

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Département Génie Civil
Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures
Mémoire de projet de fin d'études
Pour l'obtention d'un diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

Etude du Tablier d'un Pont Construit par Encorbellements successifs : Dédoublement de l'axe CHIFFA- BERROUAGHIA

Présenté par :

Massinissa OULKADI

Chafik BENSEHILA

Sous la direction de :

Mme D.Cherid

Dr ENP

Mme H.Djabali-Mohabeddine,

Dr ENP

Présenté(e) et soutenue publiquement le (21/06/2018)

Composition du Jury :

Président	Mr. B.K. Benazzouz	Dr	ENP
Rapporteur/ Promoteur	Mme D. Cherid,	Dr	ENP
Rapporteur/ Promoteur	Mme H.Djabali-Mohabeddine,	Dr	ENP
Examineur	Mr S.Lakehal	M. A. A.	ENP
Invité	Mr B. Djerir		SETIRAIL

ENP 2018



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Département Génie Civil
Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures
Mémoire de projet de fin d'études
Pour l'obtention d'un diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

Etude du Tablier d'un Pont Construit par Encorbellements successifs : Dédoublage de l'axe CHIFFA- BERROUAGHIA

Présenté par :

Massinissa OULKADI

Chafik BENSEHILA

Sous la direction de :

Mme D. Cherid

Dr ENP

Mme H. Djabali-Mohabeddine,

Dr ENP

Présenté(e) et soutenue publiquement le (21/06/2018)

Composition du Jury :

Président	Mr. B.K. Benazzouz	Dr	ENP
Rapporteur/ Promoteur	Mme D. Cherid,	Dr	ENP
Rapporteur/ Promoteur	Mme H. Djabali-Mohabeddine,	Dr	ENP
Examineur	Mr S. Lakehal	M. A. A.	ENP
Invité	Mr B. Djerir		SETIRAIL

ENP 2018

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة سطح جسر مصنوع بالخرسانة المضغوطة، مبني بتقنية التتابع المتتالي، والواقع في ولاية مديّة.

الجسر يمتد بطول 334 متر، يتكون من خمسة مقاطع، حيث ثلاث مقاطع وسطية اثنتين بطول 88 مترو أخرى بطول 65 متر وجانبية بطول 65 متر و34 متر. يبلغ عرض الجسر 15متر. تمت محاكاة المنشأ بواسطة البرنامج "Robot Structural Analysis"

كلمات البحث: جسر، التتابع المتتالي، خرسانة مضغوطة

Abstract

This work is to study the roadway of a prestressed concrete double Highway Viaduct (bridge) constructed by successive corbelling, located in Medea city.

The bridge extends over a length of 334 meters, consisting of five spans including three intermediate spans; tow of 88 meters and one of 65 meters and shore spans of 65 and 34 meters. Its width is 15.30 m.

The roadway was modelled using the "Robot Structural Analysis software".

Keywords: bridge, successive corbelled construction, prestressed concrete.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude du tablier d'un double viaduc en béton précontraint construit par encorbellements successifs avec voussoirs coulé sur place, situé dans la wilaya de Médéa.

Le pont s'étend sur une longueur de 334 mètres constitué de 5 travées dont trois travées intermédiaires ; deux de 88 mètres et une de 65 m de portée et des travées de rive de 65 mètre et de 34 m. Sa largeur est de 15 m.

La modélisation du tablier a été faite à l'aide du logiciel "Robot Structural Analysis".

Mots-clés : pont, encorbellements successifs, béton précontraint.

Dédicace

Je rends grâce à Dieu, et dédie particulièrement ce modeste travail:

À ma mère, pour son soutien maternel inconditionnel.

À mon père. Il a assuré avec loyauté tout mon cursus.

À toute ma famille.

À mon frère et binôme Chafik BENSEHILA.

À mon frère et ami Nassim OUKACI

À tous mes amis.

Massinissa

Dédicace

Je rends grâce à Dieu, et dédie particulièrement ce modeste travail:

À mon père. Il a assuré avec loyauté tout mon cursus.

À ma mère, pour son soutien maternel inconditionnel.

*À mes grands-parents, et toute ma famille, qui ont toujours cru en moi et
n'ont jamais cessé de m'encourager.*

À mes frères et sœurs, ils m'ont épaulé en tout temps.

À celle qui a l'exaltante mission de partager mes joies et peines.

À mon frère et binôme Massinissa OUALKADI.

À tous mes amis.

Chafik

REMERCIEMENT

Nous tenons tout d'abord à remercier Allah le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience pour mener à bien ce projet de fin d'études.

En second lieu nous tenons à remercier nos chers parents de nous avoir offert tout ce dont nous avons besoin pour être toujours à la hauteur et réussir dans notre vie.

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 accordé leur confiance et accepté de diriger ce mémoire.

Nous remercions également Monsieur **Nadjib ZOURGUI**, Chercheur au C.G. et spécialisé en ouvrage d'art, qui nous a fait profiter de sa vaste expérience dans les Ouvrages d'Art.

Nous remercions les 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, ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation, par leurs précieux conseils techniques et pour le temps mis à notre disposition.

TABLE DES MATIERES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

INTRODUCTION GENERALE..... 15

I. CHAPITRE I : GENERALITES

I.1 INTRODUCTION 16

I.2 ELEMENTS CONSTITUTIFS D'UN PONT :..... 16

I.3 PRESENTATION DU PROJET : 17

I.4 DONNEES RELATIVES A L'OUVRAGE A PROJETER :..... 17

I.4.1 SITUATION DE L'OUVRAGE..... 17

I.4.2 CARACTERISTIQUE TECHNIQUES DE L'OUVRAGE :..... 18

I.4.3 TRACE EN PLAN : 18

I.4.4 PROFIL EN LONG : 18

I.4.5 PROFILE EN TRAVERS : 19

I.4.6 DONNEES SISMOLOGIQUES : 20

I.5 CONCLUSION : 20

II. CHAPITRE II : MATERIAUX

II.1 INTRODUCTION :..... 21

II.2 LE BETON 21

II.2.1 LA RESISTANCE A LA TRACTION :..... 22

II.2.2 CONTRAINTES AUX LIMITES 22

II.2.3 MODULE DE DEFORMATION INSTANTANEE : 23

II.2.4 MODULE DE DEFORMATION DIFFEREE 23

II.2.5 DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION 24

II.2.6 COEFFICIENT DE DILATATION THERMIQUE..... 25

II.2.7 LE COEFFICIENT DE POISSON 25

II.3 LES ARMATURES: 25

II.3.1 LES ARMATURES PASSIVES : 25

II.3.2 CONTRAINTE DE L'ACIER A L'ELU: 25

II.3.3	CONTRAINTE DE L'ACIER A L'ELS	27
II.3.4	ARMATURES ACTIVES :	27
II.3.5	CARACTÉRISTIQUES DES ACIERS ACTIFS:.....	28
II.4	CONCLUSION :	28
III. CHAPITRE 3 : PREDIMENSIONNEMENT		
III.1	INTRODUCTION	29
III.2	SCHEMA STATIQUE LONGITUDINAL.....	29
III.2.1	REPARTITION DES TRAVEES	29
III.2.2	ÉLANCEMENT ET FORME DE L'INTRADOS	31
III.2.3	CONDITIONS D'APPUI.....	32
III.3	PREDIMENSIONNEMENT DE LA SECTION TRANSVERSALE....	33
III.4	CONCLUSION	42
IV. CHAPITRE 4 : CHARGES ET SURCHARGES		
IV.1	INTRODUCTION	43
IV.2	CARACTERISTIQUES 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 VOIE.....	43
IV.2.5	CLASSE DU PONT.....	44
IV.3	CLASSIFICATION DES ACTIONS APPLIQUE SUR LE PONT	44
IV.3.1	ACTIONS HORS TRAFIC.....	45
b)	LES COMPLEMENTS DE CHARGES CCP.....	45
•	REVETEMENT.....	45
IV.3.2	ACTIONS DUES AU TRAFIC	48
IV.3.2.1.1	SYSTEME DE CHARGES	48
IV.3.2.1.2	SYSTEME DE CHARGES	53
IV.3.3	CONVOI TYPE MC120	56
IV.3.4	L'EFFORT DE FREINAGE CORRESPONDANT A LA CHARGE	
A	59	
IV.3.4.1	LA FORCE CENTRIFUGE :	59
IV.4	COMBINAISONS DE CHARGES.....	60
IV.5	MODELISATION	61

IV.6	CONCLUSION	61
V. CHAPITRE 5 : STABILITE DES FLEAUX		
V.1	INTRODUCTION	62
V.2	PHASES SUCCESSIVES DE LA CONSTRUCTION :	62
V.3	LES CHARGES INTERVENANT DANS LA PHASE DE CONSTRUCTION :	64
V.3.1	LE POIDS PROPRE DU TABLIER G:	64
V.3.2	LES SURCHARGES DE CHANTIER :	64
V.3.3	EQUIPAGE MOBILE :	64
V.4	EFFETS DUS AUX CHARGES APPLIQUEES SUR LE DEMI-FLEAU :	65
V.4.1	EFFETS DUS AU POIDS PROPRE :	65
V.4.2	EFFETS DES SURCHARGES REPARTIES DE CHANTIER QC1 :	66
V.4.3	EFFETS DE LA SURCHARGE CONCENTREE DE CHANTIER QC2:	67
V.4.4	EFFETS DES SURCHARGES DE L'EQUIPAGE MOBILE QC3 :	68
V.4.5	LES COMBINAISONS DE CHARGES	69
V.5	CONCLUSION	71
VI. CHAPITRE 6 : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE		
VI.1	INTRODUCTION	72
VI.2	CABLAGE DE L'OUVRAGE	72
VI.3	CABLES DE FLEAU	73
VI.3.1	GENERALITES	73
VI.4	CABLES DE CONTINUITE	85
VI.4.1	GENERALITES	85
VI.4.2	MODELISATION DE L'OUVRAGE	85
VI.4.3	CABLES DE CONTINUITE INFERIEURS	87
VI.5	PERTE DE PRECONTRAINTE	105
VI.5.1	PERTES INSTANTANEEES	105
VI.5.2	PERTES DE TENSION DIFFEREES	113
VI.6	VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES EN PHASE DE CONSTRUCTION	114

VI.6.1	LES CONTRAINTES ADMISSIBLES.....	116
VI.6.2	VERIFICATION DES CONTRAINTES	116
VI.7	CONCLUSION :	117
VII. CHAPITRE 7 : ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT		
VII.1	INTRODUCTION :.....	118
VII.2	CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS:	118
VII.2.1	EN CONSTRUCTION :	119
VII.2.2	EN EXPLOITATION:	119
VII.2.3	FORCE DE PRECONTRAINTE:	120
VII.2.4	EFFORT TRANCHANT:	121
VII.3	CISAILLEMENTS:.....	121
VII.3.1	CALCUL DES CONTRAINTES:	121
VII.1	VERIFICATION AUX ETATS LIMITES DE SERVICE :.....	123
VII.2	VERIFICATION AUX ETATS LIMITES ULTIMES:.....	124
VII.3	CONCLUSION :	124
VIII.CHAPITRE 8 : ETUDE TRANSVERSALE		
VIII.1	INTRODUCTION.....	125
VIII.2	ZONES DE JUSTIFICATION :	125
VIII.3	JUSTIFICATION DES SECTIONS :.....	126
VIII.4	MODELISATION :.....	126
VIII.5	CHARGES APPLIQUEES AUX VOUSOIRS :.....	126
VIII.5.1	CHARGES PERMANENTES :.....	126
VIII.5.2	CHARGES DUES AU TRAFIC:	127
VIII.5.3	EFFORTS ET COMBINAISONS:.....	127
VIII.6	RESULTATS DE L'ANALYSE:	127
VIII.6.1	SOLLICITATIONS EN FLEXION SIMPLE:	128
VIII.6.2	SOLLICITATIONS EN FLEXION COMPOSEE:	129
VIII.7	FERRAILLAGE DE LA SECTION TRANSVERSALE:.....	129
VIII.7.1	FERRAILLAGE EN FLEXION SIMPLE:	129
VIII.7.2	FERRAILLAGE EN FLEXION COMPOSEE:	130
VIII.8	CONCLUSION:	131
IX. CHAPITRE 9 : APPAREILS D'APPUI		

IX.1	GENERALITES :.....	132
IX.2	CARACTERISTIQUES DES APPAREILS D'APPUI.....	132
IX.2.1	DEFINITION GEOMETRIQUE	132
IX.2.2	CARACTERISTIQUES DE L'ELASTOMERE.....	133
IX.2.3	CARACTERISTIQUES DES FRETTEES INTERNES.....	133
IX.2.4	PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI 133	
IX.2.5	DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI	135
IX.2.6	VERIFICATIONS DE L'APPAREIL D'APPUI	137
	CONCLUSION GENERALE :.....	141
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	142
	ANNEXES	143

Liste des Tableaux

Tableau II-1 Résistance à 28 jours du béton utilisé	21
Tableau II-2 Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 j	22
Tableau II-3 Contrainte admissible de compression du béton à l'ELU à 28 j	23
Tableau II-4. La contrainte limite à l'ELU de l'acier.....	26
Tableau II-5 La contrainte limite à l'ELS de l'acier	27
Tableau II-6 Caractéristiques des aciers actifs	28
Tableau III-1 Caractéristiques mécaniques des sections.....	42
Tableau IV-1 . Classification des ponts [2]	44
Tableau IV-2 Les valeurs de poids propre en (ml).....	45
Tableau IV-3 les actions permanentes	47
Tableau IV-4 Gradient thermique [2].....	48
Tableau IV-5 La valeur de Coefficients a_1 [2]	49
Tableau IV-6 valeur de L_0 en fonction de la classe de pont [2]	50
Tableau IV-7 . Valeurs des charges $A(L)$ et A_2 pour le viaduc de droite avec 4 travée.....	51
Tableau IV-8 : Valeurs des charges $A(L)$ et A_2 pour le viaduc de gauche a 5 travée.....	52
Tableau IV-9 Les Valeurs de coefficient bc donnée par la réglementation	53
Tableau IV-10 valeur de bt.....	55
Tableau IV-11 des charges permanentes pour chaque type de travée.....	58
Tableau IV-12 Valeurs des coefficients de majoration dynamique (δ).....	58
Tableau IV-13 Les différentes combinaisons en phase de service [2]	60
Tableau V-1 les valeurs de poids propres des voussoirs composant le tablier	64
Tableau V-2 Effets des charges sur la console.....	70
Tableau VI-1 Détermination des câbles de fléau	76
Tableau VI-2 Répartition des câbles de fléau	76
Tableau VI-3 Le détail du tracé en élévation des câbles.....	82
Tableau VI-4 tracé en plan des câbles de fléau.	84
Tableau VI-5 les résultats des moments à chaque section des 5 travée causé par la combinaison $G+MC120+0.5\Delta\theta$	87
Tableau VI-6 Moments fléchissant totaux dans chaque section des travées intermédiaires	90
Tableau VI-7 Détermination du nombre de câbles inférieurs dans chaque section pour les travées intermédiaires	92
Tableau VI-8 Répartition des câbles de continuité inférieurs dans les travées intermédiaires	93
Tableau VI-9 Moments fléchissant totaux dans chaque section de la travée (1)	96
Tableau VI-10 Détermination du nombre de câbles inférieurs dans chaque section de la travée (1)	97
Tableau VI-11 Répartition des câbles de continuité inférieurs dans la travée de rive (1)	98
Tableau VI-12 Moments fléchissant totaux dans chaque section de la travée (4)	100
Tableau VI-13 Détermination du nombre de câbles inférieurs dans chaque section de la travée (4).....	101
Tableau VI-14 Répartition des câbles de continuité inférieurs dans la travée de rive (4) ..	102
Tableau VI-15 Détermination du nombre de câbles inférieurs dans chaque section de la travée (5).....	104
Tableau VI-16 Répartition des câbles de continuité inférieurs dans la travée de rive (5) ..	104

Tableau VI-17 Pertes de tension par frottement des câbles de fléau (en MPa)	107
Tableau VI-18 Paramètres de calcul des pertes de tension dues au recul d'ancrage	109
Tableau VI-19 Pertes dues au recul d'ancrage des câbles de fléau (en MPa).....	110
Tableau VI-20 Pertes dues à la non simultanéité des mises en tension des câbles de fléau	112
Tableau VI-21 Pertes instantanées des câbles de fléau	113
Tableau VI-22 Pertes dues au retrait	114
Tableau VI-23 Vérification des contraintes supérieures du demi-fléau.....	116
Tableau VI-24 Vérification des contraintes inférieures du demi-fléau	117
Tableau VII-1 Efforts tranchants en construction	119
Tableau VII-2 Efforts tranchants en exploitation.....	120
Tableau VII-3 Vérification de l'effort tranchant en construction	122
Tableau VII-4 Vérification de l'effort tranchant à vide	122
Tableau VII-5 Vérification de l'effort tranchant en charge	123
Tableau VIII-1 Valeurs et zone d'application des charges Permanentes.....	126
Tableau VIII-2 Valeurs et zones de charges dues au trafics	127
Tableau VIII-3 Combinaisons de charges	127
Tableau VIII-4 Efforts dans les sections soumises à la flexion simple	128
Tableau VIII-5 Efforts dans les sections soumises à la flexion composée.....	129
Tableau VIII-6 Armatures calculées dans les sections sollicitées en flexion simple.....	130
Tableau VIII-7 Ferrailage adopté dans les sections sollicitées en flexion simple	130
Tableau VIII-8 Efforts dans les sections soumises à la flexion composée.....	131
Tableau VIII-9 Efforts dans les sections soumises à la flexion composée.....	131
Tableau IX-1 Synthèse des vérifications à effectuer.....	137

Liste des Figures

Fig I-1 Axes principaux du Réseau Autoroutier Algérien.	17
Fig I-2 Visualisation de la brèche en 3D (image satellitaire).....	17
Fig I-3 Vue en Plan	18
Fig I-4 Coupe Longitudinale	19
Fig I-5 Profil en travers des chaussées.	19
Fig I-6 Carte de zonage sismique	20
Fig II-1 Diagramme parabole rectangle	24
Fig II-2 Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.....	26
Fig II-3 Loi contrainte-déformation d'un acier de précontrainte.....	27
Fig III-1 Coupe longitudinale et Répartitions des travées de viaduc gauche.....	30
Fig III-2 Coupe longitudinale et Répartitions des travées de viaduc droite.....	30
Fig III-3 pont a tablier de hauteur constante	31
Fig III-4 les parties encastrées de notre tablier	32
Fig III-5 position des appuis simple dans notre tablier	33
Fig III-6 Exemple d'un monocaisson simple avec notations	34
Fig III-7 Paramètres de pré dimensionnement de la section transversale	34
Fig III-8 épaisseur des âmes et notations	37
Fig III-9 caisson a âmes inclinées	38
Fig III-10 Epaisseur du Hourdis inferieur	38
Fig III-11 Coupe transversale d'une section courante	39
Fig III-12 Coupe transversale d'une section sur pile	40
Fig III-13 la modélisation des deux sections dans logiciel Autodesk Robot	41
Fig IV-1 longrine et la corniche	46
Fig IV-2 numérotation des travées	50
Fig IV-3 charge appliqué par le système B_c	54
Fig IV-4 système B_r	54
Fig IV-5 système B_t	55
Fig IV-6 charge appliqué par le système B_t	56
Fig IV-7 convoi $Mc120$	56
Fig IV-8 convoi $D240$	57
Fig IV-9 le model de viaduc réalisé avec Robot 2014	61
Fig V-1 Les phases principales de construction	63
Fig V-2 Les surcharges appliquées sur un demi fléau	65
Fig V-3 la courbe de moment fléchissant dû au poids propre	65
Fig V-4 la courbe de l'Effort tranchant dû au poids propre	66
Fig V-5 la courbe de moment fléchissant dû a la charge Q_c1	66
Fig V-6 la courbe de l'Effort tranchant dû à la charge Q_c1	67
Fig V-7 la courbe de moment fléchissant dû à la charge Q_c2	67
Fig V-8 la courbe de l'Effort tranchant dû à la charge Q_c2	68
Fig V-9 la courbe de moment fléchissant dû a la charge Q_c3	68
Fig V-10 la courbe de l'Effort tranchant dû a la charge Q_c3	69
Fig V-11 Le moment max du fléau sous la combinaison la plus défavorable	71
Fig V-12 Le moment Max du fléau sous la combinaison	71
Fig VI-1 Schéma de répartition des contraintes normales	74

Fig VI-2 Répartition des câbles de fléau	77
Fig VI-3 Espacement entre les câbles	77
Fig VI-4 Distance des armatures de précontrainte aux parements	78
Fig VI-5 Points de passage des câbles de fléau	78
Fig VI-6 Disposition des câbles de fléau dans le gousset	79
Fig VI-7 Numérotation des câbles de fléau dans le gousset	79
Fig VI-8 courbe de l'équation du tracé	81
Fig VI-9 Cablage en plan	83
Fig VI-10 Tracé de câbles de fléau en plan	85
Fig VI-11 modélisation de Convois de type Mc120	86
Fig VI-12 le digramme de moment fléchissant résultant de Convois de type Mc120	86
Fig VI-13 Câbles d'éclisse en travée de rive	88
Fig VI-14 Bossage pour l'ancrage des câbles inférieurs	88
Fig VI-15 Déformation due au fluage en l'absence de continuité	89
Fig VI-16 Répartition des sections dans une demi travée	90
Fig VI-17 Disposition de câbles de continuité de la travée intermédiaire	94
Fig VI-18 Coupe longitudinale de la disposition des câbles de continuité d'une mi- travée intermédiaires (2et3)	94
Fig VI-19 Répartition des sections dans la travée (1)	95
Fig VI-20 Répartition des câbles de continuité inférieurs dans les travées de rive	98
Fig VI-21 Répartition des sections dans la travée (4)	99
Fig VI-22 Répartition des câbles de continuité dans les travées de rive (4)	102
Fig VI-23 Répartition des sections dans la travée (5)	103
Fig VI-24 Répartition des câbles de continuité dans les travées de rive (5)	105
Fig VI-25 Position relative du câble et de la gaine	106
Fig VI-26 Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature	108
Fig VI-27 Schéma de contraintes dues aux efforts appliqués sur la section transversale ..	115
Fig VII-1 Section à considérer	118
Fig VII-2 Effort Tranchant	120
Fig VIII-1 Sections à justifier	125
Fig VIII-2 Vue 3D du voussoir courant modélisé par Robot Structural Analysis	126
Fig VIII-3 Allure du moment fléchissant dans la section transversale	128
Fig IX-1 Caractéristiques géométriques de appareils d'appui	132
Fig IX-2 Distorsion de l'appareil d'appui sous effort normal	134
Fig IX-3 Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal	134
Fig IX-4 Appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal	135
Fig IX-5 Valeur des réactions maximales provoquées par la combinaison à L'ELU de Mc120	135
Fig IX-6 Les dimensions de l'appareil d'appui	137
Fig IX-7 Coupe en 3D de l'appareil d'appui dimensionné	140

INTRODUCTION GENERALE :

Un pont est une construction qui permet de franchir une dépression ou un obstacle (cours d'eau, voie de communication, vallée, ravin, etc.) en passant par-dessus cette séparation. Il fait 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. Ce niveau d'exigence est garanti par le respect de normes et de règles de l'art constituant un référentiel technique (BAEL, BPEL, normes d'exécution, de produits, de matériaux, d'essais, etc.).

La démarche de construction d'un pont 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 l'étude du tablier d'un pont de 334m de portée réalisé en béton précontraint construit par encorbellements successifs avec des voussoirs coulés sur place, situé dans la wilaya de Médéa. Pour ce faire, le présent mémoire est organisé de la façon suivante :

Le premier chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage et du procédé de construction par encorbellements successifs.

Le deuxième chapitre comporte la présentation des matériaux utilisés pour la réalisation du pont.

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

Le quatrième chapitre est dédié aux différents systèmes de charges et de surcharges appliqués sur le pont.

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, à la vérification de l'effort tranchant et à l'étude transversale pour la détermination des armatures passives.

Le neuvième chapitre comprend l'étude des appareils d'appuis.

Nous finirons notre travail par une conclusion générale.

I.1 INTRODUCTION

Les ouvrages d'art (ponts et viaducs, soutènements) constituent des maillons essentiels des réseaux d'infrastructures. S'ils sont souvent porteurs d'images et de symboles, leur situation est souvent stratégique pour l'économie locale. 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.

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

I.2 ELEMENTS CONSTITUTIFS D'UN PONT :

La structure principale d'un pont est divisée en deux:

➤ **La Superstructure**, qui comporte:

- **Le tablier:** élément sur lequel repose la voie de circulation. Il admet essentiellement des dalles. Il reçoit nécessairement des équipements complémentaires : garde-corps, les corniches... etc.

➤ **L'infrastructure**, qui comporte:

- **Les fondations:** système de report de charges de la superstructure au sol.
- **Les appuis :** Eléments de liaisons supportant le tablier par encastrement ou par l'intermédiaire d'appareil d'appui et transmettant les efforts vers les fondations.
On distingue deux types d'appuis:

Les culées: représentant les appuis extrêmes du tablier.

Les piles: qui sont les appuis intermédiaires.

- **Appareil d'appuis :** Les appareils d'appuis sont conçus pour supporter des mouvements de translation dans toutes les directions de leur plan d'appui et des mouvements de rotations autour d'un axe quelconque. Ils transmettent aux appuis tout effort provenant du tablier.

I.3 PRESENTATION DU PROJET :

S'inscrivant dans le cadre du schéma directeur National du Ministère des travaux Publics, développé par l'Agence Nationale des Autoroutes A.N.A Le projet de dédoublement de l'axe Chiffa-Berouaghia, traverse une zone à relief accidenté, fait qui rend nécessaire la réalisation d'ouvrages d'arts.



Fig I-1 Axes principaux du Réseau Autoroutier Algérien.

I.4 DONNEES RELATIVES A L'OUVRAGE A PROJETER :

I.4.1 SITUATION DE L'OUVRAGE

C'est au PK 20+100 en partant de Chiffa, que se situe l'ouvrage à concevoir, au niveau d'une brèche de 334 mètres linéaire, portant une liaison répondant aux caractéristiques autoroutières avec une vitesse de référence de 110 km/h, constitué de deux chaussées à quatre voies.



Fig I-2 Visualisation de la brèche en 3D (image satellitaire).

I.4.2 CARACTERISTIQUE TECHNIQUES DE L'OUVRAGE :

L'ouvrage répond aux caractéristiques techniques suivantes :

- Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs avec voussoirs préfabriqués;
 - Longueur totale de 334m ;
 - Tablier de 15m de largeur ;
 - Le pont est composé de cinq travées ;
 - Trois travées intermédiaires de 52,30m de longueur chacune ;
 - Deux travées de rives de 31,20m de longueur chacune.

I.4.3 TRACE EN PLAN :

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

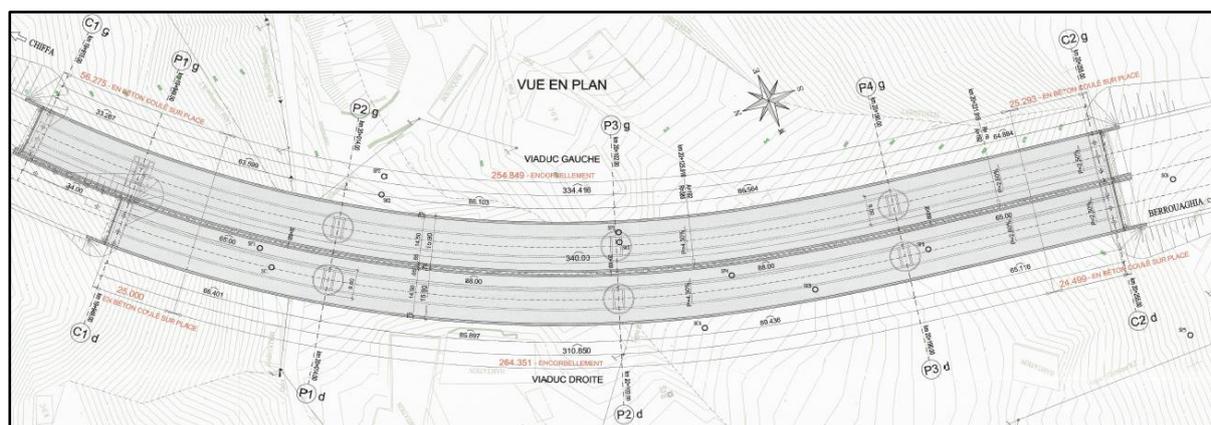


Fig I-3 Vue en Plan

I.4.4 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.

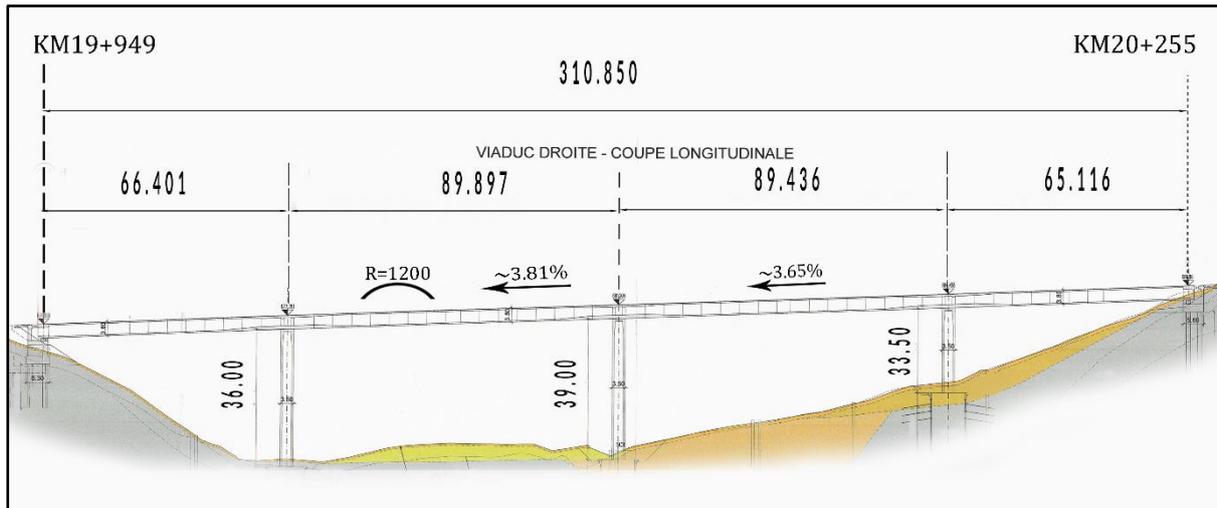


Fig I-4 Coupe Longitudinale

I.4.5 PROFIL EN TRAVERS :

Il représente la coupe transversale de notre voie de passage, Il permet de définir les largeurs roulables et les trottoirs (s'il y en a).

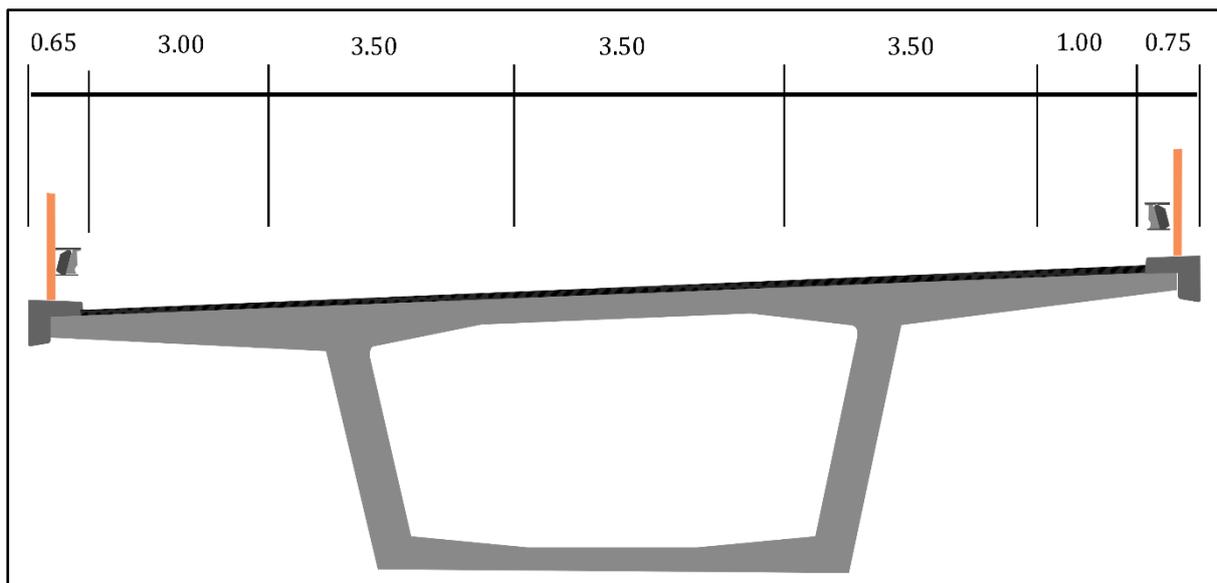


Fig I-5 Profil en travers des chaussées.

I.4.6 DONNEES SISMOLOGIQUES :

Pour le calcul dynamique de l'ouvrage, il y'a lieu de se référer au règlement parasismique des ouvrages d'art [RPOA], selon ce dernier notre pont est du groupe d'usage 2 (**Pont Important**). La wilaya de Médéa appartient à la zone *Ila* (moyenne sismicité), le coefficient d'accélération *A* à considérer est égale à 0.20.

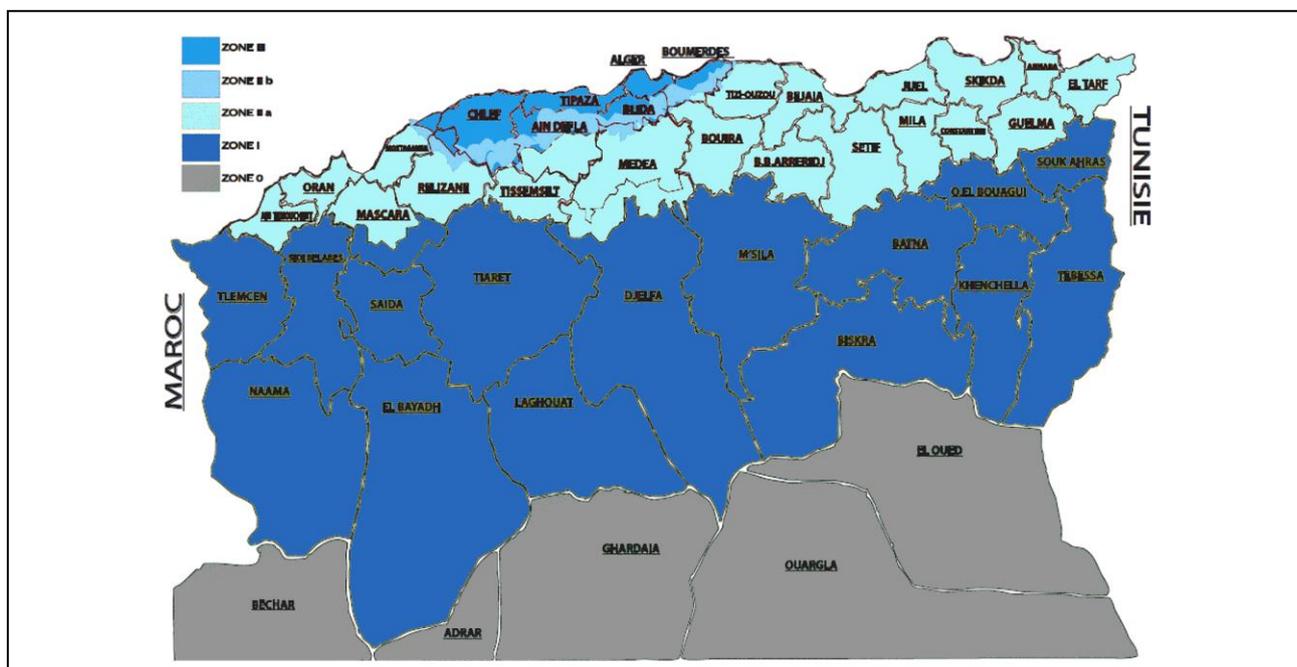


Fig I-6 Carte de zonage sismique

I.5 CONCLUSION :

La récolte de données relatives à l'ouvrage et au site d'implantation est une étape primordiale avant d'entamer l'étude du pont. Cette description sommaire est en parti basée sur les plans architecturaux donnés par l'entreprise SAPTA.

Le tablier du pont sera réalisé en béton précontraint, la construction sera faite par encorbellements successifs avec des voussoirs coulés sur place.

II.1 INTRODUCTION :

Conformément aux BAEL 91 révisé 99 [4] et BPEL 91 révisé 99 [5], on détermine les différentes caractéristiques des trois matériaux utilisés dans les structures en béton précontraint qui sont :

- Le béton ;
- Les armatures de précontrainte ;
- Les armatures passives.

II.2 LE BETON

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants*, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée f_{c28} , elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm² de section et d'une hauteur double de leur diamètre.

Résistance à 28 jours du béton à utiliser (**MPa**) :

Tableau II-1 Résistance à 28 jours du béton utilisé

Tablier	45
Piles	35
Culés	30
Pieux	30
Puits	30
Béton de propreté	12
Bossage d'appui	50

On peut admettre que pour $j \leq 28$ la résistance f_{cj} des bétons suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83 \times j} + f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95 \times j} + f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa}$$

II.2.1 LA RESISTANCE A LA TRACTION :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en *MPa*

A 28 jour on obtient les valeurs suivantes :

Tableau II-2 Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 j

Tablier	3.3
Piles	2.7
Culés	2.4
Pieux	2.4
Puits	2.4
Bossage d'appui	3.6

II.2.2 CONTRAINTES AUX LIMITES

II.2.2.1 ETAT LIMITE ULTIME:

Consiste à vérifier que la structure ne subisse pas de déformation irréversible sous la charge et qu'elle ne présente pas de dégradation. La contrainte admissible de compression du béton à l'ELU est donnée par :

$$f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Telle que :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.50 & \longrightarrow \text{combinaison Fondamentale} \\ 1.15 & \longrightarrow \text{combinaison Accidentelle} \end{cases}$$

Tableau II-3 Contrainte admissible de compression du béton à l'ELU à 28 j

	Combinaisons	Superstructure	infrastructure
$f_{bu} (MPa)$	Fondamentale	25.5	19.8
	Accidentelle	33.3	25.9

II.2.2.2 ETAT LIMITE DE SERVICE :

Consiste à vérifier que la déformation élastique de la structure reste compatible avec son fonctionnement. La contrainte limite de compression du béton à l'ELS, notée $\overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{cj}$$

Pour la traction du béton, la classe I du BPEL prescrit les vérifications suivantes :

- Aucune contrainte de traction n'est admise sur l'ensemble de la section de béton en situation d'exploitation,
- Les contraintes de traction sont partout bornées à $0.7f_{tj}$ dans la situation d'exécution,

II.2.3 MODULE DE DEFORMATION INSTANTANEE :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à

$$E_{ij} = 11\,000 f_{cj}^{1/3}$$

f_{cj} (Exprimé en MPa) désignant la résistance caractéristique à la compression à j jours

$$E_{i28} = \begin{cases} 39126 \text{ MPa} \longrightarrow & \text{Pour Superstructure} \\ 35982 \text{ MPa} \longrightarrow & \text{pour Infrastructure} \end{cases}$$

II.2.4 MODULE DE DEFORMATION DIFFEREE

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

Cette règle revient à considérer un module de déformation différée E_{vj} à j jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

Si on exprime les résistances en MPa , ce module est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3\,700 f_{cj}^{1/3}$$

$$E_{v28} = \begin{cases} 13161 \text{ MPa} \longrightarrow & \text{Pour Superstructure} \\ 12103 \text{ MPa} \longrightarrow & \text{pour Infrastructure} \end{cases}$$

II.2.5 DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION

Lorsqu'on n'a pas besoin d'une évaluation des déformations, on peut adopter le diagramme parabole-rectangle représenté ci-dessous.

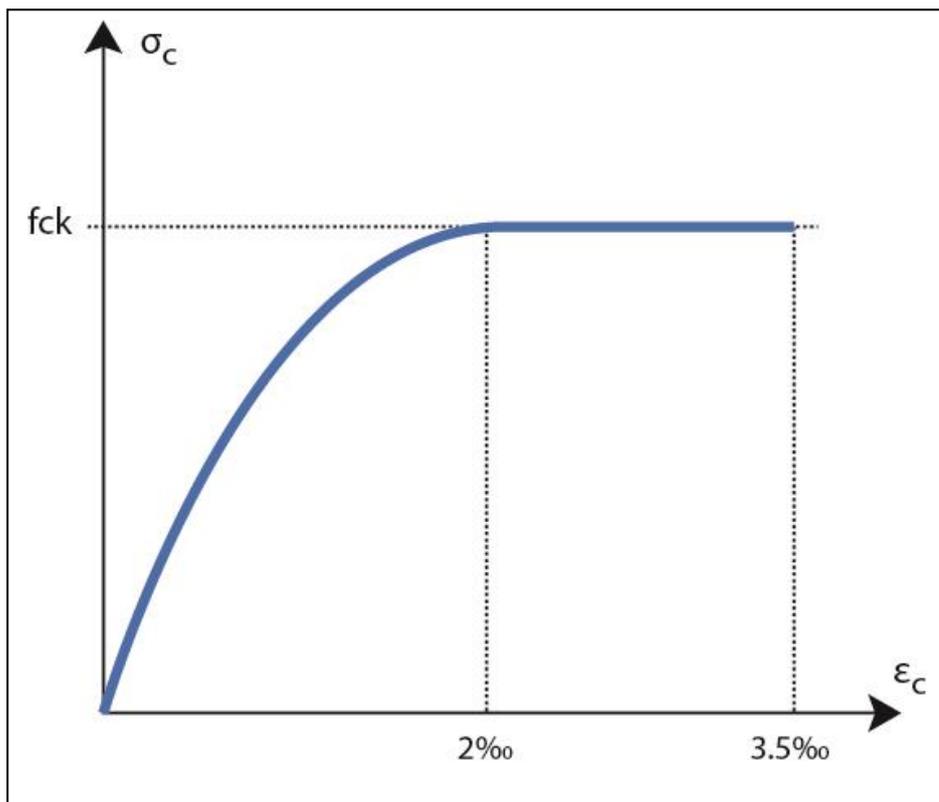


Fig II-1 Diagramme parabole rectangle

II.2.6 COEFFICIENT DE DILATATION THERMIQUE

Pour évaluer les efforts et déformations liés aux variations thermiques, on prend en compte un coefficient de dilatation de 10^{-5} par degré Celsius.

II.2.7 LE COEFFICIENT DE POISSON

Le coefficient de Poisson noté γ , représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Le coefficient de Poisson du béton non fissuré est de 0,2. Lorsque le béton est fissuré, ce coefficient est ramené à 0.

II.3 LES ARMATURES:

Deux catégories d'aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint :

- Les aciers actifs qui exercent et maintiennent la précontrainte sur le béton
- Les aciers passifs, ils sont identiques à ceux utilisés en béton armé, nécessaires pour reprendre les efforts tranchants (en l'absence d'étriers précontraints), pour limiter la fissuration. Les aciers passifs comprennent aussi des aciers de montage pour constituer une cage d'armatures maintenant les autres aciers.

II.3.1 LES ARMATURES PASSIVES :

Les armatures utilisées pour le ferrailage des voussoirs sont des armatures à haute adhérence (HA) de classe FeE400.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier, appelé "module de Young" est pris égal à la valeur suivante :

$$E_s = 2 \times 10^5 MPa$$

La caractéristique mécanique servant à la justification est: La limite d'élasticité noté $f_e = 400 MPa$

II.3.2 CONTRAINTE DE L'ACIER A L'ELU:

La contrainte limite à l'ELU de l'acier est donnée par :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

γ_s : coefficient de sécurité égale

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.50 & \longrightarrow \text{combinaison Fondamentale} \\ 1.15 & \longrightarrow \text{combinaison Accidentelle} \end{cases}$$

Tableau II-4. La contrainte limite à l'ELU de l'acier

		Combinaison
$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Fondamentale	348 MPa
	Accidentelle	400 MPa

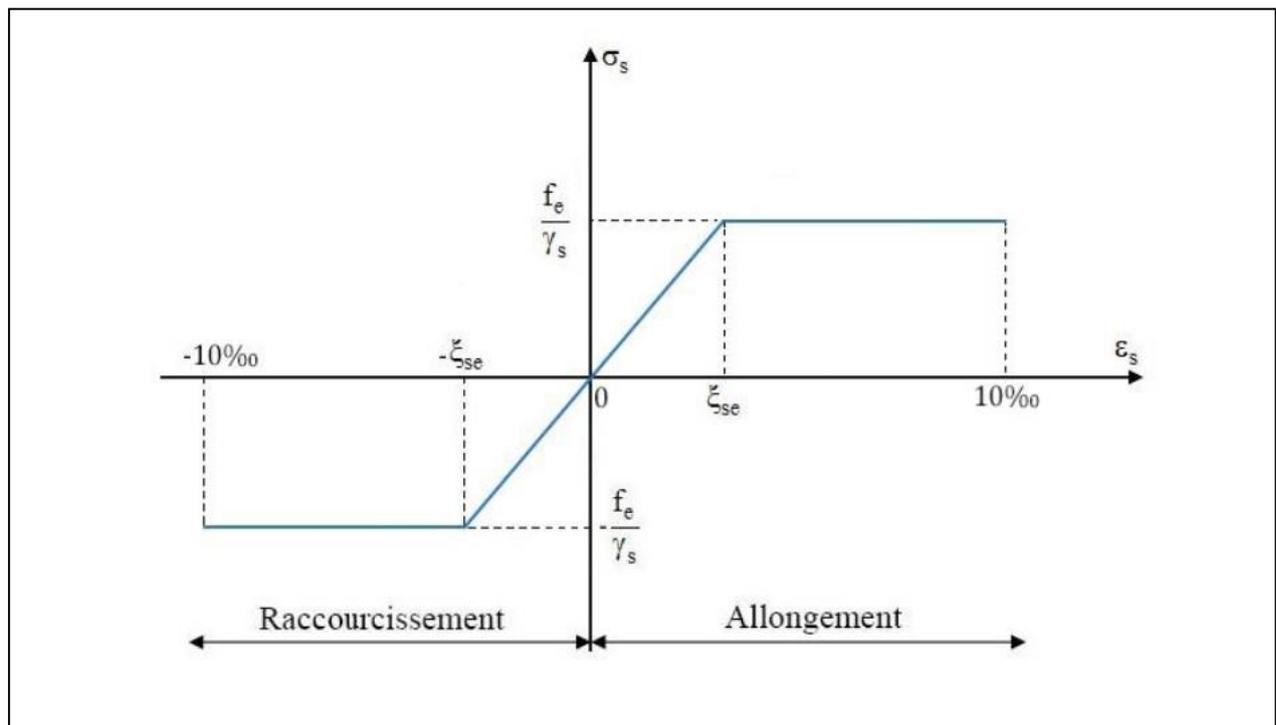


Fig II-2 Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU

Cependant choisir d'utiliser une forme de courbe se rapprochant du diagramme réel de l'acier employé à condition de se référer à la valeur garantie de la limite d'élasticité f_e et de contrôler la résistance prise en compte pour l'allongement de 10% [4].

II.3.3 CONTRAINTE DE L'ACIER A L'ELS

Les dispositions des armatures sont conçues de manière à limiter la probabilité d'apparition de fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation de l'ouvrage.

Le tableau suivant donne les prescriptions à appliquer en fonction du degré de nocivité des ouvertures de fissures.

Tableau II-5 La contrainte limite à l'ELS de l'acier

Cas considéré	Formule	Superstructure	Infrastructure
Fissuration Très préjudiciable	$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right]$	$\bar{\sigma}_s = \text{Min}[200; 206.8]$ $\bar{\sigma}_s = 200$	$\bar{\sigma}_s = \text{Min}[200; 197.18]$ $\bar{\sigma}_s = 197.18$
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right]$	$\bar{\sigma}_s = \text{Min}[266.6; 252.7]$ $\bar{\sigma}_s = 252.7$	$\bar{\sigma}_s = \text{Min}[266.6; 240.9]$ $\bar{\sigma}_s = 240.9$
Fissuration Peu Préjudiciable	Pas de limitation des contraintes , aucune vérification n'est requise		

II.3.4 ARMATURES ACTIVES :

Les armatures de précontraintes sont sous formes de torons en aciers à haute limite d'électricité, ces aciers ne représentent pas un véritable palier plastique.

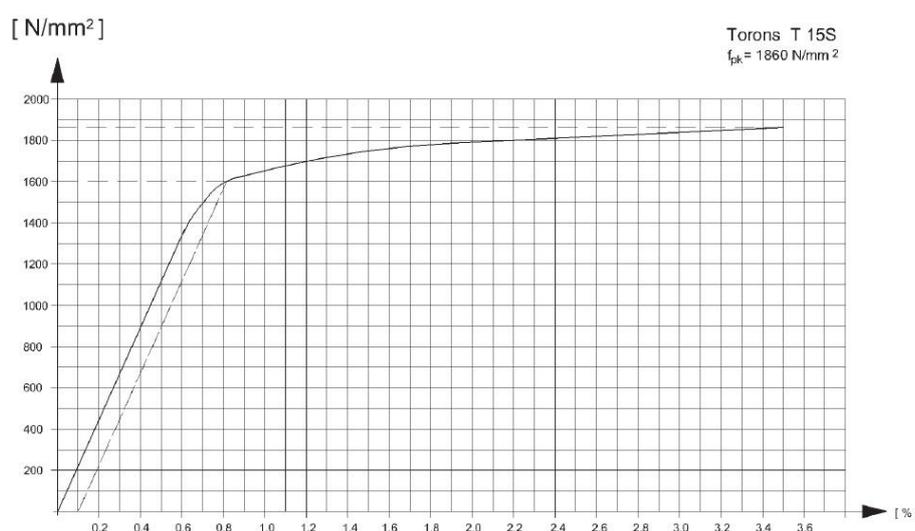


Fig II-3 Loi contrainte-déformation d'un acier de précontrainte

II.3.5 CARACTÉRISTIQUES DES ACIERS ACTIFS:

Tableau II-6 Caractéristiques des aciers actifs

Toron T15S	
Unité de Précontrainte	12 torons
Classe	1860 MPa
Section	150mm ²
Diamètre	15.7mm
Contrainte élastique garantie	1600 MPa
Contrainte de rupture garantie	1860 MPa
Tension à l'origine	1440 MPa
Glissement à l'ancrage	5 mm
Module d'élasticité	195000 MPa
Diamètre de gaine	90 mm
Coefficient de frottement du câble sur son conduit	0.2 rad ⁻¹
Coefficient de perte de tension par unité de longueur	0.003 m ⁻¹

L'armature choisie pour cet ouvrage est 12T15s.

II.4 CONCLUSION :

Les choix des matériaux pris sont le fruit de l'expérience et l'avancée technologique du domaine des ouvrages afin d'optimiser les résultats et tirer le meilleur profit des matériaux utilisés.

III.1 INTRODUCTION

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement 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.

III.2 SCHEMA STATIQUE LONGITUDINAL

III.2.1 REPARTITION DES TRAVEES

Notre ouvrage comporte deux viaduc

III.2.1.1 VIADUC GAUCHE

D'une portée moyenne de 340 m qui se compose de 5 travées illustré dans la figure III.1

- deux travées médianes principales de même portée construite entièrement par encorbellement avec des voussoirs coulés en place,

$L_{i \text{ moyenne}} = 88 \text{ m}$ et cette disposition permet de réaliser des fléaux tous identiques, ce qui simplifie la conception des matériels de pose ou de bétonnage et améliore les rendements

- deux travée de rive construite a une partie sur cintre avec de béton coulée sur place car cette méthode est généralement la plus économique

D'une portée chaque une respectivement $L_{j \text{ moyenne}} = 65 \text{ m}$ et cela nous donne un rapporte de portée de l'ordre de $L_i / L_j \approx 73.8\%$ ce qui proche de la valeur 70% pour une longueur optimale des travées de rive si la hauteur du tablier est constante qui notre cas, cela permet un bon équilibrage des moments dans les différentes travées sous les charges d'exploitation et garantit des réactions d'appui positives pour éviter sur culée des réactions négatives, c'est-à-dire tendant à soulever les poutres au-dessus de leurs appareils d'appui [3]

- une travée entièrement coulé sur place sur cintre $L = 34 \text{ m}$

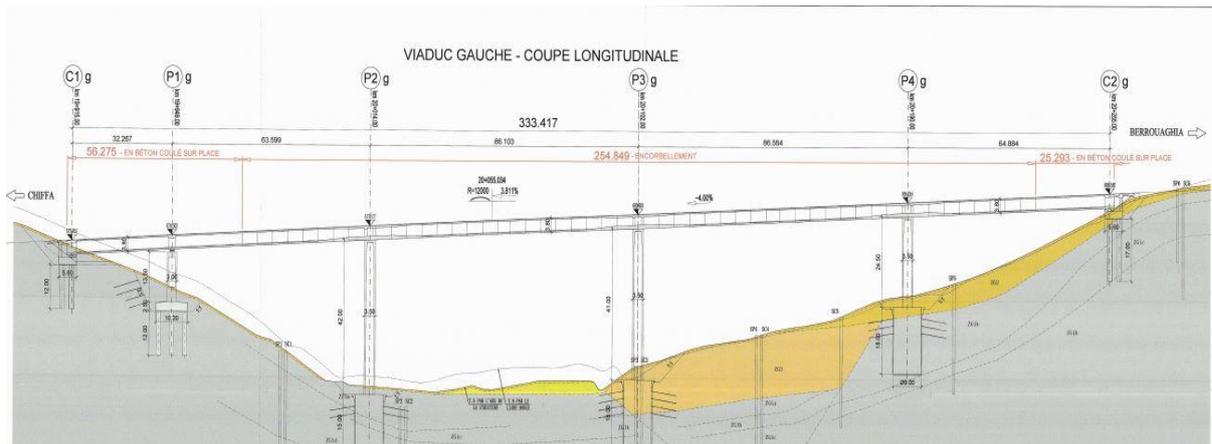


Fig III-1 Coupe longitudinale et Répartitions des travées de viaduc gauche

III.2.1.2 VIADUC DROITE

D'une portée moyenne de 306 m qui se compose de 4 travées

- Deux travées médianes principales presque de même portée construite entièrement par encorbellement, L_i moyenne = 88 m
- Deux travée de rive D'une portée chaque une respectivement

L_j moyenne = 65 m et cela nous donne un rapporte de portée de l'ordre de

$L_i / L_j \approx 73.8\%$ proche de la valeur 70%

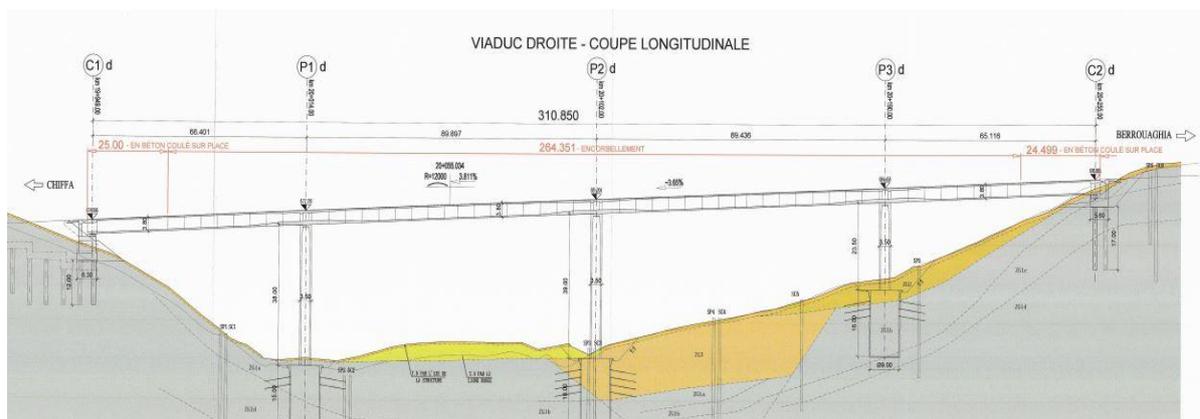


Fig III-2 Coupe longitudinale et Répartitions des travées de viaduc droite

III.2.2 ÉLANCEMENT ET FORME DE L'INTRADOS

En générale lorsque les portées principales ne dépassent pas les 100 m de portée le tablier de hauteur constante (figure III.3) est le plus économique car les gains apportés par la simplification des outils de coffrage du tablier équipage mobiles et du ferrailage sont bien supérieurs aux gains de matière possible. [3]

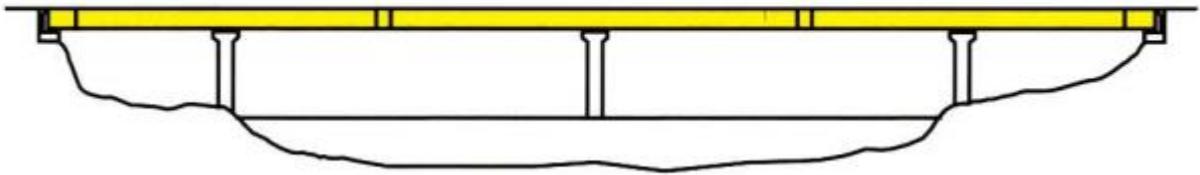


Fig III-3 pont a tablier de hauteur constante

Dans notre cas la portée maximale qui d'ordre de 88 m ce qui nous permet de choisir ce type de tablier avec une hauteur moyenne du tablier qui coïncide avec une hauteur constante moyen des voussoirs H_v qui est comprise entre $1/20$ et $1/25$ de la portée maximale, avec toutefois un minimum de 2,20m pour permettre une circulation satisfaisante à l'intérieur du caisson.

$$\frac{L_i}{20} \geq H_v \geq \frac{L_i}{25}$$

$$\frac{88}{20} \geq H_v \geq \frac{88}{25}$$

$$4.4 \geq H_v \geq 3.5$$

Nous prenons $H_v = 3.80$ m

-Remarque

Malgré ce qui précédé, la volonté de concevoir des ouvrages toujours plus élégants et originaux a conduit à projeter des ouvrages de hauteur constante de portées bien supérieures à 100 m

III.2.3 CONDITIONS D'APPUI

Lorsque les piles sont très hautes qui est notre cas. Dans ce viaduc ou la plus petite mesure plus de 23 m il est souvent préférable d'encaster le tablier en tête de pile (figure III.4) cette solution est très intéressante. Elle offre l'avantage de simplifier la construction et l'exploitation de l'ouvrage puisqu'il n'y a ni dispositifs de stabilisation provisoire des fléaux ni appareils d'appui.

Il permet de résoudre simplement le problème de la stabilité des fléaux en cours de construction et de diminuer l'intensité du moment fléchissant maximal à la clé des travées. Cependant, il faut que les piles soient à la fois souples en flexion dans le plan d'ouvrage et rigides en torsion ses piles s'envisagent généralement en forme de caisson.

En effet, lors de clavage des travées, les piles ne doivent pas s'opposer au raccourcissement du tablier induit par les câbles de précontrainte



Fig III-4 les parties encastées de notre tablier

Pour la partie de tablier qui se trouve sur les rives est posé sur des appuis simples en élastomère fretté (figure. III.5). Ces derniers permettent une bonne répartition des efforts horizontaux entre les appuis. [3]

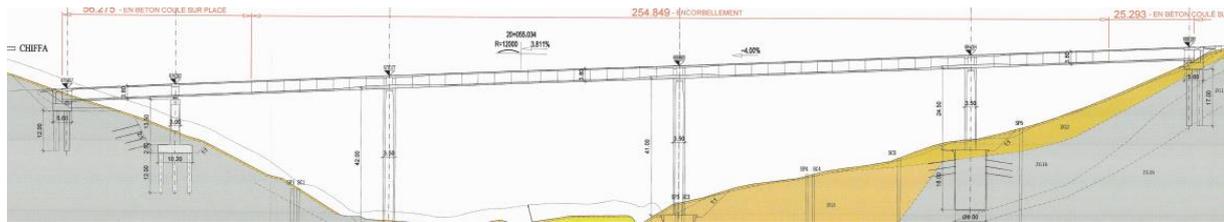


Fig III-5 position des appuis simple dans notre tablier

III.3 PREDIMENSIONNEMENT DE LA SECTION TRANSVERSALE

Les importants portes-à-faux réalisés en phase de construction imposent une bonne résistance à la torsion provoquée en cours de chantier par des efforts non réglementaires, mais qui n'en existent pas moins : surcharges imprévues excentrées, rafales de vent ou tourbillons, et dans le cas de voussoirs coulés en place, efforts dus au coffrage et équipement mobile de ceux-ci. Ces sections comportent également un hourdis inférieur qui abaisse le centre de gravité et confère au câblage une bonne efficacité sur pile ce qui est fondamental, la construction par encorbellement successifs aboutissant à de très importants moment négatifs s'exerçant sur l'encastrement des consoles sont suffisamment élevés en valeur absolue pour nécessiter au voisinage de ces zones une section en forme de caisson.

En outre, le caisson continu facilite les problèmes d'entretien, de passages de canalisations diverses, et confère une meilleure inertie thermique au tablier (lutte contre le verglas). [3]

III.3.1.1 PRE DIMENSIONNEMENT DE LA SECTION DE CAISSON

Pour des largeurs de tablier est inférieurs à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

Jusqu'à 15 ou 16 m de largeur, le hourdis supérieur est en béton armé. Au-delà, il est fréquemment précontraint transversalement par des câbles de faible puissance.

Pour notre cas la largeurs est de 15.3 m donc nous optons pour un simple caisson avec un hourdis supérieur en béton armé. [3].

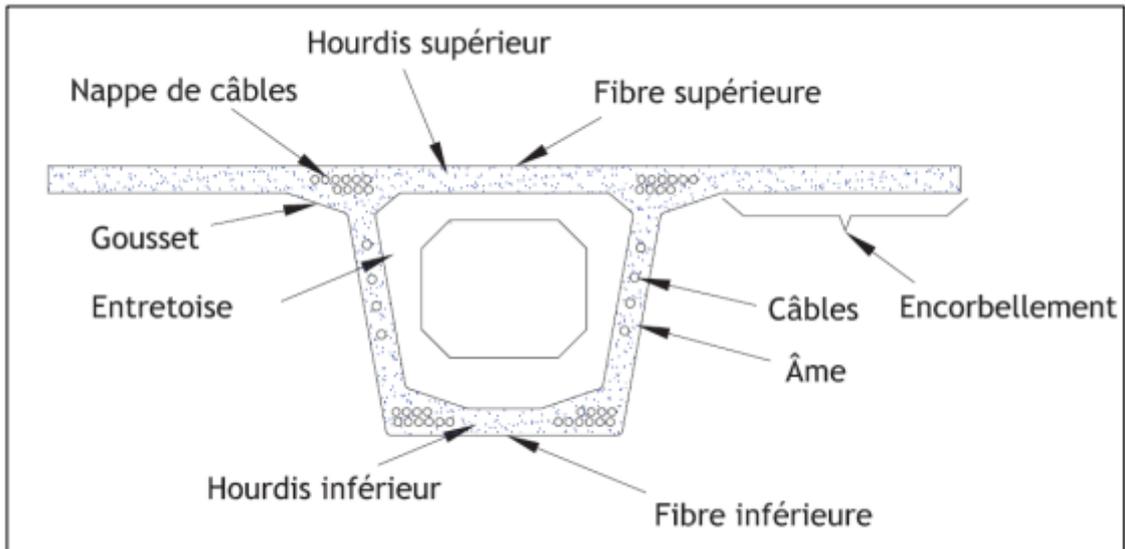


Fig III-6 Exemple d'un monocaisson simple avec notations

Le pré dimensionnement des différents éléments constitutifs du monocaisson est fait
 Selon le guide SETRA [3] la figure ci –dessous précise les notations utilisées :

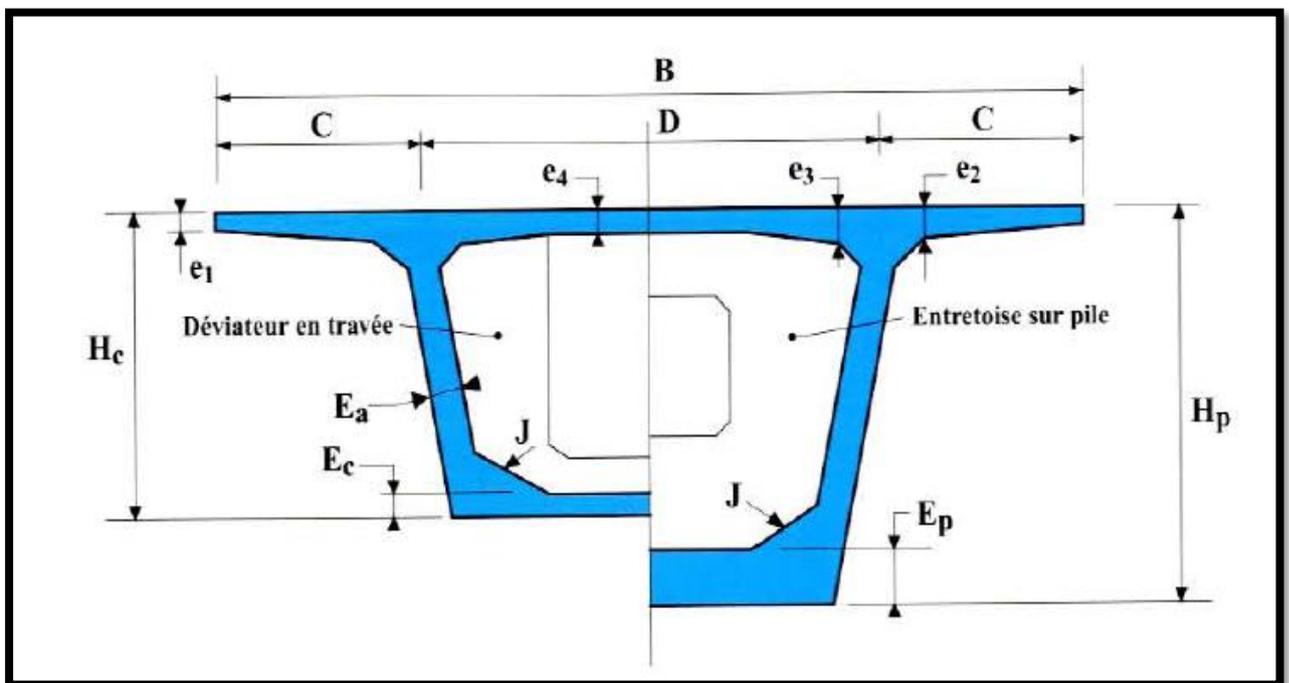


Fig III-7 Paramètres de pré dimensionnement de la section transversale

III.3.1.2 LA LARGEUR TOTALE DU CAISSON

La largeur totale du caisson est : $B = 15.30$ m

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

$C \approx B/4 = 3.83$ m et comme choix de construction on prend $C = 3.75$ m et $D = 7.8$ m

III.3.1.3 EPAISSEUR DE L'HOURDIS SUPERIEUR

Le hourdis supérieur est une dalle pleine dont l'épaisseur varie transversalement est essentiellement dimensionné par sa résistance à la flexion transversale et aux charges concentrées.

En appelant toujours D sa portée entre axes des âmes son épaisseur courante e_4 et telle que

$$\frac{D}{e_4} = 25 \text{ à } 30. [3]$$

- Son épaisseur en extrémité e_1 est souvent imposée par les dispositions constructives relatives aux dispositifs de retenue qui y sont fixés . Dans notre cas il s'agit d'une barrière métallique de type BN4 qui nécessite une épaisseur minimale de dalle de l'ordre de 25 cm

$$e_1 = 25 \text{ cm}$$

- Il est judicieux de donner au hourdis une épaisseur linéairement variable au voisinage des âmes : la section résistante est ainsi épaisse là où les moments de flexion sont les plus élevés, l'épaisseur est souvent comprise entre le huitième et septième de la largeur C [3].

On retient une valeur de

$$e_2 = C(1/7 \text{ à } 1/8) \times c = 55 \text{ cm}$$

- son épaisseur à mi- portée e_4 est égale à $D/25$

$$e_4 = D/25 = (15.3 - 3.83 * 2)/25 = 30 \text{ cm}$$

A l'encastrement la valeur de l'épaisseur e_3 est estimée par les formules suivantes [stra]

$$\text{Max} \left\{ \begin{array}{l} e_3 \approx 10 \text{ cm} + \frac{D}{25} = 40 \text{ cm} \\ e_3 > e_2 - 10 \text{ cm} = 45 \text{ cm} \\ e_3 > 1.5e_4 \approx 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad e_3 > 45 \text{ cm}$$

Donc on prend $e_3 = 55 \text{ cm}$ pour des raisons de simplification

Pour évacuer les eaux pluviales, on donne à notre hourdis un dévers et comme aussi on a un viaduc courbe, le dévers est simple et dicté par les caractéristiques du tracé routier. Dans ce cas 4.3% [15]

III.3.1.4 ÉPAISSEUR MINIMALE DES AMES

L'épaisseur des âmes notée E_a , est conditionnée à la fois par le type de câblage adopté et par les conditions de résistance à l'effort tranchant.

Une formule statique pour le pré dimensionnement de l'épaisseur des âmes en fonction des exigences de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant est donné par [15] :

$$E_a \text{ (cm)} \geq 26 + \frac{l_i \text{ (m)}}{5}$$

Ou L_i est la portée déterminante de l'ouvrage. Cette formule est valable pour L_i compris entre 70 et 170 m, mais pour des largeurs de tablier usuelles (jusqu'à 15 m). [3]

$$E_a \geq 26 + \frac{89}{5} = 44 \text{ cm}$$

Comme notre tablier a une largeur supérieure à 15 m la valeur d'épaisseur doit être augmentée est on prendra $E_a = 50 \text{ cm}$

L'épaisseur des âmes doit également respecter un certain nombre de conditions relatives au bon bétonnage et à l'ancrage des câbles de fléau sur la tranche des voussoirs

$$\left\{ \begin{array}{l} E_a > 2(e + 2d + V) \\ E_a > 2D \\ E_a > 3\phi_{\text{gaine}} \end{array} \right.$$

Avec

V : cheminée de bétonnage et de vibration, D' enrobage des plaques donné par les agréments des systèmes de précontrainte en fonction de la résistance du béton,

Φ_{gaine} : le diamètre de la gaine.

$$2(e + 2d + v) + \Phi_{\text{gaine}} = 2(5 + 2 * 1.4 + 7) + 8.1 = 37.7 \text{ cm}$$

$$2D = 2 * 20 = 40 \text{ cm}$$

$$3\Phi_{\text{gaine}} = 3 * 8.1 = 24.3 \text{ cm}$$

Donc notre épaisseur respecte largement les conditions et cela pour un choix de câble 12T15S qu'on utilisera par la suite

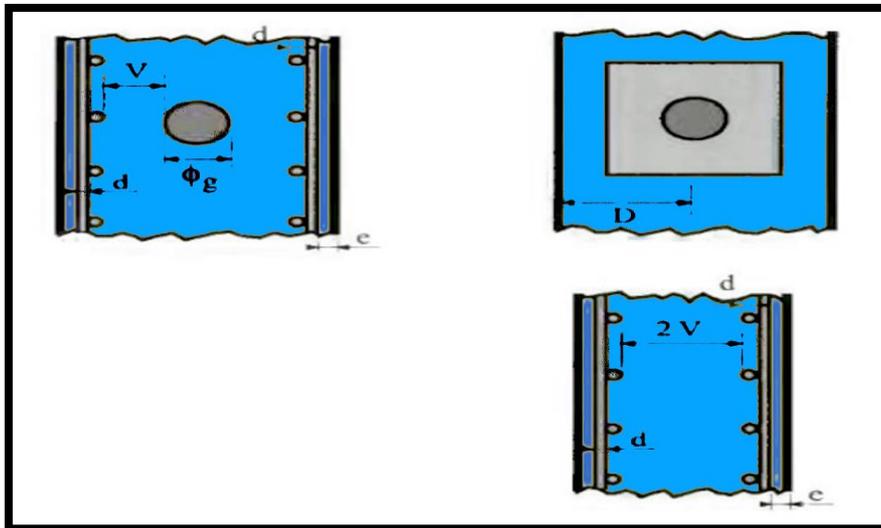


Fig III-8 épaisseur des âmes et notations

Les âmes sont inclinées (Figure III.9) ; la tangente de l'angle représentant l'inclinaison de l'âme sur la verticale mesure environ 1/5. L'inclinaison des âmes permet de gagner un peu sur le poids du hourdis inférieur; elle permet surtout de diminuer la dimension des sommiers recevant les appareils d'appui, l'ensemble de ces économies n'étant pas cependant bien significatif. Par contre, le bétonnage d'âmes inclinées est nettement plus délicat que celui d'âmes verticales. [15]

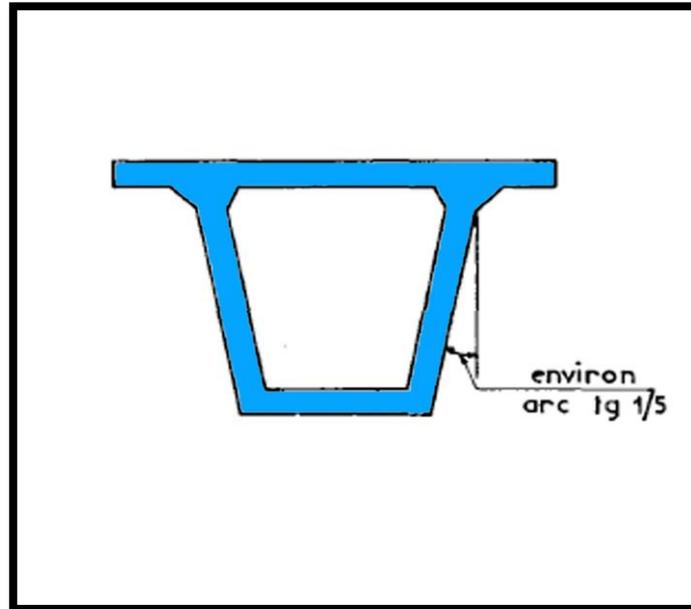


Fig III-9 caisson a âmes inclinées

III.3.1.5 EPAISSEUR DU HOURDIS INFERIEUR

Dans la zone centrale de la travée, l'épaisseur E_i du hourdis inférieur est donnée par le respect des conditions Permettant d'assurer un bon bétonnage.

Comme il est fréquent, on veut y loger des câbles de continuité de diamètre extérieur de gaine Φ , on doit réglementairement respecter (Figure III.10) la plus sévère des deux conditions suivantes, que nous recommandons de respecter largement :

$$E_i \geq 2.5\Phi_{\text{gaine}}$$

$$E_i \geq 2\Phi_{\text{gaine}} + 3 \text{ cm}$$

$$E_i \geq 20 \text{ cm}$$

$$E_i \geq 19 \text{ cm}$$

Dans notre cas on choisit $E_i = 35 \text{ cm}$

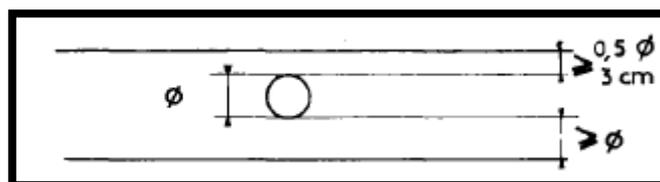


Fig III-10 Epaisseur du Hourdis inferieur

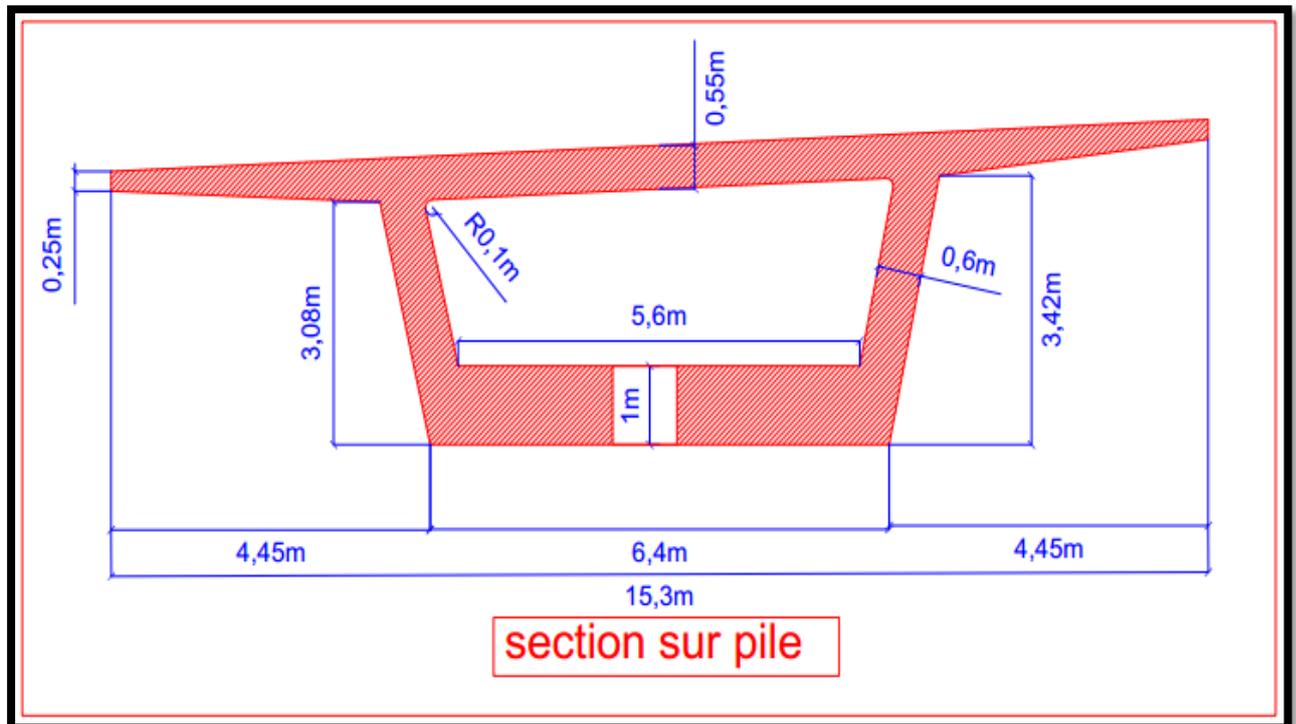


Fig III-12 Coupe transversale d'une section sur pile

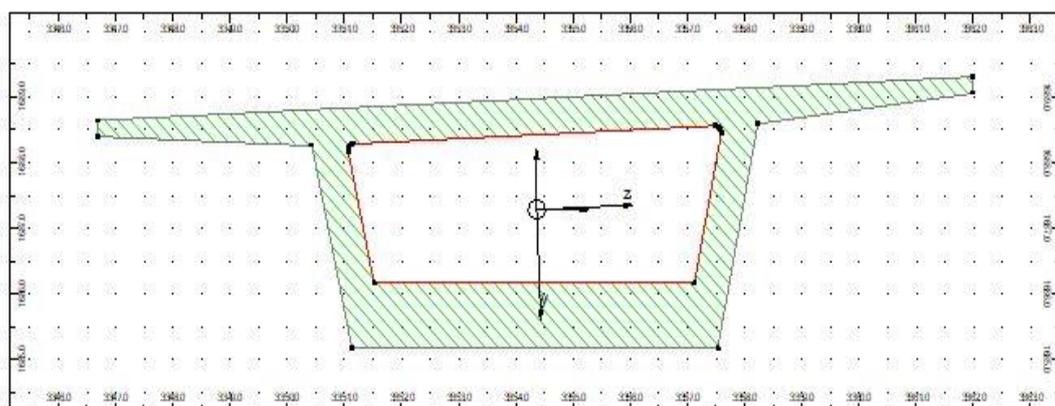
III.3.1.7 CARACTERISTIQUES MECANIKES DES SECTIONS

Les caractéristiques mécaniques des sections sont les suivantes :

- G : centre de gravité de la section ;
- A : aire de la section ;
- v_{sup} : distance de G à la fibre supérieure ;
- v_{inf} : distance de G à la fibre inférieure ;
- 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 ;
- H_v : hauteur moyenne de la section ;
- ρ : rendement géométrique de la section ;
- c : ordonnée par rapport à G du point le plus haut du noyau central ;
- c' : ordonnée par rapport à G du point le plus bas du noyau central.

Les caractéristiques mécaniques ont été calculées par le logiciel Autodesk Robot à partir des sections pré dimensionnées (Figure III.13, valeurs exprimées en m).

ANALYSE DE LA SECTION



ANALYSE DE LA SECTION

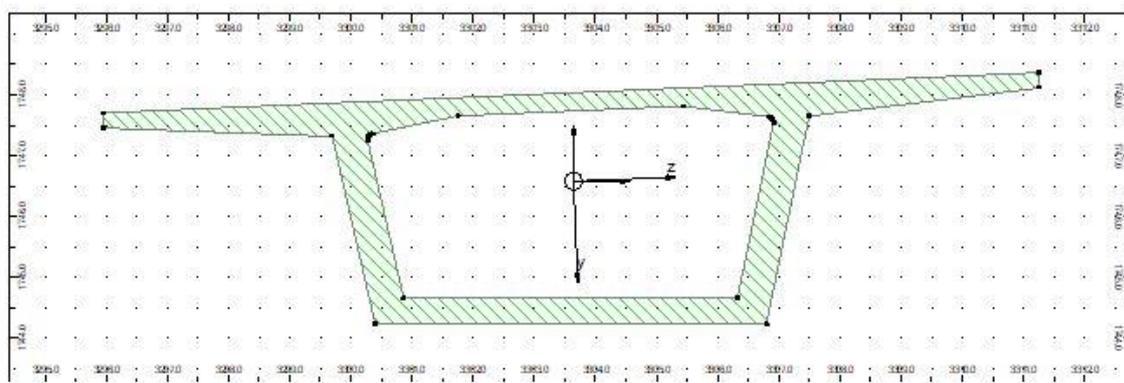


Fig III-13 la modélisation des deux sections dans logiciel Autodesk Robot

Les différentes caractéristiques mécaniques des deux sections pré dimensionnées sont données dans le tableau (Tableau III.1) suivant :

Tableau III-1 *Caractéristiques mécaniques des sections*

Caractéristiques mécaniques	SECTION COURANTE	SECTION SUR PILE
A (m ²)	11,77	16,68
V _{inf} (m)	2,375	2,108
V _{sup} (m)	1,755	2,022
I _y (m ⁴)	24,5	34,35
I _z (m ⁴)	159	172,58
H _v (m)	3,8	3,8
$\rho = I_y / (A * V_{inf} * V_{sup})$	0,5	0,483
C' = $\rho * V_{inf}$ (m)	1,188	1,018
C = $\rho * V_{sup}$ (m)	0,878	0,977

III.4 CONCLUSION

Le prédimensionnement du tablier de l'ouvrage est une étape clé dans l'étude Car il est très important, au stade de la conception du projet, de bien réussir le prédimensionnement afin d'éviter un nombre d'itération et un volume de calcul important par la suite. Donc le concepteur est conduit à choisir une section convenable aux critères demandés par le client d'une part et adéquate au type de pont d'autre part, tout en s'inscrivant le mieux possible dans l'environnement.

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 de fiabilité requis compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés et du niveau de contrôle prévu lors de son exécution.

L'évaluation des différentes charges et surcharges agissantes sur l'ouvrage est très importante. 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 CARACTERISTIQUES DU PONT

Les caractéristiques du pont sont définies dans le document technique réglementaire RCPR, [2] :

IV.2.1 LARGEUR ROULABLE

La largeur roulable L_r est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou de bordures, elle comprend donc outre la chaussée proprement dite toutes les surlargeurs éventuelles, telles que bande dérasée, bande d'arrêt, etc.

Dans notre cas nous avons deux glissière, donc la largeur roulable égale à :

$$L_r = 14.5 \text{ m}$$

IV.2.2 LARGEUR CHARGEABLE :

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

$$L_s = L_r - 0.5 * 2 \text{ m} = 14.5 \text{ m} - 0.5 * 2 \text{ m}$$

$$L_s = 13.5 \text{ m}$$

IV.2.3 NOMBRE DE VOIES

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

$$N = [(L_s / 3)] = [4.5] = 4 \text{ voies}$$

IV.2.4 LARGEUR DE VOIE

Par convention, les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs notées L_v égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

$$L_v = \frac{L_s}{N} = \frac{13.5 \text{ m}}{4} = 3.375 \text{ m}$$

IV.2.5 CLASSE DU PONT

En fonction de la largeur roulable, les ponts routes sont rangés en 3 classes comme suit :

Tableau IV-1 . Classification des ponts [2]

Largeur roulable (Lr)	Classe du pont
$L_r \geq 7.00 \text{ m}$	1 ^{ère} classe
$5.5 \text{ m} < L_r < 7.00 \text{ m}$	2 ^{ème} classe
$L_r \leq 5.50 \text{ m}$	3 ^{ème} classe

Pour notre cas, il s'agit d'un pont ayant une largeur roulable

$$L_r = 13.5 \text{ m} > 7.00 \text{ m}$$

C'est donc un pont de 1^{ère} classe.

IV.3 CLASSIFICATION DES ACTIONS APPLIQUE SUR LE PONT

Les actions ou charges appliquées à un pont sont de deux types :

- Les actions hors trafic qui sont composées d'actions permanentes et d'actions variables
- Les actions dues au trafic (charges roulantes) qui sont composées de :
 - a. Charges routières normales (système A, B) ;
 - b. Charges militaires (système Me, Mc) ;
 - c. Charges exceptionnelles (convois types D, E).

IV.3.1 ACTIONS HORS TRAFIC

IV.3.1.1 ACTIONS PERMANENTES

Les actions permanentes G sont les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Elles comprennent :

- a) Le poids propre G_0 de la structure porteuse (poids propres des voussoirs) ;
- b) Les compléments de charges notés CCP, représentant le poids du revêtement, des dispositifs de sécurité, des corniches et d'autres équipements fixes de toute nature.

a) POIDS PROPRES DES VOUSOIRS G_0 (P_v)

$$P_v = A * \gamma_b + P_c$$

- o A : aire de la section du voussoir
- o γ_b : poids volumique du béton armé égal (25 kn/m³)

P_c : poids des éléments complémentaires du caisson (bossages d'ancrage, câble et coulis d'injection a précontrainte) il est estimé à 8.4 KN /m.

Tableau IV-2 Les valeurs de poids propre en (ml)

Type de section	Poids propres P_v (kN /m)
Courante	302.65
Courante sans poids P_c	294,25
Sur pile	425.4

b) LES COMPLEMENTS DE CHARGES CCP

- **RENETEMENT** (P_{rev})

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 $E_b = 11$ cm de poids volumique 24 kN/m³. Appliqué sur largeur roulable

Donc la distribution linéaire est de

$$P_{er} = E_b * \gamma_{rev} * L_r = 38.28 \text{ KN/m}$$

- La **LONGRINE** et la **CORNICHE** (P_{longrine} et P_{corniche})

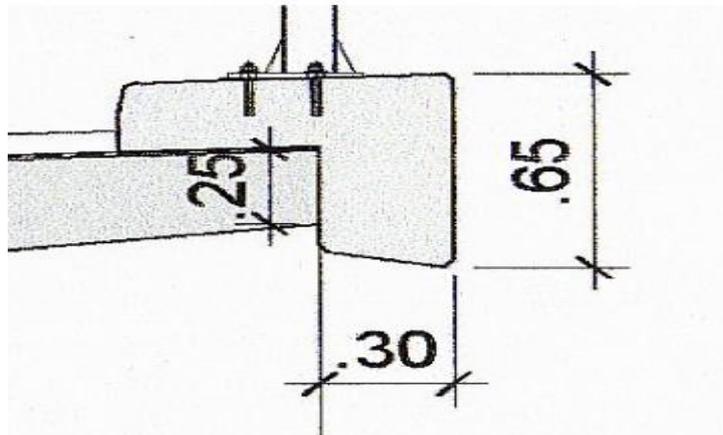


Fig IV-1 longrine et la corniche

Longrine

La longrine est un élément en béton destinée à ancrer la corniche et permettant le renforcement du ferrailage de la dalle au droit des montants de système de retenu BN4

$$P_{\text{longrine}} = 2 * \gamma_{\text{BA}} * A_{\text{longrine}} = 0.45 * 0.25 * 25 * 2 = 5.625 \text{ KN / m}$$

➤ Corniche

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.

$$P_{\text{corniche}} = 2 * \gamma_{\text{BA}} * A_{\text{corniche}} = 9.75 \text{ KN / m}$$

• BARRIERES DE SECURITE BN4 (P_{BARRIERE})

Ce sont des barrières normales à lisses horizontales, les barrières normales doivent retenir un véhicule de 12 t lancé à 70 km/h., avec une valeur de la force détruit linéairement d'ordre de 0.65 KN / m.

Donc pour deux system BN4

$$P_{\text{BARRIERE}} = 0.65 * 2 = 1.3 \text{ kn / m}$$

Les résultats des actions permanentes sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau IV-3 les actions permanentes

Type d'action	Action permanente	Poids (KN / ml)
ccp	Revêtement	38.28
	Longrine d'ancrage	5.625
	Corniche béton	9.75
	Barrière type BN4	1.3
	Σ	54.955
G_0	Section courante	302.65
	Section sur pile	425.4

IV.3.1.2 ACTIONS VARIABLES HORS TRAFIC

IV.3.1.2.1 ACTIONS DUES AU VENT

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, 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 [2].

IV.3.1.2.2 ACTIONS THERMIQUES VARIATIONS UNIFORMES

Les variations de température uniformes ΔT adoptées en Algérie du Nord où le climat est considéré comme tempéré ont les valeurs extrêmes suivantes :

+35°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°C et +25 C) et les températures extrêmes ci-dessus [2].

- **Gradient thermique**

Il y a lieu de prendre en compte l'effet d'un même gradient thermique vertical $\Delta\theta$ 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 IV.4 ci-après :

Tableau IV-4 Gradient thermique [2]

	<i>En phase de construction</i>	<i>En service</i>
	<i>Gradient ($\Delta\theta$)</i>	
<i>Type 3 (tablier en béton)</i>	± 12	± 7

IV.3.2 ACTIONS DUES AU TRAFIC

IV.3.2.1 CHARGES ROUTIERES NORMALES

Les Charges à considérer lors de l'évaluation des actions dues au trafic sont deux systèmes de charges routières à caractère normal 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.

IV.3.2.1.1 SYSTEME DE CHARGES A(L)

Ce système se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur chargée. Cette charge correspond à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont représentant un embouteillage ou un stationnement, ou bien tout simplement une circulation continue à une vitesse à peu près uniforme d'un flot de véhicules composé de voitures légères et de poids lourds. Ainsi, la chaussée des ponts de portées unitaires inférieures à 200m est soumise à une charge uniformément répartie dont l'intensité est égale au produit de A(L) par des coefficients a1 et a2 donnés ci-après.

La charge A(L), exprimée en kilo newton par mètre carré (kN/m²) est donnée en fonction de la longueur chargée, L, exprimée en mètres par la formule :

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{L + 12}$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de A(L) est multipliée par les coefficients a1 du tableau suivante

Tableau IV-5 La valeur de Coefficients a1 [2]

Nombre de voies		1	2	3	4	> 5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	troisième	0.9	0.8	-	-	-

Lorsque la valeur de la charge répartie, trouvée après application du coefficient a1 ci-dessus, est inférieure à $(4 - 0,002 \times L)$ kN/m², expression dans laquelle la longueur chargée est exprimée en mètres, c'est cette dernière valeur qui doit être prise en compte.

La charge A₁ est obtenue par :

$$A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 * A(L) \\ 4 - 0.002 * L \end{array} \right.$$

Pour produire l'effet le plus défavorable du moment fléchissant et de l'effort tranchant, on est amené à charger toutes les voies de circulation de l'élément considéré.

Donc dans notre cas le pont est de 1^{ère} classe et N = 4 ce qui donne a₁= 0.75

$$A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.75 * A(L) \\ 4 - 0.002 * L \end{array} \right.$$

Par la suite la charge A₁ obtenue est multipliée par le coefficient a₂ qui est donné par

$$a_2 = \frac{L_0}{L_v} \left\{ \begin{array}{l} L_0 : \text{la valeur est donnée en fonction de la classe du pont} \\ L_v : \text{la largeur de voie} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow a_2 = \left(\frac{3.5 \text{ m}}{3.375 \text{ m}} \right) = 1.037$$

La valeur de l₀ à prendre en compte pour le calcul du coefficient a₂ est donnée en fonction de la classe du pont dans le tableau suivant :

Tableau IV-6 valeur de L_0 en fonction de la classe de pont [2]

Classe du pont	L_0 (m)
1 ^{er}	3.50
2 ^{em}	3.00
3 ^{em}	2.75

La charge $A_2 = a_2 \times A_1$ ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées et suivant le nombre de voies chargées

$$A_2 = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.78 * A(L) \\ 4.13 + 0.0021 * L \end{array} \right.$$

Dans le sens longitudinal, les zones chargées sont déterminées par la considération de la ligne d'influence de l'effet envisagé.

Pour notre cas le pont est un pont courbe donc on adopte pour les longueurs des valeurs moyennes pour chaque voie (longueur mesurée suivant l'axe de la voie) et les zéros de la ligne d'influence coïncident avec les appuis.

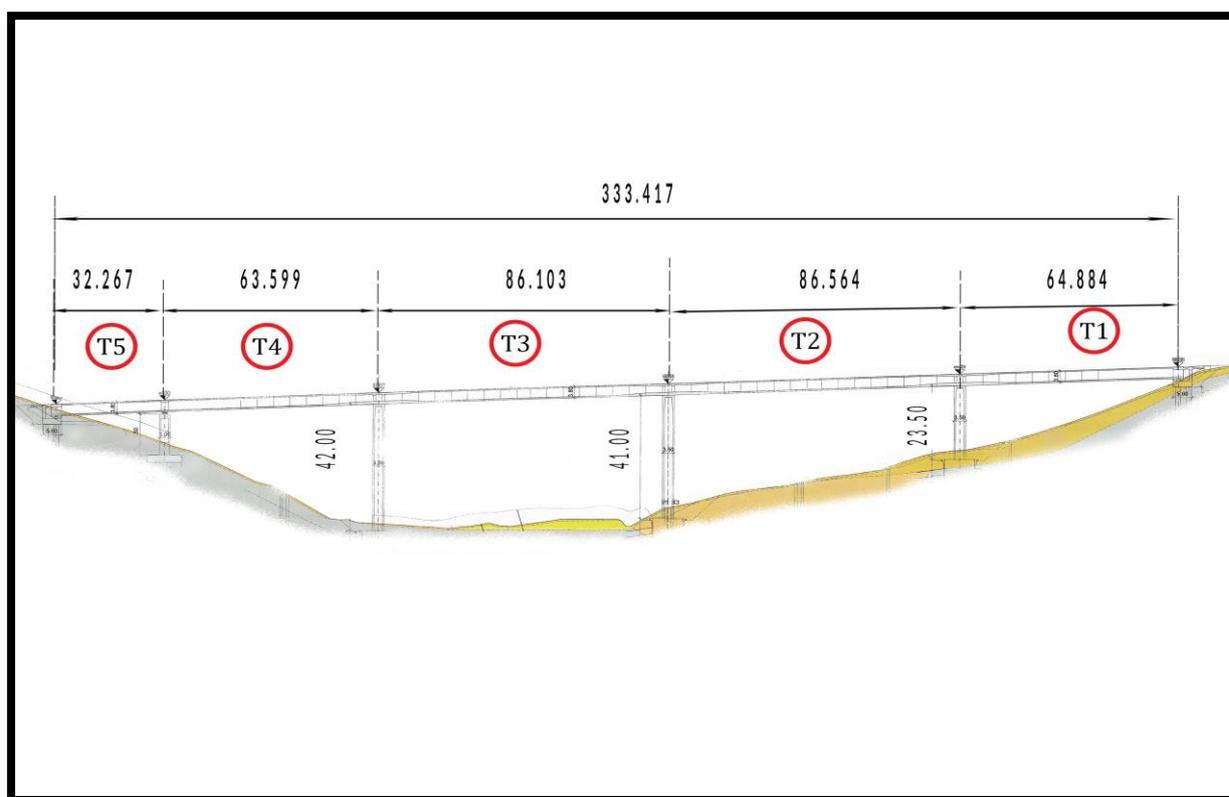


Fig IV-2 numérotation des travées

Donc Si l'on ne charge qu'une zone, la longueur chargée est la différence des abscisses de ces zéros, si l'on charge plusieurs zones, contiguës ou non, la longueur chargée est prise égale à la somme des longueurs de ces zones chargées. Par conséquent, la valeur d'A(L) est différente dans chaque cas.

Il y a lieu donc pour rechercher l'effet maximal, de charger les travées par tous les combinaisons possibles qui sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-7 . Valeurs des charges A(L) et A₂ pour le viaduc de droite avec 4 travée

nombre de travée	N de la combine	combine	L (m)	A(L) (KN/ m ²)	A ₁ (KN/ m ²)	A ₂ (KN/ m ²)	A _s (KN/ m)
1	1	①	65	5,23	5,23	5,43	73,24
	2	②	88	4,43	4,43	4,59	61,95
	3	③	88	4,43	4,43	4,59	61,95
	4	④	65	5,23	5,23	5,43	73,24
2	5	①②	153	3,36	3,69	3,83	51,71
	6	①③	153	3,36	3,69	3,83	51,71
	7	①④	130	3,63	3,74	3,88	52,36
	8	②③	176	3,16	3,65	3,78	51,07
	9	②④	153	3,36	3,69	3,83	51,71
	10	③④	153	3,36	3,69	3,83	51,71
4	11	①②③	241	2,79	3,52	3,65	49,25
	12	①②④	218	2,90	3,56	3,70	49,89
	13	①③④	218	2,90	3,56	3,70	49,89
	14	②③④	241	2,79	3,52	3,65	49,25
5	15	①②③④	306	2,57	3,39	3,51	47,43

Tableau IV-8 : Valeurs des charges $A(L)$ et A_2 pour le viaduc de gauche a 5 travée

nombre de travée	N de la combine	combine	L (m)	$A(L)$ (KN/ m ²)	A_1 (KN/m ²)	A_2 (KN/m ²)	A_s (KN/ m)
1	1	①	34	7,59	7,59	7,88	106,32
	2	②	65	5,23	5,23	5,43	73,24
	3	③	88	4,43	4,43	4,59	61,95
	4	④	88	4,43	4,43	4,59	61,95
	5	⑤	65	5,23	5,23	5,43	73,24
2	6	①②	99	4,16	4,16	4,31	58,20
	7	①③	122	3,74	3,76	3,89	52,58
	8	①④	122	3,74	3,76	3,89	52,58
	9	①⑤	99	4,16	4,16	4,31	58,20
	10	②③	153	3,36	3,69	3,83	51,71
	11	②④	153	3,36	3,69	3,83	51,71
	12	②⑤	130	3,63	3,74	3,88	52,36
	13	③④	176	3,16	3,65	3,78	51,07
	14	③⑤	153	3,36	3,69	3,83	51,71
3	15	④⑤	153	3,36	3,69	3,83	51,71
	16	①②③	187	3,08	3,63	3,76	50,76
	17	①②④	187	3,08	3,63	3,76	50,76
	18	①②⑤	164	3,26	3,67	3,81	51,41
	19	①③④	210	2,94	3,58	3,71	50,12
	20	①③⑤	187	3,08	3,63	3,76	50,76
	21	①④⑤	187	3,08	3,63	3,76	50,76
	22	②③④	241	2,79	3,52	3,65	49,25
	23	②③⑤	218	2,90	3,56	3,70	49,89
4	24	②④⑤	218	2,90	3,56	3,70	49,89
	25	③④⑤	241	2,79	3,52	3,65	49,25
	26	①②③④	275	2,67	3,45	3,58	48,30
	27	①②③⑤	252	2,75	3,50	3,63	48,94
	28	①②④⑤	252	2,75	3,50	3,63	48,94
5	29	①③④⑤	275	2,67	3,45	3,58	48,30
	30	②③④⑤	306	2,57	3,39	3,51	47,43
5	31	①②③④⑤	340	2,49	3,32	3,44	46,48

La charge A_s longitudinale qui reprisant la distribution linéaire de la charge A_2 appliqué sur tout la largeur chargeable.

▪ Remarque

Les valeurs données pour les charges du système A tiennent compte des majorations pour effets dynamiques.

IV.3.2.1.2 SYSTEME 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.

Les deux premiers systèmes Bc et Br, s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

- **SYSTEME BC**

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques et qui répond aux caractéristiques suivantes

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation même si géométriquement est possible et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circulant dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,50m de largeur. Les diverses bandes peuvent être contiguës ou séparées.

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux. La distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Les camions homologues des diverses files sont disposés de front. Tous les camions étant orientés dans le même sens. [2]

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

Tableau IV-9 Les Valeurs de coefficient bc donnée par la réglementation

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5 ou > 5
1 ^{ère}	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2 ^{ème}	1	1	-	-	-
3 ^{ème}	1	0.8	-	-	-

Notre pont est de la 1^{ère} classe avec N = 4

Ce qui donne un coefficient

$$bc = 0.8$$

Donc les charges appliquées sont indiquées dans la figure IV.3 ci-après :

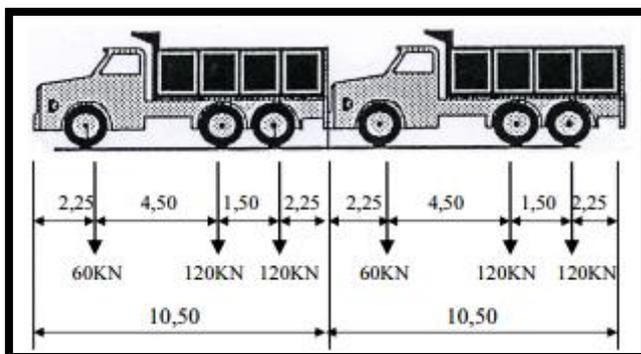


Fig IV-3 charge appliqué par le système B_c

- **SYSTEME B_r**

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

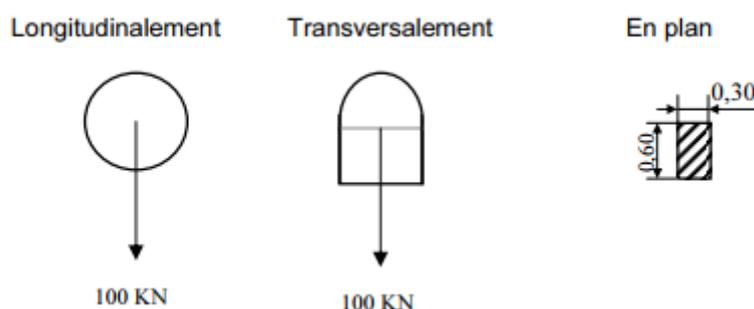


Fig IV-4 système B_r

Le rectangle d'impact de la roue B_r , disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable et sa valeur est :

$$B_r = 100 \text{ KN}$$

• **SYSTEME Bt**

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

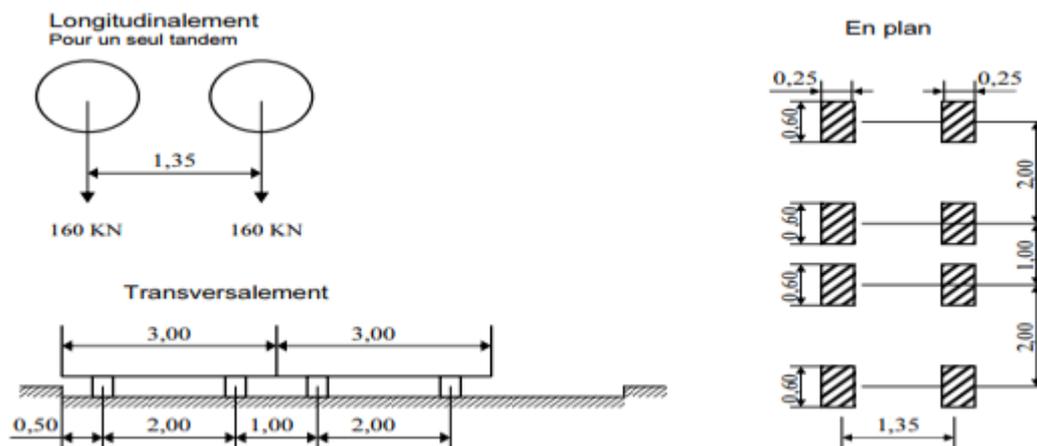


Fig IV-5 système Bt

Pour notre pont le nombre de voie est supérieur à deux alors deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Dans le sens longitudinal, un seul tandem est supposé circuler dans la voie.

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt prises en compte sont multipliées par les coefficients bt suivants :

Tableau IV-10 valeur de bt

Classe de pont	bt
1 ^{ère}	1.2
2 ^{ème}	1

La charge du système Bt est donnée par la figure suivante

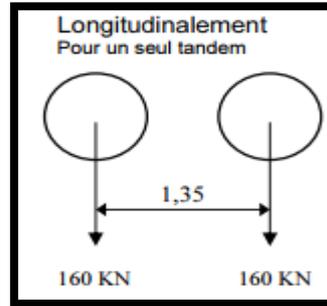


Fig IV-6 charge appliqué par le système B_t

IV.3.2.2 CHARGES MILITAIRES

IV.3.3 CONVOI TYPE MC120

Un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes (figure IV.7) :

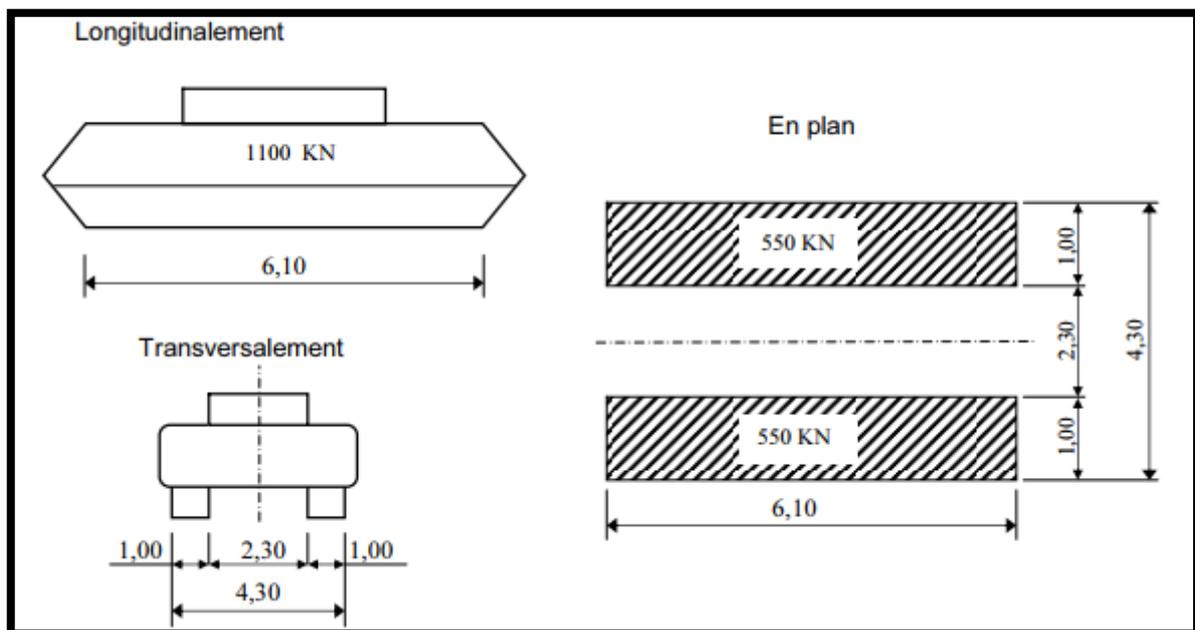


Fig IV-7 convoi Mc120

Les véhicules des systèmes Mc peuvent circuler en convoi ; dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée.

Dans le sens longitudinal, le nombre de véhicules du convoi n'est pas limité et la distance de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50m.

Pour notre cas tous les travées intermédiaire (2et 3) peuvent supporter trois véhicules de type Mc120 et les deux travées de rive principale (1et 4) peuvent supporter deux véhicules de type Mc120 alors que la travée (5) de viaduc gauche ne peuvent supporter qu'un seul.

IV.3.3.1 CHARGES EXCEPTIONNELLES

- CONVOI TYPE D240

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400kN 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.

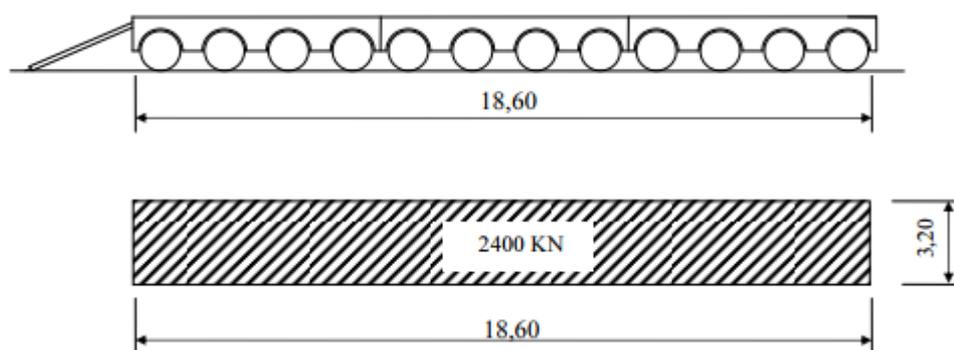


Fig IV-8 convoi D240

IV.3.3.2 COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE

Les charges du système B sont des charges roulantes donc elles ont un effet dynamique sur le pont alors pour composer cette effet dans le calcul statique on les multiplie par des coefficients de majorations dynamiques et ces coefficients de majoration sont applicable aux trois systèmes Bc, Bt, Br.

Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule suivante : [2].

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

Dans laquelle :

- L : représente la longueur de la travée considérée exprimée en mètres ;
- G : sa charge permanente (tableau IV.9) ;
- S : surcharge B ou surcharges militaires maximales.

Pour le calcul des coefficients de majoration dynamique, les valeurs des charges permanentes des travées sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV-11 des charges permanentes pour chaque type de travée

action permanente (KN)	travées de rives 65 (m)	travées intermédiaires 88 (m)	Travées de rives 34 (m)
G ₀	28316,4	20704,8	10608
CCP	4840	3575	1870
Σ	33156,4	24279,8	12478

Les valeurs des coefficients de majoration dynamique à introduire dans les combinaisons de charges sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau IV-12 Valeurs des coefficients de majoration dynamique (δ)

type de travée	système de charge	$\frac{0,6}{1 + 4 * \frac{G}{S}}$	$\frac{0,4}{1 + 0,2 * L}$	δ
Rives L= 65 m	Bc	0,029	0,0116	1,040
	Bt		0,0047	1,033
	Br		0,0006	1,029
	M120		0,0067	1,035
Intermédiaires L= 88 m	Bc	0,022	0,0086	1,030
	Bt		0,0035	1,025
	Br		0,0005	1,022
	M120		0,0098	1,031
Rives L= 34 m	Bc	0,051	0,0222	1,074
	Bt		0,0091	1,060
	Br		0,0012	1,052
	M120		0,0129	1,064

IV.3.3.3 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.

Dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Les efforts de freinage n'intéressent généralement 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 qui sont justifiés suivant les règles en usage [2].

- **Système A**

IV.3.4 L'EFFORT DE FREINAGE CORRESPONDANT A LA CHARGE A

$$F_A = \frac{A * S}{20 + 0.0035 * S}$$

- S désigne en mètres carrés la surface chargée

L'effort de freinage maximum est obtenu pour les cinq voies chargées avec une charge A =46,48 kN/m² (tableau IV.7).

$$F_A = \frac{A * S}{20 + 0.0035 * S} = \frac{46,48 * 334 * 13.5}{20 + 0.0035 * 334 * 13.5} = 5857 \text{ KN}$$

- **Système Bc**

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. Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas majorés pour effets dynamiques. Cependant les coefficients bc s'appliquent aux efforts développés par le système.

$$F_{BC} = 300 \text{ KN}$$

IV.3.4.1 LA FORCE CENTRIFUGE :

Les ponts où la chaussée est en courbe, les camions du système Bc disposés sur la chaussée sont susceptibles de développer des efforts centrifuges, horizontaux, normaux à l'axe de la chaussée et appliqués à sa surface.

La force centrifuge développée par un essieu égale à :

$$FC = \left(\frac{R+150}{6R+350}\right) * BC * bc * \delta BC$$

Pour R < 400 m

IV.4 COMBINAISONS DE CHARGES

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes. Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature.

Les combinaisons d'actions à prendre en compte pour notre ouvrage sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV-13 Les différentes combinaisons en phase de service [2]

Etats limite	Combinaison
ELU Combinaisons Fondamental	1.35G +1.6A(L) + 0.75 Δθ
	1.35G +1.6 Bc + 0.75 Δθ
	1.35G +1.35Mc120 + Δθ
	1.35G +1.35D240 + Δθ
	1.35G +1.6 A(L) +0.9W
	1.35G +1.6 Bc + 0.9W
	1.35G +1.35Mc120 + 0.9W
	1.35G +1.35D240 + 0.9W
	1.35G +1.5W
ELS Combinaisons Rares	G + 1.2A(L) +0.5 Δθ
	G + 1.2Bc +0.5 Δθ
	G+ Mc120+0.5 Δθ
	G + D240+0.5 Δθ
	G + Δθ
	G + W

IV.5 MODELISATION

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

Dans notre cas, la modélisation est effectuée au moyen du logiciel Autodesk Robot comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres ;
- Les sections de l'ouvrage sont des voussoirs modélisés par ses dimensions réelles ;
- Chaque section est définie par le logiciel AutoCAD, puis exportée vers le logiciel robot ;
- Les appuis sont considérés comme des appuis d'encastrement au niveau des piles et des appuis double sur les culées ;
- Les charges roulantes ou mobiles sont introduites dans le logiciel d'après les normes en vigueur donnée par le RCPR [2].

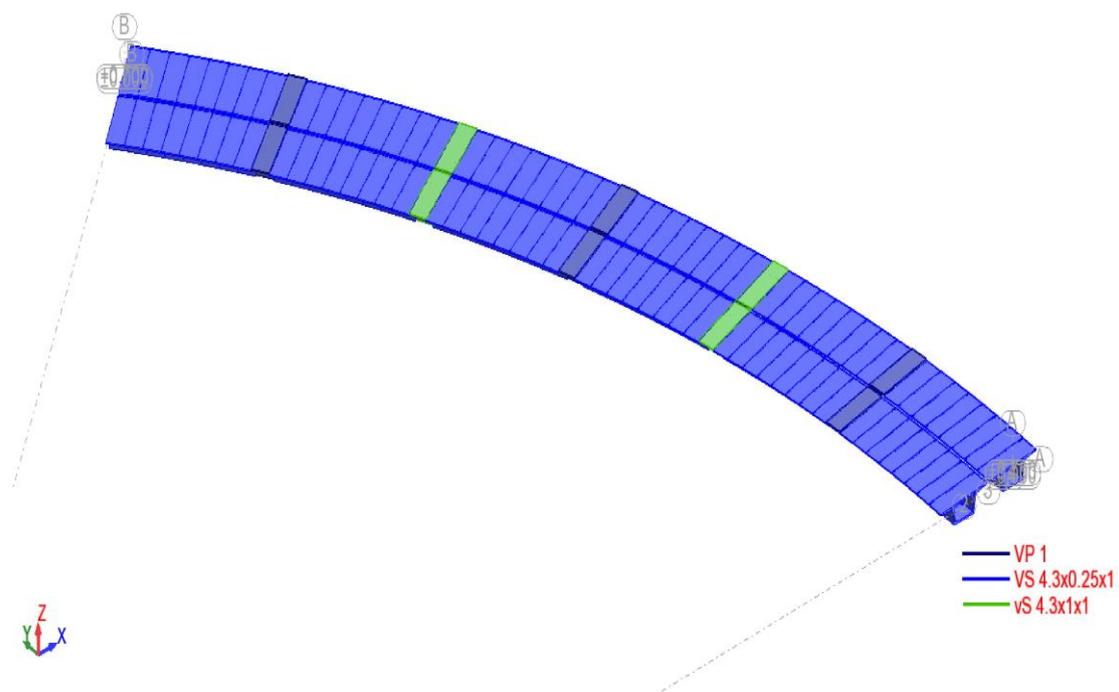


Fig IV-9 le model de viaduc réalisé avec Robot 2014

IV.6 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.

V.1 INTRODUCTION

Les ponts construits par encorbellements successifs sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée. Les voussoirs sont fixés à l'aide des câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités éteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit un fléau.

V.2 PHASES SUCCESSIVES DE LA CONSTRUCTION :

La première phase de construction va comporter un certain nombre de fléaux construits à partir de chaque pile et fonctionnant en console sous l'action de leur poids propre à ce stade les fléaux sont encastres (au moins provisoirement) sur les piles, de façon à éviter tout basculement sous charges diverses provenant du chantier.

Les étapes suivantes consistent à réaliser la continuité de l'ouvrage; La continuité de l'ouvrage s'obtient par coulage, entre les extrémités des fléaux adjacents, des voussoirs dits de clavage, puis mise en tension des câbles de continuité assurant la liaison de ces voussoirs de clavage avec les consoles voisines.

Dans en plupart des cas, enfin ; Les consoles de rive sont prolongées par des parties exécutés sur cintre, puis assemblées au reste de la structure par mise en tension des câbles de continuité.

Pour un grand nombre de travée, les solutions possibles sont évidemment très nombreuses, signalons cependant, la solution logique qui consiste, après avoir achevé une travée de rive, à claver l'une après les autres les travées successives. Jusqu'à l'autre travée de rive dont l'exécution précède normalement le clavage de la travée adjacente ; On peut aussi, bien entendu, effectuer les opérations à partir des fléaux des travées de rive, et terminer par le clavage de l'une des travées centrales.

Le schéma ci-après résume les différentes phases de construction :

V.3 LES CHARGES INTERVENANT DANS LA PHASE DE CONSTRUCTION :

V.3.1 LE POIDS PROPRE DU TABLIER G:

Le poids propre du tablier calculé dans le chapitre VI précédant

Tableau V-1 les valeurs de poids propres des voussoirs composant le tablier

la force	Poids propre G	
valeur (KN/ml) la	Voussoir Pile	Voussoir courant
		417
la longueur appliqué L (m)	6,75	22,5

V.3.2 LES SURCHARGES DE CHANTIER :

On tient également compte de divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie de $Q_{c1}=200 \text{ N/m}^2$ (3) et une surcharge concentrée

(Donnée par la relation $50+5b$ en KN) est appliquée au bout de la console.

b : Largeur du tablier ; $b=15.30 \text{ m}$.

$$Q_{c2}=50+5*15.3 = 127 \text{ KN}$$

V.3.3 EQUIPAGE MOBILE :

Selon le règlement SETRA le poids de l'équipage mobile est entre 300 et 900 KN on prend le poids de l'équipage mobile égal à $Q_{c3}= 500 \text{ KN}$ concentré au bout du dernier voussoir déjà mis en tension, sauf le dernier voussoir de clavage on n'a pas besoin de l'équipage mobile.

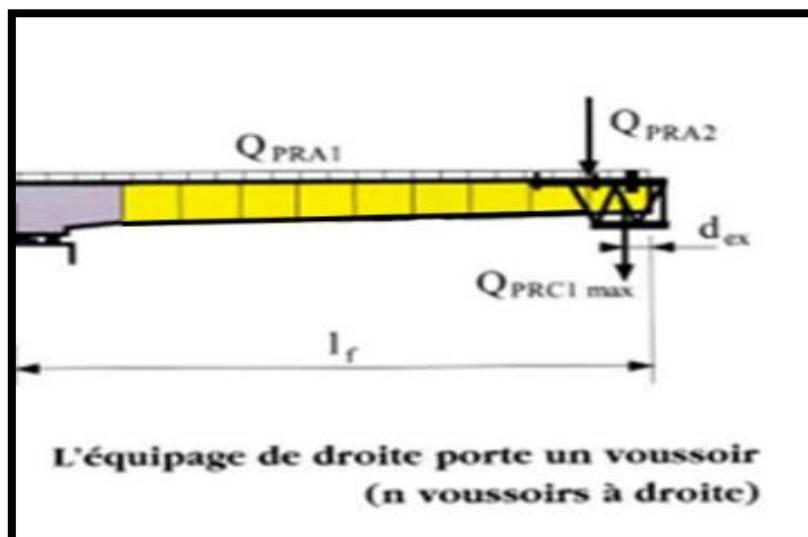


Fig V-2 Les surcharges appliquées sur un demi fléau

V.4 EFFETS DUS AUX CHARGES APPLIQUEES SUR LE DEMI-FLEAU :

V.4.1 EFFETS DUS AU POIDS PROPRE :

Les valeurs de L'effort tranchant et de moment fléchissant maximale du au poids propre sont

Donnés par les figures suivantes (Les calculs sont faits par le logiciel RDM6)

- Moment fléchissant dû à G :

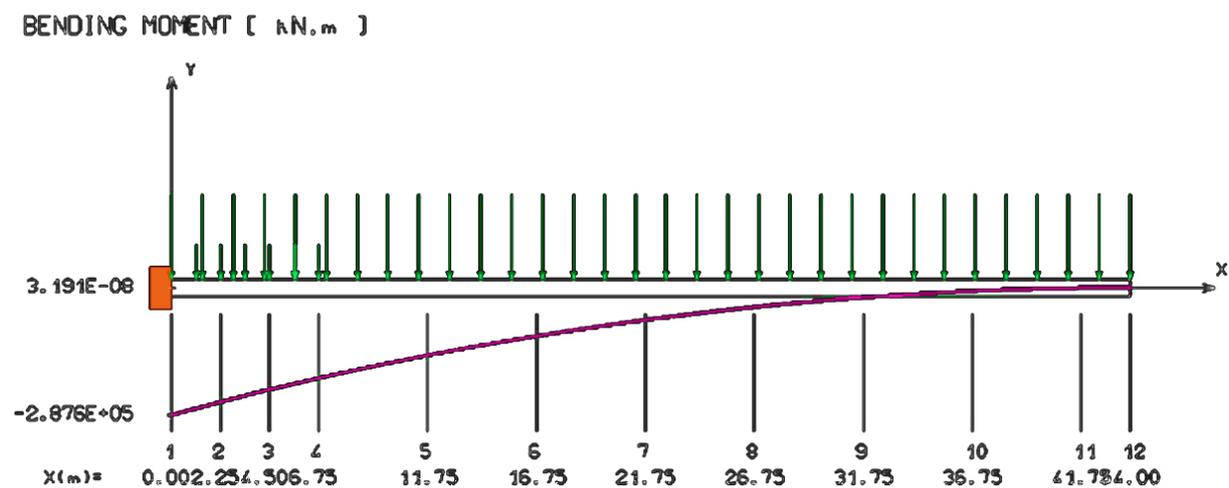


Fig V-3 la courbe de moment fléchissant dû au poids propre

- EFFORT TRANCHANT :

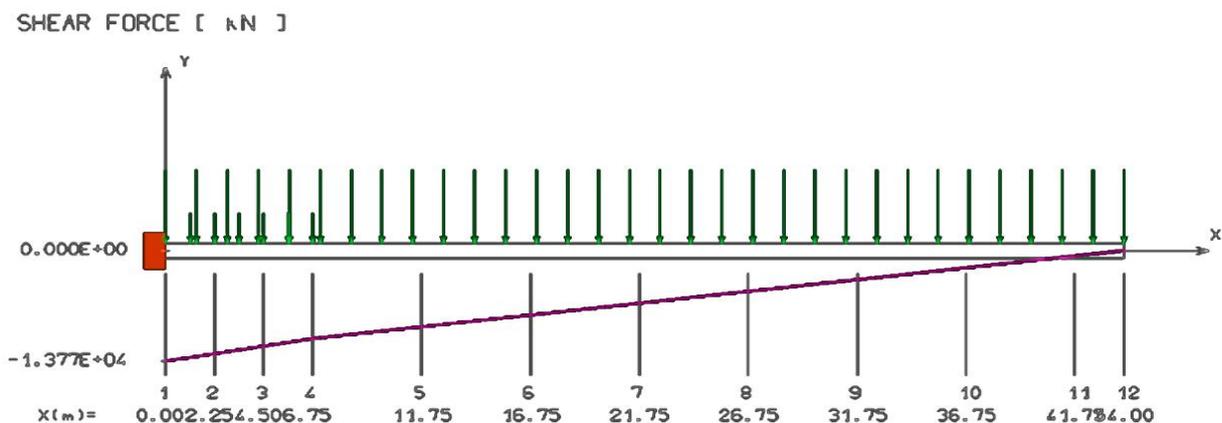


Fig V-4 la courbe de l'Effort tranchant dû au poids propre

V.4.2 EFFETS DES SURCHARGES REPARTIES DE CHANTIER QC1

:

On considère une surcharge de chantier répartie de $200\text{N/m}^2 = 0,2\text{KN/m}^2$

Soit : $Q_{c1} = 0,2 \times B$ ($B = 15.3\text{m}$: Largeur du tablier).

$Q_{c1} = 3.06 \text{ KN/ml}$.

- **Moment fléchissant dû à Q_{c1} :**

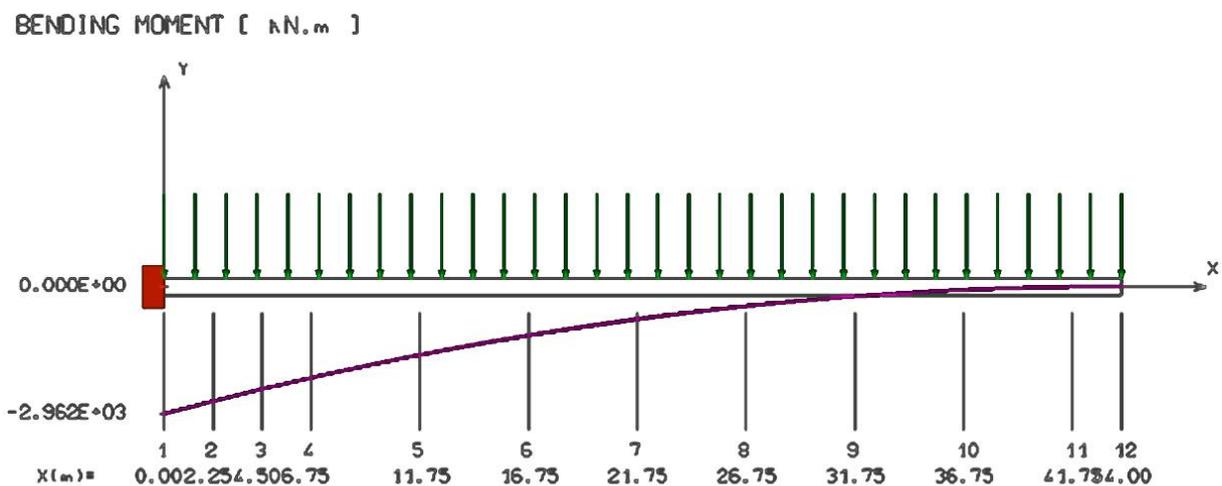


Fig V-5 la courbe de moment fléchissant dû a la charge Q_{c1}

- Effort tranchant :

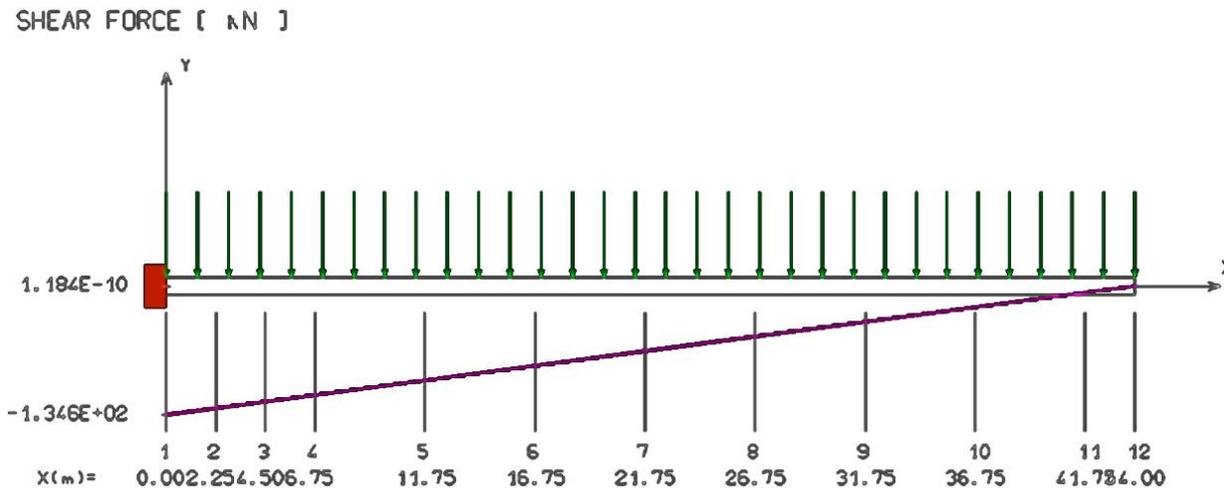


Fig V-6 la courbe de l'Effort tranchant dû à la charge Qc1

V.4.3 EFFETS DE LA SURCHARGE CONCENTREE DE CHANTIER QC2:

- Moment fléchissant dû à Qc2:

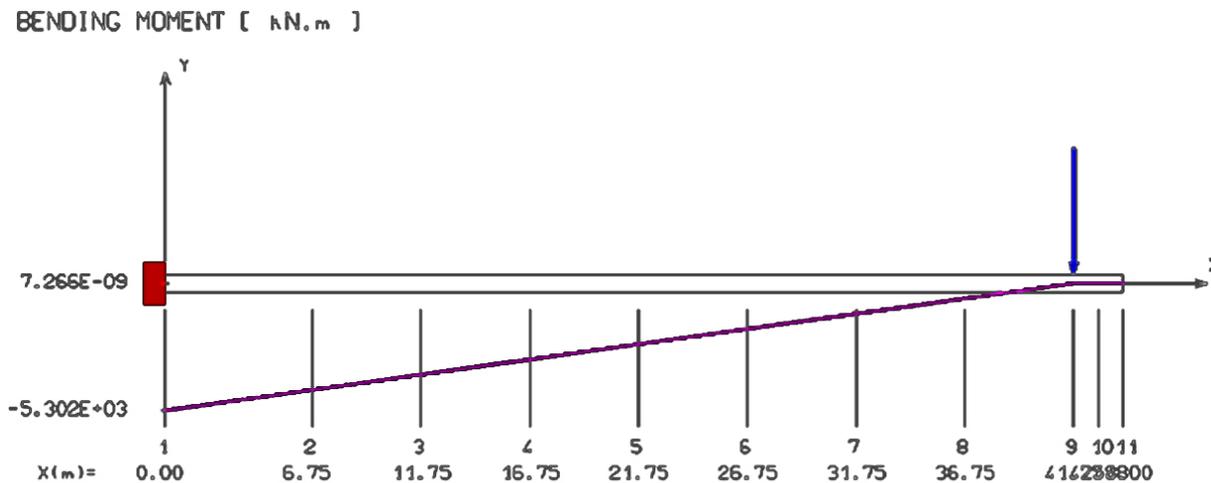


Fig V-7 la courbe de moment fléchissant dû à la charge Qc2

- Effort tranchant :

SHEAR FORCE [kN]

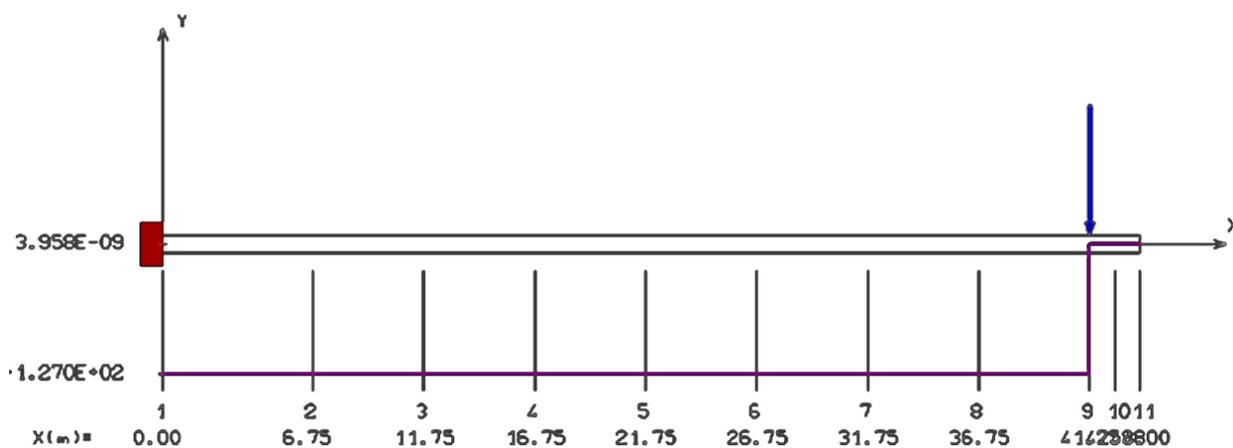


Fig V-8 la courbe de l'Effort tranchant dû à la charge Qc2

V.4.4 EFFETS DES SURCHARGES DE L'EQUIPAGE MOBILE QC3 :

- Moment fléchissant dû à Qc3

BENDING MOMENT [kN.m]

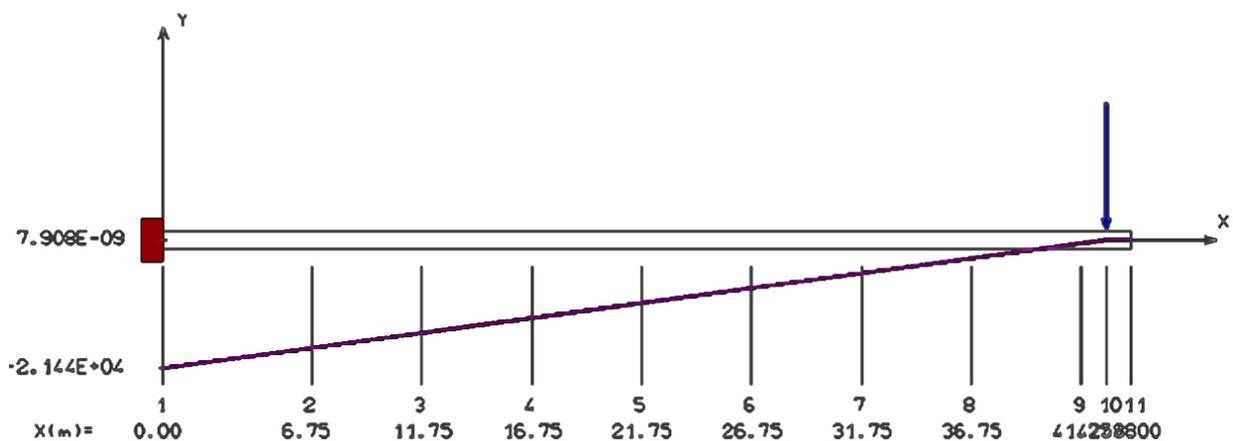


Fig V-9 la courbe de moment fléchissant dû a la charge Qc3

• Effort tranchant :

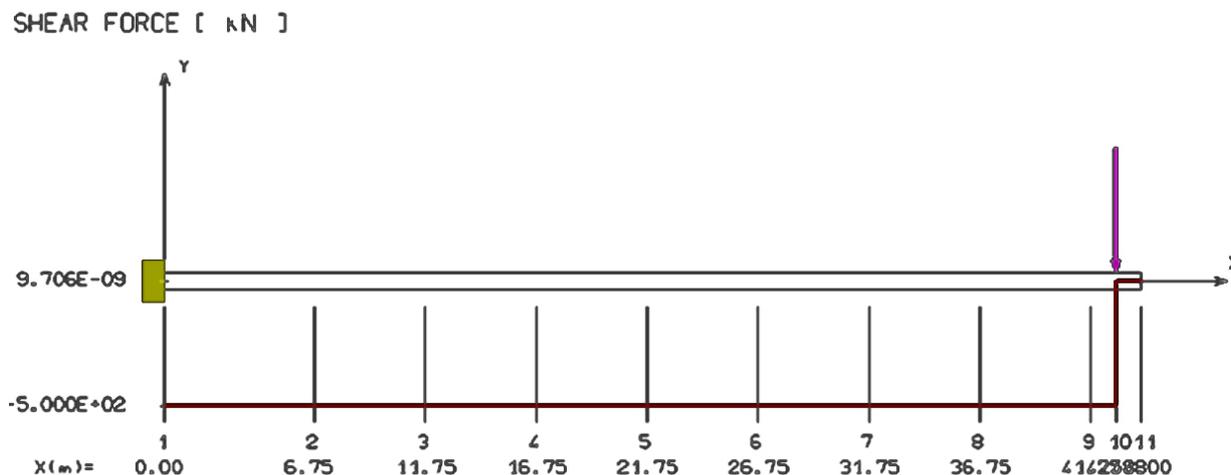


Fig V-10 la courbe de l'Effort tranchant dû a la charge Qc3

V.4.5 LES COMBINAISONS DE CHARGES

Selon SETRA la combinaison à prendre pour la justification de câblage longitudinale : $G+Q_{c1}+Q_{c2}+Q_{c3}$

La pente longitudinale de notre pont est négligeable. On peut donc considérer que les deux fléaux sont symétriques, alors les efforts qui y sont appliqués sont les mêmes.

Le tableau suivant récapitule les effets des charges de construction sur le fléau.

Tableau V-2 Effets des charges sur la console

section	X (m)	Lf-X (m)	MG1 (KN,m) 294,25	MG2 (KN,m) 122,75	MG (KN,m)	MQc1 (KN,m) 0,2	MQc2 (KN,m) 127	MQc3 (KN,m) 500	ΔM Total (KN,m)	M Total (KN,m)	M Total (MN,m)
Sp0	0	44	284834	2796	287630	2962	5302,25	21437,5	29701,8	317332	317,3
Sp1	2,25	41,75	256448	311	256759	2667	5016,5	20312,5	27995,9	284755	284,8
Sp2	4,5	39,5	229552	1243	230795	2387	4730,75	19187,5	26305,4	257100	257,1
S1	6,75	37,25	204145	2796	206942	2123	4445	18062,5	24630,5	231572	231,6
S2	9,25	34,75	177663	-	177663	1848	4127,5	16812,5	22787,6	200450	200,5
S3	11,75	32,25	153019	-	153019	1591	3810	15562,5	20963,8	173983	174,0
S4	14,25	29,75	130215	-	130215	1354	3492,5	14312,5	19159,1	149374	149,4
S5	16,75	27,25	109250	-	109250	1136	3175	13062,5	17373,6	126623	126,6
S6	19,25	24,75	90123	-	90123	937	2857,5	11812,5	15607,2	105730	105,7
S7	21,75	22,25	72836	-	72836	757	2540	10562,5	13859,9	86696	86,7
S8	24,25	19,75	57388	-	57388	597	2222,5	9312,5	12131,8	69520	69,5
S9	26,75	17,25	43779	-	43779	455	1905	8062,5	10422,8	54202	54,2
S10	29,25	14,75	32009	-	32009	333	1587,5	6812,5	8732,9	40742	40,7
S11	31,75	12,25	22078	-	22078	230	1270	5562,5	7062,1	29140	29,1
S12	34,25	9,75	13986	-	13986	145	952,5	4312,5	5410,4	19397	19,4
S13	36,75	7,25	7733	-	7733	80	635	3062,5	3777,9	11511	11,5
S14	39,25	4,75	3320	-	3320	35	317,5	1812,5	2164,5	5484	5,5
Sc15	41,75	2,25	745	-	745	8	0	562,5	570,2	1315	1,3
Sc16	44	0	0	-	0	0	0	0	0	0	0

En parallèle au calcul analytique manuel, une modélisation du fléau a été faite par le logiciel

ROBOT 2014. Ce dernier nous a donné le résultat des moments sous la combinaison défavorable $G+Q_{c1}+ Q_{c2}+ Q_{c3}$

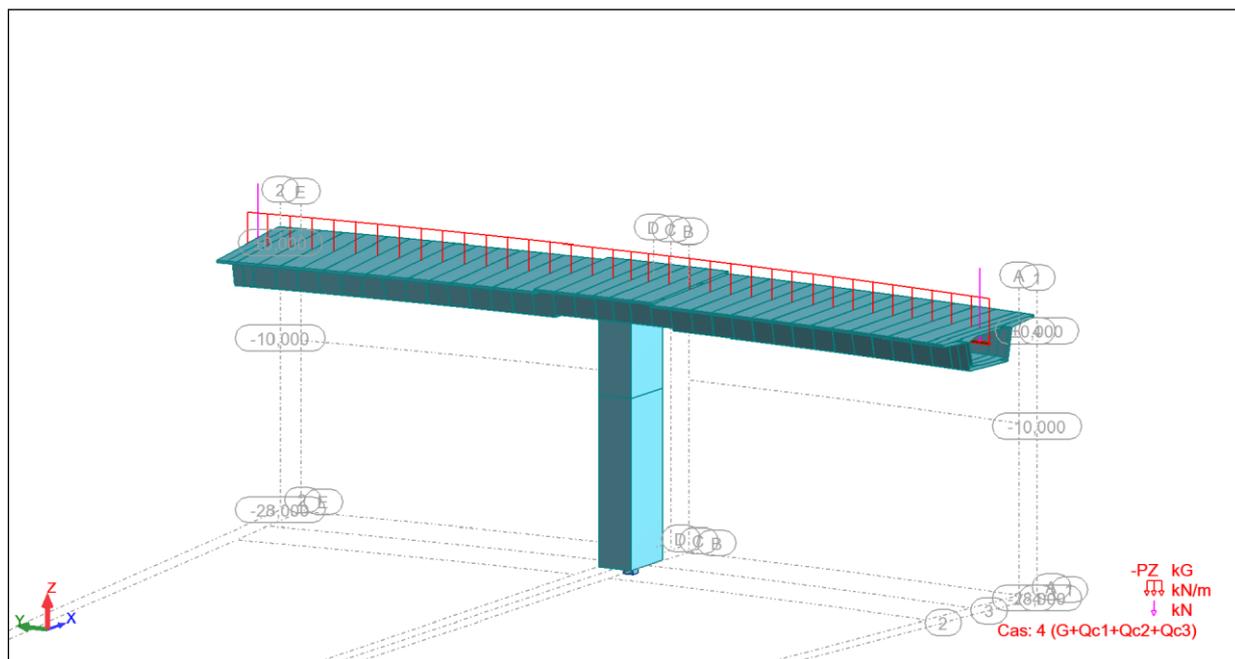


Fig V-11 Le moment max du fléau sous la combinaison la plus défavorable

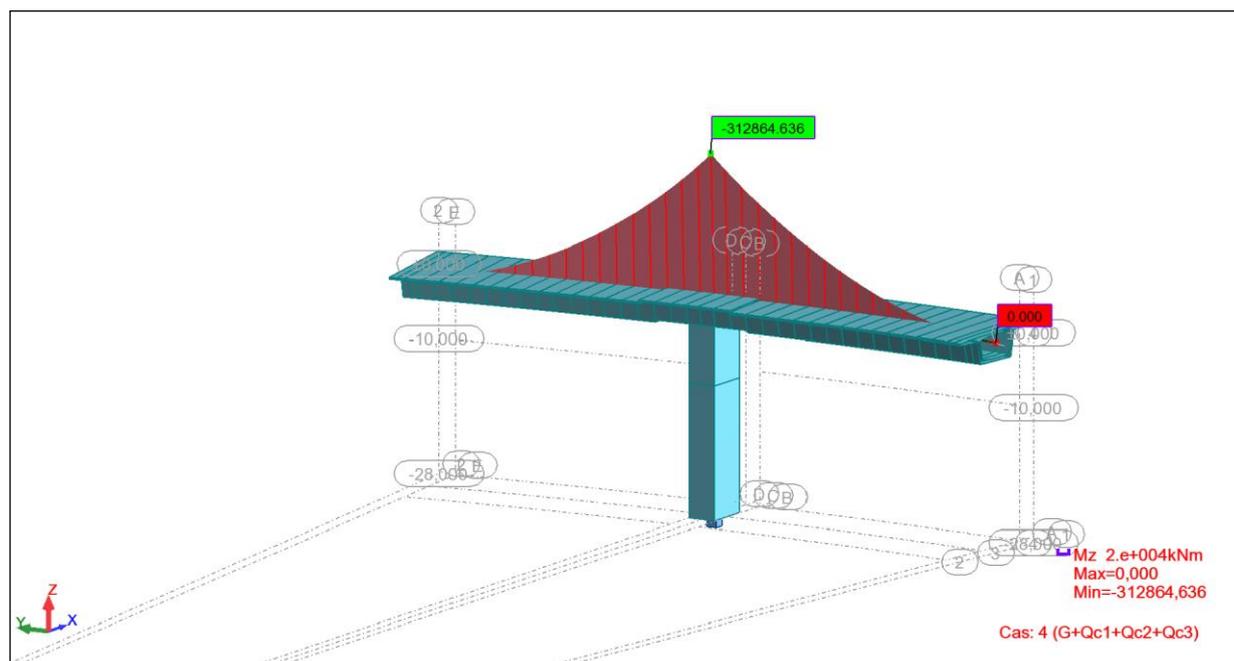


Fig V-12 Le moment Max du fléau sous la combinaison

V.5 CONCLUSION

D'après le tableau ci-dessus, le moment le plus défavorable $M = -317332$ KN.m, qui sera par la suite utilisé pour la justification de la précontrainte du fléau.

De plus, la figure ci-dessus montre que le moment donné par le logiciel ROBOT était très proche de celui trouvé analytiquement, $M = 312664$ KN.m. avec une différence de 2% due à la modélisation.

VI.1 INTRODUCTION

Le principe de base de la précontrainte est de créer artificiellement une contrainte de compression préalable de telle sorte que l'effort de traction excessif dû aux charges et surcharges n'engendre qu'une décompression du béton. L'application du procédé de précontrainte aux ponts construits par encorbellements successifs se fait principalement en deux étapes, la première étape étant de maintenir les fléaux isostatiques en équilibre sur leur pile par une précontrainte verticale et puis coller les voussoirs les uns aux autres.

La seconde partie consiste à relier les fléaux entre eux et aux parties de rive construites sur cintre par une précontrainte appelée précontrainte de continuité. Ces deux étapes vont être explicitées avec de plus amples détails dans ce qui suivra.

Dans notre cas, on utilise la précontrainte par post-tension, les caractéristiques des câbles utilisés sont définies au chapitre II du présent document.

VI.2 CABLAGE DE L'OUVRAGE

Un pont construit en encorbellement comporte principalement deux familles de câbles :

- Les câbles de fléau, mis en œuvre pendant la construction (phase isostatique) ;

Ils sont disposés au voisinage de la membrure supérieure du caisson et mis en tension symétriquement par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement de la construction en vue de jouer un double rôle :

- Assurer la résistance aux moments négatifs dus aux poids propre des voussoirs, l'équipage mobile et la charge de chantier en phase de construction.
- Assurer la stabilité des fléaux pendant la construction.

La première condition fixe la force de précontrainte nécessaire sur appui et la seconde impose le schéma de câblage.

- Les câbles de continuité (Les câbles de solidarisation), mis en œuvre lors du clavage des fléaux entre eux ou avec les parties construites sur cintre des travées de rive.

Ils sont destinés à assurer la continuité du tablier et à s'opposer aux moments hyperstatiques qui en résultent, la plupart de ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

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.3 CABLES DE FLEAU

VI.3.1 GENERALITES

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.

VI.3.1.1 DETERMINATION DES EFFORTS DE PRECONTRAINTE

Le poids propre du tablier et les charges de chantiers produisent un moment négatif maximal sur pile qui décroît jusqu'à l'extrémité de la console, ce qui génère des contraintes de tractions en fibres supérieures et des contraintes de compression en fibres inférieures. Les câbles sont dimensionnés et disposés de façon à s'opposer à ces contraintes et avoir en chaque section des contraintes en fibre supérieures et inférieures assez petites par rapport aux contraintes admissibles fixées par les règlements en vigueur B.P.E.L [5].

Les contraintes générées par la précontrainte sont données par les formules suivantes :

$$\text{Au niveau des fibres supérieures} \Rightarrow \sigma_{p\ sup} = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e \cdot v_{sup}}{I}$$

$$\text{Au niveau des fibres inférieures} \Rightarrow \sigma_{p\ inf} = \frac{P}{A} - \frac{P \cdot e \cdot v_{inf}}{I}$$

- $\sigma_{P\ sup}$: 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 ;
- A : aire de la section ;
- e : excentricité de la précontrainte par rapport au centre de gravité ;
- v_{sup} : distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure ;
- v_{inf} : distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure ;
- I : moment d'inertie longitudinal de la section.

Donc pour reprendre la traction on doit avoir :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e \cdot v_{sup}}{I} + \frac{M \cdot v_{sup}}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

Sans toutefois que les contraintes de compression ne soient dépassées :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{A} - \frac{P * e * v_{inf}}{I} - \frac{M * v_{inf}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

- $\bar{\sigma}_{bt}$: contrainte admissible de traction du béton (fixé selon la classe choisie).
- $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible de compression du béton.
- M : moment maximal dû aux poids propre et surcharge.

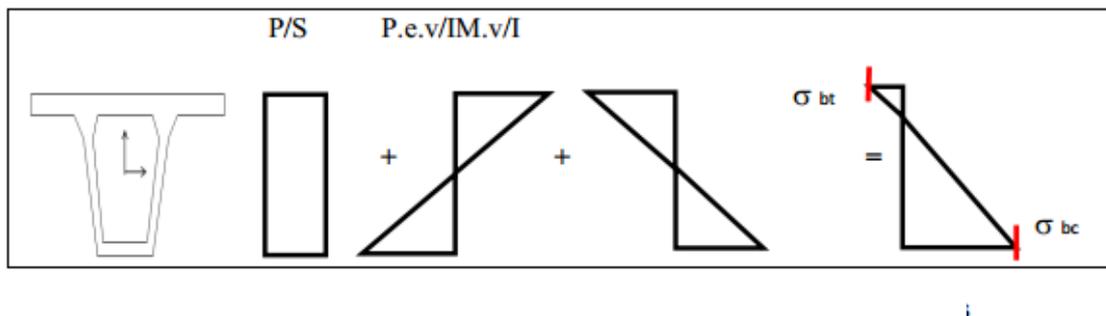


Fig VI-1 Schéma de répartition des contraintes normales

VI.3.1.2 DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES

Les contraintes admissibles de traction et de compression respectivement, dont le règlement du BPEL 91 révisé 99[5] fixe les valeurs selon la classe choisie, dans notre cas le guide de conception de SETRA [3] distingue la classe II pour les ouvrages coulés sur place compte tenu de l'absence d'aciers longitudinaux traversant les joints.

En adoptant comme résistance du béton des voussoirs $f_{c28} = 45$ MPa.

La contrainte admissible en fibre supérieure devient [3]

$$\bar{\sigma}_{bt} = -(0.7 * f_{tj} - k * f_{cj}) \text{ avec } k = 0.02$$

$$\bar{\sigma}_{bt} = -(0.7 * (0.06 * 45 + 0.6) - 0.02 * 45) = -1.41 \text{ Mpa}$$

k : coefficient prenant en compte certaines précautions (présence de gaines vides, mesure des coefficients de transmission) ;

Donc L'effort P développé par les câbles de fléau dans chaque section sur doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{P}{A} + \frac{P \cdot e \cdot v_{sup}}{I} + \frac{M \cdot v_{sup}}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt} \rightarrow P \geq \frac{\bar{\sigma}_{bt} - \frac{M \cdot v_{sup}}{I}}{\frac{1}{A} + \frac{e \cdot v_{sup}}{I}}$$

A la limite on aura qui va nous donner la valeur de précontraint :

$$P = \frac{\bar{\sigma}_{bt} - \frac{M \cdot v_{sup}}{I}}{\frac{1}{A} + \frac{e \cdot v_{sup}}{I}}$$

On peut déterminer ainsi, pour chaque voussoir, le nombre de câbles arrêtés.

Dans cette dernière expression, 'P' et l'excentricité 'e' sont des inconnues, pour cela on suppose que la section est surcritique donc on fixe 'e' par les conditions d'enrobage des câbles et on détermine 'P'

On suppose une répartition sur deux lits ce qui nous permet de calculer e pour un câble moyen $e = v_{sup} \cdot 2 \cdot \Phi_g$ avec $\Phi_g = 0.082$ (diamètre de la gaine de câble de précontrainte 12T15s)

Le calcul du nombre de câbles pour un demi-fléau au niveau de chaque section est donné par la relation suivante :

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

P_{ut} : force utile pour les câbles 12T15S utilisé dans notre cas ,ces câbles sont tendus a $(0,8 \times f_{prg})$ et subissent des pertes supposé à 30% La force utile P_{ut} peut donc être estimée par :

$$p_{ut} = (1 - \Delta p_{ut}) * p_0 \text{ avec } p_0 = \min\{(0.8 * f_{prg} * A_p) | (0.9 * f_{peg} * A_p)\}$$

$$p_{ut} = (1 - 0.3) * p_0 = \min\{(0.8 * 1,860 * 1800) | (0.9 * 1,6 * 1800)\}$$

$$p_{ut} = 1814.4 \text{ KN}$$

Donc à chaque section le nombre de câble est égale a

$$N = 5.5 * 10^{-4} * p(x)$$

Les câbles nécessaires pour un demi-fléau sont mentionnés dans le tableau VI.1

Tableau VI-1 Détermination des câbles de fléau

Section	X (m)	V	e	A	I	M	ΔM	PII	PI	Put	N construction
		(m)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	KN,m	KN,m	KN	K	KN	
Sp0	0	2,0200	1,86	16,68	34,4	317332,0	29701,8	110139,5	13627,3	1814	62
Sp1	2,25	2,0200	1,86	16,68	34,4	284754,7	28373,6	98831,7	13017,9	1814	56
Sp2	4,5	2,0200	1,86	16,68	34,4	257100,1	26492,5	89232,6	12154,8	1814	50
Sv1	6,75	2,0200	1,86	16,68	34,4	228775,0	24630,5	79400,8	11300,5	1814	44
Sv2	9,25	1,76	1,60	11,77	24,5	200450,2	22787,6	72079,0	10343,5	1814	40
Sv3	11,75	1,76	1,60	11,77	24,5	173983,0	20963,8	62560,9	9515,7	1814	34
Sv4	14,25	1,76	1,60	11,77	24,5	149374,0	19159,1	53710,9	8696,5	1814	30
Sv5	16,75	1,76	1,60	11,77	24,5	126623,1	17373,6	45529,3	7886,1	1814	26
Sv6	19,25	1,76	1,60	11,77	24,5	105730,5	15607,2	38015,8	7084,3	1814	22
Sv7	21,75	1,76	1,60	11,77	24,5	86696,0	13859,9	31170,6	6291,2	1814	18
Sv8	24,25	1,76	1,60	11,77	24,5	69519,7	12131,8	24993,7	5506,7	1814	14
Sv9	26,75	1,76	1,60	11,77	24,5	54201,7	10422,8	19485,0	4731,0	1814	12
Sv10	29,25	1,76	1,60	11,77	24,5	40741,8	8732,9	14644,5	3963,9	1814	10
Sv11	31,75	1,76	1,60	11,77	24,5	29140,0	7062,1	10472,3	3205,6	1814	6
Sv12	34,25	1,76	1,60	11,77	24,5	19396,5	5410,4	6968,3	2455,9	1814	4
Sv13	36,75	1,76	1,60	11,77	24,5	11511,2	3777,9	4132,6	1714,8	1814	4
Sv14	39,25	1,76	1,60	11,77	24,5	5484,0	2164,5	1965,1	982,5	1814	2
Sc15	41,75	1,76	1,60	11,77	24,5	1315,1	570,2	465,9	258,8	1814	2

Les résultats nous donnent chaque fois que $P_{II} > P_I$ donc la supposition de départ pour le dimensionnement de câble.

VI.3.1.3 REPARTITION DES CABLES

La décroissance des moments fléchissant à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles dans chaque voussoir au fur et à mesure de l'avancement.

Tableau VI-2 Répartition des câbles de fléau

section	X (m)	N construction	N/ Ame	N arrêté / Ame
Sp0	0	62	31	0
Sp1	2,25	56	28	3
Sp2	4,5	50	25	3
Sv1	6,75	44	22	3
Sv2	9,25	40	20	2
Sv3	11,75	34	17	3
Sv4	14,25	30	15	2
Sv5	16,75	26	13	2
Sv6	19,25	22	11	2
Sv7	21,75	18	9	2
Sv8	24,25	14	7	2
Sv9	26,75	12	6	1
Sv10	29,25	10	5	1
Sv11	31,75	6	3	2
Sv12	34,25	4	2	1
Sv13	36,75	4	2	0
Sv14	39,25	2	1	1
S15	41,75	2	1	1

La figure suivante montre l'allure des câbles de fléau :

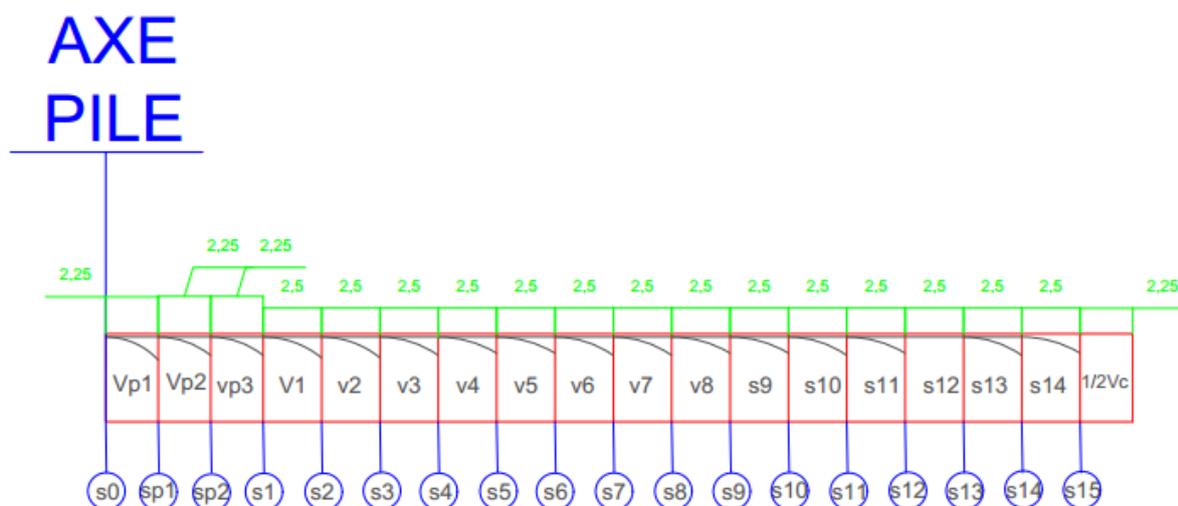


Fig VI-2 Répartition des câbles de fléau

VI.3.1.4 : ESPACEMENT DES ARMATURES DE PRECONTRAIT :

Les armatures de précontrainte doivent être disposées dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts, à permettre un bétonnage correct et à éviter un affaiblissement des éléments constitutifs de la structure. Comme le montre la figure suivante :

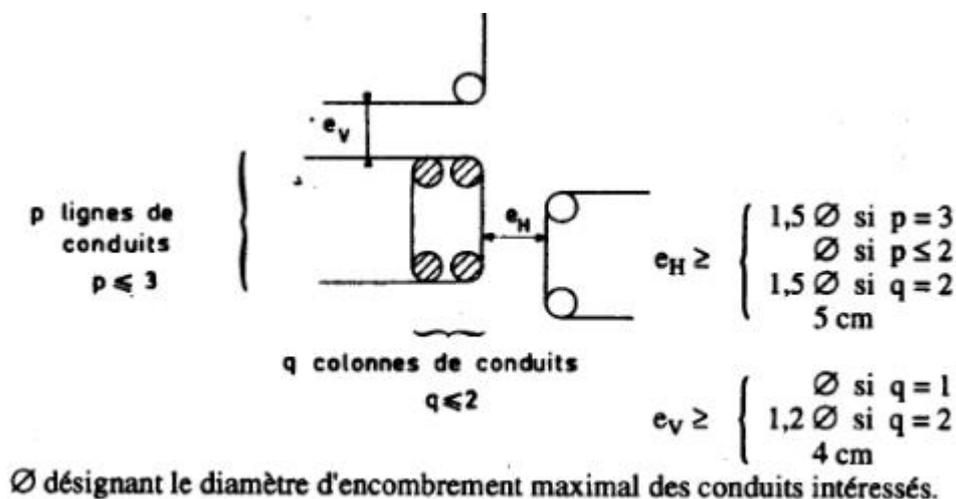


Fig VI-3 Espacement entre les câbles

- e_H espacement horizontal des conduits isolés ou des paquets de conduits,
- e_V espacement vertical

Pour notre cas

$$e_h \geq 1.5\phi_g \Rightarrow e_h \geq 1.5 * 10 = 15cm$$

$$e_v \geq 1.5\phi_g \Rightarrow e_v \geq 1.2 * 10 = 12cm$$

Avec $\phi_g = 10\text{ cm}$

Distance des armatures de précontrainte aux parements :

$$c \geq \text{Max} \left(\frac{3}{4}a, \phi, d' \right)$$

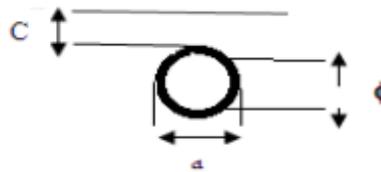


Fig VI-4 Distance des armatures de précontrainte aux parements

Avec

a : désignant la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit.

$d'=4\text{cm}$, pour les ouvrages courants.

$d' \geq 5\text{cm}$, Dans le cas d'ouvrages exposés à une atmosphère agressive.

$d' = 3\text{cm}$, Dans le cas d'ouvrages à l'abri des intempéries.

Donc $C=10\text{ cm}$.

Le schéma ci-dessous présente la disposition adéquate de câbles de la précontrainte pour du voussoir sur pile, en respectant certaines exigences du règlement BPEL :



Fig VI-5 Points de passage des câbles de fléau

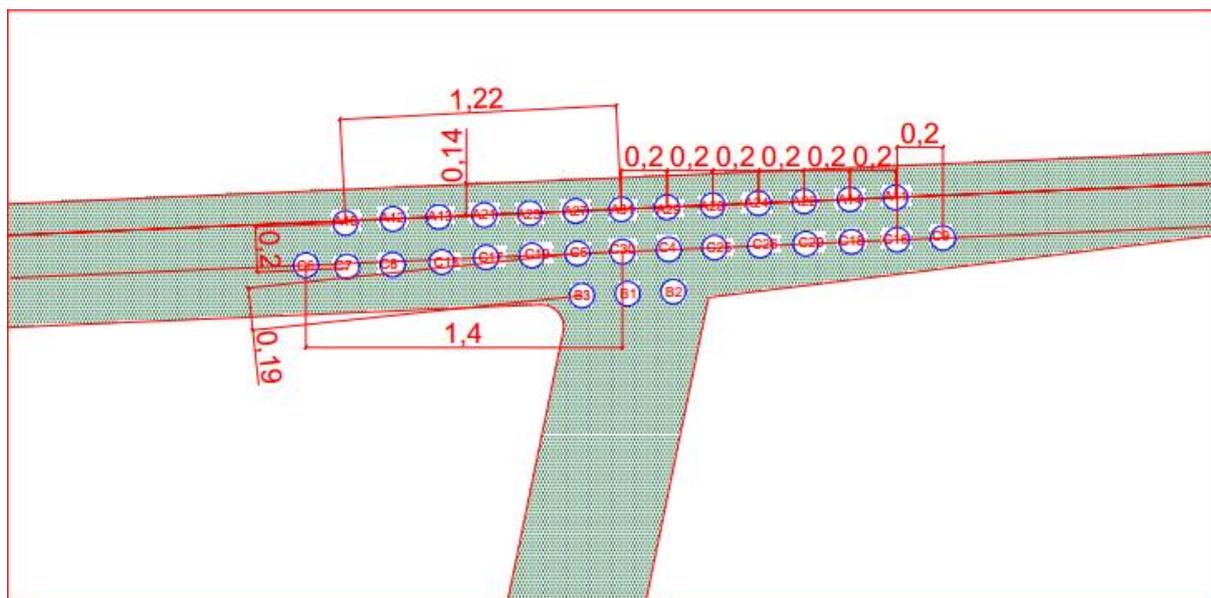


Fig VI-6 Disposition des câbles de fléau dans le gousset

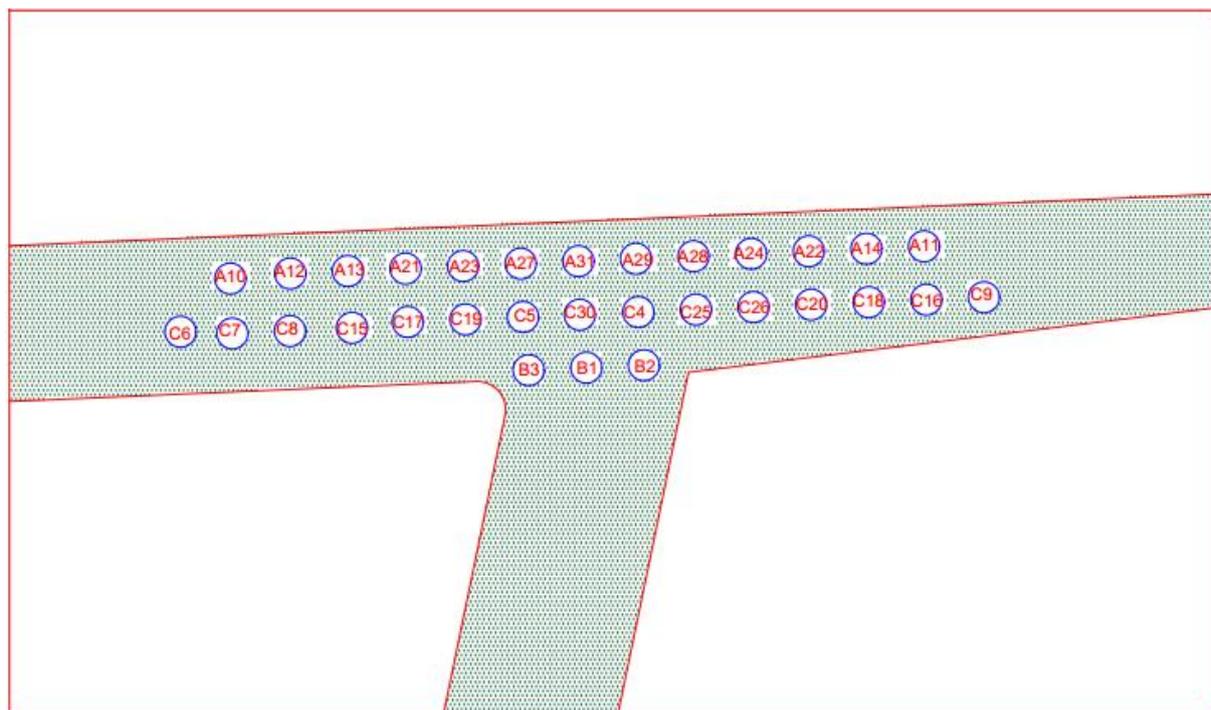


Fig VI-7 Numérotation des câbles de fléau dans le gousset

VI.3.1.5 TRACE DES CABLES DU DEMI-FLEAU

Les câbles de fléau accrochent tous les voussoirs d'un fléau, ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale.

Pour les arrêter, il faut les descendre légèrement dans les âmes d'une manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant, ils sont disposés plus près de l'âme pour faciliter leur descente.

Il est avantageux d'utiliser des unités de précontrainte assez fortes pour limiter leur nombre, toutefois le nombre de câbles doit être égal dans chaque âme.

VI.3.1.6 : ETUDE DU TRACE EN ELEVATION :

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants :

- Il faut au maximum éviter les croisements des câbles en particulier dans les âmes.
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir, où ils subissent

Une déviation parabolique d'équation générale : $y(x) = ax^2 + bx + c$.

Donc tout d'abord, il faut déterminer tous les paramètres nécessaires afin de tracer les câbles.

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

d_0 : distance à la face supérieure du câble filant.

d_1 : distance à la face supérieure du point d'ancrage.

l : longueur sur laquelle s'effectue la courbure.

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

$$R_c(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq R_{min} \quad (1)$$

Avec $R_{min} \geq 6$, Pour les câbles T15s ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise.

Alors $R_{min} = 6m$.

A partir de cette relation, à $X_{(i)}$ (distance de la section S_i / a section S_0) on va calculer le d_1 de point d'ancrage de chaque câble de voussoir :

$$d_1 \leq d_0 + \frac{x^2}{2R_{min}} = d_{max}$$

- La déviation verticale d'un câble

$$tg \alpha_n = \frac{d(y(x))}{dx} = 2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{l^2}, \quad \text{alors} \quad \alpha_n = Arctg\left(2(d_1 - d_0) \frac{d_0}{l^2}\right)$$

- L'inclinaison du câble : il doit vérifier aussi que :

$$tg \alpha = \frac{x^2}{2y}$$

Exemple de calcul : pour le voussoir sur pile ($S_{p1} X=2.25$ m),

Rayon de courbure en un point :

$$d1 \leq 0.59 + \frac{(2.25)^2}{2 * 6} = 0.92 \cong 1 \text{ m}$$

Donc le point d'ancrage des câbles $d_1 = 1$ m par rapport à l'hourdi supérieur

$$R(x)_c = \frac{2.25^2}{2(0.92-0.5)} = 6.03 \text{ m}$$

La courbure minimale est vérifiée

➤ La déviation verticale d'un câble α_n :

$$\text{A } x=0 \text{ m } \quad \text{tg } \alpha_{n=0}$$

$$\text{A } x=2.25 \text{ m } \quad \text{tg } \alpha_n = (2*(0.92-0.5)/2.25) = 0.38$$

De là, on est arrivé à déduire l'équation de la déviation :

$$Y=A_1+A_2(x/l)^2$$

$$A_2= d0=0.5\text{m}$$

$$A_1=(d1-d0)0.08 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Donc : } y= 0.5+0.08X^2$$

La courbe de l'équation du tracé est donnée dans la figure suivante :

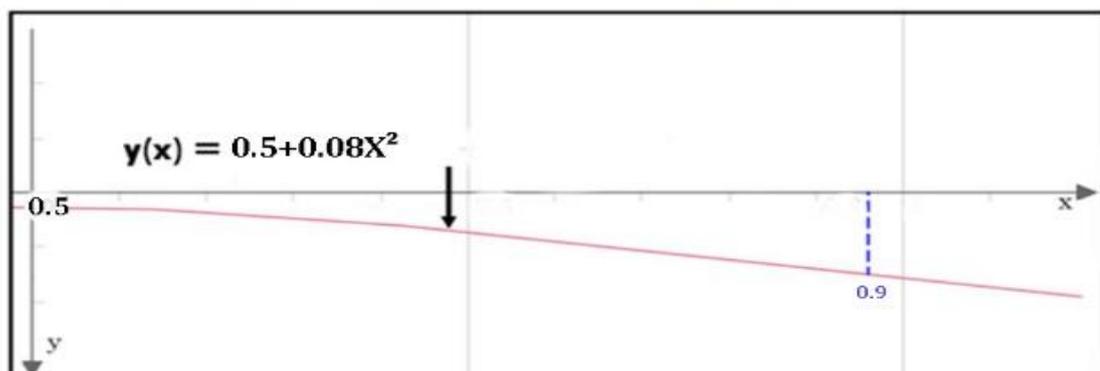


Fig VI-8 courbe de l'équation du tracé

Tableau VI-3 Le détail du tracé en élévation des câbles

Voussoir	N° câble	X(m)	d ₀ (m)	d ₁ (m)	d ₁ (m) construction	$\tan\alpha$ = $2y/x$	α (rad)	A ₁	A ₂
Vp0	B1	2,25	0,50	0,92	1,0	0,38	0,36	0,08	0,50
	B2	2,25	0,50	0,92	1,0	0,38	0,36	0,08	0,50
	B3	2,25	0,50	0,92	1,0	0,38	0,36	0,08	0,50
Vp1	C4	2,25	0,32	0,74	0,8	0,38	0,36	0,08	0,32
	C5	2,25	0,32	0,74	0,8	0,38	0,36	0,08	0,32
	C6	2,25	0,32	0,74	0,8	0,38	0,36	0,08	0,32
Vp2	C7	2,25	0,32	0,74	0,8	0,38	0,36	0,08	0,32
	C8	2,25	0,32	0,74	0,8	0,38	0,36	0,08	0,32
	C9	2,25	0,32	0,74	0,8	0,38	0,36	0,08	0,32
Vs1	A10	2,5	0,14	0,66	0,8	0,42	0,39	0,08	0,14
	A11	2,5	0,14	0,66	0,8	0,42	0,39	0,08	0,14
Vs2	A12	2,5	0,14	0,66	0,8	0,42	0,39	0,08	0,14
	A13	2,5	0,14	0,66	0,8	0,42	0,39	0,08	0,14
	A14	2,5	0,14	0,66	0,8	0,42	0,39	0,08	0,14
Vs3	C15	2,5	0,32	0,84	0,9	0,42	0,39	0,08	0,32
	C16	2,5	0,32	0,84	0,9	0,42	0,39	0,08	0,32
Vs4	C17	2,5	0,32	0,84	0,9	0,42	0,39	0,08	0,32
	C18	2,5	0,32	0,84	0,9	0,42	0,39	0,08	0,32
Vs5	C19	2,5	0,32	0,84	0,9	0,42	0,39	0,08	0,32
	C20	2,5	0,32	0,84	0,9	0,42	0,39	0,08	0,32
Vs6	A21	2,5	0,14	0,66	0,8	0,42	0,39	0,08	0,14
	A22	2,5	0,14	0,66	0,8	0,42	0,39	0,08	0,14
Vs7	A23	2,5	0,14	0,66	0,8	0,42	0,39	0,08	0,14
	A24	2,5	0,14	0,66	0,8	0,42	0,39	0,08	0,14
Vs8	C25	2,5	0,32	0,84	0,9	0,42	0,39	0,08	0,32
Vs9	C26	2,5	0,32	0,84	0,9	0,42	0,39	0,08	0,32
Vs10	A27	2,5	0,14	0,66	0,8	0,42	0,39	0,08	0,14
	A28	2,5	0,14	0,66	0,8	0,42	0,39	0,08	0,14
Vs11	A29	2,5	0,14	0,66	0,8	0,42	0,39	0,08	0,14
Vs13	C30	2,5	0,32	0,84	0,9	0,42	0,39	0,08	0,32
Vs15	A31	2,5	0,14	0,66	0,8	0,42	0,39	0,08	0,14

• **TRACE DES CABLES EN PLAN**

Le tracé en plan suit aussi une parabole qui commence au début du voussoir jusqu'à l'encrage, mais avec une variation très lente car le câble suit en même temps deux courbures : en plan et en élévation, qui pose des problèmes au niveau de l'exécution, bien que théoriquement il est conseillé de donner aux câbles une forme de « S » plus au moins prononcé. Lorsque les courbes augmentent, les pertes de précontraintes sont très importantes, au niveau de l'ancrage, le câble doit être droit sur au moins 40cm du fait que l'encrage se fait dans l'âme. le rayon de courbure soit supérieur à $R_{\min} = 2 \text{ m}$.

On a opté pour une telle courbure pour réduire au maximum la composante transversale de l'effort de précontrainte dans le plan.

Le tracé suit une équation parabolique de la forme :

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

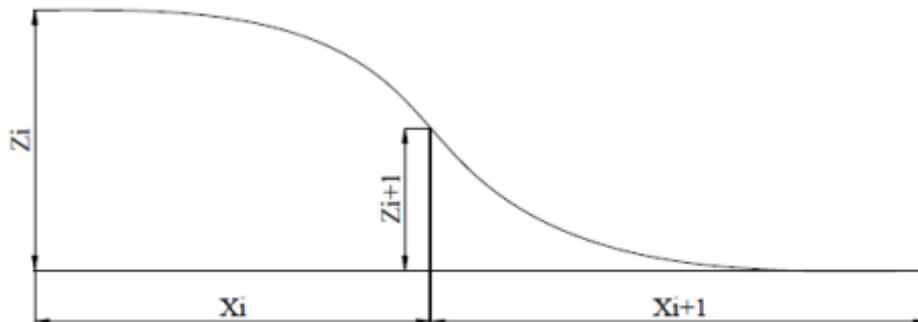


Fig VI-9 Cablage en plan

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

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

Pour notre cas on utilise une abréviation suivante

$$Z(x) = A_1 + A_2 \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

$$A_1 = Z_i, A_2 = (Z_{i+1} - Z_i)$$

Le rayon de courbure :

$$R_i = \frac{x_i^2}{2(z_i - z_{i+1})} \quad \text{et}$$

$$R_{i+1} = \frac{x_{i+1}^2}{2(z_{i+1} - z_{i+2})}$$

L'inclinaison :

$$\tan \beta_i = \frac{2(z_i - z_{i+1})}{x_i} \quad \text{et} \quad \tan \beta_{i+1} = \frac{2(z_{i+1})}{x_{i+1}} \quad \text{Avec :}$$

β_i : L'inclinaison dans la section intermédiaire.

β_{i+1} : L'inclinaison dans la section d'ancrage

R_i : Le Rayon de courbure dans la première section.

R_{i+1} : Le Rayon de courbure dans la deuxième section.

Tableau ci- dessous représente les paramètres de tracé des câbles de fléau en plan :

Tableau VI-4 tracé en plan des câbles de fléau.

N° vs	N° câble	L (m)	Z _i	Z _{i+1}	X _i	X _{i+1}	R _i	R _{i+1}	tan B _i	tan B _{i+1}	B _i	B _{i+1}	A1	A2
Vp0	B1	2,25	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	B2	2,25	0,2	0,1	1,125	1,125	6,33	6,33	0,18	0,18	0,18	0,18	0,20	0,02
	B3	2,25	-0,2	-0,1	1,125	1,125	-6,33	-6,33	-0,18	-0,18	-0,18	-0,18	-0,20	-0,02
Vp1	C4	2,25	0,2	0,1	1,125	1,125	6,33	6,33	0,18	0,18	0,18	0,18	0,20	0,02
	C5	2,25	-0,2	-0,1	1,125	1,125	-6,33	-6,33	-0,18	-0,18	-0,18	-0,18	-0,20	-0,02
	C6	2,25	-1,4	-1,1	1,125	1,125	-2,11	-2,11	-0,53	-0,53	-0,49	-0,49	-1,40	-0,06
Vp2	C7	2,25	-1,2	-0,9	1,125	1,125	-2,11	-2,11	-0,53	-0,53	-0,49	-0,49	-1,20	-0,06
	C8	2,25	-1	-0,7	1,125	1,125	-2,11	-2,11	-0,53	-0,53	-0,49	-0,49	-1,00	-0,06
	C9	2,25	1,4	1,1	1,125	1,125	2,11	2,11	0,53	0,53	0,49	0,49	1,40	0,05
Vs1	A10	2,5	-1,2	-0,8	1,25	1,25	-1,95	-1,95	-0,64	-0,64	-0,57	-0,57	-1,20	-0,06
	A11	2,5	1,2	0,8	1,25	1,25	1,95	1,95	0,64	0,64	0,57	0,57	1,20	0,06
Vs2	A12	2,5	-1	-0,6	1,25	1,25	-1,95	-1,95	-0,64	-0,64	-0,57	-0,57	-1,00	-0,06
	A13	2,5	-0,8	-0,4	1,25	1,25	-1,95	-1,95	-0,64	-0,64	-0,57	-0,57	-0,80	-0,06
	A14	2,5	1	0,6	1,25	1,25	1,95	1,95	0,64	0,64	0,57	0,57	1,00	0,06
Vs3	C15	2,5	-0,8	-0,4	1,25	1,25	-1,95	-1,95	-0,64	-0,64	-0,57	-0,57	-0,80	-0,06
	C16	2,5	1,2	0,8	1,25	1,25	1,95	1,95	0,64	0,64	0,57	0,57	1,20	0,06
Vs4	C17	2,5	-0,6	-0,2	1,25	1,25	-1,95	-1,95	-0,64	-0,64	-0,57	-0,57	-0,60	-0,06
	C18	2,5	1	0,6	1,25	1,25	1,95	1,95	0,64	0,64	0,57	0,57	1,00	0,06
Vs5	C19	2,5	-0,4	-0,2	1,25	1,25	-3,91	-3,91	-0,32	-0,32	-0,31	-0,31	-0,40	-0,03
	C20	2,5	0,8	0,4	1,25	1,25	1,95	1,95	0,64	0,64	0,57	0,57	0,80	0,06
Vs6	A21	2,5	-0,6	-0,3	1,25	1,25	-2,60	-2,60	-0,48	-0,48	-0,45	-0,45	-0,60	-0,05
	A22	2,5	0,8	0,4	1,25	1,25	1,95	1,95	0,64	0,64	0,57	0,57	0,80	0,06
Vs7	A23	2,5	-0,4	-0,2	1,25	1,25	-3,91	-3,91	-0,32	-0,32	-0,31	-0,31	-0,40	-0,03
	A24	2,5	0,6	0,3	1,25	1,25	2,60	2,60	0,48	0,48	0,45	0,45	0,60	0,05
Vs8	C25	2,5	0,4	0,2	1,25	1,25	3,91	3,91	0,32	0,32	0,31	0,31	0,40	0,03
Vs9	C26	2,5	0,6	0,3	1,25	1,25	2,60	2,60	0,48	0,48	0,45	0,45	0,60	0,05
Vs10	A27	2,5	-0,2	-0,1	1,25	1,25	-7,81	-7,81	-0,16	-0,16	-0,16	-0,16	-0,20	-0,02
	A28	2,5	0,4	0,2	1,25	1,25	3,91	3,91	0,32	0,32	0,31	0,31	0,40	0,03
Vs11	A29	2,5	0,2	0,1	1,25	1,25	7,81	7,81	0,16	0,16	0,16	0,16	0,20	0,02
Vs13	C30	2,5	0	0	1,25	1,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vs15	A31	2,5	0	0	1,125	1,125	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Le singe (-) est dû à la position de câble par rapport au câble médiane (A31)

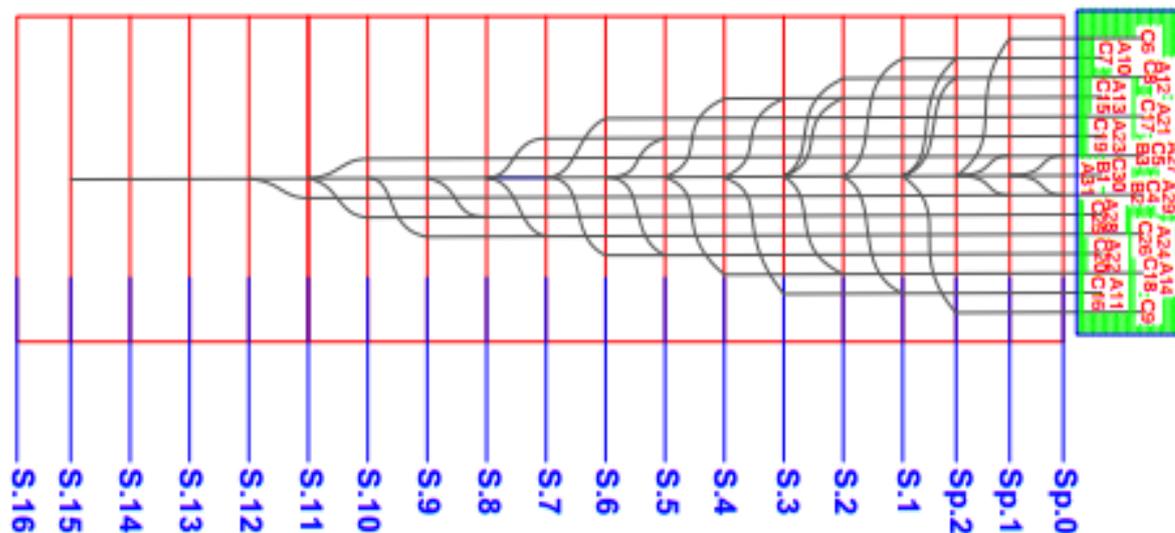


Fig VI-10 Tracé de câbles de fléau en plan.

VI.4 CABLES DE CONTINUITÉ

VI.4.1 GENERALITES

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre toutes les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Ces câbles appelés aussi « câbles éclisses » sont intérieurs au béton dans la partie basse du tablier (l'hourdis inférieur) et, qui sont ancrés dans des bossages faisant saillis au-dessus de ce dernier.

Ces câbles se trouvent au droit des clavages que ce soit en rive ou en travée intermédiaire pour reprendre les moments positifs dus aux surcharges d'exploitations. Ils permettent également d'établir progressivement la continuité (d'où l'appellation précontrainte de continuité) de l'ouvrage et le rendre ainsi hyperstatique.

VI.4.2 MODELISATION DE L'OUVRAGE

La modélisation a été faite à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional version 2017, les résultats des moments fléchissant minimums et maximums obtenus à partir des différentes combinaisons à l'ELS.

Pour notre projet le cas le plus défavorable pour tous les travées sont les combinaison $G + Mc120 + 0.5 \Delta\theta$ pour un moment Max a la section de clavage.

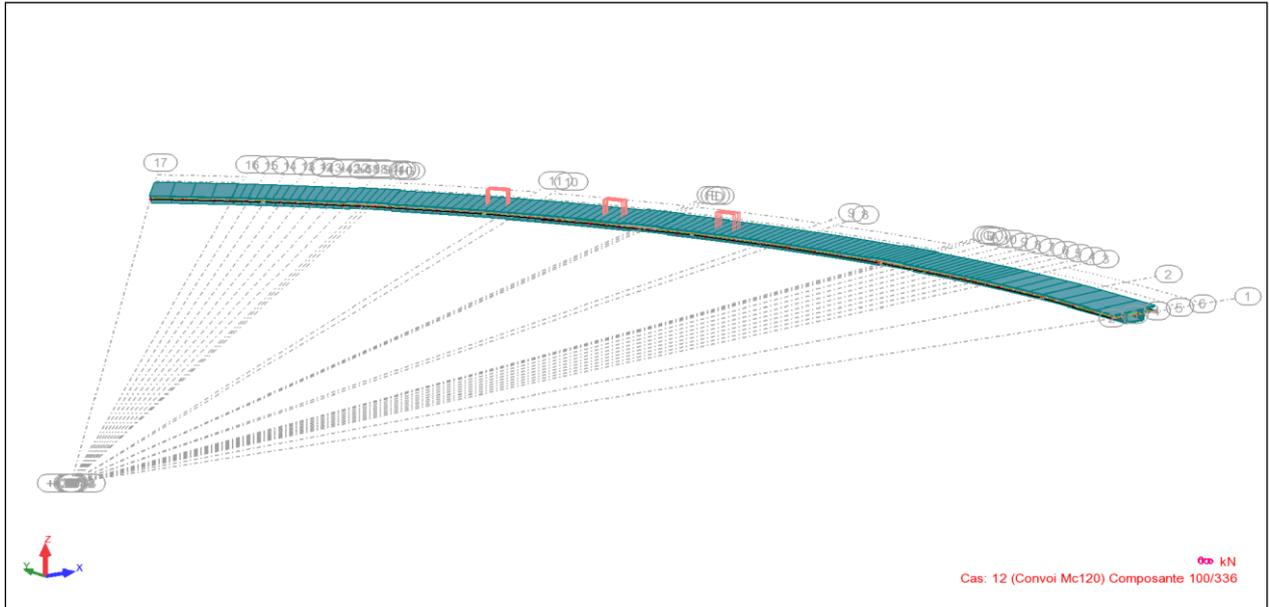


Fig VI-11 modélisation de Convois de type Mc120

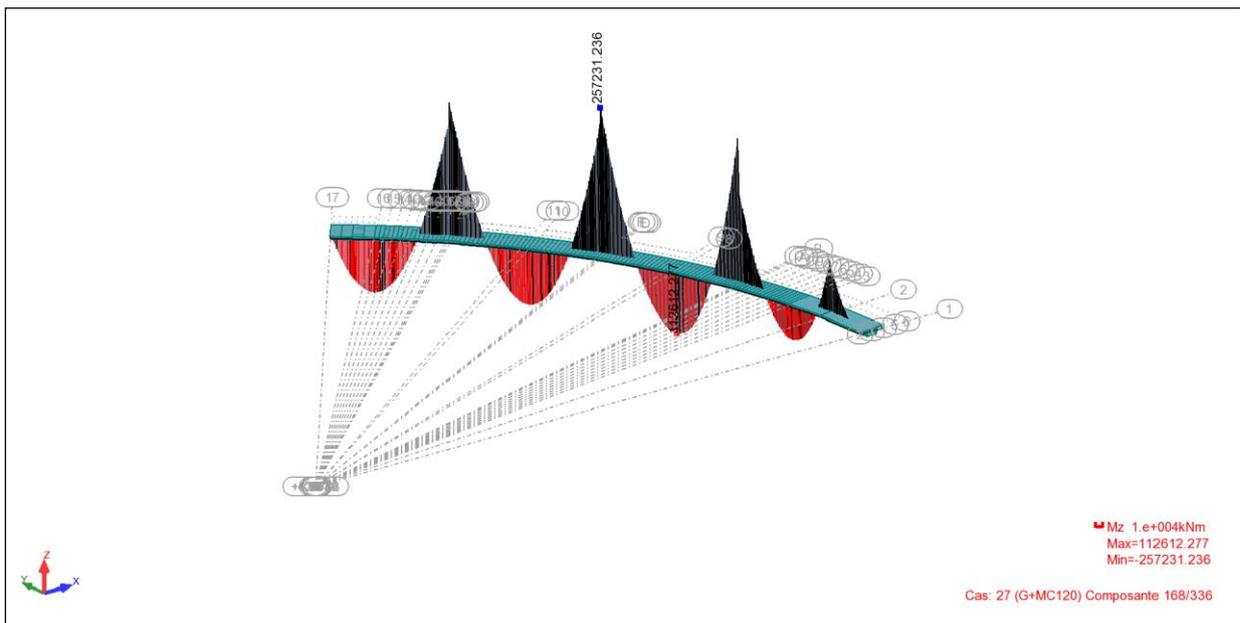


Fig VI-12 le digramme de moment fléchissant résultant de Convois de type Mc120

Les résultats de calculs pour 4 différents travées sont fournées dans le tableau suivant Tableau VI.5

Tableau VI-5 les résultats des moments à chaque section des 5 travée causé par la combinaison $G+MC120+0.5\Delta\theta$

		Travée 2-3	Travée 1	Travée 4	Travée 5
VOUSSOIR	SECTION / pile	Mz (KN/m)			
vp0	sp0	-248637	-225441	-163863	-92257
vp1	sp1	-212610	-191123	-134366	-28810
vp2	sp2	-178829	-159049	-107077	16702
V1	sv1	-147227	-129146	-82038	23477
V2	sv2	-112309	-96305	-54972	0
V3	sv3	-80710	-66207	-30720	
V4	sv4	-53080	-38998	-8971	
V5	sv5	-27609	-13943	17239	
V6	sv6	-4523	13883	32286	
V7	sv7	30140	33895	47016	
V8	sv8	49854	51960	59602	
V9	sv9	67325	67587	69728	
V10	sv10	82670	80977	77492	
V11	sv11	95607	92142	83207	
V12	sv12	106378	101085	86369	
V13	sv13	114470	107509	87126	
V14	sv14	120271	111849	87178	
V15	sv15	123435	113732	85640	
V16	sv16	124659	96753	81719	
Vs17	sv17		77747	61806	
Vs18	sv18		45622	-32996	
Vs19	sv19		0	-92257	

VI.4.3 CABLES DE CONTINUTE INFÉRIEURS

Les câbles de continuité inférieurs sont dimensionnés pour reprendre les moments positifs dus aux charges d'exploitation, au gradient thermique et aux déformations différées du béton. Dans les travées de rive, ils doivent également reprendre le poids des parties construites sur cintre.

Ils sont situés dans le hourdis inférieurs du caisson, près des âmes. Leurs ancrages sont logés dans des bossages situés à la liaison entre les âmes et le hourdis inférieurs.

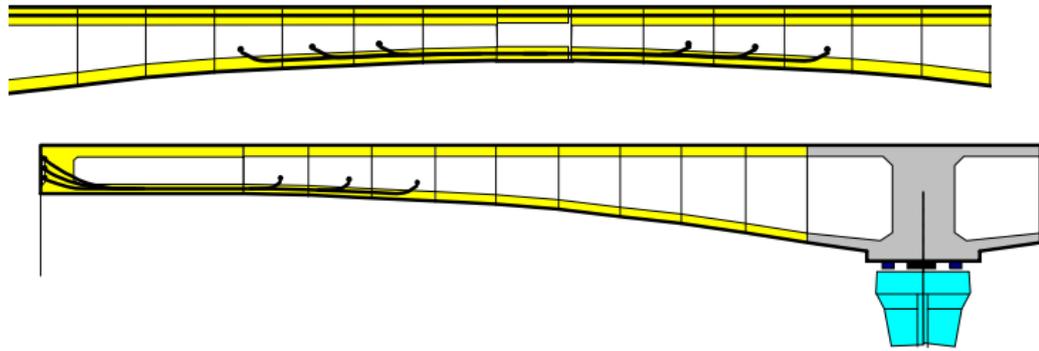


Fig VI-13 Câbles d'éclisse en travée de rive

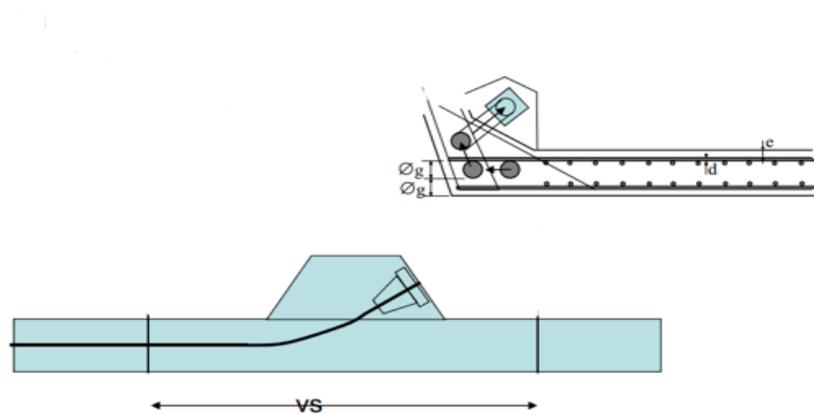


Fig VI-14 Bossage pour l'ancrage des câbles inférieurs

VI.4.3.1 TRAVEES INTERMEDIAIRES (2ET 3)

Les câbles de continuité inférieurs des travées intermédiaires doivent reprendre les moments positifs suivants :

- M_{max} : Moment maximum donné dans le tableau VI.6 ;
- M_{fluage} : Les moments dus au fluage du béton sont calculés manuellement à l'aide de la formule suivante :

$$M_{fluage} = \frac{I}{V_{inf}} \times \sigma^*$$

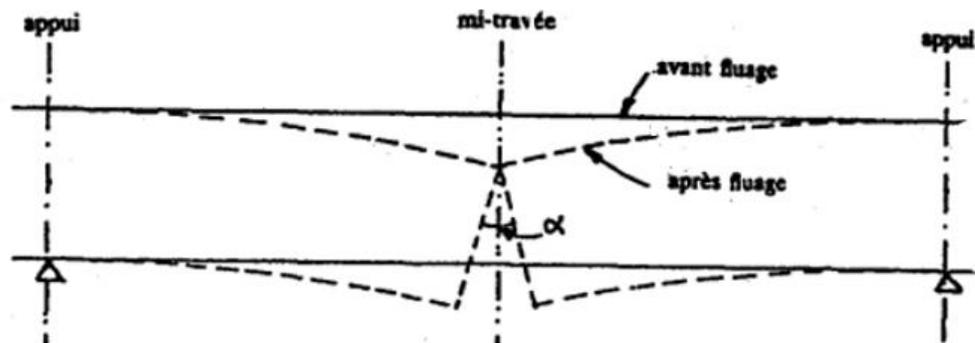


Fig VI-15 Déformation due au fluage en l'absence de continuité

Avec :

- I : inertie du voussoir de clavage.
- V_{inf} : distance du centre de gravité par rapport à la fibre supérieure du voussoir concerné.
- σ^* : a une valeur de 1Mpa pour les voussoir préfabriqués et 1.5Mpa pour les voussoirs coulés en place qui le cas de notre ouvrage
 $\sigma^* = 1.5\text{Mpa}$ [6]

Donc par approximation la formule finale est :

$$M_{fluage} = \sigma^* \times \frac{I}{V_{inf}} = 1500 * \frac{I}{V_{inf}} \text{ KN.m}$$

- $M_{fléau}$: Moment provoquant la même contrainte en fibre inférieure que celle

Provoquée par les câbles de fléau ;

$$M_{fléau} = \frac{I}{V'} \times \frac{P_{fe}}{A} + P_{fe} \times e_{fe} \text{ avec } \begin{cases} P_{fe}: \text{force de précontrainte du aux cable de fléau} \\ e_{fe}: \text{excentricité des cables de fléau} \\ A : \text{sufrc de voussoir} \end{cases}$$

Les résultats des différents moments ainsi que le moment total sont représentés dans le tableau VI.6

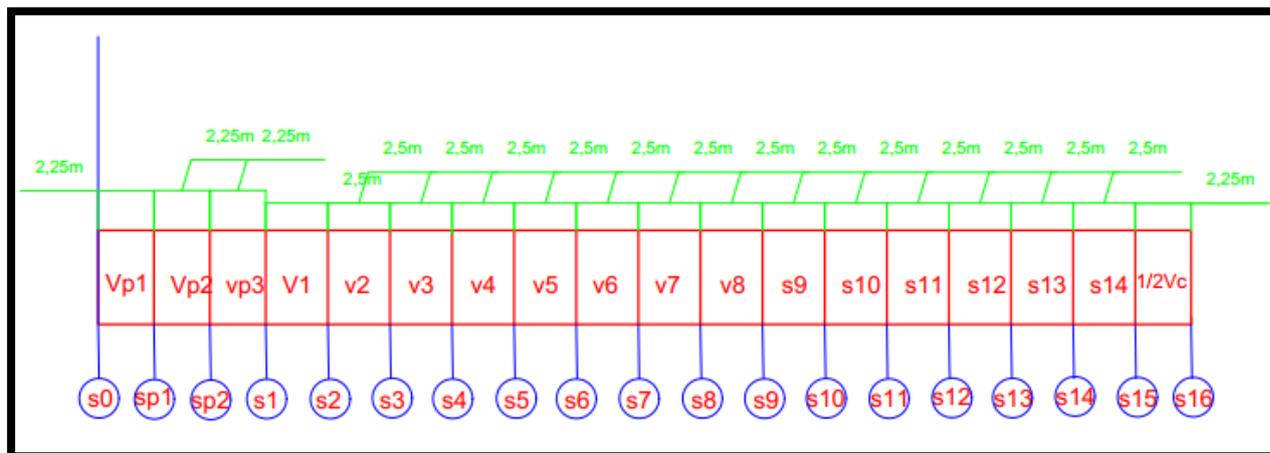


Fig VI-16 Répartition des sections dans une demi travée

Tableau VI-6 Moments fléchissant totaux dans chaque section des travées intermédiaires

Voussoir	Section	M _{fluage} (Kn/m)	M _z (Kn/m)	M _{feleau} (Kn/m)	M _{totale} (Kn/m)
		KN,m	KN,m	KN,m	KN,m
Vp1	Sp0	24478,2	-230642,6	2436,1	-203728,3
Vp2	Sp1	24478,2	-197118,2	2200,3	-170439,7
Vp3	Sp2	24478,2	-165457,1	1964,6	-139014,4
Vs1	Sv1	24478,2	-136166,3	1728,8	-109959,3
Vs2	Sv2	15473,7	-103601,9	8966,9	-79161,2
Vs3	Sv3	15473,7	-73287,5	7621,9	-50191,9
Vs4	Sv4	15473,7	-73287,5	6725,2	-51088,6
Vs5	Sv5	15473,7	-19634,1	5828,5	1668,1
Vs6	Sv6	15473,7	-19634,1	4931,8	771,4
Vs7	Sv7	15473,7	24855,3	4035,1	44364,1
Vs8	Sv8	15473,7	43829,0	3138,4	62441,1
Vs9	Sv9	15473,7	60490,5	2690,1	78654,2
Vs10	Sv10	15473,7	74602,8	2241,7	92318,2
Vs11	Sv11	15473,7	86776,8	1345,0	103595,5
Vs12	Sv12	15473,7	96447,0	896,7	112817,4
Vs13	Sv13	15473,7	104164,4	896,7	120534,8
Vs14	Sv14	15473,7	109567,9	448,3	125489,9
1/2Vsc	Sc15	15473,7	112560,9	448,3	128482,9
1Vsc	Sc16	15473,7	115661,0	0,0	131134,7

VI.4.3.1.1 DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES

Le nombre de câbles est déterminé avec les moments positifs M_{totale} du tableau VI.6 de la même façon que les câbles de fléau, mais en considérant la contrainte normale de traction en fibre inférieure.

Le calcul des contraintes en situation d'exploitation normale pour les ouvrages coulés en place est toujours effectué sur la section non fissurée (Classe II du règlement B.P.E.L 91). On doit vérifier que les contraintes de traction du béton sont limitées aux valeurs $\bar{\sigma}_{bt}$ calculé dans le chapitre V[3].

On aura donc :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{A} + \frac{P * e * v_{inf}}{I} + \frac{M * v_{inf}}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

L'effort P développé par les câbles de continuité inférieurs dans chaque section doit satisfaire la condition suivante :

$$P \geq \frac{\bar{\sigma}_{bt} - \frac{M * v_{inf}}{I}}{\frac{1}{A} + \frac{e * v_{inf}}{I}}$$

On prend un enrobage moyen de 20cm car les câbles sont situés dans le hourdis inférieur donc on prendra une excentricité équivalente à :

$$e = v_{inf} - 0.2 \text{ m}$$

On utilise des câbles 12T15S, ces câbles sont tendus à (0,9× fpeg) et subissent des pertes estimées à 30%. Donc force utile P_{ut} peut donc être estimée a :

$$P_{ut} = (1 - 0.3) \times P_0$$

$$P_{ut} = 1814.4 \text{ KN}$$

- **APPLICATION NUMERIQUE :**

La détermination du nombre de câbles pour une demi-travée intermédiaire au niveau de la section (Sc16) de clavage où le moment positif est maximal ($M_{Sc16} = 131134,7 \text{ KN.m}$). En remplaçant les différents paramètres, on obtient la force de précontrainte :

$$P \geq \frac{-1.41 + \frac{131134.7 * 2.375}{24.5}}{\frac{1}{11.77} + \frac{2.13 * 2.375}{24.5}}$$

$$P \geq 42969,8 \text{ KN}$$

Alors Les câbles nécessaires pour une demi-travée a la section de clavage sont calculé par :

$$N = P_0 / P_{ut}$$

$$N = 42969,8 / 1814,4 = 23,7$$

Donc N= 24 câble de 12T15

Les câbles nécessaires pour une demi-travée dans chaque section sont mentionnés dans le Tableau VI.7.

Tableau VI-7 Détermination du nombre de câbles inferieurs dans chaque section pour les travées intermédiaires

Voussoir	Section	X (m)	V	e	A	I	M	P _{II}	P _{ut}	N	N construction
			(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	KN,m	Kn	Kn		
Vp1	Sp0	0	2,1	1,9	16,7	34,4	-	-71836	1814	-	0
Vp2	Sp1	2,25	2,1	1,9	16,7	34,4	-	-59058	1814	-	0
Vp3	Sp2	4,5	2,1	1,9	16,7	34,4	-	-48171	1814	-	0
Vs1	Sv1	6,75	2,1	1,9	16,7	34,4	-	-38104	1814	-	0
Vs2	Sv2	9,25	2,375	2,2	11,8	24,5	-79161	-25947	1814	-	0
Vs3	Sv3	11,75	2,375	2,2	11,8	24,5	-50192	-16453	1814	-	0
Vs4	Sv4	14,25	2,375	2,2	11,8	24,5	-51089	-16747	1814	-	0
Vs5	Sv5	16,75	2,375	2,2	11,8	24,5	1668	542	1814	0,3	2
Vs6	Sv6	19,25	2,375	2,2	11,8	24,5	771	248	1814	0,1	4
Vs7	Sv7	21,75	2,375	2,2	11,8	24,5	44364	14534	1814	8,0	8
Vs8	Sv8	24,25	2,375	2,2	11,8	24,5	62441	20458	1814	11,3	12
Vs9	Sv9	26,75	2,375	2,2	11,8	24,5	78654	25771	1814	14,2	16
Vs10	Sv10	29,25	2,375	2,2	11,8	24,5	92318	30249	1814	16,7	18
Vs11	Sv11	31,75	2,375	2,2	11,8	24,5	103596	33945	1814	18,7	20
Vs12	Sv12	34,25	2,375	2,2	11,8	24,5	112817	36967	1814	20,4	22
Vs13	Sv13	36,75	2,375	2,2	11,8	24,5	120535	39496	1814	21,8	22
Vs14	Sv14	39,25	2,375	2,2	11,8	24,5	125490	41120	1814	22,7	24
1/2Vsc	Sc15	41,75	2,375	2,2	11,8	24,5	128483	42101	1814	23,2	24
1Vsc	Sc16	44	2,375	2,2	11,8	24,5	131135	42970	1814	23,7	24

VI.4.3.1.2 REPARTITION DES CABLES

La décroissance des moments fléchissant à partir de la section à mi- travée permet

D'arrêter les câbles dans chaque voussoir, comme suit :

Tableau VI-8 Répartition des câbles de continuité inférieurs dans les travées intermédiaires

section	X (m)	N construction	N/Ame	N Arrêté/Ame
Sp0	0	0	0	0
Sp1	2,25	0	0	0
Sp2	4,5	0	0	0
Sv1	6,75	0	0	0
Sv2	9,25	0	0	0
Sv3	11,75	0	0	0
Sv4	14,25	0	0	0
Sv5	16,75	2	1	1
Sv6	19,25	4	2	1
Sv7	21,75	8	4	2
Sv8	24,25	12	6	2
Sv9	26,75	16	8	2
Sv10	29,25	18	9	1
Sv11	31,75	20	10	1
Sv12	34,25	22	11	1
Sv13	36,75	22	11	0
Sv14	39,25	24	12	1
Sc15	41,75	24	12	0
Sc16	44	24	12	0

Et dans les figures suivant on trouve les dispositions géométriques faites à l'aide du logiciel de dessin Auto CAD2018.

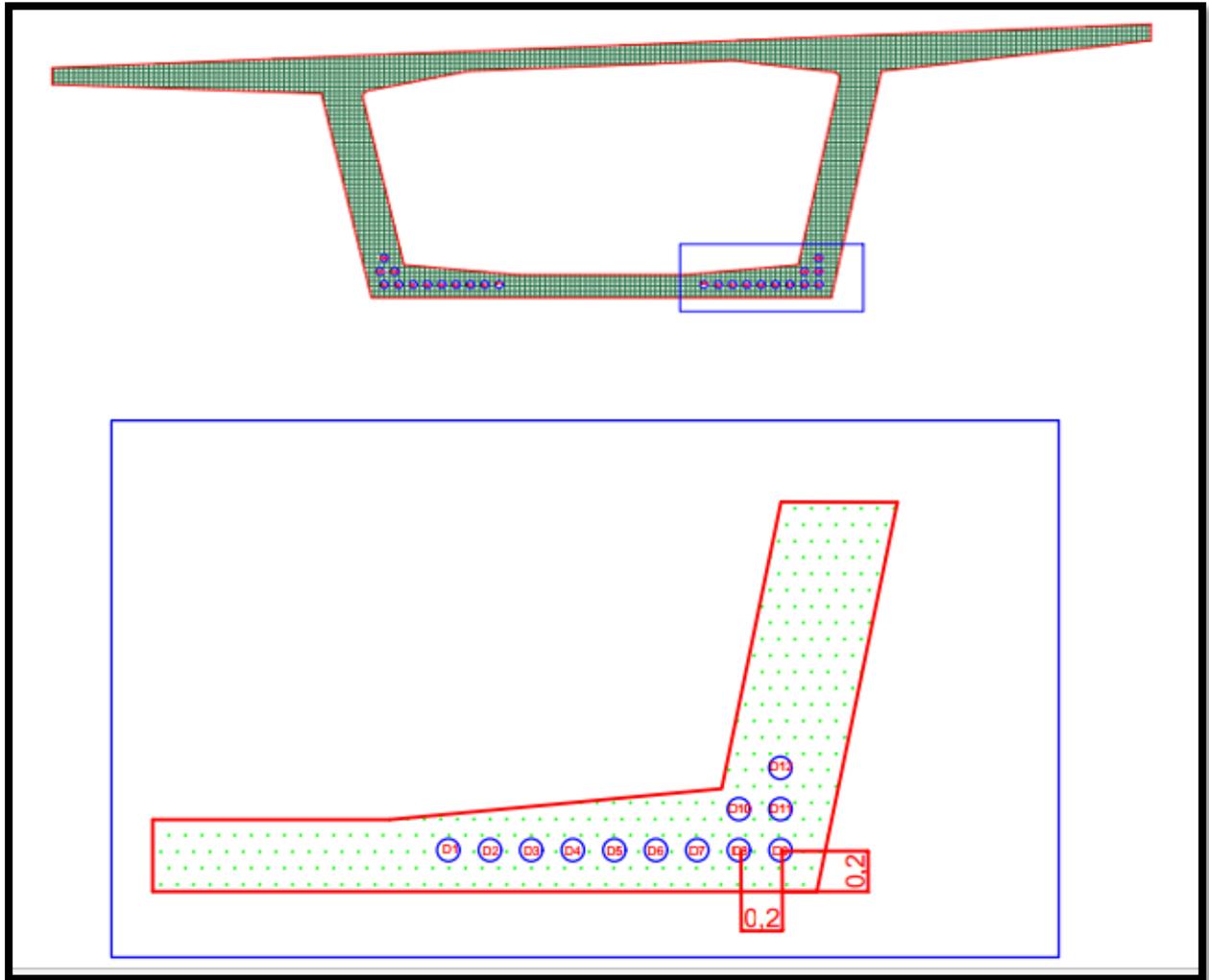


Fig VI-17 Disposition de câbles de continuité de la travée intermédiaire



Fig VI-18 Coupe longitudinale de la disposition des câbles de continuité d'une mi-travée intermédiaires (2et3)

VI.4.3.2 TRAVEES DE RIVE

Pour les travées de rive, la précontrainte de continuité reprend les moments dus aux charges d'exploitation, au poids de la partie construite sur cintre et aux actions complémentaires.

Dans notre cas on distingue trois type de travée de rive :

VI.4.3.2.1 TRAVEE DE RIVE (1)

Comme cette travée (figure VI.13) se termine sur la culée ou elle est simplement appuyé donc les câbles de continuité devront reprendre seulement les moments positifs dus aux charges.

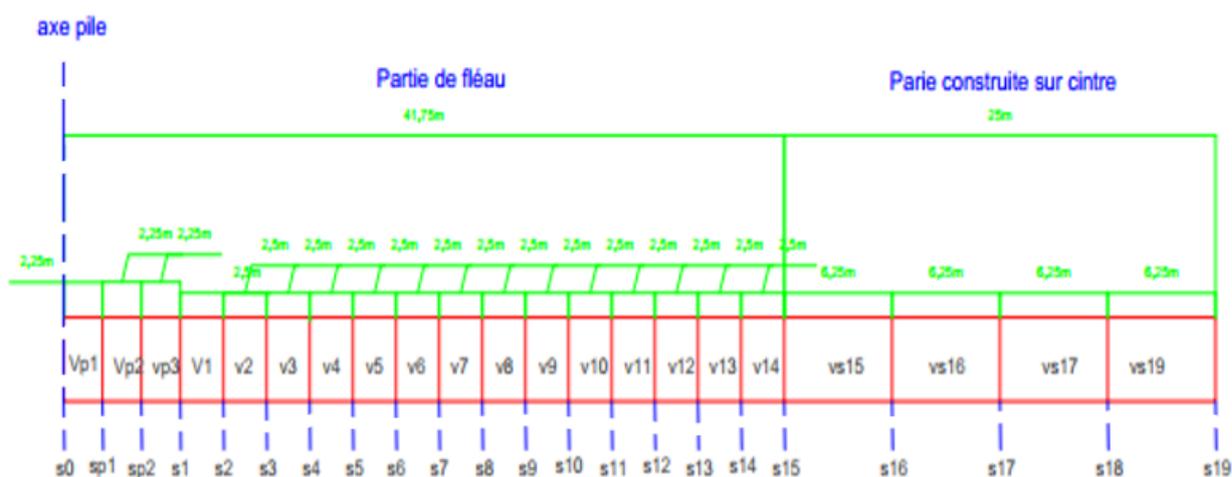


Fig VI-19 Répartition des sections dans la travée (1)

Les résultats des différents moments ainsi que les moments totaux des sections sont représentés dans le tableau VI.9.

Tableau VI-9 Moments fléchissant totaux dans chaque section de la travée (1)

voussoir	section	X (m)	Mfluence	Mz	M feleau	Mtotale
			KN,m			
Vp1	Sp0	0	24478,2	-225441	2436	-198526,4
Vp2	Sp1	2,25	23653,1	-191123	2200	-165269,6
Vp3	Sp2	4,5	22828,0	-159049	1965	-134256,2
Vs1	Sv1	6,75	22002,9	-129146	1729	-105414,3
Vs2	Sv2	9,25	21086,1	-96305	8967	-66251,8
Vs3	Sv3	11,75	20169,3	-66207	7622	-38416,0
Vs4	Sv4	14,25	19252,5	-38998	6725	-13020,4
Vs5	Sv5	16,75	18335,7	-13943	5829	10221,4
Vs6	Sv6	19,25	17418,9	13883	4932	36233,4
Vs7	Sv7	21,75	16502,1	33895	4035	54432,7
Vs8	Sv8	24,25	15585,4	51960	3138	70683,7
Vs9	Sv9	26,75	14668,6	67587	2690	84945,2
Vs10	Sv10	29,25	13751,8	80977	2242	96970,3
Vs11	Sv11	31,75	12835,0	92142	1345	106322,3
Vs12	Sv12	34,25	11918,2	101085	897	113900,2
Vs13	Sv13	36,75	11001,4	107509	897	119406,9
Vs14	Sv14	39,25	10084,6	111849	448	122382,0
Vs15	Sc15	41,75	9167,9	113732	448	123348,1
Vs16	Sc16	48	6875,9	96753	0	103629,1
Vs17	Sc17	54,25	4583,9	77747	0	82331,0
Vs18	Sc18	60,5	2292,0	45622	0	47914,4
Vs18	Sc19	66,75	0,0	0	0	0,0

Dans les travées de rive, le moment correspondant au fluage sera déterminé en interpolant linéairement entre $M_{fluence}=0$ KN.m sur culée et $M_{fluence}= 24478,2$ KN.m sur pile [3]

$$M_{fluence} = M_{fluence-pile} \times \left(1 - \frac{X}{L}\right)$$

On utilise des câbles 12T15S dont la force utile est estimée a $P_{ut}=1814.4$ kN.

La détermination du nombre de câbles dans la travée de rive passe par les mêmes procédés que les câbles de travée intermédiaire, on obtient les résultats dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-10 Détermination du nombre de câbles inférieurs dans chaque section de la travée
(1)

Voussoir	Section	X (m)	V	e	A	I	M	PII	N	N construction
			(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	KN,m	Kn		
Vp1	Sp0	0	2,1	2	17	34	-198526	69986	39	0
Vp2	Sp1	2,25	2,1	2	17	34	-165270	57251	32	0
Vp3	Sp2	4,5	2,1	2	17	34	-134256	46506	26	0
Vs1	Sv1	6,75	2,1	2	17	34	-105414	36514	20	0
Vs2	Sv2	9,25	2,375	2	12	25	-66252	21707	12	0
Vs3	Sv3	11,75	2,375	2	12	25	-38416	12585	7	0
Vs4	Sv4	14,25	2,375	2	12	25	-13020	-4272	-2	2
Vs5	Sv5	16,75	2,375	2	12	25	10221	3345	2	4
Vs6	Sv6	19,25	2,375	2	12	25	36233	11869	7	8
Vs7	Sv7	21,75	2,375	2	12	25	54433	17834	10	10
Vs8	Sv8	24,25	2,375	2	12	25	70684	23159	13	14
Vs9	Sv9	26,75	2,375	2	12	25	84945	27833	15	16
Vs10	Sv10	29,25	2,375	2	12	25	96970	31774	18	18
Vs11	Sv11	31,75	2,375	2	12	25	106322	34838	19	20
Vs12	Sv12	34,25	2,375	2	12	25	113900	37322	21	22
Vs13	Sv13	36,75	2,375	2	12	25	119407	39126	22	22
Vs14	Sv14	39,25	2,375	2	12	25	122382	40101	22	24
1/2Vsc	Sc15	41,75	2,375	2	12	25	123348	40418	22	24
Vss1	Sc16	48	2,375	2	12	25	103629	33956	19	20
Vss2	Sc17	54,25	2,375	2	12	25	82331	26976	15	16
Vss3	Sc18	60,5	2,375	1	12	25	47914	25527	14	16
Vss4	Sc19	66,75	2,375	0	12	25	0	0	0	16

VI.4.3.2.1.1 REPARTITION DES CABLES

La répartition des câbles de continuité inférieurs dans la travée de rive (1) est donnée dans le tableau suivant VI.11.

Tableau VI-11 Répartition des câbles de continuité inférieurs dans la travée de rive (1)

Voussoir	Section	N construction	N / Ame	N arrêté / Ame
Vp1	Sp0	0	0	0
Vp2	Sp1	0	0	0
Vp3	Sp2	0	0	0
Vs1	Sv1	0	0	0
Vs2	Sv2	0	0	0
Vs3	Sv3	0	0	0
Vs4	Sv4	2	1	1
Vs5	Sv5	4	2	1
Vs6	Sv6	8	4	2
Vs7	Sv7	10	5	1
Vs8	Sv8	14	7	2
Vs9	Sv9	16	8	1
Vs10	Sv10	18	9	1
Vs11	Sv11	20	10	1
Vs12	Sv12	22	11	1
Vs13	Sv13	22	11	0
Vs14	Sv14	24	12	1
1/2Vsc	Sc15	24	12	0
Vss1	Sc16	20	10	2
Vss2	Sc17	16	8	2
Vss3	Sc18	16	8	0
Vss4	Sc19	0	0	8

La répartition des câbles géométriquement est faite à l'aide du logiciel Auto CAD2018 dans la figure ci-dessous :

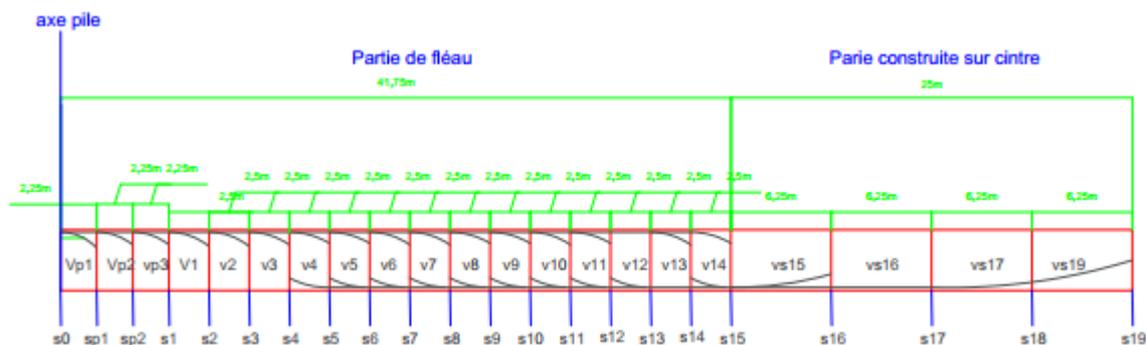


Fig VI-20 Répartition des câbles de continuité inférieurs dans les travées de rive

VI.4.3.2.2 : TRAVÉE DE RIVE (4)

Pour cette travée (figure VI.20) la variation des moments est différente de la précédente puisqu'elle est continue au niveau de son dernier voussoir avec la dernière travée (5) Ce qui engendre au niveau de ce dernier des moments négatifs qui nécessitent un certain nombre de câble dans sa partie supérieure, de plus ils devront reprendre les moments positifs dus aux charges.

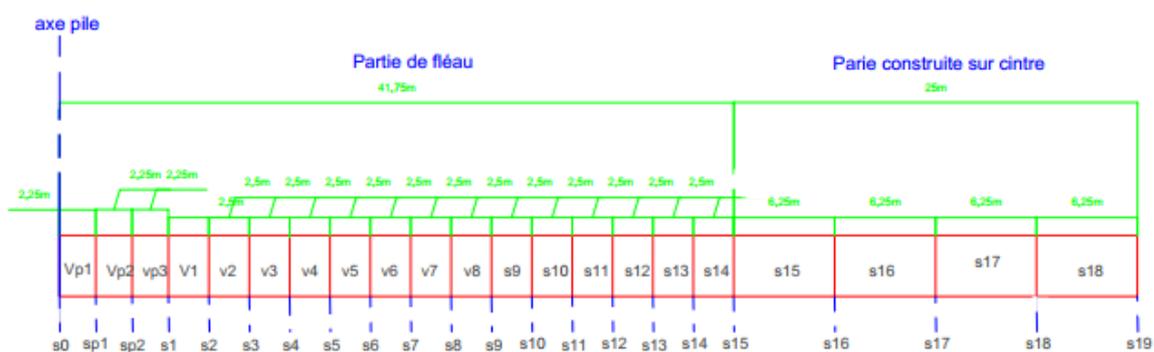


Fig VI-21 Répartition des sections dans la travée (4)

Les résultats des différents moments ainsi que les moments totaux des sections sont représentés dans le tableau suivant (VI.12).

Tableau VI-12 Moments fléchissant totaux dans chaque section de la travée (4)

VOUSSOIR	SECTION	M _{fluage}	M _{fléau}	M _z	M _{totale}
		KN.m			
vp0	sp0	24478	2436	-163863	-139385
vp1	sp1	23653	2200	-134366	-110713
vp2	sp2	22828	1965	-107077	-84249
V1	sv1	22003	1729	-82038	-60035
V2	sv2	21086	8967	-54972	-33886
V3	sv3	20169	7622	-30720	-10551
V4	sv4	19252	6725	-8971	10281
V5	sv5	18336	5829	17239	35574
V6	sv6	17419	4932	32286	49705
V7	sv7	16502	4035	47016	63518
V8	sv8	15585	3138	59602	75187
V9	sv9	14669	2690	69728	84396
V10	sv10	13752	2242	77492	91244
V11	sv11	12835	1345	83207	96042
V12	sv12	11918	897	86369	98287
V13	sv13	11001	897	87126	98127
V14	sv14	10085	448	87178	97262
Vs15	sv15	9168	448	85640	94808
Vs16	sc16	6876	0	81719	88595
Vs17	sc17	4584	0	61806	66390
Vs18	sc18	2292	0	-32996	-30704
Vs19	sc19	0	0	-92257	-92257

VI.4.3.2.2.1 DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES

La détermination du nombre de câbles se calcule comme la travée précédente avec le même type de câbles (12T15s) mais dans les derniers voussoirs on adoptera des excentricités qui vont nous permettre des variations de câblage adéquates. Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-13 Détermination du nombre de câbles inférieurs dans chaque section de la travée (4)

Voussoir	Section	X (m)	e	A	I	M	P _{II}	N	N Construction
			(m)	(m ²)	(m ²)	KN,m	KN		
Vp1	Sp0	0	1,80	16,68	34,4	-136948	-49300	-27	0
Vp2	Sp1	2,25	1,91	16,68	34,4	-108513	-37603	-21	0
Vp3	Sp2	4,5	1,91	16,68	34,4	-82285	-28516	-16	0
V1	Sv1	6,75	1,91	16,68	34,4	-58306	-20209	-11	0
V2	Sv2	9,25	2,18	11,77	24,5	-24919	-8171	-5	0
V3	Sv3	11,75	2,175	11,77	24,5	-2929	-965	-1	2
V4	Sv4	14,25	2,18	11,77	24,5	17006	5568	3	4
V5	Sv5	16,75	2,18	11,77	24,5	41403	13564	7	8
V6	Sv6	19,25	2,18	11,77	24,5	54637	17901	10	10
V7	Sv7	21,75	2,18	11,77	24,5	67553	22133	12	12
V8	Sv8	24,25	2,18	11,77	24,5	78325	25664	14	16
V9	Sv9	26,75	2,18	11,77	24,5	87086	28535	16	16
V10	Sv10	29,25	2,18	11,77	24,5	93486	30632	17	18
V11	Sv11	31,75	2,18	11,77	24,5	97387	31910	18	18
V12	Sv12	34,25	2,18	11,77	24,5	99184	32499	18	18
V13	Sv13	36,75	2,18	11,77	24,5	99024	32447	18	18
V14	Sv14	39,25	2,18	11,77	24,5	97711	32016	18	18
Vs15	Sc15	41,75	2,18	11,77	24,5	95256	31212	17	18
Vs16	Sc16	48	2,18	11,77	24,5	88595	29029	16	16
Vs17	Sc17	54,25	1,50	11,77	24,5	66390	27930	15	16
Vs18	Sc18	60,5	0,10	11,77	24,5	-30704	31429	17	20
Vs19	Sc19	66,75	1,80	11,77	24,5	-92257	34465	19	20

Remarque pour l'excentricité des câbles pour les deux derniers (V_{s18} & V_{s19}) voussoirs est calculée par rapport à la fibre supérieure V_{sup} comme pour les câbles de fléau.

VI.4.3.2.2.2 REPARTITION DES CABLES

La répartition des câbles de continuité dans la travée de rive (4) est donnée dans le tableau VI.14 et la répartition des câbles géométriquement est données dans la figure VI.17

Tableau VI-14 Répartition des câbles de continuité inférieurs dans la travée de rive (4)

Voussoir	Section	X (m)	N construction	N/ Ame	N arrêté / Ame
Vp1	Sp0	0	0	0	0
Vp2	Sp1	2,25	0	0	0
Vp3	Sp2	4,5	0	0	0
V1	Sv1	6,75	0	0	0
V2	Sv2	9,25	0	0	0
V3	Sv3	11,75	2	1	1
V4	Sv4	14,25	4	2	1
V5	Sv5	16,75	8	4	2
V6	Sv6	19,25	10	5	1
V7	Sv7	21,75	12	6	1
V8	Sv8	24,25	16	8	2
V9	Sv9	26,75	16	8	0
V10	Sv10	29,25	18	9	1
V11	Sv11	31,75	18	9	0
V12	Sv12	34,25	18	9	0
V13	Sv13	36,75	18	9	0
V14	Sv14	39,25	18	9	0
Vs15	Sc15	41,75	18	9	0
Vs16	Sc16	48	16	8	1
Vs17	Sc17	54,25	16	8	0
Vs18	Sc18	60,5	20	10	2
Vs19	Sc19	66,75	20	10	0

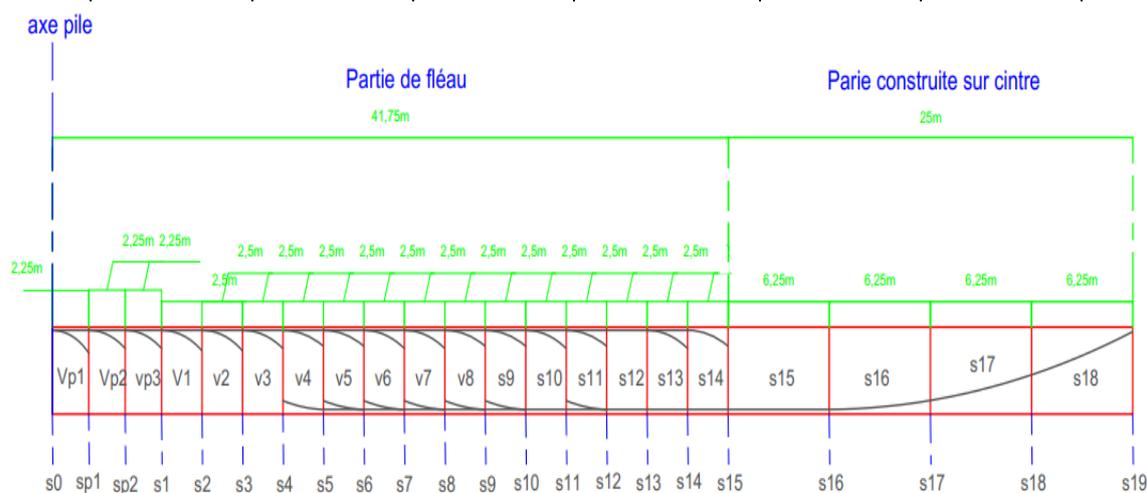


Fig VI-22 Répartition des câbles de continuité dans les travées de rive (4)

VI.4.3.2.3: TRAVÉE DE RIVE (5)

Cette travée (figure VI.18) qui se trouve dans la partie nord du viaduc Gauche est unique dans le projet et différente des autres par son mode de construction. Elle est entièrement coulée en place sur des cintres et posée directement sur des appuis simples ce qui génère par conséquence des sollicitations différentes. Etant reliée à la travée précédente, on obtient le moment de dimensionnement de la section longitudinale. Le premier moment négatif sur la pile de contact avec la travée (4) donnera les câbles de continuité supérieurs et le moment positif servira à dimensionner la partie inférieure de ces câbles.

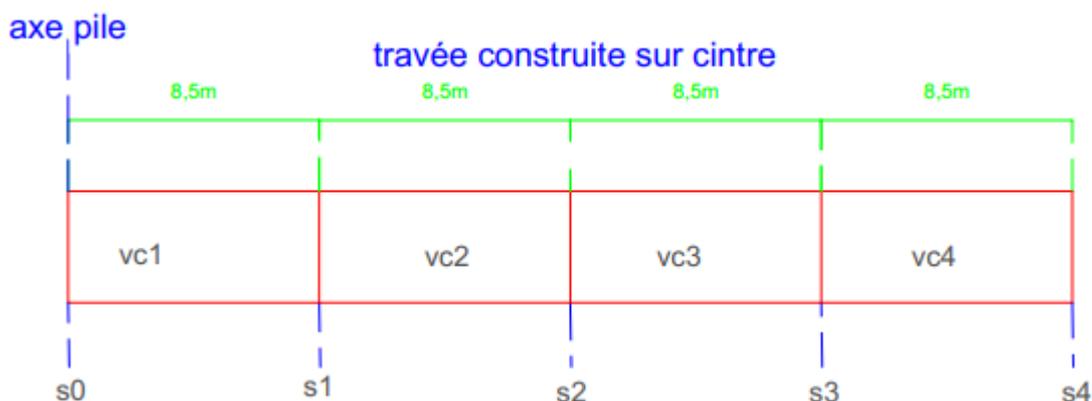


Fig VI-23 Répartition des sections dans la travée (5)

Les résultats des différents moments ainsi que les moments totaux des sections sont représentés dans le tableau suivant.

Tableau VI.15. Moments fléchissant totaux dans chaque section de la travée (5)

VOUSSOIR	SECTION	$G+Mc_{120}+0,5*\Delta\theta$
		Mz
vc1	s0	-92257
vc2	s1	-28810
vc3	s2	16702
vc4	s3	23477
	s4	0

VI.4.3.2.3.1 DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES

La détermination du nombre de câbles dans cette travée est différente d'autre car on va plus avoir la même excentricité et cela pour avoir un nombre adéquat qui permet d'avoir un bon schéma de câblage

Comme la travée précédente on utilise le même type de câbles (12T15s)

Alors on obtient les résultats dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-15 Détermination du nombre de câbles inférieurs dans chaque section de la travée (5)

voussoir	section	X (m)	e (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	M KN,m	PII Kn	N	N construction
V1	S1	4,25	0,08	11,77	24,5	-28809,638	30264,5	16,7	18
V2	S2	8,5	1,00	11,77	24,5	16702,32	8893,3	4,9	6
V3	S3	17	2,00	11,77	24,5	23477,116	8156,8	4,5	6
V4	S4	25,5	0,00	11,77	24,5	0	0	0,0	-

Pour les deux premier section l'excentricité est calculé à partir de fibre supérieur V_{sup}

VI.4.3.2.3.2 REPARTITION DES CABLES

La répartition des câbles de continuité dans la travée de rive (5) est donnée dans le tableau suivant VI.17 et la répartition des câbles géométriquement est donnée dans la figure VI.19

Tableau VI-16 Répartition des câbles de continuité inférieurs dans la travée de rive (5)

voussoir	section	X (m)	N construction	N / Ame	N arrêté / Ame
V0	S0	0	20	10	0
V1	S1	4,25	18	9	1
V2	S2	8,5	6	3	6
V3	S3	17	6	3	0
V4	S4	25,5	-	-	3

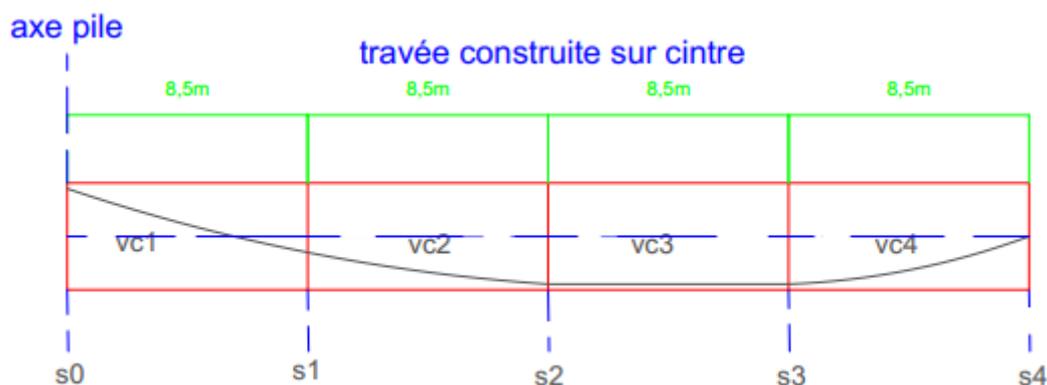


Fig VI-24 Répartition des câbles de continuité dans les travées de rive (5)

VI.5 PERTE DE PRECONTRAINTE

Le dimensionnement d'une section en béton précontraint nécessite la détermination de l'intensité de la force de précontrainte exercée en permanence par le câble. Cette force doit tenir compte des pertes de tension le long du câble qui se traduisent par une diminution de la force de précontrainte.

La réduction de l'intensité de la force le long du câble de précontrainte est liée à plusieurs phénomènes instantanés et différés découlant du comportement des matériaux, du mode de précontrainte et du procédé de mise en tension.

En effet, des phénomènes « instantanés » et des phénomènes différés de pertes de précontrainte découlant du comportement des matériaux, du mode de précontrainte et du procédé de mise en tension se superposent et réduisent l'intensité de la force le long du câble de précontrainte. La précontrainte dans les câbles se stabilisent au bout d'un temps théoriquement infini.

Lors de la mise en tension, les pertes sont dues :

- Aux frottements du câble sur sa gaine ;
- Au tassement des ancrages ;
- A la non-simultanéité des mises en tension des différentes familles de câbles ;

Au cours du temps, s'y ajoutent les effets :

- Du retrait du béton ;
- De relaxation des aciers ;
- Du fluage du béton.

VI.5.1 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 dues au recul d'ancrage ;
- Les pertes de tension dues à la non simultanéité des mises en tension.

VI.5.1.1 . PERTES DE TENSION PAR FROTTEMENT DE L'ARMATURE

Lors de la mise en tension, le câble se plaque contre la génératrice intérieure de la gaine dans les parties courbes de son tracé (le câble tend à se mettre en ligne droite). Le déplacement du câble sous l'action du vérin, produit un frottement entre le câble et la gaine qui réduit la tension dans le câble à partir de son ancrage.

On doit aussi tenir compte des déviations parasites, dans les zones ou la gaine est rectiligne, il n'y a, en théorie, aucun contact entre le câble et sa gaine, donc aucun frottement.

En pratique, une gaine n'est jamais rigoureusement droite, elle présente des festonnages plus ou moins marques selon la qualité de l'exécution [15]



Fig VI-25 Position relative du câble et de la gaine

La tension P d'un câble en un point quelconque de son tracé s'exprime finalement en fonction de la tension à l'ancrage par la formule :

$$P(x) = P_0 * e^{-f*\theta(x)-\varphi*x}$$

$$\sigma(x) = \sigma_0 * e^{-f*\theta(x)-\varphi*x}$$

$$\Delta\sigma(x) = \sigma_0 * (f * \theta(x) - \varphi * x)$$

Avec :

- σ_0 : tension à l'origine, $\sigma_0 = 1440 \text{ MPa}$ ($0.9 f_{peg}$)
- f : coefficient de frottement du câble sur son conduit, $f = 0,20 \text{ rad}^{-1}$
- θ : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x exprimée en radians, la valeur de θ peut être donnée par les formules suivantes :
 - $\theta = \sqrt{(\tan(\alpha))^2 + \tan(\beta)^2}$ Lorsque les déviations sont simultanées
 - $\theta = \alpha + \beta$, lorsque les déviations ne sont pas simultanées

- α et β déviation en élévation et en plan calculés dans le chapitre pr  c  dent

- φ : coefficient de perte de tension par unité de longueur, $\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$;

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

- X : distance de la section considérée au point d'ancrage en mètres.

Les pertes de tension par frottement dans les différentes sections sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-17 Pertes de tension par frottement des câbles de fléau (en MPa)

N° de câble	Sp0	Sp1	Sp2	Sv1	Sv2	Sv3	Sv4	Sv5	Sv6	Sv7	Sv8	Sv9	Sv10	Sv11	Sv12	Sv14	Sc15
B1	106																
B2	152																
B3	152																
C4	158	151															
C5	158	151															
C6	236	231															
C7	241	236	230														
C8	241	236	230														
C9	241	236	230														
A10	274	268	264	258													
A11	274	268	264	258													
A12	280	274	270	264	258												
A13	280	274	270	264	258												
A14	280	274	270	264	258												
C15	286	280	275	270	264	258											
C16	286	280	275	270	264	258											
C17	292	286	281	276	270	264	258										
C18	292	286	281	276	270	264	258										
C19	236	230	226	220	214	208	202	195									
C20	297	291	287	282	276	270	264	258									
A21	275	269	265	259	253	247	241	235	229								
A22	303	297	293	288	282	276	270	264	258								
A23	248	242	238	232	226	220	214	208	202	195							
A24	281	275	270	265	259	253	247	241	235	229							
C25	254	248	244	238	232	226	220	214	208	202	195						
C26	292	287	282	277	271	265	259	253	247	241	235	229					
A27	230	225	219	214	208	201	195	189	183	176	170	164	157				
A28	266	260	256	250	244	238	232	226	220	214	208	202	195				
A29	236	230	225	220	214	208	201	195	189	183	176	170	164	157			
C30	210	203	199	193	187	181	174	168	162	155	149	142	136	129	123		
A31	216	209	196	190	184	178	171	165	159	152	146	139	133	126	120	106	0
$\Sigma\Delta\sigma_{pf}$ /âme	7574	6994	6339	5531	4895	4017	3410	2814	2292	1748	1280	1046	785	413	242	106	0
$\Sigma\Delta\sigma_{pf}$ (Mpa)	15149	13989	12678	11062	9790	8035	6820	5627	4584	3497	2559	2093	1570	825	484	213	0

VI.5.1.2 PERTES DE TENSION DUES AU REcul D'ANCRAGE

Ces pertes correspondent à un glissement des torons dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrage lors de la détention du vérin et du blocage des clavettes. L'effort de traction exercé par le câble bloque par effet de coin les clavettes dans les ancrages. Ce glissement (g) prend des valeurs de 1 à 12 mm suivant la puissance de l'ancrage et le procédé de précontrainte utilisé.

Le déplacement g du câble vers l'intérieur de la gaine est gêné par les forces de frottement avec celle-ci. A une distance λ , la somme des efforts de frottement équilibre la perte de tension due au glissement du câble et il n'y a plus de déplacement de l'armature par rapport à sa gaine. Le tassement d'ancrage ne produit pas de perte de tension au-delà de la section située à l'abscisse λ [6].

La figure suivante représente le diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature, « effet de recul d'ancrage » :

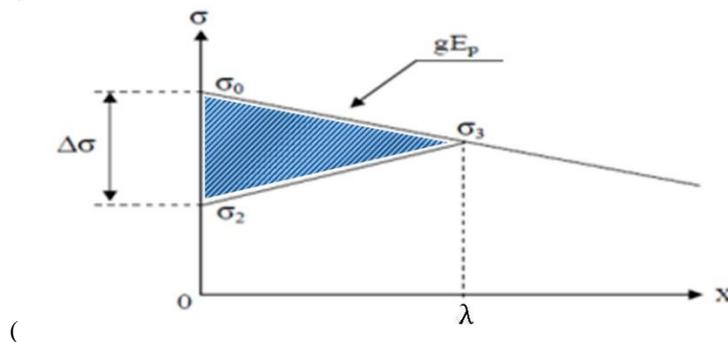


Fig VI-26 Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature.

- E_p : module d'élasticité des câbles de précontrainte, $E_p = 195\ 000\ \text{MPa}$;
- λ = longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage
- L : longueur horizontale du câble ;
- g : glissement à l'ancrage $g = - \int_0^\lambda \frac{\Delta\sigma}{E_p} dx$ [15], pour notre cas on le prend $g = 5\ \text{mm}$;
- σ_0 : Tension à l'origine = 1440 MPa.
- σ_2 : contrainte après recul d'ancrage.
- $\Delta\sigma_0$: la perte de tension.

➤ La longueur d'influence du glissement g est donnée par la formule suivante :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_0 \cdot \psi}} \quad \text{avec} \quad \psi = f \cdot \frac{\theta}{L} + \varphi$$

- Les pertes de tension à l’ancrage sont données par les formules suivantes pour chaque section :

$$\left\{ \begin{array}{l} x < \lambda : \Delta\sigma_a(x) = \Delta\sigma_0 * \frac{(\lambda - x)}{\lambda} \\ x \geq \lambda : \Delta\sigma_a(x) = 0 \end{array} \right. \quad \text{avec } \Delta\sigma_0 = 2 * \sigma_0 * \psi * \lambda$$

Les paramètres de calcul des pertes de tension dues au recul d’ancrage des câbles de fléau sont donnés dans le tableau VI.16

Tableau VI-18 Paramètres de calcul des pertes de tension dues au recul d’ancrage

voussoir	section	N° câble	L(m)	α (rad) élévation	$\psi = (\alpha * f/l) + \Phi$	λ (m)
Vp0	sp1	B1	2,25	0,36	0,03	4,47
		B2	2,25	0,36	0,03	4,47
		B3	2,25	0,36	0,03	4,47
Vp1	sp2	C4	4,50	0,36	0,02	6,14
		C5	4,50	0,36	0,02	6,14
		C6	4,50	0,36	0,02	6,14
Vp2	s1	C7	6,75	0,36	0,01	7,32
		C8	6,75	0,36	0,01	7,32
		C9	6,75	0,36	0,01	7,32
Vs1	s2	A10	9,25	0,39	0,01	8,02
		A11	9,25	0,39	0,01	8,02
Vs2	s3	A12	11,75	0,39	0,01	8,81
		A13	11,75	0,39	0,01	8,81
		A14	11,75	0,39	0,01	8,81
Vs3	s4	C15	14,25	0,39	0,01	9,48
		C16	14,25	0,39	0,01	9,48
Vs4	s5	C17	16,75	0,39	0,01	10,04
		C18	16,75	0,39	0,01	10,04
Vs5	s6	C19	19,25	0,39	0,01	10,53
		C20	19,25	0,39	0,01	10,53
Vs6	s7	A21	21,75	0,39	0,01	10,97
		A22	21,75	0,39	0,01	10,97
Vs7	s8	A23	24,25	0,39	0,01	11,35
		A24	24,25	0,39	0,01	11,35
Vs8	s9	C25	26,75	0,39	0,00	11,69
Vs9	s10	C26	29,25	0,39	0,00	12,00
Vs10	s11	A27	31,75	0,39	0,00	12,28
		A28	31,75	0,39	0,00	12,28
Vs11	s12	A29	34,25	0,39	0,00	12,54
Vs13	s14	C30	39,25	0,39	0,004	12,99
Vs15	s15	A31	41,75	0,39	0,00	13,23

Les pertes dues au recul d’ancrage dans les différentes sections sont données dans le tableau suivant :

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VI-19 Pertes dues au recul d'ancrage des câbles de fléau (en MPa)

N° câble	Sp0	Sp1	Sp2	Sv1	Sv2	Sv3	Sv4	Sv5	Sv6	Sv7	Sv8	Sv9	Sv10	Sv11	Sv12	Sv14	Sv15
B1	217	436	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
B2	217	436	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
B3	217	436	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C4	85	201	317	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C5	85	201	317	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C6	85	201	317	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C7	21	103	184	266	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C8	21	103	184	266	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C9	21	103	184	266	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
A10	0	31	99	167	243	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
A11	0	31	99	167	243	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
A12	0		39	96	159	221	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
A13	0		39	96	159	221	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
A14	0		39	96	159	221	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C15	0			43	97	151	206	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C16	0			43	97	151	206	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C17	0				49	97	146	194	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C18	0				49	97	146	194	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C19	0				9	53	97	141	185	0	0	0	0	0	0	0	0
C20	0				9	53	97	141	185	0	0	0	0	0	0	0	0
A21	0					16	56	97	137	178	0	0	0	0	0	0	0
A22	0					16	56	97	137	178	0	0	0	0	0	0	0
A23	0						20	58	96	134	172	0	0	0	0	0	0
A24	0						20	58	96	134	172	0	0	0	0	0	0
C25	0							24	60	95	131	167	0	0	0	0	0
C26	0								27	61	95	129	162	0	0	0	0
A27	0									30	62	94	126	159	0	0	0
A28	0									30	62	94	126	159	0	0	0
A29	0										32	62	93	124	155	0	0
C30	0											6	35	63	92	150	0
A31	0												8	36	64	120	147
$\Sigma\Delta\sigma_g/2$	967	2282	1822	1507	1274	1300	1051	1005	924	839	725	552	552	541	312	270	147
$\Sigma\Delta\sigma_g$	1934	4564	3643	3014	2547	2600	2102	2010	1848	1678	1449	1104	1103	1083	623	539	295

VI.5.1.3 PERTES DE NON SIMULTANÉITÉ DES MISES EN TENSION

De plus, pour des raisons technologiques, certains ouvrages sont construits phase par phase, ce qui implique des mises en tension successives (ponts en encorbellements, par exemple).

Le fait de ne pas tendre en même temps tous les câbles d'une même poutre provoque une perte de tension. En effet, une fois le premier câble tendu et ancré, la mise en tension du deuxième câble provoque un raccourcissement du béton. Le premier câble mis en tension subit la même déformation, ce qui provoque une baisse de sa tension. Si la poutre comporte (n) câbles, le premier câble subit l'effet des (n-1) câbles suivants et ainsi de suite. Seul le dernier câble ne subit pas ce type de perte [6].

La valeur moyenne des pertes dues au recul d'ancrage par câble s'exprime par la formule suivante [Cours ENP Béton Précontraint] :

$$\Delta\sigma_{ns} = \frac{n-1}{2*n} * E_p * \frac{\sigma_{b(x)}}{E_{bi}} (*)$$

En pratique, on utilise souvent la formule ci-dessous, en remplaçant $\frac{n-1}{n}$ par 1. Cette formulation est évidemment approchée, elle revient à évaluer la perte par excès.

Bien que relativement grossier, cette approximation n'a que peu d'importance dans la pratique car $\Delta\sigma_{ns}$ est toujours petit.

Alors la formule (*) devine

$$\Delta\sigma_s = \frac{1}{2} * E_p * \frac{\sigma_{b(x)}}{E_{bi}} \text{ Avec}$$

$$\frac{E_p}{E_{bi}} = \frac{195000}{39125.8} = 5$$

- E_p : module d'élasticité des câbles de précontrainte, $E_p = 190\,000$ MPa ;
- E_{bi} : module de déformation instantané du béton ;
- σ_b : contrainte de compression dans le béton au niveau des câbles suite à la mise en tension supposée simultanée des n câbles.

La contrainte dans le béton, au niveau des câbles, vaut :

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{(P * e) * e}{I} + \frac{M_G * e}{I}$$

- M_G : moment sous poids propre ;
- P : force de précontrainte prenant en compte toutes les pertes de précontrainte ;
- e : excentricité moyenne des câbles par rapport au centre de gravité ;
- I : moment d'inertie de la section.

Les pertes dues à la non simultanée des mises en tension dans les différentes sections sont données dans le tableau ci-après :

Tableau VI-20 Pertes dues à la non simultanée des mises en tension des câbles de fléau

vousoir	section	N réelle	$\Delta\sigma_{pf} + \Delta\sigma_G$ (Mpa)	MG (MN,m)	P- Δ P (MN)	σ_G (Mpa)	e (m)	$\Delta\sigma_s$ (Mpa)	$\Delta\sigma_s$ %
Vp1	Sp0	62	17004	317	171	4,04	1,8	626	0,70
Vp2	Sp1	62	18461	285	169	2,07	1,5	321	0,36
Vp3	Sp2	56	16247	257	154	2,10	1,5	293	0,33
Vs1	Sv1	50	14015	232	138	1,77	1,5	221	0,25
Vs2	Sv2	44	12277	200	122	0,70	1,3	0	0,00
Vs3	Sv3	40	10578	174	112	1,74	1,3	174	0,19
Vs4	Sv4	34	8873	149	95	0,48	1,2	41	0,05
Vs5	Sv5	30	7595	127	84	1,05	1,2	79	0,09
Vs6	Sv6	26	6396	106	73	1,40	1,2	91	0,10
Vs7	Sv7	22	5140	87	63	2,19	1,3	121	0,14
Vs8	Sv8	18	3979	70	52	2,05	1,3	92	0,10
Vs9	Sv9	14	3172	54	40	1,16	1,2	41	0,05
Vs10	Sv10	12	2649	41	34	1,54	1,2	46	0,05
Vs11	Sv11	10	1888	29	30	1,97	1,2	49	0,06
Vs12	Sv12	6	1096	19	18	1,25	1,3	19	0,02
Vs14	Sv14	4	744	5	12	1,40	1,2	14	0,02
1/2Vsc	S15	2	291	1	6	0,93	1,3	5	0,01

Donc les pertes instantanées sont données par la formule suivante

$$\Delta\sigma_{int} = \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{pf} + \Delta\sigma_s$$

Les valeurs dans les différentes sections sont données dans le tableau suivant

Tableau VI-21 Pertes instantanées des câbles de fléau

Voussoir	Section	N réelle	$\Delta\sigma_{ns}$ (Mpa)	$\Delta\sigma_g$ (Mpa)	$\Delta\sigma_f$ (Mpa)	$\Sigma\Delta\sigma_{int}$	$\Sigma\%$
Vp1	Sp0	62	626	1934	15148,6	17708,5	20
Vp2	Sp1	62	321	4564	13988,9	18874	21
Vp3	Sp2	56	293	3643	12678,5	16615	21
Vs1	Sv1	50	221	3014	11062,0	14297	20
Vs2	Sv2	44	0	2547	9789,8	12337	19
Vs3	Sv3	40	174	2600	8034,9	10808	19
Vs4	Sv4	34	41	2102	6819,6	8963	18
Vs5	Sv5	30	79	2010	5627,2	7716	18
Vs6	Sv6	26	91	1848	4584,1	6523	17
Vs7	Sv7	22	121	1678	3496,7	5295	17
Vs8	Sv8	18	92	1449	2559,3	4101	16
Vs9	Sv9	14	41	1104	2092,6	3237	16
Vs10	Sv10	12	46	1103	1570,0	2719	16
Vs11	Sv11	10	49	1083	825,4	1957	14
Vs12	Sv12	6	19	623	484,5	1127	13
Vs14	Sv14	4	14	539	212,8	766	13
1/2Vsc	S15	2	5	295	0,0	299	10
						Max $\Sigma\Delta\sigma_{int}$	21

VI.5.2 PERTES DE TENSION DIFFEREES

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

- Les pertes de tension dues au retrait du béton ;
- Les pertes de tension dues au fluage du béton ;
- Les pertes de tension dues à la relaxation des aciers.

VI.5.2.1 PERTES DE TENSION DUE AU RETRAIT DU BETON

Le retrait est un raccourcissement graduel du béton au cours de son durcissement. Il est dû principalement à une évaporation de l'eau 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...

Soit ϵ_r le raccourcissement dû au retrait qui s'effectue après la mise en tension. Les câbles de précontrainte, solidaires du béton, subissent le même raccourcissement que celui-ci, il s'ensuit une perte de tension qui a pour expression :

$$\Delta\sigma_R = \epsilon_r \times E_p$$

- E_p : module d'élasticité d'armature de précontrainte, $E_p=195\ 000$ MPa ;
- ϵ_r : retrait final du béton, sa valeur forfaitaire pour les régions tempérées est de 2×10^{-4}

On aura :

$$\Delta\sigma_r = 2 \times 10^{-4} \times 1.95 \times 10^5 = 39 \text{ Mpa} \text{ Par câble}$$

Les pertes dues au retrait dans les différentes sections sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI-22 Pertes dues au retrait

Section	Sp0	Sp1	Sp2	Sv1	Sv2	Sv3	Sv4	Sv5	Sv6	Sv7	Sv8	Sv9	Sv10	Sv11	Sv12	Sv14	Sv15
N° câble	62	62	56	50	44	40	34	30	26	22	18	14	12	10	6	4	2
$\Delta\sigma_g$ (Mpa)	2356	2356	2128	1900	1672	1520	1292	1140	988	836	684	532	456	380	228	152	76
(%)	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6

VI.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES EN PHASE DE CONSTRUCTION

L'application des efforts de la précontrainte, associés aux moments dus au poids propre et aux surcharges extérieures engendre des contraintes de compression et de traction dans les fibres extrêmes. 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 :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{A} - \frac{M \times V_{sup}}{I} + \frac{P \times e \times V_{sup}}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{A} + \frac{M \times V_{inf}}{I} - \frac{P \times e \times V_{inf}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

- 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 ;
- A : Section transversale du voussoir ;
- M : Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges appliquées ;
- V_{inf} : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure ;
- V_{sup} : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure ;
- $\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte admissible de traction ;
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression.

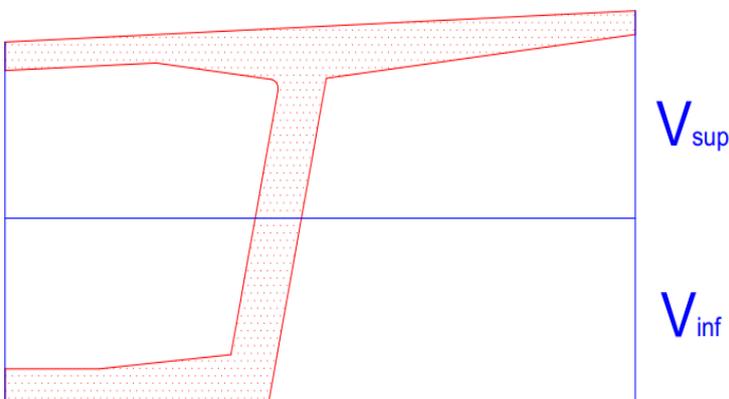
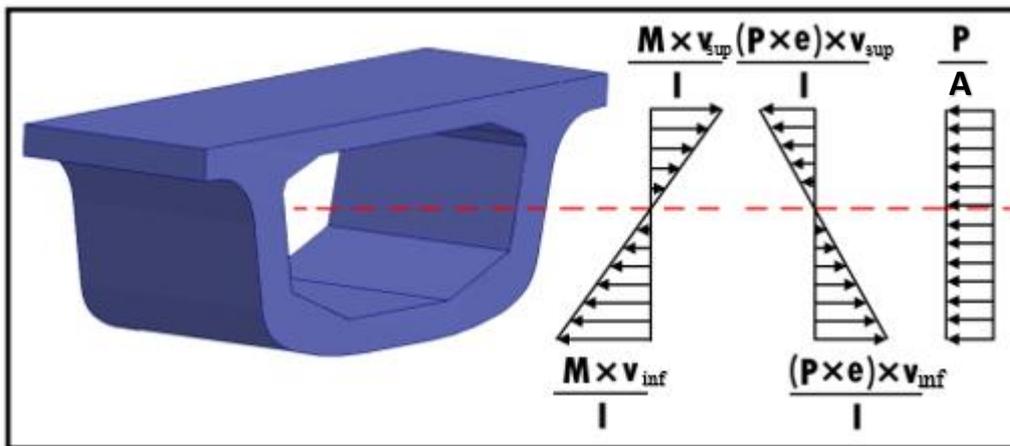


Fig VI-27 Schéma de contraintes dues aux efforts appliqués sur la section transversale

VI.6.1 LES CONTRAINTES ADMISSIBLES

- La contrainte maximale de compression sur le béton ne doit pas dépasser $0,6f_{c28}$ sous combinaisons d'actions rares, des combinaisons fréquentes et en construction :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 * 45 = 27 \text{ Mpa}$$

- La valeur de la contrainte admissible de traction (partie VI.3.2.2.) :

$$\bar{\sigma}_{bt} = -1.41 \text{ Mpa}$$

VI.6.2 VERIFICATION DES CONTRAINTES

On calcule les valeurs des contraintes sur les fibres supérieures et inférieures des voussoirs pour chaque section sous le moment dû au poids propre et aux surcharges de chantier, (M_{total}).

Les résultats des vérifications en phase de construction sont donnés dans les deux tableaux suivants et les détails du calcul sont donnés dans l'annexe B :

Tableau VI-23 Vérification des contraintes supérieures du demi-fléau

Voussoir	Section	X (m)	N construction	p	$\Delta\sigma$	Δp	p	M Total (KN.m)	P/A	MV ^{sup} /I	PeV ^{sup} /I	σ_{sup}
				MN	Mpa	MN	MN		Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
Vp1	Sp0	0	62	161	26331	47	113	317332	7	19	12,0	0,1
Vp2	Sp1	2,25	62	161	26633	48	113	284755	7	17	9,9	0,0
Vp3	Sp2	4,5	56	145	22802	41	104	257100	6	15	9,2	0,3
V1	Sv1	6,75	50	130	19413	35	95	231572	6	14	8,3	0,4
V2	Sv2	9,25	44	114	16058	29	85	200450	7	14	8,1	1,0
V3	Sv3	11,75	40	104	14560	26	77	173983	7	12	7,4	1,5
V4	Sv4	14,25	34	88	11463	21	67	149374	6	11	6,0	1,0
V5	Sv5	16,75	30	78	10027	18	60	126623	5	9	5,3	1,3
V6	Sv6	19,25	26	67	8547	15	52	105730	4	8	4,6	1,4
V7	Sv7	21,75	22	57	7144	13	44	86696	4	6	4,2	1,7
V8	Sv8	24,25	18	47	5519	10	37	69520	3	5	3,5	1,6
V9	Sv9	26,75	14	36	4129	7	29	54202	2	4	2,5	1,1
V10	Sv10	29,25	12	31	3515	6	25	40742	2	3	2,2	1,4
V11	Sv11	31,75	10	26	2659	5	21	29140	2	2	1,9	1,6
V12	Sv12	34,25	6	16	1470	3	13	19397	1	1	1,2	0,9
V13	Sv13	36,75	4	10	1232	2	8	11511	1	1	0,7	0,6
V14	Sv14	39,25	4	10	994	2	9	5484	1	0	0,8	1,1
Vs15	Sc15	41,75	2	5	401	1	4	1315	0	0	0,4	0,7

Tableau VI-24 Vérification des contraintes inférieures du demi-fléau

voussoir	section	X (m)	N construction	p	$\Delta\sigma$	Δp	p	M _{Total} (KN,m)	P/A	(M V _{inf}) /I	(PeV _{inf}) /I	σ_{inf}
				MN	Mpa	MN	MN		Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
Vp1	Sp0	0	62	161	26331	47	113	317332	7	16	10,6	12,5
Vp2	Sp1	2,25	62	161	26633	48	113	284755	7	15	8,8	10,4
Vp3	Sp2	4,5	56	145	22802	41	104	257100	6	13	8,1	9,6
V1	Sv1	6,75	50	130	19413	35	95	231572	6	12	7,3	8,7
V2	Sv2	9,25	44	114	16058	29	85	200450	7	17	9,4	11,0
V3	Sv3	11,75	40	104	14560	26	77	173983	7	14	8,6	10,0
V4	Sv4	14,25	34	88	11463	21	67	149374	6	12	6,9	8,0
V5	Sv5	16,75	30	78	10027	18	60	126623	5	11	6,1	7,1
V6	Sv6	19,25	26	67	8547	15	52	105730	4	9	5,3	6,2
V7	Sv7	21,75	22	57	7144	13	44	86696	4	7	4,9	5,7
V8	Sv8	24,25	18	47	5519	10	37	69520	3	6	4,1	4,7
V9	Sv9	26,75	14	36	4129	7	29	54202	2	5	3,0	3,4
V10	Sv10	29,25	12	31	3515	6	25	40742	2	3	2,5	2,9
V11	Sv11	31,75	10	26	2659	5	21	29140	2	2	2,2	2,5
V12	Sv12	34,25	6	16	1470	3	13	19397	1	2	1,4	1,7
V13	Sv13	36,75	4	10	1232	2	8	11511	1	1	0,8	1,0
V14	Sv14	39,25	4	10	994	2	9	5484	1	0	0,9	1,1
Vs15	Sc15	41,75	2	5	401	1	4	1315	0	0	0,5	0,6

On constate que la contrainte maximale dans le béton est satisfaite (12.5 Mpa pour 27 MPa admissible) et qu'il n'y a pas de traction dans le béton pour toutes les sections

VI.7 CONCLUSION :

L'étude de la précontrainte nous a permis de déterminer le nombre de câbles de fléau estimés à 62 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 intérieurs ils reprennent les moments dus au fluage et au gradient thermique en cours de construction, par contre les câbles de continuité extérieurs 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 30% 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 29.8%.

Les efforts de précontraintes engendrent des contraintes de traction et de compression 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.

VII.1 INTRODUCTION :

La justification du tablier sous les sollicitations tangentes consiste à vérifier :

- D'une part, que les contraintes de cisaillement sont admissibles en tout point de manière à réduire la probabilité de fissuration ;
- D'autre part, que les armatures passives destinées à reprendre les efforts dus à la concomitance de la flexion et de l'effort tranchant, sont convenablement disposés et dimensionnés vis-à-vis des exigences réglementaires.

Il convient donc de ne pas se limiter à la seule situation définitive mais, au contraire, de vérifier toutes les phases importantes depuis la construction jusqu'au service. [3]

On effectue les vérifications à l'effort tranchant pour les phases :

- De construction du fléau avec les déséquilibres (le voussoir sur pile étant encastré, dissymétrie de bétonnage, chute d'équipage mobile) ;
- D'exploitation :
 - ✓ A vide (juste après les clavages) ;
 - ✓ En charge (efforts maximaux).

VII.2 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS:

Les calculs des efforts tranchants pour les trois phases seront effectués sur les différentes sections du tablier sont illustrées ci-après :

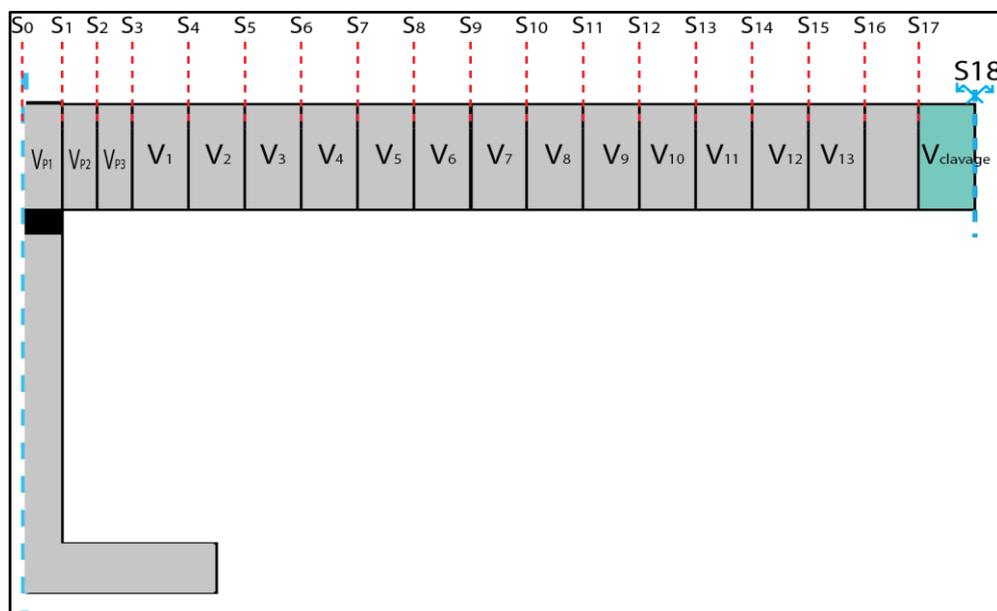


Fig VII-1 Section à considérer

VII.2.1 **EN CONSTRUCTION :**

Tableau VII-1 Efforts tranchants en construction

Section	X	V_{Totale}
	(m)	(KN)
S18	0	0.000
S17	2,25	1294.620
S16	4,5	2037.005
S15	6,75	2779.390
S14	9,25	3521.775
S13	11,75	4264.159
S12	14,25	5006.544
S11	16,75	5748.929
S10	19,25	6491.314
S9	21,75	7233.699
S8	24,25	7976.084
S7	26,75	8718.469
S6	29,25	9460.854
S5	31,75	10203.239
S4	34,25	10945.624
S3	36,75	11687.282
S2	39,25	12631.707
S1	41,75	13576.133
S0	44,00	14520.558

VII.2.2 **EN EXPLOITATION:**

L'enveloppe des diagrammes de l'effort tranchant $V(x)$, sous l'effet des différents chargements (poids propre, charges permanentes, charges d'exploitation, etc.) est donnée par le logiciel Robot Structural Analysis.

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII-2 Efforts tranchants en exploitation

Section	X	V a vide	V en charge
	(m)	(KN)	(KN)
S18	0	142.977	323.506
S17	2,25	910.004	1088.235
SS16	4,5	1827.603	2002.731
S15	6,75	2709.898	2883.373
S14	9,25	3644.540	3815.604
S13	11,75	4504.427	4674.169
S12	14,25	5405.759	5579.852
S11	16,75	6322.384	6512.821
S10	19,25	7212.705	7495.521
S9	21,75	8114.014	8755.034
S8	24,25	8980.161	9981.388
S7	26,75	9906.899	11153.429
S6	29,25	10829.232	12103.979
S5	31,75	11702.298	12979.722
S4	34,25	12629.451	13906.651
S3	36,75	13508.257	14785.778
S2	39,25	14451.648	15728.289
S1	41,75	15481.818	16757.173
S0	44,00	16459.997	17735.451

VII.2.3 FORCE DE PRECONTRAINTE:

L'action P du câble de précontrainte sur la section peut se décomposer en deux forces, l'une N normale à la section, l'autre V_P située dans le plan de la section et dirigée vers le bas.

$$N = P \times \cos(\alpha) \approx P$$

$$V_P = P \times \sin(\alpha)$$

$N > 0$ est une compression, c'est l'effort normal de précontrainte. Compte tenu de l'inclinaison du câble sur la (figure VII.2), $V_P > 0$. V_P représente l'effort tranchant de précontrainte.

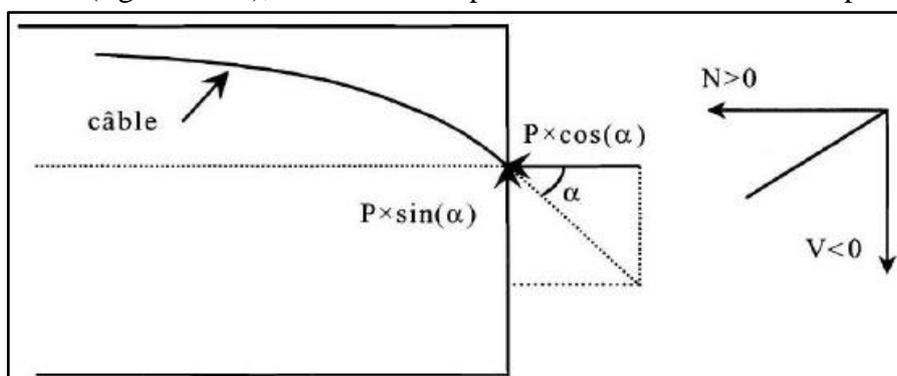


Fig VII-2 Effort Tranchant

VII.2.4 EFFORT TRANCHANT:

L'effort tranchant total $V(x)$ dans une section est donné par :

$$V(x) = V_G(x) + V_Q(x) - V_P(x)$$

- $V_G(x)$: effort tranchant dû aux charges permanentes ;
- $V_Q(x)$: effort tranchant dû aux charges variables ;
- $V_P(x)$: effort tranchant dû à la précontrainte.

En fonction du signe de $\sin(\alpha)$, l'effort tranchant de précontrainte peut donc être favorable ou défavorable selon qu'il se cumule ou se retranche à celui dû aux forces extérieures. Dans la majorité des cas, il se retranche en valeur absolue et l'effort tranchant total obtenu est appelé « effort tranchant réduit ».

VII.3 CISAILLEMENTS:

Les déformations dues aux contraintes de cisaillement sont très petites (négligeables devant celles qui résultent des contraintes normales), cette particularité a deux conséquences importantes pour la sécurité :

- Une rupture par cisaillement ne prévient pas et présente un caractère fragile;
- Dans un système hyperstatique, il n'y a pas de redistribution d'efforts comparable à celle que l'on observe avec les moments fléchissant (il n'y a pas de « rotule » plastique à l'effort tranchant).

C'est pourquoi il y a lieu d'être très prudent dans le dimensionnement des structures vis-à-vis de l'effort tranchant.

VII.3.1 CALCUL DES CONTRAINTES:

Pour un ouvrage classique à deux âmes le cisaillement d'effort tranchant τ s'écrit comme suit :

$$\tau(t) = \frac{V_{red} \times S(y)}{I \times b_n} \quad \text{Avec :}$$

- $\tau(y)$: contrainte de cisaillement le long d'un axe y ;
- V_{red} : effort tranchant réduit appliqué à la section ;
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe horizontal de la section ;
- $S(y)$: moment statique calculé par rapport à l'axe G de la partie de la section située au-dessus ou au-dessous de l'axe y ;
- b_n : largeur nette de la section de l'âme. [3]

Remarque : (I/S) est prise égale à $(0,8 \times h)$ où h représente la hauteur du caisson. L'expression de la contrainte de cisaillement devient : $\tau(t) = \frac{V_{red}}{0,8 h \times b_n}$

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT

Tableau VII-3 Vérification de l'effort tranchant en construction

Section	X	V_{total}	$VP(x)$	$V_{réd}$	τ	τ_1	τ_2	
	(m)	(MN)	(MN)	(MN)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
S18	0	0.000	0.000	0.000	0.000	2.087	3.615	Véifié
S17	2.25	1.295	0.690	0.605	0.362	2.103	3.621	
S16	4.5	2.037	0.690	1.347	0.806	2.103	3.640	
S15	6.75	2.779	1.379	1.400	0.837	2.119	3.667	
S14	9.25	4.000	1.379	2.621	1.567	2.119	3.701	
S13	11.75	4.264	1.379	2.885	1.725	2.119	3.743	
S12	14.25	5.007	3.448	1.558	0.932	2.167	3.791	
S11	16.75	5.749	3.448	2.301	1.376	2.167	3.845	
S10	19.25	6.491	4.483	2.009	1.201	2.190	3.905	
S9	21.75	7.234	5.379	1.854	1.109	2.210	3.969	
S8	24.25	7.976	6.390	1.586	0.948	2.244	4.037	
S7	26.75	8.718	7.668	1.050	0.628	2.274	4.108	
S6	29.25	9.461	8.307	1.154	0.690	2.289	4.181	
S5	31.75	10.203	9.585	0.618	0.370	2.318	4.255	
S4	34.25	10.946	10.224	0.721	0.431	2.333	4.330	
S3	36.75	11.687	10.672	1.016	0.607	2.270	4.201	
S2	39.25	12.632	11.822	0.810	0.444	2.289	4.259	
S1	41.75	13.576	12.653	0.923	0.506	2.303	4.312	
S0	44	14.521	13.739	0.782	0.428	2.321	4.373	

Tableau VII-4 Vérification de l'effort tranchant à vide

Section	X	V_{total}	$VP(x)$	$V_{réd}$	τ	τ_1	τ_2	
	(m)	(MN)	(MN)	(MN)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
S18	0	0.143	0.000	0.143	0.086	2.087	3.615	Véifié
S17	2.25	0.910	0.690	0.220	0.132	2.103	3.638	
S16	4.5	1.828	0.690	1.138	0.681	2.103	3.638	
S15	6.75	2.710	1.379	1.331	0.796	2.119	3.660	
S14	9.25	3.645	1.379	2.265	1.355	2.119	3.660	
S13	11.75	4.504	1.379	3.125	1.869	2.119	3.660	
S12	14.25	5.406	3.448	1.957	1.171	2.167	3.726	
S11	16.75	6.322	3.448	2.874	1.719	2.167	3.726	
S10	19.25	7.213	4.483	2.730	1.633	2.190	3.758	
S9	21.75	8.114	5.379	2.735	1.636	2.210	3.785	
S8	24.25	8.980	6.390	2.590	1.549	2.244	3.830	
S7	26.75	9.907	7.668	2.239	1.339	2.274	3.870	
S6	29.25	10.829	8.307	2.522	1.508	2.289	3.890	
S5	31.75	11.702	9.585	2.117	1.266	2.318	3.928	
S4	34.25	12.629	10.224	2.405	1.438	2.333	3.947	
S3	36.75	13.508	10.672	2.837	1.555	2.270	3.866	
S2	39.25	14.452	11.822	2.630	1.442	2.289	3.891	
S1	41.75	15.482	12.653	2.829	1.551	2.303	3.908	
S0	44	16.460	13.739	2.721	1.492	2.321	3.931	

Tableau VII-5 Vérification de l'effort tranchant en charge

Section	X	V_{total}	$VP(x)$	$V_{réd}$	τ	τ_1	τ_2	
	(m)	(MN)	(MN)	(MN)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
S18	0	0.324	0.000	0.324	0.193	2.087	3.615	Vérifié
S17	2.25	1.088	0.690	0.399	0.238	2.103	3.638	
S16	4.5	2.003	0.690	1.313	0.785	2.103	3.638	
S15	6.75	2.883	1.379	1.504	0.900	2.119	3.660	
S14	9.25	3.816	1.379	2.436	1.457	2.119	3.660	
S13	11.75	4.674	1.379	3.295	1.971	2.119	3.660	
S12	14.25	5.580	3.448	2.132	1.275	2.167	3.726	
S11	16.75	6.513	3.448	3.065	1.833	2.167	3.726	
S10	19.25	7.496	4.483	3.013	1.802	2.190	3.758	
S9	21.75	8.755	5.379	3.376	2.019	2.210	3.785	
S8	24.25	9.981	6.390	3.591	2.148	2.244	3.830	
S7	26.75	11.153	7.668	3.485	2.084	2.274	3.870	
S6	29.25	12.104	8.307	3.797	2.271	2.289	3.890	
S5	31.75	12.980	9.585	3.394	2.030	2.318	3.928	
S4	34.25	13.907	10.224	3.682	2.202	2.333	3.947	
S3	36.75	14.786	10.672	4.114	2.256	2.270	3.866	
S2	39.25	15.728	11.822	3.906	2.142	2.289	3.891	
S1	41.75	16.757	12.653	4.104	2.250	2.303	3.908	
S0	44	17.735	13.739	3.996	2.191	2.321	3.931	

VII.1 VERIFICATION AUX ETATS LIMITES DE SERVICE :

On vérifie les risques de fissuration du béton en se référant aux règles utilisées par le BPEL pour les différents cas de chargement.

$$\tau^2 \leq 0.4 \times f_{t28} \times \left(f_{t28} + \frac{2 \times \sigma_x}{3} \right) = \tau_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \times \frac{f_{t28}}{f_{c28}} \times (0.6 \times f_{c28} - \sigma_x) \times \left(f_{t28} + \frac{2 \times \sigma_x}{3} \right) = \tau_2^2$$

Avec :

- f_{t28} : résistance caractéristique à la traction du béton (âgé de 28 jours), $f_{t28} = 3.3 \text{ MPa}$.
- f_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton (âgé de 28 jours), $f_{c28} = 45 \text{ MPa}$
- σ_x : contrainte normale du béton à l'axe G .

VII.2 VERIFICATION AUX ETATS LIMITES ULTIMES:

L'effort tranchant maximum donné par le logiciel Robot Structural Analysis est obtenu pour la combinaison « 1,35 G + 1,35 Mc120 + 0,75 Δθ ».

$$\tau(t) = \frac{V \times S(t)}{I \times b_n}$$

Aux *ELU*, l'angle θ , calculé à partir des contraintes, serait :

$$\tan(2\theta) = \frac{2 \times \tau_{red.u}}{\sigma_x}$$

VII.3 CONCLUSION :

La vérification des différentes sections du tablier vis-à-vis de l'effort tranchant est effectuée pour les trois phases importantes de la construction.

VIII.1 INTRODUCTION

Dans le présent chapitre, nous allons déterminer les armatures transversales (armatures passives) au niveau des âmes, hourdis supérieur et hourdis inférieur du caisson.

Dans un ouvrage de hauteur constante les calculs en flexion transversale sont menés dans la section courante [3], ce qu'est notre cas nous nous intéresserons donc à l'étude du voussoir courant.

VIII.2 ZONES DE JUSTIFICATION :

Pour les ouvrages de hauteur constante présentant un épaissement d'hourdis inférieur sur appuis, cette variation est suffisamment localisée pour ne pas nécessiter, généralement, de calculs spécifiques par rapport à la section courante [3].

Dans une section du tablier, les principales sections à justifier sont 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 supérieurs et inférieurs ;
- Hourdis inférieur : à la racine du gousset principalement.

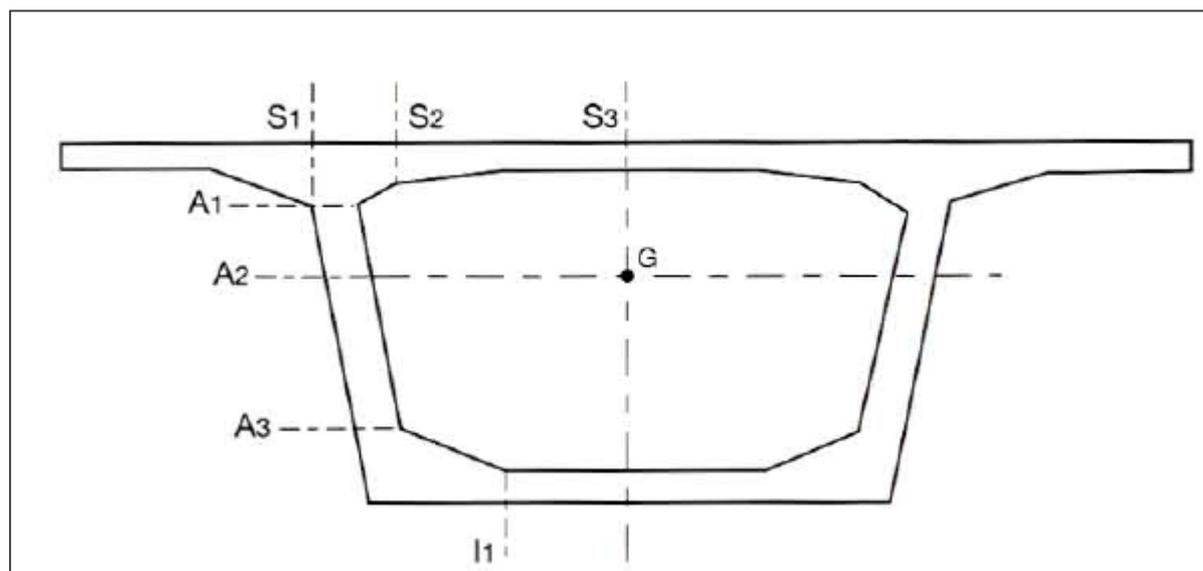


Fig VIII-1 Sections à justifier

VIII.3 JUSTIFICATION DES SECTIONS :

En l'absence de précontrainte transversale, la justification des pièces et la détermination du ferrailage s'effectuent selon les indications du BAEL 91 révisé 99 [4], en considérant généralement la fissuration comme préjudiciable.

VIII.4 MODELISATION :

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

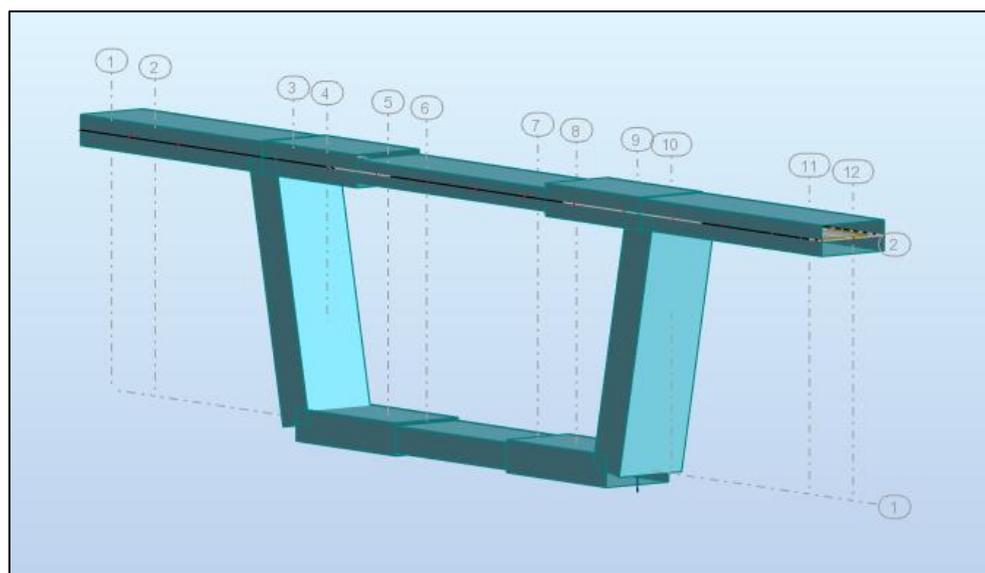


Fig VIII-2 Vue 3D du voussoir courant modélisé par Robot Structural Analysis

VIII.5 CHARGES APPLIQUEES AUX VOUSSOIRS :

VIII.5.1 CHARGES PERMANENTES :

Tableau VIII-1 Valeurs et zone d'application des charges Permanentes

Charge	Valeur et zone d'application
Poids Propre	Prise automatiquement par le logiciel Robot
Longrine d'ancrage	5.625 KN/m^2 Appliquée sur un rectangle de 0.75x1m
Corniche	9.75 KN/m Appliquée sur les extrémités
Barriere type BN4	1.3 KN/m Appliquée sur les extrémités
Revêtement	2.64 KN/m^2 Appliquée sur un rectangle de 13.5 × 1m de la zone roulable

VIII.5.2 CHARGES DUES AU TRAFIC:

Les valeurs des surcharges d'exploitation ainsi que leurs zones d'applications sont données dans le tableau suivant :

Tableau VIII-2 Valeurs et zones de charges dues au trafics

Charge	Valeur et zone d'application
A	7,88 kN/m^2 Appliquée sur un rectangle de 13.5x1m
Bc	60 kN Appliquée transversalement pour chaque roue des deux camions
Mc120	90,16 kN Répartie sur un carrée de 1 × 1m pour chaque chenille
D240	41 kN/m^2 Répartie sur un rectangle de 3,20× 1m

VIII.5.3 EFFORTS ET COMBINAISONS:

Le voussoir doit être ferrailé sous les efforts les plus défavorables, le tableau VIII.3 ci-dessous donne les différentes combinaisons à considérer.

Tableau VIII-3 Combinaisons de charges

Cas de charge	Combinaison
ELU A	1.35G+1.60A
ELU Bc	1.35G+1.6Bc
ELU Mc120	1.35G+1.35Mc120
ELU D240	1.35G+1.35D240
ELS A	G+1.2A
ELS Bc	G+1.2Bc
ELS Mc120	G+Mc120
ELS D240	G+D240

Remarque : Le gradient thermique n'a pas été pris en compte car il n'amène réellement des contraintes que dans le cas des caissons à âmes multiples (3 ou plus). Il n'est généralement pas nécessaire de le considérer dans le cas des ouvrages à deux âmes [3].

VIII.6 RESULTATS DE L'ANALYSE:

Les valeurs des efforts sous les combinaisons les plus défavorables sont illustrées dans les tableaux VIII.4 et VIII.5.

L'allure du moment fléchissant dans la section transversale est représentée dans la figure suivante :

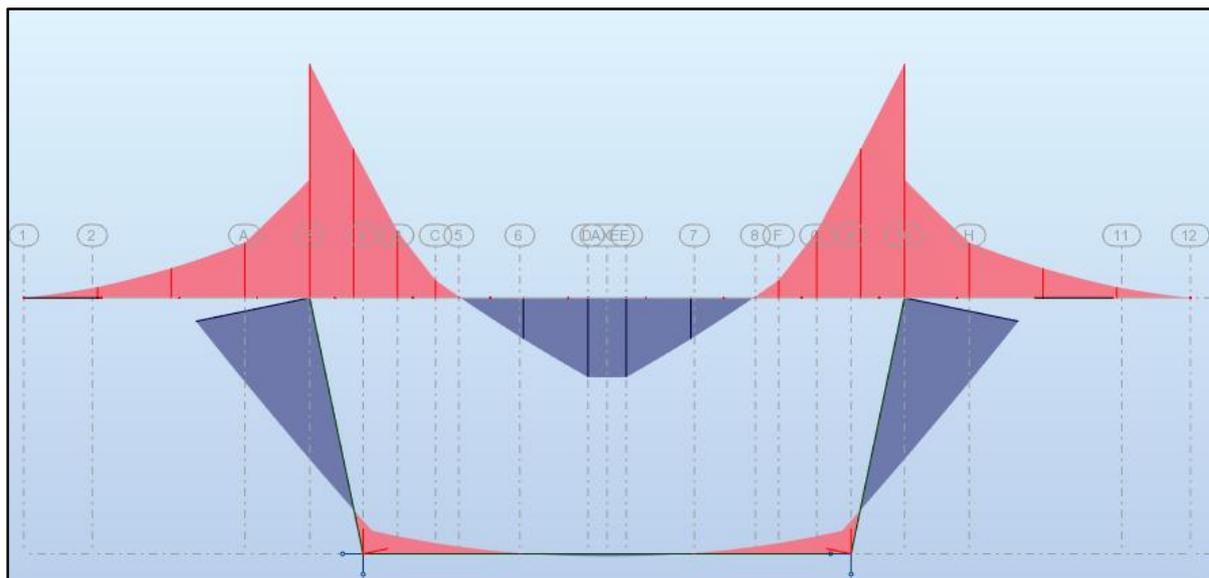


Fig VIII-3 Allure du moment fléchissant dans la section transversale

VIII.6.1 SOLLICITATIONS EN FLEXION SIMPLE:

Le ferrailage en flexion simple se calcule à partir de la valeur des moments fléchissant maximum et minimum suivants :

Tableau VIII-4 Efforts dans les sections soumises à la flexion simple

section	M_{max}	M_{min}	M_{max}	M_{min}
	(KN.m)			
Hourdis supérieur	185.06	-544.49	138.66	-407.55
Porte à faux	0	-275.39	0	-204.75
Hourdis inférieur	28.56	-58.68	18.93	-43.66

VIII.6.2 SOLLICITATIONS EN FLEXION COMPOSEE:

Le ferrailage en flexion composée se calcule à partir de la valeur du moment fléchissant maximum et son effort normal correspondant qui sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau VIII-5 Efforts dans les sections soumises à la flexion composée

section	ELU		ELS	
	<i>Nmax</i>	<i>Mman</i>	<i>Nmax</i>	<i>Mman</i>
	(KN)	(KN.M)	(KN)	(KN.M)
Ames	101.53	269.31	76.25	202.89

VIII.7 FERRAILLAGE DE LA SECTION TRANSVERSALE:

La justification des pièces et la détermination du ferrailage s'effectuent en considérant généralement la fissuration comme préjudiciable [3].

On subdivise le voussoir en plusieurs éléments :

- L'hourdis inférieur et l'hourdis supérieur travaillent en flexion simple ;
- Les deux porte-à-faux travaillent en flexion simple ;
- Les deux âmes travaillent en flexion composée.

L'enrobage minimal des aciers est pris égal à 5 cm.

VIII.7.1 FERRAILLAGE EN FLEXION SIMPLE:

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

$$A_{min} > 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

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

Tableau VIII-6 Armatures calculées dans les sections sollicitées en flexion simple

section	ELU		ELS	
	A_{inf} cm^2	A_{sup} cm^2	A_{inf} cm^2	A_{sup} cm^2
Hourdis supérieur	$A_{min} = 17.9$	$A_{min} = 63.1$	$A_{min} = 25.8$	$A_{min} = 45.9$
Porte à faux	$A_{min} = 5.6$	$A_{min} = 19$	$A_{min} = 5.6$	$A_{min} = 26.5$
Hourdis inférieur	$A_{min} = 11.8$	$A_{min} = 11.8$	$A_{min} = 11.8$	$A_{min} = 11.8$

Tableau VIII-7 Ferrailage adopté dans les sections sollicitées en flexion simple

section	Nombre de barres	
	Nappe supérieure	Nappe inférieure
Hourdis supérieur	13HA25	13HA16
Porte à faux	14HA16	14HA16
Hourdis inférieur	11HA12	11HA12

VIII.7.2 FERRAILLAGE EN FLEXION COMPOSEE:

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

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

La section d'armature minimale pour les poteaux est :

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

- μ : périmètre de la section exprimé en mètres ;
- B : aire de la section exprimée en centimètres carrés.

Tableau VIII-8 Efforts dans les sections soumises à la flexion composée

section	ELU		ELS	
	A_s (cm ²)	A_{sc} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{sc} (cm ²)
Ames	11.3	11.3	16.1	16.1

Tableau VIII-9 Efforts dans les sections soumises à la flexion composée

section	Nombre de barre	
	A_s	A_{sc}
Ames	11HA14	11HA14

VIII.8 CONCLUSION:

La modélisation du voussoir à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis, nous a permis de déterminer les efforts les plus défavorables sous différentes combinaisons, afin de procéder au calcul du ferrailage passif des éléments constitutifs du voussoir. Le ferrailage actif et passif du tablier étant déterminé, on complètera notre étude par le dimensionnement des appareils d'appuis dans les prochains chapitres.

IX.1 GENERALITES :

Les tabliers de notre pont reposent sur les 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), [14].

IX.2 CARACTERISTIQUES DES APPAREILS D'APPUI

IX.2.1 DEFINITION GEOMETRIQUE

La définition géométrique de l'appareil d'appui de type B [14] 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.

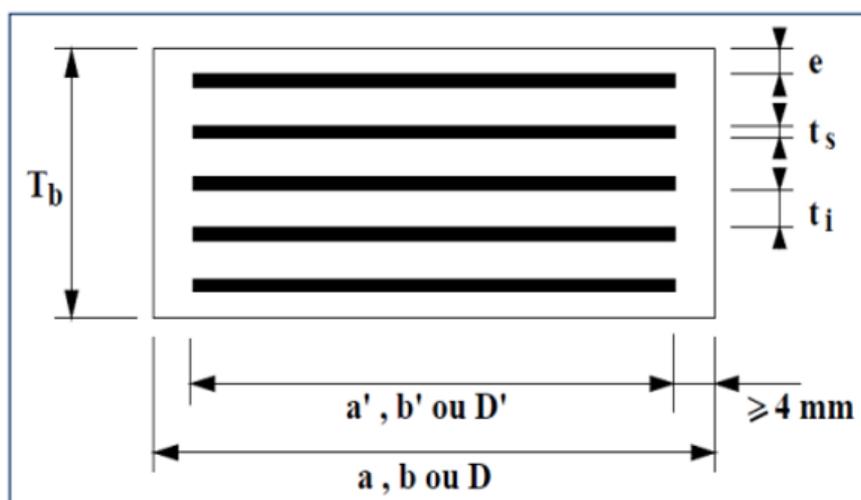


Fig IX-1 Caractéristiques géométriques de appareils d'appui

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 :

$$T_e = n(t_i) + 2e$$

- Épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement, y compris les enrobages supérieur et inférieur :

$$\begin{cases} T_q = nt_i + 2e & \text{si } e \geq 2.5 \text{ mm} \\ T_q = nt_i & \text{si } e \leq 2.5 \text{ mm} \end{cases}$$

IX.2.2 CARACTERISTIQUES DE L'ELASTOMERE

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.2.3 CARACTERISTIQUES DES FRETTEES 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.2.4 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.2.4.1 COMPORTEMENT SOUS EFFORT NORMAL

Sous un effort normal centré Fz, 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 :

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

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 déformation horizontales selon x et y.

Le coefficient de forme de la couche i considérée : $S = \frac{a' b'}{2(a'+b')t_i}$

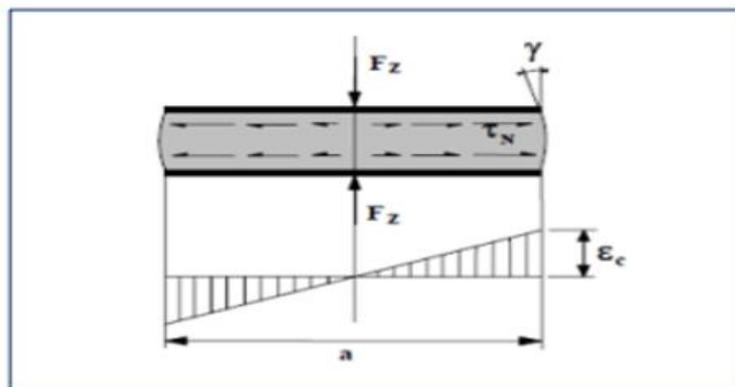


Fig IX-2 Distorsion de l'appareil d'appui sous effort normal

IX.2.4.2 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 liée et sous un effort horizontal F_x , la distorsion est donnée par la formule :

$$\varepsilon_q = \frac{V_x}{T_q} + \frac{F_x}{Gab}$$

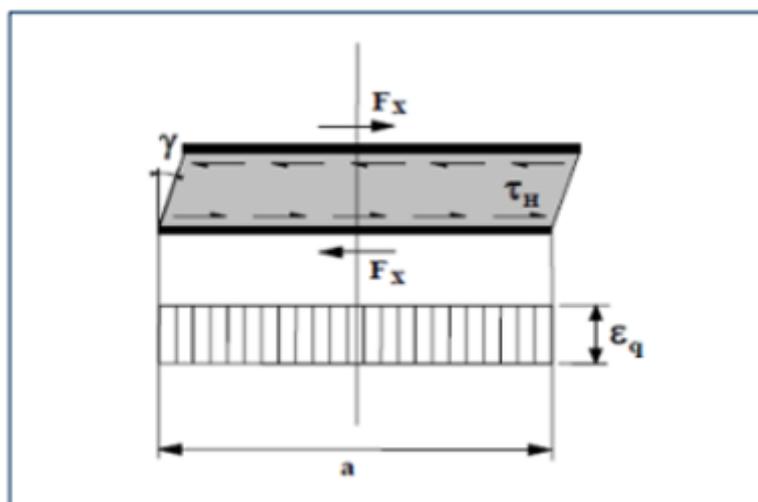


Fig IX-3 Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal

IX.2.4.3 COMPORTEMENT SOUS UNE ROTATION D'AXE HORIZONTAL

La valeur de la distorsion ε_α sous les effets de rotations α_a et α_b (perpendiculaires aux cotés a et b de l'appareil d'appui) est donnée par :

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

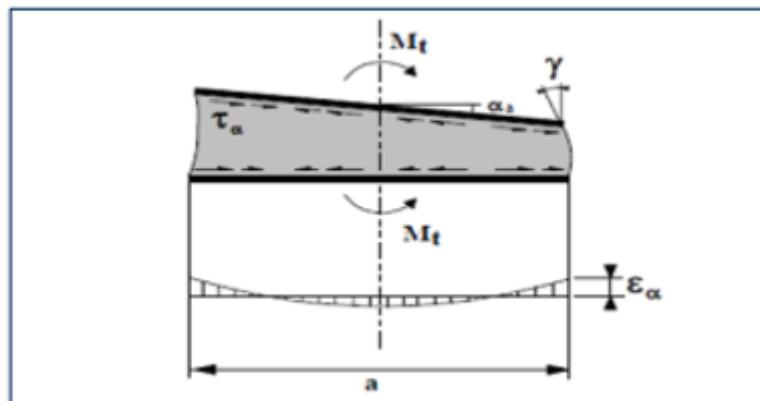


Fig IX-4 Appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal

IX.2.5 DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI

IX.2.5.1 PARAMETRES NECESSAIRES AU DIMENSIONNEMENT

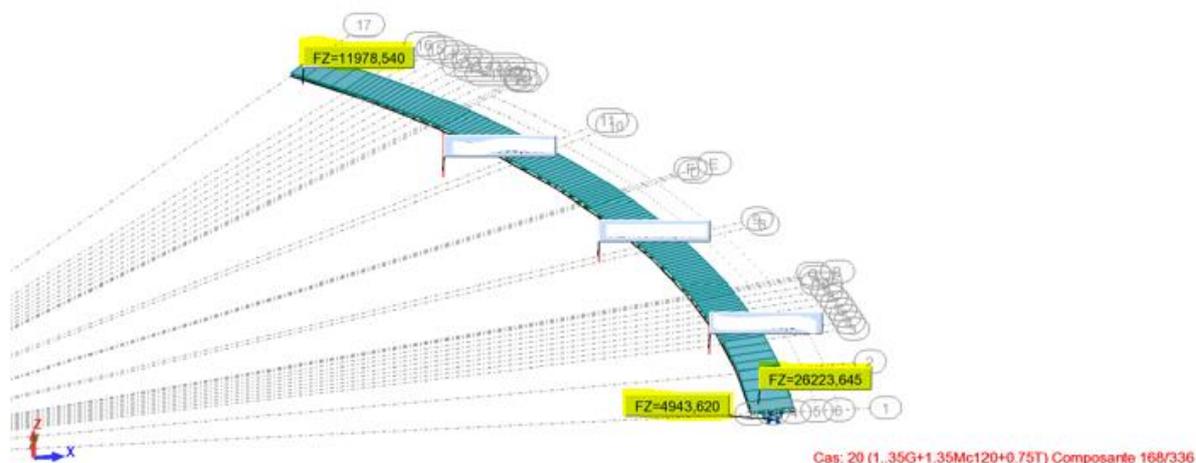


Fig IX-5 Valeur des réactions maximales provoquées par la combinaison à L'ELU de Mc120

Les valeurs (on s'intéresse à l'étude de l'appareil d'appui des travée 1 et 5.) nécessaires au calcul des dimensions de l'appareil d'appui ainsi qu'à la vérification résultant d'un calcul de dimensionnement général de la structure (calcul informatique « Robot Structural Analysis ») sont les suivantes :

- La réaction maximale :

$F_z = 43228$ KN, obtenue sous la combinaison a ELU Mc120 (1.35G+1.35Mc120+0.75Δθ)

$F_{z \text{ min}} = 5212$ KN obtenue sous la combinaison a ELU A(L) (1.35G+1.6 A(L)+0.75Δθ)

- Effort maximal de freinage :
 $H_f = 5.857 \text{ MN}$ dû à la surcharge A(L)
- Déplacement dû à la température : 6 (cm)
- Rotation maximale selon l'axe x : $2.55 \cdot 10^{-3}$ (rad)

IX.2.5.2 AIRE DE L'APPAREIL D'APPUI

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 :

On opte pour 4 appareils d'appuis, la réaction maximale est donc divisée par 4

$$F_{z/4} = F_z/4 = 10807 \text{ KN}$$

$$A' > \frac{F_{z/4}}{25}$$

$$A' > \frac{14,4087}{25}$$

L'aire de l'appareil d'appuis :

$$A' > 0.43 \text{ m}^2$$

Donc on choisit parmi la série guide (SETRA APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE), [14]

$$(a \times b) = (700 \times 700)(\text{mm})$$

IX.2.5.3 HAUTEUR NETTE DE L'ELASTOMERE

Il faut respecter la Condition de non flambement :

$$\text{Donc } \frac{a}{10} \ll T_q \ll \frac{a}{5} \Rightarrow \frac{700}{10} \ll T_q \ll \frac{700}{5} \Rightarrow 70 \ll T_q \ll 140$$

On prend $T_q = 100 \text{ mm}$

9 feuilles d'élastomère intermédiaires d'épaisseur $t_i = 10 \text{ mm}$

- 2 feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur $e = t_i/2 = 5 \text{ mm}$
- 10 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 4 \text{ mm}$ donc notre appareil d'appui a pour dimensions $(a \cdot b) = (700 \cdot 700)(\text{mm})$ et une Hauteur total de 140 mm

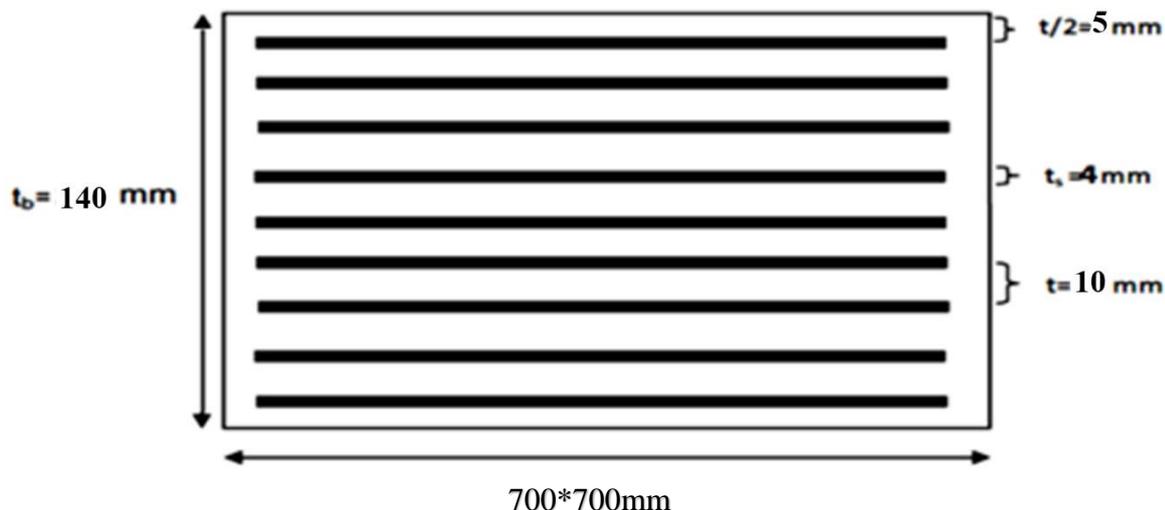


Fig IX-6 Les dimensions de l'appareil d'appui

IX.2.6 VERIFICATIONS DE L'APPAREIL D'APPUI

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

Tableau IX-1 Synthèse des vérifications à effectuer

Vérifications	Combinaisons fondamentales E.L.U
Limitation de la distorsion ε	$\varepsilon = k_l(\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7\text{et}\varepsilon_q < 1$
Traction dans les frettes	$t_s \geq \frac{2.6F_z t_i}{A_r f_y}$
Limite en rotation	$\sum V_z \geq \frac{(a' \alpha_a + b' \alpha_b)}{K_r}$
Non -glissement	$F_{XY} < u_e F_Z$ et $\frac{F_{Zmin}}{A'} \geq 3\text{Mpa}$

IX.2.6.1 RESPECT DE LA LIMITE DE DEFORMATION

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

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

$$\varepsilon_c = \frac{1.5 * 10.8}{0.9 * 0.93 * 16.07} = 1.204$$

$$\varepsilon_c = \frac{0.06}{0.1} = 0.6$$

$$\varepsilon_q \frac{(0.9^2 * 0.0026) * 0.01}{2(4 * 0.01^3 + 2 * 0.005^3)} = 2.43$$

1.204+2.43+0.6=4.234 < 7 → la condition est vérifiée

IX.2.6.2 STABILITE 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 :

$$\sum V_z = \sum \frac{F_z t_i}{A'} \left(\frac{1}{5GS^2} + \frac{1}{E_b} \right)$$

$$K_r = 3$$

$$\sum V_z = \sum \frac{10.807 * 4 * 0.01}{0.45} \left(\frac{1}{5 * 0.9 * 16^2} + \frac{1}{2000} \right)$$

$$\sum V_z = 2.92 * 10^{-3}$$

$$\frac{(a' \alpha_a)}{K_r} = \frac{(0.9 * 0.0029)}{3} = 7.8 * 10^{-4}$$

$$2.92 * 10^{-3} > 7.8 * 10^{-4}$$

Donc la condition est vérifiée

IX.2.6.3 VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON-GLISSEMENT

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

$$F_{XY} < \mu_e F_Z \text{ et } \frac{F_{Zmin}}{A'} \geq 3 \text{ Mpa}$$

Avec

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5 \times K_f}{\sigma_{min}}$$

* ($K_f=0.6$ pour le béton)

$$\sigma_{min} = \frac{F_{min}}{A_r} = \frac{5.2}{0.45} = 11.55 \text{ Mpa}$$

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5 \times 0.6}{11.55} = 0.18$$

$$F_e = F_a + \frac{2V_x G a b}{T_q} = \frac{2 * 0.06 * 0.9 * 0.7 * 0.7}{0.1} = 0.529$$

$0.529 < 1.944 \rightarrow$ la condition est vérifiée

$$\frac{F_{Zmin}}{A'} = \frac{5.2}{0.45} = 11.5 > 3 \text{ Mpa} \rightarrow \text{ la condition est vérifiée}$$

IX.2.6.4 DIMENSIONNEMENT DES FRETTES

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

Avec $f_y=235$ Mpa on trouve

$$t_s \geq 2.65 \text{ mm}$$

Donc pour notre cas on prend $t_s = 4$ mm

Au terme de ce chapitre, on a pu dimensionner l'appareil d'appui de notre pont tout en vérifiant les conditions qui lui permettent de remplir son rôle de liaison entre le tablier et les appuis afin de garantir le bon fonctionnement et la durabilité de la structure.

Pour notre ouvrage. L'appareil d'appui retenu est en élastomère fretté de dimension 700*700 mm.

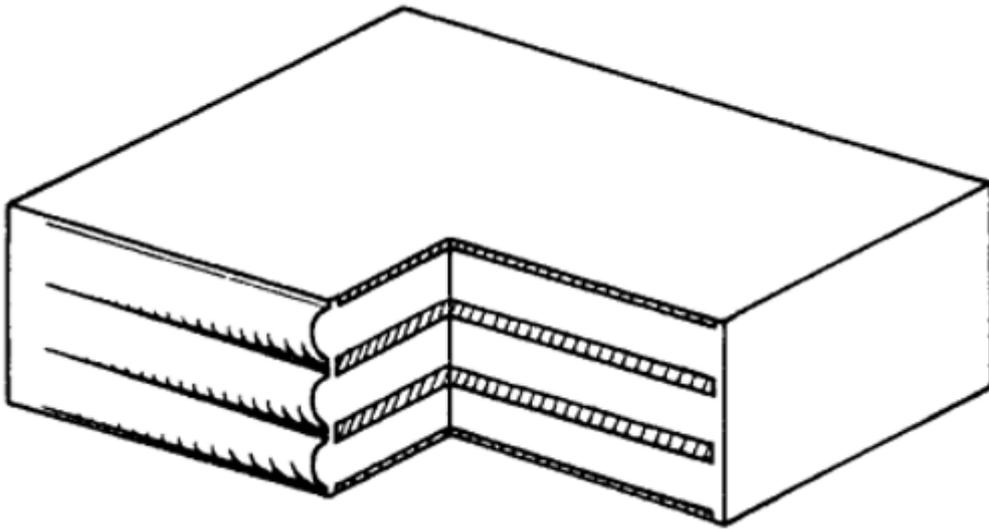


Fig IX-7 Coupe en 3D de l'appareil d'appui dimensionné

CONCLUSION GENERALE :

Le projet de fin d'étude que nous avons effectué 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 l'étude et de calcul d'un pont construit par encorbellements successifs. Il nous a permis de nous familiariser avec les logiciels de modélisation ; de comprendre le comportement de la structure en trois dimensions et d'appliquer les différentes réglementations en vigueur régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art.

Ce travail a été l'occasion pour nous d'approfondir nos connaissances théoriques à partir de la consultation des différentes références bibliographiques et de côtoyer les Ingénieurs du milieu professionnel 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, la construction 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 pont est à hauteur constante dont la section transversale est un monocaisson simple, longitudinalement le pont est constitué de cinq 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, appelées 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

- [1] Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art. RPOA (2008).
- [2] Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (RCPR).
- [3] SETRA « Guide de conception des ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs » 2003.
- [4] 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.
- [5] 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.
- [6] Patrick Le Delliou. Béton précontraint aux Eurocodes. Presses Universitaires Lyon, 2003. 255 p. ISBN 2729707247, 9782729707248.
- [7] A. BERNARD-GELY. J.A. CALGARO. Construction des ponts. Paris : 1994. 360 p. Presse de l'Ecole Nationale des ponts et chaussées. ISBN 2-85978-215-X.
- [8] Notes du cours « Béton précontraint » 2^{ème} année Génie Civil, R. BOUTEMEUR, Ecole Nationale Polytechnique.
- [9] Notes du cours « Béton armé » 2^{ème} année Génie Civil, R. BOUTEMEUR, Ecole Nationale Polytechnique.
- [11] EN 1992-1-1, Octobre 2005, Euro code 2 – calcul des structures en béton – Partie 1- : Règles générales et règles pour les bâtiments.
- [12] NF EN 1991-2 (2004), Euro code 1 – Actions sur les structures – Partie 2 : Actions générales – Actions sur les ponts dues au trafic, AFNOR, France.
- [13] ENV 1991-2-5, Août 1997, Euro code 1 – Base de calcul et actions sur les structures
- [14] SETRA (Service d'Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Juillet 2007. Appareils d'appui en élastomère fretté - Guide technique.
- [15] THONIER, Henry. *Le béton précontraint aux états-limites* – Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1985. 555p. ISBN 2-85978-082-3.

ANNEXES

Annexe A

Annexe A.1 Calcul des efforts tranchants en charge

Annexe							
X	P	B	$\sigma(x) = (P/2)/B$	$\tau 1^2$	$\tau 2^2$	$\tau 1$	$\tau 2$
(m)	(MN)	m2	Mpa				
0	0.000	11.700	0.000	4.356	13.068	2.087	3.615
2.25	1.814	11.770	0.077	4.424	13.234	2.103	3.638
4.5	1.814	11.770	0.077	4.424	13.234	2.103	3.638
6.75	3.628	11.770	0.154	4.492	13.398	2.119	3.660
9.25	3.628	11.770	0.154	4.492	13.398	2.119	3.660
11.75	3.628	11.770	0.154	4.492	13.398	2.119	3.660
14.25	9.070	11.770	0.385	4.695	13.884	2.167	3.726
16.75	9.070	11.770	0.385	4.695	13.884	2.167	3.726
19.25	11.791	11.770	0.501	4.797	14.123	2.190	3.758
21.75	14.149	11.770	0.601	4.885	14.329	2.210	3.785
24.25	18.140	11.770	0.771	5.034	14.671	2.244	3.830
26.75	21.768	11.770	0.925	5.170	14.978	2.274	3.870
29.25	23.582	11.770	1.002	5.238	15.130	2.289	3.890
31.75	27.210	11.770	1.156	5.373	15.429	2.318	3.928
34.25	29.024	11.770	1.233	5.441	15.578	2.333	3.947
36.75	30.294	16.680	0.908	5.155	14.945	2.270	3.866
39.25	33.559	16.680	1.006	5.241	15.138	2.289	3.891
41.75	35.917	16.680	1.077	5.303	15.276	2.303	3.908
44	39.001	16.680	1.169	5.385	15.455	2.321	3.931

Annexe A.1 Calcul des efforts tranchants à vide

Annexe							
X	P	B	$\sigma(x) = (P/2)/B$	$\tau 1^2$	$\tau 2^2$	$\tau 1$	$\tau 2$
(m)	(MN)	m2	Mpa				
0	0.000	11.700	0.000	4.356	13.068	2.087	3.615
2.25	1.814	11.770	0.077	4.424	13.234	2.103	3.638
4.5	1.814	11.770	0.077	4.424	13.234	2.103	3.638
6.75	3.628	11.770	0.154	4.492	13.398	2.119	3.660
9.25	3.628	11.770	0.154	4.492	13.398	2.119	3.660
11.75	3.628	11.770	0.154	4.492	13.398	2.119	3.660
14.25	9.070	11.770	0.385	4.695	13.884	2.167	3.726
16.75	9.070	11.770	0.385	4.695	13.884	2.167	3.726
19.25	11.791	11.770	0.501	4.797	14.123	2.190	3.758
21.75	14.149	11.770	0.601	4.885	14.329	2.210	3.785
24.25	18.140	11.770	0.771	5.034	14.671	2.244	3.830
26.75	21.768	11.770	0.925	5.170	14.978	2.274	3.870
29.25	23.582	11.770	1.002	5.238	15.130	2.289	3.890
31.75	27.210	11.770	1.156	5.373	15.429	2.318	3.928
34.25	29.024	11.770	1.233	5.441	15.578	2.333	3.947
36.75	30.294	16.680	0.908	5.155	14.945	2.270	3.866
39.25	33.559	16.680	1.006	5.241	15.138	2.289	3.891
41.75	35.917	16.680	1.077	5.303	15.276	2.303	3.908
44	39.001	16.680	1.169	5.385	15.455	2.321	3.931

Annexe B

ANNEXE B.1. Différents paramètres pour la vérification des contraintes supérieures

Voussoir	Section	X (m)	I	A	V _{sup}	e	p	Δp
			(m ⁴)	(m ²)	(m)	(m)	MN	%
Vp1	Sp0	0	34,4	16,68	2	1,80	161	29,5
Vp2	Sp1	2,25	34,4	16,68	2	1,50	161	29,8
Vp3	Sp2	4,5	34,4	16,68	2	1,50	145	28,3
V1	Sv1	6,75	34,4	16,68	2	1,50	130	27,0
V2	Sv2	9,25	24,5	11,77	2	1,33	114	25,3
V3	Sv3	11,75	24,5	11,77	1,76	1,33	104	25,3
V4	Sv4	14,25	24,5	11,77	1,76	1,23	88	23,4
V5	Sv5	16,75	24,5	11,77	1,76	1,23	78	23,2
V6	Sv6	19,25	24,5	11,77	1,76	1,23	67	22,8
V7	Sv7	21,75	24,5	11,77	1,76	1,33	57	22,5
V8	Sv8	24,25	24,5	11,77	1,76	1,33	47	21,3
V9	Sv9	26,75	24,5	11,77	1,76	1,23	36	20,5
V10	Sv10	29,25	24,5	11,77	1,76	1,23	31	20,3
V11	Sv11	31,75	24,5	11,77	1,76	1,23	26	18,5
V12	Sv12	34,25	24,5	11,77	1,76	1,33	16	17,0
V13	Sv13	36,75	24,5	11,77	1,76	1,23	10	17,3
V14	Sv14	39,25	24,5	11,77	1,76	1,28	10	15,6
Vs15	Sc15	41,75	24,5	11,77	1,76	1,28	5	13,9

ANNEXE B.2. Différents paramètres pour la vérification des contraintes inférieures

voussoir	section	X (m)	I	A	V _{inf}	e	p
			(m ⁴)	(m ²)	(m)	(m)	MN
Vp1	Sp0	0	34,4	16,68	2,1	1,80	161
Vp2	Sp1	2,25	34,4	16,68	2,1	1,50	161
Vp3	Sp2	4,5	34,4	16,68	2,1	1,50	145
V1	Sv1	6,75	34,4	16,68	2,1	1,50	130
V2	Sv2	9,25	24,5	11,77	2,4	1,33	114
V3	Sv3	11,75	24,5	11,77	2,4	1,33	104
V4	Sv4	14,25	24,5	11,77	2,4	1,23	88
V5	Sv5	16,75	24,5	11,77	2,4	1,23	78
V6	Sv6	19,25	24,5	11,77	2,4	1,23	67
V7	Sv7	21,75	24,5	11,77	2,4	1,33	57
V8	Sv8	24,25	24,5	11,77	2,4	1,33	47
V9	Sv9	26,75	24,5	11,77	2,4	1,23	36
V10	Sv10	29,25	24,5	11,77	2,4	1,23	31
V11	Sv11	31,75	24,5	11,77	2,4	1,23	26
V12	Sv12	34,25	24,5	11,77	2,4	1,33	16
V13	Sv13	36,75	24,5	11,77	2,4	1,23	10
V14	Sv14	39,25	24,5	11,77	2,4	1,28	10
Vs15	Sc15	41,75	24,5	11,77	2,4	1,28	5