

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Projet de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option: Voies et Ouvrages d'Art (V.O.A)

Thème

*ÉTUDE D'UN TABLIER DE PONT EN
BETON PRECONTRAIT CONSTRUIT
PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF*

Réalisé par :

M^{lle} NAIB Thilleli

Encadré par :

M^r H.DEHMOUS

Promotion 2017

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
CHAPITRE I Présentation du projet.....	2
I.1. Situation de l'ouvrage.....	2
I.2. Les données du projet :.....	2
I.2.1 Les données fonctionnelles	2
I.2.2 Les données naturelles	4
CHAPITRE II Conception générale de l'ouvrage.....	5
II.1. Choix du type d'ouvrage	5
II.2. Propositions des variantes	5
II.2.1 Variante N°1 : Pont à poutres précontraintes par post-tension	5
II.2.2 Variante N° 2 : Pont mixte	6
II.2.3 Variante N°3 : Pont caisson en béton précontraint construit par	8
Encorbellement successif	8
II.3. Tableau comparatif des variantes proposées	8
CHAPITRE III Pré-dimensionnement du Tablier.....	10
III.1. Principe de la construction par encorbellement	10
III.2. Choix du type de caisson	11
III.3. Répartition des travées	12
III.4. Section transversale	13
III.5. Découpage des voussoirs	15
III.6. Lois de variation des différents paramètres : $h(x)$, $S(x)$, $z(x)$, $E(x)$, $I(x)$	15
III.7. Caractéristiques mécaniques des voussoirs.....	17
CHAPITRE IV Charges et surcharges	18
IV.1. Les Caractéristiques du pont.....	18
IV.2. Les charges permanentes (CP).....	18
IV.2.1 Poids du voussoir sur pile.....	18
IV.2.2 Poids du voussoir à la clé	18
IV.2.3 Poids des voussoirs à hauteurs variables	18
IV.2.4 Poids des éléments porteurs de la travée intermédiaire.....	19
IV.2.5 Poids des éléments porteurs de la travée de rive	19
IV.2.6 Poids propre totale des éléments porteurs	19
IV.3. Les charges complémentaires permanentes(CCP).....	19

IV.3.1	Poids du revêtement	19
IV.3.2	Poids des trottoirs et corniches	19
IV.3.3	Le garde-corps (Pgc).....	19
IV.3.4	Glissières de sécurité (Pgs).....	20
IV.3.5	Le poids total des charges complémentaires permanentes (CCP).....	20
IV.4.	Evaluation des surcharges	20
IV.4.1	Système A(L)	20
IV.4.2	Système de charges B.....	22
IV.4.3	Convoi militaire Mc 120	24
IV.4.4	Convoi exceptionnel type D240	25
IV.4.5	Surcharges sur les trottoirs	26
IV.4.6	Le vent.....	26
IV.4.7	Effort de freinage	26
IV.4.8	Effet du gradient thermique.....	27
IV.4.9	Le séisme.....	27
IV.5.	Combinaisons des charges	27
CHAPITRE V	Étude du fléau.	28
V.1.	Les charges intervenant dans la phase de construction	28
V.1.1	Le poids propre du tablier G	28
V.1.2	Les surcharges de chantier	28
V.1.3	Equipage mobile.....	28
V.1.4	Le vent.....	28
V.1.5	Actions accidentelles.....	28
V.2.	Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau	28
V.2.1	Effets dus au poids propre	28
V.2.2	Effets des surcharges réparties de chantier Q_{PRA1}	29
V.2.3	Effets de la Surcharge concentrée Q_{PRA2}	29
V.2.4	Effets de l'équipage mobile Q_{PRC1}	30
V.2.5	Effets de la surcharge répartie du vent Q_w	30
V.2.6	Evaluation de la force accidentelle due à la chute de l'ensemble ou d'une partie de l'équipage mobile F_a	30
V.2.7	Récapitulatif des effets des charges sur le fléau.....	30
V.3.	Les combinaisons de charges	31
V.4.	Etude de l'encastrement provisoire	32
V.5.	Etude en phase de service.....	32

V.5.1	Modélisation.....	33
CHAPITRE VI	Etude de la précontrainte.....	36
VI.1.	Etude de la précontrainte de la console.....	36
VI.1.1	Calcul de la précontrainte :.....	36
VI.1.2	Détermination du nombre de câbles de fléau	37
VI.1.3	Répartition des câbles dans chaque voussoir	38
VI.1.4	Espacement des armatures de la précontrainte.....	39
VI.1.5	Le tracé des câbles	39
VI.1.6	Etude du tracé des câbles	39
VI.2.	Calcul des pertes de tension de précontrainte	44
VI.2.1	Pertes de tension instantanée.....	44
VI.2.2	Pertes de tension différées.....	47
VI.2.3	Calcul des pertes totales	50
VI.2.4	Vérification des contraintes.....	50
VI.3.	Etude de la précontrainte de continuité.....	51
VI.3.1	Détermination de l'effort de précontrainte et du nombre de câbles	51
VI.3.2	Calcul des pertes de tension	53
VI.3.3	Vérification des contraintes en phase de service.....	57
CHAPITRE VII	Etude transversale.....	60
VII.1.	Modélisation	60
VII.2.	Définition des charges.....	61
VII.2.1	Les charges permanentes	61
VII.2.2	Les surcharges d'exploitation	61
VII.3.	Les combinaisons de charges	62
VII.4.	Détermination des efforts.....	62
VII.4.1	Section sur pile	62
VII.4.2	Section à la clé	65
VII.5.	Récapitulatif des résultats	67
VII.6.	Ferraillage des voussoirs.....	67
VII.7.	Vérification des contraintes tangentielles	70
VII.8.	Schéma de ferraillage des voussoirs	71
CHAPITRE VIII	Effort tranchant.	72
VIII.1.	Détermination des efforts tranchant	72
VIII.1.1	Effort tranchant dû aux charges extérieures	72
VIII.1.2	Effort tranchant dû à la précontrainte	72

VIII.1.3	Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet résal)	72
VIII.1.4	Calcul de l'effort tranchant réduit	72
VIII.2.	Calcul de la contrainte de cisaillement.....	72
VIII.3.	Vérification de la contrainte de cisaillement.....	73
CHAPITRE IX	Equipements de pont.....	75
IX.1.	Les appareils d'appuis.....	75
IX.1.1	Détermination de l'aire de l'appareil d'appuis.....	75
IX.1.2	Détermination de la hauteur nette de l'élastomère.....	75
IX.1.3	Vérification des contraintes de cisaillement.....	75
IX.1.4	Vérification de la condition de non cheminement.....	76
IX.1.5	Vérification de la condition de non glissement.....	77
IX.1.6	Dimensionnement des frettes	77
IX.2.	Joint de chaussée.....	78
IX.2.1	Choix du type de joint	78
IX.2.2	Calcul de souffle du joint de chaussée	78
CHAPITRE X	Effet du séisme.....	81
X.1.	Calcul de la masse de la structure (M)	81
X.2.	Analyse de la structure	81
X.2.1	Caractéristiques de l'ouvrage et du site d'implantation	81
X.2.2	Méthode d'analyse	81
X.3.	Détermination des actions sismiques.....	82
X.4.	Calcul de la période fondamentale de l'ouvrage (T).....	82
X.4.1	Calcul de la raideur de la structure	82
X.5.	Spectre de réponse élastique.....	83
X.6.	Spectre de dimensionnement	84
X.7.	Effet sismique dans le sens longitudinal.....	85
X.7.1	Calcul élastique ($q=1$)	85
X.7.2	Calcul inélastique (dimensionnement $q > 1$).....	85
X.8.	Effet sismique dans le sens transversal.....	86
X.8.1	Calcul de la période.....	87
X.8.2	Calcul des efforts sismiques transversaux.....	87
X.9.	Effet sismique dans le sens vertical.....	89
X.9.1	Calcul de la période dans le sens vertical.....	89
X.9.2	Calcul des forces correspondantes pour chaque point nodal.....	89
X.9.3	Calcul des déplacements verticaux	90

X.10. Récapitulatif des résultats	90
X.11. Combinaison des composantes de l'action sismique	90
X.11.1 Calcul en déplacement.....	91
Conclusion générale.....	92
Bibliographie	93

LISTE DES FIGURES :

Figure I.1. Vue satellitaire du site (Google Earthe).	2
Figure I.2. Tracé en plan	3
Figure I.3. Profil en long.	3
Figure III.1. Schéma de principe de la construction par encorbellement successifs.	10
Figure III.2. Quelques types de caissons.	12
Figure III.3. Répartition des travées.	12
Figure III.4. Détails de la section transversale.	13
Figure III.5. Section transversale du voussoir sur pile et du voussoir à la clé.	15
Figure III.6. Variation de la hauteur.	15
Figure III.7. Variation de l'épaisseur de l'hourdis inférieur.	16
Figure IV.1. Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche.	19
Figure IV.2. Cas de charge A(l).	21
Figure IV.3. Système de charge Bc.	22
Figure IV.4. Système de charge Br.	23
Figure IV.5. Détails du système de charge Bt.	24
Figure IV.6. Détails du convoi Mc120.	25
Figure IV.7. Détails du convoi D240.	25
Figure V.1. Effet dus au Poids propre du demi-fléau.	29
Figure V.2. Surcharge réparties de chantier.	29
Figure V.3. Surcharge concentrée Q_{PRA2} .	29
Figure V.4. Equipage mobile Q_{PRC1} .	30
Figure V.5. Surcharges du vent.	30
Figure V.6. Effets due à la force accidentelle.	30
Figure V.7. Modélisation du tablier.	33
Figure V.8. Spectre de réponse élastique.	34
Figure V.9. Diagramme des moments fléchissant.	34
Figure VI.1. Disposition des câbles de précontrainte de fléau.	39
Figure VI.2. Câblage du voussoir en élévation.	40
Figure VI.3. Tracé en élévation des câbles de fléau.	41
Figure VI.4. Tracé d'un câble en plan.	42
Figure VI.5. Tracé de câbles de fléau en plan.	43
Figure VI.6. Disposition des câbles de continuité pour la travée intermédiaire.	52
Figure VI.7. Disposition des câbles de précontrainte de fléau.	52
Figure VI.8. Disposition des câbles de continuité pour la travée de rive.	53
Figure VII.1. Condition d'appuis des voussoirs.	60
Figure VII.2. Modélisation des voussoirs.	60
Figure VII.3. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (Section sur pile).	62
Figure VII.4. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (Section sur pile).	63
Figure VII.5. Diagramme des efforts normaux à l'ELU (Section sur pile).	63
Figure VII.6. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Section sur pile).	64
Figure VII.7. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (Section sur pile).	64
Figure VII.8. Diagramme des efforts normaux à l'ELS (Section sur pile).	64
Figure VII.9. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (Section à la clé).	65
Figure VII.10. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (Section à la clé).	65
Figure VII.11. Diagramme des efforts normaux à l'ELU (Section à la clé).	65

Figure VII.12. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Section à la clé).....	66
Figure VII.13. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (Section à la clé).....	66
Figure VII.14. Diagramme des efforts normaux à l'ELS (Section à la clé).....	66
Figure VII.15. Schéma de Ferrailage du voussoir sur pile.....	71
Figure VII.16. Schéma de ferrailage du voussoir à la clé.	71
Figure IX.1. Les dimensions de l'appareil d'appui.	77
Figure IX.2. Joint du type Wd (souffle moyen)	80
Figure X.1. Model mécanique de la structure.	82
Figure X.2. Discrétisation de la structure.....	87

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau II.1. Avantages et inconvénients des ponts à poutres.....	6
Tableau II.2. Avantages et inconvénients des ponts mixtes.....	7
Tableau II.3. Avantages et inconvénients de la construction par encorbellement.	8
Tableau II.4. Tableau de comparaison des variantes.....	9
Tableau III.1. Domaine d'application des différents types de ponts.....	11
Tableau III.2. Variation des différents paramètres des voussoirs.	17
Tableau IV.1. Valeurs de A(L).....	21
Tableau IV.2. Valeurs de S et δ (Bc)	23
Tableau IV.3. Valeurs de δ (Br).....	23
Tableau IV.4. Valeurs de S et δ (Bt).....	24
Tableau IV.5. Valeurs de S et δ (Mc120)	25
Tableau IV.6. Effort de freinage A(l).....	26
Tableau IV.7. Combinaisons de charges.....	27
Tableau V.1. Effets des charges sur la console.	31
Tableau V.2. Résultats des combinaisons.	32
Tableau V.3. Variation des moments fléchissant (travée intermédiaire et de rive).	35
Tableau VI.1. Nombre de câbles de fléau.	38
Tableau VI.2. Nombre de câbles par voussoir.	38
Tableau VI.3. Tracé en élévation des câbles de fléau.	41
Tableau VI.4. Paramètres du tracé en plan des câbles.	43
Tableau VI.5. Pertes dues au frottement.	45
Tableau VI.6. Pertes dues au recul d'ancrage.	46
Tableau VI.7. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.	47
Tableau VI.8. Pertes de tension dues au fluage du béton.....	48
Tableau VI.9. Pertes de tension dues à la relaxation de l'acier.....	49
Tableau VI.10. Vérification des contraintes de demi-fléau.	50
Tableau VI.11. Câbles de continuités de la travée intermédiaire.	51
Tableau VI.12. Nombre de câbles par voussoir (travée intermédiaire).....	52
Tableau VI.13. Câbles de continuités de la travée de rive.	52
Tableau VI.14. Nombre de câbles par voussoir (travée de rive).....	53
Tableau VI.15. Pertes dues au frottement (travée intermédiaire).	53
Tableau VI.16. Pertes dues au recul d'ancrage (travée intermédiaire).	54
Tableau VI.17. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton (travée intermédiaire). ..	54
Tableau VI.18. Pertes de tension dues au fluage du béton (travée intermédiaire).....	54

Tableau VI.19. Pertes de tension dues à la relaxation de l'acier (travée intermédiaire).	55
Tableau VI.20. Pertes dues au frottement (Travée de rive).....	55
Tableau VI.21. Pertes dues au recul d'ancrage (Travée de rive).	56
Tableau VI.22. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton (Travée de rive).	56
Tableau VI.23. Pertes de tension dues au fluage du béton (Travée de rive).	56
Tableau VI.24. Pertes de tension dues à la relaxation de l'acier (Travée de rive).	57
Tableau VI.25. Vérification des contraintes de continuité à vide (travée intermédiaire).	58
Tableau VI.26. Vérification des contraintes de continuité en charge (travée intermédiaire)...	58
Tableau VI.27. Vérification des contraintes de continuité à vide (travée de rive).....	58
Tableau VI.28. Vérification des contraintes de continuité en charge (travée de rive).	59
Tableau VII.1. Combinaisons de charges en flexion transversale	62
Tableau VII.2. Récapitulatif des efforts et moments max pour la section sur pile.	67
Tableau VII.3. Récapitulatif des efforts et moments max pour la section sur clé.	67
Tableau VII.4. Ferrailage du voussoir sur pile.....	69
Tableau VII.5. Ferrailage du voussoir sur clé.	69
Tableau VII.6. Vérification des contraintes tangentielles (Section sur pile).	70
Tableau VII.7. Vérification des contraintes tangentielles (Section sur clé).	70
Tableau VIII.1. Vérification des contraintes cisaillement pour la travée intermédiaire.	73
Tableau VIII.2. Vérification des contraintes cisaillement pour la travée de rive.....	74
Tableau X.1. Valeur de calcul de la période.	87

Introduction générale

Dans le cadre du développement routier, l'Algérie a connu une augmentation considérable du nombre de véhicules, cette augmentation a engendré une insuffisance du réseau routier à satisfaire la circulation automobile.

Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier en construisant des trémies et des ponts. D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant de franchir un obstacle naturel (rivière, vallée) ou une autre voie de circulation : route, voie ferrée, canal ...etc.

La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou oued (pont-canal).

L'élaboration d'un projet de pont nécessite une connaissance approfondie de l'ensemble des données relatives à l'ouvrage permettant à l'ingénieur d'effectuer l'éventail des solutions possibles avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût. Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur les plans technique, économique et esthétique.

Dans ce projet de fin d'étude, notre travail consiste à faire une étude d'un viaduc qui fait partie du projet de la pénétrante autoroutière qui relie la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute est-ouest au niveau de Djebahia (Bouira).

CHAPITRE I Présentation du projet.

I.1. Situation de l'ouvrage

Notre ouvrage est un viaduc qui nous a été proposé par l'agence nationale des autoroutes (A.N.A), il fait partie du projet de la pénétrante qui relie la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute est-ouest au niveau de Djebahia sur 48 km.

Ce viaduc sera implanté dans la région de Draa El Mizan entre les points kilométriques 31+690 et 32+015 en partant de Tizi-Ouzou, il est caractérisé par :

- Une longueur de 325 m.
- Une largeur de 13 m.
- Une pente longitudinale de 1.2 %.



Figure I.1. Vue satellitaire du site (Google Earth)

I.2. Les données du projet :

Elles sont de deux types :

- Les données fonctionnelles : c'est l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction de franchissement et qui sont fixés par le maître d'ouvrage.
- Les données naturelles : c'est l'ensemble des éléments de son environnement influant sur la conception et l'esthétique de façon à ne pas interrompre la vue d'ensemble et qu'il n'est pas possible de modifier.

I.2.1 Les données fonctionnelles

a) *Tracé en plan*

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Ce projet présente un alignement droit d'une longueur total de 325 m.

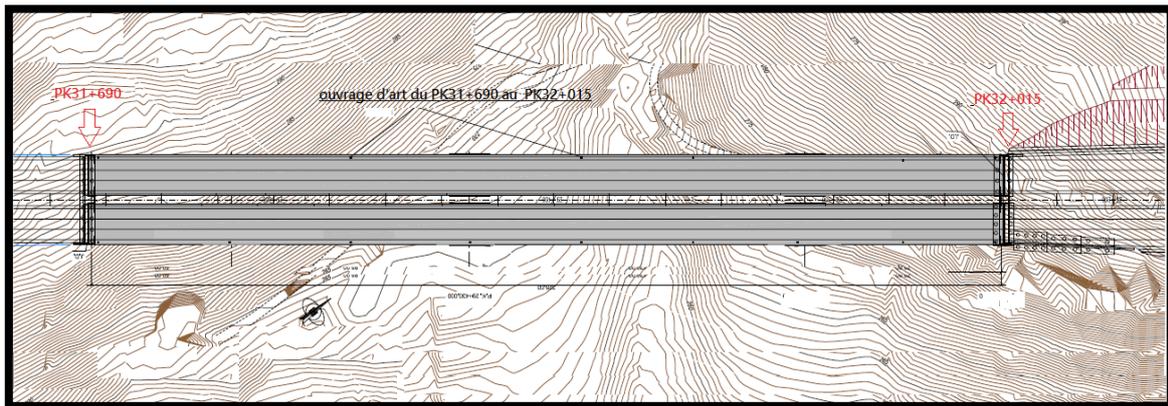


Figure I.2. Tracé en plan

b) Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres (fonctionnels ou naturels). Notre ouvrage présente une pente longitudinale de 1,2%.

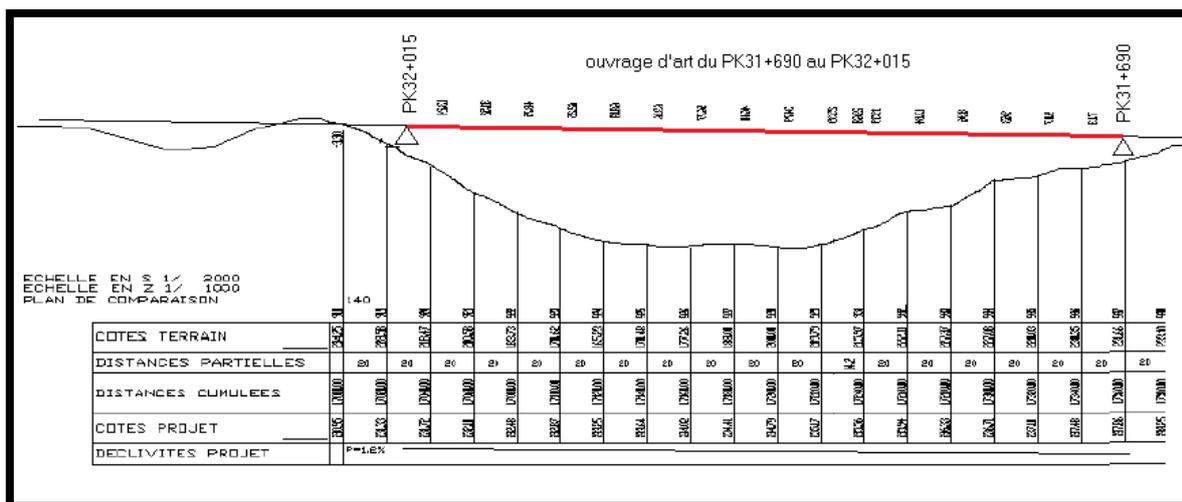


Figure I.3. Profil en long

c) Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments définissant la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal.

Le profil en travers de notre ouvrage est défini par :

- La largeur totale du tablier est de 13.00 m.
- Largeur roulable : 11.5m [13m-(1,00+0,5)].
- Nombre de voies de circulations : 3 voies.
- Largeur de trottoir : 1.00 m à droite et 0.5 m à gauche.
- Le dévers : 2.5 %

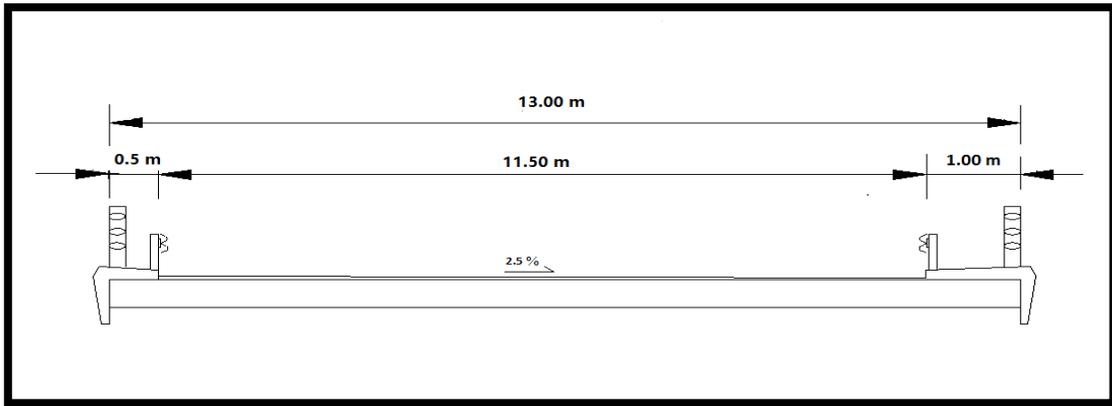


Figure I.4. Profil en travers

I.2.2 Les données naturelles

a) Données géotechniques

Ces données qui concernent la nature du sol et le niveau de la nappe phréatique sont très déterminantes dans le choix du type de fondations ainsi que le type d'ouvrage.

Pour notre cas : le rapport géotechnique a révélé que le sol de surface est constitué de colluvion à une profondeur de 16 m environ, sous cette couche il existe une couche de schiste grisâtre très altéré.

La nappe phréatique a été localisée à environ entre 3 et 5 mètres de profondeur.

Après ces investigations géotechniques, le sol est classé en catégorie S3 d'après la méthode du règlement parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008) (Art.3.1.3) afin de pouvoir établir la charge sismique.

b) Données sismologiques

La sismicité de la zone de projet a été déterminée en se référant aux règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008).

La région de Draa El Mizan est classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa) (Art.3.1.1), cette zone est caractérisée par un coefficient d'accélération de zone $A=0.25$ (Art.3.1.2).

Notre ouvrage est classé en groupe 1 (pont stratégique) selon le même règlement (Art.2.2).

c) Données climatiques

• La température

Lors des calculs, on prend en considération la variation de température uniforme, qui est donnée par le RCPR (Règlement définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (Art.3.1.2.1)), en Algérie du nord (climat tempéré) entre $+35^{\circ}\text{C}$ et -15°C . Et aussi le gradient thermique qui est donné par le même règlement (Art.3.1.2.2) est pris égale à :

- $\pm 12^{\circ}\text{C}$ en phase de construction.
- $\pm 7^{\circ}\text{C}$ en service.

• Le vent

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

- 2.00 KN/m^2 pour les ouvrages en services ;
- 1.25 KN/m^2 pour les ouvrages en cours de réalisation.

CHAPITRE II Conception générale de l'ouvrage.

A la recherche de la solution engendrant le meilleur profit technico-économique tout en respectant les contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, le concepteur doit connaître l'éventuel des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts.

Dans ce présent chapitre nous allons faire une analyse des différentes variantes existantes, afin de choisir la plus adéquate pour notre ouvrage.

II.1. Choix du type d'ouvrage

Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage porte essentiellement sur les points suivants :

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

II.2. Propositions des variantes

Suite au recueil des données naturelles et fonctionnelles, trois variantes seront proposées d'une manière à satisfaire certaines conditions imposées. Une étude comparative sera ainsi faite selon les avantages et les inconvénients que représente chaque variante afin de choisir la plus adéquate.

- Variante N°01 : Pont à poutres précontraintes par post-tension
- Variante N°02 : pont mixte.
- Variante N°03 : Pont caisson en béton précontraint construit par encorbellement successif.

II.2.1 Variante N°1 : Pont à poutres précontraintes par post-tension

a) *Présentation et pré-dimensionnement*

Les ponts à poutres en précontrainte font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton. Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisées entre elle par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de 30 à 50 mètres.

• **Répartition des travées**

Si on projette les caractéristiques d'un pont poutres précontraintes sur notre projet on obtient 10 travées isostatiques dont la longueur est de 32.5m chacune. Il sera composé de deux culées et 9 piles.

• **Nombre de poutres (N) et entraxe (λ)**

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

N : nombre de poutres.

La : entraxe entre deux poutres de rive

λ : Espacement entre les poutres, il varie de 0.9 m à 1,5 m.

On prend : λ=1.1 m

$$\Rightarrow N = \frac{13-2}{1.1} + 1 \quad \Rightarrow N = 11 \text{ poutres.}$$

• **Élancement des poutres**

Il varie entre (L/22) et (L/18) $\Rightarrow (1.5 < h_t < 1.8)$

On prend : **h_t=1.7 m.**

b) Avantages et inconvénients

Avantages	inconvénients
-Une grande simplicité de conception et une bonne réutilisation des coffrages. -Le délai de construction peut être très rapide car les poutres peuvent être préfabriquées et stockées pendant la réalisation des fondations et des appuis. -La bonne maîtrise de la qualité des poutres préfabriquées.	-Les Viaducs à travées indépendantes à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension présentent un inconvénient aux niveaux des talons, ils sont plus comprimés que les membrures supérieures. -Le risque de fluage différentiel peut provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme. -Les joints de chaussée qui séparent les travées sont des organes fragiles, qui nécessitent un entretien coûteux. -Le nombre d'appuis est important et par conséquent le coût total de l'ouvrage. -Un dispositif nécessaire et spécial pour la mise en place des poutres dans le cas de notre pont.

Tableau II.1. Avantages et inconvénients des ponts à poutres

II.2.2 Variante N° 2 : Pont mixte

a) Présentation et pré-dimensionnement

Les ponts mixtes représentent l'association mécanique entre l'acier et le béton dans le but d'obtenir un tablier résistant. L'acier résistant à la traction sous forme de poutres et le béton à la compression par le biais d'une dalle en béton armé.

Ces deux éléments étant reliés par une connexion mécanique, afin de garantir la compatibilité de leurs déplacements. Les portées économiques de ce mode de construction varient de 30 à 110m.

• **Répartition des travées**

On prend 8 travées hyperstatiques dont deux travées de rives ont une longueur de 41 m et six travées intermédiaires de 40.5 m. Il est composé de deux culées et sept piles.

• **Nombre de poutres (N)**

Le nombre de poutres est déterminé par la relation suivante :

$$N = \frac{La}{a} + 1 \quad \text{Selon SETRA : Pour des largeurs de tabliers inférieures à 13 ou 14 m,}$$

l'espacement des poutres varie de 1,50 m à 0,55 La

Pour notre cas : La= 12m.

$$1,5 \text{ m} \leq a \leq 6.6 \text{ m}$$

La : entraxe des poutres d'extrémité.

Si on fixe l'entraxe a = 6m.

$$N = \frac{12}{6} + 1 = 3 \quad \text{donc on prend 3 poutres.}$$

• **Élancement de poutres**

La hauteur de la poutre est déterminée par le rapport : $\frac{L}{25}$

$$h = \frac{41}{25} = 1,64\text{m on prend: } h = 1,7\text{m}$$

b) Avantages et inconvénients

Avantages	Inconvénients
-les ponts mixtes sont caractérisés par leur légèreté, donc la diminution des nombres des pieux. -Les ponts métalliques ont une très bonne résistance à la traction. -Franchir des portées importante pouvant y aller jusqu'à 110 m. -Sur le plan esthétique, une bonne symétrie en élévation.	-Le problème majeur des ponts mixtes est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages. -la stabilité de la structure en place doit être vérifiée à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier. -Une courte durée pour effectuer des entretiens périodiques. -Sensible aux tassements différentiels -Le coût est plus élevé.

Tableau II.2 .Avantages et inconvénients des ponts mixtes

II.2.3 Variante N°3 : Pont caisson en béton précontraint construit par Encorbellement successif

a) Présentation et pré-dimensionnement

La méthode de construction en encorbellement consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles : après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte. Le tronçon devient alors autoporteur et sert de base de départ à une nouvelle avancée, afin d'obtenir un fléau.

- **Répartition des travées**

La longueur du tablier de l'ouvrage est de 325 m, on a choisie d'encastrier le tablier sur 3 piles de même hauteur. Il sera constitué de 4 travées reparties de la façon suivante : $62.5m+100m+100+62.5m=325m$

- **Choix du type de caisson**

Selon le guide SETRA, le type de caisson est choisi en fonction de la largeur du tablier (B) : Pour notre ouvrage, $B = 13m$, donc on choisit un caisson à double âme.

b) Avantages et inconvénients

Avantages	Inconvénients
-Une vallée accidentée et profonde ne peut être franchie facilement, que si l'on construit le tablier sans contact avec le sol. -La suppression des cintres et échafaudages très couteux. -Réduire le nombre des appuis à réaliser. -La construction par éléments de 3 à 4m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier. -Ouvrage ayant une qualité esthétique incontestable. -Evite la construction d'un nombre important d'appuis, cas des ponts à poutres.	-L'importance des tâches à effectuer in situ tant pour le coulage du tablier que pour l'aménagement aux accès au chantier. -Le coût est très élevé du fait de l'utilisation de nombreux câbles de précontrainte et des fondations profondes importante. -L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée

Tableau II.3. Avantages et inconvénients de la construction par encorbellement successif

II.3. Tableau comparatif des variantes proposées

Après avoir fait la présentation des trois variantes proposées, on passe maintenant à la comparaison pour pouvoir tirer la plus adéquate pour notre site. Voici un tableau comparatif qui détaille les inconvénients et les avantages de chaque variante.

	Ponts à poutres	Pont mixtes	Pont caisson
Economie	-	-	-
Entretien	/	-	+
Esthétique	-	+	/
Exécution	-	+	+

Tableau II.4 .Tableau comparatif des variantes

+ : Favorable. / : Moyen. - : Défavorable

Conclusion

Après l'analyse du tableau précédent, on a choisi la variante N°03 «*Pont caisson en béton précontraint construit par encorbellement successif*» car elle répond mieux aux critères de choix et en outre elle est compatible aux conditions naturelles imposées par notre site. Les concepts de cette variante seront traités plus en détail dans les chapitres qui suivent.

CHAPITRE III Pré-dimensionnement du Tablier

Après avoir effectué le pré-dimensionnement superficiel des trois variantes et choisie la plus adéquate pour notre site qui est la construction par encorbellement successif des voussoirs en béton précontraint, on passe au pré-dimensionnement détaillé de la variante retenue, qui sera présentée et détaillée dans ce présent chapitre.

Le pré dimensionnement est effectué en se référant au guide SETRA.

III.1. Principe de la construction par encorbellement

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier d'un pont à l'avancement par tranches successives, en faisant supporter à la partie déjà construite le poids propre de la tranche suivante et le poids des coffrages ou des appareils permettant son exécution. Chaque tranche, appelée couramment voussoir, est solidarisée à la précédente, dès qu'elle atteint une résistance suffisante. Elle devient alors autoporteuse et sert de base de départ à une nouvelle avancée.

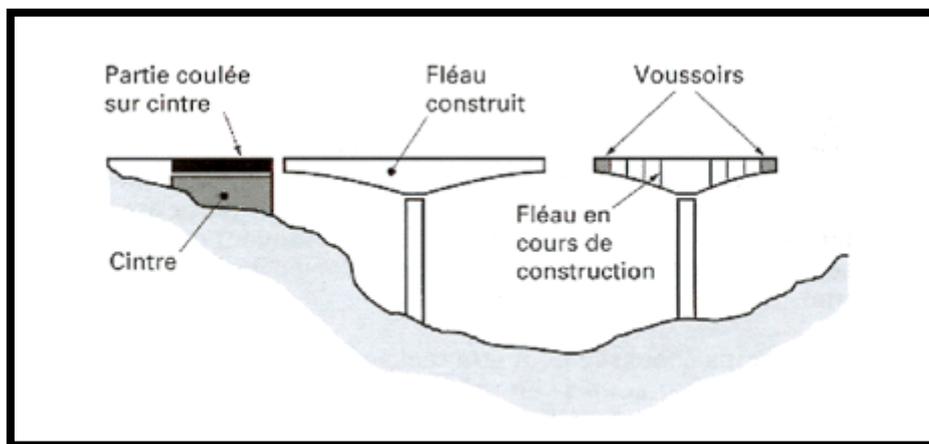


Figure III.1. Schéma de principe de la construction par encorbellement successifs

La réalisation des importants porte-à-faux impose d'utiliser des sections transversales qui résistent à la torsion raison pour laquelle la section en forme de caisson est choisie pour les ponts en encorbellement.

La stabilité de la console ainsi constituée est assurée à chaque étape de la construction par des câbles de précontrainte, de longueur croissante, appelés *Câbles de fléau*. Ils sont disposés dans la membrure supérieure de la poutre. Les voussoirs peuvent être préfabriqués, transportés et mis en place à l'aide de dispositifs appropriés. Comme ils peuvent être bétonnés en place dans des coffrages mobiles.

Avantage du procédé et domaine d'application

Le principal avantage de la construction par encorbellement est la suppression des cintres et échafaudages, libérant ainsi l'espace situé au-dessous de l'ouvrage. Ce procédé est donc particulièrement adapté aux conditions suivantes :

- Ouvrages comportant des piles très hautes et franchissant des vallées larges et profondes (Cintre onéreux).
- Rivières à crues violentes et soudaines (cintre dangereux) ;

- Nécessité de dégager sur la voie franchie un gabarit de circulation ou de navigation pendant la construction.
- Réduction et meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir.
- Augmentation du rendement de la main-d'œuvre, dû à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif.
- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.
- Rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour.

Le domaine d'application couvre couramment les portées de 60m à 150m.

La figure ci-dessous nous montre le domaine d'application des différents procédés de construction des ponts en béton précontraint :

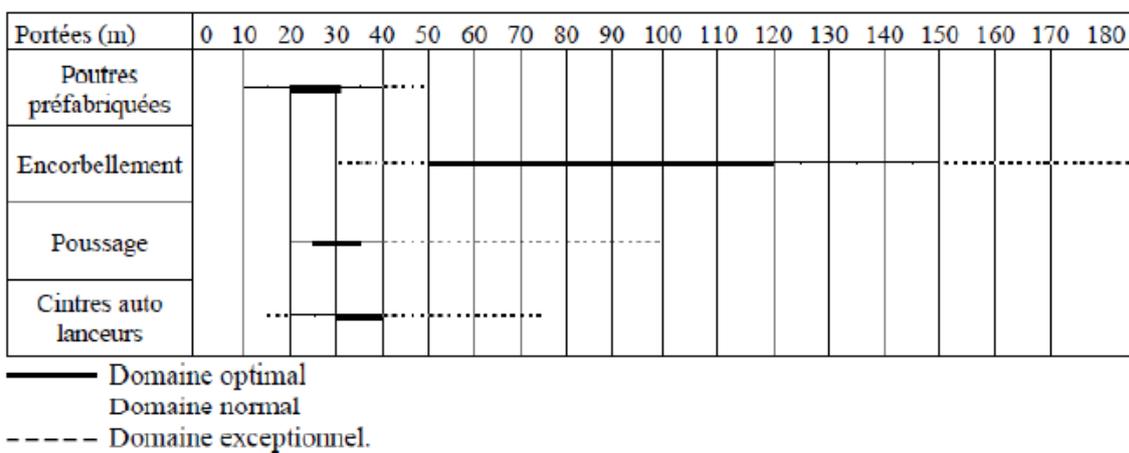


Tableau III.1. Domaine d'application des différents types de ponts

III.2. Choix du type de caisson

La stabilité de la console ainsi constituée est assurée à chaque étape de la construction par des câbles de précontrainte, de longueur croissante, disposés dans la membrure supérieure de la poutre.

Les voussoirs peuvent être bétonnés en place dans des coffrages mobiles comme ils peuvent être préfabriqués, transportés et mis en place en moyen de dispositifs appropriés.

Seules les poutres caissons sont utilisées dans la construction par encorbellement, pour les raisons suivantes :

- Les moments de flexions sont négatifs dans la majeure partie des travées et très importants au voisinage des appuis, car le tablier travaille en console. Donc il est nécessaire de prévoir un hourdis inférieur formant une table de compression.
- La grande rigidité à la torsion des sections fermées permet d'obtenir une stabilité en phase de construction et de supprimer les entretoises.
- Le bon rendement mécanique (de l'ordre de 0,6) et une résistance élevée à la rupture.
- Les poutres sont, le plus souvent, de hauteur variable à fin de réduire le poids propre en adaptant la section résistante aux efforts appliqués.
- Les caissons ne comportent pas des entretoises intermédiaires, on dispose simplement une entretoise à l'intérieur des caissons au droit des appuis pour permettre une bonne diffusion des réactions d'appuis.

- $B \leq 13\text{m}$: domaine courant des caissons à deux âmes.
 - $13 \leq B \leq 18\text{m}$: un caisson à 3 âmes peut être envisagé.
 - $B > 18\text{m}$: selon les portées, on envisagera soit :
 - ✓ Un caisson à trois âmes
 - ✓ Un double caisson à 2 âmes mais il faut une précontrainte transversale.
 - ✓ Plus rarement, un caisson multicellulaires.
- } Avec :
B : largeur de tablier.

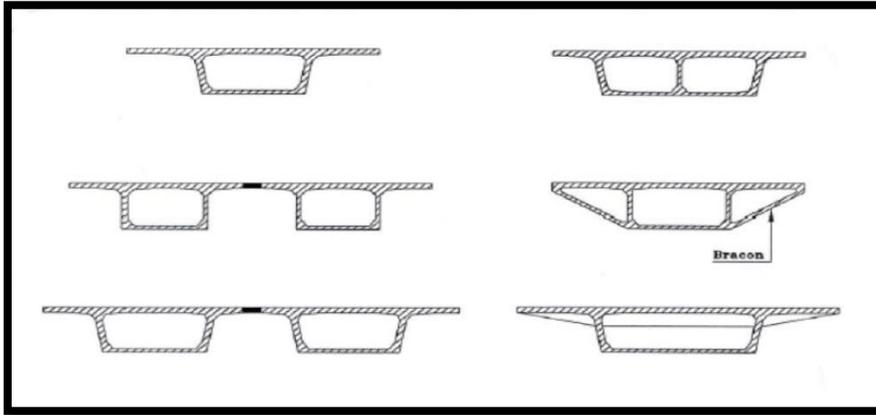


Figure III.2. Quelques types de caissons

Pour notre ouvrage : $B = 13\text{m}$, donc on choisit une poutre caisson à double âme. La distance entre axes des deux âmes est $D = B/2$, ce qui donne : $D = 6.5\text{ m}$.

III.3. Répartition des travées

Pour les ouvrages dont la portée dépasse les **65m**, le poids propre du tablier représente une partie importante de la charge globale qui, en raison de la méthode de construction, est supportée en totalité par les sections voisines des piles. Les sections en travée sont par conséquent beaucoup moins sollicitées que les sections sur appui, ce qui conduit logiquement au choix d'un tablier de hauteur variable, décroissant des piles vers la clé.

La longueur du tablier de l'ouvrage est de **325 m**, on a choisie d'encastrer le tablier sur **3 piles**, il sera ainsi constituer de 4 travées reparties de la façon suivante:

$$62.5\text{m} + 100\text{m} + 100\text{m} + 62.5\text{m} = 325\text{m}$$

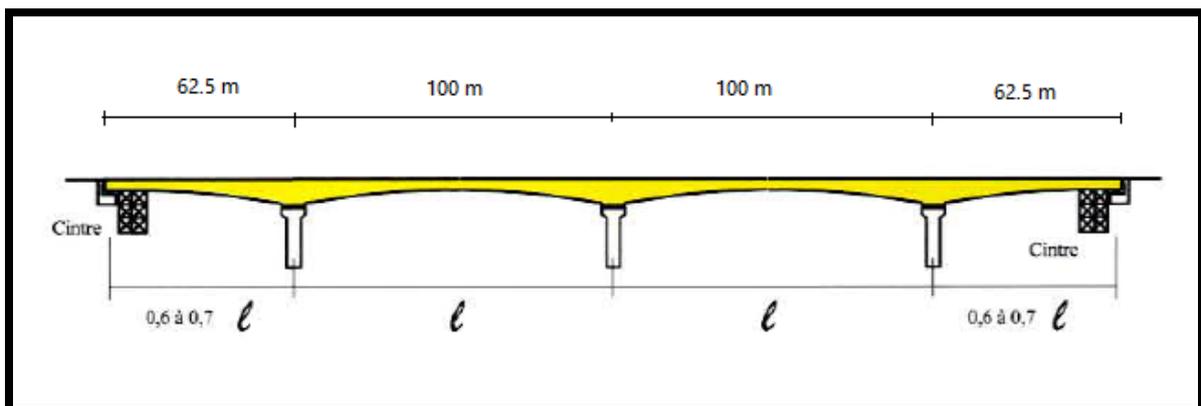


Figure III.3. Répartition des travées

Notre Pré-dimensionnement est basé sur la portée centrale $L=100\text{ m}$.

On a $\beta L=62.5\text{ m} \Rightarrow \beta=0,62$ ($0.6 \leq \beta \leq 0.7$).

III.4. Section transversale

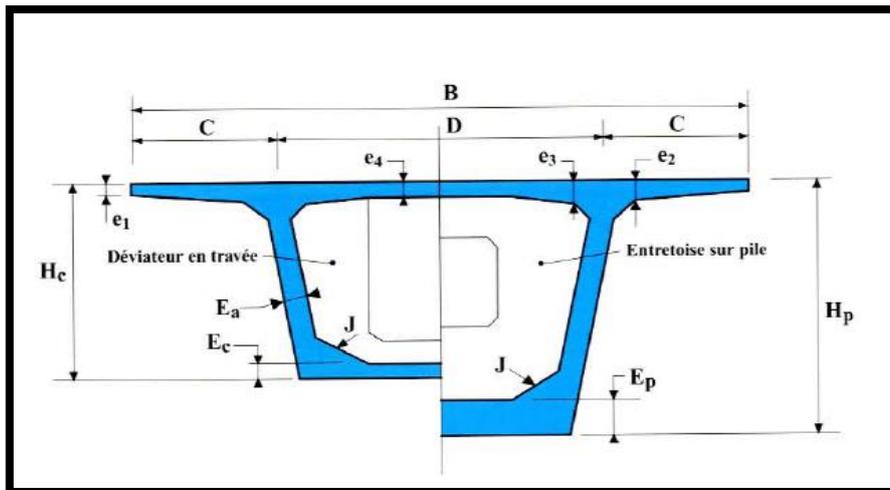


Figure III.4. Détails de la section transversale

a) Hauteur du voussoir sur pile h_p

La hauteur sur pile h_p est généralement comprise entre :

$$\frac{L}{18} \leq h_p \leq \frac{L}{16} \quad \Leftrightarrow \quad 5.56 \leq h_p \leq 6.25$$

Tel que : $L=100\text{m}$ (désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée)

On prend : $h_p=6.00\text{m}$.

b) Hauteur du voussoir à la clé H_c

La hauteur minimale est de 2.20m afin de permettre 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.

En pratique, la hauteur à mi- travée h_c est comprise entre :

$$\frac{L}{35} \leq h_c \leq \frac{L}{30} \quad \Leftrightarrow \quad 2.86 \leq h_c \leq 3.33$$

On prend : $h_c=3.00\text{m}$.

c) Epaisseur des âmes

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

L'expression suivante permet de calculer l'épaisseur des âmes

$$Ea = 0.26 + \frac{L}{500} \quad \Leftrightarrow \quad Ea = 0.26 + \frac{100}{500} = 0.46\text{ m}$$

On prend : $Ea=0.5\text{ m}$.

Cette épaisseur reste constante entre le voussoir sur pile et le voussoir à la clé.

Ces âmes sont inclinées la plupart du temps car cette disposition facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de piles. L'inclinaison couramment adopté est comprise entre **10% et 30%**. On prend une inclinaison de 20% ($\text{tg}\alpha=0.02 \Rightarrow \alpha=11.31^\circ$ par rapport à l'axe vertical).

d) Epaisseur de l'hourdis supérieur :

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

- Son épaisseur en extrémité e_1 dépend du dispositif de retenue choisi (voir le guide SETRA relatif aux barrières de sécurité, alors On prend $e_1=25\text{cm}$.
- L'épaisseur e_2 , à l'enracinement de l'encorbellement dépend des équipements et du profil en travers fonctionnel, elle varie de 1/8 à 1/7 de la largeur de l'encorbellement mesuré au début du gousset, On fixe $e_2=45\text{cm}$.
- L'épaisseur à mi- travée e_4 est égale à $D/25$ ou $D/30$. On prend $e_4=25\text{cm}$ à cause de la compression qui subit l'hourdis supérieur à mi- portée.
 D : étant l'entraxe des âmes (=6.5m).
- à l'encastrement, la valeur $e_3=0.10+D/25 \rightarrow e_3=36\text{cm}$. On doit aussi vérifier la relation $e_3 > e_2 - 0.10\text{m}$ et $e_3 > 1.5e_4$.

Donc on prend $e_3 = 45 \text{ cm}$.

e) Epaisseur de l'hourdis inférieur

- **L'épaisseur de l'hourdis inférieur sur clé :**

L'épaisseur sur clé doit être aux valeurs suivantes :

$$E_c \geq \max(18 \text{ cm} ; 3\varnothing ; E_a/3), \quad \text{avec } \varnothing : \text{diamètre des gaine}$$

On prend $E_c=30 \text{ cm}$. E_a : épaisseur des âmes.

- **L'épaisseur de l'hourdis inférieur sur pile :**

Elle dépend beaucoup plus de la portée et des largeurs des hourdis, elle varie généralement entre 35 ou 80 cm ou plus. On la fixe **$E_p=85 \text{ cm}$** .

f) Les goussets supérieurs

Les goussets supérieurs doivent remplir plusieurs fonctions qui, en général, conditionnent leurs dimensions :

- ils épaississent le hourdis dans des zones où les efforts transversaux sont importants,
- leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes,
- ils abritent les câbles de fléaux et assurent leur enrobage,
- ils permettent les déviations des câbles de fléaux qui précèdent leur ancrage,
- ils engraisent les nœuds âmes/hourdis supérieur pour que ceux-ci puissent encaisser les efforts dus à la diffusion des câbles de fléaux, presque toujours ancrés dans ces nœuds.

Il faut noter que le contour intérieur des goussets est toujours rectiligne et présente un angle compris entre 30° et 45° pour faciliter le bétonnage, on prend un angle de 45° , avec des côtés de **50cm**.

Pour le contour extérieur, on prend deux côtés de **1m** et de **50cm**, avec un angle de 27° par rapport à l'horizontale.

g) Les goussets inférieurs

Outre leur rôle mécanique de transition entre les âmes et l'hourdis inférieur, les goussets doivent loger les câbles de continuité intérieure. Leur pente est comprise entre 40° et 45° pour favoriser l'écoulement du béton et éviter la formation de nids de cailloux ou des défauts de bétonnage.

Pour notre projet, on prend un angle de 45° , avec deux côtés de **40cm**.

h) Caractéristiques géométriques des voussoirs

Voussoir sur pile (VSP) :

Voussoir à la clé (VSC) :

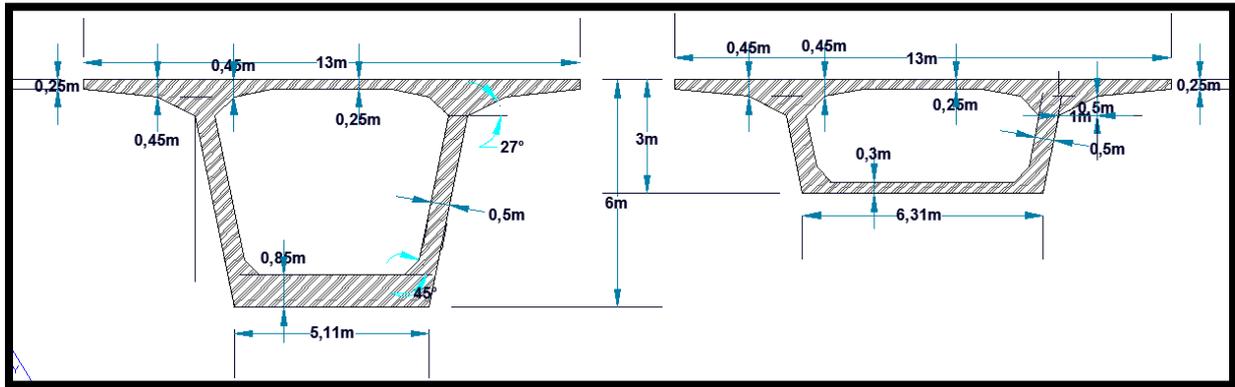


Figure III.5. Section transversale du voussoir sur pile et du voussoir à la clé

III.5. Découpage des voussoirs

- La longueur des voussoirs courants est constante et varie de **2,50m à 4 m**, voir **5 m**, suivant les ouvrages. On prend la longueur de voussoir courant égale à **4.5m**.
- Pour le voussoir sur pile, il faut lui donner une longueur suffisante pour pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs.

On prend la longueur du voussoir sur pile égale à : $L_{vsp} = 8m$.

- Pour le voussoir de clavage, sa longueur doit être inférieure à celle des voussoirs courant.

On prend $L_{vsc} = 2m$. On a :

- la portée intermédiaire est de $L = 100 m$
- la demie-portée est de **50m**.
- $50 - L_{vsc}/2 - L_{vsp}/2 = 50 - 1 - 4 = 45m$.

Donc le nombre des voussoirs courant pour un demi fléau N est de $45/4.5 = 10$ voussoirs.

III.6. Lois de variation des différents paramètres : $h(x)$, $S(x)$, $z(x)$, $E(x)$, $I(x)$

a) La variation de la hauteur $h(x)$

L'intrados suit une variation parabolique à partir du voussoir sur pile jusqu'à une distance de **45.00 m** du côté du voussoir de clavage.

La loi de variation est de la forme :

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

On a à $x = 0, h(0) = hp = c \Rightarrow c = hp$

à $x = L, h(L) = aL^2 + bL + hp = hc$

$$h'(L) = \frac{dh(L)}{dx} = 2a(L) + b = 0$$

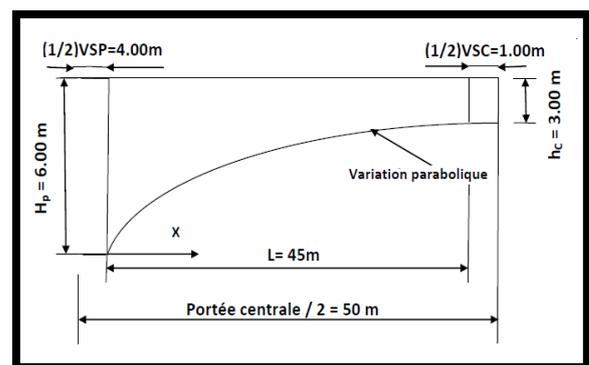


Figure III.6. Variation de la hauteur $h(x)$

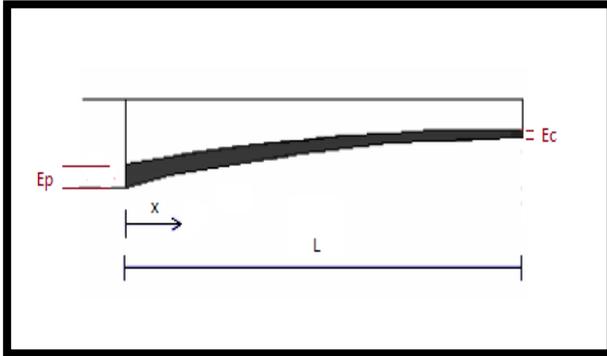
Ce qui donne : $a = \frac{hp-hc}{L^2}$ Et $b = -2 \frac{(hp-hc)}{L}$

Donc $h(x) = \frac{hp-hc}{L^2} x^2 - 2 \frac{(hp-hc)}{L} x + hp$

$$h(x) = \frac{3}{45^2} x^2 - \frac{6}{45} x + 6$$

b) *Épaisseur de l'hourdis inférieur E(x)*

Elle suit une loi de variation parabolique analogue à celle de h(x) :



$$E(x) = \frac{E_p - E_c}{L^2} x^2 - 2 \frac{(E_p - E_c)}{L} x + E_p$$

$$\Rightarrow E(x) = \frac{0.55}{45^2} x^2 - \frac{1.1}{45} x + 0.85$$

Figure III.7. Variation de l'épaisseur de l'hourdis inférieur

c) *La Section S(x)*

$$S(x) = \frac{S_p - S_c}{L^2} x^2 - 2 \frac{(S_p - S_c)}{L} x + S_p$$

Sp : La section au niveau de la pile.

Sc : La section au niveau des voussoirs à la clé.

$$\Rightarrow S(x) = \frac{5.068}{45^2} x^2 - \frac{10.136}{45} x + 14.8$$

d) *La variation de centre de gravité de la section du voussoir z(x)*

$$z(x) = \frac{z_p - z_c}{L^2} x^2 - 2 \frac{(z_p - z_c)}{L} x + z_p$$

$$\Rightarrow z(x) = \frac{1.627}{45^2} x^2 - \frac{3.254}{45} x + 2.731$$

e) *La variation du moment d'inertie*

La loi de variation est donné par

$$I(x) = I_p \left[1 + K \left(\frac{x}{L} \right)^2 \right]^{5/2}$$

$$k = \left(\frac{I_c}{I_p} \right)^{0.4} - 1 = -0.53$$

Avec :

Ic : inertie du voussoir à la clé

Ip : inertie du voussoir sur pile

$$\Rightarrow I(x) = 79.293 \left(1 - \frac{0.535}{45^2} x^2 \right)^{5/2}$$

III.7. Caractéristiques mécaniques des voussoirs

Les caractéristiques mécaniques sont les suivants :

- H : La hauteur totale de la section ;
- E : Épaisseur de l'hourdis inférieur ;
- S : L'aire de la section ;
- I_y : Son moment d'inertie (par rapport à un axe horizontal passant par G) ;
- Z : Le centre de gravité de la section ;
- V : La distance de G à la fibre supérieure ;
- V' : La distance de G à la fibre inférieure ;
- ρ : Le rendement géométrique de la section.

$$\rho = \frac{I_y}{S.V.V'}$$

X [m]	H(x) [m]	E(x) [m]	S(x) [m ²]	$I_y(x)$ [m ⁴]	Z(x) [m]	V' [m]	V[m]	$\rho(x)$
0	6	0.85	14.800	79.293	2.731	3.269	2.731	0.600
4.5	5.43	0.75	13.837	78.237	2.422	3.008	2.422	0.776
9	4.92	0.65	12.975	75.119	2.145	2.775	2.145	0.973
13.5	4.47	0.57	12.215	70.090	1.901	2.569	1.901	1.175
18	4.08	0.50	11.556	63.392	1.690	2.390	1.690	1.358
22.5	3.75	0.44	10.999	55.379	1.511	2.239	1.511	1.488
27	3.48	0.39	10.543	46.447	1.364	2.116	1.364	1.526
31.5	3.27	0.35	10.188	37.081	1.250	2.020	1.250	1.441
36	3.12	0.32	9.935	27.806	1.169	1.951	1.169	1.227
40.5	3.03	0.31	9.783	19.166	1.120	1.910	1.120	0.916
45	3	0.30	9.732	11.691	1.104	1.896	1.104	0.574

Tableau III-2. Variation des différents paramètres des voussoirs

CHAPITRE IV Charges et surcharges

Dans ce chapitre nous allons évaluer les différentes charges et surcharges qui agissent sur notre ouvrage afin de s'assurer qu'il tienne en phase de service ainsi qu'en phase de construction.

Les actions agissant sur l'ouvrage en phase de service sont les suivantes :

- Les charges permanentes (CP+CCP).
- Les charges routières.
- Les charges sismiques.
- Les charges thermiques.

IV.1. Les Caractéristiques du pont

a) Classe du pont

Selon leur largeur roulable, on a :

- $Lr \geq 7.00m$ —► un pont de 1^{ère} classe.
- $5.50 m < Lr < 7.00 m$ —► Un pont de 2^{ème} classe.
- $Lr \leq 5.50 m$ —► Un pont de 3^{ème} classe.

Dans notre cas, $Lr = 11 m$ —► pont de **1^{ère} classe**. Selon le RCPR (Art.4.3)

b) Nombre de voies de circulation

$$N_v = \frac{L_c}{3} \quad \text{avec } L_c \text{ (la largeur chargeable)}=10.5m$$

$$\Rightarrow N_v = \mathbf{3 \text{ voies}}$$

c) Largeur de voie

$$L_v = \frac{L_c}{n_v} \quad \Rightarrow \quad L_v = \mathbf{3.5m}$$

IV.2. Les charges permanentes (CP)

IV.2.1 Poids du voussoir sur pile

$$G_P = \gamma_b * S_P * L_P = 2.5 * 14.8 * 8$$

$$\Rightarrow \mathbf{G_P = 296t}$$

IV.2.2 Poids du voussoir à la clé

$$G_C = \gamma_b * S_C * L_C = 2.5 * 9.732 * 2$$

$$\Rightarrow \mathbf{G_C = 48.66t}$$

IV.2.3 Poids des voussoirs à hauteurs variables

La variation de la hauteur des caissons est parabolique, alors le poids propre se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$P(x) = \gamma_b * V(x) = \gamma_b * \int_0^L S(x) dx$$

$$P(x) = \gamma_b \int_0^L (ax^2 + bx + c) dx$$

$$P(x) = \gamma_b \int_0^L \left(\frac{ax^3}{3} + \frac{bx^2}{2} + cx \right) dx$$

$$P(x) = \gamma_b \left(\frac{aL^3}{3} + \frac{bL^2}{2} + cL \right)$$

$$\Rightarrow \mathbf{P(x) = 1284.9 t}$$

avec :

V : volume des voussoirs

$$a = \frac{S_p - S_c}{L^2} = \frac{5.068}{45^2}$$

$$b = -2 \frac{(S_p - S_c)}{L} = -\frac{10.136}{45}$$

$$c = S_p = 14.8$$

IV.2.4 Poids des éléments porteurs de la travée intermédiaire

$$G_{int} = 2 P(x) + G_C + 2 \left(\frac{1}{2} G_P \right)$$

⇒ **$G_{int} = 2914.46 \text{ t}$**

IV.2.5 Poids des éléments porteurs de la travée de rive

$$G_{riv} = \left(\frac{1}{2} G_P \right) + P(x) + G'$$

Tel que $G' = S_c * L_c * \gamma_b = 9.732 * 13.5 * 2.5 = 328.455 \text{ t}$ avec L_c : la partie coulé sur cintre).

⇒ **$G_{riv} = 1761.35 \text{ t}$**

IV.2.6 Poids propre totale des éléments porteurs

$$C_p = 2 * (G_{INT} + G_{rive})$$

$$C_p = 2 * (2914.46 + 1761.35).$$

⇒ **$C_p = 9351.63 \text{ t}$**

IV.3. Les charges complémentaires permanentes (CCP)

IV.3.1 Poids du revêtement

$$P_{rev} = e * L_r * \gamma_{BB}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_B = 2.4 \text{ t/m}^3 \\ e = 0.07 \text{ m} \\ L_r = 11.5 \text{ m} \end{array} \right.$

⇒ **$P_{rev} = 1.932 \text{ t/ml}$**

IV.3.2 Poids des trottoirs et corniches

$$P(x) = \gamma_b * (S_{trot+corni(droite)} + S_{trot+corni(gauche)})$$

$$P(x) = 2.5 * (0.341 + 0.241)$$

⇒ **$P(x) = 1.455 \text{ t/ml}$**

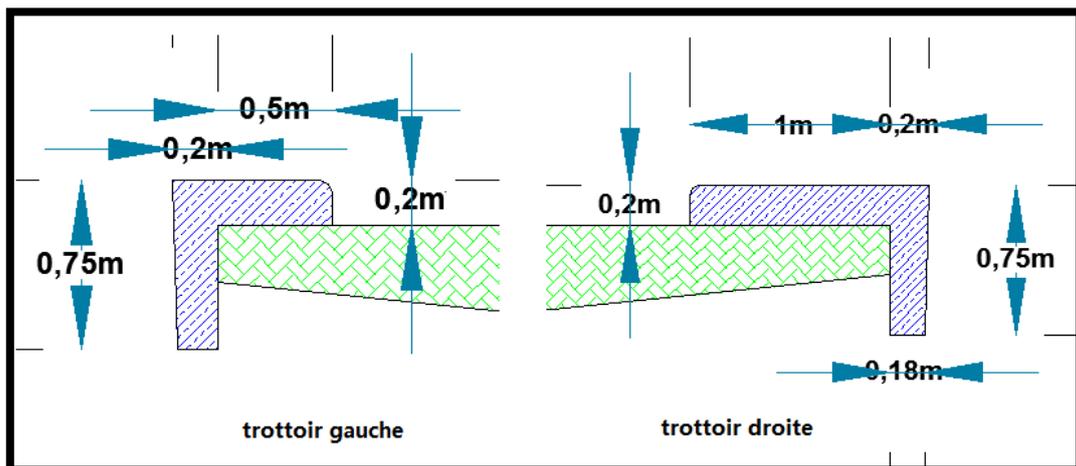


Figure IV.1. Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche

IV.3.3 Le garde-corps (P_{gc})

Le poids du garde-corps est estimé selon le fascicule 61 titre II à 0.1 t/ml ;

Donc : **$P_{2gc} = 0.2 \text{ t/ml}$**

IV.3.4 Glissières de sécurité (P_{gs})

Les glissières souples standard sont les plus utilisées, elles sont composées d'élément glissant, et leur poids est de :

$$P_{gs} = 0.06t/ml$$

Pour les deux glissières : $P_{2gs} = 0.12t/ml$

IV.3.5 Le poids total des charges complémentaires permanentes (CCP)

$$G_{ccp} = P_{rev} + P_{trot+corni} + P_{gc} + P_{gs}$$

$$D'où : = 1.932 + 1.455 + 0.20 + 0.1$$

$$\Rightarrow G_{ccp} = 3.707t/ml$$

✚ L'ensemble des charges permanentes G

$$G = CP + CCP$$

$$G = 9351.63 + 3.707 * 325$$

$$\Rightarrow G = 10556.405 t$$

IV.4. Evaluation des surcharges

D'après le RCPR, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La charge routière type : **A (I)**
- La charge routière type : **B (Bc, Bt, Br)**
- La charge militaire **Mc: (Mc80., Mc120)**
- Convoi exceptionnel : **D240**
- Surcharges sur trottoirs : **St**
- Le vent : **w** ; La température : **T** ; L'effort de freinage : **F** ; Le séisme : **E**

IV.4.1 Système A(L)

D'après R.C.P.R(Art.4.4) **A(L)** est une masse donnée en fonction de la longueur chargée **L**. Elle est donnée par la formule suivante :

$$A(L) = 2.30 + \frac{360}{l + 12} \quad kN/m^2$$

A(l) corrigée obtenue en multipliant **A(L)** par les coefficients a_1 et $a_2 \Rightarrow A(L)_c = a_1 * a_2 * A(L)$

L : Longueur de la portée.

a_1 : coefficient déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées. (**Tableau 4.1 du RCPR**).

Notre ouvrage est de classe 1 ($L_r > 7m$) et $a_1 = 1$ pour 1 voie chargée

$a_1 = 1$ pour 2 voies chargées

$a_1 = 0.9$ pour 3 voies chargées

$$a_2 = V_0/V, \quad V : \text{Étant la largeur d'une voie et,} \quad \left\{ \begin{array}{l} 3.50 \text{ Pont de 1ere classe} \\ 3.00 \text{ Pont de 2eme classe} \\ 2.75 \text{ Pont de 3eme classe} \end{array} \right.$$

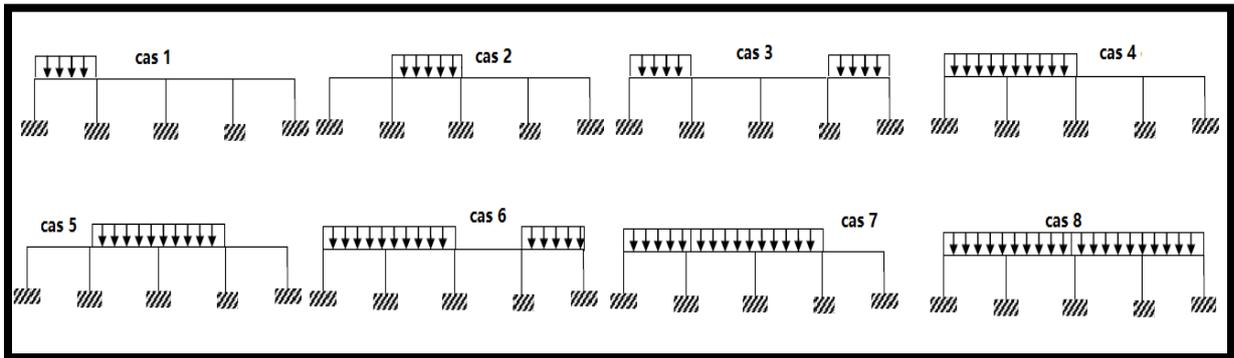
$$V_0 : \text{Ayant les valeurs suivantes : } V_0 =$$

\Rightarrow Donc $a_2 = 1$

La charge $A(l)_c$ obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

✚ Placement de la charge A(l) sur le tablier

Les cas de chargement possible sont illustrés sur la figure suivante :



FigureIV.2. Cas de charge A(l)

✚ Exemple d'application

L : la portée,

L= **62.5m** (travée de rive)

$$A(L) = 2.30 + \frac{360}{62.5+12}$$

A(L) = 7.132KN/m²

➤ **Pour une voie chargée**

$$A(L) = 1*1*7.132*3.5$$

A(L) = 24.95KN/ml

A(L) = 2.49t/ml

➤ **Pour deux voies chargées**

$$A(L) = 1*1*7.132*7$$

A(L) = 49.924KN/ml

A(L) = 4.99t/ml

➤ **Pour trois voies chargées**

$$A(L) = 1*0.9*7.132*10.5$$

A(L) = 67.400KN/ml

A(L) = 6.74t/ml

Tous les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

Cas des charges	L (m)	A(l) (KN/m ²)	Ac(l) en KN/ml		
			Une voie chargée	Deux voies chargées	Trois voies chargées
1	62.500	7.132	24.963	49.926	67.400
2	100.000	5.514	19.300	38.600	52.110
3	125.000	4.927	17.247	34.794	46.567
4	162.500	4.363	15.271	30.541	41.231
5	200.000	3.998	13.993	27.987	37.782
6	225.000	3.819	13.366	26.733	36.089
7	262.500	3.611	12.640	25.280	34.128
8	325.000	3.368	11.789	23.578	31.830

Tableau IV.1. Valeurs de A(L)

IV.4.2 Système de charges B

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

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

NB : -Les deux premiers systèmes Bc et Br, s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe

-Le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

a) Système Bc

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques, la figure suivante détaille les caractéristiques de ce système.

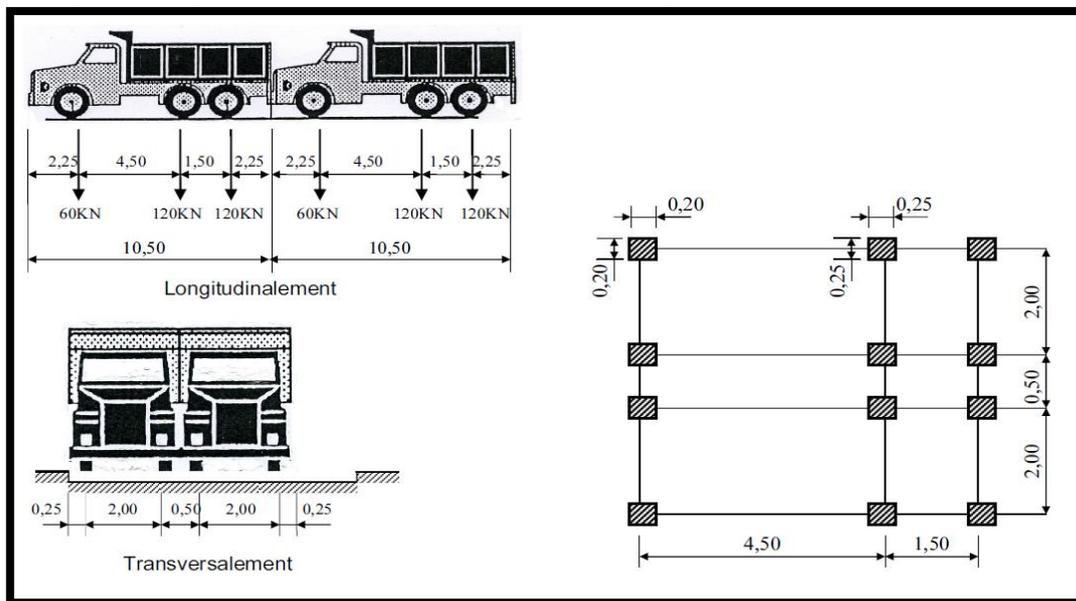


Figure IV.3. Système de charge Bc

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient b_c , donnée dans le tableau 4.3 du RCPR.

Pour un pont de 1^{er} classe $b_c = \begin{cases} 1.2 & \text{pour une voie chargée} \\ 1.1 & \text{pour 2 voies chargées} \\ 0.95 & \text{pour 3 voies chargées.} \end{cases}$

✚ Coefficient de majoration dynamique δ

Ce coefficient est déterminé par la formule : $\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}$

Avec :

L : la longueur de l'élément exprimée en mètres.

G : poids propre de la travée considérée.

S : La charge de $B_c \max$ prise avec pondération.

Poids d'un camion = 30 t

n : nombre de camion

Donc $S = n \times 30 \times b_c$

Les valeurs de S et de δ pour les différents cas de la charge B_c sont données par le tableau suivant :

Cas de charges	L (m)	G (t)	bc 1file	bc 2files	bc 3files	S(t) 1 file	S(t) 2files	S(t) 3files	δ 1 file	δ 2files	δ 3files
1	62.5	1993.04	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.035	1.039	1.042
2	100	3285.16	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.022	1.025	1.027
3	125	3986.08	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.018	1.020	1.022
4	162.5	5278.20	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.014	1.016	1.017
5	200	6570.32	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.011	1.013	1.014
6	225	7271.24	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.010	1.011	1.012
7	262.5	8563.36	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.009	1.010	1.010
8	325	10556.4	1.2	1.1	0.95	72	132	171	1.007	1.008	1.008

Tableau IV.2. Valeurs de S et δ (B_c)

b) *Système de charges Br*

Ce système de charge est composé d'une roue isolée de 10t qui peut être placé n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable. la figure suivante illustre les détails du système :

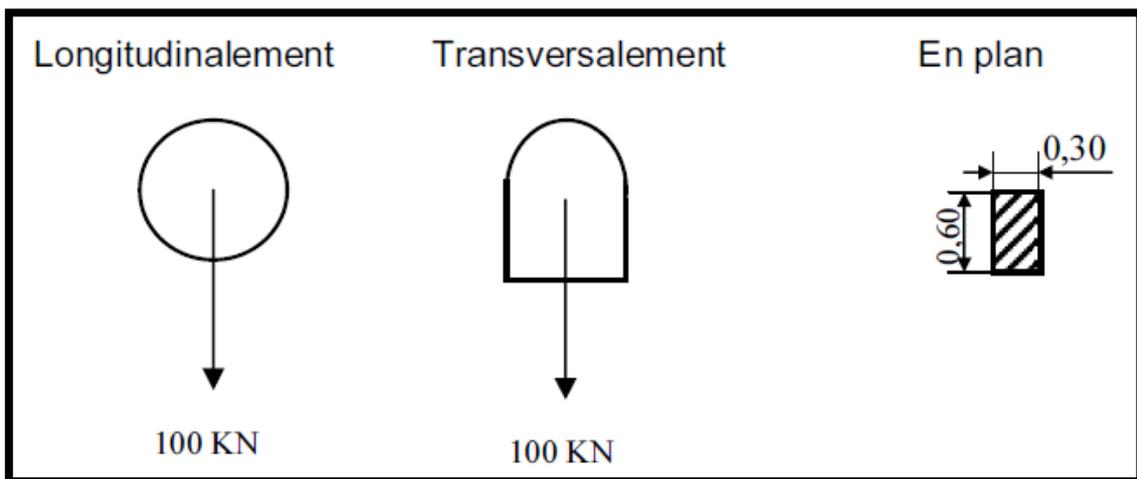


Figure IV.4. Système de charge B_r

Le système B_r est aussi majoré par un coefficient δ , les résultats du calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Cas des charges	L (m)	G (t)	S (t)	δ
1	62.5	1993.04	10	1.030
2	100	3285.16	10	1.019
3	125	3986.08	10	1.016
4	162.5	5278.2	10	1.012
5	200	6570.32	10	1.010
6	225	7271.24	10	1.009
7	262.5	8563.36	10	1.008
8	325	10556.4	10	1.006

Tableau IV.3. Valeurs de δ (B_r)

c) *Système de charges Bt*

Le système **Bt** se compose de deux essieux, appelé essieux tandems, les essieux sont à roues simples munies de Pneumatiques.

La figure suivante détaille les caractéristiques de ce système :

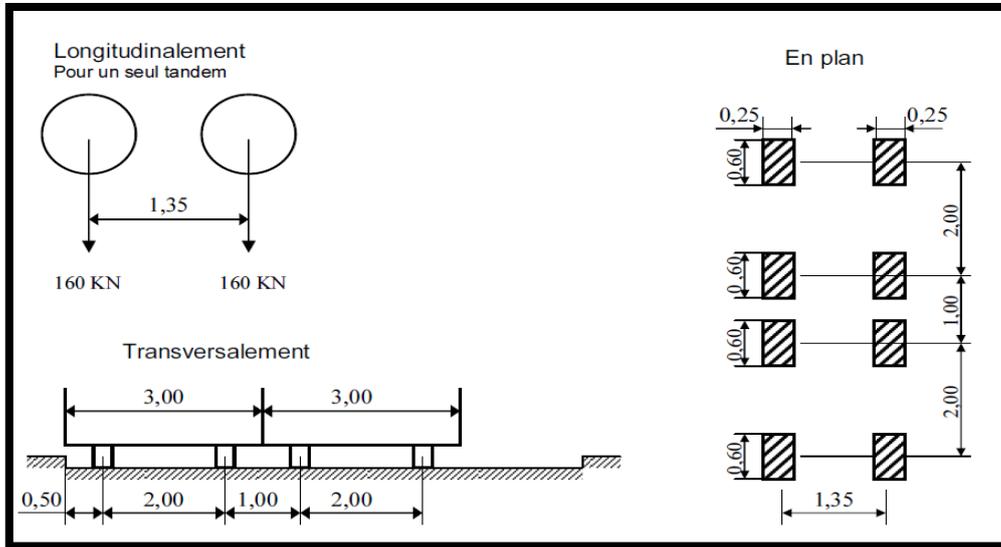


Figure IV.5 Détails du système de charge Bt

NB :

-Le système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe.

-Le système Bt doit être multiplié par un coefficient **bt** qui est en fonction de la classe du pont. Pour un pont de 1^{ère} classe $bt=1.2$ (tableau 4.4 du RCPR).

Les résultats de calcul sont donnés le tableau suivant :

Cas charge	L (m)	G (t)	bt 1file	bt 2files	bt 3files	S(t) 1file	S(t) 2files	S(t) 3files	δ 1 file	δ 2files	δ 3files
1	62.5	1993.04	1.2	1.2	1.2	38.4	76.8	115.2	1.0325	1.0353	1.0382
2	100	3285.16	1.2	1.2	1.2	38.4	76.8	115.2	1.0208	1.0225	1.0243
3	125	3986.08	1.2	1.2	1.2	38.4	76.8	115.2	1.017	1.018	1.020
4	162.5	5278.20	1.2	1.2	1.2	38.4	76.8	115.2	1.0130	1.0141	1.0152
5	200	6570.32	1.2	1.2	1.2	38.4	76.8	115.2	1.0106	1.0115	1.0124
6	225	7271.24	1.2	1.2	1.2	38.4	76.8	115.2	1.009	1.010	1.011
7	262.5	8563.36	1.2	1.2	1.2	38.4	76.8	115.2	1.0081	1.0088	1.0095
8	325	10556.40	1.2	1.2	1.2	38.4	76.8	115.2	1.0066	1.0071	1.0077

Tableau IV.4. Valeurs de S et δ (Bt)

IV.4.3 Convoi militaire Mc 120

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

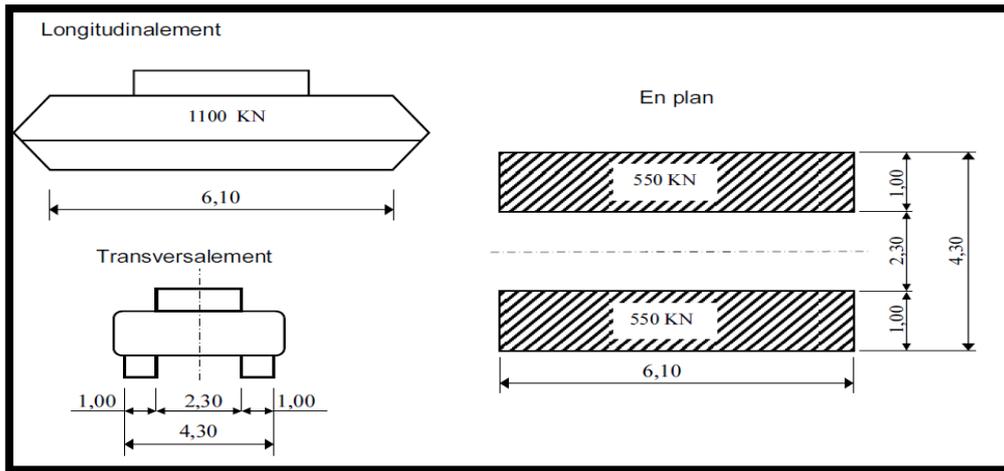


Figure IV.6 Détails du convoi Mc120

La valeur du convoi Mc120 est majorée par le coefficient δ , les résultats des calculs sont donnés dans le tableau suivant :

Cas des charges	L (m)	G (t)	n	S (t)	δ	P (t)	Mc120 (t/ml)
1	62.5	1993.04	2	110	1.046	115.032	18.858
2	100	3285.16	3	110	1.034	113.712	18.641
3	125	3986.08	4	110	1.031	113.465	18.601
4	162.5	5278.20	5	110	1.027	112.989	18.523
5	162.5	5278.20	5	110	1.027	112.989	18.523
6	200	6570.32	6	110	1.024	112.690	18.474
7	225	7271.24	7	110	1.024	112.659	18.469
8	262.5	8563.36	8	110	1.023	112.476	18.439
9	325	10556.40	9	110	1.020	112.179	18.390

Tableau IV.5. Valeurs de S et δ (Mc120)

IV.4.4 Convoi exceptionnel type D240

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

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

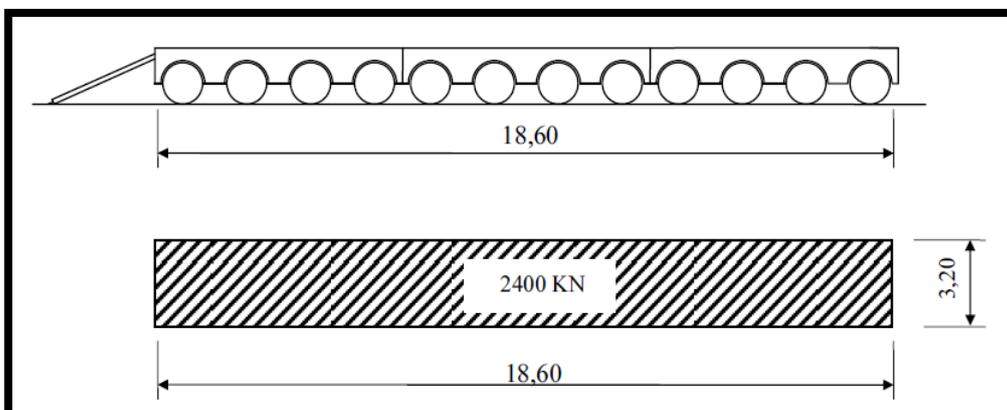


Figure IV.7. Détails du convoi D240

Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges). Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique, le poids par mètre linéaire est égal à :
 $Q = 12,9 \text{ t/ml}$.

IV.4.5 Surcharges sur les trottoirs

Nous appliquons pour les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg/m^2 réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cyclistes de façon à produire l'effet maximal envisagé. Dans notre cas : $P_{tr} = 0.15 \cdot (0.5 + 1) = 0.225 \text{ t/ml}$ (les deux trottoirs chargés).

IV.4.6 Le vent

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

- $P = 0,2 \text{ t/m}^2$ pour les ouvrages en service.
- $P = 0,125 \text{ t/m}^2$ pour les ouvrages en cours de construction.

IV.4.7 Effort de freinage

a) Effort de freinage correspondant à la charge A

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

$$F = \frac{A(L)S}{20 + 0.0035S} \quad (\text{Art .4.7. du RCPR})$$

S : désigne en mètre carré la surface chargée.

L'ensemble des résultats sont inscrits dans le tableau suivant

Cas des charges	L (m)	A(L) (KN/ m ²)	S (m ²)	F (KN)
1	62.5	7.132	656.25	209.912
2	100	5.514	1050	244.549
3	125	4.927	1312.5	262.940
4	162.5	4.363	1706.25	286.632
5	200	3.998	2100	306.976
6	225	3.819	2362.5	319.165
7	262.5	3.611	2756.25	335.712
8	325	3.368	3412.5	359.798

Tableau IV.6. Effort de freinage A(l)

b) Effort de freinage correspondant à Bc

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

Les camions sont disposés pour développer l'effet le plus défavorable.

- Les efforts de freinage développés par le système **Bc** ne sont pas susceptibles de majoration pour effets dynamiques.

- Les coefficients **bc** ne s'applique pas aux efforts de freinage développés par le système Bc.

- Donc : $F_{Bc} = Bc = 30 \text{ t}$

IV.4.8 Effet du gradient thermique

On appelle conventionnellement gradient thermique la différence de température qui s'établit journellement entre les fibres supérieure (extrados) et inférieure (intrados) d'une poutre. Dans le cas de notre structure, on considérera un gradient thermique :

$$\left. \begin{array}{l} \Delta T = \pm 12^{\circ}\text{C} \text{ en phase de construction} \\ \Delta T = \pm 7^{\circ}\text{C} \text{ en service} \end{array} \right\} \text{ (Art 3.1.2.2 du RCPR)}$$

IV.4.9 Le séisme

Le séisme est traité comme une action accidentelle, cette dernière est déterminée selon le règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA).

IV.5. Combinaisons des 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 et les combinaisons de charges à l'ELU et à l'ELS sont mentionnés dans le tableau suivant :

Action prépondérante	Combinaisons	Numéro
à l'ELU	$1.35G + 1.5 (A(l) + St)$	1
	$1.35G + 1.5 (Bc + St)$	2
	$1.35G + 1.5 Mc120$	3
	$1.35G + 1.5 D240$	4
	$1.35G + 1.5 (W + E)$	5
	$1.35G + 1.5 (Bt + St)$	6
à l'ELS	$G + 1.2 (A(l) + St)$	7
	$G + 1.2 (Bc + St)$	8
	$G + Mc120$	9
	$G + D240$	10
	$G + 1.2 (A(l) + St) + 0.5\Delta T$	11
	$G + 1.2 (Bc + St) + 0.5\Delta T$	12
	$G + Mc120 + 0.5\Delta T$	13
	$G + W + E$	14

Tableau IV.7. Combinaisons de charges

CHAPITRE V Étude du fléau.

Les ponts construits par encorbellement successif sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée.

Les voussoirs sont fixés à l'aide des câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile, aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit **un fléau**.

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

V.1. Les charges intervenant dans la phase de construction

V.1.1 Le poids propre du tablier G

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

$$G(x) = \gamma_b.S(x) = \gamma_b. \left[\frac{S_p - S_c}{L^2} x^2 - 2 \frac{(S_p - S_c)}{L} x + S_p \right]$$

γ_b : poids volumique du béton égal à **2.5 t/m**.

S_p : l'aire de la section sur pile.

S_c : l'aire de la section à la clé.

V.1.2 Les surcharges de chantier

On tient également compte de divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie de $Q_{PRA1}=20 \text{ kg/m}^2$ (Selon SETRA) et une surcharge concentrée de $Q_{PRA2}=11.5 \text{ tonnes}$ (donnée par la relation $50+5b$ en KN) est appliquée au bout de la console.
b : Largeur du tablier ; b=13.00 m.

V.1.3 Equipage mobile

Selon SETRA le poids de l'équipage mobile est entre 30t et 90t, on prend le poids de l'équipage mobile égal à $Q_{PRC1} = 60 \text{ tonnes}$ concentré au bout du dernier voussoir déjà mis en tension, sauf le dernier voussoir de clavage pour lequel on n'a pas besoin de l'équipage mobile.

V.1.4 Le vent

Le R.C.P.R prescrit une charge de $Q_w=0.1t/m$ si la phase de construction n'excède pas un mois, sinon $Q_w=0.125t/m^2$, pour notre projet on prend : $Q_w=0.125t/m^2$.

V.1.5 Actions accidentelles

Selon SETRA des incidents peuvent survenir en cours d'exécution, tels, par exemple, la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte. On considère qu'en cours d'une manœuvre, l'équipage vide puisse chuter. Le poids correspondant est multiplié par un coefficient de majoration égal à **2**. Dans notre cas l'action accidentelle est $F_a= 120t$.

V.2. Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau

V.2.1 Effets dus au poids propre

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus au poids propre sont donnés par les formules suivantes :

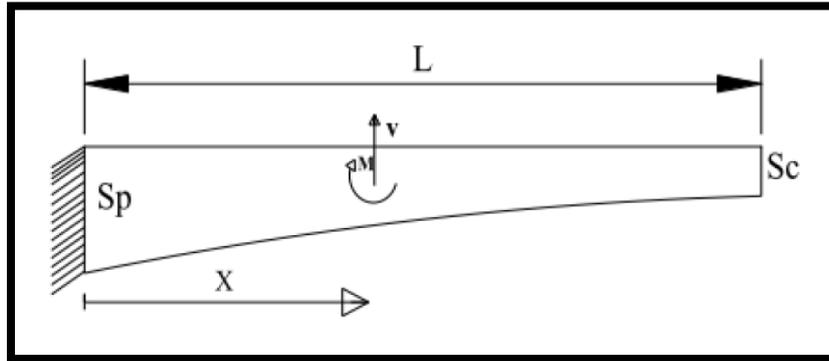
✚ **Effort tranchant** : La variation de l'effort tranchant est donnée par la formule suivante:

$$V(x) = \gamma b \left[Sp(L - X) - (Sp - Sc) + \frac{L^2 - x^2}{L} + (Sp - Sc) \frac{L^3 - x^3}{3L^3} \right]$$

✚ **Moment fléchissant**: La variation du moment fléchissant est donnée par la formule suivante :

$$M(x) = \gamma b \left[-\frac{Sp(L - X)^2}{2} + (Sp - Sc) \cdot (L - X)^2 \frac{(2L + x)}{3L} - (Sp - Sc)(L - X)^2 \frac{(3L^2 + 2Lx + x^2)}{12L^2} \right]$$

L=49m, étant la longueur du fleau considéré.



FigureV.1 Effet dus au Poids propre du demi-fleau

V.2.2 Effets des surcharges réparties de chantier Q_{PRA1}

On considère une surcharge de chantier répartie de $20\text{Kg/m}^2 = 0,02 \text{ t/m}^2$

Soit : $Q_{PRA1} = 0,02 \times 13$

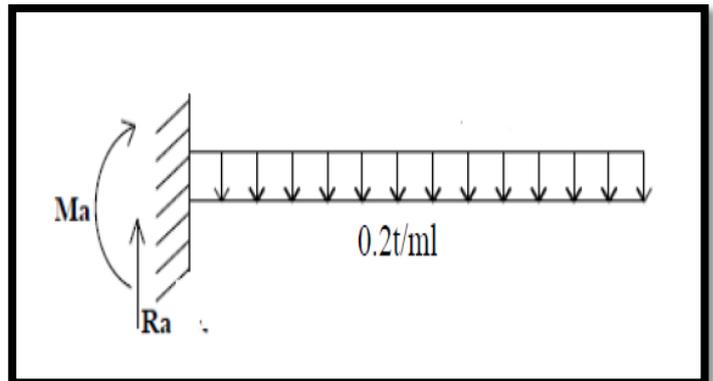
Avec : $B = 13\text{m}$: Largeur du tablier

$Q_{PRA1} = 0,26 \text{ t/ml}$

$Ma = -Q_{PRA1} * L^2 / 2 = -312,13 \text{ t.m}$

$Ra = Q_{PRA1} * L = 12,74 \text{ t}$

- $M(x) = -312,13 + 12,74 * x - 0,13 * x^2$
- $V(x) = 12,74 - 0,26 * x$



FigureV.2 Surcharge réparties de chantier

V.2.3 Effets de la Surcharge concentrée Q_{PRA2}

Elle est appliquée au bout de l'avant dernier voussoir

$Q_{PRA2} = 11,5 \text{ t}$

$Ma = - Q_{PRA2} * L = -511,75 \text{ t.m}$

$Ra = Q_{PRA2} = 11,5 \text{ t}$

- $M(x) = -511,75 + 11,5 * x$
- $V(x) = 11,5 \text{ t}$

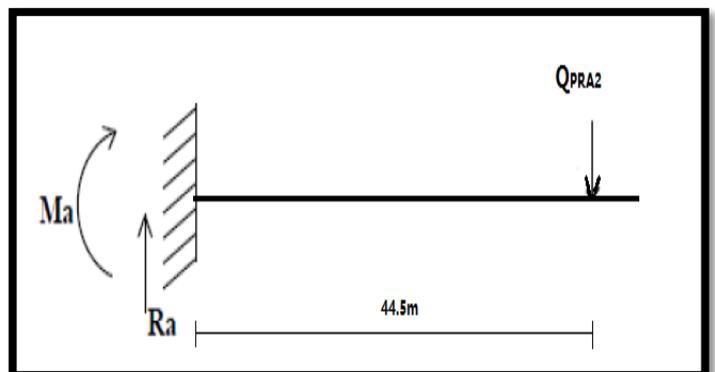
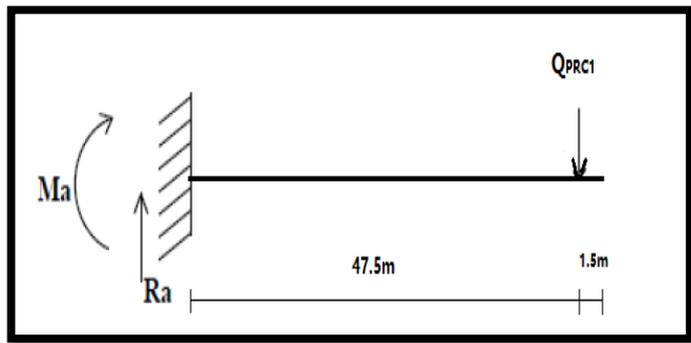


Figure V.3 Surcharge concentrée Q_{PRA2}

V.2.4 Effets de l'équipage mobile Q_{PRC1}

$Q_{PRC1} = 60 \text{ t}$
 $Ma = - Q_{PRC1} * L = -2850 \text{ t.m}$
 $Ra = Q_{PRC1} = 60 \text{ t}$

- $M(x) = -2850 + 60 * x$
- $V(x) = 60 \text{ t}$

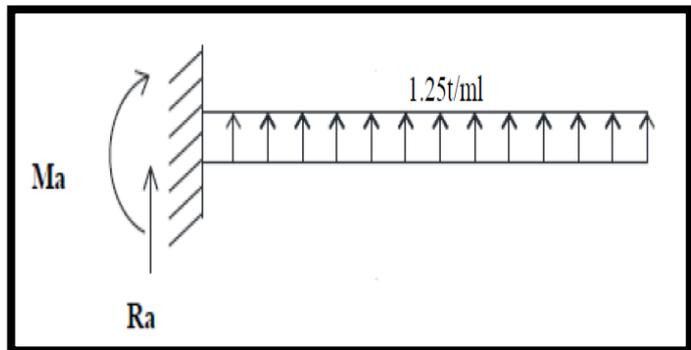


FigureV.4 Equipage mobile Q_{PRC1}

V.2.5 Effets de la surcharge repartie du vent Q_w

Soit $Q_w = 0.125 \text{ t/m}^2$
 $Q_w = 1.625 \text{ t/ml}$
 $Ma = Q_w * L^2 / 2 = 1950.813 \text{ t.m}$
 $Ra = Q_w * L = -79.625 \text{ t}$

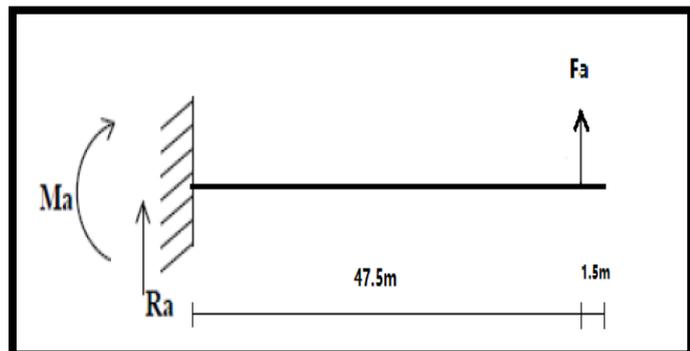
- $M(x) = 1950.813 - 79.625 * x + 0.8125 * x^2$
- $V(x) = 79.625 + 1.625x$



FigureV.5 Surcharges du vent

V.2.6 Evaluation de la force accidentelle due à la chute de l'ensemble ou d'une partie de l'équipage mobile F_a

$F_a = 120 \text{ t}$
 $Ma = F_a * L = 5700 \text{ t.m}$
 $Ra = -F_a = -120 \text{ t}$
 $M(x) = 5700 - 120 * x$
 $V(x) = -120 \text{ t}$



FigureV.6 Effets due à la force accidentelle

V.2.7 Récapitulatif des effets des charges sur le fléau

La pente longitudinale de notre pont est très petite. On peut donc considérer que les deux fléaux sont symétriques, alors les efforts qui y sont appliqués sont les mêmes. Le tableau suivant récapitule les effets des charges de construction sur le fléau.

Vous soir	X (m)	G		Q _{PRA1}		Q _{PRA2}		Q _w		Fa		Q _{PRC1}	
		V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)	V(x)	M(x)
VSP	0	1399,11	-31743,2	12,74	-312,13	11,5	-511,75	-79,63	1950,81	-120	5700	60	-2850
V1	4	1255,14	-26437,4	11,7	-263,25	11,5	-465,75	-73,13	1645,31	-120	5220	60	-2610
V2	8,5	1102,22	-21136,7	10,53	-213,23	11,5	-414	-65,81	1332,7	-120	4680	60	-2340
V3	13	957,95	-16504,4	9,36	-168,48	11,5	-362,25	-58,5	1053	-120	4140	60	-2070
V4	17,5	821,37	-12503,7	8,19	-128,99	11,5	-310,5	-51,19	806,2	-120	3600	60	-1800
V5	22	691,53	-9101,98	7,02	-94,77	11,5	-258,75	-43,88	592,31	-120	3060	60	-1530
V6	26,5	567,46	-6271,23	5,85	-65,81	11,5	-207	-36,56	411,33	-120	2520	60	-1260
V7	31	448,2	-3987,62	4,68	-42,12	11,5	-155,25	-29,25	263,25	-120	1980	60	-990
V8	35,5	332,78	-2231,68	3,51	-23,69	11,5	-103,5	-21,94	148,09	-120	1440	60	-720
V9	40	220,25	-988,25	2,34	-10,53	11,5	-51,75	-14,63	65,81	-120	900	60	-450
V10	44,5	109,65	-246,52	1,17	-2,63	11,5	0	-7,31	16,45	-120	360	60	-180
Fin V10	49	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau V.1. Effets des charges sur la console

V.3. Les combinaisons de charges

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 $x=0$.

Selon SETRA on a deux types de combinaison à prendre :

□ □ **Type A (fondamental) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A1 : 1,1(G_{\max} + G_{\min}) + 1,25(Q_{prc1\max} + Q_{prc1\min} + Q_{pra1} + Q_{pra2} + Q_w) \\ A2 : 0,9(G_{\max} + G_{\min}) + 1,25(Q_{prc1\max} + Q_{prc1\min} + Q_{pra1} + Q_{pra2} + Q_w) \end{array} \right.$$

□ □ **Type B (accidentel):**

$$\left\{ \begin{array}{l} B1 : 1,1(G_{\max} + G_{\min}) + F_A + (Q_{PRC1\max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2}) \\ B2 : 0,9(G_{\max} + G_{\min}) + F_A + (Q_{PRC1\max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2}) \end{array} \right.$$

Avec:
 $G_{\max} = 1.02 * G$
 $G_{\min} = 0.98 * G$
 $Q_{PRC1\max} = 1,06 Q_{PRC1}$
 $Q_{PRC1\min} = 0.96 Q_{PRC1}$

Le tableau suivant récapitule les effets dus aux différentes combinaisons de charges en phase de construction :

X(m)	situation fondamentale				situation accidentelle			
	A1		A2		B1		B2	
	M(x) t.m	V(x) t	M(x) t.m	V(x) t	M(x) t.m	V(x) t	M(x) t.m	V(x) t
0	-41403,46	1652,064	-34927,84	1366,645	-33760,75	1537,641	-27285,14	1252,223
4	-35107,62	1497,355	-29714,39	1241,306	-27938,36	1375,067	-22545,13	1119,018
8,5	-28742,04	1333,465	-24430,15	1108,613	-22143,01	1202,320	-17831,12	977,468
13	-23091,84	1179,269	-19724,95	983,848	-17102,87	1039,279	-13735,96	843,858
17,5	-18115,76	1033,702	-15565,01	866,142	-12776,64	884,8671	-10225,88	717,308
22	-13777,18	895,697	-11920,38	754,624	-9127,74	738,016	-7270,94	596,944
26,5	-10044,67	764,178	-8765,34	648,416	-6124,73	597,640	-4845,39	481,878
31	-6891,50	638,043	-6078,03	546,610	-3740,88	462,660	-2927,40	371,228
35,5	-4295,81	516,217	-3840,56	448,329	-1954,33	331,989	-1499,07	264,102
40	-2240,65	397,633	-2039,05	352,702	-748,09	204,560	-546,49	159,629
44,5	-713,82	281,227	-663,53	258,859	-110,02	79,297	-59,74	56,928
49	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau V.2. Résultats des combinaisons

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le moment max à utiliser pour le dimensionnement de la précontrainte de fléau est « M=-41403,46 tm ».

V.4. Etude de l'encastrement provisoire

L'encastrement provisoire est réalisé par une précontrainte verticale, des câbles provisoires disposés entre le tablier et la pile. Selon SETRA, le nombre de câble de clouage est déterminé par la formule suivante :

$$n = \frac{\left(\frac{M}{e} - \frac{V}{2}\right)}{(1 - \rho) * P_0}$$

Avec :

- M : est la différence entre le moment renversant de la combinaison la plus défavorable et le moment stabilisant « G ».
- e = 3 m (la distance entre axes des deux files de cales d'appui provisoire).
- V : est la différence entre l'effort tranchant de la combinaison la plus défavorable et celui de la charge permanente « G ».
- ρ = 20 % (pourcentage des pertes).
- P₀ = 273.03 t (Cette valeur sera justifiée dans le chapitre VI).

AN : n = 14.16 ⇒ donc on prend 15 câbles de 12T15s.

Après solidarisation des fléaux entre eux, la précontrainte provisoire sera supprimé et remplacé par un appareil d'appui.

V.5. Etude en phase de service

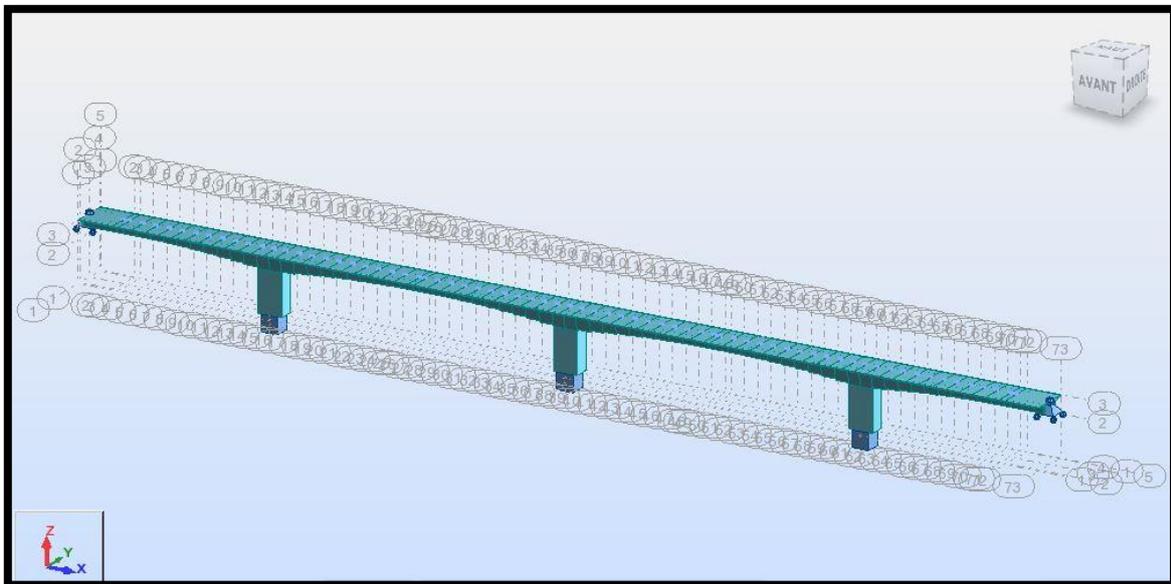
Dans cette phase, on procédera aux calculs en phase de service, c'est-à-dire, lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées. Les calculs seront effectués par le logiciel Robot Structural.

V.5.1 Modélisation

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

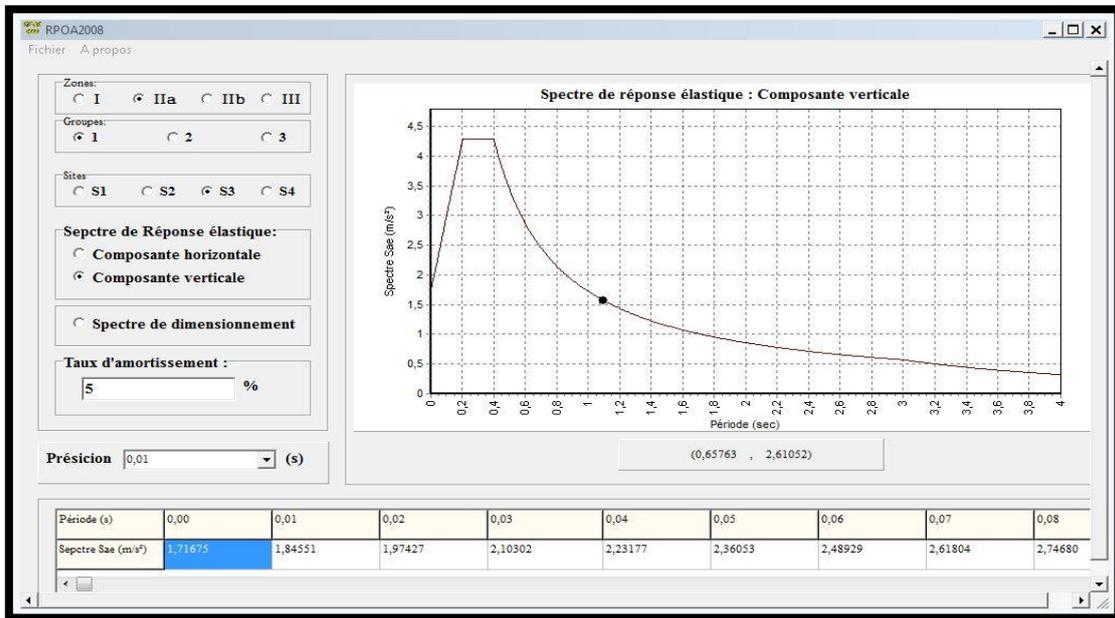
En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure.
- La définition des différentes sections de l'ouvrage.
- La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)
- La définition des conditions d'appuis.
- Le choix de la méthodologie de calcul.
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
- La vérification des résultats.
- Le lancement des calculs.
- L'interprétation des résultats.



FigureV.7. Modélisation du tablier

- **Remarque :** l'effet du séisme est introduit dans le logiciel Robot à l'aide de l'application RPOA2008 (spectre de réponse élastique) en fonction de la zone sismique et de la catégorie de sol.



FigureV.8. Spectre de réponse élastique

La combinaison qui donne les résultats les plus défavorables après l'analyse des autres combinaisons est :

$$1,35 G + 1,35 D240$$

Les résultats obtenus pour les moments fléchissant (en **t.m**) et sont donnés ci-dessous sous forme de diagramme et tableau :

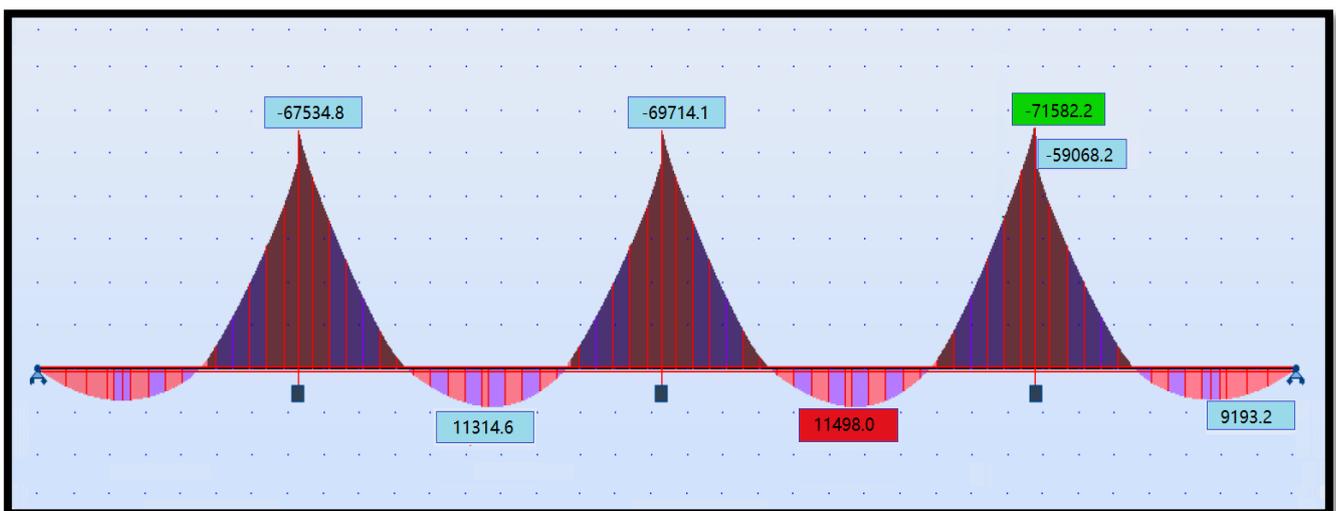


Figure V.9. Diagramme des moments fléchissant

Le tableau suivant détail la variation des moments selon l'abscisse (x)

Travée intermédiaire			Travée de rive		
Voussoir	X[m]	M(x) [t.m]	Voussoir	X[m]	M(x) [t.m]
VSP	0	-69714,147	VSP	0	-59068,218
V1	4	-55845,997	V1	4	-35695,048
V2	8,5	-43268,027	V2	8,5	-25178,038
V3	13	-31740,267	V3	13	-15658,178
V4	17,5	-21213,587	V4	17,5	-7088,598
V5	22	-11633,207	V5	22	-344,798
V6	26,5	-3878,847	V6	26,5	4316,708
V7	31	2369,857	V7	31	6698,188
V8	35,5	5760,097	V8	35,5	8291,388
V9	40	8365,477	V9	40	8518,998
V10	44,5	10203,377	V10	44,5	9193,238
VC	49	11184,927	VSC	49	9042,048
V'10	51	11498,037	VCC	62,5	0
V'9	55,5	11199,447	VSP'	0	-59068,218
V'8	60	9766,517			
V'7	64,5	7155,517			
V'6	69	3428,137			
V'5	73,5	-3246,957			
V'4	78	-11432,177			
V'3	82,5	-21440,607			
V'2	87	-32394,177			
V'1	91,5	-44349,597			
VSP'	96	-57354,537			
FIN VSP'	100	-71582,227			

Tableau V.3. Variation des moments fléchissant (travée intermédiaire et de rive)

CHAPITRE VI Etude de la précontrainte.

La stabilité longitudinale d'un pont construit par encorbellement est assurée par deux familles de câbles : les câbles de fléau et les câbles de continuité.

✚ Câbles de fléau

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

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

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

✚ Câbles de continuité

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

VI.1. Etude de la précontrainte de la console

VI.1.1 Calcul de la précontrainte :

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

$$\sigma_{\text{sup}} = -\frac{|M|V}{I} \quad \text{Contraintes de traction en fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{|M|V'}{I} \quad \text{Contraintes de compression en fibre inférieure}$$

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 :

$$\sigma_{\text{p sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} \quad \text{Contraintes de compression en fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{p inf}} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} \quad \text{Contraintes de traction en fibre inférieure}$$

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 :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M|V}{I} \quad \text{En fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} + \frac{|M|V'}{I} \quad \text{En fibre inférieure}$$

En respectant les contraintes admissibles c.à.d. pour reprendre entièrement la traction sans toutefois que les contraintes de compression ne soient dépassées ; on aura :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M|V}{I} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

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

Les ponts construits par encorbellement successifs sont justifiées en classe 1, donc aucune traction n'est admise dans le béton ($\bar{\sigma}_{bt} = 0$), ainsi on aura :

$$P = \frac{\frac{MV}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}}$$

Avec :

P : La force de précontrainte.

v : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.

v' : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.

I : Le moment d'inertie longitudinal de la section.

e : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.

M : moment maximal dû aux poids propre et surcharge.

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

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression.

$\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte admissible de traction.

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

Chaque voussoir **V_i** doit supporter son poids propre ainsi que le poids propre du voussoir **V_{i+1}**, avec l'équipage mobile et les surcharges du chantier et du vent.

Pour calculer l'effort « **P** », on doit fixer le « **e** ».

VI.1.2 Détermination du nombre de câbles de fléau

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{0.75 P_0}$$

➤ En estimant les pertes à 25%

➤ P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12T15 s peut créer.

➤ F_{prg} = 1860MPa pour un câble de 12T15 s.

➤ F_{peg} =1660 MPa pour un câble de 12T15 s.

➤ Section de 12T15s =1800 mm²

➤ La tension d'origine :

$$\sigma_{po} = \text{Min} (0.8F_{prg}, 0.9 F_{peg}) = \text{Min} (1488;1494) \Rightarrow \sigma_{po}=1488 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{po} = \frac{P_0}{S} \Rightarrow P_0 = \sigma_{po} * S$$

$$P_0=1488 * 1800 * 10^{-3} = 2678.4 \text{ KN} \Rightarrow P_0= 273.03t$$

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 pour caractéristiques géométriques :

➤ Section: **S = 14.80m²**.

➤ Moment d'inertie: **I = 79.293m⁴**.

- Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : **V = 2,731m.**
- **e = V- d**, On prend l'enrobage **d = 0.20 m** ⇒ **e = 2.731 - 0.20 = 2.531 m.**
- Grace à la symétrie des deux fléaux ; on peut calculer le nombre de câbles pour l'un des deux, celui de gauche ou de droite.

Le moment à l'encastrement est : **M=-41403,46 t.m** (calculée précédemment)

$$\Rightarrow P = \frac{\frac{MV}{I}}{\frac{1}{s} + \frac{eV}{I}} = 9114,113 \text{ t}$$

On trouve $N \geq \frac{9114,113}{0.75 * 273.03} = 44.50$

Donc le nombre de câbles retenu est : **N = 46** câbles de **12T15s** qui seront répartis par **23** câbles dans chaque gousset (car le nombre de câbles doit être entier et paire étant donné qu'on a deux âmes).

Alors la précontrainte qui correspond à **N=46** câbles est : **P_{réelle} = N*0.75*P₀ = 46*0.75* 273.03**
 ⇒ **P = 9419,535 t**

VI.1.3 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 ; on doit arrêter la moitié du nombre de câbles dans chaque âme.

Le tableau suivant définit le nombre des câbles arrêtés au niveau de chaque voussoir :

X [m]	M [t.m]	I _y (x) [m ⁴]	S(x) [m ²]	V[m]	e ₀ [m]	P [t]	P ₀ [t]	N _{calculé}	N _{choisi}	P _{réelle} [t]
0	41403,4579	79,293	14,8	2,731	2,531	9215,543	273,03	45,00	46	9419,535
4	35107,6253	79,293	14,8	2,731	2,531	7814,223	273,03	38,16	46	8190,9
8,5	28742,0399	78,237	13,837	2,422	2,222	6307,903	273,03	30,80	40	6552,72
13	23091,8493	75,119	12,975	2,145	1,945	4972,323	273,03	24,28	34	5324,085
17,5	18115,7639	70,09	12,215	1,109	0,909	2978,070	273,03	14,54	28	4095,45
22	13777,1840	63,392	11,556	1,69	1,49	2909,071	273,03	14,20	22	3276,36
26,5	10044,6701	55,379	10,999	1,511	1,311	2163,320	273,03	10,56	16	2457,27
31	6891,50964	46,447	10,543	1,364	1,164	1568,453	273,03	7,65	10	1638,18
35,5	4295,8199	37,081	10,188	1,25	1,05	1084,326	273,03	5,29	6	1228,635
40	2240,654	27,806	9,935	1,169	0,969	666,2314	273,03	3,25	4	819,09
44,5	713,8204	19,166	9,783	1,12	0,92	267,4278	273,03	1,30	2	409,545
49	0	11,691	9,732	1,104	0,904	0	273,03	0	0	0

Tableau VI.1. Nombre des câbles de fléau

Après la détermination du nombre des câbles utiles par voussoir pour un demi-fléau, on doit trouver le nombre des câbles arrêtés :

N° de voussoir	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10
nombre de câbles	46	40	34	28	22	16	10	6	4	2
N ^{br} de câbles arrêté/ voussoir	6	6	6	6	6	6	4	2	2	2
N ^{br} de câbles arrêté / âme	3	3	3	3	3	3	2	1	1	1

Tableau VI.2. Nombre des câbles par voussoir

VI.1.4 Espacement des armatures de la précontrainte

Pour permettre une mise en place correcte du béton et éviter une interaction d'un paquet de gaines sur un autre paquet lors de la mise en tension, on devra respecter certaines exigences du règlement BPEL.

Le schéma ci-dessous présente la disposition adéquate des câbles de précontrainte pour un gousset du voussoir sur pile:

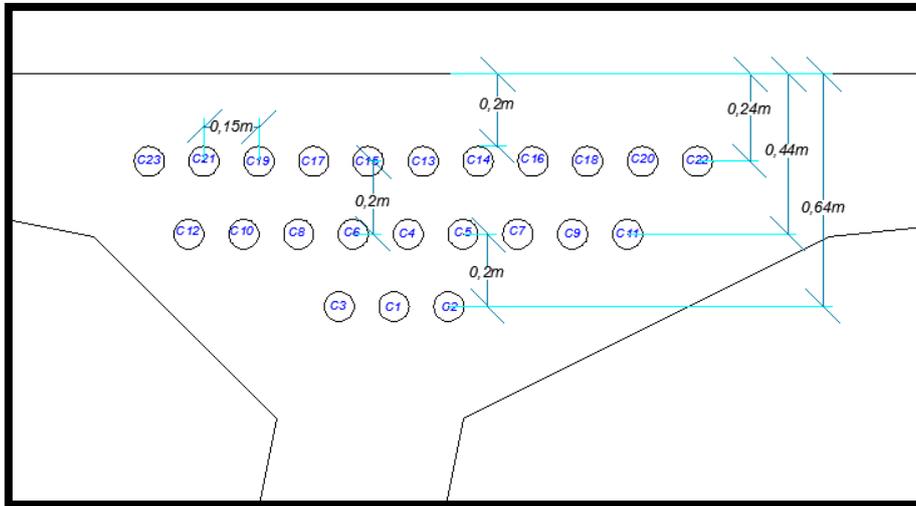


Figure VI.1 Disposition des câbles de précontrainte de fléau

VI.1.5 Le Tracé des câbles

Les câbles de fléau sont destinés à reprendre les moments négatifs pendant la construction de la console et à rendre chaque voussoir solidaire de la partie du tablier déjà exécutée, ils accrochent tous les voussoirs d'un fléau et ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale.

Pour les arrêter, il faut les descendre légèrement dans les âmes d'une manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant, ils sont disposés plus près de l'âme pour faciliter leur descente. Il est avantageux d'utiliser des unités de précontrainte assez fortes pour limiter leur nombre, toutefois le nombre des câbles doit être égal dans chaque âme.

VI.1.6 Etude du tracé des câbles

Pour descendre dans l'axe des âmes, la plupart des câbles de fléau doivent subir des déviations (en plan et en élévation). Le principe à respecter est de ne pas dévier un câble simultanément dans deux plans différents.

a) Etude de tracé en élévation

Le câble en élévation suit une ligne droite jusqu'au début du voussoir où il emprunte une courbe en forme de parabole jusqu'à son ancrage d'équation :

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

d_0 : distance du câble filant à la face supérieure du voussoir.
 d_1 : distance du point d'ancrage à la face supérieure du voussoir.
 L : longueur sur laquelle s'effectue la courbure.
 $L=4.5m$ pour voussoir courant et $L= 4m$ pour 1/2voussoir sur pile.

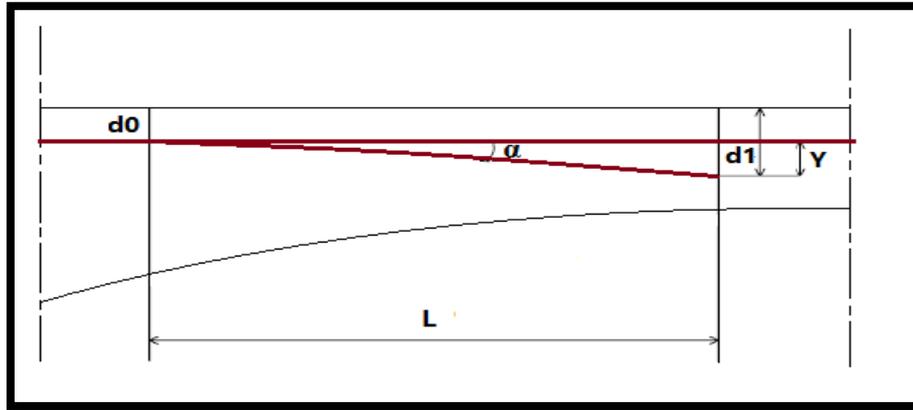


Figure VI.2 Câblage du voussoir en élévation

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

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

R_{\min} : Rayon minimal pour les câbles 12T15s = 3m.

La déviation verticale d'un câble α_n est :

$$\operatorname{tg} \alpha_n = \frac{d(y(x))}{dx} = 2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{l^2}$$

$$\Rightarrow \alpha_n = \operatorname{Arctg}(2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{l^2})$$

❖ Exemple de calcul : (câble N° 1)

Le câble n° 1 s'ancrera dans V_1 à une distance de 0,5m au-dessous du CDG de la section.

$$R_c = \frac{4.5^2}{2(2.922 - 0.64)} \quad \left\{ \begin{array}{l} X=4.5 \\ V=2.422 \\ d_0=0.64 \\ d_1=V+0.5=2.922 \Rightarrow Y=d_1-d_0=2.282m \end{array} \right.$$

$R = 4.44 \text{ m} > 3 \text{ m}$ (vérifier).

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2Y}{l} = \frac{2 \cdot 2.591}{4.5} = 1.014 \Rightarrow \alpha = 0.792 \text{ rad}$$

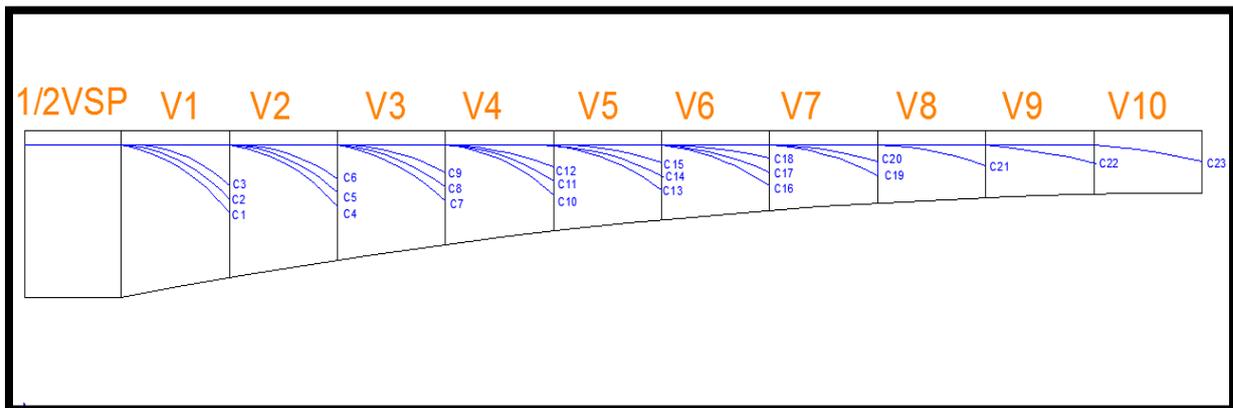
➤ Alors l'équation de la courbe du câble N°1 est la suivante :

$$y(x) = 0.64 + 0.1127 x^2$$

❖ Le reste du calcul pour les autres câbles est mentionné dans le tableau suivant :

Voussoir	Câble	X(m)	V(m)	d0(m)	d1(m)	Y(m)	R(m)	tgα	α	
									(rad)	(degré)
V1	C1	4,5	2,422	0,64	2,922	2,282	4,437	1,014	0,792	45,40
	C2	4,5	2,422	0,64	2,422	1,782	5,682	0,792	0,669	38,38
	C3	4,5	2,422	0,64	1,922	1,282	7,898	0,569	0,517	29,67
V2	C4	4,5	2,145	0,44	2,645	2,205	4,592	0,98	0,775	44,42
	C5	4,5	2,145	0,44	2,145	1,705	5,938	0,757	0,648	37,15
	C6	4,5	2,145	0,44	1,645	1,205	8,402	0,535	0,491	28,17
V3	C7	4,5	1,901	0,44	2,401	1,961	5,163	0,871	0,716	41,07
	C8	4,5	1,901	0,44	1,901	1,461	6,930	0,649	0,575	33,00
	C9	4,5	1,901	0,44	1,401	0,961	10,536	0,427	0,403	23,13
V4	C10	4,5	1,69	0,44	2,19	1,75	5,786	0,777	0,661	37,87
	C11	4,5	1,69	0,44	1,69	1,25	8,100	0,555	0,507	29,05
	C12	4,5	1,69	0,44	1,19	0,75	13,500	0,333	0,321	18,43
V5	C13	4,5	1,511	0,24	2,011	1,771	5,718	0,787	0,666	38,21
	C14	4,5	1,511	0,24	1,511	1,271	7,967	0,564	0,514	29,46
	C15	4,5	1,511	0,24	1,011	0,771	13,132	0,342	0,330	18,91
V6	C16	4,5	1,364	0,24	1,864	1,624	6,234	0,721	0,625	35,82
	C17	4,5	1,364	0,24	1,364	1,124	9,008	0,499	0,463	26,54
	C18	4,5	1,364	0,24	0,864	0,624	16,225	0,277	0,270	15,50
V7	C19	4,5	1,25	0,24	1,5	1,26	8,035	0,560	0,510	29,25
	C20	4,5	1,25	0,24	1	0,76	13,322	0,338	0,326	18,66
V8	C21	4,5	1,169	0,24	1,169	0,929	10,899	0,413	0,392	22,44
V9	C22	4,5	1,2	0,24	1,2	0,96	10,546	0,427	0,403	23,11
V10	C23	4,5	1,104	0,24	1,104	0,864	11,719	0,384	0,367	21,01

Tableau VI .3. Tracé en élévation des câbles de fléau

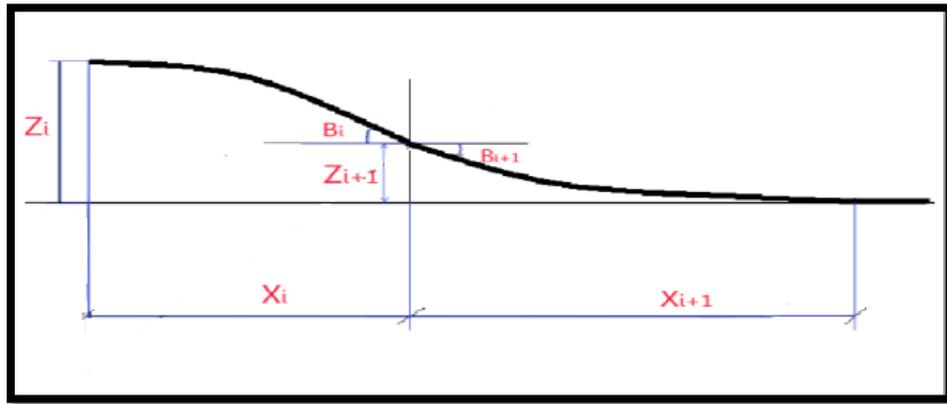


FigureVI.3. Tracé en élévation des câbles de fléau

b) Etude du tracé des câbles en plan

Le tracé en plan des câbles suit une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage, mais avec une variation très lente car le câble subit en même temps deux courbures; en plan et en élévation, ce qui pose beaucoup de problème au niveau de l'exécution.

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



FigureVI.4. Tracé d'un câble en plan

Le tracé suit une équation parabolique de la forme :

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

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

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

Le rayon de courbure :

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

L'inclinaison :

$$\tan(\beta_i) = \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{X_i} \quad \text{et} \quad \tan(\beta_{i+1}) = \frac{2(Z_{i+1})}{X_{i+1}}$$

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.

Le tracé des câbles C1, C4 et C13 est confondue avec l'axe de l'ancrage, leurs tracés en plan sont rectilignes.

Exemple de calcul pour le câble « C2 »

$$Z_i = 0,15 \text{ m}$$

$$Z_{i+1} = \frac{0,15}{2} = 0,075 \text{ m}$$

➤ Equation de la courbe :

$$Z(x) = 0,15 + (0,15 - 0,075) \left(\frac{x}{4,5}\right)^2 = 0,15 + 0,0037x^2$$

➤ Le rayon de la courbure :

$$R_i = \frac{2,25^2}{2(0,15 - 0,075)} = 33,75 \text{ m} = R_{i+1}$$

➤ L'inclinaison dans la section intermédiaire :

$$\tan(\beta_i) = \frac{2(0,15 - 0,075)}{2,25} = 0,067 \rightarrow \beta_i = 0,066 \text{ rad} = \beta_{i+1}$$

❖ Le reste du calcul pour les autres câbles est mentionné dans le tableau suivant :

Voussoir	Câble	L (m)	Xi=Xi+1 (m)	Zi (m)	Zi+1 (m)	Ri=Ri+1 (m)	$\beta_i=\beta_{i+1}$	
							(rad)	Degré
V1	C1	4,5	2,25	0	0	∞	0	0,00
	C2	4,5	2,25	0,15	0,075	33,75	0,066	3,81
	C3	4,5	2,25	-0,15	-0,075	-33,75	-0,066	-3,81
V2	C4	4,5	2,25	0	0	∞	0	0,00
	C5	4,5	2,25	0,15	0,075	33,75	0,066	3,81
	C6	4,5	2,25	-0,15	-0,075	-33,75	-0,066	-3,81
V3	C7	4,5	2,25	0,3	0,15	16,875	0,132	7,59
	C8	4,5	2,25	-0,3	-0,15	-16,875	-0,132	-7,59
	C9	4,5	2,25	0,45	0,225	11,25	0,197	11,31
V4	C10	4,5	2,25	-0,45	-0,225	-11,25	-0,197	-11,31
	C11	4,5	2,25	0,6	0,3	8,4375	0,260	14,93
	C12	4,5	2,25	-0,6	-0,3	-8,4375	-0,260	-14,93
V5	C13	4,5	2,25	0	0	∞	0	0,00
	C14	4,5	2,25	0,15	0,075	33,75	0,066	3,81
	C15	4,5	2,25	-0,15	-0,075	-33,75	-0,066	-3,81
V6	C16	4,5	2,25	0,3	0,15	16,875	0,132	7,59
	C17	4,5	2,25	-0,3	-0,15	-16,875	-0,132	-7,59
	C18	4,5	2,25	0,45	0,225	11,25	0,197	11,31
V7	C19	4,5	2,25	-0,45	-0,225	-11,25	-0,197	-11,31
	C20	4,5	2,25	0,6	0,3	8,4375	0,260	14,93
V8	C21	4,5	2,25	-0,6	-0,3	-8,4375	-0,260	-14,93
V9	C22	4,5	2,25	0,75	0,375	6,75	0,321	18,43
V10	C23	4,5	2,25	-0,75	-0,375	-6,75	-0,321	-18,43

Tableau VI.4. Paramètres du tracé en plan des câbles

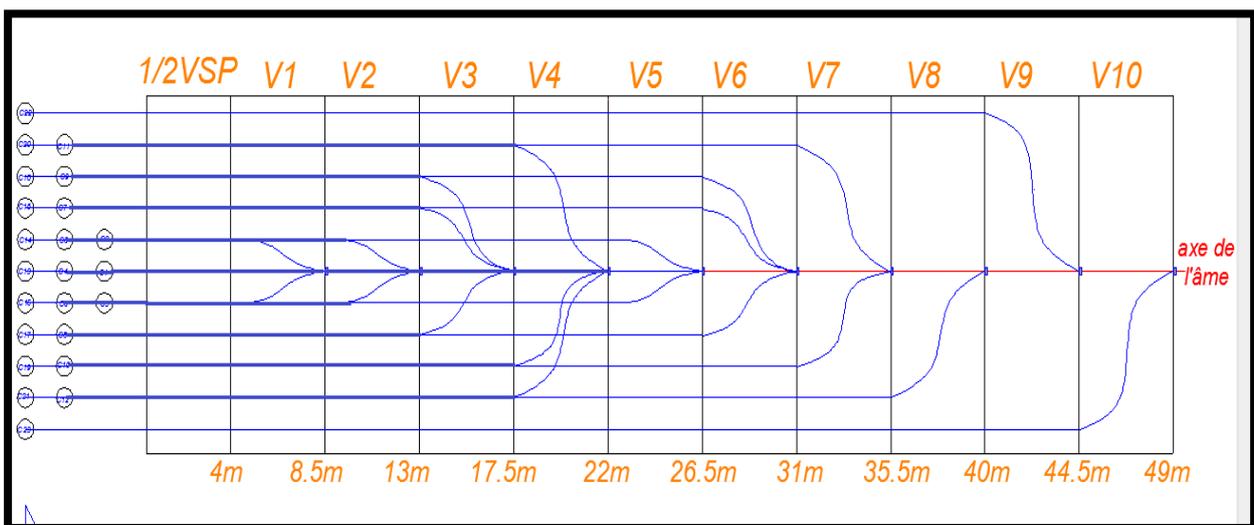


Figure VI.5 Tracé des câbles de fléau en plan

VI.2. Calcul des pertes de tension de précontrainte

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

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

Les effets différés qui sont à l'origine de ces pertes sont le fluage et le retrait du béton et la relaxation des aciers de précontraintes.

Quant au mode de précontrainte par post-tension, le frottement de l'acier de précontrainte sur sa gaine lors de la mise en tension produit une perte instantanée. Par ailleurs, le relâchement des câbles introduit une perte de tension instantanée à l'ancrage.

VI.2.1 Pertes de tension instantanée

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

- Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine.
- Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages.
- Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

a) Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

La tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donnée d'abscisse « x », sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{-(f\alpha + \Phi x)}$$

- $\sigma_{p0} = 1488 \text{ Mpa}$: la tension à l'origine;
- e : la base des logarithmes népériens ;
- $f \text{ (rd}^{-1}\text{)} = 0,2$: coefficient de frottement en courbe;
- $\alpha \text{ (Rad)}$: somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance;
- $\Phi \text{ (m}^{-1}\text{)} = 0,003$: coefficient de frottement en ligne;
- $x \text{ (m)}$: la distance de la section considérée.

La perte de tension par frottement est estimée par la formule:

$$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x) = \sigma_{p0} \cdot (1 - e^{-(f\alpha + \Phi x)})$$

Donc on aura :

$$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x) = 1488 \cdot (1 - e^{-(0,2\alpha + 0,003x)})$$

✚ Exemple de calcul :

Câble N°1 : $\Delta\sigma_{\text{frot}}(8.5) = 1488 \cdot (1 - e^{-(0,2 \cdot 0.792 + 0,003 \cdot 8.5)}) = 250.069 \text{ MPa}$.

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

Voussoir	Câble	x(m)	α (rad) plan	α (rad) élévation ⁴	α (rad)	$\Delta\sigma_{\text{frot}}$ (MPa)
V1	C1	8,5	0,000	0,792	0,792	250,069
	C2	8,5	0,067	0,670	0,736	236,115
	C3	8,5	0,067	0,518	0,584	197,488
V2	C4	13	0,000	0,775	0,775	262,470
	C5	13	0,067	0,648	0,715	247,608
	C6	13	0,067	0,492	0,558	208,100
V3	C7	17,5	0,133	0,717	0,849	296,697
	C8	17,5	0,133	0,576	0,708	262,632
	C9	17,5	0,197	0,404	0,601	236,025
V4	C10	22	0,197	0,661	0,858	314,788
	C11	22	0,261	0,507	0,768	293,303
	C12	22	0,261	0,322	0,582	248,185
V5	C13	26,5	0,000	0,667	0,667	285,303
	C14	26,5	0,067	0,514	0,581	264,423
	C15	26,5	0,067	0,330	0,397	218,537
V6	C16	31	0,133	0,625	0,758	322,810
	C17	31	0,133	0,463	0,596	284,464
	C18	31	0,197	0,271	0,468	253,277
V7	C19	35,5	0,197	0,510	0,708	326,914
	C20	35,5	0,261	0,326	0,586	298,345
V8	C21	40	0,261	0,392	0,652	329,647
V9	C22	44,5	0,322	0,403	0,725	361,713
V10	C23	49	0,322	0,367	0,688	368,642
$\Sigma \Delta\sigma_{p0}$ (MPa)						6367.553

Tableau VI.5. Pertes dues au frottement

La somme des pertes dus aux frottements est :

$$\Sigma \Delta\sigma_{\text{frot}}(x) = 6367.553 \text{ MPA.}$$

b) Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages (Recul d'encrage)

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « λ » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

La longueur « λ » est donnée par la relation suivante :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_{p0} k}} \quad \left\{ \begin{array}{l} \lambda < x \text{ les pertes existent.} \\ \lambda > x \text{ les pertes sont nul} \end{array} \right. \quad \text{Tel que : } k = \frac{\alpha f}{l} + \Phi$$

Avec :

- λ : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
- σ_{p0} : contrainte initiale.
- g : l'intensité du recul d'ancrage. $g = 6\text{mm}$.
- E_p : module d'élasticité des aciers = 190000 MPA (selon B.P.E.L.91)

La perte de tension due au relâchement des câbles est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = 2. \lambda .k$$

Les pertes dues au recul d'ancrage de chaque câble sont résumées dans le tableau suivant:

Voussoir	Câble	x(m)	α (rad)	K	λ (m)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)
V1	C1	8,5	0,792	0,022	5,949	0,258
	C2	8,5	0,736	0,020	6,139	0,250
	C3	8,5	0,584	0,017	6,763	0,227
V2	C4	13	0,775	0,015	7,164	0,214
	C5	13	0,715	0,014	7,397	0,207
	C6	13	0,558	0,012	8,131	0,188
V3	C7	17,5	0,849	0,013	7,765	0,197
	C8	17,5	0,708	0,011	8,309	0,184
	C9	17,5	0,601	0,010	8,811	0,174
V4	C10	22	0,858	0,011	8,421	0,182
	C11	22	0,768	0,010	8,762	0,175
	C12	22	0,582	0,008	9,611	0,159
V5	C13	26,5	0,667	0,008	9,766	0,157
	C14	26,5	0,581	0,007	10,187	0,150
	C15	26,5	0,397	0,006	11,306	0,136
V6	C16	31	0,758	0,008	9,855	0,155
	C17	31	0,596	0,007	10,580	0,145
	C18	31	0,468	0,006	11,282	0,136
V7	C19	35,5	0,708	0,007	10,471	0,146
	C20	35,5	0,586	0,006	11,025	0,139
V8	C21	40	0,652	0,006	11,062	0,139
V9	C22	44,5	0,725	0,006	11,064	0,138
V10	C23	49	0,688	0,006	11,483	0,133
$\Sigma \Delta\sigma_r$ (MPa)						3,989

Tableau VI.6. Pertes dues au recul d'ancrage

La somme des pertes dus au recul d'ancrage est :

$$\Sigma \Delta\sigma_r = 3.989 \text{ MPA.}$$

c) Pertes dues au raccourcissement élastique du béton

Pertes résultantes des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures précontraintes, 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 de la poutre et du premier câble, de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

Pour le calcul de ces pertes, les règles du béton précontraint aux états limites (B.P.E.L)

proposent la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{\text{racc}(x)} = \frac{1}{2} \sigma_{b(x)} \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec :

- E_P : module d'élasticité des armatures = 190 000 MPa;
- E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton au jour « j » ;

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 35\,981,73 \text{ MPA} \quad (\text{à 28 jours})$$

$$\sigma_{b(x)} : \text{contrainte normale du béton} : \quad \sigma_{b(x)} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{|M| \cdot e}{I}$$

Avec :

- P : Effort de précontrainte.
- $e(x)$: excentricité du câble de précontrainte.
- M : Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.

Les pertes dues au raccourcissement élastique du béton sont résumées dans le tableau suivant:

Voussoir	M (MN.m)	I _y (m ⁴)	S (m ²)	V(m)	e(m)	P (t)	P (MN)	σ _{b(x)} (MPa)	Δσ _{p(x)} (MPa)
V1	344,406	79,293	14,8	2,731	2,531	9419,535	92,406	2,716	7,170
V2	281,959	78,237	13,837	2,422	2,222	8190,9	80,353	2,870	7,577
V3	226,531	75,119	12,975	2,145	1,945	6962,265	68,300	2,838	7,493
V4	177,716	70,09	12,215	1,109	0,909	5733,63	56,247	2,963	7,823
V5	135,154	63,392	11,556	1,69	1,49	4504,995	44,194	2,195	5,796
V6	98,538	55,379	10,999	1,511	1,311	3276,36	32,141	1,587	4,190
V7	67,606	46,447	10,543	1,364	1,164	2047,725	20,088	0,797	2,105
V8	42,142	37,081	10,188	1,25	1,05	1228,635	12,053	0,348	0,919
V9	21,981	27,806	9,935	1,169	0,969	819,09	8,035	0,314	0,829
V10	7,003	19,166	9,783	1,12	0,92	409,545	4,018	0,252	0,665
Σ Δσ_{p(x)} (MPa)									44,568

Tableau VI.7. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton

La somme des pertes dues au raccourcissement élastique du béton est :

$$\Sigma \Delta \sigma_{\text{racc}} (x) = 44.568 \text{ MPA.}$$

✚ La somme des pertes instantanée est égale à :

$$\Delta \sigma_{\text{inst}} = \Delta \sigma_{\text{frot}} + \Delta \sigma_{\text{r}} + \Delta \sigma_{\text{racc}} \Rightarrow \Delta \sigma_{\text{inst}} = 6367.553 + 3.989 + 44.568$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_{\text{inst}} = 6416.11 \text{ MPA.}$$

VI.2.2 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 les calculs de l'ouvrage.

a) Pertes dus au retrait du béton

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

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

$$\Delta \sigma_{\text{rt}} = \epsilon_r \cdot E_p$$

- ϵ_r : étant le retrait total du béton, vaut en climat humide $2 \cdot 10^{-4}$ (BPEL).
- E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte ($E_p = 190000 \text{ MN/mm}^2$ pour les torons).

Alors : $\Delta\sigma_{rt} = 190000 \times 2.10^{-4} = 38 \text{ MPA}$.

b) Pertes dus au fluage du béton

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton, dans le cas général, sous l'effet des contraintes de compression. Selon le BPEL la perte finale de tension due au fluage est définie par :

$$\Delta\sigma_{flu} = \frac{E_{ij}}{E_p} (\sigma_b + \sigma_{max})$$

- Où :
- E_p : Module d'élasticité de l'acier.
 - E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge j jours.
 - σ_{max} et σ_b sont respectivement la contrainte maximale et la contrainte finale supportées par le béton dans la section considérée, au niveau de centre de gravité des armatures de précontrainte.

Comme $\sigma_{max} \leq 1,5 \sigma_b$ et, nous avons : $\Delta\sigma_{flu} = 2,5 \cdot \sigma_b \frac{E_p}{E_{ij}}$

- Avec :
- $\sigma_{b(x)}$: contrainte normale du béton : $\sigma_{b(x)} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{|M| \cdot e}{I}$
 - P : Effort de précontrainte.
 - $e(x)$: excentricité du câble de précontrainte.
 - M : Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.

Les valeurs des pertes par fluage sont données dans le tableau suivant :

Voussoir	M (MN.m)	Iy (m ⁴)	S (m ²)	V(m)	e(m)	P (t)	P (MN)	$\sigma_b(x)$ (MPA)	$\Delta\sigma_{flu}(x)$ (MPA)
V1	344,406	79,293	14,800	2,731	2,531	9419,535	92,406	2,716	35,850
V2	281,959	78,237	13,837	2,422	2,222	8190,900	80,353	2,870	37,887
V3	226,531	75,119	12,975	2,145	1,945	6962,265	68,300	2,838	37,467
V4	177,716	70,090	12,215	1,109	0,909	5733,630	56,247	2,963	39,115
V5	135,154	63,392	11,556	1,690	1,490	4504,995	44,194	2,195	28,981
V6	98,538	55,379	10,999	1,511	1,311	3276,360	32,141	1,587	20,950
V7	67,606	46,447	10,543	1,364	1,164	2047,725	20,088	0,797	10,523
V8	42,142	37,081	10,188	1,250	1,050	1228,635	12,053	0,348	4,595
V9	21,981	27,806	9,935	1,169	0,969	819,090	8,035	0,314	4,147
V10	7,003	19,166	9,783	1,120	0,920	409,545	4,018	0,252	3,326
$\Sigma \Delta\sigma_{flu}(x)$ (MPA)									222,841

Tableau VI.8. Pertes de tension dues au fluage du béton

La somme des pertes dues au fluage du béton est :

$$\Sigma \Delta\sigma_{flu}(x) = 222,841 \text{ MPA}$$

c) Pertes dues à la relaxation des aciers de précontrainte

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 et de son traitement et l'on distingue des aciers à la relaxation normale (RN) et à très basse relaxation (TBR).

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en % (ρ_{1000})

Pour notre cas on utilise des aciers à très basse relaxation (TBR) avec : $\rho_{1000} = 2.5\%$
 Pour le calcul des pertes par la relaxation des aciers, le BPEL propose la formule suivante :

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

Avec :

- σ_{pi} : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x : $\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$
- μ_0 : coefficient pris égal à 0,43 pour les aciers TBR.
- σ_{p0} : tension à l'origine ; $\sigma_{p0} = 1488$ MPA.
- ρ_{1000} : valeur garantie de la relaxation à 1000h = 2.5%
- f_{prg} : contrainte limite de rupture garantie = 1860 MP.

Les pertes dues à la relaxation de chaque câble sont résumées dans le tableau suivant :

Voussoir	Câble	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPA)	σ_{pi} (MPA)	$\Delta\sigma_{rlx}$ (MPA)
V1	C1	257,497	1230,503	42,740
	C2	243,534	1244,466	44,627
	C3	204,884	1283,116	50,012
V2	C4	270,261	1217,739	41,044
	C5	255,393	1232,607	43,023
	C6	215,866	1272,134	48,457
V3	C7	304,388	1183,612	36,636
	C8	270,310	1217,690	41,037
	C9	243,692	1244,308	44,605
V4	C10	322,793	1165,207	34,337
	C11	301,301	1186,699	37,027
	C12	256,167	1231,833	42,919
V5	C13	291,256	1196,744	38,310
	C14	270,369	1217,631	41,029
	C15	224,469	1263,531	47,253
V6	C16	327,156	1160,844	33,800
	C17	288,798	1199,202	38,626
	C18	257,602	1230,398	42,726
V7	C19	329,164	1158,836	33,553
	C20	300,588	1187,412	37,117
V8	C21	330,705	1157,295	33,365
V9	C22	362,681	1125,319	29,541
V10	C23	369,441	1118,559	28,754
$\Sigma \Delta\sigma_{rlx}$ (MPA)				910.539

Tableau VI.9. Pertes de tension dues à la relaxation de l'acier

La somme des pertes dues à la relaxation des aciers est : $\Sigma \Delta\sigma_{rlx} = 910.539$ MPA.

Pertes différées totales

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

$$\Delta\sigma_{dif} = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{flu} + 5/6 \Delta\sigma_{rlx}$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{dif} = 38 + 222,841 + (5/6) \cdot 910.539$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{dif} = 1019.62 \text{ MPA}$$

VI.2.3 Calcul des pertes totales

Les pertes totales données par : $\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{diff}$

$$\Delta\sigma_{tot} = 6416.11 + 1019.62 = 7435.73 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \quad \Delta\sigma_{tot} = 7435.73 \text{ MPA}$$

Donc on a un pourcentage de perte égal à :

$$\Delta\sigma_{tot} \% = \frac{7435.73 * 2}{1488 * 46} * 100 = 21.73 \%$$

- On remarque que les pertes de tension sont inférieures à 25% qu'on a supposés lors des calculs, donc les câbles reprennent largement les charges considérées.

Donc, on maintient le nombre de câbles précédent à savoir **46** câbles de **12T15s**.

VI.2.4 Vérification des contraintes

Cette étape a pour but la vérification de l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

En phase de construction, on doit vérifier que :

Avec :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M|V}{I} \geq \overline{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} + \frac{|M|V'}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

- σ_{sup} : Contrainte créée dans la section de la fibre supérieure
- σ_{inf} : Contrainte créée dans la section de la fibre inférieure.
- **P** : Effort de précontrainte.
- **S** : Section transversale du voussoir.
- **M** : Moment généré par application des charges.
- **V** : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.
- **V'** : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure.
- $\overline{\sigma}_{bt}$: Contrainte admissible de traction.
- $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression.

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 21 \text{ MPa}$ et $\overline{\sigma}_{bt} = 0 \text{ MPa}$ (car on est en classe I).

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

Les résultats des vérifications sont mentionnés dans le tableau suivant :

Vouss-oir	X [m]	M (MN.m)	Iy(x) [m ⁴]	S(x) [m ²]	V [m]	V' [m]	e ₀ (x) [m]	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Observation
1/2VSP	4	406,167	79,293	14,8	2,731	3,269	2,531	92,405	0,310	13,347	Vérifiée
V1	8,5	344,406	78,237	13,837	2,422	3,008	2,222	92,406	2,373	12,025	Vérifiée
V2	13	281,959	75,119	12,975	2,145	2,775	1,945	80,353	2,604	10,835	Vérifiée
V3	17,5	226,531	70,090	12,215	1,109	2,569	0,909	68,300	2,990	11,619	Vérifiée
V4	22	177,716	63,392	11,556	1,690	2,390	1,490	56,247	2,364	8,408	Vérifiée
V5	26,5	135,154	55,379	10,999	1,511	2,239	1,311	44,194	1,911	7,140	Vérifiée
V6	31	98,538	46,447	10,543	1,364	2,116	1,164	32,141	1,253	5,833	Vérifiée
V7	35,5	67,606	37,081	10,188	1,250	2,020	1,050	20,088	0,404	4,506	Vérifiée
V8	40	42,142	27,806	9,935	1,169	1,951	0,969	12,053	-0,068	3,351	Vérifiée
V9	44,5	21,981	19,166	9,783	1,120	1,910	0,920	8,035	-0,031	2,275	Vérifiée
V10	49	7,003	11,691	9,732	1,104	1,896	0,904	4,018	0,095	0,959	Vérifiée

Tableau VI.10. Vérification des contraintes de demi-fléau

• **Remarque**

On remarque, d'après le tableau précédent que les contraintes trouvées à la fibre inférieure sont inférieures à la contrainte admissible de compression, et les contraintes de la fibre supérieure sont supérieures à la contrainte admissible de traction, sauf pour les sections 8 et 9 qui subissent une légère traction qui va être compensés par les armatures passives, alors notre ouvrage travaille en sécurité durant la phase de réalisation.

VI.3. Etude de la précontrainte de continuité

La phase de construction du fléau étant achevée, on passe à celle qui consiste à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité. D'une façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Une fois l'ouvrage achevé, le schéma statique final est devenu un système hyperstatique, La précontrainte ne devra pas être surdimensionnée, car en absence des surcharges nous risquons d'obtenir des moments négatifs à mi- travée.

Les moments positifs à mi- travée et en rive résultant des combinaisons d'action de la phase de service sont utilisés pour dimensionner les câbles de continuité. Les combinaisons d'action prises et les diagrammes correspondants sont détaillés dans le chapitre précédent.

VI.3.1 Détermination de l'effort de précontrainte et du nombre de câbles

Pour la détermination de l'effort de précontrainte et du nombre de câbles de continuités, on procèdera de la même façon que pour le calcul de la précontrainte du fléau :

$$P = \frac{\frac{MV'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{|e|V'}{I}} \Rightarrow N \geq \frac{P}{0.75 P_0}$$

a) *Travée intermédiaire*

Les résultats de calcul pour la travée intermédiaire sont résumés dans le tableau suivant :

X [m]	M [t.m]	I _y (x) [m ⁴]	S(x) [m ²]	V' [m]	e ₀ [m]	P [t]	P ₀ [t]	N _{calculé}	N _{choisi}	P _{réelle} [t]
31,0	2369,857	46,447	10,543	2,116	1,916	592,763	273,03	2,895	4	819,090
35,5	5760,097	37,081	10,188	2,020	1,820	1590,388	273,03	7,767	8	1638,180
40,0	8365,477	27,806	9,935	1,951	1,751	2626,076	273,03	12,824	14	2866,815
44,5	10203,377	19,166	9,783	1,910	1,710	3729,695	273,03	18,214	26	5324,085
49,0	11184,927	11,691	9,732	1,896	1,696	4801,234	273,03	23,447	26	5324,085
51,0	11498,037	11,691	9,732	1,896	1,696	4935,639	273,03	24,103	26	5324,085
55,5	11199,447	19,166	9,783	1,910	1,710	4093,794	273,03	19,992	20	4095,450
60,0	9766,517	27,806	9,935	1,951	1,751	3065,888	273,03	14,972	16	3276,360
64,5	7155,517	37,081	10,188	2,020	1,820	1975,669	273,03	9,648	10	2047,725
69,0	3428,137	46,447	10,543	2,116	1,916	857,466	273,03	4,187	6	1228,635

Tableau VI.11. Câbles de continuités de la travée intermédiaire

Le tableau suivant détail le nombre de câbles dans chaque voussoir pour la travée centrale :

N° de voussoir	V (1,2,3,4,5,6)	V7	V8	V9	V10	VC	V'10	V'9	V'8	V'7	V'6	V' (5,4,3,2,1)
Nombre de câbles	0	4	8	14	26	26	26	20	16	10	6	0
N ^{br} des câbles arrêté/ voussoir	0	4	4	6	12	0	6	4	6	4	6	0
N ^{br} des câbles arrêté / gousset	0	2	2	3	6	0	3	2	3	2	3	0

Tableau VI.12. Nombre de câbles par voussoir (travée intermédiaire)

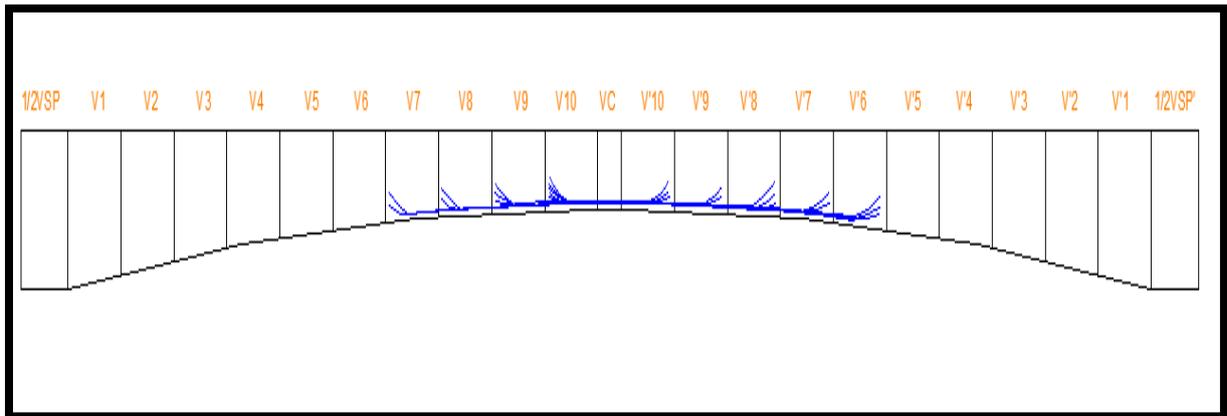


Figure VI.6. Disposition des câbles de continuité pour la travée intermédiaire

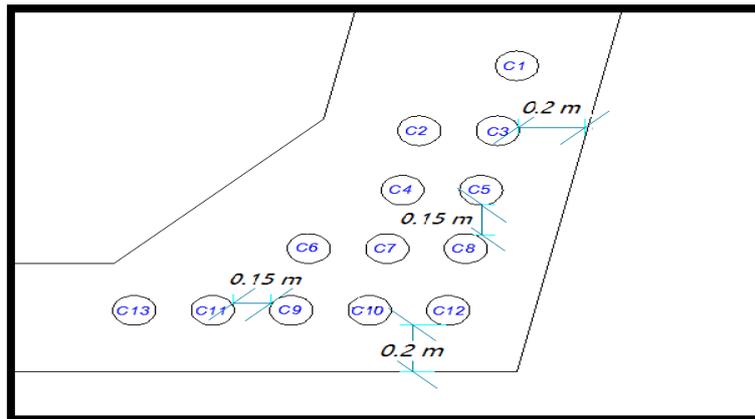


Figure VI.7 Disposition des câbles de précontrainte de fléau

b) Travée de rive

Les résultats de calcul pour la travée de rive sont résumés dans le tableau suivant :

X [m]	M [t.m]	I _y (x) [m ⁴]	S(x) [m ²]	V' [m]	e ₀ [m]	P [t]	P ₀ [t]	N _{calculé}	N _{choisi}	P _{réelle} [t]
26,5	4316,708	55,379	10,999	2,239	2,039	1006,76	273,03	4,92	6	1228,64
31	6698,188	46,447	10,543	2,116	1,916	1675,39	273,03	8,18	10	2047,73
35,5	8291,388	37,081	10,188	2,02	1,82	2289,29	273,03	11,18	12	2457,27
40	8518,998	27,806	9,935	1,951	1,751	2674,27	273,03	13,06	14	2866,82
44,5	9193,238	19,166	9,783	1,91	1,71	3360,45	273,03	16,41	18	3685,91
49	9042,048	11,691	9,732	1,896	1,696	3881,38	273,03	18,95	20	4095,45
51	0	11,691	9,732	1,896	1,696	0,00	273,03	0,00	20	4095,45

Tableau VI.13. Câbles de continuités de la travée de rive

Le tableau suivant détail le nombre de câbles dans chaque voussoir pour la travée de rive :

N° de voussoir	V (1,2,3,4,5)	V6	V7	V8	V9	V10	VC	VCC
nombre de câbles	0	6	10	12	14	18	20	20
N ^{br} des câbles arrêté/ voussoir	0	6	4	2	2	4	2	20
N ^{br} des câbles arrêté / gousset	0	3	2	1	1	2	1	10

Tableau VI.14. Nombre de câbles par voussoir (travée de rive)

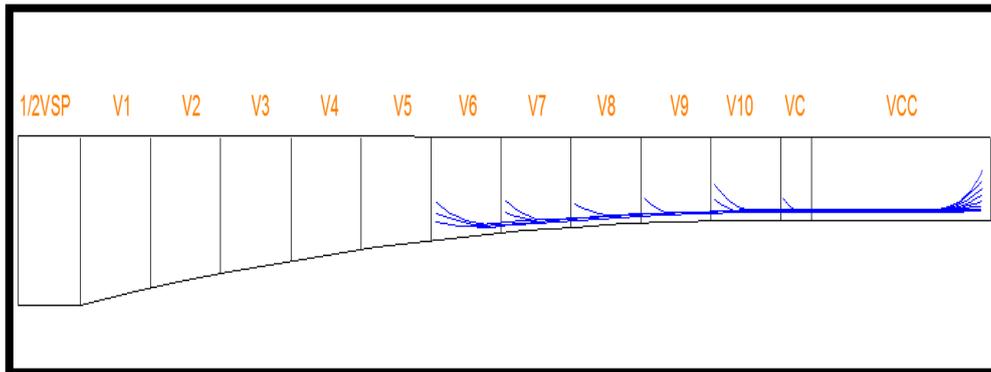


Figure VI.8. Disposition des câbles de continuité pour la travée de rive

VI.3.2 Calcul des pertes de tension

La démarche à suivre pour la détermination des pertes est la même que celle de l'étude de la précontrainte du fléau. Les tableaux ci-dessous donnent les résultats des différentes pertes :

a) Travée intermédiaire

Câble	x(m)	α (rad)	$\Delta\sigma_{p0}$ (MPa)
C1	5,5	0,51	166,281
C2	5,5	0,326	116,736
C3	10	0,51	184,005
C4	10	0,326	135,124
C5	14,5	0,625	230,742
C6	14,5	0,463	189,340
C7	14,5	0,271	138,502
C8	19	0,852	302,656
C9	19	0,76	280,644
C10	19	0,625	247,601
C11	19	0,463	206,754
C12	19	0,271	156,597
C13	19	0,104	111,378
$\Sigma =$			2466,36

Tableau VI.15. Pertes dues au frottement (travée intermédiaire)

Câble	x(m)	α (rad)	k	λ (m)	$\Delta\sigma$ (MPa)
C1	5,5	0,51	0,0215	5,963	0,000
C2	5,5	0,326	0,0149	7,182	0,000
C3	10	0,51	0,0132	7,618	0,201
C4	10	0,326	0,0095	8,971	0,171
C5	14,5	0,625	0,0116	8,120	0,189
C6	14,5	0,463	0,0094	9,035	0,170
C7	14,5	0,271	0,0067	10,663	0,144
C8	19	0,852	0,0120	8,001	0,192
C9	19	0,76	0,0110	8,346	0,184
C10	19	0,625	0,0096	8,943	0,171
C11	19	0,463	0,0079	9,864	0,155
C12	19	0,271	0,0059	11,441	0,134
C13	19	0,104	0,0041	13,678	0,112
$\Sigma=$					1.822

Tableau VI.16. Pertes dues au recul d'ancrage (travée intermédiaire)

vousoir	M (MN.m)	Iy(x) [m ⁴]	S(x) [m ²]	V'[m]	eo(x) [m]	P _i (t)	P (MN)	$\sigma_b(x)$ (Mpa)	$\Delta\sigma_p(x)$ (Mpa)
V7	23,248	46,447	10,543	2,116	1,916	592,763	5,815	0,052	0,138
V8	56,507	37,081	10,188	2,020	1,820	1590,388	15,602	0,152	0,400
V9	82,065	27,806	9,935	1,951	1,751	2626,076	25,762	0,266	0,702
V10	100,095	19,166	9,783	1,910	1,710	3729,695	36,588	0,392	1,034
VSC	109,724	11,691	9,732	1,896	1,696	4801,234	47,100	0,511	1,348
V10	112,796	11,691	9,732	1,896	1,696	4935,639	48,419	0,525	1,386
V9	109,867	19,166	9,783	1,910	1,710	4093,794	40,160	0,430	1,135
V8	95,810	27,806	9,935	1,951	1,751	3065,888	30,076	0,310	0,819
V7	70,196	37,081	10,188	2,020	1,820	1975,669	19,381	0,188	0,497
V6	33,630	46,447	10,543	2,116	1,916	857,466	8,412	0,075	0,199
$\Sigma=$									7,657

Tableau VI.17. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton (travée intermédiaire)

vousoir	M (MN.m)	Iy(x) [m ⁴]	S(x) [m ²]	V'[m]	eo(x) [m]	P _i (t)	P (MN)	$\sigma_b(x)$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{tu}(x)$ (Mpa)
V7	23,248	46,447	10,543	2,116	1,916	592,763	5,815	0,052	0,688
V8	56,507	37,081	10,188	2,020	1,820	1590,388	15,602	0,152	2,002
V9	82,065	27,806	9,935	1,951	1,751	2626,076	25,762	0,266	3,509
V10	100,095	19,166	9,783	1,910	1,710	3729,695	36,588	0,392	5,170
VSC	109,724	11,691	9,732	1,896	1,696	4801,234	47,100	0,511	6,739
V10	112,796	11,691	9,732	1,896	1,696	4935,639	48,419	0,525	6,928
V9	109,867	19,166	9,783	1,910	1,710	4093,794	40,160	0,430	5,675
V8	95,810	27,806	9,935	1,951	1,751	3065,888	30,076	0,310	4,097
V7	70,196	37,081	10,188	2,020	1,820	1975,669	19,381	0,188	2,486
V6	33,630	46,447	10,543	2,116	1,916	857,466	8,412	0,075	0,996
$\Sigma=$									38,289

Tableau VI.18. Pertes de tension dues au fluage du béton (travée intermédiaire)

Câble	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	σ_{pi} (Mpa)	$\Delta\sigma_{rlx}$ (Mpa)
C1	167,315	1320,685	55,478
C2	117,770	1370,230	63,034
C3	185,240	1302,760	52,842
C4	136,328	1351,672	60,157
C5	231,965	1256,035	46,213
C6	190,544	1297,456	52,072
C7	139,347	1348,653	59,695
C8	303,549	1184,451	36,742
C9	281,529	1206,471	39,567
C10	248,173	1239,827	43,997
C11	207,310	1280,690	49,667
C12	156,869	1331,131	57,038
C13	111,627	1376,373	63,998
$\Sigma=$			680.49

Tableau VI.19. Pertes de tension dues à la relaxation de l'acier (travée intermédiaire)

❖ **Calcul des pertes totales :**

- La somme des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{racc} \quad \Rightarrow \quad \Delta\sigma_{inst} = 2477.57 \text{ MPa}$$

- La somme des pertes différées :

$$\Delta\sigma_{dif} = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{flu} + 5/6 \Delta\sigma_{rlx} \quad \Rightarrow \quad \Delta\sigma_{dif} = 643.356 \text{ MPa}$$

- Les pertes totales :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{dif} \quad \Rightarrow \quad \Delta\sigma_{tot} = 3120.92 \text{ MPa}$$

- Le pourcentage des pertes :

$$\Delta\sigma_{tot} \% = \frac{3120.92}{1488 * 13} * 100 = 16.13 \%$$

⇒ Les pertes de tension sont inférieures à 25%, Donc, on maintient le nombre de câbles précédent à savoir 26 câbles de 12T15s. (13 câbles dans chaque gousset)

b) *Travée de rive*

Câble	x(m)	α (rad)	$\Delta\sigma_{p0}$ (MPa)
C1	24,5	0,625	267,900
C2	24,5	0,463	227,721
C3	24,5	0,271	178,385
C4	20	0,51	222,543
C5	20	0,326	175,107
C6	15,5	0,367	168,130
C7	11	0,367	150,191
C8	6,5	0,51	170,241
C9	6,5	0,326	120,844
C10	2	0,367	113,578
$\Sigma=$			1794,640

Tableau VI.20. Pertes dues au frottement (Travée de rive)

Câble	x(m)	α (rad)	K	λ (m)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)
C1	24,5	0,625	0,0081	9,724	0,158
C2	24,5	0,463	0,0068	10,630	0,144
C3	24,5	0,271	0,0052	12,124	0,126
C4	20	0,51	0,0081	9,725	0,158
C5	20	0,326	0,0063	11,063	0,139
C6	15,5	0,367	0,0077	9,952	0,154
C7	11	0,367	0,0097	8,900	0,172
C8	6,5	0,51	0,0187	6,402	0,239
C9	6,5	0,326	0,0130	7,668	0,200
C10	2	0,367	0,0397	4,393	0,349
$\Sigma=$					1.838

Tableau VI.21. Pertes dues au recul d'ancrage (Travée de rive)

voussoir	M (MN.m)	Iy(x) [m ⁴]	S(x) [m ²]	V'[m]	eo(x) [m]	P _i (t)	P (MN)	$\sigma_b(x)$ (Mpa)	$\Delta\sigma_p(x)$ (Mpa)
V6	42,347	55,379	10,999	2,239	2,039	1228,635	12,053	0,442	1,166
V7	65,709	46,447	10,543	2,116	1,916	2047,725	20,088	0,782	2,066
V8	81,339	37,081	10,188	2,020	1,820	2457,270	24,106	0,527	1,392
V9	83,571	27,806	9,935	1,951	1,751	2866,815	28,123	0,669	1,767
V10	90,186	19,166	9,783	1,910	1,710	3685,905	36,159	1,166	3,079
VSC	88,702	11,691	9,732	1,896	1,696	4095,450	40,176	1,145	3,024
VCC	0,000	11,691	9,732	1,896	1,696	4095,450	40,176	14,013	36,998
$\Sigma=$									49,490

Tableau VI.22. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton (Travée de rive)

voussoir	M (MN.m)	Iy(x) [m ⁴]	S(x) [m ²]	V'[m]	eo(x) [m]	P _i (t)	P (MN)	$\sigma_b(x)$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{tu}(x)$ (Mpa)
V6	42,347	55,379	10,999	2,239	2,039	1228,635	12,053	0,442	5,828
V7	65,709	46,447	10,543	2,116	1,916	2047,725	20,088	0,782	10,330
V8	81,339	37,081	10,188	2,020	1,820	2457,270	24,106	0,527	6,960
V9	83,571	27,806	9,935	1,951	1,751	2866,815	28,123	0,669	8,833
V10	90,186	19,166	9,783	1,910	1,710	3685,905	36,159	1,166	15,396
VSC	88,702	11,691	9,732	1,896	1,696	4095,450	40,176	1,145	15,118
VCC	0,000	11,691	9,732	1,896	1,696	4095,450	40,176	14,013	184,989
$\Sigma=$									247,540

Tableau VI.23. Pertes de tension dues au fluage du béton (Travée de rive)

Câble	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	σ_{pi} (Mpa)	$\Delta\sigma_{rlx}$ (Mpa)
C1	268,057	36,998	305,055
C2	227,865	3,024	230,889
C3	178,512	3,024	181,535
C4	222,701	3,079	225,780
C5	175,246	1,767	177,012
C6	168,284	1,392	169,676
C7	150,364	2,066	152,429
C8	170,480	2,066	172,546
C9	121,043	1,166	122,209
C10	113,927	1,166	115,093
$\Sigma =$			530,740

Tableau VI.24. Pertes de tension dues à la relaxation de l'acier (Travée de rive)

❖ **Calcul des pertes totales :**

- La somme des pertes instantanées :
 $\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{racc} \quad \Rightarrow \quad \Delta\sigma_{inst} = 1845.98 \text{ MPa}$
- La somme des pertes différées :
 $\Delta\sigma_{dif} = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{flu} + 5/6 \Delta\sigma_{rlx} \quad \Rightarrow \quad \Delta\sigma_{dif} = 727.82 \text{ MPa}$
- Les pertes totales :
 $\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{dif} \quad \Rightarrow \quad \Delta\sigma_{tot} = 2573.79 \text{ MPa}$
- Le pourcentage des pertes :

$$\Delta\sigma_{tot}\% = \frac{2573.79}{1488 * 10} * 100 = 17.29 \%$$

⇒ Les pertes de tension sont inférieures à 25%, Donc, on maintient le nombre de câbles précédent à savoir 20 câbles de 12T15s. (10 câbles dans chaque gousset).

VI.3.3 Vérification des contraintes en phase de service

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

- Premier cas : Etat à vide « on prend en considération juste le poids du tablier ».
- Deuxième cas : Etat en charge « on prend le poids du tablier et les surcharges de service ».

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} - \frac{P|e|V}{I} + \frac{|M|V}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} + \frac{P|e|V'}{I} - \frac{|M|V'}{I}$$

- **État à vide (sous M_{min}):**
 $\sigma_{sup} \geq 0$
 $\sigma_{inf} \leq 21 \text{ MPa}$
- **État en charge (sous M_{max}):**
 $\sigma_{sup} \leq 21 \text{ MPa}$
 $\sigma_{inf} \geq 0$

a) Travée intermédiaire

• État à vide (sous M_{\min}):

Vouss-oir	M (MN.m)	Iy(x) [m ⁴]	S(x) [m ²]	V [m]	V' [m]	e ₀ (x) [m]	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Observation
V7	11,680	46,447	10,543	1,364	2,116	1,916	5,815	0,536	0,576	Vérifiée
V8	44,939	37,081	10,188	1,25	2,02	1,82	15,602	0,974	2,433	Vérifiée
V9	70,497	27,806	9,935	1,169	1,951	1,751	25,762	1,526	4,374	Vérifiée
V10	88,527	19,166	9,783	1,12	1,91	1,71	36,588	2,223	6,327	Vérifiée
VSC	98,156	11,691	9,732	1,104	1,896	1,696	47,100	3,114	7,803	Vérifiée
V10	101,228	11,691	9,732	1,104	1,896	1,696	48,419	3,171	8,074	Vérifiée
V9	98,299	19,166	9,783	1,12	1,91	1,71	40,160	2,374	7,057	Vérifiée
V8	84,242	27,806	9,935	1,169	1,951	1,751	30,076	1,700	5,243	Vérifiée
V7	58,628	37,081	10,188	1,25	2,02	1,82	19,381	0,201	3,175	Vérifiée
V6	22,062	46,447	10,543	1,364	2,116	1,916	8,412	0,107	1,069	Vérifiée

Tableau VI.25. Vérification des contraintes de continuité à vide (travée intermédiaire).

• État en charge (sous M_{\max}):

Vouss-oir	M (MN.m)	Iy(x) [m ⁴]	S(x) [m ²]	V [m]	V' [m]	e ₀ (x) [m]	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Observation
V7	23,248	46,447	10,543	1,364	2,116	1,916	5,815	0,196	1,103	Vérifiée
V8	56,507	37,081	10,188	1,25	2,02	1,82	15,602	0,584	3,063	Vérifiée
V9	82,065	27,806	9,935	1,169	1,951	1,751	25,762	1,039	5,186	Vérifiée
V10	100,095	19,166	9,783	1,12	1,91	1,71	36,588	1,547	7,480	Vérifiée
VSC	109,724	11,691	9,732	1,104	1,896	1,696	47,100	2,022	9,679	Vérifiée
V10	112,796	11,691	9,732	1,104	1,896	1,696	48,419	2,078	9,950	Vérifiée
V9	109,867	19,166	9,783	1,12	1,91	1,71	40,160	1,698	8,210	Vérifiée
V8	95,810	27,806	9,935	1,169	1,951	1,751	30,076	1,213	6,055	Vérifiée
V7	70,196	37,081	10,188	1,25	2,02	1,82	19,381	0,725	3,805	Vérifiée
V6	33,630	46,447	10,543	1,364	2,116	1,916	8,412	0,284	1,596	Vérifiée

Tableau VI.26. Vérification des contraintes de continuité en charge (travée intermédiaire)

b) Travée de rive

• État à vide (sous M_{\min}):

Vouss-oir	M (MN.m)	Iy(x) [m ⁴]	S(x) [m ²]	V [m]	V' [m]	e ₀ (x) [m]	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Observation
V6	30,779	55,379	10,999	1,69	2,239	2,039	12,053	0,907	1,347	Vérifiée
V7	54,141	46,447	10,543	1,364	2,116	1,916	20,088	1,446	2,618	Vérifiée
V8	69,771	37,081	10,188	1,25	2,02	1,82	24,106	1,493	3,777	Vérifiée
V9	72,003	27,806	9,935	1,169	1,951	1,751	28,123	1,874	4,428	Vérifiée
V10	78,618	19,166	9,783	1,12	1,91	1,71	36,159	2,715	5,369	Vérifiée
VSC	77,134	11,691	9,732	1,104	1,896	1,696	40,176	3,279	5,587	Vérifiée
VCC	77,134	11,691	9,732	1,104	1,896	1,696	40,176	3,279	5,587	Vérifiée

Tableau VI.27. Vérification des contraintes de continuité à vide (travée de rive)

- État en charge (sous M_{max}):

Voiss oir	M (MN.m)	I _y (x) [m ⁴]	S(x) [m ²]	V [m]	V' [m]	e ₀ (x) [m]	P (MN)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	Observa tion
V6	42,347	55,379	10,999	1,69	2,239	2,039	12,053	0,554	1,814	Vérifiée
V7	65,709	46,447	10,543	1,364	2,116	1,916	20,088	1,106	3,145	Vérifiée
V8	81,339	37,081	10,188	1,25	2,02	1,82	24,106	1,103	4,407	Vérifiée
V9	83,571	27,806	9,935	1,169	1,951	1,751	28,123	1,388	5,239	Vérifiée
V10	90,186	19,166	9,783	1,12	1,91	1,71	36,159	2,039	6,522	Vérifiée
VSC	88,702	11,691	9,732	1,104	1,896	1,696	40,176	2,186	7,463	Vérifiée
VCC	88,702	11,691	9,732	1,104	1,896	1,696	40,176	2,186	7,463	Vérifiée

Tableau VI.28. Vérification des contraintes de continuité en charge (travée de rive)

Conclusion

D'après les calculs et les vérifications effectués, on conclut que l'ouvrage travaille en sécurité. On constate que les contraintes sont bien vérifiées, ce qui permet de dire que la précontrainte a été bien dimensionnée.

CHAPITRE VII Etude transversale.

Jusqu'à présent, on s'est intéressé uniquement à l'étude longitudinale du tablier.

Du coup, on a pu déterminer les câbles longitudinaux de précontrainte en phase de construction ainsi qu'à la phase d'exploitation, il s'agit des armatures actives.

Dans ce chapitre on va déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément de voussoir (âmes, hourdis...).

A cause de la variation de la hauteur des caissons, le ferrailage diffère d'un voussoir à l'autre, raison pour laquelle on se contente de ferrailer uniquement le voussoir sur pile et le voussoir sur culée.

VII.1. Modélisation

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

Pour chaque voussoir on prendra une longueur unitaire égale à 1m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie.

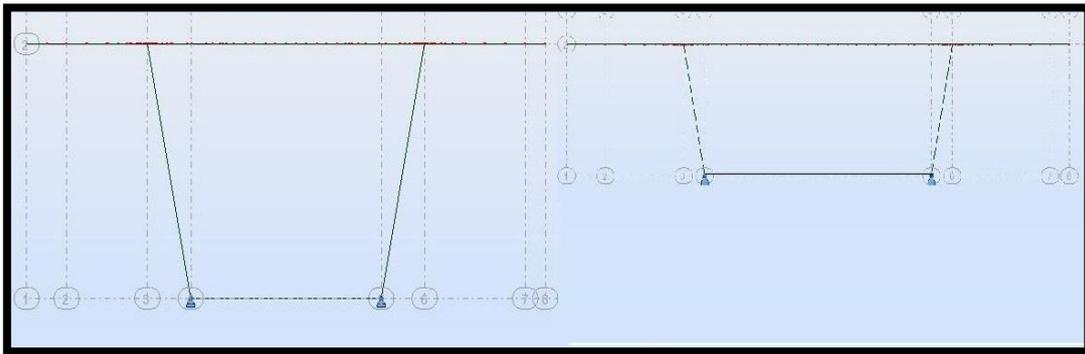


Figure VII.1 Condition d'appuis des voussoirs

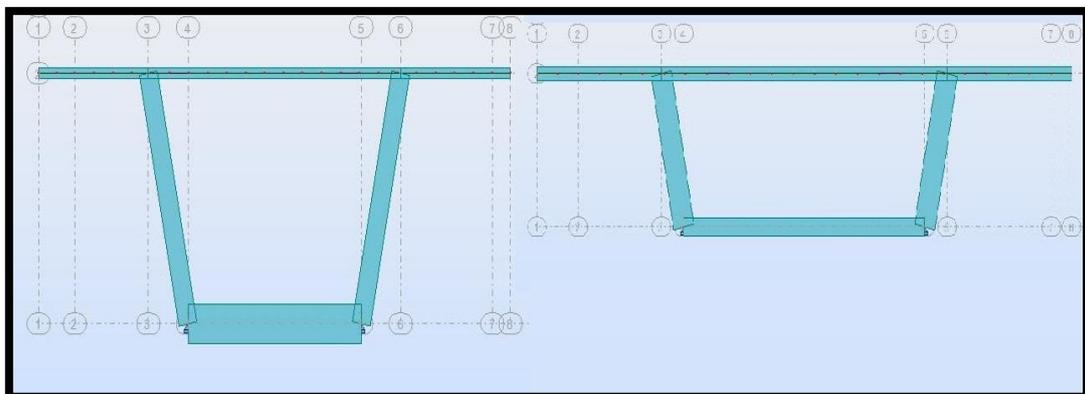


Figure VII.2. Modélisation des voussoirs

VII.2. Définition des charges

VII.2.1 Les charges permanentes

a) *Le poids propre du caisson*

Le poids propre du caisson est pris en compte automatiquement par le logiciel.

b) *Revêtement*

$$P_{\text{rev}} = (0.07 \times 1 \times 2.4) = \mathbf{0.168 \text{ t/ml}}$$

c) *Poids propre des trottoirs et corniches*

$$P_{\text{trot+corni (droite)}} = 0.341 \times 2.5 \times 1 = \mathbf{0.8525 \text{ t}}$$

$$P_{\text{trot+corni (gauche)}} = 0.241 \times 2.5 \times 1 = \mathbf{0.6025 \text{ t}}$$

$$P_{\text{trot+corni (Tot)}} = 2.5 \times 1 \times (0.341+0.241) = \mathbf{1.455 \text{ t}}$$

d) *Le garde-corps*

Le poids d'un garde-corps est estimé selon le RCPR à **0,1 t/ml**
 Donc : $P_{\text{gc}} = \mathbf{0.1 \text{ t}}$

e) *Glissières de sécurité du pont*

Les glissières souples standards sont les plus utilisées, elles sont composées d'éléments glissants, leurs poids est pris égal à : $P_{\text{gs}} = \mathbf{0,06 \text{ t}}$

VII.2.2 Les surcharges d'exploitation

a) *Système de charge A*

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{l+12} \quad \text{Avec: } l = \mathbf{10.5 \text{ m}} \text{ (largeur chargeable)}$$

$$\Rightarrow A(L) = \mathbf{1.83 \text{ t/ml}}$$

b) *Système de charge Bc*

On considérera trois camions, mais avec un seul essieu, disposés sur le voussoir, soit $B_c = \mathbf{6 \text{ t}}$ (charge ponctuelle).
 Elle est multipliée par un coefficient de majoration dynamique $\delta_{bc} = 1.042$

c) *Système de charge Bt*

On considérera trois tandems, mais avec un seul essieu, disposés sur le voussoir, soit $B_t = \mathbf{8 \text{ t}}$ (charge ponctuelle).
 Elle est multipliée par un coefficient de majoration dynamique $\delta_{bt} = \mathbf{1.0382}$

d) *Charges militaires Mc120*

Représentée par une charge uniformément répartie sur deux rectangles de 1 m de largeur distant de 2,3m, elle est multipliée par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1.046$ et vaut $\mathbf{9,43 \text{ t/m}^2}$

e) *Charges exceptionnelles D 240*

Représentée par une charge uniformément répartie sur deux rectangles de 1 m de largeur, elle vaut $\mathbf{4.032 \text{ t/m}^2}$

f) *Surcharges sur les trottoirs*

En flexion locale elle est prise égale à 0.45 t/m² d'après le **RCPR**, Alors ; **St = 0.45 t/ml**

VII.3. Les combinaisons de charges

Le voussoir doit être ferrillé sous le moment de la combinaison la plus défavorable donnée par le tableau VII.1 ci-dessous. Ces combinaisons sont issues du document technique réglementaire RCPR.

Combinaison a l'ELU	Combinaison a l'ELS
1.35G+1.6 (Al+St)	G+1.2 (Al+St)
1.35G+1.6 (Bc+St)	G+1.2 (Bc+St)
1.35G+1.6 (Bt+St)	G+1.2 (Bt+St)
1.35G+1.35Mc120	G+Mc120
1.35G+1.35D240	G+ D240

Tableau VII-1. Combinaisons de charges en flexion transversale

VII.4. Détermination des efforts

Après l'analyse de la structure par le logiciel **Robot Structural**, il s'est avéré que les combinaisons les plus défavorables sont :

A l'ELU: 1,35G + 1,6 (Bt + St)

A l'ELS: G + 1,2 (Bt + St)

Les figures suivantes nous donnent les résultats obtenus pour les combinaisons les plus défavorables :

VII.4.1 Section sur pile

a) *A l'ELU*

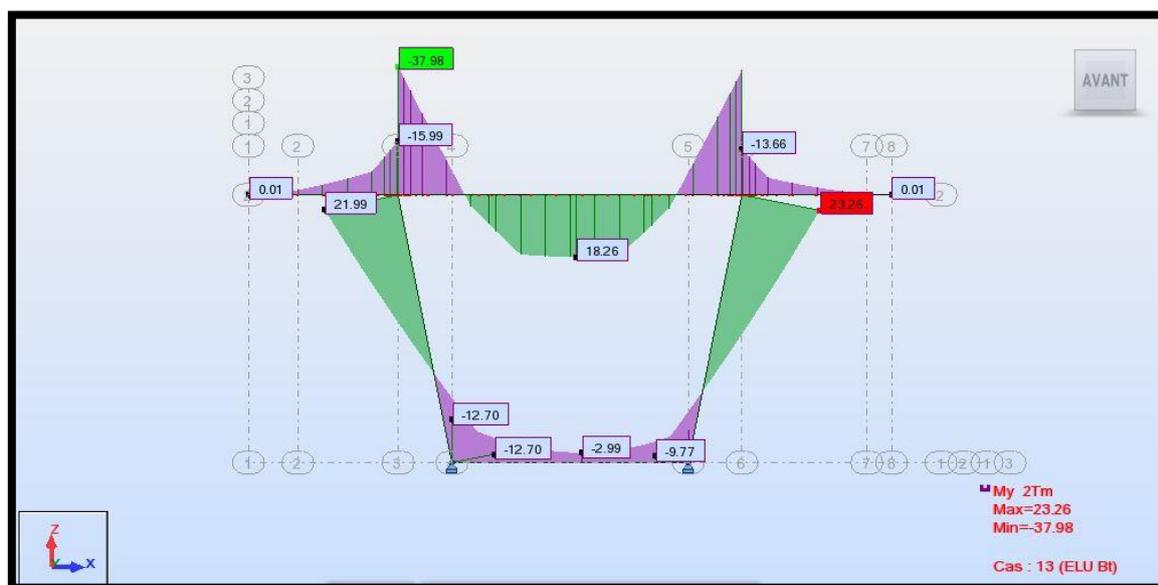


Figure VII.3. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (Section sur pile)

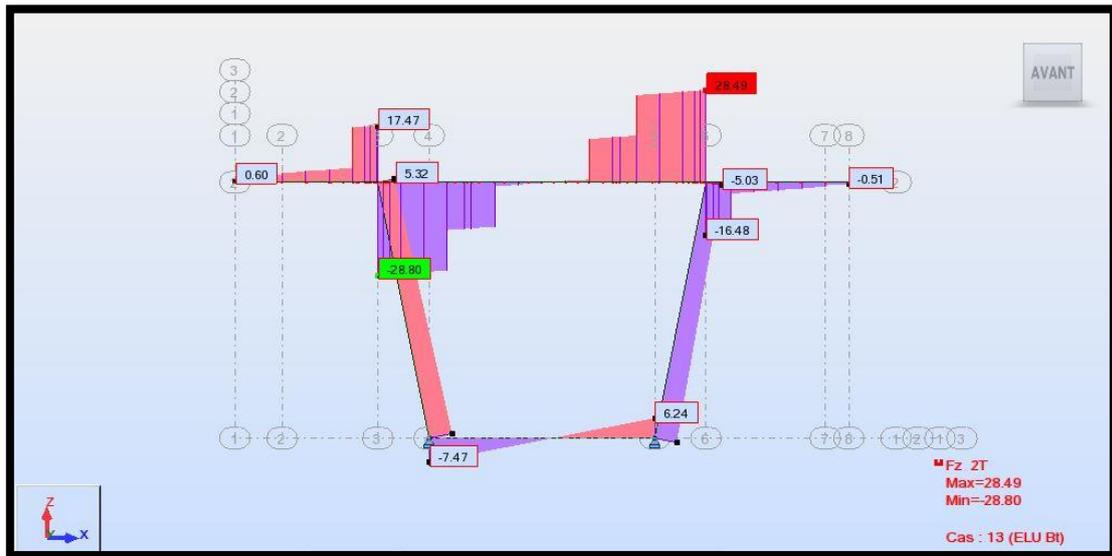


Figure VII.4. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (Section sur pile)

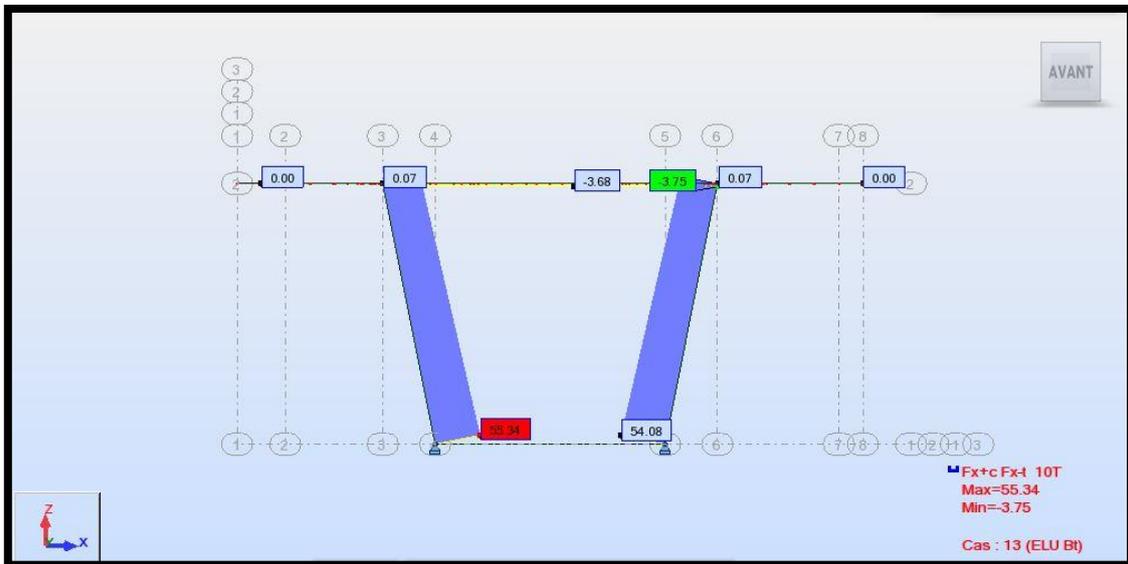


Figure VII.5. Diagramme des efforts normaux à l'ELU (Section sur pile)

b) A'ELS

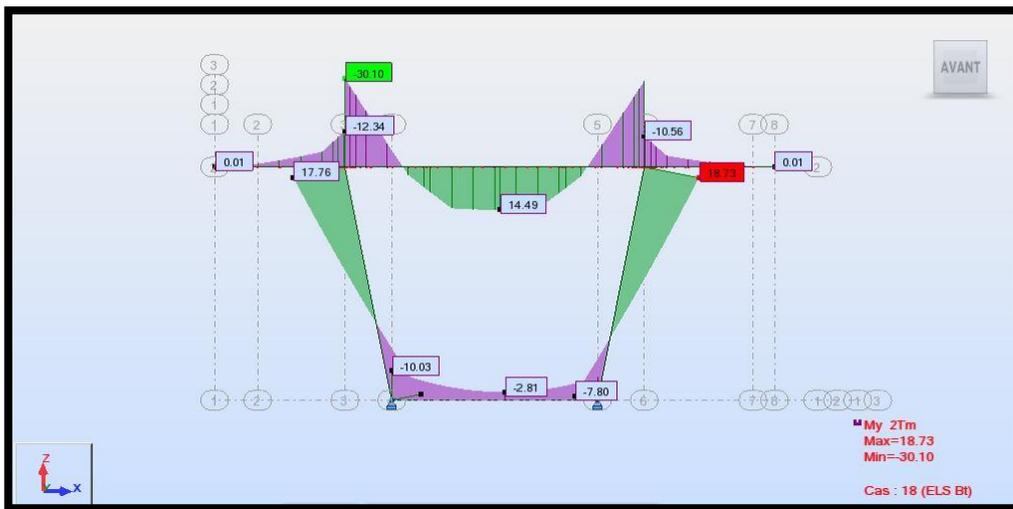


Figure VII.6. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Section sur pile)

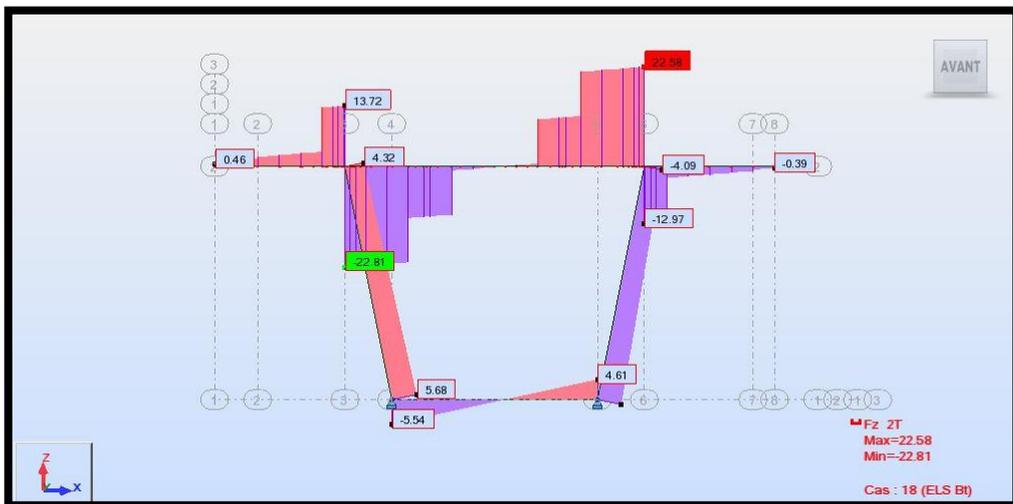


Figure VII.7. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (Section sur pile)

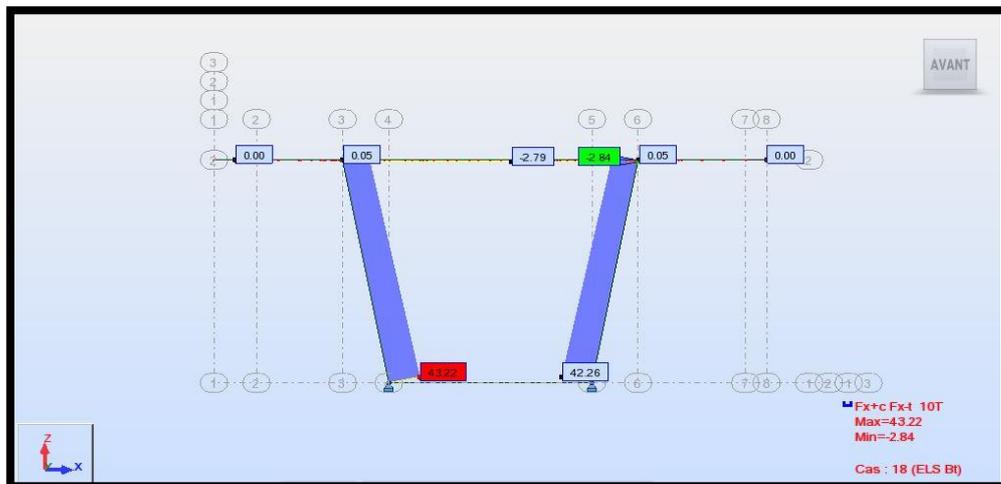


Figure VII.8. Diagramme des efforts normaux à l'ELS (Section sur pile)

VII.4.2 Section à la clé

a) A L'ELU

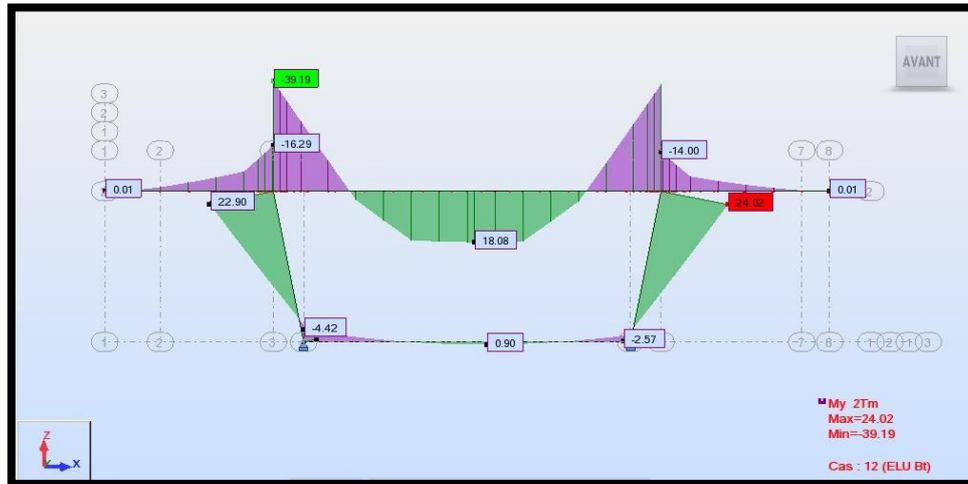


Figure VII.9. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (Section à la clé)



Figure VII.10. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (Section à la clé)

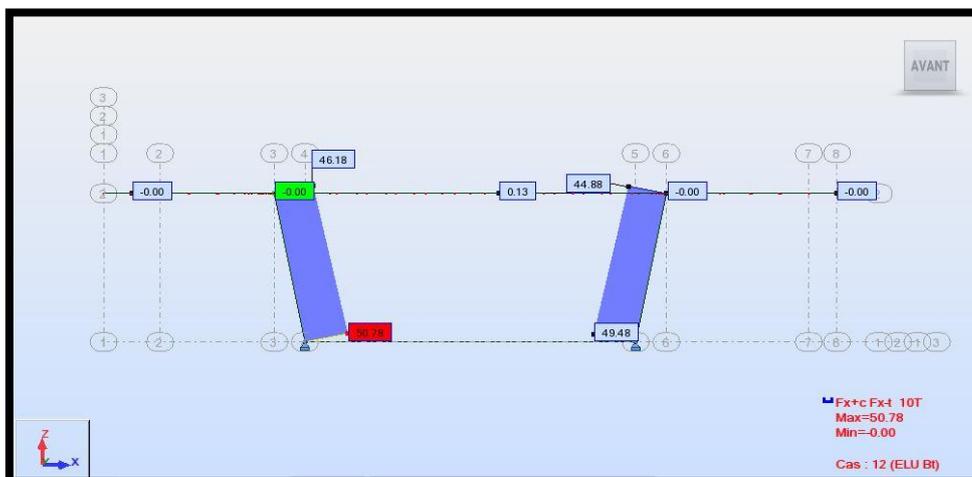


Figure VII.11. Diagramme des efforts normaux à l'ELU (Section à la clé)

b) A'ELS

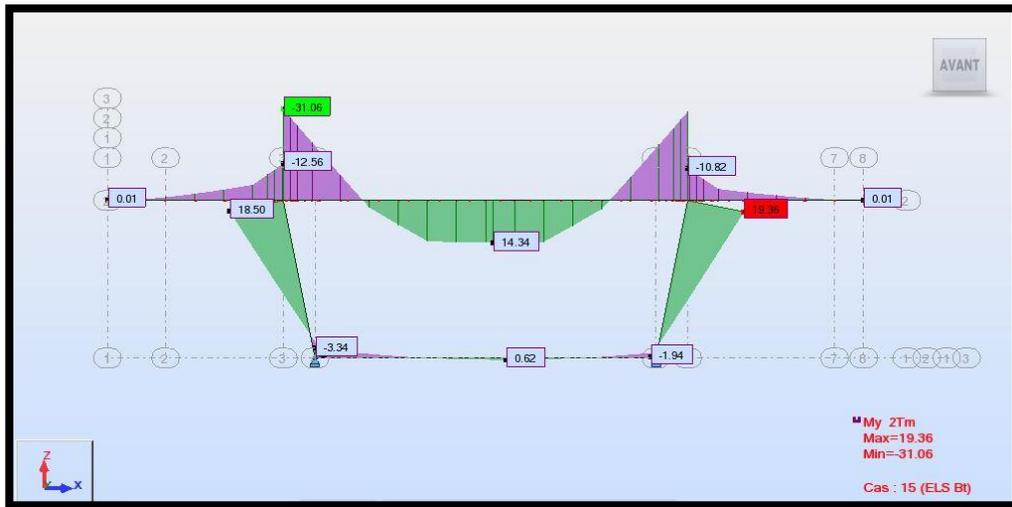


Figure VII.12. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Section à la clé)

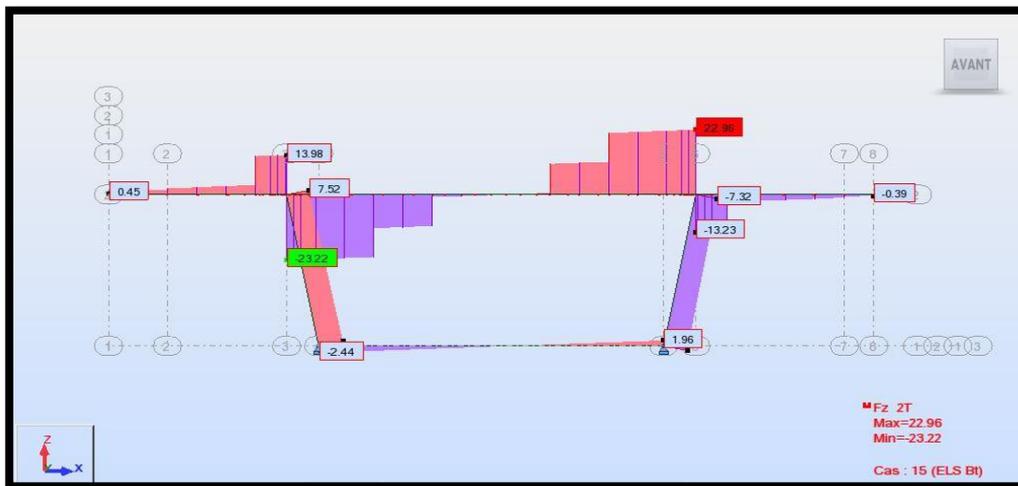


Figure VII.13. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (Section à la clé)

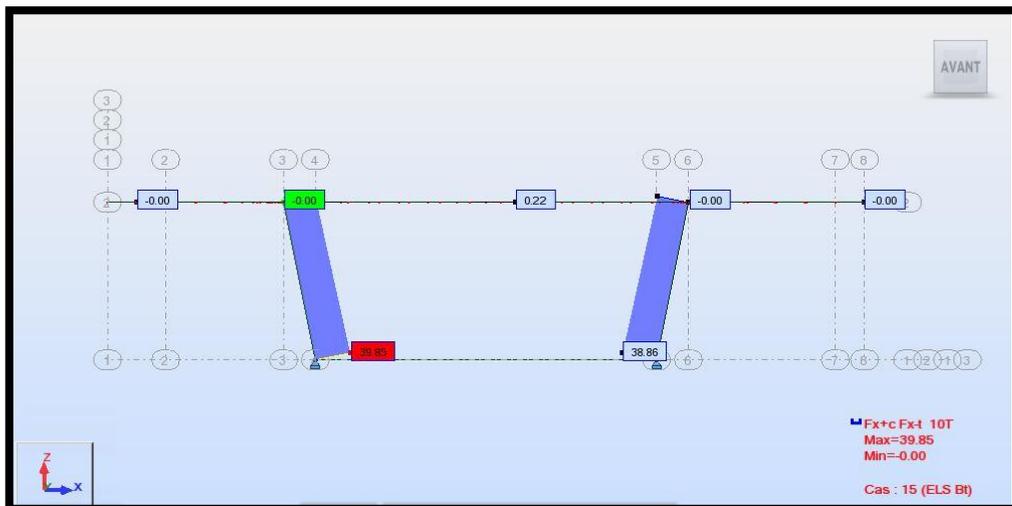


Figure VII.14. Diagramme des efforts normaux à l'ELS (Section à la clé)

VII.5. Récapitulatif des résultats

Les tableaux suivants récapitulent les moments et les efforts les plus défavorables pour les différents éléments du voussoir (en t et $t.m$).

a) Section sur pile

		E.L.U	E.L.S
Dalle supérieure	Moment a l'appui	-37.98	-30.10
	Moment en travée	18.26	14.49
Dalle inférieure	Moment a l'appui	-12.7	-10.03
	Moment en travée	2.99	2.81
Ame droite	Moment positif	23.26	18.73
	Moment négatif	-9.77	-7.8
	Effort normal	54.08	42.26
Ame gauche	Moment positif	21.99	17.76
	Moment négatif	-12.7	-10.03
	Effort normal	55.34	43.22
Ailes	Moment max	-15.99	-12.34

Tableau VII.2. Récapitulatif des efforts et moments max pour la section sur pile

b) Section sur clé

		E.L.U	E.L.S
Dalle supérieure	Moment a l'appui	-39.19	-31.06
	Moment en travée	18.08	14.34
Dalle inférieure	Moment a l'appui	-4.42	-3.34
	Moment en travée	0.90	0.62
Ame droite	Moment positif	24.02	19.36
	Moment négatif	-2.57	-1.94
	Effort normal	49.48	38.86
Ame gauche	Moment positif	22.9	18.50
	Moment négatif	-4.42	-3.34
	Effort normal	50.78	39.85
Ailes	Moment max	-16.29	-12.56

Tableau VII.3. Récapitulatif des efforts et moments max pour la section sur clé

VII.6. Ferrailage des voussoirs

Le calcul du ferrailage se fera selon les règles (BAEL) à l'état limite ultime (ELU), et à l'état limite de service (ELS), ensuite en prend le cas le plus défavorable, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

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

✚ **Exemple de ferrailage en flexion simple pour la dalle supérieure de la section sur pile (en travée) :**

Avec :

- $f_{c28} = 35$ MPa
- $f_{t28} = 2,7$ MPa
- $\gamma_b = 1,5$ (Situation courante)
- $f_e = 400$ MPa
- $\eta = 1,6$: acier haute adhérence.
- $c = c' = 5$ cm : On prend le même enrobage pour toutes les sections.

❖ à l'E.L.U:

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0.85 * 35}{1 * 1.5} = 19.33 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{18.26 * 9.81 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 0.25)^2 * 19.33} = 0.183 \quad \text{Avec : } d = 0.9 * h$$

$\mu \leq \mu_c = 0.39 \Rightarrow$ SSA (section simplement armée)

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.183}) = 0.25$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4 * 0.25) = 0.2$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

- La section d'acier :

$$A_{st} = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}} = \frac{18.26 * 9.81 * 10^{-3}}{0.2 * 348} * 10^4 = 25.47 \quad \Rightarrow \quad A_{st} = 24.47 \text{ cm}^2$$

❖ à l'E.L.S:

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{z * \sigma_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n * f_{tj}}\right) = 228.63 \text{ MPa}$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha'}{3}\right) = 0.161 \text{ m} \quad \text{Avec : } d = h - c = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{et : } \alpha' = \frac{15 * \bar{\sigma}_{bc}}{15 * \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = 0.579$$

Alors :

$$A_{st} = \frac{14.49 * 9.81 * 10^{-3}}{0.161 * 228.63} * 10^4 = 38.62 \quad \Rightarrow \quad A_{st} = 38.62 \text{ cm}^2$$

- On remarque que la section d'acier donnée par le calcul à l'ELS est supérieure à celle donnée par le calcul à l'ELU. Alors on prend la section maximale.

Donc on aura dans le sens longitudinal :

$$A_l = \frac{A_{st}}{3} = \frac{38.62}{3} = 12.88 \text{ cm}^2$$

- Selon le BAEL, la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{smin} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} b * d = 0.23 \frac{2.7}{400} 100 * 20 = 3.1 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est bien vérifiée.

Donc : $A_{st} = 38.62 \text{ cm}^2$ soit **5HA32**

$A_l = 12.88 \text{ cm}^2$ soit **5HA20**

✚ **Exemple de ferrailage en flexion composé pour les âmes (section sur pile) :**

Remarque : pour les âmes du VSP ainsi que pour les âmes du VSC on adopte la section maximale des deux âmes.

On a: $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{23.26}{54.08} = 0.43m$
 $\frac{h}{2} - c = 0.25 - 0.05 = 0.2 m$ } $e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ Donc section partiellement comprimé.

• Calcul du moment fictif :

$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 23.26 + 54.08 * 0.2 = 34.08 t.m$

• Calcul du moment réduit :

$\mu = \frac{M_f}{b*d^2*f_{bc}} = \frac{34.08*9.81*10^{-3}}{1*(0.9*0.5)^2*19.33} = 0.085$ $\mu \leq \mu_c = 0.39 \Rightarrow$ SSA (section simplement armée)

• Section d'armatures :

$A_t = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$ Avec $A_f = \frac{M_f}{\beta*d*\sigma_{st}} = \frac{34.08*9.81*10^{-3}}{0.955*0.45*348} * 10^4 = 22.36 cm^2$

$\Rightarrow A_t = 22.36 - \frac{54.08*9.81*10}{348} \Rightarrow A_t = 7.11 cm^2$

Donc on prend **4HA16**.

❖ Le résultat des autres calculs sont résumés dans les tableaux suivant :

a) Section sur pile

		b (m)	h (m)	Mu (t.m)	Ms (t.m)	Nu (t)	Ns (t)	A _{st(ELU)} (cm ²)	A _{st(ELS)} (cm ²)	A _{Smin} (cm ²)	Arm. trans.	A _l (cm ²)	Arma. longis
Dalle sup	appui	1	0.25	37,98	30,1	/	/	63,94	80,02	3,11	7HA14	26.67	6HA25
	travée	1	0.25	18,26	14,49	/	/	25,47	38,52	3,11	5HA32	12.84	5HA20
Dalle inf	appui	1	0.85	12,7	10,03	/	/	4,71	6,67	12,42	4HA20	12.42	4HA16
	travée	1	0.85	2,99	2,81	/	/	1,10	1,87	12,42	4HA20	12.42	4HA16
Aile	M _{max}	1	0.25	15,99	12,34	/	/	21,96	32,81	3,11	7HA25	10.94	6HA16
Ame	/	1	0.5	23,26	18,73	54,08	42,26	7,11	/	6,99	4HA16	6.99	5HA14

Tableau VII.4. Ferrailage du voussoir sur pile

b) Section sur clé

		b (m)	h (m)	Mu (t.m)	Ms (t.m)	Nu (t)	Ns (t)	A _{st(ELU)} (cm ²)	A _{st(ELS)} (cm ²)	A _{Smin} (cm ²)	Arm. transve.	A _l (cm ²)	Arma. longitu
Dalle sup	appui	1	0.25	39,19	31,06	/	/	67,13	82,57	3,11	7HA40	27.52	6HA25
	travée	1	0.25	18,08	14,34	/	/	25,19	38,12	3,11	5HA32	12.71	5HA20
Dalle inf	appui	1	0.30	4,42	3,34	/	/	4,69	7,10	3,88	4HA16	3.88	3HA14
	travée	1	0.30	0,9	0,62	/	/	0,94	1,32	3,88	3HA14	3.88	3HA14
Aile	M _{max}	1	0.25	16,29	12,56	/	/	22,42	33,39	3,11	7HA25	11.13	6HA16
Ame	/	1	0.5	24,02	19,36	49,48	38,86	8,90	/	6,99	5HA16	6.99	5HA14

Tableau VII.5. Ferrailage du voussoir sur clé

VII.7. Vérification des contraintes tangentielles

La formule de vérification dans le cas d'une fissuration préjudiciable est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left\{ 0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.5 \text{ MPa}$$

Avec :

- V_u : Contrainte de cisaillement ultime.
- $\bar{\tau}$: Contrainte de cisaillement admissible.
- b : largeur de la section.
- d : hauteur utile.

Remarque : la vérification se fait au niveau des appuis là où l'effort tranchant est important. Les résultats de vérification sont résumés dans les tableaux suivants :

a) Section sur pile

Section	b (m)	d (m)	Vu (t)	(MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observations
Dalle sup	1	0,225	28,8	1,256	3.5	vérifiée
Dalle inf	1	0,765	7,47	0,096	3.5	vérifiée
Console	1	0,225	17,47	0,762	3.5	vérifiée
Ames	1	0,45	5,32	0,116	3.5	vérifiée

Tableau VII.6. Vérification des contraintes tangentielles (Section sur pile)

b) Section sur clé

Section	b (m)	d (m)	Vu (t)	(MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observations
Dalle sup	1	0,225	29,3	1,277	3.5	vérifiée
Dalle inf	1	0,27	3,28	0,119	3.5	vérifiée
Console	1	0,225	17,8	0,776	3.5	vérifiée
Ames	1	0,45	9,37	0,204	3.5	vérifiée

Tableau VII.7. Vérification des contraintes tangentielles (Section sur clé)

VII.8. Schéma de ferrailage des voussoirs

a) Section sur pile

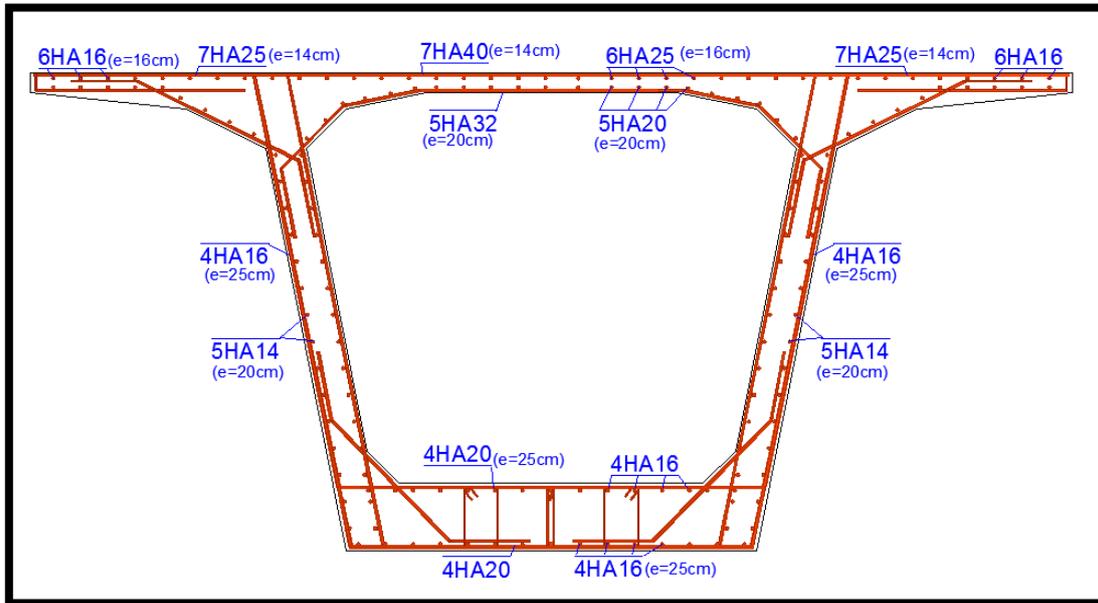


Figure VII.15. Schéma de Ferrailage du voussoir sur pile

b) Section sur clé

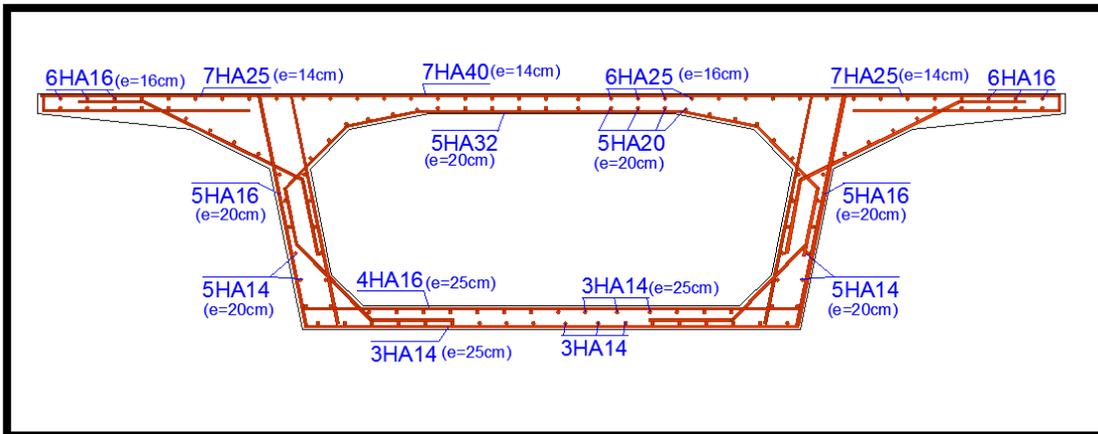


Figure VII.16 Schéma de ferrailage du voussoir à la clé

CHAPITRE VIII Effort tranchant.

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme, les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au C.D.G de la section sont les éléments résistants à la flexion.

L'âme du caisson sera donc dimensionnée pour :

- Résister aux efforts de cisaillement.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armatures et les gaines de précontraintes.

VIII.1. Détermination des efforts tranchant

VIII.1.1 Effort tranchant dû aux charges extérieures

L'effort tranchant dû aux charges extérieures sera celui trouvé pour la combinaison la plus défavorable à l'ELS, soit la combinaison G + D240.

VIII.1.2 Effort tranchant dû à la précontrainte

L'effort tranchant provoqué par la précontrainte est donné par :

$$V_P = P \sin \alpha \quad \text{Avec } \mathbf{P}: \text{ effort de précontraint.}$$

α : angle d'inclinaison de câble par rapport à l'horizontale.

VIII.1.3 Effort tranchant dû à la courbure de la poutre (effet résal)

Dans les ouvrages de hauteur variable, il apparait une correction de l'effort tranchant du fait de l'inclinaison de la fibre moyenne (intrados du tablier). La compression dans l'hourdis inférieur présente une composante dans la direction de l'effort tranchant, elle est donnée par la relation suivante :

$$V_{Resal} = \frac{M_{ext}}{Z} \frac{dh}{dx} \quad \text{Avec : } \mathbf{M}_{ext} : \text{ Moment du aux charges extérieures (sans le poids propre).}$$

e_s : épaisseur de la dalle supérieure.
 e_i : épaisseur de la dalle inférieure.
 \mathbf{H} : hauteur du voussoir
 $\frac{dh}{dx}$: Pente que suit la hauteur du tablier.

VIII.1.4 Calcul de l'effort tranchant réduit

L'effort tranchant réduit est donné par la relation suivante :

$$V_r = V_{ext} - V_P + V_{Resal} \quad \Leftrightarrow \quad V_r = V_{ext} - P \sin \alpha + \frac{M_{ext}}{Z} \frac{dh}{dx}$$

VIII.2. Calcul de la contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement a l'ELS est données par :

$$\tau = \frac{V_r * S(y)}{b_n * I}$$

Avec :

- \mathbf{V}_r : effort tranchant réduit.
- \mathbf{I} : Moment d'inertie de toute la section,
- $\mathbf{S}(y)$: Moment statique de la section située au-dessus de l'axe passant par le centre de gravité,
- \mathbf{b}_n : épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et le diamètre des câbles qui traversent cette âme ($b_n = 2(0,5 - 0,082) = 0,836$ m)

VIII.3. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que la contrainte de cisaillement calculée précédemment soit inférieure à la contrainte de cisaillement admissible : $\tau \leq \min(\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2)$

Avec :

$$\begin{aligned} \text{➤ } \bar{\tau}_1^2 &= 0.4 f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) \\ \text{➤ } \bar{\tau}_2^2 &= 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_x) \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_t \right) \end{aligned}$$

- σ_x : Contrainte normale au niveau de la section de calcul : $\sigma_x = \frac{P}{S}$
- σ_t : Contrainte normale transversale agissant sur la facette parallèle à la fibre moyenne de la poutre et perpendiculaire au plan moyen de l'élément évaluée avec la largeur nette normale transversale. En l'absence d'armature transversale de précontrainte : $\sigma_t = 0$
- $f_{cj} = 35$ MPa et $f_{tj} = 2,7$ MPa.

❖ *Exemple d'application pour la section 1 (voussoir 1):*

$$\begin{aligned} \text{➤ } V_{ext} &= 9.399 \text{ MN} \\ \text{➤ } V_p &= P \cdot \sin \alpha = 7.39 \text{ MN} \quad \text{avec } P = n \cdot P_0 \cdot 0.75 = 12.05 \text{ MN} \quad \text{et } \alpha = 0.66 \text{ rad.} \\ \text{➤ } V_{Resal} &= \frac{M_{ext}}{Z} \frac{dh}{dx} \quad \text{avec } \left\{ \begin{array}{l} M_{ext} = -32.31 \text{ MN.m} \\ Z = 5.43 - \frac{1}{2} (0.25 + 0.75) = 4.93 \text{ m} \\ \frac{dh}{dx} = \frac{(5.43 - 4.92)}{4.5} = 0.11 \end{array} \right. \\ V_{Resal} &= 0.743 \text{ MN.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } V_r &= 9.399 - 7.39 + 0.743 = 2,752 \text{ MN.} \\ \text{➤ } \tau &= \frac{V_r \cdot S(y)}{b_n \cdot I(y)} \quad \text{avec } \left\{ \begin{array}{l} V_r = 2,752 \text{ MN.} \\ S(y) = 4,218 \text{ m}^3. \\ b_n = 2 (0,5 - 0,082) = 0,836 \text{ m.} \\ I(y) = 78,237 \text{ m}^4 \end{array} \right. \\ \tau &= 0.311 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

- $\bar{\tau}_1 = 3.276$ MPa
- $\bar{\tau}_2 = 2.055$ MPa
- On a $\tau = 0.311 \text{ MPa} < \min(\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2) = 2.022 \text{ MPa} \Rightarrow$ donc la section est vérifiée.

Les résultats des autres vérifications sont résumés dans les tableaux suivants :

a) *Travée intermédiaire*

Voussoir	N ^{br} de câbles	V _p (MN)	M _{ext} (MN.m)	V _{resal} (MN)	V _{ext} (MN)	V _r (MN)	σ _x (MPa)	τ (MPa)	τ ₁ (MPa)	τ ₂ (MPa)
V1	6	7,390	-32,31	0,743	9,399	2,752	10,858	0,311	3,276	2,055
V2	6	7,179	-28,27	0,632	8,812	2,266	9,041	0,257	3,070	2,232
V3	6	6,453	-24,23	0,517	8,225	2,289	7,603	0,268	2,897	2,362
V4	6	5,747	-20,19	0,400	7,638	2,291	6,042	0,287	2,696	2,496
V5	6	5,821	-15,17	0,267	7,051	1,498	4,968	0,209	2,548	2,584
V6	6	5,275	-11,04	0,163	6,464	1,352	3,814	0,220	2,380	2,676
V7	4	3,262	-1,64	0,018	5,877	2,634	2,588	0,528	2,186	2,769
V8	2	1,535	2,41	0,000	5,29	3,755	1,969	0,989	2,082	2,816
V9	2	1,576	6,46	0,000	4,703	3,127	1,333	1,177	1,969	2,862
V10	2	1,442	10,52	0,000	4,116	2,674	0,671	1,639	1,844	2,910

Tableau VIII.1 Vérification des contraintes cisaillement pour la travée intermédiaire

b) Travée de rive

Voussoir	N ^{br} de câbles	V _p (MN)	M _{ext} (MN.m)	V _{resal} (MN)	V _{ext} (MN)	V _r (MN)	σ _x (MPa)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_1$ (MPa)	$\bar{\tau}_2$ (MPa)
V1	6	7,390	-62,67	1,441	9,289	3,340	10,858	0,378	3,276	2,055
V2	6	7,179	-69,91	1,564	8,702	3,087	9,041	0,350	3,070	2,232
V3	6	6,453	-76,72	1,638	8,115	3,299	7,603	0,387	2,897	2,362
V4	6	5,747	-83,20	1,647	7,528	3,428	6,042	0,430	2,696	2,496
V5	6	5,821	-96,04	1,692	6,941	2,813	4,968	0,393	2,548	2,584
V6	6	5,275	166,15	0,000	6,354	1,079	3,814	0,176	2,380	2,676
V7	4	3,262	154,22	0,000	5,767	2,505	2,588	0,502	2,186	2,769
V8	2	1,535	148,92	0,000	5,18	3,645	1,969	0,960	2,082	2,816
V9	2	1,576	141,45	0,000	4,593	3,017	1,333	1,136	1,969	2,862
V10	2	1,442	138,74	0,000	4,006	2,564	0,671	1,572	1,844	2,910

Tableau VIII.2. Vérification des contraintes cisaillement pour la travée de rive

- ✚ D'après les deux tableaux, on remarque que la condition $\tau \leq \min(\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2)$ est toujours vérifiée, on peut donc conclure que l'épaisseur de l'âme choisie est suffisante du point de vue du cisaillement.

CHAPITRE IX Equipements de pont

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans le niveau de service d'un ouvrage, ils permettent d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps.

On désigne par équipement l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

IX.1. Les appareils d'appuis

Les appareils d'appuis sont des équipements de l'ouvrage placés entre le tablier et les appuis, leur rôle est de transmettre les efforts horizontaux et verticaux à l'infrastructure ainsi que d'absorber par la rotation et distorsion, les déformations et translation de la structure.

Pour notre ouvrage, on a choisi d'utiliser des appareils d'appui en élastomère fretté car ce type est le plus utilisé pour les ouvrages en béton.

IX.1.1 Détermination de l'aire de l'appareil d'appui

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

$$3 \text{ MPa} \leq \sigma_m = \frac{R}{a*b} \leq 15 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{R}{15} \leq a * b \leq \frac{R}{3}$$

$$\Leftrightarrow 0.212 \text{ m} \leq a * b \leq 1.06 \text{ m}$$

Avec :

- **R = 3.182 MN**: Réaction maximale pour chaque appareil d'appui ;
- **σ_m** : La contrainte moyenne de compression due à l'effort normal R;
- **3MPa** : La condition de non soulèvement ;
- **15MPa** : La condition de non écrasement ;
- **a** : Côté parallèle à l'axe horizontal de l'ouvrage;
- **b** : Côté perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage;

IX.1.2 Détermination de la hauteur nette de l'élastomère

On doit respecter la condition de non flambement $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad \Leftrightarrow \quad 90 \leq T \leq 190$

On prend **T = 120 mm**

IX.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement

a) Contrainte de cisaillement due à l'effort normal

On doit vérifier que $\tau_{Nmax} = \frac{1.5\sigma_m}{\beta} \leq \tau_N = 3. G$

Avec : $\sigma_m = \frac{R}{a*b} = \frac{3.182}{0.9*0.9} = 3.928 \text{ MPa}$ et $\beta = \frac{a*b}{2t(a+b)} = \frac{0.9*0.9}{2*0.01(1.8)} = 22.5$

D'où : $\tau_{Nmax} = \frac{1.5*3.928}{22.5} = 0.262 \text{ MPa}$ } On a : $\tau_{Nmax} \leq \tau_N \Leftrightarrow$ donc la condition est vérifiée.
 $\tau_N = 3 * 1.2 = 3.6 \text{ MPa}$

b) *Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontale*

On vérifie que $\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2} \leq 1.3 * G$ Avec :

$$\tau_{H1} = \frac{G * U_1}{T} \quad (\text{Sous l'effort statique})$$

$$U_1 = \Delta l_T + \Delta l_{fl} = 48 + 40 = 88 \text{ mm.}$$

(Les valeurs de Δl_T et Δl_{fl} sont justifiées dans le calcul des joints de chaussée).

$$\tau_{H1} = \frac{1.2 * 88}{120} = 0.88 \text{ MPa}$$

($G=1.2$ MPa : module de déformation transversale d'appareil d'appui).

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a * b} \quad (\text{sous l'effort dynamique (freinage)})$$

D'après le RCPR, un seul camion est supposé freiner.

$$F_{Bc} = 30 * bc = 30 * 1.2 = 36 \text{ t} \quad \Leftrightarrow \quad H_2 = \frac{36}{2} = 18 \text{ t}$$

$$\tau_{H2} = \frac{18 * 9.81 * 10^{-3}}{0.9^2} = 0.218 \text{ MPa}$$

$$\text{+ D'où : } \tau_H = 0.88 + \frac{0.218}{2} = 0.989 \text{ MPa} \leq 1.3 * G = 1.56 \text{ MPa}$$

\Leftrightarrow Donc la condition est vérifiée.

c) *Contrainte de cisaillement due à la rotation*

On doit vérifier que : $\tau_{\alpha T} = \frac{G}{2} \left(\frac{\alpha}{T} \right)^2 \alpha_T \leq 1.5 G$

Avec : $\alpha T = \alpha + \alpha_0$

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

α : égale à 0,003 rad.

$$\tau_{\alpha T} = \frac{1.2}{2} \left(\frac{900}{120} \right)^2 (0.003 + 0.02) = 0.776 \text{ MPa}$$

On a : $\tau_{\alpha T} < 1.5 G = 1.8 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow$ Donc la condition est vérifiée.

+ La contrainte de cisaillement totale doit être vérifiée par la condition suivante :

$$\tau = \tau_{Nmax} + \tau_H + \tau_{\alpha T} \leq 5G$$

$$\Leftrightarrow \tau = 0.218 + 0.989 + 0.776 = 1.983 \text{ MPa}$$

$\tau \leq 5. G = 6 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow$ Donc la contrainte de cisaillement totale est vérifiée.

IX.1.4 Vérification de la condition de non cheminement

$$\sigma_{min} = \frac{R_{min}}{a * b} \geq 2 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \quad \sigma_{min} = 3.481 \text{ MPa} > 2 \text{ MPa}$$

Avec : $R_{min}=2.82$ MN

\Leftrightarrow Donc la condition est vérifiée

IX.1.5 Vérification de la condition de non glissement

$H_{max} \leq f * R_{min}$ Avec : f : coefficient de frottement $\rightarrow f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_m} = 0.27$

Et $H_{max} = H_2 = 18 * 9,81 * 10^{-3} = 0.176 MN$

$H_{max} = 0.176 < f * R = 0.761 \Rightarrow$ Donc la condition est vérifiée.

IX.1.6 Dimensionnement des frettes

L'épaisseur des frettes devra vérifier les deux conditions suivantes :

$t_s \geq 2 mm$

$t_s \geq \frac{\alpha}{\beta} * \frac{\sigma_m}{\sigma_e} = \frac{900}{22.5} * \frac{3.928}{245} = 1.44 mm$

Avec : $\sigma_e = 245 MPa$ pour l'acier inox

\Rightarrow On prend $t_s = 2 mm$

Notre appareil d'appui se compose de :

- 11 feuilles d'élastomère intermédiaires d'épaisseur $t = 10 mm$.
- 2 feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur $t/2 = 5 mm$.
- 12 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 2 mm$.

Alors notre appareil d'appui a pour dimensions $(axb) = (900x900) (mm^2)$ et une hauteur totale **T** de : **144 mm**.

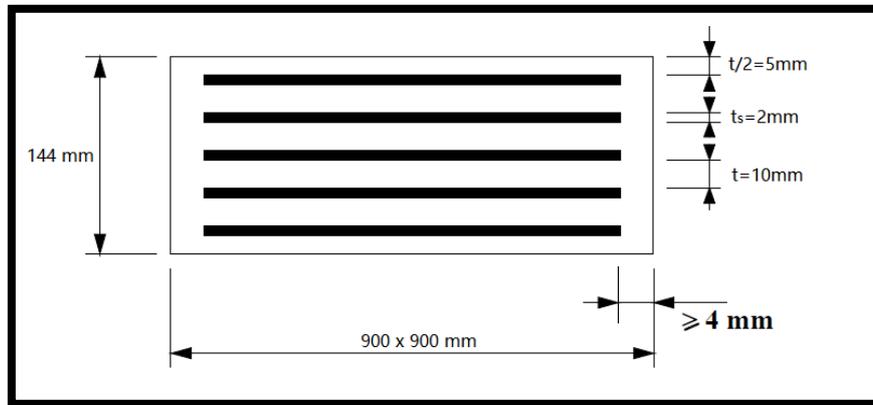


Figure IX.1. Les dimensions de l'appareil d'appui

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les appareils d'appui qu'on a choisi peuvent reprendre les contraintes normales et tangentielles.

IX.2. Joint de chaussée

Un joint de chaussée est un dispositif permettant d'assurer une continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. Afin de rendre ce dernier librement dilatable en évitant les variations dimensionnelles longitudinales subit, qui sont dues aux variations de température, aux rotations sur appui du fait de la flexion du tablier, aux tassements éventuels, au retrait, au fluage et aux déformations d'exploitation.

IX.2.1 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, En satisfaisant d'autres exigences non moins essentielles :

- **Confort et esthétique** : souple, il assure la continuité de la surface de roulement plus une absence de bruit de vibrations.
- **Résistance** : le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garanti de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.
- **Etanche** : en assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage 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.2.2 Calcul de souffle du joint de chaussée

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 du tablier.

Le souffle est la somme algébrique de plusieurs facteurs : la température, le retrait, le fluage et séisme.

$$W = W_D + 0.4W_T + W_S/3$$

Avec :

- **W** : souffle total du joint,
- **W_D** : souffle des déformations différées (retrait+fluage),
- **W_T** : souffle thermique,
- **W_S** : souffle sismique.

a) Dilatation thermique

La température étant considérée comme action de courte durée, on prend généralement un raccourcissement relatif à :

$$\frac{\Delta L}{l} = 3 * 10^{-4} \quad \Leftrightarrow \quad \Delta L = W_T = 49 \text{ mm.} \quad (l : \text{étant la longueur du tablier}).$$

b) Retrait

Le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement est évalué à :

$$\frac{\Delta L}{l/2} = 2 * 10^{-4} \quad \Rightarrow \quad \Delta L = 33 \text{ mm.} \quad (l : \text{étant la longueur du tablier}).$$

c) Fluage

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées, on pourra prendre en première approximation

$$\frac{\Delta L}{l/2} = K_{fl} * 10^{-4} \quad \Rightarrow \quad \Delta L = 49 \text{ mm.} \quad (l : \text{étant la longueur du tablier}).$$

Avec :

$K_{fl} = 3$: Coefficient du fluage à $t=0$ (au moment où il subit la contrainte σ_b) et il varie de 2 à 3.

- Donc : $W_D = 33 + 49 = 82 \text{ mm}$

d) Souffle sismique

La valeur du souffle sismique est prise égale à 150 mm

$W_S = 150 \text{ mm}$. (Cette valeur est justifiée dans le chapitre X : effet du séisme).

✚ Donc le souffle total du joint est :

$$W = 82 + 0.4 * 49 + 150/3$$

$$\Rightarrow \quad W = 151.6 \text{ mm.}$$

Conclusion :

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide du catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 152 mm , il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens).

Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle.

La figure ci-dessous montre la forme de ce joint.



Figure IX.2. Joint du type Wd (souffle moyen)

Suivant le souffle total, on a choisi le joint Wd160. Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 210 mm.

CHAPITRE X Effet du séisme.

Parmi les exigences que la conception d'un ouvrage d'art doit satisfaire, on trouve la résistance à l'effet du séisme. La prise en compte des effets sismiques dès le stade de la conception du projet du pont est importante, même pour les régions à faible sismicité.

Dans ce présent chapitre on va s'intéresser au calcul des effets sismiques sur notre ouvrage en se basant sur le Document Technique Réglementaire **RPOA 2008** (règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art).

X.1. Calcul de la masse de la structure (M)

Pour notre pont, on a un tablier qui repose sur des appareils d'appuis en élastomère fretté, donc on néglige la masse des piles et culées.

Notre ouvrage est un pont routier dans une voie expresse, donc on ajoute 20% des charges d'exploitation routière à la masse du tablier.

$$M = M_{\text{tablier}} + 20\%P_{\text{exploitation}}$$

- $M_{\text{tablier}} = 10556.405 \text{ t}$ (Déjà calculé).
 - $P_{\text{exploitation}} = A(l) + S_{\text{trottoir}} = (31.83 + 0.225) * 325 \Rightarrow P_{\text{exp}} = 10417.87 \text{ t}$.
- $M = 10556.405 + 0.2 * 10417.87 \Rightarrow M = 12639.98 \text{ t}$

X.2. Analyse de la structure

X.2.1 Caractéristiques de l'ouvrage et du site d'implantation

- **Zone sismique** : Zone IIa (zone de moyenne sismicité) ;
- **Classe de pont** : l'ouvrage est classé en groupe 1 (pont stratégique) ;
- **Coefficient d'accélération de zone** ; $A=0.25$;
- **Catégorie du sol** : le sol est classé en catégorie S3 (site meuble).

✚ **Remarque** : toutes ces caractéristiques sont justifiées dans le chapitre I (Présentation du projet).

X.2.2 Méthode d'analyse

Pour l'analyse de la structure, on utilise la méthode d'analyse simplifiée dite monomodale, cette méthode est utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamentale) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fut et chevêtre)
 - $M = 12639.98 \text{ t}$
 - $70\%M_{st} = (M_{\text{tablier}} + M_{\text{piles}}) * 0.7 = (10556.405 + 872.55 * 3) * 0.7 = 9221.84 \text{ t}$
 $\Rightarrow M > 70\%M_{st} \rightarrow$ cette condition est donc vérifiée.
- La distance entre le centre de masse et le centre élastique ne doit pas excéder 5% de la distance entre extrémité du tablier : l'ouvrage étant symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement, donc l'excentricité est nulle \rightarrow donc la condition est vérifiée.

- ✚ Il n'y a pas d'autre condition à vérifier parce que l'ouvrage étudié étant un pont droit et non biais.
- ➔ Toutes les conditions sont vérifiées, donc on calcul par la méthode monomodale.

X.3. Détermination des actions sismiques

Le tablier est considéré comme infiniment rigide dans le plan horizontal (longitudinal). Notre modèle se résume à une masse reliée par un ressort, sa masse est celle du tablier plus 20% des charges routières et sa raideur est la somme des raideurs des appareils d'appuis, des piles et des fondations.

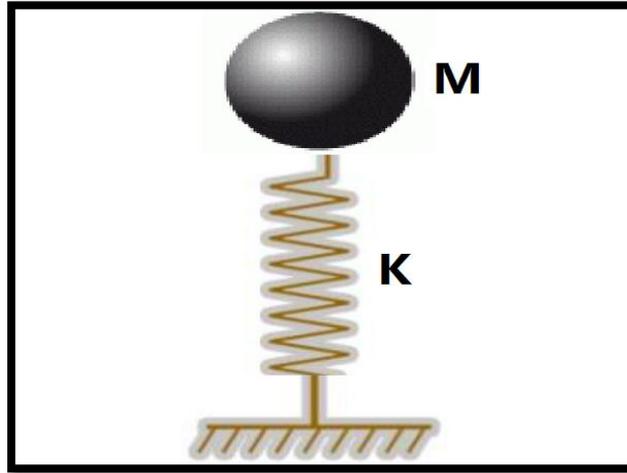


Figure X—1. Model mécanique de la structure

X.4. Calcul de la période fondamentale de l'ouvrage (T)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Avec : M : masse de la structure

K : la raideur de la structure

X.4.1 Calcul de la raideur de la structure

$$K = n_{pile} \times K_{appui} \quad \text{Avec : } n_{pile} = 3 \text{ (nombre de pile)}$$

$$K_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{K_{appareil}} + \frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{fondation}}}$$

✚ Remarque :

- Les culées sont infiniment rigides $\left(\frac{1}{K_{culé}} = 0\right)$
- On néglige la raideur des fondations (appareils d'appuis souples).

a) Raideur d'une pile

$$K_{pile} = n * \frac{3EI}{l^3}$$

Avec :

E : Module de déformation longitudinale du béton = **33000 MPa**

n : Nombre de futs de la pile = **1**

l : Hauteur de la pile = **16.08 m**

I : Moment d'inertie de la section de la pile dans le sens longitudinal = **666.67 m⁴**

$$\rightarrow K_{pile} = 1 * \frac{3*33000*666.67}{16.08^3} = 15874.058 \text{ MN/m}$$

b) Raideur des appareils d'appuis

$$K_{appareil} = n * \frac{G * a * b}{e}$$

G : Module de cisaillement de l'appareil = **1.2 Mpa**

a, b : Les dimensions en plan de l'appareil = **900 * 900 mm²**

e : L'épaisseur totale du caoutchouc de l'appareil = **120 mm**

n : Nombre d'appareil d'appuis pour élément porteur = **8**

$$\rightarrow K_{appareil} = 8 * \frac{1.2*0.9*0.9}{0.12} = 64.8 \text{ MN/m}$$

c) Raideur total par appui

$$K_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{64.8} + \frac{1}{15874.058}} = 64.54 \text{ MN/m}$$

d) La raideur totale de la structure

$$\rightarrow K = 3 * 64.54 = 193.62 \text{ MN/m}$$

✚ Donc la période fondamentale de l'ouvrage est de :

$$T = 2 * 3.14 \sqrt{\frac{12639.98*10^3}{193.62*10^6}} \Rightarrow T = 1.6 \text{ s}$$

X.5. Spectre de réponse élastique

a) Composante horizontale

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par l'équation (3.1) du RPOA

$$Sae^h(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T_2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur (=9.81m/s²)

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ($T_1=0.2 \text{ s}$; $T_2=0.5 \text{ s}$)

S : coefficient de site ($S = 1.2$)

A : coefficient d'accélération de zone ($A = 0.25$)

η : Facteur de correction de l'amortisseur $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1$

ξ : taux d'amortissement ($\xi=5\%$ ouvrages avec des piles en béton armé).

La période du système se situe entre 0.5s et 3s $\Rightarrow T_2=0.5 \text{ s} < T = 1.6 \text{ s} < 3 \text{ s}$

Donc on utilise la 3^{ème} formule de l'équation (3.1) du RPOA.

- $Sae^h(T, \xi) = 2.5 * 1 * 0.25 * 9.81 * 1.2 \left(\frac{0.5}{1.6}\right) \Rightarrow Sae^h(T, \xi) = 2.299 \text{ (m/s}^2\text{)}$

b) Composante verticale

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par l'équation (3.2) du RPOA

$$Sae^V(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{3T_2}{T_2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité. ($\alpha=0.7$ pour la zone sismique IIa).

Pour la composante verticale, les valeurs de T_1 et T_2 pour le site S3 sont : $T_1=0.2 \text{ s}$, $T_2=0.4 \text{ s}$

La période fondamentale du système se situe entre T_2 et 3s $\Rightarrow T_2=0.4 \text{ s} < T = 1.6 \text{ s} < 3 \text{ s}$

Donc on utilise la 3^{ème} formule de l'équation 3.2 du RPOA

- $Sae^V(T, \xi) = 2.5 * 0.7 * 0.25 * 9.81 * 1 \left(\frac{0.4}{1.6}\right) \Rightarrow Sae^V(T, \xi) = 1.073 \text{ (m/s}^2\text{)}$

X.6. Spectre de dimensionnement

Le spectre de dimensionnement pour les deux composantes horizontales est donné par l'équation (3.3) du RPOA

$$Sad(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} 2.5\eta AgS & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

On a: $T_2=0.5 \text{ s} < T=1.6 \text{ s} < 3.0 \text{ s}$

Donc on utilise la 2^{ème} formule de l'équation (3.3) du RPOA.

$$Sad(T, \xi) = 2.5 * 1 * 0.25 * 9.81 * 1.2 \left(\frac{0.5}{1.6}\right)^{2/3} \Rightarrow Sad(T, \xi) = 3.388 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

X.7. Effet sismique dans le sens longitudinal

X.7.1 Calcul élastique (q=1)

a) Effort longitudinal global

La force horizontale statique équivalente F est donnée par l'expression :

$$F_{longitudinal} = M * Sae^h(T)$$

Avec : **M** : la masse effective totale de la structure.

Sae^h(T) : L'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale (T).

- $F_{longitudinal} = 12639.98 * 10^3 * 2.299 \Rightarrow F_{longitudinal} = 29059.31 \text{ KN}$

b) Répartition des efforts longitudinaux

La redistribution par élément porteur se fait selon les raideurs

$$F_{longitudinal}^i = \frac{K_i}{K} F_{longitudinal}$$

Sur pile :

- $F_{longitudinal}^{pile} = \frac{64.56 * 10^6}{193.68 * 10^6} * 29059.31 \Rightarrow F_{longitudinal}^{pile} = 9686.44 \text{ KN}$
($F^{pile1} = F^{pile2} = F^{pile3}$)

c) Déplacement du tablier par rapport au sol

$$d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{T^2}{4\pi^2} * Sae^h(T)$$

- $d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{1.6^2}{4\pi^2} * 2.299 \Rightarrow d_{longitudinal}^{tablier} = 0.15 \text{ m}$

d) Déplacement de la tête de pile par rapport au sol

$$d_{longitudinal}^{pile} = \frac{F_{longitudinal}^{pile}}{K_{appui}}$$

- $d_{longitudinal}^{pile} = \frac{9686.44 * 10^3}{64.56 * 10^6} \Rightarrow d_{longitudinal}^{pile} = 0.15 \text{ m}$
($d^{pile1} = d^{pile2} = d^{pile3}$)

X.7.2 Calcul inélastique (dimensionnement q > 1)

a) Effort longitudinal global

$$F_{longitudinal} = M * Sad(T)$$

- $F_{longitudinal} = 12639.98 * 10^3 * 3.388 \Rightarrow F_{longitudinal} = 42824.25 \text{ KN}$

b) Effort par élément porteur (pile)

$$F_{longitudinal}^{pile} = \frac{K_{appui}}{K} F_{longitudinal}$$

- $F_{longitudinal}^{pile} = \frac{64.56 \cdot 10^6}{193.68 \cdot 10^6} * 42824.25 \Rightarrow F_{longitudinal}^{pile} = 14274.75 \text{ KN}$
($F^{pile1} = F^{pile2} = F^{pile3}$)

c) Déplacement du tablier par rapport au sol

$$d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{T^2}{4\pi^2} * Sad(T)$$

- $d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{1.6^2}{4\pi^2} * 3.388 \Rightarrow d_{longitudinal}^{tablier} = 0.22 \text{ m}$ (q>1 dimensionnement)

d) Déplacement de la tête de pile par rapport au sol

$$d_{longitudinal}^{pile} = \frac{F_{longitudinal}^{pile}}{K_{appui}}$$

- $d_{longitudinal}^{pile} = \frac{14274.75 \cdot 10^3}{64.56 \cdot 10^6} \Rightarrow d_{longitudinal}^{pile} = 0.22 \text{ m}$ (q>1 dimensionnement)
($d^{pile1} = d^{pile2} = d^{pile3}$)

X.8. Effet sismique dans le sens transversal

Dans le sens transversal, le tablier peut être supposé comme étant flexible car :

$$\frac{L}{B} = \frac{325}{13} = 25 > 5 \quad \text{Avec} \quad L : \text{longueur du tablier}$$

B : largeur du tablier

La période fondamentale de la structure dans le sens transversal est calculée par la méthode de Rayleigh utilisant un système généralisé à un seul degré de liberté :

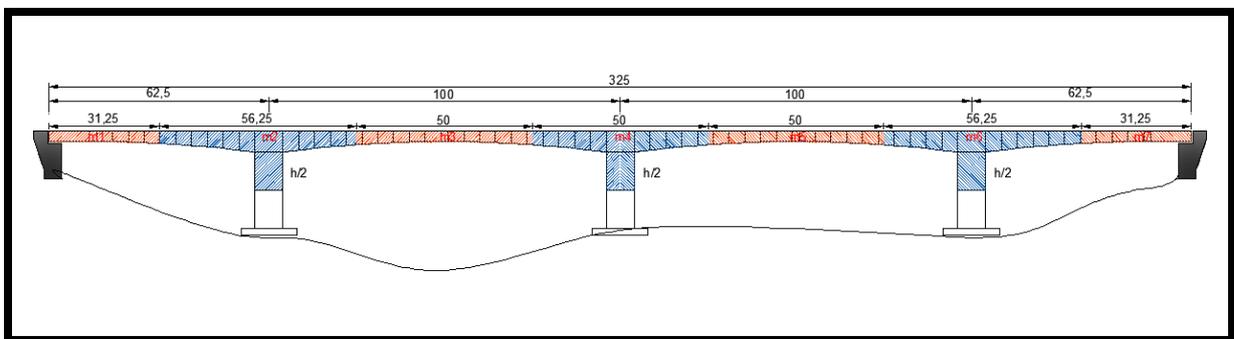
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i (u_i)^2}{\sum f_i u_i}}$$

- m_i : La masse concentrée au $i^{\text{ème}}$ point nodal
- u_i : Le déplacement dans la direction étudié, lorsque la structure est soumise aux forces $f_i = m_i g$ agissant à tous les points nodaux dans la même direction.

✚ Calcul des m_i et u_i

La masse du tablier par mètre linéaire = 32.48 t/ml.

Le masse d'une pile = 3216 t.



FigureX.2. Discrétisation de la structure

- $m_1 = 31.25 * 32.48 = 1015 t$
- $m_2 = 56.25 * 32.48 + \frac{3216}{2} = 3435 t$
- $m_3 = 50.00 * 32.48 = 1624 t$
- $m_4 = 50.00 * 32.48 + \frac{3216}{2} = 3232 t$
- $m_5 = m_3 = 1624 t$
- $m_6 = m_2 = 3435 t$
- $m_7 = m_1 = 1015 t$

✚ u_i : est le déplacement absolu horizontale, il est donné dans le tableau 3.5 du RPOA:
 $\Rightarrow u_i = 0.07 m$ (pour un site S3).

On n'a pas de discontinuité mécanique (même site)

Donc : $u_1 = u_2 = u_3 = u_4 = u_5 = u_6 = u_7 = 0.07 m$

X.8.1 Calcul de la période

point nodal	m_i (kg)	u_i (m)	$F_i = m_i * g$ (N)	$m_i * u_i^2$	$F_i * u_i$
m₁	$1015 * 10^3$	0,07	9957150	4973,5	697000,5
m₂	$3435 * 10^3$	0,07	33697350	16831,5	2358814,5
m₃	$1624 * 10^3$	0,07	15931440	7957,6	1115200,8
m₄	$3232 * 10^3$	0,07	31705920	15836,8	2219414,4
m₅	$1624 * 10^3$	0,07	15931440	7957,6	1115200,8
m₆	$3435 * 10^3$	0,07	33697350	16831,5	2358814,5
m₇	$1015 * 10^3$	0,07	9957150	4973,5	697000,5
Σ	/	/	/	A=75362	B=10561446

Tableau X-I. Valeur de calcul de la période

$$\begin{aligned} \text{➤ } T &= 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i (u_i)^2}{\sum f_i u_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{A}{B}} \\ \Rightarrow T &= 2\pi \sqrt{\frac{75326}{10561446}} \quad \Rightarrow \quad T = 0.53 s \end{aligned}$$

X.8.2 Calcul des efforts sismiques transversaux

a) Calcul élastique ($q=1$)

La force de séisme (F_i) pour chaque point nodal est déterminée par l'expression suivante :

$$F_{yi} = \frac{4\pi^2}{T^2} * \frac{Sae^h(T, \xi)}{g} u_i m_i$$

$$\rightarrow F_{yi} = \frac{4 * 3.14^2}{0.53^2} * \frac{2.299}{9.81} u_i m_i \quad \Rightarrow \quad F_{yi} = 32.903 * u_i m_i$$

- Pour le point 1: $F_{y1} = 32.903 * 0.07 * 1015 * 10^3 \Rightarrow F_{y1} = 2337,769 \text{ KN}$
- Pour le point 2: $F_{y2} = 32.903 * 0.07 * 3435 * 10^3 \Rightarrow F_{y2} = 7911,563 \text{ KN}$
- Pour le point 3: $F_{y3} = 32.903 * 0.07 * 1624 * 10^3 \Rightarrow F_{y3} = 3740,430 \text{ KN}$
- Pour le point 4: $F_{y4} = 32.903 * 0.07 * 3232 * 10^3 \Rightarrow F_{y4} = 7444,009 \text{ KN}$
- Pour le point 5: $F_{y5} = 32.903 * 0.07 * 1624 * 10^3 \Rightarrow F_{y5} = 3740,430 \text{ KN}$
- Pour le point 6: $F_{y6} = 32.903 * 0.07 * 3435 * 10^3 \Rightarrow F_{y6} = 7911,563 \text{ KN}$
- Pour le point 7: $F_{y7} = 32.903 * 0.07 * 1015 * 10^3 \Rightarrow F_{y7} = 2337,769 \text{ KN}$

✚ Les déplacements correspondants ont pour valeur :

$$d_r = \frac{u_r}{\sum m_i u_i} M \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 Sae^h(T, \xi) \quad \text{Avec : } M = \sum m_i$$

$$M = (2 * 1015 + 2 * 3435 + 2 * 1624 + 3232) * 10^3 \quad \Rightarrow \quad M = 15380 * 10^3 \text{ Kg}$$

Le déplacement pour chaque point nodal est le même car u_i ne change pas pour tous les points

$$\text{Donc : } d_r = \frac{0.07}{0.07(15380)} 15380 \left(\frac{0.53}{2*3.14} \right)^2 2.299$$

$$\rightarrow d_r = 0.016 \text{ m}$$

b) Calcul inélastique (dimensionnement $q > 1$)

L'effort pour chaque point nodal est déterminé par l'expression :

$$F_{yi}^d = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 * \frac{Sad^h(T, \xi)}{g} u_i m_i$$

(u_i est le même (pas de discontinuité mécanique),

$$\text{Donc : } F_{yi}^d = \left(\frac{2*3.14}{0.53} \right)^2 * \frac{3.388}{9.81} * 0.07 * m_i \quad \Rightarrow \quad F_{yi}^d = 3.394 * m_i$$

- Pour le point 1: $F_{y1}^d = 3.394 * 1015 * 10^3 \Rightarrow F_{y1}^d = 3444,91 \text{ KN}$
- Pour le point 2: $F_{y2}^d = 3.394 * 3435 * 10^3 \Rightarrow F_{y2}^d = 11658,39 \text{ KN}$
- Pour le point 3: $F_{y3}^d = 3.394 * 1624 * 10^3 \Rightarrow F_{y3}^d = 5511,856 \text{ KN}$
- Pour le point 4: $F_{y4}^d = 3.394 * 3232 * 10^3 \Rightarrow F_{y4}^d = 10969,408 \text{ KN}$
- Pour le point 5: $F_{y5}^d = 3.394 * 1624 * 10^3 \Rightarrow F_{y5}^d = 5511,856 \text{ KN}$
- Pour le point 6: $F_{y6}^d = 3.394 * 3435 * 10^3 \Rightarrow F_{y6}^d = 11658,39 \text{ KN}$
- Pour le point 7: $F_{y7}^d = 3.394 * 1015 * 10^3 \Rightarrow F_{y7}^d = 3444,91 \text{ KN}$

Les déplacements correspondants ont pour valeur :

$$d_r = \frac{u_r}{\sum m_i u_i} M \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 S_{ad}^h(T, \xi)$$

$$\Rightarrow d_r = \frac{0.07}{0.07(15380)} 15380 \left(\frac{0.53}{2*3.14} \right)^2 3.388 \quad \rightarrow \quad d_r = 0.024 \text{ m}$$

X.9. Effet sismique dans le sens vertical

X.9.1 Calcul de la période dans le sens vertical

Elle est estimée par la méthode de Rayleigh en utilisant un système généralisé à un seul degré de liberté.

$$T^{vertical} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i (v_i)^2}{\sum f_i v_i}}$$

v_i : est le déplacement absolu vertical, il est donné dans le tableau 3.5 du RPOA:

$$\Rightarrow v_i = 0.06 \text{ m} \quad (\text{pour un site S3}).$$

$$\Rightarrow T^{vertical} = 2 * 3.14 \sqrt{\frac{(2*1015+2*3435+2*1624+3232)*10^3*0.06^2}{(2*9957.15+2*33697.35+2*15931.44+31705.92)*10^3*0.06}}$$

$$\rightarrow T^{vertical} = 0.491 \text{ s}$$

X.9.2 Calcul des forces correspondantes pour chaque point nodal

L'effort pour chaque point nodal est déterminé par l'expression :

$$F_{zi} = \left(\frac{2\pi}{T^v} \right)^2 * \frac{S_{ae}^V(T, \xi)}{g} v_i m_i$$

Pas de discontinuité mécanique $v_i = 0.06$ pour chaque point nodal

$$\rightarrow F_{zi} = \left(\frac{2*3.14}{0.491} \right)^2 * \frac{1.073}{9.81} * 0.06 * m_i \quad \Rightarrow \quad F_{zi} = 1.073 * m_i$$

$$\Rightarrow \text{Pour le point 1: } F_{z1} = 1.073 * 1015 * 10^3 \quad \Rightarrow \quad F_{z1} = 1089,095 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \text{Pour le point 2: } F_{z2} = 1.073 * 3435 * 10^3 \quad \Rightarrow \quad F_{z2} = 3685,755 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \text{Pour le point 3: } F_{z3} = 1.073 * 1624 * 10^3 \quad \Rightarrow \quad F_{z3} = 1742,552 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \text{Pour le point 4: } F_{z4} = 1.073 * 3232 * 10^3 \quad \Rightarrow \quad F_{z4} = 3467,936 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \text{Pour le point 5: } F_{z5} = 1.073 * 1624 * 10^3 \quad \Rightarrow \quad F_{z5} = 1742,552 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \text{Pour le point 6: } F_{z6} = 1.073 * 3435 * 10^3 \quad \Rightarrow \quad F_{z6} = 3685,755 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \text{Pour le point 7: } F_{z7} = 1.073 * 1015 * 10^3 \quad \Rightarrow \quad F_{z7} = 1089,095 \text{ KN}$$

X.9.3 Calcul des déplacements verticaux

Les déplacements correspondants ont pour valeur :

$$d_r^z = \frac{v_r}{\sum m_i v_i} M \left(\frac{T^v}{2\pi} \right)^2 Sae^V(T, \xi)$$

$$M = \sum m_i = 15380 * 10^3 \text{ Kg}$$

Le déplacement pour chaque point nodal est le même car v_i ne change pas pour tous les points

Donc :

$$d_r^z = \frac{0.06}{0.06(15380)} 15380 \left(\frac{0.491}{2*3.14} \right)^2 1.073$$

→ $d_r^z = 0.006 \text{ m}$

X.10. Récapitulatif des résultats

✚ Les accélérations

- Composante horizontale : → $Sae^h(T, \xi) = 2.299 \text{ (m/s}^2\text{)}$
- Composante verticale : → $Sae^V(T, \xi) = 1.073 \text{ (m/s}^2\text{)}$
- Spectre de dimensionnement : → $Sad(T, \xi) = 3.388 \text{ (m/s}^2\text{)}$

✚ Les périodes

- Période du système dans le sens longitudinal : $T^{longitudinal} = 1.6 \text{ s}$
- Période du système dans le sens transversale : $T^{transversal} = 0.53 \text{ s}$
- Période du système dans le sens vertical : $T^{vertical} = 0.491 \text{ s}$

✚ Les déplacements

- Le déplacement de la tête de pile selon la direction longitudinale : $d^x = 150 \text{ mm}$
- Le déplacement pour chaque point nodal dans la direction transversale : $d_r^y = 16 \text{ mm}$
- Le déplacement pour chaque point nodal selon la direction vertical : $d_r^z = 6 \text{ mm}$

X.11. Combinaison des composantes de l'action sismique

La combinaison des forces sismiques orthogonale est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale E, dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontales X et Y et de l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales E_x , E_y et E_z dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$\begin{aligned} E &= E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z \\ E &= E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z \\ E &= E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y \end{aligned} \quad \text{(RPOA (4.15))}$$

Où :

E_x , E_y et E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

X.11.1 Calcul en déplacement

Soit $E = d$;

Donc :

$$\begin{aligned} E_x &= dx = 150 \text{ mm} \\ E_y &= dy = 16 \text{ mm} \\ E_z &= dz = 6 \text{ mm} \end{aligned}$$

➤ $E = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$ nous donne :

$$\begin{cases} E = 150 + 0.3 * 16 + 0.3 * 6 \rightarrow E = 156.6 \text{ mm} \\ E = 150 - 0.3 * 16 - 0.3 * 6 \rightarrow E = 143.4 \text{ mm} \\ E = 150 + 0.3 * 16 - 0.3 * 6 \rightarrow E = 153 \text{ mm} \\ E = 150 - 0.3 * 16 + 0.3 * 6 \rightarrow E = 147 \text{ mm} \end{cases}$$

➤ $E = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$ nous donne :

$$\begin{cases} E = 16 + 0.3 * 150 + 0.3 * 6 \rightarrow E = 62.8 \text{ mm} \\ E = 16 - 0.3 * 150 - 0.3 * 6 \rightarrow E = -30.8 \text{ mm} \\ E = 16 + 0.3 * 150 - 0.3 * 6 \rightarrow E = 59.2 \text{ mm} \\ E = 16 - 0.3 * 150 + 0.3 * 6 \rightarrow E = -27.2 \text{ mm} \end{cases}$$

➤ $E = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$ nous donne :

$$\begin{cases} E = 6 + 0.3 * 150 + 0.3 * 16 \rightarrow E = 55.8 \text{ mm} \\ E = 6 - 0.3 * 150 - 0.3 * 16 \rightarrow E = -43.8 \text{ mm} \\ E = 6 + 0.3 * 150 - 0.3 * 16 \rightarrow E = 46.2 \text{ mm} \\ E = 6 - 0.3 * 150 + 0.3 * 16 \rightarrow E = -34.2 \text{ mm} \end{cases}$$

✚ La combinaison la plus défavorable est :

$$E = E_x + 0.3 E_y + 0.3 E_z \quad \Leftrightarrow \quad E_{max} = 150 + 0.3 * 16 + 0.3 * 6$$

Donc le déplacement le plus défavorable est :

$$\Leftrightarrow \quad E_{max} = 156.6 \text{ mm}$$

Conclusion

La procédure à suivre pour évaluer l'effort sismique dans l'ouvrage paraît simple, mais en réalité un calcul très lourd et inévitable doit être effectué pour évaluer l'action maximale probable qui peut solliciter l'ouvrage.

Les résultats trouvés dans ce chapitre sont utilisés dans le dimensionnement du joint de chaussée et aussi dans le ferrailage de la structure.

Conclusion générale.

Ce projet de fin d'études fut une excellente synthèse de ce que j'ai appris durant mon parcours universitaire, ce qui m'a permis de mettre en pratique sur un cas réel les notions fondamentales du génie civil en général et des ouvrages d'art en particulier.

Pour cela, la culture technique du domaine des ouvrages d'arts constitue une source d'informations indispensables à chacune des étapes de la construction d'un pont .A cet effet, cette connaissance permet :

Au stade d'étude :

De bien définir le projet (recherche sur les solutions techniques envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural.

De bien évaluer les charges et surcharges appliquées à la structure en déterminant les plus défavorables pour chaque cas d'étude.

Au stade d'exécution :

De réaliser toutes les étapes de construction en s'assurant que notre ouvrage assure sa fonction pour chaque phase réalisé jusqu'à son achèvement.

Une fois réalisé, la vérification pendant sa mise en service est aussi exigée.

Pour finir, ce projet de fin d'études m'a donné l'opportunité de côtoyer les ingénieurs et les spécialistes du domaine des ouvrages d'art. Ce fut une première étude pour moi qui m'a permis d'acquérir une certaine expérience que je compte mettre en œuvre dans le milieu professionnel.

Bibliographie

Livres et règlements :

- Conception des ponts.J.A Calgaro et A.Bernard-Gély. « Presses de l'école nationale des ponts et chaussées 1994».
- Projet et construction des ponts.J.A Calgaro et M.Virlogeux. « Presses de l'école nationale des ponts et chaussées 1987».
- Le béton précontraint aux états limites .Henry. Thonier. « Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1992 ».
- Construction par encorbellement des ponts en béton précontraint. J.MATHIVAT. «Seyroles, Paris, 1979 ».

- Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs (SETRA).
- RCPR : Règlement définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- RPOA 2008 : Règles parasismiques applicable au domaine des ouvrages d'art.
- BAEL91mod 99 : béton armé aux états limite.
- Le BPEL béton précontrainte aux états limite.
- Catalogue de joints de chaussée CIPEC.
- Appareils d'appui en élastomère fretté. (Document SETRA bulletin n°4).
- Catalogue FREYSSINET

Logiciels :

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 (conception assisté par ordinateur).
- AutoCAD 2009 (dessin assisté par ordinateur).
- Microsoft Office 2013 (Calcul, Traitement de texte, présentation).

Sites internet :

- www.google.com
- www.setra.fr
- www.freyssinet.com

Remerciements

Avant tout propos, je remercie Allah le Tout-puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour pouvoir élaborer ce modeste travail et le présenter.

Ce présent mémoire n'aurait pu voir le jour sans la contribution de nombreuses personnes dont je fais aujourd'hui un plaisir et un devoir de remercier.

Je remercie vivement mon encadreur Mr H. Dehmous d'avoir accepté de diriger et d'orienter mon travail de recherche et les membres de jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail.

J'exprime ici ma profonde gratitude au personnel de l'ANA ainsi qu'à la DTP de Tizi-Ouzou pour leur collaboration.

Je remercie également Mr A. Hechiche et Mr Guellal pour leur aide précieuse et toutes personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail, à mes parents en particulier ma très chère maman qui n'a épargné aucun effort pour m'encourager et qui a fait preuve de beaucoup de compréhension et de sacrifices, qu'elle trouve ici le témoignage de mon profond respect et ma reconnaissance.

À mes adorables frères et sœur que j'aime tant, que je ne remercierai jamais assez pour leur soutien : Samir, Tarek, Smain et Kahina.

À mes nièces Mélina et Alyssa et à toutes mes cousines.

À mes grands-parents ainsi qu'à mes oncles et ma tante.

Ainsi qu'à mes amis et tous ceux que j'ai connu durant les années passées à

L'UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI

Introduction Générale

CHAPITRE I

Présentation du projet

CHAPITRE II

Conception générale de l'ouvrage

CHAPITRE III

Pré-dimensionnement du tablier

CHAPITRE IV

Charges et surcharges

CHAPITRE V

Etude du fléau

CHAPITRE VI

Etude de la précontrainte

CHAPITRE VII

Etude transversale

CHAPITRE VIII

Effort tranchant

CHAPITRE IX

Equipements de pont

CHAPITRE X

Effet du séisme

Conclusion Générale