

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE ABDERAHMANE MIRA-BEJAIA
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



*Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de Master en génie
civil*

Option : Matériaux et Structures(M.S)

Thème :

***Études et Conception d'un tablier de pont construit par
encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place.
Sur la R.N.25 du PK15+460 au PK15+780 (O.A.9)***



***Proposé par : La Direction des Travaux
Publics de Tizi-Ouzou.***

***Présenté par :
Mr : OUMSALEM Yacine***

***Encadré par :
M^{me}:BOUAYAD.D***

Les Membres de Jury :

Mr: BRARA.A

M^{me}: BOUDINA.T

Promotion2014

Remerciement

A l'issue de la rédaction de ce mémoire de fin d'étude, nous sommes convaincus que le projet de fin d'étude est loin d'être un travail solitaire. En effet, nous n'aurons jamais pu réaliser ce travail sans le soutien d'un grand nombre de personnes dont la générosité, la bonne humeur et l'intérêt manifestés.

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

Nous tenons à remercier M^{me}. BOUAYAD notre promotrice qui a fait tout son possible pour nous aider à réaliser ce travail, et exprimons toute notre gratitude à Monsieur le Professeur K. AITTAHAR, pour l'effort fourni, les conseils prodigués, sa patience et sa persévérance dans le suivi, ainsi que Mr SAADOUDI de la Direction des Travaux Publics qui nous a proposé le projet de notre étude.

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

Nos vifs remerciements vont aux membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

Dédicaces

A coeur vaillant rien d'impossible a conscience tranquille tout est accessible, quand il y a la soif d'apprendre tout vient à point à qui sait attendre.

Je dédie ce modeste travail

A mes chers parents honorables aimables, qui n'ont pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.

Mes frères et sœurs.

Tous mes amis.

Et toute la promotion génie civil.

Sommaire

INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1
CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE PROJET.....	3
I.1_Position de l'ouvrage :	4
I.2_Description de l'ouvrage :	4
I.2.1_Tracé en plan :	4
I.2.2_Profil en long :	4
I.2.3_Profil en travers :	4
I.3_Données géologiques (géotechniques) :	5
I.4_Données climatiques :	5
I.4_Conception de l'ouvrage :	6
I.5_Mode de construction :	7
CHPITRE II : CARACTERISTIQUE DES MATÉRIAUX.....	8
II.1_ Le béton :	9
II.1.1_Résistance caractéristique à la compression:	9
II.1.2_Résistance caractéristique à la traction:	9
II.1.3_Contrainte de calcul pour l'ELU :	9
II.1.4_Contrainte limite de service :	10
II.1.5_Coefficient de poisson :	10
II.1.6_ Module de déformation longitudinale du béton :	10
II.2_Les aciers passifs :	11
II.3_Les aciers de precontrainte «Actifs»:.....	11
CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT.....	12
III.1_CHOIX DE LA TECHNIQUE DE CONSTRUCTION :	13
III.2_PREDIMENSIONNEMENT DE TABLIER :	13
III.2.1_ Choix de type de voussoir:.....	13
III.2.2_ Prédimensionnement des voussoirs:	14
III.3_Lois de variations des différents paramètres :	17
III.3.1_Variation de la hauteur $h(x)$:	17
III.3.2_Variation du hourdis inférieur :	18
III.3.3_Variation d'inertie :	18
III.3.4_Variation de la section :	19

III.3.5_Variation du centre de gravité de la section du voussoir :	19
III.4_Découpage en voussoirs :	20
III.5_Prédimensionnement des piles:	21
III.5.1_Choix du type de pile:	21
III.5.2_Dimensionnement des piles :	21
CHAPITE IV : CHARGES ET SURCHARGES.....	23
IV.1_Charges permanentes :.....	24
IV.1.1_Charges permanentes (CP) :	24
IV.1.2_Charges complémentaires permanentes (CCP) :	24
IV.2_Surcharges d'exploitation :	26
IV.2.1_Charges à considérer:.....	26
IV.2.2_La largeur roulable :.....	26
IV.2.3_La largeur chargeable :	26
IV.2.4_Nombre de voies :	26
IV.2.5_Système de charge A :	27
IV.2.6_Système de charges B :	28
IV.2.7_Convoi Mc120 :	32
IV.2.8_Convoi type D240 :	34
IV.2.9_Surcharges sur les trottoirs :	34
IV.2.10_Forces de freinage :.....	34
IV.3_Actions variables hors trafic:.....	35
IV.3.1_Vent:	35
IV.3.2_Température:.....	35
IV.3.3_Séisme:.....	35
IV.4_Combinaisons de charges:	36
CHAPITRE V : ÉTUDE DES FLÉAUX.....	37
V.1_Les charges de réalisation :	38
V.1.1_Le poids propre du tablier :	38
V.1.2_Les surcharges de chantier :	38
V.1.3_Équipage mobile :	39
V.1.4_Surcharges accidentelles :	39
V.2_Le vent :	39
V.3_Éffets des charges sur les fléaux :	40
V.4_Stabilité de fléau :	40

CHPITRE VI : ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ	43
VI.1_ Généralités:.....	44
VI.1.1_ Les câbles de fléau:.....	44
VI.1.2_ Les câbles de continuité:.....	44
VI.2_ Etude de la précontrainte de fléau:	44
VI.2.1_ Calcul de l'effort de précontrainte:	44
IV.2.2_ Détermination du nombre de câbles : [BPEL 91].....	45
IV. 2.3_ Répartition des câbles dans chaque voussoir :.....	46
IV.2.4_ disposition des câbles:	47
IV.2.5_ Trace des câbles de fléau:	47
IV.3_ Étude de la précontrainte de continuité :	52
IV.3.1_ Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée :.....	52
IV.4_ Les pertes de précontrainte :.....	58
IV.4.1_ Pertes instantanées :	58
IV.4.2_ Pertes de tension différées :	62
IV.5_ Vérification des contraintes:.....	66
IV.5.1_ Phase de construction:	66
IV.5.2_ Phase d'exploitation :	67
CHAPITRE VII:.....	69
ÉTUDE TRANSVERSALE.....	69
Introduction:	70
VII.1_ Modélisation :	70
VII.2_ Définition des charges :.....	71
VII.2.1_ Charges permanentes :.....	71
VII.2.2_ Surcharges d'exploitation :.....	71
VII.3_ Les combinaisons d'actions :	72
VII.4_ Ferrailage :	76
VII.4.1_ Ferrailage de voussoir prêt de la pile :	77
VII.4.2_ Ferrailage de voussoir prêt de la culée :.....	80
VII.5_ Vérification de l'effort tranchant :	81
VII.6_ Vérification au poinçonnement :.....	81
VII.7_ Vérification des âmes au flambement :.....	82
CHAPITRE VIII : RÉSISTANCE À L'EFFORT TRANCHANT	85
Introduction :	86

VIII.1_Détermination de l'effort tranchant dû à la précontrainte :	86
VIII.1.1_Effet isostatique :	86
VIII.1.2_Effet hyperstatique :	86
VIII.1.3_Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet RESAL) :	87
VIII.2_Vérification de l'effort tranchant :	87
VIII.2.1_Section à vérifier :	87
VIII.2.2_Caractéristiques de la section : (3,40 m de l'encastrement) :	88
VIII.2.3_Efforts dans les sections :	88
VIII.2.4_Précontrainte :	88
VIII.2.5_La réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles :	88
VIII.2.6_Correction dite effet RESAL :	89
VIII.3_Justification des âmes :	89
VIII.4_Justification à l'E L S :	90
Conclusion :	90
CHAPITRE IX : ÉQUIPEMENT DE PONT	91
Introduction:	92
IX.1_Appareils d'appui :	92
IX.1.1_Les appareils d'appuis en élastomère fretté :	92
IX.1.2_Dimensionnement de l'appareil d'appui :	93
IX.1.3_Vérification de l'appareil d'appuis :	96
IX.1.4_Dimensionnement des frettes :	97
IX.2_Les dés d'appuis :	98
IX.2.1_Dimensions de dés d'appuis :	98
IX.2.2_Ferraillage des dés d'appuis :	99
IX.3_Joints de chaussée :	99
IX.3.1_Choix du type de joint :	100
IX.3.2_Calcul du souffle des joints :	100
IX.4_Le revêtement du tablier :	102
IX.4.1_Couche d'étanchéité :	102
IX.4.2_Couche de roulement :	102
IX.5_Dispositifs retenue :	102
IX.5.1_Les glissières :	102
IX.5.2_Le garde-corps :	102
IX.6_Corniches :	102

IX.7_Evacuation des eaux :	103
IX.8_Autres équipements :	104
Conclusion générale	105
Conclusion générale :	106

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau. II.1: contrainte de calcul du béton à l'ELUR.</i>	10
<i>Tableau. II.2 : contrainte limite de service.</i>	10
<i>Tableau.III.1 : Caractéristiques géométriques des sections.</i>	17
<i>Tableau.III.2 : Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques des sections d'un demi-fléau.</i>	20
<i>Tableau. IV.1 : Valeurs de a_1</i>	27
<i>Tableau. IV.2 : Valeurs de v_0</i>	27
<i>Tableau. IV.3 : Valeurs de bc</i>	29
<i>Tableau. IV.4 : Valeurs de bt</i>	31
<i>Tableau. IV.5 : Coefficient de majoration dynamique pour Bc</i>	31
<i>Tableau. IV.6 : Coefficient de majoration dynamique pour Br</i>	31
<i>Tableau. IV.7 : Coefficient de majoration dynamique pour Bc</i>	32
<i>Tableau. IV.8 : Coefficients de majoration dynamique pour $Mc120$</i>	33
<i>Tableau. IV.9 : Coefficients de majoration dans les Combinaisons de charges</i>	36
<i>Tableau. IV.10 : combinaisons des charges</i>	36
<i>Tableau. V.1 : Effets des charges sur le fléau</i>	40
<i>Tableau. V.2 : Combinaisons des charges</i>	41
<i>Tableau. VI.1 : Répartition des câbles dans le fléau</i>	46
<i>Tableau. VI.2 : Équations des câbles en élévation</i>	50
<i>Tableau. VI.3 : Equations des câbles en plan</i>	52
<i>Tableau. VI.4 : Moment de fluage</i>	53
<i>Tableau. VI.5 : Nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée de rive)</i>	54
<i>Tableau. VI.5 : Nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir travée d'intermédiaire</i>	56
<i>Tableau. VI.6 : Coefficients de frottement en courbe et de tension par unité de longueur</i>	59
<i>Tableau. VI.7 : Perte totale dans chaque câble</i>	60
<i>Tableau. VI.8 : Pertes dues au recul à l'ancrage</i>	61

Tableau. VI.9 : Pertes de tension par fluage.....	64
Tableau. VI.10 : Perte par relaxation des câbles.....	65
Tableau. VI.11 : Vérification des contraintes en phase de construction.....	67
Tableau VII.1 : Les différentes combinaisons selon le Fascicule 61	72
Tableau VII.2: Ferrailage du hourdis supérieur	78
Tableau VII.3 : Ferrailage du hourdis inférieur.....	78
Tableau VII.4 : Ferrailage des consoles.....	79
Tableau VII.5 : Ferrailage des âmes	80
Tableau VII.6 : Ferrailage du voussoir prêt de la culée	80
Tableau VII.7 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur pile)	81
Tableau VII.8 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur culée)	81

TABLE DES FIGURES

<i>Fig.I.1 : Tracé en plan du pont</i>	4
<i>Fig.I.2 : Profil en long du pont</i>	4
<i>Fig.I.3 : Profil en long du pont</i>	5
<i>Fig.I.4 : Construction de chaque fléau sur pile</i>	6
<i>Fig.I.5 : Bétonnage sur chaque rive des parties coulées sur cintre</i>	6
<i>Fig.I.6 : Bétonnage du clavages central</i>	6
<i>Fig.I.7 : Pose des équipements, sur la structure</i>	7
<i>Fig.I.8 : La disposition de l'équipage mobile</i>	7
<i>Fig.III.1 : Schéma type de la section transversale des voussoirs</i>	15
<i>Fig.III.2 : Caractéristiques géométriques de VSP et de VSC</i>	17
<i>Fig.III.3 : Variation de la hauteur et de l'inertie de la section</i>	18
<i>Fig. III.4 : Découpage en voussoirs</i>	20
<i>Fig.III.5 : Coupe en travers de la pile</i>	22
<i>Fig.III.6 : vue en plan de la pile</i>	22
<i>Fig.III.7 : Coupe longitudinal de la pile et la VSP</i>	22
<i>Fig.III.8 : Caractéristiques géométriques de la section des piles</i>	22
<i>Fig.IV.1 : Caractéristique géométrique des trottoirs</i>	24
<i>Fig.IV.2 : Caractéristiques géométriques de garde-corps</i>	25
<i>Fig.IV.3 : Glissière de sécurité</i>	25
<i>Fig.IV.4 : Système BC</i>	28
<i>Fig.IV.5 : Système Br</i>	29
<i>Fig.IV.6 : Système Bt</i>	30
<i>Fig.IV.7 : Convoi type Mc120</i>	32
<i>Fig.IV.8 : Convoi type D240</i>	33
<i>Fig.V.1 : Stabilité de fléau</i>	42

<i>Fig.VI.1 : Disposition des câbles de fléau</i>	<i>47</i>
<i>Fig.VI.2 : Tracé d'un câble en élévation.....</i>	<i>48</i>
<i>Fig.VI.3 : Tracé en élévation des câbles.....</i>	<i>48</i>
<i>Fig.VI.4 : Tracé d'un câble en plan</i>	<i>51</i>
<i>Fig.VI.5 : Tracé des câbles de continuité en élévation (pour la travée de rive)</i>	<i>55</i>
<i>Fig.VI.6 : Tracé des câbles de continuité en élévation (pour la travée intermédiaire)</i>	<i>57</i>
<i>Fig. VI.7 : Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet de recul à l'ancrage.....</i>	<i>61</i>
<i>Fig. VII.1: Vue en 3D du caisson prêt de la pile modélisé avec le logiciel Robot Structural</i>	<i>70</i>
<i>Fig. VII.2 : Vue en 3D du caisson prêt de la clé modélisé avec le logiciel Robot Structural .</i>	<i>71</i>
<i>Fig. VII.3: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison 3 (ELU)</i>	<i>72</i>
<i>Fig. VII .4 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison 3 (ELU)</i>	<i>73</i>
<i>Fig.VII.5: Diagramme des efforts normaux sous la combinaison 2 (ELU)</i>	<i>73</i>
<i>Fig. VII.6: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison 3 (ELS)</i>	<i>73</i>
<i>Fig. VII .7 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison 3 (ELS)</i>	<i>74</i>
<i>Fig.VII.8: Diagramme des efforts normaux sous la combinaison 2 (ELS)</i>	<i>74</i>
<i>Fig. VII.9: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison 3 (ELU)</i>	<i>74</i>
<i>Fig. VII .10 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison 3 (ELU)</i>	<i>75</i>
<i>Fig.VII.11: Diagramme des efforts normaux sous la combinaison 3 (ELU)</i>	<i>75</i>
<i>Fig. VII.12: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison 3 (ELS)</i>	<i>75</i>
<i>Fig. VII .13 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison 3 (ELS)</i>	<i>76</i>
<i>Fig.VII.14: Diagramme des efforts normaux sous la combinaison 3 (ELS)</i>	<i>76</i>
<i>Fig. VII .15 : Schéma du ferrailage passif du voussoir prêt de la pile.....</i>	<i>83</i>
<i>Fig.VII.16: Schéma du ferrailage passif du voussoir prêt de la clé</i>	<i>84</i>
<i>Fig.VIII.1 : Effort tranchant dans une section de poutre en BP.....</i>	<i>86</i>
<i>Fig.VIII.2 : effet RESAL.....</i>	<i>87</i>
<i>Fig.VIII.3 : Réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles.....</i>	<i>88</i>
<i>Fig.IX.1 : Appareil d'appui en élastomère fretté.....</i>	<i>93</i>
<i>Fig.IX.2 : Dimension des couches d'appareil d'appui.....</i>	<i>93</i>
<i>Fig.IX.3: Contraintes de cisaillements engendrées par les différentes sollicitations.....</i>	<i>95</i>
<i>Fig.IX.4 : Détail de l'appareil d'appui.....</i>	<i>98</i>

<i>Fig.IX.5. Dimensions en plan du dé d'appui</i>	<i>98</i>
<i>Fig.IX.6: Ferrailage du dé d'appui à la culée.....</i>	<i>99</i>
<i>Fig.IX.7 : Les joints de chaussé.....</i>	<i>100</i>
<i>Fig.IX.8 : Rotation d'extrémité sous chargement.....</i>	<i>101</i>
<i>Fig.X.9 : Les équipements du pont.....</i>	<i>103</i>



INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

Un Pont est une construction permettant de franchir un obstacle ou une brèche (cours d'eau, route, voie ferrée) entre deux points.

Dans le cadre du développement économique, l'Algérie a lancé un programme national pour réaliser une nouvelle autoroute, RN 25 (Tizi Ouzou – Bouira) qui comprend plusieurs ouvrages d'arts avec de nouvelles techniques et méthodes de réalisation ; un de ces ouvrages nous a été proposé comme sujet de fin d'étude pour nous permettre d'améliorer nos connaissances.



***CHAPITRE I : PRÉSENTATION
DE PROJET***

I.1 Position de l'ouvrage :

L'ouvrage d'art qui constitue l'objet de notre étude a été proposé par la direction des travaux publics de la wilaya de Tizi Ouzou. C'est un pont-route, qui va assurer le passage supérieur sur une vallée de la pénétrante autoroutière RN25 reliant la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de PK15+460 au PK15+780.

I.2 Description de l'ouvrage :

I.2.1 Tracé en plan :

L'ouvrage est en encorbellement, et présente un angle de bais très faible. Le trace en plan de pont est illustre dans la figure.

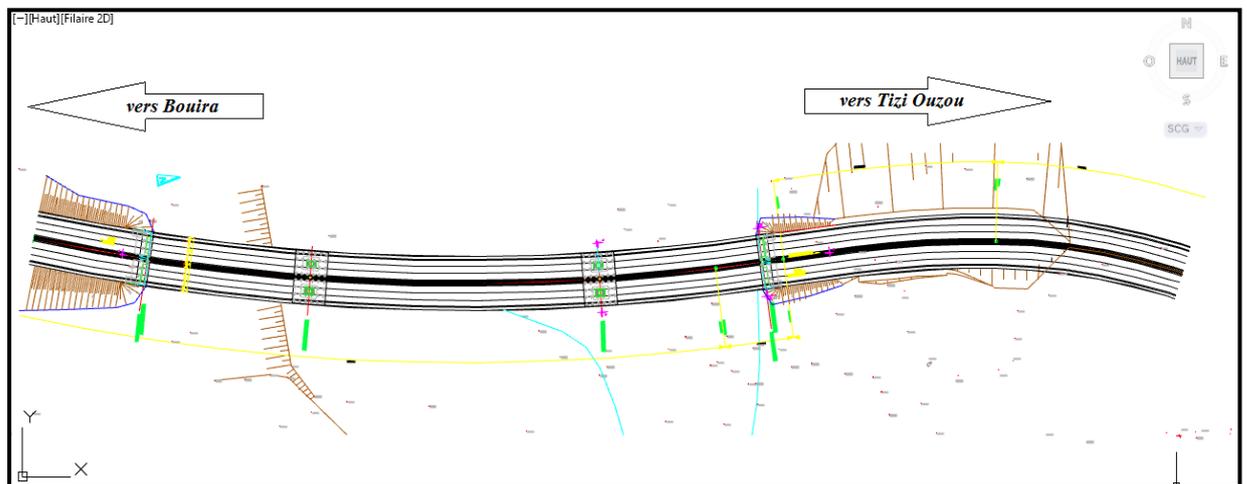


Fig.I.1 : Tracé en plan du pont.

I.2.2 Profil en long :

Le profil en long de l'ouvrage n'introduit pas un rayon de courbure, et présente une pente de 5,28 %.

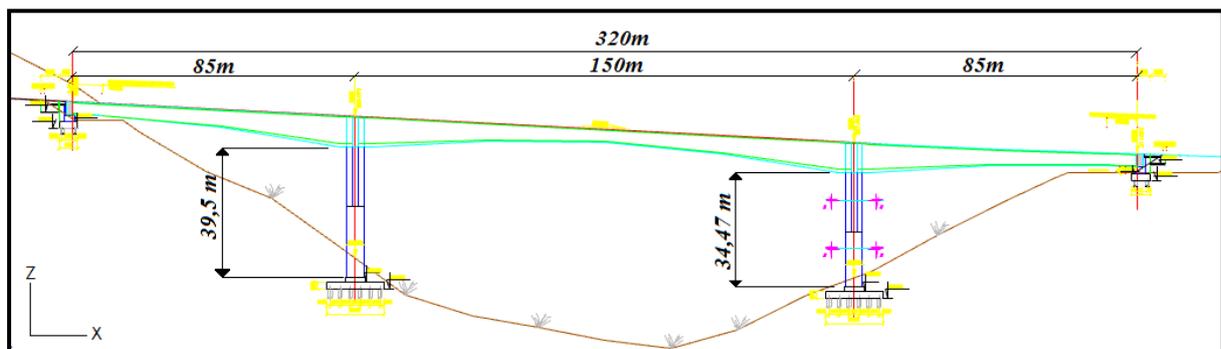


Fig.I.2 : Profil en long du pont

I.2.3_Profil en travers :

Le profil en travers de notre chaussée est défini par:

Largeur roulable	$L_r = 10 \text{ m}$
Largeur chargeable	$L_c = 11 \text{ m}$
Nombre de voies de circulations	3 voies
Largeur de trottoir droite	3,5 m
Largeur de trottoir gauche	0,5 m
La pente du versant	2,5%

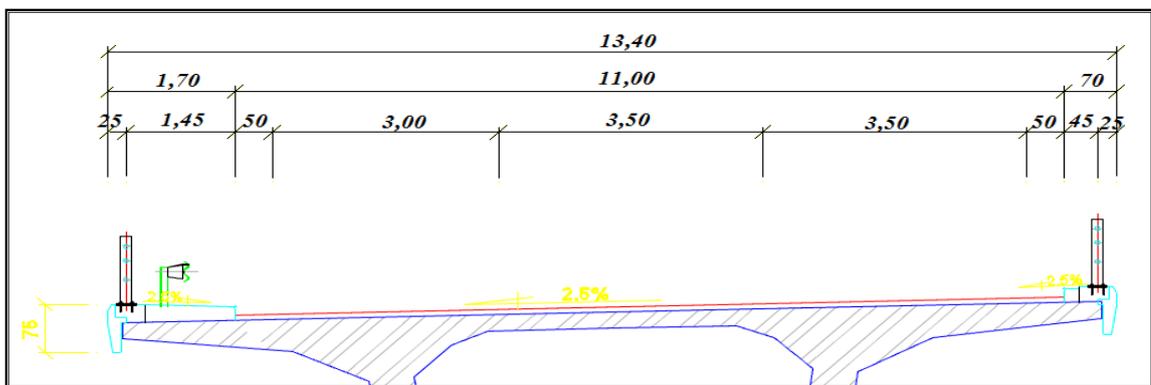


Fig.I.3 : Profil en travers du pont

I.3_Données géologiques (géotechniques) :

➤ Selon le rapport géotechnique la portance d'un pieu de **12m** de profondeur avec un diamètre de **1,2 m** est prise égale a :

ELS: 7 147 KN

ELU: 10 976 KN

ELA: 12 806 KN

- Angle de frottement de sol : **30°**.
- Nature du sol: S2.
- Densité : **2 t/m³**
- Zone sismique : **I_a**

I.4_Données climatiques :

- Température : $\Delta T = 7^{\circ}\text{C}$.
- Vent : 2kN/m^2 .

I.4_Conception de l'ouvrage :

L'ouvrage est un pont en béton précontraint à 3 travées, symétrique, construit par encorbellements successifs, à l'aide d'un équipement mobile.

La cinématique de construction est la suivante : [Jean-Michel LACOMBE]

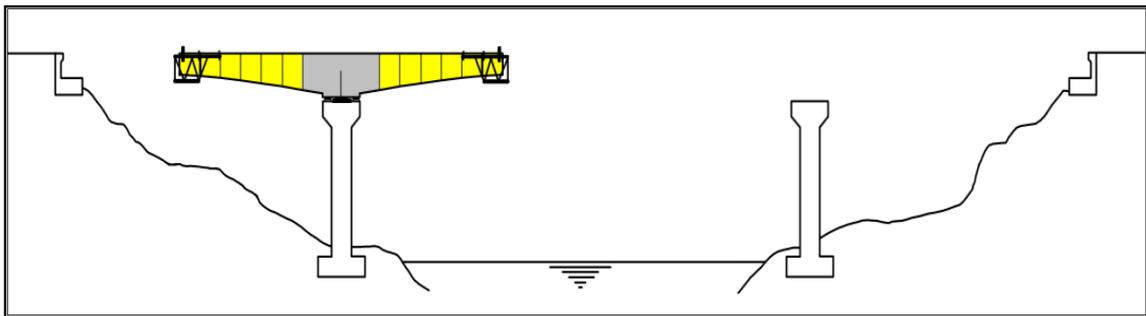


Fig.I.4 : Construction de chaque fléau sur pile.

Après bétonnage du voussoir sur pile, les voussoirs courants sont bétonnés dans les équipages mobiles accrochés de chaque côté du fléau. Dès que le béton a atteint la résistance nécessaire, une ou deux paires de câbles de fléau sont tendus et les équipages sont avancés d'un voussoir, jusqu'à achèvement du fléau ;

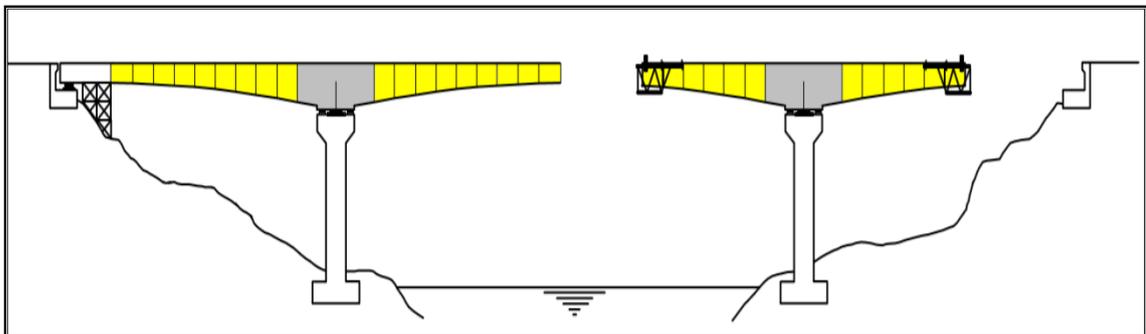


Fig.I.5 : Bétonnage sur chaque rive des parties coulées sur cintre.

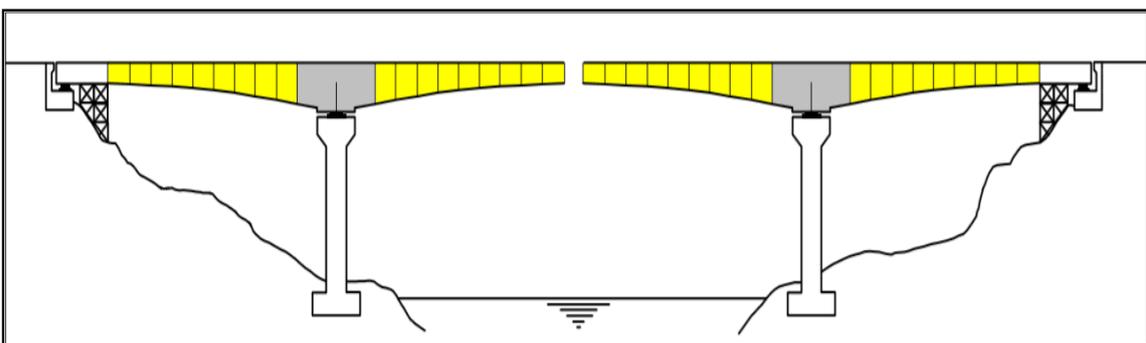


Fig.I.6 : Bétonnage du clavage central.

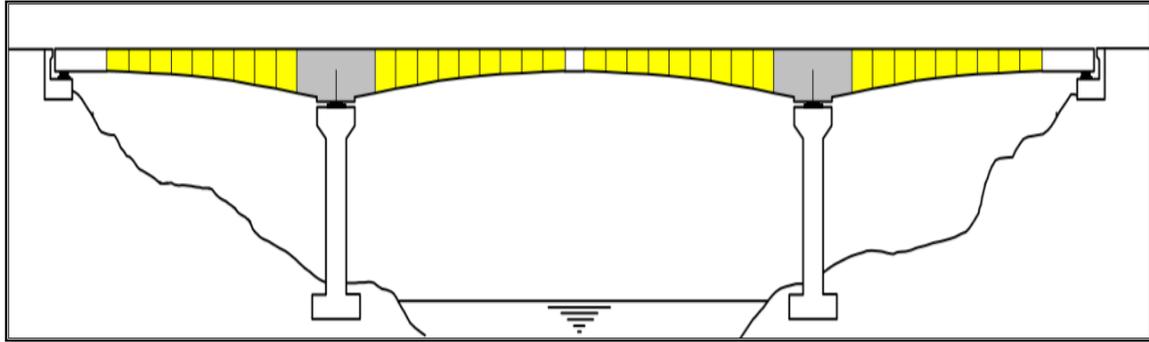


Fig.I.7 : Pose des équipements, sur la structure.

I.5_Mode de construction :

Voussoir coulé sur place :

C'est la technique la plus ancienne. Plusieurs procédés peuvent être utilisés selon le mode de support du coffrage du voussoir à bétonner. Il est constitué de coffrages suspendus à une charpente métallique portée par la partie du tablier déjà construite. Une poutre métallique provisoire reposant sur les appuis du pont en cours de construction sur laquelle sont suspendue les coffrages qui peuvent se déplacer après exécution de chaque voussoir. Cette solution est intéressante pour les ouvrages à grand nombre de travées.

Un équipement mobile de bétonnage doit jouer deux rôles :

- Assurer le positionnement géométrique du voussoir dans l'espace.
- Supporter le poids du voussoir avant durcissement du béton et solidarisation par précontrainte à l'élément précédent.



Fig.I.8 : La disposition de l'équipement mobile.



***CHPITRE II : CARACTERISTIQUE
DES MATÉRIAUX***

II.1_ Le béton :

Le béton s'obtient en mélangeant dans des proportions convenables, et de façon homogène : le ciment, le sable, le gravier, l'eau et éventuellement des adjuvants.

Le béton destiné au béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf que nous l'utilisons sous des contraintes plus élevées. Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenées par les charges.

Le module d'élasticité longitudinale est élevé, pour réduire des déformations, et les pertes de tension des aciers.

Densité : la masse volumique du béton armé $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

II.1.1_ Résistance caractéristique à la compression:

$$f_{c28}(\text{MPa}) \begin{cases} \text{Infrastructure} = 27 \text{ MPa} \\ \text{Superstructure} = 35 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour un béton âgé de « j » jours:

Nous avons: $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$.

$$\text{Donc : } f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \cdot f_{c28}$$

II.1.2_ Résistance caractéristique à la traction:

La résistance caractéristique à « j » jours se déduit conventionnellement par la relation:

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28}(\text{MPa}) \begin{cases} \text{Infrastructure} = 2,22 \text{ MPa} \\ \text{Superstructure} = 2,7 \text{ MPa} \end{cases}$$

II.1.3_ Contrainte de calcul pour l'ELU :

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

θ : coefficient prend en compte la durée probable d'application de la combinaison d'action.

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

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,50 \text{ en situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 \text{ en situations accidentelles.} \end{cases}$$

	Situation	Infrastructure	Superstructure
f_{bu} (MPa)	Durables	15,30	19,84
	Accidentelles	19,95	25,87

Tab.II.1: contrainte de calcul du béton à l'ELU.

II.1.4_Contrainte limite de service :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{en service} \\ 0,6 f_{c28} & \text{en construction} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Infrastructure	Superstructure
En service	13,50	17,50
En construction	16,20	21,00

Tab.II.2 : contrainte limite de service.

II.1.5_Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est $\nu = \frac{\Delta t}{\Delta l}$

Δt : augmentation relative de la dimension transversale.

Δl : raccourcissement relatif longitudinal.

$\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré (ELS) .

et $\nu = 0$ pour un béton fissuré (ELU) .

II.1.6_ Module de déformation longitudinale du béton :

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

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Module de déformation différée (longue durée).

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

II.2_Les aciers passifs :

Nous utilisons pour les aciers passifs des barres à haute adhérence de classe F_eE500. Nous avons :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : est un coefficient de sécurité = $\begin{cases} 1,15 \text{ cas général.} \\ 1,00 \text{ cas accidentels.} \end{cases}$

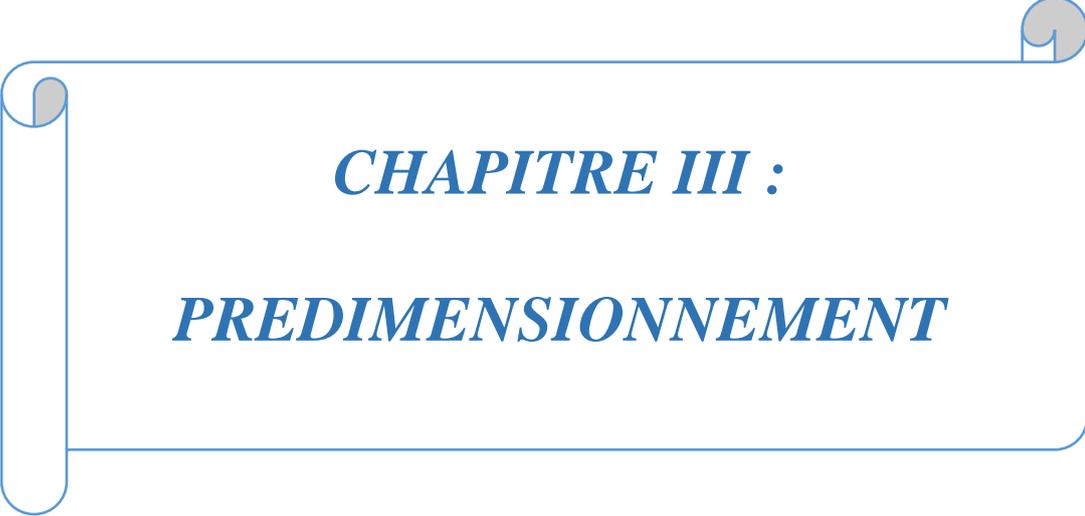
$$\sigma_s (\text{MPa}) \begin{cases} \text{cas général} = 434,78 \\ \text{cas accidentelles} = 500 \end{cases}$$

II.3_Les aciers de précontrainte «Actifs»:

Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance que nous appelons aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors nous utilisons des câbles 19T15 car ce type de câble est réservé aux caissons très larges et de très grandes portées au-delà de 130 à 140 m.

Selon [FREYSSINET] les caractéristiques des câbles sont :

- Unité de précontrainte : 19 torons.
- Poids de 1T15 = 1,18 kg/m.
- Section de 19T15 = 2 641 mm².
- Limite à la rupture : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$.
- Limite élastique : $f_{peg} = 1660 \text{ MPa}$.
- Tension maximal à l'origine : $\sigma_{po} = \min(0,8f_{prg} ; 0,9f_{peg})$.
- $\sigma_{p0} = \min(0,8f_{prg}; 0,9f_{peg}) = \min(1488 ; 1494) = 1488 \text{ MPa}$.
- Diamètre extérieur des gaines = 100 mm.



CHAPITRE III :
PREDIMENSIONNEMENT

III.1_CHOIX DE LA TECHNIQUE DE CONSTRUCTION :

Vu la portée très importante de ce viaduc nous avons choisi la construction par voussoirs coulés sur place ; c'est la technique retenue en général pour les hauteurs de brèches importantes et les moyens de l'entreprise. Les étapes de réalisation sont:

1. La réalisation des fléaux sur piles P1 et P2. Nous avons des encastresments sur les piles, alors il n'y a pas de problème de stabilité.
2. Nous réalisons ensuite, les parties coulées sur cintre avec mise en tension des câbles de continuité (ce clavage de rive est réalisé en premier pour éviter le développement des moments hyperstatiques de précontraintes).
3. La solidarisation des fléaux consiste à les claver à l'avancement, les uns après les autres, et à partir des rives de la brèche à franchir.
4. La mise en tension des câbles de continuité s'effectue après chaque clavage.

III.2_PREDIMENSIONNEMENT DE TABLIER :

III.2.1_ Choix de type de voussoir:

Les importants porte-à-faux réalisés en phase de construction imposent d'utiliser une section transversale présentant une bonne résistance à la torsion. C'est l'une des raisons qui conduit les projeteurs à adopter des sections en forme de caisson. 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 moments négatifs.

Il existe plusieurs formes de caissons. Pour des largeurs de tablier inférieures à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine. Donc, nous allons adopter un monocaisson simple.

En-dessous de 15 ou 16 m de largeur, le hourdis supérieur est en béton armé; c'est le cas de notre projet. Au-delà, il est fréquemment précontraint transversalement par des câbles de faible puissance. Nous pouvons disposer, par exemple, trois ou quatre monotorons T15 cirés ou graissés par mètre, ou trois ou quatre câbles 4T15S par voussoir de 3,50 à 4,00 m.

Ce type de caisson autorise toutes les lois de variation de la hauteur du tablier (constante, parabolique, etc.).

III.2.2_ *Prédimensionnement des voussoirs:*

III.2.2.1_ *Profil en long:*

Le tablier peut être de hauteur constante ou variable. Il est plus facile à confectionner dans le premier cas, que dans le second. Mais il ne peut convenir que dans une gamme de portées limitées, de l'ordre de 60 à 70 m. Au-delà de 70 m, un tablier de hauteur variable devient plus économique et, en général, plus esthétique. Il est possible de construire des ponts de hauteur constante comportant une grande travée, mais aux prix d'un supplément considérable de précontrainte. Les tabliers de hauteurs variables sont économiquement intéressants dans une large gamme de portées, allant de 70 à 200 m. La variation de hauteur permet d'adapter les dimensions des sections à l'intensité des moments fléchissant liés à ce mode de construction particulier.

Lors de la construction, le moment au niveau de l'extrémité libre est nul, donc nous pouvons avoir une hauteur de l'encastrement nulle pour le dernier voussoir.

La hauteur minimale est de 1,6 m, permettant la circulation à l'intérieur de la poutre-caisson pour l'enlèvement des coffrages, la mise en tension des câbles de précontrainte et la surveillance de l'ouvrage.

III.2.2.2_ *Hauteur du voussoir sur pile h_p :*

La hauteur sur pile H_p est due à l'effort tranchant qui est max au niveau de la pile, on générale égale :

$$h_p = \frac{L}{14 + \frac{L}{45}} = 8,65 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{16} \leq h_p \leq \frac{L}{18}$$

$$\text{Donc: } 8.33\text{m} \leq h_p \leq 9.37\text{m}$$

Dans notre cas on prend $h_p = 9 \text{ m.}$

III.2.2.3_ *Hauteur du voussoir sur la culée et à la clé h_c :*

La hauteur à la clé H_c est généralement égale :

$$h_c = \frac{l}{19 + \frac{l}{7}} = 3,46 \text{ m}$$

Mais avec un minimum de 2.2m permettant un cheminement aisé dans le caisson.

On prend $h_c = 3,75 \text{ m}$

III.2.2.4_Profil en travers (dégrossissage de la section droite) :

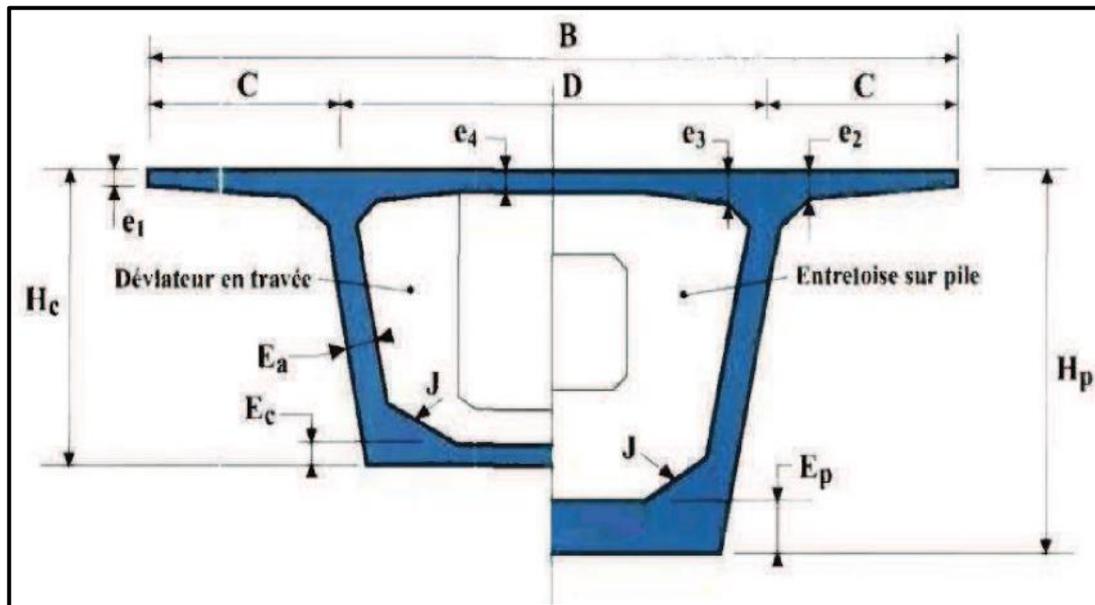


Fig.III.1 : schéma type de la section transversale des voussoirs.

$$\begin{cases} B = 13 \text{ m} \\ hp = 9 \text{ m} \\ hc = 3,75 \text{ m} \\ D = \frac{B}{2} = \frac{13}{2} = 6,5 \text{ m} \\ C = \frac{B}{4} = \frac{13}{4} = 3,25 \text{ m} \end{cases}$$

Les âmes :

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

$$e_a(\text{cm}) \begin{cases} = 26 + \frac{L}{500} \\ \geq 59 \text{ cm (cas de 19T15)} \end{cases} \Rightarrow e_a(\text{cm}) \begin{cases} = 56 \text{ cm} \\ = 59 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend : $e_a = 60 \text{ cm}$

L'inclinaison de l'âme par rapport à la verticale mesure environ 1/5.

Hourdis supérieur :

Le hourdis supérieur est essentiellement dimensionné par sa résistance à la flexion transversale et aux charges concentrées.

$$\begin{cases} \frac{D}{30} \leq e_4 \leq \frac{D}{25} \Rightarrow 21,67 \leq e_4 \leq 26 \\ e_4 \geq 20 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend : $e_4 = 25 \text{ cm}$.

L'épaisseur e_1 à l'extrémité des encorbellements dépend du dispositif de retenue choisi. Elle est au minimum de :

- 16 à 18 cm en cas de garde-corps,
- 23 cm en cas de barrière normale *BN1*,
- 24 cm en cas de barrière normale *BN4*,

Nous retenons : $e_1 = 25 \text{ cm}$

Lorsque nous affinons la section transversale, la dimension des goussets dépend de l'encombrement des câbles de fléau, a l'enracinement des encorbellements latéraux sur les âmes.

$$\frac{C}{7} \leq e_2 \leq \frac{C}{5} \Rightarrow 46,64 \leq e_2 \leq 65$$

Nous prenons : $e_2 = 50 \text{ cm}$

$$e_3 : \begin{cases} = 0,1 + \frac{D}{25} \\ > e_2 - 0,1 \\ > 1,5e_4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} = 36 \text{ cm} \\ > 40 \text{ cm} \\ > 37,5 \text{ cm} \end{cases}$$

Nous adoptons : $e_3 = 45 \text{ cm}$

Épaisseur de l'hourdis inférieur :

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

A la clé :

$$e_{ic} \geq \max\left(18; 3\phi; \frac{e_a}{3}\right) = \max(18; 24; 20) = 24 \text{ cm}$$

Nous prenons : $e_{ic} = 25 \text{ cm}$

Sur pile l'épaisseur du hourdis inférieur est liée, en partie, au choix de la dimension *hp*. Pour la pré-dimensionnement nous pouvons prendre :

$$e_{ip} = \begin{cases} 2 \text{ à } 2,5 e_{ic}(\text{clé}) \text{ si le tablier est de hauteur variable.} \\ e_{ic}(\text{clé}) \text{ si le tablier est de hauteur constante.} \end{cases}$$

Alors :

Pour les travées à hauteurs variables nous prenons : $e_{ip} = 90 \text{ cm}$ pour tenir compte de la contrainte limite afin de diminuer l'effet du fluage

L'épaisseur du hourdis inférieur sur pile :

- $e_{ic} = 25 \text{ cm}$ Pour une hauteur variable.
- $e_{ip} = 90 \text{ cm}$ Pour une hauteur constante.

L'épaisseur du hourdis inférieur à la clé : $e_{ic} = 25 \text{ cm}$.

Alors :

$$h(x) = 3,75 + 5,25 \left(1 - \frac{x}{75}\right)^2$$

III.3.2_ Variation du hourdis inférieur :

Pour les piles P1 et P2 et sur de chaque côté nous avons une variation comme suit:

$$e_i(x) = e_{ic} + (e_{ip} - e_{ic}) \left(1 - \frac{2x}{l}\right)^2$$

Avec:

$$\begin{cases} l = 150 \text{ m} \\ e_{ip} = 90 \text{ cm} \\ e_{ic} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Alors :

$$e_i(x) = 0,25 + 0,65 \left(1 - \frac{x}{75}\right)^2$$

Pour les parties coulées sur cintres $e_i(x) = e_c$

III.3.3_ Variation d'inertie :

De la pile P1 et P2 jusqu'à 75m sur les deux cotés ; Nous considérons une loi de variation d'inertie de la forme :

$$I(x) = I_c \left[1 + k \left(1 - \frac{2x}{l}\right)^2\right]^{5/2}$$

Avec :

$$k = \left(\frac{I_p}{I_c}\right)^{0,4} - 1$$

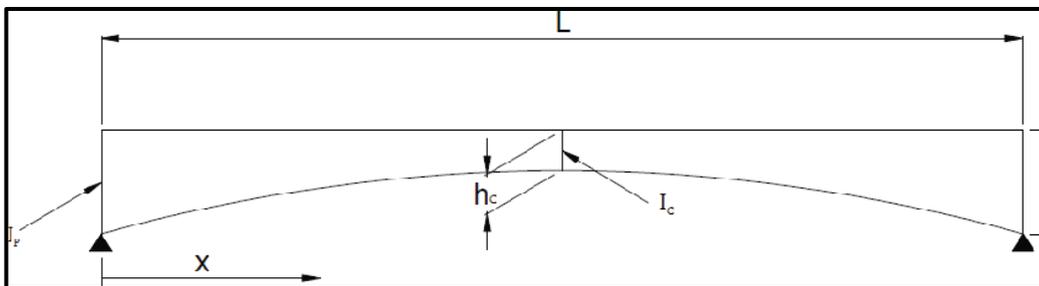


Fig.III.3 : Variation de la hauteur et de l'inertie de la section.

$$\begin{cases} l = 150 \text{ m} \\ I_p = 192,6139 \text{ m}^4 \\ I_c = 10,5066 \text{ m}^4 \end{cases}$$

Alors :

$$k = \left(\frac{192,6139}{10,5066} \right)^{0,4} - 1 = 2,20$$

$$I(x) = 10,5066 \left[1 + 2,20 \left(1 - \frac{x}{75} \right)^2 \right]^{5/2}$$

De la culée C1 et C2 jusqu'à 10 m, l'inertie reste constante :

$$I(x) = I_c$$

$$I(x) = 10,5066 \text{ m}^4$$

III.3.4_Variation de la section :

De la pile P1 et P2 jusqu'à 75 m sur les deux cotées, on a :

$$S(x) = s_c + (s_p - s_c) \left(1 - \frac{2x}{l} \right)^2$$

$$S_p = 18,7345 \text{ m}^2$$

$$S_c = 10,7644 \text{ m}^2$$

Alors :

$$S(x) = 10,7644 + 7,9701 \left(1 - \frac{x}{75} \right)^2$$

De la culée C1 et C2 jusqu'à 10 m, la section reste constante

$$S(x) = S_c$$

$$S(x) = 10,7644 \text{ m}^2$$

III.3.5_Variation du centre de gravité de la section du voussoir :

De les piles P3 et P2 jusqu'à 75 m sur les deux côtés, on a :

$$Y_G(x) = Y_{Gc} + (Y_{Gp} - Y_{Gc}) \left(1 - \frac{2x}{l} \right)^2$$

$$Y_{Gp} = 5,1146 \text{ m}$$

$$Y_{Gc} = 2,1434 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } Y_G(x) = 2,1434 + 2,9712 \left(1 - \frac{x}{75} \right)^2$$

De la culée C1 et C2 jusqu'à 10 m, le centre de gravité de la section reste constant :

$$Y_G(x) = Y_{Gc}$$

$$Y_G(x) = 2,1434 \text{ m}$$

III.4 Découpage en voussoirs :

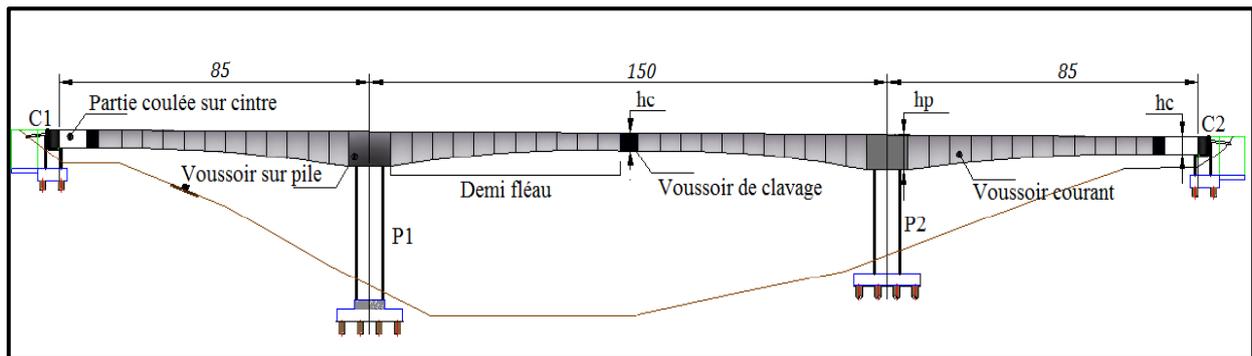


Fig. III.4 : Découpage en voussoirs.

- Voussoir sur pile = 10 m
- Voussoir de clavage = 2 m
- Voussoir courant = 3,45 m

x (m)	$h(x)$	$ei(x)$	S (m ²)	YG (m)	V' (m)	V (m)	I (m ⁴)	p	c (m)	c' (m)
0	9,00	0,90	18,73	5,11	5,11	3,89	192,61	0,52	2,64	2,01
5	8,32	0,82	17,44	4,73	4,73	3,60	152,52	0,51	2,43	1,85
8,45	7,88	0,76	16,78	4,48	4,48	3,40	129,56	0,51	2,27	1,72
11,9	7,47	0,71	16,14	4,24	4,24	3,22	109,81	0,50	2,11	1,60
15,35	7,07	0,66	15,54	4,02	4,02	3,05	92,88	0,49	1,96	1,49
18,8	6,70	0,61	14,98	3,81	3,81	2,89	78,44	0,48	1,81	1,38
22,25	6,35	0,57	14,44	3,61	3,61	2,74	66,17	0,46	1,67	1,27
25,7	6,02	0,53	13,94	3,42	3,42	2,59	55,80	0,45	1,54	1,17
29,15	5,71	0,49	13,48	3,25	3,25	2,46	47,06	0,44	1,42	1,07
32,6	5,43	0,46	13,05	3,09	3,09	2,34	39,75	0,42	1,30	0,99
36,05	5,17	0,43	12,65	2,94	2,94	2,22	33,65	0,41	1,20	0,90
39,5	4,93	0,40	12,29	2,81	2,81	2,12	28,59	0,39	1,10	0,83
42,95	4,71	0,37	11,96	2,68	2,68	2,03	24,43	0,38	1,01	0,76
46,4	4,51	0,34	11,66	2,57	2,57	1,94	21,02	0,36	0,93	0,70
49,85	4,34	0,32	11,40	2,47	2,47	1,87	18,25	0,35	0,86	0,65
53,3	4,19	0,30	11,17	2,39	2,39	1,80	16,02	0,33	0,80	0,60
56,75	4,06	0,29	10,97	2,32	2,32	1,74	14,26	0,32	0,74	0,56
60,2	3,95	0,28	10,81	2,26	2,26	1,70	12,90	0,31	0,70	0,53
63,65	3,87	0,26	10,68	2,21	2,21	1,66	11,87	0,30	0,67	0,50
67,1	3,81	0,26	10,59	2,17	2,17	1,64	11,15	0,30	0,64	0,48
70,55	3,77	0,25	10,53	2,15	2,15	1,62	10,70	0,29	0,63	0,47
74	3,75	0,25	10,50	2,14	2,14	1,61	10,51	0,29	0,62	0,47
75	3,75	0,25	10,50	2,14	2,14	1,61	10,50	0,29	0,62	0,47

Tab.III.2 : Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques des sections d'un demi-fléau.

III.5_Prédimensionnement des piles:

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

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

Toutefois, il convient d'insister sur le fait qu'un projet de pont ne débute pas par l'étude de détail du tablier. Dans la plupart des cas, nous commençons par implanter les appuis extrêmes, c'est-à-dire les culées. Une fois ces culées implantées, nous connaissons la longueur totale de la brèche à franchir et nous pouvons élaborer une première esquisse de solution.

Si cette esquisse n'est pas satisfaisante, nous revoyons l'implantation des appuis extrêmes et nous reprendrons le raisonnement, selon un processus itératif.

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type du mode d'exécution des fondations et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site. Par ailleurs, les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles ou bien partiellement ou totalement encasté. Il en résulte que leur implantation ne peut résulter que d'une étude globale de la structure assurant le franchissement.

III.5.1_Choix du type de pile:

Nous pouvons classer les piles en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau.

Notre choix s'est porté pour les piles caissons (une section rectangulaire évidée) à cause de la grande hauteur des piles ($H > 15m$) où l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur. Ces piles sont construites soit par la méthode des coffrages glissants, soit par la méthode des coffrages grimpants.

III.5.2_Dimensionnement des piles :

Les fûts ont des dimensions constantes suivant l'axe longitudinal et transversal de l'ouvrage. Et leur section est déterminée selon les démentions des voussoirs sur pile.

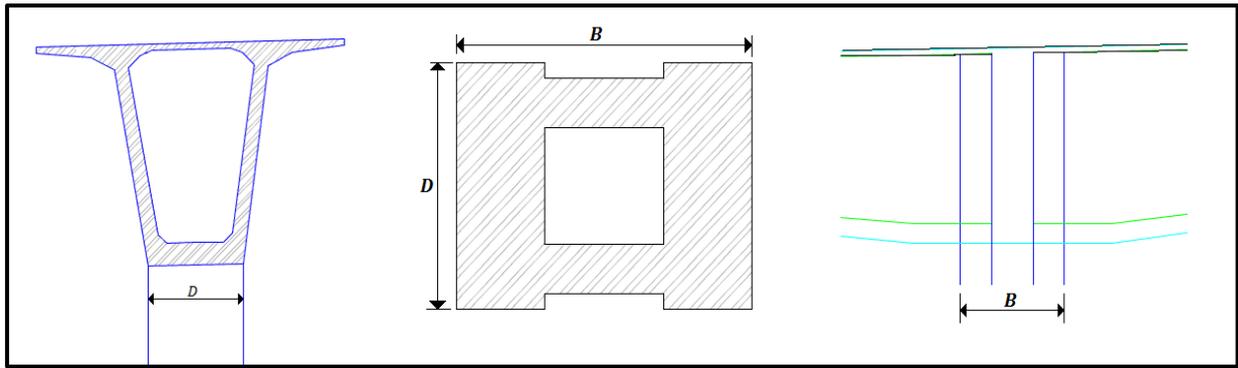


Fig.III.5 : Coupe en travers de la pile et la VSP.

Fig.III.6 : vue en plan de la pile.

Fig.III.7 : Coupe longitudinal de la pile et la VSP.

$$B = \frac{L_{SVP}}{2}$$

$$B = \frac{10}{2} = 5 \text{ m}$$

D = Largeur de l'hourdiinferieur de VSP.

$D = 4 \text{ m}$.

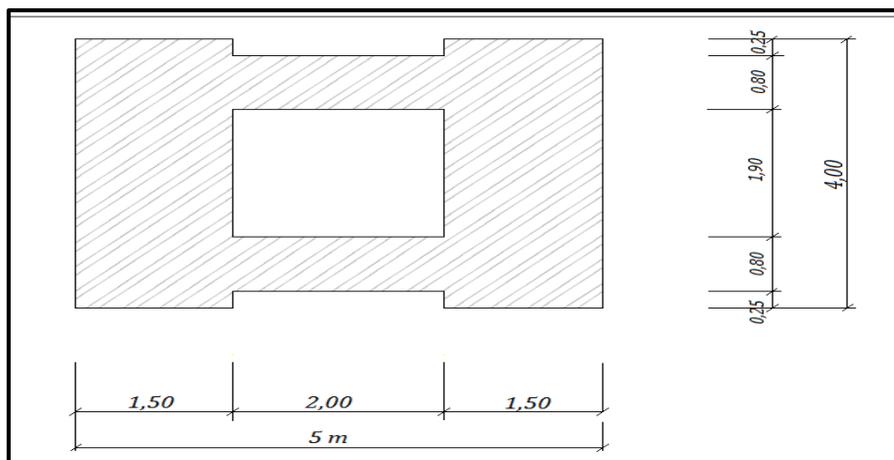


Fig.III.8 : Caractéristiques géométriques de la section des piles.

Pour des raisons de souplesse, les piles encastre vont être en voile dans leur parties supérieurs. La hauteur des voiles est généralement prise égale à deux fois la hauteur de VSP.

$$H_V = 2h_p = 2 \times 9 = 18 \text{ m}$$

Alors : $H_V = 18 \text{ m}$.



***CHAPITE IV : CHARGES ET
SURCHARGES***

IV.1_Charges permanentes :

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

IV.1.1_Charges permanentes (CP) :

C'est le poids propre des caissons : Il est calculé en utilisant la formule suivante : $p(x) = \gamma_b S(x)$

Avec $S(x)$ c'est la variation de la section : $S(x) = s_c + (s_p - s_c) \left(1 - \frac{2x}{l}\right)^2$

Donc : $p(x) = \gamma_b s_c + \gamma_b (s_p - s_c) \left(1 - \frac{2x}{l}\right)^2$

Exemple : Pour un demi-fléau de 75 m nous avons :

$$p(x) = 26,9 + 19,925 \left(1 - \frac{x}{75}\right)^2$$

IV.1.2_Charges complémentaires permanentes (CCP) :

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

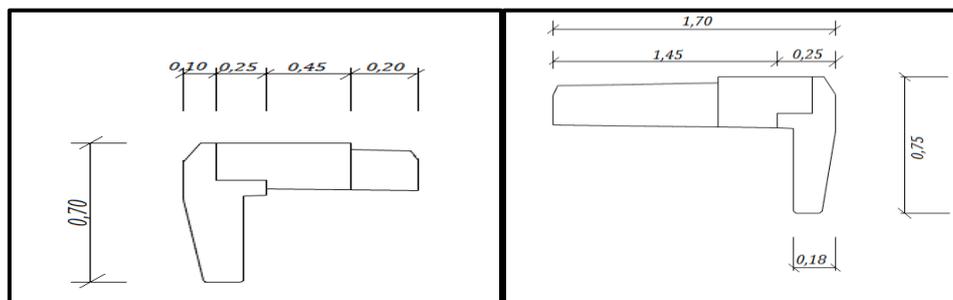
- Le revêtement.
- La corniche.
- Les trottoirs.
- Le garde-corps.
- La glissière de sécurité.

IV.1.2.1_Le revêtement :

Nous avons une couche de revêtement en béton bitumineux (BB) de 8 cm d'épaisseur.

$$P_{BB} = 0,08 \times 11 \times 2,2 = 1,94 \text{ t/ml.}$$

IV.1.2.22_Poids des trottoirs plus corniches :



Trottoir gauche (Aire = 0,2360m²)

Trottoir droite (Aire = 0,4941m²)

Fig.IV.1 : Caractéristique géométrique des trottoirs.

$$P_{tg} = 0,2360 \times 2,5 = 0,59 \text{ t/ml}$$

$$P_{td} = 0,4941 \times 2,5 = 1,24 \text{ t/ml}$$

$$P_t = P_{tg} + P_{td} = 1,83 \text{ t/ml}$$

IV.1.2.3_Garde-corps :

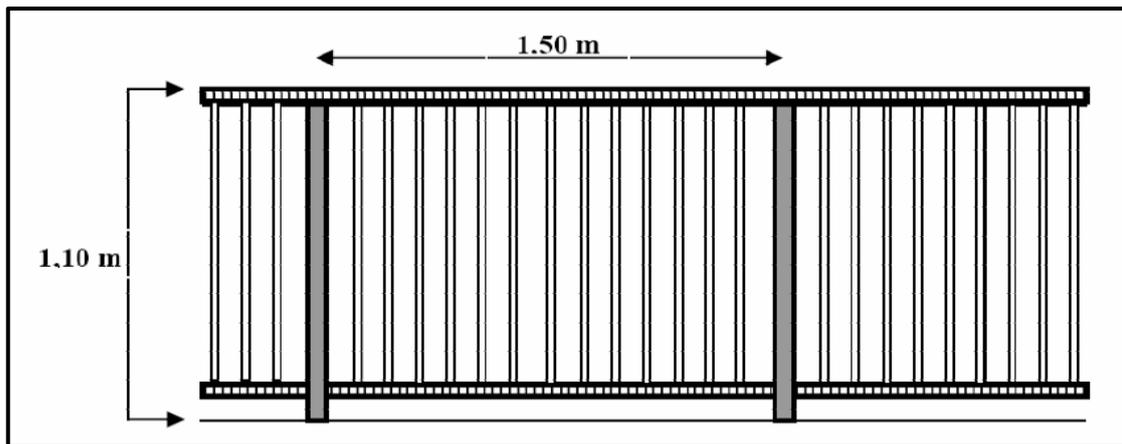


Fig.IV.2 : Caractéristiques géométriques de garde-corps.

Le poids d'un garde-corps est estimé selon le fascicule 61, titre II à $0,1 \text{ t/ml}$.

Donc : $P_{gc} = 0,2 \text{ t/ml}$

IV.1.2.4_Glissière de sécurité:

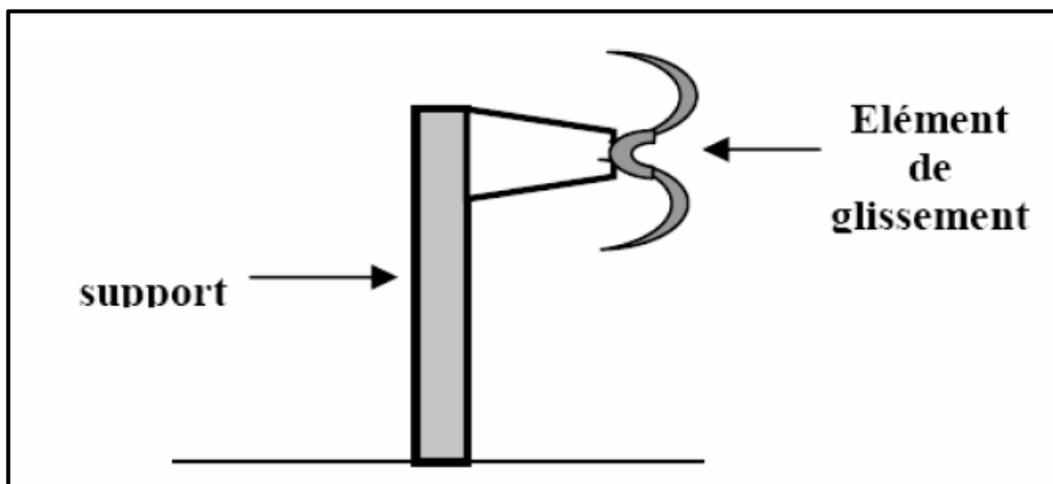


Fig.IV.3 : Glissière de sécurité

La glissière de sécurité est en acier, son poids est de $0,06 \text{ t/ml}$.

Donc : $P_{gli} = 0,12 \text{ t/ml}$.

CCP = revêtement + corniche + Trottoirs + garde-corps + glissière de sécurité.

$$CCP = 1,94 + 1,83 + 0,2 + 0,12 = 4,09 \text{ t/ml}$$

IV.2_Surcharges d'exploitation :

IV.2.1_Charges à considérer:

D'après le [fascicule 61 titre II], les surcharges à utiliser pour le dimensionnement sont les suivantes:

- La surcharge de type $A(L)$.
- Système de charges B (B_c, B_r, B_t).
- La surcharge militaire $Mc120$.
- Le convoi exceptionnel $D240$.
- les surcharges sur les trottoirs Q_t

IV.2.2_La largeur roulable :

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Dans notre projet la largeur roulable $L_r = 11 m$.

IV.2.3_La largeur chargeable :

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50 m, le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe. Dans notre projet la largeur chargeable $L_c = 10m$.

IV.2.4_Nombre de voies .:

$$N = \left[\frac{10}{3} \right] = 3$$

Largeur d'une voie est la largeur réglementaire, d'une voie est de 3,5 m, nous aurons 2 voies de 3,5 m et une bande d'arrêt d'urgence de 3 m.

Nous distinguons trois classes de ponts en fonction de leurs largeurs roulables (fascicule 61 titre II). Notre pont est de la classe 1 car il a une largeur roulable : $L_r = 11m > 7m$.

IV.2.5_Système de charge A :

D'après le fascicule 61 titre II, la surcharge $A(l)$ (kg/m^2) est une masse donnée en fonction de la longueur chargée l . elle est donnée par la formule suivante :

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{l + 12}$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de $A(l)$ est multipliée par le coefficient a_1 , donné dans le tableau suivant :

Nombre de voies		1	2	3	4	>4
Classes du pont	Première	1	1	0,90	0,75	0,70
	Deuxième	1	0,90	-	-	-
	Troisième	0,90	0,80	-	-	-

Tab.IV.1 : Valeurs de a_1 .

Lorsque la valeur de la charge répartie, trouvée après ci-dessus, est inférieure à $(0,4 - 0,0002l) t/m^2$, avec l est exprimée en mètres, c'est cette dernière valeur qui doit être prise en compte.

La charge A_1 est obtenue par :

$$A_1 = \max \begin{cases} a_1 A(l) \\ 0,4 - 0,0002l \end{cases}$$

La charge A_1 obtenue est multipliée par un coefficient $a_2 = \frac{v_0}{v}$

v étant la largeur d'une voie égale à 3,50 m.

v_0 ayant les valeurs données par le tableau suivant :

Classe de pont	v_0
première classe	3,50 m
deuxième classe	3,00 m
troisième classe	2,75 m

Tab.IV.2 : Valeurs de v_0

Alors : $a_2 = 1$

La charge A_2 ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

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

IV.2.6_Système de charges B :

IV.2.6.1_Système B_C :

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

Charge totale	30 t
Charge portée par chacun des essieux arrière	12 t
Charge portée par l'essieu avant	6 t
Longueur d'encombrement	10,50 m
Largeur d'encombrement	2,50 m
Distance des essieux arrière	1,50 m
Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière	4,50 m
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu	2,00 m
Surface d'impact d'une roue arrière: carré de 0,25 m de côté.	
Surface d'impact d'une roue avant: carré de 0,20 m de côté.	

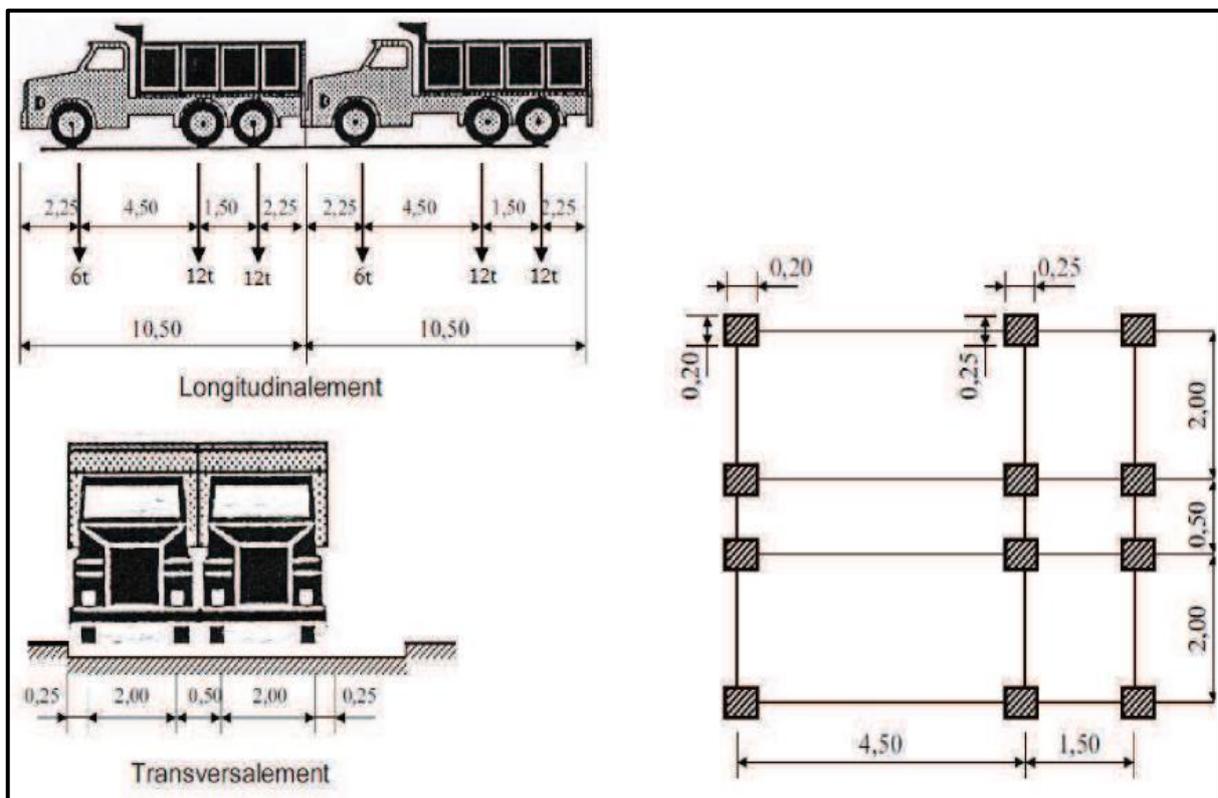


Fig.IV.4 : Système B_C.

Nous disposons sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation. Et nous plaçons toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

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.

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 suivant:

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	>4
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1,00	1,00	-	-	-
Troisième	1,00	0,80	-	-	-

Tab.IV.3 : Valeurs de *bc*.

IV.2.6.2_Système *Br* :

La roue isolée, qui constitue le système *Br* porte une charge de 10 t. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargée dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m.

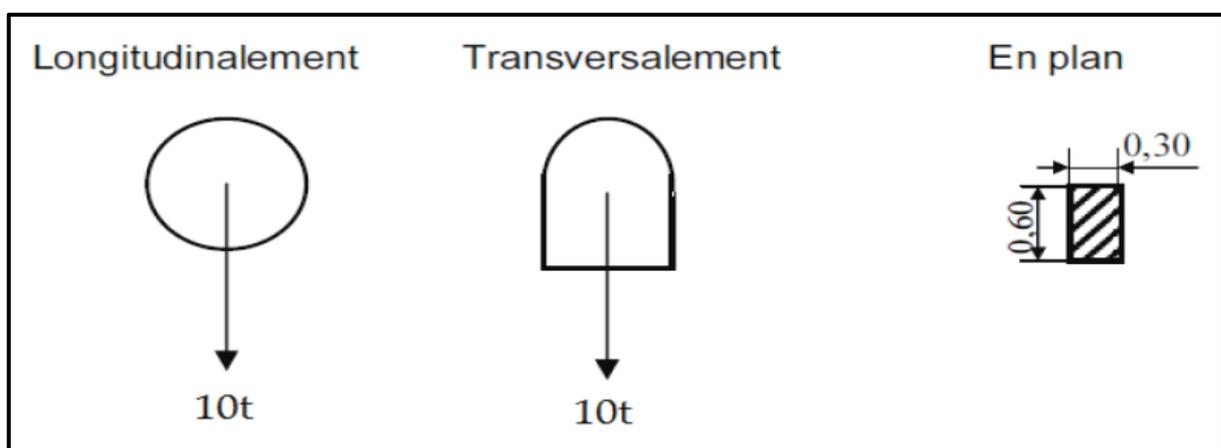


Fig.IV.5 : Système *Br*.

Le rectangle d'impact de la roue *Br*, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

IV.2.6.3_Système *Bt* :

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

Charge portée par chaque essieu.	16 t
Distance des deux essieux.	1,35 m
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu	2,00 m

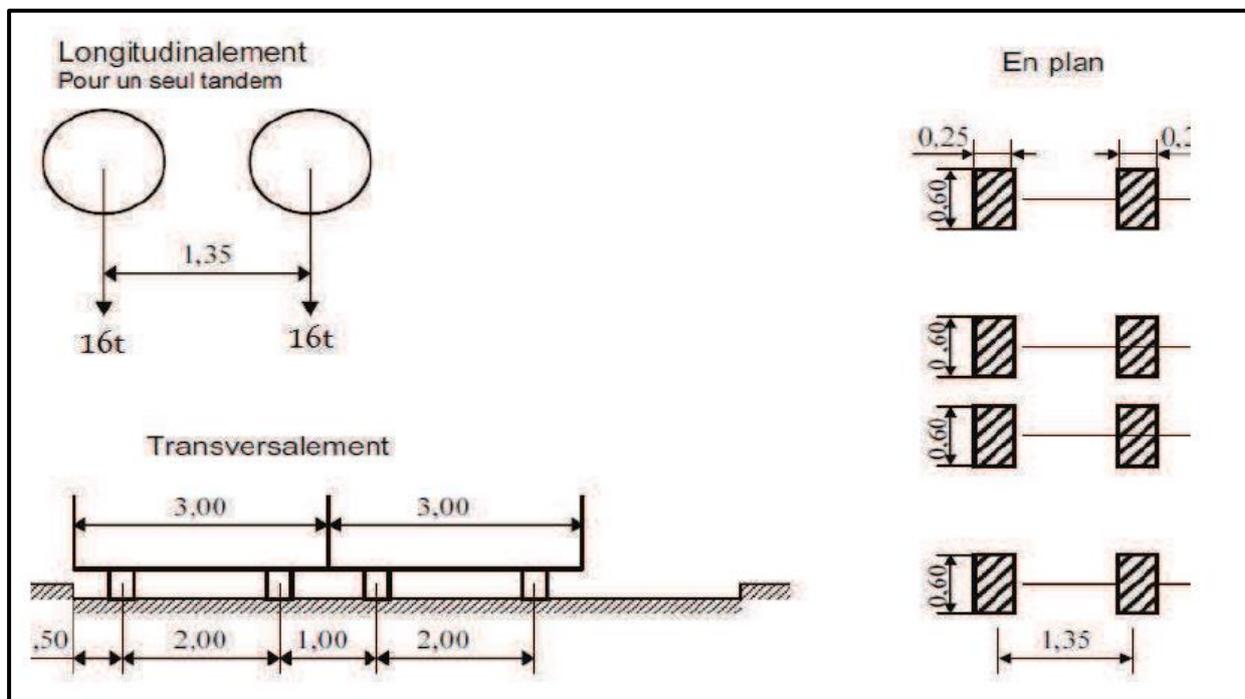


Fig.IV.6 : Système *Bt*.

La surface d'impact de chaque roue (portant 80 kN) sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé.

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3 m de large.

La disposition de ces bandes longitudinales par rapport aux bords de la largeur chargeable ou de la largeur roulable, est soumise aux mêmes règles que les bandes des camions *Bc*.

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

Classe de pont	bt
première classe	1,20
deuxième classe	1,00

Tab.IV.4 : Valeurs de bt .

IV.2.6.4_Coefficient de majoration dynamique:

Les charges du système B sont multipliées par un coefficient de majorations dynamiques et le coefficient de majoration applicable aux trois systèmes B_c , B_t et B_r et qui est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

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

Dans laquelle :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres,

G : sa charge permanente.

S : sa charge B maximale.

La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient bc ou bt .

Système B_c		1file	2files	3files
G	S	72	132	171
5 085,24	150	1,02	1,02	1,02
2 952,62	85	1,02	1,03	1,03

Tab.IV.5 : Coefficient de majoration dynamique pour B_c .

Système B_r		
G	L	δ
5 085,24	150	1,01
2 952,62	85	1,02

Tab.IV.6 : Coefficient de majoration dynamique pour B_r .

Système B_t		1file	2files	3files
G	S	38,4	76,8	153,6
5 085,24	150	1,01	1,02	1,02
2 952,62	85	1,02	1,02	1,03

Tab.IV.7 : Coefficient de majoration dynamique pour B_c .

IV.2.7_Convoi M_C120 :

Un véhicule type du système M_C120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes:

Charge totale	110,00 t
Longueur d'une chenille	6,10 m
Largeur d'une chenille	1,00 m
Distance d'axe en axe des deux chenilles	3,30 m

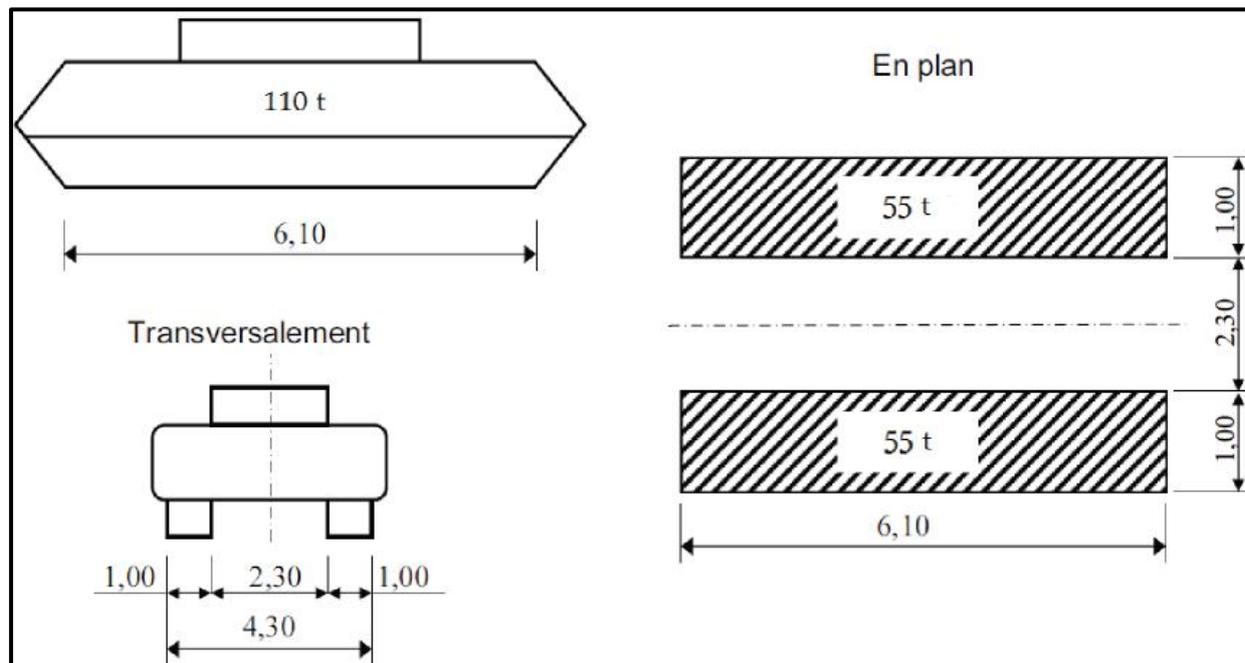


Fig.IV.7 : Convoi type M_C120 .

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

Les véhicules des systèmes M_C 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 des 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 contacts avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50 m.

Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 m réservées le long des dispositifs de sécurité.

Les majorations dynamiques sont applicables aux charges militaires, le coefficient de majoration étant calculé par la même formule que celle qui est donnée pour le système B.

Système Mc120		
G	L	δ
5085,2	150	1,02
2952,6	85	1,03

Tab.IV.8 : Coefficients de majoration dynamique pour Mc120.

IV.2.8_Convoi type D240 :

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 t de poids total.

Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de large et de 18,60 m de long.

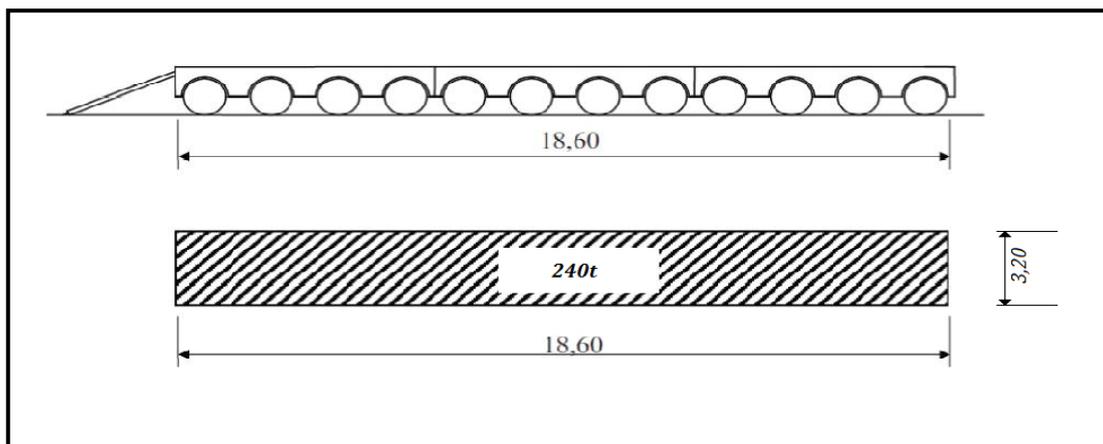


Fig.IV.8 : Convoi type D240.

IV.2.9_Surcharges sur les trottoirs :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m² réservés exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Trottoir gauche chargé : $Q_{tG} = 0,5 \times 150 = 75 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1} = 0,075 \text{ tm}^{-1}$

Trottoir droite chargé : $Q_{tD} = 1,5 \times 150 = 225 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1} = 0,225 \text{ tm}^{-1}$

Les deux trottoirs chargés : $Q_t = Q_{tG} + Q_{tD} = 0,295 \text{ tm}^{-1}$

IV.2.10_Forces 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 être centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

IV.2.10.1_Forces de freinage de système A :

L'effort de freinage correspondant à la charge A est donné par la formule suivante:

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

Avec :

S = la surface chargée en mètre carrés.

IV.2.10.2_Forces de freinage de système B :

Pour la vérification de l'aptitude en service, la valeur à courte durée de la résultante totale de force de freinage vaut 30 t. Les forces de freinage seront appliquées au niveau de la chaussée.

Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas susceptibles de majorations pour effets dynamiques, mais ils sont multipliés par les coefficients bc.

La valeur de courte durée de la résultante des forces de freinage vaut :

$$F_{Bc} = B_c \times b_c = 30 \times 1,2 = 36 \text{ t}$$

IV.3_Actions variables hors trafic:

IV.3.1_Vent:

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

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

Les effets du vent et des charges d'exploitation ne sont pas cumulables au niveau des justifications. Nous devons faire une analyse dynamique spécifique dès que la portée de l'ouvrage dépasse 40 m.

IV.3.2_Température:

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de la température se réfère à la température moyenne du lieu, soit au nord d'Algérie (climat tempéré) : ΔT varie entre 15°C et +35°C.

IV.3.3_Séisme:

D'après le [RPOA 2008] :

- Zone sismique: IIa;(Tizi Ouzou)
- Classement du pont: Groupe 2 (route expresse);
- Coefficient d'accélération: 0,20
- Catégorie de site : S2

Les efforts sismiques sont plus détaillés lors du calcul de l'ouvrage.

IV.4_Combinaisons de charges:

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

Les coefficients de majoration sont mentionnés dans le tableau suivant:

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1,35	1,00
Surcharge $A(l)$, Système B , Surcharge sur trottoirs Q_t	1,60	1,20
$M_c120, D240$	1,35	1,00
Gradient thermique (AT)	0,00	0,50
Vent(W)	1,50	0,00

Tab.IV.9 : Coefficients de majoration dans les Combinaisons de charges.

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

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

Action prépondérante	N°	Combinaisons
ELU	1	$1,35G + 1,6[A(l) + Q_t]$
	2	$1,35G + 1,6[B_c + Q_t]$
	3	$1,35G + 1,35M_c120$
	4	$1,35G + 1,35D240$
ELS	5	$G + 1,2(A(l) + S_t)$
	6	$G + 1,2(B_c + S_t)$
	7	$G + M_c120$
	8	$G + D240$
	9	$G + 1,2(A(l) + S_t) + 0,5AT$
	10	$G + 1,2(B_c + S_t) + 0,5AT$

Tab.IV.10 : combinaisons des charges.



CHAPITRE V : ÉTUDE DES FLÉAUX

V.1_Les charges de réalisation :

V.1.1_Le poids propre du tablier :

Le tablier possède une hauteur variant paraboliquement, nous pouvons admettre que la loi de variation de l'aire de sa section droite est également parabolique.

La variation de la hauteur des voussoirs de notre ouvrage, donne le poids propre du tablier (par mètre linéaire) avec la formule suivante :

$$L'équation du poids : P(x) = \gamma_b S(x) = \gamma_b \left[s_p - 2(s_p - s_c) \left(\frac{x}{L} \right) + (s_p - s_c) \left(\frac{x}{L} \right)^2 \right]$$

L'effort tranchant et le moment fléchissant sont donnés respectivement par les équations suivantes :

$$V_p(x) = \int_0^x P(x) dx$$

$$V_p(x) = \gamma_b \left[s_p(L - x) - (s_p - s_c) \left(\frac{L^2 - x^2}{L} \right) + (s_p - s_c) \left(\frac{L^3 - x^3}{3L^3} \right) \right]$$

$$M_p(x) = - \int_0^x V(x) dx$$

$$M_p(x) = \gamma_b \left[- \frac{s_p(L - x)^2}{2} + (s_p - s_c)(L - x)^2 \left(\frac{2L + x}{3L} \right) - (s_p - s_c)(L - x)^2 \left(\frac{3L^2 + 2Lx + x^2}{12L^2} \right) \right]$$

V.1.2_Les surcharges de chantier :

Nous tenons compte des divers matériels de chantier que nous assimilons à une surcharge uniformément répartie de 50 kg/m^2 et une surcharge concentrée de $5+0,5b$ tonnes appliquée à mi travée. (Avec b = largeur de tablier).

$$Q_{c1} = 0,05 \times 13 = 0,65 \text{ t/m}$$

$$Q_{c2} = 5 + 0,5 \times 13 = 11,5 \text{ t}$$

$$V_{c1}(x) = \int_0^{L-x} Q_{c1} da = 0,65(L - x)$$

$$V_{c2}(x) = Q_{c2} = 11,5 \text{ t}$$

$$M_{c1} = - \int_0^{L-x} V_{c1}(a) da = - \int_0^{L-x} 0,65(L - a) da = -0,33(L - x)^2$$

$$M_{c2} = - \int_0^{L-x} V_{c2}(a) da = - \int_0^{L-x} 11,5 da = -11,5(L-x)$$

V.1.3 Équipage mobile :

Nous prenons le poids de l'équipage mobile égal à 90 t concentré au bout de l'avant dernier voussoir qui est déjà mis en tension, donc pour le dernier voussoir et le clavage nous n'avons pas besoin de l'équipage mobile.

$$Q_{c3} = 90 t$$

$$V_{c3}(x) = Q_{c3} = 90 t$$

$$M_{c3} = - \int_0^{L-x} V_{c3}(X) dX = - \int_0^{L-x} 90 dX = -90(L-x)$$

V.1.4 Surcharges accidentelles :

Des incidents pouvant survenir en cours d'exécution, tels que la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte. Et elle vaut un-demi le poids de plus grand voussoir courant.

$$F_a = 0,5 \times 2,5 \times 3,45 \times 17,97 = 73,97 t$$

$$V_{Fa}(x) = Q_{Fa} = 73,97$$

$$M_{Fa} = - \int_0^{L-x} V_{Fa}(a) da = - \int_0^{L-x} 73,97 da = -73,97(L-x)$$

V.2 Le vent :

D'après le [fascicule 61 Titre II], nous prendrons une surcharge du vent égale à 100 kg/m² si la phase de construction n'excède pas un mois, et 125 kg/m² sinon. Donc pour notre cas nous prendrons 125 kg/m² soit 0,125 t/m².

$$Q_w = -0,125 \times 13 = -1,63 t/m$$

$$V_w(x) = \int_0^{L-x} Q_w da = -1,63(L-x)$$

$$M_w = - \int_0^{L-x} V_w(a) da = - \int_0^{L-x} -1,63(L-a) da = 0,82(L-x)^2$$

V.3_Effets des charges sur les fléaux :

X (m)	poids propre		Les surcharges de chantier				Equipage mobile		vent	
	G		Qc1		Qc2		Qc3		Qw	
	V (t)	M (tm)	V (t)	M (tm)	V (t)	M (tm)	V (t)	M (tm)	V (t)	M (tm)
0	1997,24	-82744,64	48,10	-1807,08	11,50	-851,00	90,00	-6660,00	-120,62	4490,32
5	1769,85	-70908,51	44,85	-1571,13	11,50	-793,50	90,00	-6210,00	-112,47	3904,02
8,45	1620,79	-63390,14	42,61	-1417,94	11,50	-753,83	90,00	-5899,50	-106,85	3523,38
11,9	1478,13	-56378,13	40,37	-1272,62	11,50	-714,15	90,00	-5589,00	-101,22	3162,26
15,35	1341,86	-49853,39	38,12	-1135,14	11,50	-674,48	90,00	-5278,50	-95,60	2820,65
18,8	1211,99	-43797,89	35,88	-1005,52	11,50	-634,80	90,00	-4968,00	-89,98	2498,57
22,25	1088,50	-38194,62	33,64	-883,76	11,50	-595,13	90,00	-4657,50	-84,35	2196,01
25,7	971,40	-33027,59	31,40	-769,85	11,50	-555,45	90,00	-4347,00	-78,73	1912,97
29,15	860,68	-28281,86	29,15	-663,80	11,50	-515,78	90,00	-4036,50	-73,11	1649,45
32,6	756,33	-23943,51	26,91	-565,61	11,50	-476,10	90,00	-3726,00	-67,48	1405,45
36,05	658,36	-19999,65	24,67	-475,27	11,50	-436,43	90,00	-3415,50	-61,86	1180,97
39,5	566,75	-16438,43	22,43	-392,78	11,50	-396,75	90,00	-3105,00	-56,24	976,01
42,95	481,51	-13249,02	20,18	-318,15	11,50	-357,08	90,00	-2794,50	-50,61	790,56
46,4	402,62	-10421,62	17,94	-251,38	11,50	-317,40	90,00	-2484,00	-44,99	624,64
49,85	330,09	-7947,48	15,70	-192,46	11,50	-277,73	90,00	-2173,50	-39,36	478,24
53,3	263,92	-5818,86	13,46	-141,40	11,50	-238,05	90,00	-1863,00	-33,74	351,36
56,75	204,09	-4029,06	11,21	-98,20	11,50	-198,38	90,00	-1552,50	-28,12	244,00
60,2	150,60	-2572,41	8,97	-62,85	11,50	-158,70	90,00	-1242,00	-22,49	156,16
63,65	103,45	-1444,28	6,73	-35,35	11,50	-119,03	90,00	-931,50	-16,87	87,84
67,1	62,64	-641,04	4,49	-15,71	11,50	-79,35	90,00	-621,00	-11,25	39,04
70,55	28,15	-160,13	2,24	-3,93	11,50	-39,68	90,00	-310,50	-5,62	9,76
74	0,00	0,00	0,00	0,00	11,50	0,00	90,00	0,00	0,00	0,00

Tab.V.1 : Effets des charges sur le fléau.

V.4_Stabilité de fléau :

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

Cas courant :

$$A1: 0,9(G_{max} + G_{min}) + 1,25(Q_{c1} + Q_{c2} + Q_{c3} + Q_w)$$

$$A2: 1,1(G_{max} + G_{min}) + 1,25(Q_{c1} + Q_{c2} + Q_{c3} + Q_w)$$

Cas accidentel :

$$B1: 0,9(G_{max} + G_{min}) + F_a + 1,25(Q_{c1} + Q_{c2} + Q_{c3} + Q_w)$$

$$B2: 1,1(G_{max} + G_{min}) + F_a + 1,25(Q_{c1} + Q_{c2} + Q_{c3} + Q_w)$$

Sachant que : $G_{max} = 1,02 G$ et $G_{min} = 0,98 G$

X (m)	Cas courant				Surcharges accidentelles		Cas accidentelle			
	A 1		A2		Fa		B1		B2	
	V (t)	M(tm)	V (t)	M(tm)	V (t)	M (tm)	V (t)	M (tm)	V (t)	M (tm)
0	1 869,69	-81994,28	2277,13	-98874,19	-73,97	5473,78	1 795,72	-76520,50	2 203,16	-93400,41
5	1 667,07	-70932,27	2028,12	-85397,61	-73,97	5103,93	1 593,10	-65828,34	1 954,15	-62531,26
8	1 534,46	-63877,01	1865,10	-76808,60	-73,97	4848,73	1 460,49	-59028,28	1 791,13	-55986,28
12	1 407,74	-57272,01	1709,27	-68773,15	-73,97	4593,54	1 333,77	-52678,47	1 635,30	-49880,10
15	1 286,85	-51099,75	1560,59	-61269,84	-73,97	4338,34	1 212,88	-46761,41	1 486,62	-44195,59
19	1 171,86	-45343,65	1419,10	-54278,42	-73,97	4083,14	1 097,89	-41260,51	1 345,13	-38916,54
22	1 062,73	-39988,14	1284,78	-47779,84	-73,97	3827,95	988,76	-36160,19	1 210,81	-34027,69
26	959,46	-35018,49	1157,62	-41756,12	-73,97	3572,75	885,49	-31445,74	1 083,65	-29514,69
29	862,03	-30421,03	1037,61	-36190,53	-73,97	3317,55	788,06	-27103,48	963,64	-25364,15
33	770,47	-26182,97	924,76	-31067,44	-73,97	3062,36	696,5	-23120,61	850,79	-21563,61
36	684,76	-22292,47	819,07	-26372,39	-73,97	2807,16	610,79	-19485,30	745,1	-18101,56
40	604,89	-18738,63	720,51	-22092,07	-73,97	2551,97	530,92	-16186,66	646,54	-14967,39
43	530,86	-15511,56	629,09	-18214,36	-73,97	2296,77	456,89	-13214,79	555,12	-12151,47
46	462,67	-12602,22	544,80	-14728,23	-73,97	2041,57	388,7	-10560,65	470,83	-9645,06
50	400,32	-10002,60	467,66	-11623,89	-73,97	1786,38	326,35	-8216,22	393,69	-7440,41
53	343,8	-7705,58	397,64	-8892,62	-73,97	1531,18	269,83	-6174,40	323,67	-5530,66
57	293,09	-5705,03	334,73	-6526,96	-73,97	1275,98	219,12	-4429,04	260,76	-3909,91
60	248,23	-3995,71	278,95	-4520,48	-73,97	1020,79	174,26	-2974,92	204,98	-2573,19
64	209,17	-2573,40	230,27	-2868,03	-73,97	765,59	135,2	-1807,81	156,3	-1516,47
67	175,93	-1434,75	188,71	-1565,52	-73,97	510,39	101,96	-924,36	114,74	-736,64
71	148,49	-577,44	154,23	-610,10	-73,97	255,2	74,52	-322,24	80,26	-231,56
74	126,88	0,00	126,88	0,00	-73,97	0	52,91	0,00	52,91	0,00

Tab.V.2 : Combinaisons des charges.

D'après les résultats ci-dessus, le moment max à utiliser pour le dimensionnement de précontraint est de **-98 874,19 tm**.

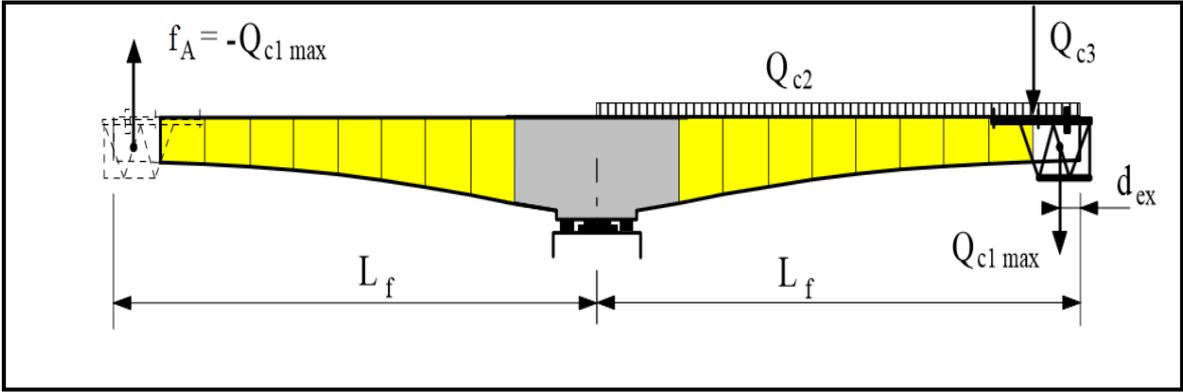


Fig.V.1 : Stabilité de fléau.



***CHPITRE VI : ÉTUDE DE LA
PRÉCONTRAINTÉ***

VI.1_ Généralités:

Le tracé des câbles de précontrainte résulte du mode de construction et des phases successives rencontrées.

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

VI.1.1_ Les câbles de fléau:

Les câbles de fléau sont dimensionnés:

En construction : pour assembler les voussoirs successifs et pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre du fléau et aux surcharges du chantier.

En service : pour participer; avec les câbles de continuité, à la reprise des moments négatifs dû aux charges permanentes et d'exploitation.

VI.1.2_ Les câbles de continuité:

Les câbles de continuité sont dimensionnés pour reprendre en service les moments positifs.

VI.2_ Etude de la précontrainte de fléau:

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

VI.2.1_ Calcul de l'effort de précontrainte:

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

$$\text{Fibres supérieures : } \sigma_{sup} = -\frac{|M|}{I} v \text{ (traction).}$$

$$\text{Fibres inférieures : } \sigma_{inf} = \frac{|M|}{I} v' \text{ (compression).}$$

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

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

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma_{p\ sup} = \frac{P}{S} + \frac{Pev}{I} \text{ (compression)}$$

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma_{p\ inf} = \frac{P}{S} + \frac{Pev'}{I} \text{ (traction)}$$

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

$$\text{Fibre supérieure : } \frac{P}{S} + \frac{Pev}{I} - \frac{|M|}{I} v = 0$$

$$\text{Fibre inférieure : } \frac{P}{S} + \frac{Pev}{I} + \frac{|M|}{I} v = 0$$

Avec :

P : effort de précontrainte.

M : moment maximal dû aux poids propre et surcharge.

V : distance de CDG de la section à la fibre supérieure.

V' : distance de CDG de la section à la fibre inférieure.

e : distance de P au CDG de la section.

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

A la limite nous aurons:

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

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

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

IV.2.2 Détermination du nombre de câbles : [BPEL 91]

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{0,8P_0}$$

Avec :

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

$$\text{Avec } \sigma_{P_0} = \text{Min}(0,8f_{prg} ; 0,9f_{peg}) = \text{Min}(1488 ; 1494) = 1488 \text{ Mpa}$$

La tension à l'origine est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = 1488 \times 2641 \times 10^{-6} = 3,93 \text{ MN}$$

La détermination du nombre de câbles pour un demi-fléau se fait au niveau de la section d'encastrement où les sollicitations sont maximales. Elle a les caractéristiques géométriques suivantes :

Nous avons :

$$S = 18,73 \text{ m}^2$$

$$I = 192,61 \text{ m}^4$$

$$v = 3,89 \text{ m}$$

$$e = v - d$$

Nous avons l'enrobage

$$d = 0,15\text{m} \Rightarrow e = 3,89 - 0,15 = 3,74\text{m}$$

Le moment d'encastrement est de : -98 874,19 tm (Chapitre,V) ; donc P = 15 488,845 t

$$\text{Nous trouvons : } N = \frac{15\,488,845}{0,8 \times 393} = 49,26 \Rightarrow \text{donc: } N = 50 \text{ câbles.}$$

IV. 2.3 Répartition des câbles dans chaque voussoir :

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

x (m)	M (tm)	I (m ⁴)	S (m ²)	v (m)	e (m)	P (t)	N	N réel	N/ âme	Arrête /âme
0	-98874,19	192,61	18,73	3,89	3,74	15 488,84	49,26	50	25	0
5	-85397,61	152,52	17,44	3,6	3,45	14 525,18	46,20	50	25	2
8,45	-76808,60	129,56	16,78	3,4	3,25	13 912,31	44,25	46	23	2
11,9	-68773,15	109,81	16,14	3,22	3,07	13 269,20	42,20	44	22	1
15,35	-61269,84	92,88	15,54	3,05	2,9	12 607,95	40,10	40	20	1
18,8	-54278,42	78,44	14,98	2,89	2,74	11 924,41	37,93	38	19	1
22,25	-47779,84	66,17	14,44	2,74	2,59	11 209,58	35,65	36	18	1
25,7	-41756,12	55,8	13,94	2,59	2,44	10 476,98	33,32	34	17	1
29,15	-36190,53	47,06	13,48	2,46	2,31	9 704,78	30,87	32	16	1
32,6	-31067,44	39,75	13,05	2,34	2,19	8 897,51	28,30	30	15	1
36,05	-26372,39	33,65	12,65	2,22	2,07	8 069,31	25,67	28	14	2
39,5	-22092,07	28,59	12,29	2,12	1,97	7 202,44	22,91	24	12	1
42,95	-18214,36	24,43	11,96	2,03	1,88	6 310,79	20,07	22	11	1
46,4	-14728,23	21,02	11,66	1,94	1,79	5 416,29	17,23	20	10	2
49,85	-11623,89	18,25	11,4	1,87	1,72	4 512,23	14,35	16	8	1
53,3	-8892,62	16,02	11,17	1,8	1,65	3 634,42	11,56	14	7	2
56,75	-6526,96	14,26	10,97	1,74	1,59	2 792,79	8,88	10	5	1
60,2	-4520,48	12,9	10,81	1,7	1,55	2 007,35	6,38	8	4	1
63,65	-2868,03	11,87	10,68	1,66	1,51	1 315,89	4,19	6	3	1
67,1	-1565,52	11,15	10,59	1,64	1,49	734,30	2,34	4	2	1
70,55	-610,10	10,7	10,53	1,62	1,47	290,91	0,93	2	1	0
74	0,00	10,51	10,5	1,61	1,46	0,00	0,00	2	1	1

Tab.VI.1 : Répartition des câbles dans le fléau.

IV.2.4_disposition des câbles:

Les câbles de fléau sont logés dans l'hourdis supérieur de voussoirs. Ils sont ancrés dans l'âme au niveau du CDG.

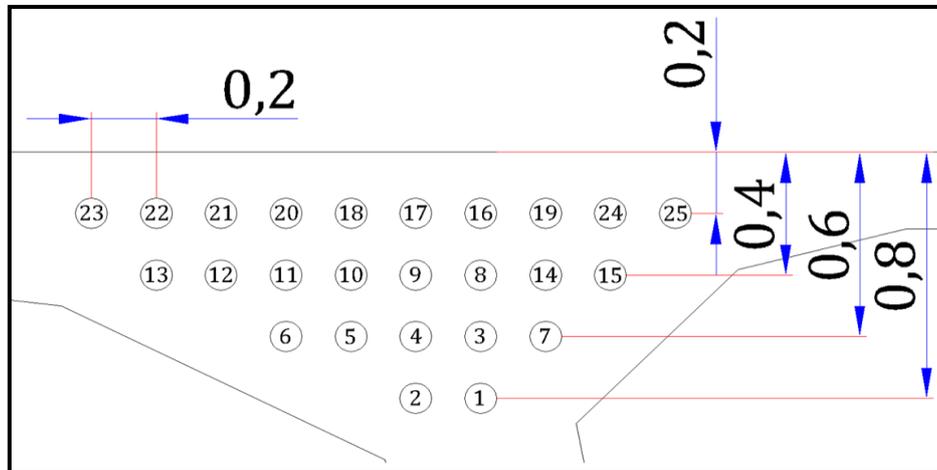


Fig.VI.1 : Disposition des câbles de fléau

IV.2.5_Trace des câbles de fléau:

Les câbles de fléau accrochent tous les voussoirs d'un fléau, ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale. Pour les arrêter, il faut les descendre légèrement dans les âmes de manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant ; ils sont disposés plus près de l'âme pour faciliter leur descente.

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

IV.2.5.1_Etude du tracé des câbles en élévation :

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants :

- Il faut au maximum éviter les croisements des câbles en particulier dans les âmes.
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique d'équation générale :

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

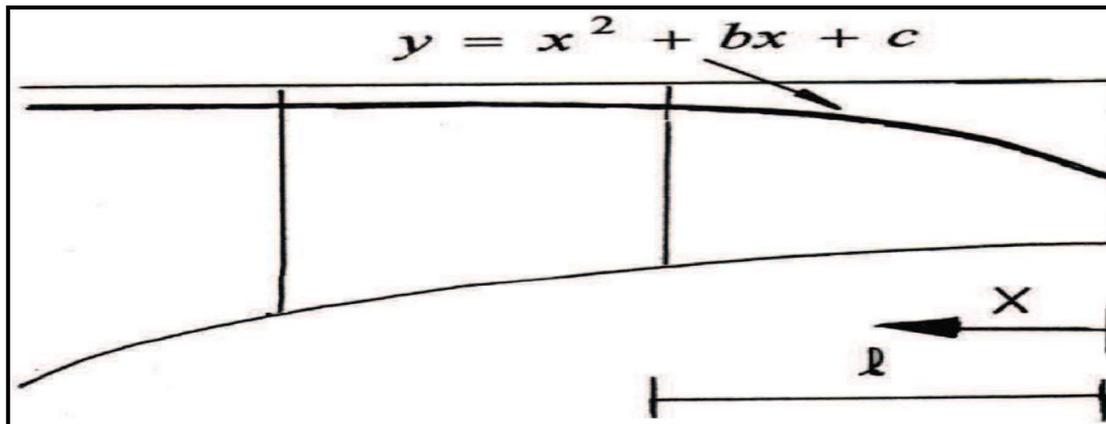


Fig.VI.2 : Tracé d'un câble en élévation.

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

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

Avec :

d_1 : Distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.

d_0 : Distance de câble à la fibre supérieure.

l : Distance sur laquelle se fait la courbure.

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

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

Avec : R_{min} : est le rayon minimal pour les câbles **19T15 = 6 m**

La déviation verticale d'un câble α_n est :

$$\tan(\alpha_n) = \frac{d(y(x))}{dx} = 2(d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l^2}\right) \Rightarrow \alpha_n = \text{Arctan} \left[2(d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l^2}\right) \right]$$

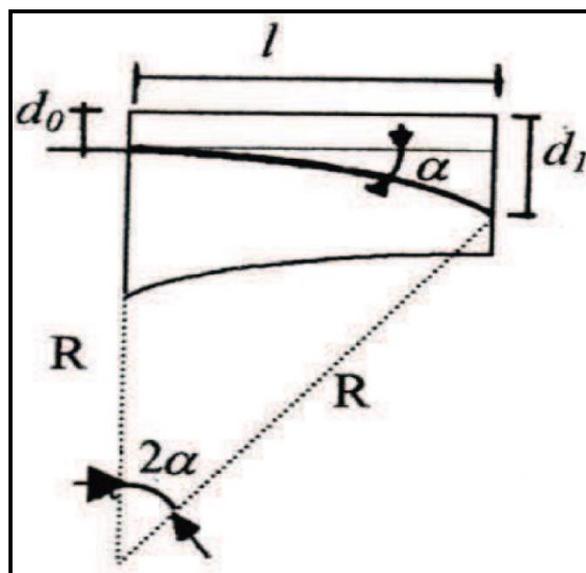


Fig.VI.3 : Tracé en élévation des câbles.

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

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

$\ll d_1 = y - 0,1 \gg$ Pour l'un, et $\ll d_1 = y + 0,1 \gg$ pour l'autre.

Donc en total.

$$\begin{cases} x = 5 \text{ m} \\ v = 3,89 \text{ m} \\ d_0 = 0,81 \text{ m} \end{cases}$$

Câble N°1:

$$d_1 = 3,89 + 0,1 = 3,99 \text{ m}$$

$$y = 3,99 - 0,81 = 3,18 \text{ m}$$

$$R(x) = \frac{5^2}{2 \times 3,18} = 3,93 \text{ m} \leq 6 \text{ m}$$

$$\text{Il faut que : } R(x) = \frac{x^2}{2y} \geq 6 \text{ m} \Rightarrow y \leq \frac{x^2}{2R} = 2,083 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } y_{max} = 2,083 \text{ m}$$

Nous prendrons :

$$d_1 = y_{max} + d_0 = 2,893 \text{ m}$$

$$\alpha = \arctg \left[2(d_1 - d_0) \frac{x}{l^2} \right] = 0,6847 \text{ rad}$$

Alors, l'équation de la parabole devient :

$$d(x) = 0,81 + 0,083x^2$$

Câble N°2 :

$$d_1 = 3,89 - 0,1 = 3,79 \text{ m}$$

$$y = 3,79 - 0,81 = 2,98 \text{ m}$$

$$R(x) = \frac{5^2}{2 \times 2,98} = 4,19 \text{ m} \leq 6 \text{ m}$$

$$\text{Il faut que : } R(x) = \frac{x^2}{2y} \geq 6 \text{ m} \Rightarrow y \leq \frac{x^2}{2R} = 2,083 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } y_{max} = 2,083 \text{ m}$$

Nous prendrons :

$$d_1 = y_{max} + d_0 - 0,2 = 2,693 \text{ m}$$

$$\alpha = \arctg \left[2(d_1 - d_0) \frac{x}{l^2} \right] = 0,6455 \text{ rad}$$

Alors l'équation de la parabole devient :

$$d(x) = 0,81 + 0,075x^2$$

Le tableau suivant donne les résultats obtenus pour chaque câble :

Voussoir	Câble	v (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	y (m)	y_{max} (m)	y (m)	R (m)	d_1 (m)	y (m)	α (rad)	Équations
VSP	1	3,89	0,8	3,99	3,19	2,0833	2,0833	6,00	2,8833	2,0833	0,6947	$0,8+0,0833 x^2$
	2	3,89	0,8	3,79	2,99	2,0833	2,0833	6,00	2,6833	1,8833	0,6456	$0,8+0,0753 x^2$
V1	3	3,6	0,6	3,7	3,1	0,9919	0,9919	6,00	1,5919	0,9919	0,5218	$0,6+0,0833 x^2$
	4	3,6	0,6	3,5	2,9	0,9919	0,9919	6,00	1,3919	0,7919	0,4304	$0,6+0,0665 x^2$
V2	5	3,4	0,6	3,5	2,9	0,9919	0,9919	6,00	1,5919	0,9919	0,5218	$0,6+0,0833 x^2$
V3	6	3,22	0,6	3,32	2,72	0,9919	0,9919	6,00	1,5919	0,9919	0,5218	$0,6+0,0833 x^2$
V4	7	3,05	0,6	3,15	2,55	0,9919	0,9919	6,00	1,5919	0,9919	0,5218	$0,6+0,0833 x^2$
V5	8	2,89	0,4	2,99	2,59	0,9919	0,9919	6,00	1,3919	0,9919	0,5218	$0,4+0,0833 x^2$
V6	9	2,74	0,4	2,84	2,44	0,9919	0,9919	6,00	1,3919	0,9919	0,5218	$0,4+0,0833 x^2$
V7	10	2,59	0,4	2,69	2,29	0,9919	0,9919	6,00	1,3919	0,9919	0,5218	$0,4+0,0833 x^2$
V8	11	2,46	0,4	2,56	2,16	0,9919	0,9919	6,00	1,3919	0,9919	0,5218	$0,4+0,0833 x^2$
V9	12	2,34	0,4	2,44	2,04	0,9919	0,9919	6,00	1,3919	0,9919	0,5218	$0,4+0,0833 x^2$
	13	2,34	0,4	2,24	1,84	0,9919	0,9919	6,00	1,1919	0,7919	0,4304	$0,4+0,0665 x^2$
V10	14	2,22	0,4	2,32	1,92	0,9919	0,9919	6,00	1,3919	0,9919	0,5218	$0,4+0,0833 x^2$
V11	15	2,12	0,4	2,22	1,82	0,9919	0,9919	6,00	1,3919	0,9919	0,5218	$0,4+0,0833 x^2$
V12	16	2,03	0,2	2,13	1,93	0,9919	0,9919	6,00	1,1919	0,9919	0,5218	$0,2+0,0833 x^2$
	17	2,03	0,2	1,93	1,73	0,9919	0,9919	6,00	0,9919	0,7919	0,4304	$0,2+0,0665 x^2$
V13	18	1,94	0,2	2,04	1,84	0,9919	0,9919	6,00	1,1919	0,9919	0,5218	$0,2+0,0833 x^2$
V14	19	1,87	0,2	1,97	1,77	0,9919	0,9919	6,00	1,1919	0,9919	0,5218	$0,2+0,0833 x^2$
	20	1,87	0,2	1,77	1,57	0,9919	0,9911	6,00	0,9919	0,7919	0,4304	$0,2+0,0665 x^2$
V15	21	1,8	0,2	1,9	1,7	0,9919	0,9919	6,00	1,1919	0,9919	0,5218	$0,2+0,0833 x^2$
V16	22	1,74	0,2	1,84	1,64	0,9919	0,9675	6,00	1,1919	0,9919	0,5218	$0,2+0,0833 x^2$
V17	23	1,7	0,2	1,8	1,6	0,9919	0,9232	6,00	1,1919	0,9919	0,5218	$0,2+0,0833 x^2$
V18	24	1,66	0,2	1,76	1,56	0,9919	0,8906	6,00	1,1919	0,9919	0,5218	$0,2+0,0833 x^2$
V20	25	1,61	0,2	1,71	1,51	0,9919	0,8605	6,00	1,1919	0,9919	0,5218	$0,2+0,0833 x^2$

Tab.VI.2 : Équations des câbles en élévation.

IV.2.5.2 Étude du tracé en plan :

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson, puis, pour s'ancrer dans l'axe de l'âme, ils prennent une trajectoire en plan de forme de 'S' sur toute la longueur du voussoir qui se trouve avant les deux voussoirs qui sont lieu d'une déviation de câbles en élévation, après, ils reprennent un tracé rectiligne jusqu'à leur ancrage.(Fig.IV.4)

Lorsque les courbes augmentent, les pertes par frottement sont importantes, ce qui nous amène à choisir un tracé le plus rectiligne possible.

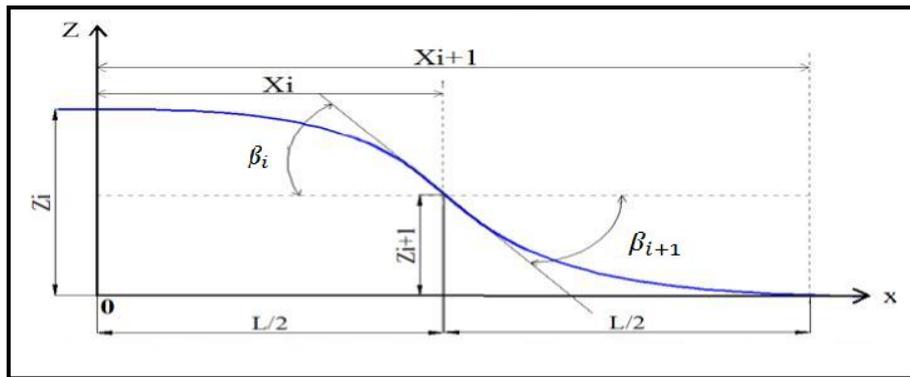


Fig.VI.4 : Tracé d'un câble en plan.

Le tracé suit une équation parabolique de forme :

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

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

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

Le rayon de courbure :

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

L'inclinaison :

$$\beta_i = \text{Arctg} \left[\frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{x_i} \right] \quad \text{et} \quad \beta_{i+1} = \text{Arctg} \left[\frac{2Z_{i+1}}{x_{i+1}} \right]$$

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.

Voussoir	Câble	R_i (m)	R_{i+1} (m)	β_i (rad)	β_{i+1} (rad)	Équation
VSP	1	/	/	/	/	/
	2	-31,25	-31,25	-0,0798	-0,0798	-0,1-0,0120 x ²
V1	3	/	/	/	/	/
	4	-14,878	-14,878	-0,1154	-0,1154	-0,1-0,0252 x ²
V2	5	-29,756	-29,756	-0,1154	-0,1154	-0,2-0,0126 x ²
V3	6	-19,838	-19,838	-0,1722	-0,1722	-0,3-0,0189 x ²
V4	7	14,8781	14,8781	0,1154	0,1154	0,1+0,0252 x ²
V5	8	/	/	/	/	/
V6	9	-14,878	-14,878	-0,1154	-0,1154	-0,1-0,0252 x ²
V7	10	-29,756	-29,756	-0,1154	-0,1154	-0,2-0,0126 x ²
V8	11	-19,838	-19,838	-0,1722	-0,1722	-0,3-0,0189 x ²
V9	12	-14,878	-14,878	-0,2279	-0,2279	-0,4-0,0252 x ²
	13	-11,903	-11,903	-0,2821	-0,2821	-0,5-0,0315 x ²
V10	14	14,8781	14,8781	0,1154	0,1154	0,1+0,0252 x ²
V11	15	29,7563	29,7563	0,1154	0,1154	0,2+0,0126 x ²
V12	16	/	/	/	/	/
	17	-14,878	-14,878	-0,1154	-0,1154	-0,1-0,0252 x ²
V13	18	-29,756	-29,756	-0,1154	-0,1154	-0,2-0,0126 x ²
V14	19	59,5125	59,5125	0,0579	0,0579	0,1+0,0063 x ²
	20	-19,838	-19,838	-0,1722	-0,1722	-0,3-0,0189 x ²
V15	21	-14,878	-14,878	-0,2279	-0,2279	-0,4-0,0252 x ²
V16	22	-11,903	-11,903	-0,2821	-0,2821	-0,5-0,0315 x ²
V17	23	-9,9188	-9,9188	-0,3347	-0,3347	-0,6-0,0378 x ²
V18	24	29,7563	29,7563	0,1154	0,1154	0,2+0,0126 x ²
V20	25	19,8375	19,8375	0,1722	0,1722	0,3+0,0189 x ²

Tab.VI.3 : Equations des câbles en plan.

IV.3 Étude de la précontrainte de continuité :

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

Ces câbles qui s'opposent à des moments positifs, sont situés dans les goussets inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieure.

IV.3.1 Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée :

Les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dus à la combinaison :

$$G + 1,2(A(l) + Q_{tr}) + 0,5\Delta T + FL$$

Avec :

G : Poids propres du tablier.

$A(l)$: Surcharge routière dominante.

Q_{tr} : Surcharges du trottoir.

ΔT : Gradient thermique ($7^{\circ}C$).

FL : Effet du fluage.

IV.3.1.1_Éffet du fluage :

Les moments dus au fluage du béton sont calculés manuellement à l'aide de la formule suivante :

$$M_{FL} = \frac{I_0 \sigma^*}{v_i}$$

Avec :

I_0 : Inertie du voussoir de clavage.

v_i : Distance du centre de gravité par rapport à la fibre supérieure du voussoir concerné.

σ^* : a une valeur de 1MPa pour les voussoirs préfabriqués et 1,5MPa pour les voussoirs coulés en place.

$x(m)$	0	5	8,45	11,9	15,35	18,8	22,25	25,7
v	3,89	3,6	3,4	3,22	3,05	2,89	2,74	2,59
$M_{FL}(tm)$	404,88	437,50	463,24	489,13	516,39	544,98	574,82	608,11
$x(m)$	29,15	32,6	36,05	39,5	42,95	46,4	49,85	53,3
v	2,46	2,34	2,22	2,12	2,03	1,94	1,87	1,8
$M_{FL}(tm)$	640,24	673,08	709,46	742,92	775,86	811,86	842,25	875,00
$x(m)$	56,75	60,2	63,65	67,1	70,55	74		
v	1,74	1,7	1,66	1,64	1,62	1,61		
$M_{FL}(tm)$	905,17	926,47	948,80	960,37	972,22	978,26		

Tab.VI.4 : Moment de fluage.

Pour les parties de hauteur constante le moment de fluage est égal au moment de fluage de la section d'abscisse $x = 74 m$; $M_{FL} = 978,26 tm$

IV.3.1.2_Calcul de l'effort de précontrainte :

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

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

IV.3.1.3_Câblage de la travée de rive :

voussoirs	x (m)	M (tm)	I (m ⁴)	S (m ²)	V (m)	e (m)	P (t)	N	N reel
1/2 VSP	0	-1938,21	192,61	18,73	3,89	3,74	303,62	0	0
V1	5	-5647,01	152,52	17,44	3,6	3,45	960,49	0	0
V2	8,45	-63619,27	129,56	16,78	3,4	3,25	11 523,33	0	0
V3	11,9	-56132,57	109,81	16,14	3,22	3,07	10 830,30	0	0
V4	15,35	-48696,74	92,88	15,54	3,05	2,9	10 020,69	0	0
V5	18,8	-41797,29	78,44	14,98	2,89	2,74	9 182,44	0	0
V6	22,25	-35425,68	66,17	14,44	2,74	2,59	8 311,18	0	0
V7	25,7	-29573,63	55,8	13,94	2,59	2,44	7 420,29	0	0
V8	29,15	-24231,21	47,06	13,48	2,46	2,31	6 497,79	0	0
V9	32,6	-19387,32	39,75	13,05	2,34	2,19	5 552,40	0	0
V10	36,05	-15033,74	33,65	12,65	2,22	2,07	4 599,96	0	0
V11	39,5	-11157,94	28,59	12,29	2,12	1,97	3 637,70	0	0
V12	42,95	-7751,00	24,43	11,96	2,03	1,88	2 685,51	0	0
V13	46,4	-4801,86	21,02	11,66	1,94	1,79	1 765,88	0	0
V14	49,85	-2300,49	18,25	11,4	1,87	1,72	893,02	0	0
V15	53,3	-236,54	16,02	11,17	1,8	1,65	96,67	0,3075	2
V16	56,75	1400,33	14,26	10,97	1,74	1,59	599,18	1,9058	2
V17	60,2	2620,42	12,9	10,81	1,7	1,55	1 163,62	3,7011	4
V18	63,65	3434,05	11,87	10,68	1,66	1,51	1 575,59	5,0114	6
V19	67,1	3851,59	11,15	10,59	1,64	1,49	1 806,56	5,7461	6
V20	70,55	3883,33	10,7	10,53	1,62	1,47	1 851,63	5,8894	6
V21	74	3539,59	10,51	10,5	1,61	1,46	1 700,33	5,4082	6
VSC	76	3172,13	10,51	10,5	1,61	1,46	1 523,81	4,8467	6
V	85	962,43	10,51	10,5	1,61	1,46	462,33	1,4705	6

Tab.VI.5 : Nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée de rive).

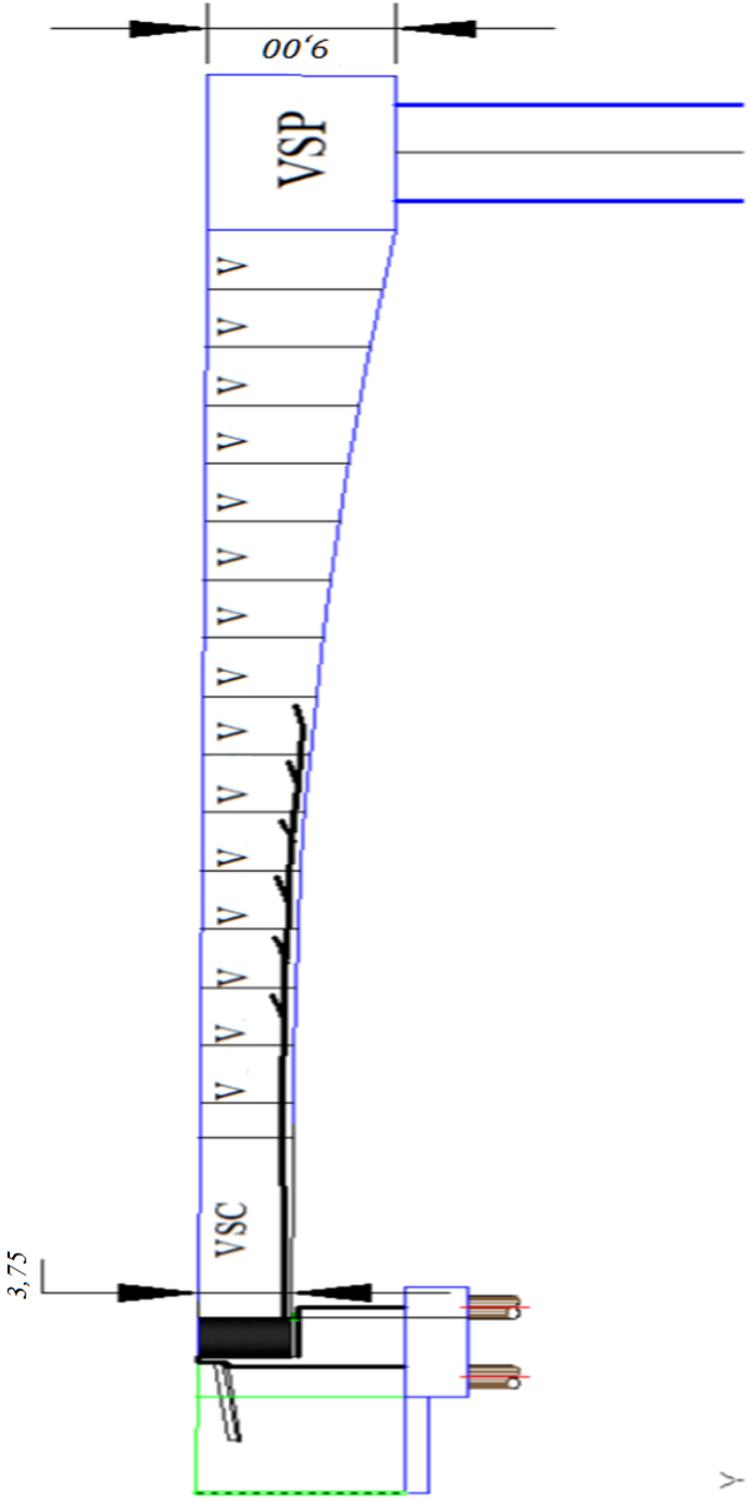


Fig.IV.5 : Tracé des câbles de continuité en élévation (pour la travée de rive).

IV.3.1.4_Câblage de la travée intermédiaire :

<i>voussoirs</i>	<i>x</i> (m)	<i>M</i> (tm)	<i>I</i> (m ⁴)	<i>S</i> (m ²)	<i>V</i> (m)	<i>e</i> (m)	<i>P</i> (t)	<i>N</i>	<i>N</i> réel
VSP	0	-1938,21	192,61	18,73	3,89	0,00	0,00	0,00	0
V1	5	-5575,65	152,52	17,44	3,60	0,00	0,00	0,00	0
V2	8,45	-62079,35	129,56	16,78	3,40	0,00	0,00	0,00	0
V3	11,9	-53946,68	109,81	16,14	3,22	0,00	0,00	0,00	0
V4	15,35	-45876,79	92,88	15,54	3,05	0,00	0,00	0,00	0
V5	18,8	-38343,32	78,44	14,98	2,89	0,00	0,00	0,00	0
V6	22,25	-31337,80	66,17	14,44	2,74	0,00	0,00	0,00	0
V7	25,7	-24851,87	55,80	13,94	2,59	0,00	0,00	0,00	0
V8	29,15	-18875,54	47,06	13,48	2,46	0,00	0,00	0,00	0
V9	32,6	-13397,97	39,75	13,05	2,34	0,00	0,00	0,00	0
V10	36,05	-8410,30	33,65	12,65	2,22	0,00	0,00	0,00	0
V11	39,5	-3900,77	28,59	12,29	2,12	0,00	0,00	0,00	0
V12	42,95	140,20	24,43	11,96	2,03	1,88	48,58	0,15	2
V13	46,4	3723,19	21,02	11,66	1,94	1,79	1 369,20	4,35	6
V14	49,85	6858,42	18,25	11,4	1,87	1,72	2 662,34	8,47	10
V15	53,3	9556,27	16,02	11,17	1,80	1,65	3 905,66	12,42	14
V16	56,75	11827,01	14,26	10,97	1,74	1,59	5 060,61	16,10	18
V17	60,2	13680,89	12,90	10,81	1,70	1,55	6 075,09	19,32	20
V18	63,65	15128,47	11,87	10,68	1,66	1,51	6 941,16	22,08	24
V19	67,1	16179,89	11,15	10,59	1,64	1,49	7 589,07	24,14	26
V20	70,55	16845,50	10,70	10,53	1,62	1,47	8 032,19	25,55	26
VSC	74	17150,96	10,51	10,5	1,61	1,46	8 238,88	26,21	28
V21	76	17135,63	10,51	10,05	1,61	1,46	8 122,89	25,84	26
V20	79,45	16845,49	10,70	10,53	1,62	1,47	8 032,18	25,55	26
V19	82,9	16179,87	11,15	10,59	1,64	1,49	7 589,06	24,14	26
V18	86,35	15128,40	11,87	10,68	1,66	1,51	6 941,12	22,08	24
V17	89,8	13680,97	12,90	10,81	1,70	1,55	6 075,13	19,32	20
V16	93,25	11827,00	14,26	10,97	1,74	1,59	5 060,60	16,10	18
V15	96,7	9556,24	16,02	11,17	1,80	1,65	3 905,64	12,42	14
V14	100,15	6858,43	18,25	11,4	1,87	1,72	2 662,35	8,47	10
V13	103,6	3723,20	21,02	11,66	1,94	1,79	1 369,20	4,35	6
V12	107,05	140,20	24,43	11,96	2,03	1,88	48,58	0,15	2
V11	110,5	-3900,85	28,59	12,29	2,12	0,00	0,00	0,00	0
V10	113,95	-8409,99	33,65	12,65	2,22	0,00	0,00	0,00	0
V9	117,4	-13398,37	39,75	13,05	2,34	0,00	0,00	0,00	0
V8	120,85	-18875,38	47,06	13,48	2,46	0,00	0,00	0,00	0
V7	124,3	-24851,68	55,80	13,94	2,59	0,00	0,00	0,00	0
V6	127,75	-31337,30	66,17	14,44	2,74	0,00	0,00	0,00	0
V5	131,2	-38340,91	78,44	14,98	2,89	0,00	0,00	0,00	0
V4	134,65	-45871,18	92,88	15,54	3,05	0,00	0,00	0,00	0
V3	138,1	-53521,03	109,81	16,14	3,22	0,00	0,00	0,00	0
V2	141,55	-4861,80	129,56	16,78	3,40	0,00	0,00	0,00	0
V1	145	-1614,89	152,52	17,44	3,60	0,00	0,00	0,00	0
VSP	150	-1938,21	192,61	18,73	3,89	0,00	0,00	0,00	0

Tab.VI.5 : Nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir (travée de intermédiaire).

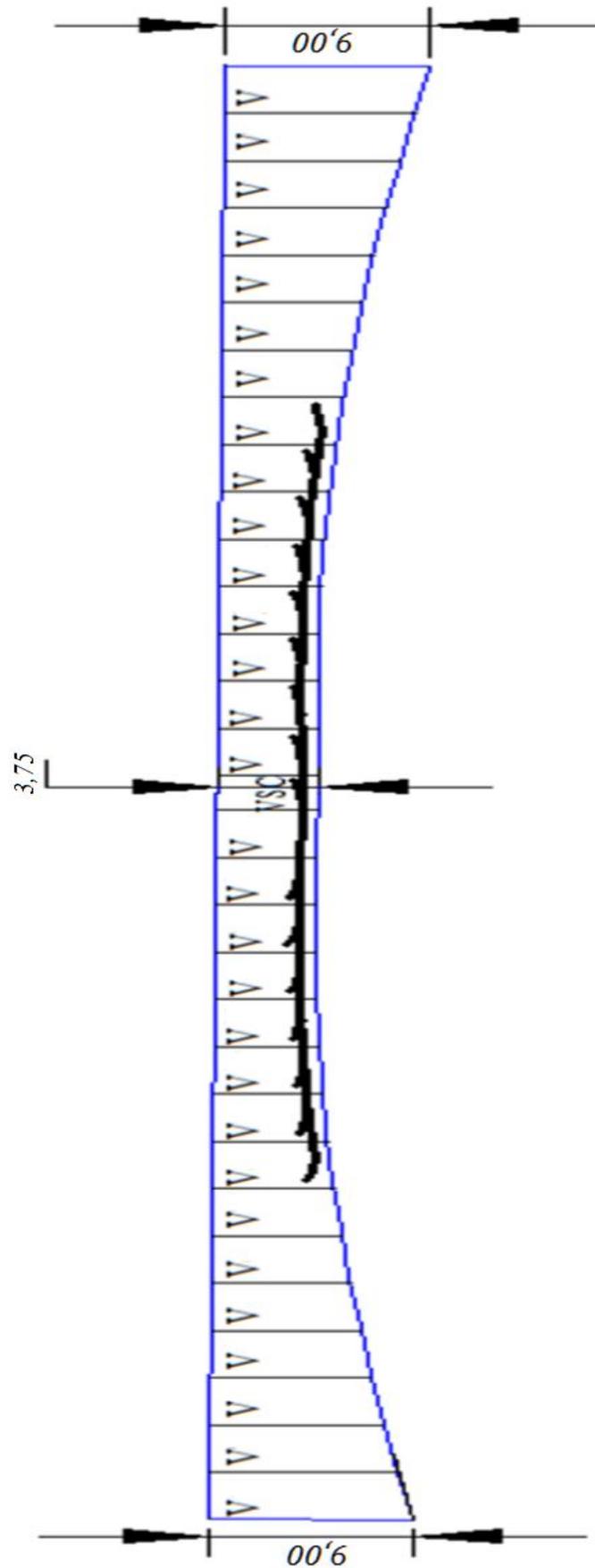


Fig.IV.6 : Tracé des câbles de continuité en élévation (pour la travée intermédiaire).

IV.4_Les pertes de précontrainte :

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

En effet, certains phénomènes qui n'ont pas d'action sur la contrainte de l'acier en béton armé, interviennent de façon non négligeable, tels le frottement à la mise en tension des câbles, le recul à l'ancrage, la non-simultanéité de mise en tension des différents câbles (raccourcissement du béton), le retrait de béton, la relaxation des aciers et le fluage béton. Les trois premières pertes sont instantanées, les trois dernières sont des pertes différées, c'est-à-dire qu'elles atteignent leurs valeurs maximales au bout d'un certain nombre de mois, voire d'années.

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

Dans le cas de post-tension ou de prés-tension, σ_{p0} prend la valeur suivante :

$$\sigma_{p0} = \text{Min}(0,8f_{prg}; 0,9f_{peg})$$

IV.4.1_Pertes instantanées :

IV.4.1.1_Pertes de frottement :

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur sa gaine. Lors de la mise en tension, le câble est tiré du côté du vérin et fixé du côté opposé, ancrage mort. Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne, il en est de même en ligne droite, ni la gaine ni le câble ne sont rigoureusement rectiligne.

Les pertes par frottements sont évaluées par la formule suivante :

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

Avec :

f : Coefficient de frottement en courbe.

Φ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur.

σ_{p0} : Tension à l'origine.

x : Abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage.

θ : La déviation angulaire totale du câble à la distance x , indépendamment de leur direction et de leur signe, en considérant son tracée dans l'espace : $\theta = \beta + \alpha$

e : La base du logarithme népérien.

Le tableau suivant donne les valeurs de f et Φ selon le BPEL :

	Nature des armatures	f		Φ
		$3 \leq R \leq 6m$	$R \geq 6m$	
Cas I : Câbles ne traversant pas des joints surfaces de reprise.	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
Cas II : Câbles traversant de nombreux joints ou reprise de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

Tab .VI.6 : Coefficients de frottement en courbe et de tension par unité de longueur.

Voussoirs	x (m)	Câble	θ (rad)	$1 - e^{-(f\theta+\Phi x)}$	$\sigma_{p0} [1 - e^{-(f\theta+\Phi x)}]$ (MPa)
VSP	5	1	0,695	0,13	193,44
VSP	5	2	0,566	0,12	178,56
V1	8,45	3	0,522	0,122	181,536
V1	8,45	4	0,315	0,085	126,48
V2	11,9	5	0,406	0,11	163,68
V3	15,35	6	0,35	0,109	162,192
V4	18,8	7	0,637	0,168	249,984
V5	22,25	8	0,522	0,157	233,616
V6	25,7	9	0,406	0,146	217,248
V7	29,15	10	0,406	0,155	230,64
V8	32,6	11	0,35	0,154	229,152
V9	36,05	12	0,294	0,154	229,152
V9	36,05	13	0,148	0,129	191,952
V10	39,5	14	0,637	0,218	324,384
V11	42,95	15	0,637	0,226	336,288
V12	46,4	16	0,522	0,216	321,408
V12	46,4	17	0,315	0,183	272,304
V13	49,85	18	0,406	0,206	306,528
V14	53,3	19	0,58	0,241	358,608

V14	53,3	20	0,258	0,191	284,208
V15	56,75	21	0,294	0,205	305,04
V16	60,2	22	0,24	0,204	303,552
V17	63,65	23	0,187	0,204	303,552
V18	67,1	24	0,637	0,28	416,64
V20	74	25	0,694	0,303	450,864
				$\sum \Delta\sigma_{p0}$	6571,008

Tab.VI.7 : Perte totale dans chaque câble.

Alors la perte totale par frottement est de : $\sum \Delta\sigma_{p0} = 6571,008 \text{ MPa}$ (17,66%)

IV.4.1.2_Pertes dues au recul à l'ancrage :

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

λ : Longueur d'influence du glissement g .

σ_{p0} : Contrainte initiale.

σ'_{p0} : Contrainte après recul d'ancrage.

$\Delta\sigma_0$: La perte de tension.

g : L'intensité du recul à l'ancrage, tel que : $g = \frac{1}{E_p \int \Delta\sigma_0 dx}$

E_p : Module d'élasticité des aciers = 190 000 MPa selon **BPEL91**.

En pratique, nous admettons le raisonnement suivant :

La quantité gE_p représente l'aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l'armature, compte tenu des frottements sur la longueur d . Dans la mesure où l'armature de longueur l est tendue par une seule extrémité, et sa déviation angulaire totale sur la longueur l est α . Ce qui correspond à une déviation angulaire moyenne $\frac{\alpha f}{l}$ sur la longueur d , nous trouverons :

$$\lambda = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_{p0}\left(f\frac{\theta}{l} + \varphi\right)}} \Rightarrow \begin{cases} \lambda > x \text{ si les pertes existent.} \\ \lambda < x \text{ si les pertes sont nulles.} \end{cases}$$

Tel que : $g = 6 \text{ mm}$

E_p = Module d'élasticité d'acier.

$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$

l : Longueur horizontale du câble.

$$\Delta\sigma_{ra}(x) = 2(\lambda - x) \left(f \frac{\theta}{l} + \varphi \right)$$

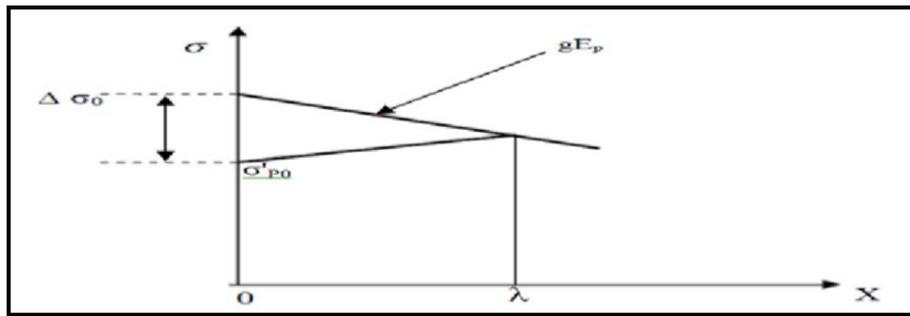


Fig.VI.7 : Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature sous effet de recul à l'ancrage.

Voussoirs	l (m)	Câble	θ (rad)	$f \frac{\theta}{l} + \varphi$	λ (m)	$\Delta\sigma_{ra}$ (MPa)
VSP	5	1	0,695	0,0308	4,987	0,307
VSP	5	2	0,566	0,0256	5,466	0,280
V1	8,45	3	0,522	0,0154	7,064	0,217
V1	8,45	4	0,315	0,0105	8,560	0,179
V2	11,9	5	0,406	0,0098	8,831	0,174
V3	15,35	6	0,35	0,0076	10,067	0,152
V4	18,8	7	0,637	0,0098	8,852	0,173
V5	22,25	8	0,522	0,0077	9,980	0,154
V6	25,7	9	0,406	0,0062	11,153	0,137
V7	29,15	10	0,406	0,0058	11,507	0,133
V8	32,6	11	0,35	0,0051	12,200	0,126
V9	36,05	12	0,294	0,0046	12,862	0,119
V9	36,05	13	0,148	0,0038	14,160	0,108
V10	39,5	14	0,637	0,0062	11,094	0,138
V11	42,95	15	0,637	0,0060	11,332	0,135
V12	46,4	16	0,522	0,0053	12,080	0,127
V12	46,4	17	0,315	0,0044	13,259	0,116
V13	49,85	18	0,406	0,0046	12,865	0,119
V14	53,3	19	0,58	0,0052	12,166	0,126
V14	53,3	20	0,258	0,0040	13,895	0,110
V15	56,75	21	0,294	0,0040	13,777	0,111
V16	60,2	22	0,24	0,0038	14,204	0,108
V17	63,65	23	0,187	0,0036	14,613	0,105
V18	67,1	24	0,637	0,0049	12,506	0,123
V20	74	25	0,694	0,0049	12,535	0,122
					$\Sigma \Delta\sigma_{ra}$	3,699

Tab.VI.8 : Pertes dues au recul à l'ancrage.

Alors la perte totale par recul à l'ancrage est de : $\Delta\sigma_{ra} = 3,699 \text{ MPa}$ (0,01%).

IV.4.1.3_Pertes par raccourcissement du béton :

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

Selon le BPEL, la perte due au raccourcissement du béton est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{rb} = \sum \frac{k\Delta\sigma_{bj}}{E_{ij}}$$

σ_{bj} : La variation de contrainte dans le béton agissant au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée sous l'effet des diverses action permanentes appliquées au jour j .

En pratique, quand les variations de contrainte demeurent limitées, une approximation suffisante de la perte par déformation instantanées du béton peut généralement être obtenue, nous la prenons égale à $6k\sigma_b$, tel que σ_b désignant la contrainte finale de béton.

$$k = \frac{(n-1)}{2n}$$

n : Nombre de câbles.

$$n = 50 \text{ Câbles } \Delta\sigma_{rb} = 6 \frac{50-1}{2 \times 50} 35 = 102,90 \text{ MPa}$$

Alors la somme des pertes instantanées est égale :

$$\Delta\sigma_{in} = \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_{ra} + \Delta\sigma_{rb}$$

$$\Delta\sigma_{in} = 6677,607 \text{ MPa (17,96\%)}$$

IV.4.2_Pertes de tension différées :

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

IV.4.2.1_Pertes de tension dues au retrait du béton :

Le retrait de béton est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

Selon le règlement BPEL91, la valeur de la perte de précontrainte due au retrait vaut :

$$\Delta\sigma_{rt} = \varepsilon_r E_p$$

ε_r : Retrait final du béton il diffère selon le climat, $\varepsilon_r = 2.10^{-4}$ pour un climat humide comme celui de la zone ou est implanter notre ouvrage.

$$\Delta\sigma_{rt} = 2.10^{-4} \times 1,9.10^5 = 38 \text{ MPa (0,10\%)}$$

IV.4.2.2_Pertes par fluage :

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps. Ainsi, pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané ε_i à la mise en charge, nous constatons que la déformation totale augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée. Le fluage correspond à une déformation dans le temps à effort constant, la perte due au fluage vaut selon le **BPEL** :

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

Avec :

σ_M : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.

σ_b : Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.

$$\sigma_b \leq 1,5 \sigma_M$$

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

$$\sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{P}{I} e^2 - \frac{M}{I} e$$

x (m)	M (tm)	I (m ⁴)	S (m ²)	e (m)	P (t)	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)
0	98874,19	192,61	18,73	3,74	15 488,84	0,32	4,78
5	85397,61	152,52	17,44	3,45	14 525,18	0,35	5,21
8,45	76808,6	129,56	16,78	3,25	13 912,31	0,37	5,49
11,9	68773,15	109,81	16,14	3,07	13 269,20	0,38	5,74
15,35	61269,84	92,88	15,54	2,9	12 607,95	0,40	5,99
18,8	54278,42	78,44	14,98	2,74	11 924,41	0,41	6,20
22,25	47779,84	66,17	14,44	2,59	11 209,58	0,42	6,37
25,7	41756,12	55,8	13,94	2,44	10 476,98	0,44	6,53
29,15	36190,53	47,06	13,48	2,31	9 704,78	0,44	6,58
32,6	31067,44	39,75	13,05	2,19	8 897,51	0,44	6,56
36,05	26372,39	33,65	12,65	2,07	8 069,31	0,43	6,47
39,5	22092,07	28,59	12,29	1,97	7 202,44	0,41	6,22
42,95	18214,36	24,43	11,96	1,88	6 310,79	0,39	5,85
46,4	14728,23	21,02	11,66	1,79	5 416,29	0,36	5,39

49,85	11623,89	18,25	11,4	1,72	4 512,23	0,32	4,76
53,3	8892,62	16,02	11,17	1,65	3 634,42	0,27	4,07
56,75	6526,96	14,26	10,97	1,59	2 792,79	0,22	3,29
60,2	4520,48	12,9	10,81	1,55	2 007,35	0,16	2,46
63,65	2868,03	11,87	10,68	1,51	1 315,89	0,11	1,67
67,1	1565,52	11,15	10,59	1,49	734,3	0,06	0,95
70,55	610,1	10,7	10,53	1,47	290,91	0,03	0,38
74	0	10,51	10,5	1,46	0	0,00	0,00
						$\sum \Delta\sigma_{fl}(\text{MPa})$	100,95
						$\sum \Delta\sigma_{fl}$	0,27%

Tab. VI.9 : Pertes de tension par fluage.

IV.4.2.3_Perte par relaxation des câbles :

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

Elle dépend de la nature de l'acier de son traitement et nous distinguons des aciers :

- à la relaxation normale : RN
- à très basse relaxation : TBR

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

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

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

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

σ_{pi} : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse

$$x: \sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{in}$$

$$\mu_0 = \begin{cases} 0,43 \text{ pour les aciers TBR} \\ 0,3 \text{ pour les aciers RN} \\ 0,35 \text{ pour les autres aciers} \end{cases}$$

Voussoirs	x (m)	Câble	$\Delta\sigma_{in}$ (MPa)	σ_{p0} (MPa)	σ_{pi} (MPa)	$\Delta\sigma_{rex}$ (MPa)
VSP	5	1	296,647	1488	1191,35	37,62
VSP	5	2	281,74	1488	1206,26	39,54
V1	8,45	3	284,653	1488	1203,35	39,16
V1	8,45	4	229,559	1488	1258,44	46,55
V2	11,9	5	266,754	1488	1221,25	41,51
V3	15,35	6	265,244	1488	1222,76	41,71
V4	18,8	7	353,057	1488	1134,94	30,67
V5	22,25	8	336,67	1488	1151,33	32,64
V6	25,7	9	320,285	1488	1167,72	34,65
V7	29,15	10	333,673	1488	1154,33	33,00
V8	32,6	11	332,178	1488	1155,82	33,19
V9	36,05	12	332,171	1488	1155,83	33,19
V9	36,05	13	294,96	1488	1193,04	37,83
V10	39,5	14	427,422	1488	1060,58	22,30
V11	42,95	15	439,323	1488	1048,68	21,05
V12	46,4	16	424,435	1488	1063,57	22,62
V12	46,4	17	375,32	1488	1112,68	28,08
V13	49,85	18	409,547	1488	1078,45	24,24
V14	53,3	19	461,634	1488	1026,37	18,75
V14	53,3	20	387,218	1488	1100,78	26,72
V15	56,75	21	408,051	1488	1079,95	24,40
V16	60,2	22	406,56	1488	1081,44	24,56
V17	63,65	23	406,557	1488	1081,44	24,56
V18	67,1	24	519,663	1488	968,34	13,16
V20	74	25	553,886	1488	934,11	10,12
$\sum \Delta\sigma_{rlx}$						741,81
$\Delta\sigma_{rlx}$						1,99%

Tab. VI.10 : Perte par relaxation des câbles.

La perte différée est prise égale à : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rlx}$

Le coefficient 5/6 tient compte de la non-indépendance des pertes. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

$$\Delta\sigma_d = 757,125 \text{ MPa} (2,04\%)$$

La perte totale due aux pertes instantanées et pertes différées égale à :

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{in} + \Delta\sigma_d = 7434,732 \text{ MPa}$$

Donc on a un pourcentage de pertes égale à : $100 \times \frac{(7434,732 \times 2)}{50 \times 1488} = 19,98 \approx 20\% \leq 25\%$

⇒ l'estimation des pertes est vérifiée.

Donc, on maintient le nombre de câbles calculés précédemment soit 50 câbles (**19T15**).

IV.5_Vérification des contraintes:

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

Les Vérifications se feront pour les deux phases:

- En phase de construction.
- En phase de service.

Les vérifications des contraintes se font à l'ELS.

IV.5.1_Phase de construction:

Dans cette phase nous devons vérifier que :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P}{I}ev - \frac{M}{I}v \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{P}{I}ev' + \frac{M}{I}v' \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section par l'effort de précontrainte.

σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section par l'effort de précontrainte.

P : Effort de précontrainte.

S : Section transversale du voussoir.

M : Moment généré par application de l'effort de précontrainte excentré de e par rapport au centre de gravité.

v : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure.

v' : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.

$\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte admissible de traction, $\bar{\sigma}_{bt} = 0$ car on est en classe I.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contraintes de compression $\bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$.

On doit vérifier que : $\sigma_{sup} \geq 0 \text{ MPa}$ et $\sigma_{inf} \leq 21 \text{ MPa}$

x (m)	M (tm)	I (m ⁴)	S (m ²)	P (t)	v (m)	v' (m)	e (m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
0	98874,19	192,61	18,73	15 488,84	3,89	5,11	3,74	0,00	19,13
5	85397,61	152,52	17,44	14 525,18	3,60	4,73	3,45	0,00	19,27
8,45	76808,6	129,56	16,78	13 912,31	3,40	4,48	3,25	0,00	19,22
11,9	68773,15	109,81	16,14	13 269,20	3,22	4,24	3,07	0,00	19,05
15,35	61269,84	92,88	15,54	12 607,95	3,05	4,02	2,90	0,00	18,81
18,8	54278,42	78,44	14,98	11 924,41	2,89	3,81	2,74	0,00	18,45
22,25	47779,84	66,17	14,44	11 209,58	2,74	3,61	2,59	0,00	17,99
25,7	41756,12	55,8	13,94	10 476,98	2,59	3,42	2,44	0,00	17,44
29,15	36190,53	47,06	13,48	9 704,78	2,46	3,25	2,31	0,00	16,71
32,6	31067,44	39,75	13,05	8 897,51	2,34	3,09	2,19	0,00	15,82
36,05	26372,39	33,65	12,65	8 069,31	2,22	2,94	2,07	0,00	14,83
39,5	22092,07	28,59	12,29	7 202,44	2,12	2,81	1,97	0,00	13,63
42,95	18214,36	24,43	11,96	6 310,79	2,03	2,68	1,88	0,00	12,24
46,4	14728,23	21,02	11,66	5 416,29	1,94	2,57	1,79	0,00	10,80
49,85	11623,89	18,25	11,4	4 512,23	1,87	2,47	1,72	0,00	9,19
53,3	8892,62	16,02	11,17	3 634,42	1,80	2,39	1,65	0,00	7,57
56,75	6526,96	14,26	10,97	2 792,79	1,74	2,32	1,59	0,00	5,94
60,2	4520,48	12,9	10,81	2 007,35	1,70	2,26	1,55	0,00	4,33
63,65	2868,03	11,87	10,68	1 315,89	1,66	2,21	1,51	0,00	2,87
67,1	1565,52	11,15	10,59	734,3	1,64	2,17	1,49	0,00	1,61
70,55	610,1	10,7	10,53	290,91	1,62	2,15	1,47	0,00	0,64
74	0	10,51	10,5	0	1,61	2,14	1,46	0,00	0,00

Tab.VI.11 : Vérification des contraintes en phase de construction.

IV.5.2 Phase d'exploitation :

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service, il y a deux cas de vérifications :

➤ Cas où l'ouvrage ne subit aucune surcharge sauf celles qui sont permanentes comme les surcharges de la superstructure (poids du trottoir, glissière de sécurité...etc.), c'est-à-dire la vérification à vide.

➤ Cas où l'ouvrage est sollicité par son poids propre et par des surcharges d'exploitations. La vérification des contraintes se traduit par les quatre inéquations suivantes :

IV.5.2.1_A vide (sous M_{min}) :

$$\text{Fibres supérieures : } \sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P}{I}ev + \frac{M_{min}}{I}v \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

$$\text{Fibre inférieures : } \sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{P}{I}ev' - \frac{M_{min}}{I}v' \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

IV.5.2.2_En charge (sous M_{max}) :

$$\text{Fibres supérieures : } \sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P}{I}ev + \frac{M_{max}}{I}v \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Fibre inférieures : } \sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{P}{I}ev' - \frac{M_{max}}{I}v' \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

Avec :

P_f : La valeur de la précontrainte de construction (fléau).

P_c : La valeur de la précontrainte de continuité.

e : Son excentricité, comptée positivement vers le haut.

v Et v' : la distance du centre de gravité de la section à la fibre la plus comprimée et la plus tendue.

I : Moment d'inertie de la section par rapport au centre de gravité de la section.

M_{max} : Moment engendré par le poids propre et toutes les surcharges.

M_{min} : Moment engendré par les charges permanentes.

σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.

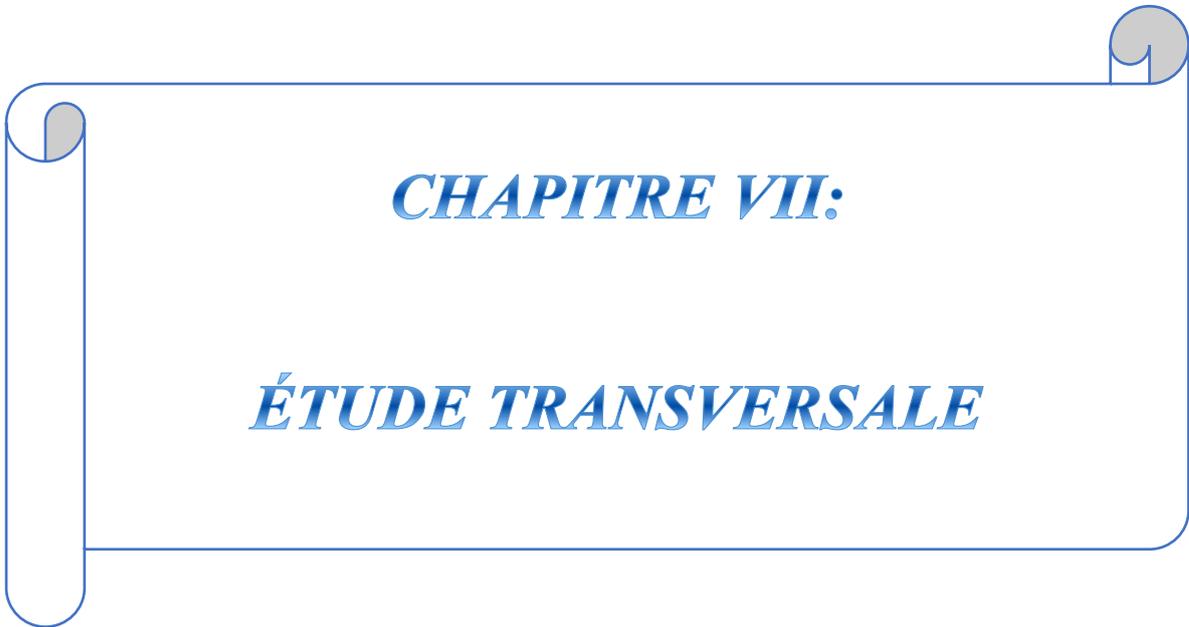
σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.

σ_{bt} : Contrainte admissible de traction.

σ_{bc} : Contrainte admissible de compression.

Les résultats de vérification des contraintes sont données l'annexe.

Nous constatons, d'après les tableaux que les contraintes supérieures et les contraintes inférieures trouvées sont acceptables, ce qui signifie que notre ouvrage respecte les normes de sécurité.



CHAPITRE VII:

ÉTUDE TRANSVERSALE

Introduction:

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellement est la section tubulaire (caisson), du fait de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur de flexion des deux membrures supérieures et inférieures. Aucune entretoise intérieure n'est nécessaire dans les tabliers construits par encorbellement, à l'exception de celles situées au droit des appuis.

Elles assurent la transmission des charges verticales aux appuis et empêchent la déformation de la section sous l'effet du moment de torsion.

Pour l'analyse transversale, l'étude est faite sur les sections dangereuses; La section sur pile et à la clé (les moments de flexions y sont maximal).

Sur la section transversale du voussoir, le poids propre et les diverses charges d'exploitation, seront équilibrés par un cisaillement dû à l'effort tranchant.

VII.1 Modélisation :

La modélisation est effectuée par le logiciel [Robot Structural 2012]. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis simple à l'extrémité de chaque âme. On prendra une largeur du caisson égale à 1 m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie.

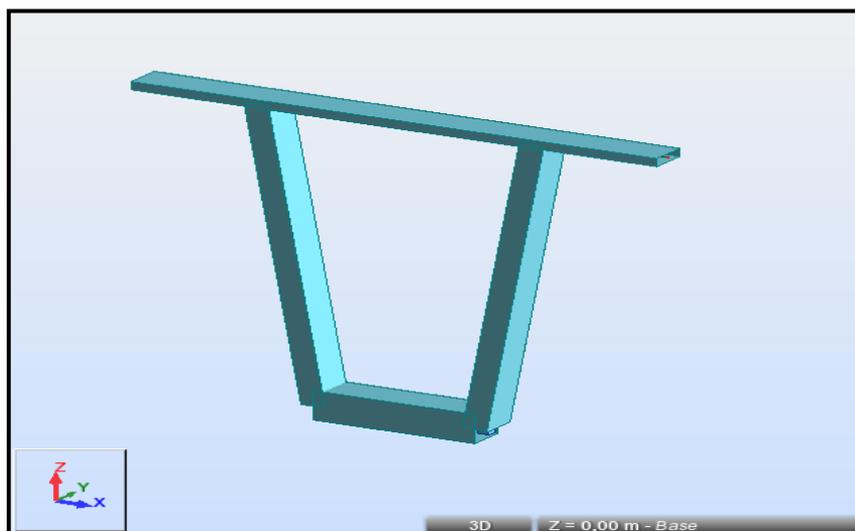


Fig. VII.1: Vue en 3D du caisson prêt de la pile modélisé avec le logiciel Robot Structural.

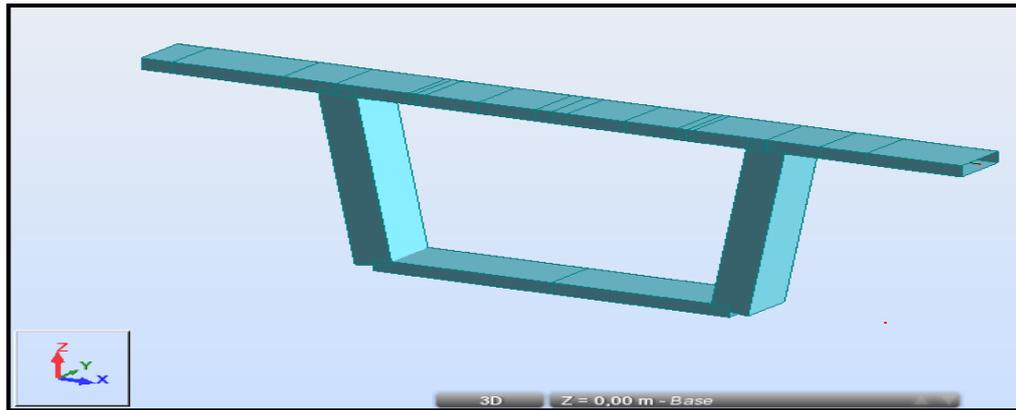


Fig. VII.2 : Vue en 3D du caisson prêt de la clé modélisé avec le logiciel Robot Structural.

VII.2 Définition des charges :

La section doit être justifiée sous l'ensemble des charges permanentes, ainsi que les différents systèmes de chargement routiers établis.

D'après le [Fascicule N°61 Titre II], les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à :

VII.2.1 Charges permanentes :

- Revêtement : $P_{BB} = 0,08 \times 1 \times 2,2 = 0,176 \text{ t/ml}$.
- Poids propre des trottoirs et corniche : $P_t = P_{tg} + P_{td} = 1,83 \text{ t/ml}$.
- Garde-corps : $P_{gc} = 0,1 \text{ t/ml}$. (car le trottoir à gauche ne contient pas de garde-corps).
- Glissières de sécurité : $P_{gli} = 0,12 \text{ t/ml}$.

VII.2.2 Surcharges d'exploitation :

VII.2.2.1 Charges routières :

Nous allons considérer les charges suivantes : A(l), Bc, Bt, Mc120 car elles développent les effets les plus défavorables. Ces charges seront disposées d'une manière à obtenir les efforts les plus prépondérants. On prend dans ces calculs la largeur chargeable égale à 10 m.

- **Système de charge A** : $A(l) = 0,23 + \frac{36}{L+12} = 1,86 \text{ t/m}$.
- **Système de charge Bc** : Les surcharges Bc sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique : $\delta = 1,03$, Charge ponctuelle de $6 \times 1,03 = 6,18 \text{ t/m}$.
- **Système de charge Bt** : Les surcharges Bt sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique : $\delta = 1,03$, Charge ponctuelle de $8 \times 1,03 = 8,24 \text{ t/m}$.
- **Charges militaires Mc120** : Représentée par une charge uniformément répartie sur deux rectangles de 1 m de large distant de 2,3 m, elle est multipliée par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1,03$ et vaut 9.29 t/m .

- Charges sur trottoirs (S_t) : $\left\{ \begin{array}{l} \text{pour le trottoir a droite } S_t = 0,225 \text{ t/m} \\ \text{pour le trottoir a gauche } S_t = 0,075 \text{ t/m} \end{array} \right.$

VII.3_Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons de charges à adopter pour l'étude transversale sont résumées dans le tableau suivant :

	ELU	ELS
Combinaison 1	$1,35G + 1,6(A(l) + S_t)$	$G + 1,2(A(l) + S_t)$
Combinaison 2	$1,35G + 1,6(B_c + S_t)$	$G + 1,2(B_c + S_t)$
Combinaison 3	$1,35G + 1,6(B_t + S_t)$	$G + 1,2(B_t + S_t)$
Combinaison 4	$1,35G + 1,6M_{c120}$	$G + 1,2M_{c120}$
Combinaison 5	/	$G + 1,2(B_t + S_t) + 0,5\Delta T$
Combinaison 6	/	$G + 1,2(B_c + S_t) + 0,5\Delta T$

Tab VII.1 : Les différentes combinaisons selon le Fascicule 61.

Résultats des calculs

- Section prêt de la pile

Les efforts internes dans le voussoir le plus sollicité, données par les combinaisons les plus défavorables, sont présentés sur les figures ci-après :

A d'état limite ultime: $1,35G + 1,6(B_t + S_t)$

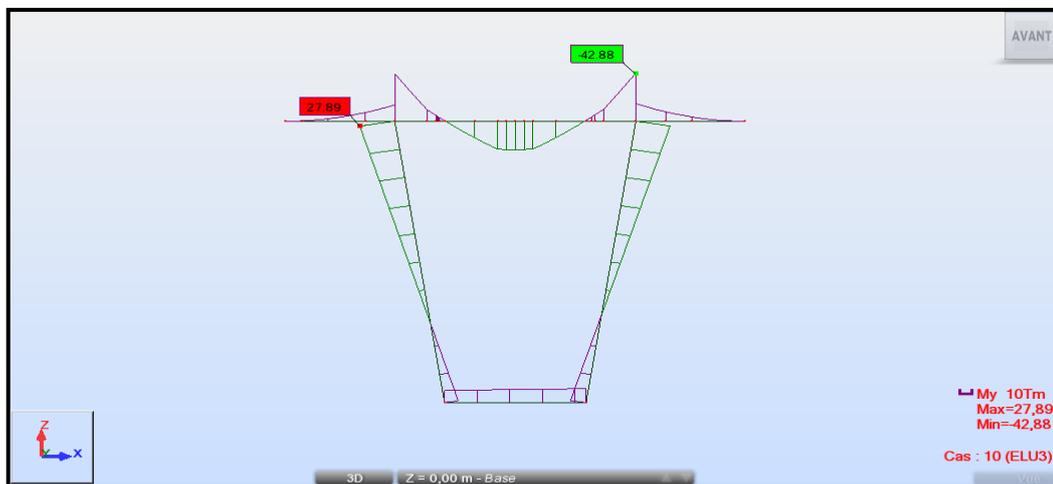


Fig. VII.3: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison 3 (ELU).

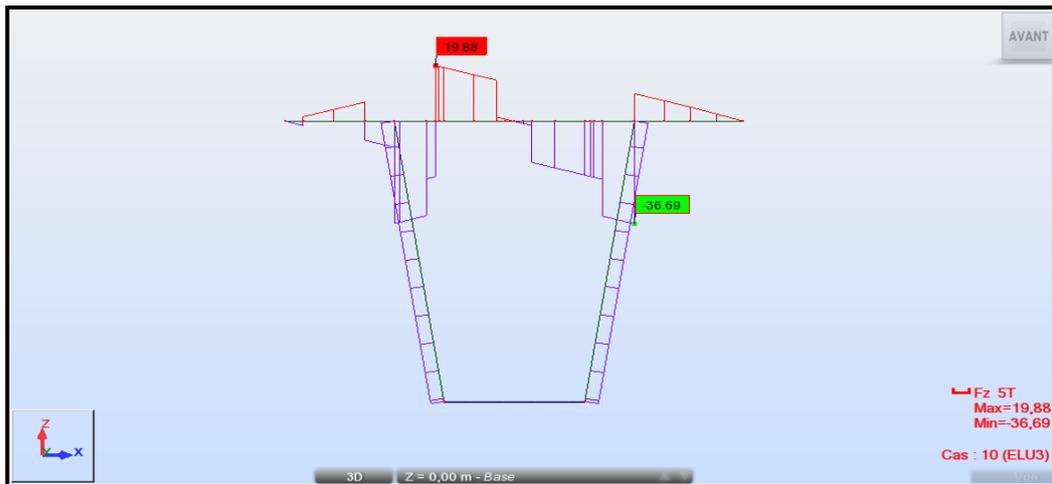


Fig. VII.4 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison 3 (ELU).

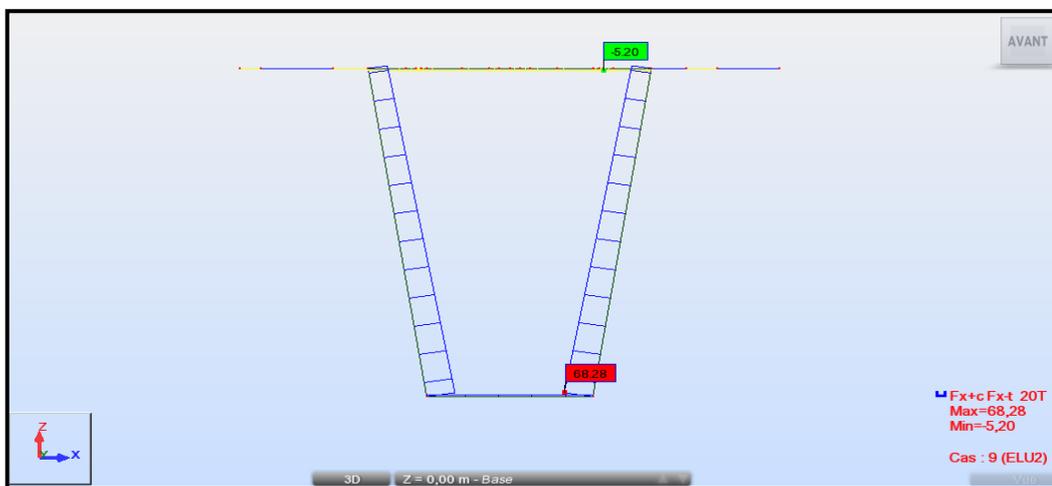


Fig.VII.5: Diagramme des efforts normaux sous la combinaison 2 (ELU).

A l'état limite de service : $G + 1,2(B_t + S_t)$

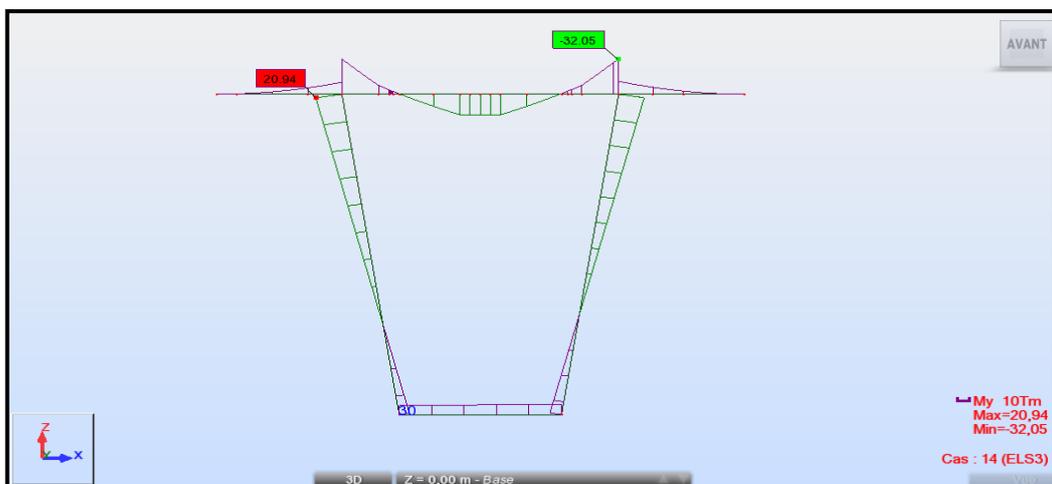


Fig. VII.6: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison 3 (ELS).



Fig. VII.7 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison 3 (ELS).

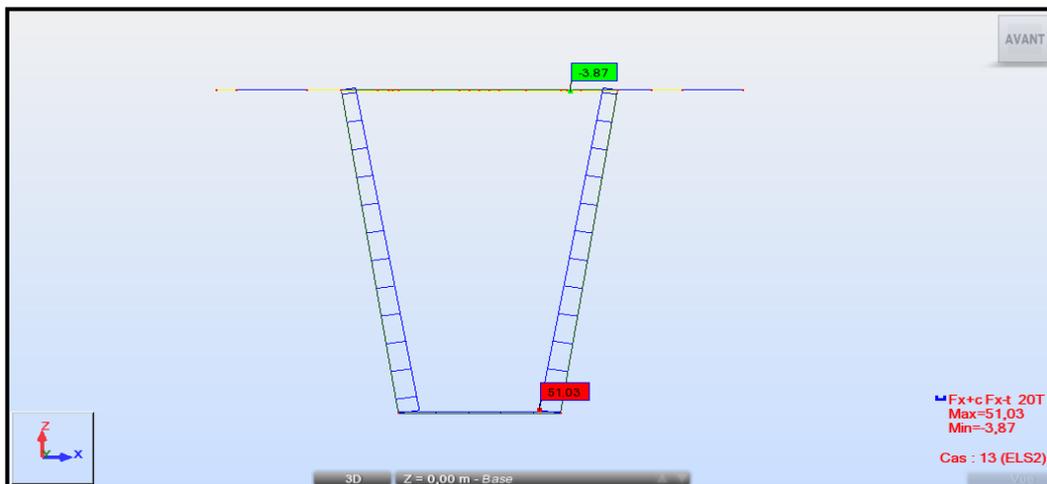


Fig.VII.8: Diagramme des efforts normaux sous la combinaison 2 (ELS).

➤ Section prêt de la culée

Les combinaisons qui donnent les efforts les plus prépondérants sont données ci-après :

A d'état limite ultime : $1,35G + 1,6(B_t + S_t)$



Fig. VII.9: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison 3 (ELU).

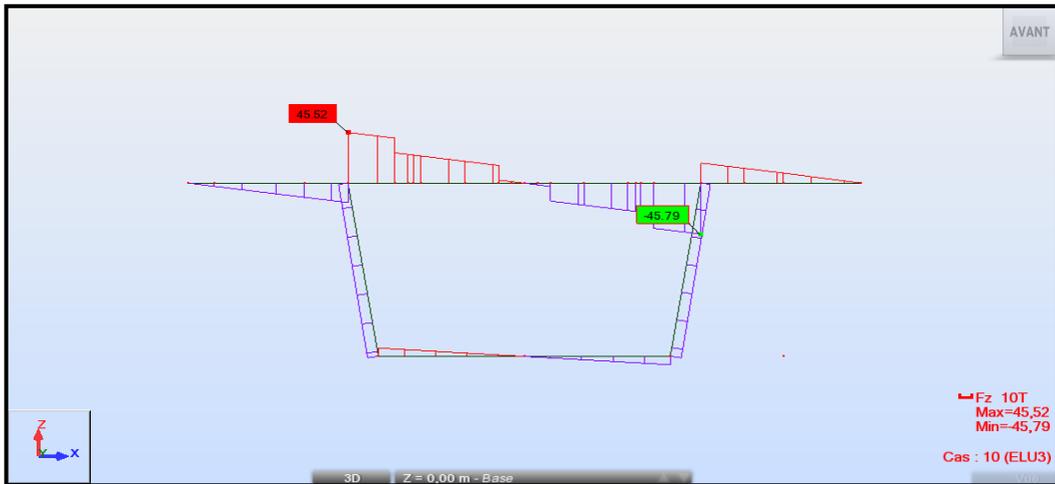


Fig. VII .10 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison 3 (ELU).

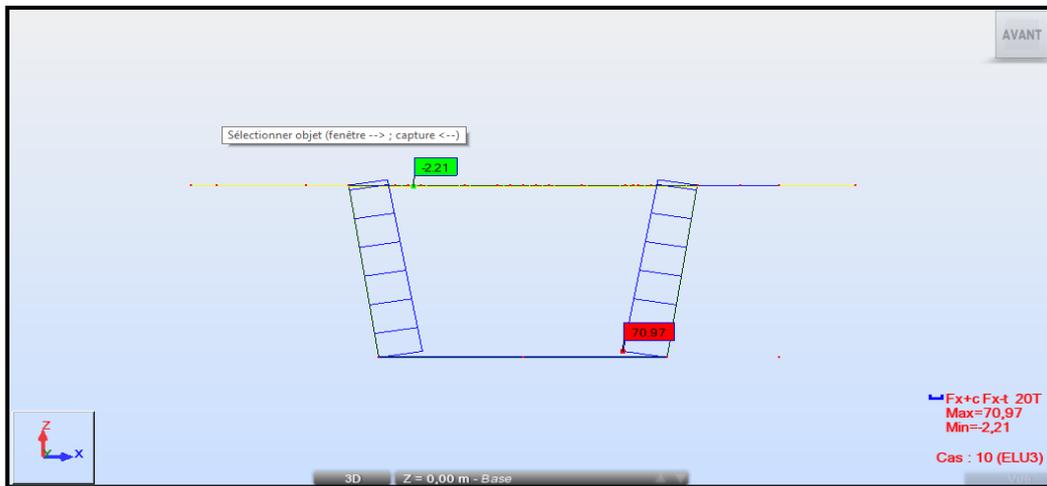


Fig.VII.11: Diagramme des efforts normaux sous la combinaison 3 (ELU).

A l'état limite de service : $G + 1,2(B_t + S_t)$

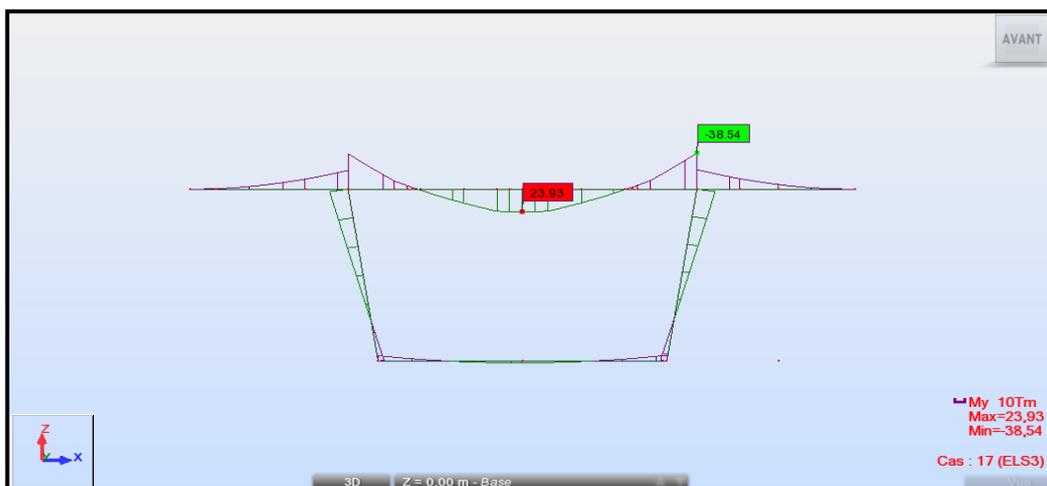


Fig. VII.12: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison 3 (ELS).



Fig. VII.13 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison 3 (ELS).

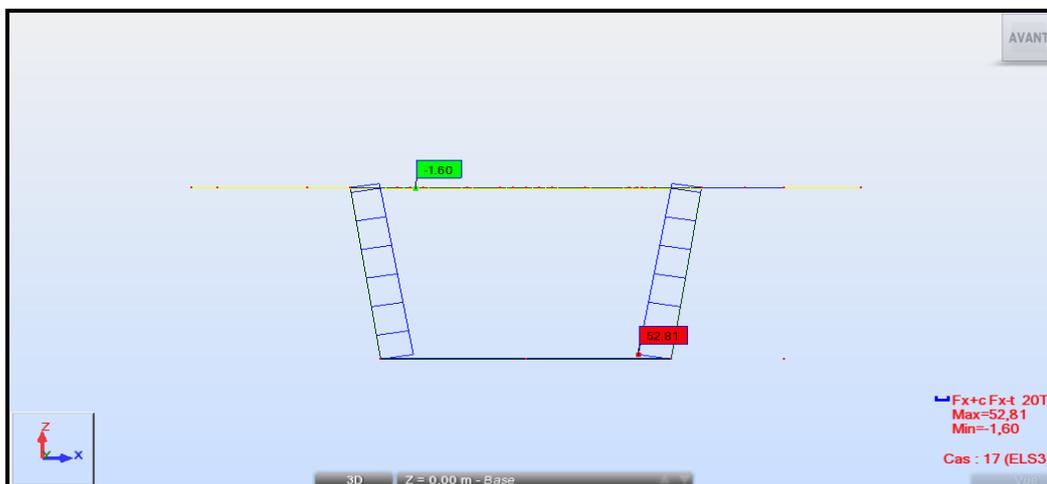


Fig.VII.14: Diagramme des efforts normaux sous la combinaison 3 (ELS).

VII.4_Ferrailage :

Le ferrailage des voussoirs est calculé en utilisant le programme [EXPERT 2010]. Qui permet :

- Le calcul des sections d'aciers selon les règles [BAEL 91] à l'état limite ultime.
- Vérification des contraintes à l'état limite de service.
- Vérification de la condition de non fragilité du béton.

Au stade de calcul on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

- Deux portes à faux (console) : qui travaillent en flexion simple.
- Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple.
- Une dalle inférieure : qui travaille en flexion simple.
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

VII.4.1_Ferrailage de voussoir prêt de la pile :

Exemple : vérifications des sections en flexion simple.

1. Hypothèses

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

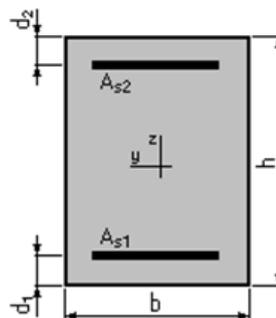
2. Section:

$b = 100,0$ (cm)

$h = 25,0$ (cm)

$d_1 = 4,0$ (cm)

$d_2 = 4,0$ (cm)



3. Armatures:

Section théorique $A_{s1} = 42,8$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3,0$ (cm²)

théorique $\rho = 2,04$ (%)

minimum $\rho_{\text{min}} = 0,14$ (%)

4. Moments appliqués:

	M_{max} (T*m)	M_{min} (T*m)
Etat Limite de Service	18,84	0,00

5. Résultats:

Cas ELS $M_{\text{max}} = 18,84$ (T*m) $M_{\text{min}} = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 11,2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 19,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

VII.4.1.1_Ferraillage du hourdis supérieur :

Le hourdis supérieur travaille en flexion simple.

			Ferraillage				Vérification
			transversale		longitudinale		
Moments (t.m)		As (cm ²)	Ai (cm ²)	As (cm ²)	Ai (cm ²)		
Mu max	Sur Appuis	-42,88	57,8	0	19,27	0	NON
	En travée	25,19	0	31,3	0	10,43	NON
Ms max	Sur Appuis	-32,05	73,3	0	24,43	0	OK
	En travée	18,84	0	42,8	0	14,26	OK
Section d'acier			73,3	42,8	24,43	14,26	
Ferraillage adoptés			10 HA Φ32	6 HA Φ32	6 HA Φ25	6 HA Φ20	

Tab.VII.2: Ferraillage du hourdis supérieur.

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferraillage du hourdis supérieur est comme suit :

➤ *Armatures principales (sens transversale)*

As = 80,42 cm² ce qui correspond à **10HA Φ 32**, avec un espacement entre les barres égal à 10 cm.

Ai = 48,25 cm² ce qui correspond à **6HA Φ 32**, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.

➤ *Armatures de répartition (sens longitudinale)*

As = 29,45 cm² ce qui correspond à **6HA Φ 25**, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.

Ai = 18,85 cm² ce qui correspond à **6HA Φ 20**, avec un espacement entre les barres égal à 15 cm.

VII.4.1.2_Ferraillage du hourdis inférieur :

Le hourdis inférieur travaille en flexion simple.

			Ferraillage				Vérification
			transversale		longitudinale		
Moments (t.m)		As (cm ²)	Ai (cm ²)	As (cm ²)	Ai (cm ²)		
Mu max	Sur Appuis	-12,37	9,4	0	3,13	0	NON
	En travée	0	0	0	0	0	NON
Ms max	Sur Appuis	-9,29	9,4	0	3,13	0	NON
	En travée	0	0	0	0	0	NON
Section d'acier			15,71	10,05	6,79	4,71	
Ferraillage adoptés			5 HA Φ20	5 HA Φ16	6 HA Φ12	6 HA Φ10	

Tab.VII.3 : Ferraillage du hourdis inférieur.

Nous remarquons dans ce cas que $A_s = 9,4 \text{ cm}^2$ (la section des armatures représente un pourcentage de $\rho = 0.11 \%$ de section du béton), il est inférieur à 0.15% , donc on prend au moins 0.15% , donc la section des armatures devient : $A_s = 15 \text{ cm}^2$, et un moment nul au niveau des fibres inférieurs, donc on prend une section d'aciers pour ces dernière $A_i = 10,05 \text{ cm}^2$.

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferrailage du hourdis inferieur est comme suit :

➤ **Armatures principales (sens transversale)**

$A_s = 18,85 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **5HA $\Phi 20$** , avec un espacement entre les barres égal à 20 cm.

$A_i = 12,02 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **5 HA $\Phi 16$** , avec un espacement entre les barres égal à 20 cm

➤ **Armatures de répartition (sens longitudinal)**

$A_s = 6,69 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **6 HA $\Phi 12$** , avec un espacement entre les barres égal à 20 cm.

$A_i = 4,71 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **6 HA $\Phi 10$** , avec un espacement entre les barres égal à 20 cm.

VII.4.1.3 Ferrailage des consoles :

Les consoles sont considérées encastrees dans les goussets supérieurs du voussoir, elles travaillent en flexion simple.

		Ferrailage				Vérification
		transversale		longitudinale		
	Moments (t.m)	A_s (cm ²)	A_i (cm ²)	A_s (cm ²)	A_i (cm ²)	
Mu max	-42,88	57,8	0	19,27	0	NON
Ms max	-32,05	73,3	0	24,43	0	OK
Section d'acier		73,3	24,43	24,43	8,38	
Ferrailage adoptés		10 HA $\Phi 32$	6 HA $\Phi 25$	6 HA $\Phi 25$	6 HA $\Phi 14$	

Tab.VII.4 : Ferrailage des consoles.

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferrailage de la console (gauche, droite) est comme suit :

➤ **Armatures principales (sens transversale)**

$A_s = 80,42 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **10HA $\Phi 32$** , avec un espacement entre les barres égal à 10 cm

$A_i = 29,45 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **6HA $\Phi 25$** , avec un espacement entre les barres égal à 15 cm

➤ **Armatures de répartition (sens longitudinal)**

$A_s = 29,45 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **6HA $\Phi 25$** , avec un espacement entre les barres égal à 15 cm

$A_i = 9,24 \text{ cm}^2$ ce qui correspond à **6HA $\Phi 14$** , avec un espacement entre les barres égal à 20 cm.

VII.4.1.4_Ferraillage des âmes :

L'âme du voussoir est sollicitée par un effort normal et un moment de flexion, ce qui signifie qu'elle va être calculée en flexion composée sous la combinaison la plus défavorable à l'état limite ultime.

Efforts	Valeurs	Ferraillage				Vérification
		Transversale		longitudinale		
		Aext (cm ²)	Aint (cm ²)	Aext (cm ²)	Aint (cm ²)	
Mu max(t.m)	27,89	6,4	0	2,13	0	NON
Nu max(t)	68,28					
Ms max(t.m)	20,94	6,7	0	2,23	0	NON
Ns max(t)	51,03					
Section d'acier		10,4	7,7	3,93	3,93	
Ferraillage adoptés		5 HA Φ16	5 HA Φ14	5 HA Φ10	5 HA Φ10	

Tab.VII.5 : Ferraillage des âmes.

La condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les contraintes à l'ELS, la section d'aciers adoptée pour le ferraillage de l'âme est comme suit :

➤ **Armatures principales (verticales)**

Aext = 10,04cm² ce qui correspond à **5HA Φ16**, avec un espacement entre les barres égal à 20 cm
 Aint = 7,70 cm² ce qui correspond à **5 HA Φ14**, avec un espacement entre les barres égal à 20 cm

➤ **Armatures de répartition (horizontales)**

Aext = 3,93 cm² ce qui correspond à **5HA Φ10**, avec un espacement entre les barres égal à 25 cm
 Aint=3,93 cm² ce qui correspond à **5HA Φ10**, avec un espacement entre les barres égal à 25 cm

VII.4.2_ Ferraillage de voussoir prêt de la culée :

On va procéder de la même manière pour le ferraillage des éléments constituant le voussoir sur culée ainsi que celui du clavage. Le tableau ci-dessous résume le ferraillage adopté pour chaque élément:

	Ferraillages			
	Transversal		Longitudinal	
	As (cm ²)	Ai (cm ²)	As (cm ²)	Ai (cm ²)
Hourdis supérieur	88,6	53,9	29,53	17,96
	11 HA Φ32	7 HA Φ32	6 HA Φ25	6 HA Φ20
Hourdis inférieur	24,54	15,71	9,24	6,69
	5 HA Φ25	5 HA Φ20	6 HA Φ14	6 HA Φ12
Les consoles	88,47	47,7	29,23	15,09
	11 HA Φ32	7 HA Φ32	6 HA Φ25	6 HA Φ20
Les âmes	10,04	7,7	3,93	3,93
	5 HA Φ16	5 HA Φ14	5 HA Φ10	5 HA Φ10

Tab.VII. 6 : Ferraillage du voussoir prêt de la culée.

VII.5_Vérification de l'effort tranchant :

Données par les formules suivantes : [BAEL 91]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec la fissuration préjudiciable on a :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3,5 MPa$$

La vérification de l'effort tranchant est récapitulée dans les tableaux suivants :

Section	/	B (cm)	d (cm)	V_u (t)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
console	appuis	100	25	36,69	1,47	3.5	OK
Dalle supérieure	appuis	100	25	36,55	1,46	3.5	OK
Dalle inférieure	appuis	100	90	0,37	0,004	3.5	OK
Ame	appuis	100	60	4,35	0,07	3.5	OK

Tab.VII. 7 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur pile).

Section	/	b (cm)	d (cm)	V_u (t)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
console	appuis	100	25	45,79	1,83	3.5	OK
Dalle supérieure	appuis	100	25	45,52	1,82	3.5	OK
Dalle inférieure	appuis	100	25	7,58	0,3	3.5	OK
Ame	appuis	100	60	8,81	0,14	3.5	OK

Tab.VII.8 : Vérification de l'effort tranchant (Voussoir sur culée).

VII.6_Vérification au poinçonnement :

Nous allons vérifier la zone d'impact d'une roue d'un camion. Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature transversale n'est requise, si la condition suivante est satisfaite : [BAEL 91]

$$Q_u \leq 0,045 \cdot u_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : Valeur de la force concentrée en MN, $Q_u = 0,1 MN$.

h : Hauteur de la section.

u_c : Périmètre de la zone d'impact au niveau du feuillé moyen de la section.

$$u_c = d + 2 \times \frac{h}{2} = 0,20 + 2 \times \frac{0,25}{2} \Rightarrow u_c = 0,45m$$

Donc :

$$Q_u = 0,1 < 0,045 \times 0,45 \times 0,25 \times \frac{35}{1,5} = 0,018 MN \Rightarrow \text{Pour le système } B_r.$$

La condition est satisfaite pour les trois systèmes, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VII.7_Vérification des âmes au flambement :

Les structures élancées doivent être vérifiées au flambement en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées.

Afin d'éviter le risque de flambement des âmes, l'élanement λ de ceux-ci devra satisfaire l'inéquation suivante : [BAEL, 91]

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

Avec :

λ : Elancement du poteau ;

i : Rayon de giration avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$.

L_f : Longueur de flambement ;

I : Moment d'inertie de l'ame ;

B : Section du poteau ;

La longueur de flambement L_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 ;

$L_f = 0,5 \cdot l_0$, Car les âmes sont encastrées à leurs extrémités ;

l_0 : Est la hauteur libre de l'âme qui est égale à $\cos \alpha \cdot l_0 = 5,92 \text{ m}$

$$\lambda = \frac{0,5 \times 5,92}{\sqrt{\frac{0,5^2}{12}}} = 20,5 \leq 50$$

Conclusion :

Le ferrailage de la dalle supérieur et les porte à faux sont conséquent vu l'importance des charges roulantes qui tant à fléchir la dalle, par contre les autres éléments, sont moins sollicité.

Le but de ce ferrailage et de rigidifier la section transversale du caisson, qui permet d'assurer la transmission des charges verticales aux appuis.

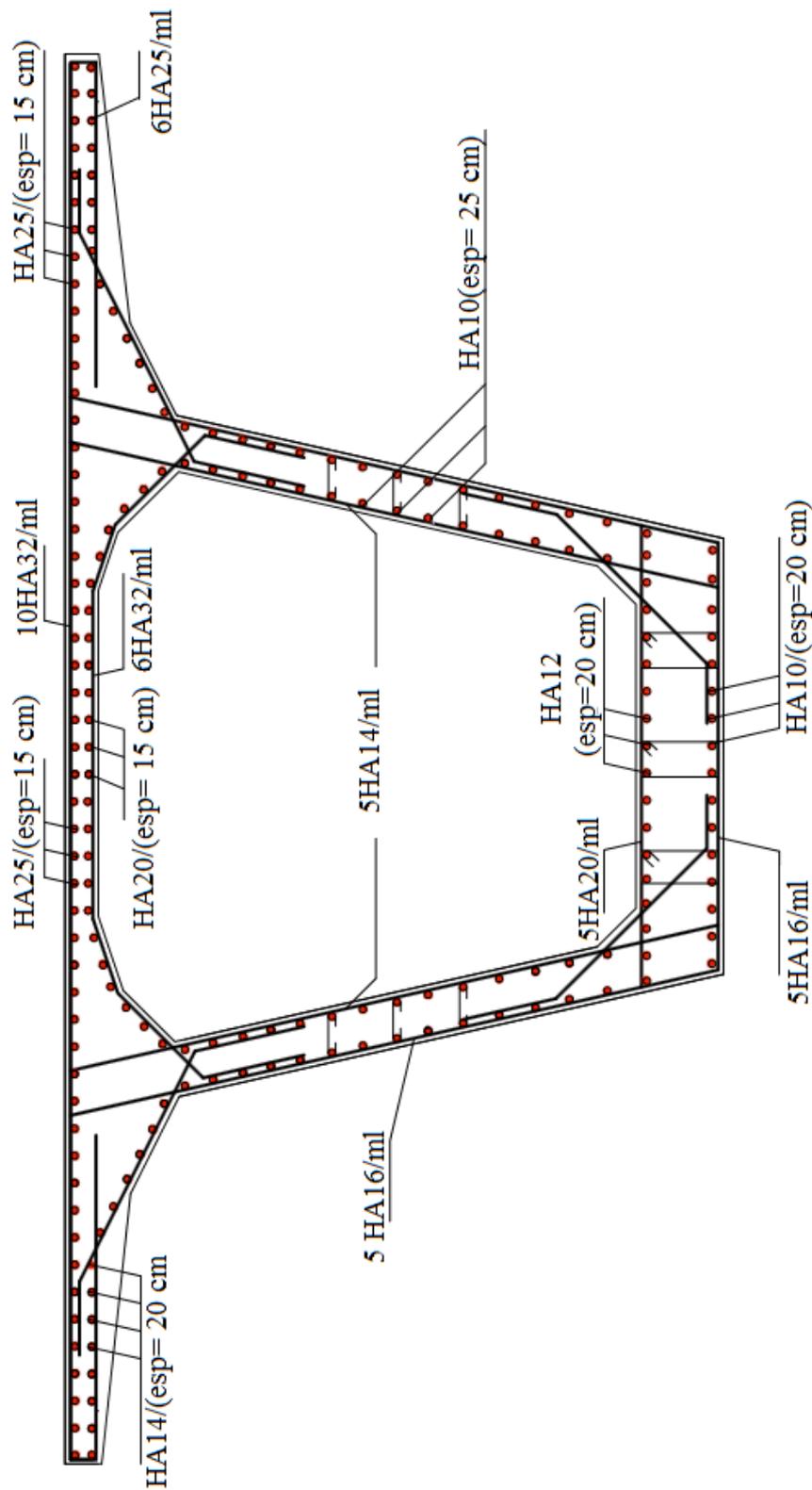


Fig. VII.15. Schéma du ferrailage passif du voussoir prêt de la pile

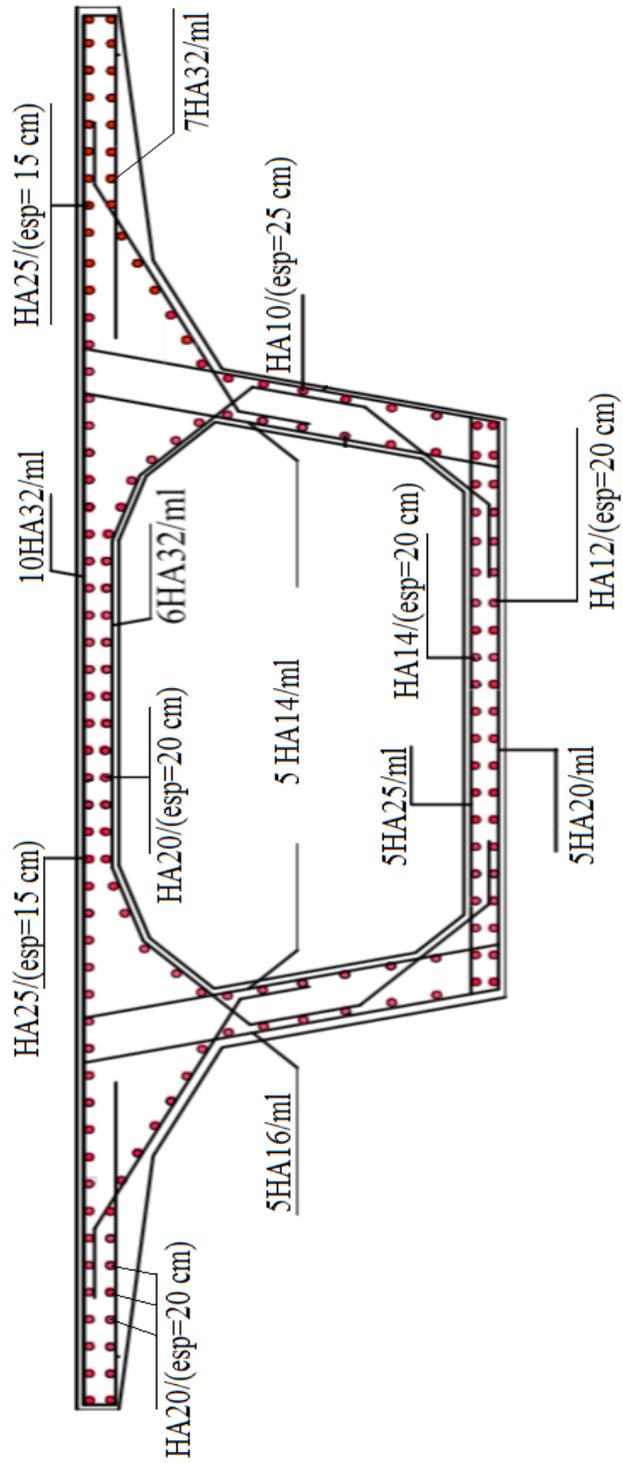


Fig. VII.16 : Schéma du ferrailage passif du voussoir prêt de la clé.



***CHAPITRE VIII : RÉSISTANCE À
L'EFFORT TRANCHANT***

Introduction :

Ce présent chapitre traite uniquement des effets de l'effort tranchant sur une poutre ayant un plan moyen vertical et soumise à la flexion.

La partie résistante d'un caisson à l'effort tranchant est celle de l'âme. Les tables supérieure et inférieure sont des éléments résistant à la flexion. L'âme d'une poutre sera donc dimensionnée pour :

- Résister à l'effort tranchant.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontrainte.
- En cas de vibration, par l'aiguille pervibrante, il faut prévoir des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.

VIII.1 Détermination de l'effort tranchant dû à la précontrainte :

VIII.1.1 Effet isostatique :

Si nous considérons l'élément de la poutre de la figure ci-après, située à gauche de la section étudiée, les actions s'exerçant sur l'élément gauche se réduisent au titre de composantes verticales de tous les efforts appliqués à :

- Un effort tranchant V positif.
- Une composante verticale de la précontrainte $P \sin(\alpha)$ qui vient se retrancher à l'effort tranchant. Le câble incliné relève les charges.

Donc nous aurons : $V - P \sin \alpha = 0$

Alors : $V = P \sin \alpha$.

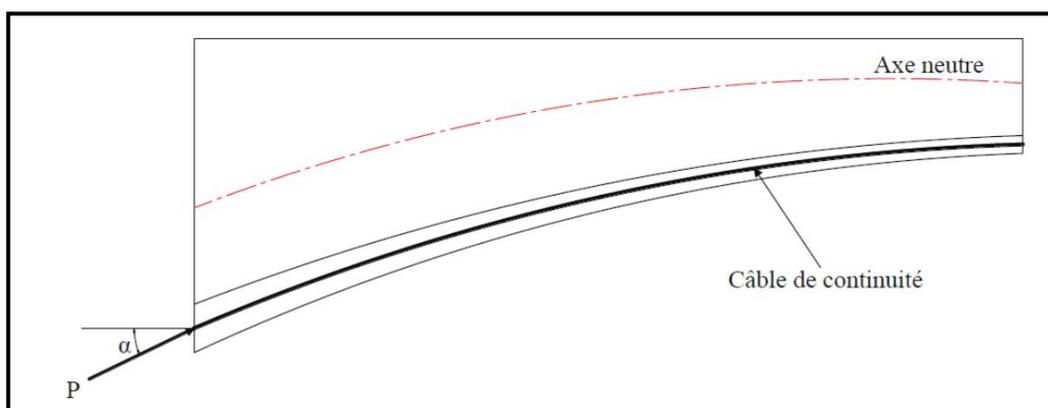


Fig.VIII.1 : Effort tranchant dans une section de poutre en BP.

VIII.1.2 Effet hyperstatique :

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

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

NB : l'effort tranchant hyperstatique est calculé à l'aide le logiciel de calcul ROBOT, sous la combinaison de charge à l'ELS : $G + 1,2(A(l) + Q_t)$.

VIII.1.3_Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet RESAL) :

Notre ouvrage présente une variation parabolique de la hauteur de l'intrados avec l'abscisse.

En respectant un extrados horizontal, l'intrados est donc incliné de pente : $\frac{dh}{dx}$

Dans le cas des poutres continues, près des appuis l'intrados est comprimé, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant dû aux forces extérieures part suivant la composante verticale de cet effort de compression qui vaut :

$$V = \frac{M}{Z} \frac{dh}{dx}$$

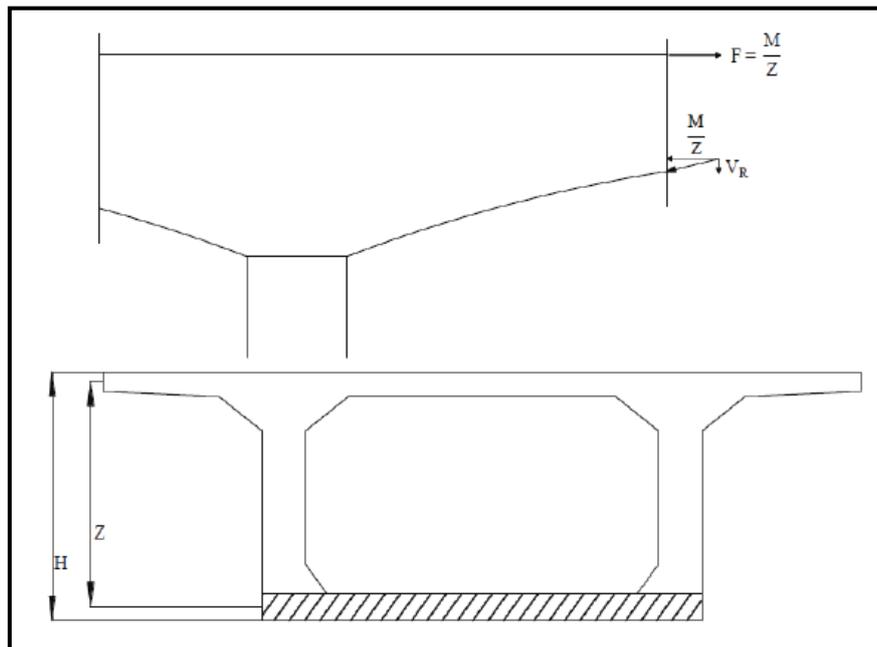


Fig.VIII.2 : effet RESAL

VIII.2_Vérification de l'effort tranchant :

VIII.2.1_Section à vérifier :

Il suffit de vérifier, au voisinage de l'appui, la section située à $\frac{2}{3} v'$ de celui-ci, c'est donc à la section située à $\left(\frac{2}{3}\right) \times 5,11 = 3,40m$, que nous effectuerons les vérifications de l'effort tranchant.

VIII.2.2_Caractéristiques de la section : (3,40 m de l'encastrement) :

$$h = 8,53 \text{ m} ; S = 18,02 \text{ m}^2 ; I = 164,47 \text{ m}^4$$

$$e_{inf} = 0,84 \text{ m} ; v' = 4,85 \text{ m} ; v = 3,68 \text{ m}$$

L'intrados de l'ouvrage est incliné sur l'horizontal d'un angle dont la tangente Pour $x = 3,40 \text{ m}$ est :

$$\tan \varphi = \left| \frac{9 - 8,53}{0 - 3,40} \right| = 0,138 \Rightarrow \varphi = 0,137 \text{ rad.}$$

VIII.2.3_Efforts dans les sections :

$V_{ser} = 3001,54 \text{ t} ; M_{ser} = 63619,27 \text{ t.m}$; obtenus sous la combinaison à l'ELS : $G + 1,2(A(l) + Q_t)$.

VIII.2.4_Précontrainte :

L'évaluation de la réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles est évidemment liée au tracé du câblage (voir la figure ci-dessous).

Nous supposons que sur les 50 câbles du fléau, les deux premiers sont ancrés à l'extrémité du premier voussoir. Ces câbles vont subir une inclinaison moyenne de $0,6947 \text{ rad}$.

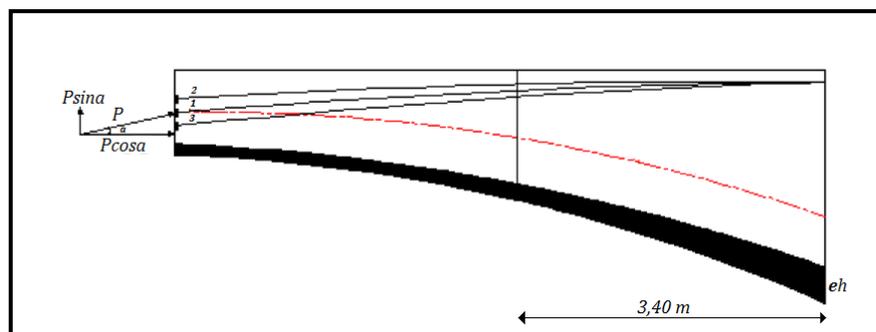


Fig.VIII.2 : Réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles.

VIII.2.5_La réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles :

La réduction de l'effort tranchant correspondant à l'inclinaison des câbles vaut alors :

$$V_{réduit} = 2P_0 \sin(0,6947) = 2 \times 393 \times 0,640 = 503,04 \text{ t}$$

Le moment dû au précontrainte est :

$$M_p = n_f \cdot P_0 \cdot (v - 0,25).$$

$$M_p = 46.393 \cdot (3,68 - 0,25) = 62007,54 \text{ tm}$$

$$V = V_{ser} - V_{réduit} = 2498,5 \text{ t}$$

$$M = M_{ser} - M_p = 1611,73 \text{ tm}$$

VIII.2.6_Correction dite effet RESAL :

Elle est due à la variation de la hauteur de la poutre avec l'abscisse, plus forte sur appui qu'en travée. Près de l'appui (l'encastrement), l'intrados est comprimé, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant dû aux forces extérieures part avec la composante verticale de cet effort de compression qui vaut :

$$V = \frac{M}{Z} \frac{dh}{dx}$$

Nous devons donc calculer la contrainte normale moyenne sur le hourdis inférieur, soit la contrainte à mi-hauteur de ce hourdis.

La contrainte de compression moyenne du hourdis inférieur est :

$$\sigma_{inf} = \frac{n_f \cdot P_0}{S} + \frac{M}{I} \left(v' - \frac{e_{inf}}{2} \right)$$

Avec :

n_f : Nombre de câble.

P_0 : Effort de précontrainte.

S : Section de voussoir considérée.

I : Moment d'inertie du voussoir considéré.

v' : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure.

M : Moment total des voussoirs.

e_{inf} : Épaisseur de hourdis inférieur.

$$\sigma_{inf} = \frac{46.393}{18,02} + \frac{1611,73}{164,47} \left(4,85 - \frac{0,84}{2} \right) = 10,46 \text{ MPa}$$

La correction de Resal nous donne : $\Delta V_r = \sigma_{inf} \cdot B \cdot e_{inf} \cdot \sin \varphi$

$$\Delta V_r = 10,46 \times 4 \times 0,84 \times \sin 0,137 = 4,79 \text{ MPa}$$

Avec :

B : largeur du hourdis inférieur.

VIII.3_Justification des âmes :

La partie résistante due à l'effort tranchant est représentée par les âmes. L'effort tranchant réduit à prendre en compte est :

$$V_r = V_T - \Delta V_r$$

$$V_r = 2498,5 - 479 = 2019,2 \text{ t}$$

Il lui correspond une contrainte de cisaillement au niveau du centre de gravité égale à [BPEL 91]:

$$\tau = \frac{V_r}{z \cdot b} \quad \text{Avec : } Z = \frac{I}{Q}$$

I : Inertie de la section par rapport au centre de gravité G.

Q : Moment statique par rapport à l'axe Gz de la section située au-dessous de G.

$$Z = \frac{I}{Q} = 7,45 \text{ m}$$

$$b = a - \phi = 2 \times (0,60 - 0,10) = 1 \text{ m}$$

$$\tau_b = \frac{2019,2}{1,7,45} = 2,71 \text{ MPa}$$

VIII.4 Justification à l'ELS :

La contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}_b$ est donnée par l'expression de CHALOS et BETEILLE :

$$\bar{\tau}_b^2 = \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma'_b} (\bar{\sigma}_b - \sigma'_b) (\bar{\sigma}_b + \sigma'_b)$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_b = \frac{n_f \cdot P_0}{S} = \frac{46.393}{18.02} = 10,03 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,60 \left(0,7 + \frac{6}{100} f_{c28} \right) = 1,68 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\bar{\tau}_b = 3,20 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \tau_b = 2,71 \text{ MPa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow$ La contrainte de cisaillement est donc vérifiée.

Conclusion :

Nous constatons que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement. A titre indicatif, et dans le cas contraire, lorsqu'il y a des valeurs des contraintes qui ne vérifient pas la condition précédente, on préconise les deux solutions suivantes :

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des étriers actifs: on applique une précontrainte transversale dans le cas où les efforts sont important.

A decorative frame resembling a scroll, with a blue outline and grey shaded areas at the top and bottom corners, suggesting the scroll is unrolled.

CHAPITRE IX : ÉQUIPEMENT DE PONT

Introduction:

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

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

IX.1 Appareils d'appui :

L'appareil d'appui est placé à la liaison entre la structure et son support, son rôle est de permettre :

- La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire ;
- La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

La durée de vie de ces derniers est de l'ordre d'une dizaine d'année pour le type d'appareil le plus courant. Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons qu'on va mentionner.

IX.1.1 Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

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

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

- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

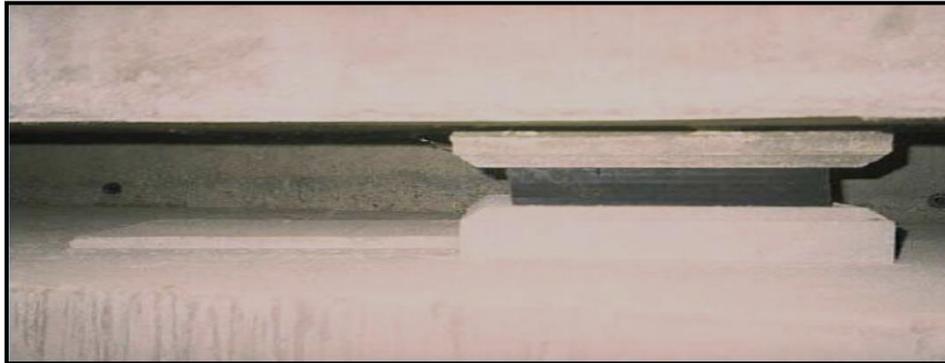


Fig.IX.1 : Appareil d'appui en élastomère fretté.

IX.1.2 Dimensionnement de l'appareil d'appui :

(D'après SETRA BT N°4/1974), Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

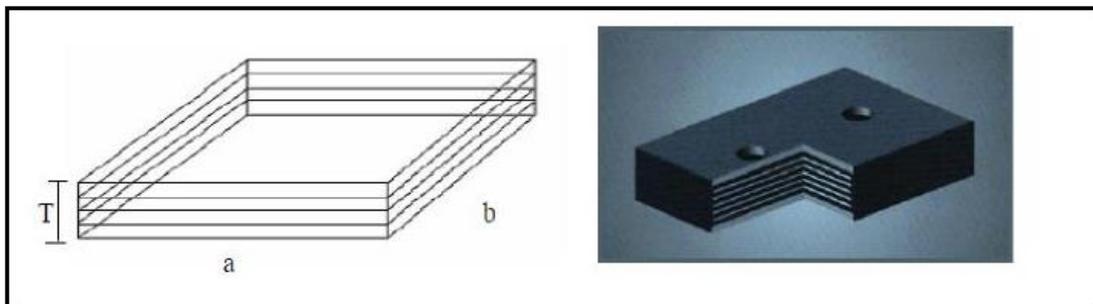


Fig.IX.2 : Dimension des couches d'appareil d'appui.

Le module de déformation transversale G à variations lentes est de 0,8 MPa pour les ponts routes. On considère que $a = b$, T est l'épaisseur totale d'élastomère hormis les frettes :

$$T = n \times t \text{ d'où :}$$

n : est le nombre de feuillets élémentaires.

t : est l'épaisseur d'un feuillet élémentaire.

t_s : Épaisseur d'un frette.

IX.1.2.1 Réactions verticales dues aux combinaisons d'action :

La réaction sera calculée à l'ELS à l'aide des combinaisons suivantes :

- $G + 1.2(A(l) + S_t)$
- $G + 1.2(B_c + S_t)$
- $G + D240$
- $G + M_{c120}$

La réaction totale maximale sur l'appui calculée à l'ELS à l'aide de la combinaison $G + 1.2(A(l) + S_t)$ (Les culées seulement, car les piles sont encastées sur le tablier), la réaction obtenue au niveau de la cule (donnée par Robot Autodesk) est de **490,51 t** répartir sur deux appareils d'appuis :

$$R = \frac{490,51}{2} = 245,255 \text{ t}$$

- **L'aire d'appareil d'appuis :**

L'aire de l'appareil d'appui doit vérifier la condition de non écrasement :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{max} : est la réaction maximale.

$$a \times b = \sqrt{\frac{N_{max}}{15}} = 404 \text{ mm}$$

Nous allons prendre : $a \times b = (700 \times 700) \text{ mm}^2$, $T_i = 13 \text{ mm}$.

- **Hauteur nette de l'élastomère :**

La condition à vérifier est : [SETRA]

$$T \geq \frac{U_1}{0,5}$$

U_1 : Déformation lente (retrait, fluage, température), donnée dans la partie de joint de chaussée.

$$U_1 = 3,3 \text{ cm} = 33 \text{ mm}$$

$$T \geq \frac{33}{0,5} = 66 \text{ mm}$$

On prend $T = 91 \text{ mm}$ constitué de 7 feuillets de 13 mm chacun.

Pour un appareil d'appui, les différentes contraintes conventionnelles de cisaillements provoquées par les différentes sollicitations sont les suivantes :

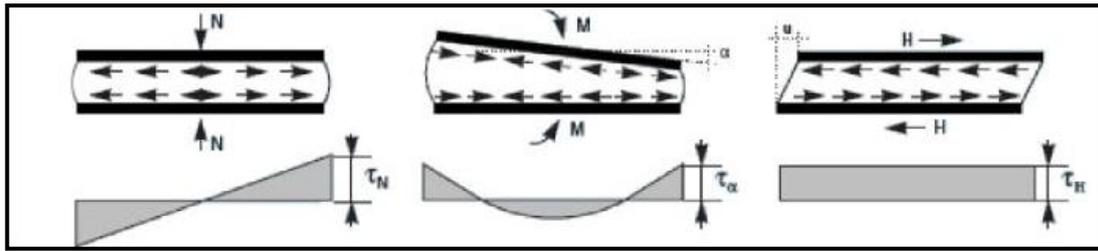


Fig.IX.3: Contraintes de cisaillements engendrées par les différentes sollicitations.

IX.1.2.2_Compression : (sous réaction verticale)

$$\sigma'_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa}$$

Les contraintes maximales de cisaillement qui se développent sur les bords de chaque feuillet sont :

$$\tau_R = \frac{3 \cdot t \cdot (a + b) \cdot R}{a^2 \cdot b^2}$$

$$\sigma'_m = 5 \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\tau_R = 0,55 \text{ MPa}$$

IX.1.2.3_Distorsion : (déformation angulaire)

La distribution des contraintes au niveau du plan de freinage est uniforme, deux cas se présentent :

1^{er} cas : La déformation u_1 de l'appareil est lente (effort horizontal H_1 de dilatation, retrait, fluage).

$$\tau_{H_1} = \frac{H_1}{a \times b} = \frac{G \times u_1}{T}$$

Avec :

$G = 0,8 \text{ MPa}$ Module de déformation transversale d'élastomère.

$$u_1 = 33 \text{ mm}$$

$$T = 91 \text{ mm}$$

$$\tau_{H_1} = 0,29 \text{ MPa}$$

2^{ème} cas : L'appareil est soumis à un effort dynamique H_2 (freinage, vent, force centrifuge) provoque u_2 : G est doublé sous l'effort dynamique. [Fascicule 61 titre II].

➤ Force de freinage développé par Système A (L)

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

$$FA = \frac{1}{20 + 0,0035S} \cdot A(l) = 0,41 \text{ t}$$

➤ **Force de freinage développé par système Bc :**

Un camion peut développer un effort de freinage. Un seul camion est supposé freiner Donc :

$$H_2 = \frac{36}{2} = 18 \text{ t}$$

$$\tau_{H_2} = \frac{H_2}{a \times b} = \frac{2 \cdot G \cdot u_2}{T}$$

$$\tau_{H_2} = 0,367 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H = \tau_{H_1} + \frac{\tau_{H_2}}{2} = 0,29 + \left(\frac{0,367}{2}\right) = 0,473 \text{ MPa}$$

IX.1.2.4_Contrainte de cisaillement due à la rotation :

La contrainte de cisaillement sous la rotation α_T vaut :

$$\tau_{\alpha_T} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{T}\right)^2 \alpha_T$$

Avec :

$$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha$$

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de 0,02 rad.

α : égale à 0.003 rad.

$$\tau_{\alpha_T} = \frac{0,8}{2} \left(\frac{700}{91}\right)^2 \times 0,023 = 0,54 \text{ MPa}$$

On doit vérifier :

➤ **La limitation de la contrainte de cisaillement**

$$\begin{cases} \tau = \tau_R + \tau_H + \tau_{\alpha_T} \leq 5G \dots \dots \dots (1) \\ \tau_{H_1} \leq 0,5G \dots \dots \dots (2) \\ \tau_H \leq 0,7G \dots \dots \dots (3) \\ \tau_{\alpha_T} \leq \tau_R \dots \dots \dots (4) \end{cases}$$

$$\begin{cases} 1^{\text{ère}} \text{ condition : } 0,55 + 0,473 + 0,54 = 1,563 \leq 4 \text{ MPa (C.V)} \\ 2^{\text{ème}} \text{ condition : } 0,29 \leq 0,4 \text{ MPa (C.V)} \\ 3^{\text{ème}} \text{ condition : } 0,473 \leq 0,56 \text{ MPa (C.V)} \\ 4^{\text{ème}} \text{ condition : } 0,54 \leq 0,55 \text{ MPa (C.V)} \end{cases}$$

IX.1.3_Vérification de l'appareil d'appuis :

IX.1.3.1_Vérification de Condition de non- cheminement et de non-glissement :

Les deux conditions suivantes doivent être remplies, pour la combinaison la plus défavorable :

$$\begin{cases} \sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a \cdot b} \geq 2 \text{ MPa} & \text{condition de non cheminement.} \\ H \leq f \cdot N_{min} & \text{condition de non glissement.} \end{cases}$$

N_{min} : est la réaction engendrée par la combinaison moins défavorable, $N_{min} = 210,18 \text{ t}$.

H : effort de freinage.

f : est le coefficient de frottement.

$$\sigma_{m,min} = 4,28 \text{ MPa} \geq 2 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V.})$$

$$f = 0,10 + \frac{0,6}{\sigma_m} = 0,22$$

$$H = (\tau_{H_1} + \tau_{H_2}) \times a \times b = 321930 \text{ N}$$

$$H = 321930 \leq f \cdot N_{min} = 462396 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{C.V.})$$

IX.1.3.2_Vérification de condition de non flambement :

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan.

$$\frac{a}{70} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$70 \leq 91 \leq 140 \dots\dots\dots (\text{C.V.})$$

IX.1.3.3_Vérification de condition de non-soulèvement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

On a : $\alpha_T = 0,023$

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2 \cdot t \cdot (a + b)} = 13,46$$

$$\frac{3}{13,46} + \frac{91^2}{700^2} + \frac{5}{0,8} = 2,35 \cdot 10^{-2} > \alpha_T = 2,3 \cdot 10^{-2} \dots\dots\dots (\text{C.V.})$$

IX.1.4_Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter la condition suivante :

$$\begin{cases} t_s = \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

Avec : $\sigma_e = 245 \text{ MPa}$ pour les aciers inox.

$$t_s \geq \frac{700}{13,46} \times \frac{5}{245} = 1,06 \text{ mm}$$

On prend : $t_s = 3 \text{ mm}$.

La hauteur totale de l'appareil d'appui est de :

$$H = n \times t + (n + 1).t_s = 7 \times 13 + 8 \times 3 = 115 \text{ mm.}$$

D'où on opte pour un appareil d'appui suivant :

$a = b = 700 \text{ mm}$ avec une hauteur de 115 mm et 7 élastomères.

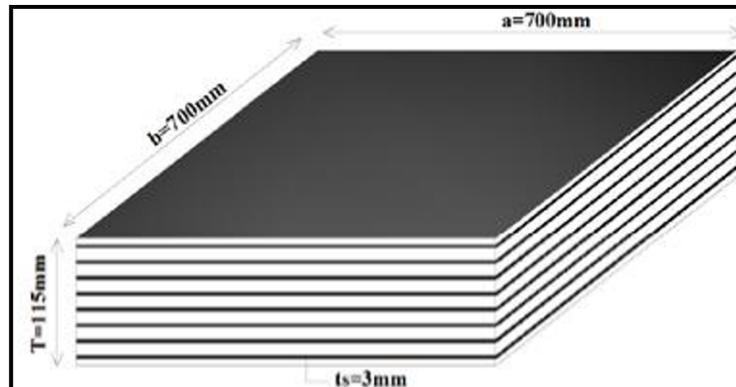


Fig.IX.4 : Détail de l'appareil d'appui.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les appareils d'appuis choisis peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles.

IX.2_Les dés d'appuis :

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

IX.2.1_Dimensions de dés d'appuis :

Pour un déplacement composé (d_a, d_b)

$$A = a + |d_a^+| + |d_a^-| + 50 \text{ mm} \begin{cases} d_a^+ : \text{Déplacement dans un sens.} \\ d_a^- : \text{Déplacement dans le sens opposé.} \end{cases}$$

$$B = b + |d_b^+| + |d_b^-| + 50 \text{ mm} \begin{cases} d_b^+ : \text{Déplacement dans un sens.} \\ d_b^- : \text{Déplacement dans le sens opposé.} \end{cases}$$

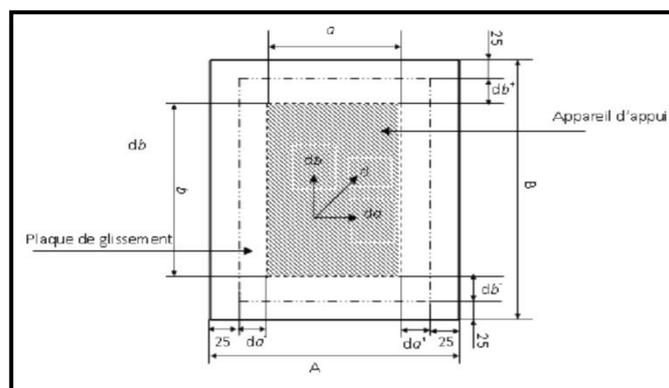


Fig.IX.5. Dimensions en plan du dé d'appui.

Pour un déplacement dans les deux sens égal à 10 mm :

$$A = 700 + 100 + 50 = 850 \text{ mm.}$$

$$B = 700 + 100 + 50 = 850 \text{ mm.}$$

IX.2.2_Ferrailage des dés d'appuis :

IX.2.2.1_Armatures de chaînage:

Elles reprennent 25% de la charge localisée la plus importante : $R = 0,25N_{max}$

$$\rightarrow A_{sc} = \frac{0,25 N_{max}}{\bar{\sigma}_s} ; \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow A_{sc} = 17,61 \text{ cm}^2. \text{ Soit } \mathbf{6 \text{ HA } \Phi 20}.$$

IX.2.2.2_Armatures de profondeur:

On met des armatures de profondeur pour éviter la propagation des fissures, ces armatures doivent reprendre dans chaque direction un effort de $R = 0,125N_{max}$

$$\rightarrow A_{sp} = \frac{0,125N_{max}}{\bar{\sigma}_s} \rightarrow A_{sp} = 8,80 \text{ cm}^2. \text{ Soit } \mathbf{6\text{HA}\Phi 16}. \text{ (Disposées dans les deux sens)}$$

IX.2.2.3_Armature de diffusion:

Ces armatures sont des frettes ; on distingue :

➤ Ferrailage de surface (frette sup)

Ces armatures sont capables de reprendre $R = 4\%N_{max} \rightarrow A_{fs} = \frac{0,04N_{max}}{\bar{\sigma}_s}$

$$A_{fs} = 2,82 \text{ cm}^2. \text{ Soit } \mathbf{8\text{HA}\Phi 8}. \text{ (Disposées dans les deux sens)}$$

➤ Ferrailage inférieur ou d'éclatement (frette inf)

Ces armatures sont disposées sur une profondeur Z tel que: $\frac{b_0}{3} \leq Z \leq b_0$

$$R = 0,1N_{max} \rightarrow A_{fi} = 7,04 \text{ cm}^2. \text{ soit : } \mathbf{9\text{HA}\Phi 12} \text{ (disposées dans les deux sens).}$$

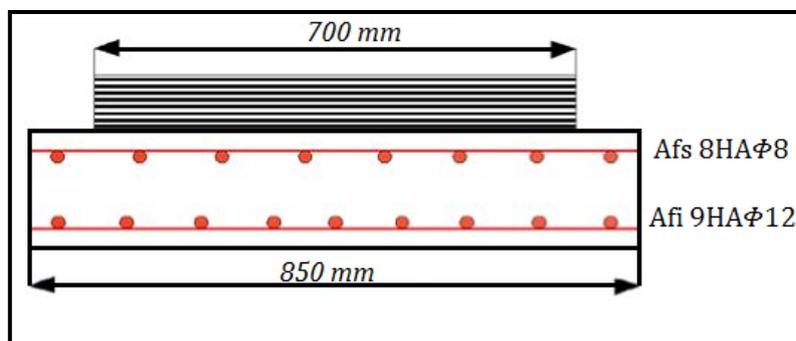


Fig.IX.6: Ferrailage du dé d'appui à la culée.

IX.3_Joints de chaussée :

Les joints de chaussée sont les dispositifs qui permettent d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier, lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre. C'est le cas général de la coupure entre l'extrémité du tablier et le mur garde grève de la culée, cette coupure s'ouvre et se referme du fait des déformations du tablier dues essentiellement aux variations thermiques, rotations d'extrémités du tablier, fluage et le retrait.



Fig.IX.7 : Les joints de chaussée.

IX.3.1_Choix du type de joint :

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- ✓ Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- ✓ Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- ✓ Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

- **Confort et esthétique** : souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance du hiatus plus une absence de bruits de vibrations.
- **Résistance** : le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.
- **Étanche** : en assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi à une bonne évacuation des eaux.
- **Fiable** : la pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

IX.3.2_Calcul du souffle des joints :

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur ΔL des tabliers définissant donc le souffle de ces derniers. Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités des poutres, la température, le retrait et le fluage.

IX.3.2.1_Rotation d'extrémité sous chargement :

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée au niveau du joint de chaussée un déplacement horizontal.

$$\Delta l_{RE} = h \times tg\alpha$$

Nous acceptons pour le dernier voussoir une rotation de 0.02 rad ce qui crée un déplacement de :

$$\Delta l_{RE} = 7,5 \text{ cm}$$

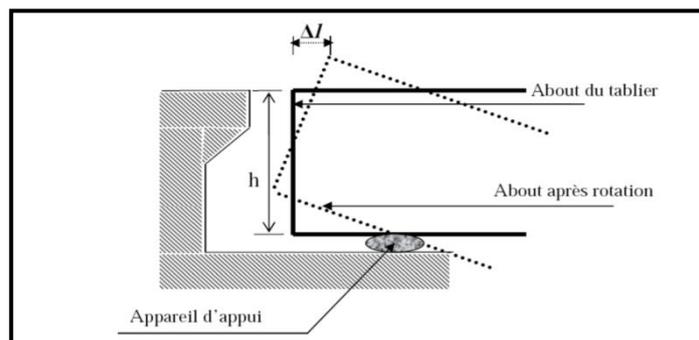


Fig.IX.8 : Rotation d'extrémité sous chargement.

IX.3.2.2_Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action de courte durée. Nous prendrons dans notre cas un raccourcissement relatif :

$$\frac{\Delta l_{\Delta T}}{0,5l} = 3.10^{-4}$$

l : étant donné la longueur de tablier qui est de 320 alors :

$$\Delta l_{\Delta T} = 4,8 \text{ cm}$$

IX.3.2.3_Retrait :

Dans les zones où la température est considérable (cas de Tizi-Ouzou)

$$\frac{\Delta l_R}{0,5l} = 3,5.10^{-5} \Rightarrow \Delta l_R = 0,56 \text{ cm}$$

IX.3.2.4_Fluage :

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées. Nous prendrons en première approximation :

$$\frac{\Delta l_F}{l} = k_{fl} \times 10^{-4}$$

Avec : k_{fl} est le coefficient du fluage a $t=0^\circ\text{C}$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

Alors :

$$\frac{\Delta l_F}{0,5l} = 3 \cdot 10^{-4} \Rightarrow \Delta l_F = 4,8 \text{ cm}$$

Donc ΔL final est :

$$\Delta L = \Delta l_{RE} + \Delta l_{\Delta T} + \Delta l_R + \Delta l_F = 17,66 \text{ cm}$$

IX.4_Le revêtement du tablier :

Le revêtement est assuré par :

IX.4.1_Couche d'étanchéité :

Le béton est un matériau poreux, même bien comprimé il n'est jamais parfaitement étanche, du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales. D'où la nécessité d'une couche de protection (chape d'étanchéité) sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts, il existe principalement quatre types d'étanchéité :

- étanchéité à base d'asphalte coulé, naturel ou synthétique ; (le choix opté pour notre cas)
- étanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou polyuréthannes) ;
- étanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte ;
- étanchéité par moyen haute cadence ;

IX.4.2_Couche de roulement :

Elle vient au-dessus de la couche d'étanchéité, et est constituée par un enrobé dense de 22KN/m^3 à fin de prévoir une usure rapide du fait de la circulation des poids lourds.

La couche de roulement doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers).

IX.5_Dispositifs retenue :

Les dispositifs de retenue comprennent les glissières et les garde-corps :

IX.5.1_Les glissières :

Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.

IX.5.2_Le garde-corps :

Ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

IX.6_Corniches :

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont, leur rôle principal c'est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- En éloignant l'eau des parements verticaux
- En jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur
- Et rattrapant les irrégularités de la structure.

IX.7_Evacuation des eaux :

L'objectif d'un système d'évacuation pour un pont donné est d'assurer :

- Une bonne protection de la structure vis-à-vis les infiltrations
- Une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée ;

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué des gargouilles disposées tous les vingt mètres environ de part et d'autre de la chaussée, elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en toit.

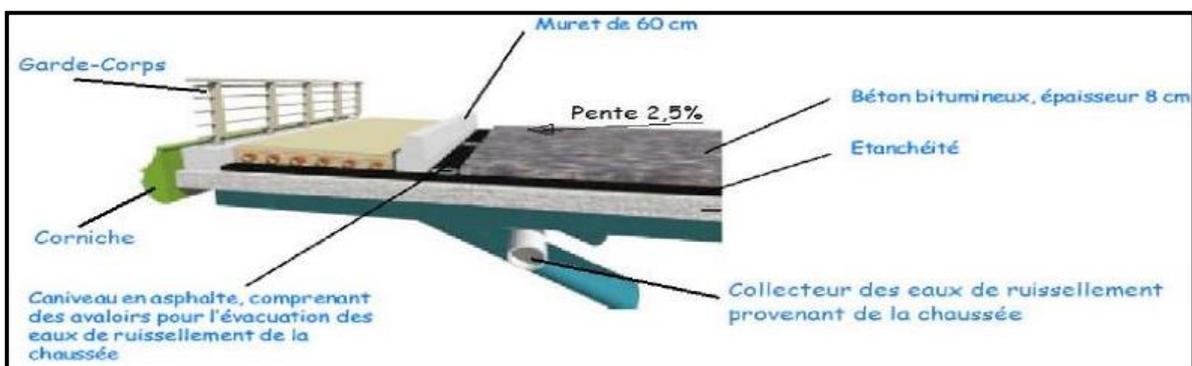


Fig.X.9 : Les équipements du pont.

IX.8_Autres équipements :

On citera tout particulièrement les dalles de transition, elles ont pour d'éviter la dénivellation qui risque de se produire entre la chaussée courante et le pont en cas de tassement de remblai ; ce sont des dalles en béton armé, reposant par une de leurs extrémités sur l'ouvrage et par l'autre sur le remblai d'accès. Elles font également partie des équipements les grilles centrales qui recouvrent l'intervalle entre deux ouvrages parallèles et séparés.

L'éclairage des ponts, lorsqu'il est nécessaire, peut être réalisé de différentes manières. Le système qui paraît le meilleur est l'éclairage par candélabres placés de préférence à l'extérieure dans le plan du garde-corps et munis de crosses pour mettre le foyer lumineux au-dessus de la chaussée .en fin, les ponts doivent souvent assurer le passage de canalisations de toutes sortes, dont l'emplacement doit être prévu dans le projet et dont le poids doit être prévu en compte dans le calculs.



Conclusion générale

Conclusion générale

- Le travail que nous avons effectué sous le thème de l'étude d'un tablier de pont construit par encorbellement successif a permis d'approfondir nos connaissances dans le domaine de génie civil et plus particulièrement dans le domaine des ouvrages d'arts.
- Le travail le plus important a porté sur la conception de l'ouvrage. Ceci est dû au fait que notre point de départ fut uniquement un plan de masse et une ligne rouge, il fallut donc imaginer comment relier deux points tout en ne perturbant pas le milieu complexe à traverser.
- Les résultats obtenus, soit par calcul manuel ou automatique nous ont permis d'avoir un ordre de grandeur très important pour la vie professionnelle.

Bibliographie

- Bulletins technique de la SETRA** : "Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs" (Edition 1972) ;
- Document technique règlementaire** : "Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008) ;
- Guide de conception de la SETRA** : "Pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs" (Juin 2003) ;
- Le béton précontraint aux états limites** : **HENRY THONIER**. "Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris" (Edition 1992) ;
- Le fascicule n° 62 titre I** : "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites-**BPEL91 révisé 99**" (Avril 1999) ;
- Le fascicule n° 61 titre II du CPC** : "Programme de charges et épreuves des ponts-routes"(Edition 1971) ;
- Projet de pont partie 2/3 POA** : **Jean-Michel LACOMBE** : pont en encorbellement ; école spéciale des travaux publics ; (Aout 2012) ;
- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99**, **EYROLLES**, (Edition 2000) ;
- Règles B.P.E.L 91**, **EYROLLES**, (Edition 1993) ;
 - **LOGICIELS**
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012**.
- AutoCAD 2014**.
- Expert 2010** : programme de calcul et ferraillages.
 - **THESES:**
 - ✓ Etude du tablier d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs; réalisé par Mr :**L.AKKOU, S.CHALAL**; encadré par Pr:**K.AIT TAHAR**, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou . (Promotion 2010).
 - ✓ Etude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successif; réalisé par Melle : **OUNOUH.S, CHERKI.F et ZIBANI.S**; encadré par Mr : **M.OUGUERMAT**, Université de Tizi-Ouzou. (Promotion 2013).
 - ✓ Conception et étude d'un pont a voussoirs construit par encorbellement successifs sur oued Sybousse, réalisé par Mr : **KHALED.M et KHEDIDJA.S**. Ecole national supérieure des travaux publics(ENSTP). (Promotion 2010).

ANNEXE

Tableau des Armatures (En cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Vérification des contraintes de la travée de rive sous M_{min} et M_{max} :

Voussoirs	x (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	V (m)	v' (m)	e (m)	P (t)	M _{min} (tm)	M _{max} (tm)	A vide		En charge		Obser
										σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	
1/2 VSP	0	192,61	18,73	3,89	5,11	0	0	1822,04	1938,21	0	0	0	0	OK
V1	5	152,52	17,44	3,6	4,73	0	0	5304,18	5647,01	0	0	0	0	OK
V2	8,45	129,56	16,78	3,4	4,48	0	0	59722,81	63619,27	0	0	0	0	OK
V3	11,9	109,81	16,14	3,22	4,24	0	0	52663,51	56132,57	0	0	0	0	OK
V4	15,35	92,88	15,54	3,05	4,02	0	0	45659,14	48696,74	0	0	0	0	OK
V5	18,8	78,44	14,98	2,89	3,81	0	0	39164,84	41797,29	0	0	0	0	OK
V6	22,25	66,17	14,44	2,74	3,61	0	0	33171,98	35425,68	0	0	0	0	OK
V7	25,7	55,8	13,94	2,59	3,42	0	0	27672,13	29573,63	0	0	0	0	OK
V8	29,15	47,06	13,48	2,46	3,25	0	0	22655,35	24231,21	0	0	0	0	OK
V9	32,6	39,75	13,05	2,34	3,09	0	0	18110,59	19387,32	0	0	0	0	OK
V10	36,05	33,65	12,65	2,22	2,94	0	0	14029,49	15033,74	0	0	0	0	OK
V11	39,5	28,59	12,29	2,12	2,81	0	0	10399,67	11157,94	0	0	0	0	OK
V12	42,95	24,43	11,96	2,03	2,68	0	0	7212,11	7751	0	0	0	0	OK
V13	46,4	21,02	11,66	1,94	2,57	0	0	4455,8	4801,86	0	0	0	0	OK
V14	49,85	18,25	11,4	1,87	2,47	0	0	2120,69	2300,49	0	0	0	0	OK
V15	53,3	16,02	11,17	1,8	2,39	0	0	196,44	236,54	0	0	0	0	OK
V16	56,75	14,26	10,97	1,74	2,32	1,59	599,18	-1327,29	-1400,33	0,09	1,16	0,00	1,27	OK
V17	60,2	12,9	10,81	1,7	2,26	1,55	1 163,62	-2400,81	-2620,42	0,29	2,12	0,00	2,51	OK
V18	63,65	11,87	10,68	1,66	2,21	1,51	1 575,59	-3214,47	-3434,05	0,31	3,03	0,00	3,44	OK
V19	67,1	11,15	10,59	1,64	2,17	1,49	1 806,56	-3598,56	-3851,59	0,37	3,47	0,00	3,96	OK
V20	70,55	10,7	10,53	1,62	2,15	1,47	1 851,63	-3623,43	-3883,33	0,39	3,57	0,00	4,09	OK
V21	74	10,51	10,5	1,61	2,14	1,46	1 700,33	-3299,39	-3539,59	0,37	3,28	0,00	3,77	OK
VSC	76	10,51	10,5	1,61	2,14	1,46	1 523,81	-2955,52	-3172,13	0,33	2,94	0,00	3,38	OK
V	85	10,51	10,5	1,61	2,14	1,46	462,33	-895,71	-962,43	0,10	0,89	0,00	1,03	OK

Vérification des contraintes de la travée intermédiaire sous M_{min} et M_{max} :

voussoirs	x (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	V (m)	v' (m)	e (m)	P (t)	M_{max} (tm)	M_{min} (tm)	A vide		En charge		Obser
										σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	
VSP	0	192,61	18,73	3,89	5,11	0	0	-1938,21	-1822,04	0	0	0	0	OK
V1	5	152,52	17,44	3,6	4,73	0	0	-5575,65	-5237,4	0	0	0	0	OK
V2	8,45	129,56	16,78	3,4	4,48	0	0	-62079,35	-58281,7	0	0	0	0	OK
V3	11,9	109,81	16,14	3,22	4,24	0	0	-53946,68	-50617,92	0	0	0	0	OK
V4	15,35	92,88	15,54	3,05	4,02	0	0	-45876,79	-43020,18	0	0	0	0	OK
V5	18,8	78,44	14,98	2,89	3,81	0	0	-38343,32	-35932,56	0	0	0	0	OK
V6	22,25	66,17	14,44	2,74	3,61	0	0	-31337,80	-29346,46	0	0	0	0	OK
V7	25,7	55,8	13,94	2,59	3,42	0	0	-24851,87	-23253,41	0	0	0	0	OK
V8	29,15	47,06	13,48	2,46	3,25	0	0	-18875,54	-17643,42	0	0	0	0	OK
V9	32,6	39,75	13,05	2,34	3,09	0	0	-13397,97	-12505,65	0	0	0	0	OK
V10	36,05	33,65	12,65	2,22	2,94	0	0	-8410,30	-7831,15	0	0	0	0	OK
V11	39,5	28,59	12,29	2,12	2,81	0	0	-3900,77	-3608,28	0	0	0	0	OK
V12	42,95	24,43	11,96	2,03	2,68	1,88	48,58	140,20	-172,62	0,26	-0,25	0,00	0,09	OK
V13	46,4	21,02	11,66	1,94	2,57	1,79	1 369,20	3723,19	3522,1	0,19	2,48	0,00	2,73	OK
V14	49,85	18,25	11,4	1,87	2,47	1,72	2 662,34	6858,42	6450,38	0,42	4,87	0,00	5,42	OK
V15	53,3	16,02	11,17	1,8	2,39	1,65	3 905,66	9556,27	8967,85	0,66	7,26	0,00	8,14	OK
V16	56,75	14,26	10,97	1,74	2,32	1,59	5 060,61	11827,01	11084,77	0,91	9,56	0,00	10,76	OK
V17	60,2	12,9	10,81	1,7	2,26	1,55	6 075,09	13680,89	12811,41	1,15	11,57	0,00	13,09	OK
V18	63,65	11,87	10,68	1,66	2,21	1,51	6 941,16	15128,47	14158,3	1,36	13,35	0,00	15,15	OK
V19	67,1	11,15	10,59	1,64	2,17	1,49	7 589,07	16179,89	15135,6	1,54	14,62	0,00	16,65	OK
V20	70,55	10,7	10,53	1,62	2,15	1,47	8 032,19	16845,50	15753,66	1,65	15,56	0,00	17,75	OK
VSC	74	10,51	10,5	1,61	2,14	1,46	8 238,88	17150,96	16037,03	1,71	16,01	0,00	18,28	OK

V21	76	10,51	10,05	1,61	2,15	1,46	8 122,89	17135,63	16022,81	1,70	16,60	0,00	18,88	OK
V20	79,45	10,7	10,53	1,62	2,15	1,47	8 032,18	16845,49	15753,65	1,65	15,56	0,00	17,75	OK
V19	82,9	11,15	10,59	1,64	2,17	1,49	7 589,06	16179,87	15135,58	1,54	14,62	0,00	16,65	OK
V18	86,35	11,87	10,68	1,66	2,21	1,51	6 941,12	15128,40	14158,23	1,36	13,35	0,00	15,15	OK
V17	89,8	12,9	10,81	1,7	2,26	1,55	6 075,13	13680,97	12811,49	1,15	11,57	0,00	13,09	OK
V16	93,25	14,26	10,97	1,74	2,32	1,59	5 060,60	11827,00	11084,76	0,91	9,56	0,00	10,76	OK
V15	96,7	16,02	11,17	1,8	2,39	1,65	3 905,64	9556,24	8967,82	0,66	7,26	0,00	8,14	OK
V14	100,15	18,25	11,4	1,87	2,47	1,72	2 662,35	6858,43	6450,39	0,42	4,87	0,00	5,42	OK
V13	103,6	21,02	11,66	1,94	2,57	1,79	1 369,20	3723,20	3522,1	0,19	2,48	0,00	2,73	OK
V12	107,05	24,43	11,96	2,03	2,68	1,88	48,58	140,20	-172,62	0,26	-0,25	0,00	0,09	OK
V11	110,5	28,59	12,29	2,12	2,81	0	0	-3900,85	-3608,35	0	0	0	0	OK
V10	113,95	33,65	12,65	2,22	2,94	0	0	-8409,99	-7830,86	0	0	0	0	OK
V9	117,4	39,75	13,05	2,34	3,09	0	0	-13398,37	-12506,02	0	0	0	0	OK
V8	120,85	47,06	13,48	2,46	3,25	0	0	-18875,38	-17643,26	0	0	0	0	OK
V7	124,3	55,8	13,94	2,59	3,42	0	0	-24851,68	-23253,24	0	0	0	0	OK
V6	127,75	66,17	14,44	2,74	3,61	0	0	-31337,30	-29345,99	0	0	0	0	OK
V5	131,2	78,44	14,98	2,89	3,81	0	0	-38340,91	-35930,3	0	0	0	0	OK
V4	134,65	92,88	15,54	3,05	4,02	0	0	-45871,18	-43014,91	0	0	0	0	OK
V3	138,1	109,81	16,14	3,22	4,24	0	0	-53521,03	-50218,53	0	0	0	0	OK
V2	141,55	129,56	16,78	3,4	4,48	0	0	-4861,80	-4564,38	0	0	0	0	OK
V1	145	152,52	17,44	3,6	4,73	0	0	-1614,89	-1516,92	0	0	0	0	OK
VSP	150	192,61	18,73	3,89	5,11	0	0	-1938,21	-1822,04	0	0	0	0	OK