0,955	0,8507	0,731	2,98	5,95	8,04
1+2	106	0,9	0,955	0,5351	0,460	1,87	3,75	5,06
1+2+3	166	0,9	0,955	0,4322	0,371	1,51	3,03	4,08
1+2+3+4	226	0,9	0,955	0,3813	0,328	1,33	2,67	3,60
1+2+3+4+5	286	0,9	0,955	0,3508	0,301	1,23	2,46	3,32
1+2+3+4+5+6	346	0,9	0,955	0,3306	0,284	1,16	2,31	3,12
1+2+3+4+5+6+7	392	0,9	0,955	0,3191	0,274	1,12	2,23	3,02
2	60	0,9	0,955	0,7300	0,627	2,56	5,11	6,90
2+3	120	0,9	0,955	0,5027	0,432	1,76	3,52	4,75
2+3+4	180	0,9	0,955	0,4175	0,359	1,46	2,92	3,95
2+3+4+5	240	0,9	0,955	0,3729	0,320	1,31	2,61	3,52
2+3+4+5+6	300	0,9	0,955	0,3454	0,297	1,21	2,42	3,26
1+7	92	0,9	0,955	0,5762	0,495	2,02	4,03	5,44
1+7+2	152	0,9	0,955	0,4495	0,386	1,57	3,15	4,25
1+7+2+3	212	0,9	0,955	0,3907	0,336	1,37	2,74	3,69
1+7+2+3+4	272	0,9	0,955	0,3568	0,306	1,25	2,50	3,37
1+7+2+3+4+5	332	0,9	0,955	0,3347	0,287	1,17	2,34	3,16

Tableau IV.5. Evaluation des surcharges du système A(l).

IV.3.2. Système B

Le système de charge B comprend trois (3) types de systèmes distincts :

- Le système B_c composé de deux camions types (30 t).
- Le système B_t composé de groupes de deux essieux «essieux tandems (32 t) ».
- Le système B_r composé d'une roue isolée (10 t).

a. Système B_c

Un chemin type de système B_c comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

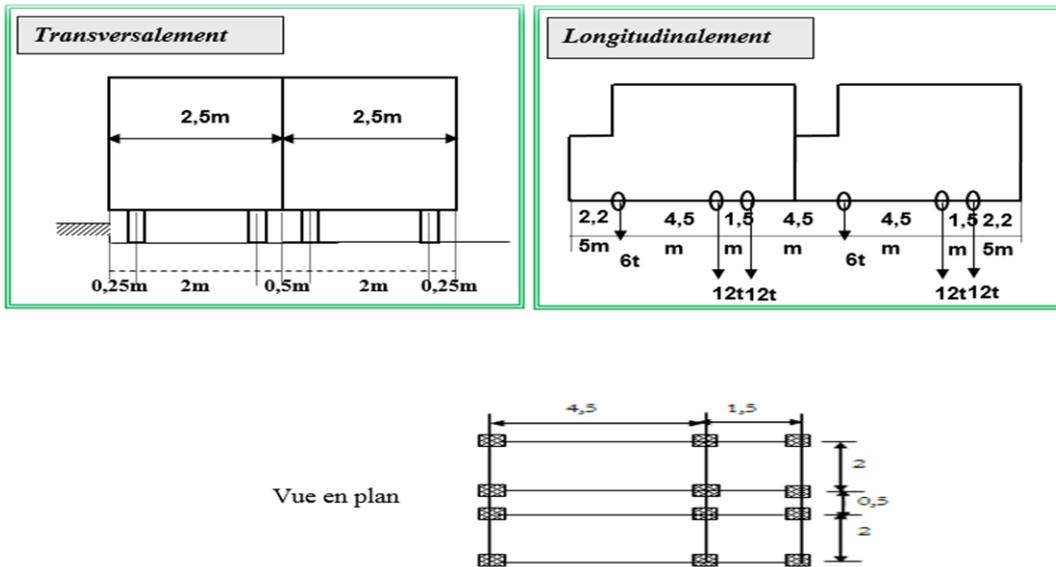


Figure.IV.6. Caractéristiques du système B_c .

✓ Un coefficient b_c dépend de la classe du pont et du nombre de voies donnée par le tableau suivant :

	1 voie	2 voie	3 voie	4 voie	≥ 5 voie
1 ^{ere} classe	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2 ^{eme} classe	1,00	0,90	/	/	/
3 ^{eme} classe	1,00	0,80	/	/	/

Tableau IV.6. Valeurs de b_c .

Dans notre cas $bc = \{1.2 (1vc) ; 1.1 (2vc) ; 0.95 (3vc)\}$.

✓ Les charges du système B_c sont frappées par un coefficient de majoration

dynamique δ :
$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$
 Tel que :

- L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres,
- G : sa charge permanente.
- S : sa charge B maximale. $S = N \text{ camion} \times P \times bc$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Travées chargées	longueur chargée (m)	G (t)	S (t)			δ_{bc}		
			1vc	2vc	3vc	1vc	2vc	3vc
1	46	1130,73	72	132	171	1,0486	1,0562	1,0611
1+2	106	2605,59	72	132	171	1,0221	1,0255	1,0277
1+2+3	166	4080,45	72	132	171	1,0143	1,0165	1,0179
1+2+3+4	226	5555,31	72	132	171	1,0106	1,0122	1,0132
1+2+3+4+5	286	7030,17	72	132	171	1,0084	1,0097	1,0105
1+2+3+4+5+6	346	8505,03	72	132	171	1,0070	1,0080	1,0087
1+2+3+4+5+6+7	392	9635,75	72	132	171	1,0062	1,0071	1,0077
2	60	1474,86	72	132	171	1,0380	1,0439	1,0477
2+3	120	2949,72	72	132	171	1,0196	1,0226	1,0246
2+3+4	180	4424,58	72	132	171	1,0132	1,0153	1,0166
2+3+4+5	240	5899,44	72	132	171	1,0100	1,0115	1,0125
2+3+4+5+6	300	7374,3	72	132	171	1,0080	1,0092	1,0100
1+7	92	2261,45	72	132	171	1,0254	1,0292	1,0318
1+7+2	152	3736,31	72	132	171	1,0156	1,0180	1,0195
1+7+2+3	212	5211,17	72	132	171	1,0113	1,0130	1,0141
1+7+2+3+4	272	6686,03	72	132	171	1,0088	1,0102	1,0110
1+7+2+3+4+5	332	8160,89	72	132	171	1,0073	1,0084	1,0091

Tableau IV.7. Valeurs de coefficient de majoration dynamique du système B_c .

Les surcharge du système B_c sont frappées par la valeur maximale $\delta = 1,0611$

b. Système B_t .

Un tandem du système B_t est applicable seulement sur la 1^{ère} et 2^{ème} classe, il comporte deux essieux (2x16t), de caractéristiques suivantes :

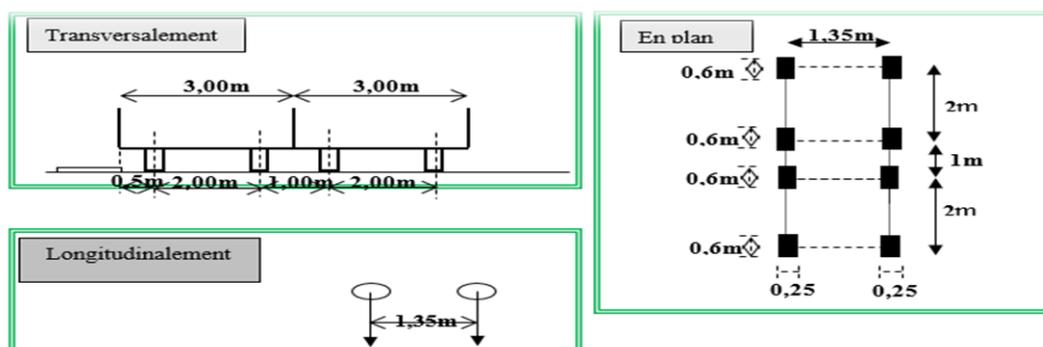


Figure.IV.7. Caractéristiques du système B_t .

- ✓ Les valeurs des charges du système B_t prise en compte son multiplié par le coefficient b_t .

	1 ^{ere} classe	2 ^{eme} classe
b_t	1,00	0,90

Tableau IV.8. Valeurs de b_t .

Dans notre cas $b_t = 1$

- ✓ Les charges du système B_t sont frappées par un coefficient de majoration dynamique

$$\delta : \quad \delta_{bt} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

- L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres,
- G : sa charge permanente.
- S : sa charge B maximale. $S = N \text{ camion} \times 32 \times bt$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

travées	longueur chargée (m)	G (t)	S(t)		δb_t	
			1 vc	2 vc	1 vc	2 vc
1	46	1130,73	32	64	1,0434	1,0476
1+2	106	2605,59	32	64	1,0199	1,0217
1+2+3	166	4080,45	32	64	1,0129	1,0140
1+2+3+4	226	5555,31	32	64	1,0095	1,0104
1+2+3+4+5	286	7030,17	32	64	1,0076	1,0082
1+2+3+4+5+6	346	8505,03	32	64	1,0063	1,0068
1+2+3+4+5+6+7	392	9635,75	32	64	1,0055	1,0060
2	60	1474,86	32	64	1,0340	1,0372
2+3	120	2949,72	32	64	1,0176	1,0192
2+3+4	180	4424,58	32	64	1,0119	1,0130
2+3+4+5	240	5899,44	32	64	1,0090	1,0098
2+3+4+5+6	300	7374,3	32	64	1,0072	1,0079
1+7	92	2261,45	32	64	1,0227	1,0248
1+7+2	152	3736,31	32	64	1,0140	1,0153
1+7+2+3	212	5211,17	32	64	1,0101	1,0111
1+7+2+3+4	272	6686,03	32	64	1,0079	1,0087
1+7+2+3+4+5	332	8160,89	32	64	1,0065	1,0071

Tableau IV.9. Valeurs de coefficient de majoration dynamique du système B_t .

Les surcharge du système B_t sont frappées par la valeur maximale $\delta = 1,0476$

c. Système Br

Ce système de charge est composé d'une roue isolée de 10 t qui peut être placée n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

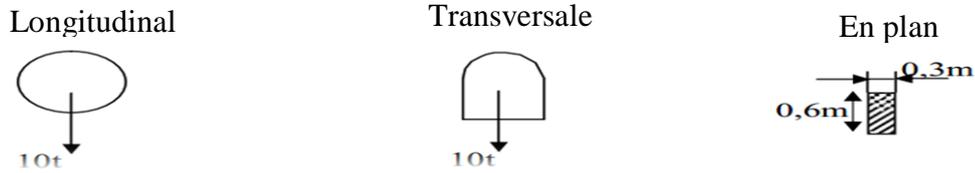


Figure.IV.8. Caractéristiques du système Br

Les charges du système B_r sont frappées par un coefficient de majoration dynamique δ :

- L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres,
- G : sa charge permanente.
- S : sa charge B maximale. $S = 10 t$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Travées chargées	longueur chargée (m)	G (t)	S (t)	δbr
1	46	1130,73	10	1,0405
1+2	106	2605,59	10	1,0186
1+2+3	166	4080,45	10	1,0121
1+2+3+4	226	5555,31	10	1,0089
1+2+3+4+5	286	7030,17	10	1,0071
1+2+3+4+5+6	346	8505,03	10	1,0059
1+2+3+4+5+6+7	392	9635,75	10	1,0052
2	60	1474,86	10	1,0318
2+3	120	2949,72	10	1,0165
2+3+4	180	4424,58	10	1,0111
2+3+4+5	240	5899,44	10	1,0084
2+3+4+5+6	300	7374,3	10	1,0068
1+7	92	2261,45	10	1,0213
1+7+2	152	3736,31	10	1,0131
1+7+2+3	212	5211,17	10	1,0095
1+7+2+3+4	272	6686,03	10	1,0074
1+7+2+3+4+5	332	8160,89	10	1,0061

Tableau IV.10. Valeurs de coefficient de majoration dynamique du système Br.

Les surcharge du système Br sont frappées par la valeur maximale $\delta = 1,0405$

IV.3.3. Système militaire Mc 120

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type Mc120, les véhicules Mc 120 peuvent circuler en convois :

Dans le sens transversal : un seul convoi.

Dans le sens longitudinal : la distance entre axes de deux convois successifs est de 36,6 m.

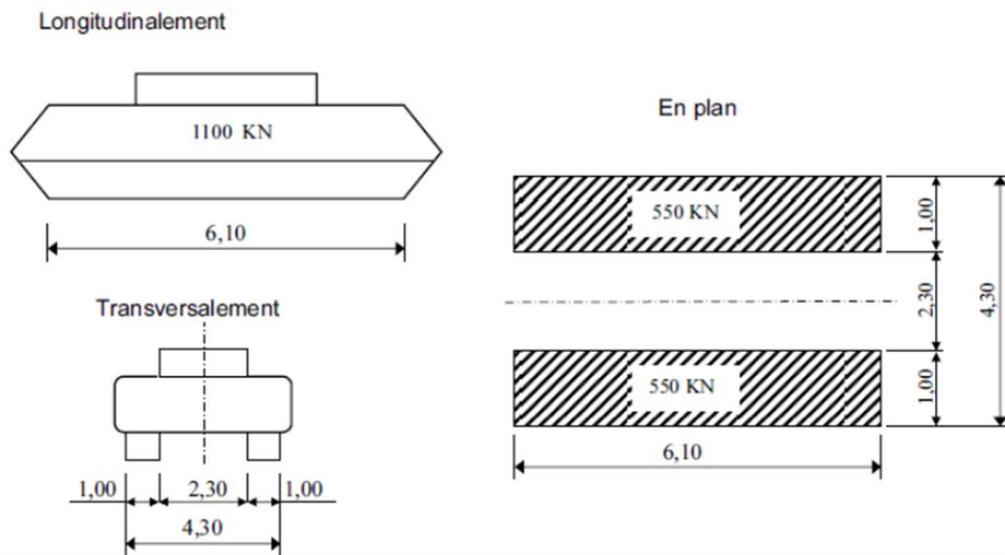


Figure.IV.9. Caractéristiques du système Mc120.

Les charges militaires sont frappées d'un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

- L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres,
- G : sa charge permanente.
- S : sa charge B maximale. $S = 110 t$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Travées chargées	longueur chargée (m)	G (t)	S (t)	δ Mc120
1	46	1130,726	220	1,06705
1+2	106	2605,586	330	1,03643
1+2+3	166	4080,446	550	1,03126
1+2+3+4	226	5555,306	770	1,02875
1+2+3+4+5	286	7030,166	880	1,02508
1+2+3+4+5+6	346	8505,026	1100	1,02449
1+2+3+4+5+6+7	392	9635,752	1210	1,0233
2	60	1474,86	220	1,05234
2+3	120	2949,72	440	1,03757
2+3+4	180	4424,58	550	1,02889
2+3+4+5	240	5899,44	770	1,02712
2+3+4+5+6	300	7374,3	990	1,02604
1+7	92	2261,452	440	1,04845
1+7+2	152	3736,312	550	1,03404
1+7+2+3	212	5211,172	770	1,03059
1+7+2+3+4	272	6686,032	990	1,02864
1+7+2+3+4+5	332	8160,892	1100	1,02549

Tableau IV.11. Valeurs de coefficient de majoration dynamique du système Mc120.

Les surcharge du système Mc120 sont frappées par la valeur maximale $\delta = 1,06705$

IV.3.4. Convoi D240

C'est une charge de 240 t répartie uniformément sur un rectangle ($18,60 \times 3,20$)m² cette surcharge n'est pas frappé d'un coefficient de majoration dynamique.

$$P_{D240} = 240/18.6 = 12.903 \text{ t/ml.}$$

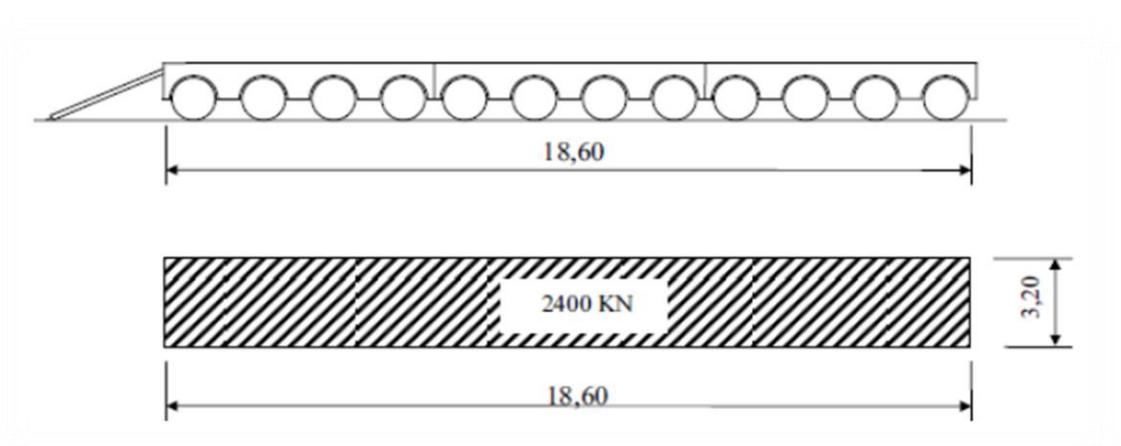


Figure IV.10. Caractéristiques du système D240

IV.3.5. charge du vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition et de la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

En général ; la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale à 2 KN/m^2 (selon le fascicule 61-titre II).

Remarque :

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

IV.3.6. Température

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou de refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère à la température moyenne du lieu, soit : $\Delta T = \pm 10^\circ$

IV.3.7. Forces de freinage

Les charges de chaussées des systèmes A(L) et BC sont susceptibles de développer dans réaction de freinage, efforts s'exercent à la surface de la chaussée dans un sens ou l'autre. L'effort de freinage est à considérer pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appuis.

❖ L'effet de freinage correspond ou système A(L) est donné par : $FH = F \times A(L)$

$$\text{Avec } F = \frac{1}{20+0.0035 S} \quad S : \text{la surface chargée en } m^2 = L \times Lc$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

travées	longueur chargée (m)	S			A(l)			F			FH		
		1 vc	2 vc	3 vc	1 vc	2 vc	3 vc	1 vc	2 vc	3 vc	1 vc	2 vc	3 vc
1	46	161	322	483	143,6	287,2	370,3	0,049	0,047	0,046	7,0	13,6	17,1
1+2	106	371	742	1113	208,2	416,3	536,7	0,047	0,044	0,042	9,8	18,4	22,5
1+2+3	166	581	1162	1743	263,3	526,7	679,0	0,045	0,042	0,038	12,0	21,9	26,0
1+2+3+4	226	791	1582	2373	316,2	632,5	815,4	0,044	0,039	0,035	13,9	24,8	28,8
1+2+3+4+5	286	1001	2002	3003	368,2	736,4	949,4	0,043	0,037	0,033	15,7	27,3	31,1
1+2+3+4+5+6	346	1211	2422	3633	419,7	839,5	1082,3	0,041	0,035	0,031	17,3	29,5	33,1
1+2+3+4+5+6+7	392	1372	2744	4116	459,1	918,2	1183,7	0,040	0,034	0,029	18,5	31,0	34,4
2	60	210	420	630	160,7	321,5	414,5	0,048	0,047	0,045	7,8	15,0	18,7
2+3	120	420	840	1260	221,4	442,8	570,9	0,047	0,044	0,041	10,3	19,3	23,4
2+3+4	180	630	1260	1890	275,8	551,6	711,2	0,045	0,041	0,038	12,4	22,6	26,7
2+3+4+5	240	840	1680	2520	328,4	656,8	846,8	0,044	0,039	0,035	14,3	25,4	29,4
2+3+4+5+6	300	1050	2100	3150	380,3	760,5	980,5	0,042	0,037	0,032	16,1	27,8	31,6
1+7	92	322	644	966	194,5	389,1	501,6	0,047	0,045	0,043	9,2	17,5	21,5
1+7+2	152	532	1064	1596	250,8	501,5	646,6	0,046	0,042	0,039	11,5	21,1	25,3
1+7+2+3	212	742	1484	2226	304,0	608,0	783,8	0,044	0,040	0,036	13,5	24,1	28,2
1+7+2+3+4	272	952	1904	2856	356,1	712,3	918,3	0,043	0,038	0,033	15,3	26,7	30,6
1+7+2+3+4+5	332	1162	2324	3486	407,8	815,5	1051,4	0,042	0,036	0,031	16,9	29,0	32,7

Tableau IV.12. Valeurs de l'effet de freinage

❖ Effort de freinage correspondant à B_c :

$F_{bc} = 30t$ Par tablier un seul camion est supposé freiner

Pour la vérification de l'aptitude au service, la valeur de courte durée de la résultante totale de force de freinage vaut 30t.

Les forces de freinage seront appliquées au niveau de la chaussée.

IV.3.8. Le séisme

Pour un séisme de probabilité d'occurrence donnée, le dommage conçu est dimensionné d'après les dispositions suivantes, situé n'importe où, ne devrait pas dépasser une limite établie. En premier lieu, il s'agit d'assurer la protection des vies humaines et, par conséquent de garantir la sécurité structurelle. Notre ouvrage est classé en zone ***Ila***.

IV.4. Combinaisons de charges

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes. Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante. Les coefficients de majoration sont mentionnés dans le tableau suivant :

Action	ELU	ELS
Charge permanente (G)	1.35	1
Surcharge A (L)	1.6	1.2
Système B	1.6	1.2
MC120	1.35	1
D240	1.35	1
Température	0	0.5
Vent (W)	1.5	0

Tableau IV.13. Valeurs des coefficients de majoration des combinaisons.

Les combinaisons mentionnées ne sont pas à considérer simultanément, seul sont à étudier celles qui apparaissent comme les plus défavorable, les notations utilisées sont définies comme suit :

- G : les charges permanentes ;
- Q_r : charges d'exploitation des ponts routes sans caractère particulier;
- W : action du vent ;
- ΔT : gradient thermique.

Action prépondérante	Numéro de la combinaison	combinaison
ELU	1	$1,35G + 1,6A (L) + 1,6 Q_{TR}$
	2	$1,35G + 1,6BC + 1,6 Q_{TR}$
	3	$1,35G + 1,6Bt + 1,6 Q_{TR}$
	4	$1,35G + 1,35Mc120$
	5	$1,35G + 1,35D240$
ELS	6	$G + 1,2(A (L) + Q_{TR})$
	7	$G + 1,2(BC + Q_{TR})$
	8	$G + 1,2Bt + 1,2 Q_{TR}$
	9	$G + Mc120$
	10	$G + D240$
	11	$G + 1,2(A (L) + Q_{TR}) + 0,5\Delta T$
	12	$G + 1,2(BC + Q_{TR}) + 0,5\Delta T$

Tableau IV.14. Les combinaisons de charge.

Chapitre V

Etude de fléau isostatique

V.1. Introduction

La construction par encorbellement successif consiste à exécuter un ouvrage élément par élément.

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.

Un fléau est une partie principale de tablier de pont, il est construit en demi-fléau symétriquement à partir de l'axe de la pile pour assurer son équilibre.

En pratique, on arrête au moins deux câbles à l'extrémité de chaque voussoir.



Figure V.1. *Pont construit par encorbellement en voussoirs préfabriqués posés par poutre de lancement*

V.2. Efforts dus à l'exécution du fléau

Les différentes phases de calcul correspondent aux phases de construction jusqu'à la mise en service de l'ouvrage.

La phase de construction de la console est une phase isostatique, le tablier travaillant en console. A cause de la symétrie on va étudier un ½ fléaux.

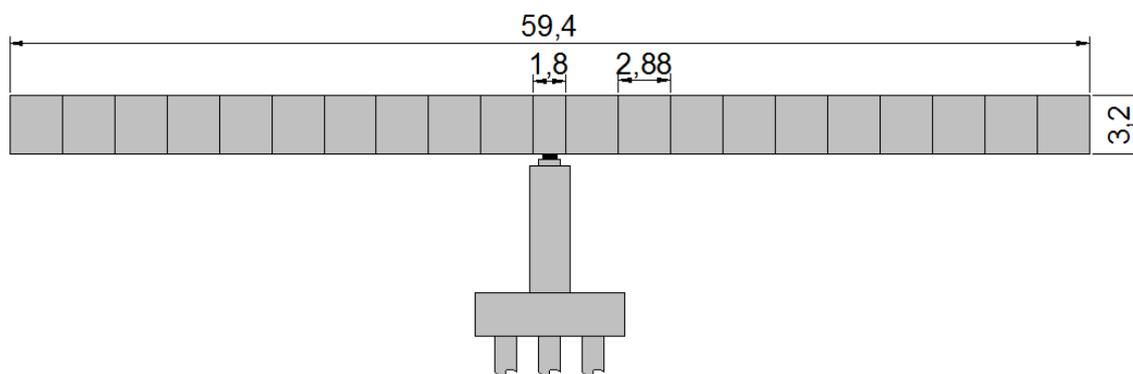


Figure.V.2. schéma d'un fléau.

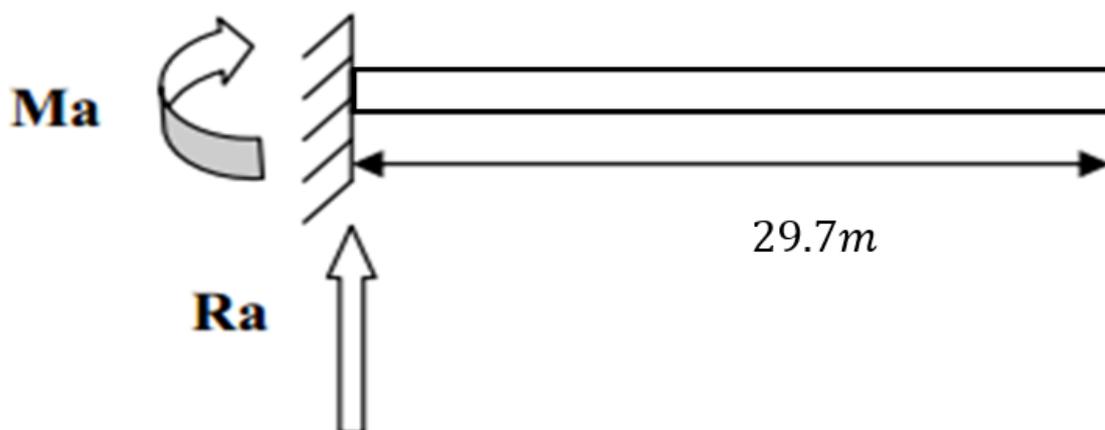


Figure.V.3. schéma statique du demi-fléau.

❖ Charges appliquées à la console (phase de construction)

Les charges à prendre en compte dans la phase de construction sont :

- ✓ Poids propre du tablier : **g**
- ✓ Surcharges de chantier réparties : **q**.
- ✓ Poids de chariot. : **p**.
- ✓ Le vent : **Qv**

V.3. les phases d'exécution

❖ **Phase 1 :** exécution des piles

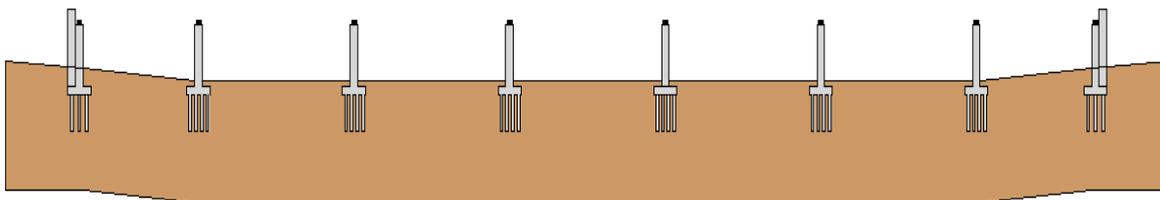


Figure.V.4. exécution des piles.

❖ **Phase 2 :** réalisation du fléau sur P1 plus la disposition des voussoirs à compléter la travée C1-P1, avec la réalisation des voussoirs de clavage et l'exécution de la précontrainte de la travée C1-P1.

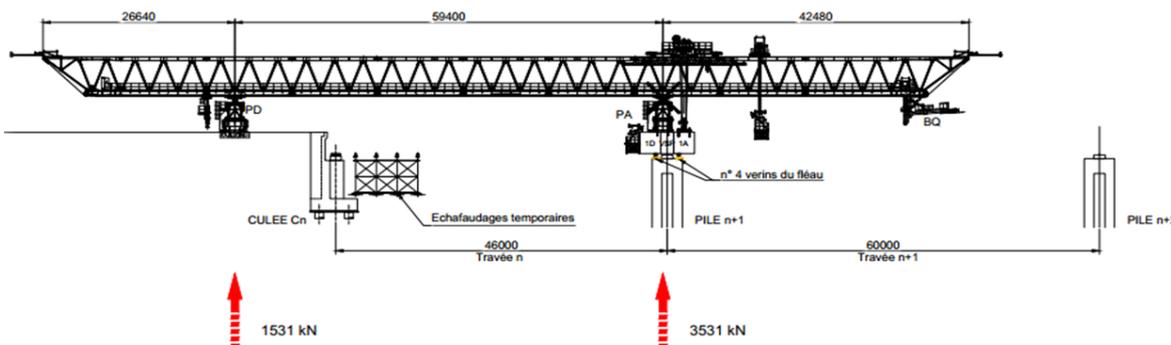


Figure.V.5. réalisation de fléau sur P1.

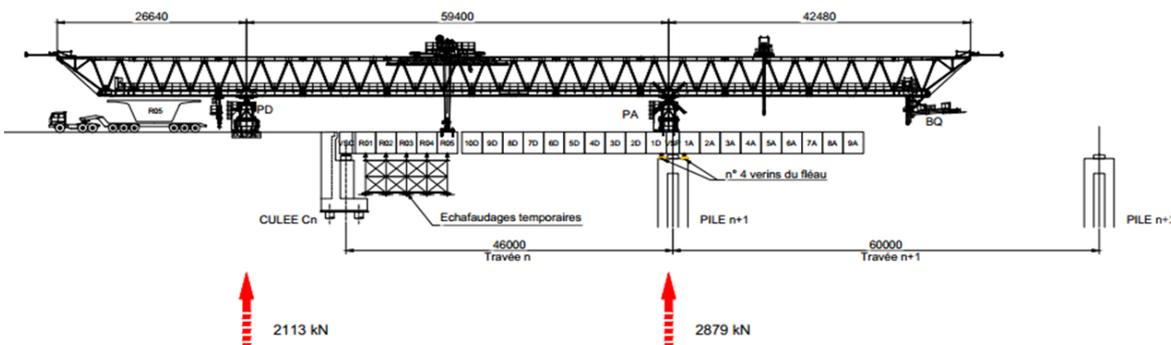


Figure.V.6. la disposition des voussoirs à compléter la travée C1-P1.

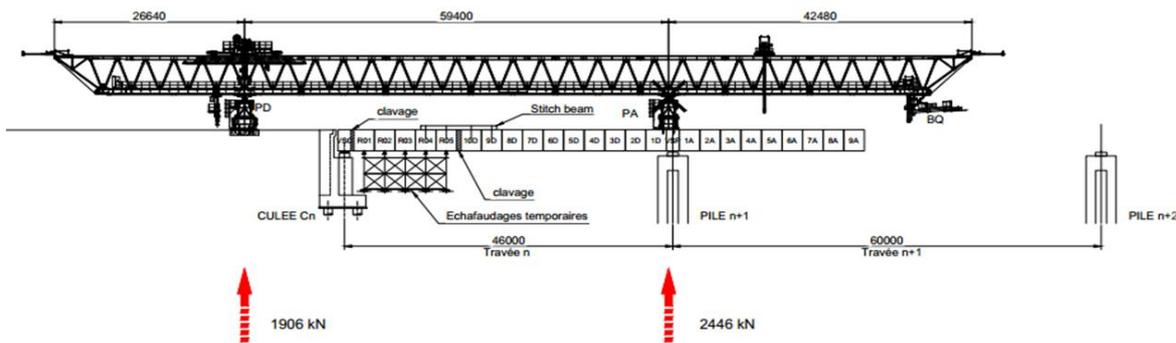


Figure.V.7. exécution des clavages entre C1-P1.

- ❖ **Phase 3 :** réalisation du fléau sur P_n , avec la réalisation de voussoir de clavage et l'exécution de la précontrainte de la travée $P(n-1) - P_n$.

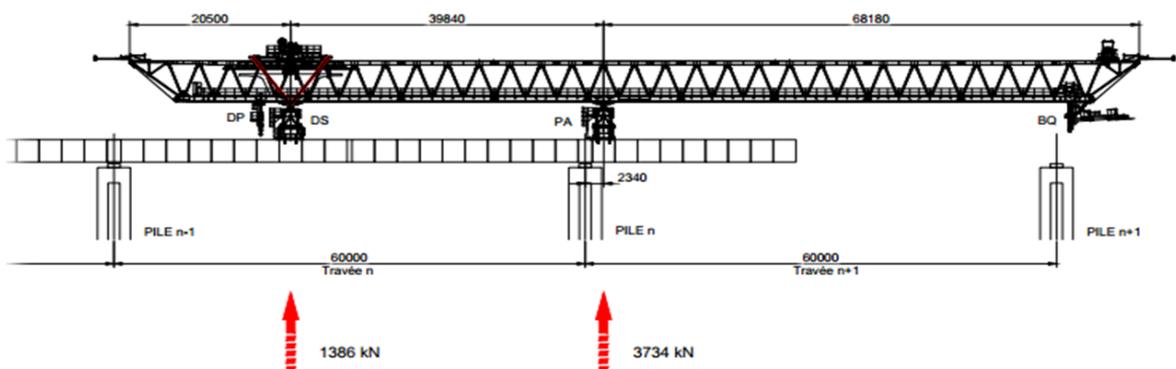


Figure.V.8. réalisation de fléau sur P_n .

- ❖ **Phase 4 :** disposition des voussoirs à compléter la travée P6-C2, avec la réalisation des voussoirs de clavage et l'exécution de la précontrainte de la travée P6-C2.

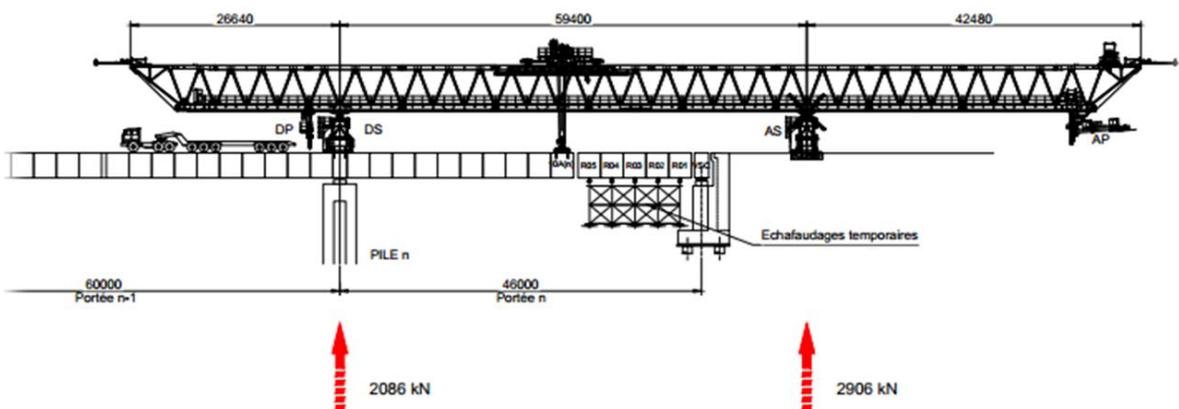


Figure.V.9. disposition des voussoirs à compléter la travée P6-C2.

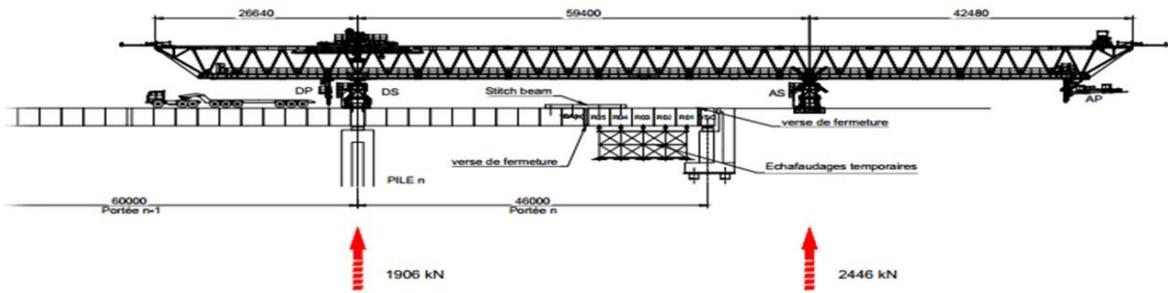


Figure.V.10. exécution des clavages entre P6-C2.

V.4. étude du fléau isostatique

Pendant l'exécution des fléaux du tablier il faut en assurer leur stabilité. Pour ce faire il faut vérifier deux types de situations créant des déséquilibres qui sont décrit dans les SETRA.

Dans le détail il faut considérer :

1. Une situation temporaire 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 non-symétriques ;
2. Une situation accidentelle qui correspond à la chute d'un voussoir préfabriqué. On reporte dans le dessin ci-dessous le schéma des 2 situations à considérer :

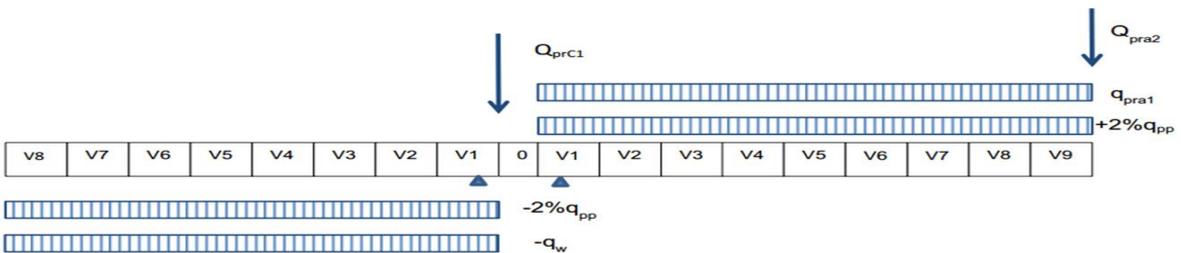


Figure.V.11. Situation de déséquilibre temporaire en construction.

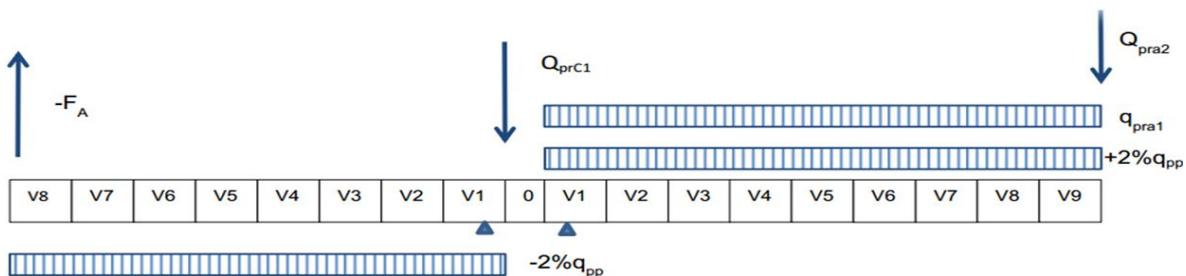


Figure.V.12. Situation accidentelle de déséquilibre.

V.4.1. effets dues au poids propre

$S_1 = 19 \text{ m}^2$ $L_1 = 1.8 \text{ m}$  voussoir sur pile.

$S_2 = 9.4 \text{ m}^2$ $L_2 = 2.88 \text{ m}$  voussoir V01.

$S_3 = 7.8 \text{ m}^2$ $L_3 = 2.88 \text{ m}$  voussoir courant.

Donc : $P_1 = 47.5 \text{ t/ml}$ $P_2 = 23.5 \text{ t/ml}$ $P_3 = 19.5 \text{ t/ml}$

➤ **Le poids propre de demi-fléau**

Se compose de $\frac{1}{2}$ voussoir sur pile + un voussoir V01 + 9 voussoirs courant.

$$P = (47.5 \times 1.8/2) + (23.5 \times 2.88) + (19.5 \times 2.88 \times 9) = 615.87 \text{ t}$$

➤ **Le poids propre de fléau :**

$$P = 615.87 \times 2 = 1231.74 \text{ t}$$

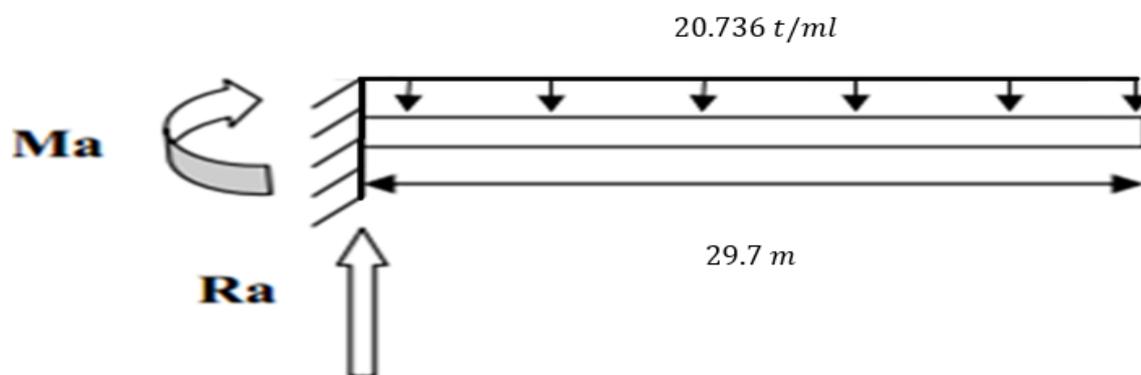


Figure.V.13. schéma statique du poids propre du demi-fléau.

➤ **Les équations de sollicitations**

✓ Le moment fléchissant :

$$M(x) = g \left(\frac{-x^2}{2} + xl - \frac{l^2}{2} \right) \quad \text{avec} \quad g = \frac{1231.74}{59.4} = 20,736 \text{ t/ml}$$

$$M(x) = 20,736 \times \left(\frac{-x^2}{2} + xl - \frac{l^2}{2} \right).$$

✓ L'effort tranchant :

$$V(x) = g(x - l)$$

$$V(x) = 20.736 (x - l)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

section	Distance (m)	moment fléchissant (t.m)	effort tranchant (t)
AXE DE PILE	0	-9145,67	-615,87
VSP	0,9	-8599,78	-597,21
V01	3,78	-6965,83	-537,49
V02	6,66	-5503,86	-477,77
V03	9,54	-4213,89	-418,05
V04	12,42	-3095,92	-358,32
V05	15,3	-2149,95	-298,60
V06	18,18	-1375,97	-238,88
V07	21,06	-773,98	-179,16
V08	23,94	-343,99	-119,44
V09	26,82	-86,00	-59,72
V10	29,7	0,00	0,00

Tableau.V.1. effets sous le poids propre.

V.4.2. Surcharges du chantier

Correspondant aux matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier au personnel et à l'action climatique.

Pour couvrir les charges de chantier inconnu on utilise :

- a. Charge répartie $Q_{\text{pra1}} = 200 \text{ N/m}^2$

$$Q_{\text{pra1}} = 0.02 \times 13.1 = 0.262 \text{ t/ml}$$

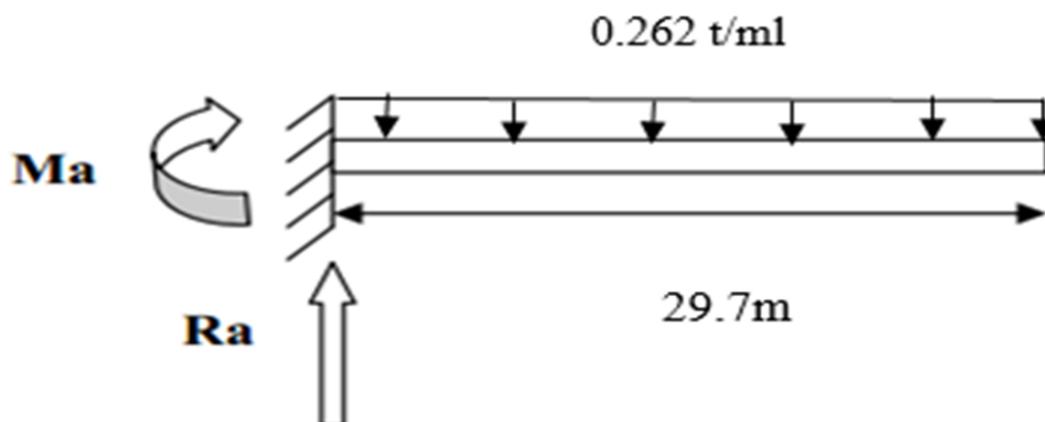


Figure.V.14. schéma statique de la surcharge du chantier répartie.

Donc les équations de sollicitations est :

✓ Le moment fléchissant :

$$M(x) = Q_{pra1} \left(\frac{-x^2}{2} + x.l - \frac{l^2}{2} \right) \longrightarrow M(x) = 0.262 \left(\frac{-x^2}{2} + x.l - \frac{l^2}{2} \right).$$

✓ L'effort tranchant :

$$V(x) = Q_{pra1} (x - l) \longrightarrow V(x) = 0.262 (x - l).$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Distance (m)	Moment fléchissant (t.m)	Effort tranchant (t)
AXE DE PILE	0	-115,55	-7,78
VSP	0,9	-108,66	-7,55
V01	3,78	-88,01	-6,79
V02	6,66	-69,54	-6,04
V03	9,54	-53,24	-5,28
V04	12,42	-39,12	-4,53
V05	15,3	-27,16	-3,77
V06	18,18	-17,39	-3,02
V07	21,06	-9,78	-2,26
V08	23,94	-4,35	-1,51
V09	26,82	-1,09	-0,75
V10	29,7	0,00	0,00

Tableau.V.2. effets sous surcharge Q_{pra1} .

b. Charge concentrée Q_{pra2}

Une charge concentrée appliquée en bout de fléau à l'extrémité du dernier voussoir d'une valeur de $(50+5b)$

Avec :

- b : largeur du hourdis supérieur exprimé en (m) « $b = 13.1$ m ».

Donc :

$$Q_{pra2} = 50 + 5 \times 13.1 = 115.5 \text{ KN} = 11.55t$$

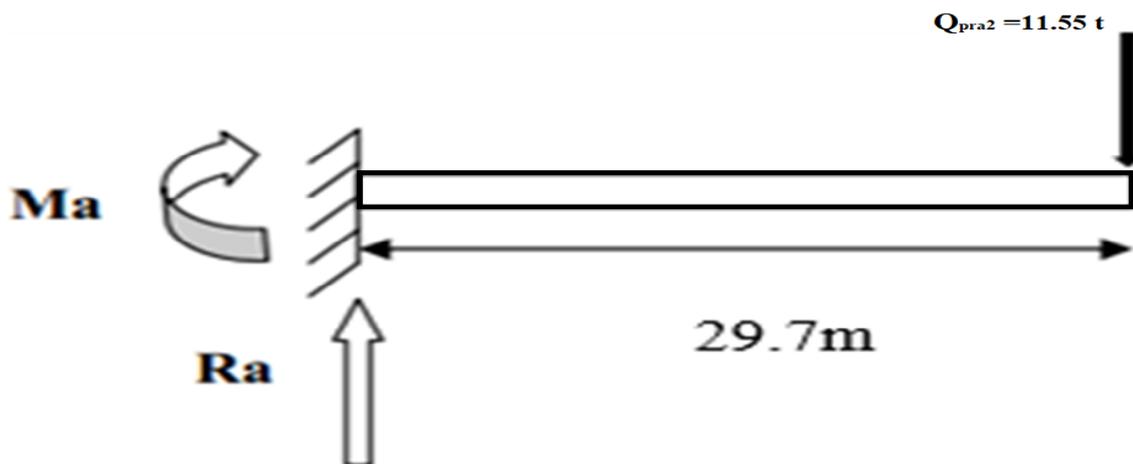


Figure.V.15. schéma statique de la charge de chantier concentrée.

Donc les équations de sollicitations est :

✓ Le moment fléchissant :

$$M(x) = Q_{pra2}(x - l) \quad \longrightarrow \quad M(x) = 11.55(x - l).$$

✓ L'effort tranchant :

$$V(x) = -Q_{pra2} \quad \longrightarrow \quad V(x) = -11.55 t.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Distance (m)	Moment fléchissant (t.m)	Effort tranchant (t)
AXE DE PILE	0	-343,04	-11,55
VSP	0,9	-332,64	-11,55
V01	3,78	-299,38	-11,55
V02	6,66	-266,11	-11,55
V03	9,54	-232,85	-11,55
V04	12,42	-199,58	-11,55
V05	15,3	-166,32	-11,55
V06	18,18	-133,06	-11,55
V07	21,06	-99,79	-11,55
V08	23,94	-66,53	-11,55
V09	26,82	-33,26	-11,55
V10	29,7	0,00	-11,55

Tableau.V.3. effets sous surcharge Q_{pra2} .

c. Effet de la surcharge répartie du vent

D'après le fascicule **61** titres **2**, on prend une surcharge du vent répartie de 125 Kg/m^2 pour les ouvrages en cour de construction soit 0.125 t/m^2 .

$$Qv = 0,125 \times 13,1 = 1.6375 \text{ t/ml}$$

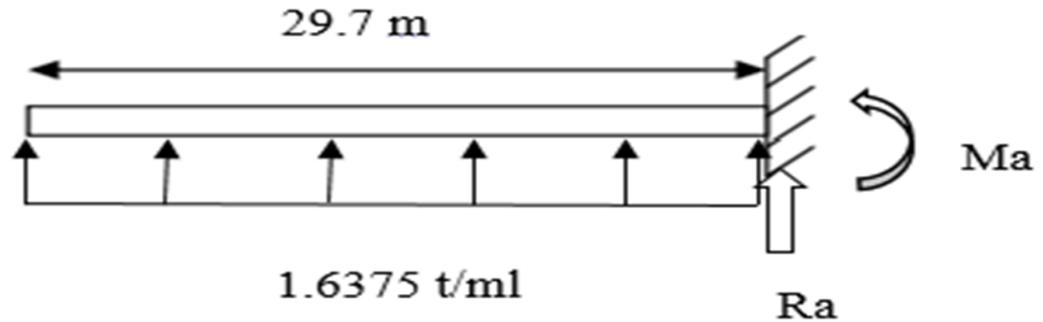


Figure.V.16. schéma statique de la charge de vent.

Donc les équations de sollicitations est :

✓ Le moment fléchissant :

$$M(x) = Qv \left(\frac{-x^2}{2} + xl - \frac{l^2}{2} \right) \longrightarrow M(x) = 1.6375 \left(\frac{-x^2}{2} + xl - \frac{l^2}{2} \right)$$

✓ L'effort tranchant :

$$V(x) = Qv(x - l) \longrightarrow V(x) = 1.6375(x - l)$$

Section	Distance (m)	moment fléchissant (t.m)	effort tranchant (t)
AXE DE PILE	0	-722,21	-48,63
VSP	0,9	-679,10	-47,16
V01	3,78	-550,07	-42,44
V02	6,66	-434,63	-37,73
V03	9,54	-332,76	-33,01
V04	12,42	-244,48	-28,30
V05	15,3	-169,78	-23,58
V06	18,18	-108,66	-18,86
V07	21,06	-61,12	-14,15
V08	23,94	-27,16	-9,43
V09	26,82	-6,79	-4,72
V10	29,7	0,00	0,00

Tableau.V.4. effets sous surcharge du vent.

d. Surcharges du lanceur

Dans la phase d'exécution sont fournis deux charges concentrées de la « poutre de lancement » avec les valeurs égales à 3734 KN avec une excentricité de pile égale à 2,340 m.

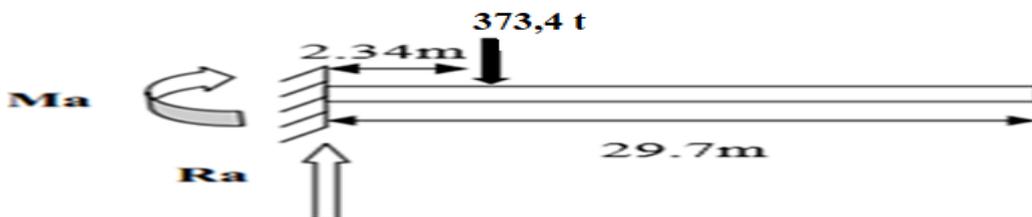


Figure.V.17. schéma statique de la charge de lanceur.

Donc les équations des sollicitations est :

✓ Le moment fléchissant :

$$M(x) = +373,4 \times (x - 2,34) \quad \text{pour} \quad 0 < x < 2,34 \text{ m}$$

$$M(x) = 0 \quad \text{pour} \quad 2,34 \text{ m} < x$$

✓ L'effort tranchant :

$$V(x) = -373,40 \quad \text{pour} \quad 0 < x < 2,34 \text{ m}$$

$$V(x) = 0 \quad \text{pour} \quad 2,34 \text{ m} < x$$

Section	Distance (m)	Moment fléchissant (t.m)	Effort tranchant (t)
AXE DE PILE	0	-873,76	-373,40
VSP	0,9	-537,70	-373,40
V01	3,78	0,00	0,00
V02	6,66	0,00	0,00
V03	9,54	0,00	0,00
V04	12,42	0,00	0,00
V05	15,3	0,00	0,00
V06	18,18	0,00	0,00
V07	21,06	0,00	0,00
V08	23,94	0,00	0,00
V09	26,82	0,00	0,00
V10	29,7	0,00	0,00

Tableau.V.5. effets sous surcharge de la poutre de lancement.

e. Actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'une partie de l'équipage mobile vide ou d'un voussoir préfabriqué en cours de pose (F_a).

Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage ou du dernier voussoir préfabriqué.

$$F_a = 7.8 \times 2.5 \times 2.88 = 56.16 \text{ t}$$

Donc les équations de sollicitations est :

✓ Le moment fléchissant :

$$M(x) = F_a (x - l) = 56.16 (x - l)$$

✓ L'effort tranchant :

$$V(x) = -F_a = -56.16 \text{ t}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Distance (m)	Moment fléchissant (t.m)	Effort tranchant (t)
AXE DE PILE	0	-1667,95	-56,16
VSP	0,9	-1617,41	-56,16
V01	3,78	-1455,67	-56,16
V02	6,66	-1293,93	-56,16
V03	9,54	-1132,19	-56,16
V04	12,42	-970,44	-56,16
V05	15,3	-808,70	-56,16
V06	18,18	-646,96	-56,16
V07	21,06	-485,22	-56,16
V08	23,94	-323,48	-56,16
V09	26,82	-161,74	-56,16
V10	29,7	0,00	-56,16

Tableau.V.6. effets sous surcharge de la chute.

V.5. Les combinaisons d'actions en construction

V.5.1. Pour la vérification de la stabilité de fléau

Le cas le plus défavorable est lors de coulage de l'avant dernier voussoir, et la valeur maximale du moment sera au niveau de l'encastrement. Selon [SÉTRA], nous avons deux types de combinaisons à prendre :

a) Combinaison en situation temporaire de construction (type A) ;

$$A1 : 1,1 (G_{max} + G_{min}) + 1,25 (Q_{pra2} + Q_{prc} + Q_{pra1} + Q_w)$$

$$A2 : 0,9 (G_{max} + G_{min}) + 1,25 (Q_{pra2} + Q_{prc} + Q_{pra1} + Q_w)$$

b) Combinaison en situation accidentelle de construction (type B).

$$B1 : 1,1 (G_{max} + G_{min}) + F_a + (Q_{pra2} + Q_{prc} + Q_{pra1} + Q_w)$$

$$B2 : 0,9 (G_{max} + G_{min}) + F_a + (Q_{pra2} + Q_{prc} + Q_{pra1} + Q_w)$$

Avec :

- G_{max} : le poids propre d'un demi-fléau majoré par 1.02 ;
- G_{min} : le poids propre d'un demi-fléau minoré par 0.98 ;
- Q_{pra2} : charge concentrée ;
- Q_{pra1} : la charge répartie ;
- Q_{prc} : La charge de lacement ;
- F_a : la chute du voussoir ;
- Q_w : surcharge répartie du vent.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Distance	Cas courant				Fa		Cas accidentelle			
	A1		A2				B1		B2	
	M	V	M	V	M	V	M	V	M	V
0	-2970,6	-578,8	-2897,4	-573,9	-1668,0	-56,16	-4124,9	-524,6	-4051,8	-519,7
0,9	-2451	-575,8	-2382,2	-571,1	-1617,4	-56,16	-3653,9	-522,1	-3585,1	-517,3
3,78	-1478,3	-99,6	-1422,6	-95,3	-1455,7	-56,16	-2699,6	-140,6	-2643,9	-136,3
6,66	-1205	-90,2	-1161	-86,3	-1293,9	-56,16	-2306,4	-132,5	-2262,3	-128,7
9,54	-958,97	-80,7	-925,26	-77,4	-1132,2	-56,16	-1936,4	-124,4	-1902,7	-121,1
12,42	-740,19	-71,2	-715,43	-68,4	-970,4	-56,16	-1589,8	-116,3	-1565,1	-113,4
15,3	-548,67	-61,8	-531,47	-59,4	-808,7	-56,16	-1266,6	-108,2	-1249,4	-105,8
18,18	-384,41	-52,3	-373,41	-50,4	-647,0	-56,16	-966,6	-100,1	-955,6	-98,2
21,06	-247,42	-42,8	-241,23	-41,4	-485,2	-56,16	-689,97	-92,0	-683,78	-90,6
23,94	-137,68	-33,4	-134,93	-32,4	-323,5	-56,16	-436,66	-83,9	-433,9	-83,0
26,82	-55,211	-23,9	-54,523	-23,4	-161,7	-56,16	-206,67	-75,8	-205,98	-75,3
29,7	0	-14,4	0	-14,4	0,0	-56,16	0	-67,7	0	-67,7

Tableau.V.7. Les valeurs de M et V pour les combinaisons A et B.

V.5.2. Pour calculer les câbles de fléau

On utilise la formule suivante : $1,03 G + Q_{pra1} + Q_{pra2} + Q_{lanceur}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Distance (m)	Moment fléchissant (t,m)	Effort tranchant (t)
AXE DE PILE	0	-10752,384	-1027,078
VSP	0,9	-9836,771	-1007,619
V01	3,78	-7562,188	-571,952
V02	6,66	-6004,630	-509,685
V03	9,54	-4626,401	-447,418
V04	12,42	-3427,501	-385,151
V05	15,3	-2407,929	-322,885
V06	18,18	-1567,686	-260,618
V07	21,06	-906,771	-198,351
V08	23,94	-425,185	-136,084
V09	26,82	-122,928	-73,817
V10	29,7	0,000	-11,550

Tableau.V.8. Les valeurs de M et V pour le calcul des câbles de fléau.

D'après le tableau en a les sollicitations maximales :

✓ Le moment fléchissant :

$$M_{max} = (x = 0) = -10752,384 \text{ t.m}$$

✓ L'effort tranchant :

$$V_{max} = (x = 0) = -1027,078 \text{ t}$$

V.6. Etude de la précontrainte de fléau

Les câbles de fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure des voussoirs et mis en place au fur et à mesure de l'avancement de construction. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter des câbles dans chaque voussoir.

V.6.1. Calcul de l'effort de précontrainte

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

- Fibres supérieures : $\sigma_{sup} = -\frac{|M|}{I} V$ (traction).
- Fibres inférieures : $\sigma_{inf} = \frac{|M|}{I} V'$ (compression).

L'effort de précontrainte reprend le moment négatif maximal au niveau de l'encastrement.

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

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

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

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

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.
- S : la section du voussoir sur l'axe de la pile.

A la limite nous aurons :

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

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

Chaque voussoir V_i doit supporter son poids propre ainsi que le poids propre du voussoir V_{i+1} , avec l'équipage mobile et les surcharges du chantier et du vent. Pour calculer l'effort « P », nous devons définir le « e ».

V.6.2. Détermination du nombre de câbles

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{0.8P_0}$$

Avec :

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de **19T15**.

$$\sigma_{P_0} = \min(0.8f_{prg}; 0.9f_{peg}) \quad ; \quad \sigma_{P_0} = 1476 \text{ MPa}$$

$$e = V - d \quad \text{et} \quad d = 10 + \frac{1}{2} \emptyset = 14 \text{ cm}$$

$$\sigma_{P_0} = \frac{P_0}{S} \quad \rightarrow \quad P_0 = \sigma_{P_0} \times S = 1476 \times 2641 = 389.8116 \text{ t}$$

caractéristiques	Section sur pile
Aire (m ²)	19
I _y (m ⁴)	18
V (m)	1.27
V' (m)	1.93
d(m)	0.14
e (m)	1.13

Tableau.V.9. caractéristiques du voussoir sur pile.

$$M_{max} = (x = 0) = -10752,384 \text{ t.m}$$

$$P = \frac{\frac{M V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e V}{I}} \Rightarrow P = \frac{\frac{10752,384 \times 1,27}{18}}{\frac{1}{19} + \frac{1,13 \times 1,27}{18}} = 5731,67 \text{ t.}$$

$$N \geq \frac{P}{0,8P_0} \Rightarrow N \geq \frac{5731,67}{311,85} = 18,37 \text{ câbles}$$

Donc on adopte 20 câbles \longrightarrow **N = 20 câbles**

V.6.3. Répartition des câbles dans chaque voussoir

x	M (t.m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	V (m)	P (t)	N câbles	N câbles
0	-10752,384	18	19	1,13	1,27	5731,67	18,3796	20
0,9	-9836,771	18	19	1,13	1,27	5243,59	16,8145	20
3,78	-7562,188	14	9,4	1,17	1,31	3278,05	10,5116	18
6,66	-6004,630	11	7,8	0,96	1,1	2678,19	8,58808	16
9,54	-4626,401	11	7,8	0,96	1,1	2063,47	6,61688	14
12,42	-3427,501	11	7,8	0,96	1,1	1528,73	4,90216	12
15,3	-2407,929	11	7,8	0,96	1,1	1073,98	3,44392	10
18,18	-1567,686	11	7,8	0,96	1,1	699,219	2,24217	08
21,06	-906,771	11	7,8	0,96	1,1	404,438	1,2969	06
23,94	-425,185	11	7,8	0,96	1,1	189,641	0,60812	04
26,82	-122,928	11	7,8	0,96	1,1	54,8285	0,17582	02
29,7	0,000	11	7,8	0,96	1,1	0	0	00

Tableau.V.10. Répartition des câbles dans le fléau.

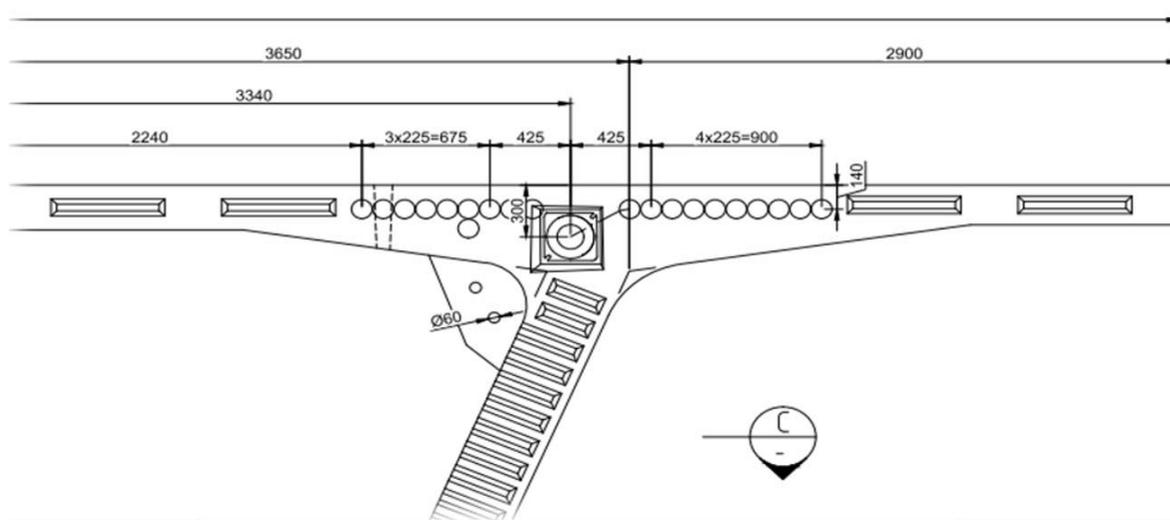


Figure.V.18. disposition transversale des câbles de fléau.

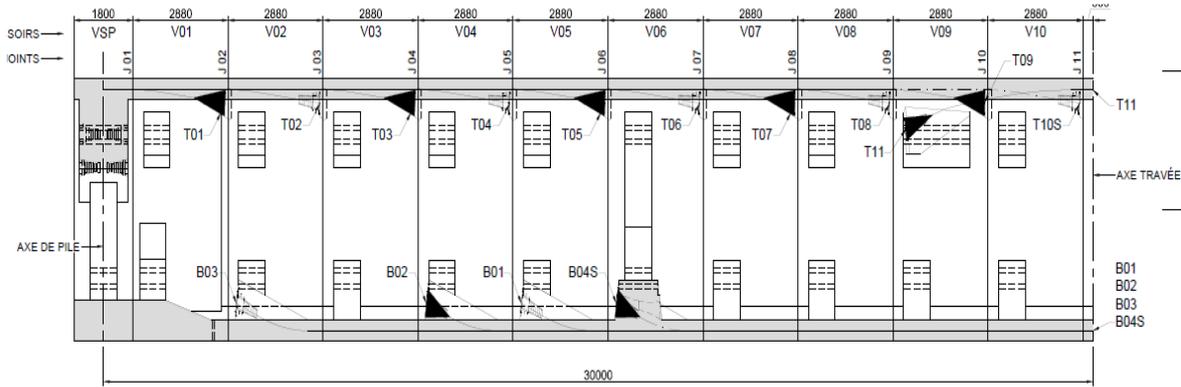


Figure.V.19. disposition longitudinal des câbles de fléau.

V.7. Trace des câbles de fléau

Les câbles de fléau 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 leurs nombres, toutefois le nombre de câbles doit être égal dans chaque âme.

V.7.1. Etude du tracé des câbles 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 où ils subissent une déviation parabolique d'équation générale :

$$y(x) = x^2 + bx + c$$

En respectant les conditions aux limites, l'équation devient :

$$d(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \cdot \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

Avec :

- d_1 : Distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.
- d_0 : Distance de câble à la fibre supérieure.
- l : Distance sur laquelle se fait la courbure.

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

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

Avec :

- le rayon minimal pour les câbles $R_{\min} = 6 \text{ m}$
- $Y = d_1 - d_0$

La tangente au point d'ancrage est donnée par formule suivante :

$$\tan \alpha = \left(\frac{dy}{dx} \right) = 2(d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l^2} \right) \rightarrow \alpha = \arctg [2(d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l^2} \right)] \quad \tan \alpha = \frac{2y}{x}$$

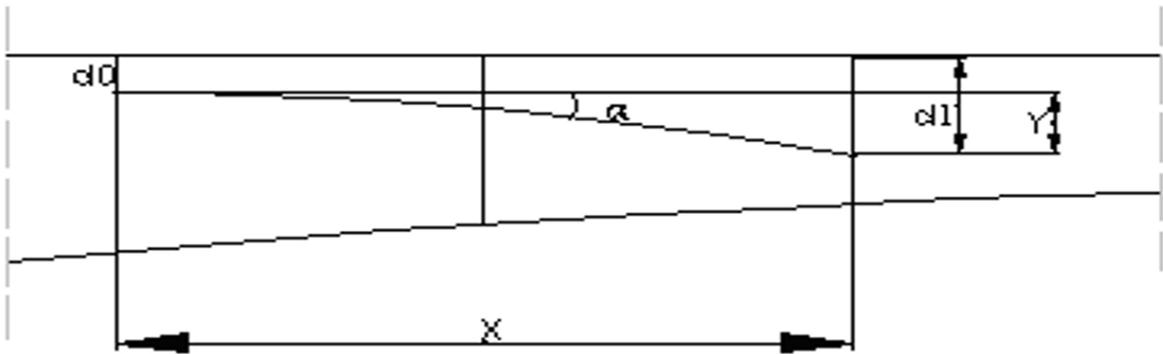


Figure.V.20. tracé d'un câble en élévation.

Exemple : Calcul du tracé en élévation pour le voussoir N° 01 :

Dans ce voussoir nous avons arrêté deux câbles soit un par âme, donc nous aurons :

$$\begin{cases} X = 3,78 \text{ m} \\ V = 1,31 \text{ m} \\ d_0 = 0,14 \text{ m} \end{cases}$$

$d_1 = V = 1,31 \text{ m}$ (S'il y a deux câbles dans un même voussoir, on aura $d_1 = V - 0,14$ pour l'un, et $d_1 = V + 0,14$ pour l'autre.

Donc en total, ce sera une distance de 28cm entre les axes des deux câbles).

$$d_1 = V = 1,31 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad y = d_1 - d_0 = 1,17 \text{ m}$$

$$R = \frac{3,78^2}{2 \times 1,17} = 6,106 \text{ m} > R_{\min} = 6 \text{ m} \quad \dots \dots \text{cv.}$$

$$\tan \alpha = \frac{2y}{x} = \frac{2.34}{3.78} = 0.619 \Rightarrow \alpha = 31,75^\circ.$$

Le câble suit une parabole de la forme :

$$y(x) = 0.14 + \frac{1.17}{3.78^2} x^2$$

$$y(x) = 0,14 + 0,0818x^2$$

Le tableau suivant montre les résultats obtenus pour chaque câble :

N° voussoir	N° câbles	X (m)	long de courbure	d1	d0	y (m)	R(m)	α°	équation de la courbe
1	1	3,78	3,78	1,31	0,14	1,17	6,10	31,75	$0,14+0,081x^2$
2	2	6,66	5,76	1,1	0,14	0,96	17,28	18,43	$0,14+0,028x^2$
3	3	9,54	5,76	1,1	0,14	0,96	17,28	18,43	$0,14+0,028x^2$
4	4	12,42	5,76	1,1	0,14	0,96	17,28	18,43	$0,14+0,028x^2$
5	5	15,3	5,76	1,1	0,14	0,96	17,28	18,43	$0,14+0,028x^2$
6	6	18,18	5,76	1,1	0,14	0,96	17,28	18,43	$0,14+0,028x^2$
7	7	21,06	5,76	1,1	0,14	0,96	17,28	18,43	$0,14+0,028x^2$
8	8	23,94	5,76	1,1	0,14	0,96	17,28	18,43	$0,14+0,028x^2$
9	9	26,82	5,76	1,1	0,14	0,96	17,28	18,43	$0,14+0,028x^2$
10	10	29,7	5,76	1,1	0,14	0,96	17,28	18,43	$0,14+0,028x^2$

Tableau.V.11. Équations des câbles en élévation.

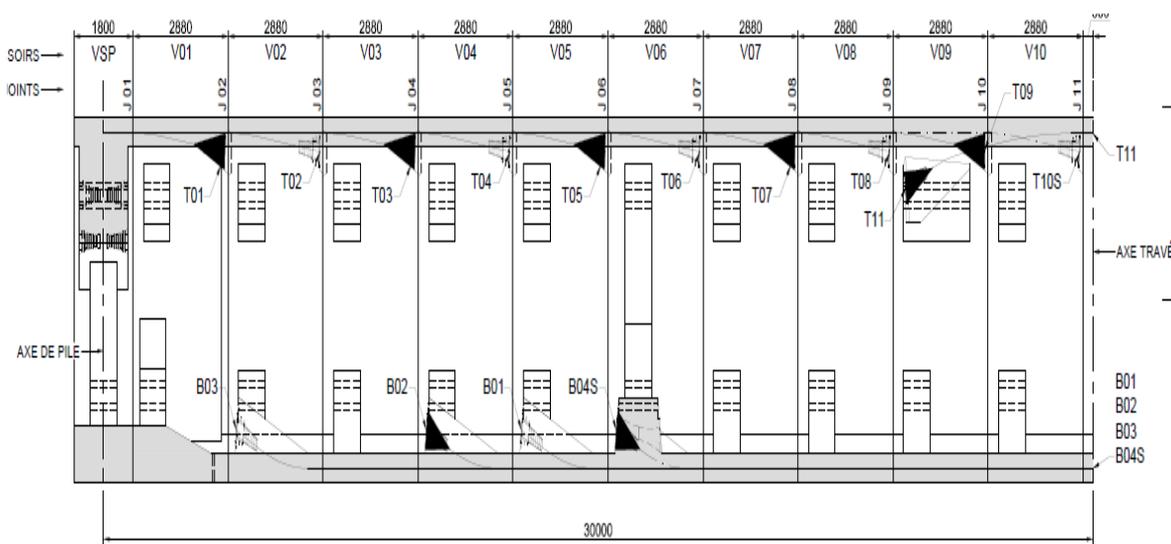


Figure V.21. Tracé en long des câbles d'élévation.

V.7.2. Etude du tracé en plan

Le tracé en plan suit aussi une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage ; mais avec une variation très lente car le câble subit en même temps deux courbures ; en plan et en élévation, ce qui pose des problèmes au niveau de l'exécution bien que théoriquement. Il est conseillé de donner au câble une forme en S plus ou moins prononcée afin de diminuer au maximum la composante de la précontrainte en plan.

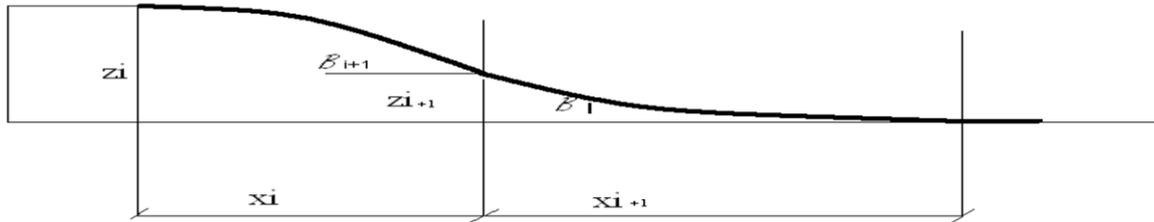


Figure.V.22. tracé d'un câble en plan

En plan, les câbles suivent un tracé parallèle à l'axe longitudinal de l'âme puis s'infléchissent sous une équation parabolique de forme :

$$Z(x) = ax^2 + bx + c$$

Avec les conditions aux limites :

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

Le rayon de courbure :

$$R_i = \frac{x_i^2}{2(Z_i - Z_{i+1})} \qquad R_{i+1} = \frac{x_{i+1}^2}{2(Z_{i+1})}$$

L'inclinaison de la courbure :

$$\tan \beta_i = \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{x_i} \qquad \tan \beta_{i+1} = \frac{2Z_{i+1}}{x_{i+1}}$$

- β_i : L'inclinaison dans la section intermédiaire.
- β_{i+1} : L'inclinaison dans la section d'ancrage.
- R_i : Rayon de courbure dans la première section.
- R_{i+1} : Rayon de courbure dans la deuxième section.

NB : le câble T01 du voussoir V0 ne subit aucune déviation en plan.

N° voussoir	N° câble	X _i (m)	X _{i+1} (m)	Z _i (m)	Z _{i+1} (m)	R _i (m)	R _{i+1} (m)	β _i °	β _{i+1} °
1	T01	3,78	3,78	0	0	0	0	0	0
2	T02	6,66	2,88	0,425	0,2125	19,516	19,51	8,39	8,39
3	T03	9,54	2,88	-0,425	-0,2125	-19,51	-19,51	-8,39	-8,39
4	T04	12,42	2,88	0,65	0,325	12,760	12,76	12,72	12,72
5	T05	15,3	2,88	-0,65	-0,325	-12,76	-12,76	-12,72	-12,72
6	T06	18,18	2,88	0,875	0,4375	9,4793	9,479	16,89	16,89
7	T07	21,06	2,88	-0,875	-0,4375	-9,479	-9,479	-16,89	-16,89
8	T08	23,94	2,88	1,1	0,55	7,5403	7,540	20,9	20,9
9	T09	26,82	2,88	-1,1	-0,55	-7,540	-7,540	-20,9	-20,9
10	T10	29,7	2,88	1,325	0,6625	6,259	6,259	24,706	24,706

Tableau V.12. Tableau des paramètres de tracé en plan des câbles.

Donc les équations des courbures sont :

N° voussoir	N° câble	éq de 1 ^{ère} courbure	éq 2 ^{ème} courbure
V01	T01	0	0
V02	T02	$0.425-0,0256197x^2$	$0.2125-0,0256197 x^2$
V03	T03	$-0.425+0,0256197 x^2$	$-0.2125+0,0256197 x^2$
V04	T04	$0.65-0,03918306 x^2$	$0.325-0,03918306 x^2$
V05	T05	$-0.65+0,03918306 x^2$	$-0.325+0,03918306 x^2$
V06	T06	$0.875-0,05274643 x^2$	$0.4375-0,05274643 x^2$
V07	T07	$-0.875+0,0527464 x^2$	$-0.4375+0,0527464 x^2$
V08	T08	$1.1-0,0663098 x^2$	$0.55-0,0663098 x^2$
V09	T09	$-1.1+0,0663098 x^2$	$-0.55+0,0663098 x^2$
V10	T10	$1.325-0,07987317 x^2$	$0.6625-0,07987317 x^2$

Tableau.V.13. les équations de courbures de tracé en plan des câbles.

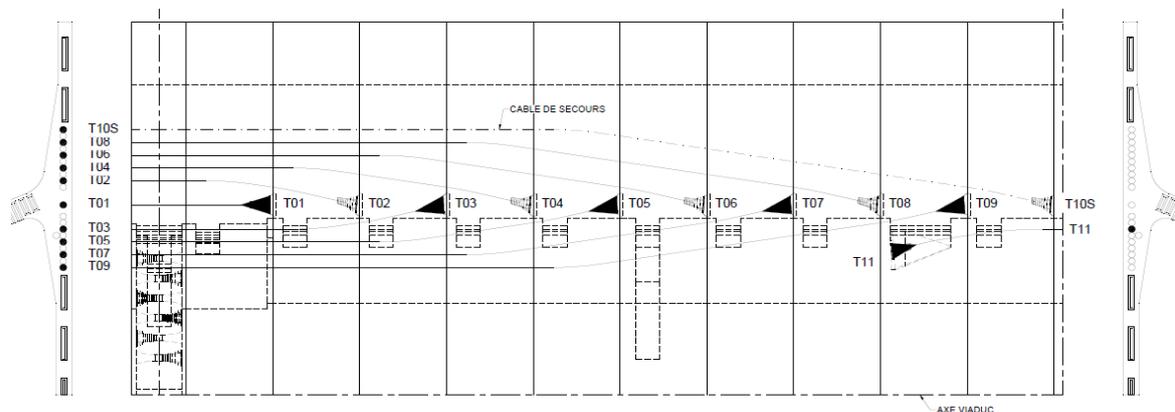


Figure.V.23. Déviations en plan des câbles de la précontrainte.

V.8. Calcul des pertes de précontrainte des câbles de fléau

La contrainte existant dans l'acier des armatures varie en fonction du temps, du fait de l'existence de phénomènes au béton de la construction, à savoir le retrait et le fluage que ceux concernant la relaxation de l'acier.

Donc ; la réduction de l'intensité de la force le long du câble de précontrainte est liée à plusieurs phénomènes instantanés et différés.

V.8.1. Perte de tensions instantanées

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

- Pertes dues au frottement acier - gaine.
- Pertes dues au relâchement des câbles et déplacements des ancrages.
- Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

a) Pertes de 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, il en est de même en ligne droite, ni la gaine ni le câble ne sont rigoureusement rectiligne.

Ils évaluées par la formule suivante :

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

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

- f : Coefficient de frottement en courbe.
- θ : La déviation angulaire total du câble sur la distance x indépendamment de leur direction et de leur signe, considérons son tracé dans l'espace « $\theta = \alpha_{\text{élévation}} + \beta_{\text{en plan}}$ »
- φ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur.
- x : La distance de la section considéré à celle des sorties des organes de mise en tension.
- σ_{p0} : La contrainte à l'origine.

	Nature des armatures	f		φ
		$3 \leq R \leq 6$	$R \geq 6 \text{ m}$	
Cas I : Câbles ne traversant pas des joints surfaces de reprise.	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0.16	0.002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0.18	
Cas II : Câbles traversant de nombreux joints ou reprise de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0.18	0.003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0.20	

Tableau.V.14. Valeurs de f et φ

$$\sigma_{P_0} = \text{Min} (0.8 F_{prg} ; 0.9 F_{peg}) = \text{Min} (0.8 \times 1860 ; 0.9 \times 1640)$$

$$\sigma_{P_0} = \text{Min} (1488 ; 1476) \Rightarrow \sigma_{P_0} = 1476 \text{ MPa}$$

Les résultats du calcul des pertes pour chaque câble sont donnés sur le tableau suivant :

N° voussoir	N° câble	X_i (m)	θ (rad)	σ_{P_0}	$\Delta \sigma_{P_0}$ (x)
1	T01	3,78	0,553861	1476	169,6676
2	T02	6,66	0,46786	1476	158,4371
3	T03	9,54	0,175142	1476	91,01781
4	T04	12,42	0,543394	1476	200,4253
5	T05	15,3	0,099608	1476	94,02426
6	T06	18,18	0,616138	1476	240,3858
7	T07	21,06	0,026864	1476	97,79375
8	T08	23,94	0,68609	1476	278,4261
9	T09	26,82	-0,04309	1476	102,32
10	T10	29,7	0,752484	1476	314,4689
				total	1746.967

Tableau. V.15. Pertes dues aux frottements.

La somme des pertes dues au frottement : $\sum \sigma_{P_0}(x) = 1746.967 \text{ MPa}$

b) Pertes dues au recule d'encrage

Lors du relâchement des câbles, une perte d'allongement au blocage de l'ancrage (4 à 6 mm) se produit et se traduit par une tension sur une certaine longueur à partir de l'ancrage. Dans ce mouvement, les clavettes se déplacent d'une longueur constante qu'on note ΔL_a donnés par les fabricants des aciers de précontraintes.

En raisonnant sur un diagramme basé sur l'équation : $\sigma = \sigma_0(1 - \mu\alpha - kx)$ la tension sous vérin vaut σ_0 , après le blocage la tension devient σ_2 . Le glissement à l'ancrage (g en mm) se répercute jusqu'à l'abscisse d de tension σ_3 .

Dans la mesure ou' l'armature de longueur l est tendue par une seul extrémité et ou sa déviation angulaire totale sur la longueur l est θ ce qui correspond à une déviation

Angulaire moyenne $\frac{\alpha \times f}{l}$ sur la longueur d , on trouve : $\Delta\sigma = 2dk$

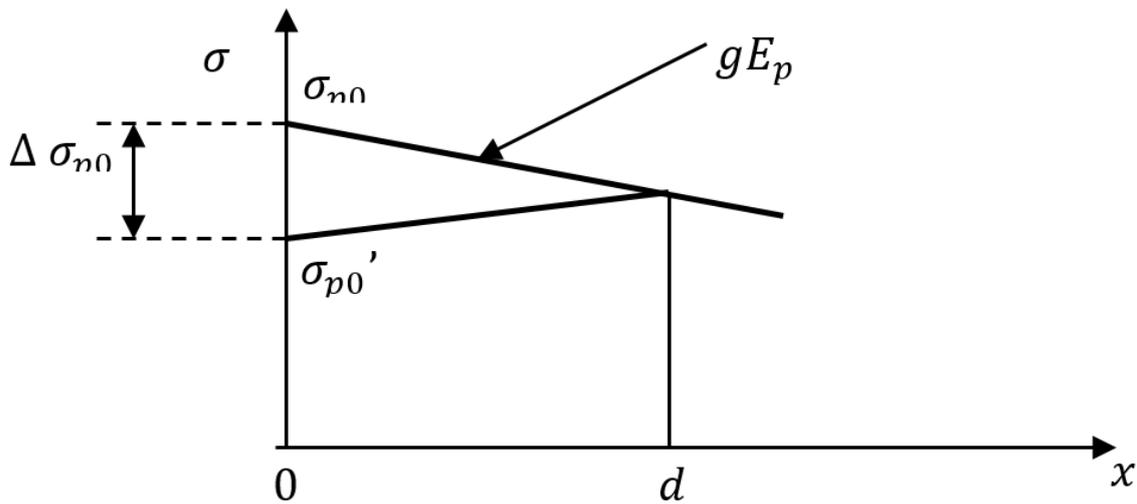


Figure.V.24. Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet de recul à l'ancrage.

Avec :

$$d = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_0 \times k}} \quad \begin{cases} d > x & \text{Les pertes existent.} \\ d < x & \text{Les pertes existent.} \end{cases}$$

Avec :

$$k = \frac{\alpha * f}{l} + \varphi$$

$$g = 0.006 \text{ m}$$

N° voussoir	N° câble	Xi (m)	θ (rad)	K	σ_{p0} (MPa)	d (m)	$\Delta\sigma_{pr}$ (MPa)
1	T01	3,78	0,553861	0,032305	1476	4,953545	0,320047
2	T02	6,66	0,46786	0,01705	1476	6,81851	0,232509
3	T03	9,54	0,175142	0,006672	1476	10,90009	0,145445
4	T04	12,42	0,543394	0,01175	1476	8,213439	0
5	T05	15,3	0,099608	0,004302	1476	13,57411	0
6	T06	18,18	0,616138	0,009778	1476	9,003688	0
7	T07	21,06	0,026864	0,003255	1476	15,60508	0
8	T08	23,94	0,68609	0,008732	1476	9,527944	0
9	T09	26,82	-0,04309	0,002679	1476	17,20238	0
10	T10	29,7	0,752484	0,008067	1476	9,912599	0
						total	0.698001

Tableau.V.16. Pertes dues au recul à l'ancrage.

La somme des pertes dues au recule d'encrage : $\sum \sigma_p = 0,698001 \text{ MPa}$

c) Pertes dues au raccourcissement du béton

La construction par encorbellement se distingue par la non simultanée de la mise en tension des câbles, traversant ainsi des sections d'âge différente et donc des modules d'élasticité différentes au cours du temps. De ce fait il y a lieu de tenir compte :

- d'une perte de tension dans les câbles par raccourcissement de béton lors de la mise en tension dans chaque section déjà coulée.
- d'autre perte de son influence sur chaque câble au paravent et dans chaque section.

Ce qui est le principe en général, dans la pratique on admet la perte de tension à chaque abscisse (x) égale à :

$$\Delta\sigma_i = \frac{n-1}{2n} \sigma_{bi} (n) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Les règles du béton précontraint aux états limites B.P.E.L proposent la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_i(x) = \frac{1}{2} \sigma_{bi} \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Tel que :

E_{ij} : Module de Young instantanée du béton à j jours, il est égal à $11000\sqrt[3]{f_{cj}}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \cdot f_{c28} = 34.86 \text{ Mpa}$$

Si la mise de précontrainte est faite après 15 jours on prendra $j = 15 \text{ jours}$.

$$\Rightarrow E_{ij} = 35934,87 \text{ Mpa}$$

σ_{bi} : Variation de la contrainte dans le béton agissant au centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.

$$\sigma_{ij} = \frac{P}{S} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{Me}{I}$$

Avec :

- P : Effort de précontrainte.
- M : Moment fléchissant dues au poids propre.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Distance (m)	P(x) (t)	M (t,m)	I (m ⁴)	S (m ²)	e (m)	σ_{ij} (MPa)	$\Delta\sigma_{racc}$ (MPa)
V01	3,78	6208,521	-6965,826	14	9,4	1,17	6,8540	18,59649
V02	6,66	5566,511	-5503,862	11	7,8	0,96	6,9969	18,9843
V03	9,54	5120,295	-4213,895	11	7,8	0,96	7,1768	19,47233
V04	12,42	4042,551	-3095,923	11	7,8	0,96	5,8678	15,92072
V05	15,3	3649,798	-2149,946	11	7,8	0,96	5,8608	15,90171
V06	18,18	2610,606	-1375,966	11	7,8	0,96	4,3333	11,75729
V07	21,06	2183,906	-773,981	11	7,8	0,96	3,9541	10,72849
V08	23,94	1265,117	-343,991	11	7,8	0,96	2,3817	6,462053
V09	26,82	725,5778	-85,998	11	7,8	0,96	1,4631	3,969683
V10	29,7	0	0,000	11	7,8	0,96	0,0000	0
							total	121,7931

Tableau.V.17. Pertes dues au raccourcissement du béton.

La somme des pertes dues au recule d'encrage : $\sum \sigma_{racc} = 121.7931 \text{ MPa}$

La somme des pertes instantanées est :

$$\sum \Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_i = 1746.967 + 0,698001 + 121.7931$$

$$\sum \Delta\sigma_{inst} = \mathbf{1869.46 \text{ Mpa}}$$

V.8.2. Pertes de tension différées

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

a) 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.

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

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r(t)$$

- ε_r : étant le retrait totale du béton il est pris égale à $2 \cdot 10^{-4}$ en climat humide (selon le B.P.E.L)
- E_p : Module d'élasticité de l'acier de précontrainte ($E_p = 195 \text{ KN/mm}^2$ pour les torons).

$$\Delta\sigma_r = 195000 \times 2 \times 10^{-4} = 39 \text{ MPa}$$

b) Pertes par fluage :

La perte finale de tension, due au fluage du béton ; est fonction de la contrainte maximale et finale supportées par le béton dans la section considérés de l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

La différence de contrainte développée par le fluage est donnée par la formule suivante :

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

Tel que :

- σ_M : Contrainte maximale dans le béton agissant au centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.
- σ_∞ : Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.

Avec :

$$\sigma_M \leq 1.5\sigma_\infty$$

D'où ;

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5\sigma_\infty \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$$\sigma_\infty = \frac{P}{s} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{Me}{I}$$

- M : Moment en phase finale du au poids propre.
- e : Excentricité du câble.
- P : Effort de précontrainte.

Les résultats obtenus sont sur le tableau suivant :

section	Distance (m)	P(x) (t)	σ_∞ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)
V01	3,78	6208,521	6,8540	92,982
V02	6,66	5566,511	6,9969	94,922
V03	9,54	5120,295	7,1768	97,362
V04	12,42	4042,551	5,8678	79,604
V05	15,3	3649,798	5,8608	79,509
V06	18,18	2610,606	4,3333	58,786
V07	21,06	2183,906	3,9541	53,642
V08	23,94	1265,117	2,3817	32,310
V09	26,82	725,5778	1,4631	19,848
V10	29,7	0	0,0000	0,000
total				608,9654

Tableau.V.18. Pertes de tension par fluage.

La somme des pertes dues au fluage : $\sum \Delta\sigma_{fl} = 608.9654 \text{ MPa}$

c) Perte de tension due à la relaxation des armatures

La relaxation des aciers est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît pour les aciers à haute limites élastique utilisés en béton précontraint que pour les contrainte supérieur à 30 ou 40% de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement et l'on distingue des aciers :

- à relaxation normale RN.
- à trop basse relaxation TBR.

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, fait choisir en générale les aciers à TBR. Un acier est caractérisé par sa relaxation à :

1000 heures exprimée en ρ_{1000} ($\rho_{1000} = 2.5\%$ dans le cas des câbles TBR).

La perte de relaxation s'écrit alors :

$$\Delta\sigma_{rlx} = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \cdot \sigma_{pi}$$

- σ_{pi} : étant la tension initial de l'acier après pertes instantanées « $\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$ ».
- f_{prg} : Contrainte de rupture garantie 1860 MPa.
- μ_0 : Un coefficient pris égale à :
 - 0,43 aciers TBR.
 - 0,3 acier RN.
 - 0,35 les autres aciers.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

section	distance	ρ_{1000} (%)	σ_{p0}	f_{prg}	μ_0	σ_{pi}	$\Delta\sigma_{rlx}$
V01	3,78	2,5	1476	1860	0,43	1287,416	50,62616
V02	6,66	2,5	1476	1860	0,43	1298,346	52,20043
V03	9,54	2,5	1476	1860	0,43	1365,364	62,27432
V04	12,42	2,5	1476	1860	0,43	1259,654	46,71427
V05	15,3	2,5	1476	1860	0,43	1366,074	62,38486
V06	18,18	2,5	1476	1860	0,43	1223,857	41,85363
V07	21,06	2,5	1476	1860	0,43	1367,478	62,60377
V08	23,94	2,5	1476	1860	0,43	1191,112	37,5884
V09	26,82	2,5	1476	1860	0,43	1369,71	62,95259
V10	29,7	2,5	1476	1860	0,43	1161,531	33,88402
total							513,0824

Tableau.V.19. Pertes dues à la relaxation des aciers.

La somme des pertes dues à la relaxation des aciers : $\Delta\sigma_{rlx} = 513.0824 \text{ MPa}$

❖ La somme des pertes différée est :

$$\sum \Delta\sigma_{dif} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{rlx}$$

$$\sum \Delta\sigma_{dif} = 39 + 608.9654 + \frac{5}{6}513.0824 = 1075.33 \text{ MPa}$$

Les pertes totale du aux pertes instantanées et pertes différées égale à :

$$\Delta\sigma_T = 1869,46 + 1075,33 = 2944,99 \text{ MPa} = 9.97\% < 20\%$$

Donc : « L'estimation des pertes est vérifiée ».

V.9. Vérification des contraintes

Cette étape a pour but la vérification de 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.

On distingue deux phases :

➤ **Phase de construction** : où on doit vérifier que ;

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{s} - \frac{M/V}{I} + \frac{PeV}{I} \geq \overline{\sigma_{t\ sup}}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{s} + \frac{M/\hat{V}'}{I} - \frac{Pe\hat{V}'}{I} \leq \overline{\sigma_{c\ inf}}$$

Avec ;

- σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section par application de l'effort de précontrainte.
- σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section par application de l'effort de précontrainte.
- P : Effort de précontrainte.
- s : Section transversale du voussoir.
- V : Distance entre centre de gravité de la section jusqu'à la fibre supérieure.
- \hat{V}' : Distance entre centre de gravité de la section jusqu'à la fibre inférieure.
- M : Moment généré par application de l'effort de précontrainte excentré de e par rapport au centre de gravité.
- $\overline{\sigma_{cl}}$: Contrainte admissible de compression.
- $\overline{\sigma_{ts}}$: Contrainte admissible de traction.

On a : $\overline{\sigma_{cl}} = \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 40 = 24 \text{ Mpa}$ et $\overline{\sigma_{ts}} = \overline{\sigma_{bt}} = 0$ (classe 01)

On doit vérifier que :

$$\sigma_{inf} < 24 \text{ Mpa} \quad \text{et} \quad \sigma_{sup} > 0 \text{ Mpa}$$

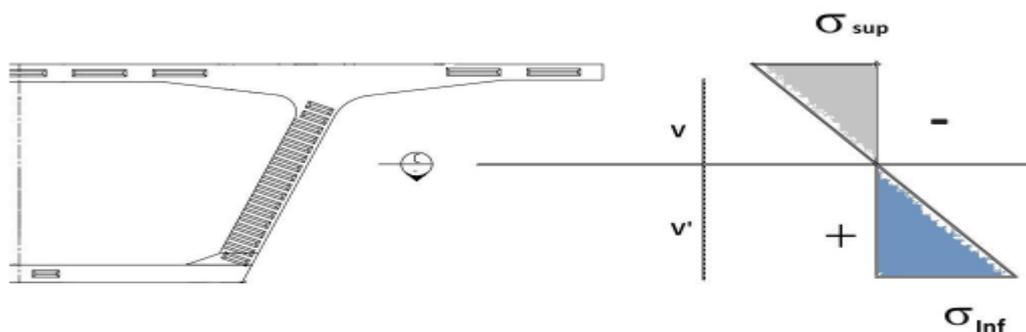


Figure.V.25. Diagramme des contraintes

Les résultats des contraintes dans la fibre supérieure de demi-fléau :

section	M (t,m)	I (m ⁴)	S (m ²)	e (m)	V (m)	P(x) (t)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
V01	-7562,188	14	9,4	1,17	1,31	3278,049	6,326	7,007
V02	-6004,630	11	7,8	0,96	1,1	2678,186	6,476	8,398
V03	-4626,401	11	7,8	0,96	1,1	2063,468	6,854	6,013
V04	-3427,501	11	7,8	0,96	1,1	1528,734	5,636	4,317
V05	-2407,929	11	7,8	0,96	1,1	1073,985	5,775	2,587
V06	-1567,686	11	7,8	0,96	1,1	699,2193	4,285	1,555
V07	-906,771	11	7,8	0,96	1,1	404,4382	3,990	0,528
V08	-425,185	11	7,8	0,96	1,1	189,6412	2,411	0,115
V09	-122,928	11	7,8	0,96	1,1	54,82852	1,504	-0,165
V10	0,000	11	7,8	0,96	1,1	0	0,000	0,000

Tableau.V.20. Vérification des contraintes en phase de construction.

NB : on remarque, d'après le tableau précédent que les contraintes en construction sont largement inférieures aux contraintes admissibles, ce qui signifie que notre ouvrage travaille dans la sécurité.

Chapitre VI
Etude de la précontrainte de
continuité

VI.1. Notion historique de la précontrainte

Dans le domaine des structures, le béton précontraint est l'innovation la plus importante du siècle passé. Aujourd'hui, il est le fruit de plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil. Certains ouvrages tels que les ponts de grande portée seraient inimaginables aujourd'hui sans l'utilisation du béton précontraint.

Faire l'exposé historique de la précontrainte serait prétentieux. Relevons toutefois que le béton précontraint est considéré comme une invention française résultant des travaux d'Eugène FREYSSINET (1879 – 1962).

VI.2. Généralité

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellement se compose de deux familles de câbles : les câbles de fléau et les câbles de continuité.

Les câbles de continuité : ils sont enfilés au voisinage de la clé 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.

VI.3. Étude des efforts

Les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dus aux combinaisons suivantes :

$$G + 1.2A(l) + 0.5\Delta T \text{ et } G + 1.2B_c + 0.5\Delta T \text{ et } G + D_{240} + 0.5\Delta T$$

Avec :

G : Poids propre de la superstructure.

$A(l)$; B_c ; D_{240} : Des surcharges routières.

ΔT : Gradient thermique.

Après la modélisation de notre ouvrage par le logiciel ROBOT, les résultats sont les suivantes :

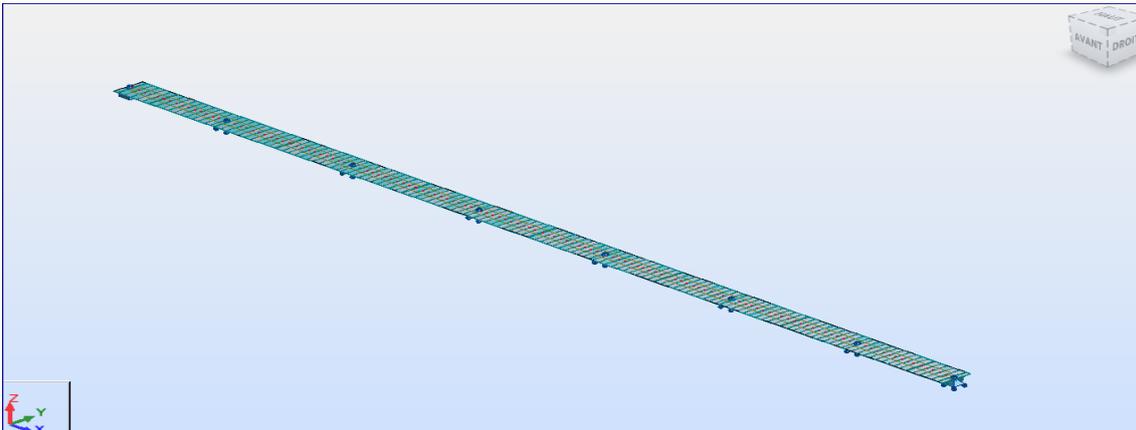


Figure.VI.1. modèle numérique du tablier par logiciel ROBOT.

Les résultats les plus défavorables dans notre cas est données par la combinaison :

$$G + 1.2A(l) + 0.5\Delta T$$

Le moment maximal dans la travée intermédiaire est donné pour le cas de 2^{ème} travée chargée :

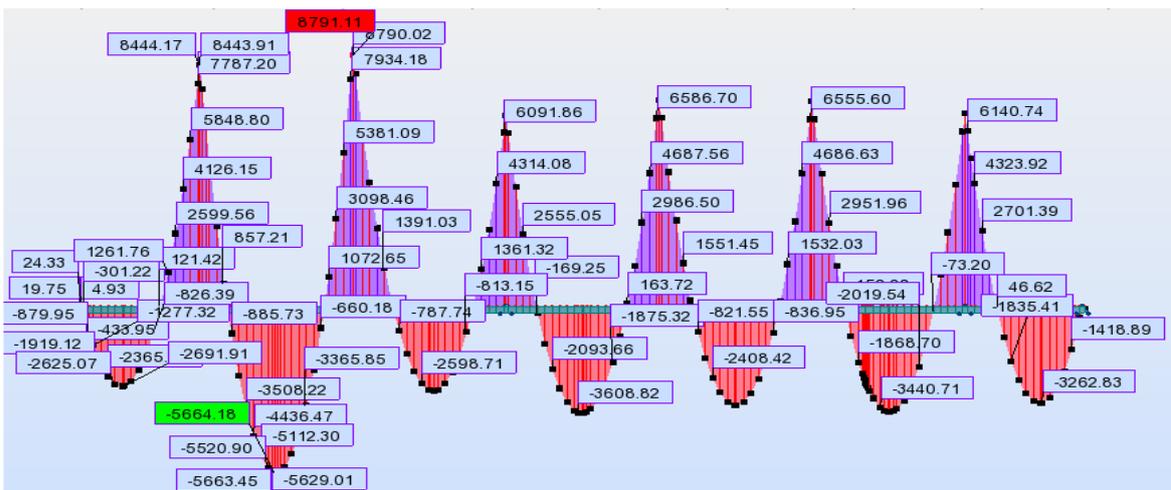


Figure.VI.2. diagramme du moment dans le cas de la 2^{ème} travée chargée.

Le moment maximal dans la travée de rive est donné pour le cas de 1^{ère} travée chargée :

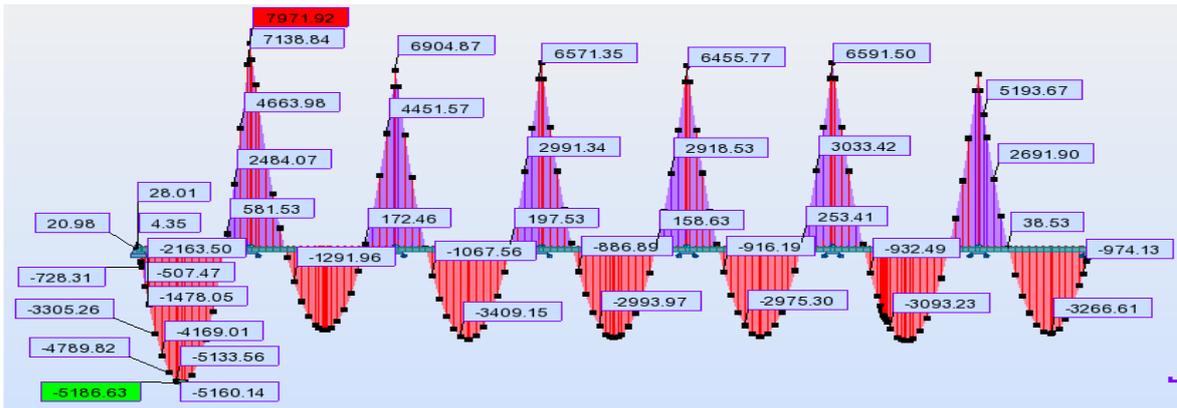


Figure.VI.3. diagramme du moment dans le cas de la 1^{ère} travée chargée.

VI.4. Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée

a. Travée intermédiaire

Les résultats des moments dans chaque voussoir est données dans le tableau suivant :

la section	distance (m)	moment (t,m)
VSP	0	-8791,11
1	3,78	-7934,18
2	6,66	-5397,68
3	9,54	-3121,03
4	12,42	-1088,25
5	15,3	660,18
6	18,18	2142,02
7	21,06	3365,85
8	23,94	4335,74
9	26,82	5033,63
10	29,7	5489,98
clavage	30,3	5664,18
10'	33,18	5663,45
9'	36,06	5520,9
8'	38,94	5112,3
7'	41,82	4436,47
6'	44,7	3508,22
5'	47,58	2328,11
4'	50,46	885,73
3'	53,34	-857,21
2'	56,22	-2836,05
1'	59,1	-5088,26
VSP'	60	-8444

Tableau VI.1. Moment dans chaque voussoir de la travée intermédiaire.

Calcul de l'effort de précontrainte

La détermination de l'effort de précontrainte se fera à l'aide de la formule suivante :

$$P = \frac{\frac{M_i V'_i}{I_i}}{\frac{1}{S_i} + \frac{e_i V'_i}{I_i}}$$

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante : $N \geq \frac{P}{0.8P_0}$

Avec :

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de **19T15**.

$$\sigma_{P0} = \text{Min} (0.8f_{prg} ; 0.9f_{peg}) = \text{Min} (0.8 \times 1860 ; 0.9 \times 1640)$$

$$\sigma_{P0} = \text{Min} (1488 ; 1476) \longrightarrow \sigma_{P0} = 1476 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{P0} = \frac{P_0}{S} \qquad P_0 = \sigma_{P0} \times S = 1476 \times 2641 = 389.8116 \text{ t}$$

$$e = V' - d \text{ avec } d = 13 \text{ cm} \qquad V' = 2.1 \text{ m}$$

caractéristiques	Section de clavage
Aire (m ²)	7.8
I _y (m ⁴)	11
V (m)	1.1
V' (m)	2.1
d(m)	0.113
e (m)	1.97

Tableau.VI.2. caractéristiques du voussoir de clavage.

$$(x = 30) = 5664.18 \text{ t.m}$$

$$P = \frac{\frac{M_i V'_i}{I_i}}{\frac{1}{S_i} + \frac{e_i V'_i}{I_i}} \qquad P = \frac{\frac{5664.18 \times 2.1}{11}}{\frac{1}{7.8} + \frac{1.97 \times 2.1}{11}} = 2144.3 \text{ t}$$

$$N \geq \frac{P}{0.8P_0} = \frac{2144.3}{0.8 \times 389.8116} = 6.876 \text{ câbles.}$$

Donc ; on arrondit à 8 câbles répartis à raison de 4 câbles par amé donc le nombre total est **08 câbles de 19T15.2.**

Le tableau suivant montre les résultats obtenus pour chaque voussoir :

la section	distance (m)	moment (t.m)	S (m ²)	I _y (m ⁴)	V' (m)	e (m)	P (t)	N
VSP	0	-8791,11	19	18	1,93	1,8	-3837,5	-12,306
1	3,78	-7934,18	9,4	14	1,89	1,76	-3113,9	-9,985
2	6,66	-5397,68	7,8	11	2,1	1,97	-2043,4	-6,552
3	9,54	-3121,03	7,8	11	2,1	1,97	-1181,5	-3,789
4	12,42	-1088,25	7,8	11	2,1	1,97	-412,0	-1,321
5	15,3	660,18	7,8	11	2,1	1,97	249,9	0,801
6	18,18	2142,02	7,8	11	2,1	1,97	810,9	2,600
7	21,06	3365,85	7,8	11	2,1	1,97	1274,2	4,086
8	23,94	4335,74	7,8	11	2,1	1,97	1641,4	5,263
9	26,82	5033,63	7,8	11	2,1	1,97	1905,6	6,111
10	29,7	5489,98	7,8	11	2,1	1,97	2078,3	6,664
clavage	30,3	5664,18	7,8	11	2,1	1,97	2144,3	6,876
10'	33,18	5663,45	7,8	11	2,1	1,97	2144,0	6,875
9'	36,06	5520,9	7,8	11	2,1	1,97	2090,0	6,702
8'	38,94	5112,3	7,8	11	2,1	1,97	1935,3	6,206
7'	41,82	4436,47	7,8	11	2,1	1,97	1679,5	5,386
6'	44,7	3508,22	7,8	11	2,1	1,97	1328,1	4,259
5'	47,58	2328,11	7,8	11	2,1	1,97	881,3	2,826
4'	50,46	885,73	7,8	11	2,1	1,97	335,3	1,075
3'	53,34	-857,21	7,8	11	2,1	1,97	-324,5	-1,041
2'	56,22	-2836,05	7,8	11	2,1	1,97	-1073,6	-3,443
1'	59,1	-5088,26	9,4	14	1,89	1,76	-1996,9	-6,404
VSP'	60	-8444	19	18	1,93	1,8	-3685,9	-11,820

Tableau. VI.3. Nombre de Câbles de continuité dans chaque voussoir (travée inter).

Le tableau suivant donne les nombres des câbles réel et arrêté dans chaque voussoir :

la section	N	réel	arrêté
VSP	-12,306	0	0
1	-9,985	0	0
2	-6,552	2	2
3	-3,789	2	0
4	-1,321	4	2
5	0,801	6	2
6	2,600	8	2
7	4,086	8	0
8	5,263	8	0
9	6,111	8	0
10	6,664	8	0
clavage	6,876	8	0
10'	6,875	8	0
9'	6,702	8	0
8'	6,206	8	0
7'	5,386	8	0
6'	4,259	8	2
5'	2,826	6	2
4'	1,075	4	2
3'	-1,041	2	0
2'	-3,443	2	2
1'	-6,404	0	0
VSP'	-11,820	0	0

Tableau.VI.4. Nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée intermédiaire).

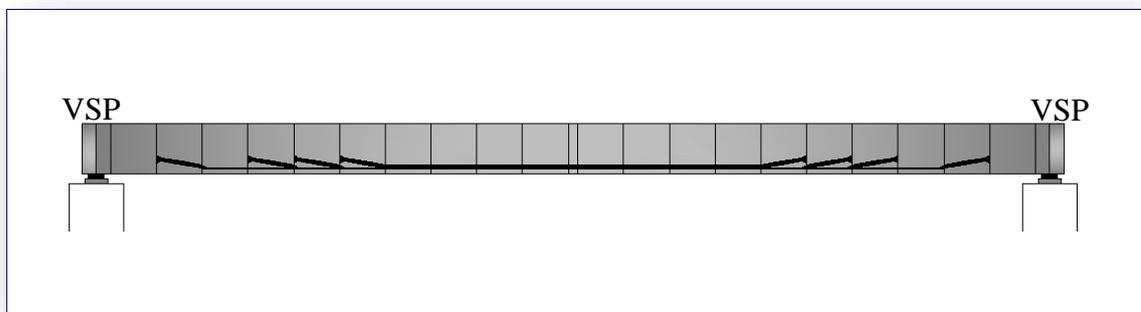


Figure VI.4. Disposition des câbles de continuités pour la travée intermédiaire.

b. Travée de rive

Les résultats des moments dans chaque voussoir est données dans le tableau suivant :

la section	distance (m)	moment (t,m)
VSP	0	-7971,8
1	3,78	-7138,8
2	6,66	-4675,5
3	9,54	-2484,1
4	12,42	-581,53
5	15,3	1065,56
6	18,18	2425,59
7	21,06	3520,06
8	23,94	4327,53
9	26,82	4893,68
10	29,7	5186,63
clavage	30,3	5160,14
5'	33,18	5133,56
4'	36,06	4789,82
3'	38,94	4169,02
2'	41,82	3305,26
1'	44,7	2163,5
clavage	45,1	728,31
VSC	46	4,35

Tableau VI.5. Moment dans chaque voussoir de la travée de rive.

Le tableau suivant montre les résultats obtenus pour chaque voussoir de la travée de rive :

la section	distance (m)	moment (t,m)	S (m ²)	I _y (m ⁴)	V' (m)	e (m)	P (t)	N
VSP	0	-7971,8	19	18	1,93	1,8	-3479,8	-11,159
1	3,78	-7138,8	9,4	14	1,89	1,76	-2801,7	-8,984
2	6,66	-4675,5	7,8	11	2,1	1,97	-1770,0	-5,676
3	9,54	-2484,1	7,8	11	2,1	1,97	-940,4	-3,016
4	12,42	-581,53	7,8	11	2,1	1,97	-220,1	-0,706
5	15,3	1065,56	7,8	11	2,1	1,97	403,4	1,294
6	18,18	2425,59	7,8	11	2,1	1,97	918,2	2,945
7	21,06	3520,06	7,8	11	2,1	1,97	1332,6	4,273
8	23,94	4327,53	7,8	11	2,1	1,97	1638,3	5,253
9	26,82	4893,68	7,8	11	2,1	1,97	1852,6	5,941
10	29,7	5186,63	7,8	11	2,1	1,97	1963,5	6,296
clavage	30,3	5160,14	7,8	11	2,1	1,97	1953,5	6,264
5'	33,18	5133,56	7,8	11	2,1	1,97	1943,4	6,232
4'	36,06	4789,82	7,8	11	2,1	1,97	1813,3	5,815
3'	38,94	4169,02	7,8	11	2,1	1,97	1578,2	5,061
2'	41,82	3305,26	7,8	11	2,1	1,97	1251,3	4,012
1'	44,7	2163,5	7,8	11	2,1	1,97	819,0	2,626
clavage	45,1	728,31	7,8	11	2,1	1,97	275,7	0,884
VSC	46	4,35	15	17	1,8	1,67	1,9	0,006

Tableau. VI.6. Nombre de Câbles de continuité dans chaque voussoir (travée de rive).

Donc ; on arrondit à 8 câbles répartis à raison de 4 câbles par amé donc le nombre total est **08 câbles de 19T15.2.**

Le tableau suivant montre les résultats obtenus pour chaque voussoir :

la section	N	réel	arrêté
VSP	-11,159	0	0
1	-8,984	0	0
2	-5,676	2	2
3	-3,016	2	0
4	-0,706	4	2
5	1,294	4	0
6	2,945	6	2
7	4,273	6	0
8	5,253	6	0
9	5,941	8	2
10	6,296	8	0
clavage	6,264	8	0
5'	6,232	8	0
4'	5,815	8	0
3'	5,061	8	0
2'	4,012	8	0
1'	2,626	8	0
clavage	0,884	8	0
VSC	0,006	8	0

Tableau.VI.7. Nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée de rive).

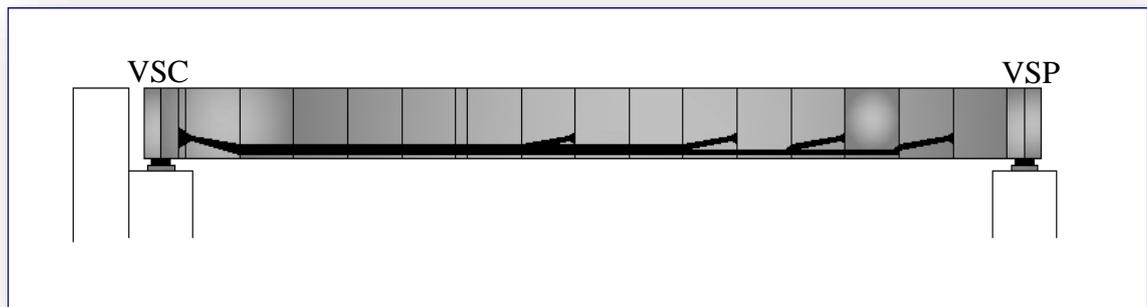


Figure VI.5. Disposition des câbles de continuités pour la travée de rive.

VI.5. Trace des câbles de continuité

VI.5.1. Etude du tracé des câbles en élévation

L'équation du tracé en élévation :

$$d(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

Avec :

- d_1 : Distance du point d'ancrage à la fibre inférieure.
- d_0 : Distance de câble à la fibre inférieure.
- l : Distance sur laquelle se fait la courbure.

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

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

Avec : le rayon minimal pour les câbles $R_{\min} = 6 \text{ m}$

$$Y = d_1 - d_0$$

La tangente au point d'ancrage est donnée par formule suivante :

$$\tan \alpha = \left(\frac{dy}{dx}\right) = 2(d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l^2}\right) \rightarrow \alpha = \arctan \left[2(d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l^2}\right)\right]; \tan \alpha = \frac{2y}{x}$$

Exemple : calcul du tracé en élévation pour le voussoir N° 01 :

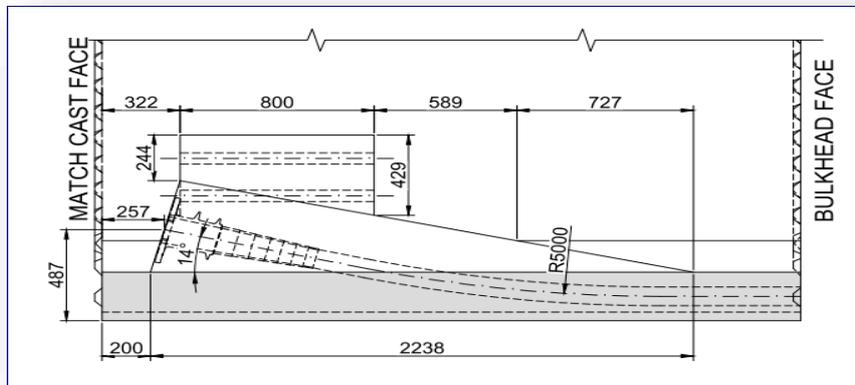


Figure.VI.6. disposition longitudinale des câbles de continuités.

Dans ce voussoir nous avons arrêté deux câbles soit un par âme, donc nous aurons :

$$\begin{cases} X = 2.623 \text{ m} \\ V' = 2.1 \text{ m} \\ d_0 = 0.13 \text{ m} \end{cases}$$

$$d_1 = 0.487 \text{ m.}$$

$$y = d_1 - d_0 = 0.357 \text{ m}$$

$$R = \frac{2.623^2}{2 \times 0.357} = 9.63 \text{ m} > R_{min} = 6 \text{ m} \dots\dots\dots cv$$

$$\tan \alpha = \frac{2y}{x} = \frac{0.714}{2.623} = 0.272 \longrightarrow \alpha = 15.22^\circ$$

Le câble suit une parabole de la forme :

$$y(x) = 0.13 + \frac{0.357}{2.623^2} x^2$$

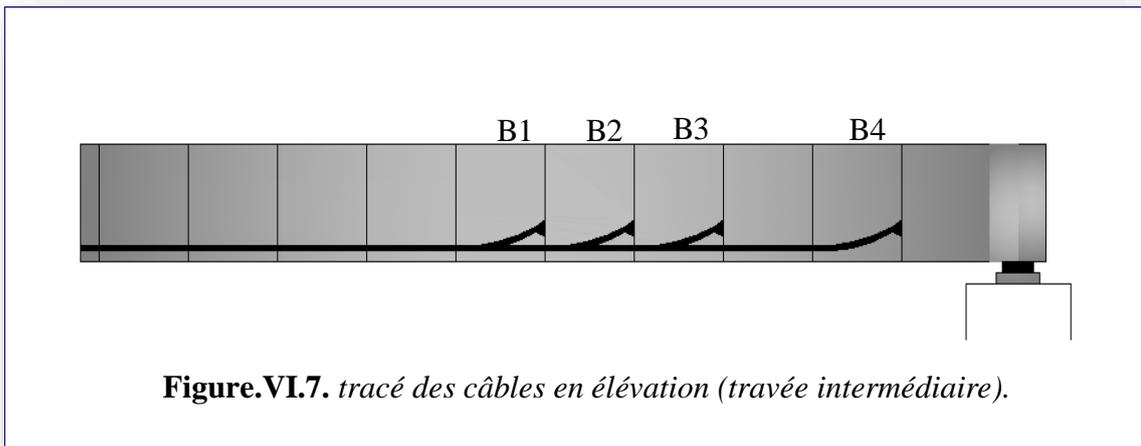
$$y(x) = 0.13 + 0.0519x^2$$

Donc les équations des tracés des câbles en élévation sont :

a. Travée intermédiaire

N° voussoir	1/2 câbles	long de courbure	d ₁	d ₀	y (m)	R(m)	a°	équation de la courbe
10	tous	0	0,13	0,13	0	0,000	0,00	0,13
9	tous	0	0,13	0,13	0	0,000	0,00	0,13
8	tous	0	0,13	0,13	0	0,000	0,00	0,13
7	tous	0	0,13	0,13	0	0,000	0,00	0,13
6	B1	2,623	0,487	0,13	0,357	9,636	15,22	0,13+0,0519x ²
5	B2	2,623	0,487	0,13	0,357	9,636	15,22	0,13+0,0519x ²
4	B3	2,623	0,487	0,13	0,357	9,636	15,22	0,13+0,0519x ²
3	tous	0	0,13	0,13	0	0,000	0,00	0,13
2	B4	2,623	0,487	0,13	0,357	9,636	15,22	0,13+0,0519x ²

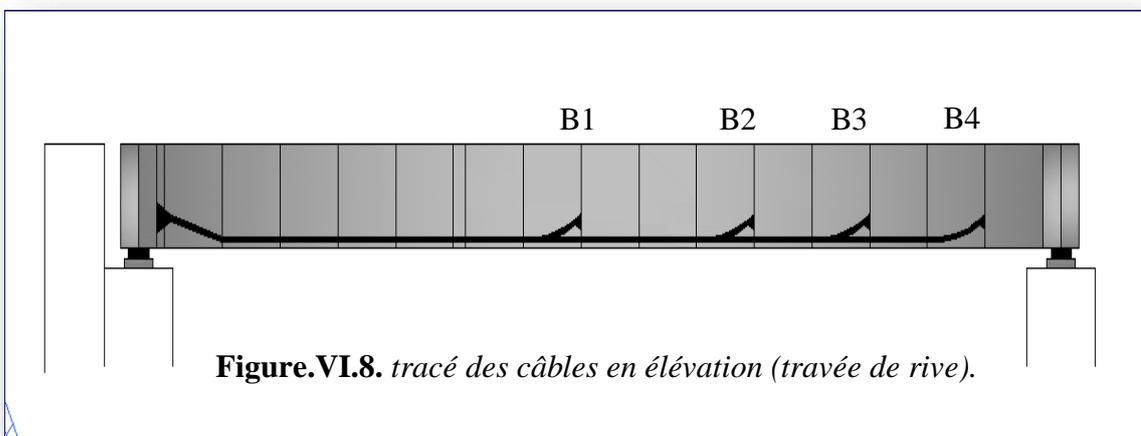
Tableau.VI.8. *Équations des câbles en élévation (travée intermédiaire).*



b. Travée de rive :

N° voussoir	1/2 câbles	long de courbure	d ₁	d ₀	y (m)	R(m)	a°	équation de la courbe
2	B4	2,623	0,487	0,13	0,357	9,636	15,22	$0,13+0,0519x^2$
3	tous	0	0,13	0,13	0	0,000	0,00	0,13
4	B3	2,623	0,487	0,13	0,357	9,636	15,22	$0,13+0,0519x^2$
5	tous	0	0,13	0,13	0	0,000	0,00	0,13
6	B2	2,623	0,487	0,13	0,357	9,636	15,22	$0,13+0,0519x^2$
7	tous	0	0,13	0,13	0	0,000	0,00	0,13
8	tous	0	0,13	0,13	0	0,000	0,00	0,13
9	B1	2,623	0,487	0,13	0,357	9,636	15,22	$0,13+0,0519x^2$
10 ; VSC	tous	0	0,13	0,13	0	0,000	0,00	0,13

Tableau.VI.9. Équations des câbles en élévation (travée de rive).



VI.5.2. Etude du tracé en plan

En plan, les câbles suivent un tracé parallèle à l'axe longitudinal de l'âme puis s'infléchissent sous une équation parabolique de forme : $Z(x) = ax^2 + bx + c$

Avec les conditions aux limites : $Z(x) = Z_i + (Z_{i+1} - Z_i) \cdot \left(\frac{x}{l}\right)^2$

Le rayon de courbure : $R_i = \frac{x_i^2}{2(Z_i - Z_{i+1})}$ $R_{i+1} = \frac{x_{i+1}^2}{2(Z_{i+1})}$

L'inclinaison de la courbure : $\tan \beta_i = \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{x_i}$ $\tan \beta_{i+1} = \frac{2Z_{i+1}}{x_{i+1}}$

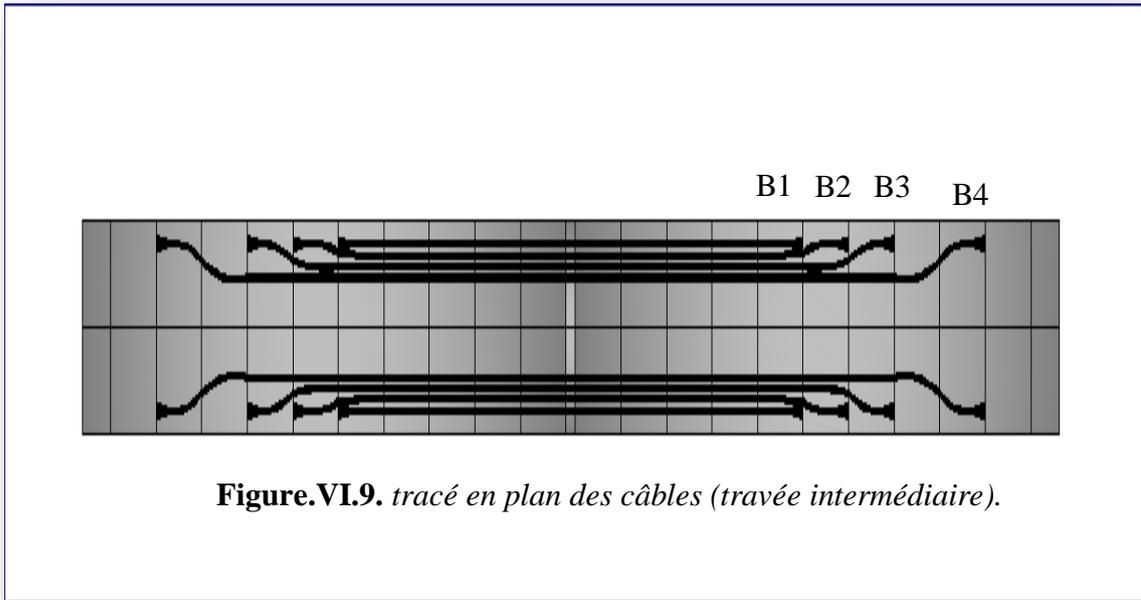
- β_i : L'inclinaison dans la section intermédiaire.
- β_{i+1} : L'inclinaison dans la section d'ancrage.
- R_i : Rayon de courbure dans la première section.
- R_{i+1} : Rayon de courbure dans la deuxième section.

Donc les équations des courbures sont :

a. Travée intermédiaire

N° câble	Xi (m)	Xi+1 (m)	Zi (m)	Zi+1 (m)	Ri (m)	Ri+1 (m)	β_i°	β_{i+1}°	eq de la courbure
B1	2,88	2,88	0	0	0	0	0	0	0
B2	2,88	2,88	0,225	0,1125	36,864	36,864	4,46	4,46	$0,225 - 0,0136x^2$
B3	2,88	2,88	0,45	0,225	18,432	18,432	8,88	8,88	$0,45 - 0,0271x^2$
B4	2,88	2,88	0,675	0,45	18,432	9,216	8,88	17,35	$0,675 - 0,0271x^2$

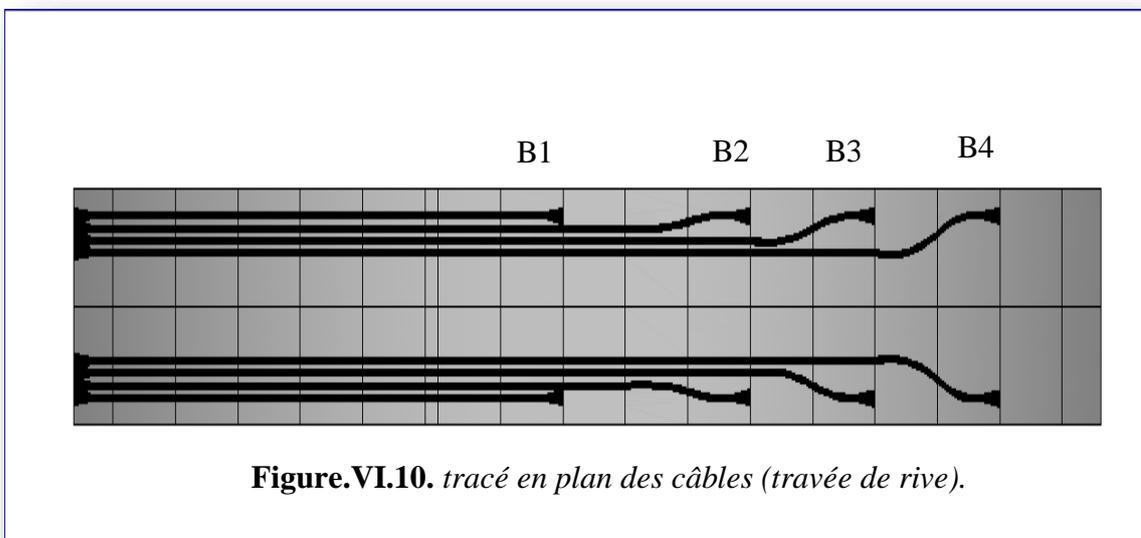
Tableau.VI.10. les équations de courbures de tracé en plan des câbles (travée inetr).



b. Travée de rive

N° câble	X _i (m)	X _{i+1} (m)	Z _i (m)	Z _{i+1} (m)	R _i (m)	R _{i+1} (m)	β _i °	β _{i+1} °	eq de la courbure
B1	2,88	2,88	0	0	0	0	0	0	0
B2	2,88	2,88	0,225	0,1125	36,864	36,864	4,46	4,46	0.225-0,0136x ²
B3	2,88	2,88	0,45	0,225	18,432	18,432	8,88	8,88	0,45-0,0271x ²
B4	2,88	2,88	0,675	0,45	18,432	9,216	8,88	17,35	0.675-0,0271x ²

Tableau.VI.11. *les équations de courbures de tracé en plan des câbles (travée de rive).*



VI.6. Calcul des pertes de précontrainte

La démarche pour la détermination des pertes est la même que celle explicitée dans l'étude de la précontrainte de fléau.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

a. Travée intermédiaire

N° voussoir	N° câble	$\Delta\sigma_{pf}$	$\Delta\sigma_{pr}$	$\Delta\sigma_{racc}$	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{rlx}$
2	B4	220,7127	0	-17,5748	39	-87,874	48,55991
4	B3	129,425	0	13,27746		66,387	57,36379
5	B2	167,7303	0	30,26391		151,320	49,28627
6	B1	135,6834	0	47,36676		236,834	51,4208
Σ		653,5514	0	73,33331	39	366,667	206,6308

Tableau.VI.12.Pertes de précontrainte dans la travée centrale.

les pertes instantanées	les pertes différées	totale	%
726,8847	577,8589	1304,744	11,04966

Tableau.VI.13.résultat des Pertes de précontrainte dans la travée centrale.

b. Travée de rive

N° voussoir	N° câble	$\Delta\sigma_{pf}$	$\Delta\sigma_{pr}$	$\Delta\sigma_{racc}$	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{rlx}$
9	B1	163,4913	0	-13,6711	39	-68,355	56,2963
6	B2	172,5431	0	15,1452		75,726	50,75446
4	B3	181,3518	0	38,56064		192,803	46,22074
2	B4	164,464	0	59,94394		299,720	45,60157
Σ		681,8502	0	99,97871	39	499,894	198,8731

Tableau.VI.14.Pertes de précontrainte dans la travée de rive.

les pertes instantanées	les pertes différées	totale	%
781,8289	704,6211	1486,45	12,5885

Tableau.VI.15.résultat des Pertes de précontrainte dans la travée de rive.

Donc, on maintient le nombre de câbles calculés précédemment à savoir 08 câbles de 19T15 dans chaque travée.

VI.7. Vérification de la précontrainte

La vérification des contraintes dans le béton se fera à l'état limite de service sous la combinaison la plus défavorable.

On distinguera deux cas de vérifications :

- ✓ **1^{er} Cas** : où l'ouvrage ne subit aucunes surcharges sauf les charges permanentes (poids propre et surcharges de la superstructure) c'est-à-dire la **vérification à vide**.
- ✓ **2^{ème} Cas** : où l'ouvrage est sollicité par son poids propre et par les surcharges d'exploitations, c'est-à-dire la **vérification en service**.

La vérification des contraintes se traduit par la vérification des quatre inéquations suivantes :

1. A vide (Sous M_{min}) :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{M_{min}/V}{I} \geq \overline{\sigma}_{ts} = 0$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{Pe/V'}{I} + \frac{M_{min}/V'}{I} \leq \overline{\sigma}_{ci} = 24MPa$$

2. En charge (sous $A(l)$) :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{M_{max}/V}{I} \leq \overline{\sigma}_{cs} = 24MPa$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} + \frac{M_{max}/V'}{I} \geq \overline{\sigma}_{ti} = 0$$

Tel que : $e < 0$

On désigne par :

P : la valeur de la précontrainte,

e : son excentricité

v, v' : la distance du centre de gravité à la fibre supérieure et à la fibre inférieure respectivement.

I : moment d'inertie de la section par rapport au centre de gravité de la section,

M_{max} : Le moment maximum agissant sur la section, sous le système A(l),

M_{min} : Le moment minimum agissant sur la section, sous le poids propre G + CCP.

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

a. Travée intermédiaire

• **A vide**

la section	moment (t,m)	S (m ²)	I _y (m ⁴)	V (m)	V' (m)	e (m)	P (t)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
VSP	7229,93	19	18	1,27	1,93	1,8	3156,0	0,568025	3,322088
1	6588,26	9,4	14	1,31	1,89	1,76	2585,6	0,844123	5,501355
2	4694,54	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1777,2	1,084976	4,5569
3	2996,56	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1134,4	0,692548	2,908703
4	1485,23	7,8	11	1,1	2,1	1,97	562,3	0,343258	1,441684
5	184,44	7,8	11	1,1	2,1	1,97	69,8	0,411507	0,179032
6	926,56	7,8	11	1,1	2,1	1,97	350,8	2,067261	0,899394
7	1844,56	7,8	11	1,1	2,1	1,97	698,3	4,115425	1,790479
8	2569,56	7,8	11	1,1	2,1	1,97	972,7	5,732983	2,494223
9	3098,44	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1173,0	6,912974	3,007596
10	3440,7	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1302,5	7,676596	3,339821
clavage	3583,18	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1356,5	7,994485	3,478124
10'	3582,95	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1356,4	7,993972	3,477901
9'	3487,02	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1320,1	7,779941	3,384783
8'	3196,85	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1210,2	7,132538	3,103121
7'	2707,49	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1025,0	6,04072	2,628109
6'	2029,38	7,8	11	1,1	2,1	1,97	768,3	4,527779	1,96988
5'	1164,26	7,8	11	1,1	2,1	1,97	440,7	2,597597	1,130125
4'	102,27	7,8	11	1,1	2,1	1,97	38,7	0,228176	0,099272
3'	1172,57	7,8	11	1,1	2,1	1,97	443,9	2,616138	1,138191
2'	2632,4	7,8	11	1,1	2,1	1,97	996,5	5,873186	2,55522
1'	4288,67	9,4	14	1,31	1,89	1,76	1683,1	8,575427	3,581142
Vsp'	6767,02	19	18	1,27	1,93	1,8	2953,9	10,08067	3,109385

Tableau.VI.16. vérification de la précontrainte à vide de la travée intermédiaire.

- En charge

la section	moment (t,m)	S (m ²)	I _y (m ⁴)	V (m)	V' (m)	e (m)	P (t)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
VSP	8791,11	19	18	1,27	1,93	1,8	3837,5	0,690681	4,039436
1	7934,18	9,4	14	1,31	1,89	1,76	3113,9	1,01657	6,625231
2	5397,68	7,8	11	1,1	2,1	1,97	2043,4	1,247482	5,239424
3	3121,03	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1181,5	0,721315	3,029524
4	1088,25	7,8	11	1,1	2,1	1,97	412,0	0,25151	1,056343
5	660,18	7,8	11	1,1	2,1	1,97	249,9	1,472937	0,640824
6	2142,02	7,8	11	1,1	2,1	1,97	810,9	4,779092	2,079218
7	3365,85	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1274,2	7,509597	3,267166
8	4335,74	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1641,4	9,673532	4,20862
9	5033,63	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1905,6	11,2306	4,886048
10	5489,98	7,8	11	1,1	2,1	1,97	2078,3	12,24877	5,329018
clavage	5664,18	7,8	11	1,1	2,1	1,97	2144,3	12,63743	5,498111
10'	5663,45	7,8	11	1,1	2,1	1,97	2144,0	12,63581	5,497402
9'	5520,9	7,8	11	1,1	2,1	1,97	2090,0	12,31776	5,359032
8'	5112,3	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1935,3	11,40613	4,962412
7'	4436,47	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1679,5	9,898272	4,306396
6'	3508,22	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1328,1	7,82724	3,405362
5'	2328,11	7,8	11	1,1	2,1	1,97	881,3	5,19428	2,259852
4'	885,73	7,8	11	1,1	2,1	1,97	335,3	1,976165	0,859761
3'	857,21	7,8	11	1,1	2,1	1,97	324,5	1,912534	0,832077
2'	2836,05	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1073,6	6,327552	2,752899
1'	5088,26	9,4	14	1,31	1,89	1,76	1996,9	10,17425	4,248819
Vsp'	8444	19	18	1,27	1,93	1,8	3685,9	12,57883	3,879942

Tableau.VI.17. vérification de la précontrainte en charge de la travée intermédiaire.

b. Travée de rive

• A vide

la section	moment (t,m)	S (m ²)	I _y (m ⁴)	V (m)	V' (m)	e (m)	P (t)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
VSP	6767,02	19	18	1,27	1,93	1,8	2953,9	0,531656	3,109385
1	6189,63	9,4	14	1,31	1,89	1,76	2429,2	0,793049	5,16849
2	4325,87	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1637,6	0,999771	4,199039
3	2698,89	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1021,7	0,623753	2,619761
4	1273,84	7,8	11	1,1	2,1	1,97	482,2	0,294403	1,236492
5	37,86	7,8	11	1,1	2,1	1,97	14,3	0,00875	0,03675
6	999,75	7,8	11	1,1	2,1	1,97	378,5	0,231057	0,970438
7	1844,71	7,8	11	1,1	2,1	1,97	698,3	0,426339	1,790625
8	2492,36	7,8	11	1,1	2,1	1,97	943,5	0,57602	2,419286
9	2954,62	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1118,5	0,682855	2,867993
10	3284,26	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1243,3	0,75904	3,187968
clavage	3282,56	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1242,7	0,758647	3,186318
5'	3274,72	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1239,7	0,756835	3,178708
4'	3104,04	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1175,1	0,717389	3,013032
3'	2739,92	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1037,2	0,633235	2,659588
2'	2187,5	7,8	11	1,1	2,1	1,97	828,1	0,505563	2,123364
1'	1438,68	7,8	11	1,1	2,1	1,97	544,6	0,3325	1,396499
clavage	487,73	7,8	11	1,1	2,1	1,97	184,6	0,112721	0,47343
VSC	17,82	15	17	1,4	1,8	1,67	7,7	0,001148	0,010332

Tableau.VI.18. vérification de la précontrainte à vide de la travée de rive.

- En charge

la section	moment (t,m)	S (m ²)	I _y (m ⁴)	V (m)	V' (m)	e (m)	P (t)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
VSP	6767,02	19	18	1,27	1,93	1,8	3479,8	0,626307	3,662947
1	6189,63	9,4	14	1,31	1,89	1,76	2801,7	0,914667	5,961103
2	4325,87	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1770,0	1,080571	4,538399
3	2698,89	7,8	11	1,1	2,1	1,97	940,4	0,574105	2,411239
4	1273,84	7,8	11	1,1	2,1	1,97	220,1	0,134401	0,564484
5	37,86	7,8	11	1,1	2,1	1,97	403,4	0,246266	1,034319
6	999,75	7,8	11	1,1	2,1	1,97	918,2	0,560589	2,354474
7	1844,71	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1332,6	0,813537	3,416855
8	2492,36	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1638,3	1,000155	4,20065
9	2954,62	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1852,6	1,131	4,750201
10	3284,26	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1963,5	1,198705	5,034562
clavage	3282,56	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1953,5	1,192583	5,008849
5'	3274,72	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1943,4	1,18644	4,983048
4'	3104,04	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1813,3	1,106997	4,649386
3'	2739,92	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1578,2	0,963521	4,046788
2'	2187,5	7,8	11	1,1	2,1	1,97	1251,3	0,763893	3,208352
1'	1438,68	7,8	11	1,1	2,1	1,97	819,0	0,500016	2,100068
clavage	487,73	7,8	11	1,1	2,1	1,97	275,7	0,168323	0,706957
VSC	17,82	15	17	1,4	1,8	1,67	1,9	0,00028	0,002522

Tableau.VI.19. vérification de la précontrainte en charge de la travée de rive.

D'après les tableaux ci-dessus nous remarquons, que les conditions de vérification des contrainte à vide et en charge sont vérifiées, donc notre ouvrage travaille en sécurité.

VI.8. Résistance à l'effort tranchant

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.

Les charges qu'il faut tenir compte :

- Les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.
- La réduction au l'effort tranchant du a la précontraintes
- les efforts dus gradient thermique.

VI.8.1. Détermination de l'effort tranchant dû à l'effort de précontrainte

- **Effet isostatique**

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 le précontraint est :

$$V_P = P \sin \alpha$$

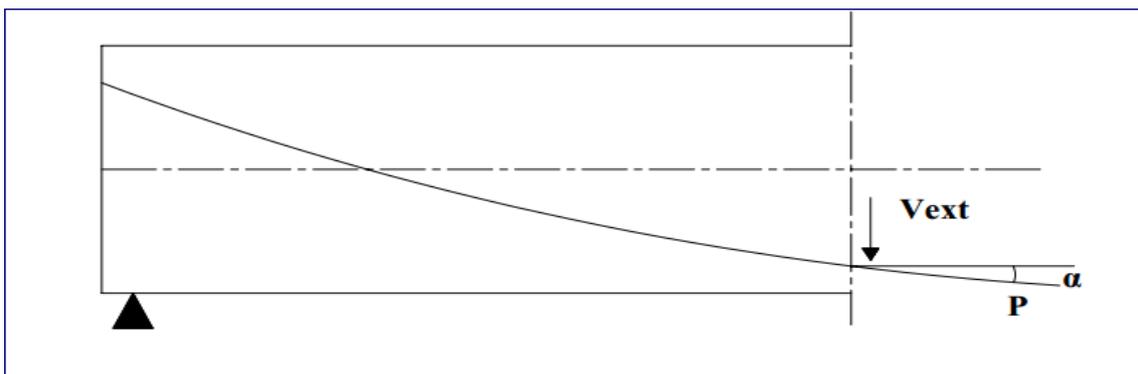


Figure.VI.11. Réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles.

- **Effet hyperstatique**

A cette action, nous devons ajouter l'effort tranchant dû au moment hyperstatique de précontrainte, s'il existe. Il est égal à la dérivée de ce moment :

$$V = \frac{dM}{dx}$$

VI.8.2. Vérification de l'effort tranchant

- **Calcul de l'effort tranchant**

Selon les combinaisons de charges on détermine l'effort tranchant :

$$V_r = V_G + V_Q - P \sin a$$

Avec : $P \sin a = 0$

- **Calcul du cisaillement**

$$\tau = \frac{V_r \times S}{I \times b_n}$$

Avec :

V_r : Effort tranchant.

I : le moment d'inertie.

S : le moment statique.

b_n : Epaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et des diamètres des câbles qui traversent cette âme (section nette).

- La vérification à faire est : $\tau < \bar{\tau}$

- Le cisaillement admissible vaut : $\bar{\tau} = \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2)$

Avec :

$$\bar{\tau}_1^2 = 0.4f_{tj}(f_{tj} + \sigma_x)$$

$$\bar{\tau}_2^2 = \frac{2f_{tj}}{f_{cj}}(0.6f_{cj} - \sigma_x) \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_t\right)$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} ; \sigma_x = \frac{P}{s} ; \sigma_y \leq \frac{\tau^2}{\sigma_x}$$

$$f_{cj} = 40MPa ; f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 3MPa$$

Pour la travée intermédiaire

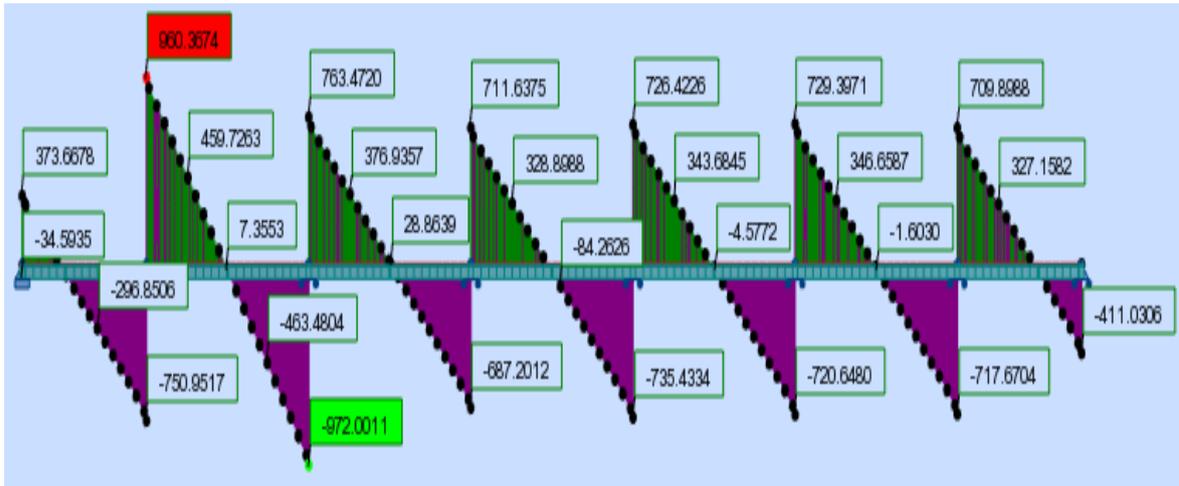


Figure.VI.12. efforts tranchants dans le cas de la 2^{ème} travée chargée

la section	Vr (t)	τ (MPa)	σ_x (MPa)	σ_y (MPa)	σ_t (MPa)	$\bar{\tau}_1$ (MPa)	$\bar{\tau}_2$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)
VSP	-960,367	-25,749	2,01	328,25	332,26	2,45	27,2	2,45
1	-909,86	-20,007	3,31	120,84	127,29	2,75	16,51	2,75
2	-815,68	-15,906	2,62	96,57	101,68	2,60	15,07	2,60
3	-730,73	-14,249	1,51	134,04	137,04	2,33	17,84	2,33
4	-639,61	-12,472	0,53	294,51	295,56	2,06	26,54	2,06
5	-548,48	-10,695	0,32	357,04	357,68	2,00	29,29	2,00
6	-459,72	-8,9645	1,04	77,30	79,35	2,20	13,88	2,20
7	-368,68	-7,1893	1,63	31,64	34,76	2,36	9,37	2,36
8	-277,78	-5,4167	2,10	13,94	17,70	2,47	6,97	2,47
9	-186,9	-3,6446	2,44	5,44	9,31	2,56	5,46	2,56
10	-98,43	-1,9194	2,66	1,38	4,81	2,61	4,46	2,61
clavage	16,97	0,33092	2,75	0,04	2,83	2,63	3,95	2,63
10	102,064	0,33092	2,75	0,04	2,83	2,63	3,95	2,63
9	192,93	1,99025	2,68	1,48	4,96	2,61	4,49	2,61
8	283,8	3,76214	2,48	5,70	9,65	2,56	5,52	2,56
7	372,31	5,5341	2,15	14,22	18,07	2,49	7,02	2,49
6	463,48	7,26005	1,70	30,96	34,20	2,38	9,29	2,38
5	554,48	9,03786	1,13	72,29	74,52	2,23	13,44	2,23
4	645,58	10,8124	0,43	271,96	272,82	2,03	25,57	2,03
3	735,67	12,5888	0,42	380,93	381,76	2,02	30,18	2,02
2	825,36	14,3456	1,38	149,52	152,24	2,29	18,83	2,29
1	921,64	18,1491	2,12	155,05	159,25	2,48	18,93	2,48
vsp	972	24,7102	1,94	314,75	318,60	2,43	26,70	2,43

Tableau VI.20. Contrainte de cisaillement dans la travée intermédiaire.

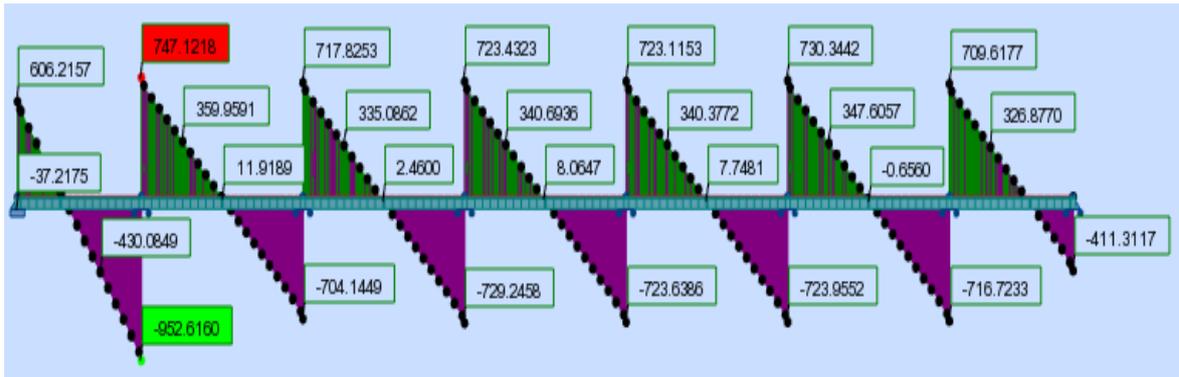


Figure.VI.13. efforts tranchant dans le cas de la 1^{ère} travée chargée

Pour la travée de rive

la section	Vr (t)	τ (MPa)	σ_x (MPa)	σ_y (MPa)	σ_t (MPa)	$\bar{\tau}_1$ (MPa)	$\bar{\tau}_2$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)
VSP	952,61	25,540	1,83	356,1715	359,81	2,40	28,4	2,40
1	901,36	19,8203	2,98	131,80	137,64	2,68	17,28	2,68
2	801,44	15,6281	2,27	107,63	112,08	2,51	15,92	2,51
3	712,89	13,9014	1,21	160,29	162,68	2,25	19,52	2,25
4	620,36	12,097	0,28	518,60	519,16	1,98	35,24	1,98
5	525,17	10,2408	0,52	202,78	203,81	2,05	22,12	2,05
6	430,084	8,38664	1,18	59,75	62,06	2,24	12,33	2,24
7	334,37	6,52022	1,71	24,88	28,11	2,38	8,53	2,38
8	242,53	4,72934	2,10	10,65	14,31	2,47	6,42	2,47
9	147,58	2,87781	2,38	3,49	7,04	2,54	5,00	2,54
10	52,64	1,02648	2,52	0,42	3,26	2,57	4,08	2,57
clavage	-68,1	-1,328	2,50	0,70	3,69	2,57	4,20	2,57
5'	-163,29	-1,328	2,49	0,71	3,68	2,57	4,19	2,57
4'	-255,59	-3,1842	2,32	4,36	7,96	2,53	5,20	2,53
3'	-350,66	-4,984	2,02	12,28	15,87	2,46	6,69	2,46
2'	-439,44	-6,8379	1,60	29,15	32,20	2,35	9,07	2,35
1'	-549,069	-8,5691	1,05	69,93	72,00	2,20	13,25	2,20
clavage	-557,92	-10,707	0,35	324,33	325,03	2,01	27,91	2,01
VSC	-606,21	-17,23	0,00	234370,14	234370,14	1,90	749,98	1,90

Tableau VI.21. Contrainte de cisaillement dans la travée de rive.

VI.4. Conclusion

D'après les deux tableaux on à conclure que les contraintes normales et de cisaillement sont vérifiés dans les différentes sections (reste admissibles), ces conditions sont vérifiées pour notre tablier donc on garde le nombre des câbles utilisé auparavant.

Chapitre VII
Etude de la diffusion de la
précontrainte

VII.1. Explication du phénomène

Dans les ponts en béton précontraint construits par encorbellement successif, le ferrailage 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 une 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 ferrailer les zones où apparaissent des fissures lors de la mise en tension.

- Dans notre cas où les câbles sont rectilignes et excentrés, on a donc à faire à deux zones de régularisation :
 - Une zone de première régulation dans le prisme symétrique $d \times d$ avec $d = 2C$ ou C représente la distance de l'axe d'ancrage à l'extrémité la plus proche.
 - Une zone d'équilibre général dans le plan S_R situé à la distance $L_R = h$ (ou b)

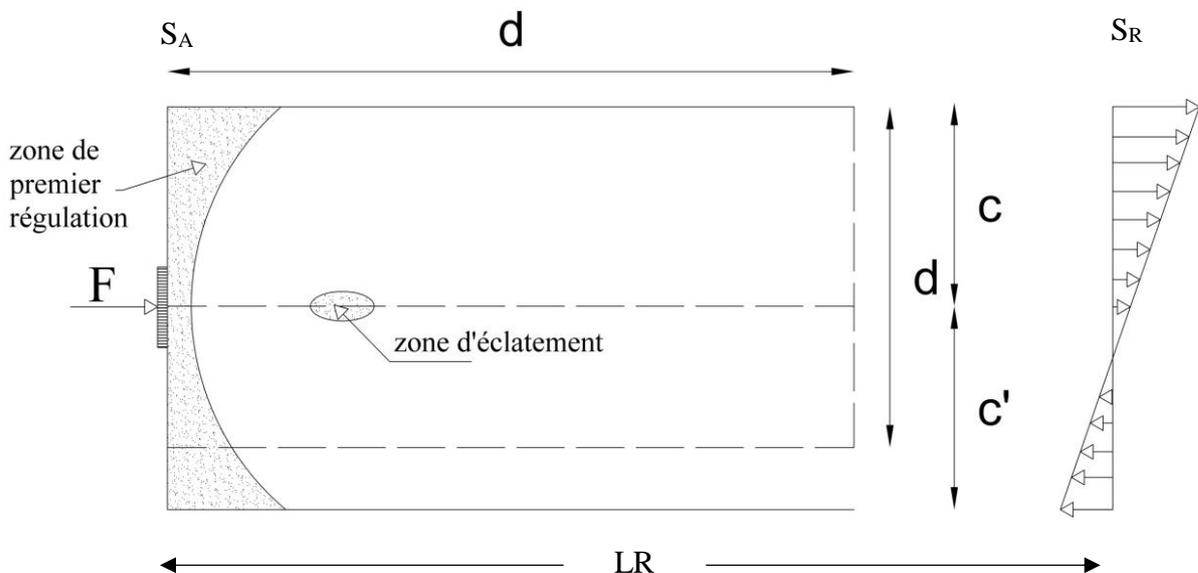


Figure.VII.1. Zone du béton sous l'action d'un effort concentré excentré.

- On considère une pièce prismatique, de section rectangulaire ($b \times h$) et un câble rectiligne ancre au centre de gravité de la section d'extrémité.

Dans une section courante de la poutre, la contrainte normale vaut ($\sigma = \frac{F}{bh}$), mais non applicable au voisinage immédiat de l'ancrage, derrière l'ancrage les contraintes n'obéissent pas à la loi de NAVIER.

La distribution classique des contraintes engendrées par cet effort, n'est retrouvée qu'à une distance (L_R) dite longueur de la zone de régularisation.

Dans cette zone, il y a risque d'éclatement du béton lors de la mise en tension, du fait que celui-ci est soumis à un système de contraintes normales et tangentielles ce qui nécessite un équilibrage par des aciers.

Des expériences et des études théoriques ont montré que :

- La longueur de régularisation L_R = hauteur du caisson (au niveau d'ancrage).
- Existence des efforts de tractions perpendiculaire à l'axe de câble :
 - immédiatement sous l'encrage.
 - à l'intérieur d'un 'rognon d'éclatement' situé dans les deux derniers tiers de la zone de régularisation.
- Existence des contraintes de cisaillement parallèle à l'axe du câble.

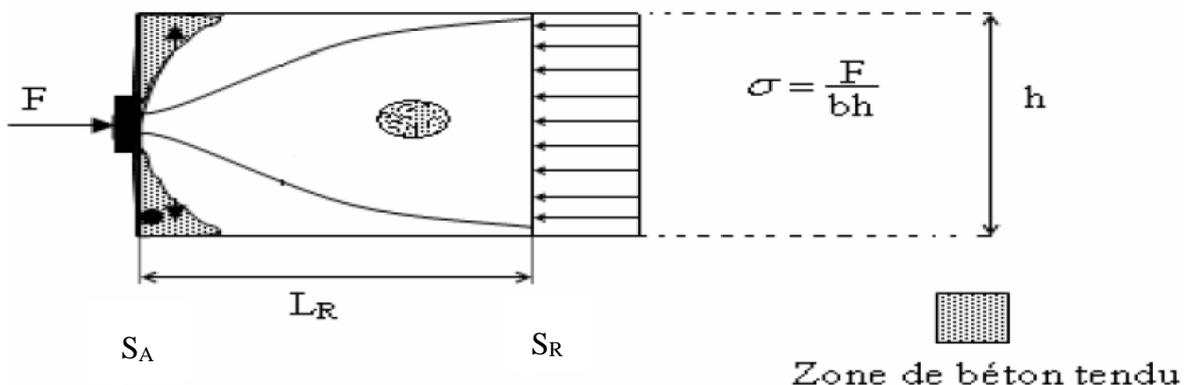


Figure.VII.2. Zone du béton tendu sous l'action d'un effort concentré centré.

On résume donc les efforts soumis au béton comme suit :

- des efforts de surface (sous l'ancrage)
- des efforts d'éclatement sur les 2/3 avals de la zone de régularisation

VII.2. Câbles inclinés et courbe non parallèle à la fibre moyenne

VII.2.1. Equilibre générale

On considère la tranche de la pièce comprise entre (S_A) et (S_R) est en équilibre sous l'effet de :

- Des forces concentrées sous les ancrages F_j
- Des forces réparties appliquées par les câbles sur le béton entre les sections S_A et S_R (forces tangentielles $\frac{df}{ds}$ négligeable)
- Des contraintes tangentes $\tau (F'_j)$ et normales $\sigma(F'_j)$ qui équilibrent dans (S_R) les sollicitations de précontraintes développées, par les câbles dans (S_A).

Pour l'équilibre général :

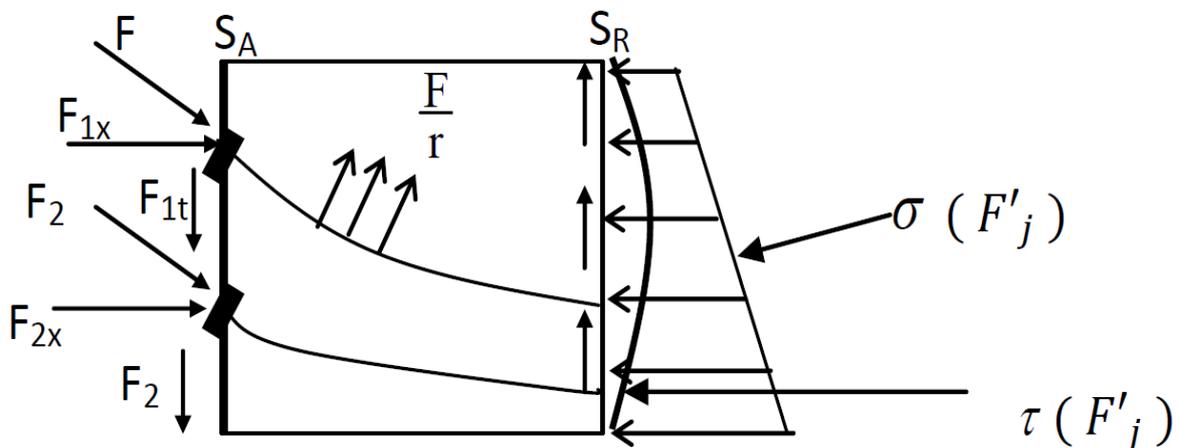


Figure.VII.3. Équilibre avec câbles inclinés multiples.

Pour la commodité du calcul, les règles BPEL admettent de considérer cet équilibre général peut être considéré comme la superposition de deux états d'équilibre :

- Un état d'équilibre selon la résistance des matériaux en remplaçant les efforts F_j en S_A par une distribution de contraintes réparties $\sigma(F'_j)$ et $\tau (F'_j)$ calculées selon la résistance des matériaux.
- Un équilibre général de diffusion pure qui résulte de l'application à la poutre de répartition des forces concentrées F_j et réparties $\sigma(F'_j)$ et $\tau (F'_j)$.Cet équilibre traduit l'écart entre la résistance des matériaux et la distribution réelle des contraintes.

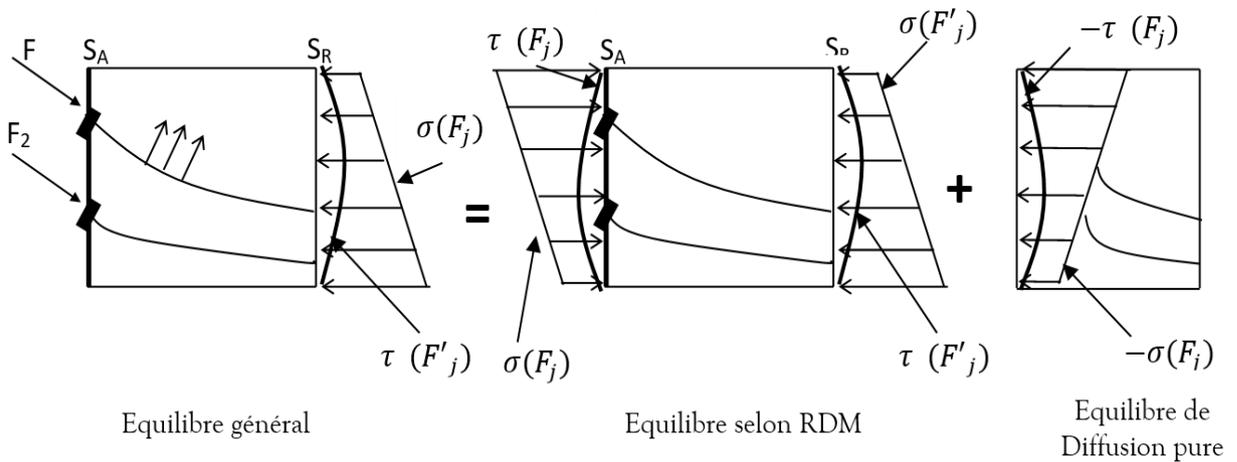


Figure.VII.4. cas d'équilibre

Sur un plan de coupure quelconque BC situé entre les deux ancrages 1 et 2 d'ordonnée t par rapport à l'extrados, on obtient les sollicitations suivantes.

- Effort tranchant : $V_x = F_{1x} - x$
- Moment fléchissant : $M_t = F_{1x}(t - c_1) - X\alpha + \frac{h}{2}(T - F_{1t})$
- Effort normal : $N_t = F_{1t} - T$

Avec : $X = \int_{AB} \sigma(F_j) \cdot b \cdot dt$

$T = \int_{AB} t(F_j) \cdot b \cdot dt$

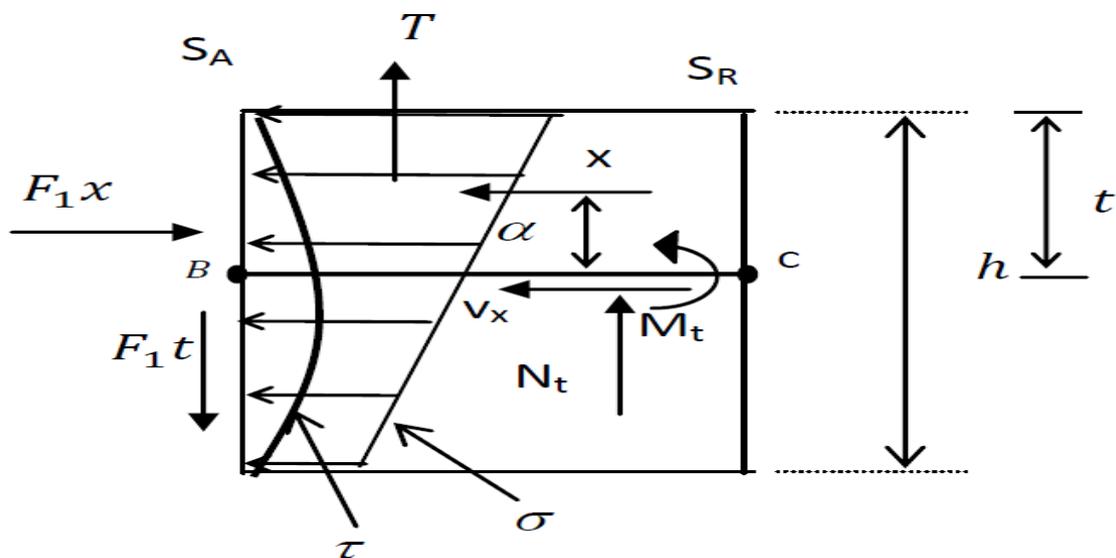


Figure.VII.5. Sollicitation d'état d'équilibre de la diffusion.

VII.2.2. La longueur de régularisation

On peut définir deux longueurs de régularisation conventionnelles, correspondant à chacun des deux plans perpendiculaires d'étude. Dans la majorité des cas, ces longueurs de régularisation LR et LR' peuvent être prise égales aux valeurs suivantes :

- Plan vertical :

$$LR = \text{Max} \left(H - d ; \frac{H}{2} \right)$$

Plan horizontal:

$$LR' = \text{Max} \left(H' - d' ; \frac{H'}{2} \right)$$

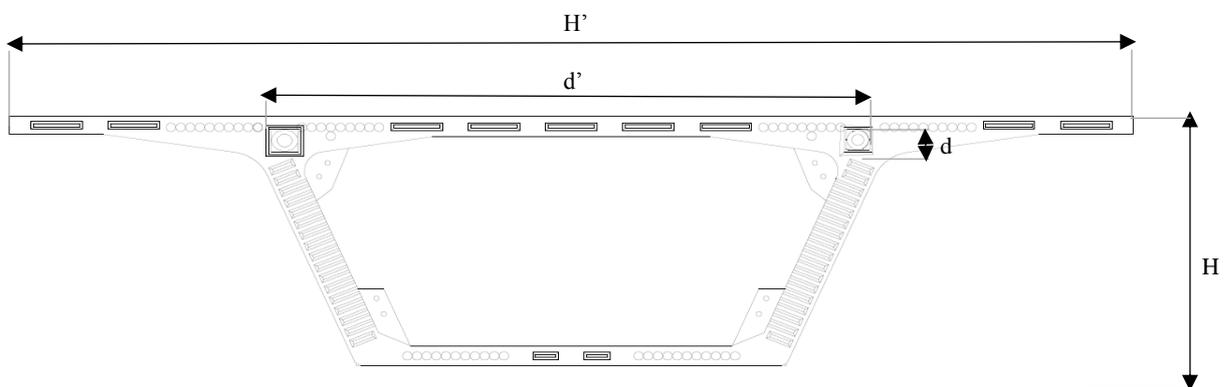


Figure.VII.6. Schéma représentation de la longueur de régularisation.

Section	Voussoir courant
Epaisseur d'âme (m)	0,4
La hauteur H (m)	3,2
La largeur H' (m)	13,1
d (m)	0,4
d' (m)	7,08
V (m)	1,1
V' (m)	2,1

Tableau.VII.1. Caractéristique géométrique des voussoirs courants.

Donc :

$$LR = \text{Max} \left(3.2 - 0.4 ; \frac{3.2}{2} \right) = \text{Max}(2.8 ; 1.6) = 2.80 \text{ m}$$

$$LR' = \text{Max} \left(13.1 - 7.08 ; \frac{13.1}{2} \right) = \text{Max}(6.02 ; 6.55) = 6.55 \text{ m}$$

VII.3. Justifications réglementaires

VII.3.1. Zone de la première régulation

Il y a plusieurs zones d'ancrage qu'il faut vérifier.

- Les zones d'ancrage des câbles de fléau, qu'ils sont ancrés au centre de gravité des âmes.
- Les zones d'ancrage des câbles de continuité, qu'ils sont ancrés au niveau des bossages au niveau de la jonction âme-contre dalle.

Les effets de surface et d'éclatement nécessitent :

- une vérification de l'état de contraintes dans le béton ;
- la mise en place d'un ferrailage passif approprié et dimensionné de façon à travailler au max à $\frac{2}{3} f_e$.

a) Effets de surface

Au voisinage immédiat de SA, on dispose une section d'acier A_s :

$$A_s = 0.04 \frac{\max(F_j)}{\bar{\sigma}_s}$$

- F_j : représente la force à l'origine de l'ancrage de niveau j
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible de l'acier telle que : $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$

b) Effets d'éclatement

A l'intérieur de chaque prisme symétrique, la contrainte maximale de l'éclatement vaut :

➤ Contrainte de traction du béton :

$$\sigma_{tj} = 0,5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \cdot \frac{F_j}{b \cdot d_j} \leq 1.25 f_{tj}$$

Avec :

- a_j : Dimension de la plaque d'ancrage dans le sens considéré.
- d_j : Dimension de prisme dans le sens considéré.
- Contrainte de compression de béton :

$$\sigma_{cj} = \frac{F_j}{b \cdot d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Avec :

- d_j : hauteur du prisme symétrique de niveau j.
- a_j : dimension de la plaque d'ancrage au niveau j.
- f_{cj} : Contrainte caractéristique de compression.
- f_{tj} : Contrainte caractéristique de traction à j.
- b : La largeur de l'âme.

La résultante des contraintes d'éclatement vaut :

$$R_j = 0,25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \cdot F_j$$

a) Ferrailage pour l'effet d'éclatement vaut :

On calcule pour chaque ancrage, de niveau j, l'acier nécessaire

$$A_{ej} = \frac{R_j}{k_j \bar{\sigma}}$$

K_j : vaut 1 pour un ancrage d'extrémité et 1,5 pour un ancrage intermédiaire.

b) La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_e = \text{Max} \left(A_{ej \max} ; 0,15 \frac{F_j \max}{2/3 f_e} \right)$$

Où A_{ej} présente la plus grande valeur des A_{ej} et $F_j \max$ et la plus grande valeur de F_j ces aciers, sont réparties sur une longueur d_j à l'aval de S_A en s'assurant que chaque prisme j possédé au moins une section d'acier A_{ej} sur la longueur d_j .

VII.3.2. Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure

On remplace ici, les forces F_j concentrées par des forces réparties sur la plaque d'encrage de hauteur a_j .

a) Justification des contraintes du béton :

La contrainte de cisaillement vaut :

$$\tau_d = \frac{2V_x}{b \cdot l_r}$$

Avec :

- V_x : l'effort tranchant dans le plan horizontal BC.
- b : la longueur de l'âme.
- l_r : longueur de régularisation.
- t : représente le cisaillement le plus défavorable.

A chaque niveau z la contrainte τ_d est composée algébriquement avec la contrainte τ calculée selon la RDM, donc la contrainte globale de cisaillement est :

$$\tau_g = \tau_d + \tau.$$

Il faut vérifier que :

$$\tau_{g \max} \leq 1,5f_{tj}$$

b) Armatures de l'équilibre général

On considère l'effort tranchant :

$$V_{xe} = V_x \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\tau_d} \right)^2 \right]$$

$$A_c = \frac{|V_{xe}|_{\max} - N_{tc}}{\frac{2}{3}f_e}$$

VII.4. Application numérique (câble de fléau)

- Caractéristique de béton et d'armature :

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 3 \text{ MPa}$$

La mise en tension à 28 jours :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} 400 = 266.66 \text{ MPa}$$

- $f_j = 389.81 \text{ t}$ (câble de fléau)
- $f_j = 389.81 \text{ t}$ (câble de continuité)

a) Effets de surface

Pour la précontrainte de fléau

$$A_s = 0.04 \frac{\max(F_j)}{\bar{\sigma}_s} = 0.04 \frac{389.81 \times 10^4}{266.66} = 5.84 \text{ cm}^2$$

Qui correspond à 4 HAØ14.

b) Effets d'éclatement

- Hauteur de prismes :

Plan de diffusion verticale (PV) :

$$d = \min (2 \times 1.1; 0.5) = 0.5 \text{ m}$$

Plan de diffusion horizontal (PH) :

$$d = \min (2 \times 0.5; 2 \times 0.5) = 1 \text{ m}$$

- Vérification des contraintes :

Traction :

$$\sigma_{tj} = 0,5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \cdot \frac{F_j}{b \cdot d_j} \leq 1.25 f_{tj} \quad (1.25 f_{tj} = 1.25 \times 3 = 3.75 \text{ MPa})$$

Compression :

$$\sigma_{cj} = \frac{F_j}{b \cdot d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj} \quad \left(\frac{2}{3} f_{cj} = \frac{2}{3} \times 40 = 26.67 \text{ MPa} \right)$$

$$(PV): \begin{cases} \sigma_{tj} = 0,5 \left(1 - \frac{0.35}{0.5}\right) \times \frac{389.81}{0.4 \times 0.5} = 292.35 \leq 375 \text{ t/m}^2 & cv \\ \sigma_{cj} = \frac{389.81}{0.4 \times 0.5} = 1949.05 \leq 2667 \text{ t/m}^2 & cv \end{cases}$$

$$(PH): \begin{cases} \sigma_{tj} = 0,5 \left(1 - \frac{0.35}{1}\right) \times \frac{389.81}{0.4 \times 1} = 316.72 \leq 375 \text{ t/m}^2 & cv \\ \sigma_{cj} = \frac{389.81}{0.4 \times 1} = 974.52 \leq 2667 \text{ t/m}^2 & cv \end{cases}$$

Les relations sont vérifiées.

- La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_e = \text{Max} \begin{cases} A_{ej} = \frac{0,25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \cdot F_j}{1.5 \times \frac{2}{3} f_e} \\ 0.15 \frac{F_{j \max}}{2/3 f_e} \end{cases}$$

Plan de diffusion verticale (PV) :

$$A_e = \text{Max} \begin{cases} A_{ej} = \frac{0,25 \left(1 - \frac{0.35}{0.5}\right) \times 389.81}{1.5 \times \frac{2}{3} \cdot 400} \times 10^2 = 7.3 \text{ cm}^2 \\ 0.15 \frac{389.81}{2/3 \times 400} \times 10^2 = 21.92 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_e = 21.92 \text{ cm}^2 \\ \text{soit: 11HA}\emptyset 16 \end{cases}$$

Plan de diffusion horizontal (PH) :

$$A_e = \text{Max} \begin{cases} A_{ej} = \frac{0,25 \left(1 - \frac{0.35}{1}\right) \times 389.81}{1.5 \times \frac{2}{3} \cdot 400} \times 10^2 = 15.83 \text{ cm}^2 \\ 0.15 \frac{389.81}{2/3 \times 400} \times 10^2 = 21.92 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_e = 21.92 \text{ cm}^2 \\ \text{soit: 11HA}\emptyset 16 \end{cases}$$

N.B : dans notre ouvrage on a utilisé les mêmes dimensions des câbles (19T15), donc le ferrailage calculé adapté pour les câbles de fléau et de continuité.

1. Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure

On se fixe des plans de coupure et on procède à la détermination des sollicitations (V_x, N_t). Par l'étude de l'équilibre.

Les sollicitations varient en fonction de la position (t) de coupure sur la hauteur de la pièce, ce qui nécessite de déterminer la position qui donne les efforts les plus défavorables.

N câble	α°	F_0	$F_0 \cos\alpha$ (t)	$F_0 \sin\alpha$ (t)
T1	31,759	389,81	331,444	205,176
T2	18,434	389,81	369,808	123,263
T3	18,434	389,81	369,808	123,263
T4	18,434	389,81	369,808	123,263
T5	18,434	389,81	369,808	123,263
T6	18,434	389,81	369,808	123,263
T7	18,434	389,81	369,808	123,263
T8	18,434	389,81	369,808	123,263
T9	18,434	389,81	369,808	123,263
T10	18,434	389,81	369,808	123,263

Tableau.VII.2. Efforts agissants sur chaque câble.

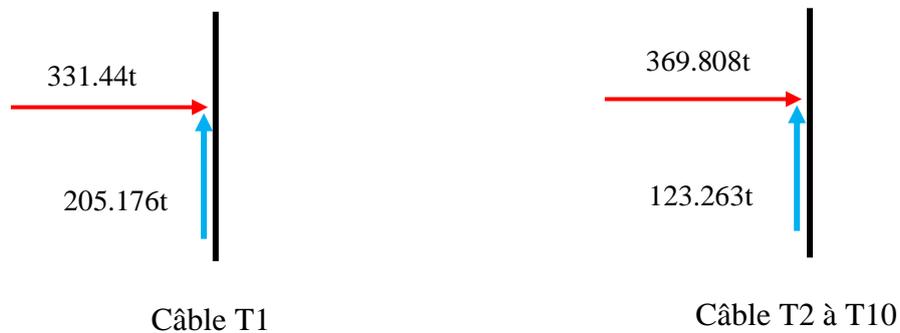


Figure.VII.7. Effort sur chaque section.

VII.5. Etude de ferrailage des bossages

Nous avons vu que les câbles de continuités étaient disposés dans le hourdis inférieur, et peuvent être relevés dans des bossages et arrêtés au-dessus du hourdis inférieur ou en dessous du hourdis supérieur.



Figure.VII.8. *exemple de ferrailage d'un bossage*

Nous avons étudiés les câbles bossages affleurant sur le hourdis inférieur du caisson il s'agit d'ancrage de câble dans le hourdis et déviés à leurs extrémités d'un angle α pour s'ancrer en saillie sur celui-ci.

A l'ancrage du câble, il en résulte localement des efforts tangents entre le bossage et le hourdis, et une poussée au vide du droit de la courbure du câble et des efforts de flexion dans le hourdis.

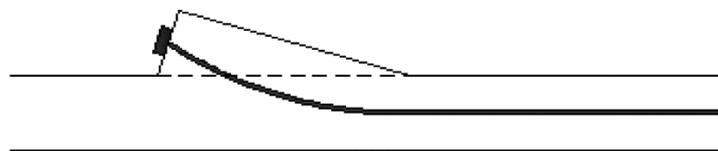


Figure.VII.9. *bossage d'ancrage.*

L'action des bossages sur le hourdis peut se schématiser par les sollicitations suivantes :

- un moment dû à l'excentrement de l'ancrage par rapport au plan moyen de hourdis, que l'on évalue à $M = F \frac{L}{2} \sin \alpha$.

- deux poussées réparties, l'une traduisant l'action de la composante ($F \sin \alpha$) verticale de la force à l'ancrage, l'autre la poussée au vide dans la zone coude de la gaine dans le sens transversale, ces poussées sont réparties sur une longueur du bossage plus épaisseur du hourdis.

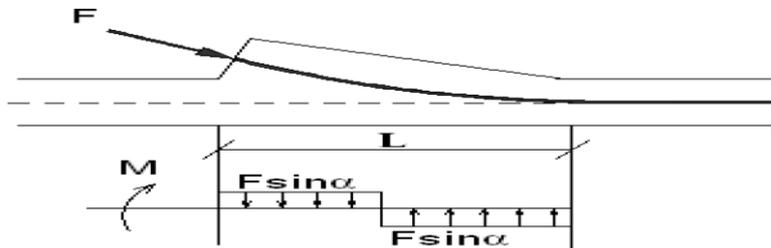


Figure.VII.10. effort sur le bossage

- L : étant la longueur qui couvre entièrement la zone de courbure du câble ancré sur le bossage.

VII.5.1. Ferrailage des bossages

Pour un effort F à l'ancrage et avec $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$, on prévoit les armatures suivantes répartie en trois groupes précisés sur le schéma qui suit :



Figure.VII.11. Disposition de ferrailage.

On met en place 3 séries d'armatures successives sur la longueur du bossage.

1. Armature sa section total A_1 formant tirant en tête de consol. (À répartir sur une longueur de 70 à 80cm).

$$A_1 = \frac{F}{\bar{\sigma}_s} (0,5 - \sin \alpha)$$

Avec :

- F : force de précontrainte à l'ancrage.

- α : l'angle que fait la force de précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis.
 - $\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible en traction $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3}f_e$.
2. armatures de couture de section totale A_2 réparties entre la tête de bossage et le début de la courbe du câble.

$$A_2 = \frac{F \times 0,5}{\bar{\sigma}_s}$$

armatures de section totale A_3 destinée à reprendre la poussée au vide le long de la zone courbe du câble.

$$A_3 = \frac{F \times \sin \alpha}{\bar{\sigma}_s}$$

❖ **Bossage à un seul ancrage :**

$P_0 = 380.81 \text{ t}$ pour un câble 19 T15s.

– **Armatures de tirant :**

$$A_1 = \frac{389.81}{\frac{2}{3} \times 400} \times (0,5 - \sin 14) = 37.72 \text{ cm}^2$$

Soit : 8 HA $\varnothing 25$

– **Armatures de coutures :**

$$A_2 = \frac{389.81 \times 0.5}{\frac{2}{3} \times 400} = 73.09 \text{ cm}^2$$

Soit : 15 HA $\varnothing 25$

– **Armatures de la poussée au vide :**

$$A_3 = \frac{389.81 \times \sin 14}{\frac{2}{3} \times 400} = 35.36 \text{ cm}^2$$

Soit : 12HA $\varnothing 25$

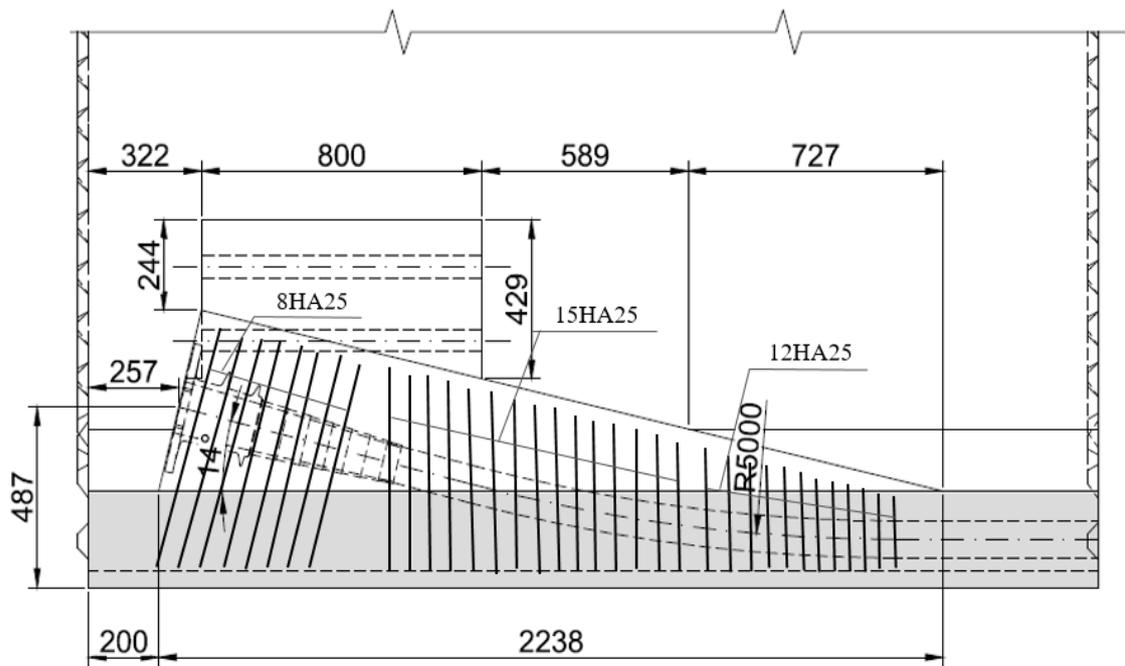


Figure.VII.12. Ferrailage du bossage.

Chapitre VIII
Etude de la section
transversale

VIII.1. Introduction

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellement est la section caisson « tubulaire ».elles assurent la transmission des charges verticales aux appuis et empêchent la déformation de la section sous l'effet du moment de torsion.

Pour l'analyse transversale on choisit deux sections une au niveau de la pile et l'autre au niveau de la culée.

VIII.2. Modélisation

Les calculs des sollicitations sont faits avec le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis2018**.

Le caisson est modélisé au niveau des appuis par un portique à section variable appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes. On prendra une largeur du caisson égale à 1 m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie.

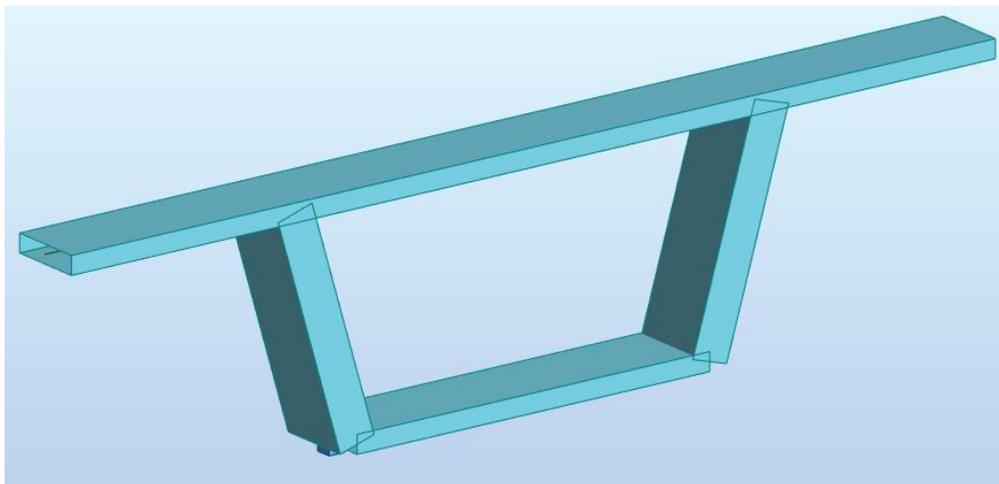


Figure.VIII.1. *Modélisation de la section transversale.*

VIII.3. Définition des charges

VIII.3. 1.Charge permanentes

- ✓ **Le poids des voussoirs C_p**

Le logiciel Robot considère automatiquement le poids propre des éléments.

✓ **Les charges complémentaires permanentes CCP**

a) Couche de revêtement

Une couche de revêtement en béton bitumineux de 7.5 cm d'épaisseur et de poids volumique $\rho_{BB} = 2,4 \text{ t/m}^3$.

$$g_{rev} = 0.075 \times 2.4 = 0.18 \text{ t/m}^2$$

b) Couche d'étanchéité

Une couche d'étanchéité de 0.5 cm d'épaisseur et un poids volumique de $\rho_{tch} = 2,2 \text{ t/m}^3$.

$$g_{tch} = 0.005 \times 2.2 = 0.011 \text{ t/m}^2$$

c) Corniche

$$g_{cor} = (0.74 \times 0.13 + 0.25 \times 0.25) \times 2,5 = 0.397 \text{ t/ml}$$

d) Les glissières de sécurité (longrine + la barrière)

Longrine de dimension $a = 25 \text{ cm}$, $b = 50 \text{ cm}$ et un poids volumique 2.5 t/m^3 , et une barrière de 0.1 t/ml donc :

$$g_{glis} = 2 \times (0.50 \times 0.25 \times 2.5) + 2 \times (0.1) = 0.825 \text{ t/ml}$$

e) Les réseaux (télécommunication + assainissement)

$$g_{réseau} = 0.1 \text{ t/ml}$$

VIII.3. 2. Les surcharges

a) Système de charge A(L)

D'après l'étude longitudinale, on adopte la valeur maximale du système $A(l)$ pour une voie chargée, deux voies chargées et trois voies chargées.

Dans le premier cas de chargement la travée de rive de 46 m longueur chargée, ce cas donne une valeur maximale.

$$A(l) = 0,7308 \text{ t/m}^2$$

b) Les systèmes de charge B

- **Système B_c**

Les surcharges B_c sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique

$$\delta_{bc} = 1.0611.$$

- **Système B_t**

Les surcharges B_t sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique

$$\delta_{bc} = 1,0476.$$

c) Charges militaires Mc_{120}

Charge uniformément répartie et vaut selon le fascicule 61 titre II 110t sur une largeur 4,3m multipliée par un coefficient de majoration dynamique $\delta_{Mc_{120}} = 1,06705$.

d) Convoi exceptionnelle

Charge uniformément répartie et vaut selon le fascicule 61 titre II 240t sur une largeur de 3,2 m et une longueur de 18,6 m, qui vaut 4,032 t/m².

Le convoi exceptionnel est supposé rouler sur les ponts à une vitesse au plus égale à 10 km/h, ce qui justifie l'absence d'effets annexes.

VIII.4. Détermination des efforts

Après la modélisation par le logiciel robot structural on obtient les valeurs extrêmes du moment fléchissant dans les différents éléments du modèle de calcul.

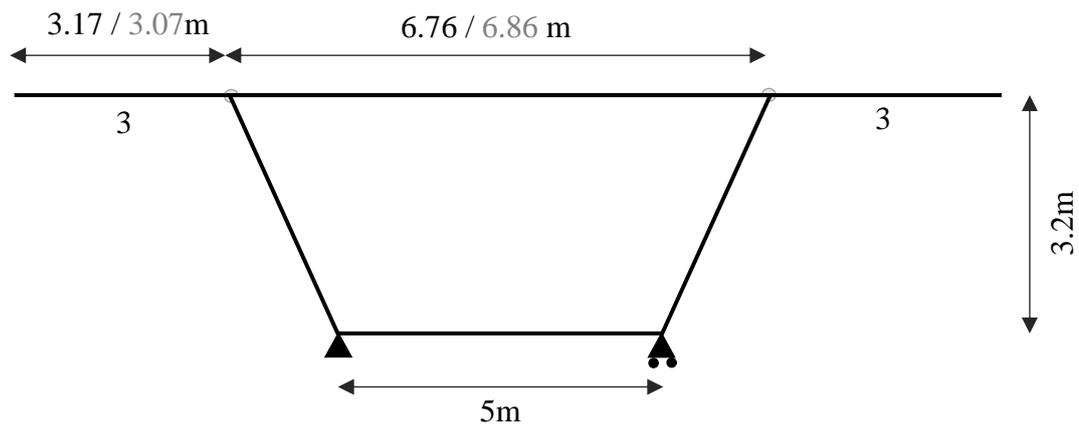


Figure. VIII.2. *Model de calcul du voussoir.*

Le ferrailage sera calculé en flexion simple, en concédant une section de béton $b \times h$, avec $b=1$ m et h la hauteur de la section. Le type de fissuration est préjudiciable.

Le ferrailage se fait avec les combinaisons dans les tableaux suivants :

VIII.4.1. Voussoir sur pile (VSP)

Elément	Station	Moment fléchissant transversale					
		G'	$G' + 1.2A(L)$	$G' + 1.2B_c$	$G' + 1.2B_t$	$G' + M_{c120}$	$G' + D_{240}$
1	0	-6.34	-7.47	-31.45	-30.82	-17.10	-14.72
	3.38	1.44	3.25	14.20	16.14	6.86	8.71
	6.76	2.73	-6.54	-26.43	-26.51	-14.95	-13.72
2	0	-1.74	-2.50	-9.85	-12.06	-7.82	-2.41
	2.5	0.75	0.88	0.61	0.53	1.20	0.67
	5	-0.61	-0.14	6.83	9.33	5.37	0.85
3	0	0	0	0	0	0	0
	3.17	-6.34	-7.47	-31.45	-30.82	-17.10	-14.72
4	0	-0.61	-1.29	-9.85	-12.06	-7.82	-2.41
	3.2	-2.73	-2.50	18.37	21.91	9.99	8.74

Tableau VIII.1. Les valeurs des moments fléchissant (en t.m) pour la section sur pile.

VIII.4.2. Voussoir sur culée (VSC)

Elément	Station	Moment fléchissant transversale					
		G'	$G' + 1.2A(L)$	$G' + 1.2B_c$	$G' + 1.2B_t$	$G' + M_{c120}$	$G' + D_{240}$
1	0	-6.17	-7.23	-31.68	-30.99	-17.19	-14.03
	3.43	1.42	3.34	15.01	14.58	7.26	9.03
	6.86	-2.88	-6.71	-26.43	-22.64	-14.80	-13.50
2	0	-1.72	-2.56	10.49	-12.76	-8.10	-2.79
	2.5	-0.91	0.99	0.39	0.41	0.84	0.67
	5	-0.6	-1.19	6.59	9.53	5.53	-1.18
3	0	0	0	0	0	0	0
	3.07	-6.17	-7.23	-31.68	-30.99	-17.19	-14.03
4	0	-0.6	-1.34	-10.49	-12.76	-8.10	-2.79
	3.2	-2.39	-2.56	18.86	18.12	8.53	8.66

Tableau VIII.2. Les valeurs des moments fléchissant (en t.m) pour la section sur culée.

VIII.5. Ferrailage des voussoirs

Le ferrailage se fait pour 1 ml, la fissuration est préjudiciable.

Le calcul de la section se fera à l'E.L.S à l'aide de la formule suivante :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_s} .$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e , \max \left(0,5 f_e , 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right\} = 240,99 \text{ mpa} .$$

$n = 1.6$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$Z = d \cdot \left(1 - \frac{x}{3} \right) .$$

$$x = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 0,6 \times 40}{15 \times 0,6 \times 40 + 240,99} = 0,6 .$$

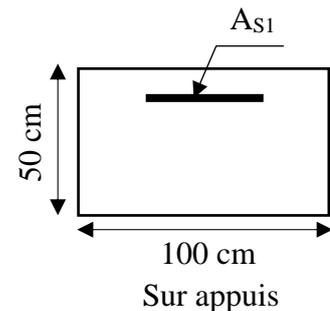
- **Exemple de calcul**

On prend comme exemple de calcul le ferrailage de la table supérieure de la section sur pile :

$$M_{ser}(\text{sur appuis}) = -31,45 \text{ mpa} .$$

$$d = h_t - c = 0,50 - 0,03 = 0,47 \text{ m}$$

$$Z = d \cdot \left(1 - \frac{x}{3} \right) = 0,376 \text{ m} .$$



Alors :

$$A_{s1} = \frac{31,45 \times 10^2}{0,376 \times 240,99} = 34,71 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{soit: } \mathbf{8HA\phi 25} .$$

$$\bar{M} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot x \cdot d \cdot Z \cdot \bar{\sigma}_{bc} = 127,24 \text{ t.m} \quad \Rightarrow \quad \bar{M} > M_{ser} \Rightarrow \dot{A}_s = 0 .$$

Selon le BAEL, la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 8,11 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_{min} < A_{s1} \quad \dots \text{ CV}$$

Espacement des armatures :

$$St \leq \begin{cases} \min (4h_t , 45 \text{ cm }) & \text{sur appui} \\ \min (3h_t , 33.5 \text{ cm }) & \text{en travée} \end{cases}$$

$$St \leq \min(4 \times 50 , 45 \text{ cm }) = 45 \text{ cm}$$

$$St_{réel} = \frac{b}{n} = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm} \Rightarrow St_{réel} < St \dots CV.$$

Sens longitudinal :

$$A_l = \frac{A_{S1}}{3} = \frac{34.71}{3} = 11.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit: } 6 \text{ HA } \phi 16 .$$

Tout le reste du calcul est récapitulé dans les tableaux suivants :

VIII.5.1. Section sur pile (VSP)

		M_{ser} (t.m)	h (m)	d (m)	A_t (cm ²)	A_L (cm ²)	$A_{min.}$ (cm ²)	Armatures transversales	Armatures longitudinales	Vérifi cation
1	M_{max}	16,14	0,26	0,23	36,40	12,13	3,97	8HA25	6HA20	✓
	M_{min}	-31,45	0,50	0,47	34,71	11,57	8,11	8HA25	6HA16	✓
2	M_{max}	9,33	0,24	0,21	23,04	7,68	3,62	8HA20	5HA14	✓
	M_{min}	-12,06	0,24	0,21	29,79	9,93	3,62	8HA25	5HA16	✓
3	M_{max}	0,00	0,23	0,20	0,00	0,00	3,45	8HA10	6HA10	✓
	M_{min}	-31,45	0,50	0,47	34,71	11,57	8,11	8HA25	6HA14	✓
4	M_{max}	21,91	0,50	0,47	24,18	8,06	8,11	5HA25	5HA16	✓
	M_{min}	-12,06	0,50	0,47	13,31	4,44	8,11	5HA20	5HA14	✓

Tableau.VIII.3. Résultat du calcul des armatures pour la section sur pile (VSP).

VIII.5.2. Section sur culée (VSC)

		M_{ser} (t.m)	h (m)	d (m)	A_t (cm ²)	A_L (cm ²)	$A_{min.}$ (cm ²)	Armatures transversales	Armatures longitudinales	Vérifi- cation
1	M_{max}	15,01	0,26	0,23	33,85	11,28	3,97	8HA25	6HA16	✓
	M_{min}	-31,68	0,50	0,47	34,96	11,65	8,11	8HA25	6HA16	✓
2	M_{max}	9,53	0,50	0,47	10,52	3,51	8,11	6HA16	5HA10	✓
	M_{min}	-12,76	0,50	0,47	14,08	4,69	8,11	6HA20	5HA12	✓
3	M_{max}	0	0,23	0,2	0,00	0,00	3,45	8HA10	6HA10	✓
	M_{min}	-31,68	0,50	0,47	34,96	11,65	8,11	8HA25	6HA16	✓
4	M_{max}	18,86	0,40	0,37	26,44	8,81	6,38	6HA25	5HA16	✓
	M_{min}	-12,76	0,40	0,37	17,89	5,96	6,38	6HA20	5HA14	✓

Tableau.VIII.4. Résultat du calcul des armatures pour la section sur culée (VSC).

➤ Schéma de ferrailage

VSP :

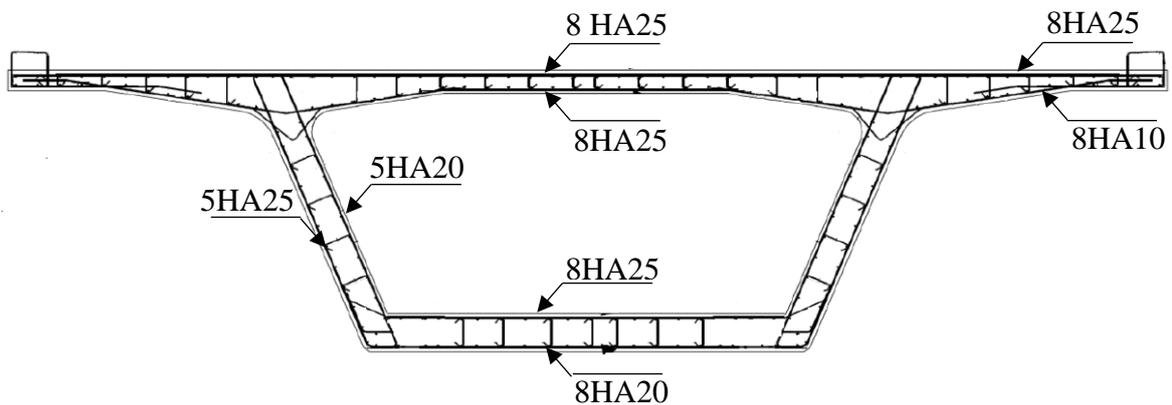


Figure.VIII.3 Schéma de ferrailage du voussoir sur pile.

VSC :

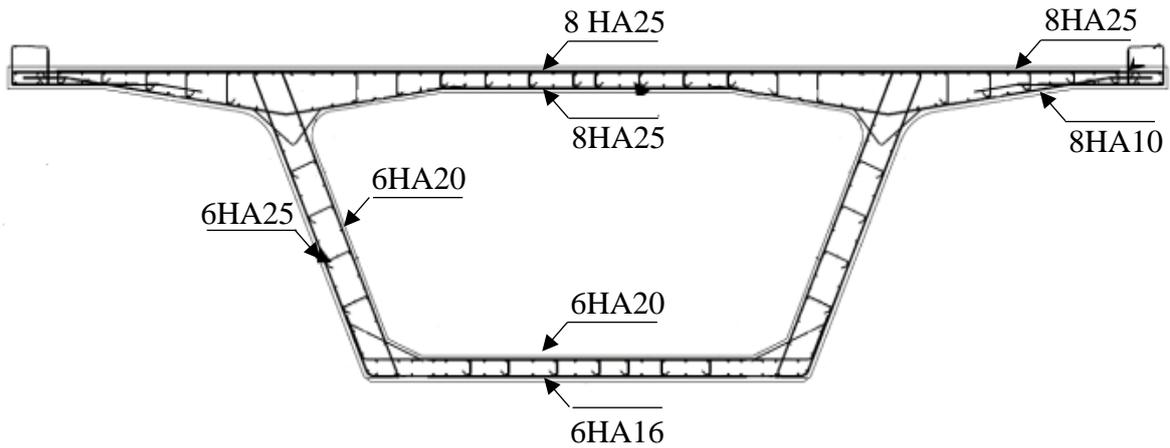


Figure.VIII.4. Schéma de ferrailage du voussoir sur culée.

NB : Le voussoir courant est de même ferrailage du voussoir sur culée parce qu'il a les mêmes dimensions.

VIII.6.Conclusion

Le ferrailage de la dalle supérieure et les porte à faux sont conséquent vu l'importance des Charges roulantes qui tant à fléchir la dalle, par contre les autres éléments, sont moins sollicités.

Le but de ce ferrailage est de rigidifier la section transversale du caisson, qui permet d'assurer la transmission des charges verticales aux appuis.

Chapitre IX
Stabilité de fléau

IX.1. Introduction

Pendant la construction des ponts par encorbellements successifs, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage avec le fléau voisin ou avec la partie coulée sur cintre, en travée de rive, près des culées.

L'accident à éviter et le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile. Pour évaluer ce risque, deux types de situations créant des déséquilibres sont à envisager :

- Une situation temporaire de construction alors que le fléau est un déséquilibre sous l'effet du poids d'un voussoir construit ou posé avant son symétrique, de charges de chantier non symétriques et d'un vent ascendant s'exerçant sur l'un des demi-fléaux.
- Une situation accidentelle qui correspond à la chute d'un équipage mobile ou d'un voussoir préfabriqué.

IX.2. Les différents procédés de stabilisation des fléaux

Il y a plusieurs méthodes pour stabiliser le fléau :

- ✓ Palées provisoires
- ✓ Câbles extérieurs ou haubanage provisoire
- ✓ Clavage de travée arrière
- ✓ Encastrement sur pile
- ✓ Clouage par précontrainte

Dans notre projet on utilise la méthode de clouage par précontrainte.

1. Clouage par précontraint

Le clouage par câbles de précontrainte est la méthode la plus utilisée. C'est en principe la méthode la plus économique pour des travées dont la portée est inférieure à 120 mètres, elle consiste à tendre des armatures verticales pour plaquer le voussoir sur pile sur ses appuis. Pendant la construction, le voussoir sur pile repose sur un ensemble de cales provisoires.

L'utilisation des appareils d'appuis pendant la construction des fléaux n'est pas conseillée car les risques de détérioration sont importants.

Les armatures de clouage passent à côté des cales provisoires. Leurs ancrages supérieurs sont placés en général dans des bossages provisoires préfabriqués, posés sur l'hourdis inférieur, parfois sur une poutre de répartition métallique, elles descendent ensuite à travers le voussoir sur pile en passant près des âmes.

En partie inférieure les câbles sont soit bouclés dans le fût de pile, soit ancrés de façon classique. La précontrainte de clouage est généralement centrée sur l'axe de la pile. Les câbles de précontrainte sont parfois remplacés par des barres. Cette solution n'est toutefois pas conseillée car en cas de mauvais alignement entre les réservations prévues dans le voussoir sur pile et le chevêtre de la pile. La barre peut subir des flexions parasites susceptibles de provoquer sa rupture.

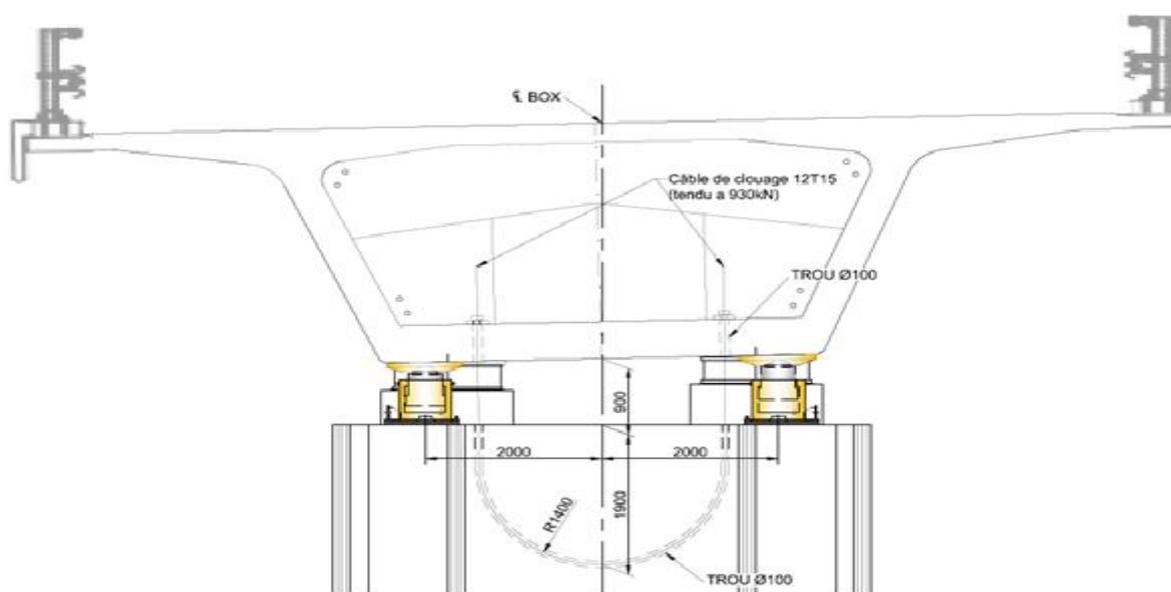


Figure.IX.1. clouage de stabilité par précontrainte.

En partie inférieure les câbles sont soit bouclés dans le fût de pile, soit ancrés de façon classique. La précontrainte de clouage est généralement centrée sur l'axe de la pile. Les câbles de précontrainte sont parfois remplacés par des barres. Cette solution n'est toutefois pas conseillée car en cas de mauvais alignement entre les réservations prévues dans le voussoir sur pile et le chevêtre de la pile. La barre peut subir des flexions parasites susceptibles de provoquer sa rupture.

IX.3. Aménagement de tête de pile

Dans les cas les plus fréquents, les têtes de pile doivent être conçues pour recevoir :

- Les appareils d'appuis ;
- Les cales de stabilité provisoire ;
- Les câbles de clouage ;
- Les zones de vérinage pour le réglage des fléaux en fin ou en cours de construction, ou le changement des appareils d'appuis ;
- La disposition de visite et de contrôle des appareils d'appui en service.

Les vérins doivent pouvoir soulever le fléau complet avant son élévation pour passer sur appuis définitif et aussi permettre le changement des appareils d'appui en service.

Pour notre ouvrage, a la phase de construction, on prévoit deux appareils d'appui provisoire au milieu de cheville.

IX.4. Justification et dimensionnement des organes à ancrer

IX.4.1. Calcul du nombre de câbles

La méthode idéale de stabilité pour notre ouvrage celle de clouage par trois fils de câble.

Dans le cas où $\left(\frac{M}{N} < \frac{e}{2}\right)$, le fléau ne risque pas de basculer ; les câbles de coulage sont théoriquement pas nécessaires ; on dispose toutefois, par sécurité, un minimum de deux paires de câbles (une paire des câbles 12T15 pour chaque file de cales).

Dans le cas où $\left(\frac{M}{N} > \frac{e}{2}\right)$, les câbles de coulage doivent rétablir l'équilibre du fléau.

L'effort normal (N) et le moment fléchissant (M) sont déterminés dans les combinassions décrites dans le chapitre 5 « étude du fléau isostatique ».

- e : est l'entraxe des cales provisoire. ($e=3.2\ m$)

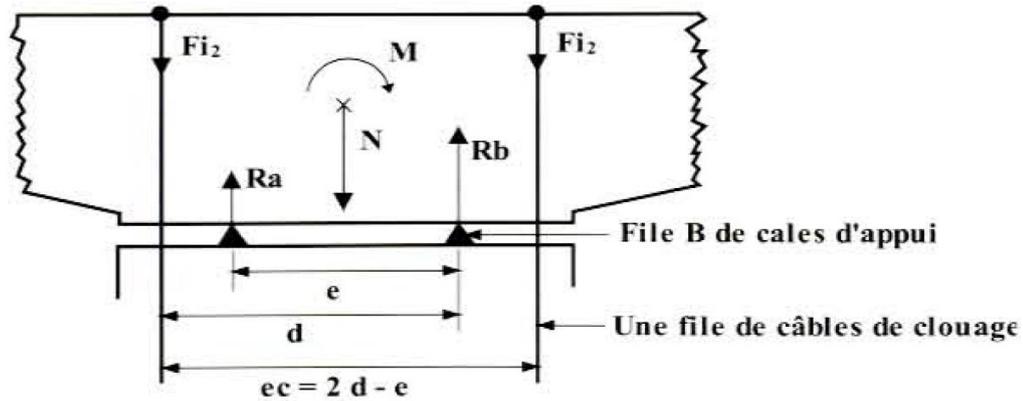


Figure.IX.2. Effort dans les câbles et réactions d'appui.

1) Situation temporaire de construction (Combinaisons A)

Calcul de l'excentricité :

✓ Combinaison A1 :

$$\frac{M}{N} = \frac{-2970.6 \text{ t.m}}{-578.805 \text{ t}} = 5,13 \text{ m} > \frac{e}{2} = \frac{3.2 \text{ m}}{2} = 1,6 \text{ m}$$

✓ Combinaison A2 :

$$\frac{M}{N} = \frac{-2897.44 \text{ t.m}}{-573.878 \text{ t}} = 5,04 \text{ m} > \frac{e}{2} = \frac{3.2 \text{ m}}{2} = 1,6 \text{ m}$$

- M : est le moment maximum dû aux combinaisons (A1, A2).
- N : est l'effort normal sur l'appui du a la combinaison (A1, A2).
- e : est l'entraxe des cales provisoires.

Dans ce cas, il est nécessaire de déterminer les câbles de coulage pour rétablir l'équilibre du fléau.

Le fléau ne doit pas décoller, le précontraint doit composer la réaction de soulèvement sous l'action de M et N.

$$R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{e} + F_{i2} \geq 0$$

$$R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} + F_{i2}$$

Avec :

$$F_i = n(1 - P) \times \sigma_{p0} \times S$$

- F_i : Force d'une file d'un câble avec p % de pertes
- s : section du câble

Pour rétablir l'équilibre du cantilever, doivent être utilisées câbles 12T15.7mm ($s=150\text{mm}^2$). Pour ces câbles est considérée une perte de 5%. La résistance à la traction des câbles est égale à :

$$\sigma_{p0} = \min(0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg}) = (0,8 \times 1860 ; 0,9 \times 1640) = 1476 \text{ MPa}$$

f_{prg} et f_{peg} : limites de rupture et élastique.

On a donc :

$$n = \frac{\left(\frac{M}{e} - \frac{N}{2}\right)}{(1 - p) \times \sigma_{p0} \times S}$$

$$n = \frac{\left(\frac{2970.6}{3.2} - \frac{578.885}{2}\right)}{(1 - 0.05) \times 1476 \times 150 \times 12 \times 10^{-4}} = 2.53$$

Donc on adopte 2 câbles de 12 T15,7 et 1 câble de 4 T 15,7

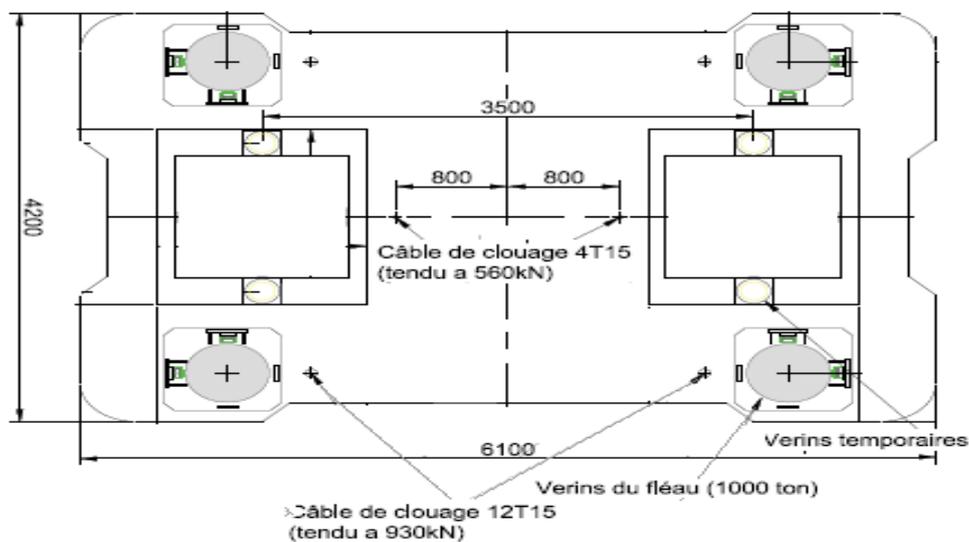


Figure.IX.3. desposition des câbles de clouage

2) Situation accidentel (combinaison B)

Calcul de l'excentricité :

✓ Combinaison B₁ :

$$\frac{M}{N} = \frac{-4124.92 \text{ t.m}}{-524.623 \text{ t}} = 7.86\text{m} > \frac{e}{2} = \frac{3.2 \text{ m}}{2} = 1.6\text{m}$$

✓ Combinaison B₂ :

$$\frac{M}{N} = \frac{-4051.75 \text{ t.m}}{-519.696 \text{ t}} = 7.79\text{m} > \frac{e}{2} = \frac{3.2 \text{ m}}{2} = 1.6\text{m}$$

Il est possible d'écrire l'équilibre des efforts appliqués au voussoir sur pile, lorsqu'il tourne d'un angle $d\alpha$ autour d'une file de cales et que les câbles s'allongent où se raccourcissent :

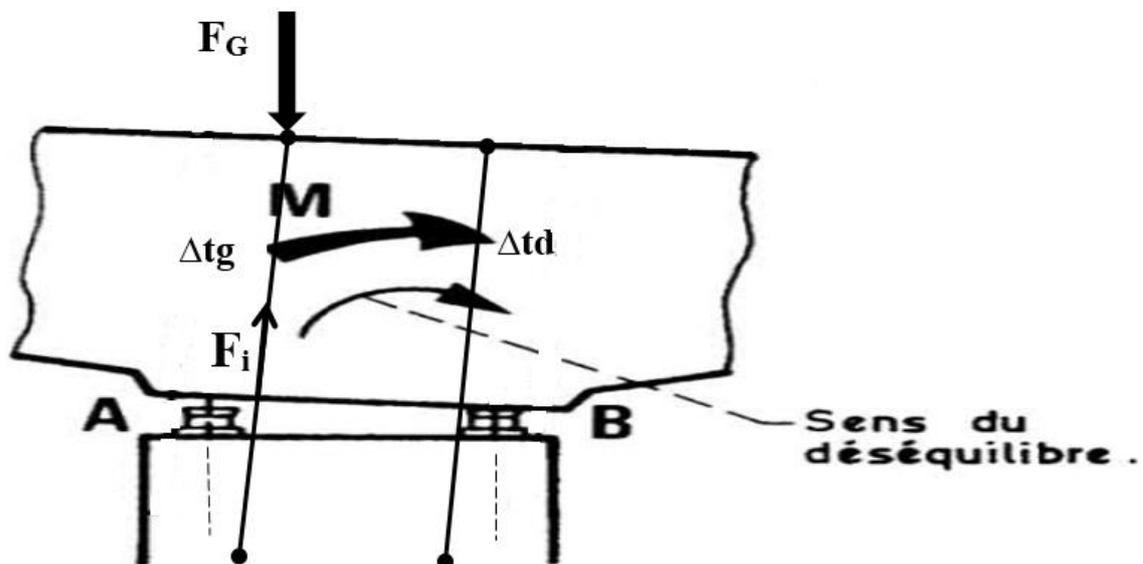


Figure.IX.4. Basculement du fléau avec surtension des câbles.

$$F_g = F_i + \Delta T_g \leq F_u \quad \dots(1)$$

$$F_d = F_i + \Delta T_d \quad \dots(2)$$

$$\frac{\Delta T_g}{\Delta T_d} = \frac{d}{(e-d)} \quad \dots(3)$$

$$-F_g \times d - N \times \frac{e}{2} + M + F_d \times (d - e) = 0 \quad \dots(4)$$

$$R_b - F_g - N = 0 \quad \dots(5)$$

- ✓ Fg, Fd : désignent la tension dans chaque file de câble.
- ✓ Fi, Ful : leur force initiale, leur tension limite à l'ELU successivement.
- ✓ $\Delta Tg, \Delta Td$: les variations de tension de chaque file de câbles.

On tire Fg en fonction de Ful des équations (1) et (3) et on reporte dans (4). On sait aussi que

$$F_{ul} = n \times s \times \frac{f_{peg}}{\gamma_p}$$

Où :

- $f_{peg} = 1640 \text{ MPa}$
- $\gamma_p = 1,00$ Pour les combinaisons accidentelles

On déduire que :

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

- ✓ n : nombre de câble.
- ✓ S : section d'un câble.

Avec :

$$k = (1 - p) \times \sigma_{po} \times (2d - e) \times (e - d) + \frac{f_{peg}}{\gamma_p} [d^2 + (d - e)^2]$$

$$k = (1 - 0.05) \times 1476 \times (2 \times 2.36 - 3.2)(3.2 - 2.36) + \frac{1640}{1.00} [2.36^2 + (2.36 - 3.2)^2]$$

$$k = 12081.65$$

$$n = \left(4124.92 - 524.623 \times \frac{e}{2} \right) \times \frac{d}{12081.65 \times 15 \times 150} = 2.85$$

Donc on adopte 2 câbles de 15T15,7 symétrique et 1 câble de 15T15,7 au centre.

Il faut ensuite vérifier la rotation du fléau en cas d'accident, sous l'effet de l'allongement des câbles.

La variante des tensions dans les câbles situer de coté de soulèvement est égal à :

$$\Delta\sigma = \frac{f_{peg}}{\gamma_p} - (1 - p) \times \sigma_{po}$$

Et l'allongement relatif des câbles est :

$$\xi = \frac{\Delta\sigma}{E_s}$$

Pour des câbles de longueur libre L , l'allongement ΔL peut-être évaluer a :

$$\Delta L = L \times \frac{\Delta\sigma}{E_s}$$

La rotation du voussoir sur pile est alors :

$$\tan(\alpha) = \frac{L}{d} \times \frac{\Delta\sigma}{E_s}$$

Pour notre ouvrage les câbles sont encrés à 3,3 m

$$\Delta\sigma = \frac{1640}{1.00} - (1 - 0.05) \times 1476 = 237.8 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \text{arc tg} \left(\frac{3.3}{2.36} \times \frac{237.8}{195000} \right) = 0.097$$

IX.4.2. Calcul de la surface des cales

Connaissant la force de précontrainte appliquée pour chaque câble, on peut maintenant dimensionner les cales des files A et B.

La surface des cales est qu'elles sont comprimées à F_{bu} sous la réaction maximum R_b comme le béton des cales et celui du chevêtre de la pile sont frettés leur résistance caractéristique en compression peut être augmentée l'article A.8.4.23 du BAEL91 fixe cette contrainte F_{cf}

D'autre part. La contrainte de compression de béton est limité pour éviter le fendage de la pile la valeur à ne pas dépasser est : F_{clim} .

1) Situation temporaire de construction (Combinaisons A)

La détermination de la surface de cales et des armatures frettage est conduite selon les procédures décrites dans la Guide SETRA « Restressed concrete bridges built using cantilever method » et selon la disposition de l'article A8.4 et annexe E.8 du BPEL91.

Le tableau ci-dessous donne des ordres de grandeur sur les valeurs limites issues de ce calcul en fonction de la résistance du béton et du type de vérification à effectuer :

Type de combinaisons à l'ELU	F_{clim}
Combinaison fondamentale ne comportant que des actions permanentes	0,61 à 0,65 F_{cj}
Combinaison fondamentale avec actions variables	0,72 à 0,75 F_{cj}
Combinaison accidentelles	0,94 à 0,98 F_{cj}

Tableau.IX.1. Valeur de F_{clim} .

Pour la situation temporaire la résistance du béton est :

$$F_{clim} = \min(K \times f_{bu}; 0.75 \times F_{cj})$$

Ou :

$$K = 1 + \left[3 - \frac{4}{3} \times \left(\frac{0.88 \times B_0}{a} + \frac{0.88 \times B_0}{b} \right) \right] \times \sqrt{\left(1 - \frac{4}{3} \times \frac{0.88 \times B_0}{a} \right) \cdot \left(1 - \frac{4}{3} \times \frac{0.88 \times B_0}{b} \right)} \leq 3.3$$

$$K = 1.15 < 3.3$$

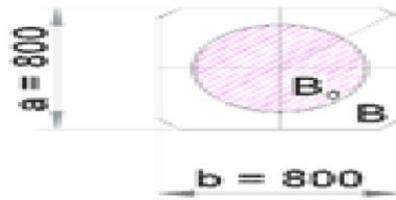


Figure.IX.5. Dimensions en plan d'une cale et de son bossage.

- f_{bu} : la résistance limite du béton a l'ELU : « $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cf}}{\theta \cdot \gamma_b}$ ».
- $\theta=1,00$: charge de long duré d'application
- $\gamma_b=1,50$: Pour les combinaisons du type A

La valeur f_{bu} , la résistance caractéristique en compression f_{cf} peut être augmentée. L'article A.8.4.23 du BAEL 91 fixe cette contrainte à :

$$f_{cf} = f_{cj} \cdot \left(1 + 2 \times \rho_t \cdot \frac{f_e}{f_{cj}}\right)$$

- $\rho_t = 0$ Pourcentage d'acier du seul noyau fretté.
- $f_e = 500 \text{ MPa}$
- $f_{cj} = 27 \text{ MPa}$

La valeur ρ_t est nulle et donc le facteur d'amplification est égal à 1.

$$f_{cf} = 27 \times 1 = 27 \text{ MPa}$$

Donc :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 27}{1 \times 1.5} = 15.3 \text{ MPa}$$

$$F_{clim} = \min(1.15 \times 15.3; 0.75 \times 27) = \min(17.59; 20.25) = 17.59 \text{ MPa}$$

La maximum compression dans le béton doit satisfaire la relation suivante :

$$F_{cmax} = \min(F_{clim}; F_{cf}) = \min(17.59; 27) = 17.59 \text{ MPa}$$

$$F_i = (150 \times 15) \times (1 - 0.05) \times 1476 = 315.495 \text{ t}$$

$$R_b = \frac{578.805}{2} + \frac{2970.6}{3.2} + 315.495 = 1533.21 \text{ t}$$

$$S = 2 \cdot a \cdot a = \frac{R_b}{F_{cmax}}$$

$$S = 2 \times 0,8 \times 0,8 = 1.28 \text{ m}^2 > \frac{1533.21 \text{ t}}{17.59 \text{ MPa} \times 10^{-4}} \times 10^{-6} = 0.87 \text{ m}^2 \quad \dots cv$$

2) Situation accidentelle (Combinaisons B)

Pour la situation accidentelle, la valeur limite de la compression du béton est déterminée dans l'équation suivant :

$$F_{clim} = \min(K \times f_{bu}; 0.98 \times F_{cj})$$

On applique le même principe, mais sous combinaison accidentelle. On a ainsi :

- $\theta=0.85$: charge de courte durée d'application
- $\gamma_b=1.15$: Pour les combinaisons du type B

Donc la résistance limite du béton a l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 27}{0.85 \times 1.15} = 23.47 \text{ MPa}$$

$$F_{clim} = \min(1.15 \times 23.47 ; 0.98 \times 27) = \min(26.99 ; 26.46) = 26,46 \text{ MPa}$$

La maximum compression dans le béton doit satisfaire la relation suivante :

$$F_{cmax} = \min (F_{clim}; F_{cf}) = \min(26.46 ; 27) = 26.46 \text{ MPa}$$

On vérifie tout d'abord qu'il y a bien décollement du fléau avec le nombre de câbles déterminés précédemment. Pour cela, on calcule R_a et R_b comme si le fléau ne décollait pas :

$$R_a = \frac{524.623}{2} - \frac{4124.92}{3.2} + 315.495 = -711.231 \text{ t}$$

Donc R_a est négatif. On résout les équations (1) à (5). Mais avec cette fois

$$F_g = F_i + \Delta T_g + < F_{ul} \quad (F_i \text{ est cette fois connue})$$

La résolution donne :

$$R_b = \frac{e}{K_1} \times \left(F_i \times K_4 + N \times \frac{K_3}{2e} + M \right)$$

Avec :

$$K_1 = d^2 + (d - e)^2 = 6.275$$

$$K_2 = d^3 + e \times (2d - e) \times (d - e) = 9.058$$

$$K_3 = 2 \times K_1 - e^2 = 2.31$$

$$K_4 = (2d - e) \times \frac{K_2}{e \times d^2} = 0.772 \quad - 0.853$$

Donc :

$$R_b = \frac{3.2}{6.275} \times \left(315.495 \times 0.772 + 524.623 \times \frac{2.31}{2 \times 3.2} + 4124.92 \right) = 2324.316 \text{ t}$$

$$S = 1.28 \text{ m}^2 > \frac{2324.316 \text{ t}}{26.46 \text{ MPa}} = 0.878 \text{ m}^2 \quad \dots cv$$

IX.3. Conclusion

Tous les efforts supportés par le tablier seront transmises aux fondations à travers la pile. Donc on doit étudier les organes d'encrage qui assure la fixation de voussoir sur la pile.

- Selon cette étude on a opté pour trois câbles disposé d'une manière symétrique, deux de chaque côté et un au centre.
- La pression de contact entre la plaque d'acier et l'intrados de voussoir est satisfaite et n'est pas nécessaire de l'armature additionnelle de frettage dans la zone d'appui des vérins.

Chapitre X

Equipements du pont

X.1.Introduction

Les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vie d'un pont. Ils sont considérés comme des accessoires très importants soit pour la sécurité des usagers (glissières, garde-corps...) ou pour la durabilité de l'ouvrage par l'assurance d'une meilleure transmission des efforts (appareils d'appui, dés d'appui ...), et parmi ces équipements en trouvent :

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

X.2.joint de chaussée

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes.

Dans la plupart des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée est classés selon le trafic en poids lourds journalier moyen, et caractérisés par leur « souffle » qui exprime la capacité de déplacement total du tablier sous les surcharges et les effets thermiques, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

Confort et esthétique

- Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance du hiatus.
- Absence de bruits de vibrations.

Résistance

- Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sous cesse croissante.

Etanche

- En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage qu'il équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

Fiable

- La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

X.2.1.Calcul du souffle des joints

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur ΔL des tabliers définissant donc le souffle de ces derniers. Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités des poutres, la température, le retrait et le fluage.

1. Rotation d'extrémité sous chargement

La rotation d'extrémité sous charge crée, au niveau du joint de chaussée, un déplacement horizontal : $\Delta L = h \cdot tg \alpha$

On accepte pour le dernier voussoir une rotation de $0,02 \text{ rad}$.

- h : la hauteur des voussoirs d'extrémité égale à $3,2 \text{ m}$.

Le déplacement horizontal dû à la rotation d'extrémité est de :

$$\Delta L = 3,2 \times tg 0.02 = 0.064008534 \text{ m} \Rightarrow \Delta L = 6.40 \text{ cm}$$

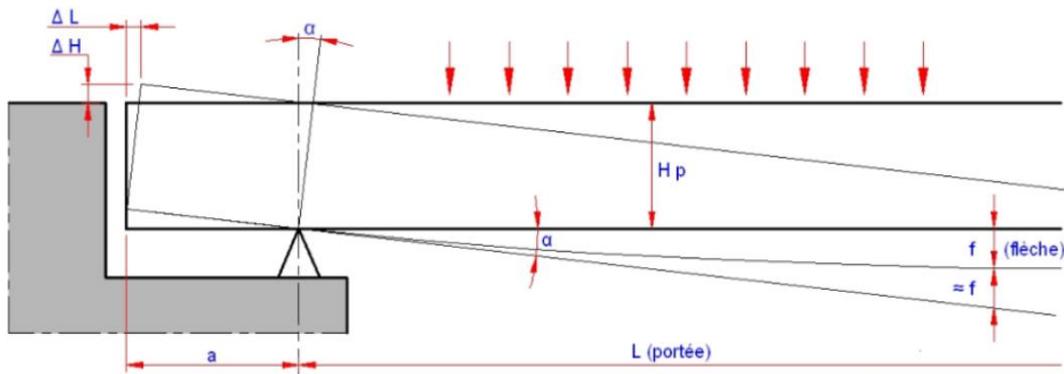


Figure.X.1. rotation d'extrémité sous chargement.

2. Dilatation thermique

La température étant considérée comme action de courte durée. On prend dans le cas généralement un raccourcissement relatif :

$$\frac{\Delta L}{L/2} = 4 \times 10^{-4}$$

L : étant la longueur dilatable du tablier, sous une température égale à 50°.

Pour notre cas : $L = 392 \text{ m} \Rightarrow \Delta L = 7,84 \text{ cm}$

3. Retrait

Dans les zones où la température est considérable :

$$\frac{\Delta L}{L/2} = 3,5 \times 10^{-5}$$

$L = 392 \text{ m} \Rightarrow \Delta L = 0,68 \text{ cm}$

4. Fluage

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation.

$$\frac{\Delta L}{L/2} = k_p \times 10^{-4}$$

k_p : Coefficient du fluage à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte σ_p est de 2 à 3.

$$\frac{\Delta L}{L/2} = 3 \times 10^{-4}$$

$$L = 392 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \Delta L = 5,88 \text{ cm}$$

Donc le déplacement total (ΔL) sous les phénomènes précédents égale à **20.80 cm**

X.2.1 Choix de type de joint

Le tableau suivant représente la gamme des joints de chaussée CIPEC :

Souffle (cm)	S < 5	5 ≤ S ≤ 6	6 ≤ S ≤ 8	8 ≤ S ≤ 11	11 ≤ S ≤ 16	16 ≤ S ≤ 23	23 ≤ S ≤ 25	S > 25
WP	/	/	/	/	/	/	WP250	WP*
Wd	/	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	/	/
WOSd	/	WOSd50	WOSd75	WOSd100	/	/	/	/
WR	/	WR50	WR75	/	/	/	/	/
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	/	/	/	/	/

Tableau.X.1. gamme des joints CIPEC.

Suivent Δl et la rotation α la rotation d'extrémité, on choisit le joint Wd230.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux de 160 à 230 mm, Ce joint peut absorber des rotations de leurs appuis jusqu'à 30 gr.



Figure.X.2. joint de chaussée Wd230

X.3. Appareil d'appui

Les appareils d'appui assurent la liaison mécanique entre les éléments porteurs principaux et les appuis (piles, culées, massifs, etc.). Ils contribuent au fonctionnement d'ensemble de l'ouvrage et transmettent aux appuis les actions provenant des charges permanentes, surcharges d'exploitation, effets thermiques, actions sismiques, vent et tassements d'appui :

- les forces verticales et horizontales.
- les déplacements de translation et de rotation.

On distingue quatre grandes familles d'appareils d'appui se différenciant par leur mode de fonctionnement et les matériaux employés :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui métalliques.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.

L'appareil d'appuis en **élastomère fretté** est le type le plus compatible à notre ouvrage pour les raisons qui viendra si dessous :

X.3.1. Les appareils d'appui en élastomère fretté

Il est constitué d'un empilage de plusieurs plaques d'élastomère d'épaisseurs variant de 8 à 20 mm et solidarisées entre elles par des tôles d'acier de 1 à 4 mm d'épaisseur. Ce frettage (appui semi fixe). Permet au bloc de subir des déformations verticales, des distorsions horizontales γ et des rotations ω .

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

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

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.



Figure.X.3. Appareil d'appui en élastomère fretté

X.3.2. Dimensions des appareilles d'appui

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

La détermination de ces contraintes a fait l'objet de plusieurs théories qui sont toutes basées sur l'incompressibilité de l'élastomère. Les expressions permettant de calculer la valeur des contraintes sont fonction du module de cisaillement G (G est de $0,8MPa$ pour les ponts routes).

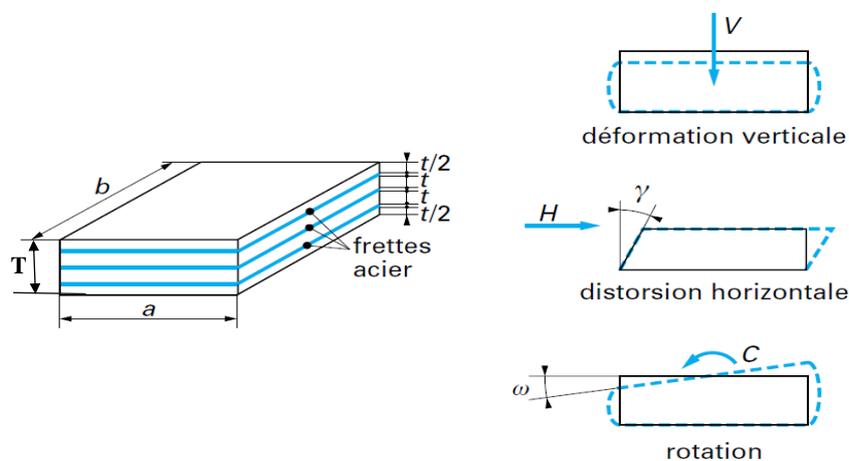


Figure.X.4. Déformations subies par un appareil d'appui.

X.3.3.1. Aire de l'appareil d'appui

D'après la condition de non écrasement :

$$\sigma_m \geq \frac{N_{max}}{a \cdot b}$$

Avec :

- σ_m : contrainte moyenne de compression, elle est limitée à 150 kg/cm².
- a : coté parallèle à l'axe de l'ouvrage (longueur de l'appui).
- b : coté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage (largeur de l'appui).
- N_{max} : Effort normal sur l'appareil d'appui.

La réaction maximale à (E.L.S) est : $R_{max} = 1847.482 \text{ t}$

On prend 2 appareils d'appui.

Donc :

$$N_{max} = \frac{1847.482}{2} = 923,741 \text{ t}$$

$$N_{max} = 923741 \text{ Kg}$$

$$a \cdot b \geq \frac{923741}{150} = 6158,27 \text{ cm}^2$$

X.3.3.2. Hauteur nette de l'élastomère

La contrainte de cisaillement τ_H du l'effort horizontal doit vérifier la condition suivant :

$$\tau_H \leq 0,5 G$$

$$\tau_H = 0,5 \tan \gamma = G \cdot \left(\frac{U_1}{T} \right)$$

Avec :

- T : L'épaisseur nette de l'élastomère : Déformation lente due au retrait, fluage et température.
- G : Module d'élasticité transversal ($G=80 \text{ t/m}^2$ pour les ponts routiers)
- τ_H : La contrainte de cisaillement dû à l'effort horizontal.

- U_1 : Déplacement calculé lors le calcul des joints de chaussée pour les dilatations thermiques horizontal maximal.

$$G \cdot \left(\frac{U_1}{T} \right) \leq 0.5 \cdot G \Rightarrow T \geq \frac{U_1}{0.5}$$

$$T \geq \frac{7,84}{0.5} = 15,68 \text{ cm}$$

On prendra : $T = 20\text{cm}$ constitué de 20 feuilles d'élastomère de 10 mm d'épaisseur.

X.3.3.3. Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui

Il faut respecter :

- ✓ La condition de non-flambement.
- ✓ L'épaisseur minimale.

$$[5 T \leq a \leq 10 T ; b \geq a]$$

$$[100\text{cm} \leq a \leq 200\text{cm} ; b \geq a]$$

On peut prendre : $a = 100 \text{ cm}$

Sachant que :

$$a \cdot b = 6158,27 \text{ cm}^2 \Rightarrow b \geq \frac{6158,27}{100} = 61,58 \text{ et } b \geq a$$

On prend : $b = 120 \text{ cm}$.

Il convient de vérifier ensuite la condition $\tau_H \leq 0,7G$. Il faut pour cela de déterminer l'effort horizontal max :

$$\tau_R = \frac{3 \cdot t(a + b)}{a^2 \cdot b^2} \times N_{max} = \frac{3 \times 10 (1000 + 1200)}{1000^2 \cdot 1200^2} \times 9237410 = 0,42 \text{ Mpa}$$

- ✓ **Sous déformation lente H1**

$$\tau_{H1} = \frac{H_1}{ab} = \frac{G U_1}{T}$$

Tel que :

$G = 0.8 \text{ Mpa}$ Module de déformation transversale d'élastomère.

$U_1 = 78.4\text{mm}$ (Déplacement calculé lors le calcul des joints de chaussée pour les dilatations thermiques horizontal maximal).

$$\tau_{H1} = \frac{0,8 \times 78,4}{200} = 0,3136 \text{ mpa}$$

✓ **Sous effort dynamique H_2**

Un seul camion est supposé freiner (selon le fascicule 61) avec : $H_{bc} = 30t$.

$$H_2 = \frac{30}{2} = 15 \text{ t.}$$

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{ab} = \frac{2 G U_2}{T} = \frac{150000}{1000 \times 1200} = 0,125 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2} = 0.3136 + 0.0625 = 0,3761 \text{ Mpa.}$$

✓ **Sous rotation**

La contrainte de cisaillement vaut :

$$\tau_{aT} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{T} \right)^2 \cdot \alpha_T$$

Avec : $\alpha_T = \alpha + \alpha_0$

Tel que :

- α_0 : est la rotation permet par le joint de chaussée égale à 0,02 rad.
- α : égale 0,003 rad.

$$\tau_{aT} = \frac{0,8}{2} \times \left(\frac{1000}{200} \right)^2 \times (0,02 + 0,003) = 0,23 \text{ Mpa}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_R + \tau_H + \tau_{aT} \leq 5G$$

$$\tau_{H1} \leq 0,5G$$

$$\tau_H \leq 0,7G$$

Alor :

$$0,42 + 0,3761 + 0,23 = 1,0261 \text{ Mpa} \leq 5 \times 0,8 = 4 \text{ Mpa} \Rightarrow \dots \text{ CV}$$

$$\tau_{H1} = 0,3136 \leq 0,5 \times 0,8 = 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \dots \text{ CV}$$

$$\tau_H = 0,3761 \text{ Mpa} \leq 0,7 \times 0,8 = 0,56 \text{ Mpa} \Rightarrow \dots \text{ CV}$$

✓ **Vérification de la condition de non flambement**

On doit vérifier :

$$T = \frac{a}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$T = 20 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \Rightarrow \dots \text{ CV}$$

✓ **Vérification de non soulèvement**

$$\alpha_T \leq \frac{3T^2 \sigma_{cmin}}{\beta \cdot a^2 \cdot G}$$

Avec :

$$\sigma_{cmin} = \frac{N_{min}}{a \cdot b} ; (N_{min}: \text{L'effort due au poids propre}).$$

β : Coefficient de forme.

$$\beta = \frac{ab}{2t(a+b)} = \frac{100 \times 120}{2 \times 1(100 + 120)} = 27,27$$

$$N = 729,219 \text{ t}$$

$$\sigma_{cmin} = \frac{729,219 \times 10^{-2}}{1,0 \times 1,2} = 6,076 \text{ Mpa}$$

$$\frac{3T^2 \sigma_{cmin}}{\beta \cdot a^2 \cdot G} = \frac{3 \times 200^2 \times 6,076}{27,27 \times 1000^2 \times 0,8} = 0,033 \text{ rad}$$

$$\alpha_T = \alpha + \alpha_0 = 0,023 \text{ rad}$$

Donc :

$$\alpha_T = 0,023 \text{ rad} < 0,033 \text{ rad} \Rightarrow \dots \text{ CV}$$

X.3.4. Dimensionnement des frettes

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s = \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ \tau_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

Avec : $\sigma_e = 245 \text{ Mpa}$ pour les aciers inox.

$$t_s = \frac{1000}{27,27} \times \frac{6,076}{245} = 0,9 \text{ mm}$$

On prend : $t_s = 2 \text{ mm}$

- ❖ La hauteur totale de l'appareil d'appui égale à : $H_{tot} = 20 \times (10 + 2) = 240 \text{ mm}$
- ❖ L'appareil d'appuis a les dimensions suivantes : $1000 \times 1200 \times 20(10 + 2)$

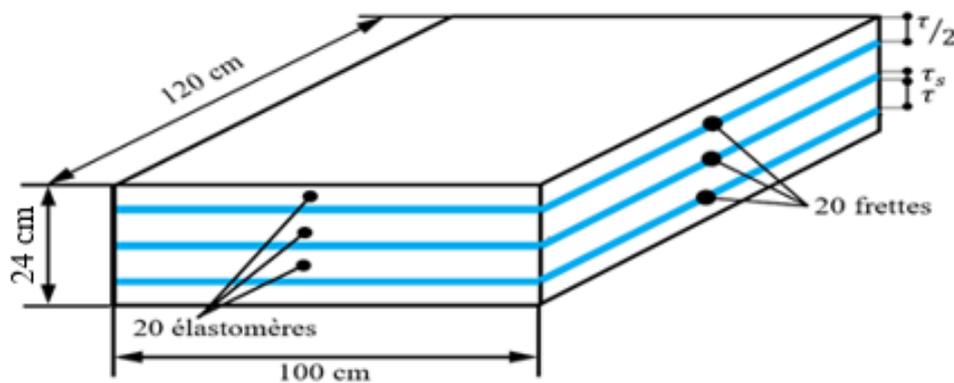


Figure.X.5. Dimensions de l'appareil d'appuis.

X.4. Dés d'appui

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

X.4.1. Fonctionnement des dés d'appui

- ✓ Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appuis.
- ✓ Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- ✓ Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appuis, principalement.
- ✓ Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'intrados du tablier.

X.4.2. Dimensionnement des dés d'appuis

D'après le document SETRA le dimensionnement des dés d'appuis inférieurs et supérieurs présente par rapport à l'appareil d'appuis un débordement de 5 cm.

$$A = a + 10 \text{ cm} = 100 + 10 = 110 \text{ cm}$$

$$B = b + 10 \text{ cm} = 120 + 10 = 130 \text{ cm}$$

$$B_0 = a \times b = 100 \times 120 = 12000 \text{ cm}^2 ; \text{ Surface de néoprène.}$$

$$P_0 = 2 \times (a + b) = 2 \times (100 + 120) = 440 \text{ cm} ; \text{ Le périmètre de néoprène}$$

$$h > \frac{2 B_0}{P_0} = \frac{2 \times 12000}{440} = 54,54 \text{ cm}$$

On prend : **h = 55 cm.**

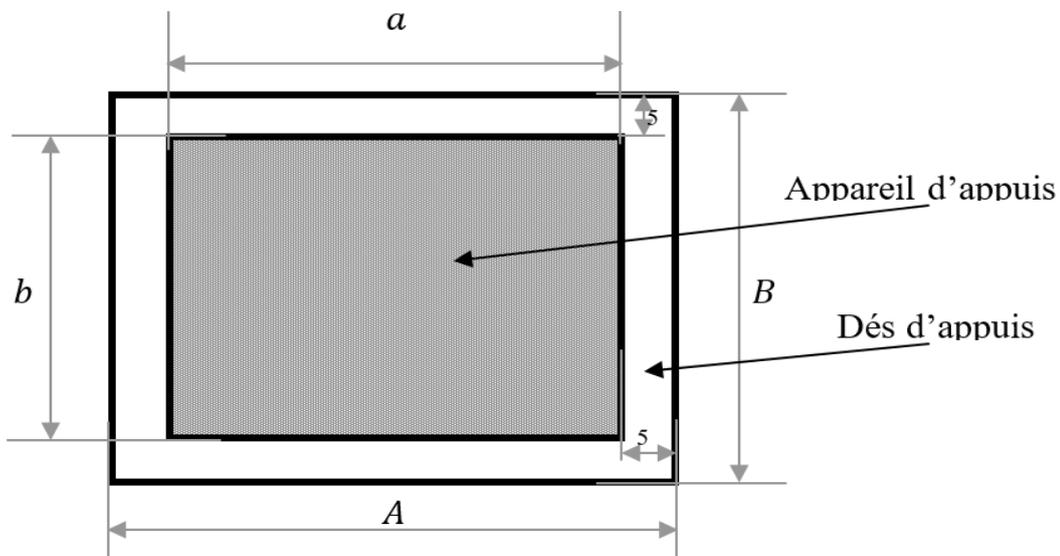


Figure.X.6. Dimensions de dés d'appuis.

X.4.3. Ferrailage de dé d'appui

X.4.3.1. Les armatures de chaînage

Elle doit reprendre l'effort max R_{max} et donnés par les deux combinaisons suivantes :

❖ **E.L.U : $R_{max} = 1243,80 \text{ t}$**

❖ **E.L.S : $R_{max} = 923,74 \text{ t}$**

D'où :

$$A_s = \max \left\{ \left(\frac{0,25 \times N_u}{f_{su}} \right) ; \left(\frac{0,25 \times N_s}{\bar{\sigma}_s} \right) \right\}.$$

Donc :

$$A_s = \max \left\{ \left(\frac{0,25 \times 1243,80}{435} \right) ; \left(\frac{0,25 \times 923,74}{240} \right) \right\} \times 10^2 = \mathbf{96,22 \text{ cm}^2}$$

Soit : **20HA25** dans les deux sens pour limiter la propagation de la fissure.

X.4.3.2. Les armatures de diffusion

Ces armatures sont sous forme de frettes, on distingue :

✓ **Frettes supérieures (ferraillage de surface) :**

$$A_{s \text{ sup}} = \max \left\{ \left(\frac{0,04 \times N_u}{f_{su}} \right) ; \left(\frac{0,04 \times N_s}{\bar{\sigma}_s} \right) \right\} = \max (14,29 ; 15,40) = 15,40 \text{ cm}^2$$

✓ **Frettes inférieurs (ferraillage de d'éclatement) :**

$$A_{s \text{ inf}} = \max \left\{ \left(\frac{0,10 \times N_u}{f_{su}} \right) ; \left(\frac{0,10 \times N_s}{\bar{\sigma}_s} \right) \right\} = \max (35,74 ; 38,49) = 38,49 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = A_{s \text{ sup}} + A_{s \text{ inf}} = 15,40 + 38,49 = 53,89 \text{ cm}^2$

Soit : **11HA25** Cette armature est disposée dans les deux sens.

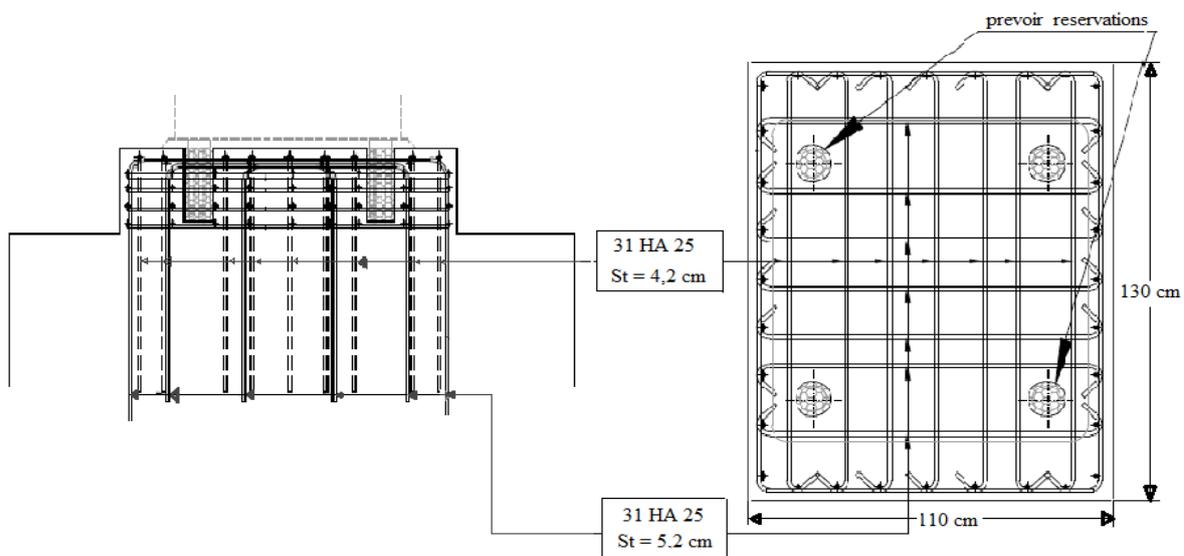


Figure.X.7. Ferrailage de dé d'appui

X.5. Le revêtement du tablier

Le revêtement est assuré par :

X.5.1_Couche d'étanchéité

Le béton est un matériau poreux, même bien comprimé il n'est jamais parfaitement étanche, du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales. D'où la nécessité d'une couche de protection (chape d'étanchéité) sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts, il existe principalement quatre types d'étanchéité :

- étanchéité à base d'asphalte coulé, naturel ou synthétique ; (le choix opté pour notre cas)
- étanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou polyuréthanes) ;
- étanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte ;
- étanchéité par moyen haute cadence ;

X.5.2.Couche de roulement

Elle vient au-dessus de la couche d'étanchéité, et est constituée par un enrobé dense de 22 KN/m³ à fin de prévoir une usure rapide du fait de la circulation des poids lourds. La couche de roulement doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers). Dans notre ouvrage on utilise une couche de roulement de 7.5 cm d'épaisseur.

X.6. Dispositifs retenue

Les dispositifs de retenue comprennent les glissières et les garde-corps (dans notre ouvrage on utilise un dispositif de type H3) :

X.6.1. Les glissières

Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.

X.6.2. Le garde-corps

Ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

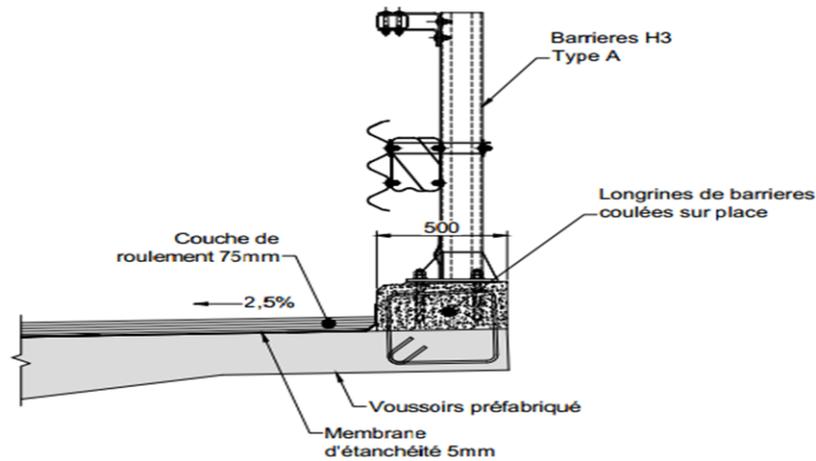


Figure.X.8. les dispositifs de retenues.

X.7. Corniches

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont, leur rôle principal c'est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- En éloignant l'eau des parements verticaux ;
- En jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur ;
- Et rattrapant les irrégularités de la structure.

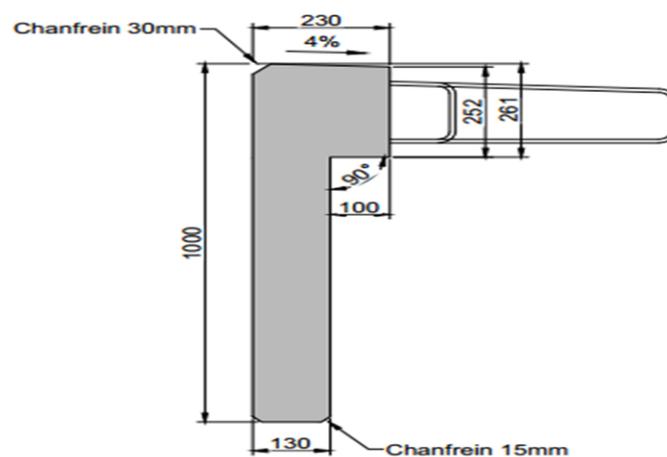


Figure.X.9. la corniche.

X.8. Evacuation des eaux

L'objectif d'un système d'évacuation pour un pont donné est d'assurer :

- Une bonne protection de la structure vis-à-vis les infiltrations
- Une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée ;

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué des gargouilles disposées tous les vingt mètres environ de part et d'autre de la chaussée, elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en toit.

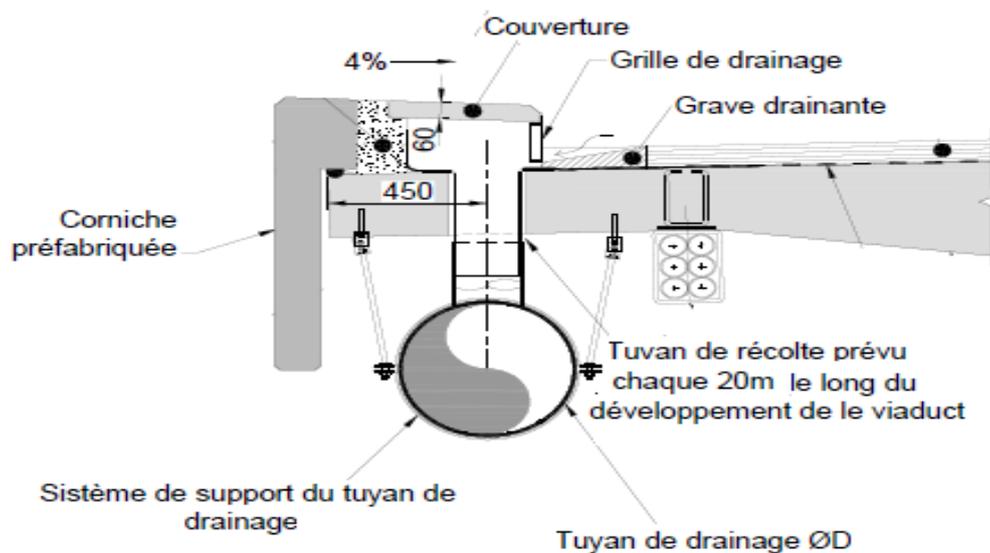


Figure.X.10. *Système d'assainissement de la superstructure.*

Chapitre XI
Etude de la pile

XI.1.Introduction

La pile est une partie indissociable d'un pont, son rôle primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, partiellement ou entièrement encastré afin de bien transmettre tous les charges revenant du tablier vers le sol support par l'intermédiaire de la semelle et les pieux s'ils existent (en cas de fondations profondes).

On peut classer les piles en cinq familles : les piles de type voiles, piles de type poteaux, piles de type marteaux, piles de type portiques et les piles de type creuses ou caissons.

La conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- ✓ Aquatique ou terrestre.
- ✓ Mode de construction du tablier.
- ✓ La nature du site (urbain ou rurale) afin d'assurer un certain esthétique.
- ✓ Hauteur de la pile.
- ✓ Mode d'exécution des fondations.
- ✓ Mode de la liaison entre la pile et le tablier.

XI.2. Choix du type de pile

Notre ouvrage repose sur des piles caissons (section octogonale évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur, ainsi que les effets hydrodynamiques.

Ces piles sont construites soit par la méthode des coffrages glissants, soit par la méthode des coffrages grimpants.

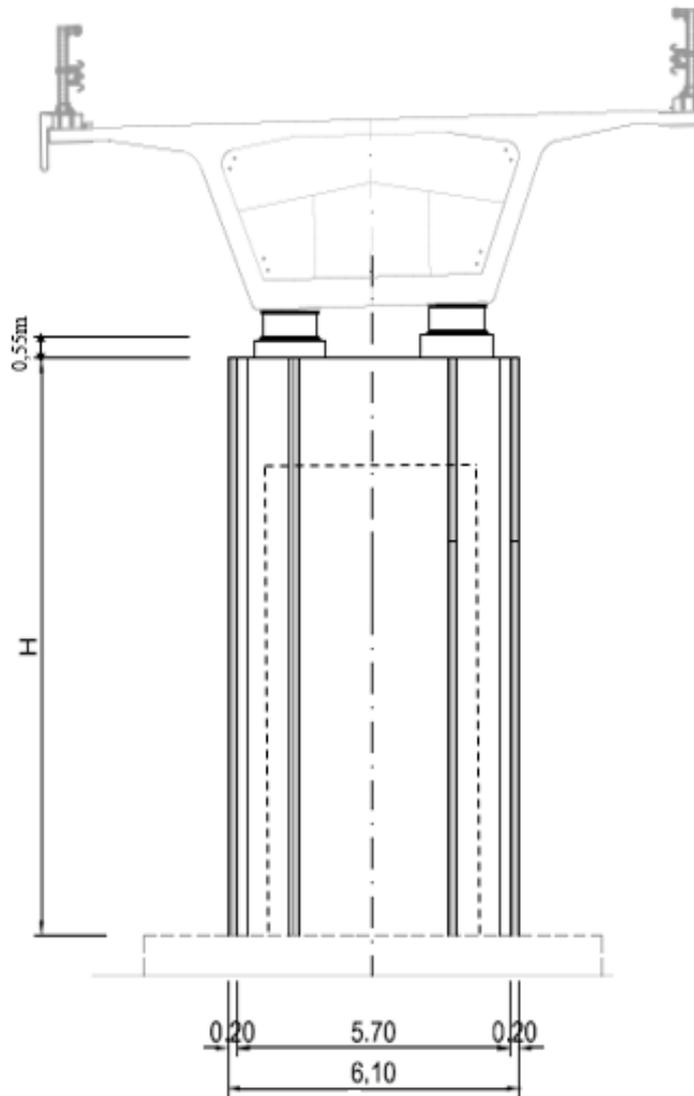


Figure.XI.1. Elévation de la pile dans le sens transversal du pont.

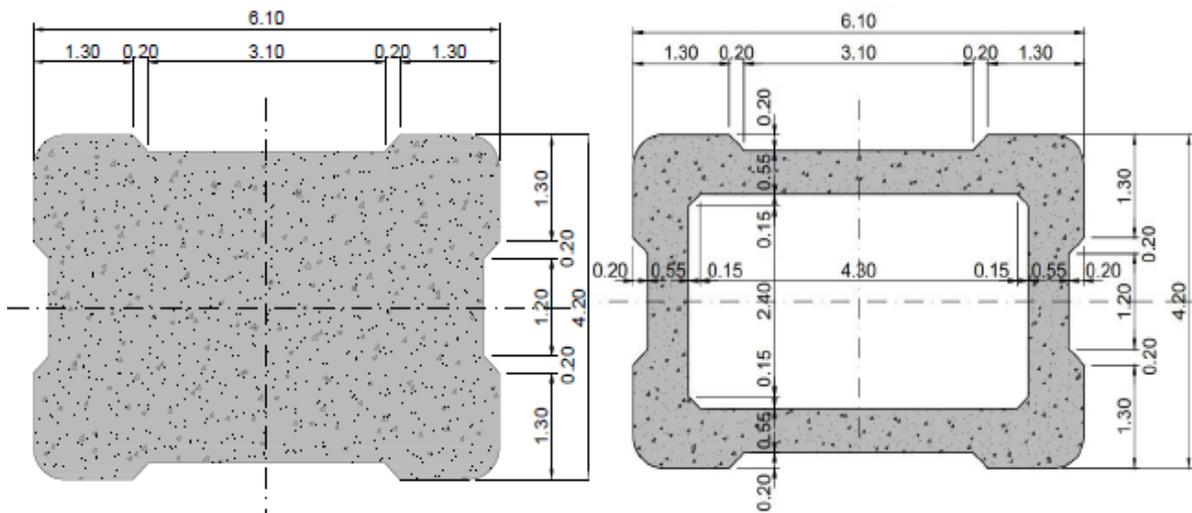


Figure.XI.2. Coupe transversale à la tête et en base de la pile.

XI.3. Etude et ferrailage de la pile

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Comme il est indiqué ci-dessous, la section de la pile de notre projet est de forme octogonale, à cause du manque des connaissances suffisantes pour l'étude du ferrailage de cette dernière forme, on l'assimile à une section de forme rectangulaire tout en gardant l'épaisseur et la hauteur utile de la section.

XI.3.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les charges appliquées sont :

- G : La charge permanente.
- V : La charge verticale (la réaction d'appui verticale sur la pile la plus élancée)
- W : La charge du vent.
- F_F : la force de freinage.
- E_x : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x.
- E_y : La composante verticale du séisme suivant l'axe y.

XI.3.2. Combinaisons des charges

Les combinaisons des charges utilisées pour l'évaluation des charges appliquées sur la pile sont les suivantes :

- Etat Limite de Service (**E.L.S**)

$$G + 1,2 (V + F_F) + W$$

- Etat Limite Ultime (**E.L.U**)

$$1,35 G + 1,6 (V + F_F) + 1,5 W$$

- Etat Limite Admissible (**E.L.A**)

$$\begin{cases} G + V + E_x \\ G + V + E_y \end{cases}$$

XI.3.3. Application numérique

Le tableau suivant résume les hauteurs de chaque pile

Pile N ^o	La hauteur totale (m)	La hauteur à vide (m)	La hauteur pleine (m)
P ₁	6,40	4,05	2,35
P ₂	6,40	4,05	2,35
P ₃	7,90	5,55	2,35
P ₄	8,10	5,75	2,35
P ₅	9,40	7,05	2,35
P ₆	10,60	8,25	2,35

Tableau.XI.1. La hauteur de chaque pile.

❖ La charge permanente

Les piles sont à section constante (caissons), sauf la tête de la pile une section pleine (2.35m).

Pile N ^o	La section pleine (m ²)	La section à vide (m ²)	La charge permanente G (t)
P ₁	24,1	11,725	260,303
P ₂	24,1	11,725	260,303
P ₃	24,1	11,725	304,272
P ₄	24,1	11,725	310,134
P ₅	24,1	11,725	348,241
P ₆	24,1	11,725	383,416

Tableau.XI.2. Charge permanente pour chaque pile.

- La charge verticale V

La réaction d'appui verticale maximale sur la pile P₁ est donnée par le système A(l) :

$$R = 321,524 \text{ t (Cas de la première et la deuxième travée charge)}$$

- La réaction due au poids propre du tablier

$$R_G = 1426,740 \text{ t (Cas de la pile01)}$$

Donc : $R_{GT} = 260,303 + 1426,740 = 1687,043 \text{ t}$

- **La charge du vent**

$$W = 0,2 \text{ T/m}^2$$

- **La force de freinage F_A due au système A(L)**

$$F_H = F \times A$$

Avec :

$$F = \frac{1}{(20 + 0,0035 \times S)}$$

$$S = 3,67 \times 3 \times 392 = 4315,92 \text{ m}^2 \quad \dots\dots \text{ (La surface chargée en m}^2\text{)}.$$

$$F = \frac{1}{(20 + 0,0035 \times 4315,92)} = 0,02848$$

$$A_{3VC} = A(L)_{3VC} \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot S = 0,3191 \times 0,9 \times 1 \times 4315,92 = 1239,49t.$$

Alor :

$$F_H = 0,02848 \times 1239,49 = 35,30 \text{ t}$$

Donc la force appliquée sur la pile est :

$$F_H = 35,30/8 = 4,41 \text{ t}$$

- **La force de freinage F_{BC} due au système Bc**

On qu'un seul camion qui freine : $F = 30 \text{ t}$

Donc la force appliquée sur la pile est : $F = 30/8 = 3,75 \text{ t}$

- **La composante horizontale du séisme suivant l'axe x E_h**

$$E_h = 25\% G = 0,25 \times 1687,043 = 421,761 \text{ t}$$

- **La composante vertical du séisme suivant l'axe y E_v**

$$E_v = 7,5\% G = 0,075 \times 1687,043 = 126,53 \text{ t}$$

Le bras de levier pour calculer le moment au niveau d'encastrement de la pile égale à :

la hauteur totale de la pile + l'épaisseur du dé d'appui : $d = 6,4 + 0,55 = 6,95 \text{ m}$

❖ Calcul du moment du au séisme au niveau de l'encastrement

$$F_T = 0,25 \times 1426,740 = 356,685 \text{ t} \quad ; \quad M_T = 356,685 \times 6,95 = 2478,96 \text{ t.m}$$

$$F_1 = 0,25 \times 24,1 \times 2,35 \times 2,5 = 35,397 \text{ t} ; M_1 = 35,397 \times \left(6,4 - \frac{2,35}{2}\right) = 184,95 \text{ t.m}$$

$$F_2 = 0,25 \times 11,725 \times 4,05 \times 2,5 = 29,679 \text{ t} ; M_2 = 29,679 \times \left(\frac{4,05}{2}\right) = 60,09 \text{ t.m}$$

Donc : $F_H = 421,761 \text{ t}$

$M_T = 2724,009 \text{ t.m}$

Force de freinage : $F = 4,41 \text{ t}$

Moment du au freinage : $4,41 \times 6,95 = 30,6495 \text{ t.m}$

	pile 01	Pille 02	pile 03	pile 04	pile 05	pile 06
charge permanente de la pile (t)	260,303	260,303	304,272	310,134	348,241	383,416
réaction due au poids propre du tablier (t)	1426,74	1458,438	1451,261	1451,261	1458,438	1426,74
R _{GT} (t)	1687,043	1718,741	1755,533	1761,395	1806,679	1810,156
réaction verticale R _{max} donnée par le système A(I) (t)	321,524	324,203	325,726	324,753	324,674	321,317
réaction verticale R _{max} donnée par le système Bc (t)	6,128	-21,265	89,23	139,005	-26,597	7,665
Force de freinage F _A dû au système Bc (t)	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
charge du vent (t/m ²)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
force de freinage F _A due au système A(L) (t)	4,41	4,41	4,41	4,41	4,41	4,41
composante horizontale du séisme suivant l'axe x	421,76	429,69	438,88	440,35	451,67	452,54
composante verticale du séisme suivant l'axe y	126,53	128,91	131,66	132,10	135,50	135,76
FH globale (t)	421,761	429,685	438,883	440,349	451,670	452,539
moment due au séisme au niveau de l'encastrement (t.m)	2724,009	2779,084	3416,695	3504,618	4101,117	4560,039

Tableau.XI.3. Les sollicitations influent sur chaque pile.

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par le calcul manuel de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable :

A. Sous système A(l)

	Les combinaisons	E.L.S	E.L.U	E.L.A (accidentelle)
Pile 01	R (t)	2072,872	2791,946	1813,571
	F_X, globale	5,292	15,120	421,761
	F_Y, globale	/	/	126,528
	M_X, globale	36,779	74,844	2724,009
Pile 02	R (t)	2107,785	2839,025	1847,647
	F_X, globale	5,292	15,120	429,685
	F_Y, globale	/	/	128,906
	M_X, globale	36,779	74,844	2779,084
Pile 03	R (t)	2146,404	2891,131	1887,198
	F_X, globale	5,292	17,010	438,883
	F_Y, globale	/	/	131,665
	M_X, globale	44,717	98,942	3416,695
Pile 04	R (t)	2151,099	2897,488	1893,500
	F_X, globale	5,292	17,262	440,349
	F_Y, globale	/	/	132,105
	M_X, globale	45,776	102,369	3504,618
Pile 05	R (t)	2196,288	2958,495	1942,180
	F_X, globale	5,292	18,900	451,670
	F_Y, globale	/	/	135,501
	M_X, globale	52,655	125,874	4101,117
Pile 06	R (t)	2195,736	2957,818	1945,918
	F_X, globale	5,292	20,412	452,539
	F_Y, globale	/	/	135,762
	M_X, globale	59,006	149,461	4560,039

Tableau.XI.4. Sollicitation selon la combinaison A(l)

B. Sous système Bc

	Les combinaisons	E.L.S	E.L.U	E.L.A (accidentelle)
Pile 01	R (t)	1694,397	2287,313	1813,571
	F_X, globale	4,500	14,064	421,761
	F_Y, globale	/	/	126,528
	M_X, globale	31,275	67,505	2724,009
Pile 02	R (t)	1693,223	2286,276	1847,647
	F_X, globale	4,500	14,064	429,685
	F_Y, globale	/	/	128,906
	M_X, globale	31,275	67,505	2779,084
Pile 03	R (t)	1862,609	2512,738	1887,198
	F_X, globale	4,500	15,954	438,883
	F_Y, globale	/	/	131,665
	M_X, globale	38,025	90,018	3416,695
Pile 04	R (t)	1928,201	2600,291	1893,500
	F_X, globale	4,500	16,206	440,349
	F_Y, globale	/	/	132,105
	M_X, globale	38,925	93,234	3504,618
Pile 05	R (t)	1774,763	2396,461	1942,180
	F_X, globale	4,500	17,844	451,670
	F_Y, globale	/	/	135,501
	M_X, globale	44,775	115,367	4101,117
Pile 06	R (t)	1819,354	2455,975	1945,918
	F_X, globale	4,500	19,356	452,539
	F_Y, globale	/	/	135,762
	M_X, globale	50,175	137,687	4560,039

Tableau.XI.5.Sollicitation selon la combinaison Bc

XI3.4. Le ferrailage de la pile

Le Ferrailage sera dans le cas sismique.

$$M_x = 4560,039 \text{ t.m}$$

$$H_x = 452,539 \text{ t}$$

On détermine la section d'armature de la pile selon les abaques de Walther, pour cela on aura à appliquer les formules suivantes :

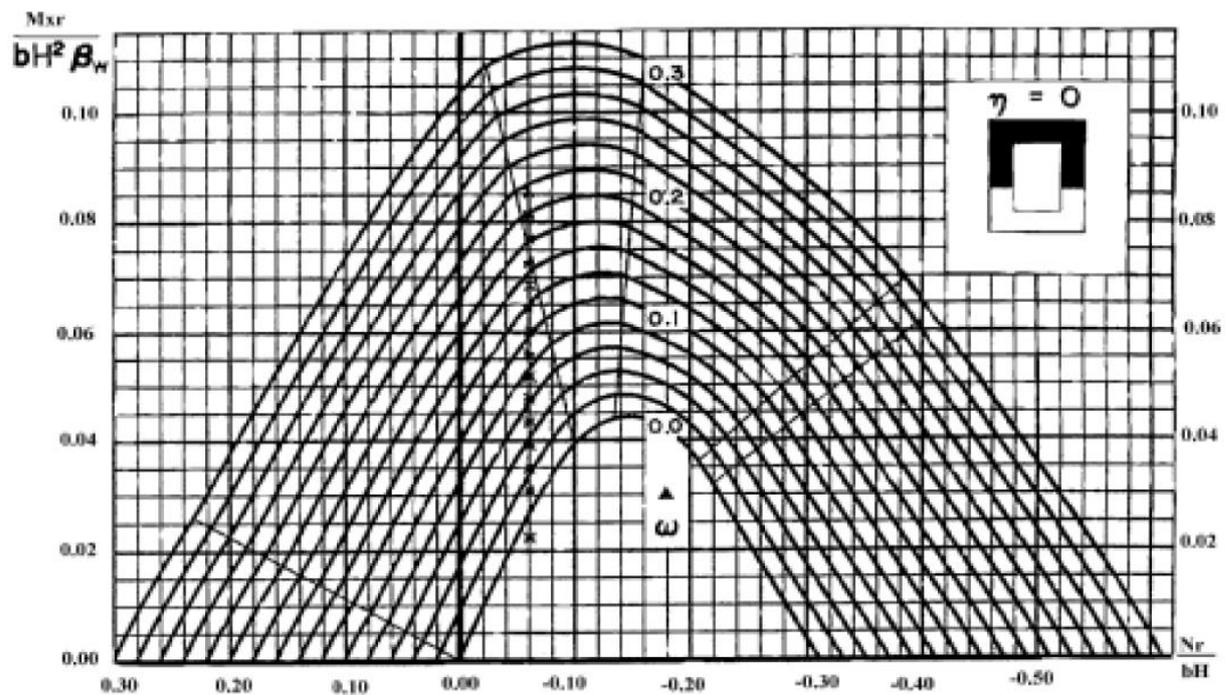


Figure.XI.3. Abaque de Walther.

Soit :

$$n = \frac{N}{b \cdot H \cdot B_w}$$

$$m_x = \frac{M_x}{b \cdot H^2 \cdot B_w}$$

Avec :

- n : effort intérieure relatif sans dimension.
- b : largeur de la pile égala à **4,2m**.
- H : Longueur de la pile dans le sens transversale du tablier égal à **6,1m**.
- $\beta_w = \beta_w28 = 27 \text{ MPa (fc28)}$: résistance du béton sur cube à 28 jours.

- ω : degré mécanique d'armature totale « $\omega = A_s \cdot \sigma_f / b H \beta_w$ ».

$$n = \frac{4,52539}{4,2 \times 6,1 \times 27} = 0,006542$$

$$m_x = \frac{45,60039}{4,2 \times 6,1^2 \times 27} = 0,0108$$

On a d'après l'abaque : $\omega = \mathbf{0,03}$

$$\omega = \frac{A_s \cdot \sigma_f}{b \cdot H \cdot B_w} \Rightarrow A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot H \cdot B_w}{\sigma_f} ; \sigma_f = 500 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_s = \frac{0,03 \times 4,2 \times 6,1 \times 27}{500} = 415,044 \text{ cm}^2$$

La section du béton est : $A_b = 11,725 \text{ m}^2$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_s/m^2 = A_s/A_b \\ A_s/m^2 = 35,40 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

Soit :

12 HA $\emptyset 20$ Suivat X

18 HA $\emptyset 16$ Suivat Y

✓ Les étriers

On a :

$$A_{s,min} \geq 0,2 \% A_b$$

$$A_{s,min} = 0,2/100 \times 11,725 = 234,5 \text{ cm}^2.$$

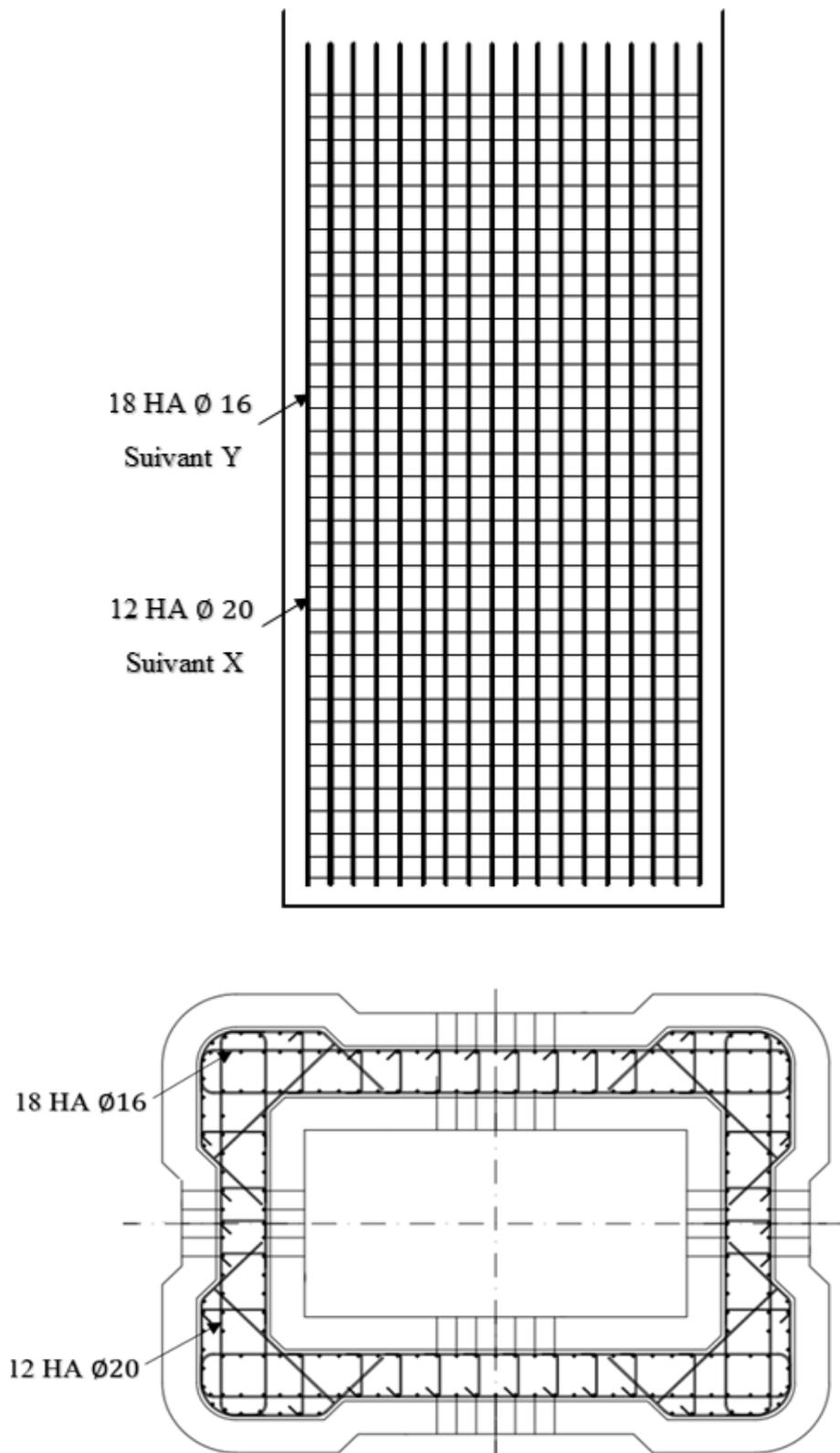
Donc : $A_{s,min} \geq 234,5 \text{ Cm}^2$ et $H = 10,60 \text{ m}$.

$$\text{Alor : } A_{s,min} = \frac{234,5}{10,60} = 22,12 \text{ cm}^2/ml.$$

Soit :

$$A_{s,min} = 11 \text{ HA } \emptyset 16$$

❖ Schéma du ferrailage de la pile

**Figure.XI.4.** Schéma du ferrailage de la pile.

XI.4. Les fondations

La fondation c'est la base de l'ouvrage ; elle reçoit la descente des charges et les fait transmettre aux semelles reposant directement sur le sol, ou par l'intermédiaire d'un ensemble de pieux ; réunis en tête par la semelle de liaison lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle.

Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Dans le calcul de la capacité portante des fondations profondes, on a à considérer ; en plus de la résistance du sol sous la base, la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement sur les parois latérales de la fondation.

XI.4.1. Choix du type de fondation

D'après les rapports géologique et géotechnique fourni par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond : pieux de 20m de longueur, et de diamètre $\Phi = 1,2\text{m}$.

Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs, il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,8m (selon le document SETRA).

- ✓ Il faut prendre en compte les recommandations suivantes :
- ✓ Assurer une bonne protection des piles et des culées contre les affouillements par dépôt aux pieds des massifs de gros enrochements ou réalisation de batardeau.
- ✓ Assurer une bonne protection des berges : remblais d'accès et appui. Déterminer la profondeur d'affouillement possible.
- ✓ Tenir compte de l'effort horizontal exercé par le courant d'eau. Assurer un bon enrobage des aciers.
- ✓ Assurer un bon dosage du béton.

XI.4.2. Nombre de files de pieux

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe.

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général 3Φ car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Puisque la charge descendante est assez importante, On opte trois fils de quatre pieux au niveau des piles.

XI.4.3. La semelle

On admit que les semelles de liaison sont toujours considérées comme étant infiniment rigides. Il convient donc de les dimensionner comme suite :

a) La largeur

$$b_s = (N - 1) \times L + 2\Phi = 9,6 \text{ m}$$

Tel que :

N : étant le nombre des files des pieux (3).

L : la distance entre deux files ($L = 3\Phi$).

Φ : diamètre des pieux (1,2m).

b) La longueur

$$L_s = (N - 1) \times L + 2\Phi = 13,2 \text{ m}$$

N : étant le nombre des pieux des files (4).

c) La hauteur

$$h_s \geq 2\Phi = 2.4 \text{ m}$$

Les efforts transmis de la semelle à la fondation induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

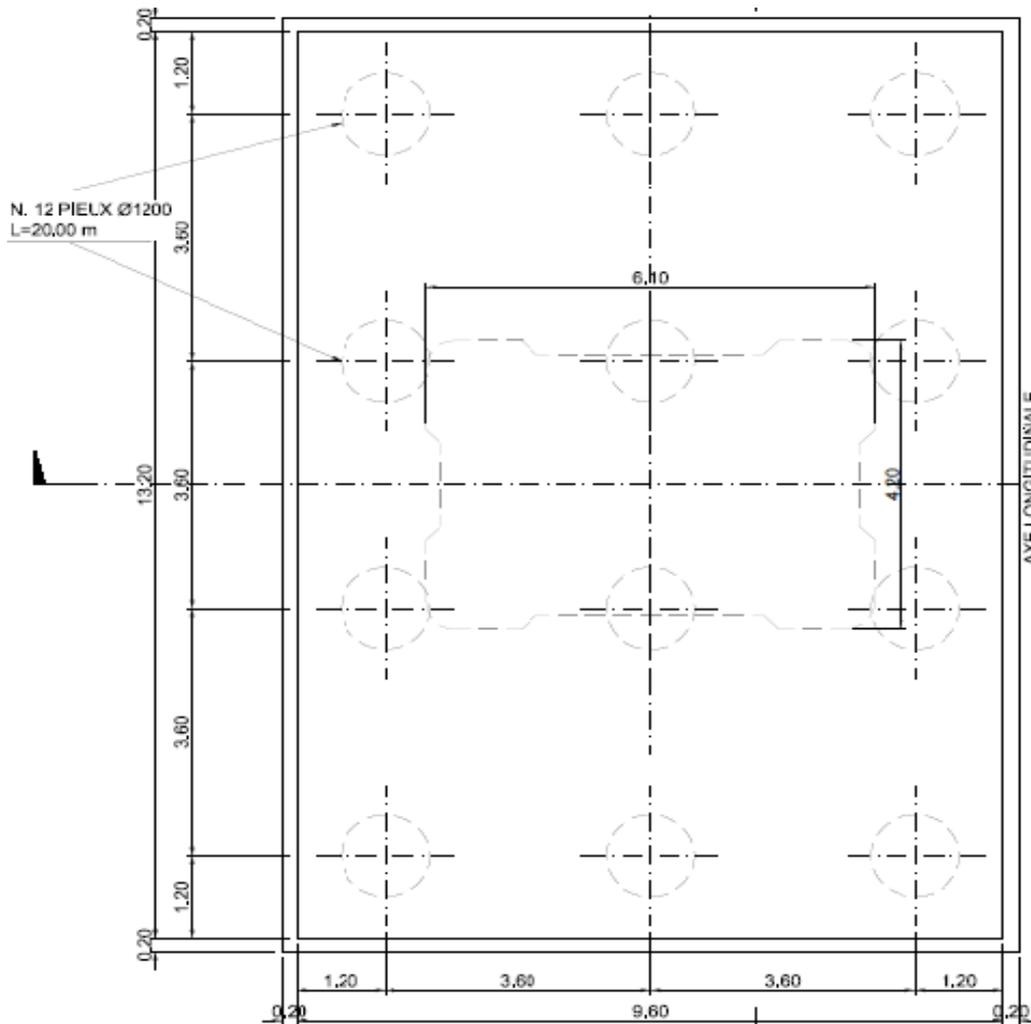


Figure.XI.5. Disposition des pieux.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R_{max,min} = \frac{R}{n} \pm \frac{M_x \cdot ey}{\sum ey^2} \pm \frac{M_y \cdot ex}{\sum ex^2}$$

n : 12 pieux

$ex = 3,6 \text{ m}$

❖ **Cas sismique**

➤ **Calcul du moment du au séisme au niveau de la base (Pile 06)**

$$F_T = 0,25 \times 1426,74 = 356,685 \text{ t} ; M_t = 356,685 \times (11,15 + 2,4) = 4833,08 \text{ t.m}$$

$$F_1 = 0,25 \times 24,10 \times 2,35 \times 2,5 = 35,397 \text{ t} ; M_1 = 35,397 \times \left(13 - \frac{2,35}{2}\right) = 418,57 \text{ t.m}$$

$$F_2 = 0,25 \times (11,725 \times 8,25 \times 2,5) = 60,46t; M_2 = 60,45 \times \left(\frac{8,25}{2} + 2,4\right) = 394,48t.m$$

$$F_{Sem} = 0,25 \times (13,2 \times 9,6 \times 2,4 \times 2,5) = 190,08t ; M_{Sem} = 190 \times \left(\frac{2,4}{2}\right) = 288t.m$$

$$H_s = 642,622 t \quad ; \quad M_t = 5934,13 t.m$$

❖ **Cas normal :**

Force de freinage : 4,41 t

Moment du au freinage : $4,41 \times 11,15 = 49,17 t.m$

$R_{Tot} = 1426,74 + 383,416 + 760,32 = 2570,476 t$; (Tablier + pile + semelle).

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par le calcul manuel de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable :

Sous system A(l)				
Pile 06	Les combinaisons	E.L.S	E.L.U	E.L.A (accidentelle)
	R (t)	2956,0564	3984,2498	2763,2617
	F_X, globale	5,292	24,129	642,619
	F_Y, globale	/	/	192,7857
	M_X, globale	71,7066	198,45	5934,13
Sous system Bc				
Pile 06	Les combinaisons	E.L.S	E.L.U	E.L.A (accidentelle)
	R (t)	2579,674	3482,4066	2763,2617
	F_X, globale	4,5	19,356	642,619
	F_Y, globale	/	/	192,7857
	M_X, globale	60,975	184,1412	5934,13

Tableau.XI.6. Sollicitations selon les combinaisons A(l) et Bc.

✓ Les réactions max et min

Sous system A(I)				
Pile 06	Les combinaisons	E.L.S	E.L.U	
			Cas normal	Cas sismique
	Rmax (t)	251,318	345,802	642,364
Rmin (t)	241,358	318,240	-181,821	
Sous system Bc				
Pile 06	Les combinaisons	E.L.S	E.L.U	
			Cas normal	Cas sismique
	Rmax (t)	219,207	302,988	642,364
Rmin (t)	210,738	277,413	-181,821	

Tableau.XI.7. Effort normal qui revient à chaque pieu R_{max}, R_{min}

XI.4.4. Le ferrailage de la semelle

D'après l'étude de la stabilité de la pile on a trouvé que la réaction maximale :

$$R_{max} = 642,364t < \overline{Q_{adm}} = 650t \dots cv \quad \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

On applique la méthode de la RDM approchée (méthode de moment)

❖ Les armatures transversales inferieurs :

E.L.U :

$$R_{ult,max} = 345,802 t$$

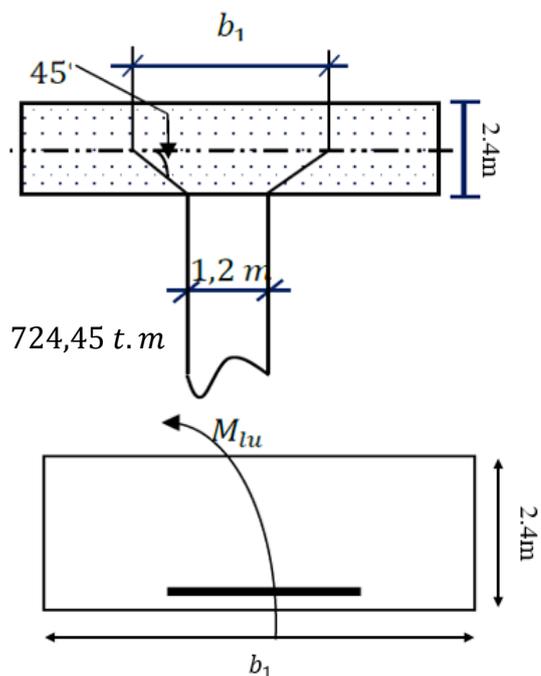
$$M_{1,ult} = R_{max} \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right)$$

$$M_{1,ult} = 345,802 \times \left(\frac{7,2}{2} - 0,35 \times 4,3 \right) = 724,45 t.m$$

On prend une bonde de calcul de b_1 telle que :

$$b_1 = \phi_{pieu} + h$$

$$b_1 = 1,2 + 2,4 = 3,6 m$$



La section d'armature est calculée par **SOCOTEC** :

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 33,19 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

$$R_{ser,max} = 251,318 \text{ t}$$

$$M_{1,ser} = R_{max} \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right)$$

$$M_{1,ser} = 251,318 \left(\frac{7,2}{2} - 0,35 \times 4,3 \right) = 526,51 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16,2 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\}; \eta = 1,6 (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\sigma}_s = \left\{ \frac{2}{3} \times 500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_b}{n \times \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_s} = 0,503$$

$$Z_b = d \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 1,8 \text{ m} \quad ; \quad (d = 2,4 - 0,24 = 2,16 \text{ m}).$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b_1 \times d^2 \times \bar{\sigma}_b = 5695,87 \text{ t.m}$$

$$M_{Rb} = 5695,87 \text{ t.m} > M_{ser} = 526,51 \text{ t.m} \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 0 \text{ Cm}^2$$

$$A_{st,ser} = \frac{M_{1,ser}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 121,87 \text{ Cm}^2$$

$$A_{st} = \max(A_{st,ult}; A_{st,ser}) = 121,87 \text{ Cm}^2$$

Soit : **16 HA 32** ($A_{st} = 128,68 \text{ Cm}^2$).

L'espacement entre les barres :

$$S_t = \frac{\phi + h - c}{n - 1} = \frac{3,5}{15} = 0,23 \quad \text{on prend} \quad S_t = 23 \text{ cm}$$

❖ **Les armatures transversales supérieures :**

$$A_{t,sup} = \frac{A_{st,ser}}{10} = \frac{128,68}{10} = 12,87 \text{ cm}^2$$

Soit : **16HA12** ($A_{t,sup} = 18,10 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{3,5}{15} = 0,23 \text{ m} \quad \text{on prend} \quad S_t = 23 \text{ cm}$$

❖ **Les armatures longitudinales inférieures :**

$$A_{l,inf} = \frac{A_{st,ser}}{3} = 42,89 \text{ cm}^2$$

Soit : **14HA20** ($A_{t,inf} = 43,98 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{3,5}{13} = 0,27 \text{ m} \quad \text{on prend} \quad S_t = 0,27 \text{ m}$$

❖ **Les armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{l,sup} = \frac{A_{st,ser}}{10} = 12,87 \text{ cm}^2$$

Soit : **14HA12** ($A_{t,inf} = 15,83 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{3,5}{13} = 0,27 \text{ m} \quad \text{on prend} \quad S_t = 0,27 \text{ m}$$

❖ **Armatures verticales et horizontales (Cadre de construction) :**

$$\frac{A_V}{L_S S_V} = \frac{A_H}{L_S S_H} \geq \frac{2}{1000}$$

Avec :

- A_V ; A_H : La section d'armature verticale et horizontale.
- S_V et S_H : espacements de 15cm
- L_S : La longueur de l'entraxe plus le diamètre d'un pieu ($a' + 2(0,5\phi) = 12\text{m}$)

$$\text{Soit : } \begin{cases} A_V = 36 \text{ cm}^2 & \Rightarrow & 61 \text{ cadres } \phi 10 \\ A_H = 36 \text{ cm}^2 & \Rightarrow & 14 \text{ cadres } \phi 20 \end{cases}$$

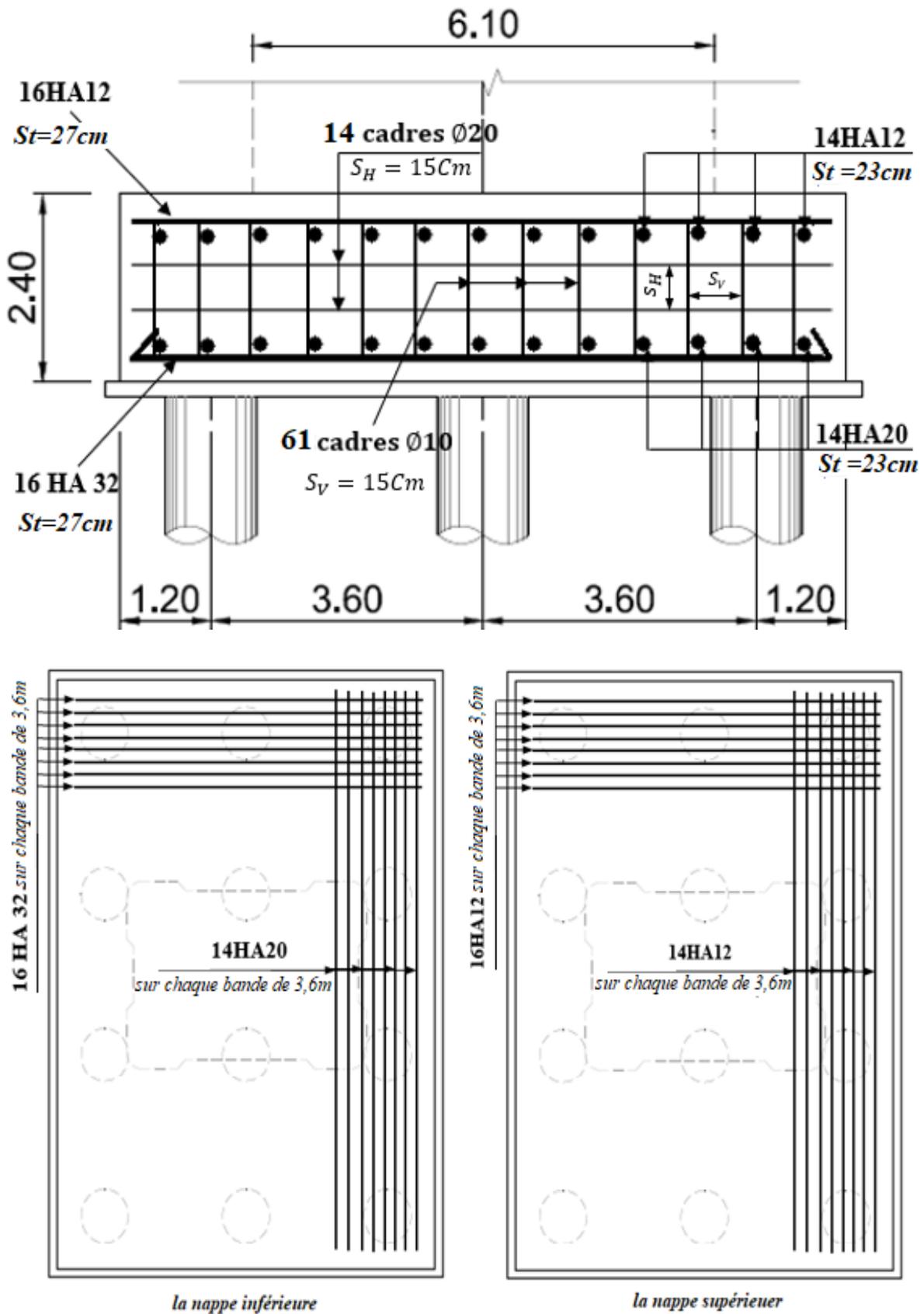


Figure.XI.6. Schéma de ferrailage de la semelle

XI.4.5. Ferrailage des pieux sous pile

✓ Calcul des armatures minimales

D'après l' **R P A**, la section minimale à mettre en œuvre est égale à **0,5%** de la section du béton du pieu,

Donc :

$$A_{Smin} = \frac{0.5 \times \pi \times r^2}{100} = \frac{0.5 \times \pi \times 60^2}{100} = 56.52 \text{ cm}^2$$

Soit : 12HA25 ($A_s = 58,91 \text{ cm}^2$).

$$S_t = \frac{2 \times \pi \times (r - c)}{12} \cong 25 \text{ cm}$$

Pour les armatures transversales, on prend des cerces de **HA12** avec un espacement de 20cm.

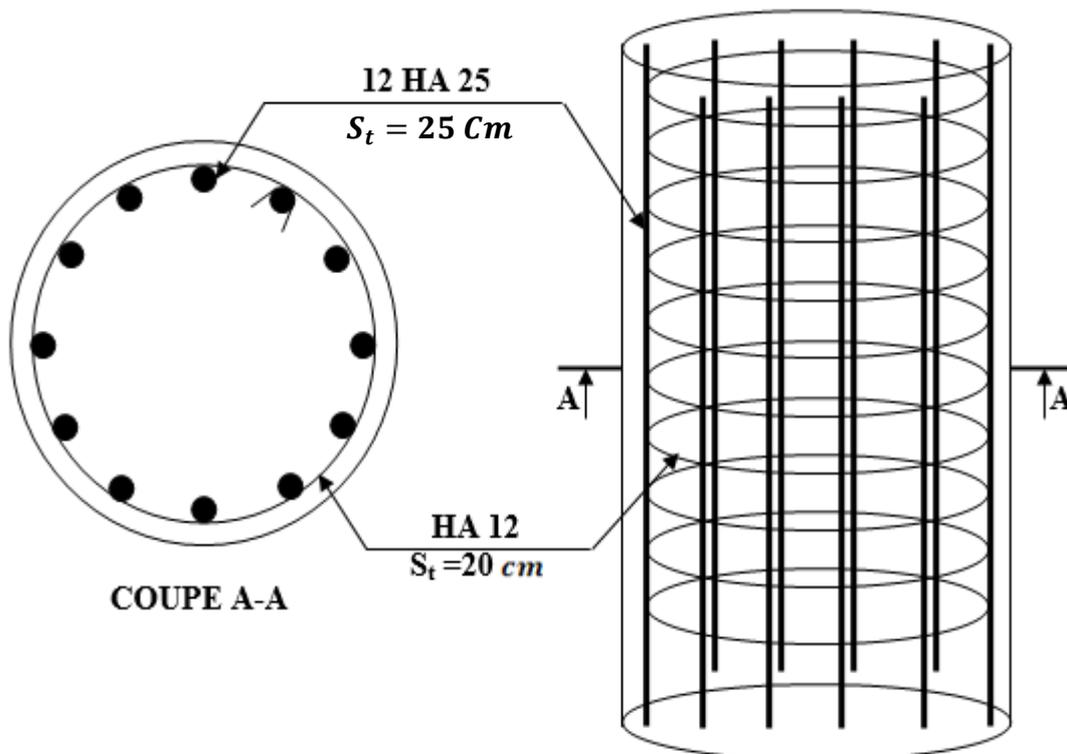


Figure.XI.7. Schéma de Ferrailage des pieux.

Chapitre XII

Etude de la culée

XII.1. Introduction

Les culées sont les appuis extrêmes d'un pont, elles assurent la liaison entre le pont et les remblais (ou le terrain naturel). Elles sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception, en cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et coûteux, c'est pourquoi, on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnablement surabondant.

XII.2. Fonctions des culées

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction de culée qui se décompose en une fonction mécanique et une fonction technique.

a- les fonctions mécaniques

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- ✓ une transmission des efforts au sol de fondation.
- ✓ la limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.
- ✓ la limitation des déplacements verticaux (tassement).

Pour cela il faut une bonne transmission des efforts au sol de fondation, donc une répartition aussi équilibrée que possible des efforts dans les diverses parties de la culée, essentiellement sous charge permanente car les effets des actions variables sont souvent faibles devant les charges permanentes.

b- les fonctions techniques

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- ✓ l'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- ✓ l'on peut être amené lui associer une chambre de tirage lorsque les conduites ou les canalisations passent à l'intérieur du tablier.

XII.3. Choix de la morphologie

Nous avons opté pour une culée remblayée, composée d'un ensemble des éléments qui sont :

- Un sommier d'appuis sur lequel repose le tablier.
- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.

- Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès au pont.
- Un mur de garde grève destiné à isoler le tablier de contact de remblai.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition qui limite les déformations des chaussées dues aux tassements du remblai.
- Dalle de transition qui sa largeur varie entre 3 à 6m selon la hauteur de remblai.
- Une fondation : semelle reposant sur trois files de pieux.

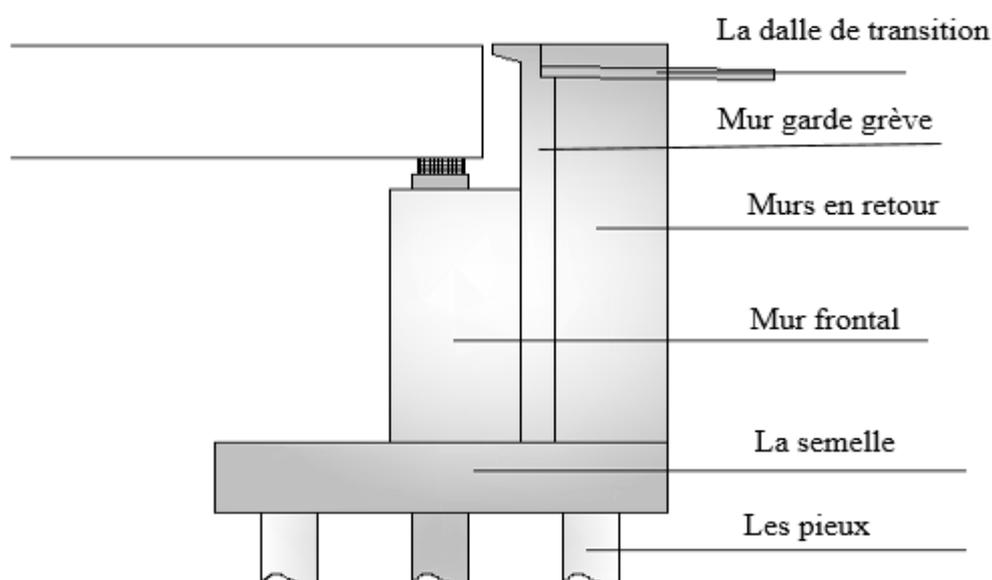


Figure.XII.1. coupe longitudinale de la culée.

XII.4. Pré dimensionnement des éléments de la culée

a. Sommier d'appui

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.

La longueur du sommier $L_s = 5.7 \text{ m}$.

L'espace ménagé entre l'about du tablier et le mur garde grève et de l'ordre de **20 cm**

La largeur du sommier : $l_s = 2.8 \text{ m}$.

b. Mur frontal (intérieur)

Le mur frontal est un voile épais dont l'épaisseur courante varie selon sa hauteur. Cette épaisseur est généralement surabondante sur le plan mécanique, mais il convient de viser une certaine robustesse et une certaine rigidité pour que la culée fonctionne dans des bonnes conditions, on cherchera autant que possible à centrer les descentes de charges verticales du tablier dans l'axe de mur de front. Le mur frontal a une hauteur $h_f=7.2$ m et une épaisseur de 2.8 m.

c. Mur garde grève

La hauteur du mur garde grève est :

$h = h_{\text{dernier caisson}} + h_{\text{appareil d'appui}} + h_{\text{dés d'appui}}$

Soit $h = 4.1$ m

L'épaisseur du mur garde grève :

$$e = \max\left(30, \frac{h}{8}\right) \text{ cm} \quad \text{Avec : } h : \text{ hauteur de mur garde grève, } h = 4.1 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e = 70 \text{ cm.}$$

d. Murs en retour

Leur rôle est de retenir latéralement les terres, le mur en retour sera encastré à l'arrière du mur de front et par sa face intérieure au mur garde grève.

L'épaisseur des murs en retour est dimensionnée par des considérations de résistance mécanique. Soit : $e = 0.5$ m et $e = 0.6$ m.

La longueur $L = 2.4$ m.

e. Dalle de transition

La dalle de transition servira pour le passage du milieu élastique (route) à un milieu rigide (ouvrage).

La longueur de la dalle de transition se mesure d'après la pente du matériau utilisé pour le remblai, généralement elle varie entre 3 et 5 m. On prend $L = 5$ m

Généralement elle a une épaisseur $e = 30$ cm. La dalle de transition suit une pente de 10 %. Sa longueur transversale est : $L_t = 12$ m.

f. Fondation

La semelle sous culée est une surcharge des terres. (Il y aurait des surcharges verticales, directes sur la semelle et d'autres horizontales qui seront transmises par le mur de front).

Vu tout ça et en plus des autres charges (tablier, poids des murs ...) on prévoit des fondations sur pieux.

On fondera sur trois files de pieux avec quatre pieux par file.

\emptyset pieux = 1,20m.

- **Epaisseur de la semelle**

Elle est en fonction de la rigidité

$$E_s \geq 1,20 \emptyset \text{ pieux (fond 72)}$$

$$E_s \geq 1,2 \times 1,2$$

$$\Rightarrow E_s \geq 1,44\text{m.}$$

On prendra : $E_s = 2.40\text{m.}$

- **Largeur de la semelle**

$$B_s = 2.3\emptyset + 2\emptyset = 8\emptyset$$

$$\Rightarrow B_s = 9.60\text{m.}$$

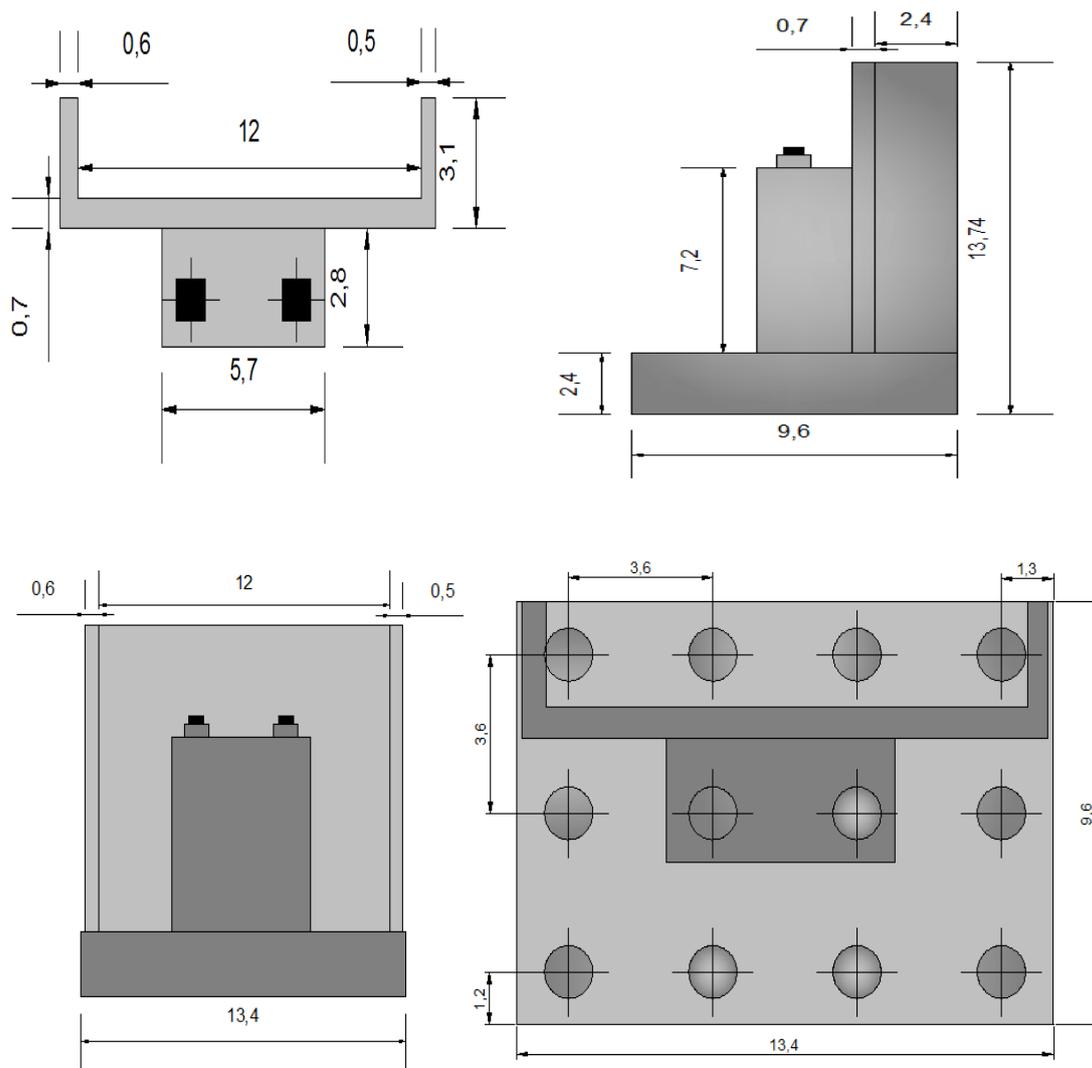


Figure.XII.2. Détail de la culée.

XII.5. vérification de la stabilité de la culée

La culée du pont a un double rôle : assurer l'appui du tablier d'une part et le soutènement des terres d'autre part.

Comme le montre la répartition des efforts, elle est l'un des éléments d'appui les plus sollicités et l'un des éléments primordiaux de l'ouvrage.

La culée du pont est sollicitée suivant deux sens : verticalement et horizontalement

1- Verticalement

- Poids du tablier.
- Poids des éléments constitutifs
- Les surcharges

2-Horizontalement

- Variations linéaires du tablier tel : fluage, retrait.
- Forces de freinage
- Poussées des terres
- La surcharge $Q = 1t/m^2$ « d'après fascicule 61.titre2 »

L'étude de la culée consiste à vérifier la stabilité de l'ensemble avant et après la mise en service, en tenant compte des différentes étapes de construction de la culée, et les différents cas de chargement.

Avant d'aborder l'étude de la stabilité de la culée, chose que l'on fera en conditions normale et sismiques, il est utile de définir le coefficient de poussée dans les conditions accidentelles.

Ce coefficient est donné par la formule de (MONOBE OKABE) :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2\alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \alpha)\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos^2(\varphi - \alpha + \theta)\cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \cdot \frac{K \cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

$$k = \left[\varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)^2 \right]^{1/2}$$

φ : Angle de frottement interne du remblai $\varphi = 30^\circ$.

α : Angle du talus avec l'horizontale $\alpha = 0$.

β : Angle du talus avec l'horizontal $\beta = 0$.

δ : angle de frottement Béton- sol $\delta = 0$.

ε_h : Accélération du séisme dans le sens horizontal $\varepsilon_h = 0,25$;

ε_v : Accélération du séisme dans le sens vertical $\varepsilon_v = 0,075$

Après simplification l'équation devient :

$$K_{ah} = \frac{K \times \cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta}} \right]^2}$$

Avec : $\theta = \arctg\left(\frac{\varepsilon_h}{1 \pm \varepsilon_v}\right)$

actions	εh	εv	K	θ	Kah
CN	0	0	1,000	0	0,3335377
SH	0,25	0	1,031	14,03	0,5301493
SH + SV \uparrow	0,25	-0,075	0,958	15,12	0,5111300
SH + SV \downarrow	0,25	0,075	1,104	13,09	0,5502952

Tableau.XII.1. Récapitulation des coefficients des Catre cas.

- la poussée des terres sur une masse de hauteur H et de largeur L. est :

$$F_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot kah \cdot H^2 \cdot L \text{ (triangulaire).}$$

- La poussée due aux surcharges $\gamma = q = 1.00 \text{ t/m}^2$

$$F_p = \gamma \cdot kah \cdot H \cdot L \text{ (Rectangulaire).}$$

- La densité du remblai : $\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$.

❖ **Détermination des C.D.G des éléments de la culée**

Pour un élément présentant différentes sections :

$$X_G = \frac{\sum (A_i \times X_{Gi})}{A_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum (A_i \times Y_{Gi})}{A_i}$$

A_i : surface élémentaire.

X_{Gi} , Y_{Gi} : coordonnées du C.D.G de chaque section.

En attribuant un repère (A, X, Y) pour le calcul, avec A le point de référence à l'étude du renversement de la culée, et en utilisant les deux formules précédentes, on trouve les coordonnées des CDG des éléments de la culée.

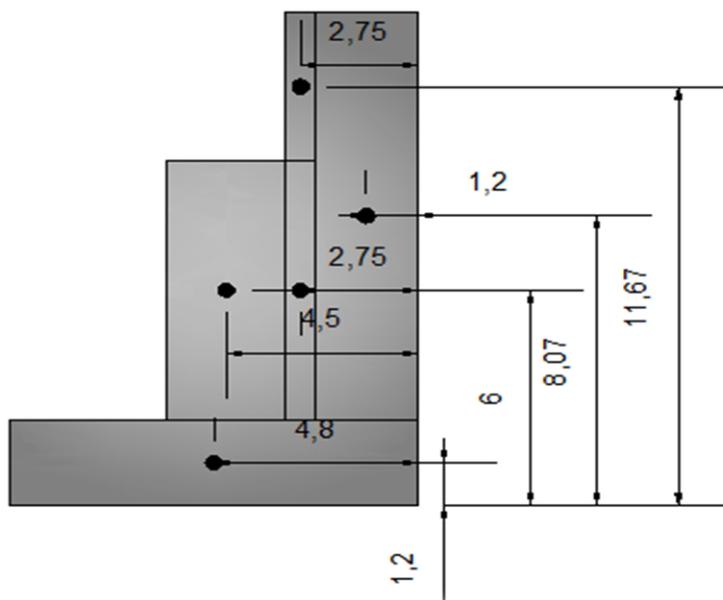


Figure.XII.3. les centres de gravités des éléments de la culée.

❖ Calcul des sollicitations

M_s : Moments stabilisant dû à F_V

M_r : Moments renversant dû à F_H

a. Culée à vide et avec remblais

Désignation		Poids(t)	$F_H = \epsilon h.P$	$F_V = (1 + \epsilon v).P$	H(m)	V(m)	$M_s = F_V.H$	$M_r = F_H.V$
Mur garde grève	CN	94,9095	0	94,910	2,75	11,67	261,00	0,00
	SH	94,9095	23,7274	94,910	2,75	11,67	261,00	276,90
	SH+SV1	94,9095	23,7274	87,791	2,75	11,67	241,43	276,90
	SH+SV2	94,9095	23,7274	102,028	2,75	11,67	280,58	276,90
Mur en tête	CN	165,06	0	165,060	2,75	6	453,92	0,00
	SH	165,06	41,265	165,060	2,75	6	453,92	247,59
	SH+SV1	165,06	41,265	152,681	2,75	6	419,87	247,59
	SH+SV2	165,06	41,265	177,440	2,75	6	487,96	247,59
Mur en retour	CN	74,844	0	74,844	1,2	8,07	89,81	0,00
	SH	74,844	18,711	74,844	1,2	8,07	89,81	151,00
	SH+SV1	74,844	18,711	69,231	1,2	8,07	83,08	151,00
	SH+SV2	74,844	18,711	80,457	1,2	8,07	96,55	151,00

Mur frontal	CN	287,28	0	287,280	4,5	6	1292,76	0,00
	SH	287,28	71,82	287,280	4,5	6	1292,76	430,92
	SH+SV1	287,28	71,82	265,734	4,5	6	1195,80	430,92
	SH+SV2	287,28	71,82	308,826	4,5	6	1389,72	430,92
Semelle	CN	771,84	0	771,840	4,8	1,2	3704,83	0,00
	SH	771,84	192,96	771,840	4,8	1,2	3704,83	231,55
	SH+SV1	771,84	192,96	713,952	4,8	1,2	3426,97	231,55
	SH+SV2	771,84	192,96	829,728	4,8	1,2	3982,69	231,55
Total culée à vide	CN	1393,934	0	1393,934	/	/	5802,32	0,00
	SH	1393,934	348,483	1393,934	/	/	5802,32	1337,96
	SH+SV1	1393,934	348,483	1289,388	/	/	5367,15	1337,96
	SH+SV2	1393,934	348,483	1498,479	/	/	6237,49	1337,96
Dalle de transition	CN	45	0	45,000	0,2	12,95	9,00	0,00
	SH	45	11,25	45,000	0,2	12,95	9,00	145,69
	SH+SV1	45	11,25	41,625	0,2	12,95	8,33	145,69
	SH+SV2	45	11,25	48,375	0,2	12,95	9,68	145,69
Remblais sur la dalle de transition	CN	72,96	0	72,960	0,2	13,42	14,59	0,00
	SH	72,96	18,24	72,960	0,2	13,42	14,59	244,78
	SH+SV1	72,96	18,24	67,488	0,2	13,42	13,50	244,78
	SH+SV2	72,96	18,24	78,432	0,2	13,42	15,69	244,78
Remblais sur la semelle	CN	569,088	0	569,088	1,2	7,6	682,91	0,00
	SH	569,088	142,272	569,088	1,2	7,6	682,91	1081,27
	SH+SV1	569,088	142,272	526,406	1,2	7,6	631,69	1081,27
	SH+SV2	569,088	142,272	611,770	1,2	7,6	734,12	1081,27
La surcharge Q (t/m ²)	CN	64,32	0	64,320	0,2	13,1	12,86	0,00
	SH	64,32	16,08	64,320	0,2	13,1	12,86	210,65
	SH+SV1	64,32	16,08	59,496	0,2	13,1	11,90	210,65
	SH+SV2	64,32	16,08	69,144	0,2	13,1	13,83	210,65
total remblais	CN	751,368	0	751,368	/	/	719,36	0,00
	SH	751,368	187,842	751,368	/	/	719,36	1682,38
	SH+SV1	751,368	187,842	695,015	/	/	665,41	1682,38
	SH+SV2	751,368	187,842	807,721	/	/	773,31	1682,38

Tableau.XII.2. les sollicitations appliquées sur la culée vide et avec remblai.

b. Poussée dues aux terres et surcharge

Désignation		Calcul des poids	FH	V(m)	MR=FH.V
Sur mur G.G + mur en tête	CN	$0,5*1,9*0,3335*(11,34)^2*12$	488,963	6,18	3021,791
	SH	$0,5*1,9*0,5301*(11,34)^2*12$	777,194	6,18	4803,056
	SH+SV1	$0,5*1,9*0,5111*(11,34)^2*12$	749,311	6,18	4630,744
	SH+SV2	$0,5*1,9*0,5502*(11,34)^2*12$	806,727	6,18	4985,574
Sur la semelle	CN	$0,5*1,9*0,3335*(2,4)^2*13,4$	24,457	0,8	19,565
	SH	$0,5*1,9*0,5301*(2,4)^2*13,4$	38,873	0,8	31,098
	SH+SV1	$0,5*1,9*0,5111*(2,4)^2*13,4$	37,479	0,8	29,983
	SH+SV2	$0,5*1,9*0,5502*(2,4)^2*13,4$	40,350	0,8	32,280
Sur mur G.G + mur en tête	CN	$1,9*0,3335*11,34*12$	86,237	8,07	695,931
	SH	$1,9*0,5301*11,34*12$	137,071	8,07	1106,164
	SH+SV1	$1,9*0,5111*11,34*12$	132,154	8,07	1066,480
	SH+SV2	$1,9*0,5502*11,34*12$	142,280	8,07	1148,199
Sur la semelle (Q)	CN	$1,9*0,3335*2,4*13,4$	20,380	1,2	24,457
	SH	$1,9*0,5301*2,4*13,4$	32,394	1,2	38,873
	SH+SV1	$1,9*0,5111*2,4*13,4$	31,232	1,2	37,479
	SH+SV2	$1,9*0,5502*2,4*13,4$	33,625	1,2	40,350
Total	CN	/	620,037	/	3761,744
	SH	/	985,532	/	5979,192
	SH+SV1	/	950,176	/	5764,686
	SH+SV2	/	1022,983	/	6206,404

Tableau.XII.3. les sollicitations sur la culée due au remblai et surcharges.

c. Calcul des efforts dus au tablier

La Réaction maximale due aux charges permanentes est : $R_{\max} = 452.52 \text{ t}$

La Réaction maximale due aux surcharges est donnée par D240 : $R_{\max} = 186.43 \text{ t}$

Désignation		$F_H=e_H.P$	$F_V=(1+e_V).P$	H(m)	V(m)	$M_r=F_H.V$	$M_s=F_V.H$
Tablier	CN	0	452,52	4,8	10,5	0	2172,096
	SH	113,13	452,52	4,8	10,5	1187,865	2172,096
	SH+SV1	113,13	418,581	4,8	10,5	1187,865	2009,189
	SH+SV2	113,13	486,459	4,8	10,5	1187,865	2335,003
surcharge sur tablier	CN	46,6075	186,43	4,8	10,5	489,37875	894,864
	SH	46,6075	172,44775	4,8	10,5	489,37875	827,749
	SH+SV1	46,6075	200,41225	4,8	10,5	489,37875	961,979
	SH+SV2	46,6075	186,43	4,8	10,5	489,37875	894,864

Tableau.XII.4. les sollicitations due au poids propre et surcharges.

❖ **Etapas d'exécution de la culée**

- 1^{ère} étape : culée à vide
- 2^{ème} étape : culée à vide + Tablier
- 3^{ème} étape : culée à vide + Tablier + Remblais
- 4^{ème} étape : culée à vide + Tablier + Remblais + Surcharge

❖ **Vérification de la stabilité**

1- Vérification de non Renversement :

On vérifie que le rapport :

$$R = M_s / M_r \geq 1,50 \dots\dots\dots \text{condition normale}$$

$$R = M_s > M_r \geq 1,00 \dots\dots\dots \text{condition sismique}$$

2- Vérification de non Glissement :

On vérifie que :

$$\delta = (F_v / F_H) \mu \geq 1,50 \dots\dots\dots \text{condition normale}$$

$$\delta = (F_v / F_H) \mu \geq 1,00 \dots\dots\dots \text{condition sismique}$$

$$\mu : \text{Coefficient de frottement terres-Béton} \quad \mu = \text{tg} \left(\frac{2}{3} \varphi \right)$$

$$\varphi = 30^\circ \quad \Rightarrow \quad \mu = 0,364$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

1^{ère} étape : culée à vide :

Désignation	F _H	F _V	Mr	Ms	R	d
CN	0,000	1393,934	0,000	5802,321	∞	∞
SH	348,483	1393,934	1337,958	5802,321	4,3367	1,456
SH+SV1	348,483	1289,388	1337,958	5367,147	4,0114	1,3468
SH+SV2	348,483	1498,479	1337,958	6237,495	4,6620	1,5652

Tableau.XII.5. vérification de la stabilité (étape 1).

2^{ème} étape : culée à vide + Tablier :

Désignation	F _H	F _V	Mr	Ms	R	d
CN	0,000	1846,454	0,000	7838,661	∞	∞
SH	461,613	1846,454	2486,228	7838,661	3,153	1,456
SH+SV1	461,613	1707,969	2486,228	7250,761	2,916	1,347
SH+SV2	461,613	1984,938	2486,228	8426,560	3,389	1,565

Tableau.XII.6. vérification de la stabilité (étape 2)

3^{ème} étape : culée à vide + Tablier + Remblais :

Désignation	F _H	F _V	Mr	Ms	R	d
CN	620,037	2597,822	3761,744	8558,023	2,275	1,525
SH	1634,987	2597,822	10147,803	8558,023	0,843	0,578
SH+SV1	1599,631	2402,985	9933,297	7916,171	0,797	0,547
SH+SV2	1672,437	2792,658	10375,014	9199,874	0,887	0,608

Tableau.XII.7. vérification de la stabilité (étape 3)

4^{ème} étape : culée à vide + Tablier + Remblais + Surcharge :

Désignation	F _H	F _V	Mr	Ms	R	d
CN	620,037	2784,252	3761,744	9396,958	2,498	1,635
SH	1681,595	2784,252	10620,869	9396,958	0,885	0,603
SH+SV1	1646,239	2575,433	10406,363	8692,186	0,835	0,569
SH+SV2	1719,045	2993,070	10848,080	10101,729	0,931	0,634

Tableau.XII.8. vérification de la stabilité (étape 4)

Conclusion

Vu que la culée est fondée sur une semelle reposant sur trois filles de pieux, la stabilité de la culée est assurée dans toutes les phases de réalisation.

XII.6. Ferrailage des éléments de la culée

XII.6.1. Mur garde grève

D'après « le document SETRA art 2.3 » le mur est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres, telles que :

- La poussée des terres.
- La poussée d'une surcharge locale située en arrière du mur garde grève.
- La force de freinage.

1. Evaluation des efforts

Remarque

Pour le calcul on va prendre la hauteur du mur garde grève est égal à «11.34 m», et on va étudier le mur garde grève comme une console encastree dans la semelle.

a) Poussée des terres

Soit P_t l'effort de poussée

$$P_t = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_t \cdot h^2$$

Le moment dû à cet effort :

$$M_t = \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma_t \cdot h^3$$

K_a : coefficient de poussée des terres $K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = 0.333$

$\gamma_t = 1,9 \text{ t/m}^3$... poids volumique des terres.

$h = 11.34 \text{ m}$... hauteur du mur G.G

Donc :

$$P_t = 40.68 \text{ t/ml}$$

$$M_t = 153.77 \text{ t.m/ml}$$

b) Poussée d'une charge locale

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrière de 6t de deux camions Bc accolés, placée de telle manière que les rectangles d'impact soient en contact de la face arrière du mur garde grève.

Ces deux roues sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12t sur un rectangle d'impact $(0.25, 0.75) \text{ m}^2$ se transmet à 45° en profondeur et engendre en tout point du mur, une poussée qui crée un moment au niveau de la zone d'encastrement.

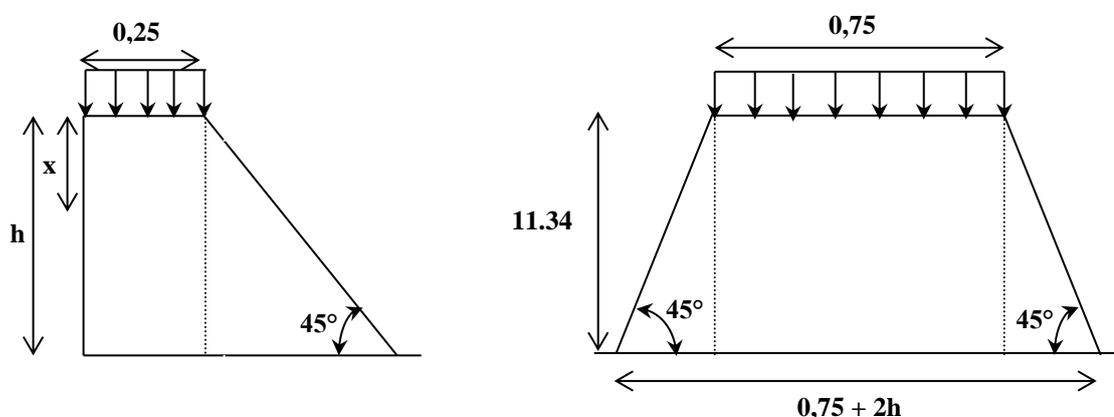


Figure.XII.4. Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

D'après le document SETRA le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0,75+2h} \cdot \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

Avec : $K = K_a \cdot bc \cdot \delta \cdot \gamma$

K_a : coefficient de poussée $K_a = 0.333$

γ : Coefficient de pondération $\gamma = 1.6$ à l'ELU et $\gamma = 1.2$ à l'ELS

δ : Coefficient de majoration dynamique pour charge sur remblai $\delta = 1$

$bc = 0.95$ (pont premier classe avec 3voies chargées)

$$K = 0.333 \times 0.95 \times 1 \times 1.6 = 0.50616 \quad \text{à L'ELU}$$

$$K = 0.333 \times 0.95 \times 1 \times 1.2 = 0.37962 \quad \text{à L'ELS}$$

Donc :

$$M_p = \frac{12K}{0,75+2h} [(0,25 + h) \ln(0,25 + x) - x]_0^h$$

$$M_p = 16.96 K$$

$$M_p = 8.584 \text{ t.m/ml} \quad \text{à L'ELU}$$

$$M_p = 6.438 \text{ t.m/ml} \quad \text{à L'ELS}$$

c) Poussée de la surcharge $q = 1\text{t/m}^2$ (sur remblais)

$$P_q = K_a \cdot q \cdot H = 0.333 \cdot 1 \cdot 11.34 = 3.776 \text{ t/ml} \Rightarrow M_q = 3.776 \cdot \frac{11.34}{2} = 21.41 \text{ t.m/ml}$$

$$M_q = 21.41 \cdot \gamma \text{ t.m/ml}$$

$$M_q = 34.25 \text{ t.m/ml} \quad \text{à L'ELU}$$

$$M_q = 25.69 \text{ t.m/ml} \quad \text{à L'ELS}$$

d) Force de freinage

L'effet d'une seule roue de 6t est considéré, et le moment de freinage créé par cette force est donné par l'expression suivante :

$$M_F = \frac{6h}{(0,25+2h)} \cdot \gamma \Rightarrow M_F = 2,967 \cdot \gamma \text{ t.m/ml}$$

$$M_F = 4.747 \text{ t.m/ml} \quad \text{à L'ELU}$$

$$M_F = 3.560 \text{ t.m/ml} \quad \text{à L'ELS}$$

Le moment d'encastrement total

$$M_T = M_t + M_p + M_q + M_F$$

$$\text{L'ELU : } M_{TU} = 153.77 + 8.584 + 34.25 + 4.747 = 201.351 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{L'ELS : } M_{TS} = 153.77 + 6.438 + 25.69 + 3.560 = 189.458 \text{ t.m/ml}$$

1. Ferrailage du mur garde grève**➤ Ferrailage vertical**

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à une flexion simple.

$$b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0,65 \text{ m} ; d' = 0,05 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable ($\eta = 1,6$)

ELU :

$$M_u = 201.351 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{201.351 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot (0.65)^2 \cdot 15.3} = 0.311 < 0.392 \longrightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$a = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.481$$

$$Z_b = d(1 - 0.4a) = 0.525$$

Donc :

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b f_{su}} = \frac{201.351 \cdot 10^{-2}}{0.525 \cdot 434.78} = 88.21 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

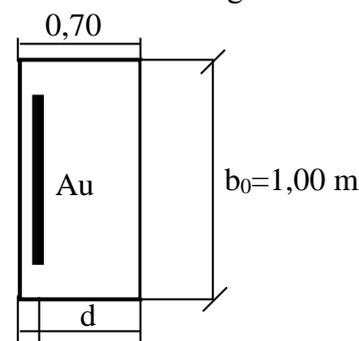
$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150 \text{ n} \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} b d^2 f_{bu} = 0.392 \times 1 \times (0.65)^2 \times 15.3 = 2.534 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{201.351}{189.458} = 1.063$$

$$M_{ls} = \frac{2.534}{1.063} = 2.384 \text{ MN.m/ml} > M_s = 1.894 \text{ MN.m/ml}$$

$$A_{sc} = 0$$



$$\mu_s = \frac{M_s}{b_0 d^2 \sigma_b} = \frac{189.458 \times 10^{-2}}{1 \times (0.65)^2 \times 16.2} = 0.2768$$

$$a = 1.5 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_s} \right] = 0.732$$

$$Z_b = d(1 - 0.4a) = 0.459m$$

$$A_{ser} = \frac{M_s}{Z_b \sigma_s} = \frac{189.458 \times 10^{-2}}{0.459 \times 240} = 17.19 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max(A_u; A_s) = 88.21 \text{ cm}^2$$

Soit : **11HA32** avec un espacement **st=9 cm**

➤ **Ferraillage horizontal**

$$\frac{A_{sv}}{4} \leq A_{sh} \leq \frac{A_{sv}}{2}$$

$$22.05 \leq A_{sh} \leq 44.105$$

On prend : $A_{sh} = \frac{A_{sv}}{2} = 44.105 \text{ cm}^2$

Soit : **9HA25** avec un espacement **st=20 cm**

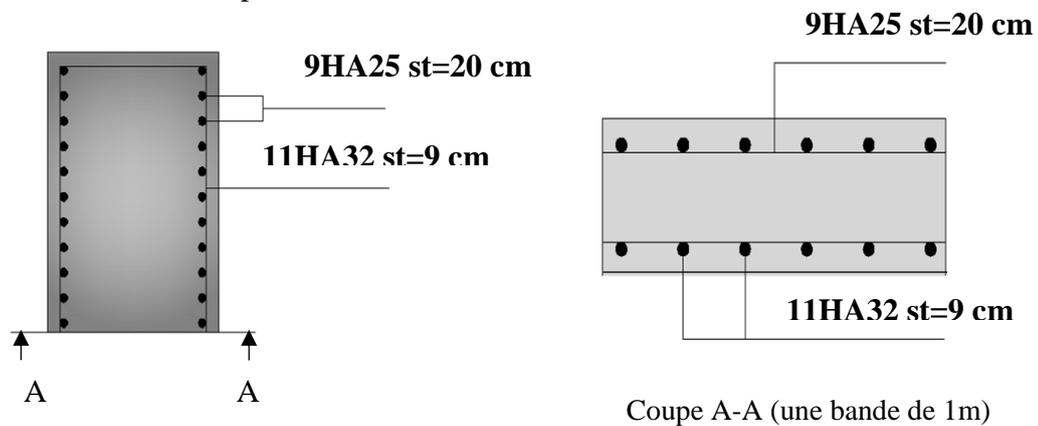


Figure.XII.5. Schéma de ferraillage du mur garde grève.

XII.6.2. La dalle de transition

C'est une dalle en béton armé enterrée sous la chaussée à l'arrière du mur garde grève, elle a pour but d'éviter les tassements éventuels au niveau du raccordement entre le corps de chaussée de la route et celui du pont.

1. Evaluation des efforts

a. charge permanente

- poids propre de la dalle : $g_1 = 0.3 \times 2.5 = 0.75t/m^2$.
- Poids des terres : $g_2 = 1.9 \times 0.64 = 1.216t/m^2$
- Poids du revêtement de la chaussée : $g_3 = 2.4 \times 0.08 = 0.192t/m^2$

$$g_t = 2.16/m^2$$

L'étude de la dalle de transition est comme une poutre simplement appuyée.

On doit vérifier la condition :

$$L_d \geq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \text{ Avec } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 33000 \text{ MPa}$$

I : inertie d'une bande de 1m $\Rightarrow I = 0.00225m^4$

$$b = 1m \quad . \quad K = 60 \text{ MN/m}^2 \text{ (raideur du sol)}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 33000 \cdot 0.00225}{60.1}} = 1.491$$

$$L_d = 5m > \frac{\pi}{2} L_e = 2.342 \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

b. Surcharge

- Le CPS prévoit une charge répartie sur toute la dalle d'intensité $q=1t/m^2$.
- Pour une bande de 1m, l'effet le plus défavorable se produit sous l'effet du système b_t , les roues des rangées P1 et P2 sont équivalents, chacune à une charge répartie de 5.5 t/ml.
- La charge de rangée P1 est affectée d'un coefficient de majoration dynamique égal à 2 (pour tenir compte du choc d'un essieu au voisinage d'appui).
- La charge de rangée P2 est affectée d'un coefficient de majoration dynamique égal à 1.2.

Donc :

$$P1 = 5.5 \times 2 = 11 \text{ t/ml}$$

$$P2 = 1.2 \times 5.5 = 6.6 \text{ t/ml}$$

2. Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant

a. Charges permanentes

$$M_g = \frac{g \times L^2}{8} = \frac{2.16 \times 5^2}{8} = 6.75 \text{ t.m/ml}$$

$$T_g = \frac{g \times L}{2} = \frac{2.16 \times 5}{2} = 5.4 \text{ t/ml}$$

b. Surcharge

$$Q = 1 \text{ t/ml}$$

$$M_Q = \frac{Q \times L^2}{8} = \frac{1 \times 5^2}{8} = 3.125 \text{ t.m/ml}$$

$$T_{Q1} = \frac{Q \times L}{2} = \frac{1 \times 5}{2} = 2.5 \text{ t/ml}$$

c. Surcharge d'exploitation

On applique le théorème de BARRE pour la détermination du moment maximale du au système équivalent (p1, p2).

$$R = P1 + P2 = 17.6 \text{ t/ml.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow 6.6 \times (1.35) = 17.6x \rightarrow x = 0.51 \text{ m}$$

1^{ère} Cas : La section critique est sous P₂.

$$\frac{d}{2} = \frac{0.84}{2} = 0.42 \text{ m}$$

$$a = \frac{L}{2} - \frac{d}{2} = 2.08 \text{ m}$$

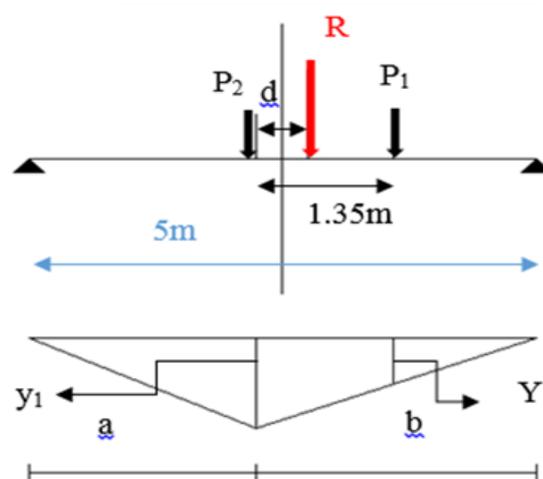
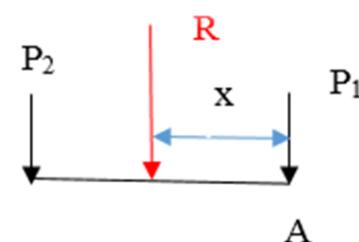
$$b = 2.92 \text{ m}$$

$$y_1 = \frac{a \times b}{L} = \frac{2.08 \times 2.92}{5}$$

$$y_1 = 1.215$$

$$y_2 = y_1 \frac{b - 1.35}{b} = 1.215 \frac{2.92 - 1.35}{2.92} = 0.653$$

$$M_{max} = \sum P_i \times y_i = 6.6 \times 1.215 + 11 \times 0.653 = 15.2 \text{ t.m/ml}$$



2^{ème} Cas : La section critique est sous P₁.

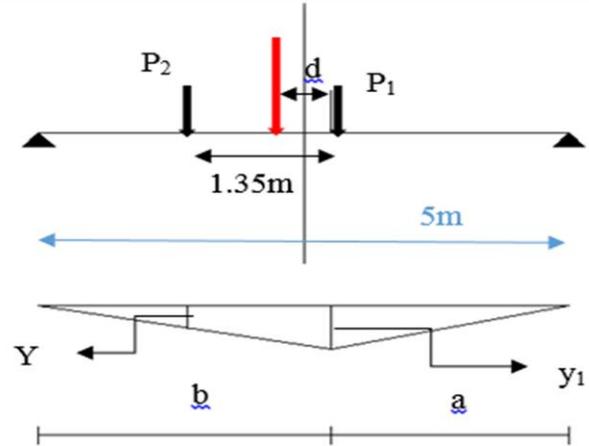
$$\frac{d}{2} = \frac{0.51}{2} = 0.255m$$

$$a = \frac{L}{2} - \frac{d}{2} = 2.245m$$

$$b = 2.755m$$

$$y_1 = \frac{a \times b}{L} = \frac{2.245 \times 2.455}{5}$$

$$y_1 = 1.237$$



$$y_2 = y_1 \frac{b - 1.35}{b} = 1.237 \frac{2.755 - 1.35}{2.755} = 0.631$$

$$M_{max} = \sum P_i \times y_i = 11 \times 1.237 + 6.6 \times 0.631 = 17.771m/ml$$

Donc : le deuxième cas est le plus défavorable avec un moment égal à **17.771 t.m/ml**.

Avec : la section critique $\varepsilon = 2, 245 m$.

➤ **Calcul des moments au niveau de la section critique**

✓ **Sous les charges permanentes :**

$$M_g = \frac{gl}{2}x - \frac{gx^2}{2} = \frac{2.16 \times 5}{2} 2.245 - \frac{2.16 \times 2.245^2}{2} = 6.68 t.m/ml$$

✓ **Sous la surcharge répartie Q=1t/m²**

$$M_{sQ} = \frac{1 \times 5}{2} 2.245 - \frac{1 \times 2.245^2}{2} = 3.092 t.m/ml$$

✓ **Combinaison des efforts**

$$M_G + 6.68 t.m/ml$$

$$M_Q = 3.092 + 17.771 = 20.863 t.m/ml$$

ELU :

$$M_u = 1.35M_G + 1.6M_Q = 1.35 \times 6.68 + 1.6 \times 20.863 = 42.399 t.m/ml$$

ELS :

$$M_{ser} = M_G + 1.2M_Q = 6.68 + 1.2 \times 20.863 = 31.72 t.m/ml$$

➤ **Calcul des moments à mi- travée**

- Sous les charges permanentes : $M_G = 6.75 t.m/ml$.
- Sous la surcharge $q = 1t/m^2$: $M_{sq} = 3,125 t.m/ml$
- Sous la surcharge B_t (P1 est positionnée sur $L/2$) : $M_q = 17.545 t.m/ml$.

✓ **Combinaison des efforts**

$$M_G = 6.75 t.m/ml$$

$$M_Q = 3.125 + 17.545 = 20.67 t.m/ml$$

ELU :

$$M_u = 1.35M_G + 1.6M_Q = 1.35 \times 6.75 + 1.6 \times 20.67 = \mathbf{42.186 t.m/ml}$$

ELS:

$$M_{ser} = M_G + 1.2M_Q = 6.75 + 1.2 \times 20.67 = \mathbf{31.55 t.m/ml}$$

Donc :

La section qui donne les moments les plus défavorables est celle située à $x = 2.245m$ d'où les moments prisent en compte pour le calcul du ferrailage sont :

$$M_u = \mathbf{42.399 t.m/ml}$$

$$M_{ser} = \mathbf{31.72 t.m/ml}$$

3. Ferrailage de la dalle de transition

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à une flexion simple.

a. La nappe inférieure

$$f_{c28} = 27 MPa; b_0 = 1.00m; d = 0.27m; d' = 0.03m$$

ELU :

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{1.5} = 15.3 MPa$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{42.399 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot (0.27)^2 \cdot 15.3} = 0.380 < 0.392 \longrightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 MPa$$

$$a = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.637$$

$$Z_b = d(1 - 0.4a) = 0.201$$

Donc :

$$A_u = \frac{M_u}{z_b f_{su}} = \frac{42.399.10^{-2}}{0.201.434.78} = 48.48 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150n \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} b d^2 f_{bu} = 0.392 \times 1 \times (0.27)^2 \times 15.3 = 0.437 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{42.399}{31.72} = 1.336$$

$$M_{ls} = \frac{0.437}{1.336} = 1.075 \text{ MN.m/ml} > M_s = 0.3172 \text{ MN.m/ml}$$

$$A_{sc} = 0$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b_0 d^2 \sigma_b} = \frac{31.72 \times 10^{-2}}{1 \times (0.27)^2 \times 16.2} = 0.268$$

$$a = 1.5 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_s} \right] = 0.700$$

$$Z_b = d(1 - 0.4a) = 0.194 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_s}{z_b \sigma_s} = \frac{31.72 \times 10^{-2}}{0.459 \times 240} = 68.02 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_u; A_s) = 68.02 \text{ cm}^2$$

Soit : **14HA25** ($A_s=68,72\text{cm}^2$) avec un espacement : **S_t=8cm**.

b. La nappe supérieure

$$A_{sup} = \frac{A_s}{3} = 22.67 \text{ cm}^2$$

Soit : **12HA16** ($A_s=24.11\text{cm}^2$) ; avec un espacement : **S_t=8cm**.

$$A_{smin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1.00 \times 0.27 \times \frac{2.22}{500} = 2.75 \text{ cm}^2 \dots \dots cv$$

c. Ferrailage dans le sens transversal

On prend des armatures de répartition tel que :

$$A_{sinf} = \frac{A_l}{4} = \frac{68.02}{4} = 17.00 \text{ cm}^2$$

Soit : **9HA16** ; ($A_s=18,08\text{cm}^2$) ; avec un espacement **S_t=11cm**.

$$A_{ssup} = \frac{A_l}{10} = \frac{68.02}{10} = 6.802 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA12** ; ($A_s=7,91\text{cm}^2$) ; Avec un espacement **S_t=14 cm**.

Effort tranchant

$$V_u = 1.35T_G + 1.6T_Q$$

$$T_G = 5.4t/ml$$

$$T_Q = T_{Q1} + T_{Q2}$$

$$T_{Q1} = 2.5t/ml$$

$$T_{Q2} = 11 \times 1 + 6.6 \times 0.73 = 15.818t/ml$$

$$V_u = 1.35(5.4) + 1.6(2.5 + 15.818) = 36.6 \text{ t/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{36.6 \times 10^{-2}}{0.27 \times 1} = 1.355t/ml$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}, 3MPa) = 2.7MPa \quad \text{Donc : } \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{c v.}$$

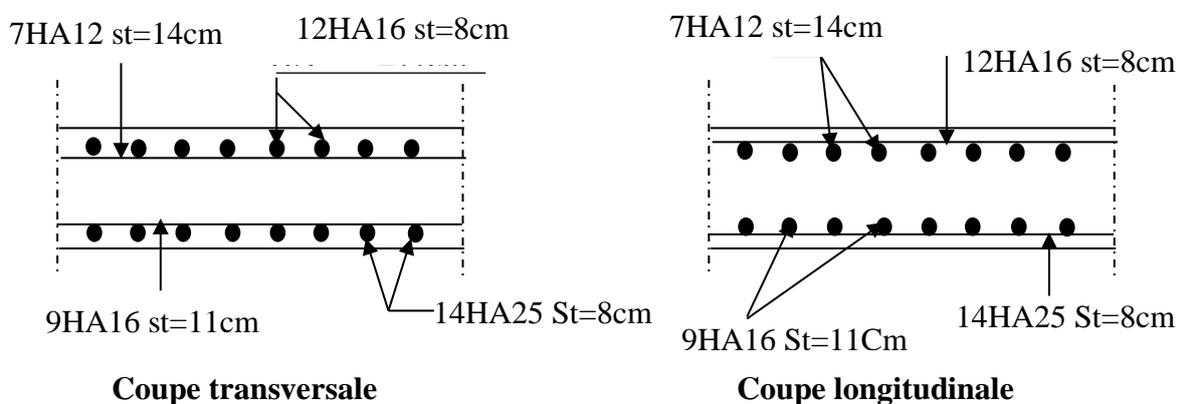
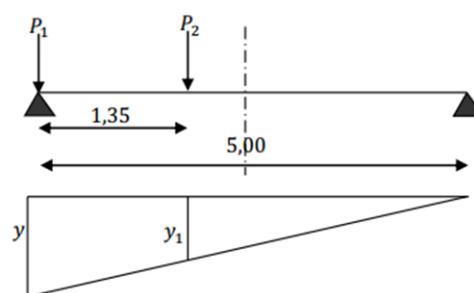


Figure.XII.6. Schéma de ferrailage de la dalle de transition

XII.6.3. Mur en retour

Le mur en retour assure le soutènement latéral des terres du remblai, il est soumis aux charges suivantes, qui peuvent être appliquées ensemble :

- ✓ Poids propre dû à la superstructure.
- ✓ Poussée horizontale répartie due au remblai.
- ✓ Charges concentrées vers l'extrémité du mur.

Les charges concentrées sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge de verticale de 4t et une charge horizontale de 2t. Les valeurs retenues pour ces charges sont conventionnelles et permettent de représenter.

- ✓ Les actions appliquées en cours de construction.
- ✓ Les poussées sur le mur dues à des charges locales sur le remblai.
- ✓ Des charges accidentelles appliquées au mur en service.

1. Etude des sollicitations

Poussé des terres

$$P_t = \frac{1}{2} \gamma K_a h^2 L$$

$\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$: le poids volumique du remblai ;

$h = 11,34 \text{ m}$: la hauteur totale du mur ;

$$K_a = 0,333$$

$$P_t = \frac{1}{2} \times 1,9 \times 0,333 \times 11,34^2 \times 2,4 = 97,63 \text{ t}$$

La poussée due à la surcharge $q = 1 \text{ t/m}^2$

$$P_q = q \times K_a \times h \times L$$

$$P_q = 1,00 \times 0,333 \times 11,34 \times 2,4 = 9,06 \text{ t}$$

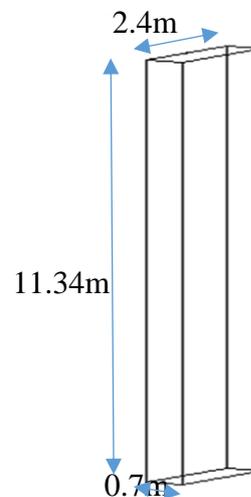
La force sismique

$$F_{SH} = 0,25 \cdot G$$

- G : Est le poids total du mur plus celui de la superstructure.
- G_{mr} : Le poids total du mur ;
 - $G_{mr} = 0,7 \times 2,4 \times 11,34 = 47,63 \text{ t}$
- P_s : Poids de superstructure, égale à 30 de la longueur théorique.
 - $P_s = 0,3 \times 2,4 = 0,72 \text{ t}$

$$G = 47,63 + 0,72 = 48,35 \text{ t}$$

$$F_{SH} = 0,25 \times 48,35 = 12,087 \text{ t}$$



Efforts	Bras de levier /à l'encastrement	$M_G (t.m)$	$M_Q(t.m)$	$M_{SH}(t.m)$
$P_t = 97.63t$	1.2	117.156	/	/
$P_q = 9.06 t$	1.2	/	10.872	/
$F_{SH}=12.087 t$	1.2	/	/	14.504
Σ		117.156	10.872	14.504

Tableau.XII.9. les sollicitations appliquées sur le mur.

Les combinaisons

ELU :

$$M_u = 1.35M_G + 1.6M_Q = 1.35 \times 117.156 + 1.6 \times 10.872$$

$$M_u = \mathbf{175.55 t.m/ml} \quad (\text{CN})$$

$$M_u = M_G + 0.6M_Q + M_{FSH} = 117.156 + 0.6 \times 10.872 + 14.505$$

$$M_u = \mathbf{138.18 t.m/ml} \quad (\text{CS})$$

ELS :

$$M_{ser} = M_G + 1.2M_Q = 117.156 + 1.2 \times 10.872 = \mathbf{130.20 t.m/ml}$$

On remarque pour L'ELU que la CN est plus défavorable que la CS, donc on va prendre L'ELU en CN.

2. Calcul des armatures

Armatures horizontales

Le calcul de ferrailage se fait pour une bande d'un mètre linéaire, donc, on divise le moment trouvé par la hauteur d'encastrement (11.34 m).

$$M_u = \frac{175.55}{11.34} = 15.48 t.m/ml$$

$$M_{ser} = \frac{130.20}{11.34} = 11.48 t.m/ml$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}; b_0 = 1.00\text{m}; d = 0.65\text{m}; d' = 0.05\text{m}$$

ELU :

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{1.5} = 15.3 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{15.48 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot (0.65)^2 \cdot 15.3} = 0.023 < 0.392 \longrightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$a = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.03$$

$$Z_b = d(1 - 0.4a) = 0.642$$

Donc :

$$A_u = \frac{M_u}{z_b f_{su}} = \frac{15.48 \cdot 10^{-2}}{0.642 \cdot 434.78} = 5.54 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150 \text{ n} \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} b d^2 f_{bu} = 0.392 \times 1 \times (0.65)^2 \times 15.3 = 2.53 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15.48}{11.48} = 1.348$$

$$M_{ls} = \frac{2.53}{1.348} = 1.876 \text{ MN.m/ml} > M_s = 0.1148 \text{ MN.m/ml}$$

$$A_{sc} = 0$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b_0 d^2 \sigma_b} = \frac{11.48 \times 10^{-2}}{1 \times (0.65)^2 \times 16.2} = 0.0167$$

$$a = 1.5 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_s} \right] = 0.0339$$

$$Z_b = d(1 - 0.4a) = 0.641 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_s}{z_b \sigma_s} = \frac{11.48 \times 10^{-2}}{0.641 \times 240} = 7.46 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_u; A_s) = 7.46 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14** ($A_s=9.23 \text{ cm}^2$) avec un espacement : **$S_t=16 \text{ cm}$** .

Armatures verticales

$$A_t = \frac{A_s}{4} = 1.87 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** ($A_s=3.14 \text{ cm}^2$) ; Avec : **$S_t = 25 \text{ cm}$**

✓ **Ferrailage de l'autre face de mur (constructive)**

Ferrailage horizontal

$$A_h = \frac{A_s}{10} = 0.746 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** ($A_s=3.14\text{cm}^2$) ; Avec : **St = 25cm**

Ferrailage verticale

$$A_v = \frac{A_t}{2} = 0.935 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** ($A_s=3.14\text{cm}^2$) ; Avec : **St = 25cm**

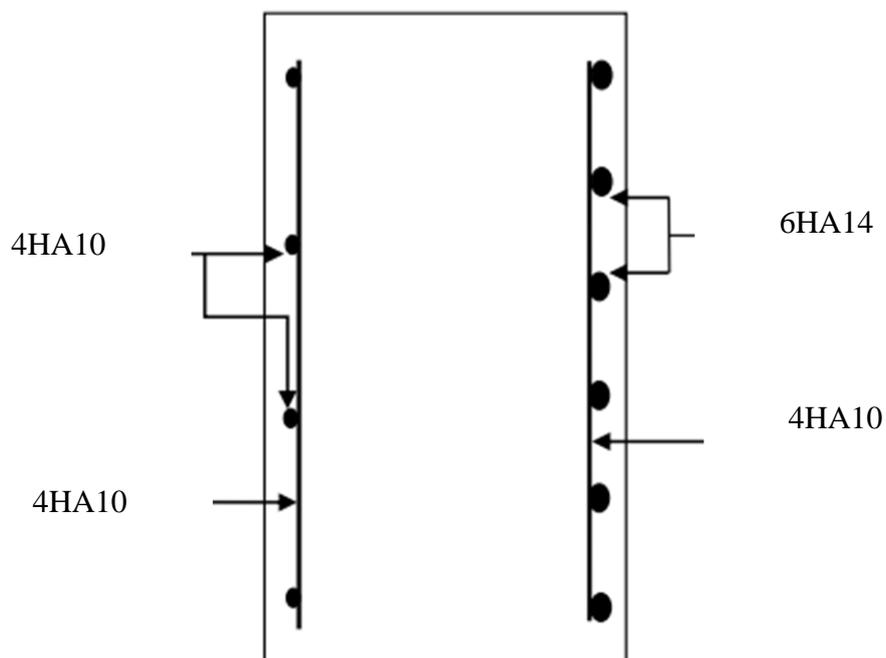


Figure.XII.7. schéma de ferrailage du mur de retour.

XII.6.4. Mur frontal

1. Evaluation des efforts sur le mur frontal

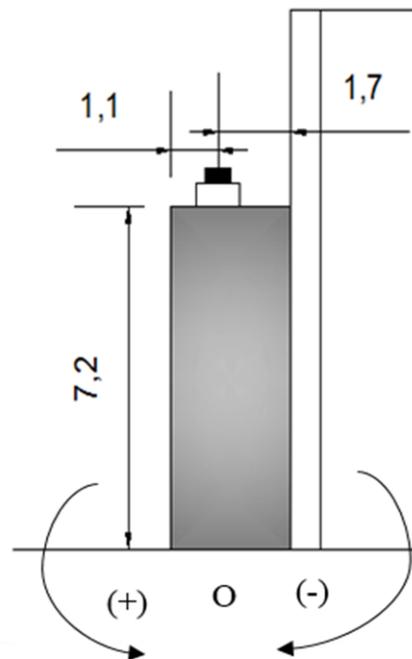
Il est soumis aux efforts suivants :

Efforts Horizontaux

- Force de freinage.
- Variation linéaire du tablier (Fluage -Retrait).
- La poussée des terres.
- La surcharge $Q = 1\text{t/m}^2$
- Effet sismique $F = 0,1G$ (Tablier-Culée)

Efforts Normaux

- Poids du tablier.
- Les éléments de la culée.
- Surcharges sur tablier.



Remarque : Pour le signes des moments / o :

(-) : moment stabilisateur

(+) : moment de renversement

a. Calcul des sollicitations :

Désignation		$FH=\epsilon h.P$	$FV=(1+\epsilon v).P$	H (m)	V (m)	$Ms=FV.H$	$Mr=FH.V$
Mur garde grève	CN	0,00	94,910	1,75	9,27	166,092	0,00
	SH	23,73	94,910	1,75	9,27	166,092	219,95
	SH+SV1	23,73	87,791	1,75	9,27	153,635	219,95
	SH+SV2	23,73	102,028	1,75	9,27	178,548	219,95
Mur en tete	CN	0,00	165,060	1,75	3,6	288,855	0,00
	SH	41,27	165,060	1,75	3,6	288,855	148,55
	SH+SV1	41,27	152,681	1,75	3,6	267,191	148,55
	SH+SV2	41,27	177,440	1,75	3,6	310,519	148,55
Mur en retour	CN	0,00	74,844	3,3	5,67	246,985	0,00
	SH	18,71	74,844	3,3	5,67	246,985	106,09
	SH+SV1	18,71	69,231	3,3	5,67	228,461	106,09
	SH+SV2	18,71	80,457	3,3	5,67	265,509	106,09
Mur frontal	CN	0,00	287,280	0	3,6	0,000	0,00
	SH	71,82	287,280	0	3,6	0,000	258,55
	SH+SV1	71,82	265,734	0	3,6	0,000	258,55
	SH+SV2	71,82	308,826	0	3,6	0,000	258,55

dés d'appui	CN	0,00	0,787	-0,3	7,47	-0,236	0,00
	SH	0,20	0,787	-0,3	7,47	-0,236	1,47
	SH+SV1	0,20	0,728	-0,3	7,47	-0,218	1,47
	SH+SV2	0,20	0,845	-0,3	7,47	-0,254	1,47
Total culée à vide	CN	0,00	622,880	/	/	701,696	0,00
	SH	155,72	622,880	/	/	701,696	734,62
	SH+SV1	155,72	576,164	/	/	649,069	734,62
	SH+SV2	155,72	669,596	/	/	754,323	734,62
Dalle de transitio n	CN	0,00	45,000	4,3	10,5	193,500	0,00
	SH	11,25	45,000	4,3	10,5	193,500	118,69
	SH+SV1	11,25	41,625	4,3	10,5	178,988	118,69
	SH+SV2	11,25	48,375	4,3	10,5	208,013	118,69
Remblais sur la dalle de transitio ns	CN	0,00	72,960	4,3	11,0	313,728	0,00
	SH	18,24	72,960	4,3	11,0	313,728	200,91
	SH+SV1	18,24	67,488	4,3	11,0	290,198	200,91
	SH+SV2	18,24	78,432	4,3	11,0	337,258	200,91
Remblais sur la semelle	CN	0,00	569,088	3,45	5,19	1963,35	0,00
	SH	142,27	569,088	3,45	5,19	1963,35	739,10
	SH+SV1	142,27	526,406	3,45	5,19	1816,10	739,10
	SH+SV2	142,27	611,770	3,45	5,19	2110,60	739,10
La surchar ge Q (t/m ²)	CN	0,00	64,320	3,45	11,3	221,904	0,00
	SH	16,08	64,320	3,45	11,3	221,904	182,35
	SH+SV1	16,08	59,496	3,45	11,3	205,261	182,35
	SH+SV2	16,08	69,144	3,45	11,3	238,547	182,35
total remblai s	CN	0,00	751,368	/	/	2692,48	0,00
	SH	187,84	751,368	/	/	2692,48	1241,05
	SH+SV1	187,84	695,015	/	/	2490,54	1241,05
	SH+SV2	187,84	807,721	/	/	2894,42	1241,05

Tableau.XII.10. les sollicitations appliquées sur le mur.

Les sollicitations dues aux terres et la surcharge :

Désignation		F_H	V (m)	$M_R = F_H \times V$
Sur mur G.G + mur en tête	CN	488,963	3,78	1848,280
	SH	777,194	3,78	2937,791
	SH+SV1	749,311	3,78	2832,397
	SH+SV2	806,727	3,78	3049,429
Sur mur G.G + mur en tête	CN	86,237	5,67	488,963
	SH	137,071	5,67	777,194
	SH+SV1	132,154	5,67	749,311
	SH+SV2	142,280	5,67	806,727

Tableau XII.11. Sollicitation dû aux poussé des remblais.

Sollicitations dû au tablier et aux surcharges

Désignation		$F_H=e_H.P$	$F_V=(1+e_V).P$	H(m)	V(m)	$M_r=F_H.V$	$M_s=F_V.H$
Tablier	CN	0	452,52	-0,3	7,75	0	-135,76
	SH	113,13	452,52	-0,3	7,75	876,7575	-135,76
	SH+SV1	113,13	418,581	-0,3	7,75	876,7575	-125,57
	SH+SV2	113,13	486,459	-0,3	7,75	876,7575	-145,94
Surcharge sur tablier	CN	0	186,43	-0,3	7,75	0	-55,929
	SH	46,6075	186,43	-0,3	7,75	361,208125	-55,929
	SH+SV1	46,6075	172,44775	-0,3	7,75	361,208125	-51,734
	SH+SV2	46,6075	200,41225	-0,3	7,75	361,208125	-60,124

Tableau.XII.12. les sollicitations due au poids propre et surcharges.

Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait

$$H_{r,fl,t} = \frac{G \times a \times b \times \Delta i}{T}$$

- G : Module d'élasticité transversale, Pour les ponts routiers : $G = 80 \text{ t/m}^2$;
- T : L'épaisseur totale de l'élastomère. $T = 16 \text{ cm}$;
- a et b : Dimensionnement de l'appareil d'appuis. $a = 80 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$;
- Δf_l , Δ_r , ΔT : sont des déformations.

$$\Delta_{f_l} = 5.88 \text{ cm}$$

$$\Delta_r = 0.68 \text{ cm}$$

$$\Delta_t = 7.84 \text{ cm}$$

$$H_{r,fl,t, / 1 \text{ appareil}} = \frac{80 \times 0.8 \times 1.0 \times (0.0588 + 0.0068 + 0.0784)}{0.16} = 57.6 \text{ t}$$

$$H_{r,fl,t} = 57.6 \times 2 = 115.2 \text{ t}$$

	$F_H(t)$	V (m)	$M_r(t.m)$
B_c	15	7.75	114,75
T+F+R	115.2	7.75	881,28

Tableau XII.13. Sollicitation due aux farinages, température, fluage et retrait.

Tableau récapitulatif

		$F_H=e_H.P$	$F_v=(1+e_v).P$	$M_r=F_H.V(+)$	$M_s=F_v.H(-)$
la charge permanente	CN	488,963	1826,768	1848,280	3258,425
	SH	1233,886	1826,768	5790,220	3258,425
	SH+SV1	1206,003	1689,760	5684,826	3014,044
	SH+SV2	1263,419	1963,776	5901,858	3502,807
surcharge	CN	86,237	186,430	488,963	-55,929
	SH	183,679	186,430	1138,402	-55,929
	SH+SV1	178,761	172,448	1110,519	-51,734
	SH+SV2	188,887	200,412	1167,935	-60,124
T+F+R	CN	115,200	0	892,800	0
	SH	115,200	0	892,800	0
	SH+SV1	115,200	0	892,800	0
	SH+SV2	115,200	0	892,800	0

Tableau.XII.14. Efforts appliqués au mur frontal.

Combinaisons :

$$\text{CN : ELU : } 1,35G + 1,6Q + 0,8 T^\circ$$

$$\text{ELS : } G + 1,2Q + 0,6 T^\circ$$

$$\text{CS : } G + Q + 0,6T^\circ$$

a. Condition normal :

	F_H	F_v	moment positif	moment négatif
ELU	890,239	2764,425	3991,758	4309,388
ELS	661,567	2050,484	2970,715	3191,311

Tableau.XII.15. Efforts appliqués au mur frontal à CN.

b. Condition sismique :

	F_H	F_v	moment positif	moment négatif
SH+SV2	1521,427	2164,188	7605,473	3442,684

Tableau.XII.16. Efforts appliqués au mur frontal à CS.

2. Vérification du flambement de mur

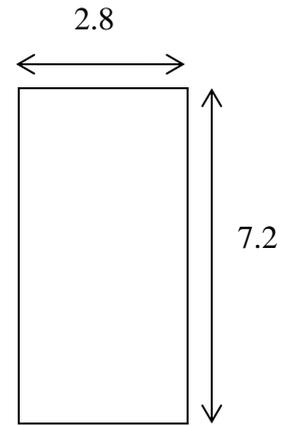
$$\lambda = \frac{l_f}{i}, l_f = 0.707 \times 7.2 = 5.09 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}, B = 7.2 \times 2.8 = 20.16 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{2.8 \times 7.2^3}{12} = 87.09 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{87.09}{20.16}} = 2.078 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 2.449 < \lambda' = \max(50; \min(\frac{67e_0}{h}; 100)) = 50$$



Donc : la vérification du flambement n'est pas nécessaire.

$$\frac{l_f}{h_0} < \max\left(\frac{20e_0}{h_0}; 15\right) = 15$$

$$\frac{l_f}{h_0} = 0.707 < 15$$

Donc le mur sera calculé avec les nouvelles sollicitations (M_U^* ; N_U^*).

3. Calcul des armatures

a. Les armatures verticales

On prend une bande de 1m de largeur.

$$N_U = \frac{2764.425}{5.7} = 484.98 \text{ t/ml}$$

$$N_S = \frac{2050.484}{5.7} = 359.73 \text{ t/ml}$$

$$N_U^* = \gamma \times N_U$$

$$N_S^* = \gamma \times N_S$$

$$\gamma = 1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0.2\left(\frac{2.449}{35}\right)^2 = 1.0009$$

$$N_U^* = 1.0009 \times 484.98 = 485.416 \text{ t/ml}$$

$$N_S^* = 1.0009 \times 359.73 = 360.053 \text{ t/ml}$$

$$M_U^* = N_U^* \times e = N_U^* \times (e_{0u} + e_a)$$

$$M_S^* = N_S^* \times e = N_S^* \times (e_{0s} + e_a)$$

$$e_{0u} = \frac{M_U}{N_U} = \frac{M_U^- - M_U^+}{N_U} = \frac{4309.388 - 3991.758}{2764.425} = 0.115 \text{ m}$$

$$e_{0s} = \frac{M_S}{N_S} = \frac{M_S^- - M_S^+}{N_S} = \frac{3191.311 - 2970.715}{2050.484} = 0.108 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = 0.0288 \text{ m}$$

$$M_U^* = 485.416 \times (0.115 + 0.0288) = 69.80 \text{ t.m/ml}$$

$$M_S^* = 360.053 \times (0.108 + 0.0288) = 49.25 \text{ t.m/ml}$$

D'après le SOCOTEC : on trouve que $A_S = 0 \text{ cm}^2$, donc on prend la section minimale :

$$A_S = 0.23 \times a \times b \times \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_S = 0.23 \times 2.88 \times 1 \times \frac{2.22}{500} = 29.41 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA25** ($A_S=29.45 \text{ cm}^2$)

b. Les armatures horizontales (dues à l'effort tranchant)

On prend la force horizontale maximale $F_h = 1595.206 \text{ t}$.

$$T = \frac{1595.206}{7.2} = 221.55 \text{ t/ml}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{221.55}{1.0 \times 2.75} \times 10^{-2} = 0.805 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.7 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{adm} \rightarrow$ On peut disposer les armatures transversales à $\alpha = 90^\circ$ (Armatures perpendiculaire aux armatures principales).

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.5K)b_0}{0.8f_e(\sin\alpha - \cos\alpha)} = \frac{\tau_u b_0}{0.8f_e} = \frac{0.805 \times 1}{0.8 \times 500} = 0.002 \text{ m} \quad K = 0 \quad (\text{Flexion composée})$$

$$S_t < \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \quad \text{On fixe: } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.2 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} > \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right)$$

$$A_t > 1.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Soit : **5HA14** ($A_S=7,70 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement : **$S_t=20 \text{ cm}$**

c. Armatures verticales de l'autre face

$$A_V = \frac{A_S}{3} = \frac{29.45}{3} = 9.8 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA14** ($A_S=10.78 \text{ cm}^2$) avec un espacement : **$S_t=14 \text{ cm}$** .

d. Armatures horizontales de l'autre face

$$A_h = \frac{A_t}{2} = \frac{7.7}{2} = 3.85 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10** ($A_S=3.93 \text{ cm}^2$) avec un espacement : **$S_t=20 \text{ cm}$**

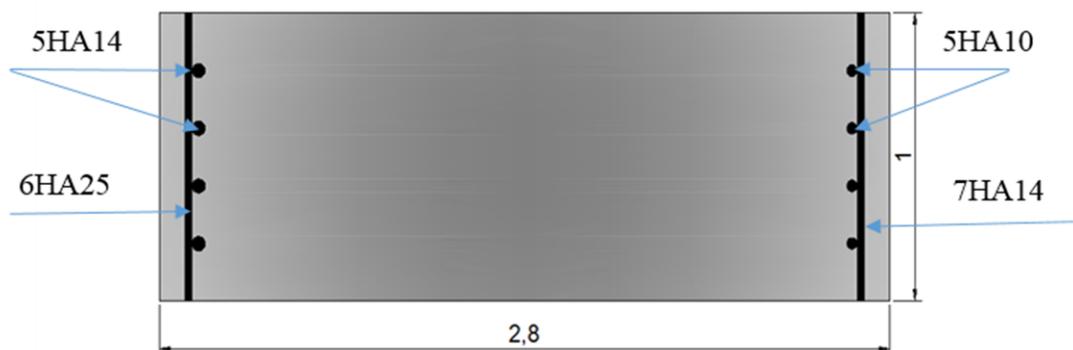


Figure XII.8. Schéma de ferrailage du mur frontal.

XII.6.5. la semelle sous culée

1. Evaluation des efforts

L'importance des moments qui se créent à la base de la culée, et pour plus de sécurité en vue de la stabilité, on a prévu des fondations sur pieux surmontés d'une semelle rigide.

Désignation		Poids(t)	$FH=\epsilon h.P$	$FV=(1+\epsilon v).P$	H (m)	V (m)	$M_s=FV.H$	$M_r=FH.V$
Mur garde grève	CN	94,9095	0	94,910	2,05	11,67	194,56	0,00
	SH	94,9095	23,7274	94,910	2,05	11,67	194,56	276,90
	SH+SV1	94,9095	23,7274	87,791	2,05	11,67	179,97	276,90
	SH+SV2	94,9095	23,7274	102,028	2,05	11,67	209,16	276,90
Mur en tête	CN	165,06	0	165,060	2,05	6	338,37	0,00
	SH	165,06	41,265	165,060	2,05	6	338,37	247,59
	SH+SV1	165,06	41,265	152,681	2,05	6	313,00	247,59
	SH+SV2	165,06	41,265	177,440	2,05	6	363,75	247,59
Mur en retour	CN	74,844	0	74,844	3,6	8,07	269,44	0,00
	SH	74,844	18,711	74,844	3,6	8,07	269,44	151,00
	SH+SV1	74,844	18,711	69,231	3,6	8,07	249,23	151,00
	SH+SV2	74,844	18,711	80,457	3,6	8,07	289,65	151,00
Mur frontal	CN	287,28	0	287,280	0,3	6	86,18	0,00
	SH	287,28	71,82	287,280	0,3	6	86,18	430,92
	SH+SV1	287,28	71,82	265,734	0,3	6	79,72	430,92
	SH+SV2	287,28	71,82	308,826	0,3	6	92,65	430,92

Semelle	CN	771,84	0	771,840	0	1,2	0,00	0,00
	SH	771,84	192,96	771,840	0	1,2	0,00	231,55
	SH+SV1	771,84	192,96	713,952	0	1,2	0,00	231,55
	SH+SV2	771,84	192,96	829,728	0	1,2	0,00	231,55
Total culée à vide	CN	1393,934	0	1393,934	/	/	888,56	0,00
	SH	1393,934	348,483	1393,934	/	/	888,56	1337,96
	SH+SV1	1393,934	348,483	1289,388	/	/	821,92	1337,96
	SH+SV2	1393,934	348,483	1498,479	/	/	955,20	1337,96
Dalle de transition	CN	45	0	45,000	4,6	12,95	207,00	0,00
	SH	45	11,25	45,000	4,6	12,95	207,00	145,69
	SH+SV1	45	11,25	41,625	4,6	12,95	191,48	145,69
	SH+SV2	45	11,25	48,375	4,6	12,95	222,53	145,69
Remblais sur la dalle de transitions	CN	72,96	0	72,960	4,6	13,42	335,62	0,00
	SH	72,96	18,24	72,960	4,6	13,42	335,62	244,78
	SH+SV1	72,96	18,24	67,488	4,6	13,42	310,44	244,78
	SH+SV2	72,96	18,24	78,432	4,6	13,42	360,79	244,78
Remblais sur la semelle	CN	569,088	0	569,088	3,6	7,6	2048,72	0,00
	SH	569,088	142,272	569,088	3,6	7,6	2048,72	1081,27
	SH+SV1	569,088	142,272	526,406	3,6	7,6	1895,06	1081,27
	SH+SV2	569,088	142,272	611,770	3,6	7,6	2202,37	1081,27
La surcharge Q (t/m ²)	CN	64,32	0	64,320	4,6	13,1	295,87	0,00
	SH	64,32	16,08	64,320	4,6	13,1	295,87	210,65
	SH+SV1	64,32	16,08	59,496	4,6	13,1	273,68	210,65
	SH+SV2	64,32	16,08	69,144	4,6	13,1	318,06	210,65
total remblais	CN	751,368	0	751,368	/	/	2887,20	0,00
	SH	751,368	187,842	751,368	/	/	2887,20	1682,38
	SH+SV1	751,368	187,842	695,015	/	/	2670,66	1682,38
	SH+SV2	751,368	187,842	807,721	/	/	3103,75	1682,38

Tableau.XII.17. Sollicitation appliqué sur la semelle due aux poids propre.

La semelle est sollicitée par les éléments de la culée, et la terre au-dessous d'elle, plus le poids de la semelle.

Poussée dues aux terres et surcharge :

Désignation		Calcul des poids	FH	V(m)	MR=FH.V
Sur mur G.G + mur en tête	CN	$0,5*1,9*0,3335*(11,34)^2*12$	488,963	6,18	3021,791
	SH	$0,5*1,9*0,5301*(11,34)^2*12$	777,194	6,18	4803,056
	SH+SV1	$0,5*1,9*0,5111*(11,34)^2*12$	749,311	6,18	4630,744
	SH+SV2	$0,5*1,9*0,5502*(11,34)^2*12$	806,727	6,18	4985,574
Sur la semelle	CN	$0,5*1,9*0,3335*(2,4)^2*13,4$	24,457	0,8	19,565
	SH	$0,5*1,9*0,5301*(2,4)^2*13,4$	38,873	0,8	31,098
	SH+SV1	$0,5*1,9*0,5111*(2,4)^2*13,4$	37,479	0,8	29,983
	SH+SV2	$0,5*1,9*0,5502*(2,4)^2*13,4$	40,350	0,8	32,280
Sur mur G.G + mur en tête	CN	$1,9*0,3335*11,34*12$	86,237	8,07	695,931
	SH	$1,9*0,5301*11,34*12$	137,071	8,07	1106,164
	SH+SV1	$1,9*0,5111*11,34*12$	132,154	8,07	1066,480
	SH+SV2	$1,9*0,5502*11,34*12$	142,280	8,07	1148,199
Sur la semelle (Q)	CN	$1,9*0,3335*2,4*13,4$	20,380	1,2	24,457
	SH	$1,9*0,5301*2,4*13,4$	32,394	1,2	38,873
	SH+SV1	$1,9*0,5111*2,4*13,4$	31,232	1,2	37,479
	SH+SV2	$1,9*0,5502*2,4*13,4$	33,625	1,2	40,350
Total	CN	/	620,037	/	3761,744
	SH	/	985,532	/	5979,192
	SH+SV1	/	950,176	/	5764,686
	SH+SV2	/	1022,983	/	6206,404

Tableau.XII.18. *Poussées dues aux terres et la surcharge Q.***Efforts dus au tablier et aux surcharges**

Désignation		$F_H=e_H.P$	$F_V=(1+e_V).P$	H(m)	V(m)	$M_r=F_H.V$	$M_s=F_V.H$
Tablier	CN	0	452,52	0,3	10,15	0	135,756
	SH	113,13	452,52	0,3	10,15	1148,2695	135,756
	SH+SV1	113,13	418,581	0,3	10,15	1148,2695	125,574
	SH+SV2	113,13	486,459	0,3	10,15	1148,2695	145,938
Surcharge sur tablier	CN	0	186,43	0,3	10,15	0	55,929
	SH	46,6075	186,43	0,3	10,15	473,066125	55,929
	SH+SV1	46,6075	172,44775	0,3	10,15	473,066125	51,7343
	SH+SV2	46,6075	200,41225	0,3	10,15	473,066125	60,1237

Tableau.XII.19. *Efforts dus au tablier et aux surcharges.*

Effort de freinage et les efforts dus au (Température ; retrait ; Fluage) :

	$F_H(t)$	V (m)	$M_r(t.m)$
B_c	15	10.15	152,25
T+F+R	115.2	10.15	1169,28

Tableau.XII.20. Sollicitation due aux farinages, température, fluage et retrait.

Tableau récapitulatif

		$F_H=\epsilon_H.P$	$F_V=(1+\epsilon_V).P$	$M_r=F_H.V(+)$	$M_s=F_V.H(-)$
la charge permanente	CN	513,420	2597,822	3041,356	3911,521
	SH	1465,522	2597,822	9002,766	3911,521
	SH+SV1	1436,246	2402,985	8829,339	3618,157
	SH+SV2	1496,533	2792,658	9186,465	4204,885
surcharge	CN	106,617	186,430	720,387	55,929
	SH	216,073	186,430	1618,103	55,929
	SH+SV1	209,993	172,448	1577,025	51,734
	SH+SV2	222,512	200,412	1661,615	60,124
T+F+R	CN	115,200	0	1169,280	0
	SH	115,200	0	1169,280	0
	SH+SV1	115,200	0	1169,280	0
	SH+SV2	115,200	0	1169,280	0

Tableau.XII.21. Efforts appliqués sur la semelle.

Combinaisons

$$\text{CN : ELU : } 1,35G + 1,6Q + 0,8 T^\circ$$

$$\text{ELS : } G + 1,2Q + 0,6 T^\circ$$

$$\text{CS : } G + Q + 0,6T^\circ$$

a. Condition normal

	F_H	F_V	moment positif	moment négatif
ELU	955,864	3805,347	6193,875	5370,039
ELS	710,480	2821,538	4607,389	3978,635

Tableau.XII.22. Efforts appliqués à la semelle au CN.

b. Condition sismique

	F_H	F_V	moment positif	moment négatif
SH+SV2	1788,165	2993,070	11549,648	4265,008

Tableau.XII.23. Efforts appliqués à la semelle au CS.

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

$$M = |M_s - M_r|$$

M_s : moment négatif

M_r : moment positif

		F_H	F_V	$M_{nette} \text{ (t.m)}$
ELU	CN	955,864	3805,347	823,836
ELS	CN	710,480	2821,538	628,754
SH+SV2	CS	1788,165	2993,070	7284,640

Tableau.XII.24. résultat des combinaisons M , F_v et F_h .

Effort revenant à chaque pieu :

L'effort normal qui revient à chaque pieu est :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \quad \text{Avec : } n = 12 \text{ pieux}$$

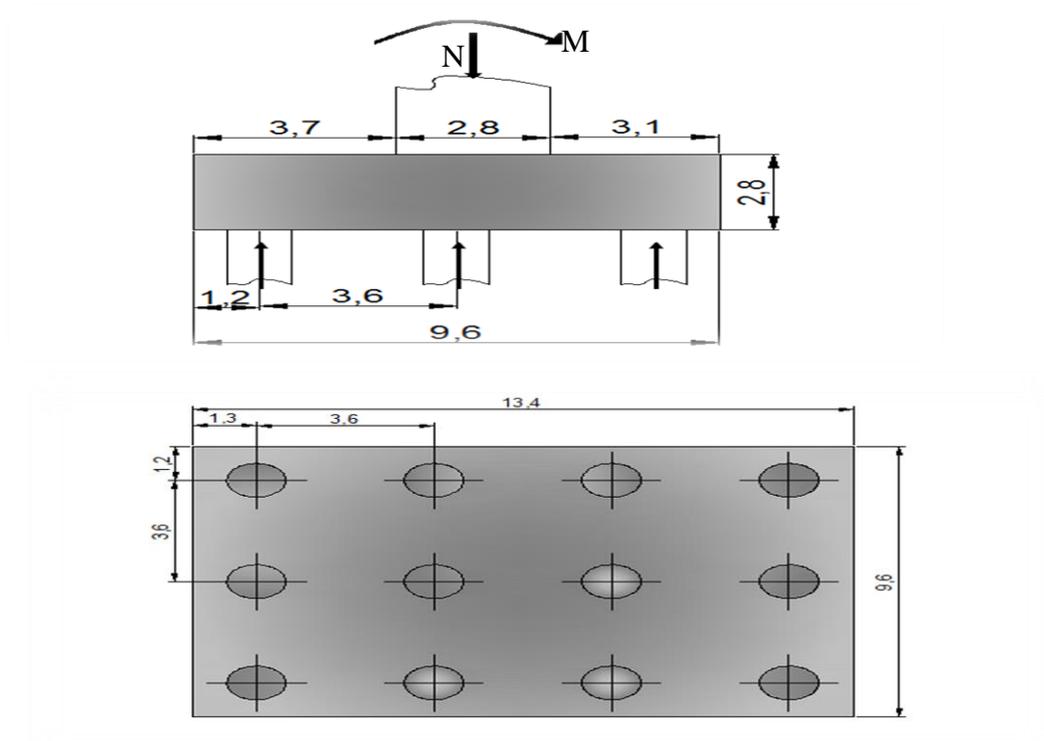


Figure.XII.9. Détail de la semelle.

		Fv	M _{nette}	R _{max}	R _{min}
ELU	CN	3805,347	823,836	336,183	298,042
ELS	CN	2821,538	628,754	249,683	220,574
	CS	2993,070	7284,640	418,048	80,797

Tableau.XII.25. Effort normal qui revient à chaque pieu.

Donc :

$R_{min} > 0$ Pas de risque de soulèvement des pieux.

2. Ferrailage de la semelle

On applique la méthode des moments.

- Les armatures transversales inférieurs

ELU :

$$R_{max} = 336.183 \text{ t}$$

$$M_u = R_{max} \left(\frac{b'}{2} - 0.35b \right) = 336.183 \left(\frac{7.2}{2} - 0.35 \times 2.8 \right) = 880.8 \text{ t.m}$$

On prend une bande de calcul de tel que :

$$b_1 = \phi_{pieux} + h = 1.2 + 2.4 = 3.6 \text{ m}$$

Après l'utilisation du logiciel SOCOTEC on a obtenu les résultats suivants :

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{stu} = 44.07 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$R_{max} = 249.683 \text{ t}$$

$$M_{ser} = R_{max} \left(\frac{b'}{2} - 0.35b \right) = 249.683 \left(\frac{7.2}{2} - 0.35 \times 2.4 \right) = 689.13 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{a} = \frac{n \times \bar{\sigma}_b}{n \times \bar{\sigma}_b + \sigma_s} = 0.503$$

$$Z_b = d \left(1 - \frac{\bar{a}}{3} \right) = 1.8 \text{ m}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{a}}{2} \left(1 - \frac{\bar{a}}{3} \right) \times b_1 \times d^2 \times \bar{\sigma}_b = 5122.18 \text{ t.m}$$

$$M_{Rb} = 5122.18 \text{ t.m} \geq M_{ser} = 689.13 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc : } A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{stser} = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \sigma_s} = 159.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max(A_{stl}; A_{stser}) = 159.52 \text{ cm}^2$$

Soit : **20HA32** ($A_{st} = 160.8 \text{ cm}^2$)

✓ **L'espace entre les barres**

$$S_t = \frac{\phi + H - C}{n - 1} = \frac{3.36}{19} = 0.17 \text{ m} \quad \text{on prend: } S_t = 17 \text{ cm}$$

• **Les armatures transversales supérieures**

$$A_{st \text{ sup}} = \frac{A_{st}}{10} = 16.08 \text{ cm}^2$$

Soit : **20HA12** ($A_{st \text{ sup}} = 22.6 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{3.36}{19} = 0.17 \text{ m} \quad \text{on prend: } S_t = 17 \text{ cm}$$

• **Les armatures longitudinales inférieures**

$$A_{l \text{ inf}} = \frac{A_{st}}{3} = 53.6 \text{ cm}^2$$

Soit : **12HA25** ($A_{l \text{ inf}} = 58.92 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{3.36}{11} = 0.30 \text{ m} \quad \text{on prend: } S_t = 30 \text{ cm}$$

• **Les armatures longitudinales supérieures**

$$A_{l \text{ sup}} = \frac{A_{st}}{10} = 16.08 \text{ cm}^2$$

Soit : **12HA14** ($A_{l \text{ sup}} = 18.47 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{3.36}{11} = 0.30 \text{ m} \quad \text{on prend: } S_t = 30 \text{ cm}$$

• **Armatures verticales et horizontales (les cadres)**

$$\frac{A_V}{L_S S_V} = \frac{A_H}{L_S S_H} \geq \frac{2}{1000}$$

Avec :

- $A_V; A_H$: La section d'armature verticale et horizontale.
- S_v et S_h : espacements de 15cm
- L_S : La longueur de la semelle ($L_S = 13,40m$)

Donc :

$A_V = A_H = 40.2cm^2$ Soit : 38 cadres $HA\Phi 12$

✓ **Schémas de ferrailage**

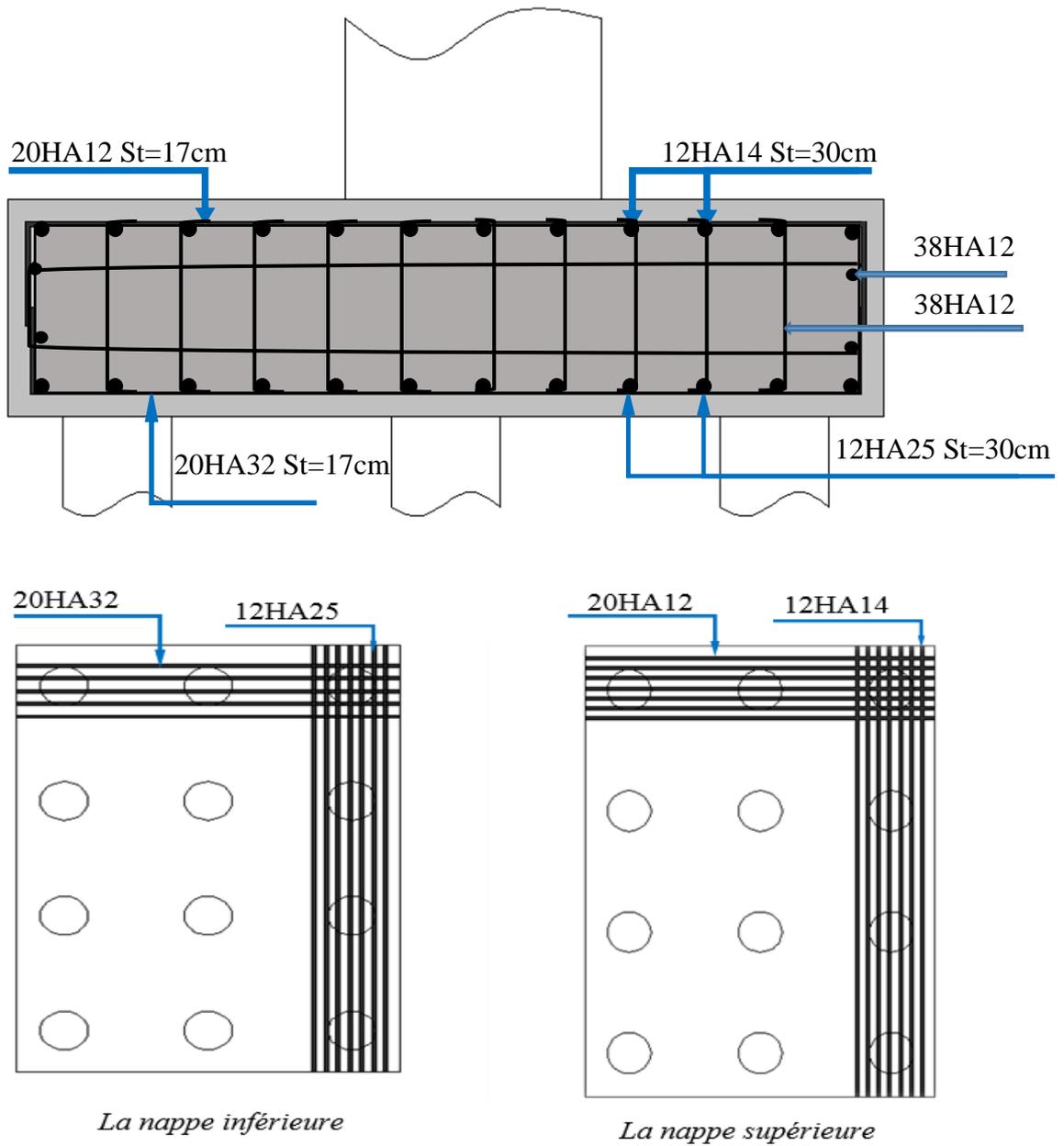


Figure.XII.10. Ferrailage de la semelle.

XII.6.6. Ferrailage des pieux sous culée

D'après l' **R P A**, la section minimale à mettre en œuvre est égale à **0,5%** de la section du béton du pieu,

Donc :

$$A_{Smin} = \frac{0.5 \times \pi \times r^2}{100} = \frac{0.5 \times \pi \times 60^2}{100} = 56.52 \text{ cm}^2$$

Soit : 12HA25 ($A_s=58.91\text{cm}^2$).

$$S_t = \frac{2 \times \pi \times (r - c)}{15} \cong 25 \text{ cm}$$

Pour les armatures transversales, on prend des cerces de **HA12** avec un espacement de 20cm.

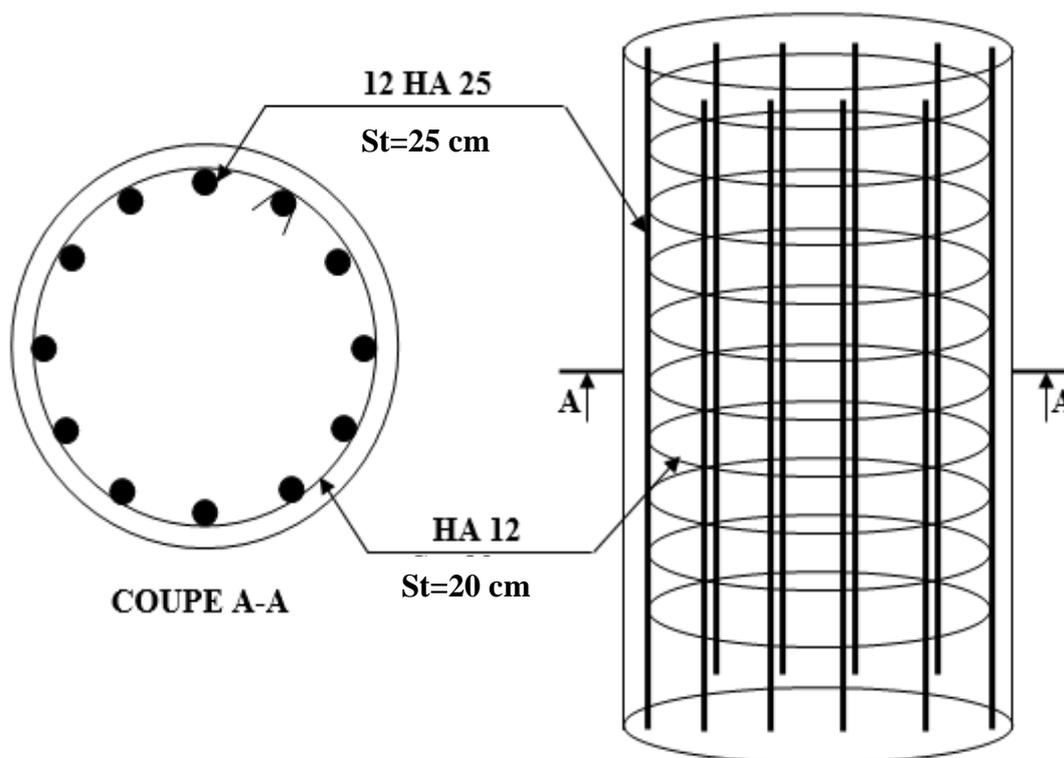


Figure.XII.11. Schéma de Ferrailage des pieux.

Conclusion général

Conclusion générale

Notre travail « conception et étude d'un viaduc construit par encorbellement successif » avec des voussoirs préfabriqués a permis de mettre en pratique nos connaissances dans le domaine de génie civil et en particulier dans le domaine des ouvrages d'art.

En général, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences d'ingénieur telles que la résistance des matériaux, les différents procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique, le béton armé, ...etc.

Dans la partie conception, nous avons essayé par le biais de ce travail de répondre à la problématique du choix de la variante qui sera la plus satisfaisant vis-à-vis les facteurs déterminants (données naturelles et fonctionnelles) ainsi que l'inscription du pont dans son environnement.

Ensuite on a fait une étude détaillée de la variante choisie en considérant toutes les phases de réalisation, en débutant par la définition des charges et surcharges, étude de fléau, dimensionnement de la précontrainte de fléau et de continuité, ainsi que l'étude des appuis du pont.

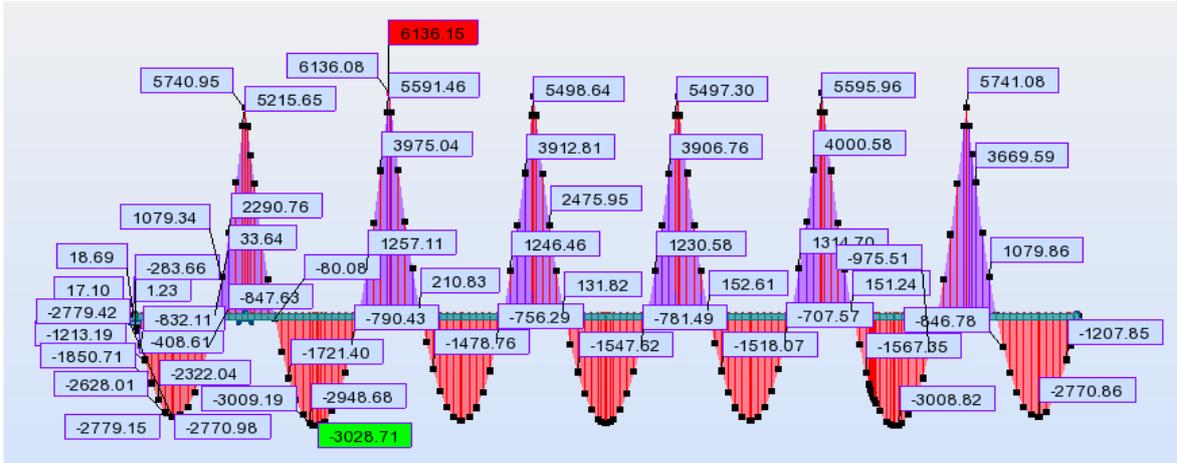
En fin ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi une occasion pour intégrer dans le milieu professionnel.

Annexes

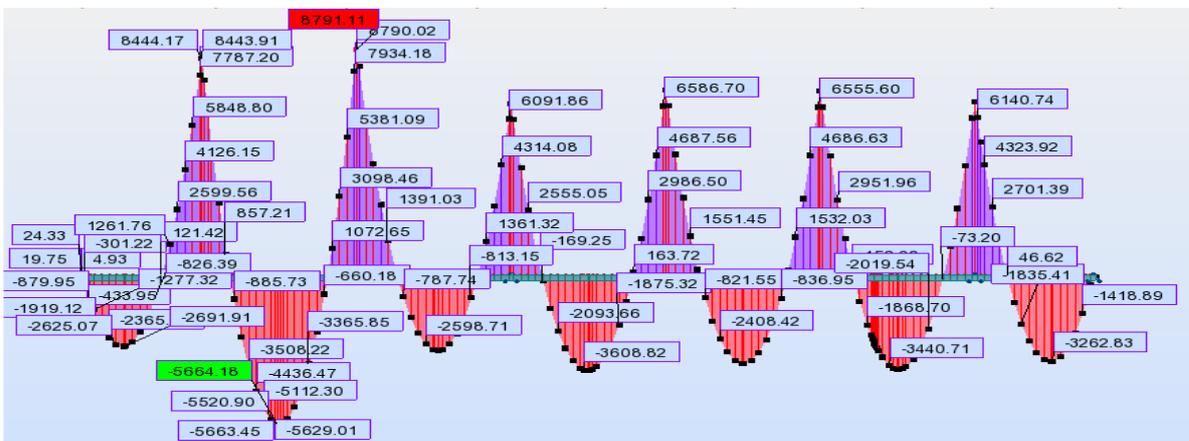
Annexe A

Diagrammes des moments fléchissent sous les différentes charge et combinaisons de charges utilisés :

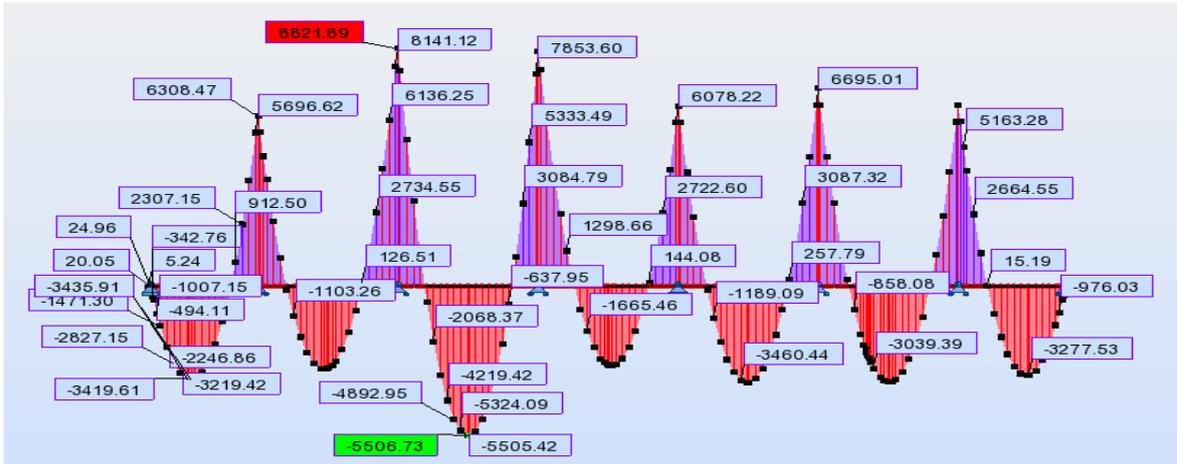
Charge permanent G :



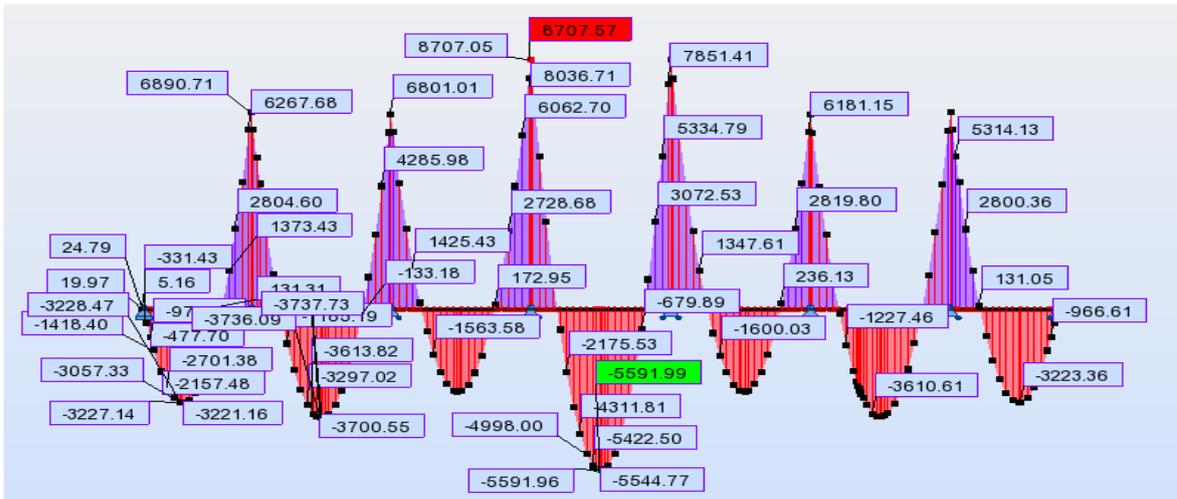
Combinaison $G + 1,2 A(L1) + 0,5 \Delta T$:



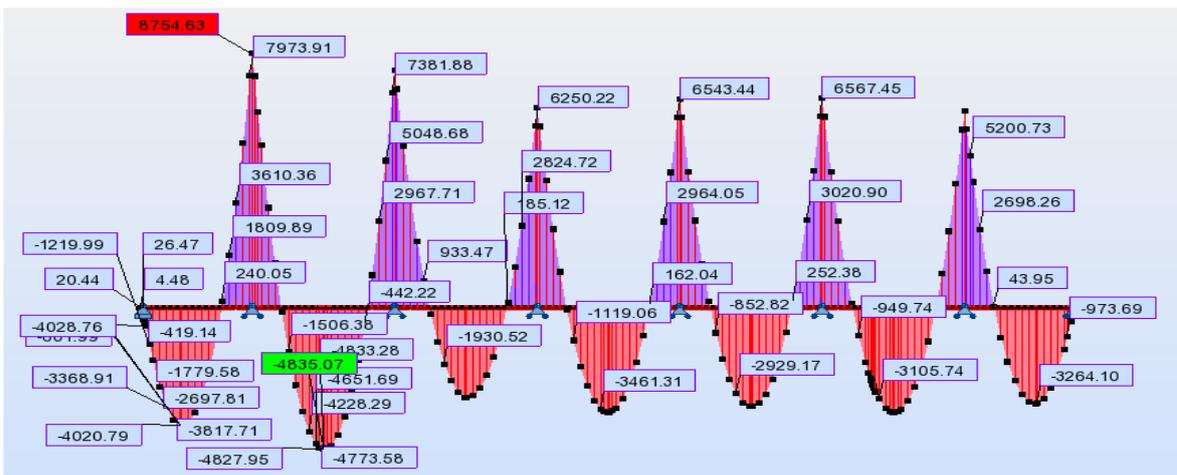
Combinaison $G + 1,2 A(L3) + 0,5 \Delta T$:



Combinaison $G + 1,2 A(L4) + 0,5 \Delta T$:

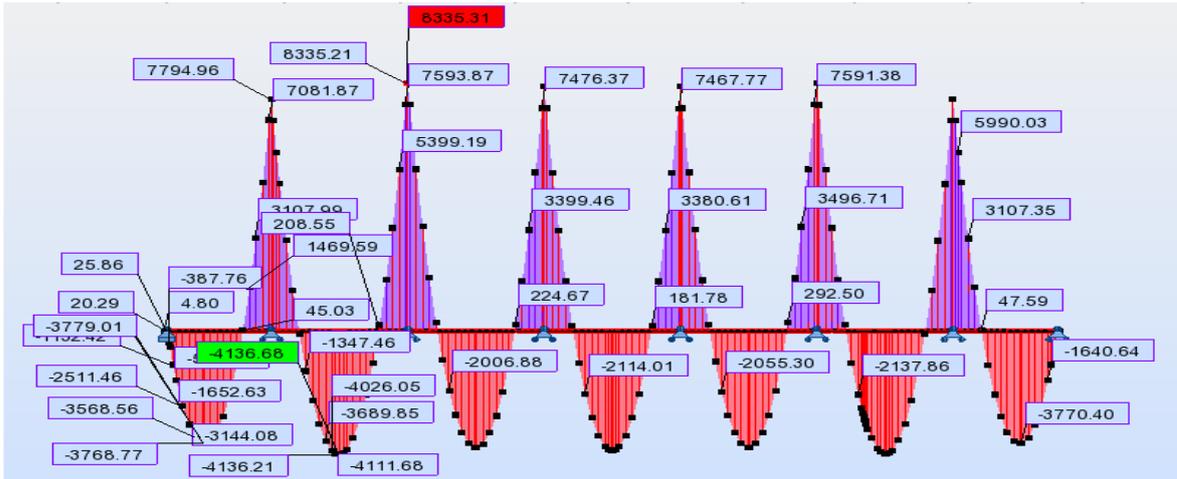


Combinaison $G + 1,2 A(L1 + L2) + 0,5 \Delta T$:

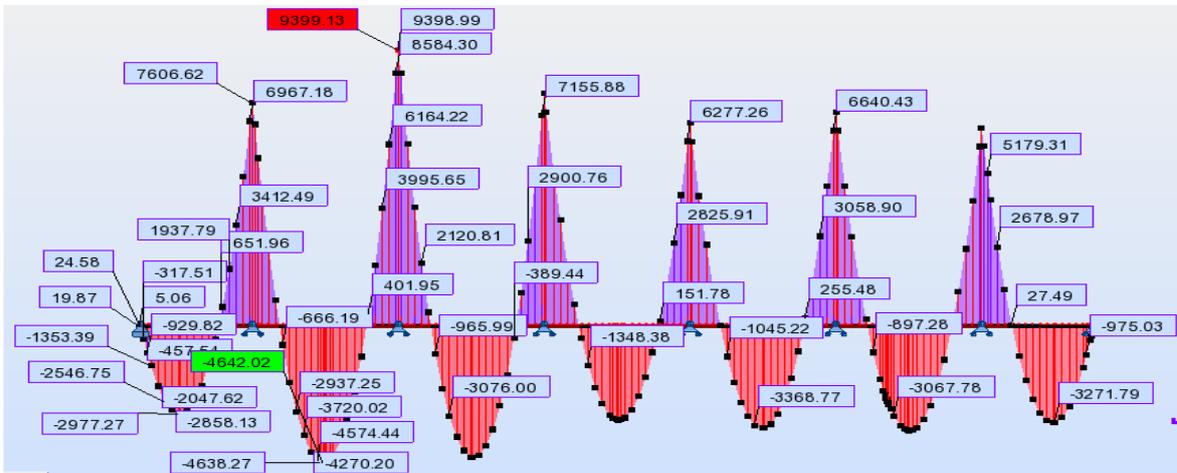


Annexe

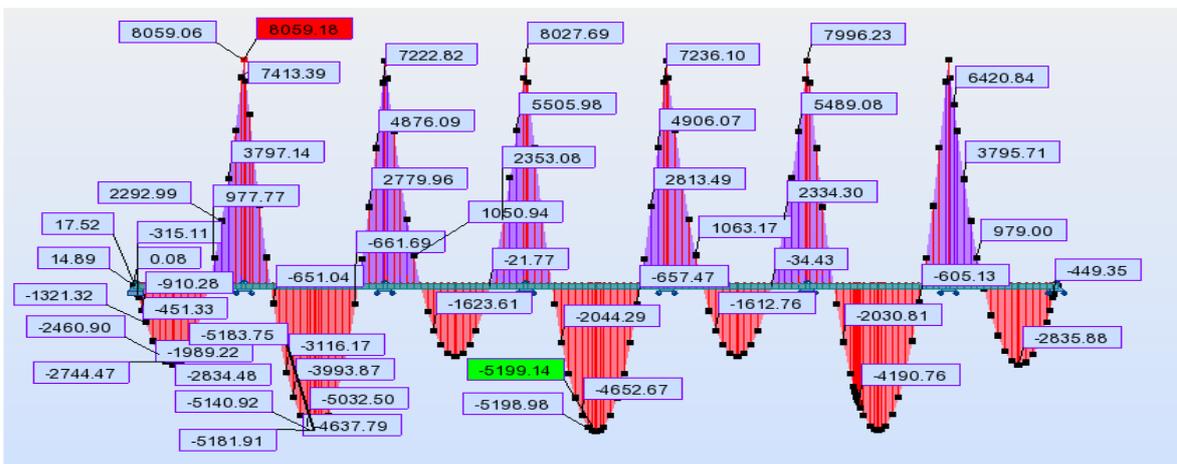
Combinaison $G + 1,2 A(L1 + L2 + L3 + L4 + L5 + L6 + L7) + 0,5 \Delta T$:



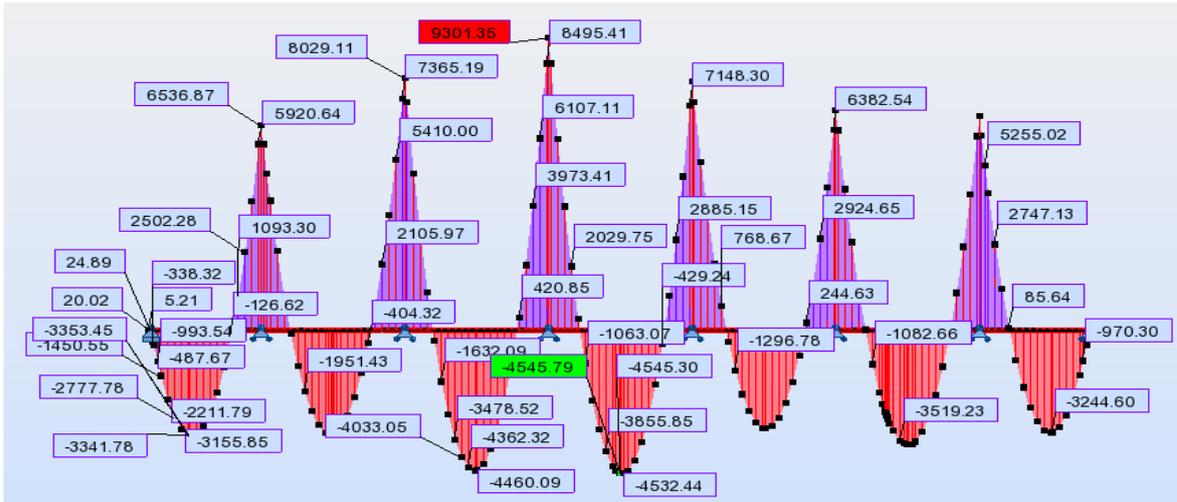
Combinaison $G + 1,2 A(L2 + L3) + 0,5 \Delta T$:



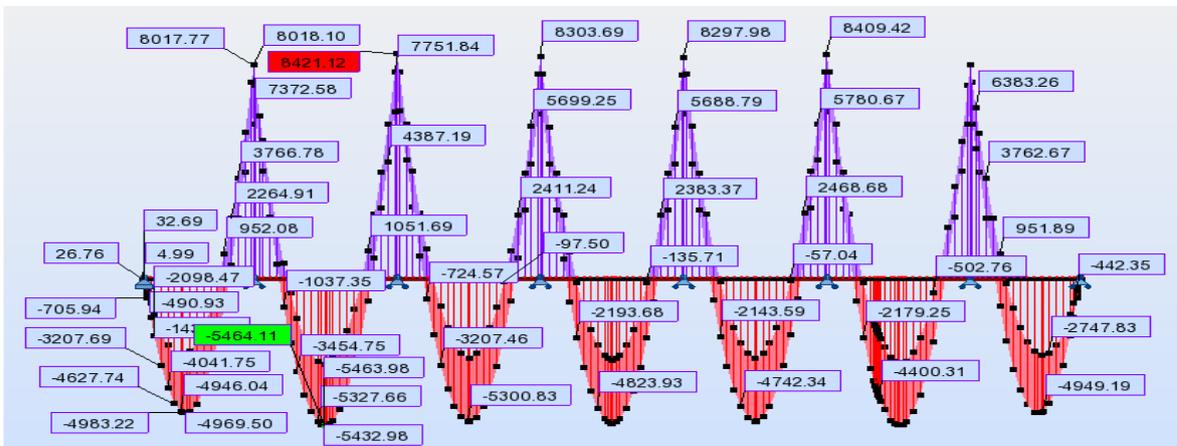
Combinaison $G + 1,2 A(L2 + L4 + L6) + 0,5 \Delta T$:



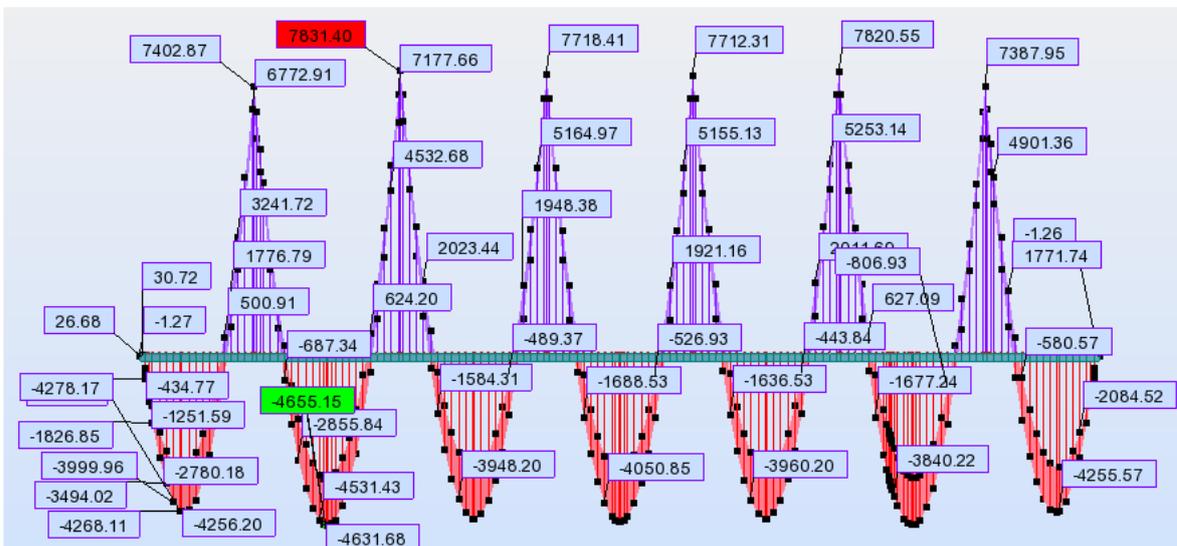
Combinaison $G + 1,2 A(L3 + L4) + 0,5 \Delta T$:



Combinaison $G + D240 + 0,5 \Delta T$:



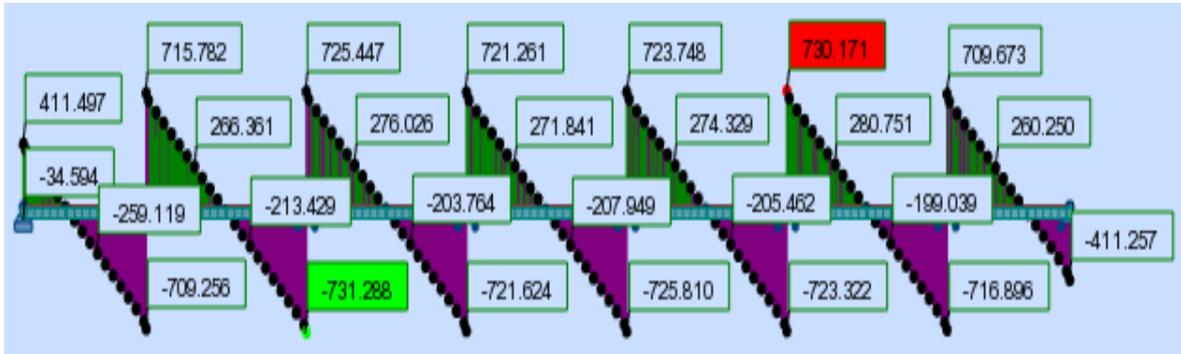
Combinaison $G + D240 + 0,5 \Delta T$:



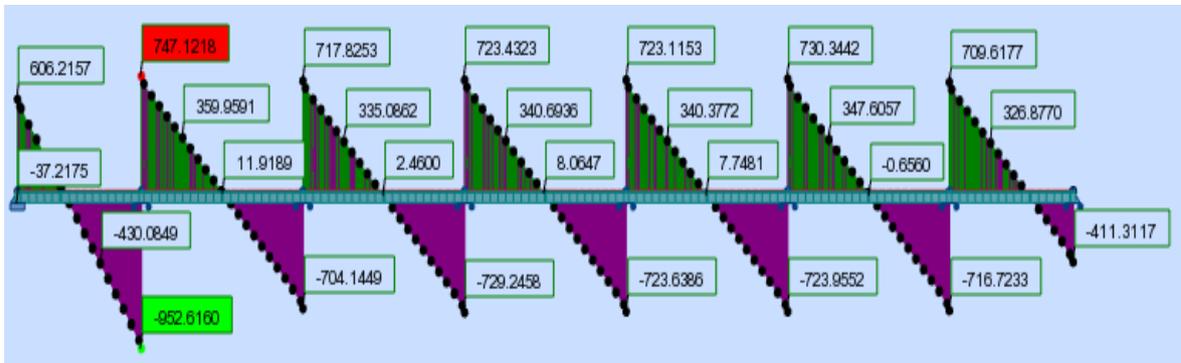
Annexe B

Diagrammes des efforts tranchants sous les différentes charge et combinaisons de charges utilisés :

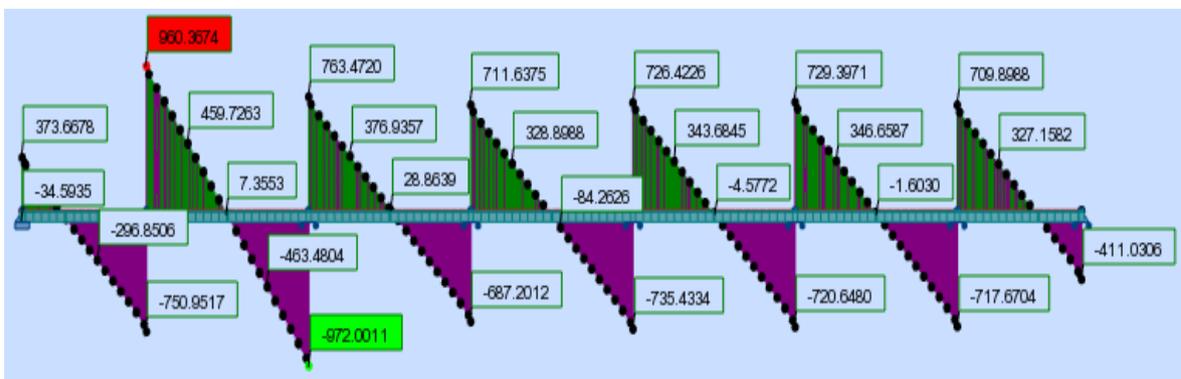
Charge permanent G :



Combinaison $G + 1,2 A(L1) + 0,5 \Delta T$:

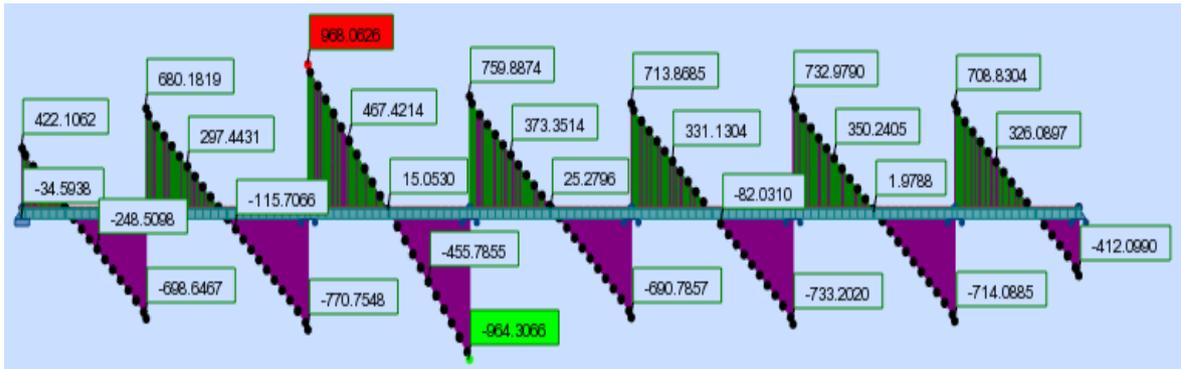


Combinaison $G + 1,2 A(L2) + 0,5 \Delta T$:

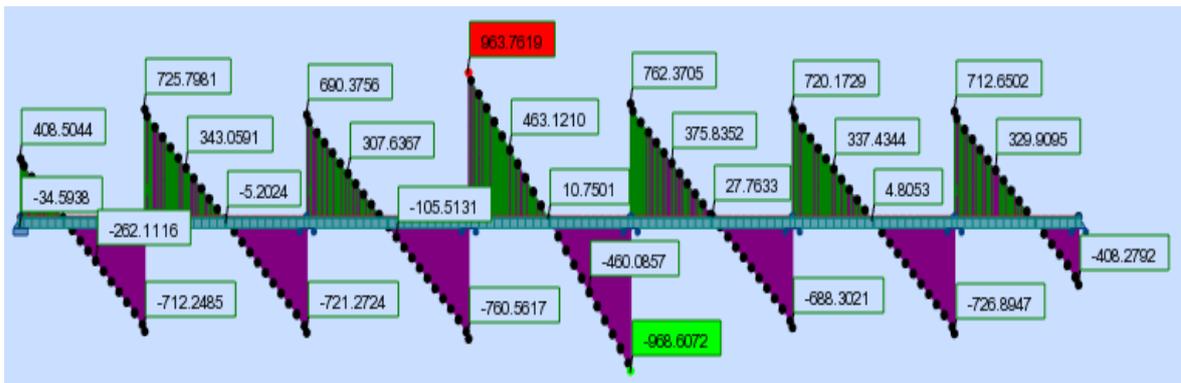


Annexe

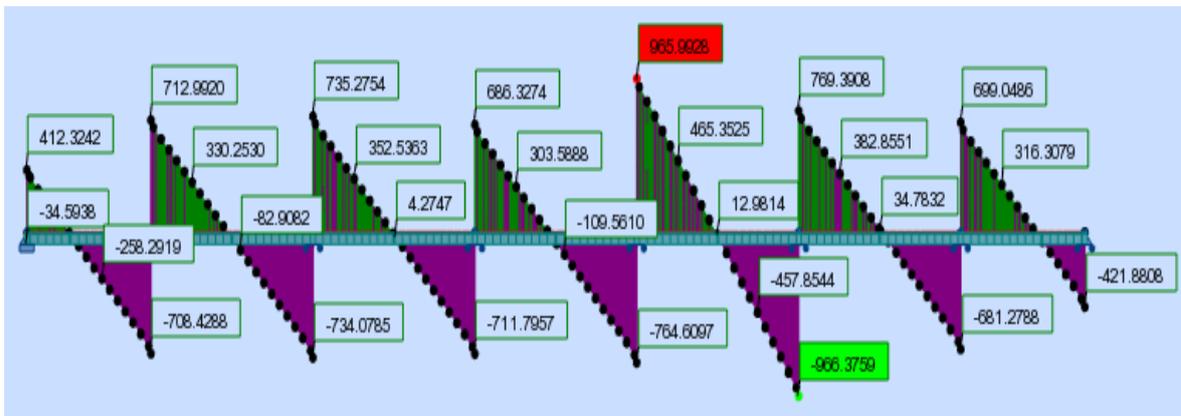
Combinaison $G + 1,2 A(L3) + 0,5 \Delta T$:



Combinaison $G + 1,2 A(L4) + 0,5 \Delta T$:

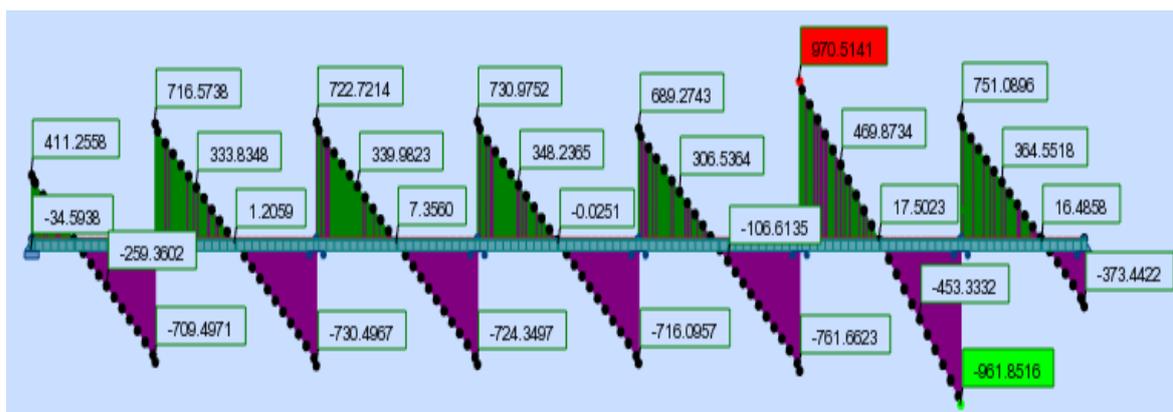


Combinaison $G + 1,2 A(L5) + 0,5 \Delta T$:

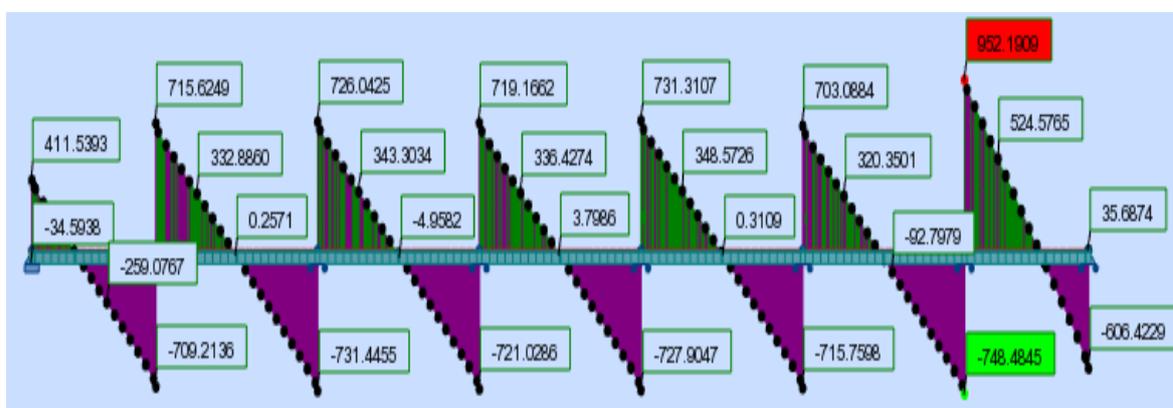


Annexe

Combinaison $G + 1,2 A(L6) + 0,5 \Delta T$:



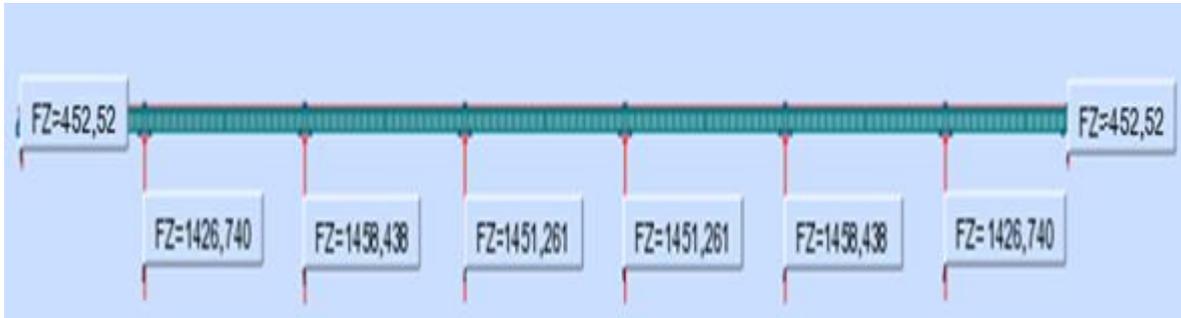
Combinaison $G + 1,2 A(L7) + 0,5 \Delta T$:



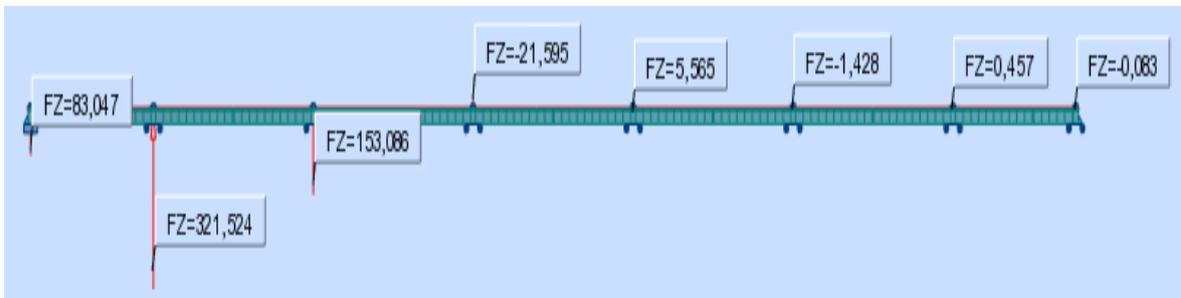
Annexe C

Valeur des réactions d'appuis sous les différentes charge et combinaisons de charges utilisées :

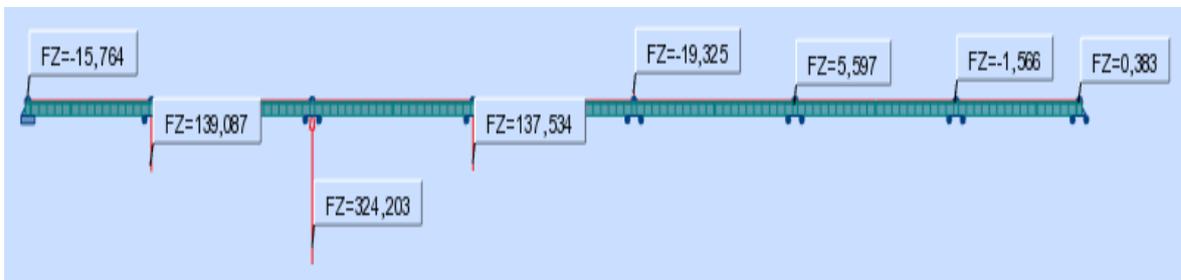
Charge permanent G :



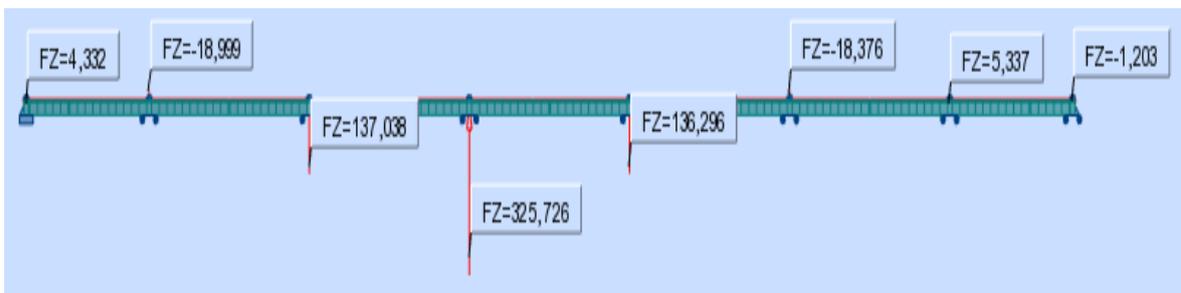
A ($L1 + L2$) (Deux travées chargé) :



A ($L2 + L3$) (Deux travées chargé) :

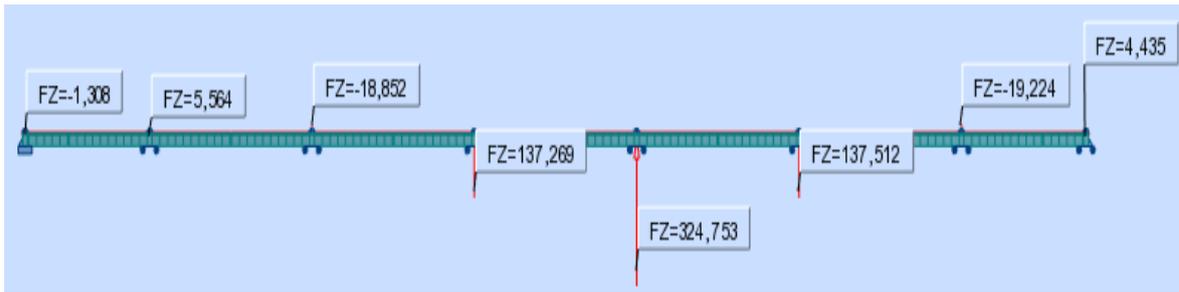


A ($L3 + L4$) (Deux travées chargé) :

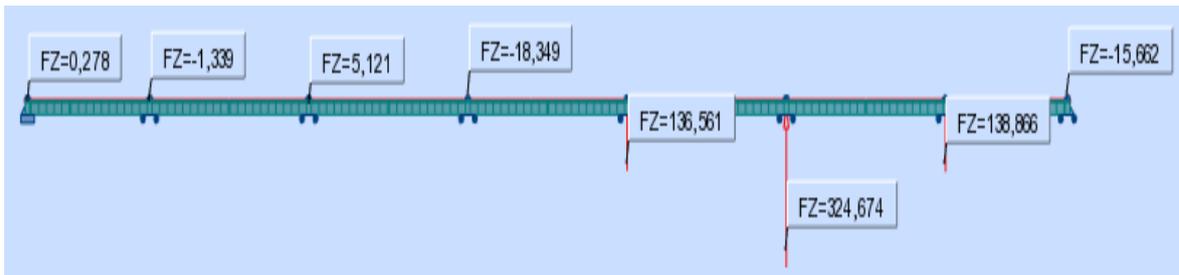


Annexe

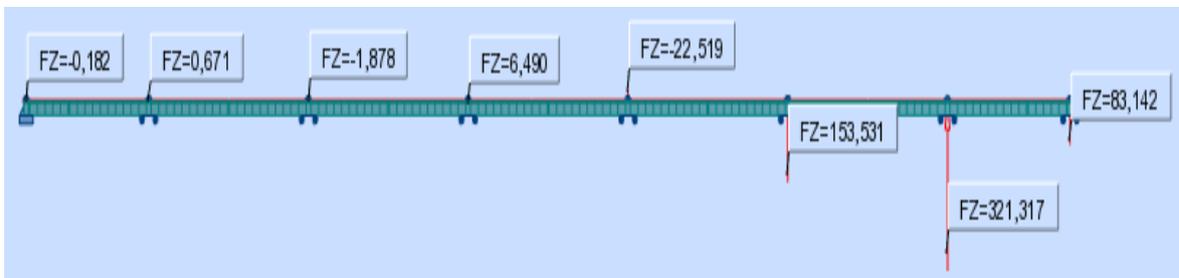
A (L4 + L5) (Deux travées chargées) :



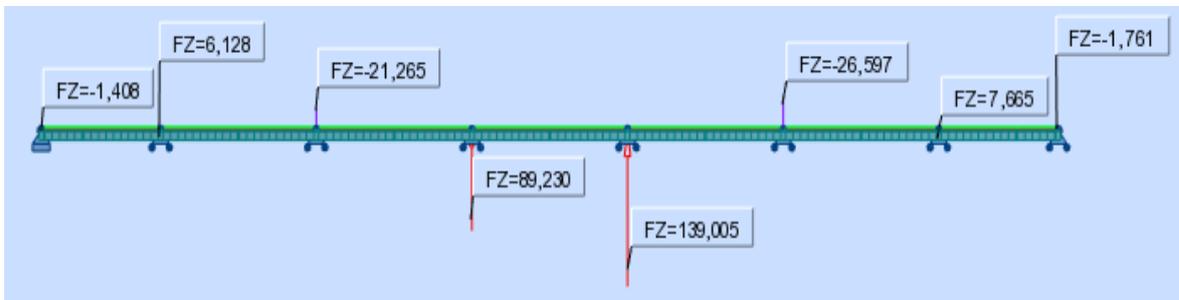
A (L5 + L6) (Deux travées chargées) :



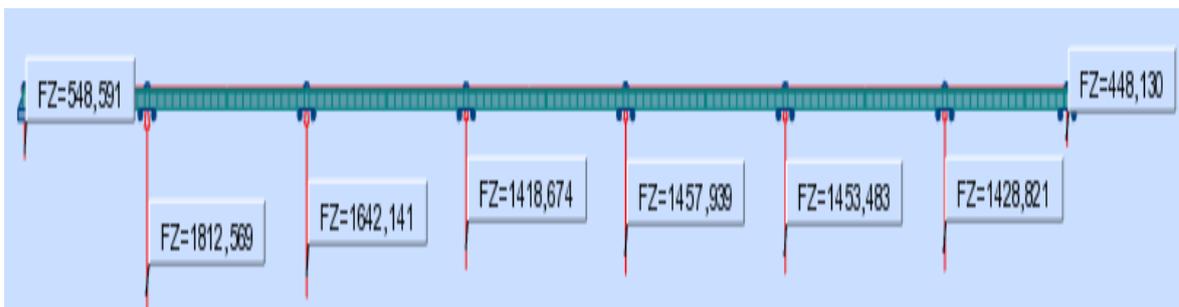
A (L6 + L7) (Deux travées chargées) :



Bc (Trois travées chargées) :

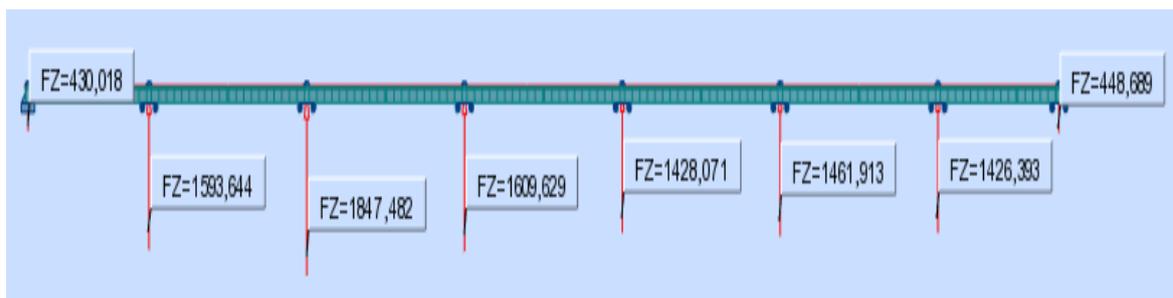


Combinaison G + 1,2 A(L1 + L2) :

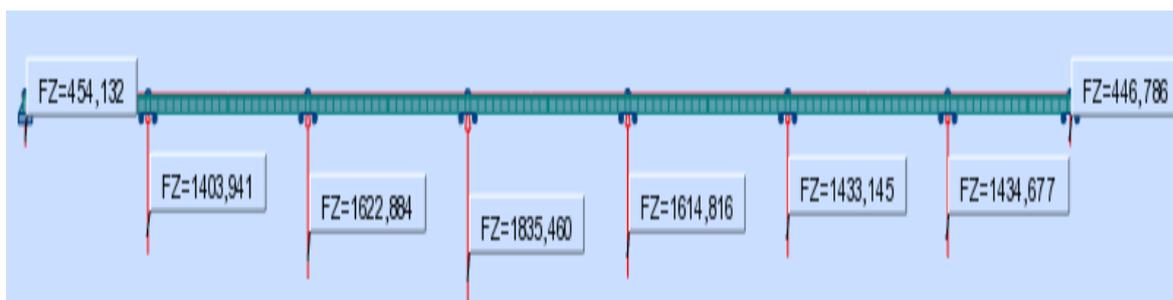


Annexe

Combinaison $G + 1,2 A(L2 + L3)$:



Combinaison $G + 1,2 A(L3 + L4)$:

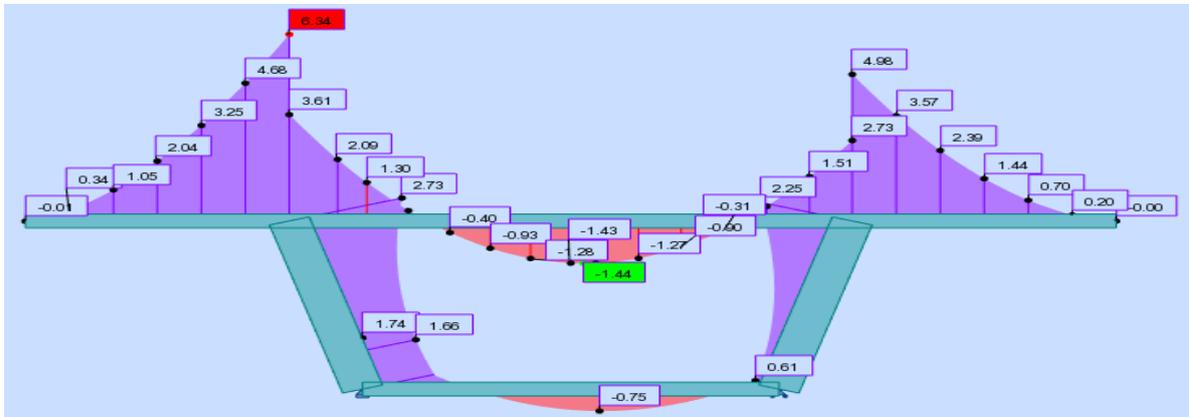


Annexe D

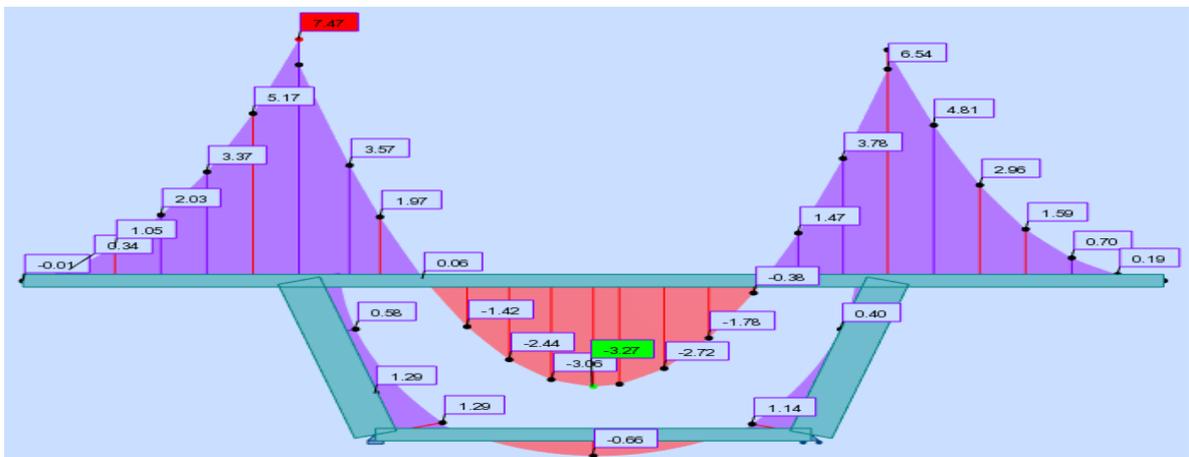
Les Valeur des moments fléchissant sous les différentes charge et combinaisons de charges utilisées pour la section transversale :

❖ VSP :

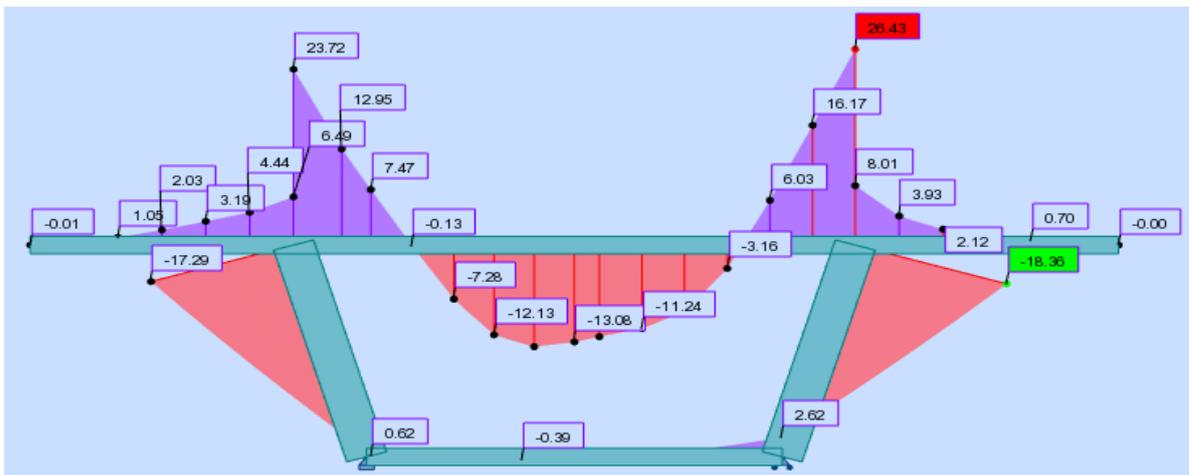
Charge permanent G :



Combinaison $G + 1,2 A(L)_{3VC}$ (trois voies chargé) :

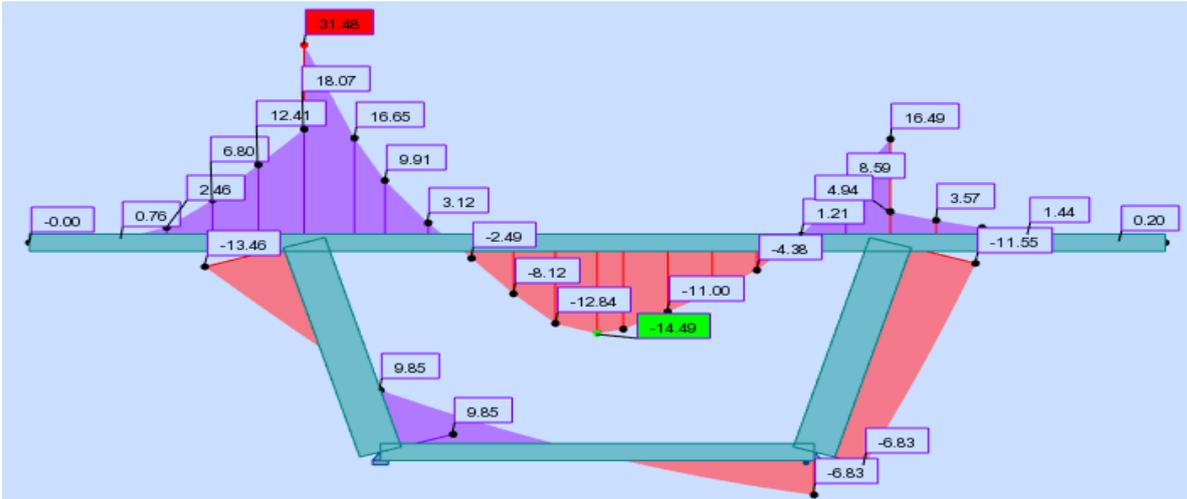


Combinaison $G + 1,2 Bc_{3VC}$ (Charge appliqué au milieu du tablier) :

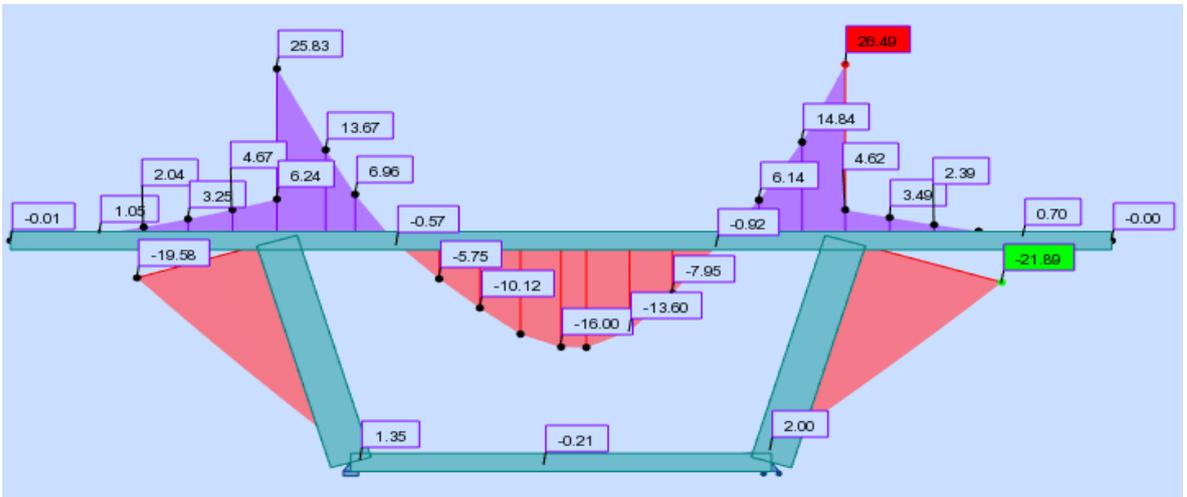


Annexe

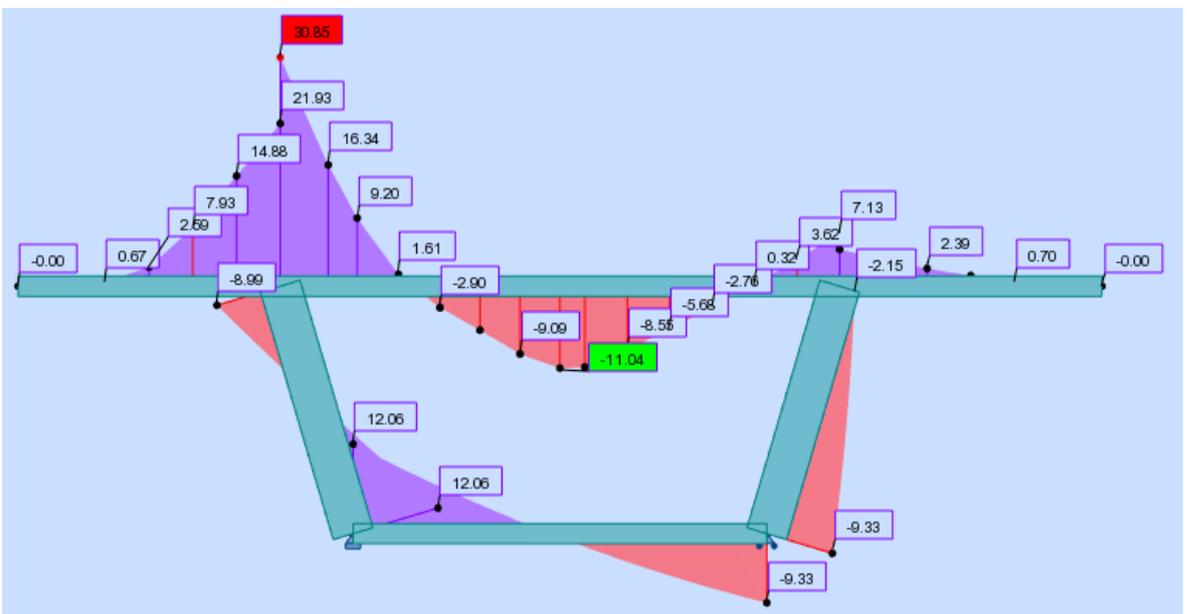
Combinaison $G + 1,2Bc_{3Vc}$ (Charge appliqué à gauche du tablier) :



Combinaison $G + 1,2Bt$ (Charge appliqué au milieu du tablier) :

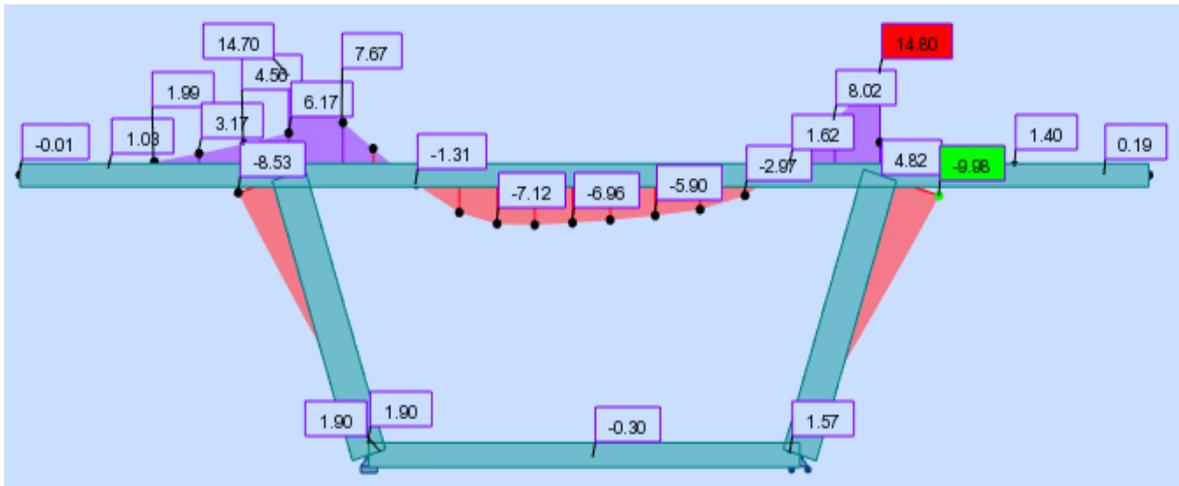


Combinaison $G' + 1,2Bt$ (Charge appliqué à gauche du tablier) :

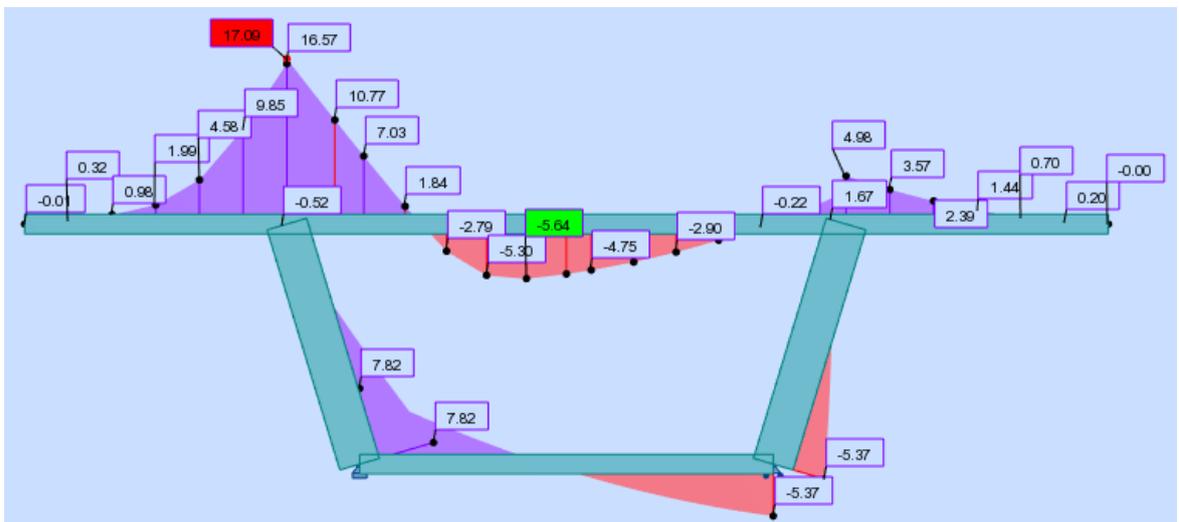


Annexe

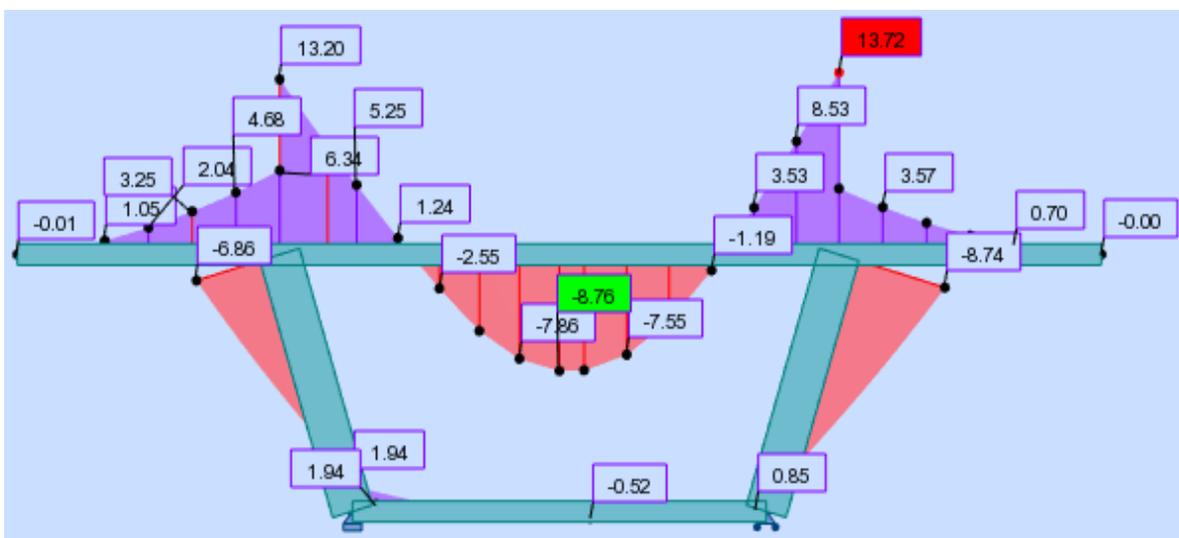
Combinaison $G' + MC120$ (Charge appliqué au milieu du tablier) :



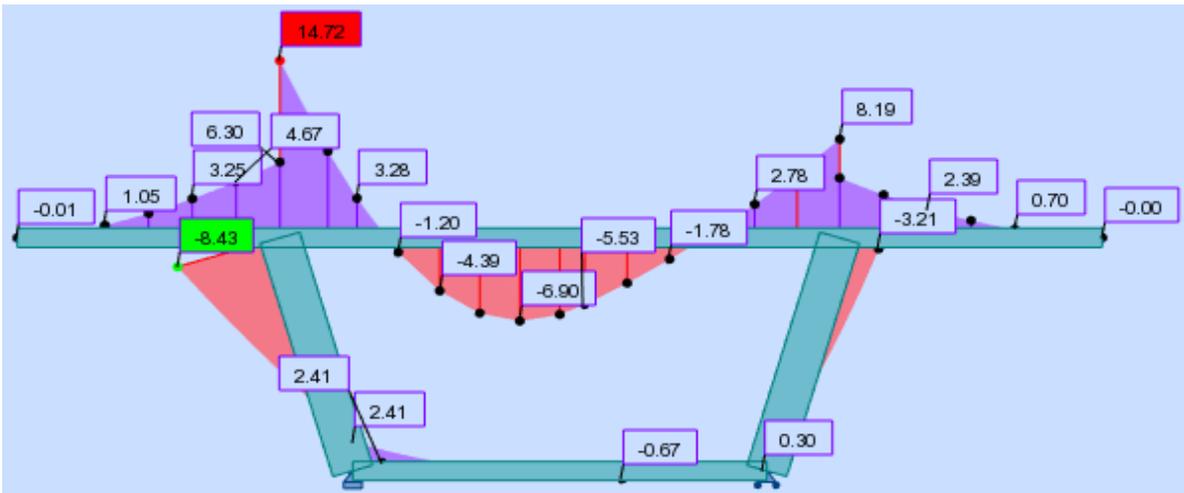
Combinaison $G' + MC120$ (Charge appliqué à gauche du tablier) :



Combinaison $G' + D240$ (Charge appliqué au milieu du tablier) :

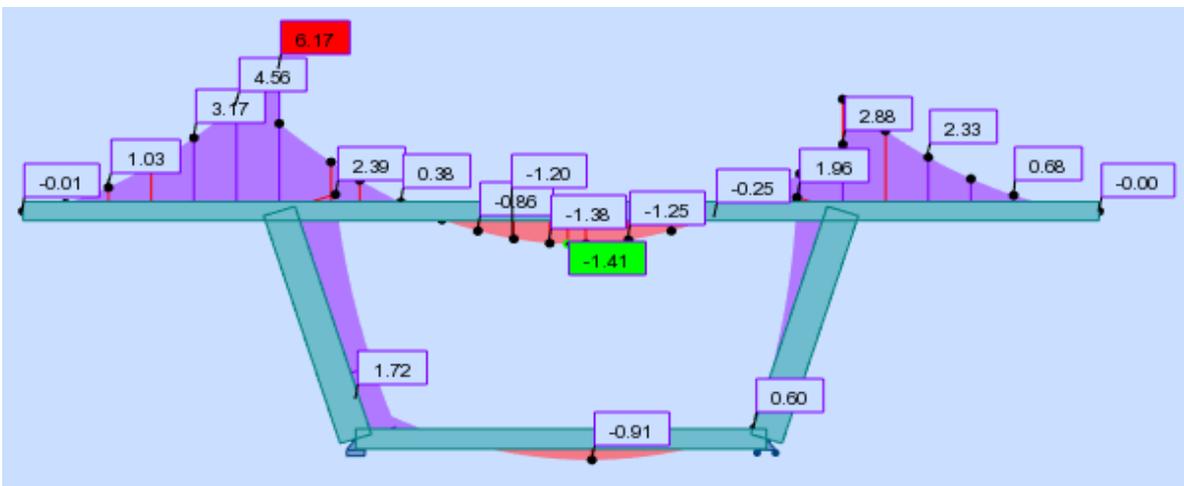


Combinaison $G' + D240$ Charge appliqué à gauche du tablier) :

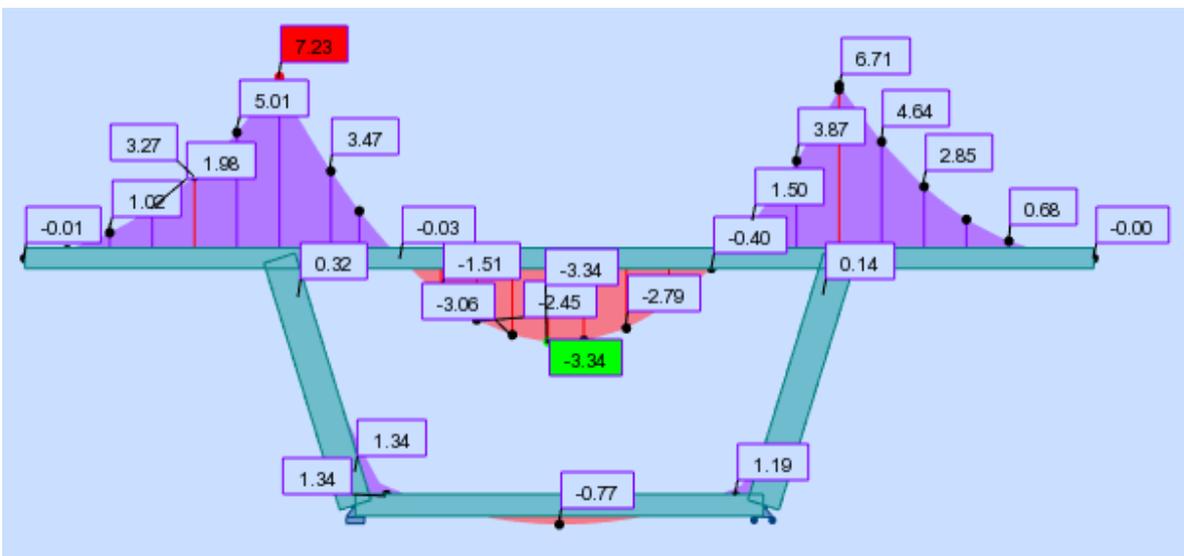


❖ VSC :

Charge permanent G' :

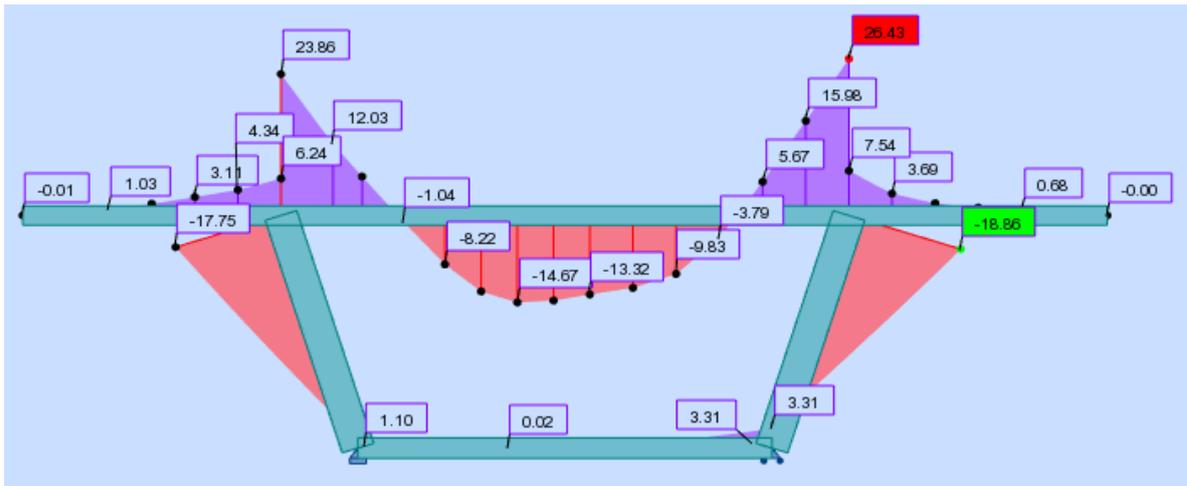


Combinaison $G' + 1,2 A(L)_{3VC}$ (trois voies chargé) :

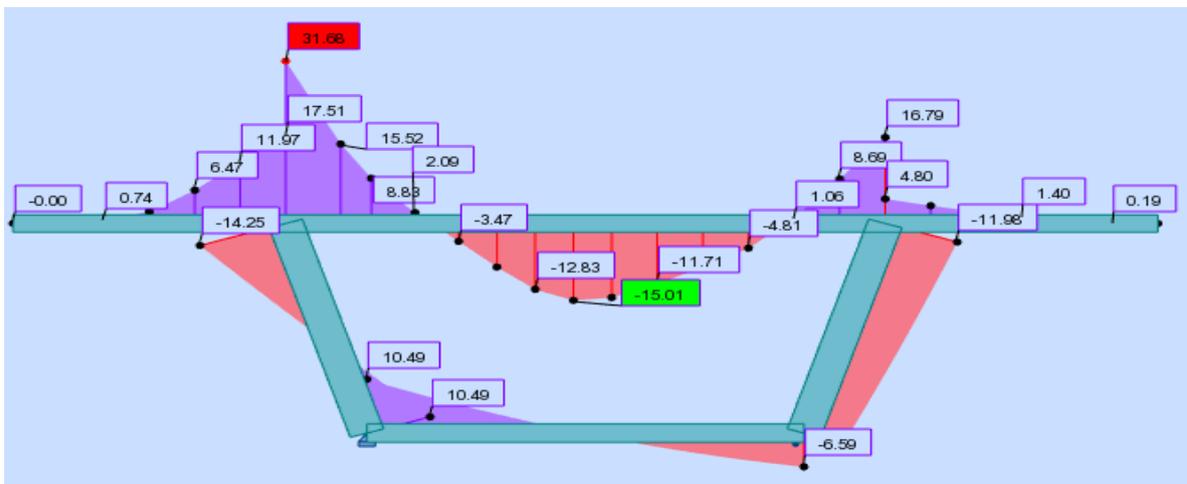


Annexe

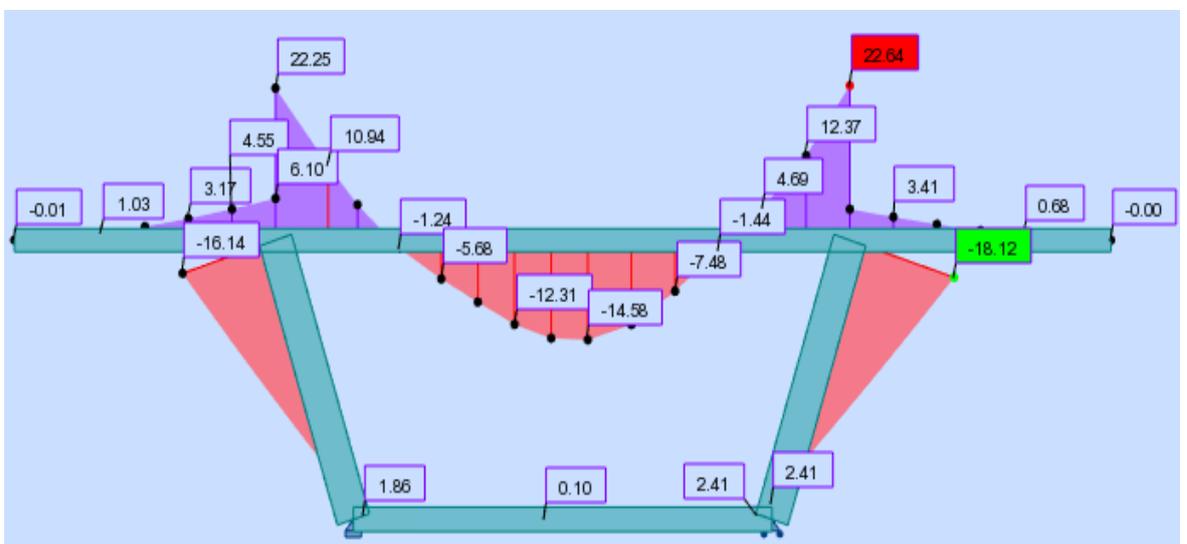
Combinaison $G' + 1,2Bc_{3Vc}$ (Charge appliqué au milieu du tablier) :



Combinaison $G' + 1,2Bc_{3Vc}$ (Charge appliqué à gauche du tablier) :

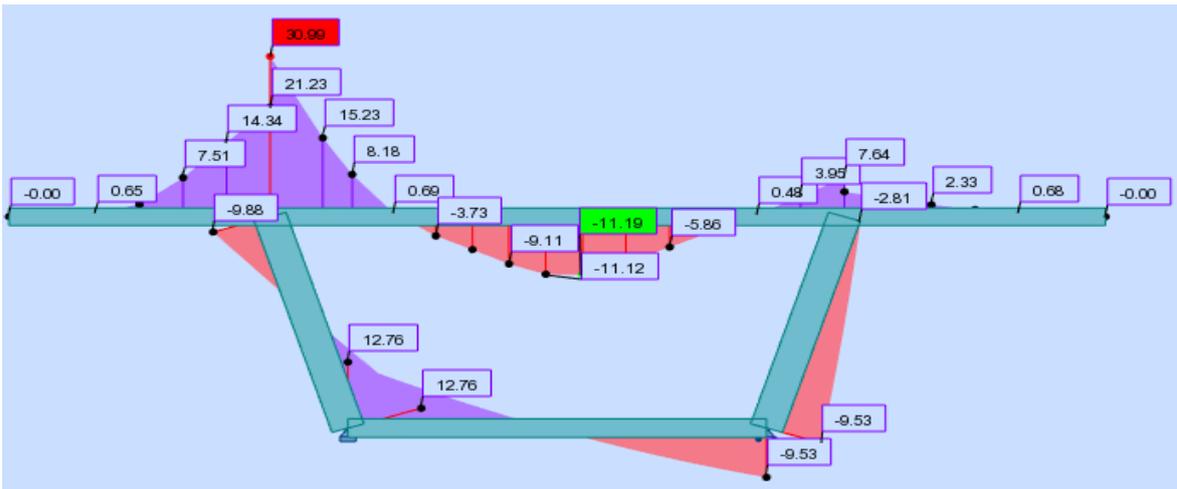


Combinaison $G' + 1,2Bt$ (Charge appliqué au milieu du tablier) :

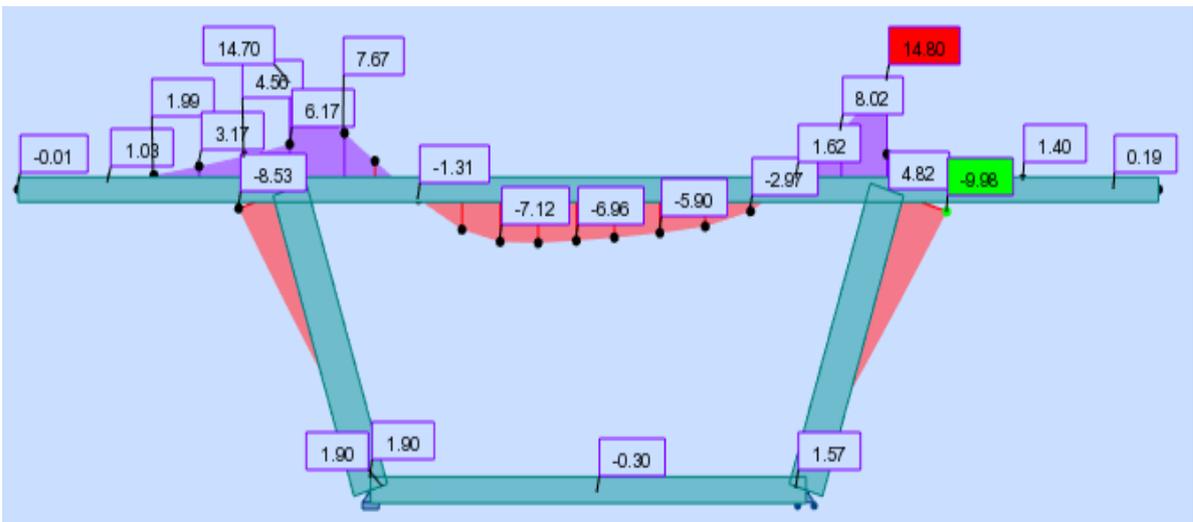


Annexe

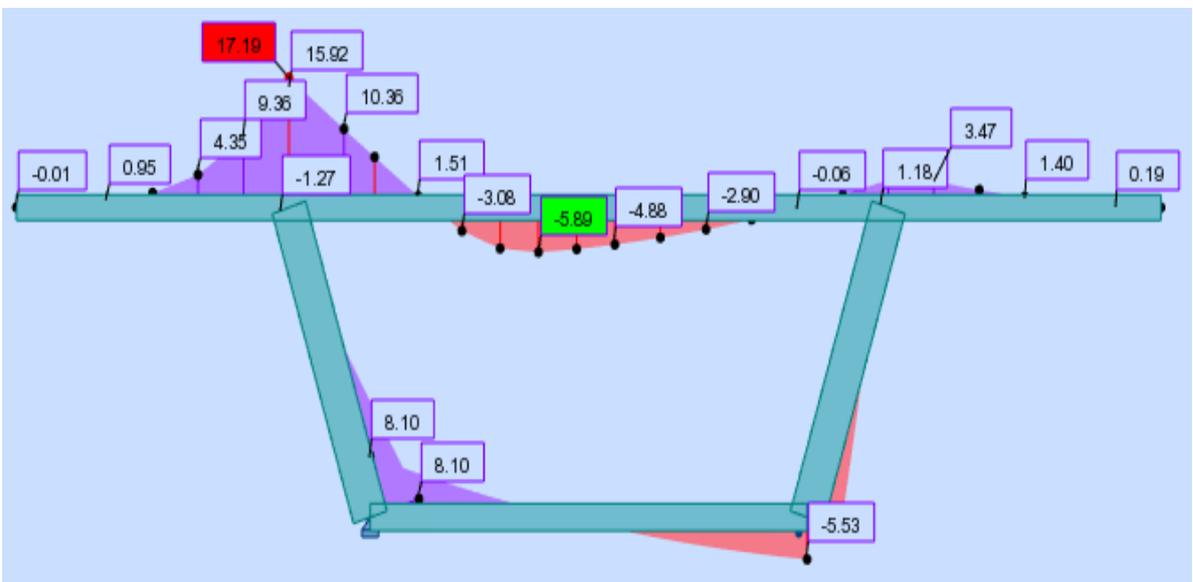
Combinaison $G' + 1,2Bt$ (Charge appliqué à gauche du tablier) :



Combinaison $G' + MC120$ (Charge appliqué au milieu du tablier) :

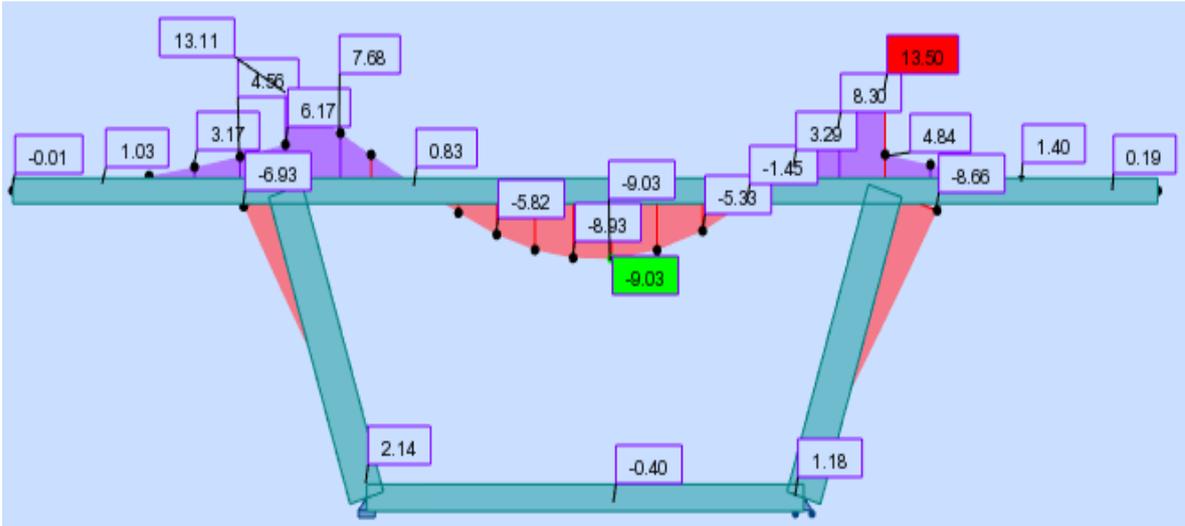


Combinaison $G' + MC120$ (Charge appliqué à gauche du tablier) :

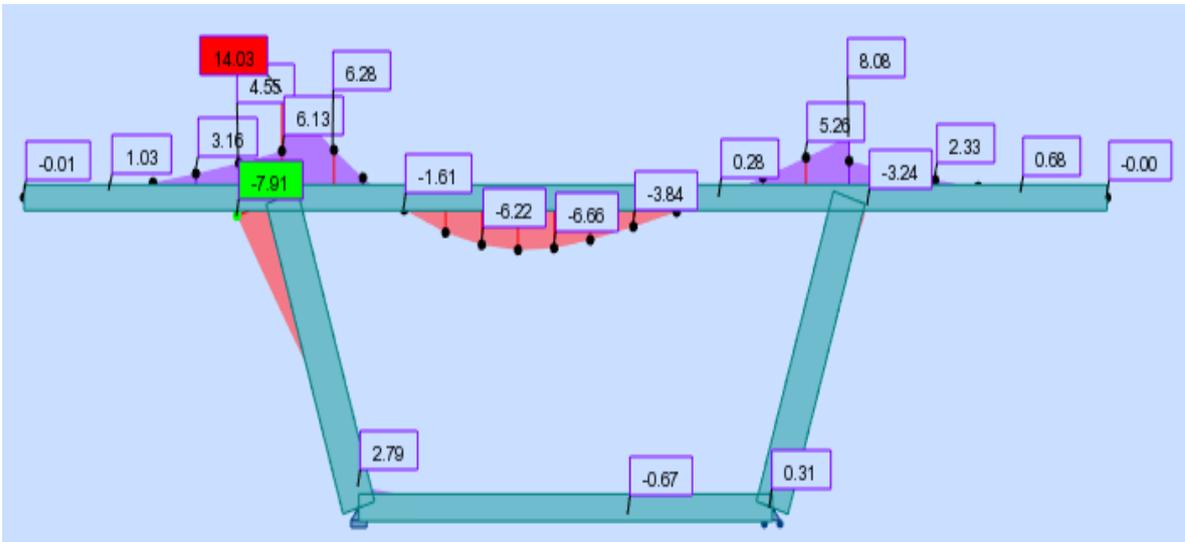


Annexe

Combinaison $G' + D240$ (Charge appliqué au milieu du tablier) :



Combinaison $G' + D240$ (Charge appliqué au milieu du tablier) :



Nomenclature

Conformément à la rédaction du présent projet de fin d'étude, il est recommandé de faire usage des notations ci-après, qui énumèrent l'essentiel de ce qui est utilisé en béton armé, précontraint et le sol

❖ Principe

• Majuscules latines

Elles désignent :

- les actions et sollicitations (forces, moments).
- les grandeurs géométriques à l'exception des longueurs.
- les modules de déformations et d'élasticité.

Minuscules latines Elles désignent :

- les longueurs et les quantités géométriques ayant la dimension d'une longueur.
- les densités de forces réparties.
- les résistances des matériaux.
- certains coefficients.

• Majuscules grecques

Elles ne sont employées que dans quelques cas consacrés par l'usage.

• Minuscules grecques

Elles désignent :

- les contraintes.
- les grandeurs sans dimension, ou réduites à des grandeurs sans dimension, comme les déformations relatives.
- certains coefficients.

❖ Indices

• Majuscules latines :

A : afférent aux actions accidentelles.

E : afférent aux séismes.

G : afférent aux charges permanentes.

P : afférent à l'action de la précontrainte.

Q : afférent à une action variable quelconque.

V : afférent à l'effort tranchant.

T : afférent aux actions dues aux variations de température.

W : afférent aux actions dues au vent.

• Minuscules latines et abréviations :

a : ancrage.

b : béton.

c : compression.

d: différé; permet aussi de désigner une valeur de dimensionnement ou de calcul ; diffusion.

e : limite d'élasticité.

i : initial ; instantané ; indice.

Nomenclature

j : âgé de j jours ; indice.

Lim : limite.

Max : maximal.

Min : minimal.

p : précontrainte.

r : retrait du béton ; rupture ; réduit.

réd : réduit.

s : acier pour les armatures passives ; scellement ou adhérence.

ser : service.

t : transversal ; traction.

u : ultime.

❖ Notations

• Notations en majuscules latines :

As : Aire d'une section d'armatures passives.

Ap : Aire d'une section d'armatures de précontrainte.

At : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales passives.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

Es : Module d'élasticité d'un acier d'armature passive.

Ei : Module de déformation instantané (E_{ij} à l'âge de j jours).

Ev : Module de déformation à long terme (E_{vj} pour une sollicitation appliquée à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

G : Module d'élasticité transversal ; action permanente.

I : Moment d'inertie en général.

M : Moment en général ; moment fléchissant.

Mg : Moment fléchissant dû aux charges permanentes.

Mq : Moment fléchissant dû aux charges et actions variables.

Mu : Moment de calcul pour l'état limite ultime.

Mser : Moment de calcul pour l'état limite de service.

N : Effort normal.

P : Action de la précontrainte.

Q : Action ou charge variable.

R : Réaction d'appui ; force résultante.

S : Moment statique.

T : variations uniformes de température.

Nomenclature

V : Effort tranchant.

W : Vent.

• **Notations en minuscules latines :**

a : désigne de façon générale une dimension (longueur, dimension transversale, longitudinale ; position longitudinale).

b : désigne une dimension transversale (le plus souvent la largeur ou épaisseur d'une section).

b₀ : épaisseur brute de l'âme d'une poutre.

b_n : épaisseur nette de l'âme d'une poutre.

b et **b'** : largeur des membrures respectivement inférieure ou supérieure d'une poutre, s'il y a lieu de les distinguer.

c : distance d'une barre, ou d'un conduit de câble au parement (enrobage).

f_e : limite élastique d'un acier pour armature passive.

f_{pe} : limite élastique d'un acier pour armature de précontrainte.

f_{pr} : limite de rupture d'un acier.

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

f_{c28} ou **f_c** : résistance caractéristique à la compression du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle).

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours.

f_{t28} ou **f_t** : résistance caractéristique à la traction du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle).

h : hauteur totale d'une section.

j : nombre de jours.

k : coefficient en général.

l : longueur ou portée.

n : coefficient d'équivalence acier-béton ; nombre entier.

q : densité de charge variable.

S : espacement des armatures en général.

St : espacement des armatures passives transversales.

st : espacement des armatures de précontrainte transversales.

t : temps.

u : périmètre ; dimension.

x : coordonnée en général ; abscisse en particulier.

y : ordonnée par rapport à l'axe central principal d'inertie.

Nomenclature

z : coordonnée complémentaire à x et y ;
bras de levier du couple de flexion.

- **Notations en minuscules grecques**

L'écriture latine usuelle est donnée entre parenthèses.

α (alpha) : angle d'une armature passive avec la fibre moyenne d'une poutre; déviation angulaire ; coefficient sans dimension.

β (bêta) : angle d'inclinaison de calcul des bielles dues à l'effort tranchant.

γ (gamma) : coefficient partiel de sécurité défini dans les directives communes au calcul des constructions (indiqué).

δ (delta) : variation d'une grandeur (écrite en lettre grecque). **ϵ (epsilon)** : déformation relative.

ϵ_{bc} : raccourcissement relatif du béton comprimé.

ϵ_r : retrait du béton.

θ (Thêta) : température.

λ (Lambda) : coefficient sans dimension.

μ (mu) : coefficient sans dimension.

ν (nu) : coefficient de Poisson pour le béton.

μ (xi) : coefficient sans dimension.

ρ_{1000} : valeur garantie de la perte par relaxation à 1000 h.

σ (sigma) : contrainte normale.

σ_b : contrainte du béton.

σ_{bc} : contrainte de compression du béton.

σ_{bt} : contrainte de traction du béton.

σ_s : contrainte de l'acier passif.

σ_p : contrainte de l'acier de précontrainte.

τ (tau) : contrainte tangente.

τ_s : contrainte d'adhérence.

ϕ (phi) : coefficient de frottement par unité de longueur ; angle.

ω (oméga) : angle.

- **Autres notations et symboles :**

Δ : Variation ou différence.

$\Delta\sigma$ = variation de contrainte

$\Delta\theta$ = différence de température).

Σ : sommation.

\emptyset : diamètre nominal d'une armature.

Nomenclature

∞ : final (au temps conventionnel égal à l'infini).

K α : coefficient de répartition transversal des moments

ϵ_{α} : coefficient de répartition trans. effo. tanch.

E: Module d'Young.

W: poids **R**: force de réaction

F: force due au renforcement

H_n: force latérale a la tranche

Z: profondeur **r** : rayon

θ : angle du plan de rupture

K : coefficient de participation du renforcement

V_n : force normale a la tranche

D: travail interne.

δ : Déplacement unitaire.

σ : Contrainte. τ : Contraintes de cisaillement (tangentielle).

ϕ : Angle de frottement interne du sol.

C: Cohésion du sol.

EA: Rigidité normale.

EI: Rigidité de flexion.

G: Module de cisaillement.

Bibliographie

Bibliographie :

1. Règlement :

- Guide SETRA.
- Fascicule 61 titre II relatif aux ponts route.
- B.P.E.L (Béton précontraint aux états limites).
- B.A.E.L.91 (Béton armé aux états limites).
- Règles parasismique algériennes RPA99/VERSION2003.

2. Thèses d'étude :

- **BOULAA Hachim, BOUDJELIDA Souad**, PFE 2019 « Conception et Etude d'un Pont Construit en Encorbellement Successif Situé à Ras El Mardj » Université de JIJEL.
- **OUMSALEM Yacine**, PFE 2014 « Études et Conception d'un tablier de pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place. Sur la R.N.25 du PK15+460 au PK15+780 (O.A.9) » Université de BEJAIA.
- **LOULI Djamal, BAHLOUL Bayazid**, PFE 2015 « Etude d'un pont construit par encorbellement successif avec des voussoirs coulés sur place » Université de TIZI-OUZOU.
- **KHELLOUFI Neoufel, TOUATI Mouloud**, PFE 2008 « Conception et étude d'un viaduc en encorbellement sur le barrage de TAKSEBT » Ecole Nationale des Travaux Publics E.N.T.P.

3. Livres :

- Le béton précontraint aux états-limites (**Henry Thonier ; 1986**).

4. Cours :

- Béton armé/ précontrainte.
- Résistance des matériaux.
- Conception des ponts

5. Logiciels :

- AUTODESK ROBOT STRUCTURE ANALYSIS.
- SOCOTEC.
- AUTOCAD 2014.
- Microsoft Word.
- Microsoft Excel.