

Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil

Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structure

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'état en Génie Civil

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC CONSTRUIT PAR
ENCORBELLEMENT SUCCESSIF**

Présenté par : Mohamed Reda TEIBI

Amin BRAHMIA

Sous la direction de : Mme Djamila CHERID MAA

Mme Hafida MOHABEDDINE MAA

Présenté et soutenu publiquement le (18/06/2016)

Composition du Jury :

Présidente	Mme. R.KETTAB	Pr	Ecole Nationale Polytechnique
Promotrice	Mme. D.CHERID	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Promotrice	Mme. H.MOHABEDDINE	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Examineur	M. S.LAKEHAL	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Examineur	M. B.DJERRIR	Expert	Société SAPTA Algérie

ملخص : الهدف من هذه المذكرة هو دراسة وتصميم جسر مصنوع بالخرسانة المضغوطة، مبني بالتتابع المتتالي. الجسر متواجد في مدينة شرشال بولاية تيبازة يمتد على طول 630 متر مكون من 5 مقاطع، طول المقاطع الوسطية 10 متر أما الجانبية طولها 90 متر. عرض الجسر مقسم الى ثلاث ممرات ذات 3.5 مترا إضافة إلى رصيف للخدمات عرضه 50 سم

الكلمات الدالة : التتابع المتتالي، جسر، الخرسانة المضغوطة، كابل.

Abstract : The aim of this work is the design and the study of a cantilevered bridge built using prestressed concrete situated in Cherchell. The bridge has a length of 630 meters, divided into 5 spans, 90 meter for end spans and 150 meters for the central ones. Its width is divided to three lanes 3.5 meters long each and a 50 centimeters service pavement.

Key words : Successive corbelled constructions, Bridges, prestressed concrete, cable.

Résumé : Le but de ce travail est l'étude et la conception d'un viaduc en béton précontraint construit par encorbellement successif réalisé avec des voussoirs coulés sur place, situé à Cherchell dans la wilaya de Tipaza. Le pont s'étend sur une longueur de 630 mètres constitué de 5 travées dont trois travées centrales de 150 mètres de portée et des travées de rive de 90 mètres. Sa largeur est divisée en 3 voies de 3,5m et un trottoir de service de 50 centimètres.

Mots clés : Encorbellements successifs, Pont, béton précontraint, câbles.

DEDICACES

Je dédie ce mémoire à

Ma mère qui a œuvré pour ma réussite, de par son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.

Mon père qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.

Ma chère et unique sœur *Farah*, et mes frères *Sidehmed* et *Lotfi*

Amira pour son soutien durant toute cette période de préparation

Mes amis: Amin, Lotfi, Mohamed, Omar, Zaki

TEIBI Mohamed Reda

DEDICACES

Avant tout, je tiens à remercier Allah, l'unique qui m'offre le courage et la volonté nécessaire pour affronter les différentes difficultés de la vie.

Je dédie ce mémoire à :

Mes chers parents, que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments, pour leur patience illimitée, leur encouragement continu, leur aide, en témoignage de mon profond amour et respect pour leurs grands sacrifices.

Mes chères sœurs pour leur grand amour et leur soutien qu'elles trouvent ici l'expression de ma haute gratitude.

Ma chère fiancée Meriem pour son soutien moral, sa gentillesse sans égal et ses encouragements.

A tous mes chers amis pour témoigner de la fraternité qui nous associe.

BRAHMIA Amin

REMERCIEMENTS

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'études.

Nous souhaitons exprimer, tout particulièrement, nos vifs remerciements et notre profonde reconnaissance à nos promotrices Mme D.CHERID et Mme H.MOHABEDDINE de nous avoir fait confiance et acceptées de diriger ce mémoire et qui, malgré leur multiples obligations, n'ont jamais ménagé aucun effort pour suivre cette étude de près pendant toute la durée du travail.

Nos remerciements vont également aux membres du jury d'avoir honoré notre soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce modeste travail.

Nous tenons à remercier également tous les enseignants de l'Ecole Nationale Polytechnique et spécialement qui ont contribué de près ou de loin à notre formation, pour leurs précieux conseils techniques et pour le temps mis à notre disposition.

Sans oublier tout le personnel de la SAPTA, particulièrement Mr DJERRIR pour sa disponibilité et sa patience durant tout notre stage.

Table des matières

liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale.....	19
----------------------------	----

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction.....	22
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	22
I.3. Données fonctionnelles.....	22
I.3.1. Tracé en plan.....	22
I.3.2. Profil en long.....	22
I.4. Données naturelles.....	23
I.4.1. Données géotechniques.....	23
I.4.2. Données topographique.....	23
I.4.3. Données sismologiques.....	24
I.5. Présentation du procédé de construction par encorbellement.....	24
I.5.1. Domaines d'emploi.....	24
I.5.2. Avantages et limites.....	25
I.5.2.1. Avantages.....	25
I.5.2.2. Inconvénients et limites.....	25
I.5.3. Equipage mobile.....	25
I.6. Conclusion.....	25

CHAPITRE II : Conception du viaduc

II.1. Introduction.....	27
II.2. Schéma statique longitudinal.....	27
II.3. Cinématique de construction du pont.....	28
II.4. Section transversale.....	29
II.4.1. Prédimensionnement de la section transversale.....	29
II.4.1.1. La largeur totale du caisson.....	30
II.4.1.2. Epaisseur de l'hourdis supérieur.....	30
II.4.1.3. Hauteurs des voussoirs.....	30
II.4.1.4. Epaisseur des âmes.....	31
II.4.1.5. Epaisseur du hourdis inférieur.....	31

II.5. Lois de variations des paramètres géométriques	32
II.5.1. Variation de la hauteur.....	32
II.5.2. Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur.....	33
II.5.3. Variation de la section	33
II.5.4. Variation de l'inertie du voussoir	34
II.6. Caractéristiques mécaniques des voussoirs	34
II.7. Conclusion	36

CHAPITRE III : Matériaux

III.1. Introduction	38
III.2. Le béton.....	38
III.2.1. Résistance caractéristique du béton f_{cj}	38
III.2.2. Résistance à la traction	38
III.2.3. Déformations longitudinales instantanées.....	39
III.2.4. Coefficient de poisson	40
III.2.5. Coefficient de dilatation thermique	40
III.3. Les Armatures	40
III.3.1. Armatures passives.....	40
III.3.2. Armatures actives	40
III.4. Conclusion.....	41

CHAPITRE IV : Charges sur le viaduc

IV.1. Introduction.....	43
IV.2. Caractéristiques du pont.....	43
IV.2.1. Largeur roulable	43
IV.2.2. Largeur chargeable.....	43
IV.2.3. Nombre de voies	43
IV.2.4. Largeur de la voie.....	43
IV.2.5. Classes de ponts routes.....	43
IV.2.5.1. Ponts de première classe	43
IV.2.5.2. Ponts de deuxième classe	44
IV.2.5.3. Ponts de troisième classe.....	44
IV.3. Classification des actions	44
IV.4. Actions hors trafic	44
IV.4.1. Actions permanentes	44
IV.4.1.1. Poids propres des voussoirs.....	45

IV.4.1.2. Revêtement.....	45
IV.4.1.3. Trottoir et corniche.....	45
IV.4.1.4. Garde-corps.....	46
IV.4.1.5. Barrières BN4.....	46
IV.4.1.6. Poids totale de l'ouvrage.....	46
IV.4.2. Actions variables hors trafic.....	46
IV.4.2.1. Actions dues au vent.....	46
IV.4.2.2. Actions thermiques.....	47
IV.5. Actions dues au trafic.....	47
IV.5.1. Système de charges A.....	48
IV.5.1.1. Ligne d'influence.....	48
IV.5.2. Système de charges B.....	49
IV.5.2.1. Système Bc.....	49
IV.5.2.2. Système Br.....	50
IV.5.2.3. Système Bt.....	51
IV.5.3. Surcharges militaires.....	51
IV.5.3.1. Convoi Mc120.....	51
IV.5.4. Charges exceptionnelles.....	52
IV.5.4.1. Convoi D240.....	52
IV.5.6. Coefficient de majoration dynamique.....	53
IV.5.7. Charges sur les trottoirs St.....	53
IV.5.8. Charges sur les garde-corps.....	53
IV.5.9. Efforts de freinage.....	54
IV.6. Combinaisons de charges :.....	54
IV.7. Conclusion.....	55

CHAPITRE V : Stabilité des fléaux

V.1. Introduction.....	57
V.2. Charges appliquées aux fléaux.....	57
V.2.1. Charges permanentes.....	57
V.2.2. Charges variables.....	57
V.2.2.1. Charges de chantier connues.....	57
V.2.2.2. Charges de chantier aléatoires.....	57
V.2.2.3. Effet d'un vent ascendant.....	58
V.2.2.4. Actions accidentelles.....	58
V.3. Combinaisons de charges.....	61
V.3.1. Combinaisons d'actions en construction (type A).....	61

V.3.2. Combinaisons accidentelles de construction (type B)	61
V.6. Stabilité des fléaux	62
V.7. Conclusion.....	63

CHAPITRE VI : Etude de la précontrainte

VI.1. Introduction	65
VI.2. Câblage de l'ouvrage	65
VI.2.1. Rôle des différentes familles de câble	65
VI.3. Câblage de fléau.....	65
VI.3.1. Généralités.....	65
VI.3.2. Détermination de la précontrainte du fléau	66
VI.3.2.1. Détermination des efforts de précontrainte	66
VI.3.2.2. Détermination du nombre de câbles	68
VI.3.3. Tracés des câbles du demi-fléau.....	71
VI.3.3.1. Tracés des câbles en élévation.....	71
VI.3.3.2. Tracés des câbles en plan	73
VI.4. Câblage de continuité.....	75
VI.4.1. Généralités.....	75
VI.4.2. Câbles de continuité intérieure	75
VI.4.2.1. Câbles de continuité intérieure à la clef	75
VI.4.2.2. Câbles de continuité intérieure à la partie coulée sur cintre	76
VI.4.2.3. Ancrage des câbles de continuité intérieure	76
VI.4.3. Câbles de continuité extérieure	77
VI.4.3.1. Modélisation de l'ouvrage.....	77
VI.5. Pertes de précontrainte	79
VI.5.1. Les pertes instantanées	79
VI.5.1.1. Perte de tension par frottement de l'armature	79
VI.5.1.2. Perte de tension à l'ancrage.....	81
VI.5.1.3. Pertes de tension par raccourcissement du béton	81
VI.5.2. Pertes de tension différées.....	83
VI.5.2.1. Pertes de tension due au retrait du béton.....	83
VI.5.2.2. Pertes de tension dues au fluage du béton.....	83
VI.5.2.3. Pertes de tension dues à la relaxation des aciers	84
VI.5.3. Pertes de tensions dans les sections du fléau.....	86
VI.6. Vérification des contraintes en phase de construction	88
Conclusion.....	90

CHAPITRE VII : Etude de l'effort tranchant

VII.1. Introduction.....	93
VII.2. Détermination de l'effort tranchant	93
VII.3. Justification des contraintes tangentielles à l'ELS.....	94
VII.3.1. Phase isostatique	94
VII.3.2. Phase hyperstatique.....	96
VII.3.2.1. Détermination de l'emplacement du voussoir déviateur.....	96
VII.3.2.2. Vérification de l'effort tranchant	97
VII.4. Conclusion	98

CHAPITRE VIII : Etude transversale

VIII.1. Introduction	100
VIII.2. Zones de justifications	100
VIII.3. La modélisation	100
VIII.4. Charges appliquées aux voussoirs	100
VIII.4.1. Charge permanente.....	101
VIII.4.2. Charges dues au trafic.....	101
VIII.5. Efforts et combinaisons	101
VIII.5.1. Flexion simple du voussoir sur pile.....	101
VIII.5.2. Flexion composé du voussoir sur pile	102
VIII.5.3. Flexion simple du voussoir à la clé	102
VIII.5.4. Flexion composé du voussoir à la clé.....	103
VIII.6. Ferrailage de la section transversale.....	103
VIII.6.1. Ferrailage en flexion simple	103
VIII.6.1.1. Ferrailage en flexion simple du voussoir sur pile.....	103
VIII.6.1.1. Ferrailage en flexion simple du voussoir à la clé	104
VIII.6.2. Ferrailage en flexion composée.....	104
VIII.7. Conclusion.....	104

CHAPITRE IX : Equipements du viaduc

IX.1. Introduction.....	106
IX.2. Joint de chaussée	106
IX.2.1. Généralités.....	106
IX.2.2. Le souffle	106
IX.2.2.1. Définition du souffle	106
IX.2.2.2. Composantes du souffle	106

IX.2.2.3. Détermination du souffle.....	107
IX.2.3. Choix du joint de chaussée.....	115
IX.3. Appareils d'appui.....	116
IX.3.1. Généralités.....	116
IX.3.2. Caractéristiques des appareils d'appui.....	116
IX.3.2.1. Définition géométrique	116
IX.3.2.2. Caractéristiques de l'élastomère	117
IX.3.2.3. Caractéristiques des frettes internes	117
IX.3.3. Principe de dimensionnement de l'appareil d'appui	117
IX.3.4. Dimensionnement de l'appareil d'appui	119
IX.3.4.1. Paramètres nécessaires au dimensionnement	119
IX.3.4.2. Aire de l'appareil d'appuis.....	119
IX.3.4.3. Hauteur nette de l'élastomère.....	120
IX.3.4.4. Détermination des dimensions en plan de l'appareil d'appui	120
IX.3.5. Vérifications de l'appareil d'appui.....	122
IX.3.5.1. Stabilité au flambement.....	122
IX.3.5.2. Respect de la limite de déformation.....	123
IX.3.5.3. Stabilité en rotation	123
IX.3.5.4. Vérification de la condition de non-glissement.....	124
IX.3.5.5. Dimensionnement des frettes	124
IX.4. Conclusion.....	124
X.1. Introduction	126

CHAPITRE X : Etude de la pile

X.2. Conception de la pile	126
X.3. Caractéristiques de la pile.....	126
X.4. Les efforts appliqués sur la pile.....	127
X.5. Vérification au flambement.....	127
X.5.1. Elancement géométrique (λ).....	128
X.5.2. Effort normal relatif (n)	128
X.5.3. Elancement limite	128
X.6. Vérification du flambement par la méthode de rigidité.....	128
X.6.1. Colonne modèle.....	129
X.6.2. Calcul du moment équivalent	129
X.6.3. Excentricité due aux imperfections géométriques.....	130
X.6.4. Correction concernant le poids propre.....	130
X.6.5. Actions exercées sur la pile	131

X.6.5.1. Moment équivalent	131
X.6.5.2. Force de freinage	131
X.6.5.3. Effort normal excentré.....	131
X.6.5.4. Action du vent	132
X.6.5.5. Efforts totales appliqués sur la pile.....	132
X.7. Ferrailage de la pile	132
X.7.1. Ferrailage à l'état limite ultime de stabilité de forme.....	133
X.7.2. Ferrailage à l'état limite ultime de résistance	138
X.7.2.1. Actions appliquées sur la pile	138
X.7.2.2. Ferrailage.....	139
X.7.3. Armatures transversale	140
X.8. Vérification de la stabilité des fléaux	141
X.9. Conclusion.....	142
Conclusion générale	144
Références bibliographiques	146
Annexes.....	149

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1. Principaux paramètres de prédimensionnement des voussoirs.....	31
Tableau II.2. Paramètres géométriques et mécaniques des voussoirs.....	35
Tableau III.1. Caractéristiques du torons T15S	41
Tableau IV.1. Poids volumiques des matériaux	44
Tableau IV.2. Valeurs du gradient thermique	47
Tableau IV.3. Valeurs du coefficient b_t	51
Tableau IV.4. Valeurs du coefficient de majoration dynamique(δ).....	53
Tableau IV.5. Combinaisons d'actions pour les ponts roulants	54
Tableau V.1. Récapitulatif des valeurs des actions appliquées sur un fléau	58
Tableau V.2. Moments fléchissant dus aux actions appliquées sur un fléau.....	59
Tableau V.3. Efforts tranchants dus aux actions appliquées sur un fléau	60
Tableau V.4. Valeurs des moments fléchissant sous combinaisons (A1/A2)	62
Tableau V.5. Valeurs du moment fléchissant sous combinaisons (B1 / B2)	62
Tableau V.6. Efforts maximaux appliqués sur le fléau	62
Tableau VI.1. Valeurs des moments fléchissant du demi-fléau	67
Tableau VI.2. Caractéristiques géométriques du voussoir sur pile	68
Tableau VI.3. Détermination du nombre de câbles de fléau	69
Tableau VI.4. Arrêts des câbles de fléau.....	70
Tableau VI.5. Allure des câbles en élévation pour le demi-fléau	72
Tableau VI.6. Allure des câbles en plan pour le demi-fléau	74
Tableau VI.7. Nombre de câbles de continuité nécessaires à la clef.....	76
Tableau VI.8. nombre de câbles de continuité de la partie coulée sur cintre	76
Tableau VI.9. Détermination du nombre de câbles de continuité extérieure sur pile	78
Tableau VI.10. Détermination du nombre de câbles de continuité à la clef	78
Tableau VI.11. Pertes de tension par frottement à la section sur pile	80
Tableau VI.12 Pertes de tension par recul d'ancrage à la section sur pile	81
Tableau VI.13. Pertes de tension par raccourcissement à la section sur pile	82
Tableau VI.14. Pertes de tension dues au fluage à la section sur pile.....	84
Tableau VI.15. Pertes de tension dues à la relaxation des aciers à la section sur pile	85
Tableau VI.16. Pertes de tension instantanées et différées du demi-fléau	86
Tableau VI.17. Vérifications des Pertes de tension du demi-fléau	87
Tableau VI.18 Vérification des contraintes supérieures du demi-fléau	89
Tableau VI.19. Vérification des contraintes inférieures du demi-fléau	90

Tableau VII.1. Vérifications des contraintes tangentielles dans la phase isostatique	95
Tableau VII.2. Détermination de l'emplacement du voussoir déviateur	96
Tableau VII.3. Vérifications des contraintes tangentielles	97
Tableau VIII.1. Efforts dans les sections soumises à la flexion simple du VSP	101
Tableau VIII.2. Efforts dans les sections soumises à la flexion composée du VSP	102
Tableau VIII.3. Efforts dans sections soumises à la flexion simple du Vc	102
Tableau VIII.4. Efforts dans les sections soumises à la flexion composée du Vc.....	103
Tableau VIII.5. Ferrailages du voussoir sur pile	103
Tableau VIII.6. Ferrailage du voussoir à la clé	104
Tableau IX.1. Valeurs de $\Delta T_{e,min}$ et $\Delta T_{e,max}$	108
Tableau IX.2. Coefficient de fluage $\varphi(\infty,t_0)$	110
Tableau IX.3. Valeurs nominales en % du retrait de dessiccation non gêné $\epsilon_{cd,0}$	111
Tableau IX.4. Détermination du souffle	115
Tableau IX.5. dimensions en plan de l'appareil d'appui.....	120
Tableau IX.6. synthèse des vérifications à effectuer.....	122

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Tracé en plan	22
Figure I.2. Profil en long	23
Figure I.3. Relevé topographique du site	23
Figure I.4. Réalisation du fléau	24
Figure I.5. Equipage mobile	25
Figure II.1. Distribution des portées d'un pont construit par encorbellement	27
Figure II.2. Constructions des fléaux à partir des piles centrales (P2 , P3).....	28
Figure II.3. Clavages des deux fléaux réalisés (P2/P3).....	28
Figure II.4. Construction des fléaux à partir des piles de rives (P1 , P4).....	28
Figure II.5. Clavages des deux fléaux réalisés (P1/P2 , P3/P4)	29
Figure II.6. Réalisations des parties coulées sur cintres et clavages (P1/C1 , P4/C2).....	29
Figure II.7. Paramètres de prédimensionnement de la section transversale.....	29
Figure II.8. Schéma des demi voussoirs sur pile et à la clef	32
Figure II.9. Schéma de variation de la hauteur entre la pile et la clef.....	32
Figure II.10. Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur.....	33
Figure III.1. Diagramme contraintes-déformations du béton	39
Figure IV.1. Dimensions de la corniche.....	45
Figure IV.2. Barrières type BN4	46
Figure IV.3. Ligne d'influence du moment dans la section dangereuse en travée.....	48
Figure IV.4. Ligne d'influence du moment dans la section dangereuse sur appuis	49
Figure IV.5. Dimensions du système Bc	50
Figure IV.6. Dimensions du système Br	50
Figure IV.7. Dimensions du système Bt.....	51
Figure IV.8. Dimensions du convoi Mc120.....	52
Figure IV.9. Dimensions du convoi D240	52
Figure V.1. Charges appliquées sur un fléau en cours d'exécution.....	61
Figure V.2. Charges appliquées sur un fléau en situation accidentelle	61
Figure VI.1. Actions appliquées sur un demi-fléau.....	67
Figure VI.2. Schéma de câblage du fléau.....	70
Figure VI.3. Câbles de fléau au niveau du gousset supérieur	71
Figure VI.4. Tracé du câble de fléau en élévation.....	71
Figure VI.5. Tracé du câble de fléau en plan	73
Figure VI.6. Schéma des câbles de continuité intérieure à la clef.....	75

Figure VI.7. Câblage de continuité intérieure à la partie coulée sur cintre	76
Figure VI.8. Ancrage des câbles de continuité intérieure (Bossage).....	76
Figure VI.9. Schéma longitudinal de câblage de la continuité extérieure	77
Figure VI.10. Moments fléchissant sous la combinaison $[G + 1,2(At+St) + 0,5T]$	77
Figure VI.11. Moments fléchissant sous poids propres des voussoirs	77
Figure VI.12. Schéma transversal du câblage de continuité extérieure	78
Figure VI.13. Diagramme des contraintes.....	89
Figure VII.1. Prise en compte de l'effet RESAL sur les poutres caisson	94
Figure VII.2. Déviations des câbles de continuité extérieures	97
Figure VIII.1. Zone à justifier dans la section transversale	100
Figure VIII.2. Modélisation du voussoir sur pile.....	100
Figure VIII.3. Modélisation du voussoir à la clé	100
Figure VIII.5. Moment maximum au porte-à-faux du voussoir sur pile.....	102
Figure VIII.4. Moment maximum à l'hourdis supérieur du voussoir sur pile	102
Figure IX.1. Description du souffle.....	106
Figure IX.2. Décomposition du souffle.....	106
Figure IX.3. Composantes du souffle.....	107
Figure IX.4. Etendue de la température pour le calcul du souffle.....	108
Figure IX.5. Diagramme contraintes-déformations de compression uni-axiale.....	109
Figure IX.6. Valeur de K_h en fonction du rayon moyen h_0	111
Figure IX.7. Rotations d'about d'un ouvrage.....	113
Figure IX.8. Domaine d'emploi des différentes familles de joint.....	115
Figure IX.9. Caractéristiques géométriques des appareils d'appui	116
Figure IX.10. Distorsion de l'appareil d'appui sous effort normal	118
Figure IX.11. Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal.....	118
Figure IX.12. Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal	119
Figure X.1. Section de la pile	126
Figure X.2. moments fléchissant appliqués sur la pile	127
Figure X.3. Effort normal appliqué en tête de pile	127
Figure X.4. Colonne modèle	129
Figure X.5. Actions appliquées sur la colonne modèle	129
Figure X.6. Colonne modèle	130
Figure X.7. diagramme du moment fléchissant du moment équivalent	131
Figure X.8. Moment équivalent appliqué sur la pile	131
Figure X.9. Diagramme des moments fléchissant dû à la force de freinage	131
Figure X.10. Force de freinage appliquée sur la pile.....	131
Figure X.11. diagramme des moments dû à la force appliquée sur la pile.....	131

Figure X.12. Effort normal excentré appliquée sur la pile	131
Figure X.13. Diagramme des moments fléchissant due au vent.....	132
Figure X.14. Charge répartie due au vent.....	132
Figure X.15. Effort normal total appliqué sur la pile	132
Figure X.16. Diagramme des moments fléchissant total.....	132
Figure X.17. Abaque de Walter.....	133
Figure X.18. effort normal total pour le ferrailage	133
Figure X.19. diagramme des moments fléchissant total.....	133
Figure X.20. Moment aux extrémités de La pile à l'ELU	138
Figure X.21. Effort normal appliqué en tête de pile à l'ELU	138
Figure X.22. Moment fléchissant dû à la force de freinage.....	139
Figure X.23. Effort de freinage	139
Figure X.24. Moment fléchissant dû au vent.....	139
Figure X.25. action du vent sur la pile	139
Figure X.26. schéma de ferrailage de la pile	141



INTRODUCTION GENERALE

Un pont est une construction qui permet de franchir une dépression ou un obstacle (cours d'eau, voie de communication, vallée, ravin, canyon) en passant par-dessus cette séparation. Ils font partie de la famille des ouvrages d'art.

Mais, un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art. Il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. En ce qui concerne la résistance structurale, ce niveau est normalement garanti par le respect de normes et de règles de l'art constituant un référentiel technique (BAEL, normes d'exécution, de produits, de matériaux, d'essais, etc.).

La démarche de conception d'un pont particulier suppose, de la part de l'ingénieur, une vaste culture technique lui permettant d'identifier les solutions les plus économiques, tirant le meilleur parti des propriétés des matériaux dont il peut disposer, limitant au maximum les aléas possibles lors de l'exécution, et intégrant une préoccupation esthétique forte.

Le présent mémoire détaille la conception et les éléments de dimensionnement d'un viaduc de 630m de portée réalisé en béton précontraint construit par encorbellement successif, situé à Cherchell dans la wilaya de Tipaza. Pour ce faire, le présent mémoire est organisé de la façon suivante :

Le premier chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage ainsi que ses différents plans ainsi que la présentation du procédé de construction par encorbellement successif.

Le deuxième chapitre comprend la conception du viaduc et le prédimensionnement de la section transversale ainsi que les caractéristiques géométriques et mécaniques de l'ouvrage à étudier.

Le troisième et quatrième chapitre comporte la présentation des matériaux utilisés pour la réalisation du viaduc ainsi que les charges et surcharges appliquées sur ce dernier.

Le cinquième chapitre est consacré à l'étude de la stabilité du fléau lors de son exécution.

Le sixième, septième et huitième chapitre sont consacrés à l'étude de la précontrainte de l'ouvrage, l'étude transversale pour la détermination des armatures passives, ainsi qu'à la vérification de l'effort tranchant.

Le neuvième chapitre présente l'étude des équipements du viaduc (appareils d'appui et joint de chaussée),

Le dixième et dernier chapitre aborde l'étude de la pile du viaduc et enfin une conclusion générale.



PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

L'étude d'un pont ne peut être entreprise que lorsque l'on dispose de l'ensemble des données du franchissement. Afin de ne rien omettre, il convient de dresser à l'avance la liste des données indispensables pour entreprendre l'étude, cette liste comprend le tracé en plan, le profil en travers, tenant compte éventuellement d'élargissements ultérieurs, le profil en long. Le recueil des données naturelles est également une étape essentielle du projet.

Les informations indispensables pour engager cette étude dans de bonnes conditions seront détaillées dans ce présent chapitre.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage traité dans ce projet est un viaduc qui se situera à Cherchell dans la wilaya de Tipaza, sa portée totale est de 630m, compris entre le point kilométrique noté PK16+625 et PK17+250.

I.3. Données fonctionnelles

I.3.1. Tracé en plan

Le tracé en plan d'une route est un des éléments qui permet de caractériser la géométrie d'une route. Il est constitué par la projection horizontale sur un repère cartésien topographique de l'ensemble des points définissant le tracé de la route.

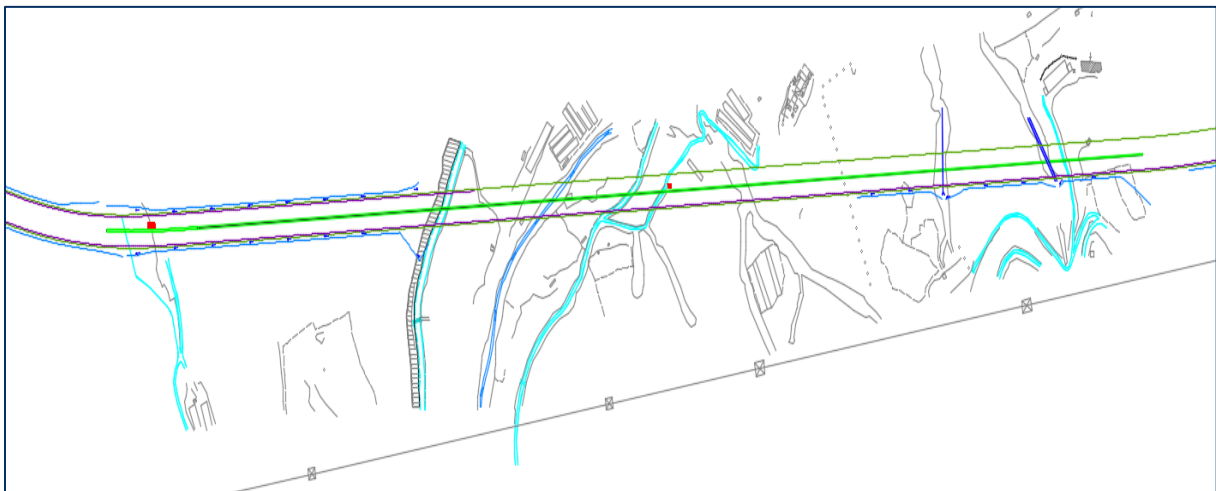


Figure I.1. Tracé en plan

I.3.2. Profil en long

Lors d'un avant-projet sommaire de l'étude d'un projet routier, le projeteur a besoin d'une vue en coupe du terrain naturel suivant l'axe du projet qu'il étudie : ce graphique est le profil en long du terrain naturel. Ce dernier permet d'obtenir, après plusieurs études un tracé « idéal » répondant aux impératifs du projet que sont la visibilité, l'emprise sur le terrain, la déclivité maximale, le moindre coût, etc.

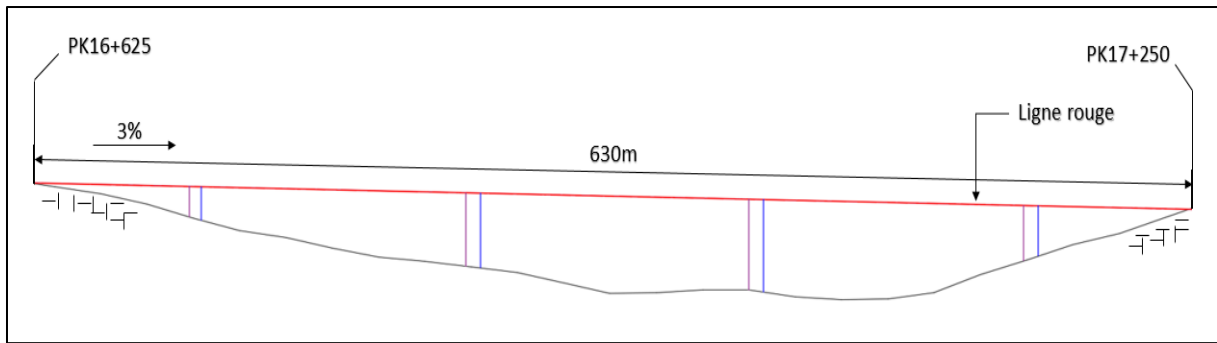


Figure I.2. Profil en long

I.4. Données naturelles

I.4.1. Données géotechniques

Ces données, qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations. Une étude insuffisante peut entraîner des modifications du projet ou des renforcements de la structure déjà exécutée très onéreux si le sous-sol est de nature différente de celle attendue.

Le projeteur doit organiser la reconnaissance en fonction de la taille et de l'importance de l'ouvrage. Il doit d'abord les faire aux emplacements probables des appuis et recueillir les sondages qui auraient déjà été fait dans le voisinage.

Pour notre ouvrage le sol du site possède une portance moyenne.

I.4.2. Données topographique

Il convient de disposer d'un relevé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages, etc.

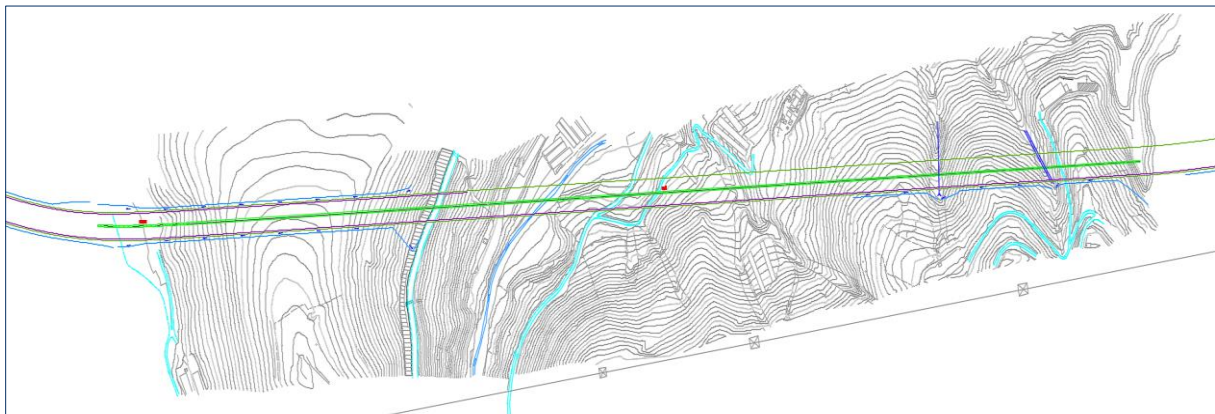


Figure I.3. Relevé topographique du site

I.4.3. Données sismologiques

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

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

Notre pont est situé à Cherchell dans la wilaya de Tipaza classée en zone III selon le RPOA (**REGLES PARASISMIQUES APPLICABLES AU DOMAINE DES OUVRAGES D'ART**), [15].

I.5. Présentation du procédé de construction par encorbellement

Le pont sera construit par encorbellement successif, procédé qui consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles : après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on le fixe à la partie d l'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte. Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau (figure 04).

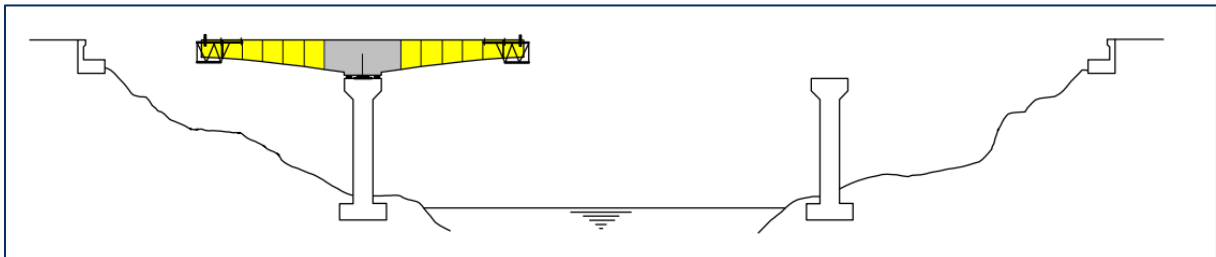


Figure I.4. Réalisation du fléau

Les voussoirs peuvent être coulés en place, dans un équipage mobile, ou préfabriqué. Lorsque les voussoirs sont coulés en place dans un équipage mobile, celui-ci doit être suffisamment rigide pour que la géométrie finale du tablier puisse être correctement contrôlée et que les joints entre voussoirs ne puissent subir une fissuration.

I.5.1. Domaines d'emploi

Principalement le domaine des ouvrages d'art en béton précontraint :

- De portées comprises entre 50 m et 200 m (voire même 250 à 300 m) ;
- De géométrie quelconque ;
- De moyenne à très grande longueur (coulé en place ou préfabriqué).

I.5.2. Avantages et limites

I.5.2.1. Avantages

- S'affranchit de tout appui au sol
- Permet une gamme de portées très vaste (de 50 m environ jusqu'à 300 m)
- Accepte des géométries très variées (hauteur, axe en plan, profil en long)

I.5.2.2. Inconvénients et limites

- Conduit à des ouvrages lourds (plus lourds que les ouvrages mixtes)
- La répartition du poids propre entraîne des ouvrages épais sur appuis.

I.5.3. Equipage mobile

L'équipage mobile est un outil qui permet de couler le tablier par éléments successifs. Il doit à la fois servir de coffrage pour le tablier et disposer de plateformes de travail pour les ouvriers. De plus, les équipages mobiles doivent se déplacer à chaque étape de coulage. Leurs principaux avantages est d'autoriser des portées relativement importantes, de permettre la construction du tablier sans contact avec le sol, de s'adapter à des géométries diverses de tablier et de permettre une bonne optimisation des cycles de constructions.

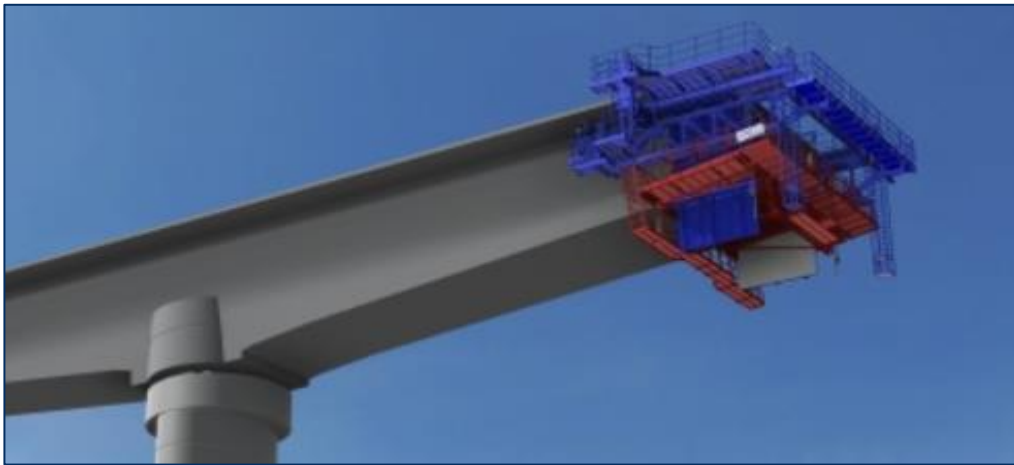


Figure I.5. Equipage mobile

I.6. Conclusion

La récolte de données relatives à l'ouvrage et au site d'implantation est une étape primordiale avant d'entamer la conception et l'étude du pont.

Le tablier du viaduc sera réalisé en béton précontraint, la construction sera faite par encorbellement successif avec des voussoirs coulés sur place.



CONCEPTION DU VIADUC

II.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 projeté 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.

Pour notre projet, il y a lieu de concevoir un viaduc en béton précontraint construit par encorbellement successif.

II.2. Schéma statique longitudinal

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

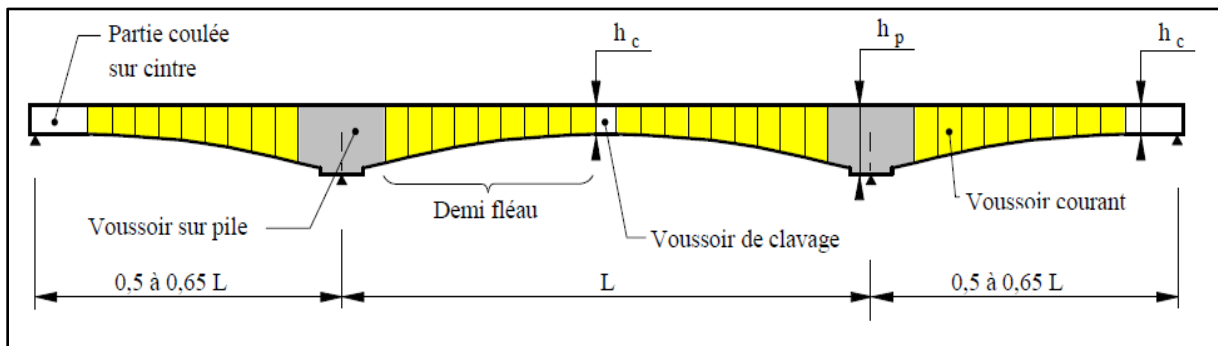


Figure II.1. Distribution des portées d'un pont construit par encorbellement [8]

Les travées de rives ont généralement une longueur supérieure à celle d'un demi fléau, la longueur supplémentaire, mesure (10 à 20%) de la longueur des travées principales, les longueurs supplémentaires sont généralement construite sur cintre car cette méthode est la plus économique.

Au-delà des 100 m de portée, les quantités de béton et de précontrainte augmentent rapidement et une solution de hauteur constante est de plus en plus pénalisée par rapport à une solution de hauteur variable. De plus pour les ouvrages avec des piles de grande hauteur la solution de hauteur variable réduit la surface offerte au vent d'environ 25 %.[8]

Dans notre projet, le pont est à hauteur variable avec une portée totale de 630m répartie en 5 travées :

- 3 travées intermédiaires d'une portée de 150m ;
- 2 travées de rives d'une portée de 90m représentant 60% de la travée principale.

La partie coulée sur cintre à une portée de 15 m représentant 10% de la travée principale, les voussoirs seront coulés sur place et le coulage ce fera à l'aide d'un équipage mobile.

II.3. Cinématique de construction du pont

Le viaduc sera construit en 5 étapes :

La première étape (figure 07) consiste à réaliser les voussoirs sur pile des deux piles centrales (P2 et P3), ainsi que les 2 fléaux centraux.

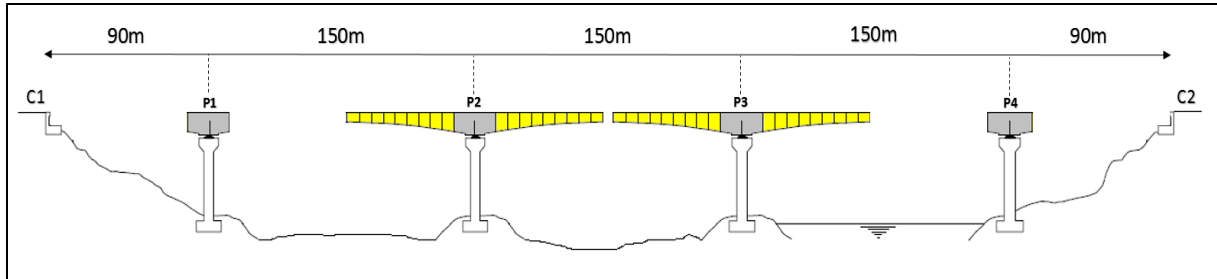


Figure II.2. Constructions des fléaux à partir des piles centrales (P2 , P3)

La deuxième étape (figure 08) consiste à réaliser le voussoir de clavage qui lie les deux fléaux centraux.

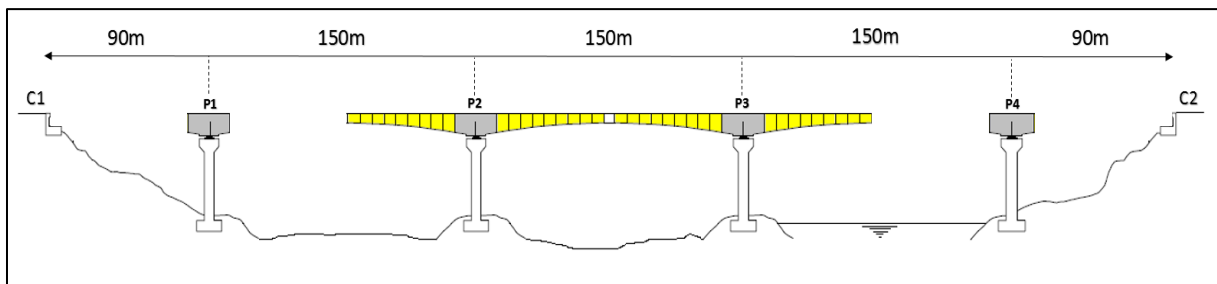


Figure II.3. Clavages des deux fléaux réalisés (P2/P3)

La troisième étape comporte la réalisation des fléaux des deux piles de rives (P1 et P4), (figure 09).

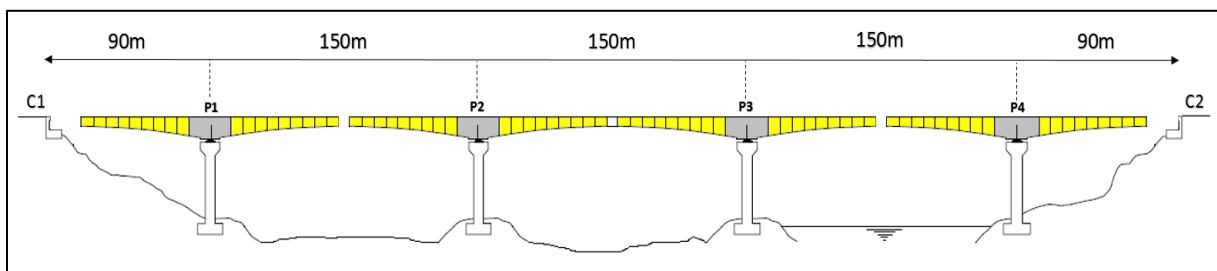


Figure II.4. Construction des fléaux à partir des piles de rives (P1 , P4)

A la quatrième étape, on réalise les 2 voussoirs de clavages qui lient entre les fléaux centraux et les fléaux de rives, (figure 10).

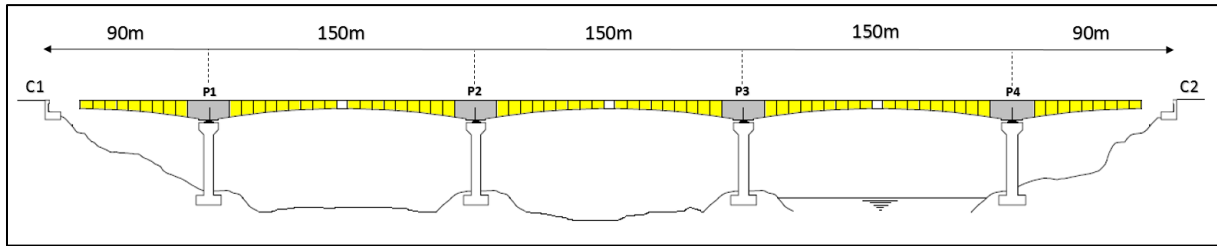


Figure II.5. Clavages des deux fléaux réalisés (P1/P2 , P3/P4)

La dernière étape (figure 11) ce fera la réalisation des deux parties sur rives coulées sur cintre et leurs clavages avec les fléaux de rives

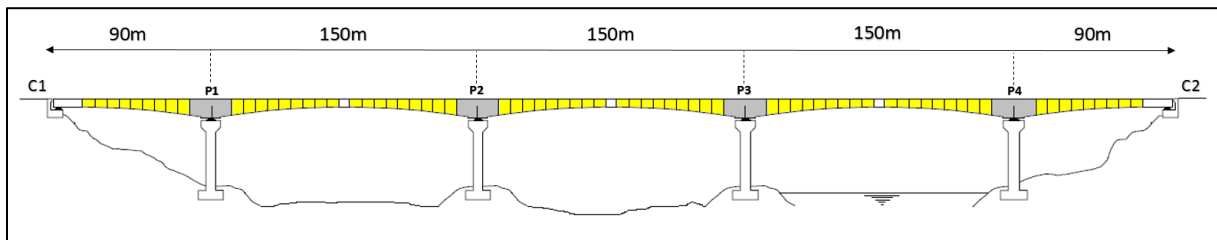


Figure II.6. Réalisations des parties coulées sur cintres et clavages (P1/C1 , P4/C2)

II.4. Section transversale

Les porte-à-faux réalisés en phase de construction sont importants et imposent d'utiliser une section transversale présentant une bonne résistance à la torsion, c'est l'une des raisons qui conduit à adopter des sections en forme de caisson.

Pour notre projet nous avons opté pour le monocaisson simple, [8]. Il est adopté pour des largeurs de tablier inférieures à 20m, d'un point de vue économique le choix porte presque toujours sur un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine. Ce type de caisson autorise toutes les lois de variation de la hauteur du tablier : constante, parabolique, etc.

II.4.1. Prédimensionnement de la section transversale

Le prédimensionnement de la section transversale est fait selon le Guide Setra [8]

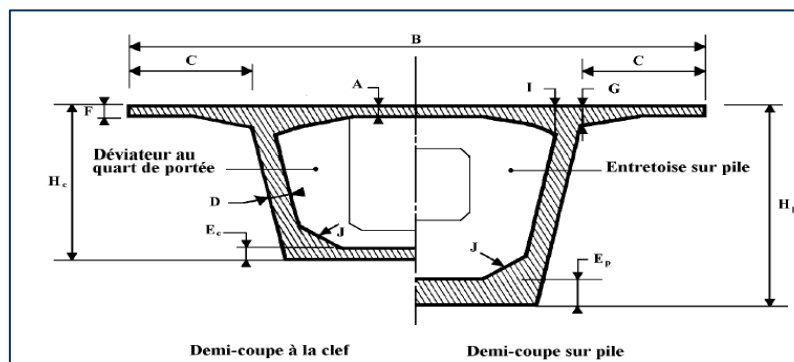


Figure II.7. Paramètres de prédimensionnement de la section transversale [8]

II.4.1.1. La largeur totale du caisson

La largeur totale du caisson est : $B = 12\text{m}$

Dans un caisson simple, les âmes sont souvent implantées au quart de la largeur du caisson :

$$C=B/4=3\text{m}$$

II.4.1.2. Epaisseur de l'hourdis supérieur

Le hourdis supérieur est une dalle pleine dont l'épaisseur varie transversalement pour s'adapter aux efforts transversaux à reprendre.

- Epaisseur en extrémité F qui dépend du dispositif de retenue choisi, pour une barrière normale BN4 :

$$F = 0,25\text{m}$$

- A l'enracinement de l'encorbellement, l'épaisseur G dépend du profil en travers fonctionnel, on retient une valeur de :

$$G = (1/7 \text{ à } 1/8) C = 0,40\text{m}.$$

- A l'encastrement, la valeur de I est estimée en mètre à :

$$I = 0,10 + (B-C)/25 = 0,34\text{m}.$$

- Epaisseur à mi-portée A :

$$A = (B-C)/25 \text{ à } (B-C)/30 = 0,24\text{m}.$$

II.4.1.3. Hauteurs des voussoirs

La variation de la hauteur entre la clef et la pile est généralement parabolique, le fléau doit être symétrique pour que sa stabilité en construction soit plus facile à assurer. La partie de la travée de rive construite sur cintre est toujours de hauteur constante. Dans les cas courants :

$$\frac{L}{18} < \text{La hauteur sur pile } (h_p) < \frac{L}{16}$$

$$\frac{L}{35} < \text{La hauteur à la clef } (h_c) < \frac{L}{30}$$

L : Portée de la travée considérée.

- La portée principale étant $L=150\text{ m}$ on obtient :

$$8,33 < h_p < 9,37 \text{ m} \rightarrow h_p = 9\text{m}$$

$$4,29 < h_c < 5 \text{ m} \rightarrow h_c = 4,5\text{m}$$

II.4.1.4. Epaisseur des âmes

Les âmes du caisson sont la plupart du temps inclinées car cette disposition facilite le décoffrage et offre donc des parements extérieurs de meilleure qualité, elle permet également de réduire la largeur des têtes de pile, l'inclinaison adoptée doit être comprise entre 10 et 30% [8], dans notre cas l'inclinaison est de 12%.

Longitudinalement, l'épaisseur des âmes est constante pour un pont à hauteur variable. Pour des portées comprises entre 70 et 170 m et pour des largeurs de tablier inférieures à 15 m, les câbles de fléaux sont ancrés dans des plaques d'ancrage se trouvant dans les âmes, pour assurer la réduction de l'effort tranchant apportée par la précontrainte. La résistance à l'effort tranchant impose donc une épaisseur utile d'âme :

$$D = 0,26 + \frac{L}{500} \quad , \quad L \text{ portée principale en mètres.}$$

$$D = 0,26 + \frac{150}{500} = 0,6\text{m}$$

II.4.1.5. Epaisseur du hourdis inférieur

L'épaisseur du hourdis inférieur est minimale à la clef et maximale sur pile, la loi de variation de l'épaisseur est parabolique, cette loi permet de maintenir l'épaisseur minimum du hourdis sur une grande longueur et de gagner du poids

Sur pile → **Ep = 0.5 m**

A la clé → **Ec = 0.2 m**

Tableau II.1. Principaux paramètres de prédimensionnement des voussoirs

B	largeur total du caisson	12 m
C	Implantation des âmes	3 m
F	Epaisseur en extrémité	0,25 m
G	Epaisseur à l'enracinement de l'encorbellement	0,40 m
I	Epaisseur à l'encastrement	0,34 m
A	Epaisseur à mi-portée	0,24 m
D	Epaisseur des âmes	0,6 m
Ep	Epaisseur du hourdis inférieur sur pile	0,5 m
Ec	Epaisseur du hourdis inférieur à la clé	0,2 m

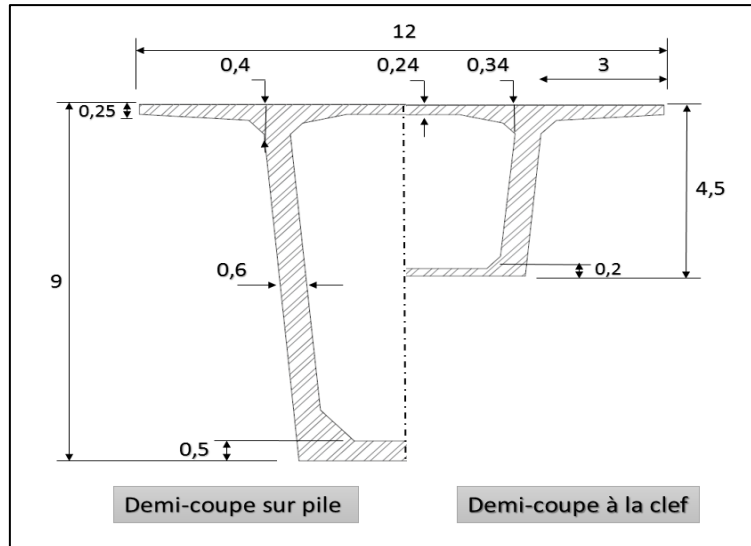


Figure II.8. Schéma des demi voussoirs sur pile et à la clef

II.5. Lois de variations des paramètres géométriques

L'intrados du tablier se présente sous forme parabolique à partir des piles, car au-delà de 70m les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable.

Pour notre ouvrage, la partie de la travée de rive, coulée sur cintre, a une hauteur constante (même hauteur qu'à la clé), de même pour les parties clavées. Ces voussoirs garderont les mêmes caractéristiques géométriques qu'à la clé.

Dans notre projet les fléaux sur piles centrales et sur piles de rives ont la même portée de 73,5m, il suffit donc de faire le calcul pour un seul demi-fléau.

II.5.1. Variation de la hauteur

Pour un pont à hauteur variable, l'intrados suit une variation parabolique allant d'une hauteur maximale sur pile $H_p = 9\text{m}$ à une hauteur minimale sur clef $H_c = 4,5\text{m}$.

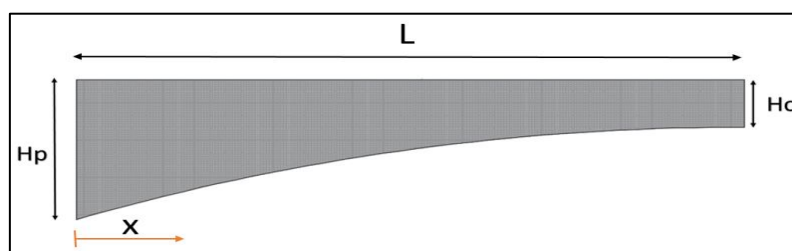


Figure II.9. Schéma de variation de la hauteur entre la pile et la clef

Démonstration

La variation de la hauteur suit une forme parabolique d'équation :

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

Conditions aux limites : $H(0) = H_p$, $H(L) = H_c$, $\frac{\partial H}{\partial x}(L) = 0$.

$$\left\{ \begin{array}{l} H(0) = H_p \rightarrow c = H_p \\ \frac{\partial H}{\partial x}(L) = 0 \rightarrow 2aL + b = 0 \\ H(L) = H_c \rightarrow aL^2 + bL + H_p = H_c \end{array} \right. \rightarrow a = \frac{H_p - H_c}{L^2} , b = -2 \times \frac{H_p - H_c}{L}$$

On obtient donc l'équation de variation de la hauteur de la forme :

$$0 < x < L \rightarrow H(x) = H_p - 2 (H_p - H_c) \left(\frac{x}{L}\right) + (H_p - H_c) \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

II.5.2. Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur

La loi de variation de l'épaisseur du hourdis inférieur $E(x)$ est parabolique et analogue à celle de de la hauteur $H(x)$, elle varie d'une épaisseur maximale sur pile $E_p = 0,5m$ à une épaisseur minimale sur clef $E_c = 0,2m$.

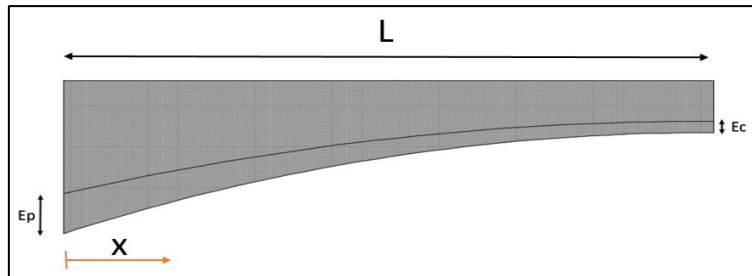


Figure II.10. Variation de l'épaisseur du hourdis inférieur

L'équation de variation de l'épaisseur du hourdis inférieur est donnée par :

$$0 < x < L \rightarrow E(x) = E_p - 2 (E_p - E_c) \left(\frac{x}{L}\right) + (E_p - E_c) \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

II.5.3. Variation de la section

La variation de la section transversale suit une variation parabolique, variant d'une section maximale sur pile S_p à une section minimale sur clef S_c . L'équation de variation de la section du voussoir est donnée par :

$$0 < x < L \rightarrow S(x) = S_p - 2 (S_p - S_c) \left(\frac{x}{L}\right) + (S_p - S_c) \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

II.5.4. Variation de l'inertie du voussoir

L'expérience montre qu'une loi de la forme $I = Kh^{5/2}$ conduit à des résultats assez précis par rapport à un calcul numérique fait pour une section en forme de poutre caisson (HYPOTHESE DES TABLES DE GULDIN) [5], ce qui donne :

$$0 < x < L \rightarrow I(x) = I_c [1 + K (1 - \frac{x}{L})^2]^{5/2}, \quad \text{avec } K = (\frac{I_p}{I_c})^{0,4}.$$

- I_p : Moment d'inertie du voussoir sur pile exprimé en m^4
- I_c : Moment d'inertie du voussoir sur clef exprimé en m^4

II.6. Caractéristiques mécaniques des voussoirs

Les caractéristiques mécaniques des voussoirs sont les suivantes :

- G : centre de gravité de la section ;
- v : distance de G à la fibre supérieure ;
- v' : distance de G à la fibre inférieure ;
- $H = v + v'$: hauteur totale de la section ;
- S : L'aire de la section ;
- I_y : moment d'inertie (par rapport à un axe horizontal passant par G) ;
- I_z : moment d'inertie (par rapport à un axe vertical passant par G) ;
- Le rendement géométrique de la section :

$$\rho = \frac{I_y}{S \times v \times v'}$$

- $C = \rho \times v$: l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central ;
- $C' = \rho \times v'$: l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau central.

Le nombre total de voussoirs pour un demi-fléau est de 23 dont la longueur est 3m. Le tableau 02, donne les différentes caractéristiques mécaniques et géométriques des voussoirs du demi-fléau et des voussoirs sur pile ainsi que le voussoir de clavage.

Tableau II.2. Paramètres géométriques et mécaniques des voussoirs

voussoirs	x	H(x)	E(x)	Périmètre	Aires (S)	Volumes	Poids	Iy	Iz	V	V'	ρ	c	c'
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ³)	(t)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m)	(m)			
VSP	0	9,00	0,50	39,78	17,3	155,7	389,25	182,63	117,56	4,16	4,84	0,52	2,18	2,54
½ VSP	0	9,00	0,50	39,78	17,3	77,85	194,625	182,63	117,56	4,16	4,84	0,52	2,18	2,54
V1	4,5	8,47	0,46	38,81	16,44	49,33	123,32	155,28	113,64	3,87	4,60	0,53	2,05	2,44
V2	7,5	8,13	0,44	38,20	15,90	47,71	119,26	139,35	111,19	3,68	4,45	0,54	1,97	2,38
V3	10,5	7,81	0,42	37,61	15,38	46,15	115,38	125,06	108,89	3,50	4,30	0,54	1,89	2,32
V4	13,5	7,50	0,40	37,05	14,89	44,67	111,68	112,28	106,72	3,34	4,16	0,54	1,81	2,26
V5	16,5	7,21	0,38	36,52	14,42	43,27	108,17	100,87	104,67	3,18	4,03	0,55	1,74	2,20
V6	19,5	6,93	0,36	36,02	13,98	41,93	104,83	90,71	102,75	3,02	3,91	0,55	1,66	2,15
V7	22,5	6,67	0,34	35,54	13,56	40,67	101,67	81,66	100,95	2,88	3,79	0,55	1,59	2,09
V8	25,5	6,42	0,33	35,09	13,16	39,48	98,69	73,64	99,27	2,74	3,68	0,55	1,52	2,04
V9	28,5	6,19	0,31	34,67	12,79	38,36	95,90	66,54	97,70	2,62	3,57	0,56	1,46	1,99
V10	31,5	5,97	0,30	34,28	12,44	37,31	93,28	60,28	96,24	2,50	3,47	0,56	1,40	1,94
V11	34,5	5,77	0,28	33,91	12,11	36,34	90,85	54,76	94,90	2,39	3,38	0,56	1,34	1,90
V12	37,5	5,58	0,27	33,57	11,81	35,44	88,59	49,92	93,65	2,28	3,30	0,56	1,28	1,85
V13	40,5	5,41	0,26	33,26	11,54	34,61	86,52	45,68	92,52	2,19	3,22	0,56	1,23	1,81
V14	43,5	5,25	0,25	32,97	11,28	33,85	84,62	42,00	91,48	2,10	3,15	0,56	1,18	1,77
V15	46,5	5,11	0,24	32,71	11,05	33,16	82,91	38,81	90,55	2,02	3,08	0,56	1,14	1,74
V16	49,5	4,98	0,23	32,48	10,85	32,55	81,37	36,07	89,71	1,95	3,03	0,56	1,10	1,70
V17	52,5	4,87	0,22	32,28	10,67	32,01	80,02	33,73	88,97	1,89	2,98	0,56	1,06	1,67
V18	55,5	4,77	0,22	32,10	10,51	31,54	78,85	31,77	88,33	1,84	2,93	0,56	1,03	1,64
V19	58,5	4,69	0,21	31,95	10,38	31,14	77,86	30,13	87,78	1,79	2,89	0,56	1,00	1,62
V20	61,5	4,62	0,21	31,83	10,27	30,82	77,04	28,81	87,32	1,76	2,86	0,56	0,98	1,60
V21	64,5	4,57	0,20	31,73	10,19	30,56	76,41	27,78	86,96	1,73	2,84	0,56	0,96	1,58
V22	67,5	4,53	0,20	31,66	10,13	30,38	75,96	27,03	86,68	1,71	2,82	0,55	0,95	1,56
V23	70,5	4,51	0,20	31,62	10,09	30,28	75,69	26,53	86,50	1,69	2,81	0,55	0,93	1,55
Vc	73,5	4,5	0,20	31,61	10,08	30,24	75,60	26,25	86,40	1,69	2,81	0,55	0,93	1,54

II.7. Conclusion

Il est très important, au stade de la conception du projet, de bien réussir le pré-dimensionnement afin d'éviter un nombre d'itération et un volume de calcul important par la suite.

La conception faite suivant le guide SETRA [8] nous a conduits à réaliser l'ouvrage avec une hauteur variable pour des raisons essentiellement économique car la portée de l'ouvrage est très importante. Le viaduc comporte 5 travées dont la section transversale est un monocaisson simple.



MATERIAUX

III.1. Introduction

Les caractéristiques du béton à prendre en compte pour le calcul se réfèrent implicitement aux normes, et aux règlements en vigueur (BPEL et BAEL 91), [12]. La caractéristique de base est la résistance à la compression à 28 jours, d'où sont déduites les valeurs des caractéristiques suivantes :

- Les résistances à la compression aux âges de j jours, différents de 28 ;
- Les résistances à la traction à différents âges ;
- Le module de déformation longitudinale du béton.

Les aciers utilisés en précontrainte sont de deux natures différentes :

- les aciers actifs qui créent et maintiennent la précontrainte ;
- les aciers passifs nécessaires pour le montage, pour reprendre les efforts tranchants, et pour limiter la fissuration.

III.2. Le béton

III.2.1. Résistance caractéristique du béton f_{cj}

Pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âgé de moins de 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré. On peut admettre que pour $j \leq 28$, la résistance f_{cj} des bétons non traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

La résistance à la compression est conventionnellement maintenue constante à partir de 28 jours. Le béton utilisé est dosé à 400 kg/m³ de ciment CPA 325, avec un contrôle strict. Sa masse volumique : $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$

Pour un béton âgé de 28 jours, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 45 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le béton des caissons} \\ f_{c28} = 40 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le béton des appuis et des fondations} \end{array} \right.$$

III.2.2. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad , \quad f_{tj} \text{ et } f_{cj} \text{ sont exprimées en MPa}$$

On obtient donc les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 3,3 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le béton des caissons} \\ f_{tj} = 3,0 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le béton des appuis et des fondations} \end{array} \right.$$

III.2.3. Déformations longitudinales instantanées

On peut considérer comme déformation instantanée une déformation résultant de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24 heures en ordre de grandeur.

Cette déformation instantanée du béton n'est proportionnelle à la charge appliquée que dans un domaine limité.

Dans les cas courants, aux états-limites de service, on peut admettre pour la loi de comportement du béton un modèle linéaire. A défaut de résultats expérimentaux probants, on adopte pour le module de déformation longitudinale instantanée du béton noté E_{ij} , une valeur conventionnelle égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad f_{cj} \text{ et } E_{ij} \text{ exprimés en MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 39125,82 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le béton des caissons} \\ E_{ij} = 37619,47 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le béton des appuis et des fondations} \end{array} \right.$$

Dans les cas courants, lorsqu'on n'a pas besoin d'une évaluation précise des déformations, on peut adopter le diagramme parabole-rectangle représenté ci-dessous

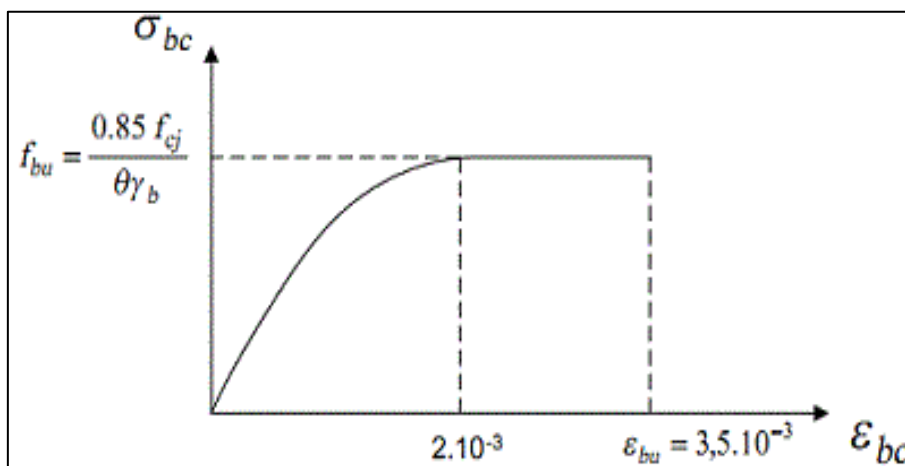


Figure III.1. Diagramme contraintes-déformations du béton [12]

On adopte pour le Module de déformation différée du béton une valeur de :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad f_{cj} \text{ et } E_{ij} \text{ exprimés en MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 13160,51 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le béton des caissons} \\ E_{ij} = 12653,82 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le béton des appuis et des fondations} \end{array} \right.$$

III.2.4. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. En cas de fissuration Le coefficient de Poisson est pris égal à zéro.

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \rightarrow ELS \\ 0 & \rightarrow ELU \end{cases}$$

Cette valeur est également admissible dans les phases de déformation plastique.

III.2.5. Coefficient de dilatation thermique

A défaut de résultats expérimentaux, le coefficient de dilatation thermique est pris égal à 10^{-5} par degré Celsius.

III.3. Les Armatures

III.3.1. Armatures passives

Ce sont des armatures identiques à celles utilisées dans le béton armé, ils ne sont mis en tension que par la déformation de l'élément. On utilise pour les aciers passifs des barres à haute adhérence de classe FeE500.

On a :

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

- γ_s : coefficient de pondération pris égale à 1,15.

III.3.2. Armatures actives

Les aciers actifs sont les aciers de la précontrainte, ils sont soumis à des tensions. Pour notre ouvrage, on utilise des câbles T15S de type FREYSSINET, [13]. Ce type de câble est réservé aux ouvrages de très grandes portées 130 à 150 m.

Le tableau suivant les caractéristiques du câble T15S de type Freyssinet.

Tableau III.1. Caractéristiques du torons T15S [13]

Type de torons T15S		
Diamètre	[mm]	15,7
Section Ap	[mm ²]	150
Resistance à la traction fprg	[N/mm ²]	1860
Limite d'écoulement fpeg	[N/mm ²]	1520
Allongement sous charge maximale	[%]	≥ 3,5
Striction	[%] ≥ 30	
Module d'élasticité Ep	[kN/mm ²]	195
Relaxation	A 1000heures, 20 °C	≤ 2,5 %
Coefficient de frottement	Gaines métalliques : φ= 0,18	

Pour les gammes de portées étudiées (150m pour les travées intermédiaires et 90m pour les travées de rives), on utilise des câbles 19 T 15 dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Sections : 2850 mm² ;
- Poids : 22,4 kg/m ;
- Diamètres intérieurs et extérieurs de la gaine métallique : $\Phi_{int} = 90\text{mm}$ / $\Phi_{ext} = 97\text{mm}$.

III.4. Conclusion

Le choix des matériaux est le fruit de l'expérience et de l'avancée technologique du domaine de la construction.

L'armature de précontrainte choisie est de 19T15S, ce type de câble est réservé aux ouvrages de grandes portées.



CHARGES SUR LE VIADUC

IV.1. Introduction

Le calcul d'un pont, comme de toute autre construction, a pour objet de vérifier que le dimensionnement adopté lui confère le niveau (initial) de fiabilité requis compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés et du niveau de contrôle prévu lors de son exécution.

Pour assurer sa fonction, le pont doit être capable de résister, avec les marges appropriées, non seulement aux efforts engendrés par son poids propre, mais aussi aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées.

IV.2. Caractéristiques du pont

Les caractéristiques du pont sont définies dans le document technique réglementaire RCPR, [14] :

IV.2.1. Largeur roulable

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

$$L_r = 12 - 0,6 = 11,4 \text{ m}$$

IV.2.2. Largeur chargeable

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière)

$$L_s = 11,4 - 2 \times 0,5 = 10,4 \text{ m}$$

IV.2.3. Nombre de voies

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.

$$N = E\left(\frac{L_s}{3}\right) = E\left(\frac{10,4}{3}\right) \rightarrow N = 3 \text{ voies}$$

IV.2.4. Largeur de la voie

$$L_v = \frac{L_s}{3} = 3,5 \text{ m}$$

IV.2.5. Classes de ponts routes

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

IV.2.5.1. Ponts de première classe

- Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7m ;

- Tous les ponts supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées ;
- Les ponts urbains ou en zone industrielle quelle que soit leur largeur, les ponts de largeur roulable inférieure à 7 m, qui sont désignés par le CCTP.

IV.2.5.2. Ponts de deuxième classe

Les ponts, autres que ceux énumérés ci-dessus, supportant des chaussées à deux voies de largeur roulable comprise entre 5.50m et 7m valeurs limites exclues.

IV.2.5.3. Ponts de troisième classe

Les ponts autres que ceux énumérés ci-dessus, supportant des chaussées à une ou deux voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5.50m.

Dans notre cas le pont a une largeur roulable supérieure à 7m, il est donc rangé en **1^{ère} classe**

IV.3. Classification des actions

Les actions appliquées à un pont sont de deux types :

- Les actions hors trafic qui sont composées d'actions permanentes et actions variables ;
- Les actions dues au trafic sur les ponts routiers, les passerelles consistent en actions variables et en actions accidentelles, représentées par différents modèles.

IV.4. Actions hors trafic

IV.4.1. Actions permanentes

Pour l'évaluation des poids propres, les volumes sont à calculer avec les dimensions nominales données sur les plans de coffrage. Les poids volumiques à utiliser sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau IV.1. Poids volumiques des matériaux

Matériaux	Poids volumique γ (kN/m ³)
Béton	25
Métal	78
Revêtements des ponts routiers	
Asphalte coulé à froid	24,0 à 25,0
Béton bitumineux	24,0 à 25,0
Mastic d'asphalte	18,0 à 22,0
Asphalte coulé à chaud	23,0

IV.4.1.1. Poids propres des voussoirs

Il est calculé en utilisant la formule suivante : $P(x) = \gamma_b \int_0^L S(x) dx$

Avec :

$S(x)$ c'est la variation de la section : $S(x) = S_p - 2 (S_p - S_c) \left(\frac{x}{L}\right) + (S_p - S_c) \left(\frac{x}{L}\right)^2$

γ_b : poids volumique du béton.

IV.4.1.2. Revêtement

Le revêtement du tablier est constitué d'une couche d'étanchéité et d'une couche de roulement. Il y'a lieu de prendre une épaisseur de 3cm pour la couche d'étanchéité réalisée en asphalte coulé à froid et une valeur de 8cm pour la couche de roulement réalisée en béton bitumineux, on obtient donc une épaisseur de 11 cm de poids volumique 24 kN/m³.

$$P_{rev} = 24 \times 0,11 \times 11,6 \rightarrow P_{rev} = 30,62 \text{ kN/m}$$

IV.4.1.3. Trottoir et corniche

- Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons de la circulation automobiles par une simple surélévation. Pour les ponts des autoroutes on prévoit un passage minimum de service de 60cm de largeur et 25cm de hauteur avec un devers de 2.5% pour l'écoulement des eaux.

$$P_{trot} = 25 \times 0,25 \times 0,6 = 3,75 \text{ kN/m}$$

- La corniche a un rôle essentiellement esthétique, cependant elle sert aussi de larmier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse.

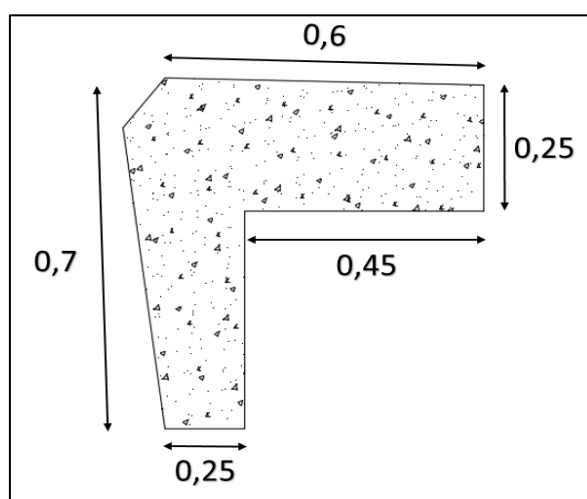


Figure IV.1. Dimensions de la corniche

$$P_{cor} = 25 \times 0,25 = 6,25 \text{ kN/m}$$

IV.4.1.4. Garde-corps

Les garde-corps ont une fonction de retenue des piétons mais également une fonction esthétique,

$$P_{gc} = 1 \text{ kN/m}$$

IV.4.1.5. Barrières BN4

Ce sont des barrières normales à lisses horizontales [11], les barrières normales doivent retenir un véhicule de 12 t lancé à 70 km/h.



Figure IV.2. Barrières type BN4

$$P_{bar} = 6,5 \text{ kN/m}$$

IV.4.1.6. Poids totale de l'ouvrage

Le poids total de l'ouvrage est donné par la somme de tous les poids propres (voussoirs, revêtement, trottoir, corniche, barrières, et garde-corps).

$$G_{tot} = P_p + P_{rev} + P_{trot} + P_{cor} + P_{bar} + P_{gc}$$

IV.4.2. Actions variables hors trafic

IV.4.2.1. Actions dues au vent

Les efforts engendrés par le vent sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, qui vaut :

- 2,00 kN/m² pour les ouvrages en service ;
- 1,25 kN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

Les effets du vent et des charges d'exploitation ne sont pas cumulables au niveau des justifications.

IV.4.2.2. Actions thermiques

IV.4.2.2.1. Variations uniformes

Les variations de température uniformes adoptées en Algérie du Nord où le climat est considéré comme tempéré ont les valeurs extrêmes suivantes : $+35^{\circ}\text{C}$ et -15°C ;

Les déformations linéaires sont à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprise entre $+10^{\circ}$ et $+25^{\circ}$) et les températures extrêmes ci-dessus.

IV.4.2.2.2. Gradient thermique

Il y a lieu de prendre en compte l'effet d'un même gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage. Il est admis une variation linéaire de température sur la hauteur de la section. Le module d'élasticité à considérer pour le béton est le module instantané.

Le gradient est positif si la température de la fibre supérieure du tablier est plus grande que celle de la fibre inférieure.

Les valeurs numériques à prendre en compte pour le gradient thermique vertical sont données dans le tableau 2 ci-après.

Tableau IV.2. Valeurs du gradient thermique

	En phase de construction	En service
	Gradient ($^{\circ}\text{C}$)	Gradient ($^{\circ}\text{C}$)
Type 1 : tablier métallique	± 18	± 10
Type 2 : tablier mixte	± 15	± 8
Type 3 : tablier béton	± 12	± 7

Dans notre cas le tablier est en béton, il y'a lieu donc de prendre les valeurs du gradient thermique d'un tablier de type 3 dans le tableau 05 ci-dessus

IV.5. Actions dues au trafic

Les Charges à considérer lors de l'évaluation des actions dues au trafic sont deux systèmes de charges civiles A et B pouvant être disposés sur les chaussées des ponts. Ces systèmes sont distincts et indépendants, ils sont à envisager successivement pour toutes les justifications des éléments du pont.

En outre, les itinéraires faisant l'objet d'un classement doivent permettre la circulation de matériels militaires lourds ou le passage de convois exceptionnels. Les charges sur le pont sont définies dans le document technique réglementaire RCPR, [14] :

IV.5.1. Système de charges A

La chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale à la valeur $A(l)$, exprimée en (kN/m^2) , elle est donnée en fonction de la longueur chargée, par la formule :

$$A(l) = 2,3 + \frac{360}{l+12} \quad l, \text{ exprimée en mètres}$$

$a_1 = 0,9 \rightarrow$ pour un pont de classe 1 à 3 voies

$a_2 = L_0 / L_v = 1 \rightarrow L_0 = 3,5$ pour un pont de classe 1

$$A = A(l) \times a_1 \times a_2$$

IV.5.1.1. Ligne d'influence

Les charges $A(l)$ doivent être disposées sur le tablier de manière à produire l'effet le plus défavorable pour l'élément considéré. On choisit la longueur et la largeur des zones chargées de façon à produire les effets maximaux dans l'élément étudié.

Les zones chargées sont déterminées par la considération de la ligne d'influence de l'effort considéré (Moment fléchissant, Effort Normal ou Effort Tranchant).

Pour déterminer l'effet le plus défavorable de la surcharge A il faut prendre la plus grande valeur de $A \times S$ où S représente l'aire maximale de la ligne d'influence.

IV.5.1.1.1. Ligne d'influence du moment fléchissant maximale en travée

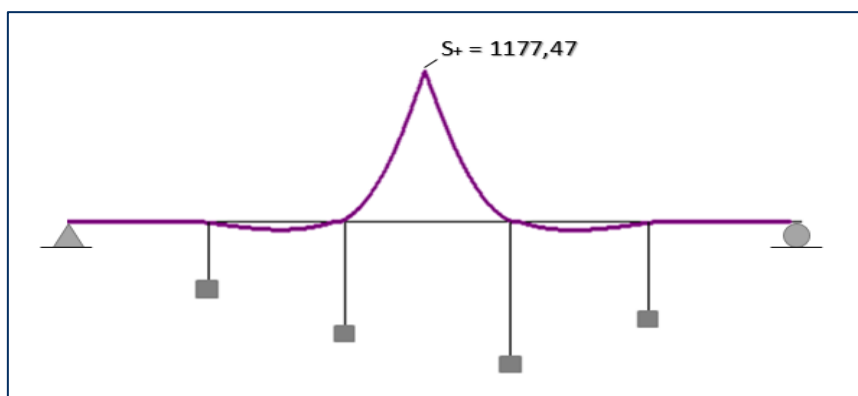


Figure IV.3. Ligne d'influence du moment dans la section dangereuse en travée

$$A(l) = 0,9 \left(2,3 + \frac{360}{150+12} \right) = 4,07 \text{ KN}/\text{m}^2 \quad \rightarrow \quad A_t = 42,735 \text{ KN}/\text{m}$$

Les aires maximales de la ligne d'influence sont les suivantes

$$S^+ = 1177,47$$

$$S^- = -248,47$$

Le moment maximale en travée est donné par :

$$M = S^+ \times A = 50319.18 \text{ kN.m}$$

IV.5.1.1.2. Ligne d'influence du moment fléchissant maximale sur appuis

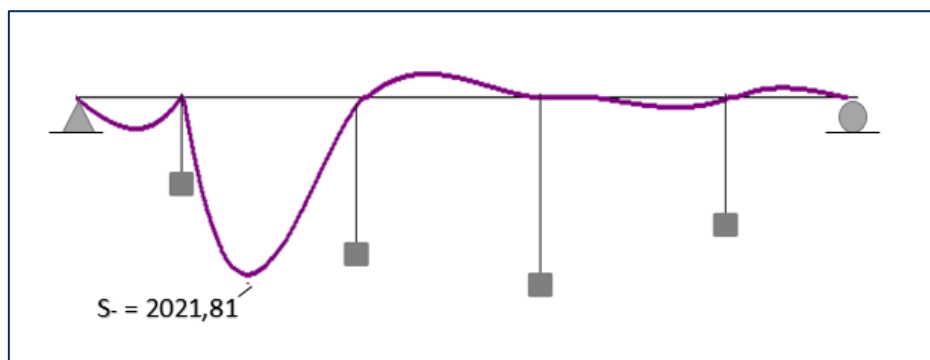


Figure IV.4. Ligne d'influence du moment dans la section dangereuse sur appuis

$$A_L = 0.9 \left(2.3 + \frac{360}{240+12} \right) = 3,36 \text{ kN/m}^2 \rightarrow A_a = 35,23 \text{ KN/m}$$

Les aires maximales de la ligne d'influence sont les suivantes

$$S^+ = 271.40$$

$$S^- = -2021.81$$

Le moment maximale sur appuis est donné par :

$$M = S^- \times A = -71238,07 \text{ kN.m}$$

IV.5.2. Système de charges B

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- Le système Bc se compose de camions types ;
- Le système Br se compose d'une roue isolée ;
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

IV.5.2.1. Système Bc

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques et qui répond aux caractéristiques données dans la figure 21

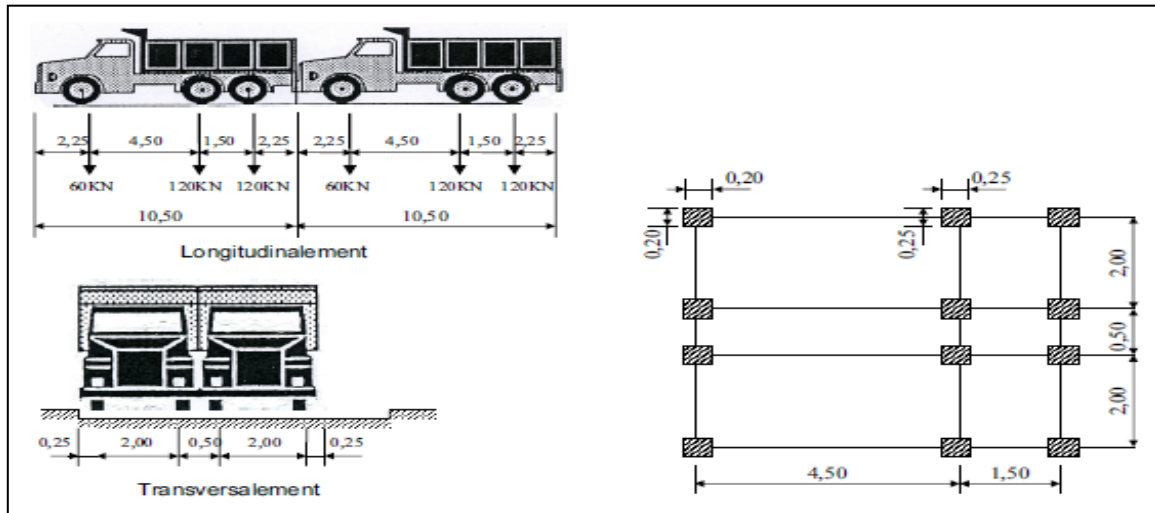


Figure IV.5. Dimensions du système Bc

La charge du système Bc est donnée par la formule suivante :

$$S_{Bc} = B_c \times b_c \times N$$

b_c : coefficient de la charge Bc

$b_c = 0,95$ pour un viaduc de première classe avec 3 voies chargées

$$S_{Bc} = 600 \times 0,95 \times 3 = 1710 \text{ kN}$$

IV.5.2.2. Système Br

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une charge de 100 kN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le cote transversal mesure 0,60 m et le cote longitudinal 0,30 m.

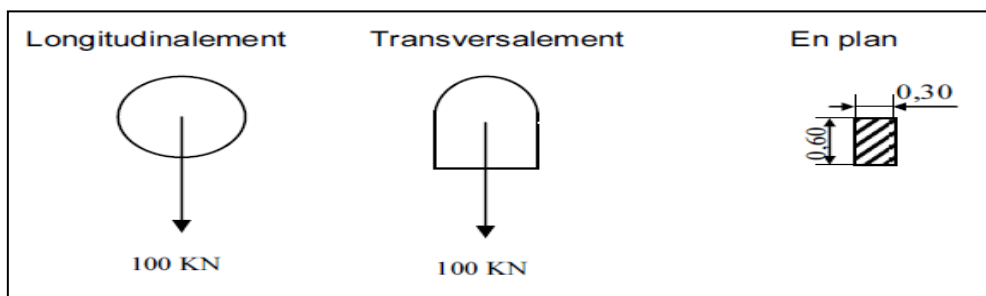


Figure IV.6. Dimensions du système Br

La charge du système Br est :

$$S_{Br} = 100 \text{ kN}$$

IV.5.2.3. Système Bt

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques données dans la figure 23

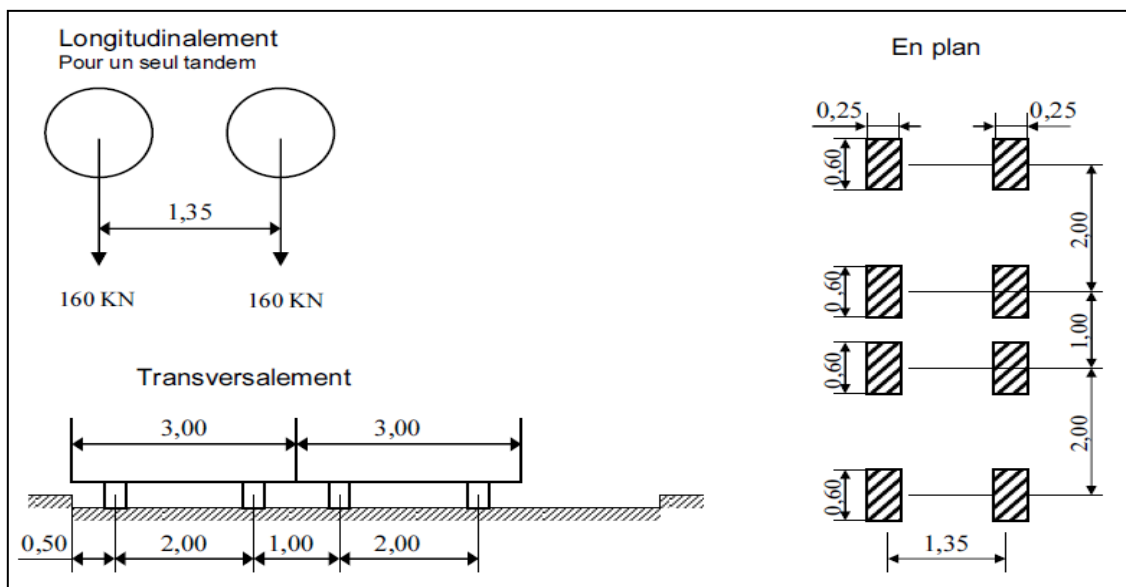


Figure IV.7. Dimensions du système Bt

Tableau IV.3. Valeurs du coefficient b_t

Classe de pont	b_t
1 ^{ère}	1,2
2 ^{ème}	1

La charge du système Bt est donnée par la formule suivante :

$$S_{Bt} = B_t \times b_t \times N$$

$$S_{Bt} = 320 \times 1,2 \times 2 = 768 \text{ kN}$$

IV.5.3. Surcharges militaires

IV.5.3.1. Convoi Mc120

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

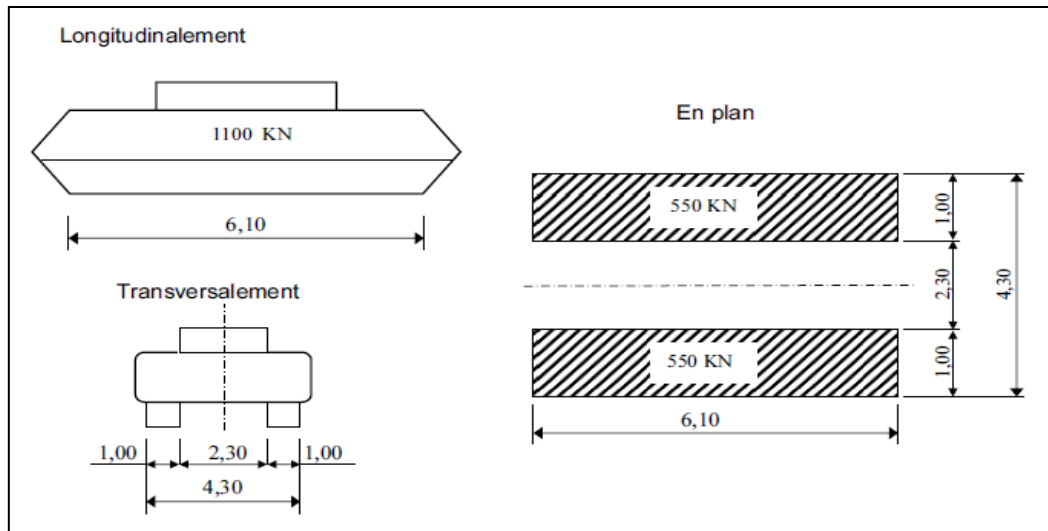


Figure IV.8. Dimensions du convoi Mc120

La charge du système M_{c120} est :

$$S_{M_{c120}} = 1100 \times 4 + (1100 \div 6,10) \times 3,6$$

$$S_{M_{c120}} = 5049,18 \text{ kN}$$

IV.5.4. Charges exceptionnelles

IV.5.4.1. Convoi D240

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes a deux essieux de 2400 kN de poids total. Ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément charge de 3,20m de large et de 18,60m de long.

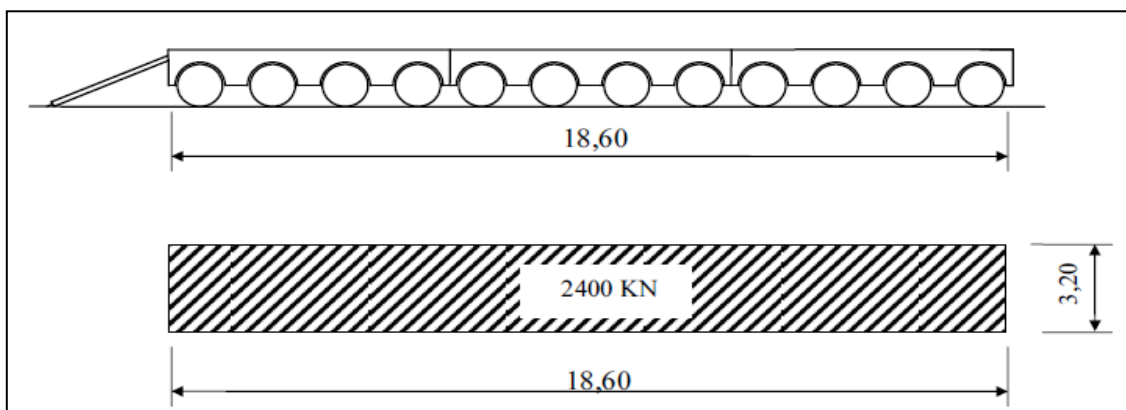


Figure IV.9. Dimensions du convoi D240

La charge du système D_{240} est :

$$S_{D_{240}} = 2400 \text{ kN}$$

IV.5.6. Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B ainsi que les surcharges militaires sont frappées de majorations dynamiques et ce coefficient de majoration, est le même pour chaque élément d'ouvrage. Il est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta$$

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

Dans laquelle :

- L : représente la longueur de la travée considérée exprimée en mètres,
- G : sa charge permanente,
- S : sa charge B ou surcharges militaires maximales.

Tableau IV.4. Valeurs du coefficient de majoration dynamique(δ)

	Systèmes de charges	$\alpha = \frac{0,4}{1+0,2 L}$	$\beta = \frac{0,6}{1+4 \times G/S}$	Coefficients de majoration dynamique (δ)
Travées de rives	B_c	0,0211	0,0092	1,0303
	B_t		0,0042	1,0253
	B_r		0,0005	1,0216
	M_{c120}		0,0264	1,0475
Travées intermédiaires	B_c	0,0129	0,0054	1,0183
	B_t		0,0024	1,0153
	B_r		0,0003	1,0132
	M_{c120}		0,0156	1,0285

IV.5.7. Charges sur les trottoirs St

Il y'a lieu d'appliquer sur les trottoirs une charge uniforme de 1,50 kN/m² de façon à produire l'effet maximal envisagé.[14]

IV.5.8. Charges sur les garde-corps

Il y a lieu de supposer que peut s'exercer sur la main courante d'un garde-corps pour piétons une poussée normale horizontale et uniforme q, supposée égale à (1 kN/m) [14].

IV.5.9. Efforts de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc. sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui.

- L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à :

$$F_A = \frac{A \times S}{20 + 0,0035 \times S} = \frac{5,25 \times (10,4 \times 630)}{20 + 0,0035 \times (10,4 \times 630)}$$

$$F_A = 1630,86 \text{ kN}$$

Expression dans laquelle S désigne en m² la surface chargée.

- Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

$$F_{Bc} = 300 \text{ kN}$$

IV.6. 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 combinaisons d'actions à prendre en compte pour un pont route sont données dans le tableau suivant [1] :

Tableau IV.5. Combinaisons d'actions pour les ponts roulants

Etats limites	Combinaison
Ultime E.L.U	1,35 G + 1,6 (A(l) + St)
	1,35 G + 1,6 (Bc + St)
	1,35 G + 1,35 M _{c120}
	1,35 G + 1,35 D ₂₄₀
Service E.L.S	G + 1,2 (A(l) + St)
	G + 1,2 (Bc + St)
	G + 1,2 M _{c120}
	G + 1,2 D ₂₄₀
	G + 1,2 (A(l) + St) + 0,5ΔT
	G + 1,2 (Bc + St) + 0,5ΔT
	G + M _{c120} + 0,5ΔT
	G + D ₂₄₀ + 0,5ΔT

IV.7. Conclusion

La définition de toutes les charges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage est une étape nécessaire et importante pour la suite de l'étude. Les actions appliquées sur le pont, sont combinées aux états limites pour être introduites dans le calcul automatique ou analytique lors de l'évaluation des sollicitations appliquées sur l'ouvrage.



STABILITE DES FLEAUX

V.1. Introduction

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

Pour limiter le risque, deux types de situations sont à envisager :

- **une situation normale de construction** alors que le fléau est en déséquilibre sous l'effet du poids d'un voussoir construit ou posé avant son symétrique, des charges de chantier et du vent ascendant sur l'un des demi fléaux ;
- **une situation accidentelle** qui correspond à la chute d'un équipage mobile ou d'un voussoir préfabriqué.

V.2. Charges appliquées aux fléaux

Les charges appliquées sur les fléaux sont définies dans le document Setra, [8] :

V.2.1. Charges permanentes

Il s'agit généralement uniquement du poids G du fléau calculé avec un poids volumique ρ_{BA} de 25 KN/m³, d'après les plans de coffrage. Le poids du demi-fléau situé du côté du déséquilibre est majoré de 2% (G_{max}) alors que le poids de son symétrique est minoré de 2% (G_{min}).

V.2.2. Charges variables

V.2.2.1. Charges de chantier connues

Il s'agit du poids de l'équipage mobile, La valeur prise en compte vaut la moitié du poids du voussoir le plus lourd, cette valeur varie de 0.30 à 0.90 MN suivant la longueur des voussoirs, et la largeur du tablier. Cette charge s'applique à une distance $d_{ex}=1,50$ m de l'extrémité du voussoir en cours de bétonnage.

Par majoration de + 6 % ou minoration de 4 % de Q_c , on considère $Q_{c_{max}}$ ou $Q_{c_{min}}$ selon le même principe que pour le poids propre des fléaux.

V.2.2.2. Charges de chantier aléatoires

Pour couvrir les charges de chantier inconnues, on utilise :

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

Dans notre projet, l'ouvrage a une portée de 150m, la charge Q_{Vr} n'inclut pas l'effet vertical du vent, il convient donc de prendre en compte une charge uniforme Q_w incluant l'effet complémentaire du vent.

- une charge concentrée (Q_{Vc}) de ($50 + 5 b$) kN ($b = 12m$, largeur du hourdis supérieur du caisson exprimée en mètre) appliquée en bout du fléau, à l'extrémité du dernier voussoir terminé. Elle représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, etc...

V.2.2.3. Effet d'un vent ascendant

L'effet du vent (Q_w) est équivalent à une charge uniforme d'une intensité de 100 à 200 N/m². Cette charge répartie s'applique à un demi fléau, longitudinalement depuis l'extrémité de l'équipage mobile, jusqu'à la file de cales provisoires située du même côté, et sur une largeur égale à celle du hourdis supérieur du caisson.

V.2.2.4. Actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipage mobile vide, ou d'un voussoir préfabriqué en cours de pose est représentée par l'action (Q_A) qui a pour valeur l'action Q_{Cmax} dirigée dans le sens inverse ($Q_A = -Q_{Cmax}$).

Tableau V.1. Récapitulatif des valeurs des actions appliquées sur un fléau

Charges	Formules	Valeurs
G	$G = \int_0^x S(x) \times \rho_{BA}$	$G_{nv} = 31,61 \text{ t/m}$ $G_{nv-1} = 30,58 \text{ t/m}$
	$G_{max} = 1,02 \times G_{nv}$ $G_{min} = 0,98 \times G_{nv-1}$	$G_{max} = 32,24 \text{ t/m}$ $G_{min} = 29,97 \text{ t/m}$
Q _C	$Q_c = \frac{1}{2} P_{\text{voussoir-lourd}}$	$Q_c = 61,66 \text{ t}$
	$Q_{C \max} = 1,06 \times Q_c$ $Q_{C \min} = 0,96 \times Q_c$	$Q_{C \max} = 65,36 \text{ t}$ $Q_{C \min} = 59,19 \text{ t}$
Q _{Vr}	Valeur conventionnelle [8]	$Q_{Vr} = 0,02 \text{ t/m}^2$
Q _{Vc}	$Q_{Vc} = 50 + 5b$	$Q_{Vc} = 11 \text{ t}$
Q _w	$Q_w = 0,01 \sim 0,02 \text{ t/m}^2$	$Q_w = 0,0125 \text{ t/m}^2$
Q _A	$Q_A = - Q_{C \max}$	$Q_A = -65,36 \text{ t}$

Tableau V.2. Moments fléchissant dus aux actions appliquées sur un fléau exprimé en tonnes

Voussoirs	x	M _{G max}	M _{G min}	M _{Qc max}	M _{Qc min}	M _{Qvr}	M _{Qvc}	M _{Qw}	M _{FA}
½ VSP	0	87084,27	74479,20	4705,92	4261,68	675,28	775,50	405,17	4705,92
V1	4,5	76747,32	65274,66	4411,80	3995,33	595,13	726,00	357,08	4411,80
V2	7,5	70218,72	59475,47	4215,72	3817,76	544,50	693,00	326,70	4215,72
V3	10,5	63980,28	53946,00	4019,64	3640,19	496,13	660,00	297,68	4019,64
V4	13,5	58032,00	48686,27	3823,56	3462,62	450,00	627,00	270,00	3823,56
V5	16,5	52373,88	43696,26	3627,48	3285,05	406,13	594,00	243,68	3627,48
V6	19,5	47005,92	38975,99	3431,40	3107,48	364,50	561,00	218,70	3431,40
V7	22,5	41928,12	34525,44	3235,32	2929,91	325,13	528,00	195,08	3235,32
V8	25,5	37140,48	30344,63	3039,24	2752,34	288,00	495,00	172,80	3039,24
V9	28,5	32643,00	26433,54	2843,16	2574,77	253,13	462,00	151,88	2843,16
V10	31,5	28435,60	22792,19	2647,08	2397,20	220,50	429,00	132,30	2647,08
V11	34,5	24518,52	19420,56	2451,00	2219,63	190,13	396,00	114,08	2451,00
V12	37,5	20891,52	16318,67	2254,92	2042,06	162,00	363,00	97,20	2254,92
V13	40,5	17554,68	13486,50	2058,84	1864,49	136,13	330,00	81,68	2058,84
V14	43,5	14508,00	10924,07	1862,76	1686,92	112,50	297,00	67,50	1862,76
V15	46,5	11751,48	8631,36	1666,68	1509,35	91,13	264,00	54,68	1666,68
V16	49,5	9285,12	6608,39	1470,60	1331,78	72,00	231,00	43,20	1470,60
V17	52,5	7108,92	4855,14	1274,52	1154,21	55,13	198,00	33,08	1274,52
V18	55,5	5222,88	3371,63	1078,44	976,64	40,50	165,00	24,30	1078,44
V19	58,5	3627,00	2157,84	882,36	799,07	28,13	132,00	16,88	882,36
V20	61,5	2321,28	1213,79	686,28	621,50	18,00	99,00	10,80	686,28
V21	64,5	1305,72	539,46	490,20	443,93	10,13	66,00	6,08	490,20
V22	67,5	580,32	134,87	294,12	266,36	4,50	33,00	2,70	294,12
V23	70,5	145,08	0,00	98,04	88,79	1,13	0,00	0,66	98,04

Tableau V.3. Efforts tranchants dus aux actions appliquées sur un fléau exprimé en tonnes

Voussoirs	x	T _{G max}	T _{G min}	T _{Qc max}	T _{Qc min}	T _{Qvr}	T _{Qvc}	T _{Qw}	T _{FA}
½ VSP	0	2369,64	2112,885	65,36	59,19	17,64	11	10,575	65,36
V1	4,5	2224,56	1978,02	65,36	59,19	16,56	11	9,9	65,36
V2	7,5	2127,84	1888,11	65,36	59,19	15,84	11	9,45	65,36
V3	10,5	2031,12	1798,2	65,36	59,19	15,12	11	9	65,36
V4	13,5	1934,4	1708,29	65,36	59,19	14,4	11	8,55	65,36
V5	16,5	1837,68	1618,38	65,36	59,19	13,68	11	8,1	65,36
V6	19,5	1740,96	1528,47	65,36	59,19	12,96	11	7,65	65,36
V7	22,5	1644,24	1438,56	65,36	59,19	12,24	11	7,2	65,36
V8	25,5	1547,52	1348,65	65,36	59,19	11,52	11	6,75	65,36
V9	28,5	1450,8	1258,74	65,36	59,19	10,8	11	6,3	65,36
V10	31,5	1354,08	1168,83	65,36	59,19	10,08	11	5,85	65,36
V11	34,5	1257,36	1078,92	65,36	59,19	9,36	11	5,4	65,36
V12	37,5	1160,64	989,01	65,36	59,19	8,64	11	4,95	65,36
V13	40,5	1063,92	899,1	65,36	59,19	7,92	11	4,5	65,36
V14	43,5	967,2	809,19	65,36	59,19	7,2	11	4,05	65,36
V15	46,5	870,48	719,28	65,36	59,19	6,48	11	3,6	65,36
V16	49,5	773,76	629,37	65,36	59,19	5,76	11	3,15	65,36
V17	52,5	677,04	539,46	65,36	59,19	5,04	11	2,7	65,36
V18	55,5	580,32	449,55	65,36	59,19	4,32	11	2,25	65,36
V19	58,5	483,6	359,64	65,36	59,19	3,6	11	1,8	65,36
V20	61,5	386,88	269,73	65,36	59,19	2,88	11	1,35	65,36
V21	64,5	290,16	179,82	65,36	59,19	2,16	11	0,9	65,36
V22	67,5	193,44	89,91	65,36	59,19	1,44	11	0,45	65,36
V23	70,5	96,72	0	65,36	59,19	0,72	0	0	65,36

V.3. Combinaisons de charges

V.3.1. Combinaisons d'actions en construction (type A)

Pour la vérification aux états limites ultimes de l'équilibre statique, le fléau ne doit pas décoller de ses appuis provisoires, les combinaisons d'action à étudier pour le cas des ouvrages coulés en place sont donc les suivantes [8] :

Combinaison A1 : $1.1 (G_{\max} + G_{\min}) + 1.25 (Q_{c,\max} + Q_{c,\min} + Q_{vr} + Q_{vc} + Q_w)$

Combinaison A2 : $0.9 (G_{\max} + G_{min}) + 1.25 (Q_{c,\max} + Q_{c,\min} + Q_{vr} + Q_{vc} + Q_w)$

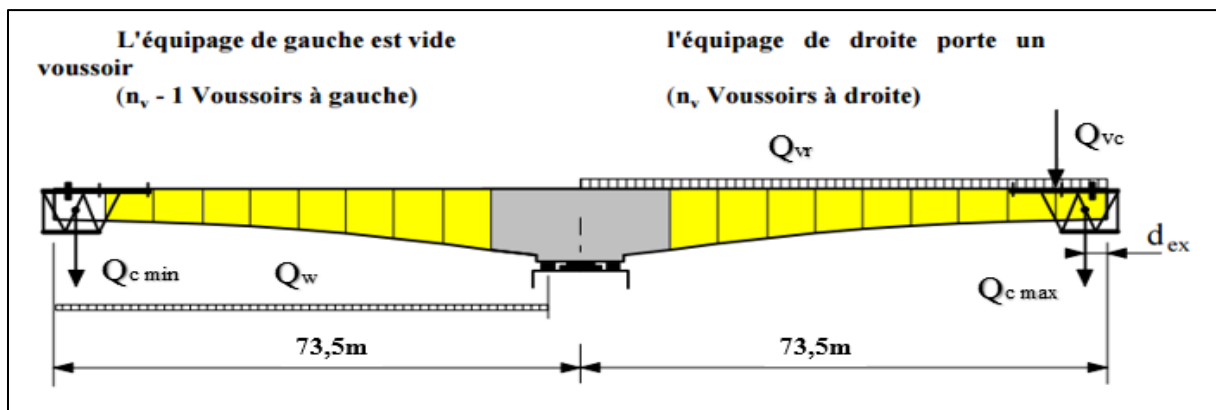


Figure V.1. Charges appliquées sur un fléau en cours d'exécution

V.3.2. Combinaisons accidentelles de construction (type B)

Ces combinaisons sont utilisées pour la justification vis-à-vis des états limites ultimes de résistance sous combinaison accidentelle des organes destinés à assurer l'encastrement ainsi que des appuis et fondations supportant les fléaux, les combinaisons d'action à étudier sont les suivantes [8] :

Combinaison B1 : $1.1 (G_{\max} + G_{\min}) + Q_A + (Q_{c,\max} + Q_{vr} + Q_{vc})$

Combinaison B2 : $0.9 (G_{\max} + G_{\min}) + Q_A + (Q_{c,\max} + Q_{vr} + Q_{vc})$

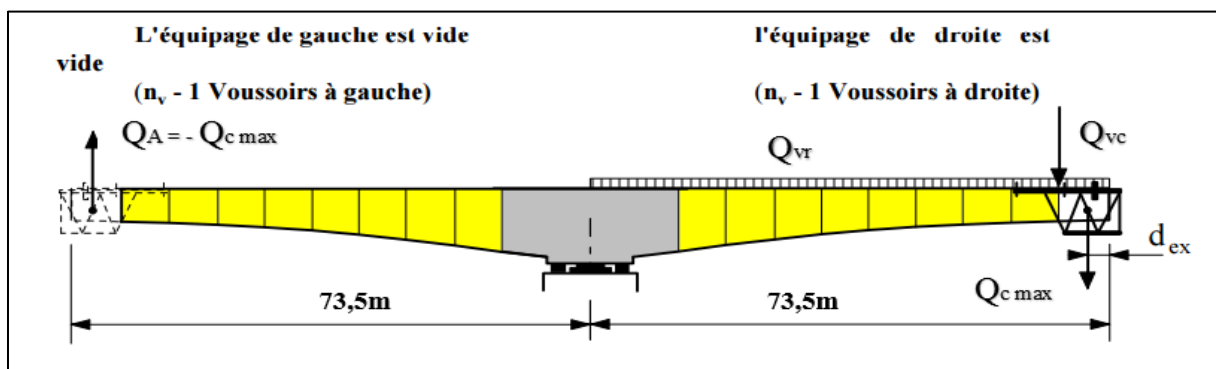


Figure V.2. Charges appliquées sur un fléau en situation accidentelle

Tableau V.4. Valeurs des moments fléchissant sous combinaisons (A1/A2)

voussoirs	x	A1	A2
	(m)	(t.m)	(t.m)
½ VSP	0	-16740,8	-14219,8
V1	4,5	-15238,3	-12943,7
V2	7,5	-14270,3	-12121,6
V3	10,5	-13329,3	-11322,4
V4	13,5	-12415,2	-10546,1
V5	16,5	-11528,2	-9792,7
V6	19,5	-10668,1	-9062,1
V7	22,5	-9835,0	-8354,4
V8	25,5	-9028,8	-7669,7
V9	28,5	-8249,6	-7007,8
V10	31,5	-7497,4	-6368,7
V11	34,5	-6772,2	-5752,6
V12	37,5	-6074,0	-5159,4
V13	40,5	-5402,7	-4589,1
V14	43,5	-4758,4	-4041,6
V15	46,5	-4141,1	-3517,0
V16	49,5	-3550,7	-3015,3
V17	52,5	-2987,3	-2536,5
V18	55,5	-2450,9	-2080,6
V19	58,5	-1941,4	-1647,6
V20	61,5	-1459,0	-1237,5
V21	64,5	-1003,5	-850,2
V22	67,5	-575,0	-485,9
V23	70,5	-173,4	-144,4
Vc	73,5	0,0	0,0

Tableau V.5. Valeurs du moment fléchissant sous combinaisons (B1 / B2)

voussoirs	x	B1	B2
	(m)	(t.m)	(t.m)
½ VSP	0	-24728,2	-22207,2
V1	4,5	-22764,7	-20470,1
V2	7,5	-21486,5	-19337,9
V3	10,5	-20233,1	-18226,3
V4	13,5	-19004,4	-17135,3
V5	16,5	-17800,5	-16064,9
V6	19,5	-16621,2	-15015,2
V7	22,5	-15466,7	-13986,2
V8	25,5	-14336,9	-12977,7
V9	28,5	-13231,9	-11990,0
V10	31,5	-12151,4	-11022,7
V11	34,5	-11095,9	-10076,3
V12	37,5	-10065,0	-9150,4
V13	40,5	-9058,8	-8245,2
V14	43,5	-8077,3	-7360,6
V15	46,5	-7120,6	-6496,6
V16	49,5	-6188,6	-5653,3
V17	52,5	-5281,3	-4830,6
V18	55,5	-4398,8	-4028,5
V19	58,5	-3540,9	-3247,1
V20	61,5	-2707,8	-2486,3
V21	64,5	-1899,4	-1746,2
V22	67,5	-1115,7	-1026,6
V23	70,5	-356,8	-327,8
Vc	73,5	0,0	0,0

Tableau V.6. Efforts maximaux appliqués sur le fléau

Situations	M _{max}	V _{max}
	(t.m)	(t)
Temporaire de construction	-16740,8	5135.5
accidentelles	-24728,2	5090.1

V.6. Stabilité des fléaux

Le voussoir sur pile est encasté dans la pile, cela nous conduit à déterminer le ferrailage nécessaire pour assurer la résistance du fût de la pile, nous verrons cela dans le chapitre (X) où nous étudierons la résistance de cette dernière.

V.7. Conclusion

Les actions appliquées sur l'ouvrage en phase de construction amènent au développement d'efforts très importants ce qui peut conduire à une instabilité de l'ouvrage.

Les voussoirs sur piles étant encastres dans les piles donc la vérification de la stabilité des fléaux est assurée par un ferrailage convenable du fût de la pile.



ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. Introduction

Un pont construit en encorbellement comporte principalement deux familles de câbles : les câbles de fléau, mis en œuvre pendant la construction (phase isostatique), et les câbles de continuité, mis en œuvre lors du clavage des fléaux entre eux ou avec les parties coulées sur cintre des travées de rive.

Dans les câblages traditionnels, tous les câbles des deux familles sont noyés dans le béton tandis que dans les câblages récents, seuls les câbles de fléau et quelques câbles de continuité sont placés à l'intérieur du béton, la plupart des câbles de continuité sont extérieurs au béton.

VI.2. Câblage de l'ouvrage

Le câblage de l'ouvrage comprend :

- **des câbles de fléau** intérieurs au béton,
- **quelques câbles de continuité** intérieurs au béton,
- **des câbles de continuité** extérieurs au béton.

VI.2.1. Rôle des différentes familles de câble

- **Câbles de fléau :**

Ils doivent reprendre sur pile, en construction, en fibre supérieure, les tractions dues aux moments négatifs de poids propre, d'équipage mobile et de charges de chantier.

- **Câbles de continuité intérieurs :**

Avant mise en tension des câbles de continuité extérieurs, les câbles de continuité intérieure doivent reprendre à la clef des travées centrales, l'effet du gradient thermique en fibre inférieure et s'opposer au retrait dans les voussoirs de clavages qui ne sont pas encore précontraints.

- **Câbles de continuité extérieurs :**

Ils reprennent sur pile les moments négatifs supplémentaires (équipements, charges d'exploitation, moments hyperstatiques éventuellement). Ils jouent le même rôle en travée pour les moments positifs dus aux mêmes actions auxquelles il faut ajouter l'effet du fluage. Ils doivent de plus, de par leur inclinaison, réduire l'effort tranchant près des piles, de façon à rendre admissibles les contraintes de cisaillement correspondantes.

VI.3. Câblage de fléau

VI.3.1. Généralités

Les câbles de fléaux s'ancrent dans tous les voussoirs d'un fléau. Ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale. Pour les arrêter, on les descend légèrement dans les âmes, et on les ancre dans des plaques d'ancrage, soit dans les goussets supérieurs, soit dans les âmes si nécessaire. On peut aussi les ancrer dans des bossages situés en haut des âmes. Il y a donc au moins autant de paires de câbles de fléau que de voussoirs dans un demi-fléau. D'autre part, tous les câbles de fléau passent dans les goussets des voussoirs sur pile.

VI.3.2. Détermination de la précontrainte du fléau

VI.3.2.1. Détermination des efforts de précontrainte

En phase de construction, les câbles de fléaux procurent deux états de contraintes, des contraintes de compression dans les fibres inférieures et des contraintes de tractions dans les fibres supérieures du voussoir.

$$\sigma_{p\ sup} = \frac{P}{S} + \frac{Pev}{I} ;$$

$$\sigma_{p\ inf} = \frac{P}{S} - \frac{Pev'}{I} ;$$

$\sigma_{p\ sup}$ Contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte ;

$\sigma_{p\ inf}$ Contrainte de traction au niveau des fibres inférieures générée par l'application de l'effort de précontrainte ;

P Force de précontrainte ;

v Distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure ;

v' Distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure ;

I Moment d'inertie longitudinale de la section ;

e Excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.

$$\frac{P}{S} + \frac{Pev}{I} = \frac{Mv}{I} \Rightarrow P = \frac{\frac{Mv}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{ev}{I}}$$

M Le moment fléchissant dû au poids propre et les surcharges supplémentaires déstabilisants le demi-fléau ;

S Section droite du voussoir.

Afin de déterminer l'effort de précontrainte 'P' On doit fixer l'excentricité des câbles 'e', On prend donc un enrobage égale au diamètre de la gaine des câbles de précontrainte qui vaut 10cm [1], On obtient la formule de l'excentricité suivante :

$$e = v - 0,10$$

La détermination des efforts sera faite pour un demi-fléau, afin de déterminer par la suite le câblage de ce dernier, l'autre moitié du fléau aura le même câblage du fait de la symétrie.

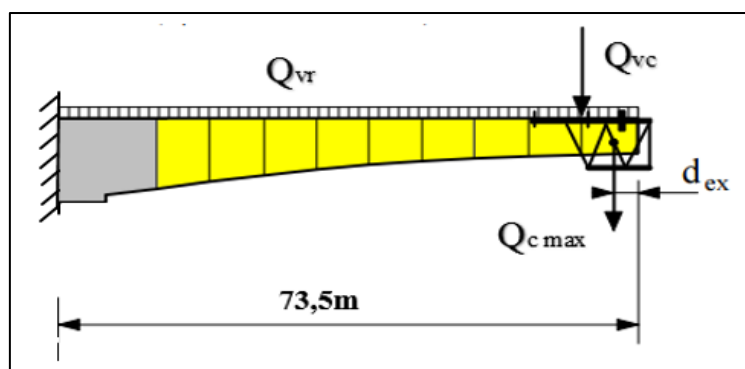


Figure VI.1. Actions appliquées sur un demi-fléau

Le tableau suivant donne les valeurs des moments fléchissant dus aux actions appliquées au demi-fléau ainsi que la valeur de la combinaison A1 (en cours de construction) [chapitre III] de ces mêmes moments.

Tableau VI.1. Valeurs des moments fléchissant du demi-fléau et de la combinaison A1

Voussoirs	X	M _{G max}	M _{Q_c,max}	M _{Q_{vr}}	M _{Q_{vc}}	A1
	(m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	(t.m)
½ VSP	0	87084,27	4705,92	675,28	775,50	103488,57
V1	4,5	76747,32	4411,80	595,13	726,00	91588,21
V2	7,5	70218,72	4215,72	544,50	693,00	84057,12
V3	10,5	63980,28	4019,64	496,13	660,00	76848,01
V4	13,5	58032,00	3823,56	450,00	627,00	69960,90
V5	16,5	52373,88	3627,48	406,13	594,00	63395,77
V6	19,5	47005,92	3431,40	364,50	561,00	57152,64
V7	22,5	41928,12	3235,32	325,13	528,00	51231,49
V8	25,5	37140,48	3039,24	288,00	495,00	45632,33
V9	28,5	32643,00	2843,16	253,13	462,00	40355,16
V10	31,5	28435,60	2647,08	220,50	429,00	35399,89
V11	34,5	24518,52	2451,00	190,13	396,00	30766,78
V12	37,5	20891,52	2254,92	162,00	363,00	26455,57
V13	40,5	17554,68	2058,84	136,13	330,00	22466,35
V14	43,5	14508,00	1862,76	112,50	297,00	18799,13
V15	46,5	11751,48	1666,68	91,13	264,00	15453,88
V16	49,5	9285,12	1470,60	72,00	231,00	12430,63
V17	52,5	7108,92	1274,52	55,13	198,00	9729,37
V18	55,5	5222,88	1078,44	40,50	165,00	7350,09
V19	58,5	3627,00	882,36	28,13	132,00	5292,81
V20	61,5	2321,28	686,28	18,00	99,00	3557,51
V21	64,5	1305,72	490,20	10,13	66,00	2144,20
V22	67,5	580,32	294,12	4,50	33,00	1052,88
V23	70,5	145,08	98,04	1,13	0,00	283,54
V _c	73,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

VI.3.2.2. Détermination du nombre de câbles

Pour les gammes de portées étudiées (150m pour les travées intermédiaires et 90m pour les travées de rives), on utilise des câbles 19 T 15. Ces câbles sont tendus à $(0,80 \times f_{prg})$ et subissent des pertes estimées à 26% jusqu'à la fin de la construction du fléau. Leur force utile en construction peut donc être estimée par, [1] :

$$P_{ut} = (1 - 0,26) \times \sigma_{p0} \times s \quad \text{où} \quad \sigma_{p0} = \text{Min} (0,80 \times f_{prg} ; 0,90 \times f_{peg})$$

- f_{prg} et f_{peg} : limites de rupture et élastique du câble ;
- s : section du câble [**Chapitre 3**] ;
- σ_{p0} tension d'origine.

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0,80 \times 1860 ; 0,90 \times 1860) = 1488 \text{ MPa}$$

$$P_{ut} = (1 - 0,26) \times 1488 \times 2850 \times 10^{-4} = 313,82 \text{ t}$$

La détermination du nombre de câbles pour un demi-fléau se fait au niveau de la section d'encastrement où le moment est maximal, elle a pour caractéristiques géométriques :

Tableau VI.2. Caractéristiques géométriques du voussoir sur pile

v (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	e (m)
4,16	117,56	17,30	4,06

Le moment fléchissant maximal au niveau du voussoir sur pile est obtenu sous la combinaison A1 (tableau 16), il vaut :

$$M_{enc} = 103488,6 \text{ t.m}$$

En remplaçant les différents paramètres précédents dans la formule de la force de précontrainte, on obtient :

$$P = \frac{\frac{103488,6 \times 4,16}{117,56}}{\frac{1}{17,3} + \frac{4,01 \times 4,06}{117,56}} = 18337,65 \text{ t}$$

Le calcul du nombre de câbles N, pour un demi-fléau est :

$$N = P / P_{ut}$$

$$N = 18337,65 / 313,82$$

$$N = 58 \text{ câbles}$$

Les câbles nécessaires pour un demi-fléau sont mentionnés dans le tableau 17.

Tableau VI.3. Détermination du nombre de câbles de fléau

voussoirs	M (t)	V (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	e (m)	P (t)	P _{ut} (t)	N
½ VSP	103 488,57	4,16	117,56	17,30	4,06	18 176,61	313,82	58
V1	91 588,21	3,87	113,64	16,44	3,77	16 484,11	313,82	53
V2	84 057,12	3,68	111,19	15,90	3,58	15 338,07	313,82	49
V3	76 848,01	3,50	108,89	15,38	3,40	14 171,15	313,82	45
V4	69 960,90	3,34	106,72	14,89	3,24	12 989,70	313,82	41
V5	63 395,77	3,18	104,67	14,42	3,08	11 821,83	313,82	38
V6	57 152,64	3,02	102,75	13,98	2,92	10 675,35	313,82	34
V7	51 231,49	2,88	100,95	13,56	2,78	9 549,27	313,82	30
V8	45 632,33	2,74	99,27	13,16	2,64	8 461,35	313,82	27
V9	40 355,16	2,62	97,70	12,79	2,52	7 424,28	313,82	24
V10	35 399,89	2,50	96,24	12,44	2,40	6 442,75	313,82	21
V11	30 766,78	2,39	94,90	12,11	2,29	5 524,78	313,82	18
V12	26 455,57	2,28	93,65	11,81	2,18	4 675,82	313,82	15
V13	22 466,35	2,19	92,52	11,54	2,09	3 906,59	313,82	12
V14	18 799,13	2,10	91,48	11,28	2,00	3 207,02	313,82	10
V15	15 453,88	2,02	90,55	11,05	1,92	2 585,68	313,82	8
V16	12 430,63	1,95	89,71	10,85	1,85	2 041,12	313,82	7
V17	9 729,37	1,89	88,97	10,67	1,79	1 568,79	313,82	5
V18	7 350,09	1,84	88,33	10,51	1,74	1 165,28	313,82	4
V19	5 292,81	1,79	87,78	10,38	1,69	825,15	313,82	3
V20	3 557,51	1,76	87,32	10,27	1,66	548,07	313,82	2
V21	2 144,20	1,73	86,96	10,19	1,63	326,72	313,82	1
V22	1 052,88	1,71	86,68	10,13	1,61	159,19	313,82	1
V23	283,54	1,69	86,50	10,09	1,59	42,56	313,82	1

On prend donc un nombre de câbles $N = 60$; de plus, on arrondit les autres câbles à l'entier pair supérieur car on dispose d'un caisson à deux âmes.

Tableau VI.4. Arrêts des câbles de fléau

Voussoirs	X (m)	N	N / âmes	N arrêtés
½ VSP	0	60	30	0
½ VSP	4,5	56	28	2
V1	7,5	52	26	2
V2	10,5	48	24	2
V3	13,5	44	22	2
V4	16,5	40	20	2
V5	19,5	36	18	2
V6	22,5	34	17	1
V7	25,5	32	16	1
V8	28,5	30	15	1
V9	31,5	28	14	1
V10	34,5	26	13	1
V11	37,5	24	12	1
V12	40,5	22	11	1
V13	43,5	20	10	1
V14	46,5	18	9	1
V15	49,5	16	8	1
V16	52,5	14	7	1
V17	55,5	12	6	1
V18	58,5	10	5	1
V19	61,5	8	4	1
V20	64,5	6	3	1
V21	67,5	4	2	1
V22	70,5	2	1	1
V23	73,5	0	0	1

Le schéma suivant montre l'allure des câbles de fléau

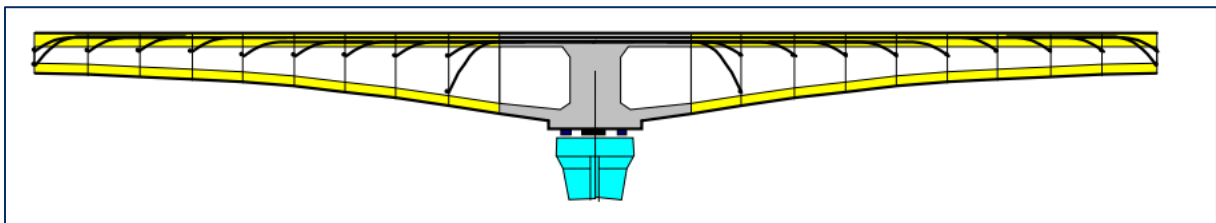


Figure VI.2. Schéma de câblage du fléau

VI.3.3. Tracés des câbles du demi-fléau

Pour s'ancrer dans l'axe des âmes, la plupart des câbles de fléau doivent subir des déviations (en plan et en élévation).

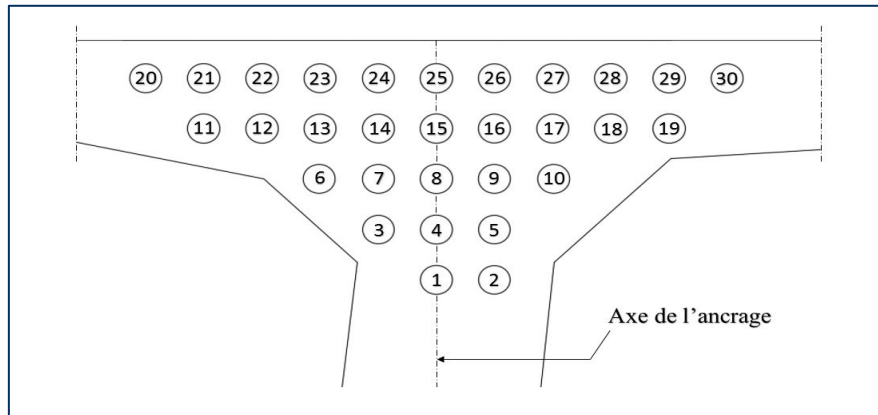


Figure VI.3. Câbles de fléau au niveau du gousset supérieur

VI.3.3.1. Tracés des câbles en élévation

Le câble en élévation suit une ligne droite jusqu'au début du vousoir où il emprunte une courbe en forme de parabole jusqu'à son ancrage. 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.

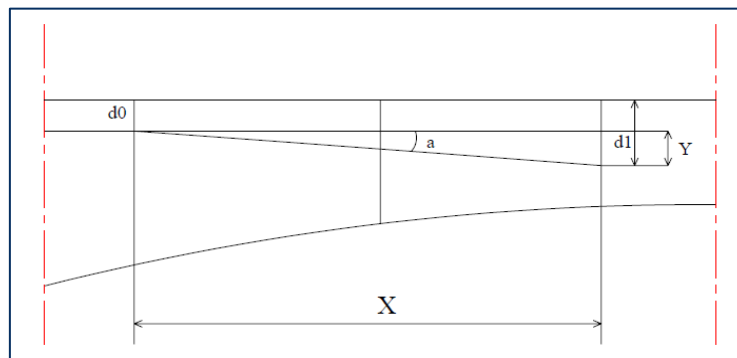


Figure VI.4. Tracé du câble de fléau en élévation

Le câble suit en élévation une forme parabolique qui a pour expression [1] :

$$Y(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \times \left(\frac{X}{L}\right)^2$$

Avec :

- d_0 : distance à la fibre supérieure du câble filant ;
- d_1 : distance à la fibre supérieure du point d'ancrage ;
- X : longueur sur laquelle s'effectue la courbure ;
- L : longueur totale du câble jusqu'à l'ancrage.

L'équation du rayon de courbure a pour expression :

$$R(x) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{\min} = 6m$$

- R_{\min} : rayon de courbure minimale, pour un câble T15 le rayon minimale est de 6m,[13].

La tangente au point d'ancrage est la suivante [1] :

$$Tg\alpha = \frac{d(y(x))}{dx} = 2 \times (d_1 - d_0) \times \left(\frac{x}{L^2}\right)$$

Tableau VI.5. Allure des câbles en élévation pour le demi-fléau

voussoirs	Câbles	X	d0	d1	R	α
		(m)	(m)	(m)	(m)	(rad)
½ Vsp	1	4,5	0,42	1,00	17,46	0,25
	2	3	0,42	1,00	7,76	0,37
V1	3	3	0,42	1,00	7,76	0,37
	4	3	0,29	0,80	8,82	0,33
V2	5	3	0,29	0,80	8,82	0,33
	6	3	0,29	0,80	8,82	0,33
V3	7	3	0,29	0,80	8,82	0,33
	8	3	0,29	0,80	8,82	0,33
V4	9	3	0,29	0,80	8,82	0,33
	10	3	0,29	0,80	8,82	0,33
V5	11	3	0,29	0,80	8,82	0,33
	12	3	0,29	0,80	8,82	0,33
V6	13	3	0,29	0,80	8,82	0,33
V7	14	3	0,10	0,80	6,43	0,44
V8	15	3	0,10	0,80	6,43	0,44
V9	16	3	0,10	0,80	6,43	0,44
V10	17	3	0,10	0,80	6,43	0,44
V11	18	3	0,10	0,80	6,43	0,44
V12	19	3	0,10	0,80	6,43	0,44
V13	20	3	0,10	0,80	6,43	0,44
V14	21	3	0,10	0,80	6,43	0,44
V15	22	3	0,10	0,80	6,43	0,44
V16	23	3	0,10	0,80	6,43	0,44
V17	24	3	0,10	0,80	6,43	0,44
V18	25	3	0,10	0,80	6,43	0,44
V19	26	3	0,10	0,80	6,43	0,44
V20	27	3	0,10	0,80	6,43	0,44
V21	28	3	0,10	0,80	6,43	0,44
V22	29	3	0,10	0,80	6,43	0,44
V23	30	3	0,10	0,80	6,43	0,44

VI.3.3.2. Tracés des câbles en plan

Le tracé en plan suit une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage avec une variation très lente. Théoriquement il est conseillé de donner au câble une forme en S plus ou moins prononcée il est difficile de le réaliser en pratique. Ceci du point de vue pratique, et du point de vue perte de précontrainte celle-ci est très importante lorsque les courbures augmentent. En tenant compte de ces remarques on a choisi le tracé suivant :

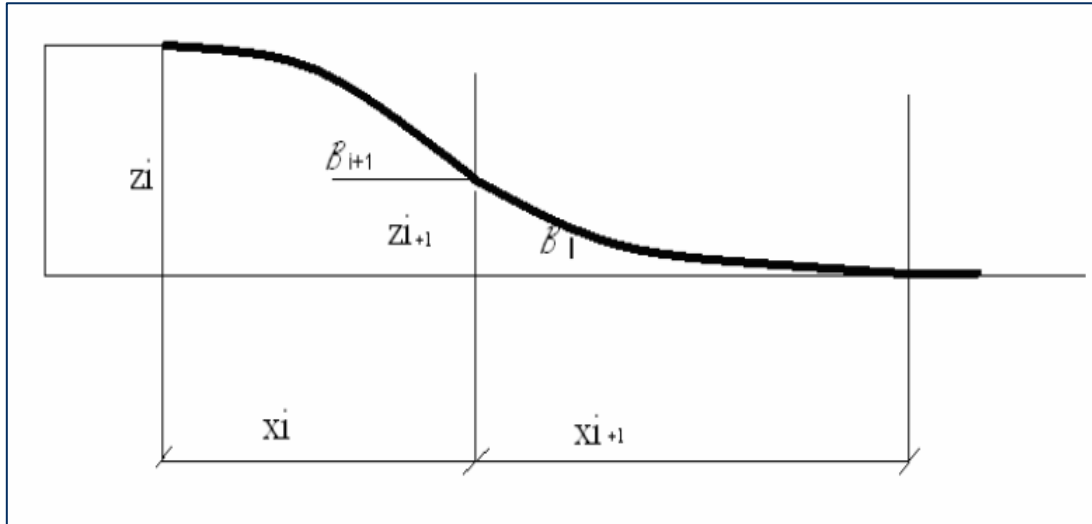


Figure VI.5. Tracé du câble de fléau en plan

L'équation de la courbure du câble est parabolique et sa formule est donnée comme suit :

$$Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0) \times \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

Avec :

- Z_0 : Abscisse de la plaque d'ancrage ;
- Z_1 : Abscisse du câble par rapport à la plaque d'ancrage ;
- X : longueur sur laquelle s'effectue la courbure ;
- L : longueur totale du câble jusqu'à l'ancrage.

Remarque : la plaque d'ancrage est prise comme repère, son Abscisse est : $Z_0 = 0$.

L'équation du rayon de courbure [1] :

$$R(x) = \frac{x^2}{2 \times (Z_1 - Z_0)} \geq R_{\min}$$

- R_{\min} : rayon de courbure minimale, pour un câble T15 le rayon minimale est de 6m [13].

La déviation angulaire est [1] :

$$\text{Tg } \beta = \frac{2 \times (Z_1 - Z_0)}{x}$$

Le tableau suivant donne les différents paramètres de la déviation des câbles en plan

Tableau VI.6. Allure des câbles en plan pour le demi-fléau

voussoirs	Câbles	X	Z ₀	Z ₁	R	β
		(m)	(m)	(m)	(m)	(rad)
1/2 Vsp	1	4,5	0,00	0,00	-56,25	0,00
	2	3	0,00	0,18	0,00	0,12
V1	3	3	0,00	-0,18	25,00	-0,12
	4	3	0,00	0,00	-5,06	0,00
V2	5	3	0,00	0,18	-6,34	0,12
	6	3	0,00	-0,35	-8,49	-0,23
V3	7	3	0,00	-0,18	-12,86	-0,12
	8	3	0,00	0,00	-25,00	0,00
V4	9	3	0,00	0,18	0,00	0,12
	10	3	0,00	0,35	25,00	0,23
V5	11	3	0,00	-0,71	12,86	-0,44
	12	3	0,00	-0,53	8,49	-0,34
V6	13	3	0,00	-0,35	6,34	-0,23
V7	14	3	0,00	-0,18	-3,17	-0,12
V8	15	3	0,00	0,00	-3,63	0,00
V9	16	3	0,00	0,18	-4,25	0,12
V10	17	3	0,00	0,35	-5,06	0,23
V11	18	3	0,00	0,53	-6,34	0,34
V12	19	3	0,00	0,71	-8,49	0,44
V13	20	3	0,00	-0,89	-12,86	-0,54
V14	21	3	0,00	-0,71	-25,00	-0,44
V15	22	3	0,00	-0,53	0,00	-0,34
V16	23	3	0,00	-0,35	25,00	-0,23
V17	24	3	0,00	-0,18	12,86	-0,12
V18	25	3	0,00	0,00	8,49	0,00
V19	26	3	0,00	0,18	6,34	0,12
V20	27	3	0,00	0,35	5,06	0,23
V21	28	3	0,00	0,53	4,25	0,34
V22	29	3	0,00	0,71	3,63	0,44
V23	30	3	0,00	0,89	3,17	0,54

VI.4. Câblage de continuité

VI.4.1. Généralités

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre toutes les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux. La précontrainte de continuité est en général mixte, c'est-à-dire composée à la fois de câbles intérieurs au béton et de câbles extérieurs au béton.

VI.4.2. Câbles de continuité intérieure

Les câbles de continuité intérieurs au béton appelés souvent 'câbles éclisses' règnent sur la partie centrale des travées de rive. Ces câbles s'opposant à des moments positifs, sont situés dans les goussets inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieur, ils sont souvent calés par rapport au-dessus du hourdis inférieur afin de systématiser leur tracé dans le bossage.

VI.4.2.1. Câbles de continuité intérieure à la clef

La précontrainte intérieure de continuité est dimensionnée de façon à reprendre le retrait après clavage et l'effet du gradient thermique.

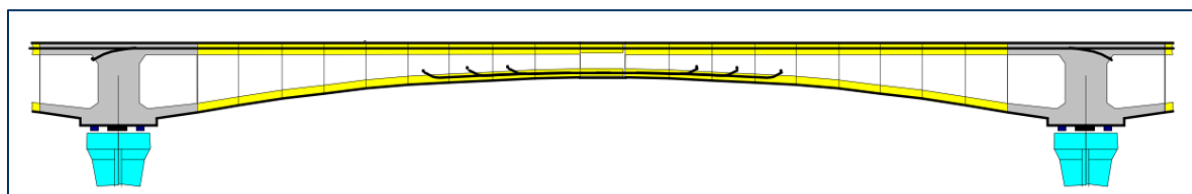


Figure VI.6. Schéma des câbles de continuité intérieure à la clef

VI.4.2.1.1. Moment dû au retrait

La contrainte due au retrait à prendre selon le guide SETRA [7] est de 1,5MPa :

$$\sigma_{\text{retrait}} = \frac{M_{\text{v}}}{I} = 1,5\text{MPa} \rightarrow M_{\text{retrait}} = \frac{1,5 \times 86,4}{2,81} \times 10^{-2}$$

$$M_{\text{retrait}} = 4612,1 \text{ t.m}$$

VI.4.2.1.2. Moment dû au gradient thermique

Le moment dû au gradient thermique est fourni par le logiciel ROBOT, selon le RPOA [15], Pour un tablier en béton en phase de construction le gradient thermique est pris égale à +12°C :

$$M_{\text{GT}} = 907,3 \text{ t.m}$$

Tableau VI.7. Nombre de câbles de continuité nécessaires à la clef

voussoir s	Mtot (t.m)	P (t)	0,8P ₀ (t)	N	N'
V _C	5519,4	1010,82	339,26	4	6

- N' : Nombre de câbles pris par mesure de sécurité

VI.4.2.2. Câbles de continuité intérieure à la partie coulée sur cintre

Pour les travées de rive, la précontrainte de continuité reprend l'effet du retrait après clavage et l'effet du gradient thermique. Elle doit reprendre également le poids de la partie coulée sur cintre. Le moment dû au poids propre de la partie coulée sur cintre est :

$$M_p = 10635 \text{ t.m}$$

Le tableau suivant donne le nombre de câbles de continuité intérieure nécessaires :

Tableau VI.8. nombre de câbles de continuité de la partie coulée sur cintre

voussoirs	Mtot (t.m)	P (t)	0,8P ₀ (t)	N	N'
V _C	16154,40	2958,50	339,26	10	12

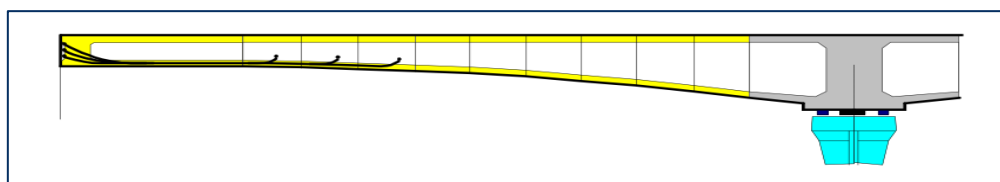


Figure VI.7. Câblage de continuité intérieure à la partie coulée sur cintre

VI.4.2.3. Ancrage des câbles de continuité intérieure

Les câbles de continuité intérieure sont ancrés dans des bossages situés à la liaison entre les âmes et le hourdis inférieurs, ces bossages présentent une longueur inférieure à celle des voussoirs courants. Ils sont exécutés en même temps que le reste du voussoir.

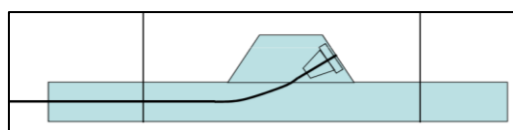


Figure VI.8. Ancrage des câbles de continuité intérieure (Bossage)

VI.4.3. Câbles de continuité extérieure

Les câbles de continuité extérieurs sont destinés à reprendre :

- En complément des câbles de continuité intérieurs, les moments positifs en travée dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitation.
- En complément des câbles de fléau, les moments négatifs sur pile dus aux charges permanentes et d'exploitation

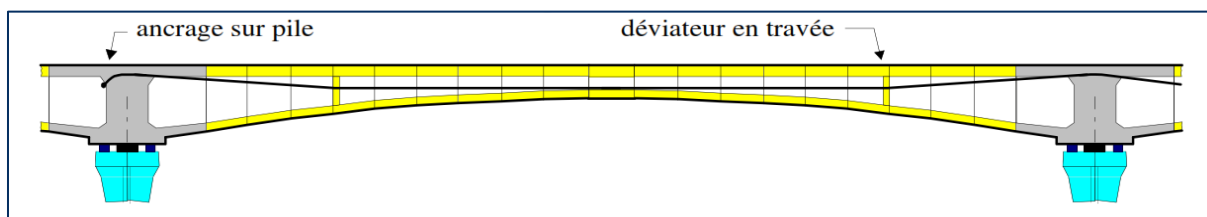


Figure VI.9. Schéma longitudinal de câblage de la continuité extérieure

VI.4.3.1. Modélisation de l'ouvrage

La modélisation a été faite à l'aide du Logiciel *Autodesk Robot Structural Analysis Professional version 2014*, La combinaison la plus défavorable à l'état limite de service est donnée par :

$$[G + 1,2(At+St) + 0,5T]$$

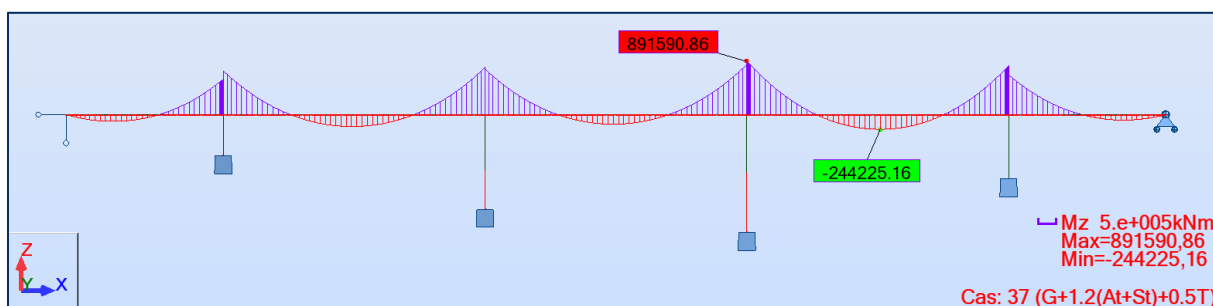


Figure VI.10. Moments fléchissant sous la combinaison $[G + 1,2(At+St) + 0,5T]$

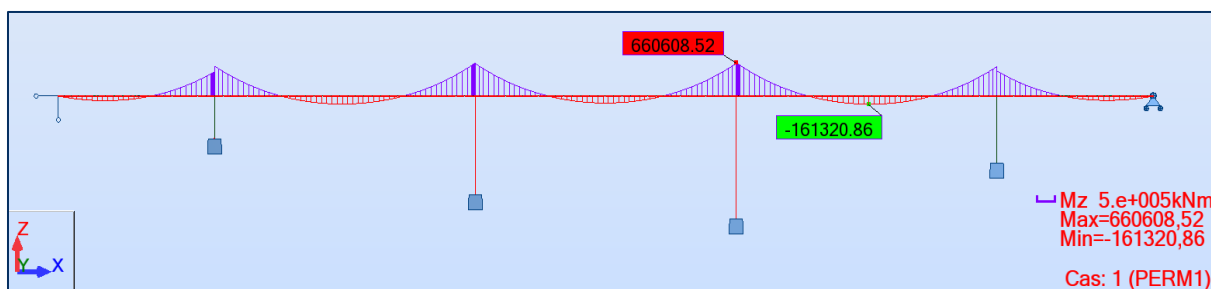


Figure VI.11. Moments fléchissant sous poids propres des voussoirs

Important

Le moment pris en compte pour le calcul du nombre de câbles de continuité extérieure est donnée par la combinaison $[G + 1,2(At+St) + 0,5T]$ (chapitre 4) auquel on soustrait le moment dû au poids propre.

Dans les tableaux suivants sont mentionnés les câbles de continuité extérieure nécessaire sur appuis et à la clef.

Tableau VI.9. Détermination du nombre de câbles de continuité extérieure sur pile

voussoirs	Mréd	P	0,8P	N	N'
	(t.m)	(t)	(t)		
VSP	23106,64	4284,16	339,26	13	14

Tableau VI.10. Détermination du nombre de câbles de continuité extérieure à la clef

voussoirs	Mréd	P	0,8P	N	N'
	(t.m)	(t)	(t)		
Vc	8286,87	1517,65	339,26	4	6

Le schéma suivant montre la disposition des câbles de continuité extérieure dans la section sur pile et sur la partie centrale de la travée ainsi que leur déviation.

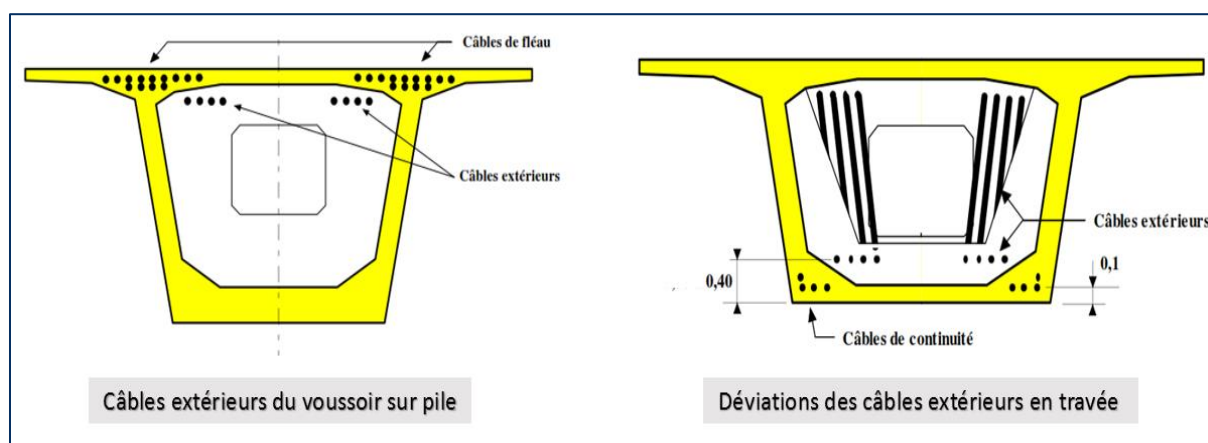


Figure VI.12. Schéma transversal du câblage de continuité extérieure

VI.5. Pertes de précontrainte

La contrainte de travail des aciers ne peut être déterminée de façon réglementaire comme celle du béton armé par exemple, où la contrainte admissible des aciers est limitée à une fraction de la limite élastique.

En effet, certains phénomènes qui n'avaient pas d'influence dans le domaine du béton armé, interviennent de façon non négligeable, tels :

- Le frottement à la mise en tension des câbles ;
- Le recul à l'ancrage ;
- La non-simultanéité de mise en tension des différents câbles ;
- Le retrait du béton ;
- La relaxation des aciers ;
- Le fluage du béton.

Les trois premières pertes sont instantanées, les trois dernières sont des pertes différées, c'est-à-dire qu'elles atteignent leur valeur maximale au bout d'un certain nombre de mois, voire d'années.

La mise en tension des câbles de précontrainte s'effectue grâce à l'action de vérins hydrauliques. Au point le plus sollicité du câble, on évitera d'atteindre une valeur trop proche de la rupture de l'acier, c'est pourquoi on a fixé réglementairement une traction maximale de mise en tension appelée tension à l'origine et notée σ_{p0} .

Pour ce chapitre le calcul des pertes sera donné dans un premier temps pour la section sur pile en raison du volume des tableaux par la suite les pertes seront données dans chaque section du fléau dans un tableau récapitulatif. On détaillera le calcul des pertes dans la section du voussoir sur pile. Les pertes par frottement dans chaque section sont données dans l'annexe C.

VI.5.1. Les pertes instantanées

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- les pertes de tension par frottement ;
- les pertes de tension à l'ancrage ;
- les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

VI.5.1.1. Perte de tension par frottement de l'armature

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur la gaine métallique, ou plastique servant de conduit aux câbles. Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne, on admet en général une variation parasite dans les gaines qu'on note Φ , [12].

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{p0} \times (f \times \theta(x) + \Phi \times x)$$

- σ_{p0} : tension d'origine du câble T15 elle vaut 1488MPa ;
- f : Coefficient de frottement compris entre 0.15 et 0.24 rd⁻¹ ; Dans notre cas $f = 0.18$ rd⁻¹ ;
- Φ : Coefficient de perte en ligne déviation parasite $\Phi = 0.0015$ m⁻¹ ;
- x : point d'application de P compté à partir de l'ancrage.

La valeur de θ à prendre en compte est représentée par la somme vectorielle des déviations angulaires par rapport aux plans verticaux et horizontaux, parallèle à l'axe longitudinal de la poutre, elle est donnée par la formule suivante :

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

Les pertes de tension par frottement dans la section sur pile sont données par le tableau suivant :

Tableau VI.11. Pertes de tension par frottement à la section sur pile

voussoirs	Câbles	θ	X	$\Delta\sigma_f$
		(rad)	(m)	(MPa)
1/2Vsp	1	0,25	4,5	73,66
	2	0,39	4,5	110,83
v1	3	0,39	7,5	115,30
	4	0,33	7,5	99,55
v2	5	0,35	10,5	109,62
	6	0,40	10,5	123,24
v3	7	0,35	13,5	114,09
	8	0,33	13,5	108,48
v4	9	0,35	16,5	118,55
	10	0,40	16,5	132,17
v5	11	0,55	19,5	176,78
	12	0,47	19,5	155,85
v6	13	0,40	22,5	141,10
v7	14	0,46	25,5	160,06
v8	15	0,44	28,5	160,26
v9	16	0,46	31,5	168,99
v10	17	0,50	34,5	184,22
v11	18	0,56	37,5	204,68
v12	19	0,62	40,5	227,32
v13	20	0,69	43,5	250,36
v14	21	0,62	46,5	236,25
v15	22	0,56	49,5	222,53
v16	23	0,50	52,5	211,00
v17	24	0,46	55,5	204,70
v18	25	0,44	58,5	204,90
v19	26	0,46	61,5	213,63
v20	27	0,50	64,5	228,86
v21	28	0,56	67,5	249,32
v22	29	0,62	70,5	271,96
V23	30	0,69	73,5	295,00
Perte totale par frottement à x=0 (Section sur pile)				5273,24

VI.5.1.2. Perte de tension à l'ancrage

Le jeu existant dans l'ancrage permet un léger glissement avant blocage définitif. Ce léger glissement et la déformation propre des pièces d'ancrage lorsque l'effort appliqué par le vérin leur est transféré entraînent un raccourcissement du câble donc une perte de tension, dans ce déplacement le câble vient frotter à nouveau sur la gaine.

Afin de déterminer la perte de tension à l'ancrage, on doit calculer la longueur d'influence du glissement g donnée par la formule suivante [12] :

$$\lambda = \frac{g \times E_p}{\sigma_{p0} \times \psi}$$

Avec $\psi = f \times \frac{\alpha}{X} + \Phi$

- E_p : Module d'élasticité des aciers = 1.9×10^5 MPa ;
- g : Intensité du recul d'ancrage = 8 mm ;
- X : Longueur horizontale du câble ;
- σ_{p0} : Tension à l'origine = 1488 MPa.

La perte de tension à l'ancrage est donnée par :

$$\begin{cases} x < \lambda : \Delta\sigma_a(x) = \Delta\sigma_0 \times \frac{(\lambda - x)}{\lambda} \\ x \geq \lambda : \Delta\sigma_a(x) = 0 \end{cases} \quad \text{Avec } \Delta\sigma_0 = 2 \times \sigma_{p0} \times \psi \times \lambda$$

Tableau VI.12 Pertes de tension par recul d'ancrage à la section sur pile

voussoirs	Câbles	X	θ	ψ	λ	$\Delta\sigma_0$	$\Delta\sigma_a$
		(m)	(rad)	(m ⁻¹)	(m)	(MPa)	(MPa)
½ V _{sp}	1	4,5	0,25	0,012	7,99	285,35	124,64
	2	4,5	0,39	0,018	6,61	345,10	110,05
v1	3	7,5	0,39	0,011	8,22	277,28	24,37
	4	7,5	0,33	0,010	8,79	259,44	38,03
v2	5	10,5	0,35	0,008	9,78	233,22	0,00
	6	10,5	0,40	0,009	9,28	245,58	0,00
Perte totale par recul d'ancrage à x=0 (Section sur pile)							297,09

VI.5.1.3. Pertes de tension par raccourcissement du béton

La mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble par câble, la mise en tension du deuxième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et du premier câble ; de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

La perte de tension dans le premier câble à la mise en tension du deuxième câble vaut :

$$\Delta\sigma_i(x) = \frac{1}{2} \times \frac{Ep}{Ebj} \times \sigma_{pb}(x)$$

$$\Delta\sigma_i(x) = \frac{1}{2} ((1,9 \times 10^5) / 39125,82) \times \sigma_{pb}(x)$$

$$\Delta\sigma_i(x) = 2,43 \times \sigma_{pb}(x)$$

Tableau VI.13. Pertes de tension par raccourcissement du béton à la section sur pile

voussoirs	Câbles	θ	L(m)	σ_{pb}	$\Delta\sigma_i$
		(rad)	(m)	(MPa)	(MPa)
½ V _{sp}	1	0,25	4,5	11,86	28,82
	2	0,41	4,5	11,84	28,76
v1	3	0,41	7,5	11,92	28,96
	4	0,33	7,5	11,92	28,97
v2	5	0,38	10,5	11,95	29,04
	6	0,38	10,5	11,94	29,00
v3	7	0,40	13,5	11,94	29,03
	8	0,33	13,5	11,95	29,04
v4	9	0,38	16,5	11,94	29,01
	10	0,48	16,5	11,93	28,98
v5	11	0,78	19,5	11,88	28,87
	12	0,62	19,5	11,90	28,92
v6	13	0,38	22,5	11,92	28,96
v7	14	0,88	25,5	11,90	28,91
v8	15	0,44	28,5	11,90	28,91
v9	16	0,48	31,5	11,89	28,89
v10	17	0,56	34,5	11,87	28,85
v11	18	0,69	37,5	11,85	28,80
v12	19	0,84	40,5	11,83	28,75
v13	20	0,99	43,5	11,81	28,69
v14	21	0,84	46,5	11,82	28,73
v15	22	0,69	49,5	11,84	28,76
v16	23	0,56	52,5	11,85	28,79
v17	24	0,48	55,5	11,85	28,80
v18	25	0,44	58,5	11,85	28,80
v19	26	0,48	61,5	11,84	28,78
v20	27	0,56	64,5	11,83	28,74
v21	28	0,69	67,5	11,81	28,69
v22	29	0,84	70,5	11,79	28,64
V23	30	0,99	73,5	11,76	28,58
Perte totale par recul d'ancrage à x=0 (Section sur pile)					865,50

VI.5.2. Pertes de tension différées

Les déformations différées ont une action importante sur le béton précontraint, en agissant non seulement sur les déformations comme en béton armé, mais aussi sur :

- La valeur de la précontrainte en fonction du temps ;
- La répartition des sollicitations dans les systèmes hyperstatiques.

Il est donc nécessaire de connaître aussi bien que possible l'évolution de ces phénomènes dans le temps et leur variation en fonction des nombreux paramètres pouvant avoir une influence sur leur comportement.

Bien que la relaxation ne soit pas une déformation, mais une chute de tension à longueur constante en fonction du temps passé, nous étudierons également ce phénomène en plus du retrait et du fluage.

VI.5.2.1. Pertes de tension due au retrait du béton

Le retrait est un raccourcissement graduel du béton au cours de son durcissement. Il est dû principalement à une évaporation de l'eau qui avait été mise dans le béton pour améliorer le gâchage et la mise en œuvre. Il dépend d'un certain nombre de paramètres : la géométrie de la pièce, la proportion d'armatures passives longitudinales, le taux d'humidité relative de l'atmosphère en contact avec la pièce, le dosage du ciment, la quantité d'eau de gâchage...

La perte de précontrainte due au retrait [12], est prise égale à :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \times E_a$$

Pour estimer l'effet du retrait, on adopte le plus souvent des valeurs forfaitaires en fonction du climat, pour une région tempérée : $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$

$$\Delta\sigma_r = (2 \times 10^{-4}) \times (1.9 \times 10^5) = 38 \text{ MPa}$$

VI.5.2.2. Pertes de tension dues au fluage du béton

Le fluage désigne la déformation lente du béton soumis à une contrainte soutenue dans le temps. L'ordre de grandeur de cette déformation est de deux fois et peut atteindre trois fois la déformation instantanée. La perte de précontrainte due au fluage $\Delta\sigma_{fl}$:

$$\Delta\sigma_{fl} = 2\sigma_{bc} \frac{E_p}{E_{bi}} = 9.97 * \sigma_{bc}(x)$$

Où σ_{bc} représente la contrainte moyenne du béton au niveau du câble.

On fait le calcul pour le demi-fléau et les résultats de calcul sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14. Pertes de tension dues au fluage à la section sur pile

voussoirs	Câbles	L	θ	σ_{bc}	$\Delta\sigma_{fl}$
		(m)	(rad)	(MPa)	(MPa)
$\frac{1}{2} V_{sp}$	1	4,5	0,25	11,83	117,95
	2	4,5	0,41	11,81	117,73
v1	3	7,5	0,41	11,89	118,54
	4	7,5	0,33	11,89	118,56
v2	5	10,5	0,38	11,92	118,84
	6	10,5	0,38	11,91	118,70
v3	7	13,5	0,40	11,92	118,80
	8	13,5	0,33	11,92	118,85
v4	9	16,5	0,38	11,91	118,75
	10	16,5	0,48	11,90	118,61
v5	11	19,5	0,78	11,85	118,17
	12	19,5	0,62	11,87	118,38
v6	13	22,5	0,38	11,89	118,52
v7	14	25,5	0,88	11,87	118,33
v8	15	28,5	0,44	11,87	118,33
v9	16	31,5	0,48	11,86	118,25
v10	17	34,5	0,56	11,84	118,09
v11	18	37,5	0,69	11,82	117,89
v12	19	40,5	0,84	11,80	117,66
v13	20	43,5	0,99	11,78	117,43
v14	21	46,5	0,84	11,79	117,57
v15	22	49,5	0,69	11,81	117,71
v16	23	52,5	0,56	11,82	117,82
v17	24	55,5	0,48	11,82	117,89
v18	25	58,5	0,44	11,82	117,89
v19	26	61,5	0,48	11,82	117,80
v20	27	64,5	0,56	11,80	117,65
v21	28	67,5	0,69	11,78	117,44
v22	29	70,5	0,84	11,76	117,21
V23	30	73,5	0,99	11,73	116,98
Perte totale due au fluage à x=0 (Section sur pile)					3542,34

VI.5.2.3. Pertes de tension dues à la relaxation des aciers

La relaxation provoque une chute de tension pour les armatures de précontrainte c'est-à-dire, le tirant perd au cours du temps une partie de sa contrainte de traction et cette diminution dépend de la nature de l'acier et de son traitement. Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en %.

La perte par relaxation pour les aciers 19T15 T.B.R s'écrit :

$$\Delta\sigma_p(x,t) = \frac{6}{100} * \rho_{1000} * (\mu - \mu_0) * \sigma_{pi}(x). \quad \text{Avec} \quad \mu = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}}$$

- $\sigma_{pi}(x)$: La tension initiale de l'acier (après pertes instantanées).
- μ_0 : un coefficient pris égal à 0,43 pour les aciers, T.B.R [12] ;
- ρ_{1000} : Relaxation de l'acier à 1000 heures exprimé en % elle est prise égale à 2,5

Tableau VI.15. Pertes de tension dues à la relaxation des aciers à la section sur pile

voussoirs	Câbles	L(m)	θ	$\sigma_{pi}(x)$	μ	$\Delta\sigma_p$
		(m)	(rad)	(MPa)		(MPa)
1/2 Vsp	1	4,5	0,25	1260,88	0,68	37,51
	2	4,5	0,41	1238,36	0,67	35,04
v1	3	7,5	0,41	1319,37	0,71	44,23
	4	7,5	0,33	1321,46	0,71	44,47
v2	5	10,5	0,38	1349,34	0,73	47,84
	6	10,5	0,38	1335,75	0,72	46,19
v3	7	13,5	0,40	1344,89	0,72	47,30
	8	13,5	0,33	1350,49	0,73	47,98
v4	9	16,5	0,38	1340,44	0,72	46,75
	10	16,5	0,48	1326,85	0,71	45,12
v5	11	19,5	0,78	1282,35	0,69	39,92
	12	19,5	0,62	1303,22	0,70	42,33
v6	13	22,5	0,38	1317,94	0,71	44,06
v7	14	25,5	0,88	1299,03	0,70	41,84
v8	15	28,5	0,44	1298,83	0,70	41,82
v9	16	31,5	0,48	1290,12	0,69	40,81
v10	17	34,5	0,56	1274,93	0,69	39,08
v11	18	37,5	0,69	1254,52	0,67	36,80
v12	19	40,5	0,84	1231,93	0,66	34,35
v13	20	43,5	0,99	1208,95	0,65	31,91
v14	21	46,5	0,84	1223,02	0,66	33,39
v15	22	49,5	0,69	1236,71	0,66	34,86
v16	23	52,5	0,56	1248,21	0,67	36,11
v17	24	55,5	0,48	1254,50	0,67	36,80
v18	25	58,5	0,44	1254,30	0,67	36,78
v19	26	61,5	0,48	1245,59	0,67	35,82
v20	27	64,5	0,56	1230,40	0,66	34,18
v21	28	67,5	0,69	1209,99	0,65	32,02
v22	29	70,5	0,84	1187,40	0,64	29,69
V23	30	73,5	0,99	1164,41	0,63	27,39
Perte totale par relaxation à x=0 (Section sur pile)						1172,39

VI.5.3. Pertes de tensions dans les sections du fléau

Le tableau suivant donne les valeurs des pertes de tension instantanées et différées dans chaque section du fléau.

Tableau VI.16. Pertes de tension instantanées et différées du demi-fléau

Voussoirs	x	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_a$	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_p$
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
½ VSP	0	5273,24	297,09	865,50	3542,34	1172,39
V1	4,5	4501,02	599,41	570,85	2337,81	1132,07
V2	7,5	4204,89	595,51	487,73	1997,56	1047,47
V3	10,5	3909,62	562,00	447,20	1831,45	962,04
V4	13,5	3640,36	533,28	375,44	1537,66	877,43
V5	16,5	3362,94	459,89	310,75	1272,80	798,29
V6	19,5	3029,57	300,92	252,33	1033,58	733,25
V7	22,5	2853,56	302,33	253,37	1037,88	689,56
V8	25,5	2669,12	296,76	249,56	1022,32	648,13
V9	28,5	2492,94	283,12	241,47	989,19	607,40
V10	31,5	2317,44	282,23	229,33	939,47	565,77
V11	34,5	2136,82	297,81	213,89	876,24	523,40
V12	37,5	1946,46	308,57	195,43	800,62	482,96
V13	40,5	1744,39	316,30	174,89	716,49	444,12
V14	43,5	1530,28	315,78	153,13	627,36	407,17
V15	46,5	1337,14	314,78	130,54	534,79	368,02
V16	49,5	1164,63	309,31	107,86	441,87	327,16
V17	52,5	1010,80	305,32	85,91	351,95	284,02
V18	55,5	871,01	302,03	65,32	267,60	239,17
V19	58,5	739,47	300,03	46,59	190,88	193,16
V20	61,5	608,60	299,12	30,43	124,67	146,79
V21	64,5	472,63	273,97	17,26	70,71	103,52
V22	67,5	326,90	216,43	7,57	31,03	64,58
V23	70,5	63,98	125,38	1,88	7,69	41,58

Tableau VI.17. Vérifications des Pertes de tension du demi-fléau

Voussoirs	x	σ_{p0}	$\Delta\sigma_{inst}$	$\Delta\sigma_{inst}$	$\Delta\sigma_{diff}$	$\Delta\sigma_{diff}$	$\Delta\sigma_{totales}$	$\Delta\sigma_{totales}$
	(m)	(MPa)	(MPa)	(%)	(MPa)	(%)	(MPa)	(%)
½ VSP	0	44640	6435,83	14,42	4752,73	10,65	11188,55	25,06
V1	4,5	41664	5671,28	13,61	3507,88	8,42	9179,16	22,03
V2	7,5	38688	5288,13	13,67	3083,03	7,97	8371,17	21,64
V3	10,5	35712	4918,81	13,77	2831,50	7,93	7750,31	21,70
V4	13,5	32736	4549,08	13,90	2453,09	7,49	7002,17	21,39
V5	16,5	29760	4133,58	13,89	2109,08	7,09	6242,66	20,98
V6	19,5	26784	3582,82	13,38	1804,83	6,74	5387,65	20,12
V7	22,5	25296	3409,26	13,48	1765,43	6,98	5174,69	20,46
V8	25,5	23808	3215,45	13,51	1708,44	7,18	4923,89	20,68
V9	28,5	22320	3017,53	13,52	1634,59	7,32	4652,12	20,84
V10	31,5	20832	2829,00	13,58	1543,24	7,41	4372,24	20,99
V11	34,5	19344	2648,52	13,69	1437,64	7,43	4086,16	21,12
V12	37,5	17856	2450,45	13,72	1321,58	7,40	3772,03	21,12
V13	40,5	16368	2235,59	13,66	1198,61	7,32	3434,20	20,98
V14	43,5	14880	1999,19	13,44	1072,52	7,21	3071,72	20,64
V15	46,5	13392	1782,45	13,31	940,81	7,03	2723,26	20,34
V16	49,5	11904	1581,80	13,29	807,03	6,78	2388,83	20,07
V17	52,5	10416	1402,03	13,46	673,97	6,47	2076,00	19,93
V18	55,5	8928	1238,36	13,87	544,77	6,10	1783,13	19,97
V19	58,5	7440	1086,09	14,60	422,03	5,67	1508,13	20,27
V20	61,5	5952	938,15	15,76	309,46	5,20	1247,61	20,96
V21	64,5	4464	763,85	17,11	212,23	4,75	976,08	21,87
V22	67,5	2976	550,90	18,51	133,61	4,49	684,51	22,99
V23	70,5	1488	191,24	12,85	87,26	5,86	278,51	18,72

Le tableau (31) montre que les pertes de tension totales reste inférieures à leur estimation initiale qui était de 26%.

VI.6. Vérification des contraintes en phase de construction

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 donc rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section, on est amené à vérifier les équations suivantes :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} - \frac{M \times V}{I} + \frac{P \times e \times V}{I} \geq \bar{\sigma}_t$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} + \frac{M \times V'}{I} - \frac{P \times e \times V'}{I} \leq \bar{\sigma}_c$$

- σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section par l'effort de précontrainte ;
- σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section par l'effort de précontrainte ;
- P : Effort de précontrainte ;
- S : Section transversale du voussoir ;
- M : Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges appliquées sur le demi-fléau ;
- V' : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure ;
- V : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure ;
- $\bar{\sigma}_t$: Contrainte admissible de traction ;
- $\bar{\sigma}_c$: Contrainte admissible de compression.

La valeur de la contrainte admissible de traction (chapitre III) :

$$\bar{\sigma}_t = f_{t28} = 3,3 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible de compression est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_c = 0,6 \times f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

Application numérique :

Pour la section $x=0$:

La perte totale $\Delta\sigma$ vaut 25,06% le nombre de câble dans cette section est de 60 câbles, la formule de la force de précontrainte est donnée par :

$$P = N \times P_{\text{ut}} \rightarrow P = N \times (1 - \Delta\sigma_{\text{totales}}) \times P_0$$

P_0 : Force d'origine de précontrainte

$$P = 60 \times (1 - 0,2506) \times (1488 \times 2850 \times 10^{-6})$$

$$P = 190,68 \text{ MN}$$

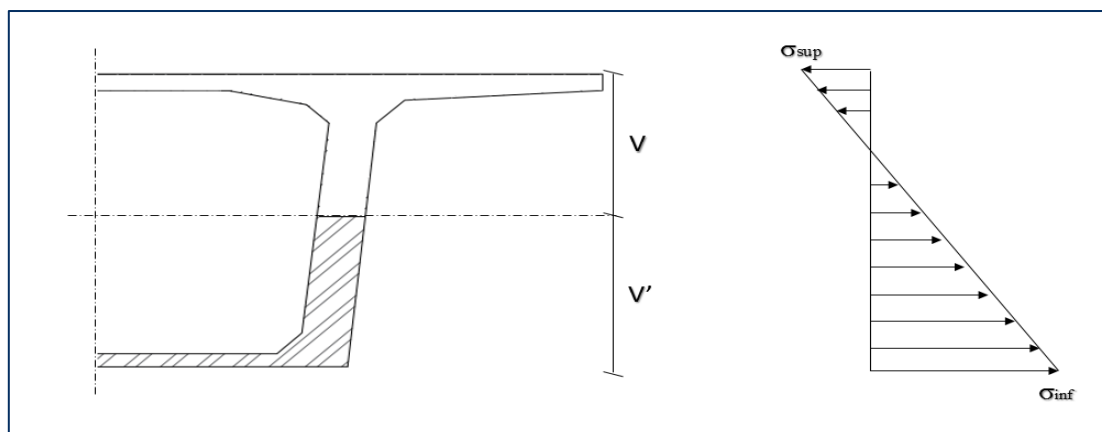


Figure VI.13. Diagramme des contraintes

Les tableaux suivants donnent les valeurs des contraintes supérieures et inférieures dans chaque section du demi-fléau, les détails du calcul sont donnés dans l'annexe B :

Tableau VI.18 Vérification des contraintes supérieures du demi-fléau

Voussoirs	X (m)	$\Delta\sigma_{\text{totales}}$ (%)	P (MN)	P/B (MPa)	MV/I (MPa)	PeV/I (MPa)	σ_{sup} (MPa)
1/2 VSP	0	25,06	190,68	11,02	36,62	27,40	1,80
V1	4,5	22,03	185,17	11,26	31,19	23,77	3,85
V2	7,5	21,64	172,80	10,87	27,82	20,47	3,52
V3	10,5	21,70	159,39	10,36	24,70	17,42	3,08
V4	13,5	21,39	146,68	9,85	21,90	14,87	2,83
V5	16,5	20,98	134,04	9,30	19,26	12,54	2,58
V6	19,5	20,12	121,95	8,72	16,80	10,47	2,39
V7	22,5	20,46	114,69	8,46	14,62	9,10	2,94
V8	25,5	20,68	107,64	8,18	12,60	7,25	2,83
V9	28,5	20,84	100,71	7,87	10,82	5,67	2,72
V10	31,5	20,99	93,82	7,54	9,20	3,92	2,27
V11	34,5	21,12	86,97	7,18	7,75	2,83	2,26
V12	37,5	21,12	80,28	6,80	6,44	2,31	2,66
V13	40,5	20,98	73,72	6,39	5,32	1,90	2,97
V14	43,5	20,64	67,31	5,97	4,32	1,55	3,20
V15	46,5	20,34	60,81	5,50	3,45	0,95	3,01
V16	49,5	20,07	54,23	5,00	2,70	1,00	3,30
V17	52,5	19,93	47,54	4,46	2,07	0,80	3,19
V18	55,5	19,97	40,73	3,88	1,53	0,63	2,97
V19	58,5	20,27	33,81	3,26	1,08	0,48	2,65
V20	61,5	20,96	26,82	2,61	0,72	0,90	2,79
V21	64,5	21,87	19,88	1,95	0,43	0,64	2,17
V22	67,5	22,99	13,06	1,29	0,21	0,41	1,50
V23	70,5	18,72	6,89	0,68	0,06	0,21	0,84

Tableau VI.19. Vérification des contraintes inférieures du demi-fléau

Voussoirs	X (m)	$\Delta\sigma_{\text{totales}}$ (%)	P (MN)	P/B (MPa)	MV'/I (MPa)	PeV'/I (MPa)	σ_{inf} (MPa)
½ VSP	0	25,06	190,68	11,02	42,61	31,87	21,76
V1	4,5	22,03	185,17	11,26	37,07	28,26	20,08
V2	7,5	21,64	172,80	10,87	33,64	24,76	19,75
V3	10,5	21,70	159,39	10,36	30,35	21,40	19,31
V4	13,5	21,39	146,68	9,85	27,27	18,53	18,60
V5	16,5	20,98	134,04	9,30	24,41	15,90	17,81
V6	19,5	20,12	121,95	8,72	21,75	13,55	16,92
V7	22,5	20,46	114,69	8,46	19,23	11,97	15,72
V8	25,5	20,68	107,64	8,18	16,92	10,53	14,56
V9	28,5	20,84	100,71	7,87	14,75	9,27	13,35
V10	31,5	20,99	93,82	7,54	12,76	8,12	12,19
V11	34,5	21,12	86,97	7,18	10,96	7,09	11,05
V12	37,5	21,12	80,28	6,80	9,32	6,17	9,95
V13	40,5	20,98	73,72	6,39	7,82	5,36	8,84
V14	43,5	20,64	67,31	5,97	6,47	4,64	7,80
V15	46,5	20,34	60,81	5,50	5,26	3,97	6,79
V16	49,5	20,07	54,23	5,00	4,20	3,39	5,81
V17	52,5	19,93	47,54	4,46	3,26	2,85	4,86
V18	55,5	19,97	40,73	3,88	2,44	2,35	3,96
V19	58,5	20,27	33,81	3,26	1,74	1,88	3,12
V20	61,5	20,96	26,82	2,61	1,17	1,46	2,32
V21	64,5	21,87	19,88	1,95	0,70	1,06	1,59
V22	67,5	22,99	13,06	1,29	0,34	0,68	0,95
V23	70,5	18,72	6,89	0,68	0,09	0,36	0,42

Conclusion

L'étude de la précontrainte nous a permis de déterminer le nombre de câbles de fléau estimés à 60 câbles par demi-fléau, ces câbles sont interrompus progressivement dans chaque nouveau voussoir en subissant des déviations en plan et en élévation.

Cette étude nous a permis également de déterminer le nombre de câbles de continuité. Pour les câbles de continuité intérieure ils reprennent les moments dus au fluage et au gradient thermique en cours de construction, par contre les câbles de continuité extérieure permettent de reprendre les moments supplémentaires dus au trafic en phase de service.

Les câbles de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées et différées estimés au début de l'étude à 26% de leurs tensions d'origines, ces derniers sont restés inférieurs à leurs estimations avec une perte totale maximale au niveau de la section sur pile de 25,06%.

Les efforts de précontraintes engendrent des contraintes de tractions et de compressions qui doivent rester inférieures aux valeurs des contraintes admissibles de traction et de compression du béton. Cela a été vérifié pour le cas de notre ouvrage.



ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT

VII.1. Introduction

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme ; les membrures supérieures et inférieures sont des éléments résistants à la flexion.

L'âme du caisson sera dimensionnée pour :

- Résister aux efforts de cisaillement ;
- Etablir les tracés des câbles ;
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontraintes avec, en cas de vibration, des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.

Par contre dans le cas du béton précontraint, du fait de la force de précontrainte, la contrainte au centre de gravité de la section n'est pas nulle ($\sigma_y = \frac{P}{B}$). Ainsi nous sommes obligés d'étudier la corrélation en la contrainte normale (σ) et la contrainte de cisaillement (τ) dans tout l'élément de béton précontraint.

VII.2. Détermination de l'effort tranchant

L'effort tranchant sollicitant une section quelconque d'une poutre à plan moyen fléchi est la composante normale à la fibre moyenne de la résultante de toutes les forces appliquées à gauche (ou à droite) de cette section, soient :

- Efforts extérieurs de résultante V tels que : $V = V_g + V_q$
Vg : Relative aux charges permanentes.
Vq : Relative aux charges variables.
- Effort de précontrainte Vp
Pour une poutre isostatique précontrainte par un ensemble d'armatures d'intensité P et d'inclinaison $\alpha\%$ à la fibre moyenne : $V_p = -P \times \sin(\alpha)$
- Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (Effet RESAL)

Il arrive fréquemment que la hauteur d'une poutre soit variable avec l'abscisse, plus forte sur appui qu'en travée. En respectant un extradados horizontal, l'intradados est donc incliné de pente ($\frac{dh}{dx}$).

Près des appuis en cas de poutres continues l'intradados est généralement comprimé, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant due aux forces extérieures s'annulent suivant la composante verticale de cet effort de compression qui vaut :

$$V_r = \frac{M}{Z} \times \frac{dh}{dx}$$

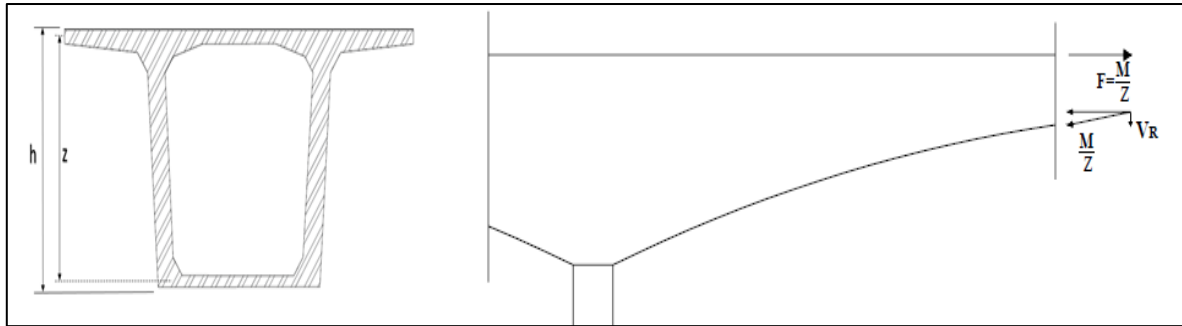


Figure VII.1. Prise en compte de l'effet RESAL sur les poutres caisson

- Pour une poutre hyperstatique on ajoutera l'effort tranchant dû au moment hyperstatique de précontrainte M égale à la dérivée : $V = dM/dx$

Au total l'effort tranchant à prendre en compte :

$$V_{red} = V - P \times \sin \alpha - V_r$$

VII.3. Justification des contraintes tangentielles à l'ELS

VII.3.1. Phase isostatique

Le BPEL préconise un critère représenté par une frontière limite (la courbe intrinsèque) dans le plan de MOHR (σ, τ) à l'intérieur de laquelle se situe le domaine de sécurité.

On doit vérifier que pour $\sigma_t = 0$ (abscisse de précontrainte verticale) :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0,4 (f_{tj} + \sigma_x) \times f_{tj} \\ \tau^2 \leq \frac{2 f_{tj}}{f_{cj}} \times (0,6 f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} + \sigma_x) \end{cases}$$

- σ_x : contrainte normale longitudinale.

La contrainte de cisaillement est maximum au niveau du centre de gravité de la section

$$\tau = \tau_{max} = \frac{V_{red} \times S_0}{I \times b_n}$$

- S_0 : Moment statique par rapport au centre de gravité ;
- B_n : largeur nette de la section de l'âme ;
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe horizontal de la section.

Remarque : (I/S_0) est prise égale à $(0,8 \times h)$ où h représente la hauteur du caisson, [21].

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT

Le tableau suivant donne les valeurs de l'effort tranchant réduit dans la phase isostatique, et la vérification des contraintes tangentielles par rapport aux contraintes admissibles, les détails du calcul sont données en annexe A :

Tableau VII.1. Vérifications des contraintes tangentielles dans la phase isostatique

voussoir	X (m)	Viso (MN)	Psina (MN)	Vrésal (MN)	Vréduit (MN)	τ (MPa)	τ_1 (MPa)
½ VSP	0	24,64	0	14,692	9,944	2,30	3,41
V1	4,5	23,17	2,57	12,207	8,398	2,07	3,43
V2	7,5	22,20	2,89	11,389	7,922	2,03	3,40
V3	10,5	21,23	2,73	10,361	8,135	2,17	3,35
V4	13,5	20,25	2,73	9,355	8,166	2,27	3,30
V5	16,5	19,28	2,73	8,390	8,159	2,36	3,24
V6	19,5	18,30	2,72	7,457	8,123	2,44	3,18
V7	22,5	17,33	1,36	6,570	9,396	2,93	3,15
V8	25,5	16,35	1,79	5,724	8,842	2,87	3,12
V9	28,5	15,38	1,79	4,935	8,657	2,91	3,09
V10	31,5	14,41	1,79	4,191	8,428	2,94	3,06
V11	34,5	13,43	1,78	3,510	8,137	2,94	3,02
V12	37,5	12,46	1,78	2,882	7,793	2,91	2,97
V13	40,5	11,48	1,78	2,322	7,383	2,84	2,93
V14	43,5	10,51	1,77	1,823	6,913	2,74	2,88
V15	46,5	9,53	1,77	1,390	6,371	2,60	2,83
V16	49,5	8,56	1,77	1,022	5,767	2,41	2,77
V17	52,5	7,58	1,77	0,718	5,098	2,18	2,70
V18	55,5	6,61	1,77	0,476	4,369	1,91	2,63
V19	58,5	5,64	1,76	0,292	3,584	1,59	2,55
V20	61,5	4,66	1,75	0,159	2,752	1,24	2,47
V21	64,5	3,69	1,73	0,073	1,881	0,86	2,38
V22	67,5	2,71	1,70	0,024	0,987	0,45	2,28
V23	70,5	1,74	1,64	0,003	0,097	0,04	2,19

Les contraintes tangentielles calculées (τ) restent inférieures aux contraintes admissibles τ_1 donc l'effort tranchant est vérifié.

VII.3.2. Phase hyperstatique

Dans la phase hyperstatique, la vérification de l'effort tranchant se fait en 2 étapes. La première c'est la détermination de l'emplacement du voussoir déviateur, et la deuxième concerne la vérification des contraintes dans la phase hyperstatique.

VII.3.2.1. Détermination de l'emplacement du voussoir déviateur

Dans l'étape 1 on vérifie les contraintes de cisaillements sans la réduction de l'effort tranchant due aux câbles de continuité extérieurs. Par la suite on place le voussoir déviateur dans la section où $\tau = \tau_{adm}$. Le tableau suivant donne les valeurs de l'effort tranchant réduit dans la phase hyperstatique, et la vérification des contraintes tangentielles par rapport aux contraintes admissibles, les détails du calcul sont donnés dans l'annexe B :

Tableau VII.2. Détermination de l'emplacement du voussoir déviateur

Voussoirs	X (m)	H (x) (m)	V _{hyp} (MN)	P Sin α (MN)	v résal (MN)	v _{réduit} (MN)	τ (MPa)	$\tau 1$ (MPa)
½ VSP	0	9	30,78	0	14,69	16,09	3,72	3,41
V1	4,5	8,47	29,82	2,57	12,21	15,05	3,70	3,43
V2	7,5	8,13	28,85	2,89	11,39	14,57	3,73	3,40
V3	10,5	7,81	27,29	2,73	10,36	14,20	3,79	3,35
V4	13,5	7,5	25,79	2,73	9,36	13,71	3,81	3,30
V5	16,5	7,21	24,34	2,73	8,39	13,22	3,82	3,24
V6	19,5	6,93	22,86	2,72	7,46	12,68	3,81	3,18
V7	22,5	6,67	21,40	1,36	6,57	13,47	4,21	3,15
V8	25,5	6,42	20,15	1,79	5,72	12,64	4,10	3,12
V9	28,5	6,19	18,78	1,79	4,94	12,05	4,06	3,09
V10	31,5	5,97	17,49	1,79	4,19	11,51	4,02	3,06
V11	34,5	5,77	16,17	1,78	3,51	10,88	3,93	3,02
V12	37,5	5,58	14,89	1,78	2,88	10,23	3,82	2,97
V13	40,5	5,41	13,73	1,78	2,32	9,63	3,71	2,93
V14	43,5	5,25	12,50	1,77	1,82	8,91	3,53	2,88
V15	46,5	5,11	11,33	1,77	1,39	8,17	3,33	2,83
V16	49,5	4,98	10,13	1,77	1,02	7,33	3,07	2,77
V17	52,5	4,87	9,03	1,77	0,72	6,54	2,80	2,70
V18	55,5	4,77	7,82	1,77	0,48	5,58	2,44	2,63
V19	58,5	4,69	6,76	1,76	0,29	4,71	2,09	2,55
V20	61,5	4,62	5,65	1,75	0,16	3,74	1,69	2,47
V21	64,5	4,57	4,50	1,73	0,07	2,70	1,23	2,38
V22	67,5	4,53	3,45	1,70	0,02	1,73	0,79	2,28
V23	70,5	4,51	2,37	1,64	0,00	0,73	0,34	2,19

Le voussoir déviateur est placé dans la section 55.5m car $\tau < \tau_{adm}$.

VII.3.2.2. Vérification de l'effort tranchant

Dans cette étape on fixe l'inclinaison des câbles de continuité extérieure de façon à réduire encore l'effort tranchant afin que les contraintes tangentielles soient admissibles.

Tableau VII.3. Vérifications des contraintes tangentielles

Voussoirs	X	P _{ext}	α	P _{ext} Sin α	V ^r réduit	τ	$\tau 1$
	(m)	(MN)	(Rad)	(MN)	(MN)	(MPa)	(MPa)
1/2 VSP	0	44,53	0,14	6,19	9,89	2,29	3,41
V1	4,5	44,53	0,14	6,19	8,85	2,18	3,43
V2	7,5	44,53	0,14	6,19	8,38	2,15	3,40
V3	10,5	44,53	0,14	6,19	8,00	2,13	3,35
V4	13,5	44,53	0,14	6,19	7,51	2,09	3,30
V5	16,5	44,53	0,14	6,19	7,03	2,03	3,24
V6	19,5	44,53	0,14	6,19	6,49	1,95	3,18
V7	22,5	44,53	0,14	6,19	7,27	2,27	3,15
V8	25,5	44,53	0,14	6,19	6,45	2,09	3,12
V9	28,5	44,53	0,14	6,19	5,86	1,97	3,09
V10	31,5	44,53	0,14	6,19	5,32	1,86	3,06
V11	34,5	44,53	0,14	6,19	4,68	1,69	3,02
V12	37,5	44,53	0,14	6,19	4,04	1,51	2,97
V13	40,5	44,53	0,14	6,19	3,44	1,32	2,93
V14	43,5	44,53	0,14	6,19	2,71	1,08	2,88
V15	46,5	44,53	0,14	6,19	1,97	0,80	2,83
V16	49,5	44,53	0,14	6,19	1,14	0,48	2,77
V17	52,5	44,53	0,14	6,19	0,35	0,15	2,70
V18	55,5	44,53	0,00	0,00	5,58	2,44	2,63
V19	58,5	44,53	0,00	0,00	4,71	2,09	2,55
V20	61,5	44,53	0,00	0,00	3,74	1,69	2,47
V21	64,5	44,53	0,00	0,00	2,70	1,23	2,38
V22	67,5	44,53	0,00	0,00	1,73	0,79	2,28
V23	70,5	44,53	0,00	0,00	0,73	0,34	2,19

L'inclinaison adoptée est de 0,14 rad ce qui équivaut 8°.

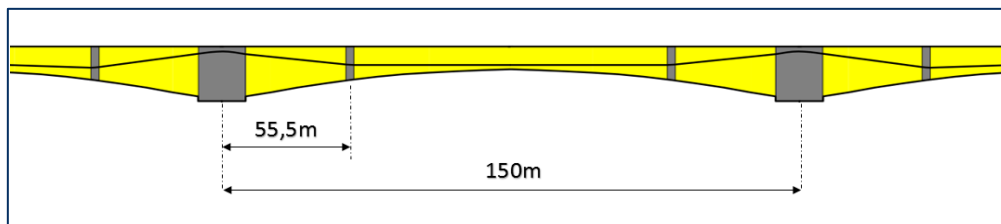


Figure VII.2. Déviations des câbles de continuité extérieurs

VII.4. Conclusion

Suite à l'étude de l'effort tranchant, les âmes qui représentent la partie résistante à l'effort tranchant, ne vont pas être redimensionnées car les contraintes tangentielles ont été vérifiées et restent inférieures aux valeurs admissibles.



ETUDE TRANSVERSALE

VIII.1. Introduction

Dans un ouvrage à hauteur constante, les calculs en flexion transversale sont menés dans la section courante par contre dans un ouvrage à hauteur variable ils sont menés généralement dans une section près de la pile et dans la section de clef. Ceci permet de prendre en compte les différences de comportement entre deux sections de hauteur extrêmes.

VIII.2. Zones de justifications

Dans la section transversale du tablier les zones à justifier sont généralement les suivantes :

- Hourdis supérieur : à la racine de l'encorbellement, au droit du gousset coté inférieur, et au centre de la dalle ;
- Dans les âmes : au niveau du centre de gravité et aux extrémités supérieure et inférieure ;
- Hourdis inférieur : à la racine du gousset.

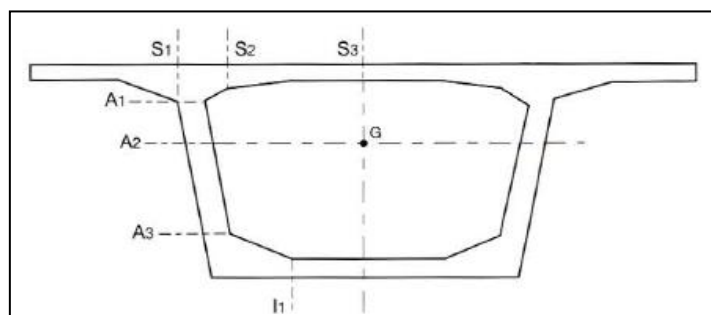


Figure VIII.1. Zone à justifier dans la section transversale

VIII.3. La modélisation

La section transversale a été modélisée comme un portique fermé appuyé doublement au niveau de la partie inférieure des âmes avec des sections équivalentes en termes d'inertie et de surface. VIII.4. Charges appliquées aux voussoirs

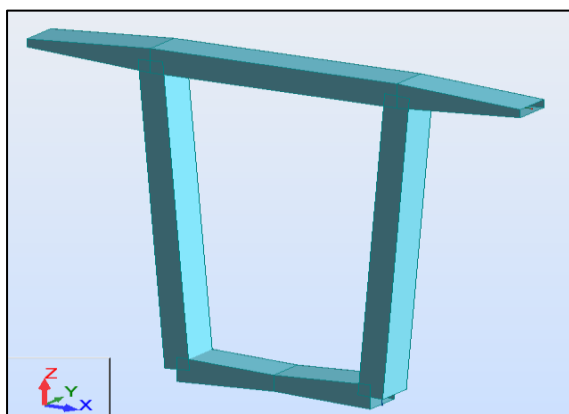


Figure VIII.2. Modélisation du voussoir sur pile

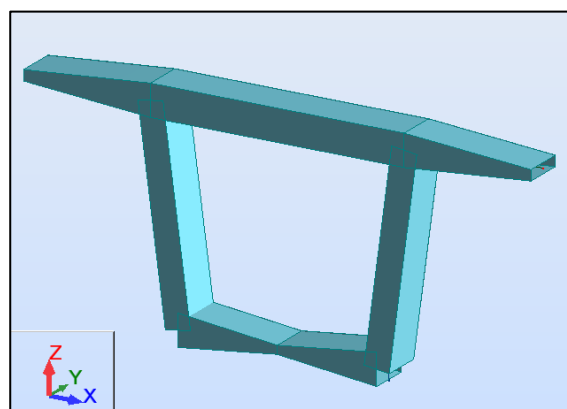


Figure VIII.3. Modélisation du voussoir à la clé

VIII.4.1. Charge permanente

- Poids propre : il est pris automatiquement par le logiciel Robot ;
- Revêtement : 2.64 kN/m ;
- Trottoir : 6.25 KN/m ;
- Corniche : 6.25 KN ;
- Barrière BN4 : 6.5 KN/m ;
- Garde-corps : 1 KN.

VIII.4.2. Charges dues au trafic

- La surcharge A : 4.07 kN/m appliquée transversalement ;
- La surcharge Bc : la charge de la roue est de 57 KN appliqué transversalement pour trois camions bc ;
- Convoi Mc 120 : 90,16 kN répartie sur un carrée de 1*1m pour chaque chenille ;
- Convoi D 240 : 4012.90 kN répartie sur un rectangle de 3,20*1m ;
- Charge sur trottoir St : 1.5 kN/m.

VIII.5. Efforts et combinaisons

Les efforts développés dans les sections transversales sont combinés aux états limites ultimes ELU et de service ELS. Dans tous les cas traités, la combinaison de charge à l'ELU [1.35G + 1,6 (Bc + St)] et la combinaison de charge à l'ELS [G + 1,2 (Bc + St)], ont donné les efforts maximaux dans les différentes sections étudiées

La section de l'hourdis supérieur ainsi que les porte-à-faux gauche et droit et l'hourdis inférieur sont soumis à la flexion simple, par contre les âmes gauche et droite sont soumises à la flexion composée. Le calcul des efforts a été fait par le logiciel *Autodesk Robot Structural Analysis*.

VIII.5.1. Flexion simple du voussoir sur pile

Le tableau suivant donne les moments fléchissant maximaux des sections du voussoir sur pile soumises à la flexion simple.

Tableau VIII.1. Efforts dans les sections soumises à la flexion simple du VSP

Sections	ELU		ELS	
	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)
Hourdis supérieur	244.75	-494.67	156.34	-369.98
Porte à faux gauche	0	-313.62	0	-233.95
Porte-à-faux droit	0	-467.21	0	-349.2
Hourdi inférieur	74.23	-105.26	55.87	-78.77

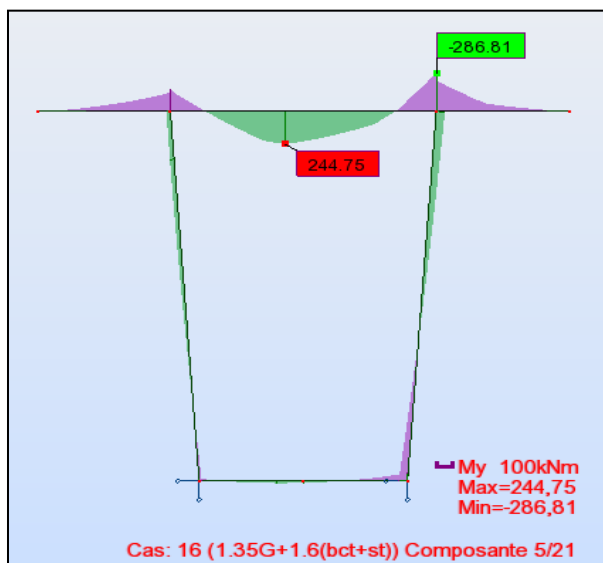


Figure VIII.4. Moment maximum à l'hourdis supérieur du voussoir sur pile

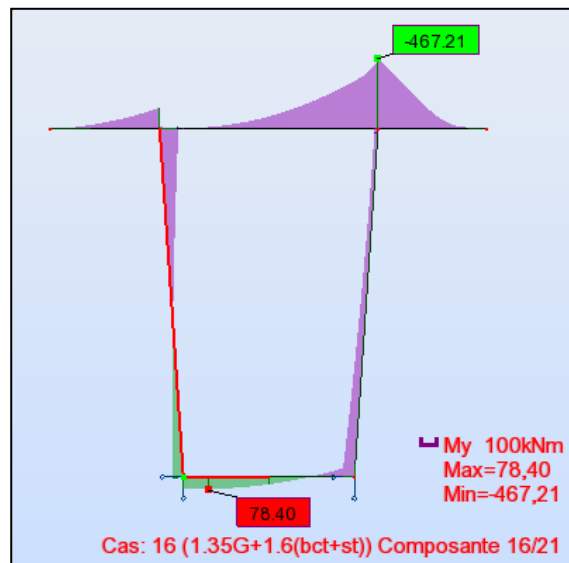


Figure VIII.5. Moment maximum au porte-à-faux du voussoir sur pile

VIII.5.2. Flexion composé du voussoir sur pile

Le tableau suivant donne les efforts normaux ainsi que les moments fléchissant maximaux des sections du voussoir sur pile soumises à la flexion composée.

Tableau VIII.2. Efforts dans les sections soumises à la flexion composée du VSP

Sections	ELU		ELS	
	N _{max} (kN.m)	M _{max} (kN.m)	N _{max} (kN)	M _{max} (kN.m)
Ame gauche	772.62	74.23	575.72	55.87
Ame droite	818.66	66.81	610.77	5029

VIII.5.3. Flexion simple du voussoir à la clé

Le tableau ci-dessous suivant donne les moments fléchissant maximaux dans les sections du voussoir de clavage soumises à la flexion simple.

Tableau VIII.3. Efforts dans sections soumises à la flexion simple du Vc

Sections	ELU		ELS	
	M _{max} (kN.m)	M _{min} (kN.m)	M _{max} (kN.m)	M _{min} (kN.m)
Hourdis supérieur	224.23	-488.50	168.07	-365.36
porte-à-faux gauche	0	-313.62	0	-233.95
porte-à-faux droit	0	-468.21	0	-233.95
Hourdis inférieur	62.70	-115.73	47.30	-86.55

VIII.5.4. Flexion composé du voussoir à la clé

Le tableau suivant donne les efforts normaux ainsi que les moments fléchissant maximaux des sections du voussoir de clavages soumises à la flexion composée.

Tableau VIII.4. Efforts dans les sections soumises à la flexion composée du Vc

Sections	ELU		ELS	
	N _{max}	M _{max}	N _{max}	M _{max}
	(kN)	(kN.m)	(kN)	(kN.m)
Ame gauche	683.49	80.63	510.4	60.64
Ame droite	731.21	86.58	545.99	65.1

VIII.6. Ferrailage de la section transversale

La section A_s qu'on prendra en compte pour le ferrailage de la section sera la plus grande entre la section obtenue par les efforts combinés à l'état limite ultime ELU, l'état limite de service ELS et la condition de non fragilité.

La Conditions de non fragilité notée CN est donnée par la formule suivante :

$$A_s > 0.23 \frac{b d f_{t28}}{f_e}$$

- b : largeur de la section prise égale à 1m ;
- f_{t28} : contrainte de traction du béton à 28jours ;
- f_e : limite élastique des aciers qui vaut 500 MPa.

VIII.6.1. Ferrailage en flexion simple

VIII.6.1.1. Ferrailage en flexion simple du voussoir sur pile

Le tableau suivant donne les ferrailages des sections soumises à la flexion simple du voussoir sur pile.

Tableau VIII.5. Ferrailages du voussoir sur pile

Sections	M _{max}	A _s	Nombre de barres
	(kN.m)	(cm ²)	
Hourdis supérieur	183.46	44.4	10HA25
	-369.98	23	8HA20
Hourdis inférieur	CN	6.8	7HA12
	CN	10.62	7HA14
porte-à-faux gauche	-233.95	14.3	8HA16
porte-à-faux droit	-349.2	21.6	7HA20

VIII.6.1.1. Ferrailage en flexion simple du voussoir à la clé

Le tableau suivant donne le ferrailage des sections soumises à la flexion simple du voussoir sur clé.

Tableau VIII.6. Ferrailage du voussoir à la clé

Sections	M	As	Nombre de Barres
	(kN.m)	(cm ²)	
Hourdis supérieur	168.07	40.4	9HA25
	-365.36	22.7	8HA20
Hourdis inférieur	47.30	14.5	8HA16
	CN	10.62	7HA16
porte-à-faux gauche	-233.95	14.3	8HA16
porte-à-faux droit	-349.2	21.6	7HA20

VIII.6.2. Ferrailage en flexion composée

On considère les âmes comme des poteaux donc elles travaillent en flexion composée.

La section minimale pour les poteaux est

$$A_s + A_{sc} = \max \left(4u, \frac{0.2}{100} B \right)$$

- u et B sont respectivement le Périmètre de la section exprimés en mètres et l'aire de la section.

Tous les efforts dans les âmes ont conduit au calcul de la section d'acier minimale et puisque les âmes ont la même section, elles seront ferrillées par la même section d'acier qui vaut :

$$A_s = A_{sc} = 6.4 \text{ cm}^2$$

VIII.7. Conclusion

Lors de l'étude transversale on s'intéresse au voussoir sur pile et au voussoir à la clef. Le voussoir est devisé en section (hourdis supérieur, hourdis inférieur, âmes, et porte-à-faux), les âmes travaillent en flexion composé par contre les autres sections travaillent en flexion simple

L'étude transversale nous a permis de déterminer le nombre d'armatures passives nécessaires dans chaque section du voussoir.



EQUIPEMENTS DU VIADUC

IX.1. Introduction

Les équipements du pont jouent un rôle important dans le fonctionnement de l'ouvrage. Ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

IX.2. Joint de chaussée

IX.2.1. Généralités

Le joint de chaussée est un élément exposé aux agressions de la circulation et de l'environnement. Toute intervention sur cet équipement entraîne des conséquences sur l'exploitation de l'ouvrage qu'il convient de limiter par de bonnes règles de conception et de mise en œuvre. Le paramètre le plus déterminant est le déplacement du tablier : le joint doit pouvoir reprendre le souffle, tant en déplacement longitudinal qu'en mouvement transversal et vertical. Le choix va se porter sur différentes familles de joints de chaussée en fonction de la valeur du souffle.

IX.2.2. Le souffle

IX.2.2.1. Définition du souffle

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes [9].

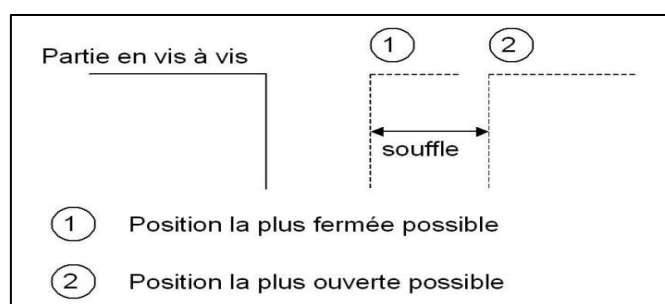


Figure IX.1. Description du souffle

IX.2.2.2. Composantes du souffle

Les principaux éléments entrant dans les composantes du souffle sont représentés sur la (figure 49).

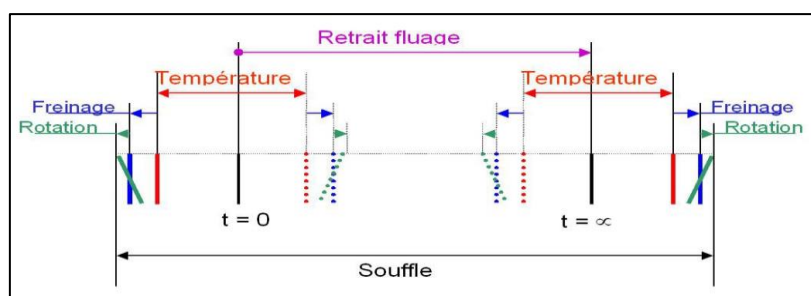


Figure IX.2. Décomposition du souffle

- La température.
- Freinage : sous charges ;
- Rotation : charges, fluage, gradient thermique...

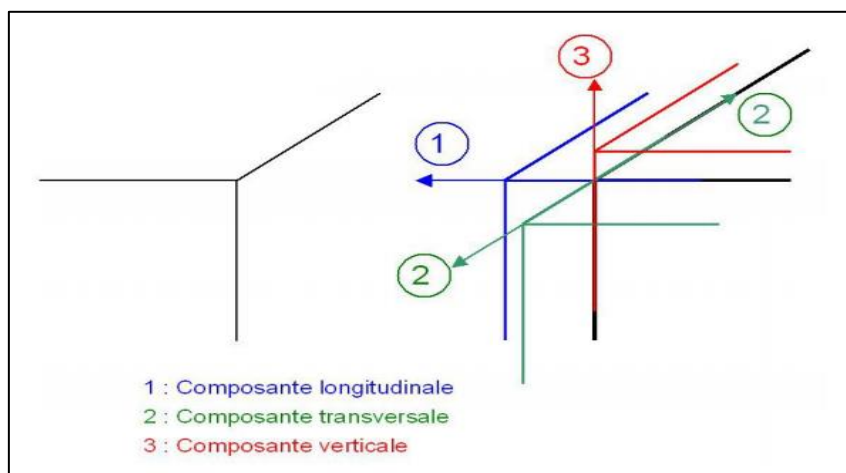


Figure IX.3. Composantes du souffle

La composante longitudinale est en général prépondérante. Elle représente les mouvements de contraction et d'extension, réversibles ou non, de la structure (température, retrait, fluage, freinage) ainsi que la déformation longitudinale liée à la rotation sous charge.

La composante transversale apparaît principalement dans le cas d'ouvrages courbes ou biais (mais également pour les ouvrages droits et larges) : elle est la conséquence d'une déformation particulière du tablier (essentiellement sous l'action de la dilatation thermique) et de l'effet du trafic (force centrifuge et force de freinage).

La composante verticale, bien que de faible valeur, n'est pas négligeable. Elle résulte de mouvements de rotation d'about du tablier et éventuellement de tassements (ou déformations) d'appuis et de déplacements/tassements des appareils d'appui (tassement élastique des appareils d'appui en élastomère, déplacement des appareils d'appui à balancier).

IX.2.2.3. Détermination du souffle

IX.2.2.3.1. Les actions à prendre en compte

Le calcul du souffle se fera Conformément aux Eurocodes, les actions à prendre en compte sont

- la température ;
- les effets de la structure porteuse : déformations différées du béton (retrait, fluage) ;
- les charges d'exploitation
 - efforts horizontaux : freinage ;
 - mouvements verticaux/horizontaux (rotations d'about) ;
- autres actions liées à la géométrie de l'ouvrage (courbure, biais, pente) ;
- actions accidentelles (chocs...).

IX.2.2.3.2. La température

L'étendue de température utilisée pour la détermination du souffle des joints de chaussée va dépendre du niveau de connaissance de la température de pose du joint [16]

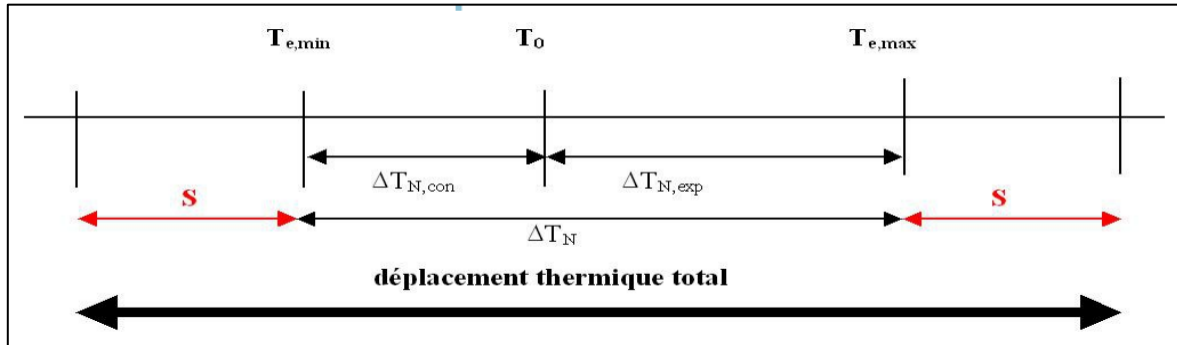


Figure IX.4. Etendue de la température pour le calcul du souffle [16]

- T_0 : température de référence ;
- $T_{e,min} / T_{e,max}$: composantes de température uniforme minimale et maximale du pont ;
- S : incertitude sur les variations positives et négatives de température uniforme du pont ;
- T_{min} / T_{max} : valeurs minimales et maximales de température de l'air sous abri.

$$T_{e,min} = T_{min} + \Delta T_{e,min}$$

$$T_{e,max} = T_{max} + \Delta T_{e,max}$$

Tableau IX.1. Valeurs de $\Delta T_{e,min}$ et $\Delta T_{e,max}$ [16]

Type de tablier	$\Delta T_{e,min}$	$\Delta T_{e,max}$
	(°C)	(°C)
Type 1 : métallique	-3,0	+16,0
Type 2 : mixte	+5,0	+4,0
Type 3 : en béton	+8,0	+2,0

- Incertitude sur la plage de variation de température (S) :
 - Joint réglable à la pose ou température de pose T_0 spécifiée : $S = 5^\circ\text{C}$;
 - Sinon : $S = 15^\circ\text{C}$.
- T_0 est considérée à 10°C pour une température extérieure entre 0 et 20°C

Application numérique

- Ouvrage situé à Cherchell wilaya de Tipaza au nord d’Algérie, selon le RPOA [15]
 - $T_{max} = 35^\circ\text{C}$ et $T_{min} = -15^\circ\text{C}$
- Tablier en béton précontraint type 3 $\rightarrow \Delta T_{e,min} = +8^\circ\text{C}$ et $\Delta T_{e,max} = +2^\circ\text{C}$
 - $T_{e,min} = -15 + 8 = -7^\circ\text{C}$ // $T_{e,max} = 35 + 2 = 37^\circ\text{C}$

– $T_0 = 10^\circ\text{C}$

• $\Delta_{TN,con} = 10 - (-7) = 17^\circ\text{C}$ // $\Delta_{TN,exp} = 37 - 10 = 27^\circ\text{C}$

Pour une température de pose du joint non connue et joint non réglable : $S = 15^\circ\text{C}$

• $\Delta_{TN,con} = 17 + 15 = 32^\circ\text{C}$ // $\Delta_{TN,exp} = 27 + 15 = 42^\circ\text{C}$

Les variations de longueurs relatives qui leur correspondent :

$$\varepsilon_{T,exp} = 4,2 \cdot 10^{-4} \text{ et } \varepsilon_{T,con} = 3,2 \cdot 10^{-4}$$

D'où les variations des longueurs suivantes ($\Delta L = L \times \varepsilon = 90/2 \times \varepsilon$) :

$$\Delta L_{T,exp} = 18,9 \text{ mm et } \Delta L_{T,con} = 14,4 \text{ mm}$$

IX.2.2.3.3. Les déformations différées du béton

Le retrait et le fluage du béton dépendent des dimensions de la pièce, du pourcentage d'humidité relative et de la composition du béton. Le fluage dépend également de la maturité du béton lors du premier chargement ainsi que de l'intensité et la durée des chargements,[18].

IX.2.2.3.3.1. Calcul du fluage

$$E_{cm} = 9,5(f_{ck} + 8)^{1/3} = 36 \text{ GPa}$$

$$E_c = 1,05 E_{cm} = 37,8 \text{ GPa}$$

- f_{ck} : résistance à la compression caractéristique à 28 jours ;
- E_{cm} : module sécant d'élasticité.

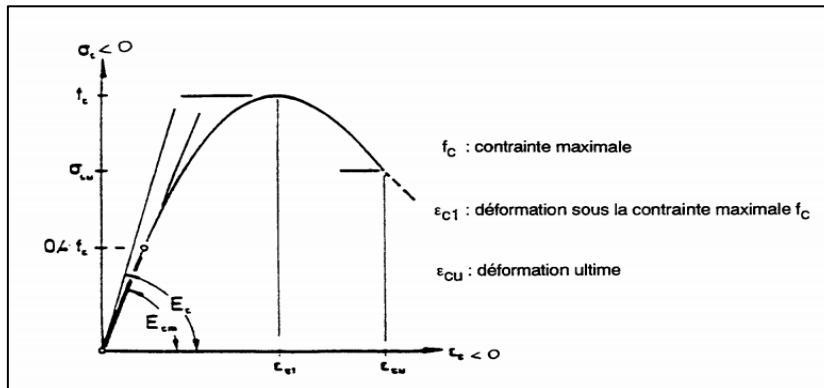


Figure IX.5. Diagramme contraintes-déformations de compression uni-axiale

Le Rayon moyen est donné par : $h_0 = 2Ac / u$

- Ac : aire de la section transversale du béton ;
- u : périmètre de la section transversale du béton.

$$\left[\begin{array}{l} Ac = 10,08 \text{ m}^2 \\ u = 31,61 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow h_0 = 2 \times 10,08 / 31,61 = 0,6 \text{ m}$$

IX.2.2.3.3.1.1. Estimation du coefficient de fluage

Le fluage et le retrait du béton dépendent principalement de l’humidité ambiante, des dimensions de l’élément et de la composition du béton, le fluage est également influencé par l’état de maturité du béton lors du premier chargement, et par la durée et l’intensité de la charge. Il convient de tenir compte de ces paramètres pour toute estimation du coefficient de fluage $\varphi(t,t_0)$, et de la valeur du retrait [18] :

Tableau IX.2. Coefficient de fluage $\varphi(\infty,t_0)$

Age du béton au chargement (en jours)	Rayon moyen 2Ac/u (en mm)					
	50	150	60	500	150	600
	Atmosphère sèche (RH = 50%)			Atmosphère humide (RH = 80%)		
1	5,5	4,6	3,7	3,6	3,2	2,9
7	3,9	3,1	2,6	2,6	2,3	2,0
28	3,0	2,5	2,0	1,9	1,7	1,5
90	2,4	2,0	1,6	1,5	1,4	1,2
365	1,8	1,5	1,2	1,1	1,0	1,0

Pour une région à atmosphère humide, un rayon moyen de 600mm, un âge du béton au chargement $t_0 = 1$ jour (hypothèse sécuritaire) [18] :

$$\varphi(\infty,t_0) = 2,9$$

La Déformation due au fluage du béton à l’instant $t = \infty$, pour une contrainte de compression constante σ_c appliquée à t_0 :

$$\varepsilon_{cc}(\infty,t_0) = \varphi(\infty,t_0) \times \left(\frac{\sigma_c}{E_c}\right) \rightarrow \varepsilon_{cc}(\infty,t_0) = 2,9 \times \left(\frac{19,1}{37,8}\right) \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{cc}(\infty,t_0) = 1,47 \times 10^{-3}$$

IX.2.2.3.3.2. calcul du retrait

La déformation de retrait totale (ε_{cs}) se compose de deux parties. La première est liée au retrait de séchage (ε_{cd}) et la deuxième au retrait endogène (ε_{ca}).

IX.2.2.3.3.2.1. Retrait de séchage

Le retrait de séchage du béton (aussi appelé retrait hydraulique ou retrait de dessiccation) résulte du séchage de la masse du béton. Cette évaporation, qui peut s’étaler sur plusieurs années, crée des tensions de surface à l’interface des grains de ciment hydratés qui génèrent à leur tour des déformations macroscopiques de l’élément, à savoir un raccourcissement.

$$\varepsilon_{cd,\infty} = K_h \times \varepsilon_{cd,0}$$

- $\varepsilon_{cd,0}$: valeur nominale du retrait de séchage ;
- k_h : coefficient dépendant du rayon moyen h_0 .

Le tableau suivant donne les valeurs nominales du retrait de dessiccation non gêné noté $\epsilon_{cd,0}$. [18]

Tableau IX.3. Valeurs nominales en % du retrait de dessiccation non gêné $\epsilon_{cd,0}$, [18]

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Humidité relative (%)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0
25/30	0,58	0,55	0,46	0,29	0,16	0
30/37	0,55	0,52	0,43	0,27	0,15	0
35/45	0,51	0,49	0,41	0,25	0,14	0
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0
50/60	0,43	0,41	0,34	0,21	0,12	0
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0

- f_{ck} : Résistance caractéristique à la compression du béton (mesurée sur cylindre à 28 jours) ;
- $f_{ck,cube}$: Résistance caractéristique à la compression du béton (mesurée sur cube à 28 jours) .

On fait une interpolation entre les valeurs $f_{ck}/f_{ck,cube}$: (40/50) et (50/60) afin d'obtenir la valeurs qui correspond à : $f_{ck}/f_{ck,cube} = 45/55$, le taux d'humidité pour une atmosphère prise humide est de 80%, on trouve donc :

$$\epsilon_{cd,0} = 0,225$$

Le schéma suivant permet de déterminer le coefficient K_h en fonction du rayon moyen h_0 , [18] :

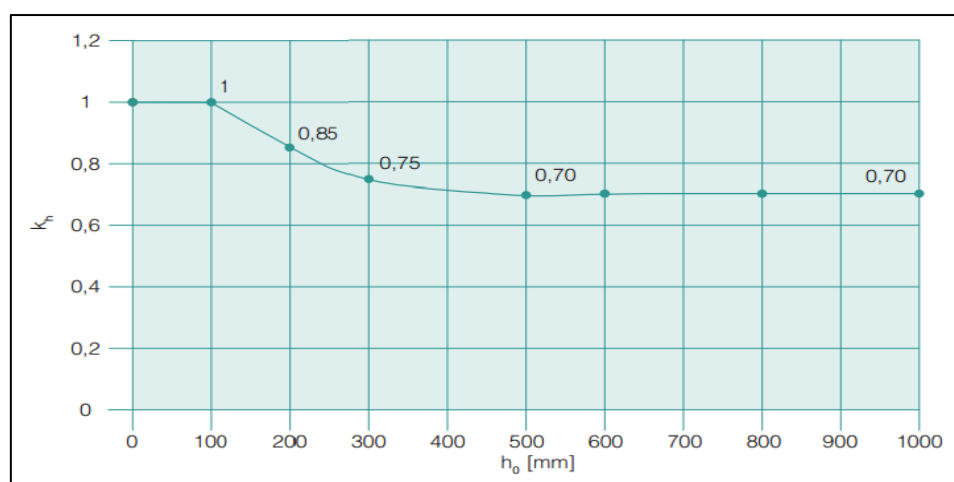


Figure IX.6. Valeur de K_h en fonction du rayon moyen h_0 [18]

Pour une région à atmosphère humide un rayon moyen de 600mm un âge du béton au chargement $t_0 = 1$ jour (hypothèse sécuritaire) :

$$K_h = 0,70$$

La valeur de la déformation due au Retrait de séchage :

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0,7 \times 0,225 \times 10^{-3} \rightarrow \varepsilon_{cd,\infty} = 1,58 \times 10^{-4}$$

IX.2.2.3.3.2.2. Retrait endogène

Le retrait endogène du béton (aussi appelé retrait d'autodesiccation ou retrait chimique) est une déformation qui résulte du fait que le volume des produits de l'hydratation est plus petit que le volume des réactifs en présence. Cette déformation est présente même sans échange hydrique avec l'environnement. Il s'agit donc d'une dessiccation interne du béton.

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} \rightarrow \varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \times (45 - 10) \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 0,875 \times 10^{-4}$$

IX.2.2.3.3.2.3. Retrait total

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \rightarrow \varepsilon_{cs} = 0,875 \times 10^{-4} + 1,58 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cs} = 2,46 \times 10^{-4}$$

IX.2.2.3.3.3. Calcul de la déformation totale fluage + retrait

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cs} + \varepsilon_{cc} \rightarrow \varepsilon_c = 2,46 \times 10^{-4} + 1,47 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_c = 1,72 \times 10^{-3}$$

La variation de longueur due aux déformations différées du béton est :

$$\Delta L_{\varepsilon_c} = 77,2 \text{ mm}$$

IX.2.2.3.4. Charges d'exploitation

IX.2.2.3.4.1. Force de freinage Q_{1k}

Une force de freinage, notée Q_{1k} , s'exerçant comme une force longitudinale, au niveau du revêtement de la chaussée, doit être considérée [17] :

$$Q_{1k} = 0,6 \alpha_{Q1} (2Q_{1k}) + 0,10 \alpha_{q1} q_{1k} w_1 L$$

- α_{Q1} : coefficient d'ajustement de la charge Q_{1k} , pris égale à 1 pour un pont de 1^{ère} classe ;
- Q_{1k} : Charge maximale d'un essieu tandem = 300 KN ;
- α_{q1} : coefficient d'ajustement de la charge q_{1k} pris égale à 1 pour un pont de 1^{ère} classe ;
- q_{1k} : charge réparties maximale due au trafic = 9 kN/m² ;
- w_1 : Largeur de la voie = 3,5m ;
- L : Portée de la travée considérée = 90m (travées de rives).

- Pour une travée de rive L = 90 m :

$$Q_{lk} = 0,6 \times 1 \times (2 \times 300) + 0,10 \times 1 \times 9 \times 3,5 \times 90$$

$$Q_{lk} = 643,5 \text{ kN}$$

- Déplacement longitudinal : $V_x = Q_{lk} T_q / (G a b)$

$$V_x = \frac{\left(\frac{0,6435}{2}\right) \times 144}{1,8 \times 0,6 \times 0,7} = 61,3 \text{ mm}$$

- T_q : Epaisseur totale moyenne de l'ouvrage (chapitre IX partie 3)
- G : coefficient de cisaillement ;
- a,b : Dimensions en plan de l'appareil d'appui (chapitre IX partie 3).

IX.2.2.3.5. Rotations d'about

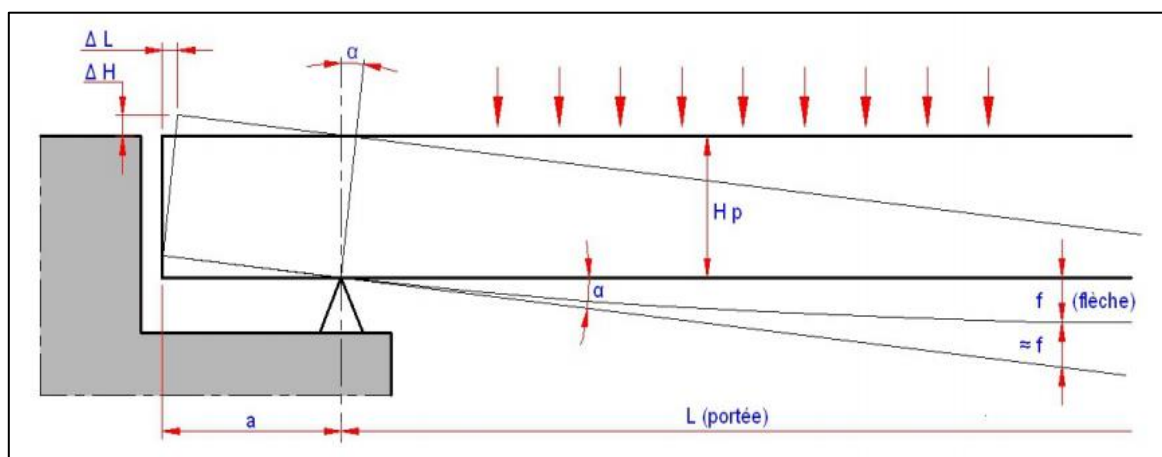


Figure IX.7. Rotations d'about d'un ouvrage

Les déplacements dus à la rotation d'about ont une valeur généralement faible [9] :

$$\Delta H = \alpha \times a = (4 f / L) \times a$$

$$\Delta L \approx (4 f / L) \times H_p$$

- f : flèche de la poutre ;
- L : Longueur de la travée ;
- a : Distance entre l'appareil d'appui et l'about ;
- H_p : Hauteur de la poutre ;
- ΔL : déformation transversal dû à la rotation d'about ;
- ΔH : déformation transversal dû à la rotation d'about.

La valeur de la flèche maximale dans la travée de rive est donnée par le logiciel *Autodesk Robot Structural Analysis* : $f = 34 \text{ mm}$

$$\Delta H = (4 \times 34 / 90) \times 0,5 \rightarrow \Delta H = 0,76 \text{ mm}$$

$$\Delta L = (4 \times 34 / 90) \times 4,5 \rightarrow \Delta L = 6,8 \text{ mm}$$

IX.2.2.3.6. Combinaison d'actions

- Actions permanentes
 - Retrait, fluage, déplacement d'appuis : G
- Actions variables
 - Effets de la température : T_k
 - Charges d'exploitation : Q_k
 - Rotation due aux charges
 - Freinage
 - Force centrifuge

Actions variables

- T_k : effet de la température avec sa valeur caractéristique ;
- Q_{k-c} : effet des charges de trafic (rotation) avec leur valeur caractéristique ;
- Q_{lk} : effet des forces de freinage, avec leur valeur caractéristique ;
- Q_{tk} : effet des forces centrifuges ou transversales, avec leur valeur caractéristique.

IX.2.2.3.6.1. Combinaisons des déplacements aux états limites [9]

IX.2.2.3.6.1.1. Etat limite de service

$$1- G + Q_{k-c} + 0,6 T_k$$

$$2- G + Q_{lk} + Q_{tk} + 0,6 T_k$$

$$3- G + T_k$$

IX.2.2.3.6.1.2. Etat limite ultime

$$1- 1,35 G + 1,35 Q_{k-c} + 1,5 \times 0,6 T_k$$

$$2- 1,35 G + 1,35 (Q_{lk} + Q_{tk}) + 1,5 \times 0,6 T_k$$

$$3- 1,35 G + 1,5 T_k$$

Le tableau suivant donne les valeurs du raccourcissement et de l'allongement du tablier suivant les combinaisons aux états limites

Tableau IX.4. Détermination du souffle

Combinaisons	Raccourcissement	Allongement
	(mm)	(mm)
ELS1	$77,2 + 6,8 + (0,6 \times 14,4) = 92,46 \text{ mm}$	$0 + 0 + (0,6 \times 18,9) = 11,34 \text{ mm}$
ELS2	$77,2 + 61,3 + 0 + 0,6 \times 14,4 = 147,14 \text{ mm}$	$0 + 61,33 + 0 + 0,6 \times 18,9 = 72,67 \text{ mm}$
ELS3	$77,2 + 14,4 = 91,6$	$0 + 18,9 = 18,9 \text{ mm}$
Souffle ELS : 220 mm	147 mm	73 mm
ELU1	$1,35 \times 77,2 + 1,35 \times 6,8 + 1,5 \times (0,6 \times 14,4) = 126,36 \text{ mm}$	$0 + 0 + 1,5 \times (0,6 \times 18,9) = 17,01 \text{ mm}$
ELU2	$1,35 \times 77,2 + 1,35 \times (61,33 + 0) + 1,5 \times (0,6 \times 14,4) = 192,96 \text{ mm}$	$0 + 1,35 \times 61,33 + 1,5 \times 0,6 \times 18,9 = 99,81 \text{ mm}$
ELU3	$1,35 \times 77,2 + 1,5 \times 14,4 = 125,82 \text{ mm}$	$0 + 1,5 \times 18,9 = 28,35 \text{ mm}$
Souffle ELU : 293 mm	193 mm	100 mm

La valeur du souffle prise en compte est de 293mm.

IX.2.3. Choix du joint de chaussée

Le choix du joint de chaussée se fait suivant le schéma suivant [9] :

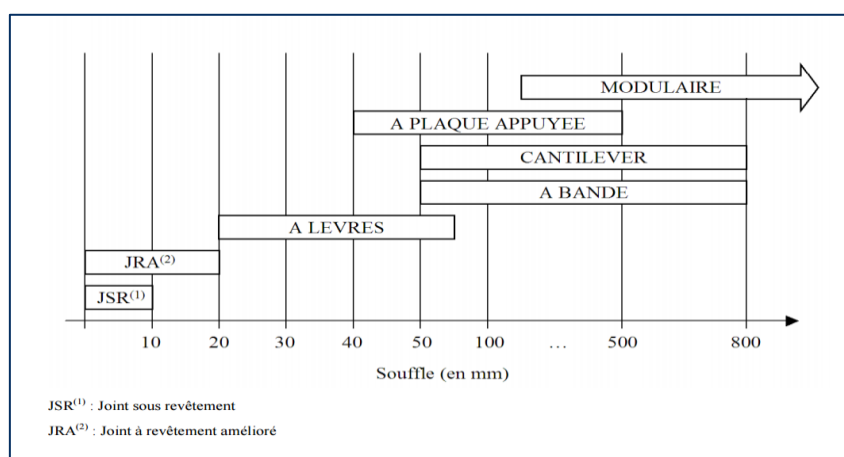


Figure IX.8. Domaine d'emploi des différentes familles de joint [9]

Le joint de chaussée de type **cantilever** est choisie car il assure un excellent confort à l'utilisateur, une bonne tenue sous trafic ainsi qu'une capacité de souffle importante.

IX.3. Appareils d'appui

IX.3.1. Généralités

Les tabliers de ponts reposent sur les piles et culées par l'intermédiaire des appareils d'appuis destinés à jouer le rôle de transmetteurs d'efforts.

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

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton en raison des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.

Le dimensionnement ainsi que la vérification des appareils d'appuis a été fait suivant le guide (SETRA APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE), [10].

IX.3.2. Caractéristiques des appareils d'appui

IX.3.2.1. Définition géométrique

La définition géométrique de l'appareil d'appui de type B [10] est donnée sur la figure suivante dans laquelle

- a , b , a' , b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire,
- D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire.
- a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

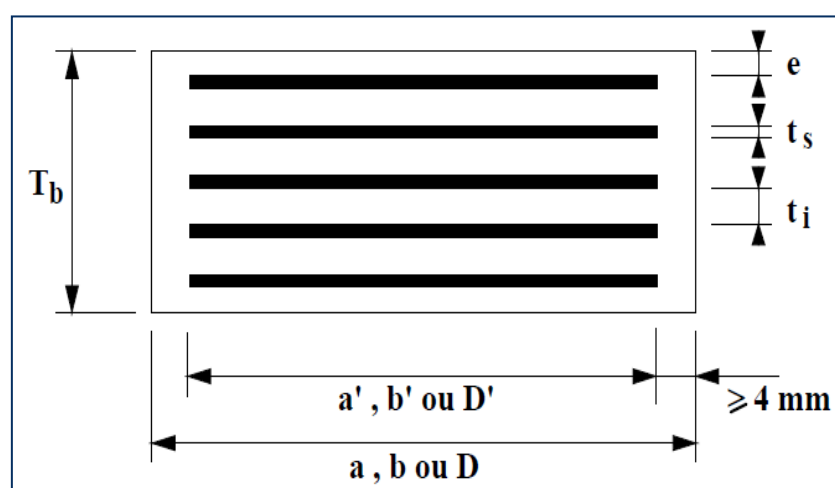


Figure IX.9. Caractéristiques géométriques des appareils d'appui [10]

On définit trois épaisseurs nécessaires au dimensionnement :

- épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui : $T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2e$
- épaisseur nominale totale d'élastomère : $T_e = nt_i + 2e$
- épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement, y compris les enrobages supérieur et inférieur :
 - $T_q = nt_i + 2e$ si $e > 2,5$ mm
 - $T_q = n t_i$ si $e \leq 2,5$ mm

IX.3.2.2. Caractéristiques de l'élastomère

Le principal paramètre physique de l'élastomère qui intervient dans le dimensionnement de l'appareil d'appui est son module de cisaillement conventionnel G . la valeur nominale G du module de cisaillement conventionnel est de 0,9 MPa, sous les effets dynamiques elle est prise égale à 1.8 MPa.

IX.3.2.3. Caractéristiques des frettes internes

L'épaisseur des frettes doit être supérieure ou égale à 2 mm. L'acier utilisé est de nuance S235 donc La limite élastique à utiliser dans les calculs est de 235 MPa.

IX.3.3. Principe de dimensionnement de l'appareil d'appui

Les règles de dimensionnements et de vérifications des appareils d'appui visent à limiter leur distorsion horizontale totale, aux Etats Limites Ultimes, sous l'action des sollicitations verticales et horizontales et des déformations horizontales ou angulaires imposées à l'appareil d'appui.

IX.3.3.1. Comportement sous effort normal

Sous un effort normal centré F_z , on constate une répartition linéaire de la distorsion ε_c liée au cisaillement τ_n dans une couche d'élastomère. La distorsion est maximum au milieu du grand côté b de l'appareil d'appui est donnée par la formule :

$$\varepsilon_c = \frac{\tau_n}{G} = \frac{1.5F_z}{G A_r S}$$

Avec :

- $A_r = A' \left(1 - \frac{V_x}{a'} - \frac{V_y}{b'}\right)$ et $A' = a' * b'$ si les frettes ne comportent pas de trous.
- V_x et V_y déformations horizontales selon x et y .
- Le coefficient de forme de la couche i considérée : $S = \frac{a'b'}{2(a'+b')t_i}$

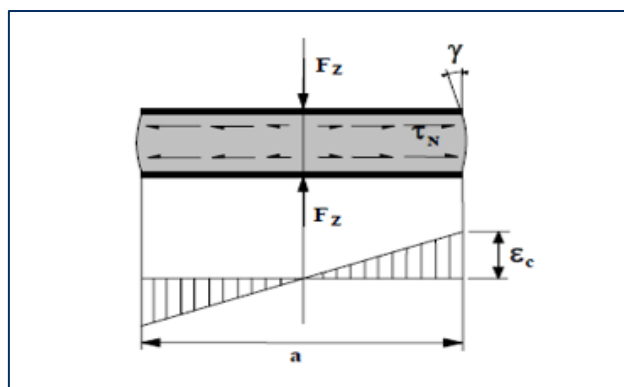


Figure IX.10. Distorsion de l'appareil d'appui sous effort normal

IX.3.3.2. Comportement sous effort horizontal

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion ϵ_q liée au cisaillement τ_H dans l'élastomère.

Sous un déplacement V_x ou sous un effort horizontal F_x , la distorsion est donnée par la formule :

$$\epsilon_q = \frac{V_x}{T_q} \frac{F_x}{G a b}$$

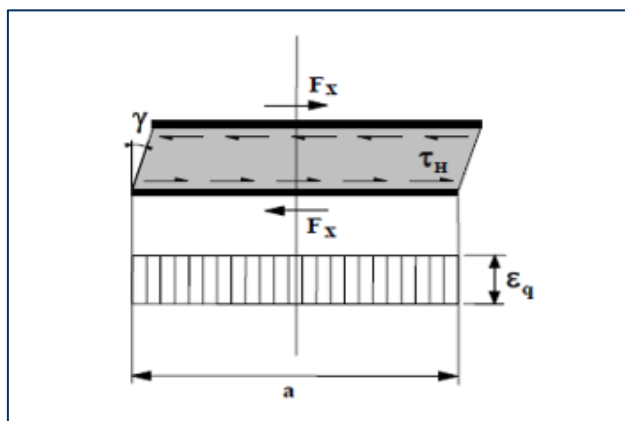


Figure IX.11. Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal

IX.3.3.3. Comportement sous une rotation d'axe horizontal

La valeur de la distorsion ϵ_α sous l'effet de rotations α_a et α_b et d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui, est donnée par :

$$\epsilon_\alpha = \frac{(a'^2 \alpha_a + b'^2 \alpha_b) t_i}{2 \sum t_i^3}$$

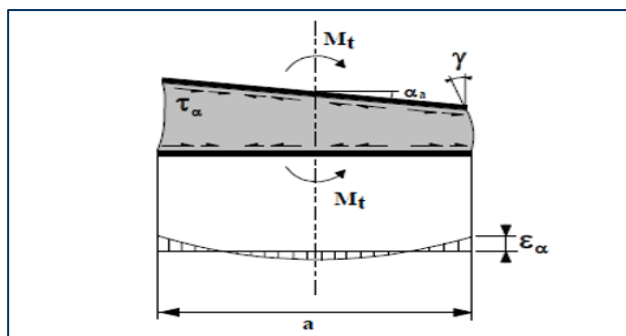


Figure IX.12. Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal

IX.3.4. Dimensionnement de l'appareil d'appui

IX.3.4.1. Paramètres nécessaires au dimensionnement

Les valeurs nécessaires au calcul des dimensions de l'appareil d'appui ainsi qu'à la vérification sont les suivantes :

- La réaction maximale :
 $F_z = 12,463 \text{ MN}$, Obtenue sous la combinaison [1.35 G + 1.6 (Aa + St)]
- La réaction minimale
 $F_z = 8.243 \text{ MN}$, Obtenue sous la combinaison [G + 1.2 (At + St) + 0.5ΔT]
- Effort maximal de freinage :
 $H = 1.63086 \text{ MN}$ dû à la surcharge A(l)
- Déplacement dû au retrait : 16.54 mm
- Déplacement dû a la température : 18.9 mm
- Rotation maximale selon l'axe x : 0.045 rad

IX.3.4.2. Aire de l'appareil d'appuis

La contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface A' suivant la dimension de l'appareil d'appui, l'aire de l'appareil d'appui est donnée comme suit :

$$F_z = 12.463 \text{ MN}$$

$$A' > \frac{F_z}{25} \rightarrow A' > \frac{12.463}{25}$$

$$A' > 0.49 \text{ m}^2$$

L'aire obtenue est très grande, donc on opte pour 2 appareils d'appuis, la réaction maximale est donc divisé par deux

$$\frac{F_z}{2} = 6.2315 \text{ MN}$$

L'aire de l'appareil d'appuis devient :

$$A' > \frac{6.2315}{25} = 0.2492 \text{ m}^2$$

IX.3.4.3. Hauteur nette de l'élastomère

La distorsion due au déplacement imposé par la température uniforme sur la structure, plus le déplacement dû à la force de freinage.

$$\varepsilon_q = \frac{V_x}{T_q} < 1$$

$$V_x = V_1 + \frac{H T_q}{2 G a b}$$

- Le Déplacement horizontal maximal dû à la température et au retrait V_1 vaut 35,44mm
- La force horizontale maximale due au freinage H vaut 0.185 MN

$$V_x = 0.03544 + \frac{0.185 T_q}{2 \cdot 0.9 \cdot 0.2492}$$

$$T_q \geq 0.060 \text{ m}$$

On prend 8 feuillets de 16 mm et 2 enrobages de 8 mm

$$T_q = 144 \text{ mm}$$

IX.3.4.4. Détermination des dimensions en plan de l'appareil d'appui

Tableau IX.5. dimensions en plan de l'appareil d'appui

a	b	A'
(mm)	(mm)	(m ²)
400	500	0.1858
500	600	0.2826
500	700	0.3310
600	700	0.3994

Dans cette étape on vérifie que les dimensions en plan donnent une aire supérieure à l'aire de l'appareil d'appui calculée A' qui est égale à $0,249 \text{ m}^2$:

- Appareil 500* 600

$$V_X = 0.03544 + \frac{0.185 \cdot 0.144}{2 \cdot 0.9 \cdot 0.2826}$$

$$V_X = 0.087 \text{ mm}$$

$$A_r = 0.2826 \left(1 - \frac{0.087}{0.484}\right)$$

$$A_r = 0.2318 < 0.2492 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Non retenue}$$

- Appareil 500*700

$$V_X = 0.03544 + \frac{0.185 \cdot 0.144}{2 \cdot 0.9 \cdot 0.3310}$$

$$V_X = 0.045 \text{ m}$$

$$A_r = 0.3310 \left(1 - \frac{0.045}{0.484}\right)$$

$$A_r = 0.3002 > 0.2492 \text{ m}^2 \rightarrow \text{retenue}$$

Après calculs et vérifications de l'appareil d'appui, Ces dimensions ne vérifient pas les conditions nécessaires, pour cela on augmente les dimensions en plan de l'appareil d'appui.

- Appareil 600 *700

$$V_X = 0.03544 + \frac{0.185 \cdot 0.144}{2 \cdot 0.9 \cdot 0.3994}$$

$$V_X = 0.037 \text{ mm}$$

$$A_r = 0.3994 \left(1 - \frac{0.037}{0.584}\right)$$

$$A_r = 0.3740 > 0.2492 \text{ m}^2 \rightarrow \text{retenue}$$

IX.3.5. Vérifications de l'appareil d'appui

Les vérifications à effectuer à l'ELU, sous combinaisons fondamentales, sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IX.6. synthèse des vérifications à effectuer

Vérifications	Combinaisons fondamentales E.L.U
Limitation de la distorsion ε	$\varepsilon = K_L(\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_a) < 7$ et $\varepsilon_q < 1$
Traction dans les frettes	$t_s = \frac{2.6 F_Z t_i}{A_r f_y}$
Limite en rotation	$\sum V_z \geq \frac{(a' \alpha_a + b' \alpha_b)}{K_r}$
Stabilité au flambement	$\frac{F_Z}{A_r} < \frac{2 G a' S}{3 T_e}$
Non-glissement	$F_{xy} < \mu_e F_Z$ et $\frac{F_Z G_{min}}{A'} \geq 3 MPa$

IX.3.5.1. Stabilité au flambement

La stabilité au flambement des appareils d'appuis est donnée par la formule suivante :

$$\frac{F_Z}{A_r} < \frac{2 G a' S}{3 T_e}$$

- $a' = 0.584$ m
- $b' = 0.684$

$$S = \frac{0.584 \cdot 0.684}{2(0.584 + 0.684) \cdot 0.016} = 9.84$$

$$\frac{6.2315}{0.3740} < \frac{2 \cdot 0.9 \cdot 0.584 \cdot 9.84}{3 \cdot 0.144}$$

16.66 < 23.944 → la condition est vérifiée

IX.3.5.2. Respect de la limite de déformation

Le respect de la limite de déformation tolérée par les appareils d'appuis est donné par la formule suivante :

$$\varepsilon = (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7$$

$$\varepsilon_c = \frac{1.5 \cdot 6.2315}{0.9 \cdot 0.3740 \cdot 9.84} = 2.82$$

$$\varepsilon_q = \frac{V_x}{T_q} = \frac{0.037}{0.144} = 0.25$$

$$\varepsilon_\alpha = \frac{(0.584^2 \cdot 0.0225) \cdot 0.016}{2(8 \cdot 0.016^3 + 2 \cdot 0.08^3)} = 1.82$$

$$1.82 + 2.82 + 0.25 = 4.89 < 7 \quad \rightarrow \quad \text{la condition est vérifiée}$$

IX.3.5.3. Stabilité en rotation

La stabilité en rotation des appareils d'appuis est donnée par la formule suivante :

$$\sum V_z \geq \frac{(a' \alpha_a)}{K_r}$$

Avec :

- $\sum V_z = \sum \frac{F_z t_i}{A'} \left(\frac{1}{5 G S^2 E_b} \right)$
- $K_r = 3$

$$\sum V_z = \frac{6.2315 \cdot 9 \cdot 0.016}{0.3994} \left(\frac{1}{5 \cdot 0.9 \cdot 9.84^2 \cdot 2000} \right)$$

$$\sum V_z = 6.27 \text{ mm}$$

$$\frac{(a' \alpha_a)}{K_r} = \frac{(0.584 \cdot 0.0225)}{3} = 4.08 \text{ mm}$$

$$6.27 > 4.08 \quad \rightarrow \quad \text{la condition est vérifiée}$$

IX.3.5.4. Vérification de la condition de non-glissement

La condition de non-glissement des appareils d'appuis est donnée par la formule suivante :

$$F_{xy} < \mu_e F_Z \text{ et } \frac{F_{zGmin}}{A'} \geq 3MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{V_{min}}{A_r} = \frac{4.1215}{0.3994} = 10.31MPa$$

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5 K_f}{\sigma_{min}} = 0.1 + \frac{1.5 \cdot 0.6}{10.31} = 0.19$$

$$F_x = F_a + \frac{2 V G a b}{Tq} = 0.185 + \frac{2 \cdot 0.03544 \cdot 0.9 \cdot 0.6 \cdot 0.7}{0.144} = 0.3710$$

$$0.3710 < 1.18 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

$$\frac{F_{zGmin}}{A'} = \frac{4.1215}{0.3994}$$

$$10.31 MPa > 3MPa \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

IX.3.5.5. Dimensionnement des frettes

$$t_s = \frac{2.6 F_z t_i}{A_r f_y}$$

Avec : $f_y = 235 MPa$

$$t_s = \frac{2.6 \cdot 6.2315 \cdot 0.016}{0.3624 \cdot 235}$$

$$t_s = 3.04 mm$$

Toutes les conditions ont été vérifiées les dimensions en plan retenue sont : 600*700 mm.

IX.4. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les équipements de notre pont, on a ainsi pu déterminer le type d'appareil d'appui et joint de chaussée pour notre ouvrage. L'appareil d'appui retenu est en élastomère fretté de dimension 600*700 mm. Le choix du joint de chaussée s'est porté sur le type cantilever.



ETUDE DE LA PILE

X.1. Introduction

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement ou itérativement, il résulte d'une vaste synthèse englobant :

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

X.2. Conception de la pile

La conception des piles est tributaire du type et mode de construction du tablier ainsi que du mode d'exécution des fondations et certaines contraintes naturelle ou fonctionnelles liées au site. Par ailleurs, les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier soit simplement ou partiellement appuyé sur elle ou bien totalement encastré.

Lorsque les piles sont très hautes, il est intéressant d'encastrer le tablier à la fois pour résoudre le problème de stabilité des fléaux en cours de construction et pour reporter une partie des efforts de la structure dans les appuis

X.3. Caractéristiques de la pile

- Section : $A_c = 6.4296m^2$
- Rayon de giration : $i = 1.79$
- Moment d'inertie : $I_y = 20.6079m^4$

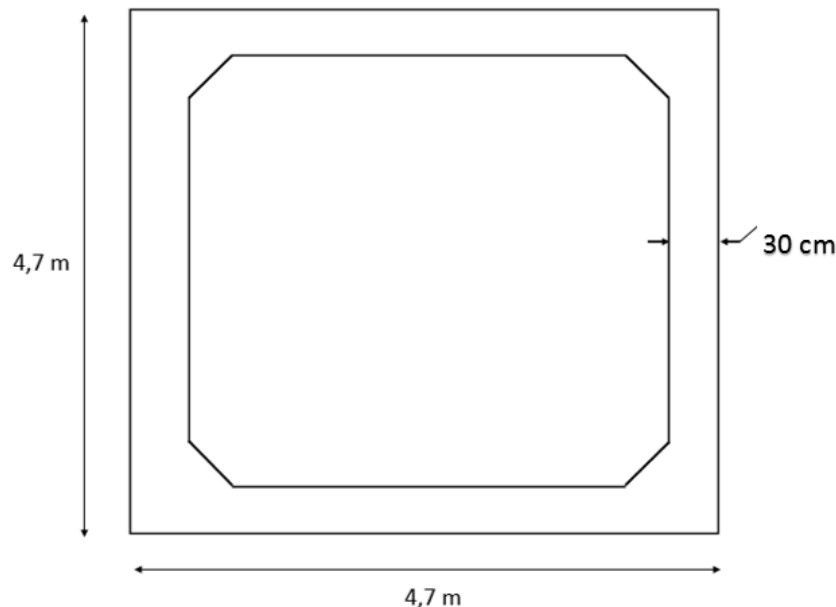


Figure X.1. Section de la pile

X.4. Les efforts appliqués sur la pile

Les figures suivantes montrent les sollicitations appliquées sur la pile (effort normal et moment fléchissant) données par le logiciel *Autodesk robot* sous la combinaison à l'état limite ultime la plus défavorable [1.35 G + 1.6(A_t + S_t)].

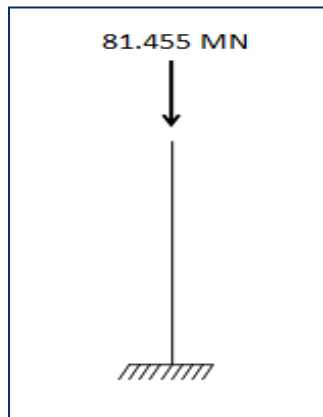


Figure X.2. Effort normal appliqué en tête de pile

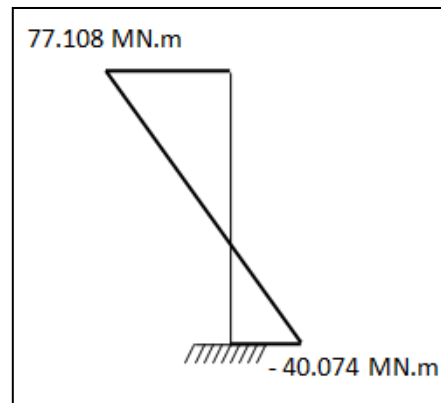


Figure X.3. moments fléchissants appliqués sur la pile

Les efforts d'accompagnement :

- Effort de freinage : 1.630 MN
- Le vent selon RCPR [14] : 1KN/m²

X.5. Vérification au flambement

Afin que la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement soit assurée, la condition suivante doit être vérifiée [7] ;

$$\lambda = \frac{l_0}{i} < \lambda_{lim} = \frac{20 A B C}{\sqrt{n}}$$

Avec :

- l_0 la longueur de flambement
- i rayon de giration
- $A = \frac{1}{1+0.2 \varphi_{ef}} = 0.7$ pour φ_{ef} coefficient de fluage effectif est inconnu
- $B = \sqrt{1 + 2 \omega} = 1.1$ avec $\omega = \frac{A_S F_{yd}}{A_c f_{cd}}$ le pourcentage mécanique d'armature inconnu
- $C = 1.7 - r_m$ avec $r_m = 1$ pour un élément non contreventé
- $n = \frac{N_{ed}}{A_c f_{cd}}$ effort normal relatif

X.5.1. Elancement géométrique (λ)

La longueur de flambement $l_0 = l$ car la pile est bi encasté nœud déplaçable [6].

$$\lambda = \frac{66}{1.79} = 36.87$$

X.5.2. Effort normal relatif (n)

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Avec :

- f_{ck} : résistance à la compression à 28 jours ;
- $\alpha_{cc} = 1$: valeur recommandée ;
- $\gamma_c = 1.5$: coefficient de pondération.

$$f_{cd} = 1 \times \frac{40}{1.5} = 26.66 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{N_{ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{81.455}{6.4296 \cdot 26.66}$$

$$n = 0.47$$

X.5.3. Elancement limite

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0.7 \cdot 1.1 \cdot 0.7}{\sqrt{0.47}} = 15.72$$

$\lambda > \lambda_{lim} \rightarrow$ La condition de non stabilité de forme n'est pas vérifiée, il y'a risque de flambement, on doit déterminer le ferrailage nécessaire pour que le flambement soit vérifié.

Pour la vérification du flambement on utilise la méthode de la rigidité.

X.6. Vérification du flambement par la méthode de rigidité

La méthode de la rigidité consiste à tenir compte des effets du second ordre par amplification du moment de second ordre.

Cette méthode s'applique aux ossatures et aux poteaux isolés à condition que leurs rigidités soient estimées de façon appropriée.

X.6.1. Colonne modèle

Dans la méthode de rigidité on assimile la pile à une colonne modèle de hauteur

$h = \frac{l_0}{2}$, où l_0 représente la longueur de flambement.

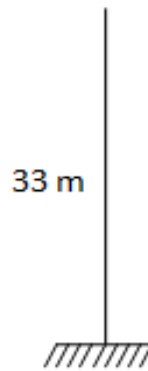


Figure X.4. Colonne modèle

X.6.2. Calcul du moment équivalent

On applique sur la colonne modèle un moment équivalent donné par la formule suivante :

$$M_e = \max \begin{cases} 0.6M_2 + 0.4M_1 \\ 0.4M_2 \end{cases}$$

M_1, M_2 : Moment fléchissant aux extrémités de la pile avec $M_2 > M_1$ (figure 61).

$$M_e = \max \begin{cases} 30.235 \text{ MN.m} \\ 30.843 \text{ MN.m} \end{cases} \rightarrow M_e = 30,843$$

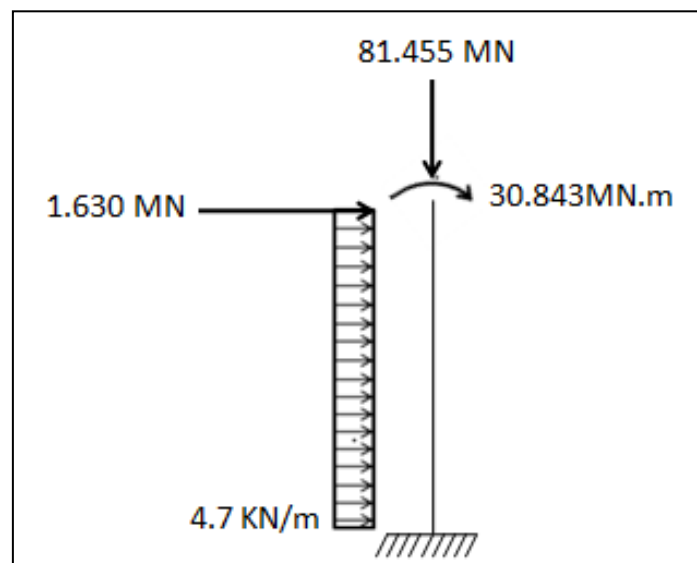


Figure X.5. Actions appliquées sur la colonne modèle

X.6.3. Excentricité due aux imperfections géométriques

Pour les ponts, les imperfections sont représentées par une inclinaison globale d'un angle θ_i , [6] ; définie par

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h$$

Avec :

- $\theta_0 = \frac{1}{200}$
- $\alpha_h = \min \left\{ \frac{2}{\sqrt{i}} = 0.25, 1 \right\} \rightarrow \alpha_h = 0.25$

L'excentricité due aux imperfections géométrique est donnée par

$$e_i = \theta_i \frac{l_0}{2} \rightarrow e_i = 0.04 \text{ m}$$

X.6.4. Correction concernant le poids propre

L'effort normal est déterminé en tête de pile, on doit rajouter le moment dû au poids propre de la pile et apporter les rectifications nécessaires à la colonne modèle par les formules suivantes [7] :

$$\begin{cases} P' = P + g \frac{l_0}{2} \\ M' = M_1 \end{cases} \quad \text{Et} \quad l'_0 = l_0 \sqrt{1 - \frac{g l_0}{\pi(P + \frac{g l_0}{2})}}$$

g : Poids propre de la pile

$$\begin{cases} P' = 81.768 + 0.161 \frac{66}{2} = 86.768 \text{ MN} \\ M' = M_1 = 30.843 \text{ MN.m} \end{cases}$$

$$l'_0 = 66 \sqrt{1 - \frac{0.161 \cdot 66}{3.14 (86.768)}} \rightarrow l'_0 = 64.70 \text{ m}$$

La colonne modèle devient

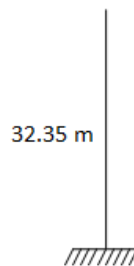


Figure X.6. Colonne modèle

X.6.5. Actions exercées sur la pile

X.6.5.1. Moment équivalent



Figure X.7. Moment équivalent appliqué sur la pile



Figure X.8. diagramme du moment fléchissant du moment équivalent

X.6.5.2. Force de freinage



Figure X.9. Force de freinage appliquée sur la pile

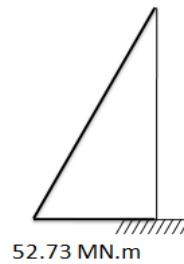


Figure X.10. Diagramme des moments fléchissant dû à la force de freinage

X.6.5.3. Effort normal excentré

L'excentricité est due aux imperfections géométriques de la pile.

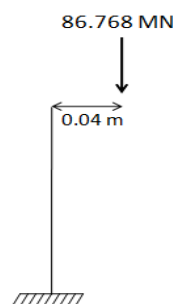


Figure X.11. Effort normal excentré appliquée sur la pile

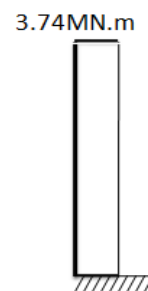


Figure X.12. diagramme des moments dû à la force excentré appliquée sur la pile

X.6.5.4. Action du vent

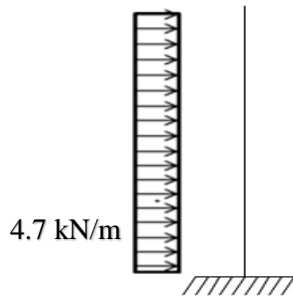


Figure X.13. Charge répartie due au vent

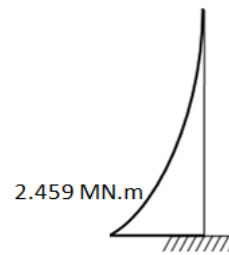


Figure X.14. Diagramme des moments fléchissant due au vent

X.6.5.5. Efforts totaux appliqués sur la pile

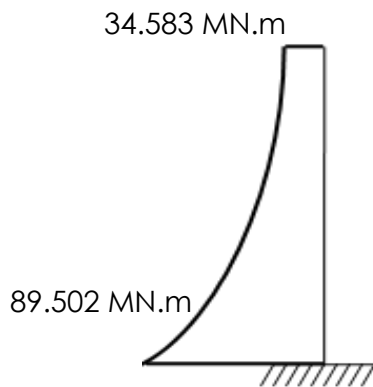


Figure X.15. Diagramme des moments fléchissant total

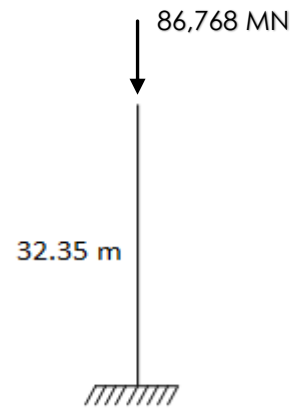


Figure X.16. Effort normal total appliqué sur la pile

X.7. Ferrailage de la pile

La section d'armature à prendre en compte lors du ferrailage de la pile sera la plus grande section obtenue à l'état limite de stabilité de forme et l'état limite de stabilité de forme.

Le ferrailage d'une section creuse se fait avec les abaques de Walter [4].

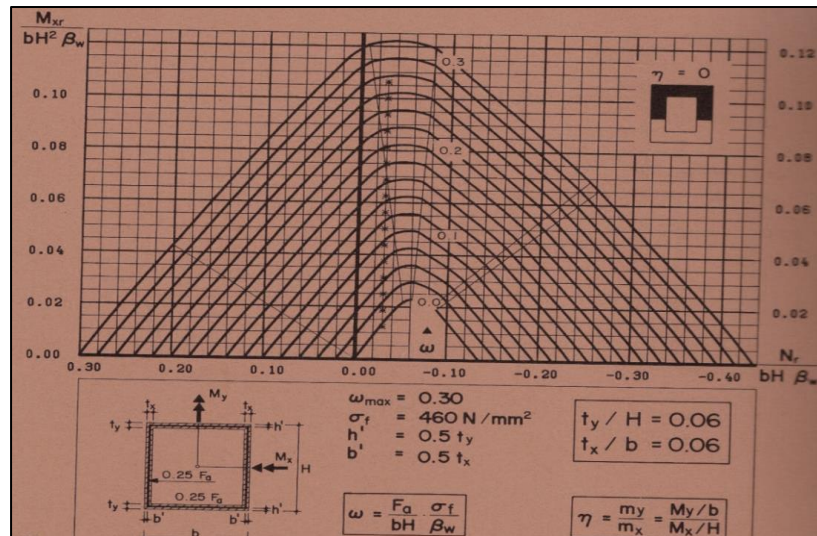


Figure X.17. Abaque de Walter

X.7.1. Ferrailage à l'état limite ultime de stabilité de forme

La section d'armature étant inconnue a ce stade de l'étude, on prend une section de départ obtenue en négligeant les effets du second ordre à partir des diagrammes d'interaction

Le supplément d'excentricité :

$$\Delta e_0 = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ mm} \\ \frac{h}{30} \end{array} \right. \rightarrow \Delta e_0 = 0.156 \text{ m}$$

Les efforts pris en compte pour le ferrailage de la pile deviennent :

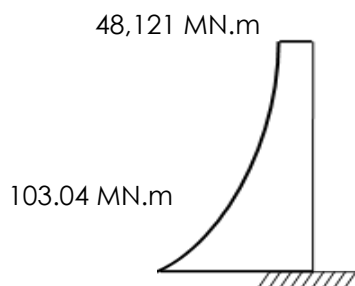


Figure X.18. diagramme des moments fléchissant total

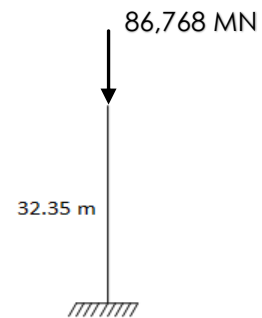


Figure X.19. effort normal total pour le ferrailage

Arguments d'entrés dans les abaqués de Walther :

$$M_{0ed} = 103.04 \text{ MN.m}$$

$$N_{ed} = 86.768 \text{ MN}$$

$$\mu = \frac{M_d}{bh^2 f_{cd}} = \frac{103.04}{4.7^3 \cdot 26.66} = 0.037$$

$$\nu = \frac{N_d}{bh f_{cd}} = \frac{86.768}{4.7^2 \cdot 26.66} = 0.147$$

- M_{0ed} : Moment ultime calculé
- N_{ed} : Effort ultime de calcul
- μ, ν : Paramètres pour les abaques
- f_{cd} : résistance de calcul en compression

Le pourcentage mécanique des armatures tiré des abaques est

$$\omega = 0.22$$

La section d'armature est donnée par la formule suivante :

$$A_{s \text{ total } 1} = \omega b h \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s \text{ total } 1} = 0.298 \cdot 4.7^2 \cdot \frac{26.66}{434.78} = 0.298 \text{ m}^2$$

Calcul de la rigidité nominale correspondante

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s$$

Avec :

- f_{cm} : Résistance moyenne en compression à 28 jours

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40 + 8 = 48 \text{ MPa}$$

- E_{cm} : Module d'élasticité instantané

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = 35220 \text{ MPa}$$

- E_{cd} : valeur de calcul du module de déformation du béton

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{ce}} = \frac{35220}{1.2} = 29333.33$$

- E_s : Module d'élasticité des armatures

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

Le pourcentage des armatures :

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{0.298}{6.4296} = 0.046$$

$$\rho > 0.01 \rightarrow \begin{cases} K_s = 0 \\ K_c = \frac{0.3}{1+0.5 \varphi_{ef}} = \frac{0.3}{1+0.5 \cdot 2.14} = 0,144 \end{cases}$$

La rigidité nominale est :

$$EI = 0.144 \cdot 29333.33 \cdot 20.6079$$

$$EI = 87047,75 \text{ MN.m}^2$$

Le Moment ultime du 1^{er} ordre + 2^{eme} ordre M_{ed} est :

$$M_{ed} = M_{0ed} \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{ed}} - 1} \right)$$

Avec :

- $N_B = \pi^2 \frac{EI}{l_0^2} = 3.14^2 \frac{87047.75}{64.70^2} = 205.02$

- $\beta = \frac{\pi^2}{c_0}$ avec $c_0 = 9.6$ car le diagramme du 1^{er} ordre est parabolique

$$M_{ed} = 103.04 \left(1 + \frac{1.02}{\frac{205.02}{86.768} - 1} \right)$$

$$M_{ed} = 180.32 \text{ MN.m}$$

Arguments d'entrés dans les abaques :

$$M_{ed} = 180.32 \text{ MN.m}$$

$$N_{ed} = 86.768 \text{ MN}$$

$$\mu = \frac{M_d}{bh^2 f_{cd}} = \frac{180.32}{4.7^3 \cdot 26.66} = 0.065$$

$$\nu = \frac{N_d}{bh f_{cd}} = \frac{86.768}{4.7^2 \cdot 26.66} = 0.147$$

Le pourcentage sorti des abaques est $\omega = 0.28$

$$A_{s\ total\ 2} = \omega b h \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s\ total\ 2} = 0.28 \cdot 4.7^2 \frac{26.66}{434.78}$$

$$A_{s\ total\ 2} = 0.379\ m^2$$

Il faut faire une 2^{eme} itération car $A_{s\ total\ 2} > A_{s\ total\ 1}$ en prenant cette fois une section de départ égale $A_{s\ total\ 2}$

2^{eme} Itération

Dispense de la vérification de l'état limite ultime de stabilité de forme

$$\lambda = \frac{l_0}{i} < \lambda_{lim} = \frac{20\ A\ B\ C}{\sqrt{n}}$$

Avec :

- $A = \frac{1}{1+0.2\ \varphi_{ef}} = 0.7$
- $B = \sqrt{1 + 2\ \omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0.28} = 1.24$
- $C = 1.7 - r_m = 0.7$
- $n = \frac{N_{ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{86.768}{6.4296 \cdot 26.66} = 0.5$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{64.70}{1.79} = 36.14$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0.7 \cdot 1.24 \cdot 0.7}{\sqrt{0.5}} = 17.18$$

$\lambda > \lambda_{lim} \rightarrow$ Il faut vérifier le flambement

Calcul de la rigidité nominale correspondante :

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s$$

Avec

- $E_{cd} = 29333.33\ MPa$
- $E_s = 200\ 000\ MPa$
- $I_c = 20.6079\ m^4$

Dans la 2^{eme} itération on prend :

$$\bullet K_c = \frac{K_1 K_2}{1 + \varphi_{ef}} \text{ avec } \begin{cases} K_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = 1.41 \\ K_2 = \min \left\{ \frac{n \lambda}{180} = 0.1 \right. \\ \left. 0.2 \right\} \end{cases} \rightarrow K_c = \frac{1.41 \cdot 0.1}{1 + 2.14} = 0.044$$

$$\bullet I_s = A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 = 0.379 \left(\frac{4.7}{2} - 0.05 \right)^2 = 0.871 \text{ m}^4$$

$$EI = 0.044 \cdot 29333.33 \cdot 20.6079 + 200000 \cdot 0.871$$

$$EI = 200797.92 \text{ MNm}^2$$

Le Moment ultime du 1^{er} ordre + 2^{eme} ordre

$$M_{ed} = M_{0ed} \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{ed}} - 1} \right)$$

Avec :

$$\bullet N_B = \pi^2 \frac{EI}{l_0^2} = 3.14^2 \frac{200797.92}{64.70^2} = 472.94$$

$$\bullet \beta = \frac{\pi^2}{c_0} \text{ avec } c_0 = 9.6 \text{ car le diagramme du 1}^{er} \text{ ordre est parabolique}$$

$$M_{ed} = 103.04 \left(1 + \frac{1.02}{\frac{472.94}{86.768} - 1} \right)$$

$$M_{ed} = 126.73 \text{ MN.m}$$

Arguments d'entrés dans les abaques :

$$M_{ed} = 126.73 \text{ MN.m}$$

$$N_{ed} = 86.768 \text{ MN}$$

$$\mu = \frac{M_d}{bh^2 f_{cd}} = \frac{126.73}{4.7^3 \cdot 26.66} = 0.047$$

$$v = \frac{N_d}{bh f_{cd}} = \frac{86.768}{4.7^2 \cdot 26.66} = 0.147$$

Le pourcentage sorti des abaques est $\omega = 0.24$

$$A'_{s\ total\ 2} = \omega b h \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A'_{s\ total\ 2} = 0.24 \cdot 4.7^2 \cdot \frac{26.66}{434.78}$$

$$A'_{s\ total\ 2} = 0.325\ m^2$$

$$A'_{s\ total\ 1} > A'_{s\ total\ 2}$$

Remarque : dans cette deuxième itération la section d'armature de départ $A'_{s\ total\ 1}$ est prise égale à $A'_{s\ total\ 2}$ déterminée dans la première itération

La stabilité de la pile par rapport au flambement est vérifiée avec la section d'armature $A'_{s\ total\ 1}$

X.7.2. Ferrailage à l'état limite ultime de résistance

X.7.2.1. Actions appliquées sur la pile

X.7.2.1.1. Moment équivalent



Figure X.20. Effort normal appliqué en tête de pile à l'ELU

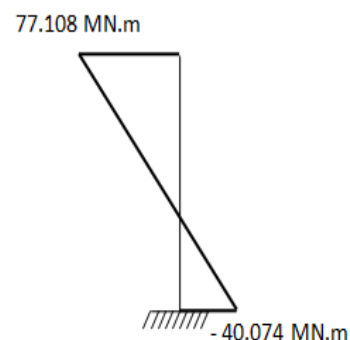


Figure X.21. Moment aux extrémités de La pile à l'ELU

X.7.2.1.2. Force de freinage

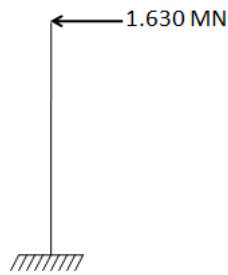


Figure X.22. Effort de freinage

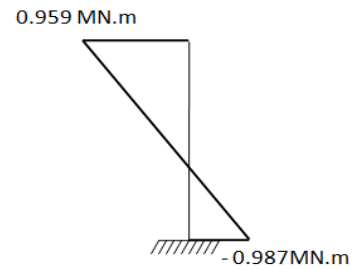


Figure X.23. Moment fléchissant dû à la force de freinage

X.7.2.1.3. Action du vent

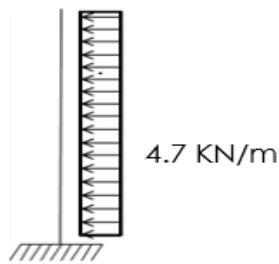


Figure X.24. action du vent sur la pile



Figure X.25. Moment fléchissant dû au vent

X.7.2.2. Ferrailage

Le moment et l'effort normal au pied de la pile sont :

$$M_{ed} = 43.141 \text{ MN.m}$$

$$N_{ed} = 92.063 \text{ MN}$$

Arguments d'entrés dans les abaques :

$$M_{ed} = 43.141 \text{ MN.m}$$

$$N_{ed} = 92.063 \text{ MN}$$

$$\mu = \frac{M_d}{bh^2 f_{cd}} = \frac{43.141}{4.7^3 \cdot 26.66} = 0.015$$

$$v = \frac{N_d}{bh f_{cd}} = \frac{92.063}{4.7^2 \cdot 26.66} = 0.156$$

Le pourcentage sorti des abaques [4] est $\omega = 0.18$

$$A_{s \text{ total}} = \omega b h \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.18 \cdot 4.7^2 \cdot \frac{26.66}{434.78}$$

$$A_{s \text{ total}} = 0.243 \text{ m}^2$$

L'état limite ultime de stabilité de forme représente l'état dimensionnant dans ce cas car

$$A_{s \text{ total}} < A'_{s \text{ total } 1}$$

Donc la pile est ferrillée par une section égale

$$A_s = A'_{s \text{ total } 1} = 0.379 \text{ m}^2 \rightarrow 302 \text{ HA40}$$

X.7.3. Armatures transversale

Pour déterminer les armatures transversales Il faut vérifier d'abord que la contrainte tangentielle soit inférieure à la contrainte tangentielle admissible

$$\tau_u < \tau_{adm} \rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{d b_0} < \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{1.9735}{4.2 \cdot 4.7} = 0.1 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.1 \text{ Mpa} < \min \left\{ \frac{0.15 \cdot 40}{1.5} ; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\tau_u = 0.1 \text{ Mpa} < 4 \text{ Mpa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Volume relatif d'armatures :

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 s_t} = \frac{\tau_u}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\rho_t = \frac{0.1}{0.9 \frac{500}{1.15}} = 0.025\%$$

Le pourcentage minimal :

$$\rho_{tmin} = \text{Max}\{0.5 \tau_u ; 0.4\} / f_e$$

$$\rho_{tmin} = 0.0019$$

Espacement :

$$S_{tmax} = \text{Min}\{0.9 d ; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_{tmax} = \text{Min}\{378 ; 40 \text{ cm}\}$$

On prend alors $S_t = 30 \text{ cm}$

La section d'armature transversale est alors égale :

$$A_t = S_t \rho_t b_0$$

$$A_t = 0.0021 \text{ m}^2 \rightarrow 7 \text{ HA20}$$

On prend **8 HA20** pour avoir un ferrailage uniforme selon les faces, la figure suivante donne le schéma de ferrailage de la pile

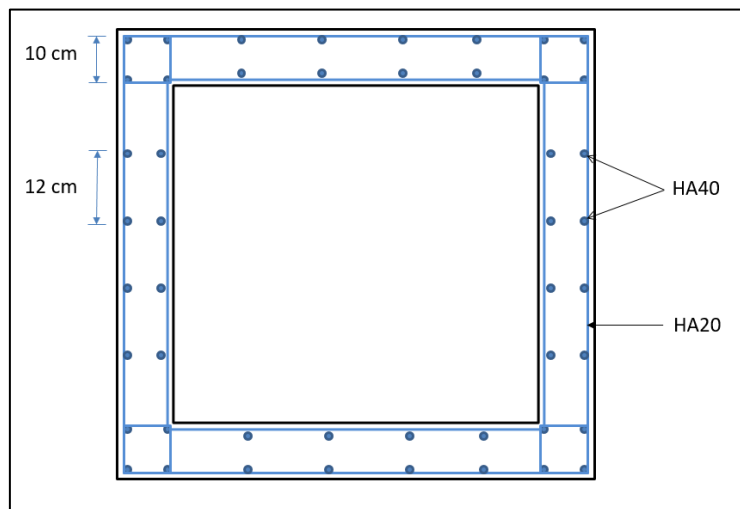


Figure X.26. schéma de ferrailage de la pile

X.8. Vérification de la stabilité des fléaux

Dans le chapitre V consacré à la vérification de la stabilité des fléaux, on a conclu qu'on doit déterminer le ferrailage nécessaire pour assurer la résistance du fût de la pile en construction

Le moment fléchissant et l'effort normal en tête de pile en phase de construction (chapitre V) pour la combinaison accidentelle B1 sont :

$$M_{ed} = 247,28 \text{ MN.m}$$

$$N_{ed} = 50,901 \text{ MN}$$

Arguments d'entrés dans les abaques :

$$M_{ed} = 247,28 \text{ MN.m}$$

$$N_{ed} = 50,901 \text{ MN}$$

$$\mu = \nu = 0.08$$

Le pourcentage sorti des abaques est $\omega = 0.27$

$$A_{s\ total} = \omega b h \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.27 \cdot 4.7^2 \cdot \frac{26.66}{434.78}$$

$$A_{s\ total} = 0.366\ m^2$$

La section d'armature nécessaire à la résistance du fût est inférieure à la section adoptée pour la pile donc la résistance de la pile en cours de construction est assurée.

X.9. Conclusion

La conception de la pile nous a conduit à adopter une section creuse de type caisson en raison de la hauteur de la pile et de la stabilité des fléaux en cours de construction.

La pile est ferrillée à l'état limite ultime de stabilité de forme avec des armatures haute adhérence, le ferrillage adopté est de 302HA40, le ferrillage transversale est de 8HA20.

La stabilité des fléaux est assurée en phase de construction.



CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude que nous avons établis nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises pendant nos trois années à l'Ecole Nationale Polytechnique.

A travers ce travail nous avons traité les différentes étapes de conception et de calcul d'un viaduc construit par encorbellements successifs, cela nous a permis de passer aux logiciels de modélisation et de voir le comportement de la structure en trois dimensions, et d'appliquer les différentes réglementations régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art. Ce travail nous a permis également d'approfondir nos connaissances théoriques à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, et d'enrichir nos connaissances grâce au côtoiement d'Ingénieurs dans le domaine de Génie Civil.

À l'issue de ce projet, on peut conclure certains points essentiels dans l'étude d'un projet de pont construit par encorbellements successifs, tout d'abord, l'entame d'un projet de pont nécessite une bonne reconnaissance du site d'implantation ainsi que la nature de l'obstacle franchi, cela est primordiale pour réussir une bonne conception de l'ouvrage, pour notre cas le viaduc est à hauteur variable dont la section transversale est un monocoisson simple, longitudinalement le viaduc est constitué de 5 travées. En ce qui concerne les matériaux utilisés, le béton et l'acier restent les matériaux privilégiés pour la construction d'un pont. L'utilisation des armatures actifs, appelée également armature de précontrainte nécessite une bonne maîtrise lors de la phase étude pour l'évaluation du taux de travail de ces dernières sachant qu'ils subissent des pertes tout au long de la vie de l'ouvrage, Mais la maîtrise de l'étude ne peut se faire que par des connaissances pratiques principalement les schémas de câblage ainsi que les différentes étapes de réalisations.

L'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur tel que la résistance des matériaux, les procédés de la précontrainte, le calcul en béton armé, ainsi que le calcul numérique par ordinateur.

Enfin, ce mémoire est une première expérience pour nous en tant qu'élève ingénieur, qui s'est avérée très enrichissante, tant du point de vue informations et connaissances acquises que sur l'aspect organisation et gestion du temps.



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

Ouvrages

- [1] THONIER, Henry. *Le béton précontraint aux états-limites* – Presse de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1985.555p.ISBN 2-85978-082-3.
- [2] CALGARO, Jean-Armand, BERNARD-GELY, Anne. *Conception des ponts* – Presse de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1994.360p.ISBN 2-85978-215-X.
- [3] CALGARO, Jean-Armand, VIRLOGEUX, Michel. *Projet et construction des ponts* – Presse de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1987.251p.ISBN 2-85978-095-5.
- [4] WALTHER.R, HOURIET.B. *Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé (Sections creuses)* – Presse polytechniques romandes de Lausanne, 1977.212p.
- [5] DELAUNEY, Charles. *Traité de mécanique rationnelle, hypothèse des tables de GULDIN.*
- [6] ROUX, Jean. *Maitrise de l’Eurocode 2* – Editions EYROLLES, 2009.331p.ISBN 978-2-212-12160-5.
- [7] PAILLE, Jean Marie. *Calcul des structures en béton* - Editions EYROLLES, 2009.331p.ISBN 978-2-12-273111-6.

Guides et Règlements

- [8] SETRA (Service d’Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Juin 2003. Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs - Guide de conception.
- [9] SETRA (Service d’Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Décembre 2003. Joints de chaussée des ponts routes – Collection du guide technique GC.
- [10] SETRA (Service d’Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Juillet 2007. Appareils d’appui en élastomère fretté - Guide technique.
- [11] SETRA (Service d’Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Septembre 1999. Barrières de sécurité - Note d’information du Sétra – Série Ouvrages d’Art nC 36.
- [12] Fascicule n° 62- Titre I – Section II, Avril 1999. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites – BPEL 91 révisé 99.
- [13] SETRA (Service d’Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Mars 2012. Système Freyssinet – Agrément Technique Européen ETA-06/0226.

[14] DTR (Document Technique Règlementaire), Juin 2009. Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

[15] DTR (Document Technique Règlementaire), Juin 2009. Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art RPOA 2008.

[16] ENV 1991-2-5, Août 1997, Eurocode 1 – Base de calcul et actions sur les structures – Partie 2-5 : Actions sur les structures – Actions thermiques.

[17] XP ENV 1991-3, Octobre 1997, Eurocode 1 – Base de calcul et actions sur les structures – Partie 3 : charges sur les ponts dues au trafic.

[18] ENV 1991-2-5, Décembre 1992, Eurocode 2 – calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales.

[19] Fascicule n° 62- Titre I – Section I, Avril 1999. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites – BAEL 91 révisé 99.

Cours

[19] Cours de pont de l'Ecole Nationale Polytechnique, Dr.CHERID

[20] Cours de béton armé de l'Ecole Nationale Polytechnique, Dr.BOUTEMEUR.

[21] Cours de béton précontraint de l'Ecole Nationale Polytechnique, Dr.BOUTEMEUR.

[22] Cours de techniques de recherche et communication de l'Ecole Nationale Polytechnique, Pr.KETTAB.

[23] Cours de calcul des structures hyperstatiques de l'Ecole Nationale Polytechnique, Pr.KETTAB.



ANNEXES

ANNEXE

ANNEXE A.1. Calcul de la composante $P \sin(\alpha)$ Pour la vérification de l'effort tranchant

voussoirs	cables	alpha	L	p	P sin(α)
		(α)	(m)	(t)	(t)
1/2V _{sp} fin	1	0,25	4,5	4,22	1,04
	2	0,37	4,5	4,22	1,53
v1	3	0,37	7,5	4,21	1,52
	4	0,33	7,5	4,21	1,37
v2	5	0,33	10,5	4,21	1,37
	6	0,33	10,5	4,21	1,36
v3	7	0,33	13,5	4,21	1,36
	8	0,33	13,5	4,21	1,37
v4	9	0,33	16,5	4,21	1,36
	10	0,33	16,5	4,21	1,36
v5	11	0,33	19,5	4,20	1,36
	12	0,33	19,5	4,20	1,36
v6	13	0,33	22,5	4,20	1,36
v7	14	0,44	25,5	4,20	1,79
v8	15	0,44	28,5	4,20	1,79
v9	16	0,44	31,5	4,19	1,79
v10	17	0,44	34,5	4,19	1,78
v11	18	0,44	37,5	4,18	1,78
v12	19	0,44	40,5	4,17	1,78
v13	20	0,44	43,5	4,16	1,77
v14	21	0,44	46,5	4,16	1,77
v15	22	0,44	49,5	4,16	1,77
v16	23	0,44	52,5	4,15	1,77
v17	24	0,44	55,5	4,14	1,77
v18	25	0,44	58,5	4,13	1,76
v19	26	0,44	61,5	4,11	1,75
v20	27	0,44	64,5	4,07	1,73
v21	28	0,44	67,5	3,99	1,70
v22	29	0,44	70,5	3,85	1,64
V23 fin	30	0,44	73,5	3,70	1,58

ANNEXE A.2. Calcul de la composante RESAL Pour la vérification de l'effort tranchant

x	Moment	H(x)	E(x)	$Z = H(x) - 0,25/2 - E(x)/2$	dh/dx	Vresal	Vresal
	(t.m)	(m)	(m)	(m)	(rad)	(t)	(MN)
0	103488,57	9	0,5	8,63	0,12	1469,23	14,69
4,5	91588,21	9	0,5	8,63	0,11	1220,67	12,21
7,5	84057,12	8,47	0,46	8,12	0,11	1138,93	11,39
10,5	76848,01	8,13	0,44	7,79	0,10	1036,05	10,36
13,5	69960,9	7,81	0,42	7,48	0,10	935,54	9,36
16,5	63395,77	7,5	0,4	7,18	0,09	839,04	8,39
19,5	57152,64	7,21	0,38	6,90	0,09	745,70	7,46
22,5	51231,49	6,93	0,36	6,63	0,08	657,04	6,57
25,5	45632,33	6,67	0,34	6,38	0,08	572,40	5,72
28,5	40355,16	6,42	0,33	6,13	0,07	493,54	4,94
31,5	35399,89	6,19	0,31	5,91	0,07	419,11	4,19
34,5	30766,78	5,97	0,3	5,70	0,06	351,01	3,51
37,5	26455,57	5,77	0,28	5,51	0,06	288,22	2,88
40,5	22466,35	5,58	0,27	5,32	0,05	232,17	2,32
43,5	18799,13	5,41	0,26	5,16	0,05	182,26	1,82
46,5	15453,88	5,25	0,25	5,00	0,04	139,03	1,39
49,5	12430,63	5,11	0,24	4,87	0,04	102,16	1,02
52,5	9729,37	4,98	0,23	4,74	0,03	71,81	0,72
55,5	7350,09	4,87	0,22	4,64	0,03	47,55	0,48
58,5	5292,81	4,77	0,22	4,54	0,02	29,17	0,29
61,5	3557,51	4,69	0,21	4,46	0,02	15,95	0,16
64,5	2144,2	4,62	0,21	4,39	0,01	7,32	0,07
67,5	1052,88	4,57	0,2	4,35	0,01	2,42	0,02
70,5	283,54	4,53	0,2	4,31	0,00	0,33	0,00
73,5	0	4,51	0,2	4,29	0,00	0,00	0,00

ANNEXE A.3. Calcul des contraintes tangentielles admissibles

x	P	B	$\sigma(x) = (P/2)/B$	$\tau 1^2$	$\tau 2^2$	$\tau 1$	$\tau 2$
	MN	m ²	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
0	190,68	17,3	5,51	11,63	27,77	3,41	5,27
4,5	185,17	16,44	5,63	11,79	27,99	3,43	5,29
7,5	172,80	15,9	5,43	11,53	27,63	3,40	5,26
10,5	159,39	15,38	5,18	11,20	27,14	3,35	5,21
13,5	146,68	14,89	4,93	10,86	26,63	3,30	5,16
16,5	134,04	14,42	4,65	10,49	26,06	3,24	5,10
19,5	121,95	13,98	4,36	10,11	25,44	3,18	5,04
22,5	114,69	13,56	4,23	9,94	25,14	3,15	5,01
25,5	107,64	13,16	4,09	9,75	24,83	3,12	4,98
28,5	100,71	12,79	3,94	9,55	24,48	3,09	4,95
31,5	93,82	12,44	3,77	9,33	24,09	3,06	4,91
34,5	86,97	12,11	3,59	9,10	23,66	3,02	4,86
37,5	80,28	11,81	3,40	8,84	23,19	2,97	4,82
40,5	73,72	11,54	3,19	8,57	22,67	2,93	4,76
43,5	67,31	11,28	2,98	8,29	22,13	2,88	4,70
46,5	60,81	11,05	2,75	7,99	21,52	2,83	4,64
49,5	54,23	10,85	2,50	7,66	20,84	2,77	4,57
52,5	47,54	10,67	2,23	7,30	20,08	2,70	4,48
55,5	40,73	10,51	1,94	6,91	19,25	2,63	4,39
58,5	33,81	10,38	1,63	6,51	18,34	2,55	4,28
61,5	26,82	10,27	1,31	6,08	17,36	2,47	4,17
64,5	19,88	10,19	0,98	5,64	16,32	2,38	4,04
67,5	13,06	10,13	0,64	5,21	15,25	2,28	3,90
70,5	6,89	10,09	0,34	4,81	14,24	2,19	3,77

ANNEXE B

ANNEXE B.1. Différents paramètres pour la vérification des contraintes supérieures

	perdes	M	I	S	e	V	P
	%	MN	m'	m²	m	m	MN
½ VSP	24,02	1034,89	117,56	17,3	4,06	4,16	193,33
V1	22,03	915,88	113,64	16,44	3,77	3,87	185,17
V2	21,64	840,57	111,19	15,9	3,58	3,68	172,80
V3	21,7	768,48	108,89	15,38	3,40	3,50	159,39
V4	21,39	699,61	106,72	14,89	3,24	3,34	146,68
V5	20,98	633,96	104,67	14,42	3,08	3,18	134,04
V6	20,12	571,53	102,75	13,98	2,92	3,02	121,95
V7	20,46	512,31	100,95	13,56	2,78	2,88	114,69
V8	20,68	456,32	99,27	13,16	2,64	2,74	107,64
V9	20,84	403,55	97,7	12,79	2,52	2,62	100,71
V10	20,99	354,00	96,24	12,44	2,70	2,50	93,82
V11	21,12	307,67	94,9	12,11	2,29	2,39	86,97
V12	21,12	264,56	93,65	11,81	2,18	2,28	80,28
V13	20,98	224,66	92,52	11,54	2,09	2,19	73,72
V14	20,64	187,99	91,48	11,28	2,00	2,10	67,31
V15	20,34	154,54	90,55	11,05	1,92	2,02	60,81
V16	20,07	124,31	89,71	10,85	1,85	1,95	54,23
V17	19,93	97,29	88,97	10,67	1,79	1,89	47,54
V18	19,97	73,50	88,33	10,51	1,74	1,84	40,73
V19	20,27	52,93	87,78	10,38	1,69	1,79	33,81
V20	20,96	35,58	87,32	10,27	1,66	1,76	26,82
V21	21,87	21,44	86,96	10,19	1,63	1,73	19,88
V22	23	10,53	86,68	10,13	1,61	1,71	13,06
V23	18,72	2,84	86,5	10,09	1,59	1,69	6,89

ANNEXE B.2. Différents paramètres pour la vérification des contraintes inférieures

	%pertes	M	I	S	e	V'	P
	%	MN	m'	m²	m	m	MN
½ VSP	25,06	1034,89	117,56	17,3	4,06	4,84	187,13
V1	22,03	915,88	113,64	16,44	3,77	4,6	178,52
V2	21,64	840,57	111,19	15,9	3,58	4,45	166,50
V3	21,7	768,48	108,89	15,38	3,4	4,3	153,47
V4	21,39	699,61	106,72	14,89	3,24	4,16	140,91
V5	20,98	633,96	104,67	14,42	3,08	4,03	128,69
V6	20,12	571,53	102,75	13,98	2,92	3,91	117,28
V7	20,46	512,31	100,95	13,56	2,78	3,79	110,06
V8	20,68	456,32	99,27	13,16	2,64	3,68	103,85
V9	20,84	403,55	97,7	12,79	2,52	3,57	97,05
V10	20,99	354,00	96,24	12,44	2,4	3,47	90,36
V11	21,12	307,67	94,9	12,11	2,29	3,38	83,82
V12	21,12	264,56	93,65	11,81	2,18	3,3	77,36
V13	20,98	224,66	92,52	11,54	2,09	3,22	71,14
V14	20,64	187,99	91,48	11,28	2	3,15	67,77
V15	20,34	154,54	90,55	11,05	1,92	3,08	59,23
V16	20,07	124,31	89,71	10,85	1,85	3,03	52,85
V17	19,93	97,29	88,97	10,67	1,79	2,98	46,27
V18	19,97	73,50	88,33	10,51	1,74	2,93	39,50
V19	20,27	52,93	87,78	10,38	1,69	2,89	33,43
V20	20,96	35,58	87,32	10,27	1,66	2,86	26,43
V21	21,87	21,44	86,96	10,19	1,63	2,84	19,63
V22	23	10,53	86,68	10,13	1,61	2,82	13,04
V23	18,72	2,84	86,5	10,09	1,59	2,81	6,92

ANNEXE C

ANNEXE C.1. PERTES PAR FROTTEMENT

vitesse 1/20/ep/m	cahle	θ	L(m)	0	4,5	7,5	10,5	13,5	16,5	19,5	22,5	25,5	28,5	31,5	34,5	37,5	40,5	43,5	46,5	49,5	52,5	55,5	58,5	61,5	64,5	67,5	70,5		
v23 fin	30	0,89	13,5	295,00	287,83	283,22	280,75	284,29	288,83	292,97	296,99	299,82	304,08	308,24	312,94	316,96	320,97	325,36	329,84	334,24	338,94	342,96	347,40	351,40	355,40	359,40	363,90	63,99	
v22	29	0,82	70,5	271,96	246,71	242,24	237,78	233,31	228,85	224,39	219,92	215,46	210,99	206,53	202,07	197,60	193,14	188,67	184,21	179,75	175,29	170,82	166,36	161,89	157,43	152,97	148,50	144,04	83,99
v21	28	0,99	67,5	249,32	220,08	221,61	217,15	212,69	208,22	203,76	199,29	194,83	190,37	185,91	181,44	176,97	172,51	168,05	163,58	159,12	154,66	150,19	145,73	141,26	136,80	132,34	127,87	123,41	63,99
v20	27	0,80	64,5	228,88	207,40	202,94	198,47	194,01	189,54	185,08	180,62	176,15	171,69	167,22	162,76	158,30	153,83	149,37	144,90	140,44	135,97	131,51	127,05	122,58	118,12	113,66	109,20	104,73	43,99
v19	26	0,46	61,5	213,63	193,38	188,90	184,43	179,97	175,50	171,04	166,58	162,11	157,65	153,19	148,72	144,26	139,79	135,33	130,87	126,40	121,94	117,47	113,01	108,55	104,09	99,62	95,16	90,70	33,99
v18	25	0,44	58,5	204,90	184,43	179,97	175,50	171,04	166,58	162,11	157,65	153,19	148,72	144,26	139,79	135,33	130,87	126,40	121,94	117,47	113,01	108,55	104,09	99,62	95,16	90,70	86,24	33,99	
v17	24	0,46	55,5	204,70	184,43	179,97	175,50	171,04	166,58	162,11	157,65	153,19	148,72	144,26	139,79	135,33	130,87	126,40	121,94	117,47	113,01	108,55	104,09	99,62	95,16	90,70	86,24	33,99	
v16	23	0,50	52,5	211,00	189,94	185,08	180,62	176,15	171,69	167,22	162,76	158,30	153,83	149,37	144,90	140,44	135,97	131,51	127,05	122,58	118,12	113,66	109,20	104,73	100,27	95,80	91,34	33,99	
v15	22	0,58	49,5	222,53	199,29	194,83	190,37	185,91	181,44	176,97	172,51	168,05	163,58	159,12	154,66	150,19	145,73	141,26	136,80	132,34	127,87	123,41	118,94	114,48	110,01	105,55	101,09	33,99	
v14	21	0,82	46,5	228,25	210,89	206,53	202,07	197,60	193,14	188,67	184,21	179,75	175,29	170,82	166,36	161,89	157,43	152,97	148,50	144,04	139,57	135,11	130,64	126,18	121,71	117,25	112,78	33,99	
v13	20	0,89	43,5	250,98	223,04	218,58	214,11	209,65	205,19	200,72	196,26	191,79	187,33	182,87	178,40	173,94	169,47	165,01	160,54	156,08	151,61	147,15	142,69	138,22	133,76	129,29	124,83	33,99	
v12	19	0,82	40,5	227,32	202,07	197,60	193,14	188,67	184,21	179,75	175,29	170,82	166,36	161,89	157,43	152,97	148,50	144,04	139,57	135,11	130,64	126,18	121,71	117,25	112,78	108,32	33,99		
v11	18	0,58	37,5	204,68	181,44	176,97	172,51	168,05	163,58	159,12	154,66	150,19	145,73	141,26	136,80	132,34	127,87	123,41	118,94	114,48	110,01	105,55	101,09	96,62	92,16	87,70	33,99		
v10	17	0,50	34,5	184,22	162,78	158,30	153,83	149,37	144,90	140,44	135,97	131,51	127,05	122,58	118,12	113,66	109,20	104,73	100,27	95,80	91,34	86,87	82,41	77,95	73,49	33,99			
v9	16	0,46	31,5	168,99	146,72	144,26	139,79	135,33	130,87	126,40	121,94	117,47	113,01	108,55	104,09	99,62	95,16	90,70	86,24	81,78	77,31	72,85	68,39	63,93	33,99				
v8	15	0,44	28,5	160,28	140,47	138,00	135,54	132,08	128,62	125,16	121,70	118,24	114,78	111,32	107,86	104,40	100,94	97,48	94,02	90,56	87,10	83,64	80,18	76,72	73,26	33,99			
v7	14	0,46	25,5	160,06	139,79	135,33	130,87	126,40	121,94	117,47	113,01	108,55	104,09	99,62	95,16	90,70	86,24	81,78	77,31	72,85	68,39	63,93	33,99						
v6	13	0,40	22,5	141,10	122,45	117,98	113,52	109,05	104,59	100,13	95,66	91,20	86,73	82,27	77,80	73,34	68,87	64,41	60,00	55,54	51,08	46,62	42,16	37,70	33,99				
v5	12	0,47	19,5	165,85	150,06	150,50	150,94	151,38	151,82	152,26	152,70	153,14	153,58	154,02	154,46	154,90	155,34	155,78	156,22	156,66	157,10	157,54	157,98	158,42	158,86	159,30	33,99		
v4	9	0,35	16,5	118,55	101,41	96,95	92,48	88,02	83,55	79,09	74,62	70,16	65,69	61,22	56,76	52,29	47,82	43,36	38,89	34,42	29,96	25,49	21,03	16,56	12,10	33,99			
v3	8	0,33	13,5	108,48	91,98	87,49	82,99	78,50	74,01	69,52	65,03	60,54	56,05	51,56	47,07	42,58	38,09	33,60	29,11	24,62	20,13	15,64	11,15	6,66	33,99				
v2	6	0,40	10,5	123,24	104,59	100,13	95,66	91,20	86,73	82,27	77,80	73,34	68,87	64,40	60,00	55,54	51,08	46,62	42,16	37,70	33,24	28,78	24,32	19,86	15,40	33,99			
v1	4	0,33	7,5	96,65	83,03	80,02	77,01	74,00	71,00	68,00	65,00	62,00	59,00	56,00	53,00	50,00	47,00	44,00	41,00	38,00	35,00	32,00	29,00	26,00	23,00	33,99			
v1/2/ep/m	2	0,39	4,5	110,83	97,03	94,02	91,01	88,00	85,00	82,00	79,00	76,00	73,00	70,00	67,00	64,00	61,00	58,00	55,00	52,00	49,00	46,00	43,00	40,00	37,00	33,99			

ANNEXE C.2. PERTES PAR RECU D'ANCRAGE

Voies	N	L(m)	θ	ψ	λ	Δσ ₀	0	4.5	7.5	10.5	13.5	16.5	19.5	22.5	25.5	28.5	31.5	34.5	37.5	40.5	43.5	46.5	49.5	52.5	55.5	58.5	61.5	64.5		
V29p fin	1	4.5	0.26	0.012	7.99	286.26	124.64																							
	2	4.5	0.39	0.018	6.61	346.10	110.05																							
	3	7.5	0.39	0.011	8.22	277.28	24.37																							
V1	4	7.5	0.33	0.010	8.79	259.44	30.03	178.12																						
	5	10.5	0.35	0.008	9.78	233.22	0.00	90.08																						
V2	6	10.5	0.40	0.009	9.28	246.58	0.00	88.87	108.22																					
	7	13.5	0.35	0.007	10.71	212.89	0.00	33.99	93.62	153.25																				
V3	8	16.5	0.33	0.006	10.94	208.59	0.00	38.97	94.11	151.25																				
	9	16.5	0.35	0.008	11.46	198.87	0.00	0.00	42.78	94.79	148.83																			
V4	10	16.5	0.40	0.006	10.98	208.72	0.00	0.00	0.00	151.25																				
V5	11	19.5	0.55	0.007	10.39	219.37	0.00	0.00	29.41	92.73	158.05																			
	12	19.5	0.47	0.006	10.97	207.92	0.00	0.00	0.00	37.27	94.15	151.04																		
V6	13	22.5	0.40	0.005	12.12	188.10	0.00	0.00	1.58	48.44																				
	14	29.5	0.46	0.005	12.12	188.17	0.00	0.00	0.00	0.00	46.40																			
V7	14	28.5	0.44	0.005	12.68	180.07	0.00	0.00	0.00	0.00	94.59																			
V8	16	31.5	0.46	0.005	12.80	178.77	0.00	0.00	0.00	0.00	137.41																			
V9	17	34.5	0.50	0.005	12.82	178.45	0.00	0.00	0.00	0.00	138.09																			
V10	17	37.5	0.59	0.005	12.81	177.97	0.00	0.00	0.00	0.00	135.48																			
V11	18	40.5	0.62	0.005	12.87	179.85	0.00	0.00	0.00	0.00	138.30																			
V12	19	43.5	0.62	0.005	12.85	181.74	0.00	0.00	0.00	0.00	137.24																			
V13	20	46.5	0.69	0.005	12.85	181.74	0.00	0.00	0.00	0.00	138.28																			
V14	21	46.5	0.62	0.004	13.17	173.07	0.00	0.00	0.00	0.00	133.68																			
V15	22	49.5	0.66	0.004	13.80	165.18	0.00	0.00	0.00	0.00	129.28																			
V16	23	52.5	0.50	0.004	14.39	158.47	0.00	0.00	0.00	0.00	128.28																			
V17	24	55.5	0.46	0.003	14.94	153.63	0.00	0.00	0.00	0.00	125.43																			
V18	25	58.5	0.44	0.003	15.11	150.65	0.00	0.00	0.00	0.00	122.58																			
V19	26	61.5	0.46	0.003	15.16	150.42	0.00	0.00	0.00	0.00	120.65																			
V20	27	64.5	0.50	0.003	15.05	151.54	0.00	0.00	0.00	0.00	118.68																			
V21	28	67.5	0.56	0.003	14.83	153.71	0.00	0.00	0.00	0.00	116.73																			
V22	29	70.5	0.62	0.004	14.60	156.13	0.00	0.00	0.00	0.00	114.78																			
V23 fin	30	73.5	0.59	0.004	14.39	158.29	0.00	0.00	0.00	0.00	112.83																			
perte par section							29.09	59.44	59.51	59.70	53.28	49.89	30.92	30.23	29.76	28.72	28.23	29.81	30.57	31.30	31.78	34.78	36.31	36.32	30.70	30.00	29.72	27.97		

ANNEXE C.4. PERTES PAR FLUAGE

versant	N	B	L(m)	0	4,5	7,5	10,5	13,5	16,5	19,5	22,5	25,5	28,5	31,5	34,5	37,5	40,5	43,5	46,5	49,5	52,5	55,5	58,5	61,5	64,5	67,5	70,5
V22	30	0,99	73,6	118,96	82,86	78,26	75,77	69,43	63,23	57,01	60,99	63,23	66,66	69,84	67,18	66,63	64,97	62,58	59,29	55,13	50,23	44,62	38,20	31,28	23,84	15,48	7,89
V21	29	0,84	70,5	117,44	83,00	78,41	75,93	69,59	63,39	57,15	61,13	63,39	66,82	69,99	67,33	66,78	65,12	62,73	59,44	55,28	50,38	44,75	38,33	31,41	23,97	15,58	7,99
V20	27	0,59	64,5	117,06	83,30	78,70	76,22	69,88	63,68	57,42	61,40	63,68	67,11	70,28	67,62	67,07	65,41	63,02	59,73	55,57	50,67	45,04	38,62	31,70	24,26	15,87	8,28
V18	25	0,44	58,5	117,89	83,47	78,88	76,39	70,02	63,81	57,52	61,23	63,81	67,24	70,41	67,75	67,20	65,54	63,15	59,86	55,70	50,80	45,17	38,75	31,83	24,39	15,99	8,40
V17	24	0,49	55,5	117,89	83,47	78,88	76,39	70,02	63,81	57,52	61,23	63,81	67,24	70,41	67,75	67,20	65,54	63,15	59,86	55,70	50,80	45,17	38,75	31,83	24,39	15,99	8,40
V16	23	0,59	52,5	117,82	83,44	78,83	76,35	69,99	63,78	57,54	61,20	63,78	67,19	70,36	67,70	67,15	65,49	63,10	59,81	55,65	50,75	45,12	38,70	31,78	24,34	15,95	8,36
V15	22	0,69	49,5	117,71	83,39	78,78	76,30	69,99	63,71	57,48	61,14	63,71	67,12	70,29	67,63	67,08	65,42	63,03	59,74	55,58	50,68	45,05	38,63	31,71	24,27	15,91	8,32
V14	21	0,84	46,5	117,57	83,27	78,67	76,19	69,84	63,63	57,40	61,06	63,63	67,04	70,21	67,55	67,00	65,34	62,95	59,66	55,50	50,60	44,97	38,55	31,63	24,20	15,87	8,28
V13	20	0,99	43,5	117,43	83,18	78,58	76,10	69,75	63,54	57,31	60,96	63,54	66,95	70,12	67,46	66,91	65,25	62,86	59,57	55,41	50,51	44,88	38,50	31,55	24,15	15,83	8,24
V12	19	0,84	40,5	117,66	83,34	78,74	76,26	69,90	63,69	57,48	61,12	63,69	67,10	70,27	67,61	67,06	65,40	63,01	59,72	55,56	50,66	45,03	38,61	31,74	24,30	15,92	8,31
V11	18	0,69	37,5	117,89	83,50	78,88	76,41	70,05	63,83	57,60	61,26	63,83	67,25	70,42	67,76	67,21	65,55	63,16	59,87	55,71	50,81	45,18	38,76	31,84	24,40	16,00	8,43
V10	17	0,69	34,5	118,09	83,74	77,02	76,65	70,19	64,06	57,74	61,30	63,72	67,13	70,30	67,64	67,09	65,43	63,04	59,75	55,59	50,69	45,06	38,71	31,81	24,37	16,00	8,43
V9	16	0,49	31,5	118,28	83,74	77,12	76,68	70,29	64,06	57,84	61,32	63,72	67,13	70,30	67,64	67,09	65,43	63,04	59,75	55,59	50,69	45,06	38,71	31,81	24,37	16,00	8,43
V8	16	0,44	28,5	118,33	83,81	77,18	76,72	70,35	64,05	57,82	61,30	63,70	67,11	70,28	67,63	67,08	65,42	63,03	59,74	55,58	50,68	45,05	38,70	31,80	24,36	16,00	8,43
V7	14	0,89	23,5	118,33	83,81	77,18	76,72	70,35	64,05	57,82	61,30	63,70	67,11	70,28	67,63	67,08	65,42	63,03	59,74	55,58	50,68	45,05	38,70	31,80	24,36	16,00	8,43
V6	13	0,38	22,5	118,52	83,94	77,21	76,74	70,38	64,05	57,84	61,32	63,72	67,13	70,30	67,64	67,09	65,43	63,04	59,75	55,59	50,69	45,06	38,71	31,81	24,37	16,00	8,43
V5	11	0,78	19,5	118,38	83,86	77,22	76,48	69,70	63,58	57,44	61,08	63,58	66,99	70,16	67,53	66,98	65,32	62,93	59,64	55,48	50,58	44,95	38,53	31,65	24,27	15,89	8,29
V4	9	0,38	16,5	118,79	84,10	77,15	76,30	69,57	63,45	57,37	60,99	63,45	66,86	69,99	67,32	66,77	65,11	62,72	59,43	55,27	50,37	44,74	38,36	31,59	24,20	15,83	8,24
V3	8	0,33	13,5	118,85	83,89	76,85	76,35	69,57	63,45	57,37	60,99	63,45	66,86	69,99	67,32	66,77	65,11	62,72	59,43	55,27	50,37	44,74	38,36	31,59	24,20	15,83	8,24
V2	6	0,38	10,5	118,84	83,49	76,36	76,24	69,57	63,45	57,37	60,99	63,45	66,86	69,99	67,32	66,77	65,11	62,72	59,43	55,27	50,37	44,74	38,36	31,59	24,20	15,83	8,24
V1	4	0,33	7,5	118,84	82,96	76,36	76,24	69,57	63,45	57,37	60,99	63,45	66,86	69,99	67,32	66,77	65,11	62,72	59,43	55,27	50,37	44,74	38,36	31,59	24,20	15,83	8,24
V0	3	0,41	4,5	118,54	82,80	76,36	76,24	69,57	63,45	57,37	60,99	63,45	66,86	69,99	67,32	66,77	65,11	62,72	59,43	55,27	50,37	44,74	38,36	31,59	24,20	15,83	8,24
V0	2	0,41	1,5	117,73	82,80	76,36	76,24	69,57	63,45	57,37	60,99	63,45	66,86	69,99	67,32	66,77	65,11	62,72	59,43	55,27	50,37	44,74	38,36	31,59	24,20	15,83	8,24
V0	1	0,25	0,5	117,96	82,80	76,36	76,24	69,57	63,45	57,37	60,99	63,45	66,86	69,99	67,32	66,77	65,11	62,72	59,43	55,27	50,37	44,74	38,36	31,59	24,20	15,83	8,24
V0	0	0,00	0,0	118,24	82,80	76,36	76,24	69,57	63,45	57,37	60,99	63,45	66,86	69,99	67,32	66,77	65,11	62,72	59,43	55,27	50,37	44,74	38,36	31,59	24,20	15,83	8,24

