

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

Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou

Projet de fin d'études

En vue de l'Obtention du Diplôme Master en Génie civil
Option : V.O.A

THEME

*Etude d'un Pont en béton précontrainte construit
par encorbellement successif, avec voussoirs coulés
sur place
Sur la RN25 Tizi Ouzou*



Proposé par : SAETI

Encadré par :

-Mr: Kaci

Etudié par :

- RAFA

Belkacem

- ALICHE

Hacene

Promotion 2012/2013

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous tenons à remercier Dieu clément et Miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à remercier M^r Kaci notre cher encadreur pour sa patience et sa coopération le long de cette période.

A tous les enseignants de l'UMMTO sans exception qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de compétence et de dévouement.

Nos remerciements s'adressent, également, aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail.

Enfin, Nos plus vifs remerciements s'adressent aussi à tous ceux qui nous ont aidés, encouragés et nous ont soutenus.

Rafa Belkacem

Aliche Hacene

Dédicace

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

✚ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

✚ *A mes très chers frères et sœurs.*

✚ *A toute ma famille sans exception.*

✚ *A tous mes amis.*

✚ *En fin, je remercie mon ami mon binôme HACENE qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

Belkacem

DEDICACES

*Tout d'abord, je tiens à remercier dieu clément et
miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage
de mener à bien ce modeste travail.*

*Ensuite, Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur que je
dédie du fond du cœur :*

- ✓ à « Ma Mère », pour son sacrifice, ses efforts qu'elle n'a jamais cessé de fournir pour ma formation et mon bien être.
- ✓ à la mémoire de mon père décédé (à Dieu nous appartenons et à lui nous retournons).
- ✓ à toute ma famille.
- ✓ à tous mes amis.
- ✓ En fin, je remercie mon ami mon binôme Belkacem qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Que Dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler.

Ilacene.

SOMMAIRE :

Introduction générale :.....2

Chapitre I. Généralité :

1- Présentation et description de l'ouvrage..... 4

2- Données fonctionnelles..... 4

3- Données naturelles..... 4

Chapitre II. Conception générale :

1- Choix et type d'ouvrage..... 7

2- Comment procéder au choix..... 7

3- Variante N°1 : pont à poutres..... 7

4- Variante N°2 : Pont construit par encorbellement successif 9

5- Variante N°3 : pont mixte..... 10

6- Analyse multicritère..... 13

7- Critique et conclusion..... 13

Chapitre III. Caractéristiques des matériaux :

1- Béton..... 16

2- Aciers..... 19

Chapitre IV. Pré dimensionnement et caractéristiques géométriques :

1- Pré dimensionnement de la structure longitudinale..... 22

1.1. Répartition des travées..... 22

1.2. Hauteur sur pile..... 22

1.3. Hauteur à la culé..... 23

1.4. Découpage en voussoirs..... 23

2- Pré dimensionnement de la section transversale..... 23

2.1. Epaisseur des âmes..... 24

2.2. Epaisseur de la dalle supérieur..... 24

2.3. Epaisseur de la dalle inférieur..... 24

2.4. Dimensionnement des goussets..... 25

3- Caractéristiques géométriques..... 25

3.1. Section sur pile..... 26

3.2. Section à la culé..... 27

4- Loi de variation des différents paramètres géométriques..... 29

4.1. Loi de variation de la hauteur..... 29

4.2. Loi de variation de l'épaisseur du hourdis inférieur..... 30

4.3. Loi de variation de la section..... 30

4.4. Loi de variation du centre de gravité de la section..... 31

4.5. Loi de variation de l'inertie..... 31

5- Récapitulatif..... 32

5.1. Travée de rive..... 33

5.2. Travée intermédiaire..... 33

Chapitre V. Charges et surcharges :

Introduction.....	35
1- Caractéristique du pont.....	35
1.1. Classe de pont.....	35
1.2. Largeur chargeable.....	35
1.3. Nombre de voies de circulation.....	35
1.4. Largeur de la voie.....	35
2- Les charges permanentes.....	35
2.1. Les charges permanentes (CP).....	35
2.2. Les charges complémentaires permanentes (CCP).....	36
a- Les trottoirs.....	36
b- Les corniches.....	36
c- Le revêtement.....	37
d- Les dispositifs de sécurité (barrière + garde-corps).....	37
3- les surcharges routières.....	38
3.1. Système de charge A (L).....	38
3.2. Système de charges B.....	42
a- Système Bc.....	42
b- Système Bt.....	43
c- Système Br.....	43
3.3. La surcharge militaire (Mc120).....	44
3.4. Surcharge D240.....	44
3.5. Coefficient de majoration dynamique.....	45
3.6. Surcharges sur les trottoirs.....	46
3.7. Le vent.....	46
3.8. Effet du gradient thermique.....	46
3.9. Le fluage.....	48
3.10. Forces de freinage.....	48
3.11. Le séisme.....	49

Chapitre VI. Efforts dus à l'exécution de l'ouvrage.

1- Phases de réalisation.....	51
2- Charges appliquées au fléau (phase de construction).....	52
2.1. Effets dus au poids propre dans le demi-fléau isostatique.....	53
2.2. Effets des surcharges réparties de chantier dans le demi-fléau.....	53
2.3. Effets des surcharges concentrées dans le demi-fléau isostatique.....	54
3- Les combinaisons des charges.....	56
3.1. Situation durable.....	56
3.2. Situation accidentelle.....	57
3.3. Les efforts maximaux.....	58
4- Clavage de la travée.....	58
5- Phase de service.....	59
5.1. Présentation du logiciel.....	59
5.2. Modélisation.....	60
5.3. Combinaisons de calcul.....	60
5.4. Résultats.....	62

Chapitre VII. Etude de la précontrainte.

Notion historique de la précontrainte.....	65
1- Etude de la précontrainte de fléau.....	65
1-1- Détermination des efforts de précontraintes et schémas de câblage.....	65
a- Détermination de la précontrainte de fléau.....	65
b- Détermination du nombre de câbles de fléau.....	66
c- Etude du tracé des câbles en élévation.....	68
2- Calcul des pertes de tension de précontrainte.....	71
2-1- Pertes de tension instantanées.....	71
a- Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine.....	72
b- Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages...	73
c- Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.....	75
2-2- Pertes de tension différées.....	76
a- Pertes dus au retrait du béton.....	76
b- Pertes dus au fluage du béton.....	76
c- Pertes dus à la relaxation de l'acier de précontrainte.....	77
2-3- Contraintes finales.....	78
3- Etude de la précontrainte de continuité.....	79
3-1- Calcul de la précontrainte.....	80
3-2- Détermination du nombre de câbles.....	80
a- Câblage de la travée de rive.....	81
b- Câblage de la travée intermédiaire.....	81
c- Tracé des câbles de continuité.....	82
3-3- Calcul des moments hyperstatiques.....	83
a- Travée de rive.....	83
b- Travée intermédiaire.....	83
3-4- Calcul des pertes de précontrainte de continuité.....	84
a- Travée de rive.....	84
b- Travée intermédiaire.....	84
4- Vérification des contraintes.....	85
4.1. Phase de construction.....	85
4.2. Phase de service.....	87

Chapitre VIII. Etude transversale :

1- Modélisation.....	93
2- Combinaison de calcul.....	93
3. Résultat.....	95
3.1. Voussoir sur pile.....	95
3.2. Voussoir à la clé.....	95
4. Ferrailage.....	96
4.1. Ferrailage du voussoir sur pile.....	96
4.1.1. Ferrailage de la dalle supérieure.....	96
4.1.2. Ferrailage de la dalle inférieure.....	98
4.1.3. Ferrailage du porte à faux.....	99
4.1.4. Ferrailage de l'âme.....	100
4.2. Ferrailage du voussoir à la clé.....	101

Chapitre IX. Résistance aux efforts de tangences :

1- Détermination de l'effort tranchant dû à la précontrainte.....	103
1-1- Effet isostatique.....	103
1-2- Effet hyperstatique.....	103
2- Effet RESAL.....	104
3- Vérification de l'effort tranchant.....	104
3-1- Calcul de l'effort tranchant.....	104
3-2- Calcul du cisaillement.....	105

Chapitre X. Equipements du tablier :

1- Calcul du joint de chaussée.....	109
1-1- Définition.....	109
1-2- Calcul du souffle des joints.....	110
2- Appareil d'appui.....	112
2-1- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.....	112
2-2- Dimensionnement.....	113
3- Les dés d'appuis.....	117
3-1- Les dimensions des dés d'appuis.....	117
3-2- Ferrailage des dés d'appuis.....	117

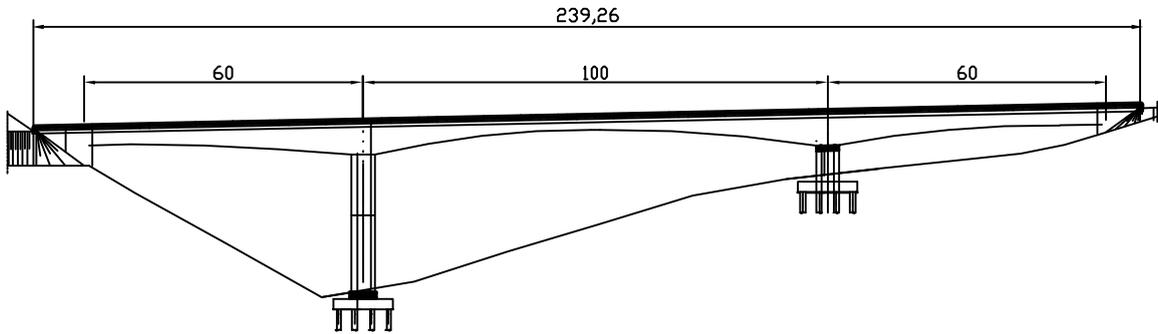
Chapitre XI. L'infrastructure :

1- Les Piles.....	119
1-1- Généralité.....	119
1-2- Choix du type de pile.....	119
1-3- Les Fondations.....	120
a- Choix du type de fondation.....	120
b- Nombre de files de pieux.....	121
c- L'effet d'un groupe de pieux.....	121
1-4- Le Ferrailage.....	122
a- Les Combinaisons de charges.....	122
b- Ferrailage de la pile.....	124
c- Le ferrailage de la semelle.....	125
d- Le ferrailage des pieux.....	126
2- Les Culées.....	127
2-1- Fonction des culées.....	127
a- Les fonctions mécaniques.....	127
b- Les fonctions techniques.....	128
2-2- Choix du type de culée.....	128
2-3- Vérification de la stabilité de la culée.....	130

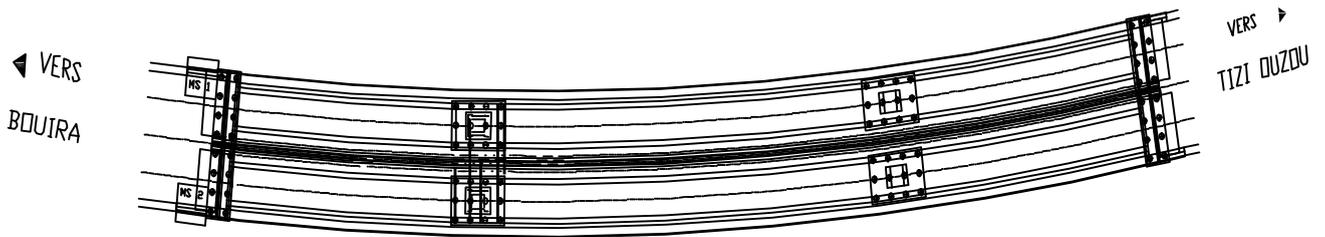
Conclusion générale.....135

Bibliographie

Coupe longitudinale

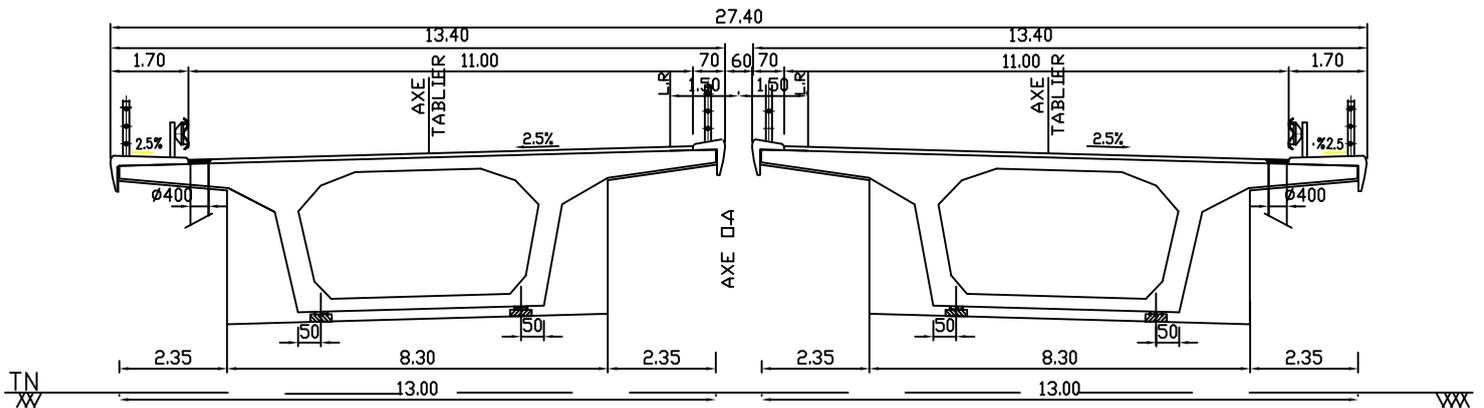


Profil en long



Vue en plan

Coupe transversale



INTRODUCTION
GENERALE

Introduction :

Un Pont est une construction permettant de franchir un obstacle ou une brèche (cours d'eau, route, voie ferrée) entre deux points. En général, un pont soutient une voie de circulation. Il peut également supporter des canaux ou conduites d'eau : il s'agit alors d'un aqueduc. Un viaduc est un ouvrage routier ou ferroviaire de grande longueur, constitué de travées et permettant le franchissement à grande hauteur d'une brèche.

Et pour cela et avec toute cette variation des types d'ouvrages, la conception de ces derniers reste la phase la plus importante pour un ingénieur.

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

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont implanté à la commune de Draa El Mizan sur la RN25.

Nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous allons retenir la variante la plus avantageuse pour dimensionner et étudier d'une manière profonde.

Chapitre I

Généralité

I-1 Présentation et description de l'ouvrage :

Notre projet est constitué de deux viaducs jumeaux parallèles et distants de 0,60 m construits par encorbellement successif de voussoirs coulés sur place.

La longueur totale du pont est de 239.26 m composé de 3 travées (1 travées intermédiaires de 100m et 2 travées de rive chacune 60m).

L'ouvrage est implanté dans une zone de moyenne sismicité, la stabilité longitudinale et transversale sera assurée par 2 piles (respectivement : 29m - 7.5m de hauteur) au moyen de retenue antisismiques et les culées, Les piles reposent sur des semelles filantes sur pieux.

L'étude de l'ouvrage comporte la conception et le dimensionnement du pont ainsi que la méthodologie d'exécution.

I-2 Données fonctionnelles :

a-Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessiné sur Un plan de situation et repéré par les coordonnées de ces points caractéristiques.

Notre pont présent un alignement biais, permet de définir la longueur de l'ouvrage 239.26m

b-Le profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte des exigences fonctionnelles et naturelles. Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente une pente de 1.92%, en partant du niveau 250.92m au niveau 255.47m.

c-Le profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

Largeur rouable $L_r = 11\text{m}$.

Nombre de voies de circulations = 3 voies.

La largeur des trottoirs = 1,50m.

Le dévers: 2.5 %.

I-3 Données naturelles :

Qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et qu'il faut respecter et ne pas modifier, on distingue :

Les données géotechniques :

Comme tout projet l'étude géotechnique (essais physiques, mécaniques) joue un rôle très important pour le choix du système d'ouvrage.

Les travaux de reconnaissance géologiques et géotechniques sont fondamentaux, ils conditionnent l'implantation des fondations et leur fonctionnement mécanique qui ont permis de mettre en évidence les formations suivantes :

- Couche de remblai de 0.6 à 3.5m ;
- Couche d'argile brune graveleuse d'épaisseur allant jusqu'à 4m ;
- Grés calcaires poreux et très durs dont l'épaisseur maximale est de 5m ;
- Marne grise du plais ancien.

Pour notre projet, l'étude géotechnique qui donne les caractéristiques du sol pas encore faite.

Chapitre II

Conception générale

II-1- Choix et type d'ouvrage :

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

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

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

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

- Profil en long de la chaussée.
- Les conditions aux sites.
- Position possible pour les appuis.
- La nature du sol « rapport hydrologique : hydrologie de l'Oued (le débit d'écoulement) ».
- Le gabarit à respecter pour l'Oued et pour le chemin agricole.
- La brèche de l'ouvrage.
- les conditions de maître l'ouvrage (ANA).

II-2- Comment procéder au choix :

Les différentes conditions imposées conduit, suivant les cas, à diverses conclusions :

- Il n'y a aucun type d'ouvrage qui puisse satisfaire à toutes les conditions. Ceci se produit notamment lorsqu'il n'y a pas assez de hauteur pour le tablier entre le gabarit à respecter et la cote fixée pour la chaussée, dans ce cas, il faut faire modifier les conditions de base : soit en surélevant la chaussée éventuellement au moyen de passages dénivelés aux extrémités, soit en obtenant une dérogation aux dimensions réglementaires des gabarits.
- Il n'y a qu'un seul type d'ouvrage qui s'impose techniquement ou économiquement.
- Plusieurs types d'ouvrages peuvent être envisagés. Si la position des appuis est fixée de façon précise et obligatoire par les conditions naturelles et les contraintes à respecter, on voit dans la récapitulation précédente que pour certaines gammes de portées plusieurs types de ponts peuvent être retenus. Par exemple, pour des portées de l'ordre de 100m, on peut hésiter entre un pont en béton précontraint et un pont métallique.

II-3- Variante N°1 : pont à poutres.

Dans le domaine des structures, le béton précontraint est la plus importante innovation du siècle passé.

Il est issu de raisonnement logique suivant : le béton et le matériau le plus économique résistant bien à la compression, mais peu à la traction ; on y ajoute donc une compression permanente dite « précontrainte ». La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles produites par les charges qui le solliciteront. Là où le béton armé trouve sa limite, le béton précontraint prend la relève, il permet d'atteindre des portées déterminantes jusqu'à 50m.

Aujourd'hui, il est le fruit de plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil.

Chapitre II : Conception générale

On distingue deux types de tabliers, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres :

-**Les ponts à poutres précontraintes par pré tension** : qui occupent une gamme de portées allant de 10m à 35m.

-**Les ponts à poutres précontraintes par post-tension** :

Ce sont des travées indépendantes de poutres précontraintes par post-tension. Ce type de tablier permet d'atteindre des portées importantes. Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de 30 à 50mètres.

3-1- Pré dimensionnement de la poutre : La poutre que nous allons étudier est une poutre en I. Le pré dimensionnement de la poutre se fera à l'aide du document (S.E.T.R.A).

a) **Elancement de la poutre** : $L/22 < ht < L/18 \Rightarrow 1,47 < ht < 1,8m$

On fixe : $ht = 1,5m$.

b) **La largeur de la table de compression** : $0,6 ht < b < 0,7 ht \Rightarrow 0,9 < b < 1,05$

On fixe : $b = 1,03m$

c) **Epaisseur de la table de compression** : $10 \leq e \leq 15cm$, On fixe : $e = 11cm$

d) **Largeur de talon** : $40 < Lt < 55cm$, On fixe $Lt = 45cm$

Mais cette valeur peut être modifié après l'étude de la précontrainte.

e) **Epaisseur du talon e_t** :

On fixe $e_t = 15cm$

f) **Epaisseur de l'âme en travée (b_0)** : $18 < b_0 < 25cm$

On prend : $b_0 = 20cm$

g) **Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis (b_0)** :

On prend : $b_0 = 45cm$

h) **Goussets** : C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles de précontraintes. Cet angle est fixé entre : $45^\circ < \alpha < 60^\circ$

· **Gousset du talon** : En travée : $\alpha_3 = 57^\circ$, $e_3 = 20cm$

A l'appui il n'est pas de gousset.

· **Gousset de la table de compression**:

• **En travée**: $\alpha_1 = 12^\circ$, $e_1 = 6cm$, $\alpha_2 = 45^\circ$, $e_2 = 10cm$

• **A l'appui**: $\alpha_1 = 12^\circ$, $e_1 = 6cm$.

i) **Epaisseur de l'hourdis (la dalle) h_0** : $18 \leq h_0 \leq 25$, On fixe : $h_0 = 20cm$

j) **Nombre de poutres** : Nombre de poutres est déterminée par la loi :

$$N = (La / \lambda) + 1$$

La : est l'entraxe entre les poutres d'extérieure et égale à 10m.

λ : est l'entraxe des poutres $\Rightarrow 1,5 \leq \lambda \leq 2,5m$

Donc on prend: $\lambda = 1,5m$, $N = 8$ poutres.

Coupe transversale de la poutre

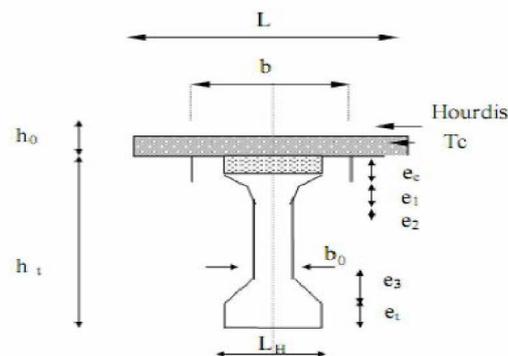


Figure II.1. Coupe transversale de la poutre.

3-2- Les avantages et Les inconvénients :

a) Les avantages :

- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages.
- La possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec des ouvrages en béton armé.
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères à force égale que les aciers du béton armé.

b) Les inconvénients :

- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décinturer ou décoffrer.
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.

II-4- Variante N°2 : pont construit par encorbellement successif.

Dans ce type d'ouvrage est réalisé dans les grandes portées, l'organe porteur est constitué par un ou plusieurs caissons qui forment un profil fermé comprenant un hourdis supérieur qui sert de dalle de couverture et des âmes reliées entre elles à leurs parties basses par un hourdis inférieur.

L'hourdis supérieur déborde des âmes de rive par un élément de dalle en encorbellement. La liaison entre les âmes et les hourdis est renforcée par des goussets.

Dans les ponts à poutres caissons, on supprime généralement les entretoises intermédiaires pour ne conserver que les entretoises sur appuis.

En plus de leur rôle de dalle de couverture, l'hourdis supérieur comme l'hourdis inférieur fonctionnent en tant que membrure comprimées ou tendues suivant le signe du moment sollicitant la section considérée.

4-1- Pré dimensionnement du voussoir :

a) Elancements usuels pour les tabliers de hauteur constante :

$L/25 \leq h \leq L/20$ on fixe $h = 3 \text{ m}$ (avec $L = 60 \text{ m}$).

b) Hourdis supérieur :

- Le choix de $a = B/2 = 6.5 \text{ m}$ (avec $B = 13 \text{ m}$ la largeur utile).
- L'épaisseur de l'hourdis supérieur est compris entre $a/30 \leq e_s \leq a/25$

On fixe $e_s = 25 \text{ cm}$.

- La largeur $b = (B - a)/2 = \text{ m}$

c) Hourdis inférieur :

- L'épaisseur du hourdis inférieur à la clé doit donc satisfaire la condition suivante :

$$e_{ic} \text{ (cm)} \geq \text{Max} (18 \text{ cm} ; 3\emptyset ; ea/3) \quad e_{ic} \text{ (cm)} \geq \text{Max} (18 \text{ cm} ; 26,4 \text{ cm} ; 16,67 \text{ cm})$$

On choisit : $e_{ic} = 25 \text{ cm}$.

- L'épaisseur du hourdis inférieur sur pile est en générale 2 à 2,5 fois plus grande que celle à la clé.

Ce qui donne : $60 \text{ cm} < e_{ip} < 75 \text{ cm}$

On choisit : $e_{ip} = 80 \text{ cm}$.

d) Epaisseur des âmes :

Le choix d'épaisseur des âmes dépend de celui du principe de câblage.

Et dépend aussi des différentes portées. Pour les portées inférieures à 50m $e_a = 36 \text{ cm}$.

$\theta = 1/20$ à $1/10$ par rapport à l'horizontale.

$\alpha = 1/2$ par rapport à la verticale.

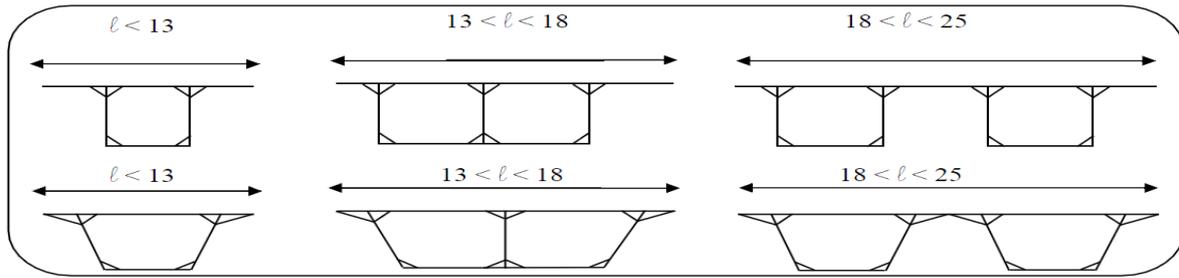


Figure II.2. Section transversale des caissons.

4-2- Les avantages et les inconvénients :

a) Les avantages :

- L'esthétique de ce type d'ouvrage.
- Dans les ouvrages de ce type, la portée peut atteindre jusqu'à 200m.
- La rapidité d'exécution.
- Ce type de profil fermé présente une grande rigidité à la torsion.
- L'augmentation du rendement de la main d'œuvre, dû à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif.

b) Les inconvénients :

- Les effets du fluage du béton et de la relaxation des aciers conduisent alors à de délicats problèmes.
- L'influence du gradient thermique.

II-5-Variante N°3 : Pont mixte à poutre multiples.

L' introduction de l' acier a permis de réaliser des types de ponts qui n' étaient pas réalisables. L' évolution des caractéristiques mécaniques de l' acier, la résistance et la limite élastique ont permis de réaliser des ouvrages légers de grandes portées voir très importantes pouvant dépasser les 1000m (Pont sur la Humber en Angleterre de portée central de 1410m).

a-Forme de la section transversale :

Le béton assure le rôle de table de compression et les efforts de traction sont repris par le profilé métallique, la garantie du non glissement entre le hourdis et la semelle supérieure du profilé est assurée par des connecteurs (petits éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure du profilé) les connecteurs sont dimensionnés pour reprendre la totalité des efforts de glissement, la dalle ainsi liée à l' ossature de manière à intervertir dans la flexion générale.

On obtient ainsi un pont mixte dans lequel la dalle est considérée comme participante à la résistance d' ensemble.

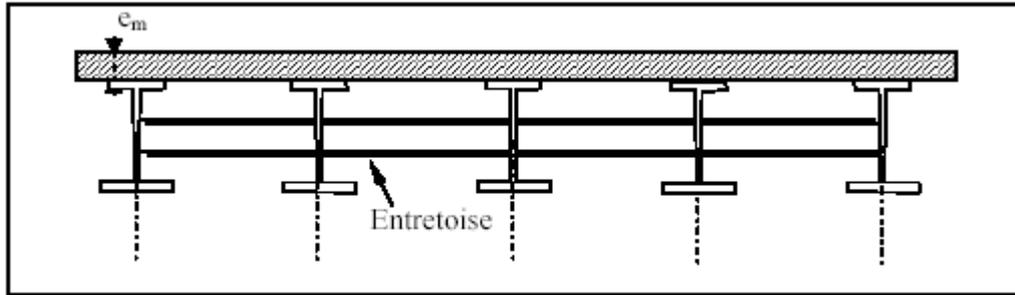


Figure II.3. Coupe transversale d'ouvrage à entretoise.

b-Pré dimensionnement de la poutre :

- **Nombre de poutres (N) :**

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

La : Est la largeur du tablier égale à **10m**.

On fixe l'espacement : **d = 5m**

$N = 10 / 5 = 2$ donc : **N = 2poutres**.

- **Élancement de poutres** : l'élancement économique (hauteur de la poutre) est de $L/25$ ce qui nous donne **h = 1(L = 25m)**.
- **Épaisseur de l'âme des poutres** :

L' épaisseur de l' âme de la poutre maîtresse doit respecter les quatre conditions suivantes :

- Résistance à la corrosion.
- Résistance au cisaillement.
- Flambage vertical de la semelle dans l' âme.
- Fatigue.

On considérant ces quatre critères nous allons dimensionner l' âme des poutres à mi travée et sur appui sachant que l' épaisseur en travée varie entre 8 et 14mm et ne dépasse pas 20mm sur appui donc nous prendrons :

- Une épaisseur de **12mm** à mi travée.
- Une épaisseur de **18mm** sur appui.

- **Semelles** :

Les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions de :

- résistance.
- instabilité.

Chapitre II : Conception générale

✓ Semelle supérieure en travée:

La largeur de la semelle varie entre 200mm et 500mm et l'épaisseur entre 12 et 40mm, on prendra donc :

- Une largeur de **250mm**.
- Une épaisseur de **25mm**.

✓ Semelle supérieure sur appui :

La largeur de la semelle est fixée entre 400 et 900mm et l'épaisseur entre 20 et 40mm, on prendra donc :

- Une largeur de **500mm**.
- Une épaisseur de **30mm**.

✓ Semelle inférieure en travée :

La largeur de la semelle est fixée entre 300 et 600mm et l'épaisseur entre 20 et 40mm, on prendra donc :

- Une largeur de **400mm**.
- Une épaisseur de **25mm**.

✓ Semelle inférieure sur appui :

La largeur de la semelle est fixée entre 600 et 1000mm et l'épaisseur entre 30 et 60mm, on prendra donc :

- Une largeur de **600mm**.
- Une épaisseur de **35mm**.

Dans le cas des ponts mixtes, les dimensions des semelles des poutres métalliques sont fixées aussi bien par les conditions de montage que par celle de service, car avant que la liaison acier béton ne soit réalisée, les poutres métalliques assurent la résistance d'ensemble de l'ouvrage.

Pour un ouvrage, les dimensions des semelles inférieures d'un pont mixte et d'un pont à dalle orthotrope sont très voisines.

c- Les avantages :

Parmi les avantages nous pouvons distinguer la rapidité et la simplicité de mise en œuvre, la légèreté par rapport aux tabliers des autres types de ponts qui va rendre le transport aisé, en raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin en particulier à l'exécution, mais aussi la simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines.

d- Les inconvénients:

- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.

Chapitre II : Conception générale

- En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage influent notablement la répartition des efforts intérieurs.
- Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.
- Le problème majeur des ponts métallique et mixte est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue des assemblages.

II-6-Analyse multicritère :

Pour retenir une variante l' analyse sera effectuée du point de vue :

- ✓ L' esthétique
- ✓ La réalisation
- ✓ L' entretien

II-7-Critique et conclusion :

Pont mixte:

Il possède une mauvaise intégration par rapport au site, et pour le côté réalisation, il demande des mains d'œuvres qualifiés surtout les soudures, le problème majeur de ce type de pont est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue dans les assemblages, et l'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.

Pour le pont caisson :

La structure de ce type donne une belle forme esthétique et une bonne intégration au site. Parmi les avantages de ce type la grande durée de vie et de l' entretien. Leur inconvénient est la nécessité des moyens importants et spéciaux et une main d' œuvre qualifiée.

Pour le pont à poutre :

Ce sont des travées indépendantes de poutres précontraintes par post-tension. Ce type de tablier permet d' atteindre des portées importantes. Le domaine d' emploi de la structure correspond en effet à des portées de 30 à 50mètres.

Tableau qui résume l' analyse multicritères :

Chapitre II : Conception générale

Variante	Pont mixte	Pont à poutre	Pont caisson
Esthétique	+	+	+
Entretien	-	-	+
Réalisation	-	+	+

Analyse multicritères des trois variantes.

Conclusion :

Après le pré dimensionnement des trois variantes et d'après l'analyse multicritères on a opté à la solution la plus avantageuse qui est le pont voussoir qui serait retenue pour une étude plus détaillée.

Chapitre III

Caractéristiques des matériaux

III-1- Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable, gravier et l'eau) le matériau ainsi obtenu résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression est de l'ordre de 20 MPa à 40 MPa et à la traction de 2 à 4 MPa).

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de ce lui destiné au béton armé sauf que l'on utilise sous contrainte plus élevée.

Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenées par les charges (poids propre).

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

Pour le béton précontraint, le dosage du ciment est de l'ordre de 400 à 450 kg/cm³, et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/cm³, qui nous garantiront une résistance de 35 MPa.

Quant aux liants, les plus utilisés pour la mise en œuvre du béton sont les Ciments portland artificiels C.P.A 325.

Densité : la masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

1-1- Caractéristiques mécaniques du béton :

a-Résistance du béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 j, dite valeur caractéristique requise celle-ci est notée " f_{c28} " elle est choisie a priori compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée " f_{tj} " est Conventionnellement définie par la relation suivante : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ (MPa).

b-Contraintes admissibles :

On se fixe une valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible.

c-Contrainte admissible à la compression :

• *Etat limite ultime* : "ELU", $f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \theta \gamma_b$

Avec : f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours.

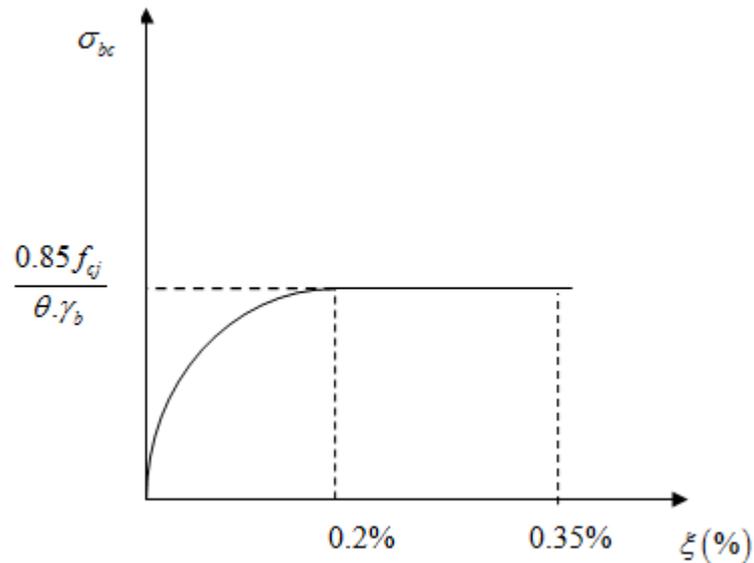
γ_b : coefficient de sécurité.

γ_b : 1,5 situation durable ou transitoire.

γ_b : 1,15 situation accidentelle.

θ : le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 H, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 H et 24H, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1H.

• *Etat limite de service* : "E.L.S"



• **Résistance caractéristique à la compression :**

Pour un béton âgé de j jours, on a :

$$F_{c28} = \begin{cases} \begin{matrix} 35 \text{ MPa} & \text{Si } j \geq 28j \\ 30 \text{ MPa} \end{matrix} \\ F_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{Si } j \leq 28j \end{cases}$$

Avec : $F_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} & \text{pour le béton de la superstructure} \\ 30 \text{ MPa} & \text{pour le béton d'appuis et la fondation} \end{cases}$

d-Contrainte admissible à la traction :

On doit vérifier que les contraintes de traction du béton soit limitées aux Valeurs suivantes :

- En situation d' exploitation, sous l' effet des combinaisons rares, aussi bien qu' en situation de construction elle vaut : $-f_{tj}$ dans la section d' enrobage, $-1,5 f_{tj}$ ailleurs.
- En situation d' exploitation, sous l' effet des combinaisons fréquentes ; elle vaut : 0 dans la section d' enrobage.

• **La résistance caractéristique à la traction :**

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

$$F_{t28} = \begin{array}{ll} 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06 (35) = 2,7 \text{ MPa} & \text{pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \\ 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06 (30) = 2,4 \text{ MPa} & \text{pour } f_{c28} = 30 \text{ MPa.} \end{array}$$

e-Contrainte admissible au cisaillement :

Les essais effectués sur des poutres précontraintes, soumises à des efforts de cisaillement ont mis en évidence l'existence de deux modes de rupture de béton :

- 1^{ère} par fissuration pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau_1^2 = \delta x \cdot \delta t + 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \delta x + \delta t).$$

- 2^{ème} par compression cisaillement pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau_1^2 = \delta x \cdot \delta t + 2 f_{tj} / (f_{cj}) + (0,6 f_{cj} - \delta x - \delta t) (f_{tj} + \delta x + \delta t)$$

La seconde formule est rarement prépondérante. Elle n'est utilisée que dans le cas d'un élément soumis à des fortes compressions longitudinales.

(Si $\delta x + \delta t > 0,4 f_{cj}$).

Avec : $\tau = \min(\tau_1 + \tau_2)$.

En cas de traction dans le béton, on applique la 1^{ère} formule avec $\delta x = 0$, et comme il n'y a pas de précontrainte transversale $\delta t = 0$ où $\tau_1^2 = 0,4 f_{tj} (f_{tj})$.

1-2-Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton "E_{ij}"
Défini par les règles BPEL 91 comme suit :

- Module de déformation instantanée du béton

$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$ pour une durée d'application < 24h.

- Module de déformation sous chargement de longue durée

$E_{vj} = E_{ij} / 3 = 3700 (f_{cj})^{1/3}$.

1-3-Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = E / 2(1 + \nu)$$

- Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est le rapport de la déformation relative longitudinale et transversale.

$$\nu = ((\Delta a) / a) / (\Delta L / L)$$

Avec :

a : cote de l'élément considéré.

L : longueur de l'élément considéré.

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson ν , prend les valeurs suivantes :

- $\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré. (E.L.S).
- $\nu = 0$ pour un béton fissuré. (E.L.U).

III-2- L'acier :

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

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

2-1- Acier actifs :

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

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

- Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

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

f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

- **La limite élastique :**

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représentent 89% de la résistance garantie à la rupture.

- **Module de Yong :**

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

- 200 000 MPa pour les barres.

- 190 000 MPa pour les torons.

- **Diagramme contrainte déformation :**

Le calcul à l'E.L.U en dehors du domaine élastique, nécessite de connaître la relation entre contrainte et déformation, aux différents stades de calcul.

2-2- Aciers passifs :

Les armatures passives sont celles utilisées dans le béton armé.

(Les armatures passives sont tendues sous l'effet des sollicitations extérieures).

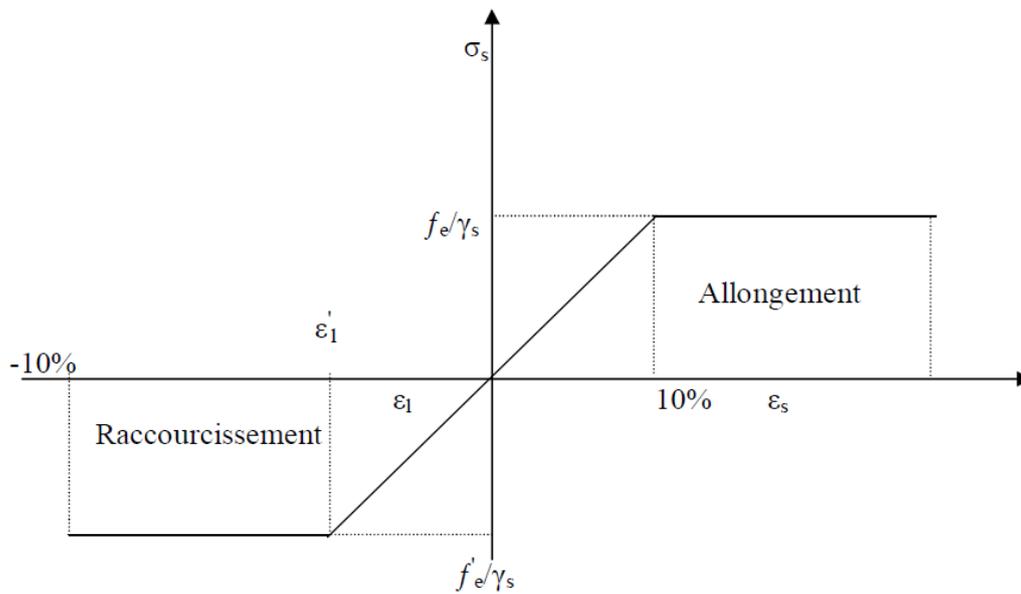
- **La limite élastique :**

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence pour les classes F_eE 40 et F_eE 50, la limite élastique est respectivement 400 MPa et 500 MPa.

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

$\gamma_s = 1$ → situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$ → situation durable ou transitoire.



- **Contrainte limite de traction :**

- En fissuration peu nuisible :

$$\sigma_s \leq f_e/\gamma_s$$

- En fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (2/3 f_e, 110 (n f_{tj})^{1/2})$$

- En fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (1/2 f_e, 90 (n f_{tj})^{1/2})$$

Avec $n = 1 \rightarrow$ treillis soudés et ronds lisses.

$n = 1,6 \rightarrow$ aciers à haute adhérence.

- **Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

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

Chapitre IV

Pré-dimensionnement et

Caractéristiques

géométriques

IV- Conception et pré-dimensionnement :

Dans les ouvrages de portée supérieure à 60m, le poids propre du tablier représente une fraction 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, décroissante de piles vers la culée.

IV-1 Pré dimensionnement de la structure longitudinale :

Lors de l'exécution, le tablier se présente sous forme de deux consoles sensiblement égales, qui constituent un fléau dont l'équilibre doit être assuré sous l'action du poids propre et des surcharges du chantier, les efforts décroissent de l'encastrement (sur appuis) jusqu'à l'extrémité libre, ce qui conduit au choix d'un tablier de hauteur variable qui offre un certain nombre d'avantage, dont le plus important est celui de l'économie des matériaux.

a-Répartition des travées :

Afin de déterminer les portées de notre ouvrage, nous adopterons le raisonnement suivant :

- Eviter d'avoir des réactions négatives sur piles-culées qui tendraient à soulever les poutres au-dessus de leurs appareils d'appuis.
- Eviter l'augmentation du nombre des piles.
- Choisir des portées économiques.

$$0.5 \times l_i \leq l_r \leq 0.6 \times l_i \quad \begin{cases} 0.5 \times l_i = 0.5 \times 100 = 50m \\ 0.6 \times l_i = 0.6 \times 100 = 60m \end{cases}$$

Donc $50 \leq l_r \leq 60m$

Dans notre cas on prend : $l_r = 60m$

Notre projet comprend une seule travée intermédiaire de longueur de 100m, par contre les travées de rive ont pour chacune une longueur de 60m.

Cette distribution offrira des avantages tels que :

- Du point de vue statique : pour avoir des valeurs approchées du moment sur toutes les travées.
- Du point de vue esthétique : le pont surgira avec une belle apparence.

b-Hauteur sur pile :

$$\frac{l_i}{20} \leq h_p \leq \frac{l_i}{16}$$

Tel que l_i désigné la porte de la plus grande travée adjacente à la pile considérée

$$\Rightarrow 5 \leq h_p \leq 6.25$$

Dans notre cas on prend : **h_p = 6m**

c-Hauteur sur clé :

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

La hauteur minimale est de 1,6m 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.

$$\frac{l_i}{60} \leq h_c \leq \frac{l_i}{30}$$

$$\rightarrow 1.66 \leq h_c \leq 3.33m$$

Dans notre cas on prend : **h_c = 3m.**

d-Découpage en voussoir :

Voussoirs sur pile :

Pour les ouvrages coulés en place, le voussoir sur pile (VSP) mesure en général au moins 7.5 m, de façon à pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs.

Voussoirs courants :

La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5 m, suivant les ouvrages.

Lorsque les voussoirs sont coulés en place, les deux critères de choix sont le temps de bétonnage et la réduction du nombre de cycles et donc de voussoirs.

Voussoirs de clavage :

La longueur des voussoirs de clavage varie considérablement selon la technique utilisée. Pour les ouvrages coulés en place, la longueur des voussoirs de clavage est légèrement inférieure à celle des voussoirs courants car l'un des équipages mobiles est généralement utilisé pour leur exécution.

Leur longueur minimale est ainsi d'environ deux mètres.

On opte pour le découpage suivant :

Voussoir sur pile : 8m (2voussoirs)

Voussoirs courant : 5m (36 voussoirs de hauteurs variables)

Voussoir de clavage : 2.5m (1 voussoir intermédiaire).

Voussoir coulée sur cintre : 9m (2 voussoirs).

IV-2- Pré dimensionnement de la section transversale :

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

Chapitre IV : Pré-dimensionnement et caractéristiques géométriques

- Les moments de flexions sont négatifs dans la majeure partie des travées (le tablier travaille en console). Les membres inférieurs doivent alors résister à des contraintes de compression élevées surtout au voisinage des piles, d'où la nécessité de prévoir un hourdi 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 caissons sont, le plus souvent, de hauteur variable (variation décroissante des piles vers la clé) afin de réduire le poids propre en adaptant des sections résistantes aux efforts appliqués.
- Les caissons ne comportent pas d'entretoises intermédiaires, on dispose simplement d'une entretoise à l'intérieur des caissons au droit des appuis pour permettre une bonne diffusion des réactions d'appuis.

La dimension transversale du caisson est imposée par la largeur de la chaussée (B), c'est elle qui décide du nombre et de la forme transversale du caisson à adopter.

IV-2-1- Epaisseur des âmes :

Leur exécution se traduit souvent par des difficultés du bétonnage liées à leur grande précontrainte. L'épaisseur des âmes est donc conditionnée par l'ancrage des câbles de précontrainte, ce qui donne :

$$e_{\min} = 36 \text{ cm pour des unités } 12\text{T}13$$

$$e_{\min} = 44 \text{ cm pour des unités } 12\text{T}15$$

$$e_{\min} = 59 \text{ cm pour des unités } 19\text{T}15$$

On peut ajouter que la résistance à l'effort tranchant impose une épaisseur utile d'âme :

$$e_a = 0,26 + L/500 = 0,26 + 100/500$$

L : la portée principale en m

Ce qui nous donne : $e_a = 46\text{cm}$

Dans notre cas, on utilise des câbles **12T15**, On choisit : $e_a = 50\text{cm}$.

IV-2-2- Epaisseur de la dalle supérieur :

L'épaisseur de la dalle supérieure est essentiellement conditionnée par sa résistance à la flexion transversale, aux charges concentrées et par la possibilité de placer des câbles de précontraintes longitudinaux.

Sa valeur minimale peut aller de 22 à 26 cm selon la largeur totale du hourdis pour les ponts routes, son épaisseur courante : $e_s \text{ (cm)} = 0,1 + b/25$.

(b désigne ici l'entraxe des âmes exprimé en mètres).

Ce qui donne, $e_s = 10 + b/25 = 10 + 375/25 = 25\text{cm}$.

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

IV-2-3- Epaisseur de la dalle inférieur :

L'épaisseur du hourdi inférieur est fonction de plusieurs paramètres, on peut citer :

- L'intensité des efforts de compression en phase de construction ou de service.
- Le logement des câbles de continuités.
- L'ancrage de ces câbles et la diffusion des efforts de précontrainte.

L'épaisseur du hourdis inférieur est variable entre la section sur pile et la section à la clé.

a)- Epaisseur à la culée :

Elle est conditionnée par les considérations suivantes :

- Les nouvelles règles conduisent à un ferrailage important du hourdi inférieur pour lequel il est convenable de prévoir une épaisseur minimale de 18 cm.

Chapitre IV : Pré-dimensionnement et caractéristiques géométriques

- Lorsque les câbles de continuités sont logés dans celui-ci, il est recommandé d'avoir une épaisseur au moins égale à trois fois le diamètre extérieur des gaines de précontrainte (dans notre cas $\phi = 8,8$ cm).
- Pour assurer une bonne diffusion et répartition des efforts, il convient de prévoir des épaisseurs non disproportionnées pour les âmes et l'hourdi inférieur.

A cet égard, il semble souhaitable que l'épaisseur du hourdi inférieur ne descende pas au-dessous du tiers des âmes.

L'épaisseur du hourdi inférieur à la clé doit donc satisfaire la condition suivante :

$$e_{ic} \text{ (cm)} \geq \text{Max} (18 \text{ cm} ; 3\phi ; ea / 3) \quad e_{ic} \text{ (cm)} \geq \text{Max} (18 \text{ cm} ; 26,4 \text{ cm} ; 16,67 \text{ cm})$$

On choisit : $e_{ic} = 25\text{cm}$.

b)- Epaisseur sur pile :

L'épaisseur du hourdi inférieur sur pile est en générale 2 à 2,5 fois plus grande que celle à la clé.

Ce qui donne : $60 \text{ cm} < e_{ip} < 75 \text{ cm}$

On choisit: $e_{ip} = 80 \text{ cm}$.

IV-2-4- Dimensionnement des goussets :

a)- Gousset supérieur :

Les goussets facilitent la mise en place du béton, et permettent de loger les câbles du fléau ainsi que les ancrages éventuels des câbles de continuité relevés en travée.

L'épaisseur (e') est comprise entre 20 et 25cm, On choisit : $e' = 25\text{cm}$.

La valeur de (e'') est comprise entre $b'/5$ et $b'/7$

Avec $b' = 2,36\text{m}$ on aura : $23 \leq e'' \leq 32\text{cm}$ On choisit : $e'' = 50\text{cm}$

L'angle d'inclinaison du gousset est compris entre 30 et 45°

$\text{tg } 30,14^\circ = v'/h'$, $h' = 100\text{cm}$ d'où $v' = 50\text{cm}$.

b)- Gousset inférieur :

Les goussets inférieurs sont normalement coffrés par la partie inférieure du noyau central du coffrage du voussoir. Leur pente est alors comprise entre 40 et 45° pour favoriser l'écoulement du béton et éviter la formation de nids de cailloux ou de défauts de bétonnage.

On adopte un gousset inférieur avec un angle d'inclinaison de 45°

On obtient : $v' = 35\text{cm}$ et $h' = 35\text{cm}$.

IV-3- Caractéristiques géométriques :

Déterminons les différentes caractéristiques géométriques des deux caissons limites (sur pile et à la clé).

Divisons le caisson en différentes parties rectangulaires et triangulaires, notées « i », cela facilitera le travail.

On pose :

- Y_{Gi} : Ordonnée du centre de gravité de la section « i », par rapport à la fibre inférieure.

Chapitre IV : Pré-dimensionnement et caractéristiques géométriques

- S_i : Aire de la section « i ».
- d_i : Distance entre le centre de gravité de la section « i », et le centre de gravité de la section totale.
- I_{Gi} : Moment d'inertie de la section « i », par rapport à son centre de gravité.

On rappelle que :

$$\text{Pour une section rectangulaire : } I_{Gi} = \frac{bh^3}{12}$$

$$\text{Pour une section triangulaire : } I_{Gi} = \frac{bh^3}{36}$$

L'ordonnée du centre de gravité (CDG) :

$$Y_G = \frac{\sum Y_{Gi} S_i}{\sum S_i}$$

Moment d'inertie total par rapport à son centre de gravité :

$$I_{GX} = 2 \cdot \sum (I_{Gi} + S_i \cdot d_i^2) \quad (\text{théorème d'Huygens})$$

Avec :

V : Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure :

$$V = h - Y_G$$

V' : Distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure :

$$V' = Y_G$$

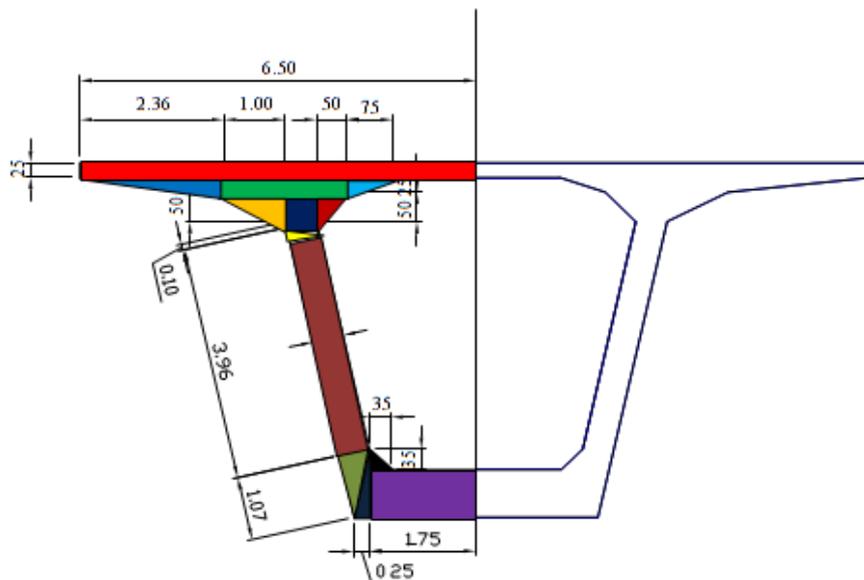
ρ : Rendement mécanique de la section :

$$\rho = I_{GX} / S \cdot V \cdot V'$$

$C = \rho \cdot V$: l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central.

$C' = \rho \cdot V'$: l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau central.

IV-3-1- Section sur pile :



Chapitre IV : Pré-dimensionnement et caractéristiques géométriques

N°	b	h	S _i	Y _{Gi}	S _i * Y _{Gi}	d _i	d _i ² *S _i	I _{Gi}	I _{Gx}
1	6.5	0.25	1.625	5.875	9.547	2.349	8.97	0.00846	8.97846
2	2.36	0.25	0.295	5.667	1.672	2.141	1.352	0.00102	1.35302
3	2.00	0.25	0.5	5.625	2.8125	2.099	2.203	0.00260	2.2056
4	0.75	0.25	0.094	5.667	0.532	2.141	0.431	0.00032	0.43132
5	1.00	0.50	0.25	5.333	1.333	1.807	0.816	0.00347	0.81947
6	0.50	0.50	0.25	5.25	1.3125	1.724	0.743	0.00521	0.74821
7	0.50	0.50	0.125	5.333	0.666	1.807	0.408	0.00173	0.40973
8	0.50	0.10	0.025	4.94	0.1235	1.414	0.05	0.000014	0.050014
9	0.50	3.96	1.98	2.97	5.8806	-0.556	0.612	2.587464	3.199464
10	0.35	0.35	0.061	0.917	0.056	-2.609	0.415	0.00041	0.41541
11	0.50	1.07	0.267	0.7	0.1869	-2.826	2.132	0.01701	2.14901
12	0.25	1.15	0.144	0.38	0.05472	-3.146	1.425	0.01056	1.43556
13	1.75	0.80	1.40	0.4	0.56	-3.126	13.68	0.07467	13.75467
Σ			7.016		24.736				35.949938

Tableau VI.1 : Les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.

$$Y_G = \Sigma Y_{Gi} S_i / \Sigma S_i$$

$$Y_G = 3.526 \text{ m}$$

$$X_G = 6.5 \text{ m} \quad \text{par symétrie}$$

$$S = 2 * \Sigma S_i = 14.032 \text{ m}^2$$

$$V' = 3.526 \text{ m}$$

$$I_{GX} = 2 * I_{Gx} = 71.899876 \text{ m}^4$$

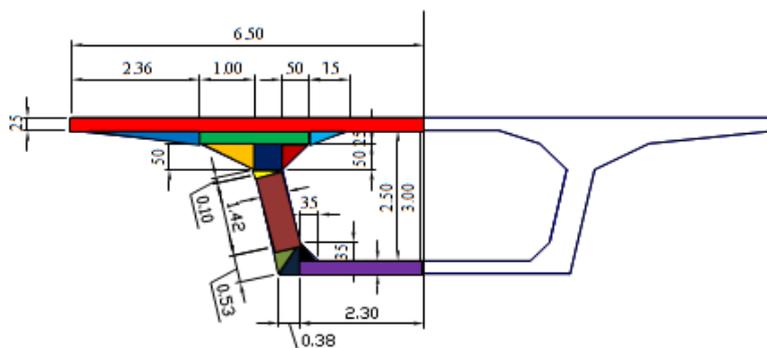
$$V = 2.474 \text{ m}$$

$$\rho = 0.587$$

$$C = 1.452$$

$$C' = 2.07$$

IV-3-2- Section à la clé :



Tab IV.2 : Les caractéristiques géométriques du voussoir à la clé

	N°	bi(m)	hi(m)	Si(m ²)	Ygi(m)	SiYgi(m ⁴)	di(m)	di ² Si(m ⁴)	Ipi(m ⁴)	I _{GX}
	1	6.50	0.25	1.625	2.875	4.672	0.851	1.177	0.0084	1.1854
	2	2.36	0.25	0.295	2.583	0.762	0.559	0.092	0.0010	0.093
	3	2.00	0.25	0.500	2.500	1.250	0.476	0.113	0.0008	0.1338
	4	0.75	0.25	0.0938	2.583	0.243	0.559	0.029	0.0003	0.0293
	5	1.00	0.50	0.250	2.333	0.583	0.309	0.024	0.0034	0.0274
	6	0.50	0.50	0.250	2.250	0.562	0.226	0.018	0.0052	0.0232
	7	0.50	0.50	0.125	2.333	0.292	0.309	0.012	0.0017	0.0137
	8	0.50	0.10	0.025	1.93	0.048	-0.094	0.0002	0.000014	0.000214
	9	0.50	1.42	0.710	1.210	0.859	-0.814	0.470	0.120	0.59
	10	0.35	0.35	0.061	0.916	0.056	-1.108	0.075	0.0004	0.0754
	11	0.5	0.53	0.133	0.340	0.045	-1.684	0.377	0.0020	0.379
	12	0.38	0.60	0.114	0.266	0.030	-1.758	0.352	0.0023	0.3543
	13	2.30	0.25	0.575	0.400	0.230	-1.624	1.055	0.0029	1.0579
	Σ			4.757		9.632				4.6312

Tableau VI.2 : Les caractéristiques géométriques du voussoir à la clé.

$$Y_G = \frac{\sum Y_{Gi} S_i}{\sum S_i} = \frac{9.632}{4.757} \quad \rightarrow \quad Y_G = 2.024\text{m}$$

$$S = 2 * \sum S_i \quad \rightarrow \quad S = 9.514\text{m}^2$$

$$I_{GX} = 2 \sum d^2 i S_i \quad \rightarrow \quad I_{GX} = 9.2624\text{m}^4$$

$$V = 0.976\text{m} \quad V' = 2.024\text{m}$$

$$\rho = 0.493$$

$$C = 0.481\text{m}$$

$$C' = 0.998\text{m}$$

IV-4- Loi de variation des différents paramètres géométriques :

IV.4.1. Loi de variation de la hauteur :

Demi-travée centrale :

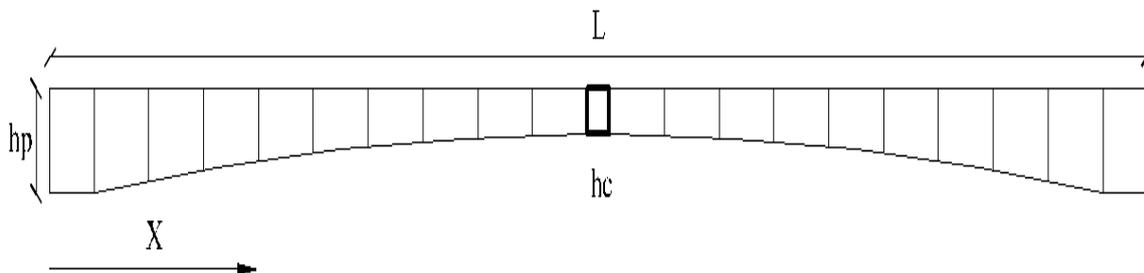


Figure IV.5 : Variation de l'inertie de la section de la travée centrale.

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

$$x = 0, h(x) = h_p \rightarrow c = h_p$$

$$x = L, h(L) = h_c \rightarrow aL^2 + bL + h_p = h_c$$

Ce qui donne: $a = \frac{h_c - h_p}{(L - L_t)^2}$ $b = 0$

$$h(x) = h_p + \frac{h_c - h_p}{(L - L_t)^2} X^2$$

Travée de rive :

Les travées de rive des ponts construits par encorbellement successif, lorsqu'ils sont de hauteur variable, comportent une partie de hauteur constante et une partie de hauteur variable, en général ils comportent un intrados courbe à variation parabolique.

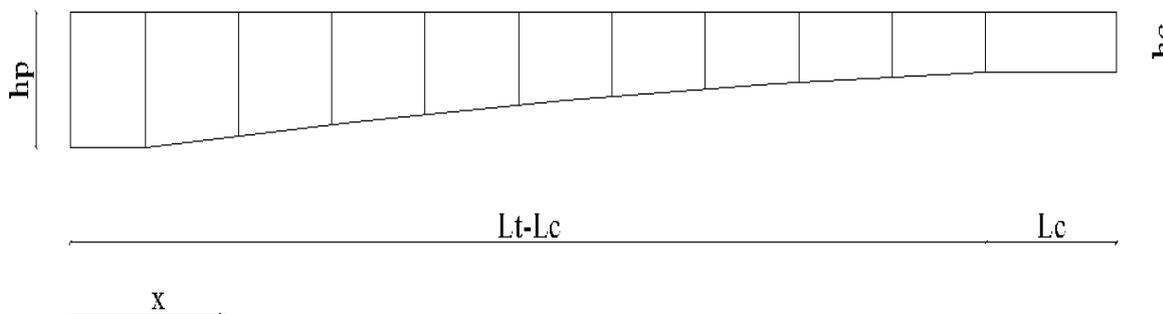


Figure IV.6 : Variation de l'inertie de la section de la travée de rive.

Chapitre IV : Pré-dimensionnement et caractéristiques géométriques

$L_c=9m$: longueur de la partie constante.

L_t : longueur totale de la travée.

Pour $0 < x < L_t - L_c \rightarrow h(x) = ax^2 + bx + c$

Pour $L_t - L_c < x < L_t \rightarrow h(x) = hc$

Détermination des constantes a, b et c :

- Pour $x = 0 ; h(0) = h_p \rightarrow c = h_p$

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

De la même manière, on détermine les coefficients a, b et c pour $S(x)$ et $Y_G(x)$.

IV-4-2-Loi de variation de l'épaisseur de l'hourdis inférieure :

-Demi-travée centrale :

$$e_i(x) = \frac{eic - eip}{(L - L_t)^2} X^2 + eip$$

- Travée de rive:

Pour : $0 < x < L_t - L_c \rightarrow e(x) = ax^2 + bx + c$

Pour : $L_t - L_c < x < L_t \rightarrow e(x) = ec$

$$e_i(x) = \frac{eic - eip}{(L - L_t)^2} X^2 + eip$$

IV-4-3-Loi de variation de la section :

- Demi-travée centrale :

$$S(x) = \frac{Sc - Sp}{(L - L_t)^2} X^2 + Sp$$

-Travée de rive :

Pour : $0 < x < L_t - L_c \rightarrow S(x) = ax^2 + bx + c$

Pour: $L_t - L_c < x < L_t \rightarrow S(x) = Sc$

$$S(x) = \frac{Sc - Sp}{(L - Lt)^2} X^2 + Sp$$

IV.4.4. Loi de variation du centre de gravité de la section :

-Demi-travée centrale :

$$Y_G(x) = \frac{YGc - YGp}{(L - Lt)^2} X^2 + Y_{Gp}$$

-Travée de rive :

Pour : $0 < x < Lt - Lc \rightarrow Y_G(x) = ax^2 + bx + c$

Pour : $Lt - Lc < x < Lt \rightarrow Y_G(x) = Y_{Gc}$

$$Y_G(x) = \frac{YGc - YGp}{(L - Lt)^2} X^2 + Y_{Gp}$$

IV-4-5-Loi de variation de l'inertie :

-Demi-travée centrale :

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

Avec : $k = \left(\frac{Ic}{Ip} \right)^{0.4} - 1$

-Travée de rive :

Pour $Lt - Lc < x < Lt \rightarrow I(x) = I_p$

Pour $0 < x < Lt - Lc$

Il est d'usage de considérer une loi de variation de la forme $Kh^{5/2}$, h étant la hauteur de la poutre.

Cette loi, est une loi intermédiaire entre la loi limite Kh^2 et la loi de variation de l'inertie d'une section pleine rectangulaire $I = Kh^3$. L'expérience montre qu'une loi de la forme $I = Kh^{5/2}$ conduit à des résultats assez précis par rapport à un calcul numérique fait pour une section en forme de poutre caisson (Hypothèse des tables de *GULDIN*), ce qui donne : [Réf 3]

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

Avec: $K = \left(\frac{I_c}{I_p}\right)^{0.4} - 1$

IV-5- Récapitulatif :

a) Variation de la hauteur :

$$\text{Pour } 0 < x < L_t - L_c \quad \rightarrow \quad h(x) = \frac{-3}{49^2} X^2 + 6$$

$$\text{Pour } L_t - L_c < x < L_t \quad \rightarrow \quad h(x) = 6\text{m}$$

b) Variation de l'épaisseur d'hourdis :

$$\text{Pour } 0 < x < L_t - L_c \quad \rightarrow \quad e(x) = \frac{-0.55}{49^2} X^2 + 0.80$$

$$\text{Pour } L_t - L_c < x < L_t \quad \rightarrow \quad e(x) = 0.80\text{m} \quad (c^{te}).$$

c) Variation de la section :

$$\text{Pour } 0 < x < L_t - L_c \quad \rightarrow \quad S(x) = \frac{-4.518}{49^2} X^2 + 14.032$$

$$\text{Pour } L_t - L_c < x < L_t \quad \rightarrow \quad S(x) = 14.032\text{m} \quad (c^{te}).$$

d) Variation du centre de gravité de la section :

$$\text{Pour } : 0 < x < L_t - L_c \quad \rightarrow \quad Y_g(x) = \frac{-1.502}{49^2} X^2 + 3.526$$

$$\text{Pour } : L_t - L_c < x < L_t \quad \rightarrow \quad Y_g(x) = 3.526\text{m} \quad (c^{te}).$$

e) Variation de l'inertie :

$$\text{Pour } 0 < x < L_t - L_c \quad \rightarrow \quad I(x) = 71.90 \left[1 - 0.56 \left(1 - \frac{x}{51}\right)^2\right]^{5/2}$$

$$\text{Pour } L_t - L_c < x < L_t \quad \rightarrow \quad I(x) = 71.90\text{m} \quad (c^{te}).$$

Chapitre IV : Pré-dimensionnement et caractéristiques géométriques

Tab IV.3 : La variation des différents paramètres de la travée de rive.

x (m)	h (x)	e _i (x)	S (x)	Y _G (x)	I (x)	V (x)	V'(x)	ρ	C (x)	C'(x)
0	6	0.8	14.032	3.526	71.745	2.474	3.526	0.587	1.452	2.070
4	6	0.8	14.032	3.526	71.745	2.474	3.526	0.587	1.452	2.070
9	5.89	0.78	13.88	3.475	67.308	2.415	3.475	0.578	1.396	2.008
14	5.75	0.75	13.66	3.403	62.398	2.347	3.403	0.572	1.342	1.946
19	5.55	0.72	13.35	3.300	56.029	2.250	3.300	0.565	1.271	1.864
24	5.28	0.67	12.95	3.166	48.523	2.114	3.166	0.560	1.184	1.773
29	4.95	0.61	12.45	2.999	40.275	1.951	2.999	0.553	1.079	1.658
34	4.55	0.53	11.85	2.803	31.734	1.747	2.803	0.547	0.955	1.533
39	4.10	0.45	11.17	2.574	23.383	1.526	2.574	0.533	0.813	1.372
44	3.58	0.35	10.39	2.315	15.724	1.265	2.315	0.517	0.654	1.197
49	3	0.25	9.514	2.024	9.262	0.976	2.024	0.491	0.479	0.994
51	3	0.25	9.514	2.024	9.262	0.976	2.024	0.491	0.479	0.994

Tab IV.4 : La variation des différents paramètres de la travée intermédiaire.

X(m)	h(x)	e(x)	S(x)	Y _G (x)	I(x)	V(x)	V'(x)	ρ	C(x)	C'(x)
0	6	0.8	14.032	3.526	71.745	2.474	3.526	0.587	1.452	2.069
4	6	0.8	14.032	3.526	71.745	2.474	3.526	0.587	1.452	2.069
9	5.89	0.78	13.88	3.475	67.308	2.415	3.475	0.578	1.395	2.008
14	5.75	0.75	13.66	3.403	62.398	2.347	3.403	0.572	1.342	1.946
19	5.55	0.72	13.35	3.300	56.029	2.250	3.300	0.565	1.271	1.864
24	5.28	0.67	12.95	3.166	48.523	2.114	3.166	0.559	1.181	1.769
29	4.95	0.61	12.45	2.999	40.275	1.951	2.999	0.553	1.079	1.658
34	4.55	0.53	11.85	2.803	31.734	1.747	2.803	0.547	0.955	1.533
39	4.10	0.45	11.17	2.574	23.383	1.526	2.574	0.533	0.813	1.371
44	3.58	0.35	10.39	2.315	15.724	1.265	2.315	0.516	0.652	1.194
49	3	0.25	9.514	2.024	9.262	0.976	2.024	0.491	0.479	0.993
51	3	0.25	9.514	2.024	9.262	0.976	2.024	0.491	0.479	0.993
56	3.58	0.35	10.39	2.315	15.724	1.265	2.315	0.516	0.652	1.194
61	4.10	0.45	11.17	2.574	23.383	1.526	2.574	0.533	0.813	1.371
66	4.55	0.53	11.85	2.803	31.734	1.747	2.803	0.547	0.955	1.533
71	4.95	0.61	12.45	2.999	40.275	1.951	2.999	0.553	1.079	1.658
76	5.28	0.67	12.95	3.166	48.523	2.114	3.166	0.559	1.181	1.769
81	5.55	0.72	11.35	3.300	56.029	2.250	3.300	0.565	1.271	1.864
86	5.75	0.75	13.35	3.403	62.398	2.347	3.403	0.572	1.342	1.946
91	5.89	0.78	13.66	3.475	67.308	2.415	3.475	0.578	1.395	2.008
96	6	0.8	14.42	3.526	71.745	2.474	3.526	0.587	1.452	2.069
100	6	0.8	14.42	3.526	71.745	2.474	3.526	0.587	1.452	2.069

Chapitre v

Charges et surcharges

Introduction :

L'ouvrage doit tenir tant qu'en phase de service, qu'en phase de construction sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre. Nous évaluerons les différentes charges et surcharges qui agissent sur notre ouvrage.

V-1- Caractéristique du pont :

1-1- Classe de pont :

- $L_r \geq 7.00m$ → un pont de 1^{ère} classe.
 $5.50m < L_r < 7.00$ → un pont de 2^{ième} classe.
 $L_r \leq 5.50m$ → un pont de 3^{ième} classe.

Dans notre cas $L_r = 11m$ Pont de 1^{ère} classe.

1-2- Largeur chargeable :

- Largeur total : $L_t = 13.40m$
- Largeur roulable : $L_r = 11.00m$.

Donc la largeur chargeable $L_c = 11m$.

1.3. Nombres de voies de circulation :

$N_v = L_c / 3$ → $N_v = 3$ voies.

1.4. Largeur de la voie :

$L_v = L_c / N_v$ → $L_v = 3.67m$.

V-2- Les charges permanentes :

2-1- Charges permanentes et compléments des Charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, et les compléments des Charges permanentes sont des éléments non porteurs et des installations fixes, on les appelle accessoires.

➤ Les éléments porteurs (Charges permanentes) :

Ces charges sont appelées **CP**, concernent le tablier seul.

$$G = 2 \times G_1 + G_2$$

On note : G_1 : Poids propre d'une travée de rive.

G_2 : Poids propre d'une travée centrale.

Calcul de G_1 :

$$G_1 = G'_1 + G''_1 + G'''_1$$

G'_1 : Poids propre du voussoir sur pile (partie de hauteur constante).

G''_1 : Poids propre de la partie avec variation de la hauteur.

G'''_1 : Poids propre du voussoir sur la culée (partie de hauteur constante).

$$G'_1 = 2.5 \times 4 \times S_{pp} = 2.5 \times 4 \times 14.032 = 140.32t$$

$$G''_1 = 2.5 \times \int_4^{49} \left(\frac{Sp-Sc}{L^2} X^2 + Sc \right) dX = 1270.72t$$

$$G'''_1 = 2.5 \times 9 \times S_c = 2.5 \times 9 \times 9.514 = 214.065t$$

$$\Rightarrow \mathbf{G_1 = 1625.10 t}$$

Calcul de G_2 :

$$G_2 = G'_2 + G''_2 + G'''_2$$

G'_2 : Poids propre du voussoir sur pile (partie de hauteur constante).

G''_2 : Poids propre de la partie avec variation de la hauteur.

G'''_2 : Poids propre du voussoir à la clé (partie de hauteur constante).

$$G'_2 = 2.5 \times 8 \times S_{pp} = 2.5 \times 8 \times 14.032 = 280.64t$$

$$G''_2 = 2.5 \times 2 \times \int_4^{49} \left(\frac{Sp-Sc}{L^2} X^2 + Sc \right) dX = 2541.44t$$

$$G'''_2 = 2.5 \times 2 \times S_{vc} = 2.5 \times 2 \times 9.514 = 47.57t$$

$$\Rightarrow \mathbf{G_2 = 2869.65t}$$

$$\text{Ce qui donne : } G = 2 \times G_1 + G_2 \rightarrow \mathbf{G = 6119.85t}$$

➤ **Les éléments non porteurs** (compléments des Charges permanentes)

Ces charges sont appelées **CCP**, et concernent :

- ✓ Le revêtement.
- ✓ Les trottoirs.
- ✓ Les corniches.
- ✓ Les dispositifs de sécurité (barrière + garde-corps).

- **Les trottoirs :**

Pour un seul trottoir : $P_{tr} = 1,5 \times 0,2 \times 2,5 = 0,75 \text{ t/m}$.

Pour deux trottoirs : $P_{tr} = 1,5 \text{ t/m}$.

- **Les corniches :**

Chapitre V : Charges et surcharges

Pour une seule corniche : $P_{co} = 0.20 \times 2,5 = 0,5t/m$.

Pour deux corniches : $P_{co} = 0,5 \times 2 = 1t/m$.

- **Le revêtement :**

$P_{rev} = 0.08 \times 2,2 \times 11 = 1,936t/m$.

$P_{rev} \text{ (total)} = 1,936 \times 2 = 3,872 t/m$.

- **Les dispositifs de sécurité (barrière+garde-corps) :**

Le poids du garde corps est $P = 0,65t/m$.

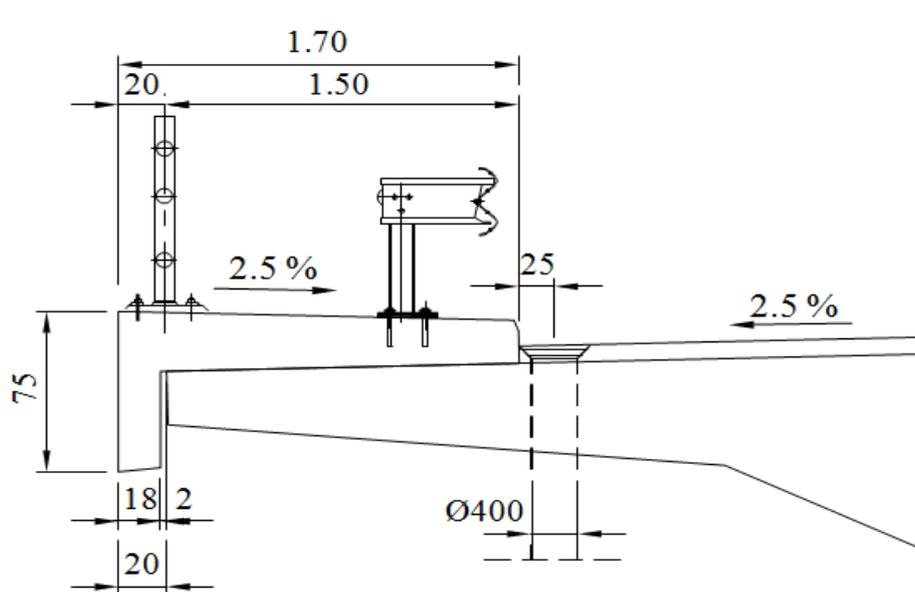
Le poids des deux gardes corps $P = 2 \times 0,65 = 1,3t/m$.

Le poids de la barrière est $P = 0,08 t/m$.

Le poids des deux barrières est $P = 0,16 t/m$.

Le poids de dispositifs de sécurité est $P = 0,65 + 0,08 = 0,73 t/m$.

Le poids des deux dispositifs de sécurités est $P = 1,46 t/m$.



Coupe transversale d'un trottoir (avec éléments non porteurs).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Superstructure	Charges en t/m
Trottoirs	1.5
Revêtement	3.872
Dispositifs de sécurité	1.46
Corniche	1
Σ	7.832

Les charges des éléments non porteurs.

V-3- Les surcharges routières :

3-1- Système de charges A(L) :

D'après le fascicule 61 titre II : [Réf 4]

$$A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(L)$$

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

Avec :

L : Longueur chargée.

a₁ : Pour les ponts de 1^{ère} classe :

a₁ = 1 ; pour une voie chargée.

a₁ = 1 ; pour deux voies chargées.

a₁ = 0.9 ; pour trois voies chargées.

a₂ : a₂ = L₀ / L_v

L_v : Largeur de la voie ; L_v = 3,67 m

L₀ : Pour les ponts de 1^{ère} classe L₀ = 3,5 m

Donc : a₂ = 0.95

Ce qui donne : A = 0.855.A(L)

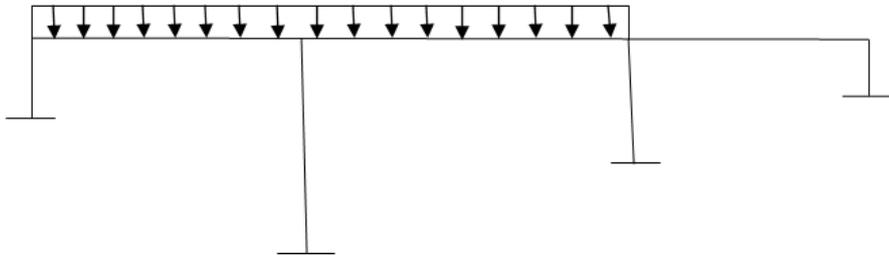
Chapitre V : Charges et surcharges

On ne peut déterminer directement le choix du placement de la charge A sur les travées qui donne les moments fléchissant, et efforts tranchants max, il faut donc envisager différents cas de chargement possible. Dans notre cas, nous avons étudié 5 cas de chargement possible. Illustré sur la figure ci-dessous :

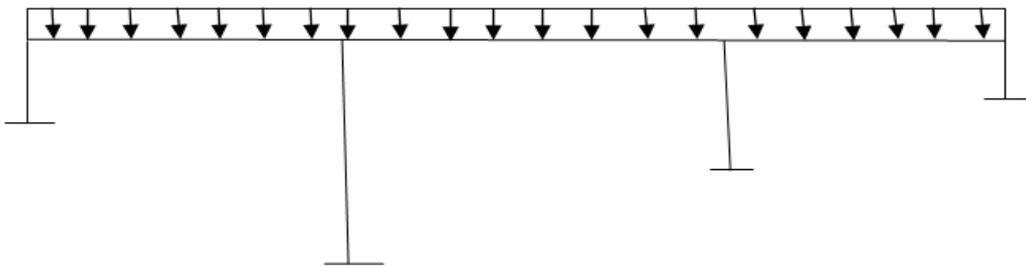
1^{er} cas :



2^{ième} cas :



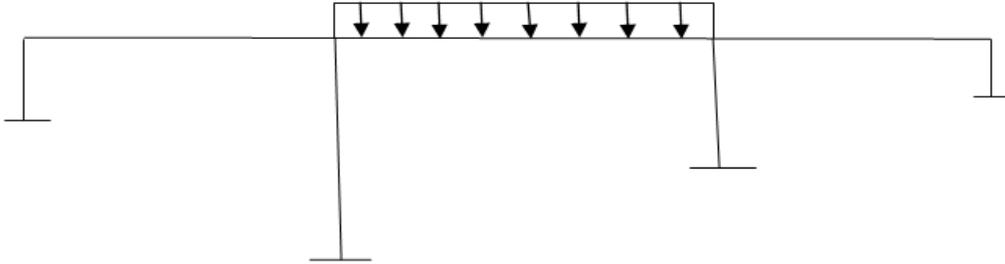
3^{ième} cas :



4^{ième} cas :



5^{ième} cas :



Les différents cas de placement de la surcharge A(l) sur le tablier.

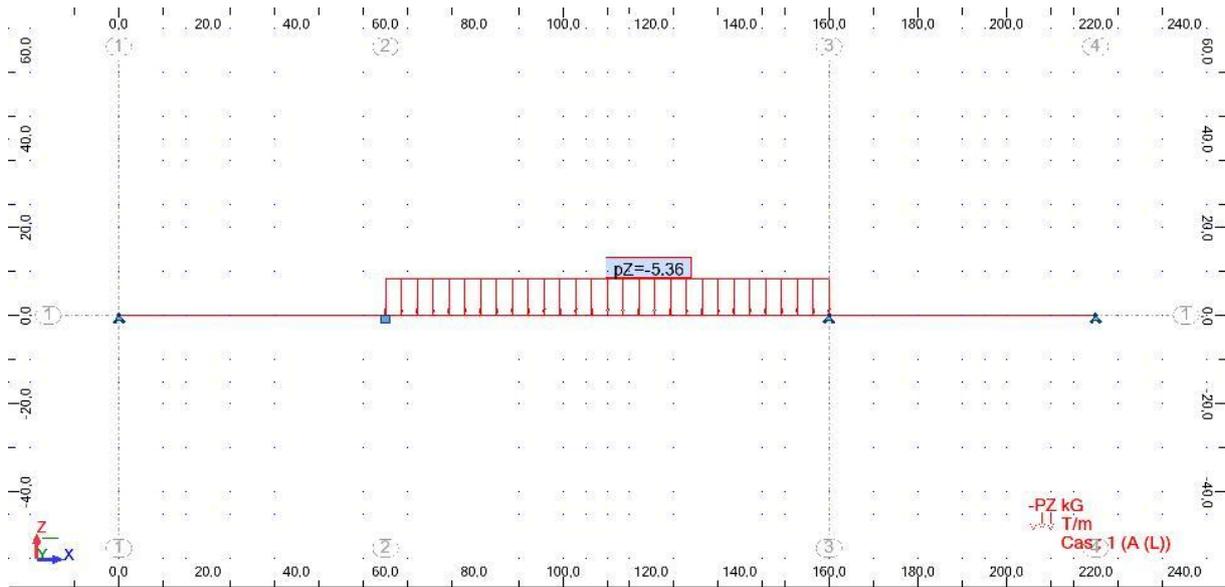
Les différentes valeurs de A (L) pour chaque cas						
cas	L(m)	A(l)(kg/m ²)	A(t/m ²)	1 voie chargée A(t/m)	2 voies chargées A(t/m)	3 voies chargées A(t/m)
1	60	730	0.730	2.555	5.11	7.10655
2	160	439.30	0.4393	1.53755	3.07551	4.277
3	240	372.85	0.373	1.3055	2.611	3.631
5	100	551.43	0.551	1.9285	3.857	5.364
4	120	502.72	0.503	1.7605	3.521	4.897

Le calcul des sollicitations provoquées par la surcharge A pour chaque cas est réalisé par le logiciel « Robot Structural ».

Les résultats obtenus après calcul donnent le **cas 5** comme celle qui engendre le moment fléchissant ainsi que l'effort tranchant max.

La modélisation, les diagrammes des moments fléchissant ainsi que les efforts tranchants sont représentés sur les figures suivantes :

Chapitre V : Charges et surcharges



Modélisation sous surcharge A (combinaison 5).

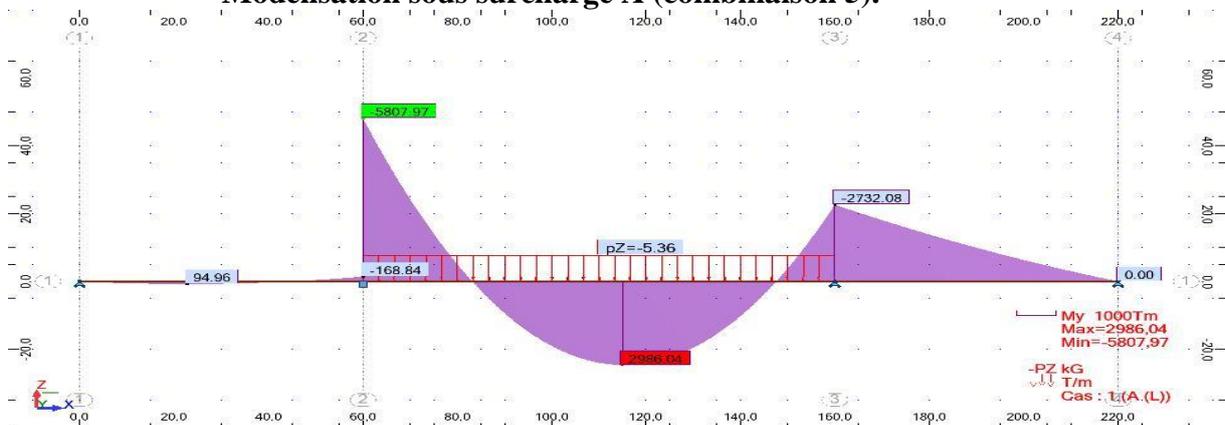


Diagramme de moment fléchissant sous la surcharge A (combinaison 5).

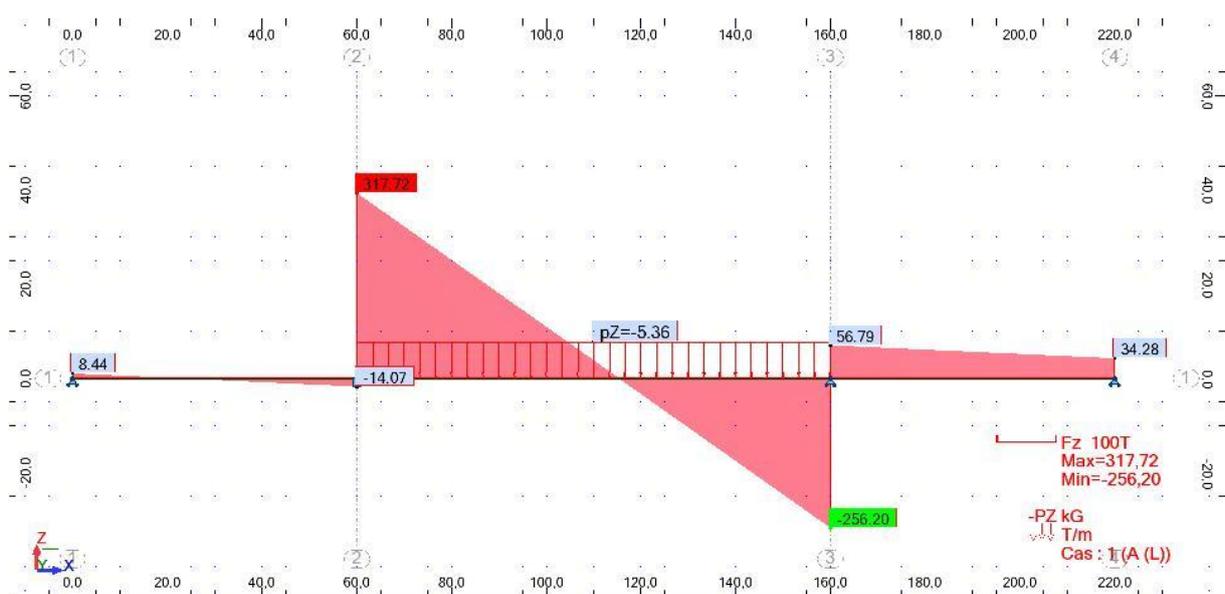


Diagramme de l'effort tranchant sous la surcharge A (combinaison 5).

Chapitre V : Charges et surcharges

Ainsi, $A = 0,551 \text{ t/m}^2$ disposée suivant le schéma du cas N°5.

3-2-Système de charge B :

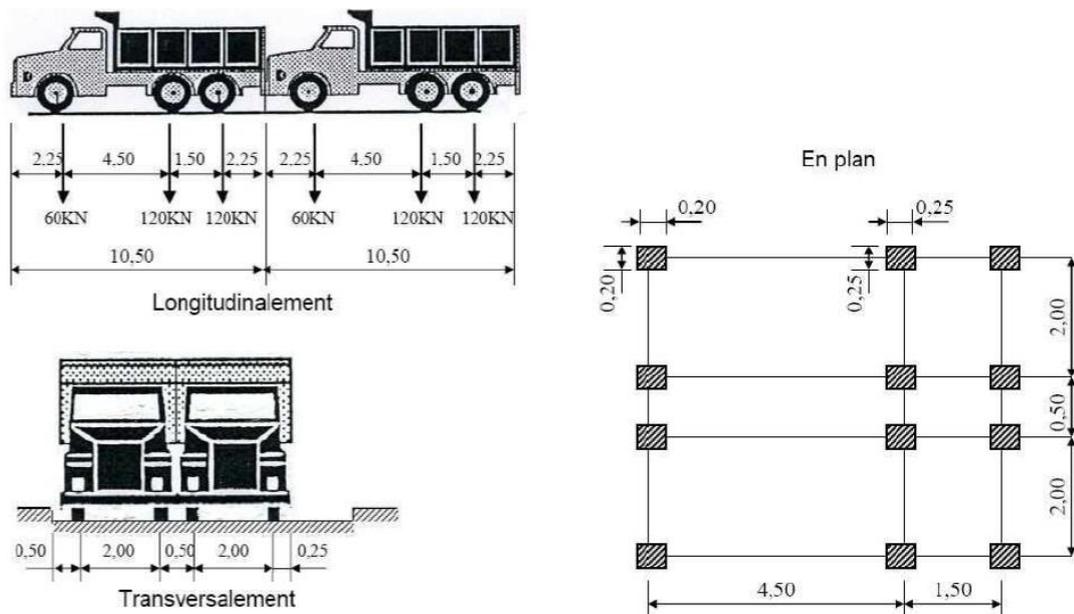
a- Système de charge Bc :

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

Masse totale des essieux	30 t
Masse portée par chacun des essieux arrière.....	12 t
Masse portée par l'essieu avant	6 t
Longueur d'encombrement.....	10,5 m
Largeur d'encombrement	2,5 m
Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière	4,5 m
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu	2 m

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circuler dans l'axe d'une bande Longitudinale de 2,5m de largeur.

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, les camions homologués des diverses files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens.



Les dimensions du système Bc.

$$Bc = 2 \text{ fois } (30 \times n \times bc)$$

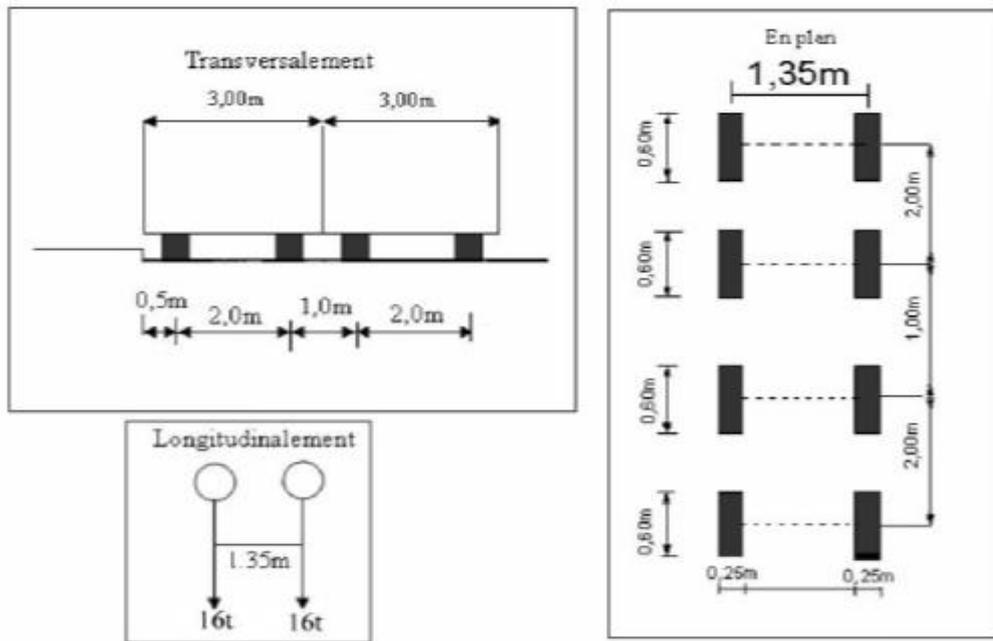
n : Nombre de voies prises dans le calcul.

$bc = 0.95$ pour un pont de première classe avec trois voies chargées.

$$Bc = 2 \times 3 \times 30 \times 0.95 \quad \rightarrow \quad Bc = 171t$$

b-Système de charge Bt :

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe. Un tandem du système comporte deux essieux, tous les deux à roues simples munies de pneumatiques. Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposée sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.



Les dimensions du système Bt.

$$Bt = 2 \text{ fois } (16 \times n \times bt)$$

n : Nombre de voies prises dans le calcul.

bt = pour un pont de première classe avec deux voies chargées.

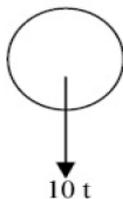
$$Bt = 2 \times 3 \times 16 \times 1 \quad Bt = 96t$$

b-Système de charge Br :

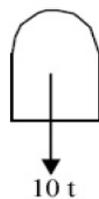
La roue isolée, qui constitue le système Br porte une masse de 100 KN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0,60 m et le coté longitudinal 0,30 m.

Deux voies chargées $Br = 10 t$

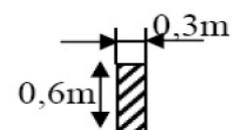
Longitudinalement



Transversalement



En plan



Les dimensions du système Br.

3.3. La surcharge militaire (Mc120) :

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120 susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges A et B.

Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.

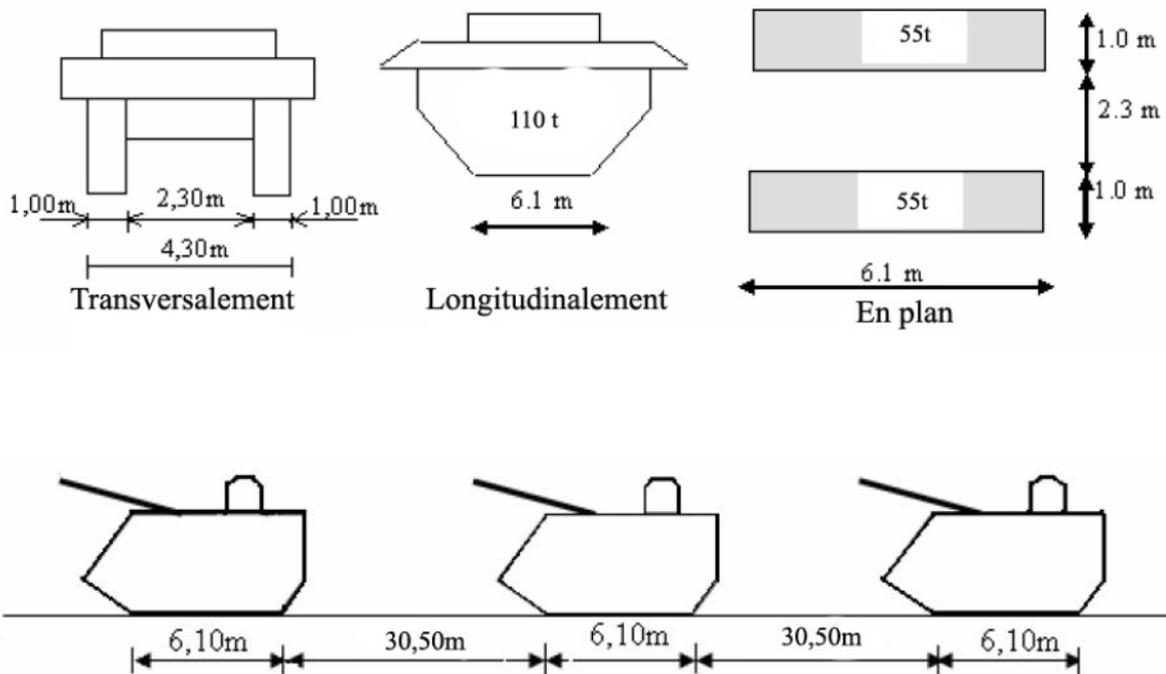
Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.

Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule est limité.

Poids total : 110 t

Longueur d'une chenille : 6,10 m

Largeur d'une chenille : 1,00 m



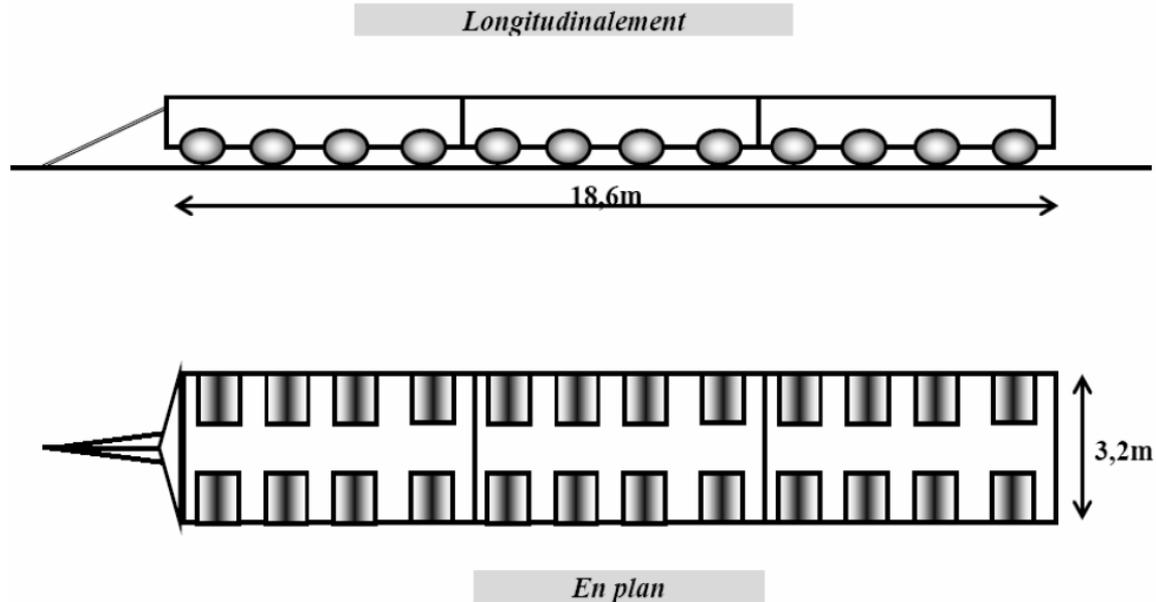
Les dimensions du système Mc120.

Ce qui donne $9,016 \text{ t/m}^2$ par chenille.

3-4- La surcharge D240 :

Le convoi type D comporte une remorque supportant 2400 KN, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de large et 18,60 m de long.

Ce qui donne $4,032 \text{ t/m}^2$.



Les dimensions du système D240.

3.5. Coefficient de majoration dynamique :

Les systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient (δ) appelé coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient permet de passer d'une étude dynamique vers une étude pseudo-dynamique. En effet, les charges dynamiques sont remplacées par des charges statiques majorées par ce coefficient. Le système de charge D240 n'est pas majoré par ce coefficient vu la lenteur de ce dernier, sa charge est donc considérée directement comme une charge statique.

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

Avec :

G : Charge permanente.

G = Poids propre + CCP = 6119.85 + (7.832 × 239.26) = **7993.73 t**.

L : Portée de la travée.

S : Surcharge maximale.

Les tableaux ci-après résument les différents coefficients de majoration dynamique pour chaque charge :

Tab. V.2. Coefficients de majorations dynamiques pour la travée de rive (L=60m)				
Surcharge	S (t)	α	β	δ
Bc	171	0.0012	0.031	1.0322
Bt	96	0.0068	0.031	1.0378
Br	10	0.00071	0.031	1.03171
Mc120	110	0.0077	0.031	1.0387

Surcharge	S (t)	α	β	δ
Bc	171	0.0069	0.019	1.0259
Bt	96	0.0039	0.019	1.0229
Br	10	0.00041	0.019	1.01941
Mc120	110	0.0045	0.019	1.0235

3.6. Surcharges sur les trottoirs :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m^2 réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé. Les deux trottoirs chargés : $q_{st} = 0,15 \times (1+1.50) = 0,375 \text{ t/ml}$.

3.7. Le vent :

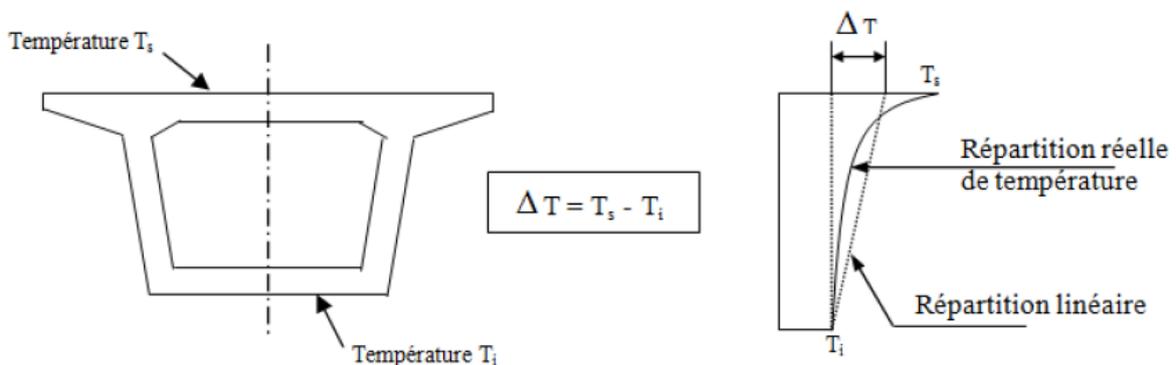
Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition et la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage. [Réf 5]

Remarque :

- 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.

3.8. Effet du gradient thermique :

On appelle conventionnellement gradient thermique la différence de la température qui s'établit journalièrement entre fibres supérieure et inférieure d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement. On admet toujours que l'extrados est plus chaud que l'intrados, bien que des gradients inversés aient déjà été constatés, avec cependant des valeurs numériques beaucoup plus faible, ce qui justifie le fait que ces derniers soient négligés. La répartition exacte de la température θ dans un ouvrage suit des lois complexes, de la forme indiquée sur le schéma ci-dessous :

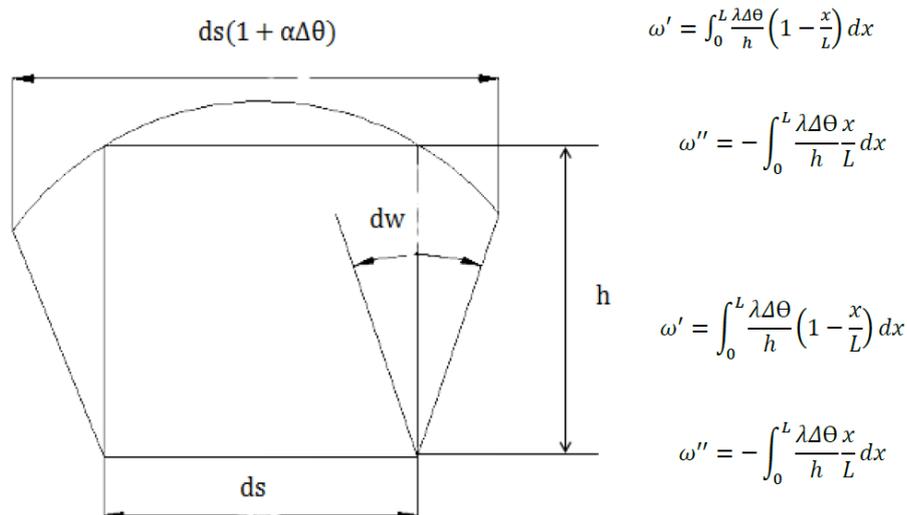


Loi de répartition de la température.

A titre de simplification, on admet que θ est indépendante de x et de y et qu'elle varie linéairement en z sur la hauteur h de la section droite, la différence de température entre l'intrados et l'extrados conserve une valeur constante θ tout au long du tablier. En fait les valeurs et hypothèses conventionnelles les plus utilisées ont été fixées de façon à obtenir des variations des réactions d'appuis et des flèches conformes à ce qui a pu être mesuré sur un certain nombre d'ouvrage.

Ces gradients conventionnels n'induisent aucune sollicitation, ni contrainte (dans la mesure où h varie assez lentement) dans les poutres hyperstatiques, mais seulement des variations $d\omega/ds = -\lambda\Delta\theta/h$ avec comme coefficient de dilatation du béton $\lambda = 10^{-5}$ par Degré Celsius.

Les rotations aux extrémités d'une travée indépendante sont ainsi :



Représentation des rotations aux extrémités d'une travée indépendante.

Dans un système hyperstatique, ces déformations sont gênées par les liaisons surabondantes et provoquent l'apparition des sollicitations supplémentaires.

La SETRA [Réf 6] donne deux valeurs caractéristiques pour le gradient thermique :

- $\Delta\theta = 6^\circ\text{c}$, valeur suffisamment fréquente pour qu'elle soit cumulable avec des charges d'exploitation.

- $\Delta\theta = 12^\circ\text{c}$, valeur rare réputée incompatible avec les charges d'exploitation.

Ces deux gradients agissent avec une périodicité journalière, le module de déformation longitudinal, pris en compte pour évaluer les effets, est le module instantané du béton E_i , environ égal à 40 000 MPa.

L'existence de ces gradients entraîne une augmentation non négligeable des moments positifs du tablier. Au milieu de la travée courante, le gradient de 6°c engendre sur la fibre inférieure une contrainte de traction couramment comprise entre 1 et 2 MPa, d'où une augmentation de la précontrainte de continuité ainsi que de la longueur de ses câbles. Ces phénomènes, agissant dans le même sens que la redistribution des efforts par fluage, se traduisent finalement pour le projeteur par la nécessité d'augmenter, par rapport aux anciennes habitudes, les quantités de précontrainte et la hauteur des poutres au voisinage des clés.

Précisons enfin que pour le calcul des appuis, on ne prend en compte que les sollicitations transmises par le tablier, c'est à dire que l'on n'envisage pas d'appliquer des gradients thermiques aux piles et aux culées. Cette position est justifiée par les faits suivants :

-Les revêtements en produits noirs rendent le tablier particulièrement sensible aux effets de l'ensoleillement, alors que les appuis sont relativement protégés.

-Les appuis sont justifiés avec une excentricité additionnelle forfaitaire de l'effort normal (voir règlement B.A.E.L. [Réf 7]) qui tient compte implicitement des efforts éventuels d'un gradient thermique sur ces appuis.

3.9. Le fluage :

Dans les structures réelles, les bétons sont souvent d'âges différents et mis en charge à des âges différents, de plus, la loi de fluage envisagée ici est très grossière.

Dans le cas général, seul un calcul numérique à l'aide de l'ordinateur permet de faire une estimation fine des effets du fluage. Le seul ombre au tableau réside dans le fait qu'aucune des lois de fluage actuellement proposées n'est entièrement satisfaisante.

Pour les ouvrages de conception classique, on admet, à défaut de calcul « scientifique », d'estimer forfaitairement les sollicitations de fluage S_{fl} par la formule : $S_{fl} = \frac{1}{2}(S_2 - S_1)$.

Dans la quelle S_1 et S_2 représentent les sollicitations développées, tant par le poids propre que par la précontrainte, qui sont calculé avec les hypothèses suivantes :

S_1 : en tenant compte des phases de construction successives.

S_2 : en considérant l'ouvrage entièrement coulé sur cintre général.

Cette façon de faire, connue sous le nom de « méthode forfaitaire », conduit généralement à des résultats plus pessimistes que le calcul scientifique à partir de la loi proposée dans les règles B.P.E.L, bien que très simple dans sa formulation (elle consiste à dire l'état initial et l'état fictif qu'elle aurait si elle était d'emblée construite sur cintre selon son schéma statique réel), elle ne peut être utilisée au stade du pré-dimensionnement, puisqu'il faut connaître le câblage réel. C'est pourquoi, au stade du pré-dimensionnement, on se limite d'observer la règle de prudence suivante qui consiste à décaler du côté des compressions les contraintes limites inférieures du béton au voisinage de l'intrados de : [Réf 6]

1,5 MPa pour les tabliers à voussoirs coulés sur place.

1,0 MPa pour les tabliers à voussoirs préfabriqués.

On transforme alors cette réserve de compression en moment de fluage fictif à la clé de chaque travée sous la forme :

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

I_0 = Moment d'inertie à la clé.

v_i = Distance entre la fibre moyenne et l'intrados.

σ^* = 1,5 MPa.

$$M_{fl} = \frac{9.2624}{2.024} \times 1.5 \rightarrow M_{fl} = 686.44 \text{ t.m}$$

3.10. Forces de freinage :

a- Effort de freinage correspondant à B_c :

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

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

b- Effort de freinage correspondant à la charge A :

$$F_A = \frac{1}{20+0.0035x S} \times A \text{ (L)}$$

A (L) : chargement (A (L) = 8,03 t/ml), pour trois voies chargées.

S : surface chargée par m² (S = 60,00 × 11,00 = 660m²).

$$F_A = \frac{1}{20+0.0035 \times 660} \times 8.03$$

$$F_A = 0.36 \text{ t}$$

3.11. Le séisme :

Sur un ouvrage, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale et une composante verticale.

Les effets du séisme sont assimilés à des efforts d'inertie ayant une direction quelconque et une intensité proportionnelle à la valeur de la force de pesanteur. Ils sont très importants et même prépondérants pour le dimensionnement des appareils d'appuis et le ferrailage des appuis.

Le territoire national étant subdivisé en quatre zones de sismicité croissante définies comme suit :

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone II : sismicité moyenne IIa et IIb

Zone III : sismicité élevée.

Notre ouvrage est classé en zone **IIa** où l'accélération horizontale du Sol est égale à :
a=0,25g.

Le séisme est une action accidentelle. Soit alors la combinaison du poids Propre G et la charge sismique E à considérer : 0,8 G ± E.

Chapitre VI

Efforts dus à l'exécution de l'ouvrage

VI-1- Phases de réalisation :

La construction des ponts par encorbellement successif consiste à réaliser un tablier à partir des piles en confectionnant des voussoirs, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles. Ces voussoirs sont fixés, à l'aide de câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite.

Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées de part et d'autre de la pile considérée, on dit que l'on a construit un fléau.

On reporte ci- dessous les schémas des différentes phases de construction :

- **Phase 1 :**

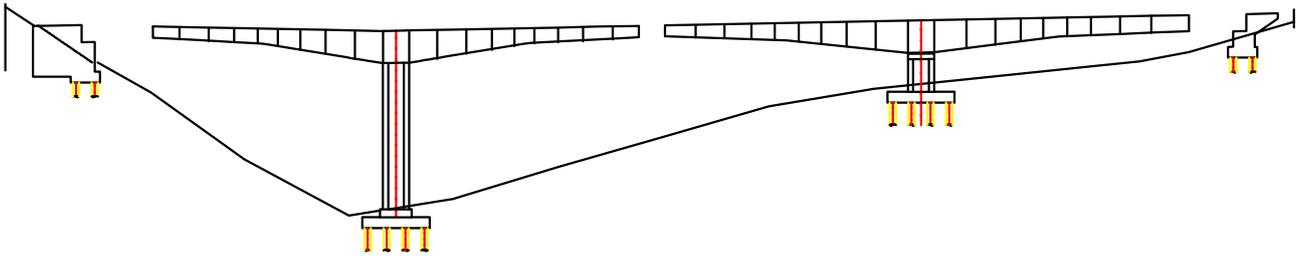


Figure VI.1. Réalisation des fléaux sur les piles.

- **Phase 2 :**

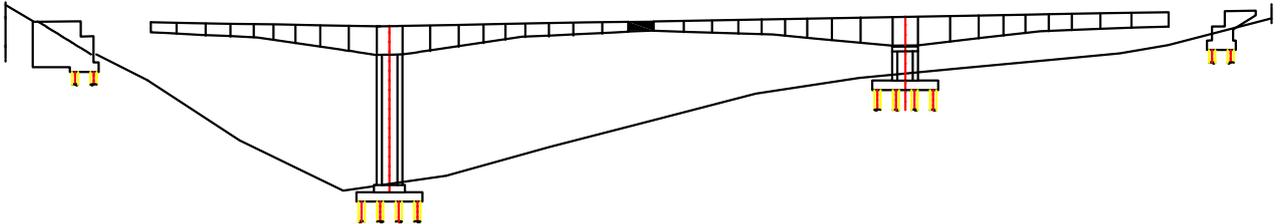


Figure VI.2. Clavage à la clé des deux fléaux réalisés.

- **Phase 3 :**

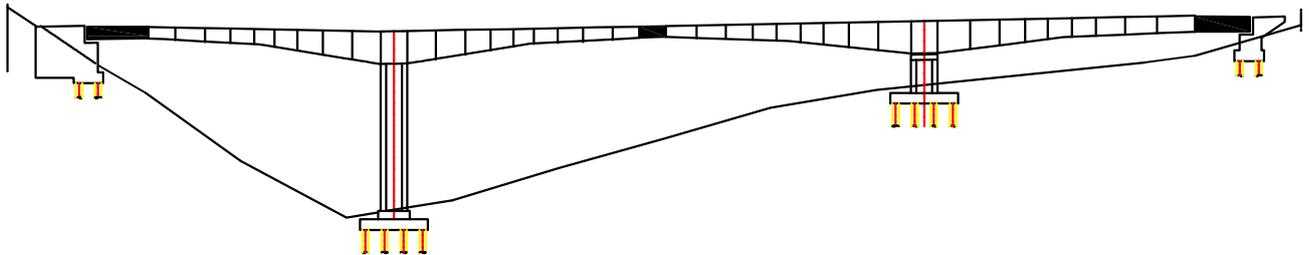


Figure VI.3. Clavage des deux fléaux avec les culées.

VI-2-Charge appliqué au fléau (phase de construction) :

Les différentes phases de calcul correspondent aux phases de construction jusqu'à mise en service de l'ouvrage. La phase de construction du fléau est modélisée par un portique, le tablier travaillant comme une bi console.

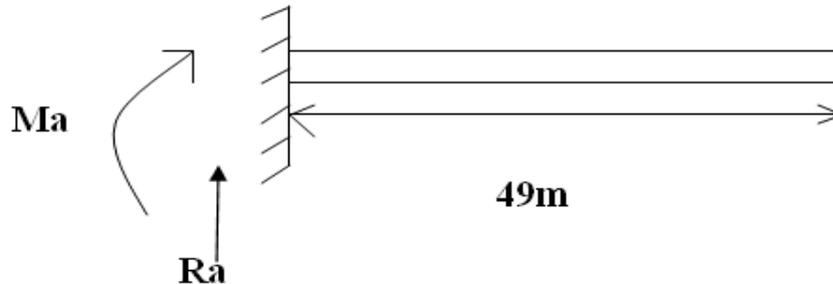


Figure VI.4. Schéma statique du demi-fléau.

Les charges à prendre en compte dans ces phases sont :

- **Le poids propre de tablier**
- **Les surcharges de chantier** : On tient compte des divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie de 50 kg/m^2 et une surcharge concentrée de 5 tonnes appliquée à mi travée.
- **Equipage mobile** : On prend le poids de l'équipage mobile égal à 50 tonnes concentrée au bout de l'avant dernier voussoir qui déjà mit en tension, donc pour le dernier voussoir et le clavage on n'a pas besoins de l'équipage mobile.
- **Le vent** : D'après le fascicule 61 Titre II on prend une surcharge du vent égale à 100 kg/m^2 si la phase de construction n'excède pas un mois, et 125 kg/m^2 sinon. Donc pour notre cas on prend 125 kg/m^2 soit $0,125 \text{ t/m}^2$.
- **Surcharges accidentelles** : Des incidents pouvant survenir en cours d'exécution, tels que la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en Compte.

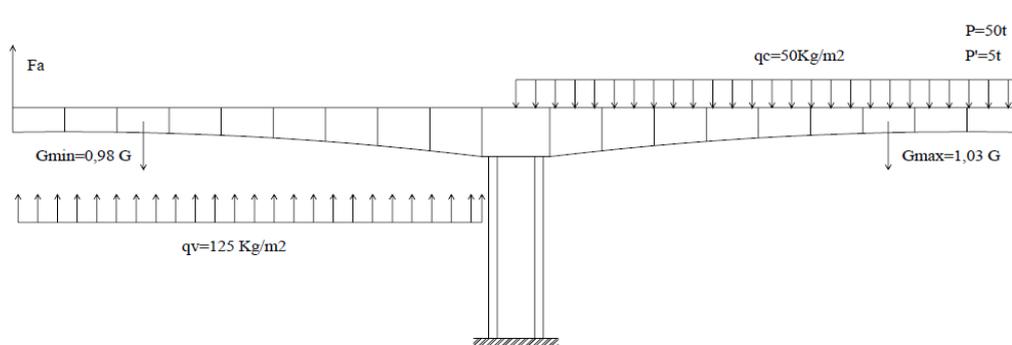


Figure VI.5. Charge appliqué au fléau (le cas le plus défavorable).

2.1. Effets dus au poids propre dans le demi-fléau isostatique :

Le tablier possède une hauteur qui varie paraboliquement, on peut admettre que la loi de variation de l'aire de sa section droite est également parabolique. Considérons alors le demi-fléau représenté sur la figure suivante :

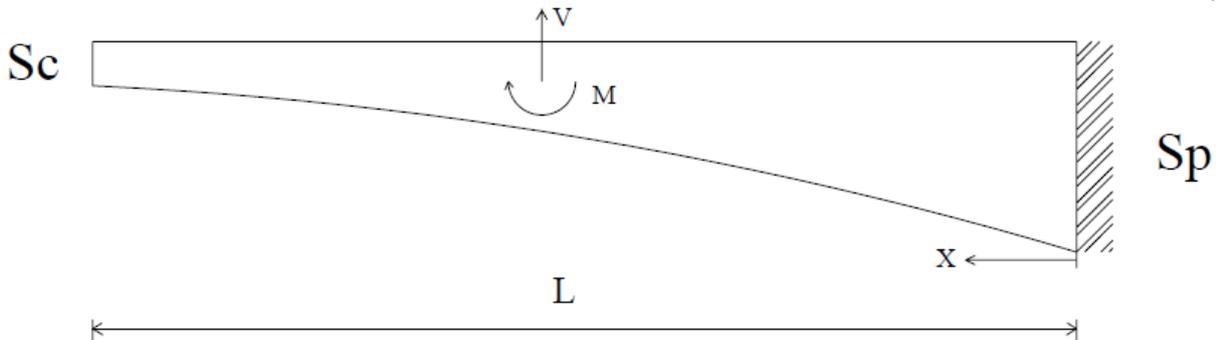


Figure VI.6. Efforts dus au poids propre.

Quand $0 \leq x \leq 4$ (m)

Le poids propre est : $g(x) = 33,325$ (t/ml)

Quand $4 \leq x \leq 49$ (m)

-La variation de la section est défini par :

$$S(x) = Sp - 2 (Sp - Sc) \frac{x}{L} + (Sp - Sc) \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

-La variation du poids propre (par mètre linéaire) :

$$G(x) = \gamma_b S(x) = \gamma_b \left[Sp - 2 (Sp - Sc) \left(\frac{x}{L}\right) + (Sp - Sc) \left(\frac{x}{L}\right)^2 \right] \quad \gamma_b = 2.5$$

-Effort tranchant :

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

-Moment fléchissant :

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

2-2- Effet des surcharges réparties de chantier dans le demi-fléau :

-Surcharges de chantier : $M(x) = 0.67 \left(-\frac{x^2}{2} + xL - \frac{L^2}{2} \right)$

$$V(x) = 0.67(L - X)$$

-Surcharges verticale de vent : $M(x) = 1.675\left(\frac{x^2}{2} - xL + \frac{L^2}{2}\right)$

$$V(x) = 1.675(X - L)$$

2-3- Effet des surcharges concentrées dans le demi-fléau isostatique :

-Surcharges d'équipage mobile : $M(x) = 50(x-L)$

$$V(x) = 50t$$

-Surcharges concentrée : $M(x) = 5(x-L)$

$$V(x) = 5t$$

LES DIFFERENTS CAS DE CHARGES :

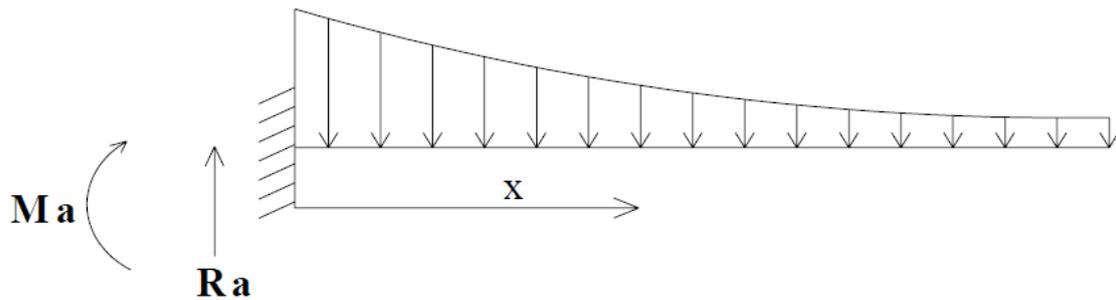


Figure VI.7. Poids propre du demi-fléau.

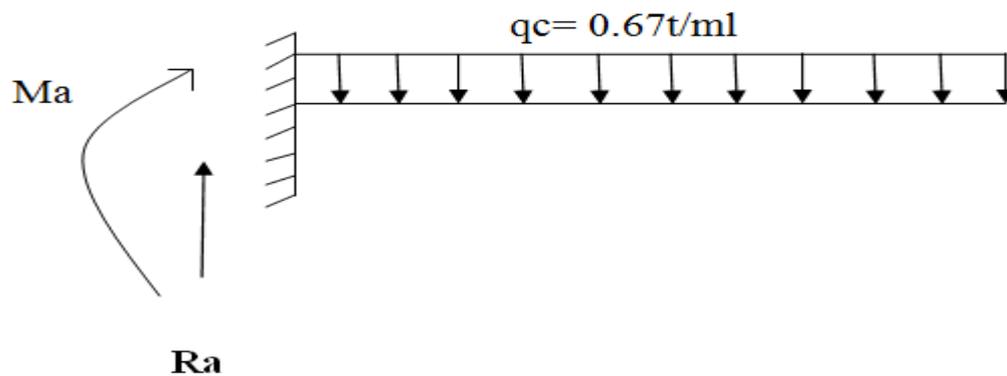


Figure VI.8. Surcharge de chantier.



Figure VI.9. Surcharges concentrées.

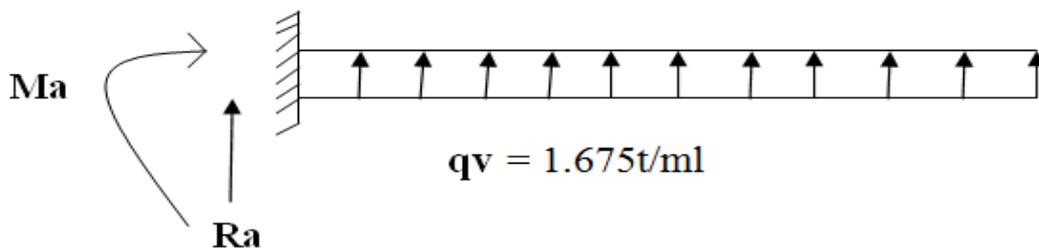


Figure VI.10. Surcharges de vent.

-Les résultats de chaque effort sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Poids propre		Surcharge répartie de chantier		Charge concentrée+ Equipage mobile		Surcharge répartie du vent	
	V (x)	M (x)	V (x)	M (x)	V (x)	M (x)	V (x)	M (x)
0	1349.95	-30813.82	32.83	-804.33	55	-2695	-82.07	2010.84
4	1243.65	-25689.87	30.15	-678.37	55	-2475	-75.37	1695.94
9	1051.75	-20031.60	26.80	-536	55	-2200	-67	1340
14	899.70	-15156.57	23.45	-410.37	55	-1925	-58.62	1025.94
19	755.90	-11020.80	20.10	-301.50	55	-1650	-50.25	753.75
24	616.20	-7585.95	16.75	-209.37	55	-1375	-41.87	523.44
29	488.25	-4819.72	13.40	-134	55	-1100	-33.50	335
34	362.07	-2695.65	10.05	-75.37	55	-825	-25.12	188.44
39	239.45	-1215.67	6.70	-33.50	55	-550	-16.75	83.75
44	119.12	-297.55	3.35	-8.37	55	-275	-8.37	20.94
49	0	0	0	0	55	0	0	0

VI-3-Les combinaisons des charges :

On considère les combinaisons d'actions qui suivent :

a- La situation durable à l'état limite ultime :

$$1,1(G_{\max} + G_{\min}) + 1,25 (q_c + p + p' + q_v)$$

$$0,9(G_{\max} + G_{\min}) + 1,25 (q_c + p + p' + q_v)$$

b - La situation accidentelle à l'état limite ultime :

$$1,1(G_{\max} + G_{\min}) + Fa + (q_c + p + p')$$

$$0,9(G_{\max} + G_{\min}) + Fa + (q_c + p + p')$$

D'où :

G_{\max} : poids propre d'un demi-fléau majoré par 1,02.

G_{\min} : poids propre d'un demi-fléau majoré par 0,98.

3.1. Situation durable :

Tableaux récapitulatif donnant les moments dus à la combinaison de la situation durable :

x	$1,1(M_{G_{\max}} + M_{G_{\min}}) \text{ (t.m)}$	$1,25(M_{q_c} + M_{p+p'} + M_{q_v}) \text{ (t.m)}$	$M_{\text{comb}} \text{ (t.m)}$
0	-63963.68	-5964.37	-69928.05
4	-55037.84	-5590.54	-60628.38
9	-48922.53	-5095.00	-54017.53
14	-42807.21	-4568.04	-47375.25
19	-36691.89	-4009.68	-40701.57
24	-30576.58	-3419.92	-33996.50
29	-24461.26	-2966.25	-27427.51
34	-18345.95	-2146.17	-20492.12
39	-12230.63	-1462.18	-13692.81
44	-6115.31	-746.79	-6862.10
49	0	0	0
x	$0,9 (M_{G_{\max}} + M_{G_{\min}}) \text{ (t.m)}$	$1,25(M_{q_c} + M_{p+p'} + M_{q_v}) \text{ (t.m)}$	$M_{\text{comb}} \text{ (t.m)}$
0	-52244.26	-5964.37	-58208.63
4	-45013.80	-5590.54	-50604.34
9	-40027.52	-5095.00	-45122.52
14	-35014.23	-4568.04	-39582.27
19	-30009.20	-4009.68	-34018.88
24	-25022.92	-3419.92	-28442.84
29	-20013.76	-2966.25	-22980.01
34	-15004.60	-2146.17	-17150.77
39	-9995.44	-1462.18	-11457.62
44	-5009.16	-746.79	-5755.95
49	0	0	0

Chapitre VI : Effort dus à l'exécution de l'ouvrage

3.2. Situation accidentelle :

Tableaux récapitulatif donnant les moments dus à la combinaison de la situation accidentelle :

x	$1,1 (M_{Gmax} + M_{Gmin})$ (t.m)	$M_{qc} + M_{p+p'} + M_{Fa}$ (t.m)	M_{comb} (t.m)
0	-63963.68	-1882.33	-65846.01
4	-55037.84	-1668.37	-56706.21
9	-48922.53	-1416.00	-50338.53
14	-42807.21	-1180.37	-43987.58
19	-36691.89	-961.50	-37653.39
24	-30576.58	-759.37	-31335.95
29	-24461.26	-574.00	-25035.26
34	-18345.95	-405.37	-18751.32
39	-12230.63	-253.50	-12484.13
44	-6115.31	-118.37	-6233.68
49	0	0	0

x	$0,9 (M_{Gmax} + M_{Gmin})$ (t.m)	$M_{qc} + M_{p+p'} + M_{Fa}$ (t.m)	M_{comb} (t.m)
0	-52244.26	-1882.33	-54126.59
4	- 45013.80	-1668.37	-46682.17
9	- 40027.52	-1416.00	-41443.52
14	-35014.23	-1180.37	-36194.6
19	-30009.20	-961.50	-30970.70
24	-25022.92	-759.37	-25782.29
29	-20013.76	-574.00	-20587.76
34	-15004.60	-405.37	-15409.97
39	-9995.44	-253.50	-10248.94
44	-5009.16	-118.37	-5127.53
49	0	0	0

3.3. Les efforts maximaux :

Combinaisons	M (t.m)	V (t)
$1,1(M_{Gmax} + M_{Gmin}) + 1,25 (M_{qc} + M_{p+p'} + M_{qv})$	-69928.05	2886.52
$0,9(M_{Gmax} + M_{Gmin}) + 1,25 (M_{qc} + M_{p+p'} + M_{qv})$	-58208.63	2378.23
$1,1(M_{Gmax} + M_{Gmin}) + M_{Fa} + (M_{qc} + M_{p+p'})$	-65846.01	2850.40
$0,9(M_{Gmax} + M_{Gmin}) + M_{Fa} + (M_{qc} + M_{p+p'})$	-54126.59	2342.12

VI-4- Clavage de la travée :

Dans cette phase de construction, on à deux types de clavage :

- Clavage dans la travée de rive.
- Clavage dans la travée intermédiaire.

Pour le premier cas on considère que la console est solidaire avec la partie coulée sur cintre, la structure est devenue alors « hyperstatique », et pour le calcul des efforts, cette dernière est supposée soumise à l'effet du poids propre.

4-1- Moments due au poids propre :

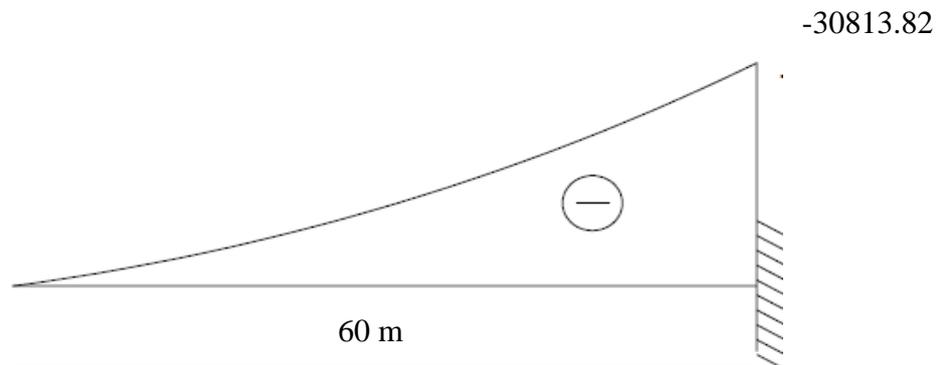


Figure VI.11. Moment due au poids propre avant le clavage.

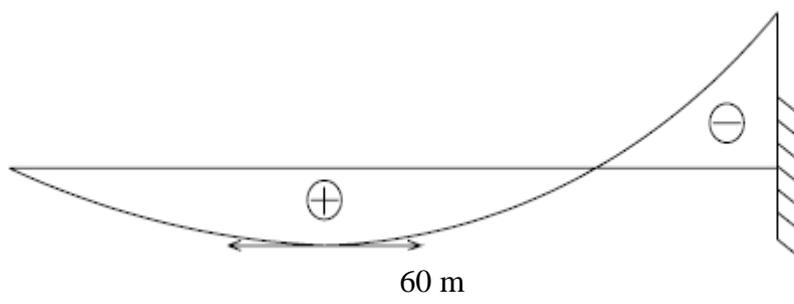


Figure VI.12. Moment due au poids propre après le clavage.

VI-5- Phase de service :

La particularité du calcul des ponts en encorbellement successif c'est qu'ils sont calculés tant qu'en phase de construction qu'en phase de service. Dans ce chapitre, 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**.

5-1- Présentation du logiciel :

Le système Robot Structural est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot Structural permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure; la dernière étape gérée par Robot Structural est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Robot Structural est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques. Les utilisateurs de Robot Structural pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation du logiciel afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques.

Robot Structural permet de définir des charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques).

Robot Structural permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires.

Robot Structural est un logiciel orienté métier adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes internationales existantes.

5-2- 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.

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

La structure est définie par des éléments barres.

Vu la variation parabolique de la section le long du tablier, il nous a été difficile de modéliser les voussoirs en chaque section, pour cela, nous avons opté pour un modèle qui s'approche le plus de la réalité.

En effet, on a remplacé des tronçons du tablier (tronçon de 5m) et les poutres de rive par des barres équivalentes ayant les mêmes sections (S) et les mêmes inerties (I).

Les appuis sont considérés comme des encastremets au niveau des piles, et des appuis simples au niveau des culées.

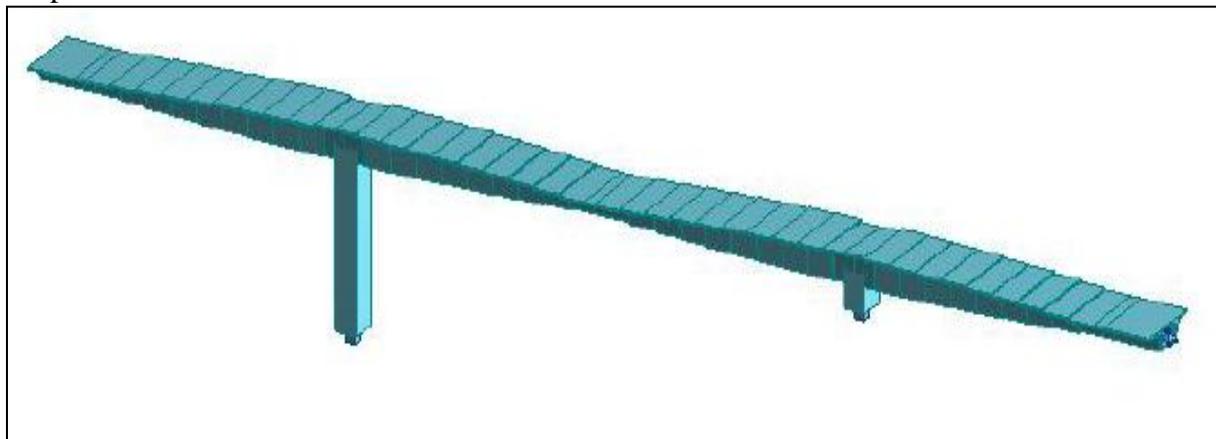


Figure VI.13. Vue en 3D du modèle de calcul.

5-3- Combinaisons de calcul:

D'après le « Fascicule N°61 Titre 2 », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à : [Réf 4]

- **Poids propre (PP)** : il est pris automatiquement par le logiciel.
- **Complément du poids propre (CCP)**: Charge uniforme répartie le long du tablier égale à 7,832 t/m (voir chapitre V).
- **Charge A** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à :

$$0,551 \times 13,4 = 7,383 \text{ t/m.}$$

Chapitre VI : Effort dus à l'exécution de l'ouvrage

- **Surcharge Bc**
- **Surcharge militaires Mc120**
- **Convoi exceptionnel D240**
- **Surcharges sur les trottoirs St** : Charge uniforme repartie le long du tablier égale à : $0,15(t/m^2) \times 1,5(m) = 0,225 t/m$.

Les charges roulantes sont introduites dans le logiciel d'après les normes en vigueur. [Réf 8]
 Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons préconisées par le « Fascicule N°61 Titre 2 » ainsi que le nom, la nature et le type d'analyse : [Réf 4]

Cas	Nom du cas	Nature	Type d'analyse
1	PP	Permanente	Statique linéaire
2	CCP	Permanente	Statique linéaire
3	A(L)	Exploitation	Statique linéaire
4	Bc	Exploitation roulantes	Analyse de cas de charges
5	Mc120	Exploitation roulantes	Analyse de cas de charges
6	D240	Exploitation roulantes	Analyse de cas de charges
7	St	Exploitation	Statique linéaire
8	G	PP+CCP	Combinaison linéaire
9	ELU A	1.35G + 1.6 (A + St)	Combinaison linéaire
10	ELU Bc	1.35G + 1.6 (Bc + St)	Combinaison linéaire
11	ELU Mc 120	1.35 G + 1.5 Mc120	Combinaison linéaire
12	ELU D240	1.35 G + 1.5 D240	Combinaison linéaire
13	ELS A	G + 1.2 (A + St)	Combinaison linéaire
14	ELS Bc	G + 1.2 (Bc + St)	Combinaison linéaire
15	ELS Mc120	G + Mc120	Combinaison linéaire
16	ELS D240	G + D240	Combinaison linéaire

Tableau des différentes combinaisons selon le Fascicule 61.

Chapitre VI : Effort dus à l'exécution de l'ouvrage

5-4- Résultats :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments fléchissant et les efforts tranchants.

Nous considérons les efforts obtenus sous charges permanentes et pour les combinaisons défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

Les résultats sont donnés en **tonnes.mètre** pour les moments et en **tonnes** pour les forces.

5-4-1- Moments fléchissant :

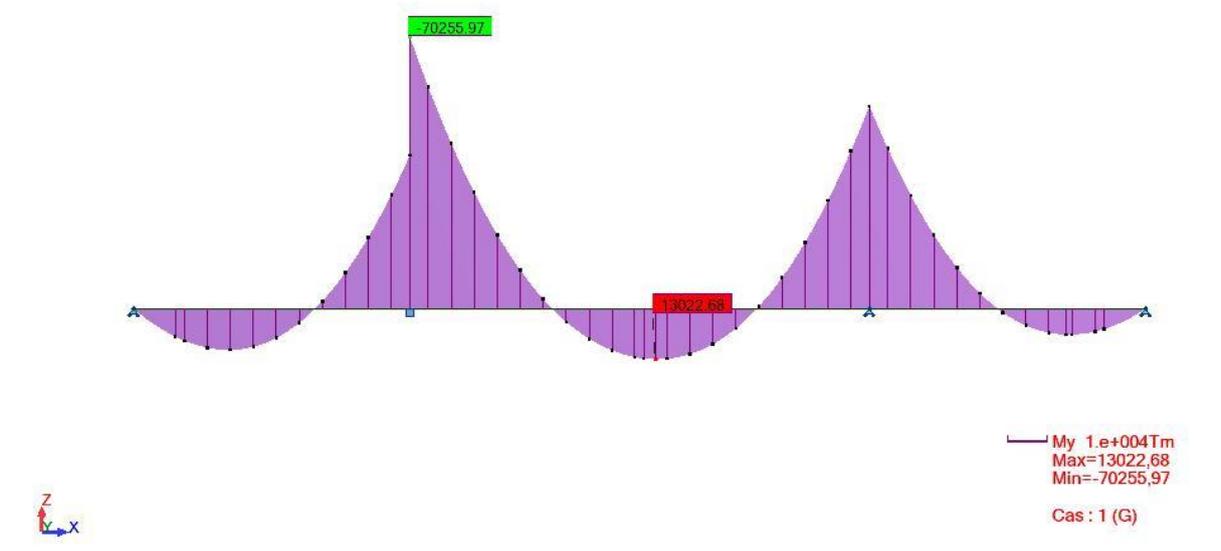


Figure VI.14. Diagramme du moment fléchissant dû aux charges permanentes.

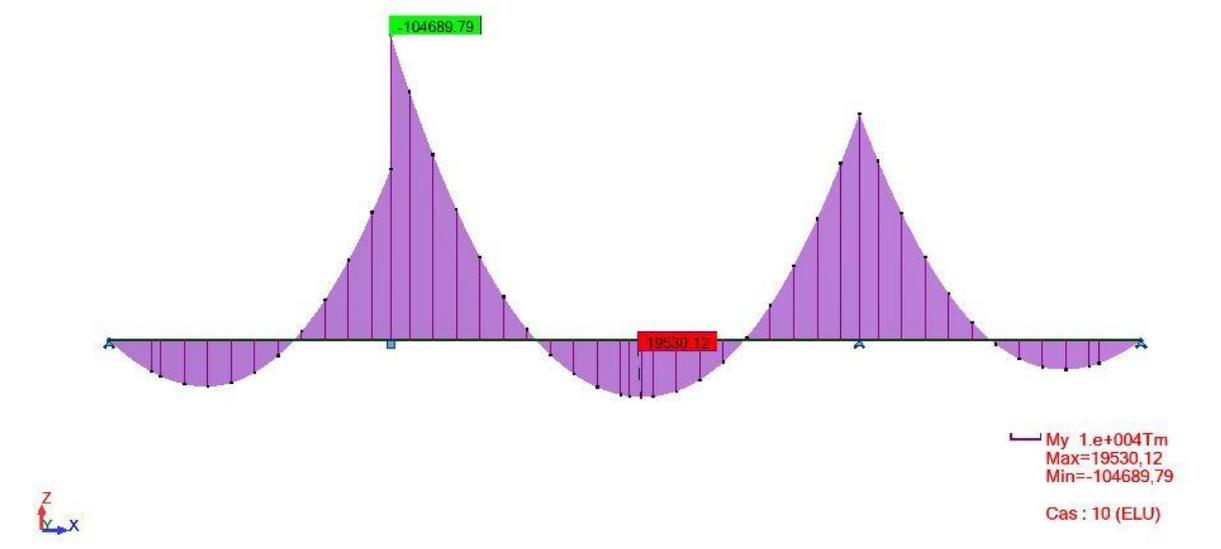


Figure VI.14. Diagramme du moment fléchissant sous combinaison défavorable ELU A.

5-4-2- Efforts tranchant :

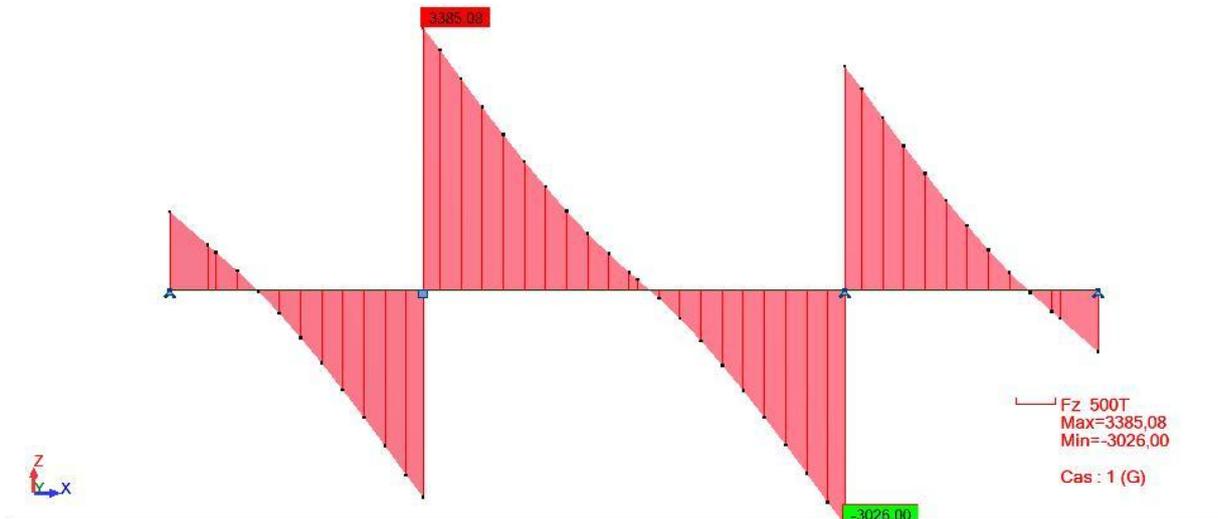


Figure VI.15. Diagramme de l'effort tranchant dû aux charges permanentes.

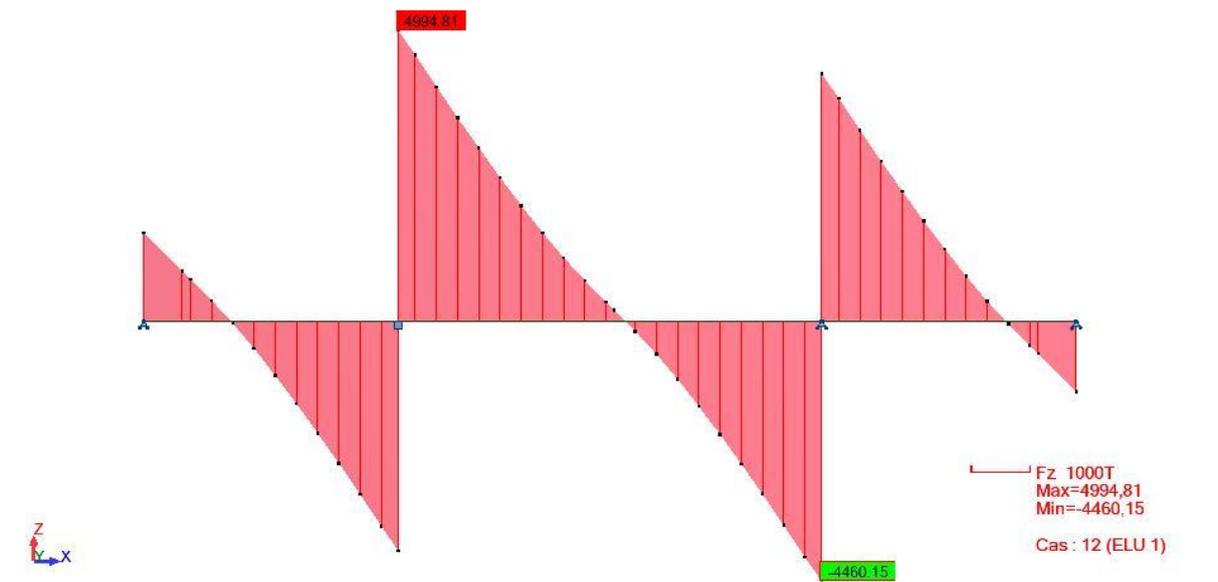


Figure VI.16. Diagramme de l'effort tranchant sous combinaison défavorable ELU A.

Chapitre VII

Etude de la précontrainte

Notion historique de la précontrainte :

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

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

VII-1- Etude de la précontrainte de fléau :

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

- **câbles de fléau** : ce sont des câbles qu'on doit mettre en cours de construction. Ils sont destinés à s'opposer aux moments de flexion négatifs provoqués par la construction des consoles et à rendre chaque voussoir solidaire à la partie du tablier déjà exécutée. Ces câbles sont mis en tension de façon symétrique de chaque côté de la pile.

En pratique, on arrête au minimum un câble par âme à l'extrémité de chaque voussoir. Ces câbles de fléau n'engendrent pas de moments hyperstatiques, ils sont mis en tension sur un fléau isostatique.

- **câbles de continuité** : ils sont enfilés au voisinage de la clé de chaque travée pour réaliser la continuité du tablier et résister aux moments fléchissant positifs qui en résultent. Les câbles de continuité engendrent des moments hyperstatiques du fait de leur mise en tension sur une structure hyperstatique.

Nota :

Pour le dimensionnement des câbles de fléau, on étudie seulement le demi-fléau en raison de sa symétrie par rapport à l'axe de la pile.

1-1- Détermination des efforts de précontraintes et schémas de câblage :

a- Détermination de la précontrainte de fléau :

Les câbles de fléau sont déterminés dans la phase de construction où les sollicitations sont maximales, ces dernières créent des contraintes de compression dans les fibres supérieures et des contraintes de traction dans les fibres inférieures du voussoir.

$$\sigma_{psup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} : \text{Sur les fibres supérieures.}$$

$$\sigma_{pinf} = \frac{P}{S} - \frac{PeV}{I} : \text{Sur les fibres inférieures.}$$

Avec :

σ_{psup} : Contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.

Chapitre VII : Etude de la précontrainte

σ_{pinf} : Contrainte de traction au niveau des fibres inférieure générée par l'application de l'effort de précontrainte.

P : Effort de la 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 longitudinale de la section.

e : l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.

Trois classes sont déterminées de précontrainte selon le degré d'agressivité atmosphérique auquel notre ouvrage est exposé.

À la limite :

$$\frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} = \frac{M.V}{I} \Rightarrow P \left(\frac{1}{S} + \frac{e.V}{I} \right) = \frac{M.V}{I} \Rightarrow P = \frac{M.V/I}{\frac{1}{S} + \frac{e.V}{I}}$$

M : Le moment fléchissant du au poids propre et les surcharges.

S : Section droite du voussoir.

Dans cette dernière expression "P" et "e" sont des inconnues, pour cela on fixe "e" et on détermine "P".

b- Détermination du nombre de câbles de fléau :

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

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

Avec :

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12 T15 s peut créer et P_0 est estimé à 20% de perte.

$F_{\text{prg}} = 1860 \text{ N/mm}^2$. Pour un câble de 12 T15 s.

$F_{\text{peg}} = 1660 \text{ N/mm}^2$. Pour un câble de 12 T15 s.

La tension d'origine :

$$\sigma_{p_0} = \text{Min} (0.8F_{\text{prg}}, 0.9 F_{\text{peg}}) = \text{Min} (1488, 1494) = 1488 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{p_0} = \frac{P_0}{S} \Rightarrow P_0 = \sigma_{p_0} \times S$$

$$P_0 = 1488 \times 1800 \times 10^{-6} = 2.6784 \text{ MN.}$$

La détermination du nombre de câbles pour un demi fléau se fait au niveau de la section d'encastrement ou les sollicitations sont maximales, elle a pour caractéristiques géométriques :

Chapitre VII : Etude de la précontrainte

- Section: $S = 14,032 \text{ m}^2$
- Inertie: $I = 71,90 \text{ m}^4$
- Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : $V = 2.474 \text{ m}$
- $e = V - d$ On prend l'enrobage $d = 0.15 \text{ m} \Rightarrow e = 2.474 - 0.15 = 2.324 \text{ m}$

Pour $M = 32302.31 \text{ t.m} \rightarrow P = 7349.55 \text{ t}$

On trouve $N \geq 34.3$

Donc on arrondit à **36 câbles** répartis à raison de **18 câbles** par âme.

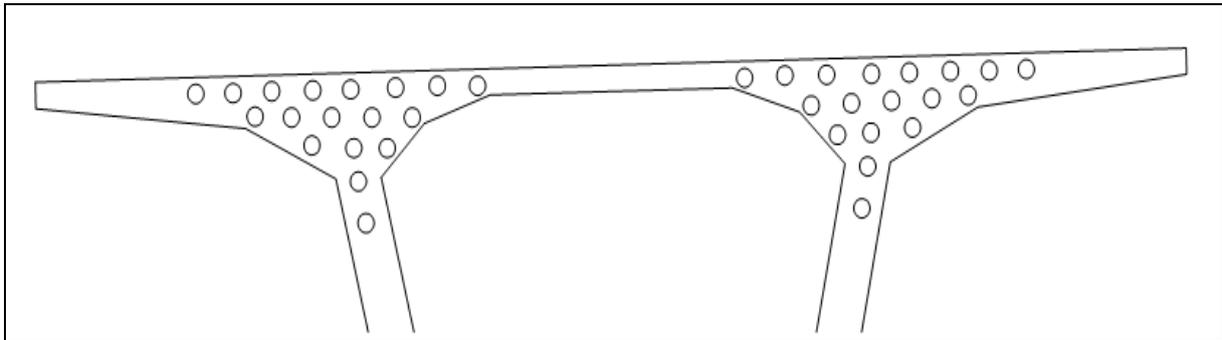


Figure VII.1. Disposition des câbles du fléau dans le voussoir sur pile.

-Tableau résumant les résultats des autres voussoirs :

Section	M (t.m)	I (m ⁴)	S (m ²)	V (m)	e (m)	P (t)	N
49	0.00	9.262	9.514	0.976	0.826	0.00	0.00
44	560.00	15.724	10.39	1.265	1.115	242.28	1.13
39	1715.42	23.383	11.17	1.526	1.376	624.29	2.91
34	3407.58	31.734	11.85	1.747	1.597	1088.72	5.08
29	5718.72	40.275	12.45	1.951	1.801	1653.24	7.71
24	8646.88	48.523	12.95	2.114	1.964	2314.20	10.80
19	12218.55	56.029	13.35	2.250	2.1	3081.36	14.38
14	16466.00	62.398	13.66	2.347	2.197	3974.14	18.55
9	21427.60	67.308	13.88	2.415	2.265	5014.67	23.40
4	27147.30	71.745	14.032	2.474	2.324	6230.63	29.08
0	32302.31	71.9	14.032	2.474	2.324	7349.55	34.3

Chapitre VII : Etude de la précontrainte

-Tableau récapitulatif :

X (m)	0	4	9	14	19	24	29	34	39	44	49
N ^{bre} de câbles	36	32	24	20	16	12	8	6	4	2	0
N ^{bre} de câbles/ Ame	18	16	12	10	8	6	4	3	2	1	0
N ^{bre} de câbles Arrêtés/ âme	0	2	4	2	2	2	2	1	1	1	1

c- Etude du tracé des câbles en élévation :

Les câbles de fléau sont destinés à reprendre les moments de flexion négatifs engendrés pendant la construction des consoles, de façon à rendre chaque voussoir solidaire avec la partie du tablier déjà exécuté.

Pour l'ancrage des câbles dans les âmes, on laissera une distance de 0,5m entre axe des câbles. Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme, son ancrage se fera au niveau du centre de gravité de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci seront ancrés à 0,25m de part et d'autre du CDG de la section.

Le câble suit une parabole dont l'équation est de la forme :

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

Le rayon minimal de courbure R_{\min} est de 6m, ce dernier sera calculé selon la formule

suivante : $R = \frac{X^2}{2Y}$

L'inclinaison des câbles par rapport l'horizontale : $\text{tg } \alpha = \frac{dY}{dX} = \frac{2Y}{X}$

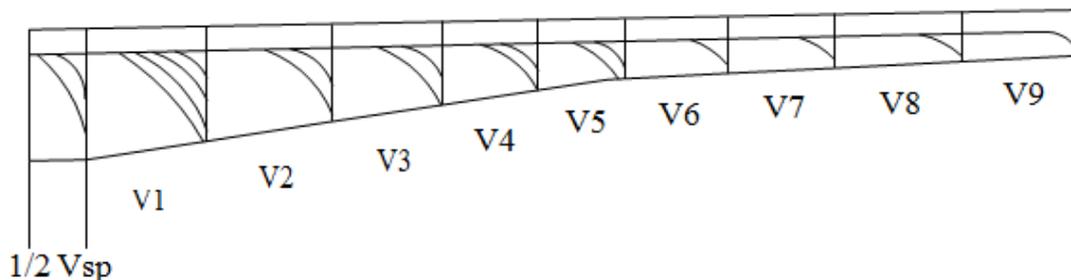


Figure VII.2. Tracé des câbles de fléau en élévation.

➤ Etude du câblage du voussoir sur pile :

Dans ce voussoir on arrête quatre câbles, soit deux par âme.

- **Câble N°1 :**

Le câble n° 1 s'ancrera à une distance de 0,25m au dessus du c d g de la section.

$$X = 4.00 \text{ m.}$$

$$V = 2.474 \text{ m.}$$

$$d_0 = 0.37 \text{ m.}$$

$$d_1 = V - 0.25 = 2.224 \text{ m} \rightarrow Y = d_1 - d_0 = 1.854 \text{ m.}$$

$$R = \frac{(4.00)^2}{2 \times 1.854} = 4.31 \text{ m} < R_{\min}$$

On doit changer la position d'ancrage.

$$R \geq 6 \text{ m} \rightarrow \frac{(4.00)^2}{2Y} \geq 6 \text{ m} \rightarrow Y \leq 1.33 \text{ m}$$

Donc $Y = 1 \text{ m}$

$$d_1 = Y + d_0 = 1 + 0.37$$

$$d_1 = 1.37 \text{ m}$$

$$R = \frac{(4.00)^2}{2} = 8.00 \text{ m}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{2}{4.00} = 0.5 \rightarrow \alpha = 26.56^\circ$$

L'équation de la parabole :

$$d(x) = 0.37 + (1.37 - 0.37) \frac{x^2}{L^2}$$

$$d(x) = 0.37 + 0.0625 x^2$$

- **Câble N°2 :**

Le câble n° 2 s'ancrera à une distance de 0,25m au dessous du c d g de la section.

$$X = 4.00 \text{ m}$$

$$V = 2.474 \text{ m}$$

$$d_0 = 0.37 \text{ m}$$

$$d_1 = V + 0.25 = 2.724 \text{ m} \rightarrow Y = d_1 - d_0 = 2.354 \text{ m}$$

$$R = \frac{(4.00)^2}{2 \times 2.354} = 3.40 \text{ m} < R_{\min}$$

On doit changer la position d'ancrage.

$$R \geq 6\text{m} \rightarrow \frac{(4.00)^2}{2Y} \geq 6\text{m} \rightarrow Y \leq 1.33\text{m}$$

Donc $Y = 1.20\text{m}$

$$d_1 = Y + d_0 = 1.20 + 0.37$$

$$d_1 = 1.57 \text{ m}$$

$$R = \frac{(4.00)^2}{2 \times 1.20} = 6.67 \text{ m}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{2 \times 1.20}{4.00} = 0.6 \rightarrow \alpha = 30.96^\circ$$

L'équation de la parabole :

$$d(x) = 0.37 + (1.57 - 0.37) \frac{x^2}{L^2}$$

$$d(x) = 0.37 + 0.075 x^2$$

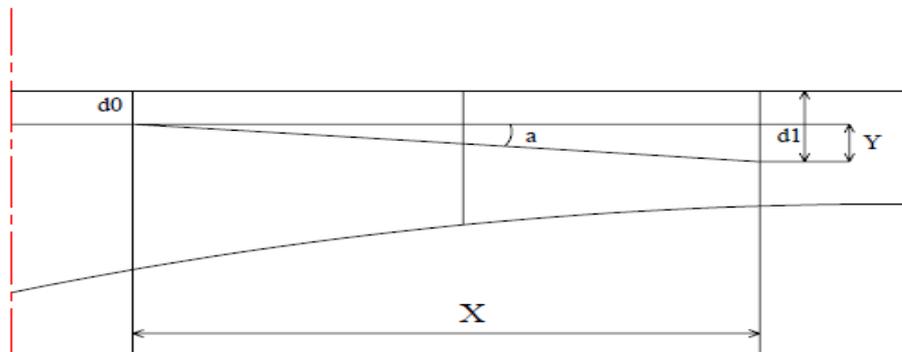


Figure VII.3. Câblage d'un voussoir en élévation.

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

Chapitre VII : Etude de la précontrainte

N° du Voussoir	N° du câble	V (m)	d ₀ (m)	Y (m)	R (m)	α en degré	Eq. de la courbure (m)
½ Vsp	1	2.474	0.37	1.00	8.00	26.56	0.37+0.0625x ²
	2	2.474	0.37	1.20	6.67	30.96	0.37+0.075x ²
1	3	2.415	0.24	1.925	21.04	23.16	0.24+0.024x ²
	4	2.415	0.24	1.925	21.04	23.16	0.24+0.024x ²
	5	2.415	0.24	2.425	16.70	28.32	0.24+0.030x ²
	6	2.415	0.24	2.425	16.70	28.32	0.24+0.030x ²
2	7	2.347	0.24	1.857	52.77	14.86	0.24+0.0095x ²
	8	2.347	0.24	2.357	41.58	18.61	0.24+0.012x ²
3	9	2.250	0.24	1.760	102.56	10.50	0.24+0.0049x ²
	10	2.250	0.24	2.260	79.87	13.38	0.24+0.0062x ²
4	11	2.114	0.11	1.754	164.19	8.31	0.11+0.0030x ²
	12	2.114	0.11	2.254	127.77	10.64	0.11+0.0039x ²
5	13	1.951	0.11	1.591	264.30	6.26	0.11+0.0019x ²
	14	1.951	0.11	2.091	201.10	8.20	0.11+0.0025x ²
6	15	1.747	0.11	1.387	416.73	4.66	0.11+0.0012x ²
7	16	1.526	0.11	1.666	456.48	4.88	0.11+0.0011x ²
8	17	1.265	0.11	1.405	688.97	3.65	0.11+0.00072x ²
9	18	0.976	0.11	1.116	1075.72	2.61	0.11+0.00046x ²

VII-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.

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 au déplacement des ancrages.
- Pertes dues au raccourcissement élastique de béton.

Chapitre VII : Etude de la précontrainte

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

La mise en tension des aciers produit un allongement du câble par rapport à sa gaine le frottement du câble sur la gaine fait que la tension diminue le long du câble dans le sens opposé au mouvement du câble.

Selon les règles BPEL91, la tension $\sigma_{p0}(x)$ (contrainte exercée lors de la mise en tension) d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de sa mise en tension, s'obtiens, compte tenu des frottements, à partir de la tension σ_{p0} à l'ancrage actif le plus proche, par la formule suivante :

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

Dans laquelle :

X (m) : est la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension.

e : est la base des logarithmes népériens.

α (rad) : est la déviation angulaire totale du câble sur la distance x, indépendamment de leur direction et de leur signe considérons son tracé dans l'espace.

f (rd⁻¹) = 0,2 : Est le coefficient de frottement en courbe.

ϕ (m⁻¹) = 0,0016 : Est le coefficient de perte de tension par unité de longueur.

σ_{p0} = 1488 MPa.

Donc on aura :

$$\Delta\sigma(x) = 1488 \cdot e^{-(0.2\alpha + 0.0016x)}$$

Application :

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

X (m)	N° du câble	α (rad)	$e^{-(0.2\alpha+0.0016x)}$	$\Delta\sigma_{p0}(x)$
4	1	0.46	0.9	1339.2
	2	0.54	0.89	1324.32
9	3	0.40	0.91	1354.08
	4	0.40	0.91	1354.08
	5	0.49	0.89	1324.32
	6	0.49	0.89	1324.32
14	7	0.26	0.93	1383.84
	8	0.32	0.92	1368.96
19	9	0.18	0.93	1383.84
	10	0.23	0.92	1368.96
24	11	0.14	0.93	1383.84
	12	0.18	0.92	1368.96
29	13	0.11	0.93	1383.84
	14	0.14	0.92	1368.96
34	15	0.08	0.93	1383.84
39	16	0.08	0.92	1368.96
44	17	0.06	0.92	1368.96
49	18	0.04	0.91	1354.08

La somme des pertes dus au frottement est :

$$(18 \times 1488) - 24507.36 = 2276.64 \text{ MPa}$$

b- Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages :

L'effort appliqué au vérin et la pression correspondante sont déterminés en tenant compte des pertes dans les équipements de mise en tension et dans les têtes d'ancrage (environ 4%). Lors du relâchement des câbles, une perte d'allongement au blocage de l'ancrage (4 à 6 mm) se produit et se traduit par une tension sur une certaine longueur à partir de l'ancrage mobile.

Dans ce mouvement, les clavettes se déplacent d'une longueur constante qu'on note Δl_a , donnée par les fabricants des aciers de précontraintes.

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

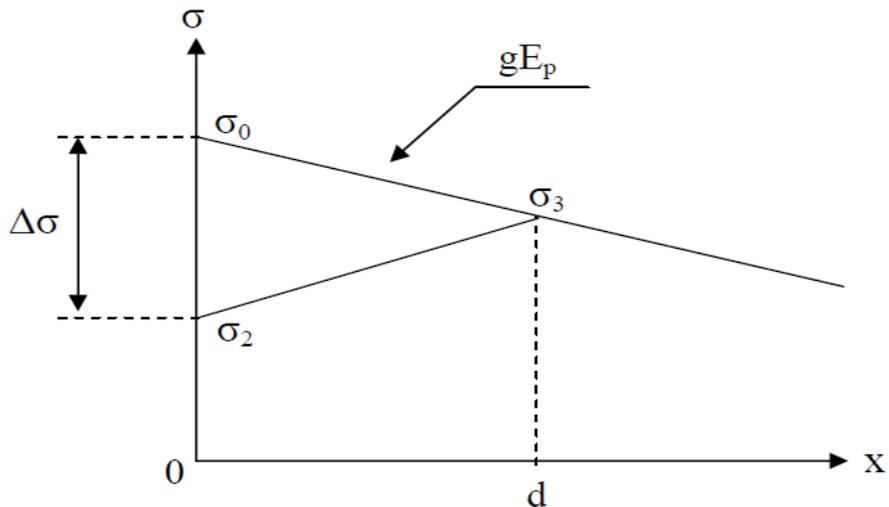


Figure VII.4. Action du glissement à l'ancrage sur la contrainte de l'acier.

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

$$\Delta\sigma = 2.d.k$$

Avec :

$$d = \sqrt{\frac{gxE_p}{\sigma_0 \times K}} \quad \begin{cases} d < x & \text{Les pertes existent.} \\ d > x & \text{Les pertes sont nul.} \end{cases}$$

Tel que : $K = \frac{\alpha f}{l} + \phi$

- Avec : E_p : Module d'élasticité d'acier, $E_p = 1.9 \times 10^5$ MPa.
- l : Longueur horizontale du câble.
- g : Intensité du recul d'ancrage, $g = 6$ mm.
- d : Longueur sur laquelle se fait le recul d'ancrage.

Application :

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

Chapitre VII : Etude de la précontrainte

X (m)	N° du câble	α (rad)	K	d (m)	$\Delta\sigma_{p0}$ (MPa)
4	1	0.46	0.024	5.65	0.27
	2	0.54	0.028	5.23	0.29
9	3	0.40	0.010	8.75	0.17
	4	0.40	0.010	8.75	0.17
	5	0.49	0.012	7.99	0.19
	6	0.49	0.012	7.99	0.19
14	7	0.26	0.005	12.38	0.12
	8	0.32	0.006	11.30	0.13
19	9	0.18	0.003	15.98	0.09
	10	0.23	0.004	13.84	0.11
24	11	0.14	0.003	15.98	0.09
	12	0.18	0.003	15.98	0.09
29	13	0.11	0.002	19.57	0.08
	14	0.14	0.002	19.57	0.08
34	15	0.08	0.002	19.57	0.08
39	16	0.08	0.002	19.57	0.08
44	17	0.06	0.002	19.57	0.08
49	18	0.04	0.002	19.57	0.08

La somme des pertes dus au recul d'ancrage est $\Sigma\Delta\sigma_{p0} = 2,39$ MPA.

c- Pertes dues au raccourcissement élastique du béton :

La perte de tension qui résulte du raccourcissement élastique du béton dues a l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée a une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée a :

$$E_p = \Sigma \frac{K \Delta\sigma_{bj}}{E I_j}$$

σ_{bj} : désignant la variation de contrainte dans le béton agissant au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée sous les diverses actions permanentes appliquées au jour j.

En pratique .quand les variations de contrainte demeurent limitées, une approximation suffisante de la perte par déformation instantanées du béton peut généralement être obtenue en la prenant égale à :

$$E_p = 6K\sigma_b$$

Tel que :

- σ_b : désignant la contrainte finale de béton.

- $K = \frac{(n-1)}{2n}$, n : nombre des câbles.

Application :

Dans notre cas, on a 36 câbles.

$$E_p = 6 \times \frac{36-1}{2 \times 36} \times 35 = 102,08 \text{ MPa.}$$

Donc les pertes instantanées sont égales à :

$$\Delta\sigma_{\text{inst}} = 2276,64 + 2,39 + 102,08 = 2381,11 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{inst}} = 2381,11 \text{ MPa.}$$

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 est le raccourcissement du béton non chargé, au cours de son durcissement. Les armatures de précontrainte, étroitement liées au béton par adhérence, subissent donc les mêmes variations de déformation que le béton adjacent.

Il en découle une diminution de tension dans les câbles de précontrainte. La perte de tension à l'instant t sera :

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

Tel que :

ε_r : est le retrait totale du béton. ($2 \cdot 10^{-4}$ en climat humide selon BPEL)

$r(t)$: Une fonction du temps variant de 0 à 1, quand le t varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage.

E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte ($E_p = 190 \text{ KN/mm}^2$).

Application :

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 2 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa}$$

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 :

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

Où :

E : 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 :

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

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \times 30,5 \times 6$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 457,5 \text{ MPa}$$

c- Pertes dus à la relaxation de l'acier 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 utilisée en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie.

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

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

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

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

En général : $\rho_{1000} = 2.5\%$ pour les aciers TBR.

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

$\sigma_{pi}(x)$: est la contrainte initiale de l'armature, c'est-à-dire après pertes instantanées.

F_{prg} : Contrainte limite de rupture garantie = 1860 MPa.

μ_0 : est égal à 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

D'où : $\sigma_{pi}(x) = \sigma_0 - \Delta\sigma_{inst}$

Pour calculer les pertes dues à la relaxation des câbles on donne le tableau mentionné dans la page suivante.

Application :

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

Chapitre VII : Etude de la précontrainte

X (m)	N° du câble	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	σ_0 (MPa)	$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_p(x)$ (MPa)
4	1	0.27	1488	1487.73	82.53
	2	0.29	1488	1487.71	82.53
9	3	0.17	1488	1487.83	82.55
	4	0.17	1488	1487.83	82.55
	5	0.19	1488	1487.81	82.55
	6	0.19	1488	1487.81	82.55
14	7	0.12	1488	1487.88	82.56
	8	0.13	1488	1487.87	82.56
19	9	0.09	1488	1487.91	82.57
	10	0.11	1488	1487.89	82.56
24	11	0.09	1488	1487.91	82.57
	12	0.09	1488	1487.91	82.57
29	13	0.08	1488	1487.92	82.57
	14	0.08	1488	1487.92	82.57
34	15	0.08	1488	1487.92	82.57
39	16	0.08	1488	1487.92	82.57
44	17	0.08	1488	1487.92	82.57
49	18	0.08	1488	1487.92	82.57

La somme des pertes dus à la relaxation est : $\Delta\sigma_p = 1486.07$ MPa.

Il faut tenir compte de l'interaction de tous les phénomènes précédents. Pour tenir compte de cette interaction, le BPEL propose de minorer forfaitairement la relaxation par le coefficient ($5/6=0,83$).

La perte différée finale devient ainsi :

$$38 + 457.5 + \frac{5}{6} 1486.07 = 1733.89 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_{inst} = 1733.89 \text{ MPa.}$$

2-3- Contraintes finales :

Les pertes totales dues aux pertes instantanées et pertes différées sont égale à :

$$2381.11 + 1733.89 = 4115 \text{ MPa.}$$

Donc on a un pourcentage de perte égal à :

$$100 \times \frac{4115}{18 \times 1488} = 15.36 \%$$

Chapitre VII : Etude de la précontrainte

Remarque :

Les pertes de tension sont nettement inférieures à 20% (qu'on a supposé lors du calcul), donc les 18 câbles reprennent largement les charges considérées. Mais en pratique il faut recalculer en utilisant 15.36% de pertes.

Pour notre projet on maintient le nombre de câbles précédent (**18 câbles de 12T15s** par âme).

VII-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.

La précontrainte totale sera évaluée en fonction des efforts suivants :

- Superstructure.
- Surcharge de trottoirs.
- Poids propre.
- Surcharges routières.
- Surcharges climatiques.
- Moment hyperstatique de précontrainte.

-Selon le BPEL 91 il y a deux combinaisons qui donnent le moment max :

$$G + 1.2 (A (L) + ST) + 0.5 \Delta T$$

$$G + 1.2 (B_c + ST) + 0.5 \Delta T$$

Avec:

G: Poids propre + superstructure.

St : Surcharges des trottoirs.

ΔT : surcharges (gradient thermique).

La modélisation via le logiciel **Robot Structural** donne les résultats illustrés sur la figure suivante :

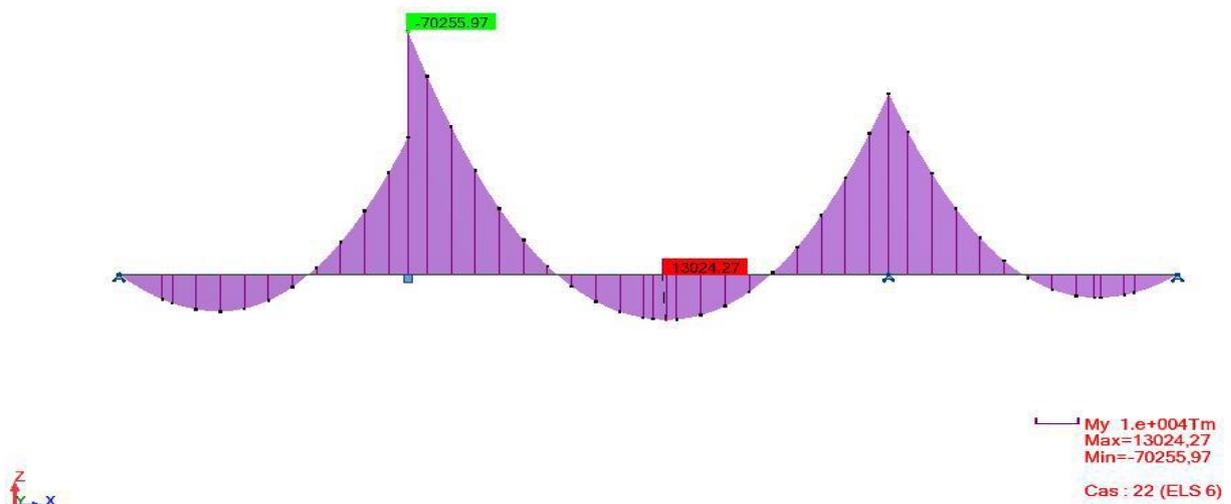


Figure VII.5. Diagramme des moments fléchissant (Max et Min).

Le moment max est donné par la combinaison : $G + 1.2 (A (L) + ST) + 0.5 \Delta T (12^\circ)$.

$$M_{\max} = 13024.27 \text{ t.m}$$

3-1- Détermination de la précontrainte :

Vue la situation de l'ouvrage (près d'un futur barrage), la fissuration du béton est très préjudiciable, ce qui nous conduit au dimensionnement du câblage longitudinal **en classe I**. Sur la fibre inférieure la contrainte dans le béton est donnée par la relation suivante.

$$\frac{P}{S} - \frac{P.e.V'}{I} - \frac{M_{\max}V'}{I} \geq \sigma_{ti} = 0$$

Donc à la limite on aura :

$$P = \frac{M_{\max} \frac{V'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV'}{I}}$$

On désigne par :

P : la valeur de la précontrainte.

e : son excentricité, comptée positivement vers le haut.

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

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

M_{\max} : le moment maximum agissant sur la section.

σ' : la contrainte de traction admissible du béton.

3-2- Détermination du nombre de câbles :

La détermination du nombre de câbles de continuité se fait au niveau de la section qui subit le moment maximal en phase d'exploitation, il est donné par la relation suivante : $N = \frac{p}{P_0}$

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble (12T15S) peut créer estimé à **25%** de perte.

L'acier des torons a les caractéristiques mécaniques suivantes :

La tension d'origine :

$$\sigma_{p_0} = \text{Min} (0.8f_{prg}, 0.9f_{peg})$$

Chapitre VII : Etude de la précontrainte

$\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$.

La force utile d'un câble **12T15S** estimée à **20%** de perte, $p_0 = \sigma_{p0} \times S = \text{MN}$.

S: section d'un câble 12T15S, $S = 0.0018 \text{ m}^2$ ($150 \times 12 = 1800 \text{ mm}^2$).

$$P = \frac{M \frac{V'}{I}}{\frac{1}{s} + \frac{eV'}{I}} = \frac{13024.27 \frac{2.024}{9.262}}{\frac{1}{9.514} + \frac{1.874 \cdot 2.024}{9.262}} = 5130.51 \text{ t.}$$

$$N \geq \frac{P}{0.8P_0} = \frac{5130.51}{0.8 \times 267.84} = 23.74$$

Donc le nombre de câbles retenu est : **n = 24 câbles**.

a. Câblage de la travée de rive :

Le nombre de câbles dans chaque voussoir de la travée de rive est donné dans le tableau ci-dessous :

voussoir	X(m)	d(m)	V'(m)	e(m)	S(m ²)	I (m ⁴)	M (t.m)	P(t)	ni	Nréel
1/2Vsp	4	0.15	3.526	3.366	14.032	71.745	-29455.00	/		
V1	9	0.15	3.475	3.325	13.88	67.308	-18455.45	/		
V2	14	0.15	3.403	3.253	13.66	62.398	-9312.15	/		
V3	19	0.15	3.300	3.150	13.35	56.029	-1966.92	/		
V4	24	0.15	3.166	3.016	12.95	48.523	3628.40	864.00	4.03	6
V5	29	0.15	2.999	2.849	12.45	40.275	7538.56	1919.34	8.95	10
V6	34	0.15	2.803	2.653	11.85	31.734	9844.91	2728.33	12.73	14
V7	39	0.15	2.574	2.424	11.17	23.383	10641.73	3287.24	15.34	16
V8	44	0.15	2.315	2.165	10.39	15.724	10062.83	3570.00	16.66	18
V9	49	0.15	2.024	1.874	9.514	9.262	8232.04	3495.58	16.31	18
Vcl	51	0.15	2.024	1.874	9.514	9.262	7165.29	3042.60	14.20	16

b. Câblage de la travée intermédiaire :

Le nombre de câbles dans chaque voussoir de la travée intermédiaire est donné dans le tableau ci-dessous :

Chapitre VII : Etude de la précontrainte

vousoir	X(m)	d(m)	V'(m)	e(m)	S(m ²)	I (m ⁴)	M (t.m)	P(t)	ni	Nréel
1/2Vsp	4	0.15	3.526	3.366	14.032	71.745	-57284.86	/		
V1	9	0.15	3.475	3.325	13.88	67.308	-42720.73	/		
V2	14	0.15	3.403	3.253	13.66	62.398	-30012.83	/		
V3	19	0.15	3.300	3.150	13.35	56.029	-19103.02	/		
V4	24	0.15	3.166	3.016	12.95	48.523	-9943.11	/		
V5	29	0.15	2.999	2.849	12.45	40.275	-2468.36	/		
V6	34	0.15	2.803	2.653	11.85	31.734	3402.58	942.96	4.40	6
V7	39	0.15	2.574	2.424	11.17	23.383	7763.99	2398.31	11.19	12
V8	44	0.15	2.315	2.165	10.39	15.724	10749.68	3813.66	17.80	18
V9	49	0.15	2.024	1.874	9.514	9.262	12483.48	5000.87	23.30	24
Vcl	51	0.15	2.024	1.874	9.514	9.262	13024.27	5130.51	23.74	24
V9	56	0.15	2.315	2.165	10.39	15.724	12904.20	4578.02	21.36	22
V8	61	0.15	2.574	2.424	11.17	23.383	11713.94	3618.45	16.88	18
V7	66	0.15	2.803	2.653	11.85	31.734	9147.97	2535.19	11.83	12
V6	71	0.15	2.999	2.849	12.45	40.275	5072.46	1291.46	6.03	8
V5	76	0.15	3.166	3.016	12.95	48.523	-606.86	/		
V4	81	0.15	3.300	3.150	13.35	56.029	-7971.33	/		
V3	86	0.15	3.403	3.253	13.66	62.398	-17085.71	/		
V2	91	0.15	3.475	3.325	13.88	67.308	-27998.17	/		
V1	96	0.15	3.516	3.366	13.85	70.515	-40766.87	/		
1/2Vsp	100	0.15	3.526	3.376	14.42	71.745	-52301.64	/		

c-Tracé des câbles de continuité :

Le tracé des câbles de continuité est comme suit :

- Les câbles de continuité sont près du hourdi inférieur et d'allure rectiligne.
- Relevés juste pour leur ancrage, les câbles de continuité seront relevés en plan (légère déviation angulaire) juste pour leur mise en tension.
- L'ancrage de ces câbles, se fait à mi-hourdi.

Les bossages seront décalés afin de garder un tracé rectiligne des câbles de continuité dans le but de limiter les pertes de précontrainte due aux déviations angulaires.

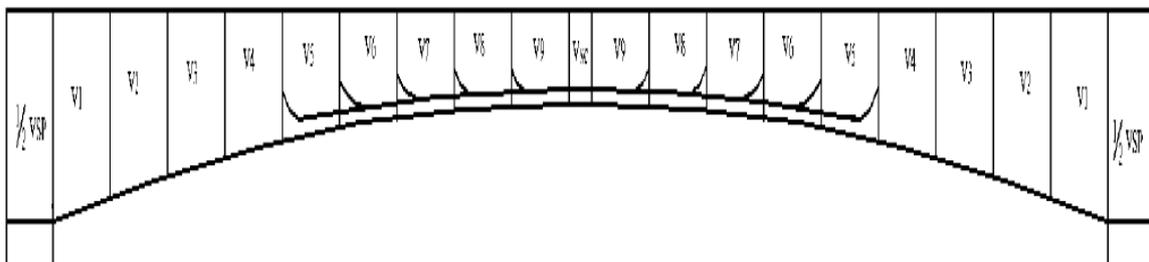


Figure VII.6. Câbles de précontrainte de continuité pour la travée centrale.

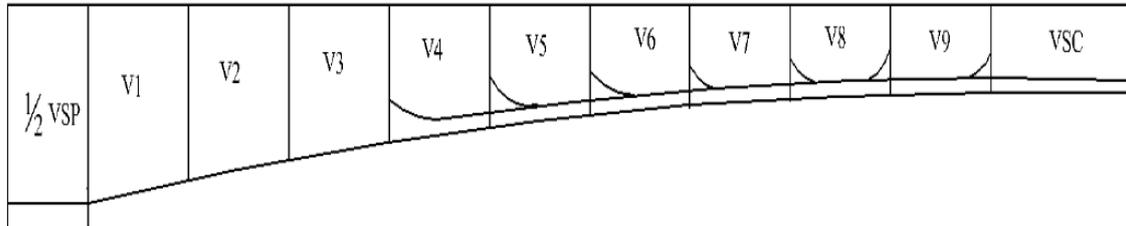


Figure VII.7. Câbles de précontrainte de continuité pour la travée de rive.

3-3-Calcul des moments hyperstatiques :

Les câbles de précontraintes de continuité engendrent des moments hyperstatiques dans la structure finale (en phase de service), égaux à $P \times e$.

a- Travée de rive :

Vousoir	X(m)	P(t)	e(m)	M (t.m)
1/2Vsp	4	/	3.366	/
V1	9	/	3.325	/
V2	14	/	3.253	/
V3	19	/	3.150	/
V4	24	864.00	3.016	2605.82
V5	29	1919.34	2.849	5468.20
V6	34	2728.33	2.653	7238.26
V7	39	3287.24	2.424	7968.27
V8	44	3570.00	2.165	7729.05
V9	49	3495.58	1.874	6550.71
Vcl	51	3042.60	1.874	5701.83

b-Travée intermédiaire :

Vousoir	X(m)	P(t)	e(m)	M (t.m)
1/2Vsp	4	/	3.366	/
V1	9	/	3.325	/
V2	14	/	3.253	/
V3	19	/	3.150	/
V4	24	/	3.016	/
V5	29	/	2.849	/
V6	34	942.96	2.653	2501.67
V7	39	2398.31	2.424	5813.50
V8	44	3813.66	2.165	8256.57
V9	49	5000.87	1.874	9371.63
Vcl	52	5130.51	1.874	9614.57
V9	57	4578.02	2.165	9911.41
V8	61	3618.45	2.424	8771.12
V7	66	2535.19	2.653	6725.86
V6	71	1291.46	2.849	3679.37
V5	76	/	3.016	/
V4	81	/	3.150	/

Chapitre VII : Etude de la précontrainte

V3	86	/	3.253	/
V2	91	/	3.325	/
V1	96	/	3.366	/
1/2Vsp	100	/	3.376	/

3-4- Calcul des pertes de précontraintes de continuité :

La démarche pour la détermination des pertes est la même que celle explicitée dans l'étude de la précontrainte du fléau. Le tableau ci-dessous donne un résumé de calcul des pertes instantanées, différées et totales :

a- Travée de rive :

Voussoirs	x [m]	Pertes instantanées [MPa]	Pertes différées [MPa]	Pertes totales [MPa]
V4	24	463,88	62,26	526,14
V5	29	493,26	60,93	554,19
V6	34	493,65	61,95	555,6
V7	39	465,22	70,66	535,88
V8	44	228,23	100,075	328,3
V9	49	228,29	100,075	328,365
1/2 VSC	51	228,17	100,075	328,245

Total = 3156,72 MPa.

Les pertes de précontrainte dans la travée de rive.

Le pourcentage des pertes égal à : $100 \times \frac{(3156,72)}{1488 \times 24} = 8,84\%$

8,84 % < 20% \Rightarrow L'estimation des pertes est vérifiée.

Donc, on maintient le nombre de câbles calculés précédemment soit **24** câbles (12T15S).

b- Travée intermédiaire :

Voussoirs	x [m]	Pertes instantanées [MPa]	Pertes différées [MPa]	Pertes totales [MPa]
V5	29	463,44	62,46	525,9
V6	34	496,23	75,48	571,71
V7	39	491,87	54,05	545,92
V8	44	467,85	84,93	552,78
V9	49	227,5	98,15	325,65
Vcl	52	226,9	95,05	321,99
V9	57	228.01	99.14	327,15
V8	61	466.56	85,80	552,36
V7	66	492,67	56,25	548,92
V6	71	497,36	76,85	574,21

Total = 4846,59 MPa.

Les pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire.

Le pourcentage des pertes égal à : $100 \times \frac{(4846,59)}{1488 \times 24} = 13,57\%$

$13,57\% < 20\% \Rightarrow$ L'estimation des pertes est vérifiée.

Donc, on maintient le nombre de câbles calculés précédemment soit **24** câbles (12T15S).

VII-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.

On distingue deux phases :

➤ **Phase de construction :** Dans cette phase on doit vérifier que :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{M.V}{I} - \frac{P.e.V}{I} \leq \bar{\sigma}_{\text{Cl}}$$

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

Avec :

Chapitre VII : Etude de la précontrainte

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

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

P : Effort de précontrainte.

S : Section transversale du voussoir.

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

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

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

$\bar{\sigma}_{tS}$: Contrainte admissible de traction = 2,7 MPa.

$\bar{\sigma}_{cI}$: Contrainte admissible de compression = $0,6 f_{c28} = 21$ MPa.

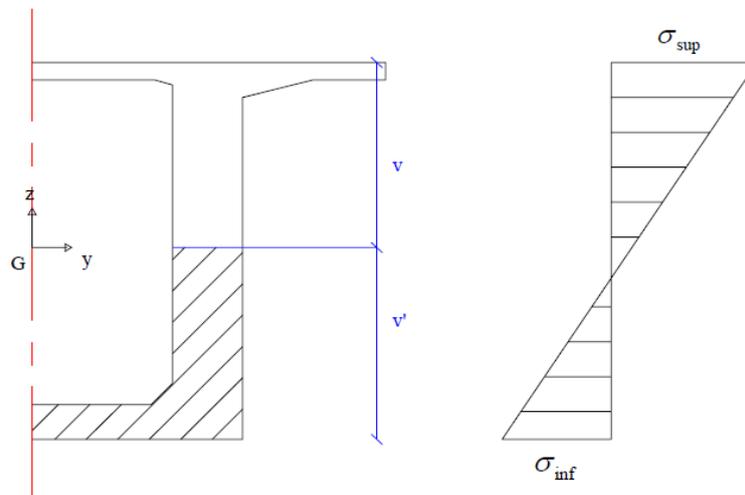


Figure VII.8. Diagramme des contraintes.

Les résultats pour chaque section sont groupés dans les tableaux suivants :

a- Vérification des contraintes supérieures pour le demi-fléau :

X (m)	S (m ²)	P (t)	M (t.m)	v (m)	I (m ⁴)	e (m)	σ_{sup} (MPa)
0	14.032	7349.55	32302.31	2.474	71.90	2.324	10.47
4	14.032	6230.63	27147.30	2.474	71.745	2.324	8.88
9	13.88	5014.67	21427.60	2.415	67.308	2.265	7.22
14	13.66	3974.14	16466.00	2.347	62.398	2.197	5.82
19	13.35	3081.36	12218.55	2.250	56.029	2.100	4.61
24	12.95	2314.20	8646.88	2.114	48.523	1.964	3.57
29	12.45	1653.24	5718.72	1.951	40.275	1.801	2.65
34	11.85	1088.72	3407.58	1.747	31.734	1.597	1.84
39	11.17	624.29	1715.42	1.526	23.383	1.376	1.12
44	10.39	242.28	560.00	1.265	15.724	1.115	0.46
49	9.514	0.00	0.00	0.976	9.262	0.826	0.00

b- Vérification des contraintes inférieures pour le demi-fléau :

X (m)	S (m ²)	P (t)	M (t.m)	v' (m)	I (m ⁴)	e (m)	σ_{inf} (MPa)
0	14.032	7349.55	32302.31	3.526	71.90	2.324	-2.22
4	14.032	6230.63	27147.30	3.526	71.745	2.324	-1.84
9	13.88	5014.67	21427.60	3.475	67.308	2.265	-1.58
14	13.66	3974.14	16466.00	3.403	62.398	2.197	-1.30
19	13.35	3081.36	12218.55	3.300	56.029	2.100	-1.07
24	12.95	2314.20	8646.88	3.166	48.523	1.964	-0.88
29	12.45	1653.24	5718.72	2.999	40.275	1.801	-0.71
34	11.85	1088.72	3407.58	2.803	31.734	1.597	-0.55
39	11.17	624.29	1715.42	2.574	23.383	1.376	-0.38
44	10.39	242.28	560.00	2.315	15.724	1.115	-0.19
49	9.514	0.00	0.00	2.024	9.262	0.826	0.00

➤ Phase de service :

Dans cette phase il y a deux vérifications à faire :

-1^{er} cas où l'ouvrage ne subit aucune surcharge il est calculé sous l'effet des charges permanentes, c'est-à-dire la vérification à vide.

-2^{ème} cas où l'ouvrage est sollicité par son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation.

Fibre supérieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.v}{I} - \frac{M.v}{I} \geq \sigma_t$$

Fibre inférieure :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{P.e.v'}{I} + \frac{M.v'}{I} \leq \sigma_c$$

On désigne par :

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

M_{max} : Moment engendré par les charges permanentes et toutes les surcharges.

S : Aire du voussoir.

e0 : L'excentricité.

Chapitre VII : Etude de la précontrainte

σ_{ti} : Contrainte admissible de traction.

σ_{bc} : Contrainte admissible de compression.

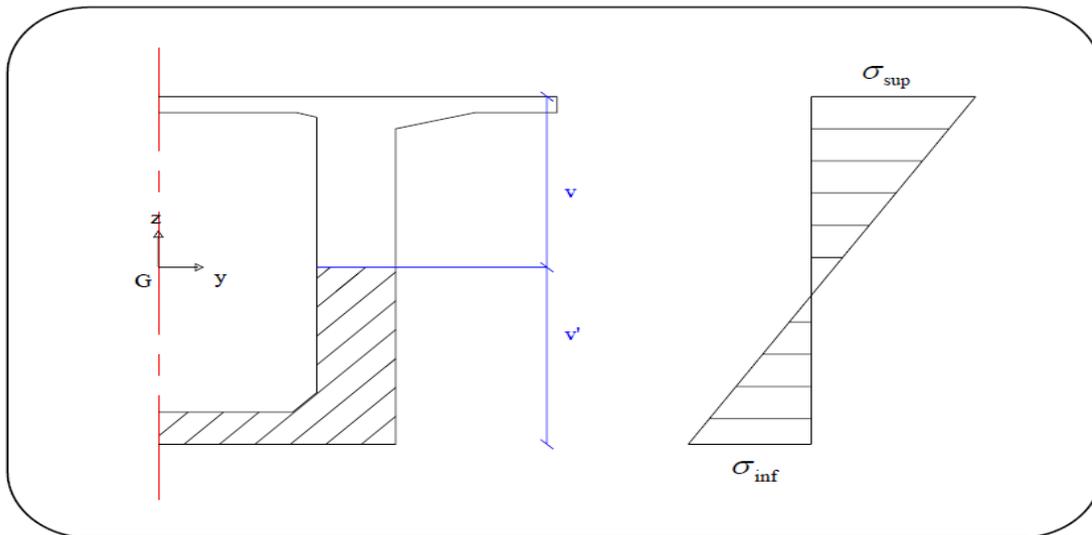


Figure VII.9. Etat à vide.

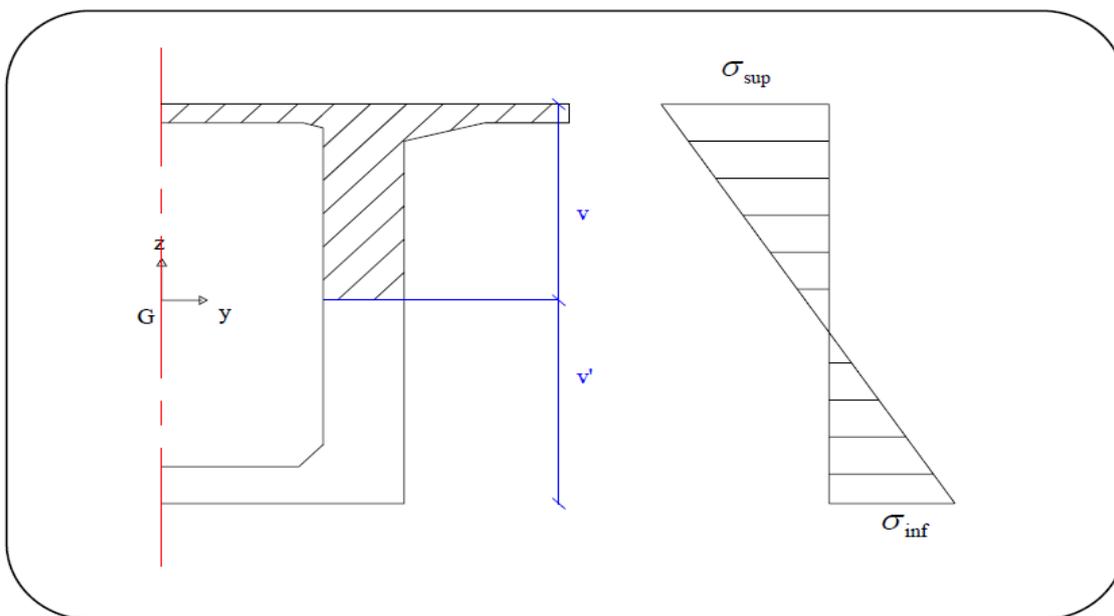


Figure VII.10. Etat en charge.

Chapitre VII : Etude de la précontrainte

a- Valeurs des contraintes pour la travée de rive :

N°	x	ef	ec	V	V'	S	I	Pf	Pc	Pf+Pc	Mmin	σ_{sup}	σ_{inf}
VSP	4	2.324	3.366	2.474	3.526	14.032	71.745	6230.63	/	6230.63	- 28182.03	19.47	- 20.07
V1	9	2.334	3.325	2.415	3.475	13.88	67.308	5014.67	/	5014.67	- 17627.64	14.13	- 14.09
V2	14	2.265	3.253	2.347	3.403	13.66	62.398	3974.14	/	3974.14	-8864.50	9.63	-8.97
V3	19	2.197	3.150	2.250	3.300	13.35	56.029	3081.36	/	3081.36	-1834.43	5.76	-4.49
V4	24	2.100	3.016	2.114	3.166	12.95	48.523	2314.20	864.00	3178.20	3510.73	3.83	-1.51
V5	29	1.964	2.849	1.951	2.999	12.45	40.275	1653.24	1919.34	3572.58	7235.74	2.76	0.68
V6	34	1.801	2.653	1.747	2.803	11.85	31.734	1088.72	2728.33	3817.05	9421.93	1.82	2.60
V7	39	1.597	2.424	1.526	2.574	11.17	23.383	624.29	3287.24	3911.53	10164.69	0.94	4.25
V8	44	1.376	2.165	1.265	2.315	10.39	15.724	242.28	3570.00	3812.28	9594.53	0.17	5.64
V9	49	1.115	1.874	0.976	2.024	9.514	9.262	0.00	3495.58	3495.58	7838.59	-0.48	6.48
VSC	51	0.826	1.874	0.976	2.024	9.514	9.262	0.00	3042.60	3042.60	6819.98	-1.34	5.64

Vérification des contraintes de la travée de rive sous M min (sous G).

N°	x	ef	ec	V	V'	S	I	Pf	Pc	Pf+Pc	Mmax	σ_{sup}	σ_{inf}
VSP	4	2.324	3.366	2.474	3.526	14.032	71.745	6230.63	/	6230.63	- 29455.00	19.92	- 20.70
V1	9	2.334	3.325	2.415	3.475	13.88	67.308	5014.67	/	5014.67	- 18455.45	14.43	- 14.52
V2	14	2.265	3.253	2.347	3.403	13.66	62.398	3974.14	/	3974.14	-9312.15	9.80	-9.22
V3	19	2.197	3.150	2.250	3.300	13.35	56.029	3081.36	/	3081.36	-1966.92	5.81	-4.56
V4	24	2.100	3.016	2.114	3.166	12.95	48.523	2314.20	864.00	3178.20	3628.40	3.78	-1.43
V5	29	1.964	2.849	1.951	2.999	12.45	40.275	1653.24	1919.34	3572.58	7538.56	2.61	0.90
V6	34	1.801	2.653	1.747	2.803	11.85	31.734	1088.72	2728.33	3817.05	9844.91	1.58	2.97
V7	39	1.597	2.424	1.526	2.574	11.17	23.383	624.29	3287.24	3911.53	10641.73	0.63	4.78
V8	44	1.376	2.165	1.265	2.315	10.39	15.724	242.28	3570.00	3812.28	10062.83	-0.20	6.33
V9	49	1.115	1.874	0.976	2.024	9.514	9.262	0.00	3495.58	3495.58	8232.04	-0.89	7.35
VSC	51	0.826	1.874	0.976	2.024	9.514	9.262	0.00	3042.60	3042.60	7165.29	-1.70	6.40

Vérification des contraintes de la travée de rive sous M max $G + 1.2 (A(I) + St) + 0.5\Delta T$.

Chapitre VII : Etude de la précontrainte

b. Valeurs des contraintes pour la travée intermédiaire :

N°	X	ef	ec	V	V'	S	I	Pf	Pc	Pf+Pc	Mmin	σ_{sup}	σ_{inf}
VSP	4	2.324	3.366	2.474	3.526	14.032	71.745	6230.63	/	6320.63	- 54754.90	28.97	- 33.40
V1	9	2.334	3.325	2.415	3.475	13.88	67.308	5014.67	/	5014.67	- 40796.81	22.45	- 26.06
V2	14	2.265	3.253	2.347	3.403	13.66	62.398	3974.14	/	3974.14	- 28629.96	17.06	- 19.75
V3	19	2.197	3.150	2.250	3.300	13.35	56.029	3081.36	/	3081.36	- 18196.19	12.33	- 14.12
V4	24	2.100	3.016	2.114	3.166	12.95	48.523	2314.20	/	2314.20	-9447.32	8.02	-8.93
V5	29	1.964	2.849	1.951	2.999	12.45	40.275	1653.24	/	1653.24	-2318.61	4.02	-3.90
V6	34	1.801	2.653	1.747	2.803	11.85	31.734	1088.72	942.96	2031.68	3271.28	1.92	-0.16
V7	39	1.597	2.424	1.526	2.574	11.17	23.383	624.29	2398.31	3022.60	7416.64	1.01	2.80
V8	44	1.376	2.165	1.265	2.315	10.39	15.724	242.28	3813.66	4055.94	10251.29	0.14	6.07
V9	49	1.115	1.874	0.976	2.024	9.514	9.262	0.00	5000.87	5000.87	11899.04	-1.40	10.78
VSC	51	0.826	1.874	0.976	2.024	9.514	9.262	0.00	5130.51	5130.51	12418.30	-3.23	11.52
V9	56	1.115	2.165	0.976	2.024	9.514	9.262	0.00	4578.02	4578.02	12308.50	-2.78	10.05
V8	61	1.376	2.424	1.265	2.315	10.39	15.724	242.28	3618.45	3860.73	11188.20	-1.01	6.41
V7	66	1.597	2.653	1.526	2.574	11.17	23.383	624.29	2535.19	3159.48	8757.18	0.40	3.24
V6	71	1.801	2.849	1.747	2.803	11.85	31.734	1088.72	1291.46	2380.18	4881.63	1.68	0.33
V5	76	1.964	3.016	1.951	2.999	12.45	40.275	1653.24	/	1653.24	-532.73	3.16	-2.78
V4	81	2.100	3.150	2.114	3.166	12.95	48.523	2314.20	/	2314.20	-7567.25	7.20	-7.90
V3	86	2.197	3.253	2.250	3.300	13.35	56.029	3081.36	/	3081.36	- 16286.68	11.56	- 13.19
V2	91	2.265	3.325	2.347	3.403	13.66	62.398	3974.14	/	3974.14	- 26739.18	16.35	- 18.88
V1	96	2.334	3.366	2.415	3.475	13.88	67.308	5014.67	/	5014.67	- 38982.93	21.80	- 25.23
VSP	100	2.324	3.376	2.474	3.526	14.032	71.745	6230.63	/	6230.63	- 50050.93	27.17	- 31.00

Vérification des contraintes de la travée intermédiaire sous M min (sous G).

Chapitre VII : Etude de la précontrainte

N°	X	ef	ec	V	V'	S	I	Pf	Pc	Pf+Pc	Mmax	σ_{sup}	σ_{inf}
VSP	4	2.324	3.366	2.474	3.526	14.032	71.745	6230.63	/	6320.63	- 57284.86	29.86	- 34.67
V1	9	2.334	3.325	2.415	3.475	13.88	67.308	5014.67	/	5014.67	- 42720.73	23.14	- 27.05
V2	14	2.265	3.253	2.347	3.403	13.66	62.398	3974.14	/	3974.14	- 30012.83	18.24	- 20.18
V3	19	2.197	3.150	2.250	3.300	13.35	56.029	3081.36	/	3081.36	- 19103.02	13.05	- 15.21
V4	24	2.100	3.016	2.114	3.166	12.95	48.523	2314.20	/	2314.20	-9943.11	8.67	-9.13
V5	29	1.964	2.849	1.951	2.999	12.45	40.275	1653.24	/	2366.16	-2468.36	5.19	-4.08
V6	34	1.801	2.653	1.747	2.803	11.85	31.734	1088.72	942.96	2031.68	3402.58	2.31	-0.75
V7	39	1.597	2.424	1.526	2.574	11.17	23.383	624.29	2398.31	3022.60	7763.99	1.97	3.02
V8	44	1.376	2.165	1.265	2.315	10.39	15.724	242.28	3813.66	4055.94	10749.68	0.84	6.54
V9	49	1.115	1.874	0.976	2.024	9.514	9.262	0.00	5000.87	5000.87	12483.48	-1.76	11.30
VSC	51	0.826	1.874	0.976	2.024	9.514	9.262	0.00	5130.51	5130.51	13024.27	-2.30	12.84
V9	56	1.115	2.165	0.976	2.024	9.514	9.262	0.00	4578.02	4578.02	12904.20	-2.01	11.73
V8	61	1.376	2.424	1.265	2.315	10.39	15.724	242.28	3618.45	3860.73	11713.94	-1.33	7.50
V7	66	1.597	2.653	1.526	2.574	11.17	23.383	624.29	2535.19	3159.48	9147.97	0.79	4.68
V6	71	1.801	2.849	1.747	2.803	11.85	31.734	1088.72	1291.46	2380.18	5072.46	1.95	0.50
V5	76	1.964	3.016	1.951	2.999	12.45	40.275	1653.24	/	1653.24	-606.86	3.64	-2.83
V4	81	2.100	3.150	2.114	3.166	12.95	48.523	2314.20	/	2314.20	-7971.33	7.86	-8.17
V3	86	2.197	3.253	2.250	3.300	13.35	56.029	3081.36	/	3081.36	- 17085.71	12.13	- 14.37
V2	91	2.265	3.325	2.347	3.403	13.66	62.398	3974.14	/	3974.14	- 27998.17	17.40	- 19.46
V1	96	2.334	3.366	2.415	3.475	13.88	67.308	5014.67	/	5014.67	- 40766.87	22.52	- 26.54
VSP	100	2.324	3.376	2.474	3.526	14.032	71.745	6230.63	/	6230.63	- 52301.64	28.34	- 32.38

Vérification des contraintes de la travée intermédiaire sous $M_{max} G + 1.2 (A(I) + St) + 0.5\Delta T$.

Remarque :

On remarque, d'après le tableau précédent que les contraintes trouvées sont acceptables, sauf pour quelques unes. Pour cela on propose d'augmenter la section d'armatures passives.

Chapitre VIII

Etude transversale

VIII-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 doubles à l'extrémité de chaque âme.

On prendra une largeur du caisson égale à 1 m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie :

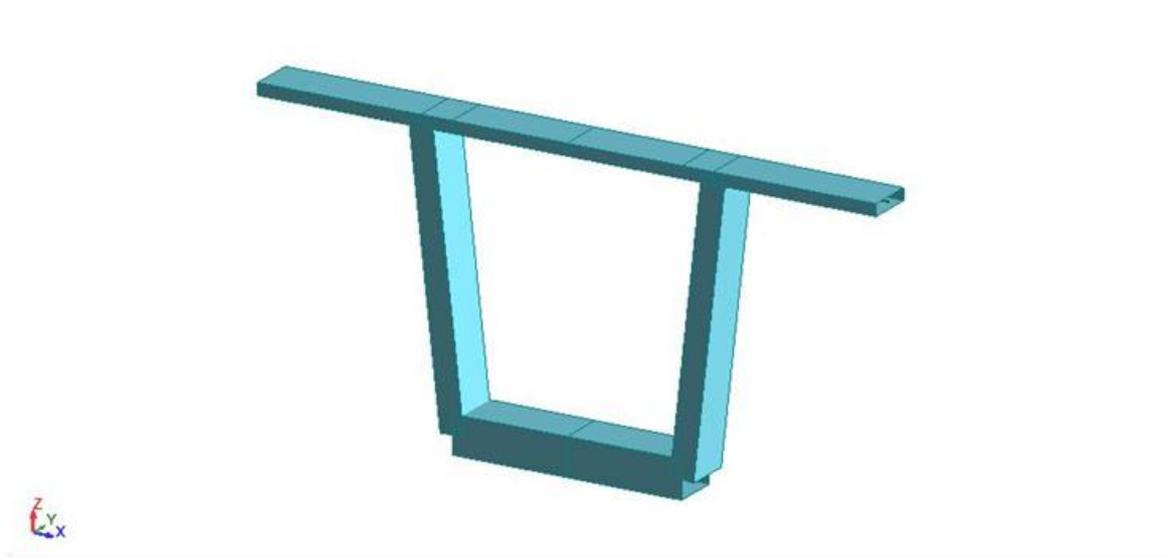


Figure VIII.1. Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel Robot Structural.

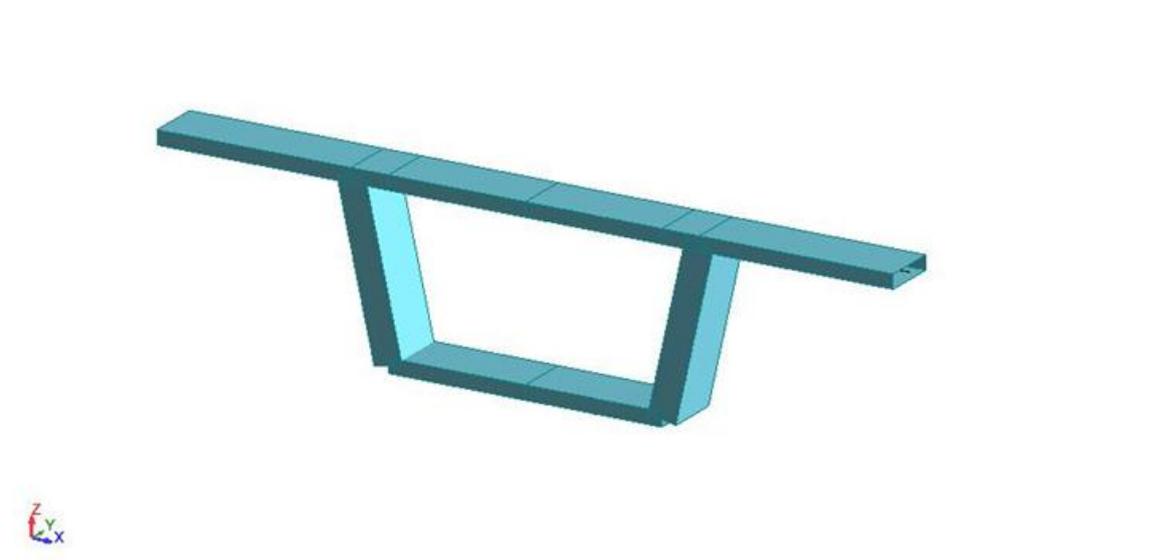


Figure VIII.2. Vue en 3D du caisson à la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural.

VIII-2- Combinaison de calcul :

Chapitre VIII : Etude transversale

D'après le « Fascicule N°61 Titre 2 », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à : [Réf4]

- **Poids propre (pp)** : il est pris automatiquement par le logiciel.
- **Poids du revêtement** :

Une couche de revêtement en béton bitumineux de 8 cm d'épaisseur.

$$P_{rev} = e \cdot L_r \cdot \gamma_{BB} = 0,08 \times 11 \times 2,2 = 1,936 \text{ t/m.}$$

Avec : e : Epaisseur du revêtement.

Lr : Largeur roulable.

γ_{BB} : Poids volumique du béton bitumineux.

- **Trottoir** :

$$P = 2,5 \times 0,3 = 0,75 \text{ t/m (0,3 m}^2 \text{ étant la surface d'une coupe transversale du trottoir).}$$

- **Garde-corps** : 0,65 t
- **Corniche** : 0,5 t
- **Barrière** : 0,08 t
- **Charge A** :

Charge uniforme répartie sur la longueur transversale de la route égale à :
 $0,551 \times 1(\text{ml}) = 0,551 \text{ t/m}$

- **Surcharge Bc** :

Les surcharges Bc sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1,0322$.

- **Surcharge militaires Mc120** :

Charge uniformément répartie et vaut selon le fascicule 110t sur une largeur 4,3m multipliée par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1,0387$.

- **Convoi exceptionnel D240** :

Charge uniformément répartie et vaut selon le fascicule 240t sur une largeur de 3,2m.

- **Surcharges sur les trottoirs St** :

Charge uniforme répartie sur la longueur transversale des deux trottoirs égale à :
 $0,15 \text{ (t/m}^2) \times 1(\text{ml}) = 0,15 \text{ t/m. (pour chaque trottoir)}$

Les charges roulantes sont introduites dans le logiciel d'après les normes en vigueur. Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons préconisées par le « Fascicule N°61 Titre 2 » : [Réf 4]

Nom du cas	ELU	ELS
Comb 1	1.35G + 1.6 (A + St)	G + 1.2 (A + St)
Comb 2	1.35G + 1.6 (Bc + St)	G + 1.2 (Bc + St)
Comb 3	1.35 G + 1.5 Mc120	G + Mc120
Comb 4	1.35 G + 1.5 D240	G + D240

Tableau VIII.1 : Les différentes combinaisons selon le Fascicule 61.

VIII-3- Résultat :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de tableaux représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants. Nous considérons les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

3-1- Voussoir sur pile :

1^{er} cas : Chargement centré :

Tab VIII.2 : Moments fléchissant sous combinaisons ELU					
Section		ELU 1	ELU 2	ELU 3	ELU 4
Dalle sup	Travée	1.6	14.57	4.99	25.36
	Appuis	6.37	20.77	15.23	35.94
Dalle inf	Travée	8.58	3.57	5.19	1.53
	Appuis	0	5.17	3.58	10.3
Consoles	Travée	12.86	11.69	11.18	11.18
Ames	Appuis	6.49	6.49	4.49	25.2

Tab VIII.3 : Moments fléchissant sous combinaisons ELS					
Section		ELS 1	ELS 2	ELS 3	ELS 4
Dalle sup	Travée	1,17	11.15	3.36	16.94
	Appuis	4,74	15.53	10.47	24.28
Dalle inf	Travée	6,35	2.6	4.11	0.37
	Appuis	0	3,87	2.39	6.87
Consoles	Travée	9,54	8.63	8.28	8.28
Ames	Appuis	4,8	7.15	2.52	16.32

Tab VIII.4 : Efforts tranchants sous combinaisons ELU					
Section		ELU 1	ELU 2	ELU 3	ELU 4
Dalle sup		6.37	25.98	19.36	34.49
Dalle inf		6.63	6.58	6.43	6.6
Consoles		8.07	6.58	6.34	6.34
Ames		1.15	2.64	1.41	6.49

Tab VIII.5 : Efforts tranchants sous combinaisons ELS					
Section		ELS 1	ELS 2	ELS 3	ELS 4
Dalle sup		4.39	19.45	13.17	23.26
Dalle inf		4.91	4.88	4.89	4.89
Consoles		5.95	4.88	4.61	4.69
Ames		0.85	1.99	0.85	4.23

2^{ème} cas : Chargement excentré :

Chapitre VIII : Etude transversale

Section		ELU 1	ELU 2	ELU 3	ELU 4
Dalle sup	Travée	1.36	11.53	9.43	16.3
	Appuis	6.3	23.3	13.27	27.35
Dalle inf	Travée	8,69	4.81	5.93	3
	Appuis	0	3.92	3.32	8.18
Consoles	Travée	14,01	19.36	13.07	13.76
Ames	Appuis	7,71	5.09	3.32	13.59

Section		ELS 1	ELS 2	ELS 3	ELS 4
Dalle sup	Travée	1,03	8.64	6.31	10.92
	Appuis	4,69	17.44	9.16	18.5
Dalle inf	Travée	6,44	3.53	4.57	2.61
	Appuis	0	2.95	2.18	2.45
Consoles	Travée	10,4	14.43	2.45	9.91
Ames	Appuis	5,72	3.88	2.18	8.58

Section	ELU 1	ELU 2	ELU 3	ELU 4
Dalle sup	5,73	22.8	15.19	42.43
Dalle inf	6,29	6.43	6.61	7.27
Consoles	8,57	18.62	16	18.21
Ames	1,49	1.46	0.63	2.99

Section	ELS 1	ELS 2	ELS 3	ELS 4
Dalle sup	4,26	17.07	10.36	28.52
Dalle inf	4,66	4.76	4.86	5.31
Consoles	6,33	13.89	11.12	12.59
Ames	1,1	1.1	0.32	1.9

VIII-4- Ferrailage :

Le ferrailage est effectué par le logiciel Robot Structural. Les notes de calculs sont données dans l'annexe.

Pour le ferrailage, 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 : qui travaillent en flexion simple
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée

4-1- Ferrailage du voussoir sur pile :

4.1.1. Ferrailage de la dalle supérieure :

Le ferrailage se compose de deux parties :

- Armatures principales :

-En travée :

$M_u \max = 25,36 \text{ t.m}$

Mser max = 16,94 t.m

As = 30,56 cm² ce qui donne **7HA25**, soit As = **34,36 cm²**.

✓ Vérification de la condition de non fragilité du béton selon le règlement B.A.E.L :

As min ≥ 0,23 × b × d × ftj / fe

b = 100 cm

d = 25 cm

ftj = 3,3 MPa

fe = 400 MPa

As min ≥ 0,23 × 100 × 25 × 3,3/400

As min ≥ 4,93 cm² As > As min.

✓ Vérification vis-à-vis des contraintes à l'ELS:

σ_b = 12,80 MPa < $\overline{\sigma_b} = 27\text{MPa}$.

σ_s = 224,1 MPa < $\overline{\sigma_s} = 252.76\text{MPa}$.

Les contraintes dans le béton et l'acier sont vérifiées.

• Armatures de répartition :

Les contraintes de traction, résultantes des moments longitudinaux sont reprises par les câbles de précontrainte, mais du fait de l'apparition des fissures dans le béton dues au retrait avant la mise en tension des câbles, on est obligé de mettre des armatures longitudinales pour palier à ce problème.

Asl ≥ Ast/3 = 34,36/3

Asl = 11,45 cm² ce qui donne **7HA16**, soit As = **14,07 cm²**

-Sur appuis :

Mu max = -35,94 t.m.

Mser max = -24,28 t.m.

As = 45,27 cm² ce qui donne **7HA32**, soit AS = **56,30 cm²**.

✓ Vérification de la condition de non fragilité du béton selon le règlement B.A.E.L :

As min ≥ 0,23 × b × d × ftj / fe

b = 100 cm

d = 25 cm

ftj = 3,3 MPa

fe = 400 MPa

As min ≥ 0,23 × 100 × 25 × 3,3/400

As min ≥ 4,93 cm².

✓ Vérification à l'effort tranchant :

Les fissurations sont préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{42.43 \times 10^4}{1000 \times 250} = 1.69 \text{ MPa.}$$

$$\leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 4\text{MPa.}$$

La condition est vérifiée.

✓ Vérification vis-à-vis des contraintes à l'ELS:

σ_b = 16,10 MPa < $\overline{\sigma_b} = 27\text{MPa}$.

σ_s = 202,60 MPa < $\overline{\sigma_s} = 252.76\text{MPa}$.

Les contraintes dans le béton et l'acier sont vérifiées.

Armatures de répartition :

$$Asl \geq Ast/3 = 56,30/3$$

$$Asl = 18,77 \text{ cm}^2 \text{ ce qui donne } \mathbf{7HA20}, \text{ soit } As = 21,99 \text{ cm}^2.$$

4.1.2. Ferrailage de la dalle inferieure :

• Armatures principales :

-En travée :

$$Mu \text{ max} = 8,69 \text{ t.m}$$

$$Mser \text{ max} = 6,44 \text{ t.m}$$

$$As = 3,86 \text{ cm}^2$$

ce qui donne **7HA10**, soit $As = 5,50 \text{ cm}^2$.

✓ Vérification de la condition de non fragilité du béton selon le règlement B.A.E.L :

$$As \text{ min} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 80 \text{ cm.}$$

$$f_{tj} = 3,3 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$As \text{ min} \geq 0,23 \times 100 \times 80 \times 3,3/400$$

$$As \text{ min} \geq 12,33 \text{ cm}^2$$

On a : $As < As \text{ min} \Rightarrow As = As \text{ min} = 12,33$, **7HA16 = 14,07 cm²**.

✓ Vérification vis-à-vis des contraintes a l'ELS:

$$\sigma_b = 6,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 27 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 197,80 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 252,76 \text{ MPa.}$$

Les contraintes dans le béton et l'acier sont vérifiées.

• Armatures de répartition :

$$Asl \geq Ast/3 = 14,07/3$$

$$Asl = 4,69 \text{ cm}^2 \text{ ce qui donne } \mathbf{7HA10}, \text{ soit } As = 5,50 \text{ cm}^2.$$

-Sur appuis :

$$Mu \text{ max} = - 10,3 \text{ t.m.}$$

$$Mser \text{ max} = - 6,87 \text{ t.m.}$$

$$As = 4,58 \text{ cm}^2 \text{ ce qui donne } \mathbf{7HA10}, \text{ soit } As = 5,50 \text{ cm}^2.$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité du béton selon le règlement B.A.E.L :

$$As \text{ min} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 80 \text{ cm}$$

$$f_{tj} = 3,3 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$As \text{ min} \geq 0,23 \times 100 \times 80 \times 3,3/400$$

$$As \text{ min} \geq 12,33 \text{ cm}^2$$

On a : $As < As \text{ min} \Rightarrow As = As \text{ min} = 12,33$, **7HA16 = 14,07 cm²**.

✓ Vérification à l'effort tranchant :

Les fissurations sont préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{7.27 \times 10^4}{1000 \times 800} = 0.09 \text{ MPa.}$$
$$\leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée.

✓ Vérification vis-à-vis des contraintes à l'ELS:

$$\sigma_b = 6,90 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 27 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 211,00 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 252.76 \text{ MPa.}$$

Les contraintes dans le béton et l'acier sont vérifiées.

- **Armatures de répartition :**

$$A_{sl} \geq A_{st}/3 = 14,07/3$$

$$A_{sl} = 4,69 \text{ cm}^2 \text{ ce qui donne } \mathbf{7HA10 = 5,50 \text{ cm}^2}.$$

4.1.3. Ferrailage du porte à faux :

- **Armatures principales :**

$$M_u \text{ max} = -19,36 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} \text{ max} = -14,43 \text{ t.m}$$

$$\mathbf{AS = 33,42 \text{ cm}^2} \text{ ce qui donne } \mathbf{7HA25, \text{ soit } AS = 34,36 \text{ cm}^2}.$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité du béton selon le règlement B.A.E.L :

$$A_s \text{ min} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$f_{tj} = 3,3 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s \text{ min} \geq 0,23 \times 100 \times 25 \times 3,3/400$$

$$A_s \text{ min} \geq 4,55 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification à l'effort tranchant :

Les fissurations sont préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{18.62 \times 10^4}{1000 \times 250} = 0.74 \text{ MPa.}$$

$$\leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée.

✓ Vérification au poinçonnement :

Nous allons vérifier la zone d'impact d'une roue d'un camion Bc

Si la condition suivante sera satisfaite, il n'y aura pas lieu de prévoir des armatures transversales, le béton lui-même suffira.

$$Q_u \leq 0.045 U_c h f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

Qu : valeur de la force concentrée en MN ;

Qu = 0,06 MN (valeur de la charge d'une roue d'un camion Bc)

H : hauteur de la section.

D : Longueur de la surface d'impact de la roue.

Uc : Le périmètre de la zone d'impact au niveau du feuillet moyen de la section.

$$U_c = d+h = 0.25+0.25 = 0.50\text{m.}$$

$$D'ou : 0.045 U_c h f_{c28} / \gamma_b = 0,045 \times 0,50 \times 0,25 \times 45 / 1,5 = 0.158 \gg Qu = 0,06 \text{ MN.}$$

La condition est vérifiée.

✓ Vérification vis-à-vis des contraintes à l'ELS:

$$\sigma_b = 4,30 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 27 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 106,80 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 252,76 \text{ MPa.}$$

Les contraintes dans le béton et l'acier sont vérifiées.

- **Armatures de répartition :**

$$A_{sl} \geq A_{st}/3 = 34,36/3$$

$$A_{sl} = 11,45 \text{ cm}^2 \text{ ce qui donne } 7\text{HA}16 = 14,07 \text{ cm}^2.$$

4.1.4. Ferrailage de l'âme :

- **Armatures principales :**

$$N_u \text{ max} = 50,40 \text{ t}$$

$$M_u \text{ max} = 25,20 \text{ t.m}$$

$$N_{ser} \text{ max} = 30,04 \text{ t}$$

$$M_{ser} \text{ max} = 16,32 \text{ t.m}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = 8,90 \text{ cm}^2 \text{ ce qui donne } 7\text{HA}14, \text{ soit } A_{s1} = A_{s2} = 10,78 \text{ cm}^2.$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité du béton selon le règlement B.A.E.L :

$$A_s \text{ min} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e \text{ (eu-0,455d / eu-0,185d)}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 50 \text{ cm}$$

$$eu = M_u / N_u = 50 \text{ cm.}$$

$$f_{tj} = 3,3 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s \text{ min} \geq 0,23 \times 100 \times 50 \times 3,3 / 400 \text{ (50 - 0,455 x 50 / 50 - 0,185 x 50)}$$

$$A_s \text{ min} \geq 6,05 \text{ cm}^2.$$

✓ Vérification à l'effort tranchant :

Les fissurations sont préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{6,49 \times 10^4}{1000 \times 500} = 0,13 \text{ MPa.}$$

$$\leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 4\text{MPa.}$$

La condition est vérifiée.

✓ Vérification vis-à-vis des contraintes à l'ELS:

$$\sigma_b = 7,00 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 27 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 234,90 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 252,76 \text{ MPa.}$$

Les contraintes dans le béton et l'acier sont vérifiées.

- **Armatures de répartition :**

$$A_{sl} \geq A_{st}/3 = 10,78/3$$

$$A_{sl} = 3,59 \text{ cm}^2$$

$$\text{ce qui donne } 7\text{HA}10 = 5,50 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage du voussoir sur pile :

Chapitre VIII : Etude transversale

Tab VIII.10 : Ferrailage de la section sur pile (Armatures principales).							
Elément	Section	As (cm ²)	Section adopté	Type d'acier	Φ (mm)	Nbre barres	St (cm)
Dalle sup	Travée	30,56	34.36	HA 400	25	7	15
	Appuis	45.27	56.3	HA 400	32	7	15
Dalle inf	Travée	12.33	14.07	HA 400	16	7	15
	Appuis	4.58	5.5	HA 400	10	7	15
Console		33.42	34.36	HA 400	25	7	15
Ame		8.9	10.78	HA 400	14	7	15

Tab VIII.11 : Ferrailage de la section sur pile (Armatures de répartition).						
Elément	Section	As (cm ²)	Section adopté	Type d'acier	Φ (mm)	Nbre barres
Dalle sup	Travée	11.45	14.07	HA 400	16	7
	Appuis	18.77	21.99	HA 400	20	7
Dalle inf	Travée	12.33	14.07	HA 400	16	7
	Appuis	1.83	5.5	HA 400	10	7
Console		11.45	14.07	HA 400	16	7
Ame		3.59	5.5	HA 400	10	7

4-2- Ferrailage du voussoir à la clé :

Tab VIII.12 : Ferrailage de la section à la clé (Armatures principales).							
Elément	Section	As (cm ²)	Section adopté	Type d'acier	Φ (mm)	Nbre barres	St (cm)
Dalle sup	Travée	27.34	34.37	HA 400	25	7	15
	Appuis	48.87	56.3	HA 400	32	7	15
Dalle inf	Travée	1.9	5.46	HA 400	10	7	15
	Appuis	6.38	7.91	HA 400	12	7	15
Console		33.4	34.37	HA 400	25	7	15
Ame		11.42	14.07	HA 400	16	7	15

Tab VIII.13 : Ferrailage de la section à la clé (Armatures de répartition).						
Elément	Section	As (cm ²)	Section adopté	Type d'acier	Φ (mm)	Nbre barres
Dalle sup	Travée	11.46	14.07	HA 400	16	7
	Appuis	18.77	21.99	HA 400	20	7
Dalle inf	Travée	1.82	5.5	HA 400	10	7
	Appuis	2.64	5.5	HA 400	10	7
Console		11.46	14.07	HA 400	16	7
Ame		4.69	5.5	HA 400	10	7

Chapitre IX

Résistance aux efforts de tangences

Introduction :

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 CDG de la section sont les éléments résistants à la flexion.

L'âme du caisson sera donc dimensionnée pour :

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

IX-1- Détermination de l'effort tranchant dû à la précontrainte :

1-1- Effet isostatique :

Si l'on considère l'élément de poutre de la figure ci-dessous situé à gauche de la section étudiée, les actions s'exerçant sur l'élément gauche se réduisent au titre de composantes verticales de tout les efforts appliquée à :

- Un effort tranchant V positif.
- Une composante verticale de la précontrainte $P \sin \alpha$ qui vient se retrancher à l'effort tranchant.

On obtient alors : $V = P \sin \alpha$.

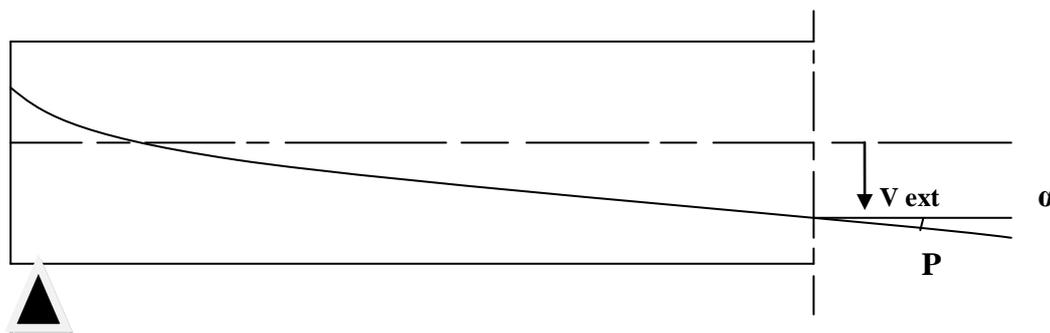


Figure. IX-1-Effort tranchant dans une section de poutre en béton précontraint.

1-2- Effet hyperstatique :

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

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

IX-2-Effet RESAL :

Dans notre cas la hauteur de la poutre caisson est variable avec l'abscisse, plus forte sur appui qu'en travée.

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

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

$$V_{\text{RESAL}} = \frac{M}{Z} \frac{dh}{dx}$$

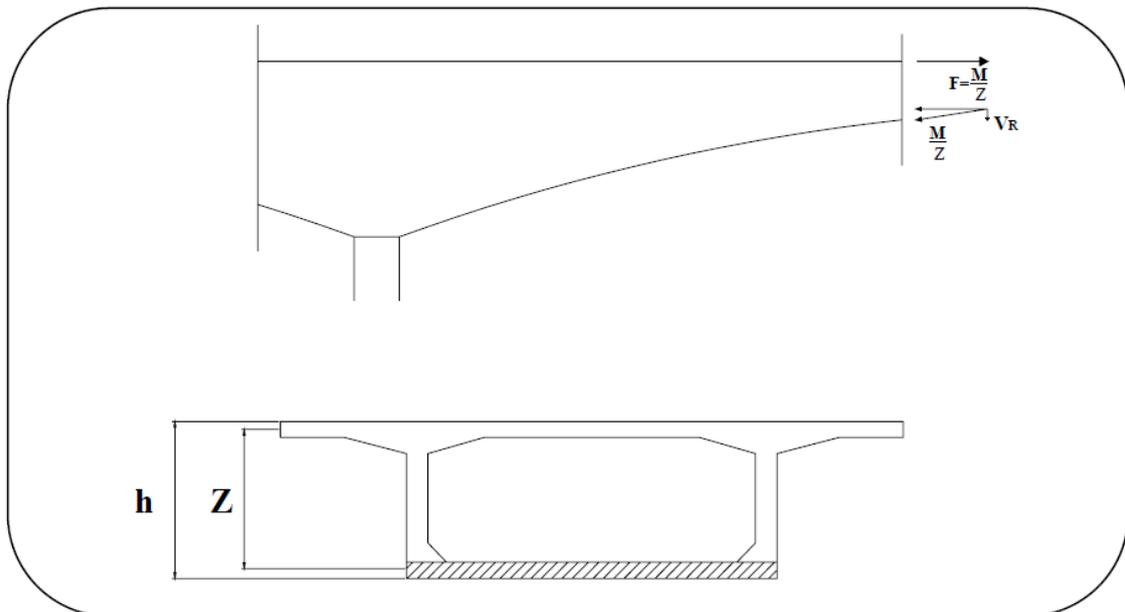


Figure. IX-2- Effet RESAL

IX-3- Vérification de l'effort tranchant :

3-1- Calcul de l'effort tranchant :

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

$$V_r = V_G + V_Q - P \sin \alpha - V_{\text{RESAL}}$$

3-2- Calcul du cisaillement :

$$\tau = \frac{V_r}{Zb_n}$$

Tel que :

V_r : Effort tranchant

Z : Bras de levier

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

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

A l'état limite de service :

$$\tau = \frac{V_r(ELS)}{Z2b_n}$$

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

Avec :

$$\bar{\tau}_1^2 = 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x) \text{ et } \sigma_x = \frac{P}{S}$$

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

$$\sigma_t = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau^2} \text{ et } \sigma_y \geq \frac{\tau^2}{\sigma_x}$$

Avec :

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 évaluée avec la largeur nette b_n .

Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire :

Chapitre IX : Résistance aux efforts de tangences

X	P (t)	sin α rad	Viso (t)	V _{ELS} (t)	M _{ext} (t.m)	Vresal (t)	Vr (t)	σ_x (Mpa)	Z (m)	τ (Mpa)	τ_1 (Mpa)	τ_2 (Mpa)	τ_{min} (Mpa)	ob
0	0	0	0	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
4	0	0	0	-0.68	460.54	0.00	-19.33	0,00	4,51	-0.04	1.90	3.03	1.90	ok
9	0	0,58	256.45	19.45	-330.57	1,67	-431.17	0,31	4,44	-0.97	1.77	4.03	1.77	ok
14	0	0,58	545.30	24.03	256.87	-1.76	-408.88	0,63	4,34	-0.94	1.83	4.69	1.83	ok
19	0	0,58	545.30	14.45	-145.30	1.44	-617.19	0,64	4,19	-1.47	1.84	4.7	1.84	ok
24	712.91	0,59	495.30	9.45	-65.45	0.86	-504.59	0,65	4,00	-1.26	1.84	4.67	1.84	ok
29	2817.67	0,59	504.03	8.45	1,95	-0.033	-486.30	0,69	3,77	-1.29	1.85	4.62	1.85	ok
34	4725.14	0,59	504.03	5.75	68.45	-1.195	-492.81	0,73	3,49	-1.41	1.85	4.57	1.85	ok
39	6516.66	0,55	454.35	3.35	95.55	-2.615	-426.81	0,77	3,16	-1.35	1.86	4.53	1.86	ok
44	8310.84	0,47	405.08	1.25	117.35	-4.034	-402.02	0,83	2,78	-1.44	1.86	4.47	1.86	ok
49	8310.03	0,32	118.95	0.56	128.55	-5.375	-141.71	0,45	2,36	-0.60	1.80	5.05	1.80	ok

Tableau IX-1- Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.

Vérification des contraintes pour la travée de rive :

x	P(t)	sin α rad	Viso (t)	V _{ELS} (t)	M _{ext} (t.m)	Vresal (t)	Vr (t)	σ_x (Mpa)	Z (m)	τ (Mpa)	τ_1 (Mpa)	τ_2 (Mpa)	τ_{min} (Mpa)	ob
0	/	0	0	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
4	/	0	0	-0.58	495.8	0	-21.06	0,00	4,51	-0.046	1.70	2.97	1.70	ok
9	/	0,64	274,27	15.32	-361.38	1.627	-428.75	0.31	4,44	-0.96	1.77	4.02	1.77	ok
14	/	0,64	548,54	15.42	242.87	-1.678	-413.94	0.63	4,34	-0.95	1.83	3.68	1.83	ok
19	/	0,64	548,54	10.76	-140.21	1.338	-613.05	0.64	4,19	-1.466	1.83	4.22	1.83	ok
24	/	0,62	531,40	8	-53.44	0.721	-505.32	0.65	4,00	-1.25	1.84	3.97	1.84	ok
29	1390	0,59	505,68	5.75	17.46	-0.305	-485.44	0.69	3,77	-1.29	1.35	3.98	1.35	ok
34	2928.93	0,59	505,68	3.42	72.5	-1.620	-492.88	0.73	3,49	-6.76	1.85	8.28	1.85	ok
39	4154.33	0,54	462,83	2.02	111.64	-3.250	-456.24	0.77	3,16	-1.44	1.86	4.08	1.86	ok
44	5045.00	0,47	402,82	1.01	134.92	-5.047	-402.20	0.83	2,78	-1.45	1.87	4.14	1.87	ok
49	3807.53	0,32	137,13	0.32	142.13	-6.986	-142.35	0.45	2,36	-0.60	1.80	3.42	1.80	ok

Tableau IX-2- Vérification des contraintes pour la travée de rive.

Conclusion :

D'après les deux tableaux on conclue que $\tau < \bar{\tau}$ est vérifié, et nous constatons ainsi que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

A titre indicatif, et dans le cas contraire, lorsqu'il y a des valeurs des contraintes qui ne Vérifient pas la condition précédente, on préconise les deux solutions suivantes :

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des étriers actifs (précontrainte transversale).

Chapitre X

Equipements du tablier

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la survie de l'ouvrage. Ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

X-1-Calcul de joint de chaussée :

1-1-Définition :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes.

Dans la plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

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

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

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

-Confort et esthétique :

-Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus.

- Absence de bruits et vibrations.

-Résistance :

-Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant du bon comportement sous une circulation sous cesse croissante.

-Etanche :

-En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage 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.

1-2-Calcul du souffle des joints :

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

- **Rotation d'extrémité sous chargement :**

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée au niveau du joint de chaussée un déplacement horizontal, $\Delta l = h \times t g \alpha$, on accepte pour le dernier voussoir une rotation de 0.02 rad ce qui crée un déplacement de **5,0 cm**.

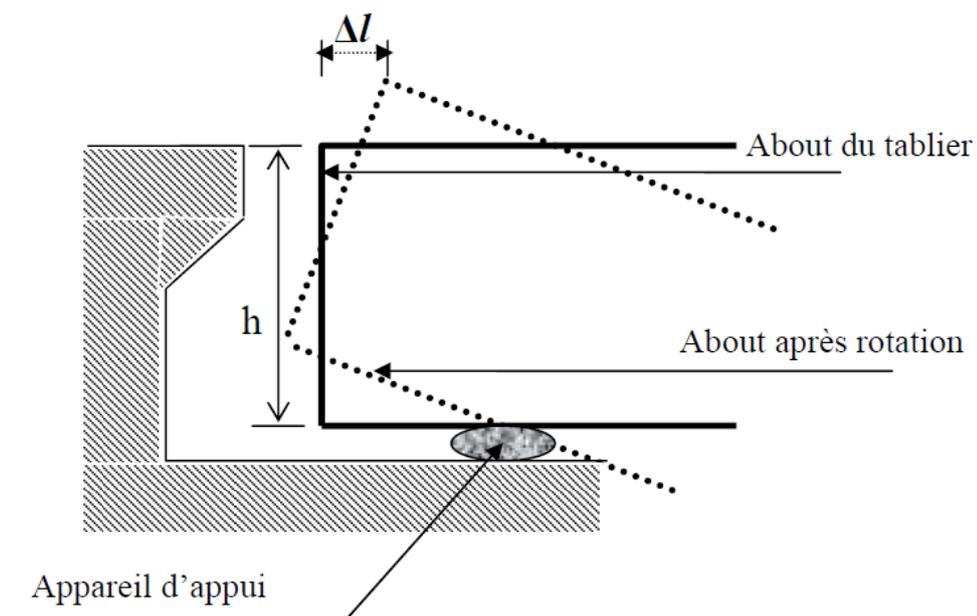


Figure X-1 Rotation d'extrémité sous chargement.

- **Dilatation thermique :**

La température étant considérée comme action de courte durée. On prend dans notre cas un raccourcissement relatif $\frac{\Delta l}{l/2} = 30 \times 10^{-5}$

l : étant la longueur du tablier.

Pour notre cas $l/2 = 110\text{m} \Rightarrow \Delta l = 3.3\text{cm}$

- **Retrait :**

$\frac{\Delta l}{l/2} = 3.5 \times 10^{-5}$ Dans les zones où la température est considérable, (cas de Tizi-Ouzou).

$$\frac{l}{2} = 110m \Rightarrow \Delta l = 0.385 \text{ cm}$$

- **Fluage :**

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On prend en première approximation $\frac{\Delta l}{l} = K_{fl} \times 10^{-4}$

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

$$\frac{l}{2} = 110m : \frac{\Delta l}{l/2} = 3 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta l = 3.30 \text{ cm}$$

Donc le Δl sous les phénomènes précédents égale à **11.985 cm**

Suivant Δl et la rotation α la rotation d'extrémité, on choisit le joint FT150 (Freyssinet). Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service $\pm 10 \text{ mm}$, et des déplacements longitudinaux de 20 à 170 mm. Ce joint peut absorber des rotations de leurs appuis jusqu'à 0,03 rad.

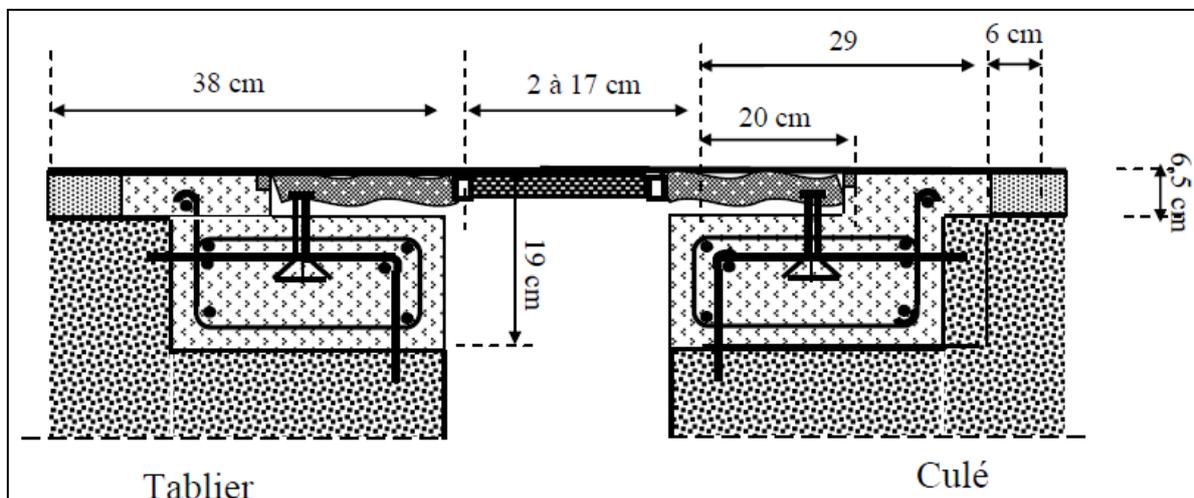


Figure X-2 Coupe transversale sur le joint de chaussée.

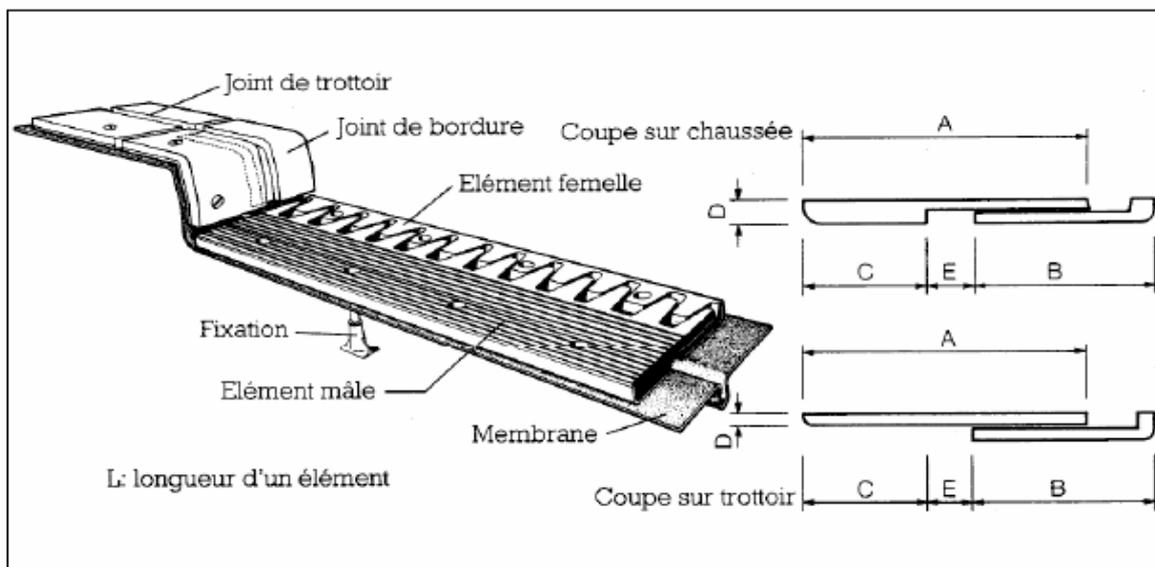


Figure-X-3- Joint de chaussée type FT150.

X-2- Appareil d'appui :

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

Pour tout pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

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

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons qu'on va donner :

2-1- Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

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

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

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

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

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

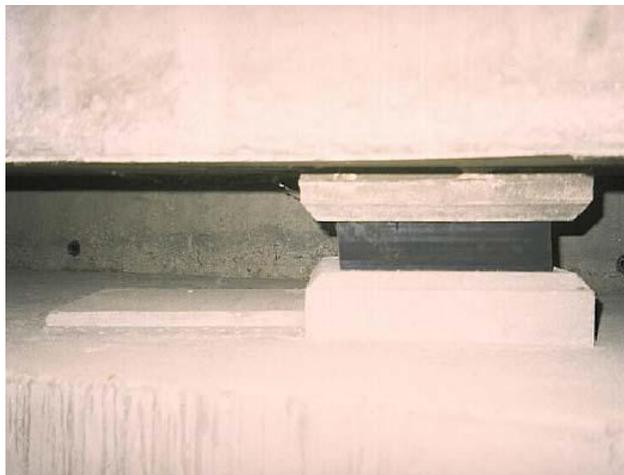


Figure X.4. Appareil d'appui en élastomère fretté.

2-2- Dimensionnement :

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

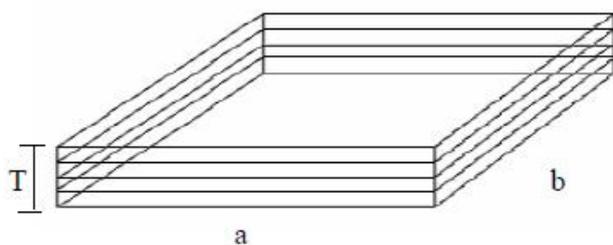


Figure X.5. Appareil d'appuis.

Le module de déformation transversale G est de 0,8MPa pour les ponts routes. On considère que $a = b$, l'épaisseur totale d'élastomère non compris les frettées $T = n \times t$ D'où n : est le nombre de feuilletts élémentaires et t : leur épaisseur.

- **Compression : Sous réaction verticale :**

$$\sigma_m = \frac{R}{ab} \leq 15 \text{ MPa.}$$

Chapitre X : Equipements du tablier

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

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

La réaction totale maximale sur l'appui (la culée) est de 7753,5 KN réparti sur quatre appareils d'appuis :

$$R = \frac{7753.5}{4} = 1938.375 \text{ KN}$$

On prend : $a = b = 600 \text{ mm}$, $t = 10 \text{ mm}$

$$\tau_R = \frac{3 \times 10 (600+600) 1938375}{600^2 \times 600^2} = 0.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{1938375}{600 \times 600} = 5.38 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa.}$$

- **Distorsion : Déformation angulaire :**

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

➤ La déformation u_1 de l'appareil est lente (effort horizontal H_1 de dilatation, fluage)

$$\tau_{H1} = \frac{H1}{ab} = \frac{G U1}{T}, \text{ tel que } G = 0,8 \text{ MPa module de déformation transversale d'élastomère.}$$

$$u_1 = 33 \text{ mm (calculé lors du calcul des joints de chaussée pour la dilatation thermique).}$$

On prend 12 élastomères, donc $T=120\text{mm}$.

$$\tau_{H1} = \frac{0.8 \times 33}{120} = 0.22 \text{ MPa}$$

➤ L'appareil est soumis à un effort dynamique H_2 (freinage, vent) provoque u_2 :
G est doublé sous l'effort dynamique.

L'effort de freinage dû à un camion B_c est de $H_2 = \frac{30}{2} = 15\text{t}$

$$\tau_{H2} = \frac{H2}{ab} = \frac{2Gxu_2}{T} = \frac{150000}{600 \times 600} = 0.417 \text{ MPa}$$

Chapitre X : Equipements du tablier

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

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2} = 0.22 + \frac{0.417}{2} = 0.428 \text{ MPa}$$

- **Rotation : compression partielle :**

La contrainte de cisaillement sous la rotation α_T vaut :

$$\tau_{at} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{T} \right)^2 \alpha_T \quad \text{Avec : } \alpha_T = \alpha + \alpha_0$$

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

α : égale à 0.003 rad.

$$\tau_{at} = \frac{0.8}{2} \left(\frac{600}{120} \right)^2 \times (0.02 + 0.003) = 0.23 \text{ MPa}$$

On doit vérifier :

- **La limitation de la contrainte de cisaillement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau = \tau_R + \tau_H + \tau_{\alpha T} \leq 5G \\ \tau_{H1} \leq 0.5G \\ \tau_H \leq 0.8G \\ \tau_{\alpha T} \leq \tau_R \end{array} \right.$$

1^{ère} condition : $0,54 + 0,428 + 0,23 = 1,198 \text{ MPa} \leq 5 \times 0,8 = 4 \text{ MPa}$, condition vérifiée.

2^{ème} condition : $0,22 \leq 0,5 \times 0,8 = 0,4 \text{ MPa}$, condition vérifiée.

3^{ème} condition : $0,428 \leq 0,8 \times 0,8 = 0,64 \text{ MPa}$, condition vérifiée.

4^{ème} condition : $0,23 \leq 1,07 \text{ MPa}$, condition vérifiée.

- **La condition de non cheminement et non glissement :**

$$\sigma'_{m,\min} \geq 2 \text{ MPa}$$

$$5.38 \geq 2 \text{ MPa}$$

$$\text{➤ } H \leq f \times R$$

$$\text{Avec : } f = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma} = 0.10 + \frac{0.6}{5.38} = 0.211$$

$$H = H_1 + H_2 = (\tau_{H1} + \tau_{H2}) ab = 0.637 \times 600 \times 600 = 229320 \text{ N}$$

$$H = 229320 \text{ N} \leq f \times R = 408997,125 \text{ N}, \text{ condition vérifiée.}$$

- **Condition de non flambement :**

Chapitre X : Equipements du tablier

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

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

D'où : $60 \leq 120 \leq 120$ Condition vérifiée.

- **Condition de non soulèvement :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma'}{G}$$

$$\beta = \frac{ab}{2tx(a+b)} = \frac{600 \times 600}{2 \times 10 \times 1200} = 15$$

La relation devient :

$$\frac{3}{15} \times \frac{120^2}{600^2} \times \frac{5.38}{0.8} = 0.05 \text{ rad} \geq 0.023 \text{ rad} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Dimensionnement des frettes :**

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

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma'}{\sigma_e} \quad \text{Tel que, } t_s \geq 2 \text{ mm, } \sigma_e = 245 \text{ MPa pour l'acier inox.}$$

$$t_s \geq \frac{600}{15} \times \frac{5.38}{245} = 0.88 \text{ mm}$$

On prend $t_s = 2 \text{ mm}$

La hauteur totale de l'appareil d'appui est de : $12 \times 10 + 12 \times 2 = 144 \text{ mm}$.

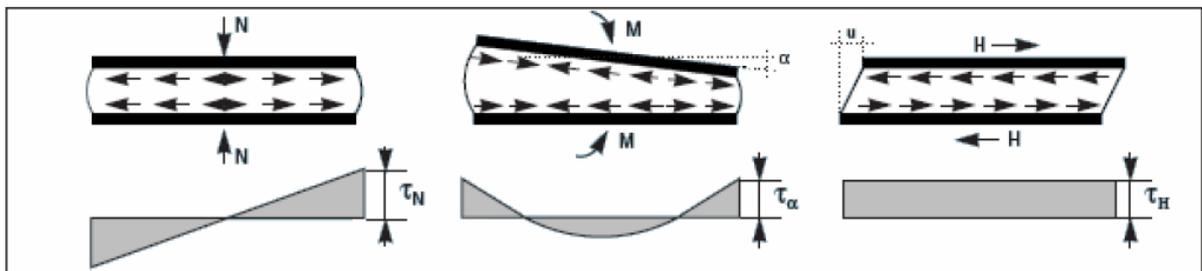


Figure X.6. Déformation d'appareil d'appui.

X-3-Les dés d'appui :

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

3-1-Les dimensions des dés d'appuis :

A = 700 mm, B = 700 mm, E = 100 mm

3-2-Ferraillage des dés d'appuis :

Le dé d'appuis est soumis à une compression simple dont la valeur moyenne est égale à :

$$\sigma'_m = \frac{N}{S} = \frac{1938375}{700 \times 700} = 3.956 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{0.04 \times N_{\max}}{\sigma_a} = \frac{0.04 \times 1938.375}{348} = 22.28 \text{ cm}^2.$$

On prendra 7Ø20, longitudinalement et transversalement.

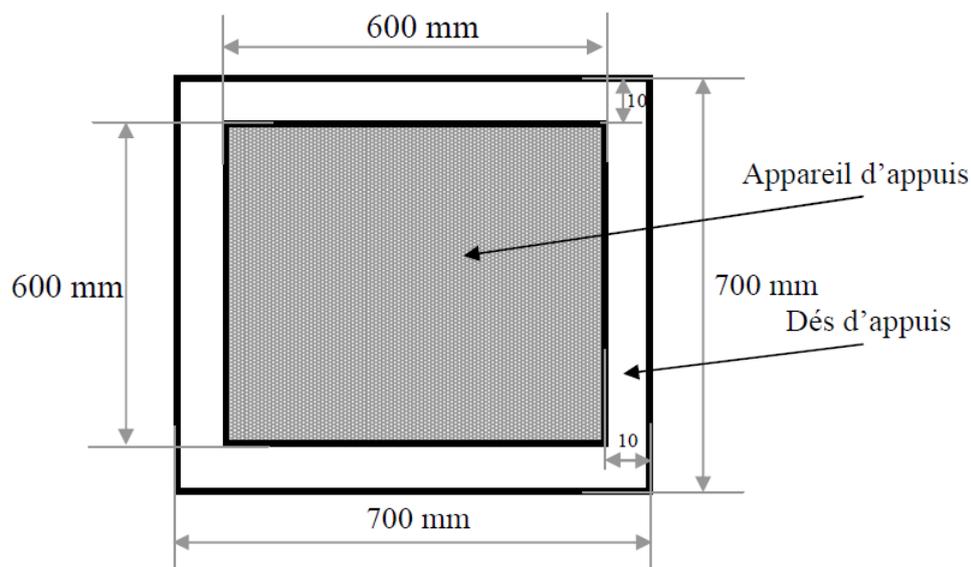


Figure X-7- Dimensions de dés d'appui.

Chapitre XI

L'infrastructure

XI-1- Les piles :

1-1- Généralités :

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble.

Le choix ne peut se faire que progressivement, ou itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse englobant :

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

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

Si cette esquisse n'est pas satisfaisante, on revoit l'implantation des appuis extrêmes et on reprend le raisonnement, selon un processus itératif.

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

1-2- Choix du type de pile :

On peut classer les piles en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau.

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

Les fûts ont des dimensions constantes suivant l'axe longitudinal et transversal de l'ouvrage.

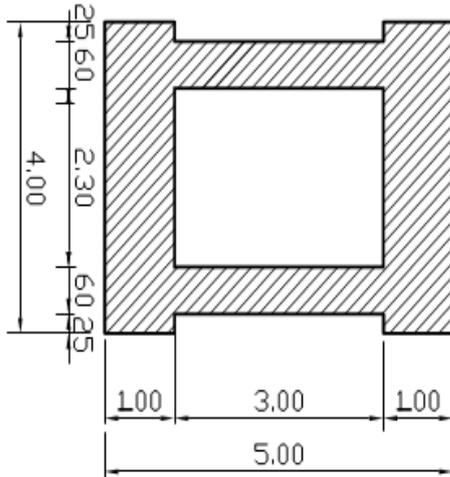


Figure XI.1.

Vue en plan de la pile 2.

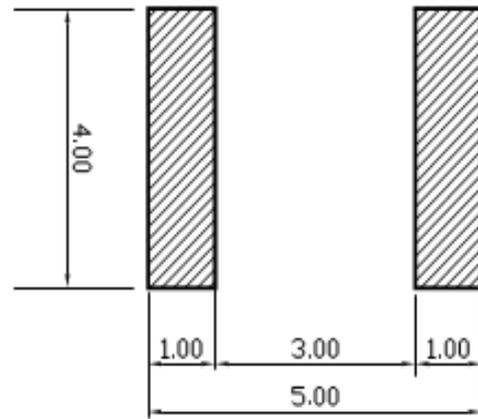


Figure XI.2.

Vue en plan de la pile 1.

1-3- Les fondations :

Fonder une construction est l'une des plus anciennes activités des travaux publics, et le problème de géotechnique le plus courant encore aujourd'hui. Selon la capacité du sol à supporter l'ouvrage, les fondations peuvent être superficielles ou profondes.

Les fondations superficielles (dalles, semelles isolées ou filantes, radiers) constituent la partie basse de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges au sol. Elles sont enterrées pour réduire les effets du gel, du soulèvement de certains sols ou d'autres dommages provenant de la surface.

Lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, des fondations profondes sont mises en place. Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Dans le calcul de la capacité portante des fondations profondes, il y a donc à considérer en plus de la résistance du sol sous la base, la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement sur les parois latérales de la fondation.

a- Choix du type de fondation :

D'après les rapports géologique et géotechnique, le mode de fondation préconisé pour les appuis de l'ouvrage est de type profond: pieux de 12.8m de longueur, et de diamètre $\Phi=1,2\text{m}$.

Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs, il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,8m.

b- Nombre de files de pieux :

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe. Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général 3Φ car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Dans le cas des pieux forés, dont la résistance aux efforts horizontaux mobilise la butée du terrain, il convient d'éviter un nombre impair de files qui conduit à disposer une dans l'axe de l'appui (file intermédiaire très chargée). Puisque la charge descendante est assez importante, on opte pour trois files de quatre pieux au niveau des deux piles.

c- L'effet d'un groupe de pieux :

Les semelles sont toujours considérées comme étant infiniment rigides, il convient donc de les dimensionner en conséquence :

La largeur :

$$B = (N-1) \times l + 2\Phi = 9.6\text{m} \text{ on fixe } B=9.2\text{m}.$$

N : nombre des files des pieux (3).

l : la distance entre deux files ($l=3\Phi$).

Φ : diamètre des pieux (1,2m).

La longueur :

$$L_s = (N-1) \times l + 2\Phi = 13.2\text{m} \text{ on fixe } L_s=12.80\text{m}.$$

La hauteur :

$$h_t \geq l/2.5 = 3.6/2.5 = 1.44\text{m} \Rightarrow h_t=2\text{m}.$$

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastres dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

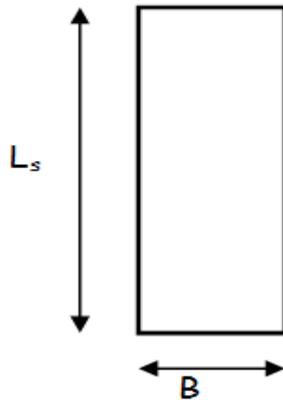


Figure XI.3.

Vu en plan de la semelle.

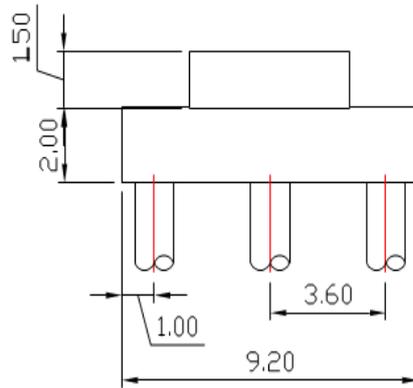


Figure XI.4.

Coupe transversale de la fondation.

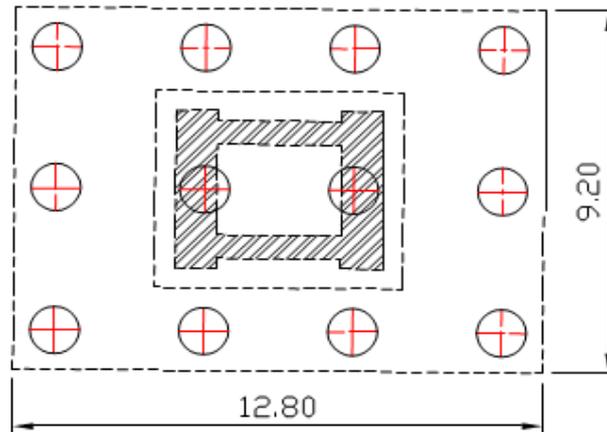


Figure XI.5. Disposition des pieux au niveau de la pile.

1-4- Le Ferrailage :

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, des semelles et des pieux, nous avons pris la pile 2 de hauteur $H=28.81$ m qui est la plus élancée.

a- Les Combinaisons de charges :

Les charges appliquées sont :

G : La charge permanente.

V : La charge verticale (la réaction d'appui verticale sur la pile la plus élancée)

W : La charge du vent.

F_F : la force de freinage.

E_x : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x.

E_y : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

Les combinaisons sont les suivantes :

Etat limite de service (**E.L.S**): $G+V+W+FF$

Etat limite ultime (**E.L.U**): $1,35(G+V) + 1,5(W+FF)$

Etat limite admissible (**E.L.A**): $G+V+EX$

$G+V+EY$

Application numérique :

La charge permanente G :

$S = 11.6 \text{ m}^2$; $H = 28.81 \text{ m}$

$G = S \cdot H \cdot \gamma = 11.6 \cdot 28.81 \cdot 2.5 = 835.5 \text{ t}$

La charge verticale V :

La réaction d'appui verticale sur la pile $R = 2869.65 \text{ t}$.

La charge du vent W :

$W = 0,2 \text{ t/m}^2$.

La force de freinage FF :

$F = 15 \text{ t}$.

La composante horizontale du séisme suivant l'axe x E_x :

$E_x = 20\% G$

$G = \text{PP tablier} + \text{PP pile} = 2869.65 + 835.5 = 3705.15 \text{ t}$

$G = 3705.15 \text{ t}$

$E_x = 0.2 \cdot 3705.15 = 741.03 \text{ t}$

La composante horizontale du séisme suivant l'axe y E_z :

$E_y = 14\% G$

$E_y = 0.14 \cdot 3705.15 = 518.721 \text{ t}$



Figure XI.6. Efforts et diagramme du moment sur pile.

Chapitre XI : L'infrastructure

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par le calcul de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable :

	ELS	ELU	ELA
R (t)	3705.15	5001.95	3705.15
N_x (t)	15.00	22.5	741.03
N_y (t)	28.81	43.215	518.721
M_x (t.m)	415.01	622.51	14944.35
M_y (t.m)	432.15	648.225	21349.07

b- Ferrailage de la pile :

Le ferrailage se fera en flexion composée.

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} \text{Mu} = 622.51 \text{ t.m} \\ \text{Nu} = 5001.95 \text{ t} \end{array} \right. \qquad \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} \text{Ms} = 415.01 \text{ t.m} \\ \text{Ns} = 3705.15 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{622.51}{5001.95} = 0.12$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 28.81 \text{ m} = 20.167 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{h} = \frac{20.167}{4} = 5.04 < \max \left\{ 15 ; \frac{20e_1}{h} \right\} = 15$$

Donc :

On va calculer avec la méthode forfaitaire qui consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale : $e = e_1 + e_a + e_2$

– **Calcul de l'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M}{N} = 0.12 \text{ m}$$

- **Calcul de e_a :**

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}, \frac{L}{250} \right\} = 11.52 \text{ cm} = 0.11 \text{ m}$$

– **Calcul de e_2 :**

$$e_2 = 3 \times \frac{l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 \times \alpha \times \varphi) = 0.082$$

Ou :

l_f : Longueur de flambement.

h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

Chapitre XI : L'infrastructure

α : Moment du premier ordre dû aux charges permanent et quasi permanentes divisées par le moment total du 1^{er} ordre (avant application des coefficients de pondération).

$$\alpha = \frac{432.15}{648.225} = 0.67$$

$\phi = 2$, rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée.

Donc :

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.12 + 0.11 + 0.082 = 0.312 \text{ m}$$

$$M_u = N \cdot e$$

$$M_u = 1560.61 \text{ t.m}$$

$$N_u = 5001.95 \text{ t}$$

Ferraillage de la pile à l'état limite ultime :

Condition de non fragilité :

Selon le règlement BAEL on a :

$$A_s \min \geq 0,23 b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 4 \times 4,5 \times \frac{2,7}{400} = 279,45 \text{ cm}^2.$$

$$- f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$- f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$- b = 4 \text{ m}$$

$$- d = 0,9 h = 0,9 \times 5 \text{ m} = 4,5 \text{ m.}$$

$$A_s \min \geq 279,45 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : 56 HA 32.}$$

c-Le ferraillage de la semelle :

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale :

$$A_s = \frac{R_{\max}}{\sigma_s} \left(\frac{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}}{h} \right)$$

Avec :

$$l = 1280 \text{ cm,}$$

$$b = 920 \text{ cm,}$$

$$h = 200 \text{ cm,}$$

$$R = 50019,5 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = 2 f_e / 3 = 267 \text{ MPa}$$

D'où :

$$A_s = 384,04 \text{ cm}^2.$$

Chapitre XI : L'infrastructure

Ces armatures transversales inférieurs sont placées sur une bande de :

$$\Phi + h_s = 1,2 + 2 = 3,2 \text{ m}$$

$$A_s / 3,2 = 120,01 \text{ cm}^2$$

Nappe inférieure : On prendra des armatures en 9HA32 avec un espacement de 25 cm. Les armatures dans l'autre sens seront prises en HA25 avec un espacement de 25 cm.

Nappe supérieure : On prendra des armatures en 9HA32 avec un espacement de 25 cm. Les armatures dans l'autre sens seront prises en HA25 avec un espacement de 25 cm.

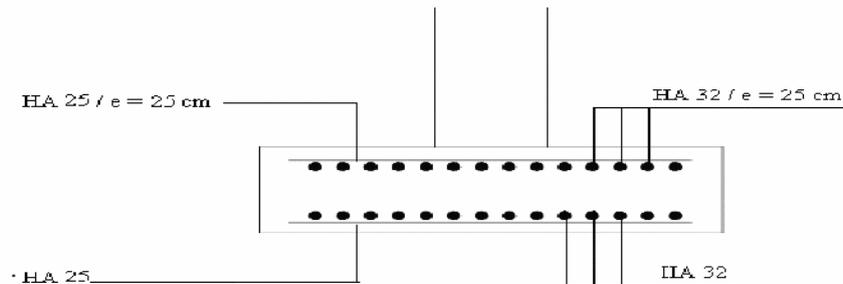


Figure XI.7. Ferrailage de la semelle.

d- Le ferrailage des pieux :

Les efforts sont : $N = 5001.95 \text{ t}$

$$M = 622.51/12 = 51.87 \text{ t.m}$$

Armatures longitudinales :

Le pieu est ferrillé en flexion composée donc on doit calculer une section circulaire en flexion composée.

D'après le CPC (fascicule 68 art. 36) le ferrailage minimal de la zone fléchie d'un pieu est égale à 1% de la surface du pieu.

Alors : $A_{min} = 0,01 \times 120^2 \times \pi/4 = 113.04 \text{ cm}^2$.

On prendra 24HA25 avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales :

Pour s'opposer au flambement éventuel des armatures longitudinales par éclatement du béton on dispose d'armatures transversales sous forme de cadre ou d'épingle de tel sorte que toutes les barres longitudinales soient tendues au moins dans deux directions perpendiculaires. On prendra :

$$\Phi_t = \Phi/3 \text{ soit HA16}$$

Φ_t : diamètre des armatures transversales.

Φl : diamètre des armatures longitudinales.

Avec : un enrobage de **10cm** en zone critique et de **20cm** en zone courante.

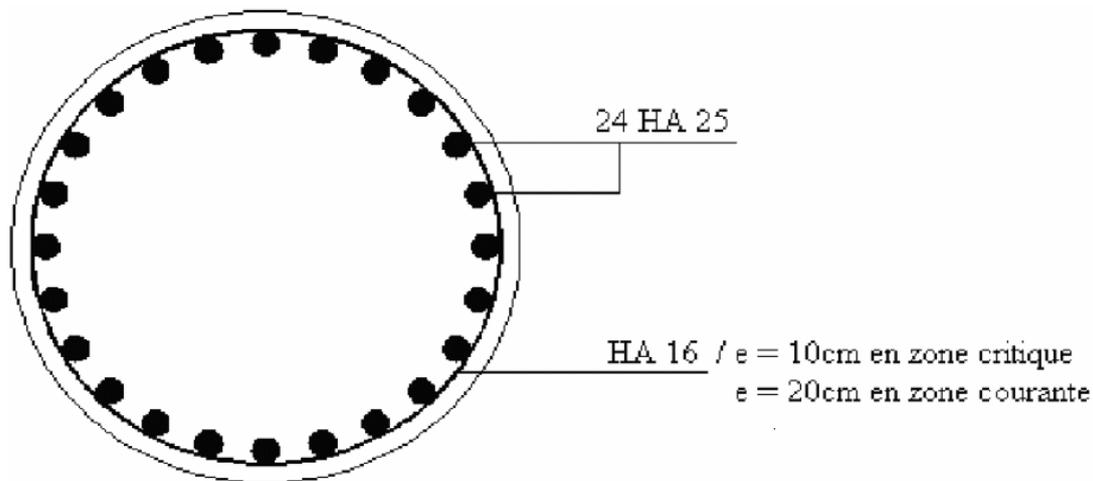


Figure XI.8. Ferrailage du pieu.

XI-2-Les Culées :

Introduction :

Les culées assurent la liaison entre le pont et les remblais (ou le terrain naturel), elles sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception, en cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et coûteux. C'est pourquoi, on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnablement surabondant.

2-1- Fonction des culées :

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, qui se décompose en une fonction mécanique et une fonction technique.

a- Les fonctions mécaniques :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une transmission des efforts au sol de fondation.
- La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.
- La limitation des déplacements verticaux (tassements).

Pour cela il faut une bonne transmission des efforts au sol de fondation, donc une répartition aussi équilibrée que possible des efforts dans les diverses parties de la culée, essentiellement sous charge permanente car les effets des actions variables sont souvent faibles devant les charges permanentes.

b- Les fonctions techniques :

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- l'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- l'on peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque les conduites ou les canalisations passent à l'intérieur de tablier.

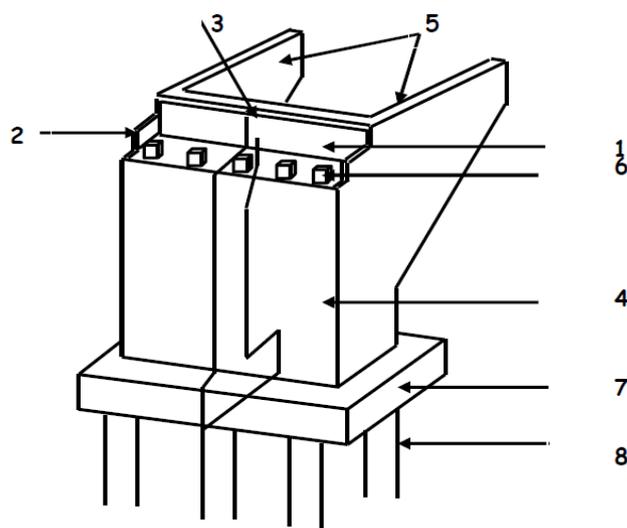
2-2-Choix du type de culée :

Dès le stade des premières études, le projecteur doit chercher à s'orienter vers des culées enterrées, qui sont les plus économiques, les plus faciles à exécuter et les plus sûres. Si au cours des retouches successives, pour des raisons ou pour une autre, il lui paraît souhaitable de limiter la longueur du tablier, il pourra alors envisager des culées remblayées à condition que leur hauteur totale ne dépasse pas 10m.

Puisque notre ouvrage est en remblai des deux cotés, on a opté pour des culées remblayées.

a- Culée remblayée :

La culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage, les autres sont les murs latéraux, appelés murs en aile ou en retour selon qu'ils ne sont pas ou qu'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage projeté.



- 1) Mur garde grève.
- 2) Muret cache.
- 3) Corbeau arrière.
- 4) Mur de front ou frontal.
- 5) Mur en retour (mur en aile).
- 6) Dés d'appui.
- 7) Semelle.
- 8) Pieu.

Figure XI.9. Vue panoramique d'une culée remblayée.

Pré dimensionnement :

- **Mur frontal** : Le mur frontal est un voile épais dont l'épaisseur courante varie selon sa hauteur. Cette épaisseur est généralement surabondante sur le plan mécanique, mais il convient de viser une certaine robustesse et une certaine rigidité pour que la culée fonctionne dans des bonnes conditions, on cherchera autant que possible à centrer les descentes de charges verticales du tablier dans l'axe de mur de front.

Le mur frontal a une hauteur h de 5,52m et une épaisseur de 2 m.

- **Murs en retours** : Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf en partie supérieure pour l'accrochage des corniches.
L'épaisseur des murs en retour est dimensionnée par des considérations de Résistance mécanique.

Soit : $e = 1\text{m}$.

La longueur : $L = 7.20\text{m}$.

- **Semelle** : Elle est fonction de la rigidité, On prend $E_s = 2\text{ m}$.

La longueur de la semelle : $L = 27.40\text{ m}$.

La largeur de la semelle : $l = 5,60\text{ m}$.

- **Mur garde grève** : La hauteur du mur garde grève est :

$$h = h_{\text{dernier caisson}} + h_{\text{appareil d'appui}} + h_{\text{dés d'appui}}$$

Soit $h = 3.20\text{ m}$

L'épaisseur e est de 55 cm.

- **Dalle de transition** : La dalle de transition servira pour le passage du milieu élastique (route) à un milieu rigide (ouvrage).

La longueur de la dalle de transition se mesure d'après la pente du matériau utilisé pour le remblai, généralement elle varie entre 3 et 5m. On prend $L = 5\text{ m}$

Généralement elle a une épaisseur $e = 0.30\text{cm}$. La dalle de transition suit une pente de 10 %.

Les dimensions de la culée sont représentées dans les schémas suivants :

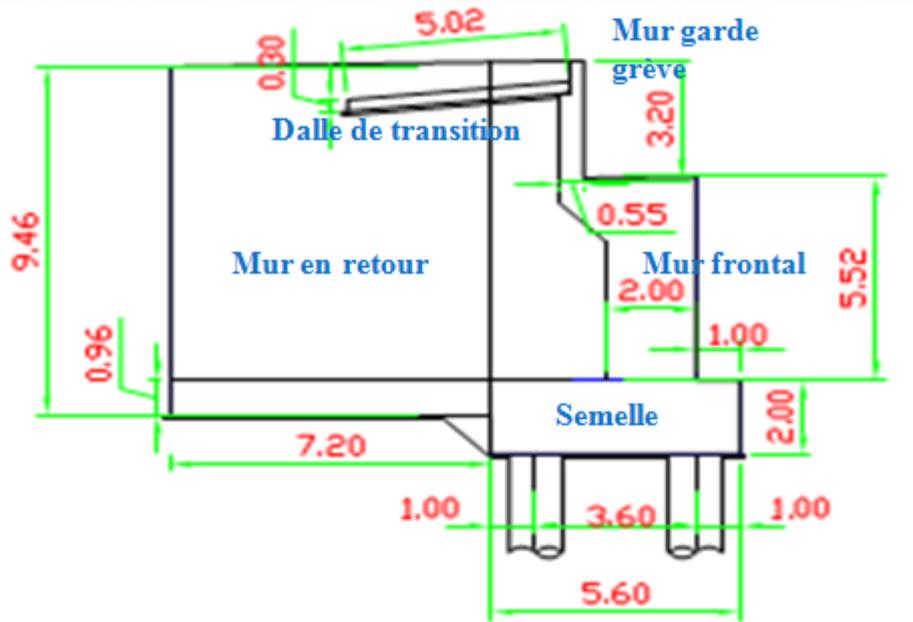


Figure XI.10. Les dimensions de la culée.

2-3-Vérification de la stabilité de la culée :

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions sismique.

- **Calcul du coefficient de poussée :**

Dans les conditions normales : $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule suivante :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\phi + \alpha - \theta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}}\right]^2 \cdot \cos^2 \alpha} \cdot K \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

$\phi = 25^\circ$: Angle de frottement interne.

$\delta = 0$: Angle de frottement remblai - culée

$\alpha = 0$: Fruit de mur de soutènement.

$\beta = 0$: Angle de talus.

$$K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)}$$

Avec :

$\varepsilon_H = 0.1$ Coefficient sismique horizontale.

$\varepsilon_v = 0.07$ Coefficient sismique verticale.

$$\theta = \text{Arctg} \frac{\varepsilon_H}{(1 \pm \varepsilon_v)}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Action de séisme	ε_H	ε_v	K	θ	K_{ah}
Condition normale	0	0	1	0	0.333
Condition sismique	0.1	0.07	1.03	5.34	0.483
	0.1	-0.07	0.96	6.14	0.460

Valeurs des coefficients de poussée.

- **Poussée des surcharges de remblai :**

L'intensité $q = 1 \text{ t/m}^2$, qu'on majore par 20 % : $P = q \cdot S$ Avec S : surface de contact.

Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L :

$$P = \frac{1}{2} \times K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L \quad \text{avec: } \gamma = 1.8 \text{ t/m}^3 \text{ poids volumique des terres}$$

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point O.

MS : Désigne le moment stabilisant.

Mr : Désigne le moment renversant.

- **Vérification de la stabilité :**

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur le tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

a)- Stabilité au renversement :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5 \text{ condition normale}$$

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.00 \text{ condition sismique}$$

b)- Stabilité au glissement :

$$\frac{V}{H} \times \text{tg} \varphi \geq 1.5 \text{ condition normale}$$

$$\frac{V}{H} \times \text{tg} \varphi \geq 1.00 \text{ condition sismique}$$

Chapitre XI : L'infrastructure

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Désignation	ϵ_H	P	$\epsilon_H.P$	ϵ_v	$(1+\epsilon_v).P$	z_v	Z_h	M_R	M_S
Mur garde grève	0	121.96	0.00	0	121.96	10.10	9.025	0.00	1100.70
	0.1		12.196	0.07	129.68			123.18	1170.37
	0.1		12.196	-0.07	112.71			123.18	1017.20
Murs frontal	0	362.92	0	0	362.92	4.76	10.80	0.00	3919.54
	0.1		36.29	0.07	388.32			172.74	4193.85
	0.1		36.29	-0.07	337.51			172.74	3645.10
Mur en retour	0	11.91	0.00	0.00	11.91	1.50	3.60	0.00	42.87
	0.1		1.19	0.07	12.75			1.785	45.90
	0.1		1.19	-0.07	11.08			1.785	39.88
Dalle de transition	0	1.07	0.00	0	1.07	10.04	6.48	0.00	6.93
	0.1		0.107	0.07	1.15			1.074	7.45
	0.1		0.107	-0.07	0.99			1.074	6.41
Poids des terres	0	89.37	0.00	0.00	89.37	4.86	12.30	0.00	1099
	0.1		8.937	0.07	95.62			43.44	1176.12
	0.1		8.937	-0.07	83.11			43.44	1022.25
Semelle	0	47.64	0.00	0	47.64	1.00	10	0.00	476.40
	0.1		4.76	0.07	50.97			4.76	509.70
	0.1		4.76	-0.07	44.30			4.76	443.00
Poids des surcharges	0	54	0.00	0.00	54	10.72	11.80	0.00	637.20
	0.1		5.4	0.07	57.78			57.89	681.80
	0.1		5.4	-0.07	50.22			57.89	592.60
Poussée des terres	0	380.45	145.86	0.00	380.45	3.67	/	535.30	/
	0.1		38.04	0.07	407.08			139.60	/
	0.1		38.04	-0.07	353.81			139.60	/
Poussée des surcharges	0	39.45	0.00	0	39.45	4.33	/	0.00	/
	0.1		3.94	0.07	42.21			17.06	/
	0.1		3.94	-0.07	36.68			17.06	/

Les résultats globaux sont résumés dans le tableau suivant :

Chapitre XI : L'infrastructure

Désignation	P	$\varepsilon_H \times P$ (H)	$(1+\varepsilon_v) \times$ $P(v)$	Z_H	Z_V	M_R	M_S	M_S/M_R	$\frac{V}{H} tg\varphi$
Σ	/	145.86	1108.77	/	/	535.30	7282.64	13.60	3.56
	/	110.86	1185.35	/	/	561.53	7785.19	13.86	4.98
	/	110.86	1030.41	/	/	561.53	6766.44	13.86	4.33

Résumés des moments et efforts globaux.

N B : D'après ce tableau, on remarque bien que les deux conditions (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion :

Le travail que nous avons effectué sous le thème de l'étude d'un pont en BP construit par encorbellement successif a permis d'approfondir nos connaissances dans le domaine des travaux publics et plus particulièrement dans le domaine des ponts.

Le travail le plus important a porté sur la conception de l'ouvrage .Ceci est dû au fait que notre point de départ fut uniquement un plan de masse et une ligne rouge, il fallut donc imaginer comment relier deux points tout en ne perturbant pas le milieu complexe à traverser.

Les résultats obtenues, soit par calcul manuel ou automatique nous ont permis d'avoir un ordre de grandeur très important pour la vie professionnelle.

Bibliographie

1-Ouvrage :

- Document de SETRA : Ponts en BP construits par encorbellements successifs, juin 2003.
- Construction par encorbellement des ponts en béton précontraint. J.MATHIVAT.
- Fascicule 61« Conception, calcul, et épreuves des ouvrages d'arts, programme de charges des ponts routes » titre 2.
- BAEL 91 modifié 99 Jean-Pierre Mougine.
- BPEL 91 M.R.LACROIX
- RPOA 2003
- Technique de l'ingénieur : Conception des ponts. Auteur : Anne BERNARD-GELY et Jean ARMAND. C4500-12 Année 2001.

2- Cours :

- Cours de 3^{ème} année Génie Civil (RDM, béton).
- Cours 4^{ème} année Génie Civil (option : Voies et Ouvrages d'Arts), module Pont : 1 et 2, BP 1
- Cours 5^{ème} année Génie Civil (option : Voies et Ouvrages d'Arts), module BP 2

3. Logiciels :

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.
- AutoCAD 2008.