

République Algérienne Démocratique et Populaire.

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique.

Ecole Nationale Polytechnique

LABORATOIRE L.G.S.D.S

P0003/05A



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Département du Génie Civil

Projet de fin d'études

Présenté pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil.

Thème :

Etude d'un tablier d'un pont
construit par encorbellement
successif en béton précontraint

Proposé par :
S.A.E.T.I

Etudié par :

M^r CHEKROUN Sofiane

M^r TERCHI Yassine

Dirigé par :

M^{me} MOHABEDDINE ET M^{me} CHERID

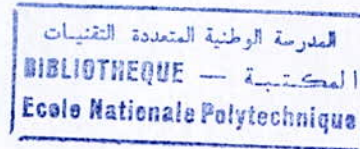
Promotion Juin 2005

République Algérienne Démocratique et Populaire.

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique.

Ecole Nationale Polytechnique

LABORATOIRE L.G.S.D.S



Département du Génie Civil

Projet de fin d'études

Présenté pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil.

Thème :

Etude d'un tablier d'un pont
construit par encorbellement
successif en béton précontraint

Proposé par :
S.A.E.T.I

Etudié par :

M^r CHEKROUN Sofiane

M^r TERCHI Yassine

Dirigé par :

M^{me} MOUHABEDDINE ET M^{me} CHERID

Promotion Juin 2005

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Dédicace

Je dédie mon modeste travail à ma famille, à
mon oncle Belkacem et ma tante Kheira

Dédicace



Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ *Mes très chers parents pour leur sacrifice et pour tous ce qu'ils m'ont offert.*
- ❖ *Mes frères et sœurs.*
- ❖ *A tous mes amis, en particulier : Abd el kadder et NACHIDA.*

YASSINE

Remerciement :

Je remercie avec ma profonde gratitude :

- MADAME CHERIDE et MADAME MOHABEDDINE pour leurs conseils, leurs aides.
- L'ensembles des ingénieurs du Bureau d'études AN'TC de TIZI-OUZOU et l'architecte Mr SAID CHEKROUN.
- Mes amis (es).
- Tout ceux qui m'ont aidé de près et de loin pour réaliser ce projet.

مكتبة
الهندسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Sommaire

Sommaire



CHAPITRE I : Introduction.	
1.INTRODUCTION	1
2. Historique de construction des ponts par encorbellement.....	1
3. Principe de la construction par encorbellement en béton précontraint.....	2
4.Présentation de l'ouvrage.....	5
CHAPITRE II : Caractéristiques mécaniques des matériaux.	
1.Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	6
CHAPITRE III : Evaluation des charges et des surcharges.	
1. Système de surcharges.....	10
CHAPITRE IV : Prédimensionnement des caractéristiques géométriques d'un voussoir	
1. Dimensionnement du voussoir.....	15
2. Caractéristiques géométriques.....	17
3. Lois de variation des divers caractéristiques géométriques.....	23
CHAPITRE V : Calcul des sollicitations dus à l'exécution de l'ouvrage.	
1. Calcul des sollicitations.....	25
CHAPITRE VI : Etude de la précontrainte des fléaux.	
1. Détermination des efforts de précontraintes et schémas de câblage.....	32
2. Calcul des pertes de précontraintes.....	41
3. Vérification des contraintes.....	50
CHAPITRE VII : Etude de la stabilité des fléaux aux cours de la construction	
1. Calcul du moment et effort tranchant de renversement vis-à-vis du poids propre des voussoirs.....	55
2. Etude de l'encastrement.....	61
CHAPITRE VIII : Calcul des sollicitations de l'ouvrage en phase de service :	
1. Calcul des sollicitations en phase de service.....	62

CHAPITRE IX : Etude de la précontrainte en phase de service

1. Détermination des efforts de précontraintes et schémas de câblage..... 80
2. Calcul des pertes de précontraintes..... 90
3. Vérification des contraintes..... 99

CHAPITRE X : Etude transversale.

1. Calcul des charges 110
2. Calcul du moment d'encastrement.. 111
3. Ferrailage..... 117

CHAPITRE XI : Résistance à l'effort tranchant

1. Détermination de l'effort tranchant dû à la force de précontrainte..... 126
2. Vérification de l'effort tranchant..... 128

CHAPITRE XII : Etude de la diffusion de la précontrainte et ancrage.

1. Justification réglementaire..... 132
2. Justification de la contrainte limite de cisaillement dans le béton..... 137

CHAPITRE XIII : Etude dynamique du pont.

1. Hypothèse de calcul..... 140
2. Détermination de l'effort tranchant à la base..... 140

CHAPITRE XIV : Etude de la déformation des fléaux et contreflèche

1. Valeurs de base..... 145

Conclusion.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE I :

INTRODUCTION

I.1. INTRODUCTION :

Le développement économique d'un pays se traduit par une augmentation du pouvoir d'achat et accéder ainsi à un certain confort grâce aux biens de consommation.

Le véhicule est le bien le plus prisé.

L'augmentation du nombre de véhicules se traduit par une insuffisance du réseau routier à satisfaire la circulation automobile et surtout dans le secteur du transport urbain qui est privatisé à 90%. Ce qui ne facilite guère le déplacement.

Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier en construisant des trémies et des ponts.

Dans ce secteur, l'Algérie a fait un grand pas et cela en collaborant avec plusieurs entreprises étrangères, celles-ci apportent un savoir faire dans ce domaine. La nouveauté est la construction par encorbellement de voussoirs en béton précontraint.

I.2. Historique de construction des ponts par encorbellement:

La technique de construction par encorbellement est apparue très tôt dans l'esprit des constructeurs, ces premiers ponts conçus par encorbellement furent en effet construits en bois. Après l'apparition de nouveaux matériaux de construction, la méthode fut toujours gardée et utilisée pour les ponts métalliques, les ponts en béton armé et les ponts en béton précontraint.

L'apparition de la précontrainte est particulièrement bien adaptée à la construction par encorbellement. Pour la première fois en 1945, en utilisant les premières poutres caissons, le pont de LUZANCY dont la portée était de 55 m a été construit avec succès. Actuellement, la construction des ponts par encorbellement en béton précontraint est la plus répandue dans le domaine des ouvrages de grande portée [1].

I.3.Principe de la construction par encorbellement en béton précontraint :

Les méthodes de construction sont nombreuses, elles dépendent de plusieurs paramètres ; la nature de l'ouvrage, son coût et les caractéristiques géographiques du site d'implantation.

Un pont est constitué de deux culées à chaque extrémité, des piles et d'un tablier. Les piles et les culées sont coulées sur place, le tablier est construit par des voussoirs en béton précontraint dont le premier voussoir est fixé sur le sommet de la pile (vsp), le deuxième et le troisième viennent se fixer au premier de part et d'autre de manière symétrique afin d'éviter le moment de renversement [1].

La figure ci-dessous montre l'état d'avancement de la construction du tablier.

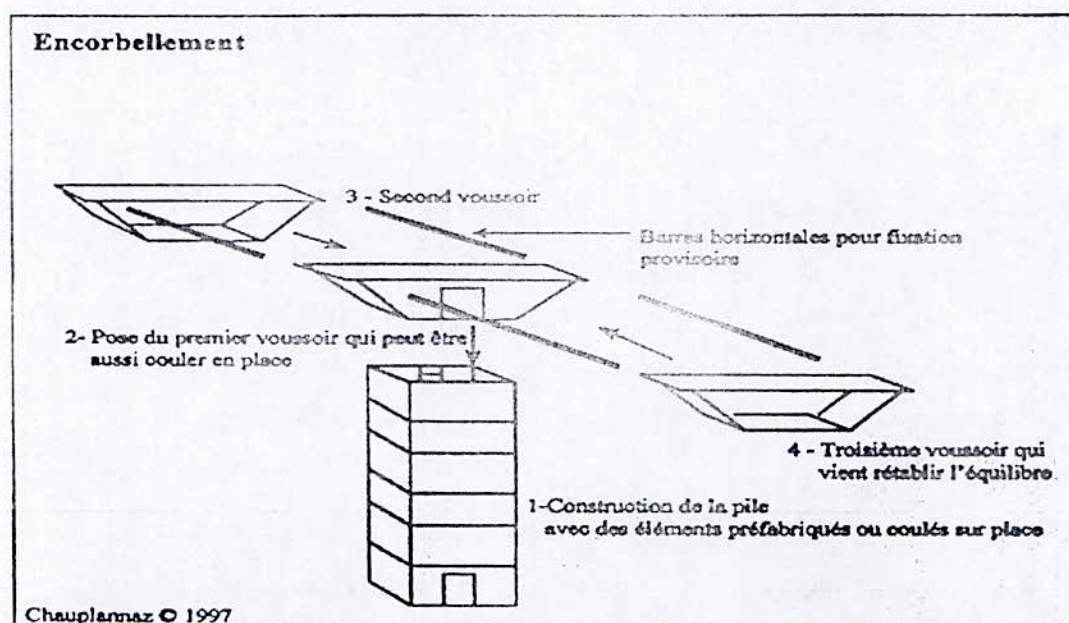


Figure 1. Etat d'avancement de la construction du tablier

Les méthodes de construction par encorbellement sont variées, on peut citer quelques unes :

1-Encorbellement par utilisation des poutres de lancement :

Les poutres de lancement sont fabriquées en charpentes métalliques, où les voussoirs sont glissés jusqu'à l'endroit de l'emplacement. C'est la méthode la plus répandue [2].

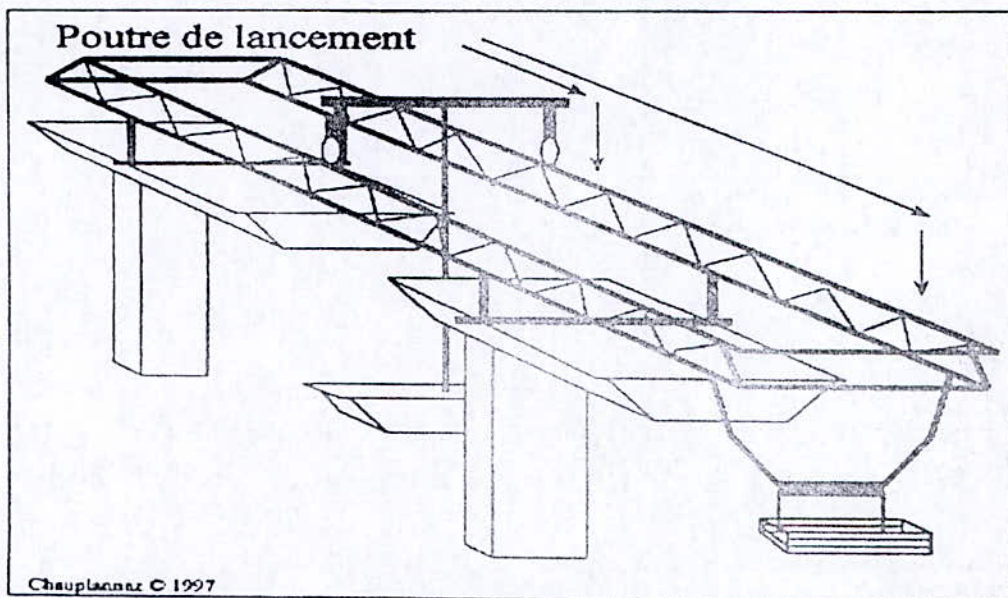


Figure 2. Poutre de lancement de voussoir

2-Encorbellement par utilisation d'un portique sur rail :

Les rails ne reposent pas directement sur les piles, elles glissent sur des poteaux formant un portique, leur objectif est le même que celui de la poutre de lancement [2].

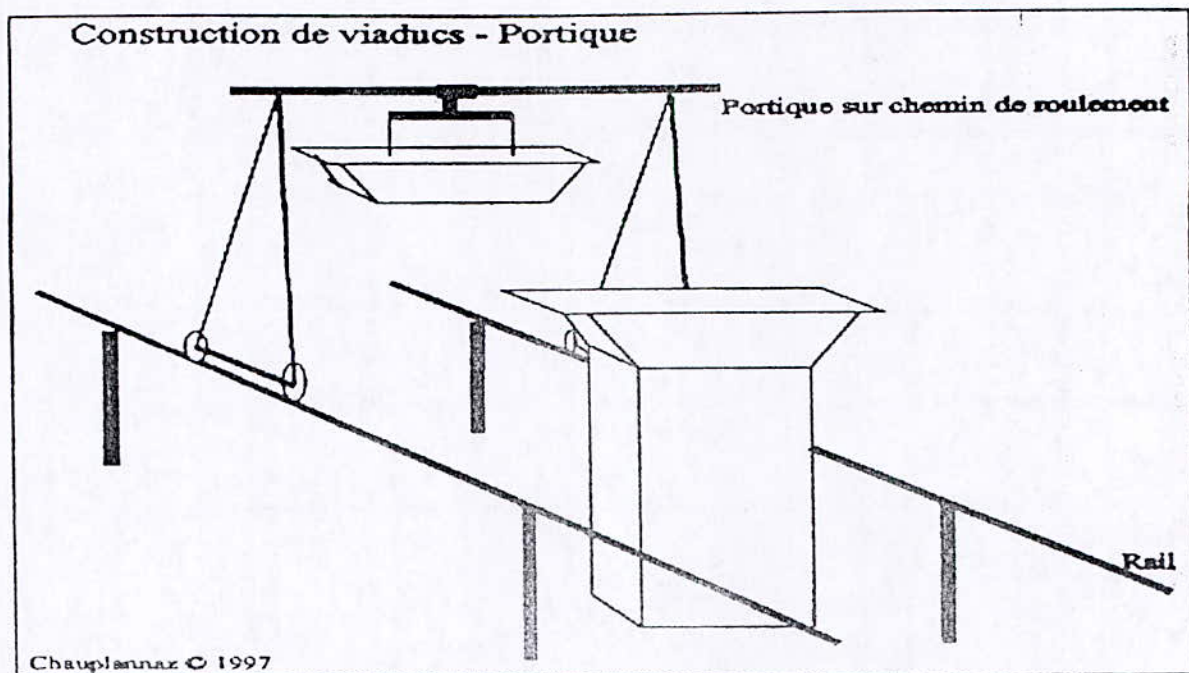


Figure 3. Portique de lancement de voussoir

3-Encorbellement par utilisation moteur :

La translation horizontale des voussoirs est faite par un engin automoteur roulant et tournant [2].

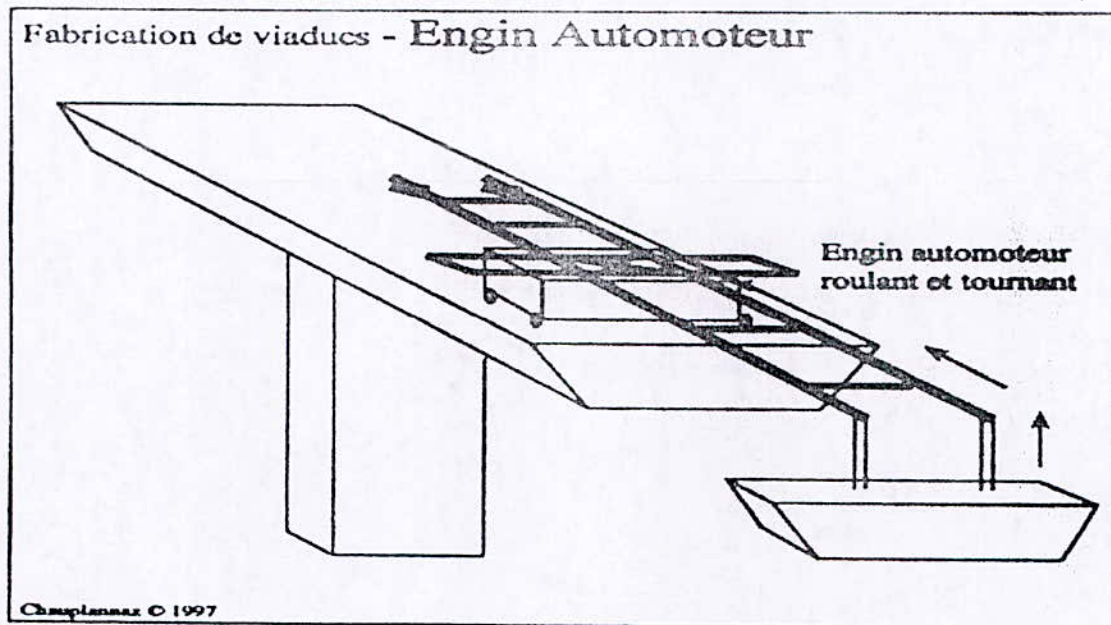


Figure 4. Engin automoteur.

I.4.Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste au calcul d'un pont courbe, constitué de deux culées, trois piles et quatre travées. La portée des travées de rive est de 58 mètres et celles des travées centrales de 80 mètres. Le tablier du pont est symétrique par rapport à la pile centrale.

Il assure la liaison entre la pénétrante des Annassers –Alger. La brèche à franchir est une autoroute. Ce dernier est dirigé dans une région de forte sismicité, classée par R.P.A (Règlement Parasismique Algérien) en zone III.

CHAPITRE II :

Caractéristiques
mécaniques des
matériaux.

1. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :**a. Béton :**

Le béton utilisé est dosé à $400 \text{ Kg}/\text{m}^3$ en ciment CPA 325.

Le poids volumique du béton est de $\rho = 2.5 \text{ t}/\text{m}^3$.

- **Résistance caractéristique du béton à la compression:**

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton à l'âge j [3]:

$$\begin{cases} f_{c28} = 35 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow j \geq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log(j+1) \Rightarrow j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- **Résistance caractéristique à traction :**

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

- **Module de déformation longitudinale :**

a) Module de déformation instantanée ($t < 24\text{h}$):

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

b) Module de déformation différée ($t > 24\text{h}$):

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

- **Contrainte à l'état limite ultime de compression :**

$$F_{bu} = 0.85 \frac{f_{cj}}{\gamma_b \theta}$$

γ_b : Coefficient de sécurité déterminé à l'état limite ultime, tel que :

$\gamma_b = 1.5$ Dans le cas d'actions courantes.

$\gamma_b = 1.15$ Dans le cas des sollicitations accidentelles.

θ : Coefficient qui dépend de la durée probable 't' d'application de la combinaison d'actions considérées [3].

$$\theta = 1 \Rightarrow t > 24h$$

$$\theta = 0.9 \Rightarrow 1h \leq t \leq 24h$$

$$\theta = 0.85 \Rightarrow t < 1h$$

A l'état limite de service :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.5 f_{c28} \text{ En service}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ En construction.}$$

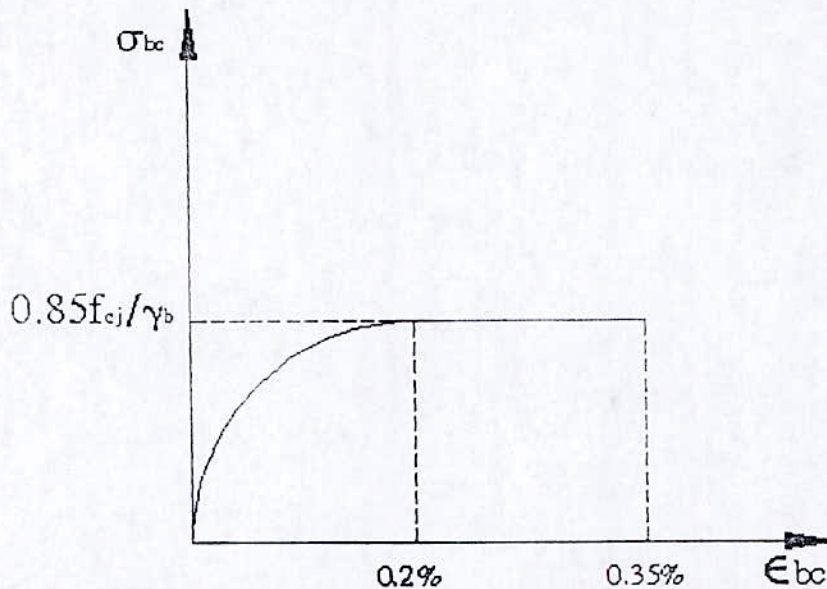


Figure 5. Diagramme contraintes Déformations

b. Acier :

- Acier passif :

Les aciers passifs sont utilisés pour le ferrailage des voussoirs, on utilise des barres à hautes adhérences FeE400 telle que :

La nuance $f_c = 400 \text{ MPa}$

Le module d'élasticité $E_a = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

Contrainte admissible à la traction :▪ **A l'état limite ultime :**

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_c}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

$\gamma_s = 1.00$ Pour les combinaisons accidentelles

$\gamma_s = 1.15$ Pour le cas courant

f_c : Contrainte élastique de l'acier

▪ **A l'état limite de service :**

A l'état limite de service trois cas sont à prendre en compte selon l'état d'exposition de l'ouvrage aux intempéries :

σ_s : Contrainte de l'acier à l'état limite de service.

a) Fissuration non préjudiciable (pas de limite)

b) Fissuration préjudiciable $\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_c; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$.

c) Fissuration très préjudiciable $\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} f_c; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$.

Avec :

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ Pour les armatures ronds lisses.

$\eta = 1.6$ Pour les armatures à haute adhérence.

• **Aciers actifs :**

On désigne par les aciers actifs, les câbles de précontraintes.

• **Résistance :**

Pour les aciers actifs (précontrainte), on utilise des câbles 12 T15 appelés aussi Torons

Monotoron graissé et gainé

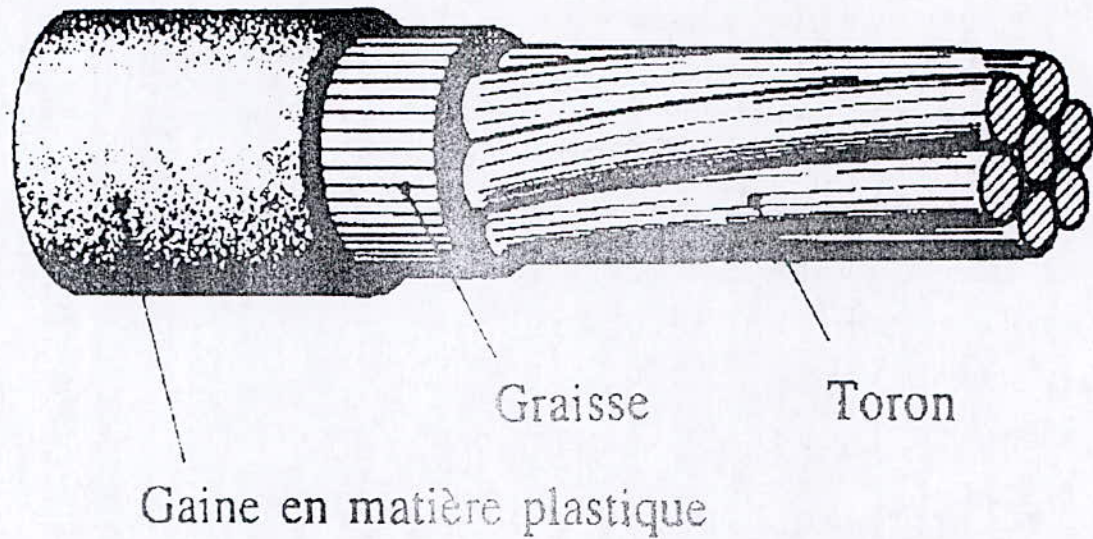


Figure 6. Acier Actif ou toron.

Le module d'élasticité de l'acier de précontrainte : $E_p = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

Coefficient de frottement angulaire vaut 0.20 rd^{-1}

Recul d'ancrage vaut 5mm

Acier FPRG=1770MPa, avec FPRG : contrainte de rupture garantie.

Acier FPEG=1583MPa, avec FPE G: contrainte de déformation garantie.

$$\sigma_{p0} = \text{Min}(0.8F_{prg}, 0.9F_{peg}) = 1425 \text{ MPa}$$

σ_{p0} : Contrainte créée par un seul toron.

CHAPITRE III :

Evaluation des
charges et des
surcharges.

I. Système de surcharges :

Les systèmes de surcharges susceptibles de s'appliquer sur notre ouvrage sont :

Surcharges A, B [4].

Surcharges militaires et le convoi exceptionnel D.

- Caractéristiques techniques du pont :

Pour la détermination des surcharges, de nombreuses caractéristiques techniques sont nécessaires et on définit [4] :

- Largeur rouables $L_r = 7m \Rightarrow$ pont de première classe.
- Largeur chargeable : la chaussée est encadrée par deux bordures d'où la largeur chargeable est confondue avec la largeur roulable c'est à dire $L_s = L_r = 7m$.
- Nombre de voies : $n = E\left(\frac{L_s}{3}\right) = E\left(\frac{7}{3}\right) \Rightarrow n = 2 \text{voies}$
- Largeur d'une voie : $L_v = \frac{L_r}{n} = \frac{7}{2} \Rightarrow L_v = 3.5m$

a) Système de surcharge A :

Pour les ponts comportant des portées unitaires $\leq 200m$, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale à $A = a_1 a_2 A(L)$ [4].

$A(L)$: est exprimée en Kg/m^2 et donnée en fonction de la longueur chargée.

L : Largeur chargée est exprimée en $[m]$.

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad [Kg/m^2]$$

a_1 : Coefficient donné par un tableau, en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

a_2 : Coefficient donné par la formule suivante : $a_2 = \frac{L_0}{L_v}$

L_v : Largeur de la voie est donnée à son tour par la relation suivante : $L_v = \frac{L_s}{n}$

L_0 : Largeur donnée en fonction selon la classe du pont.

$L_0 = 3.50m \Rightarrow$ Pont de première classe.

$L_0 = 3.00m \Rightarrow$ Pont de deuxième classe.

$L_0 = 2.75m \Rightarrow$ Pont de troisième classe.

Notre ouvrage possède quatre travées, par symétrie on prendra deux travées

Nous considérons le calcul de la charge uniforme A pour les deux travées puis on prend le cas le plus défavorable donnant le moment maximum

1) Pour une longueur $L = 80.00m$:

Pour un pont de première classe on a : $a_1 = 1$, $L_0 = 3.50m$

$$L_v = \frac{L_s}{n} = \frac{7}{2} \Rightarrow L_v = 3.50m$$

$$a_2 = \frac{L_0}{L_v} = \frac{3.5}{3.5} \Rightarrow a_2 = 1$$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} = 230 + \frac{36000}{80+12} \Rightarrow A(L) = 621.30 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{D'où : } A = a_1 a_2 A(L) = 1 \times 1 \times 621.30 = 621.30 \text{ Kg/m}^2$$

2) Pour une longueur $L = 58.00m$:

Pour un pont de première classe on a : $a_1 = 1$, $L_0 = 3.50m$

$$L_v = \frac{L_s}{n} = \frac{7}{2} \Rightarrow L_v = 3.50m$$

$$a_2 = \frac{L_0}{L_v} = \frac{3.5}{3.5} \Rightarrow a_2 = 1$$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} = 230 + \frac{36000}{58+12} \Rightarrow A(L) = 774.28 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{D'où : } A = a_1 a_2 A(L) = 1 \times 1 \times 774.28 = 774.28 \text{ Kg/m}^2$$

$$A = 774.28 \times 2 \times 7 = 10839.92 \text{ Kg/ml}$$

b) Système de surcharges B :

$$B_c = 2 \text{ fois } (30 \times n \times b_c)$$

Le critère d'application du coefficient b_c est le nombre de fils pris en compte.

n : Nombre de voies prises dans le calcul, dans notre cas il y a lieu de supposer deux cas possibles [4].

$b_c = 1.10$: Pour un pont de première classe et deux voies chargées.

$$B_c = 2 \times 2 \times 30 \times 1.10 = 132t$$

-Système B_r :

Deux voies chargées $B_r = 10t$.

-Système B_l :

Pour un pont de première classe en $a_{b_l} = 1$.

Deux voies chargées $B_c = 2 \times 2 \times 16 \times 1 = 64t$

a) Convoi exceptionnel :

Cette surcharge est supposée répartie au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.20 m de large et de 18.60 m de long.

Pour le chargement, un seul cas est considéré : $D = 240t/m^2$ [4].

II. Charges de la superstructure :

a) Poids propre du trottoir :

$$S_{trottoir} = A \times \gamma_b$$

A : étant la surface sur laquelle un poids volumique de béton est réparti tel que :

$$A = 1.80 \times 0.275 = 0.495m^2$$

γ_b : Poids volumique tel que $\gamma_b = 2.50t/m^3$

Donc : $S_{trottoir} = 2 \times 0.495 \times 2.5 = 2.475t/ml$

b) Poids de la couche du bitume :

$$S_{bitume} = \gamma_{bitume} \times J_r \times e_{bitume} = 2.2 \times 7 \times 0.08 = 1.232t/ml$$

$$S_{bitume} = 1.232t/ml$$

Avec : e_{bitume} : Epaisseur du bitume, elle vaut 0.08m.

c) Poids du dispositif de sécurité :

Un trottoir supporte à la fois la charge de la barrière et celle du garde corps.

Donc la charge qui revient au dispositif de sécurité est :

$$S_{ds} = S_b + S_{GC}$$

Tel que : $S_b = 0.08t/ml$ et $S_{GC} = 0.1t/ml$ d'où $S_{ds} = 0.08 + 0.1 = 0.18t/ml$

$$S_{ds} = 0.18t/ml.$$

d) Poids de la corniche :

Le poids de la corniche est de $G_C = 0.7875t / ml$

e) La charge totale de la superstructure:

La charge totale de la superstructure est obtenue en additionnant à la fois le poids du trottoir, le poids de la couche du bitume et celui du dispositif de sécurité.

$$S_{ss} = S_{trottoir} + S_{bitume} + S_{ds} + S_C = 2.475 + 1.232 + 0.18 + 0.7875 = 4.6745t / ml$$

$$S_{ss} = 4.6747t / ml .$$

CHAPITRE IV :

Prédimensionnement de
la section transversale
des voussoirs.

Introduction :

Les tabliers des ponts construits par encorbellement sont formés par des poutres caissons. Les conceptions les plus variées furent adoptées pour leur section transversale en fonction de la largeur du hourdis supérieur. L'usage le plus répandue est le caisson unicellulaire à deux âmes pour les tabliers à une longueur totale inférieure à 13 mètres, au delà de cette dimension il est convenable de construire le tablier avec des caissons bicellulaires à trois âmes. Dès que la largeur dépasse les 18 mètres il sera souhaitable de construire le tablier avec des voussoirs à deux caissons unicellulaire reliés par un hourdis intermédiaire.

Dans le cas de notre ouvrage la largeur totale du voussoir est de 10 mètres, le choix le plus adapté est la poutre caisson unicellulaire à deux âmes [1].

Pour dimensionner la section transversale d'un caisson, on devra dimensionner à la fois :

- Hauteur à la clé ou hauteur sur culée (h_c) et la hauteur sur pile (h_p) qui varient en fonction de la longueur du tablier et ses points d'appuis (pile ou culée) [5].
- Epaisseur de l'âme (e_a).
- Epaisseur du hourdis supérieur (e_s).
- Epaisseur du hourdis inférieur (e_i).

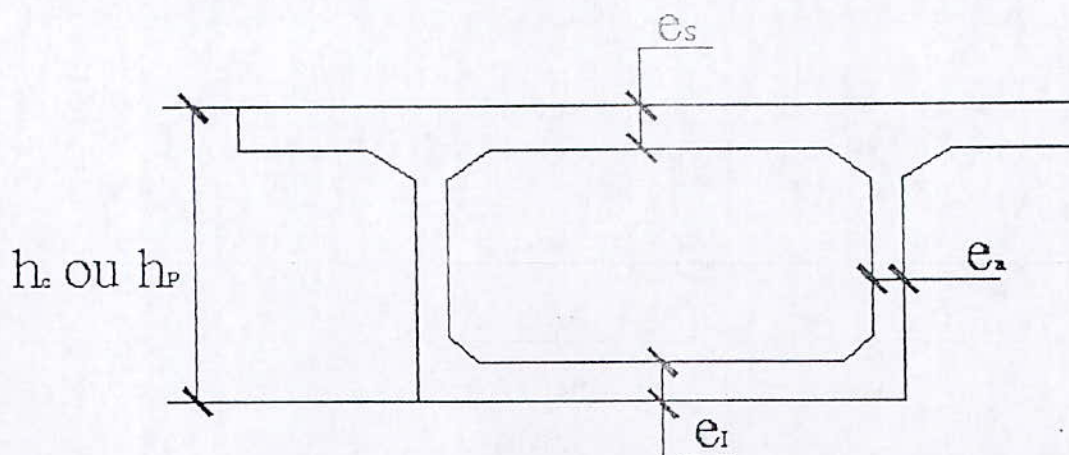


Figure 7. Caractéristiques géométriques d'un voussoir

1. Dimensionnement du voussoir :**a) Hauteur à la clé et hauteur sur pile :**

Ces hauteurs dépendent essentiellement de la portée principale du pont.

La hauteur à la clé est de l'ordre de $L/35$ à $L/30$. Il est déconseillé d'aller au delà de $L/40$.

Pour $L=80m$, la hauteur à la clé est estimée à $h_c = 2.35m$.

Les hauteurs sur piles ne sont pas modifiées et l'optimum se situe aux environs de $L/20$ à $L/16$.

Pour $L=80m$, la hauteur sur pile est estimée à $h_p = 4.5m$

On note, toute fois que l'intrados du voussoir suit une fonction parabolique ; d'où la variation de la hauteur du voussoir en fonction de la longueur du tablier.

Pour cela on doit :

-Réduire le poids propre du tablier.

-Prendre en compte la distribution des efforts qui aura lieu à long terme comme le fluage, le gradient thermique et qui se traduira par un moment positif à mi-travée [7].

b) Longueur du voussoir :

La longueur d'un voussoir est donnée par la formule suivante :

$$L_R = d + h$$

L_R : Longueur du voussoir

h : Hauteur du voussoir, elle est égale à $h=4.5m$.

d : est donnée par la formule suivante :

$$d = \frac{B-b}{2} \Rightarrow d=2.65m.$$

B : Largeur du voussoir.

b : Le quart de la largeur du voussoir.

a) Longueur sur pile

$$D'où : L_R = 2.65 + 4.5 = 7.15m$$

b) Longueur à la clé :

$$h=2.35m.$$

$$d=2.65m.$$

$$D'où : L_R = 2.65 + 2.35 = 5m$$

c) Epaisseurs des âmes :

Pour la conception des ponts construits par encorbellement successif, une épaisseur minimale à adopter est de 40 cm afin de réduire les difficultés de mise en œuvre, l'âme doit aussi assurer la résistance aux efforts de cisaillement et permettre la bonne mise en place du béton à l'ancrage des câbles de précontraintes.

Dans le cas de notre ouvrage pour un diamètre de gaine ($\phi = 44\text{cm}$ pour des torons de 12T15) l'épaisseur des âmes $e_a \geq \phi$ d'où : $e_a = 45\text{cm}$ [6].

d) Epaisseur du hourdis supérieur :

L'épaisseur du hourdis supérieur est déterminée par l'inégalité suivante :

$$L_R/22 \leq e_s \leq L_R/20 \Rightarrow e_s = 35\text{cm}.$$

L'hourdis supérieur doit assurer une résistance transversale vis à vis de la charge roulante tout en ayant un gousset à l'encastrement avec les âmes du caisson pour reprendre l'effort tranchant dû à la charge permanente du trottoir, du dispositif de sécurité et de la corniche.

On précise bien que cette épaisseur est déterminée dans la partie centrale du tablier.

L'épaisseur à prendre à l'endroit où démarre le câblage du fléau étant déterminée pour assurer un logement des câbles et par conséquent cet endroit doit avoir une section suffisante [6].

Cette épaisseur est égale à $e_s = 56\text{cm}$.

e) Epaisseur du hourdis inférieur :

L'épaisseur du hourdis inférieur dépend de la position du voussoir sur laquelle il s'appuie, on distingue alors deux cas :

1^{er} cas : Une épaisseur dite à la clé :

Cette épaisseur est estimée à :

$$e_{IC} = \max \{18\text{cm}, 3\phi, e_a/3\}$$

ϕ : Diamètre intérieur de la gaine, tel que $\phi = 8\text{cm}$

e_a : Epaisseur de l'âme tel que : $e_a = 45\text{cm}$

$$e_{IC} = \max \{18\text{cm}, 24\text{cm}, 15\text{cm}\} = 24\text{cm}$$

2^{ème} cas : Une épaisseur dite sur pile :

Cette épaisseur est estimée à :

$$e_{IP} = \{2 \text{ à } 2.5e_{IC}\} \text{ pour un tablier à hauteur variable : } e_{IP} = 54\text{cm}$$

Il est important de noter que l'épaisseur du hourdis inférieur dépend de la **contrainte de compression longitudinale admissible du béton (flexion générale)** et des **efforts transversaux** qui résultent notamment de la poussée au vide [6].

2. Caractéristiques géométriques :

2.1. Travée de rive :

a) Lois de variation de la hauteur des voussoirs le long du tablier :

L'intrados du tablier construit par encorbellement varie en longueur et suit une fonction parabolique de la hauteur sur clé jusqu'à la hauteur sur pile

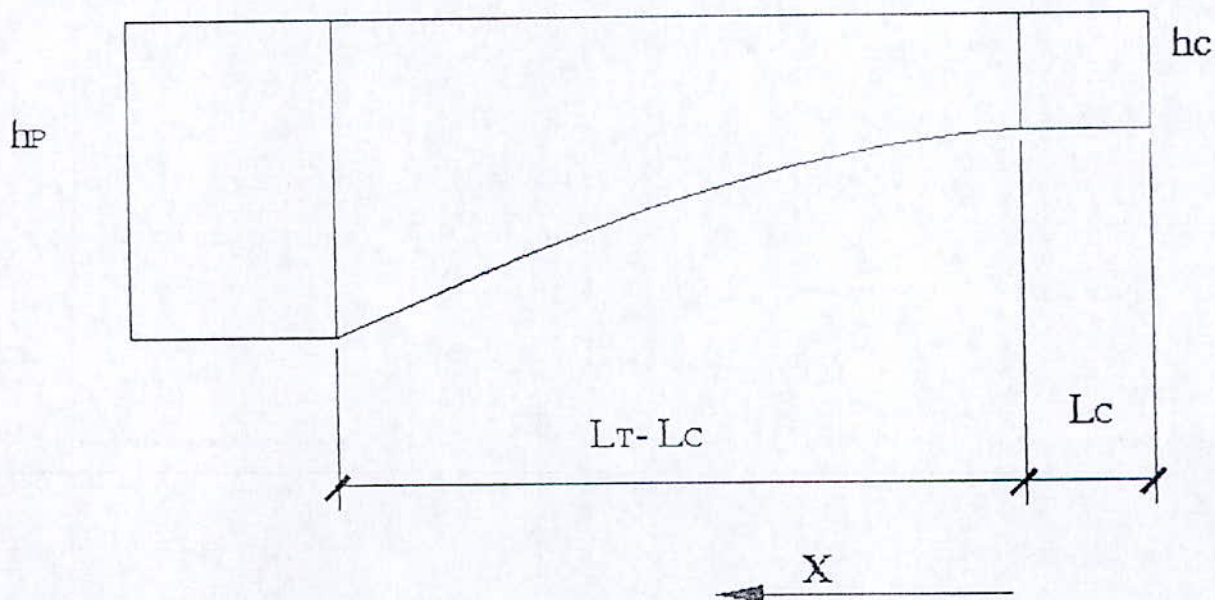


Figure 8. Caractéristiques de la travée de rive.

L_T : Longueur de la travée.

L_C : Longueur de la culée.

Pour $0 < x < L_C \Rightarrow h = H_C$

Pour $L_C < x < L_T - L_C \Rightarrow h(x) = ax^2 + bx + c$

Les constantes a, b et c sont déterminées par les conditions aux limites.

$$x = 0 \Rightarrow h(0) = c = H_C$$

$$\frac{dh(x=0)}{dx} = b = 0$$

$$x = L_T - L_C \Rightarrow h(x) = H_P$$

$$\Rightarrow a(L_T - L_C)^2 + H_C = H_P$$

$$a = \frac{H_P - H_C}{(L_T - L_C)^2}$$

$$h(x) = \frac{H_P - H_C}{(L_T - L_C)^2} x^2 + H_C$$

Par ailleurs,

H_P : Hauteur sur pile.

H_C : Hauteur sur culée.

b) **Lois de variation de l'épaisseur du hourdis inférieur le long du tablier :**

On adopte de la même manière que pour le calcul de la hauteur du voussoir en établissant un changement dans la formule précédente et pour cela on définit l'épaisseur du hourdis inférieur comme suit :

$$\text{Pour } 0 < x < L_C \Rightarrow e_I = e_C$$

$$\text{Pour } L_C < x < L_T - L_C \Rightarrow e_I(x) = ax^2 + bx + c$$

$$\text{D'où } e_I(x) = \frac{e_{IP} - e_{IC}}{(L_T - L_C)^2} x^2 + e_{IC}$$

Telle que :

e_P : Épaisseur sur pile.

e_C : Épaisseur sur culée.

c) Loi de variation de la section du voussoir le long du tablier :

Sachant que la section transversale d'un voussoir est constituée de deux âmes et deux hourdis qui sont de sections variables.

Pour $0 < x < L_C \Rightarrow S = S_C$

Pour $L_C < x < L_T - L_C \Rightarrow S(x) = ax^2 + bx + c$

$$\text{D'où } S(x) = \frac{S_P - S_C}{(L_T - L_C)^2} x^2 + S_C$$

Telle que :

S_P : Section transversale du voussoir sur pile.

S_C : Section transversale du voussoir sur culée.

d) Loi de variation de l'inertie du voussoir le long du tablier :

Parmi les caractéristiques géométriques section, hauteur et épaisseur d'hourdis inférieur qui suivent une fonction parabolique, il y a aussi lieu de considérer l'inertie qui suit aussi cette variation puisque elle dépend tout d'abord des caractéristiques citées précédemment.

Pour $0 < x < L_C \Rightarrow I_I = I_C$

Pour $L_C < x < L_T - L_C$ le mieux est de considérer une loi de variation de l'inertie en fonction de x , qui est donnée par la formule suivante :

$$I(x) = \frac{I_P - I_C}{(L_T - L_C)^2} x^2 + I_C$$

e) Loi de variation du centre de gravité voussoir le long du tablier :

Si la hauteur h et l'épaisseur e_i suivent une variation selon une fonction parabolique, ça implique sans doute que le centre de gravité aura la même variation.

Pour $0 < x < L_C \Rightarrow Y_G = Y_{GC}$

Pour $L_C < x < L_T - L_C \Rightarrow Y_G(x) = ax^2 + bx + c$

$$\text{D'où } Y_G(x) = \frac{Y_{GP} - Y_{GC}}{(L_T - L_C)^2} x^2 + Y_{GC}$$

On désigne par :

Y_{GC} : Ordonnée du centre de gravité de la section sur clé.

Y_{GP} : Ordonnée du centre de gravité de la section sur pile.

e) Dédution :

A partir des caractéristiques géométriques déterminées précédemment (h, e_i, s, \dots etc.) on pourra déduire :

$V(x) = h(x) - Y_G(x)$: Distance du centre de gravité de la fibre supérieure.

$V'(x) = Y_G(x)$: Distance du centre de gravité de la fibre inférieure.

$\rho(x) = \frac{I(x)}{S(x)V(x)V'(x)}$: Rendement géométrique.

$c(x) = \rho(x)V(x)$: Ordonnée du centre de pression au centre de gravité pour une contrainte nulle en fibre inférieure

$c'(x) = \rho(x)V'(x)$: Ordonnée du centre de pression au centre de gravité pour une contrainte nulle sur la fibre supérieure.

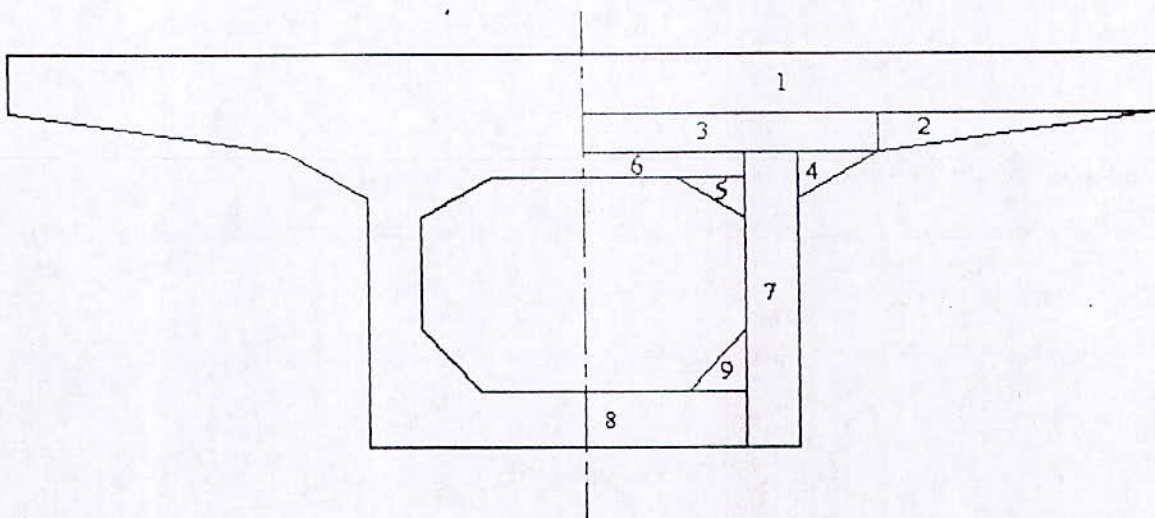


Figure 9. Sections de calcul d'un voussoir dans la direction transversale

2.2. Calcul des inerties et du centre de gravité des voussoirs à la clé et sur pile :

a) Voussoir à la clé :

S	$b_i [m]$	$h_i [m]$	$B_i [m^2]$	$Y_i [m]$	$B_i Y_i [m^3]$	$a [m]$	$a^2 [m^2]$	$a^2 B_i [m^3]$	$I_{oi} \times 10^{-3} [m^4]$	$I_G [m^4]$
1	5.300	0.200	1.060	2.250	2.385	0.750	0.562	0.596	3.530	0.539
2	1.673	0.087	0.073	2.121	0.154	0.621	0.386	0.028	0.031	0.028
3	3.626	0.087	0.316	2.106	0.665	0.607	0.367	0.116	0.199	0.116
4	1.034	0.350	0.181	1.946	0.352	0.383	0.147	0.027	1.231	0.028
5	0.733	0.248	0.091	1.917	0.175	0.417	0.174	0.016	0.311	0.016
6	2.143	0.063	0.135	2.032	0.274	0.532	0.283	0.038	0.045	0.381
7	0.450	2.063	0.928	1.032	0.958	-0.47	0.220	0.204	329	0.533
8	2.143	0.240	0.513	0.120	0.062	1.380	1.904	0.457	2.470	0.459
9	0.583	0.337	0.098	0.465	0.046	1.035	1.072	0.105	0.620	0.1059
Σ			3.396		5.07					1.925

Tableau 1. Inertie et centre de gravité du voussoir à la clé.

$$Y_{GC} = \frac{\sum B_i y_i}{\sum B_i} = 1.500m : \text{Centre de gravité de la section totale}$$

$$I_C = I_G + \sum B_i a_i = 3.850m^4 : \text{Inertie total de la section totale}$$

b_i : Base de la section d'élément i

h_i : Hauteur de la section d'élément i

B_i : Section de d'élément i

Y_i : Ordonnée de d'élément i

a : Distance entre le centre de gravité de l'élément i et la section totale

I_{oi} : Inertie de l'élément i.

b) Voussoir sur pile :

n	$b_i [m]$	$h_i [m]$	$B_i [m^2]$	$Y_i [m]$	$B_i Y_i [m^3]$	$a [m]$	$a^2 [m^2]$	$a^2 B_i [m^3]$	$I_{oi} \times 10^{-3} [m^4]$	$I_G [m^4]$
1	5.300	0.200	1.060	4.400	4.664	1.550	2.403	2.546	3.530	2.550
2	1.674	0.087	0.073	4.271	0.311	1.421	2.019	0.147	0.031	0.147
3	3.626	0.087	0.316	4.256	1.343	1.406	1.978	0.624	0.199	0.624
4	1.034	0.350	0.181	4.096	0.741	1.246	1.553	0.281	1.231	0.282
5	0.733	0.248	0.091	4.067	0.370	1.217	1.481	0.135	0.311	0.135
6	2.143	0.063	0.135	4.182	0.564	1.332	1.773	0.239	0.045	0.239
7	0.450	4.213	1.896	2.106	3.994	-0.74	0.553	1.048	157.99	1.206
8	2.143	0.540	0.514	0.270	0.139	2.580	6.656	3.376	2.470	3.378
Σ			4.265		12.123					8.563

Tableau 2. Inertie et centre de gravité du voussoir sur pile.

$$Y_{GP} = 2.85m$$

$$I_p = 17.126m^4$$

N°	$x [m]$	$h [m]$	$e_i [m]$	$S [m^2]$	$I [m^4]$	$V' [m]$	$V [m]$	ρ	$C [m]$	$C' [m]$
1	0	2,35	0,24	6.792	3,85	1,5	0,85	0,445	0,378	0,667
2	5	2,371	0,243	6.809	3,983	1,514	0,858	0,45	0,386	0,682
3	10	2,436	0,252	6.862	4,381	1,554	0,882	0,466	0,411	0,724
4	15	2,544	0,267	6.948	5,045	1,622	0,923	0,485	0,448	0,787
5	20	2,694	0,288	7.070	5,974	1,716	0,978	0,503	0,492	0,864
6	25	2,888	0,315	7.227	7,169	1,838	1,051	0,514	0,54	0,944
7	30	3,124	0,348	7.418	8,629	1,986	1,138	0,515	0,586	1,022
8	35	3,404	0,387	7.644	10,355	2,162	1,243	0,504	0,627	1,09
9	40	3,726	0,432	7.904	12,347	2,364	1,362	0,485	0,661	1,147
10	45	4,092	0,483	8.2	14,604	2,594	1,499	0,458	0,687	1,188
11	50	4,5	0,54	8.53	17,126	2,85	1,65	0,427	0,704	1,217

Tableau 3. Caractéristiques géométriques du voussoir pour la travée de rive.

2.3. Travée centrale :**a) 1. Loi de variation de la hauteur des voussoirs le long du tablier :**

On détermine h par rapport à la travée de rive et on la rapporte à la travée d'origine qui est la travée centrale.

$$\text{Pour } 0 < x < L_T \Rightarrow h(x) = ax^2 + bx + c$$

Les constantes a , b et c sont déterminées par les conditions aux limites.

$$x = 0 \Rightarrow h(0) = c = H_p$$

$$\frac{dh(x=L_T/2)}{dx} = 2a(L_T/2) + b = 0$$

$$x = L_T/2 \Rightarrow h(x) = H_c$$

$$\Rightarrow a(L_T/2)^2 + b(L_T/2) + H_p = H_c$$

$$\Rightarrow a = \frac{4(H_p - H_c)}{(L_T)^2}$$

$$\Rightarrow b = \frac{4(H_c - H_p)}{(L_T)}$$

$$h(x) = \frac{4(H_p - H_c)}{(L_T)^2} x^2 + \frac{4(H_c - H_p)}{(L_T)} x + H_p$$

$$h(x) = \frac{4(H_p - H_c)}{(L_T)} x \left(\frac{x}{L_T} - 1 \right) + H_p$$

VI.2.2.2. Loi de variation de l'épaisseur du hourdis inférieur le long du tablier :

$$\text{Pour } 0 < x < L_T \Rightarrow e_i(x) = \frac{4(e_{iP} - e_{iC})}{(L_T)} x \left(\frac{x}{L_T} - 1 \right) + e_{iP}$$

VI.2.2.3. Loi de variation de la section du voussoir le long du tablier :

$$\text{Pour } 0 < x < L_T \Rightarrow S(x) = \frac{4(S_P - S_C)}{(L_T)} x \left(\frac{x}{L_T} - 1 \right) + S_P$$

VI.2.2.4. Loi de variation de l'inertie du voussoir le long du tablier :

$$\text{Pour } 0 < x < L_T \Rightarrow I(x) = \frac{4(I_P - I_C)}{(L_T)} x \left(\frac{x}{L_T} - 1 \right) + I_P$$

VI.2.2.5. Loi de variation du centre de gravité voussoir le long du tablier :

$$\text{Pour } 0 < x < L_T \Rightarrow Y_G(x) = \frac{4(Y_{GP} - Y_{GC})}{(L_T)} x \left(\frac{x}{L_T} - 1 \right) + Y_{GP}$$

N°	$x[m]$	$h[m]$	$e_l[m]$	$S[m^2]$	$I[m^4]$	$V'[m]$	$V[m]$	ρ	$C[m]$	$C'[m]$
1	0	4,5	5,54	8,53	17,126	2,85	1,65	0,427	0,704	1,217
2	5	3,946	10,54	8,0082	13,706	2,505	1,441	0,47	0,677	1,177
3	10	3,475	15,54	7,701	10,795	2,212	1,263	0,502	0,634	1,11
4	15	3,086	20,54	7,387	8,392	1,97	1,116	0,517	0,577	1,018
5	20	2,779	25,54	7,139	6,497	1,781	0,998	0,512	0,511	0,912
6	25	2,554	30,54	6,957	5,111	1,642	0,912	0,491	0,447	0,806
7	30	2,412	35,54	6,842	4,233	1,556	0,856	0,464	0,398	0,723
8	35	2,352	37,815	6,794	3,863	1,52	0,832	0,45	0,374	0,683
9	37.275	2,352	42,815	6,794	3,863	1,52	0,832	0,45	0,374	0,683
10	42.275	2,412	47,815	6,842	4,233	1,556	0,856	0,464	0,398	0,723
11	47.275	2,554	52,815	6,957	5,111	1,642	0,912	0,491	0,447	0,806
12	52.275	2,779	57,815	7,139	6,497	1,781	0,998	0,512	0,511	0,912
13	57.275	3,086	62,815	7,387	8,392	1,97	1,116	0,517	0,577	1,018
14	62.275	3,475	67,815	7,701	10,795	2,212	1,263	0,502	0,634	1,11
15	67.275	3,946	72,815	8,0082	13,706	2,505	1,441	0,47	0,677	1,177
16	72.275	4,5	0,54	8,53	17,126	2,85	1,65	0,427	0,704	1,217

Tableau 4. Caractéristiques géométriques du voussoir pour la travée centrale

CHAPITRE V :

Calcul des
solllicitations dues à
l'exécution de
l'ouvrage.

Introduction :

La réalisation d'un tablier de pont construit par encorbellement est faite en plusieurs phases à savoir :

- Implantation des piles et réalisation des fléaux,
- Coulage des voussoirs de clavage de rive
- Coulage des voussoirs de clavage centraux.

On doit donc pour chaque phase déterminer les sollicitations les plus défavorables.

La construction des fléaux se fait d'une manière symétrique à partir de la pile ce qui donne un tablier qui travaille en console et par conséquent nous devons calculer les sollicitations qui agissent sur cette dernière, à savoir le moment fléchissant et l'effort tranchant.

1. Calcul des sollicitations :

- Travée de rive :

Pour le calcul des sollicitations nous devons tout d'abord calculer les poids propre des voussoirs.

a) Calcul des sollicitations dues au poids propre :

Le poids propre est donné par la relation suivante :

$$G(x) = 1.05 \cdot \gamma_b \cdot S(x)$$

$$\gamma_b = 2.50 \text{ t/m}^3$$

Pour des dispositions constructives le poids propre étant majoré de 5% [6].

La section est donnée par la relation déterminée précédemment :

$$S(x) = \frac{S_P - S_C}{(L_T - L_C)^2} x^2 + S_C$$

- L'effort tranchant :

L'effort tranchant est donné par la relation suivante :

$$T(x) = - \int_0^x G(x) dx = - \int_0^x 1.05 \cdot \gamma_b \cdot \left(\frac{S_P - S_C}{(L_T - L_C)^2} x^2 + S_C \right) dx$$

On cite que le signe moins est pris en compte parce que le fléau du tablier travaille comme

$$\text{une console : } \Rightarrow T(x) = -1.05 \cdot \gamma_b \cdot \left(\frac{S_P - S_C}{3(L_T - L_C)^2} x^3 + S_C \cdot x \right)$$

- Le moment fléchissant :

Le moment fléchissant est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \int_0^x T(x) dx = - \int_0^x 1.05 \cdot \gamma_b \cdot \left(\frac{S_p - S_c}{3(L_T - L_C)^2} x^3 + S_c \cdot x \right) dx$$

$$M(x) = -1.05 \cdot \gamma_b \cdot \left(\frac{S_p - S_c}{12(L_T - L_C)^2} x^4 + \frac{S_c \cdot x^2}{2} \right)$$

- Travée intermédiaire :

a) Calcul des sollicitations dues au poids propre :

Pour la travée intermédiaire la section S est donnée par la formule déterminée précédemment :

$$S(x) = \frac{4(S_p - S_c)}{(L_T)} x \left(\frac{x}{L_T} - 1 \right) + S_p$$

- L'effort tranchant :

L'effort tranchant est donné par la relation suivante :

$$T(x) = - \int_0^x G(x) dx = -1.05 \cdot \gamma_b \cdot \int_0^x \left(\frac{4(S_p - S_c)}{(L_T)} x \left(\frac{x}{L_T} - 1 \right) + S_p \right) dx$$

On cite que le signe moins est pris en compte parce que le fléau du tablier travaille comme une console.

$$\Rightarrow T(x) = -1.05 \cdot \gamma_b \cdot \left(\frac{4(S_p - S_c)}{3(L_T)^2} x^3 - \frac{2(S_p - S_c)}{(L_T)} x^2 + S_p x \right)$$

- Le moment fléchissant :

Le moment fléchissant est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \int_0^x T(x) dx = \int_0^x -1.05 \cdot \gamma_b \cdot \left(\frac{4(S_p - S_c)}{3(L_T)^2} x^3 - \frac{2(S_p - S_c)}{(L_T)} x^2 + S_p x \right) dx$$

$$M(x) = -1.05 \cdot \gamma_b \cdot \left(\frac{(S_p - S_c)}{3(L_T)^2} x^4 - \frac{2(S_p - S_c)^3}{3(L_T)} + S_p \frac{x^2}{2} \right)$$

b) Calcul des sollicitations dues au poids de l'équipage mobile:

L'équipage mobile est constitué par une ossature métallique qui est prise en compte dans la stabilité des fléaux, son poids est constitué d'une charge concentrée qui s'exerce sur l'extrémité du voussoir, ce poids est de 60t [6].

Les sollicitations auront pour expression :

$$T(x) = -60t$$

$$M(x) = -60x[t.m]$$

c) Calcul des sollicitations dues aux surcharges du poids de divers matériels :

Les divers matériels du chantier (compresseurs, pompe, vibreur, armatures, câbles, gaines, ouvriers.) exercent une charge uniformément répartie, cette charge est de 50 Kg/m² [6].

Dans le cadre de notre projet un voussoir a une largeur constante de 10.60m.

La charge prise en compte aura pour valeur : $Q = 0.05 \times 10.6 = 0.53t / ml$

Cette charge crée un effort tranchant de :

$$T(x) = Q.x = -0.53.x[t]$$

Et un moment fléchissant de :

$$M(x) = -0.53 \frac{x^2}{2} [t.m]$$

d) Calcul des sollicitations dues aux surcharges du poids de la charge concentrée :

Cette charge correspond au matériel de bétonnage pour le voussoir de clavage à la limite du fléau, cette charge n'est prise en compte qu'à l'extrémité du fléau, elle a pour valeur de 5t [6].

Elle crée un effort tranchant : $T(x) = -5t$

Et un moment fléchissant : $M(x) = -5x$

Le clavage aura lieu pour $x = 35m \Rightarrow \begin{cases} T = -5t \\ M = -5 \times 35 = -175t.m \end{cases}$

e) Calcul des sollicitations dues au vent :

Le règlement Français évalue son action sur la surface frappée normalement à :

- 1) 100Kg / m² si la phase de construction n'excède pas un mois.
- 2) 125Kg / m² si la phase de construction excède un mois.

A défaut de précision l'angle du vent ascendant agissant sur une console peut être pris à 10° pour une construction de durée supérieure on prendra $q_v = 22 \text{ Kg} / \text{m}^2$

$$\text{D'où : } q_v = 22 \times 10^{-3} \times 10.60 = 0.233 \text{ Kg} / \text{ml}$$

L'effort tranchant aura comme formule :

$$T(x) = 0.233.x$$

Et le moment sera de :

$$M(x) = \frac{0.233.x^2}{2}$$

2. Combinaison d'action :

Les combinaisons d'action à considérer sont les suivantes :

Etat limite de service (E.L.S) : $G + Q + W$

Etat limite ultime (E.L.U) : $1.35(G + Q) + 1.5W$

G : Etant l'ensemble des actions permanentes.

Q : Etant l'ensemble des surcharges du chantier.

W : La surcharge du vent [4].

Pour la construction du tablier, trois phases de construction sont à prendre en compte :

1^{er} Phase :

La mise en place des voussoirs l'un après l'autre pour la construction des fléaux avant de couler sur place les voussoirs de clavages.

On cite toute fois que le calcul des sollicitations est déterminé en prenant le système comme isostatique à chaque fois qu'un voussoir est mis en place soit à droite ou à gauche de la pile tout en générant une travée de rive et une travée intermédiaire [6].

2^{eme} Phase :

On procède au coulage du clavage de rive et le système devient hyperstatique

3^{eme} Phase :

On coule le clavage central et système reste toujours hyperstatique

Phase 1 :

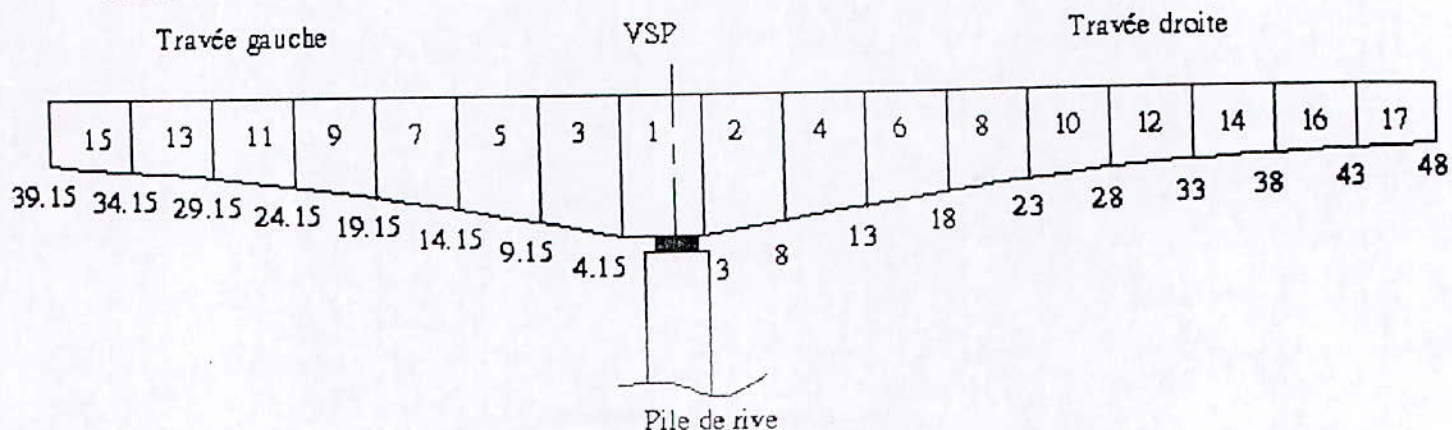


Figure 10. L'abscisse des voussoirs par rapport à l'axe central de la pile de rive.

La numérotation qui est mentionnée dans la figure 10 montre l'ordre auquel nos voussoirs sont placés, on remarque que le voussoir sur pile est désaxé par rapport à l'axe de la pile et cela est dû au fait que le voussoir N° 2 crée un moment de renversement lors de son emplacement et pour équilibrer le système on a préféré déplacer le voussoir sur pile par rapport à son axe.

- Détermination des sollicitations au niveau de chaque voussoir :

Pile de rive :

Travée centrale			Travée de rive		
$X[m]$	$T[t]$	$M[t.m]$	$X[m]$	$T[t]$	$M[t.m]$
0	767.86	-36201,3	0	810.50	-12581.03
3	698.45	-32621,8	4.15	714.48	-9416.70
8	587.01	-27108,8	9.15	605.56	-6116.61
13	479.45	-22141,9	14.15	500.67	-3351.06
18	375.35	-17704,83	19.15	399.90	-1099.66
23	274.18	13780,94	24.15	302.38	656.04
28	175.51	10356,66	29.15	207.26	1930.14
33	78.90	7420,57	34.15	113.64	2732.39
38	-16.11	4963,53	39.15	-20.66	3068.13
43	-109.99	2978,7			
48	-203.17	1461,53			

Tableau 5. Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants.

Pile centrale :

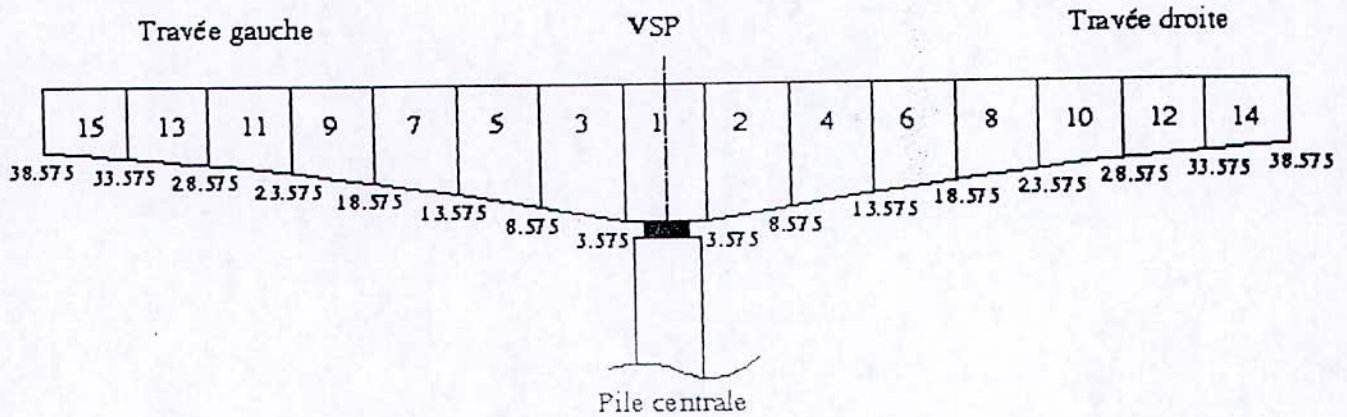


Figure 11.L'abscisse des voussoirs par rapport à l'axe centrale de la pile.

La numérotation qui est mentionné dans la figure 11 montre l'ordre auquel nos voussoirs sont placés, cette fois ci l'emplacement du voussoir est au milieu (non désaxé), car les deux travées sont symétriques par rapport à la pile centrale.

- Détermination des sollicitations au niveau de chaque voussoir :

Pile centrale :

Travée droite			Travée gauche		
$X[m]$	$T[t]$	$M[t.m]$	$X[m]$	$T[t]$	$M[t.m]$
0	776.54	-14840,51	0	836.54	-16704.66
3.575	693.82	-11761.89	3.575	753.82	-13861.89
8.575	584.90	-8565.08	8.575	644.90	-10365.08
13.575	480.01	-5902.81	13.575	540.01	-7402.81
18.575	379.24	-3754.68	18.575	439.24	-4954.64
23.575	281.73	-2102.26	23.575	341.73	-3002.26
28.575	186.60	-931.43	28.575	246.60	-1531.43
33.575	92.99	-232.47	33.575	152.99	-532.47
38.575	0	0	38.575	0	0

Tableau 6.Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchant.

CHAPITRE VI :

Étude de la
précontrainte du fléau.

1. Introduction :

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellement est composée de deux familles de câbles :

1. Câbles de fléau disposés au voisinage de la membrure supérieure de la poutre et la mise en tension est symétrique par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement de la construction.
2. Câbles de continuité disposés au voisinage de la clé de chaque travée et destinée à réaliser la continuité de l'ouvrage, la plupart de ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure de la poutre [8].

L'objectif de ce présent chapitre est :

- Détermination des efforts de précontraintes et schémas de câblage.
- Calcul des pertes de précontraintes.
- Vérification des contraintes

2. Détermination des efforts de précontraintes et schémas de câblage :

1) Détermination de la précontrainte du fléau :

Les câbles du 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 [4].

$$\sigma_{P_{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.v}{I} : \text{Sur fibre supérieur.}$$

$$\sigma_{P_{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{P.e.v'}{I} : \text{Sur fibre inférieur.}$$

Avec :

$\sigma_{P_{sup}}$: Contrainte de compression générée au niveau fibres supérieurs par l'application de l'effort de précontrainte.

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

P : 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 longitudinal de la section.

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

Trois classes sont déterminées de précontrainte selon le degré d'agressivité atmosphérique auquel notre ouvrage est exposé [4].

On recommande pour notre ouvrage la classe I où la section de béton est entièrement comprimée en tout point de la section.

Au stade de la justification, on aura à la limite :

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

M : Le moment fléchissant dû 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 .

2) Détermination du nombre de câbles :

Le nombre de câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{0.8P_0}$$

Avec :

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1 T15 peut créer et P_0 est estimé à 20% de perte.

$$F_{prg} = 17.70t \text{ .Pour un câble de 1 T15}$$

$$F_{peg} = 15.83t \text{ .Pour un câble de 1 T15}$$

La tension d'origine :

$$P_0 = \text{Min}(0.8F_{prg}, 0.9F_{peg}) = \text{Min}(14.16, 14.25) = 14.25t$$

Et pour un câble de 12T15 $P_0 = 171t$

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

- Section : $S = 8.53m^2$
- Inertie : $I = 17.126m^4$
- Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : $V = 1.65m$
- $e = V - d$ On prend l'enrobage $d = 0.125m \Rightarrow e = 1.65 - 0.125 = 1.525m$

Tel que : Le nombre de câble $n \geq \frac{P}{0.8P_0}$

Exemple de calcul :

Pour $M = 12866.79t.m$:

$$P = \frac{M \cdot \frac{V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}} = 4696.95t$$

$$P = 4696.95t \Rightarrow n = 34$$

Le nombre de câble est de 34 câbles.

La répartition se fait à 17 câbles de chaque paire de gousset supérieur de la poutre caisson.

3) Répartition des câbles dans chaque voussoir :

La décroissance des moments fléchissant à partir de la pile permet d'arrêter au moins 2 câbles dans chaque voussoir. Pour éviter le phénomène de torsion, on doit arrêter le nombre de câble par paire de gousset supérieur.

Soit N_i le nombre nécessaire de câbles pour le caisson 'i'

$$n_i = \frac{P_i}{P_0} \text{ Avec } P_i = \frac{M_i \frac{V_i}{I_i}}{\frac{1}{S} + \frac{e_i \cdot V_i}{I_i}}$$

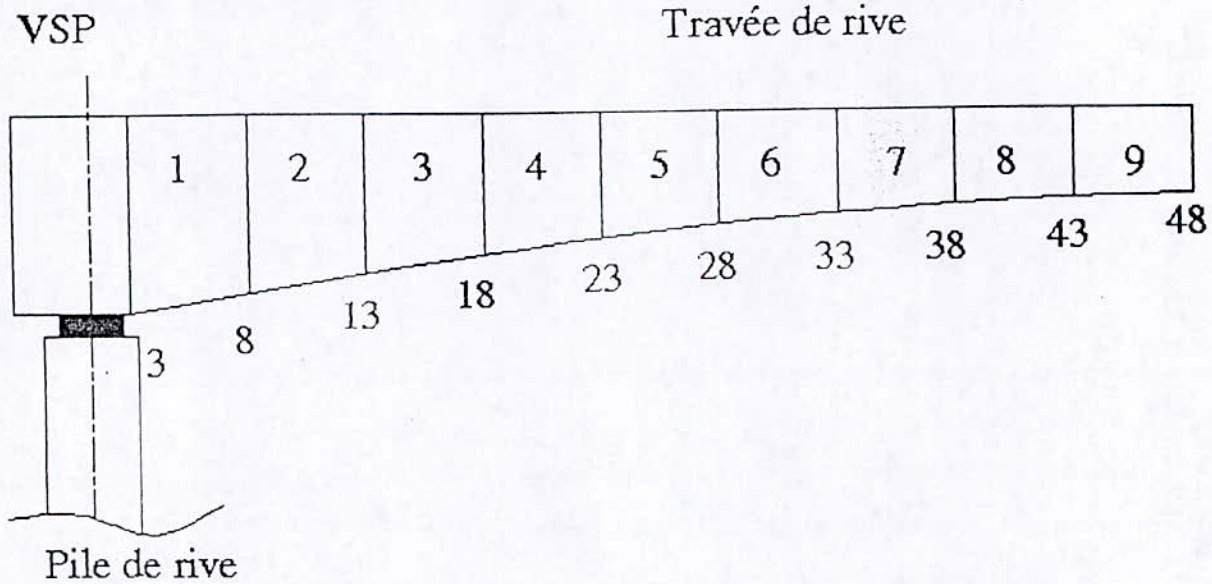


Figure 11. Disposition des voussoirs de la travée de rive

Voussoir (i)	X [m]	M [t.m]	S [m ²]	I [m ⁴]	V [m]	d [m]	e _i [m]	P [t]	N ^{bre}	N ^{bre} / âme
VSP	0	36201,3	8,53	17,126	1,65	0,125	1,525	13203,42	78	39
VSP	3	32621,8	8,2	14,604	1,499	0,125	1,374	12732,40	75	38
1	8	27108,8	7,904	12,347	1,362	0,125	1,237	11371,46	65	33
2	13	22141,9	7,644	10,355	1,243	0,125	1,118	10028,81	59	30
3	18	17704,83	7,418	8,629	1,138	0,125	1,013	8699,35	51	26
4	23	13780,94	7,227	7,169	1,051	0,125	0,926	7370,12	44	22
5	28	10356,66	7,070	5,974	0,978	0,125	0,853	6031,88	36	18
6	33	7420,57	6,948	5,045	0,923	0,125	0,798	4682,68	28	14
7	38	4963,53	6,862	4,381	0,882	0,125	0,757	3351,79	20	10
8	43	2978,7	6,809	3,983	0,858	0,125	0,733	2105,42	13	7
9	48	1461,53	6,792	3,85	1,078	0,125	0,709	1050,04	7	4

Tableau 7. Valeurs des paramètres de calcul de la précontrainte du fléau pour la travée de rive.

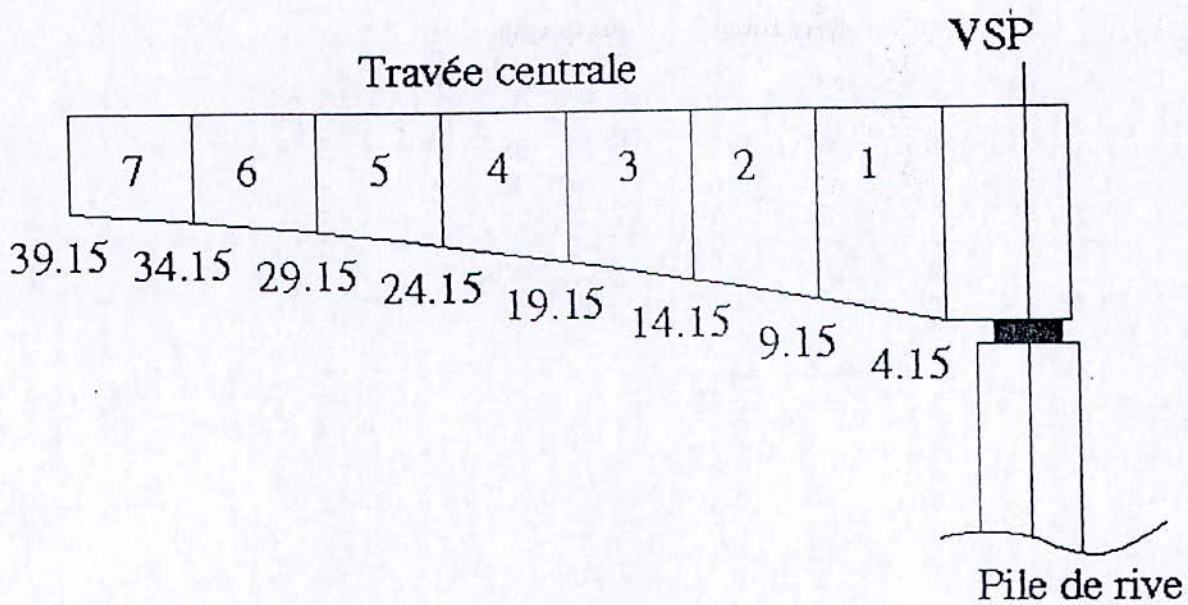


Figure 12. Disposition des voussoirs de la travée centrale.

Voussoir (i)	X [m]	M [t.m]	S [m ²]	I [m ⁴]	V [m]	d [m]	e _i [m]	P [t]	N ^{bre}	N ^{bre} / âme
VSP	4,15	14840,51	8,53	17,126	1,65	0,125	1,525	5412,668	32	16
1	9,15	11761,89	8,0082	13,706	1,441	0,125	1,316	4697,777	28	14
2	14,15	8565,08	7,701	10,795	1,263	0,125	1,138	3810,309	23	12
3	19,15	5902,81	7,387	8,392	1,116	0,125	0,991	2938,233	18	9
4	24,15	3754,68	7,139	6,497	0,998	0,125	0,873	2103,586	13	7
5	29,15	2102,26	6,957	5,111	0,912	0,125	0,787	1320,064	8	4
6	34,15	931,43	6,842	4,233	0,856	0,125	0,731	640,706	4	2
7	39,15	232,47	6,794	3,863	0,832	0,125	0,707	167,196	1	1

Tableau 8. Valeurs des paramètres de calcul de la précontrainte du fléau pour la travée centrale.

II-4) Description des câbles :

Les câbles de précontrainte de fléau sont logés dans le hourdis supérieur de la poutre caisson et sont ramenés au voisinage du gousset supérieur pour les ancrer dans celui-ci.

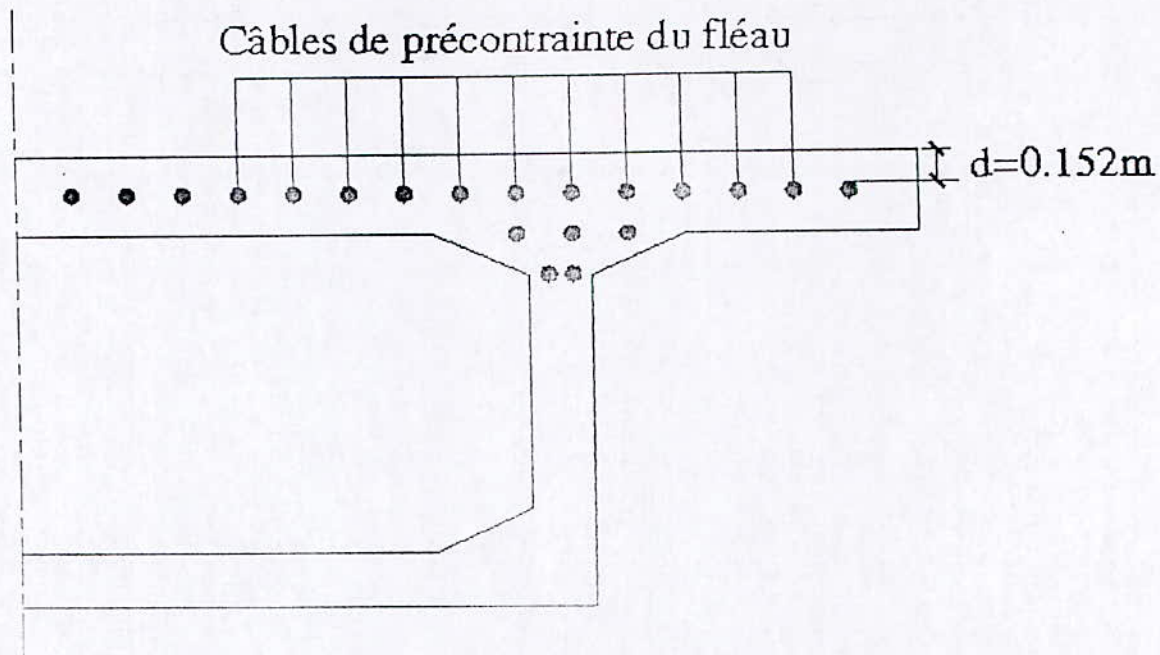


Figure13. Disposition des câbles du fléau.

3. Etude du tracé du câblage :

Les câbles du 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 exécutée.

Les câbles de fléau sont disposés dans la membrure supérieure suivant un tracé sensiblement rectiligne en évaluation et en forme de 'S' en plan [8].

3.1. Etude du tracé de câblage en élévation :

Juste à la section d'ancrage, le câble est descendu dans le gousset supérieur (légère courbure) pour s'ancrer dans cette dernière, (voir figure 14).

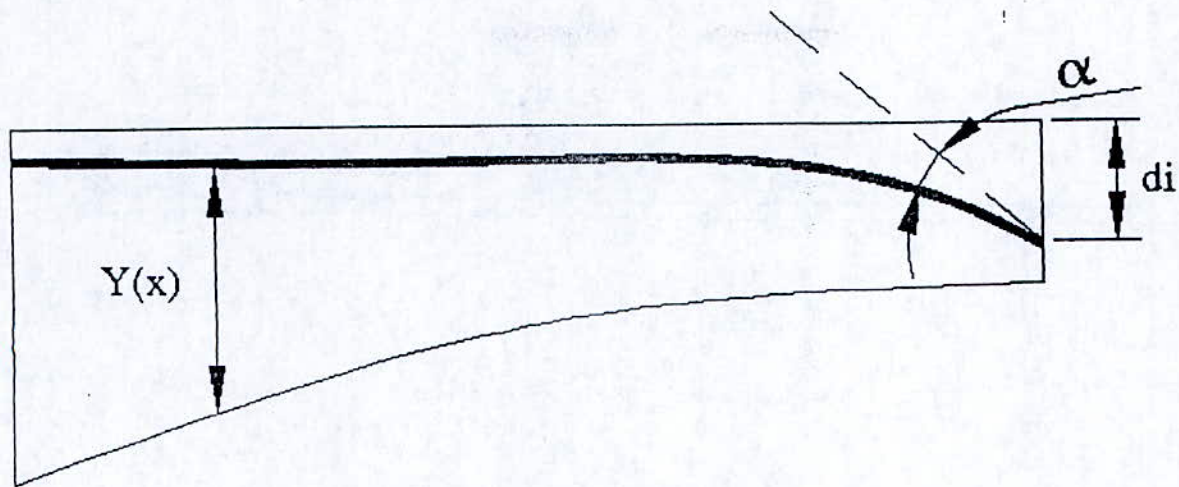


Figure 14. Tracé d'un câble en élévation.

L'équation de la courbe est de la forme :

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

L'équation du rayon de courbure a pour expression:

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

La tangente au point d'ancrage est la suivante :

$$\text{Tg} \alpha = \frac{d_y}{d_x} = 2(d_1 - d_0) \frac{x}{l^2} \Rightarrow \alpha = \text{Arctg} \left[2(d_1 - d_0) \frac{x}{l^2} \right]$$

Application :

Pour :

$$\left. \begin{array}{l} d_0 = 0.125m \\ d_1 = 0.25m \\ y = d_1 - d_0 \end{array} \right\} \Rightarrow y = 0.25m$$

$$\text{On a alors : } R(x) \geq 6 \Rightarrow \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq 6$$

$$\Rightarrow x \geq \sqrt{12(d_1 - d_0)} \Rightarrow x \geq 1.224m$$

$$\Rightarrow \alpha \geq 0.166 \text{ rad}$$

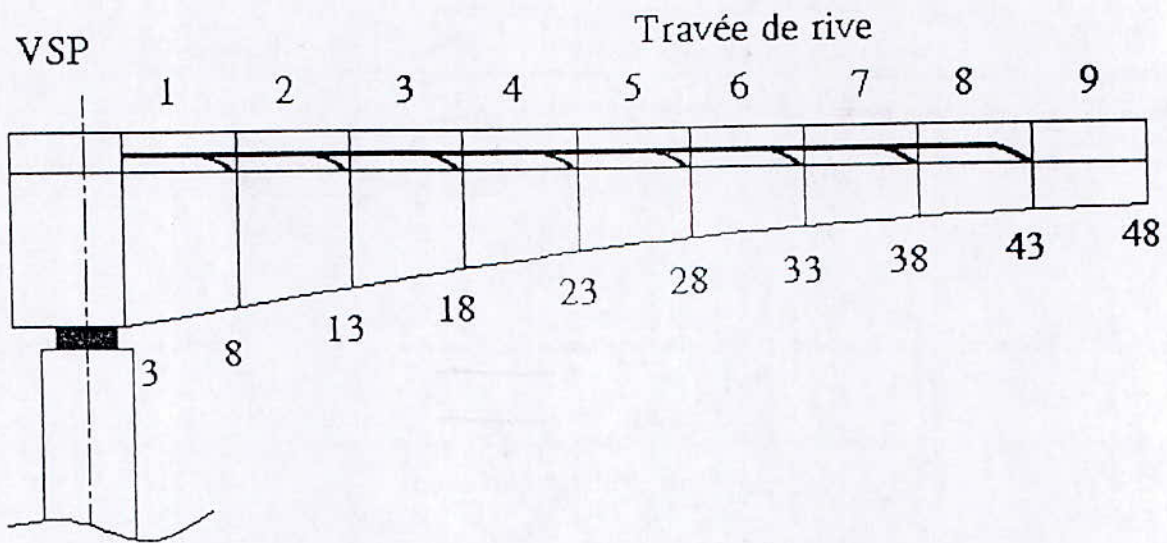


Figure 15. Disposition des câbles d'un fléau en élévation.

3.2. Etude du tracé du câblage en plan :

En plan, les câbles de précontrainte suivront un tracé parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson puis s'infléchiront suivant une forme de 'S' jusqu'à l'ancrage.

On adopte un tel tracé pour réduire au maximum la composante transversale de l'effort de précontrainte. Par hypothèse on considère que la courbure commence à deux sections avant la section d'ancrage [8].

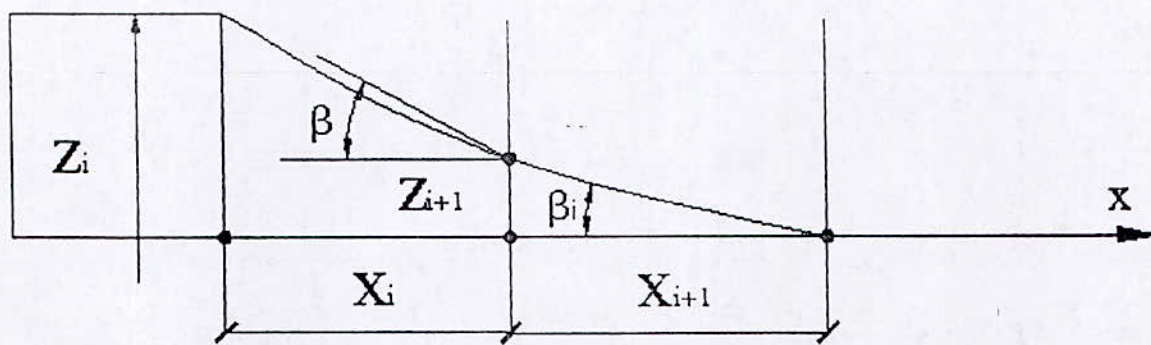


Figure 16. Tracé d'un câble en plan

Equation de la courbure :

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

Avec les conditions aux limites :

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

Le rayon de courbure :

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

Avec les conditions aux limites

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

L'inclinaison

$$\text{tg}(\beta_i) = \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{x_i} \text{ et } \text{tg}(\beta_{i+1}) = \frac{2Z_{i+1}}{x_{i+1}}$$

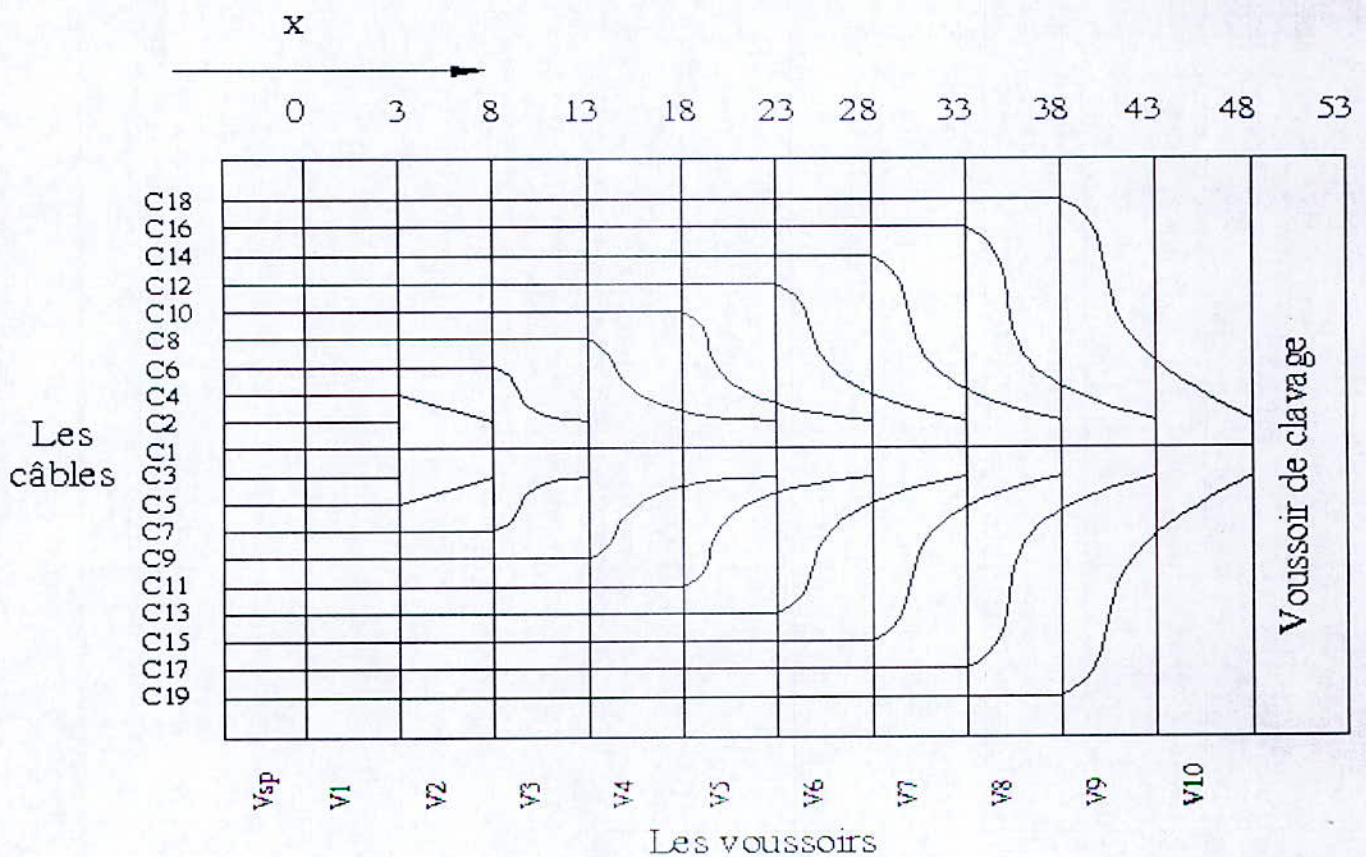


Figure 17. Disposition des câbles du fléau pour la travée de rive

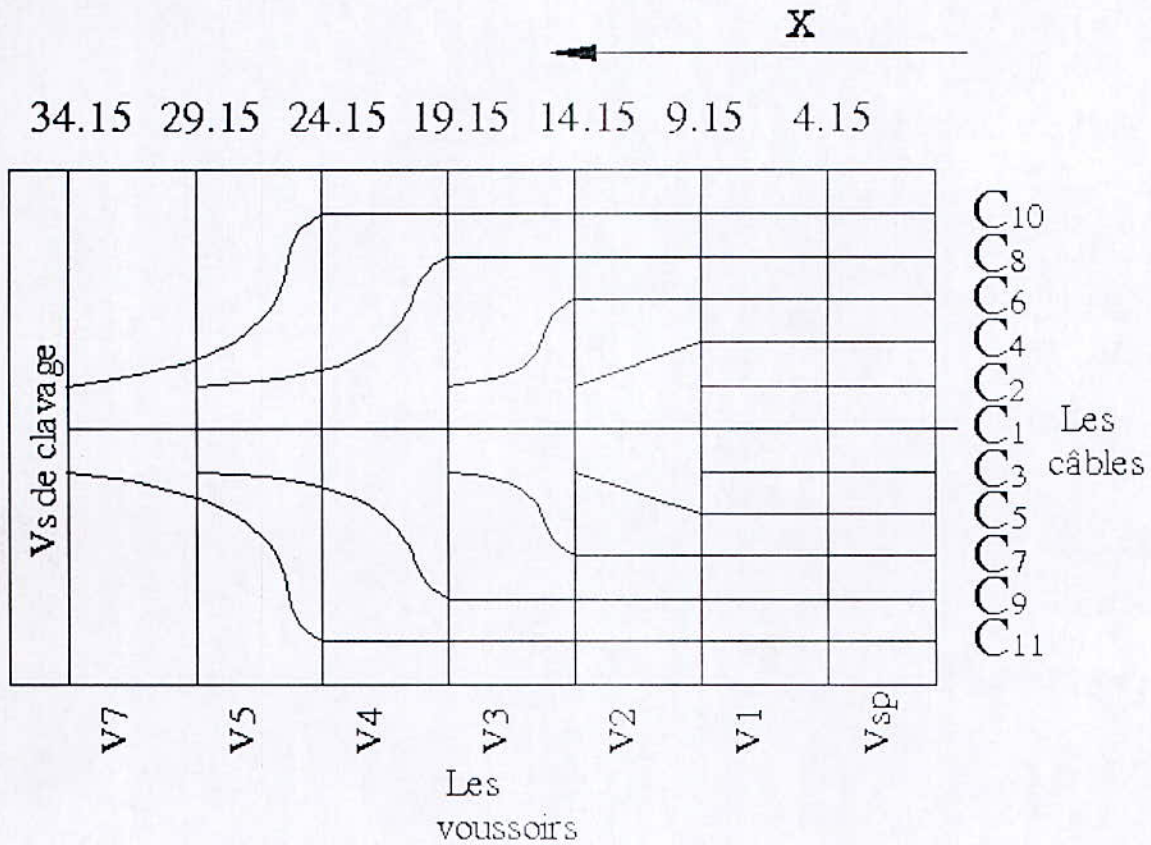


Figure 18. Disposition des câbles d'un fléau en élévation pour la travée centrale.

Les câbles	$tg(\beta)$	$\beta [rad]$	$tg(\alpha)$	$\alpha [rad]$	$\alpha + \beta$
C1	0	0	0,0122	0,0122	0,0122
C2/C3	0,12	0,12	0,0122	0,0122	0,1322
C4/C5	0,24	0,23	0,0122	0,0122	0,2422
C6/C7	0,36	0,34	0,0122	0,0122	0,3522
C8/C9	0,48	0,45	0,0122	0,0122	0,4622
C10/C11	0,6	0,53	0,0122	0,0122	0,5422
C12/C13	0,72	0,62	0,0122	0,0122	0,6322
C14/C15	0,84	0,68	0,0122	0,0122	0,6922
C16/C17	0,96	0,74	0,0122	0,0122	0,7522

Tableau 9. Valeurs des déviations des câbles pour la travée de rive.

Les câbles	$tg(\beta)$	$\beta[rad]$	$tg(\alpha)$	$\alpha[rad]$	$\alpha + \beta$
C1	0	0	0,0122	0,0122	0,0122
C2/C3	0,202	0,2	0,0122	0,0122	0,2122
C4/C5	0,404	0,38	0,0122	0,0122	0,3922
C6/C7	0,606	0,54	0,0122	0,0122	0,5522
C8/C9	0,808	0,67	0,0122	0,0122	0,6822
C10/C11	1,01	0,76	0,0122	0,0122	0,7722

Tableau 10. Valeurs des déviations des câbles pour la travée centrale.

3. Calcul des pertes de précontraintes :

Définition :

D'une façon générale, on définit les pertes de précontrainte, toutes différences entre le force exercée par le vérin lors de la mise en tension et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature et à une époque donnée, donc cette perte est fonction de deux variables ; position et temps

L'origine de telle différence est essentiellement due aux phénomènes internes ; relaxation des aciers, fluage du béton et frottement câbles – gaine [4].

En béton précontraint, on distingue deux types de pertes :

Les pertes instantanées :

Egalement dans cette famille de perte il existe trois types de perte.

- Pertes par frottement.
- Pertes par recule d'ancrage.
- Pertes par la mise en tension des câbles d'une manière non simultanée.

Les pertes différées :

Dans ce type de perte, il existe :

- Pertes par retrait du béton.
- Pertes par fluage.
- Pertes par relaxation des aciers

1. Pertes instantanées :

a) Pertes par frottement :

Les pertes par frottement sont provoquées par les frottements de l'acier des câbles sur les gaines métalliques servant à conduire les câbles [4].

Elles sont données par la formule suivante :

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

Avec :

σ_{p0} : Tension à l'origine.

$$\sigma_{p0} = \frac{P_0}{S_{cables}} = \frac{1.71}{1.395 \times 10^{-3}} = 1225.806 Mpa$$

$$\sigma_{p0} = 1226 Mpa$$

f : Coefficient de frottement de courbure, tel que : $f = 0.18 rad^{-1}$

φ : Coefficient de frottement droit.

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

θ : La variation angulaire du câble à l'abscisse x

Ainsi, on aura :

$$\Delta\sigma_p = 1226 [1 - e^{-(0.18\theta + 0.0016x)}]$$

Section	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
C1	14,9	108	193,94	273,29	346,54	414,15	476,57	534,19	587,38	636,48	0
C2/C3	152	234,4	310,64	0	...						
C4/C5	264	337,7	405,99	469,04	0						
C6/C7	364	430,2	491,41	547,89	600,02	0					
C8/9	454	513,1	567,93	618,52	665,23	708,34	0				
C10/C11	513	567,9	618,52	665,23	708,34	748,14	784,88	0			
C12/C13	574	624,6	670,81	713,49	752,9	789,27	822,85	853,84	0		
C14/C15	612	659,6	703,14	743,34	780,45	814,7	846,33	875,52	902,46	0	
C16/C17	648	692,6	733,59	771,45	806,4	838,66	868,44	895,93	921,3	944,73	0

Tableau 11. Valeurs des pertes par frottement dans la travée de rive

Section	0	5	10	15	20	25	30	35
C1	14,87	108	193,94	273,29	346,54	414,15	476,57	0
C2/C3	234,41	310,64	381,02	0				
C4/C5	397,75	461,4	520,21	574,48	0			
C6/C7	520,21	574,48	624,57	670,81	713,49	0		
C8/9	606,25	653,90	697,89	738,49	775,97	810,57	0	
C10/C11	659,59	703,14	743,34	780,45	814,70	846,33	875,52	0

Tableau 12. Valeurs des pertes par frottement dans la travée centrale.

b) Pertes par recul d'ancrage :

Ces pertes correspondent à un léger glissement de l'armature en mouvement, il n'affecte qu'une partie λ de la longueur du câble comptée à partir de l'ancrage [4].

Cette longueur est donnée par la relation suivante :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_{p0} \left(\frac{f\theta}{l} + \phi \right)}}$$

Avec :

g : Intensité du recul d'ancrage elle est égale à 12mm

E_p : Module d'élasticité des aciers : $E_p = 2.10^5 \text{ MPa}$

l : Longueur horizontale d'un câble.

En remplaçant dans la formule de λ on aura la formule suivante :

$$\lambda = \sqrt{\frac{2400}{1226 \left(\frac{0.18 \times \theta}{l} + 1.6 \times 10^{-3} \right)}}$$

Ainsi la contraintes finales après perte par recul d'ancrage sera comme suit :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{-(f\theta + \phi)(\lambda - x)}$$

La différence donnant la perte par recul d'ancrage, telle que :

$$\Delta\sigma_p(x) = \sigma_{p0} - \sigma_{p0} \cdot \left(e^{-(f\theta + \phi)(\lambda - x)} \right) = \sigma_{p0} \left(1 - \left(e^{-(f\theta + \phi)(\lambda - x)} \right) \right)$$

Travée de rive :

Câbles	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
C1	28,973	32,316	33,266	33,717	33,979	34,151	34,273	34,363	34,433	34,489	
C2/C3	14,331	20,687	23,888								
C4/C5	11,016	16,664	19,879	22,062							
C6/C7	9,280	14,336	17,385	19,550	21,198						
C8/C9	8,169	12,773	15,643	17,738	19,371	20,694					
C10/C11	7,573	11,910	14,661	16,697	18,303	19,620	20,725				
C12/C13	7,037	11,122	13,750	15,720	17,291	18,591	19,692	20,641			
C14/C15	6,737	10,676	13,230	15,156	16,702	17,988	19,083	20,031	20,863		
C16/C17	6,472	10,280	12,764	14,649	16,170	17,441	18,527	19,472	20,304	21,043	

Tableau 13. Valeurs de λ pour la travée de rive.

Câble	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
C1	52,489	49,374	41,725	33,073	23,996	14,675	5,183	4,444	14,189	24,039	
C2/C3	50,342	52,890	49,510								
C4/C5	67,262	68,463	65,153	59,908							
C6/C7	86,820	86,923	83,361	78,165	71,994						
C8/C9	107,167	106,457	102,636	97,401	91,305	84,610					
C10/C11	122,111	120,939	116,955	111,682	105,616	98,993	91,949				
C12/C13	138,917	137,325	133,186	127,874	121,833	115,276	108,326	101,059			
C14/C15	150,078	148,251	144,024	138,690	132,665	126,148	119,254	112,056	104,602		
C16/C17	161,185	159,151	154,849	149,497	143,488	137,009	130,169	123,035	115,654	108,060	

Tableau 14. Valeurs des pertes par recule d'ancrage pour la travée de rive.

Câble	0	5	10	15	20	25	30	35
C1	30,322	32,618	33,396	33,789	34,025	34,183	34,296	
C2/C3	13,461	18,412	21,338					
C4/C5	10,256	14,496	17,236	19,243				
C6/C7	8,753	12,533	15,066	16,979	18,506			
C8/C9	7,922	11,416	13,801	15,631	17,113	18,352		
C10/C11	7,469	10,798	13,091	14,866	16,314	17,533	18,581	

Tableau 15. Valeurs de λ pour la travée centrale

Câble	0	5	10	15	20	25	30	35
C1	52,863	47,775	39,791	31,013	21,870	12,506	2,980	
C2/C3	63,399	63,309	59,444					
C4/C5	95,130	93,755	89,653	84,198				
C6/C7	124,148	121,995	117,629	112,141	105,935			
C8/C9	148,417	145,816	141,287	135,771	129,617	123,000		
C10/C11	164,751	161,909	157,291	151,762	145,639	139,084	132,189	

Tableau 16. Valeur des pertes par recule d'ancrage pour la travée centrale

c) Pertes par raccourcissement élastique du béton dues à une mise en tension des câbles d'une manière non simultanée :

Pertes résultantes des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures précontraintes. La mise en tension des câbles ne peut s'effectuer que câble par câble, la mise en tension d'un deuxième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et du deuxième câble ; de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et les deux premiers câbles et ainsi de suite [4].

Dans la pratique, on admet que la perte de tension à chaque abscisse (x) est égale à :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{n-1}{2n} \sigma_{bn}(n) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Les règles du Béton Précontraint aux Etats Limites (BPEL) proposent la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{1}{2}\sigma_{bj} \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Telles que :

E_{ij} : Module de YOUNG Instantanée béton à 'j' jours, il est égal à $11000\sqrt[3]{f_{cj}}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} = 30.5 \text{ MPa (j=15 jours)}$$

Si la mise de précontrainte est faite après 15 jours, en prendra J=15 jours.

$$\Rightarrow E_{ij} = 34370.47 \text{ MPa}$$

σ_{bj} : Variation de la contrainte dans le béton agissant au centre de gravité des armatures de précontraintes dans la section considérée.

$$\sigma_{bj} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M \cdot e}{I}$$

P : Effort de précontrainte.

M : Moment fléchissant calculé en phase de service.

Travée de rive			Travée centrale		
Voussoirs	$X[m]$	$\Delta\sigma_p(x)[MPa]$	Voussoirs	$X[m]$	$\Delta\sigma_p(x)[MPa]$
VSP	0	3,412	VSP	4,15	1,399
VSP	3	3,768	1	9,15	1,481
1	8	3,842	2	14,15	1,425
2	13	3,839	3	19,15	1,296
3	18	3,749	4	24,15	1,074
4	23	3,530	5	29,15	0,757
5	28	3,173	6	34,15	0,398
6	33	2,656	7	39,15	0,108
7	38	2,014	-	-	-
8	43	1,311	-	-	-
9	48	0,656	-	-	-

Tableau 17. Valeur des pertes par raccourcissement élastique du béton dues une mise en tension des câbles d'une manière non simultanée.

2. Pertes différées :**a) Pertes dues au retrait de béton :**

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton [4].

Ces pertes sont confiées par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot E_p$$

Avec :

ε_r : Le retrait final du béton, $\varepsilon_r = 2.10^{-4}$ pour un climat humide tel que le notre.

$$\Delta\sigma_r = 2.10^{-4} \times 2.10^5 = 40MPa$$

b) Pertes par fluage:

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps. Ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané ε_i à la mise en charge, on constate que la déformation totale augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée [4].

La différence de contrainte développée par le fluage est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_f = \frac{E_p}{E_{ij}} (\sigma_M + \sigma_\infty)$$

Telle que :

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

σ_∞ : Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale telle que:

$$\sigma_\infty \leq 1.5\sigma_M$$

$$D'où : \Delta\sigma_f = 2.5.\sigma_M \frac{E_p}{E_{ij}}$$

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

M : Moment en phase finale ou en phase de service.

e : Excentricité du câble.

P : Effort de précontraint.

Travée de rive			Travée centrale		
Voussoirs	X [m]	$\Delta\sigma_f(x)$ [MPa]	Voussoirs	X [m]	$\Delta\sigma_f(x)$ [MPa]
VSP	0	76,163	VSP	4,15	342,286
VSP	3	25,125	1	9,15	290,977
1	8	64,260	2	14,15	222,916
2	13	160,076	3	19,15	102,798
3	18	259,053	4	24,15	63,951
4	23	205,699	5	29,15	38,416
5	28	42,552	6	34,15	107,345
6	33	83,460	7	39,15	256,180
7	38	164,871	-	-	-
8	43	194,520	-	-	-
9	48	176,295	-	-	-

Tableau 18. Valeur des pertes par fluage.

c) Perte par relaxation des aciers :

L'armature de précontrainte est maintenue, après mise en tension à une longueur constante, elle subit une perte de contrainte par traction, elle est donnée par la formule suivante [4]:

$$\Delta\sigma = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left[\frac{\sigma_{pi}}{f_{preg}} - \mu_0 \right] \sigma_{pi}$$

Telles que :

ρ_{1000} : Relaxation des aciers à 1000 heurs en %, il vaut 5%.

$\mu_0 = 0.30$ Pour les aciers à relaxation normale (RN).

σ_{pi} : Tension initiale après les pertes instantanées.

Nous allons tous d'abord déterminer la contrainte en additionnant toutes les pertes instantanées qui sont calculées précédemment.

Travée de rive			Travée centrale		
Voussoirs	$X[m]$	$\sum \Delta\sigma_{\text{plnst}}(x)[MPa]$	Voussoirs	$X[m]$	$\sum \Delta\sigma_{\text{plnst}}(x)[MPa]$
VSP	0	812,597	VSP	4,15	825,74
VSP	3	855,519	1	9,15	866,53
1	8	892,281	2	14,15	902,056
2	13	924,786	3	19,15	933,508
3	18	953,637	4	24,15	961,413
4	23	979,199	5	29,15	986,171
5	28	1001,782	6	34,15	1008,107
6	33	1021,621	7	39,15	0,108
7	38	1038,968	-	-	-
8	43	1054,101	-	-	-
9	48	0,656	-	-	-

Tableau 19. Valeurs de la somme des pertes instantanées.

$\sum \Delta\sigma_{\text{plnst}}(x)$: Somme des pertes de précontraintes instantanées.

Travée de rive			Travée centrale		
Voussoirs	$X[m]$	$\Delta\sigma(x)[MPa]$	Voussoirs	$X[m]$	$\Delta\sigma(x)[MPa]$
VSP	0	0,3878	VSP	4,15	0,413
VSP	3	0,4706	1	9,15	0,493
1	8	0,5464	2	14,15	0,567
2	13	0,6172	3	19,15	0,637
3	18	0,6831	4	24,15	0,701
4	23	0,7439	5	29,15	0,761
5	28	0,7994	6	34,15	0,815
6	33	0,8495	7	39,15	0,000
7	38	0,8945	-	-	-
8	43	0,9346	-	-	-
9	48	0,0006	-	-	-

Tableau 20. Valeurs des pertes dues à la relaxation des aciers.

4. Vérification des contraintes :

L'objectif de ce paragraphe est de vérifier l'ensemble des contraintes engendré par l'application de l'effort de précontrainte.

Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

1) Vérification des contraintes normales :

En phase de construction, on est amené à vérifier que [4] :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{M \times v'}{I} - \frac{P.e.v'}{I} \leq \overline{\sigma_{Cl}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{M \times v}{I} + \frac{P.e.v}{I} \geq \overline{\sigma_{TS}}$$

Avec :

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 gravité à la fibre supérieure.

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

$\overline{\sigma_{TS}}$: Contrainte admissible de traction, elle est nulle dans le cas de précontrainte de classe I

$\overline{\sigma_{Cl}}$: Contrainte admissible de compression.

$$\overline{\sigma_{Cl}} = \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{MPa}$$

Et $\overline{\sigma_{TS}} = \overline{\sigma_{bt}} = 0 \text{MPa}$ (Classe I).

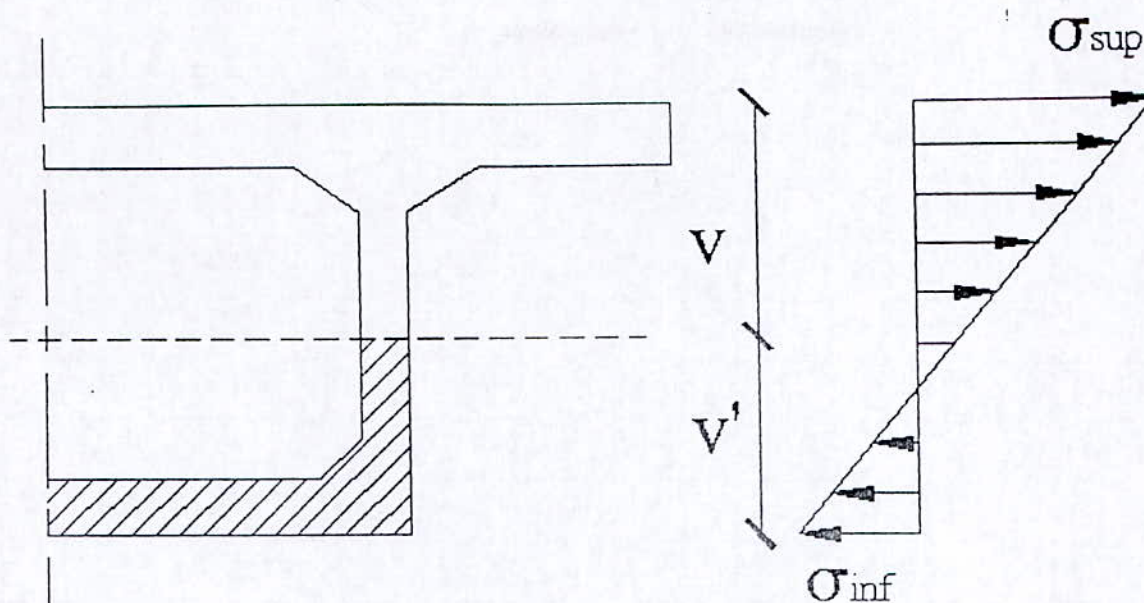


Figure 19. Diagramme des contraintes

1.1. Vérification des contraintes inférieurs :

a) Travée de rive :

$S [m^2]$	$P [t]$	P/S	$M [t.m]$	$V [m]$	$I [m^4]$	$M.V/I$	$e [m]$	$P.e.V/I$	$\sigma_{inf} [MPa]$ $\times 10^{-2}$
8,53	13203,42	1547,880	36201,3	1,65	17,126	3487,805	1,525	1939,922	-0,0023
8,2	12732,4	1552,732	32621,8	1,499	14,604	3348,403	1,374	1795,671	-0,0002
7,904	11371,46	1438,697	27108,8	1,362	12,347	2990,377	1,237	1551,678	-0,0023
7,644	10028,81	1311,985	22141,9	1,243	10,355	2657,883	1,118	1345,898	-0,0005
7,418	8699,35	1172,735	17704,83	1,138	8,629	2334,928	1,013	1162,192	-0,0007
7,227	7370,12	1019,804	13780,94	1,051	7,169	2020,333	0,926	1000,529	-0,0006
7,07	6031,88	853,165	10356,66	0,978	5,974	1695,483	0,853	842,317	-0,0006
6,948	4682,68	673,961	7420,57	0,923	5,045	1357,619	0,798	683,656	-0,0014
6,862	3351,79	488,457	4963,53	0,882	4,381	999,277	0,757	510,820	-0,0004
6,809	2105,42	309,211	2978,7	0,858	3,983	641,658	0,733	332,445	-0,0019
6,792	1050,04	154,600	1461,53	1,078	3,85	409,228	0,709	208,454	-0,0017
13,73	294,35	21,438	409,71	1,727	60,6	11,676	0,685	5,746	-0,0085

Tableau 21. Valeurs des contraintes inférieures aux niveaux des voussoirs de la travée de rive.

b) Travée centrale :

$S [m^2]$	$P [t]$	P/S	$M [t.m]$	$V [m]$	$I [m^4]$	$M.V/I$	$e [m]$	$P.e.V/I$	$\sigma \text{ inf } [MPa]$ $\times 10^{-2}$
8,53	5412,67	634,54	14840,51	1,65	17,126	1429,81	1,525	795,26	0,00002
8,0082	4697,78	586,62	11761,89	1,441	13,706	1236,60	1,316	649,98	-0,00005
7,701	3810,31	494,78	8565,08	1,263	10,795	1002,10	1,138	507,32	-0,00001
7,387	2938,23	397,76	5902,81	1,116	8,392	784,98	0,991	387,22	-0,00006
7,139	2103,59	294,66	3754,68	0,998	6,497	576,75	0,873	282,09	0,00009
6,957	1320,06	189,75	2102,26	0,912	5,111	375,12	0,787	185,38	-0,00010
6,842	640,71	93,64	931,43	0,856	4,233	188,35	0,731	94,71	-0,00002
6,794	167,20	24,61	232,47	0,832	3,863	50,07	0,707	25,46	-0,00010

Tableau 22. Valeurs des contraintes inférieures aux niveaux des voussoirs de la travée centrale (demie travée).

Remarque :

On remarque, d'après les tableaux 21 et 22 que les contraintes trouvées sont légèrement inférieures à zéro ce qui nous permet de considérer les résultats trouvés admissibles.

III.1.2. Vérification de la contrainte supérieure :

$S[m^2]$	$P[t]$	$P/S[MPa]$	$M[t.m]$	$V'[m]$	$I[m^4]$	$M.V'/I[t/m^2]$	$e[m]$	$P.e.V/I[t/m^2]$	$\sigma \text{ sup} \times 10^{-2}$ MPa
8,53	13203,42	1547,880	36201,3	1,5	17,126	3170,73	1,525	1156,44	356,217
8,2	12732,4	1552,732	32621,8	1,5	14,604	3350,63	1,374	1307,76	359,560
7,904	11371,46	1438,697	27108,8	1,514	12,347	3324,10	1,237	1394,38	336,842
7,644	10028,81	1311,985	22141,9	1,554	10,355	3322,88	1,118	1505,05	312,982
7,418	8699,35	1172,735	17704,83	1,622	8,629	3327,99	1,013	1635,22	286,50
7,227	7370,12	1019,804	13780,94	1,716	7,169	3298,65	0,926	1764,14	255,322
7,07	6031,88	853,165	10356,66	1,838	5,974	3186,39	0,853	1855,81	218,375
6,948	4682,68	673,961	7420,57	1,986	5,045	2921,15	0,798	1843,37	175,175
6,862	3351,79	488,457	4963,53	2,162	4,381	2449,47	0,757	1654,09	128,384
6,809	2105,42	309,211	2978,7	2,364	3,983	1767,92	0,733	1249,61	82,752
6,792	1050,04	154,600	1461,53	2,594	3,85	984,72	0,709	707,481	43,184
13,73	294,35	21,438	409,71	2,85	60,6	19,26	0,685	13,8432	2,686

Tableau 23. Valeurs des contraintes supérieures aux niveaux des voussoirs de la travée de rive.

$S[m^2]$	$P[t]$	P/S	$M[t.m]$	$V'[m]$	$I[m^4]$	$M.V'/I$	$e[m]$	$P.e.V/I$	$\sigma \text{ sup} [MPa]$ $\times 10^{-2}$
8,53	5412,67	634,54	14840,51	2,85	17,126	2469,66	1,525	900,7	220,347
8,0082	4697,78	586,62	11761,89	2,505	13,706	2149,68	1,316	858,6	187,771
7,701	3810,31	494,78	8565,08	2,212	10,795	1755,07	1,138	780,8	146,908
7,387	2938,23	397,76	5902,81	1,97	8,392	1385,67	0,991	689,7	109,368
7,139	2103,59	294,66	3754,68	1,781	6,497	1029,26	0,873	576,6	74,727
6,957	1320,06	189,75	2102,26	1,642	5,111	675,39	0,787	424,1	44,104
6,842	640,71	93,64	931,43	1,556	4,233	342,38	0,731	235,5	20,051
6,794	167,20	24,61	232,47	1,52	3,863	91,47	0,707	65,79	5,029

Tableau 24. Valeurs des contraintes supérieures aux niveaux des voussoirs de la travée centrale (demie travée).

Remarque :

On remarque, d'après le tableau ci-dessus que les contraintes trouvées sont inférieures à la contrainte admissible

CHAPITRE VII :

Etude de la Stabilité
du fléau au cours de
la construction.

Introduction :

En majeure partie la stabilité des fléaux dépend de la stabilité des piles vis-à-vis des moments de renversement à la tête de la pile qui sont dus à la non simultanée de la mise en place des voussoirs, le problème est d'autant plus aigu que les portées du tablier sont importantes. Pour une pile haute et flexible même si le tablier est à une longueur modérée, le problème de stabilité se pose toujours, l'encastrement permanent du tablier sur la pile constitue la solution la plus efficace, parfois un dispositif de stabilité provisoire est nécessaire tel que l'encastrement provisoire à l'aide de la précontrainte verticale [7].

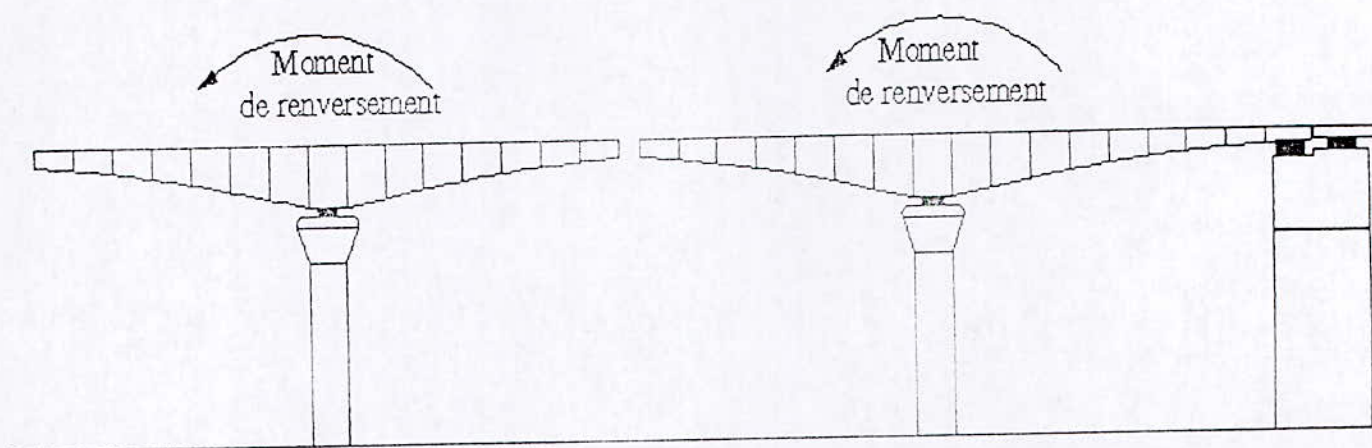


Figure 20. Schémas d'un fléau

1. Calcul du moment et effort tranchant de renversement vis-à-vis du poids propre des voussoirs :

La stabilité d'un fléau est basée sur la dernière phase du coulage des voussoirs (avant clavage), les sollicitations à prendre en compte sont les moments qui sont dus au poids propre de chaque voussoir [6]:

a) Le poids propre du fléau :

Travée de rive			Travée centrale		
Voussoirs	$X[m]$	$G[t]$	Voussoirs	$X[m]$	$G[t]$
VSP	0	179,988	VSP	4,15	226,045
VSP	3	179,988	1	9,15	212,2173
1	8	180,4385	2	14,15	204,0765
2	13	181,843	3	19,15	195,7555
3	18	184,122	4	24,15	189,1835
4	23	187,355	5	29,15	184,3605
5	28	191,5155	6	34,15	181,313
6	33	196,577	7	39,15	180,041
7	38	202,566	-	-	-
8	43	209,456	-	-	-
9	48	217,3	-	-	-

Tableau 25. Valeurs du poids propre pour chaque voussoir.

Le poids total de la travée de rive est égal à $G=2337,194t$

Le poids total de la travée centrale est égal à $G=1572,992t$

Le poids propre des fléaux est tout d'abord évalué suivant le schéma d'exécution. On calcule pour chaque demi fléau des valeurs majorées $G_{\max}=1.03G$ et des valeurs minorées $G_{\min}=0.98G$ de façon à obtenir le déséquilibre le plus défavorable [6].

Telle que :

- Travée de rive :

$$G_{\max} = 1.03G = 1.03 \times 2337,194 = 2407.31t$$

$$G_{\min} = 0.98G = 0.98 \times 2337,194 = 2290.45t$$

• Travée centrale :

$$G_{\max} = 1.03G = 1.03 \times 1572,992 = 1620.18t$$

$$G_{\min} = 0.98G = 0.98 \times 1572,992 = 1541.463t$$

b) Evaluation du centre de gravité pour la travée de rive et la travée centrale :

Le centre de gravité peut être évalué par la formule suivante :

$$\sum G_i \times X_i = G_T \times X_G \Rightarrow X_G = \frac{\sum G_i \times X_i}{G_T}$$

Travée de rive				Travée de centrale			
Voussoirs	X[m]	G[t]	X _i × G _i [t.m]	Voussoirs	X[m]	G[t]	X _i × G _i [t.m]
VSP	0,000	179,988	0,000	VSP	4,150	226,045	938,087
VSP	3,000	179,988	539,964	1	9,150	212,217	1941,788
1	8,000	180,439	1443,508	2	14,150	204,077	2887,682
2	13,000	181,843	2363,959	3	19,150	195,756	3748,718
3	18,000	184,122	3314,196	4	24,150	189,184	4568,782
4	23,000	187,355	4309,165	5	29,150	184,361	5374,109
5	28,000	191,516	5362,434	6	34,150	181,313	6191,839
6	33,000	196,577	6487,041	7	39,150	180,041	7048,605
7	38,000	202,566	7697,508	-	-	-	-
8	43,000	209,456	9006,608	-	-	-	-
9	48,000	217,300	10430,400	-	-	-	-
		Σ = 2111.149	Σ = 50954,783			Σ = 1572,992	Σ = 32699,610
		X _G = 24,136m				X _G = 20,788m	

Tableau 26. Evaluation du centre de gravité

c) Evaluation des moments et efforts tranchants :

a. Travée de rive :

$$M_{G_{\max}} = 24.136 \times 2407.31 = 100315.015t.m$$

$$T_{G_{\max}} = 2407.31t$$

$$M_{G_{\min}} = 24.136 \times 2290.45 = 95445.342t.m$$

$$T_{G_{\min}} = 2290.45t$$

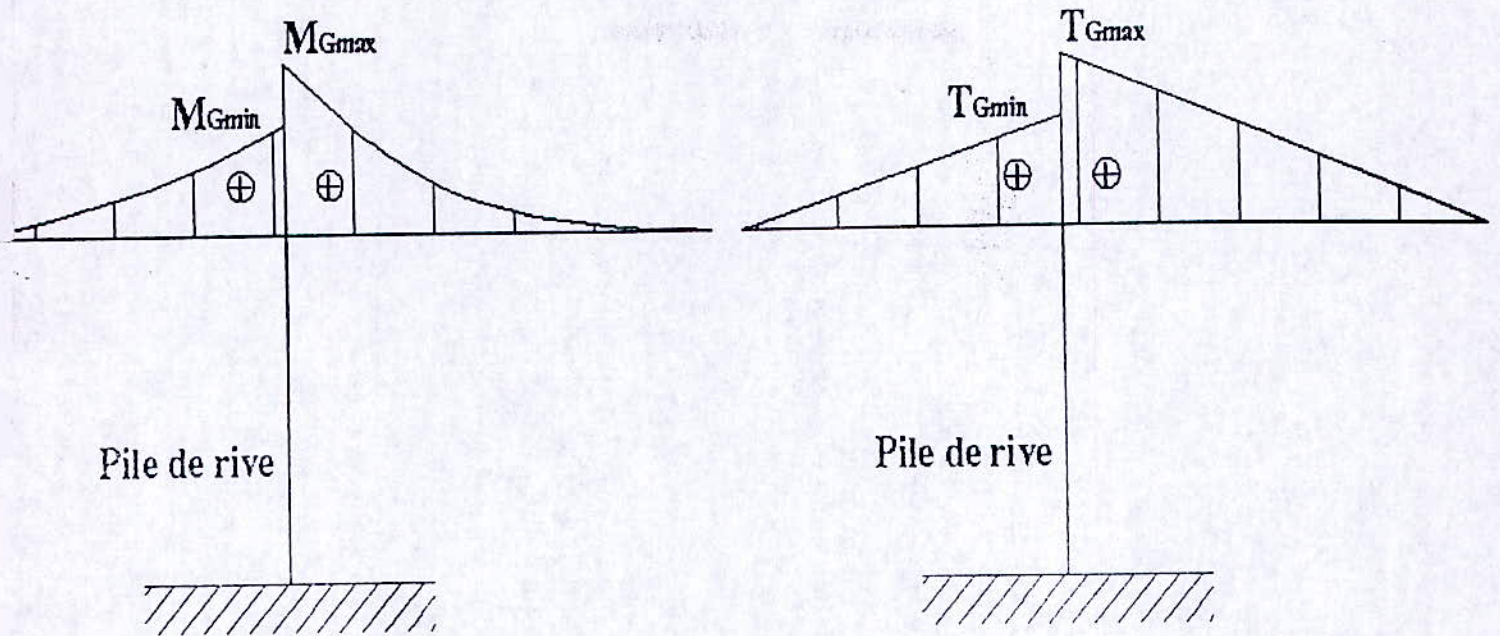


Figure 11. Diagramme du moment et de l'effort tranchant d'un fléau de la pile de rive.

- Travée centrale :

$$M_{G_{max}} = 1620.18 \times 20.788 = 64807.20 t.m$$

$$T_{G_{max}} = 1620.18 t$$

$$M_{G_{min}} = 1541.463 \times 20.788 = 61618.52 t.m$$

$$T_{G_{min}} = 1541.463 t$$

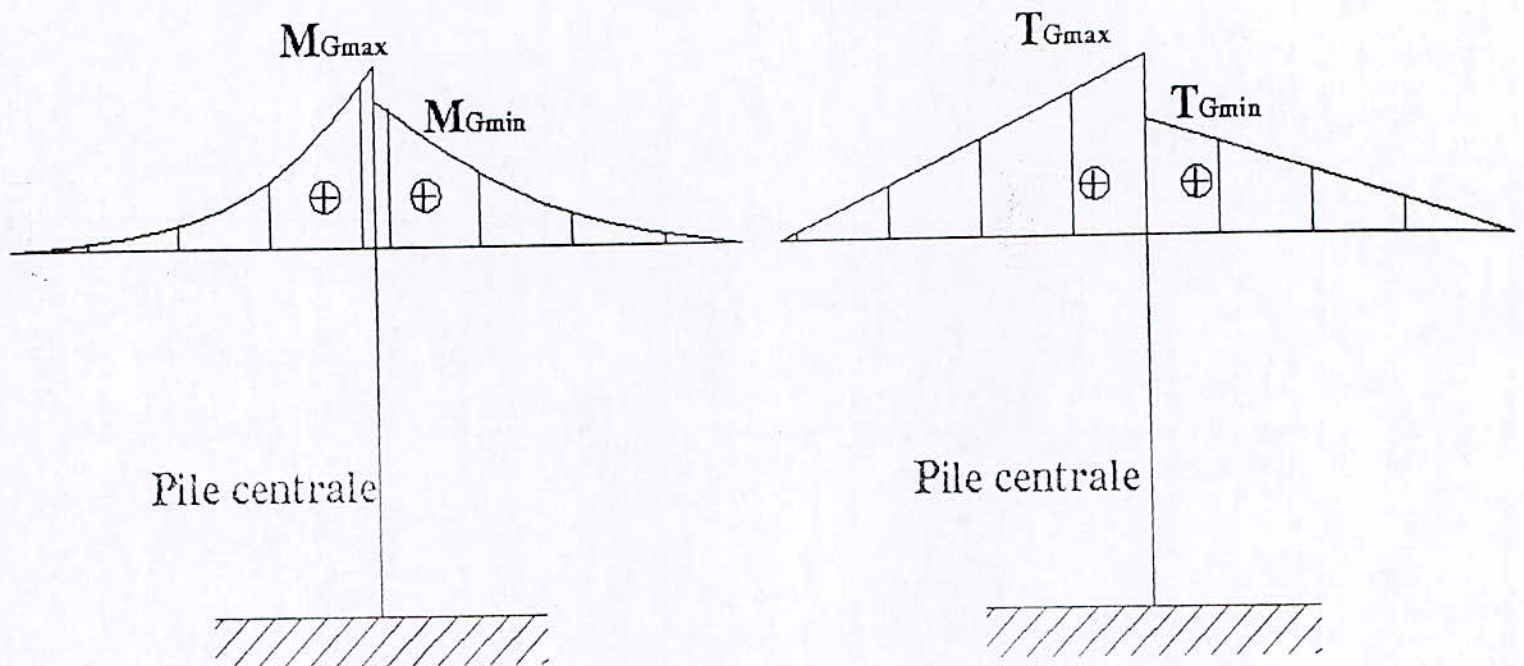


Figure 22. Diagramme du moment et de l'effort tranchant d'un fléau de la pile de rive.

2. Calcul du moment de renversement vis-à-vis des surcharges de chantier :

Une charge uniformément répartie vaut: $q = 0.53t/ml$, elle correspond aux divers matériels du chantier (compresseur, pompe, vibreur, armatures, câbles, gaine, ouvriers), une autre charge concentrée correspond au matériels de bétonnage, elle est estimée à $5t$ [6].

Le moment correspondant à ces charges est évalué comme suit :

$$M(x) = 0.53 \frac{x^2}{2} + 5x$$

$$T(x) = 0.53x + 5$$

3. Calcul du moment de renversement vis-à-vis de la surcharge du vent:

Une charge est uniformément répartie, est de valeur $q = 0.233t/ml$

$$M(x) = 0.233 \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 0.233x$$

4. Calcul du moment de renversement vis-à-vis des actions accidentelles :

Elle correspond à une chute de d'un équipage mobile lors de son déplacement en engendrant un moment de renversement considérable, c'est donc une charge concentré majoré de 2, le moment et l'effort tranchant aura les expressions suivantes : $M = 60x$ et $T = 60t$ [6].

5. Les combinaisons d'action [6] :

$$1^{\text{er}} \text{ Combinaison : } 0.9(G_{\max} + G_{\min}) + 1.25Q_C$$

$$2^{\text{eme}} \text{ Combinaison : } 1.1(G_{\max} + G_{\min}) + 1.25Q_C$$

$$3^{\text{eme}} \text{ Combinaison : } 0.9(G_{\max} + G_{\min}) + Q_C + F_a$$

$$4^{\text{eme}} \text{ Combinaison : } 1.1(G_{\max} + G_{\min}) + Q_C + F_a$$

Avec :

Q_C : Charge d'exploitation du chantier et celle du vent

F_a : Force accidentelle

Parmi les combinaisons les sollicitations les plus défavorables sont :

Le moment de renversement : $M_R = 13364.33t.m$

La réaction d'appui : $R = 844.07t$

2. Etude de l'encastrement :

L'encastrement provisoire est réalisé par une précontrainte verticale et des câbles provisoires (en béton ou en acier) disposé entre le tablier et la pile, la force de la précontrainte provisoire est déterminée par la condition d'équilibre suivante [4]:

$$\Sigma M_{I_0} = 0 \Rightarrow M_R - F \times v' = 0 \quad (\text{Pour le voussoir sur pile})$$

$$V' = 2.85m \Rightarrow F_p = \frac{M_R}{v'} = \frac{13364.33}{2.85} = 4689.24t$$

$$\text{Le nombre de câble : } N = \frac{F_p}{F_0}$$

Avec : F_0 est la force de précontrainte utile d'un câble 1T15, tendu à 50% de sa tension.

$$F_0 = 180t$$

$$N = \frac{4689.24t}{180} = 26 \text{ Câble.}$$

Après solidarisation des fléaux entre eux, le joint sera libéré en supprimant la précontrainte provisoire et en la remplaçant par un vérin hydraulique.

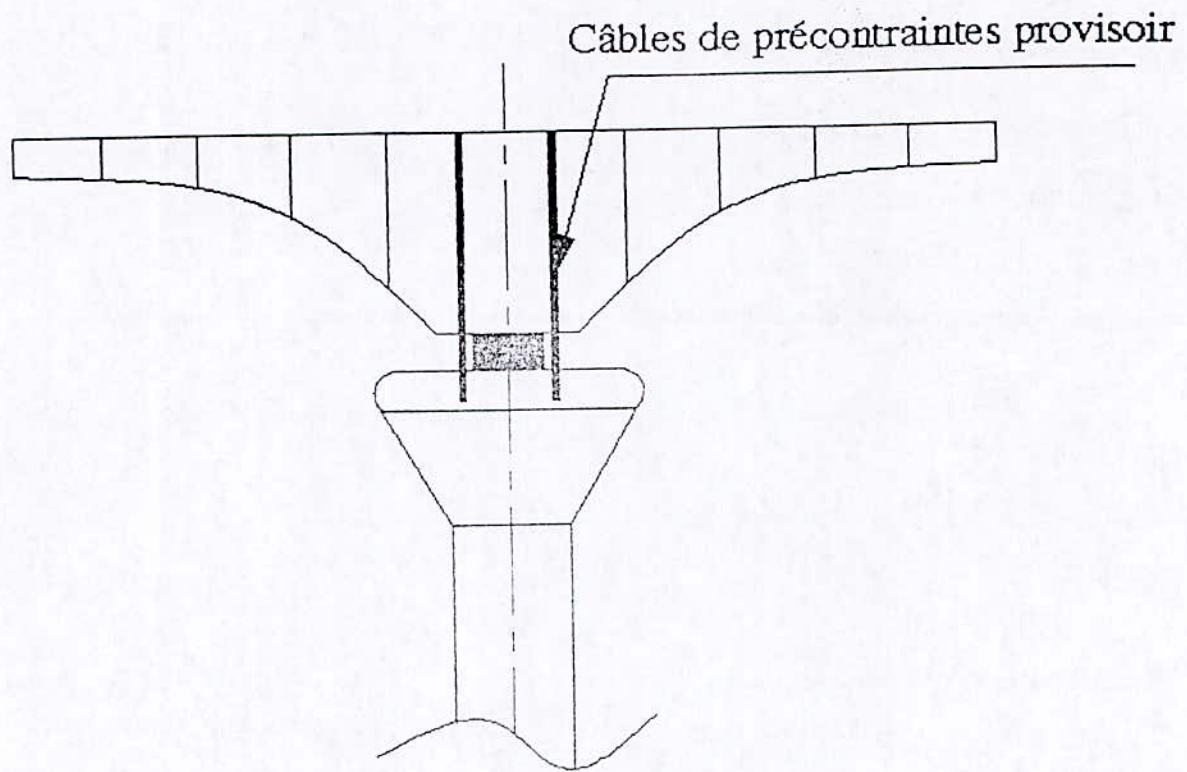


Figure23.Schéma de la précontrainte provisoire

CHAPITRE VIII :

Calcul des
solllicitations de
l'ouvrage en phase de
service.

Introduction :

En phase de service, le calcul des sollicitations est un peu compliqué, vu qu'en ne travail plus en système isostatiques, mais en un système hyperstatique, la méthode la plus appropriée pour déterminer les sollicitations est la méthode des forces, mais tout d'abord, on doit déterminer les différentes charges et surcharges qui agissent sur notre tablier.

1. Calcul des sollicitations en phase de service :

Dans notre étude, les sollicitations dues aux différentes surcharges que supporte le pont une fois en service sont:

- Poids propre.
- Superstructure (trottoirs, chaussée, ... etc.)
- Surcharge d'exploitation A(L), B, convoies D.
- Surcharges des trottoirs
- Fluage.
- Gradient thermique.

a) Sollicitations dues aux poids propre :

Les sollicitations qu'engendre le poids propre sur le pont en service sont déjà calculées, il suffira d'ajouter les sollicitations qui sont mentionnées dans le paragraphe précédant.

1. Sollicitations dues à la superstructure :

Cette charge est uniforme et répartie le long du tablier du pont.

Tel que $Q_s = 4.6747t / ml$.

Cette charge est appliquée le long du tablier du pont.

Pour le calcul du moment fléchissant, on a à faire à un système hyper statique, le calcul du moment se fera comme précédemment c'est-à-dire méthode des forces.

Présentation de la méthode :

Dans le calcul des systèmes hyperstatiques par la méthode des forces, les équations s'écrivent sous une forme canonique, toute en convertissant le système hyperstatique en un système isostatique [9].

Si le système possède n inconnus surabondant, qui assure le calcul s'écrit sous la forme générale suivante :

$$\begin{aligned} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \dots + \delta_{1n}X_n + \Delta_{1F} &= 0 \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \dots + \delta_{2n}X_n + \Delta_{2F} &= 0 \\ \dots & \\ \delta_{n1}X_1 + \delta_{n2}X_2 + \dots + \delta_{nn}X_n + \Delta_{nF} &= 0 \end{aligned}$$

δ_{11} : Déplacement du point d'application de la première inconnue superflue dans la direction propre sous l'action de la valeur unitaire de celle inconnue.

$\delta_{11}X_1$: Déplacement du même point dans la même direction provoqué par la force X_1

Δ_{1F} : Déplacement de ce même point dans la direction dû la charge du système.

En finale on aura :

Pour des raisons de symétrie, on s'est limité à quatre inconnues, tel qu'ils sont représentés dans la figure ci-dessous :

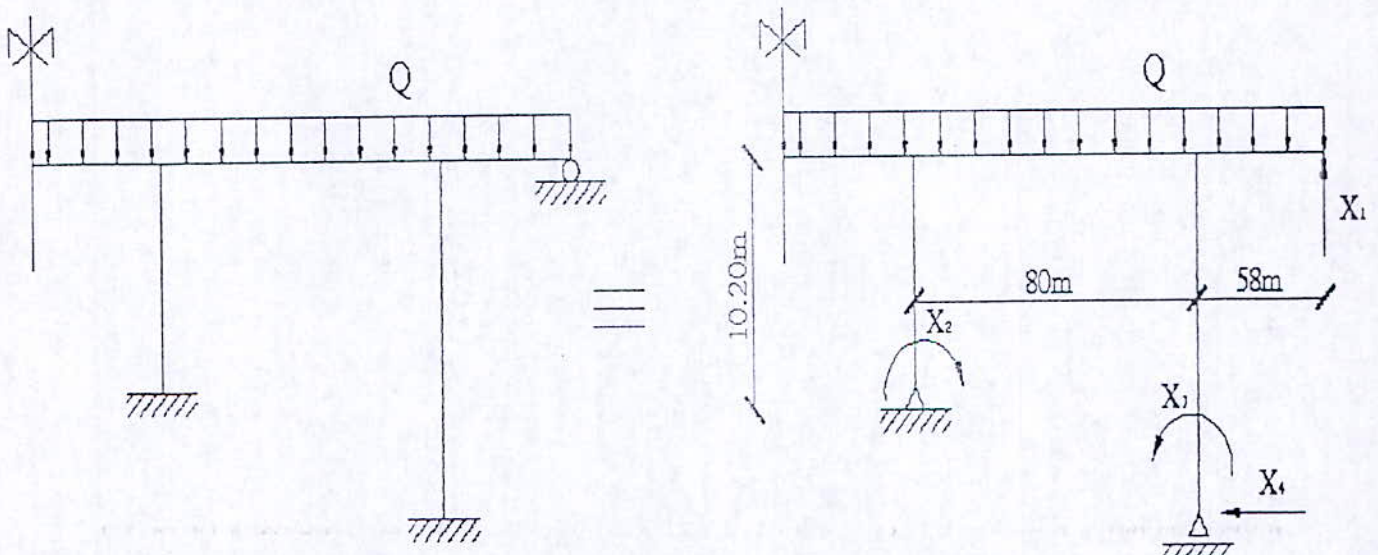


Figure 23. L'équivalent du système hyperstatique selon la méthode des force

Les équations du système :

$$\begin{cases} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \delta_{13}X_3 + \delta_{14}X_4 + \Delta_{1Q} = 0 \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \delta_{23}X_3 + \delta_{24}X_4 + \Delta_{2Q} = 0 \\ \delta_{31}X_1 + \delta_{32}X_2 + \delta_{33}X_3 + \delta_{34}X_4 + \Delta_{3Q} = 0 \\ \delta_{41}X_1 + \delta_{42}X_2 + \delta_{43}X_3 + \delta_{44}X_4 + \Delta_{4Q} = 0 \end{cases} \quad \text{Équation 1}$$

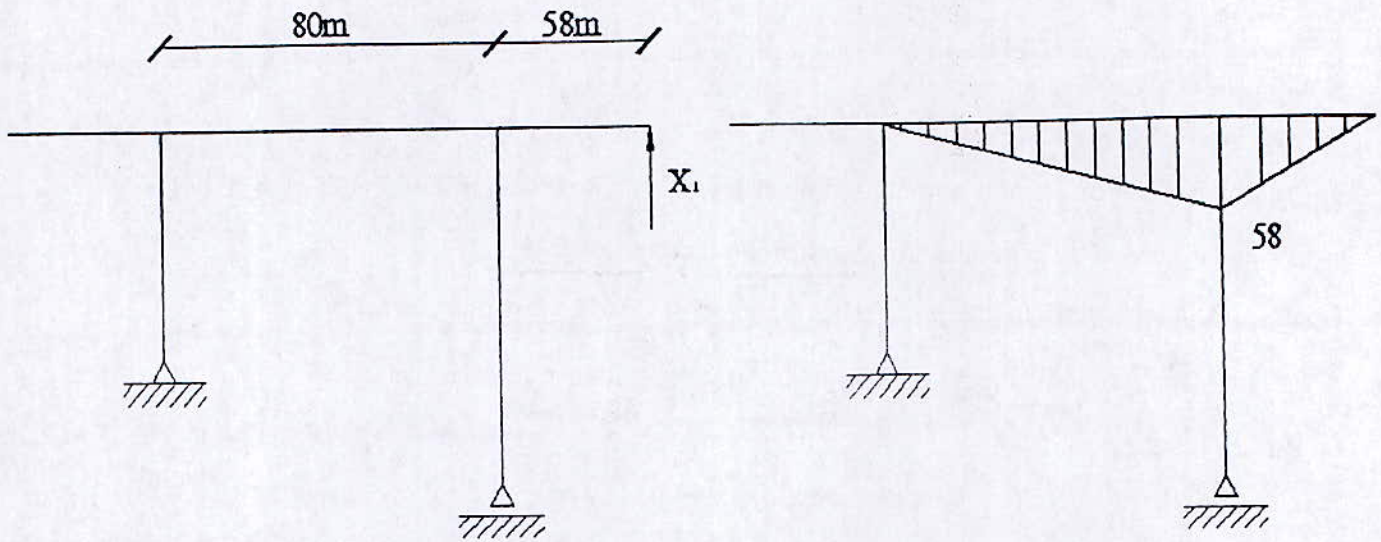


Figure 14. Diagramme du moment unitaire dû à la force virtuelle X_1 .

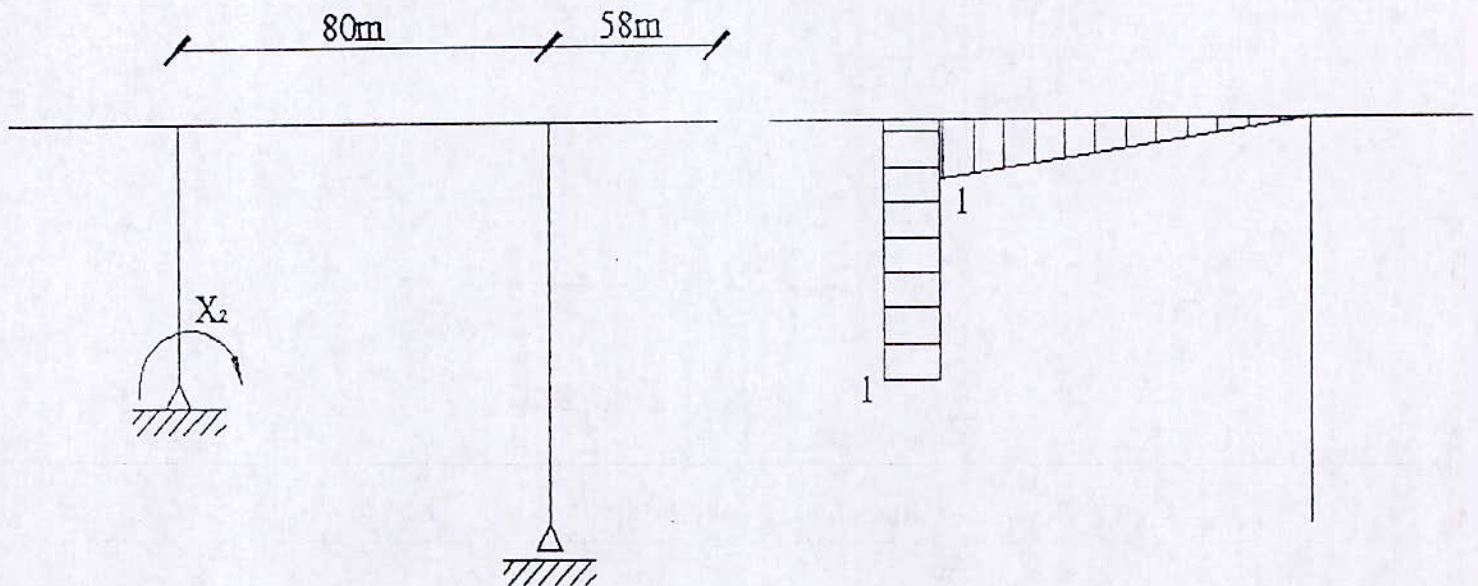


Figure 25. Diagramme du moment unitaire dû au moment virtuelle X_2

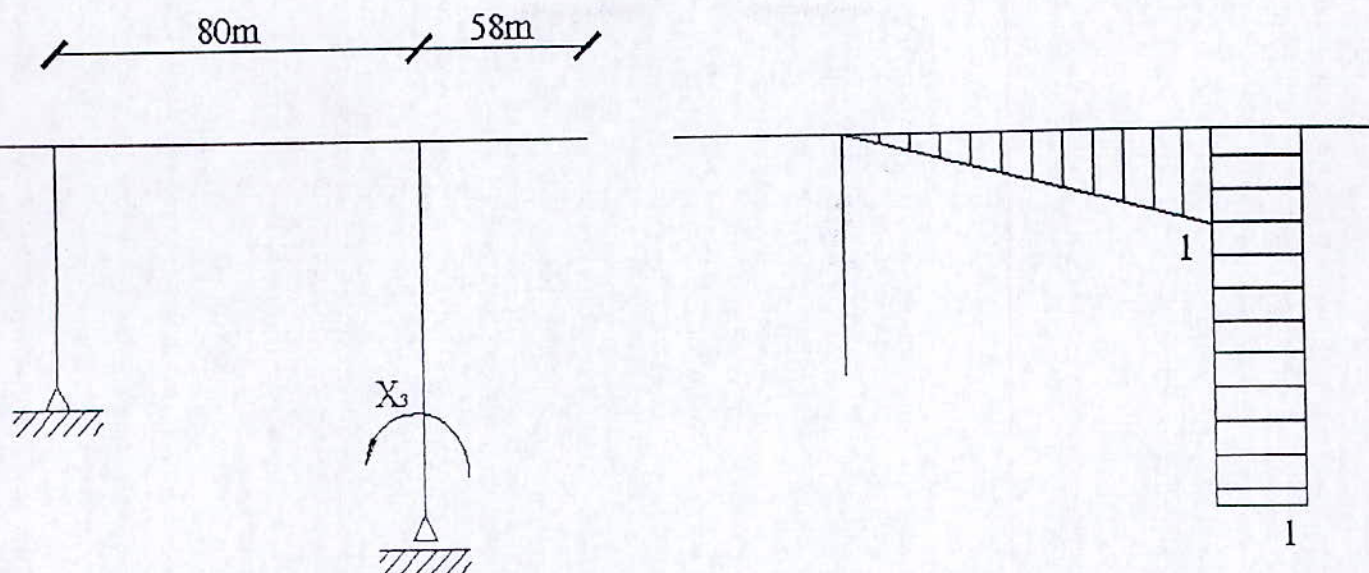


Figure 26. Diagramme du moment unitaire dû au moment virtuelle X_3

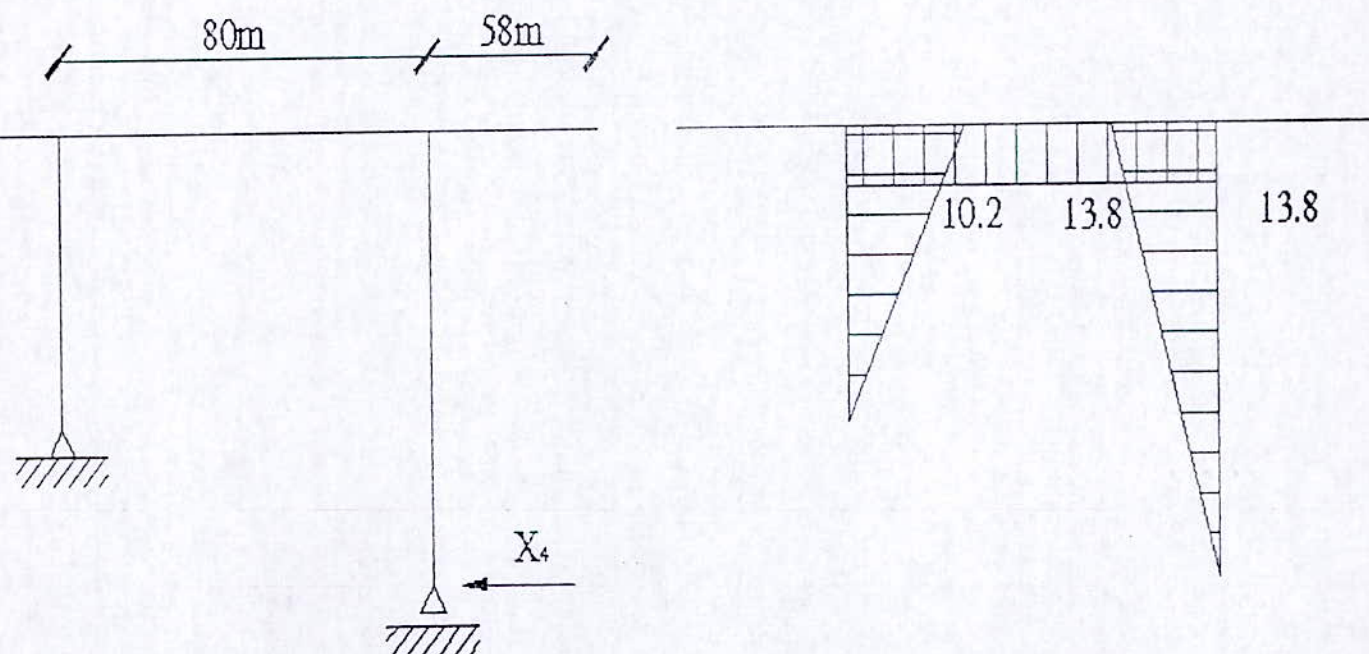


Figure 27. Diagramme du moment unitaire dû à la force virtuelle X_4

Calcul des X_i :

- Travée de rive :

Pour le calcul des X_i nous devons résoudre le système d'équation 1, et pour cela il faut tout d'abord déterminer les δ_{ij} tel que :

$$E\delta_{11} = \int_0^{58} \frac{x^2}{I(x)} dx + \int_0^{80} \left(\frac{58}{80}\right) \frac{x^2}{I(x)} dx$$

Où :

$I(x)$: Inertie du tablier qui suit une lois de variation parabolique en fonction de la longueur.

$$E\delta_{11} = \int_0^5 \frac{x^2}{I_C} dx + \int_5^{56.5} \frac{x^2}{I(x)} dx + \int_{56.5}^{68} \frac{x^2}{I_P} dx + \int_{56.5}^{80} \left(\frac{58}{80}\right)^2 \frac{x^2}{I(x)} dx$$

$$E\delta_{11} = \int_0^5 \frac{x^2}{3.85} dx + \int_5^{56.5} \frac{x^2}{5.10^{-3}.x^2 + 3.85} dx + \int_{56.5}^{68} \frac{x^2}{17.126} dx + \int_{56.5}^{80} \left(\frac{58}{80}\right)^2 \frac{x^2}{5.10^{-3}.x^2 + 3.85} dx$$

$$\Rightarrow \delta_{11} = 16042.7$$

$$E\delta_{22} = \int_0^{0.2} \frac{1}{I_{pile}} dx + \int_5^{80} \left(\frac{1}{80}\right)^2 \cdot \frac{x^2}{I(x)} dx$$

$$E\delta_{22} = \int_0^{0.2} 0.26 dx + \int_5^{80} \left(\frac{1}{80}\right)^2 \cdot \frac{x^2}{5.10^{-3}.x^2 + 3.85} dx$$

$$\Rightarrow \delta_{22} = 4.18$$

$$E\delta_{33} = \int_0^{13.8} \frac{1}{I_{pile}} dx + \int_5^{80} \left(\frac{1}{80}\right)^2 \cdot \frac{x^2}{I(x)} dx = \int_0^{13.8} \frac{1}{3.82} + \int_0^{80} \left(\frac{1}{80}\right)^2$$

$$E\delta_{33} = \int_0^{13.8} \frac{1}{3.82} + \int_0^{80} \left(\frac{1}{80}\right)^2 \frac{x^2}{5.10^{-3}.x^2 + 3.85} dx$$

$$\Rightarrow \delta_{33} = 5.01$$

$$E\delta_{44} = \int_0^{0.2} \frac{x^2}{I_{pile}} dx + \int_5^{13.8} \frac{x^2}{I_{pile}} dx + \int_0^{80} \frac{(13.80)^2}{I(x)} dx$$

$$E\delta_{44} = \int_0^{0.2} 0.26.x^2 dx + \int_5^{13.8} 0.26.x^2 dx + \int_0^{80} \frac{(13.80)^2}{5.10^{-3}.x^2 + 3.85} dx$$

$$\Rightarrow \delta_{44} = 2017.54$$

$$E\delta_{12} = E\delta_{21} = \int_0^{80} \left(\frac{58}{80}\right) \times \left(\frac{1}{80}\right) \frac{x^2}{I(x)} dx$$

$$E\delta_{12} = E\delta_{21} = \int_0^{80} \left(\frac{58}{80}\right) \times \left(\frac{1}{80}\right) \frac{x^2}{5.10^{-3}.x^2 + 3.85} dx$$

$$\Rightarrow \delta_{12} = \delta_{21} = 82.77$$

$$E\delta_{13} = E\delta_{31} = \int_0^{80} \left(\frac{58}{80}\right) \times \left(\frac{1}{80}\right) \frac{x^2}{5.10^{-3}.x^2 + 3.85} dx$$

$$\Rightarrow \delta_{12} = \delta_{21} = \delta_{13} = \delta_{31} = 82.77$$

$$E\delta_{14} = E\delta_{41} = \int_0^{80} \left(\frac{58}{80}\right) \times \left(\frac{1}{80}\right) \frac{13.8x}{5.10^{-3}.x^2 + 3.85} dx$$

$$\Rightarrow \delta_{14} = \delta_{41} = 2.23.10^3$$

$$E\delta_{23} = E\delta_{32} = \int_0^{80} \left(\frac{1}{80}\right)^2 \frac{x^2}{5.10^{-3}.x^2 + 3.85} dx$$

$$\Rightarrow \delta_{23} = \delta_{32} = 1.43$$

$$E\delta_{24} = E\delta_{42} = \int_0^{80} \left(\frac{1}{80}\right) \frac{13.8x}{5.10^{-3}.x^2 + 3.85} dx + \int_0^{10.2} \frac{x}{3.82} dx$$

$$\Rightarrow \delta_{24} = \delta_{42} = 1256.05$$

$$E\delta_{34} = E\delta_{43} = \int_0^{80} \left(\frac{1}{80}\right) \frac{13.8x}{5.10^{-3}.x^2 + 3.85} dx + \int_0^{10.2} \frac{x}{3.82} dx$$

$$\Rightarrow \delta_{24} = \delta_{42} = \delta_{34} = \delta_{43} = 1256.05$$

$$\Delta_{1Q} = 2 \int_0^{38.86} \frac{58}{80} \cdot \frac{18.97.x^2}{I(x)} dx + \int_{38.86}^{41.14} \frac{58.x}{80} \cdot \frac{18.97.x - 8.34.(x - 38.86)^2}{I(x)} dx$$

$$\Rightarrow \Delta_{1Q} = 72789.77$$

$$\Delta_{2Q} = 2 \int_0^{38.86} \frac{1}{80} \cdot \frac{18.97.x^2}{I(x)} dx + \int_{38.86}^{41.14} \frac{x}{80} \cdot \frac{18.97.x - 8.34.(x - 38.86)^2}{I(x)} dx$$

$$\Rightarrow \Delta_{2Q} = 1256.05$$

$$\Delta_{3Q} = 2 \int_0^{38.86} \frac{1}{80} \cdot \frac{18.97.x^2}{I(x)} dx + \int_{38.86}^{41.14} \frac{x}{80} \cdot \frac{18.97.x - 8.34.(x - 38.86)^2}{I(x)} dx$$

$$\Rightarrow \Delta_{3Q} = 1256.05$$

$$\Delta_{3Q} = 2 \int_0^{38.86} 13.8 \cdot \frac{18.97.x^2}{I(x)} dx + \int_{38.86}^{41.14} 13.8 \cdot \frac{18.97.x - 8.34.(x - 38.86)^2}{I(x)} dx$$

$$\Rightarrow \Delta_{4Q} = 58814.95$$

On résout le système d'équation suivant :

$$\begin{cases} 16042.7 X_1 + 82.77 X_2 + 82.77 X_3 + 2.23 \cdot 10^3 X_4 + 727893.77 = 0 \\ 82.77 X_1 + 4.18 X_2 + 1.43 X_3 + 52.02 X_4 + 1256.04 = 0 \\ 82.77 X_1 + 1.43 X_2 + 5.01 X_3 + 63.25 X_4 + 1256.05 = 0 \\ 2.23 \cdot 10^3 X_1 + 52.02 X_2 + 63.25 X_3 + 2017.54 X_4 + 58814.95 = 0 \end{cases}$$

Après résolution du système, on trouve :

$$\begin{cases} X_1 = -14.26t \\ X_2 = 237.5t.m \\ X_3 = 270.2t.m \\ X_4 = -27.98t \end{cases}$$

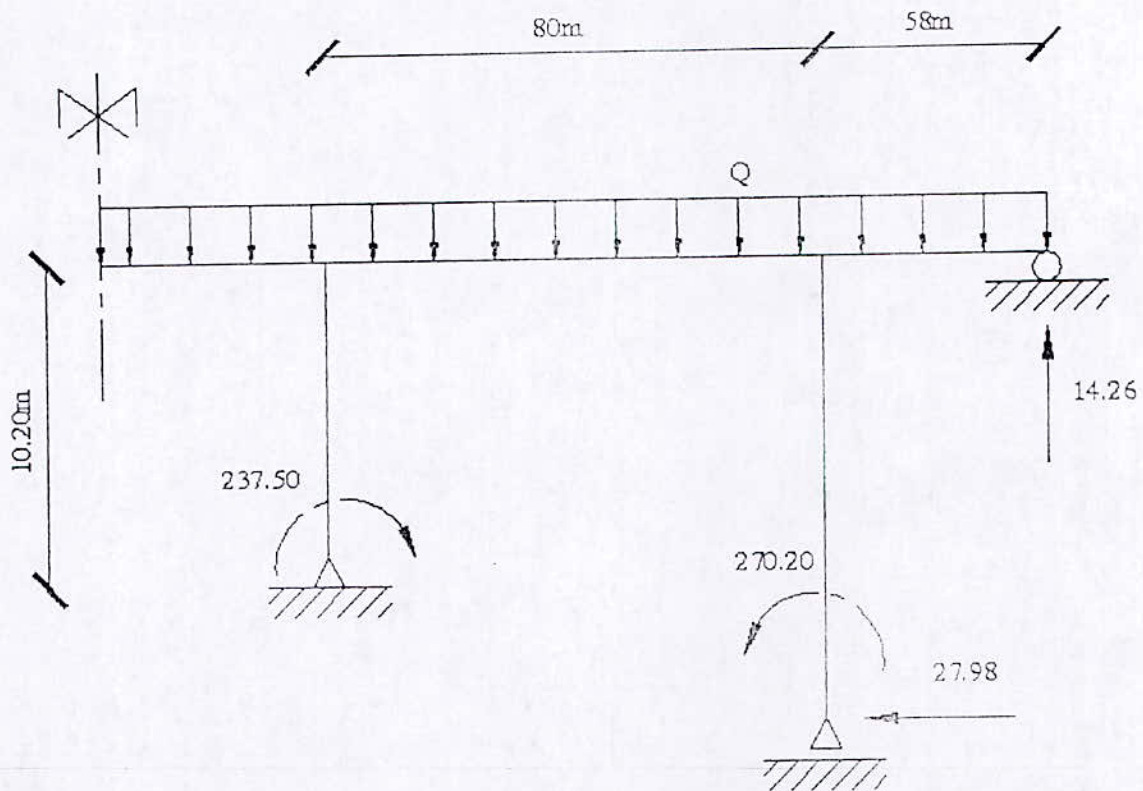


Figure 28. Sollicitations agissant sur le portique du pont.

Expression du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

- Travée de rive :

Sous l'effet de la charge Q , poids propre soit elle ou surcharge d'exploitation, on peut écrire les équations du moment et de l'effort tranchant, tel que :

$$M(x) = 14.26x - Qx^2$$

$$T(x) = 14.26 - Qx$$

- Travée centrale :

$$M(x) = 14.26 \times 58 - Q(58)^2 - Qx^2$$

$$T(x) = 14.26 - Q \times 58 - Qx$$

a) Sollicitations dues au poids propre :

Les moments pour chaque tronçon de voussoir sont donnés par le tableau ci-dessous :

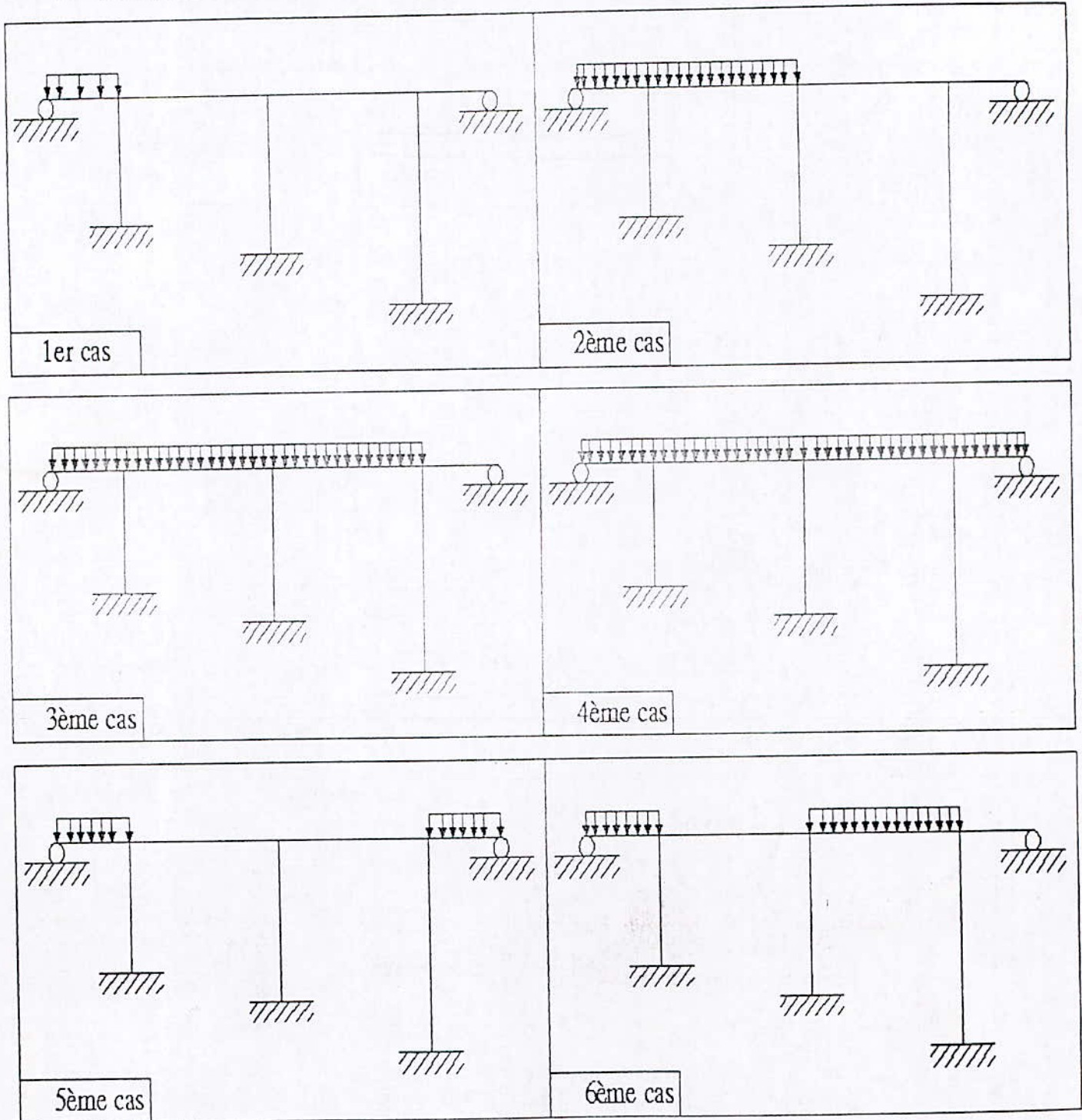
Travée de rive			Travée centrale		
Voussoirs	$X[m]$	$M[t.m]$	Voussoirs	$X[m]$	$M[t.m]$
VSP	0	-3005.89	VSP	0	-3063.56
VSP	3	-2464.75	1	4.15	-2326.93
1	8	-1656.75	2	9.15	-1546.24
2	13	-964.81	3	14.15	-882.42
3	18	-390.14	4	19.15	-335.47
4	23	67.67	5	24.15	94.62
5	28	408.60	6	29.15	407.84
6	33	632.67	7	34.15	604.19
7	38	739.87	8	39.15	683.67
8	43	730.20	9	41.425	681.15
9	48	603.67	10	46.425	590.60
10	53	360.27	11	51.425	383.17
11	58	0	12	56.425	58.88
-	-	-	13	61.425	-382.28
-	-	-	14	66.425	-940.31
-	-	-	15	71.425	-1615.21
-	-	-	16	76.425	-2406.97
-	-	-	17	80.00	-3044.73

Tableau 27. Moment fléchissant sous la charge de la superstructure.

b) Sollicitations dues à la surcharge d'exploitation A(L) :

Etant donnée que la charge d'exploitation A(L) agit sur la travée du pont comme une charge uniformément répartie, afin de connaître le cas de chargement le plus défavorable ou le moment fléchissant aura son maximum nous avons étudié 9 cas possible de chargement .

$$A = 10.83992t / ml$$



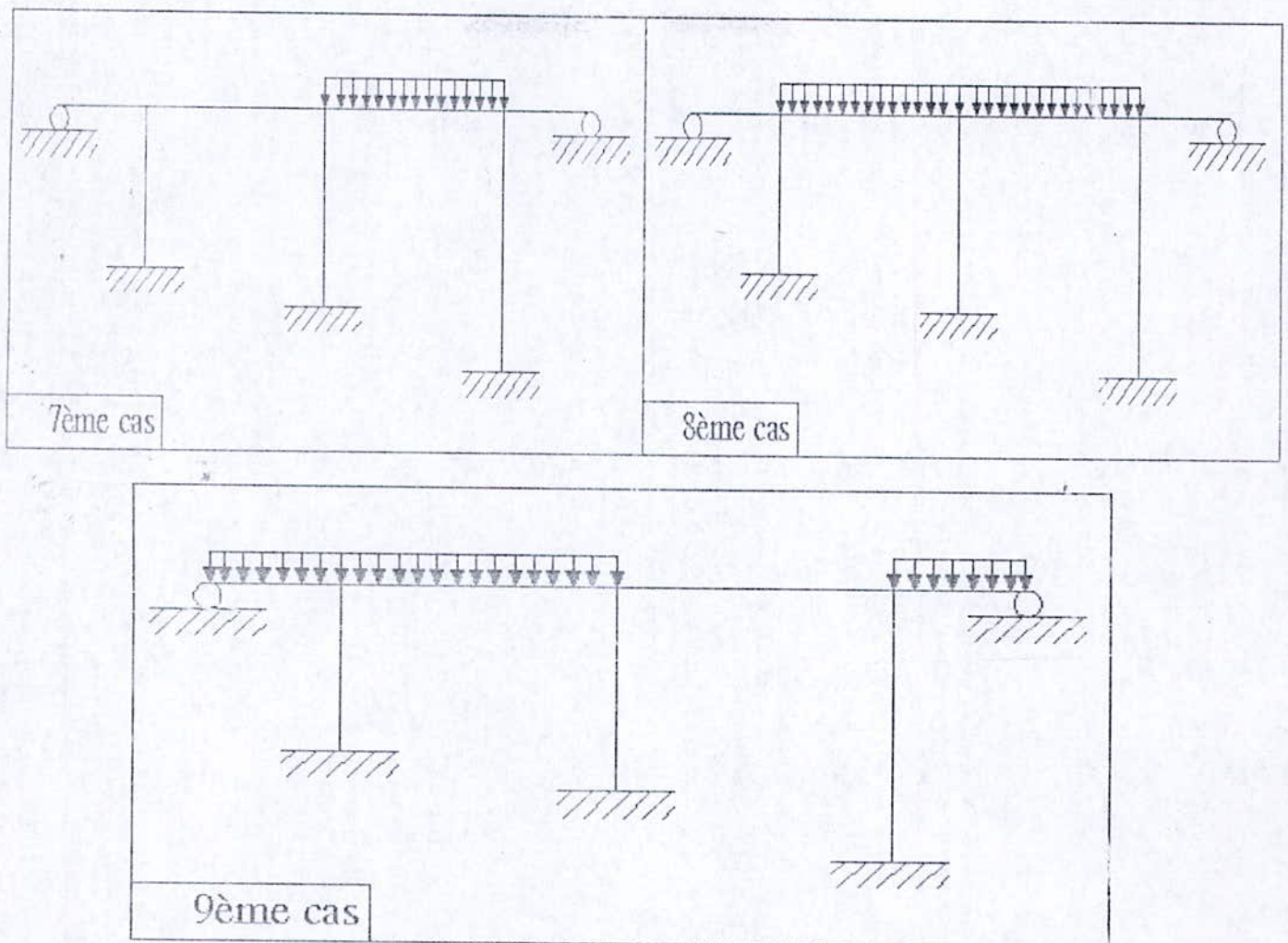


Figure 29. Les 9 cas de chargements dans le cas de la surcharge $\Delta(L)$.

On va déterminer pour chaque cas de chargement le moment correspondant afin de déterminer le cas le plus défavorable pour chaque travée.

1 ^{ère} travée de rive									
$X[m]$	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5	Cas 6	Cas 7	Cas 8	Cas 9
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	1023,64	836,91	854,58	835,29	994,98	1031,94	17,66	-159,7	817,62
8	1773,78	1402,83	1438,16	1399,57	1718,97	1792,88	35,33	-319,39	1364,25
13	2250,42	1697,75	1750,74	1692,86	2171,95	2282,82	52,99	-479,09	1639,87
18	2453,56	1721,67	1791,32	1715,16	2353,94	2501,76	70,65	-638,79	1644,5
23	2383,20	1474,59	1562,91	1466,45	2264,94	2449,71	88,32	-798,48	1378,14
28	2039,24	956,52	1062,5	964,75	1904,93	2126,66	105,98	-958,18	840,77
33	1421,98	167,45	291,09	156,05	1273,93	1532,61	123,64	-1117,88	32,41
38	531,12	-892,62	-751,31	-905,64	371,93	667,57	141,31	-1277,57	-1046,95
43	-633,24	-2223,69	-2064,72	-2238,34	-801,07	-468,48	158,97	-1437,57	-2397,31
48	-2071,10	-3825,75	-3649,12	-3842,03	-2245,06	-1875,48	176,63	-1596,97	-4018,66
53	-3782,46	-5698,81	-5504,51	-5716,72	-3960,06	-3553,55	194,3	-1756,66	-5944,02
58	-4940,56	-6952,73	-6747,83	-6971,61	-5119,13	-4690,45	204,9	-1852,48	-7176,51

Tableau 18. Moment fléchissant sur la première travée de rive.

1 ^{ère} travée centrale									
$X[m]$	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5	Cas 6	Cas 7	Cas 8	Cas 9
0	-1894,26	-8354,88	-7168,29	-7095,90	-1804,53	-690,33	1186,59	-5291,37	-8282,49
4,15	-1728,12	-6489,40	-5460,01	-5388,70	-1641,00	-682,91	1029,39	-3747,71	-6418,09
9,15	-1527,95	-4489,80	-3649,81	-3579,80	-1443,96	-673,97	840,00	-2135,84	-4419,80
14,15	-1327,78	-2761,20	-2110,60	-2041,90	-1246,93	-665,03	650,60	-794,97	-2692,50
19,15	-1127,62	-1303,59	-842,39	-774,99	-1049,90	-656,09	461,20	274,91	-1236,20
24,15	-927,45	-116,99	154,82	220,92	-852,87	-647,15	271,81	1073,78	-50,89
29,15	-727,28	798,62	881,04	945,83	-655,84	-638,21	82,41	1601,66	863,41
34,15	-527,11	1443,24	1336,25	1399,74	-458,80	-629,27	-106,98	1858,54	1506,72
39,15	-326,95	1816,85	1520,47	1582,66	-261,77	-620,34	-296,38	1844,43	1879,03
41,43	-235,87	1897,14	1514,59	1576,18	-172,12	-616,27	-382,55	1748,30	1958,73
46,43	-35,70	1876,46	1304,51	1364,79	24,91	-607,33	-571,95	-1339,88	1936,74
51,43	164,64	1584,77	823,43	882,41	221,94	-598,39	-761,35	660,47	1643,76
56,43	364,63	1022,09	71,35	129,35	418,94	-589,45	-950,74	-289,95	1079,77
61,43	564,80	188,41	-951,73	-892,35	616,01	-580,51	-1140,14	-1511,36	244,79
66,43	764,80	-916,27	-2245,87	-2190,73	813,04	-571,57	-1329,53	-3003,76	-861,19
71,43	965,13	-2291,27	-3810,87	-3757,10	1010,07	-562,63	-1518,93	-4767,17	-2238,17
76,43	1165,30	-3939,61	-5646,94	-5594,47	1207,10	-533,69	-1708,32	-6801,17	-3886,15
80	1308,42	-5282,13	-7125,88	-7074,34	1347,98	-547,30	-1843,74	-8422,32	-5230,60

Tableau 29. Moment fléchissant sur la première travée centrale

2 ^{ème} travée centrale									
X[m]	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5	Cas 6	Cas 7	Cas 8	Cas 9
0	-167,51	-1628,43	-8159,94	-7060,26	933,71	-6697,49	-6531,52	-7993,97	-537,72
4,15	-149,91	-1509,78	-6553,45	-5581,39	823,52	-5192,21	-5043,67	-6404,91	-528,7
9,15	-125,30	-1343,85	-6553,98	-3745,41	669,41	-3319,29	-3195,13	-4414,82	-550,28
14,15	-100,70	-1177,91	-2795,51	-2180,43	515,30	-1717,38	-1647,60	-2694,74	-562,8
19,15	-76,09	-1011,98	-1323,04	-866,45	361,19	-386,46	-311,06	-1247,65	-575,39
24,15	-51,48	-846,04	-121,57	136,53	207,08	673,46	724,48	-70,56	-587,9
29,15	-26,88	-680,11	808,91	888,51	52,97	1462,39	1489,02	835,54	-600,50
34,15	-2,27	-514,17	1468,39	1369,50	-101,13	1980,31	1982,56	1470,64	-613,1
39,15	22,34	-348,24	1856,87	1579,49	-255,24	2227,24	2205,11	1834,74	-615,6
41,43	33,53	-272,74	1943,92	1585,33	-325,36	2249,89	1126,66	1910,70	-631,0
46,43	58,14	-106,80	1938,10	1401,02	-479,47	2102,52	2044,91	1880,50	-643,1
51,43	82,75	59,13	1161,29	945,71	-633,58	1684,15	1602,16	1579,30	-656,44
56,43	107,35	225,07	1113,47	219,41	-787,69	994,78	888,41	1007,10	-669,1
61,43	131,35	391,00	294,66	-777,90	-941,80	34,41	-96,34	163,91	-681,55
66,43	156,57	556,94	-795,15	-2046,20	-1095,91	-1196,95	-1352,09	-950,29	-691,1
71,43	181,17	722,87	-2155,96	-3585,50	-1250,02	-2699,31	-2878,83	-2335,47	-706,67
76,43	205,78	888,81	-3787,76	-5395,79	-1404,13	-4472,67	-4676,57	-3991,66	-719,2
80	226,21	1026,53	-5347,97	-7104,15	-1532,04	-6150,37	-6374,50	-5572,11	-729,65

Tableau 30. Moment fléchissant sur la deuxième travée centrale

2 ^{ème} travée de rive									
$X[m]$	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5	Cas 6	Cas 7	Cas 8	Cas 9
0	-225,80	225,13	-2111,38	-6970,20	-5081,56	-2560,25	-2336,52	-1887,65	-4633,68
3	-214,12	213,49	-2002,17	-5715,38	-3925,37	-2427,82	-2215,66	-1790,01	-3499,72
8	-194,66	194,08	-1820,16	-3840,81	-2213,53	-2207,11	-2014,24	-1627,28	-1826,57
13	-175,19	174,67	-1638,14	-2237,24	-772,69	-1986,40	-1812,81	-1464,55	-424,43
18	-155,72	155,26	-1456,12	-904,67	367,16	-1765,69	-1611,39	-1301,83	706,72
23	-136,26	135,86	-1274,11	156,91	1296,00	-1544,98	-1409,97	-1139,10	1566,87
28	-116,79	116,45	-1092,09	947,48	1923,85	-1324,27	-1208,54	-976,37	2156,03
33	-97,33	97,04	-910,08	1467,06	2280,56	-1103,56	-1007,12	-813,64	2474,18
38	-77,86	77,63	-728,06	1715,65	2366,56	-882,84	-805,69	-650,91	2521,34
43	-58,40	58,22	-546,05	1693,23	2181,42	-662,13	-604,27	-488,18	2297,50
48	-38,93	38,82	-364,03	1399,82	1725,27	-441,42	-402,85	-325,46	1802,67
53	-19,47	19,41	-182,02	835,41	998,14	-220,71	-201,42	-162,73	1036,83
58	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tableau 31. Moment fléchissant sur la deuxième travée de rive

c) Sollicitations dues à la surcharge B:

Les charges B qui correspondent à 3 systèmes distincts sont :

$$B_c = 132t$$

$$B_r = 10t.$$

$$B_c = 64t$$

d) Les surcharges militaires :

$$D = 240t$$

e) Charges de la super structure :

- Poids propre du trottoir :

$$S_{\text{trottoir}} = 2.475t/ml$$

- Poids de la couche du bitume :

$$S_{\text{bitume}} = 1.232t/ml$$

- Poids du dispositif de sécurité :

$$S_{ds} = 0.18t/ml.$$

- Poids de la corniche :

Le poids de la corniche est de $G_c = 0.7875t/ml$

La charge total de superstructure :

La charge total de la superstructure est obtenue en additionnant à la fois le poids du trottoir, le poids de la couche du bitume et le poids du dispositif de sécurité.

$$S_{ss} = S_{\text{trottoir}} + S_{\text{bitume}} + S_{ds} + S_c = 2.475 + 1.232 + 0.18 + 0.7875 = 4.6745t/ml$$

$$S_{ss} = 4.6747t/ml.$$

f) Sollicitations dues au gradient thermique:

On appelle conventionnellement gradient thermique la différence de température qui s'établit journallement entre fibre supérieure et inférieure d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement.

On admet toujours que l'extrados est plus chaud que l'intrados.

Les valeurs caractéristiques pour le gradient thermique sont :

$\Delta\theta = 5^\circ C$: Valeur suffisamment fréquente pour qu'elle soit cumulable avec les charges permanentes et les surcharges.

La répartition exacte de la température θ dans un ouvrage suit des lois complexes, à titre de simplification, on assimile cette répartition à une variation linéaire produisant les mêmes effets globaux.

Le calcul se résume à la détermination du moment de flexion produit par le gradient thermique $\Delta\theta$ dans une poutre continue à intrados parabolique [4].

Le moment développé par le gradient thermique est constant sur toute la longueur de la travée est donné par la relation suivante :

$$M = \frac{E}{E_a + E_b} \int_0^L \frac{\lambda \Delta\theta}{h(x)} \left(1 - \frac{x}{L}\right) dx$$

Déterminant les caractéristiques mécaniques E_a, E_b :

Détermination des caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques mécaniques des d'un élément d'une travée d'un pont sont donnée par les expressions suivantes :

$$E_a = \int_0^L \left(1 - \frac{x}{L}\right)^2 \frac{dx}{I(x)}$$

$$E_b = \int_0^L \frac{x}{L} \left(1 - \frac{x}{L}\right) \frac{dx}{I(x)}$$

$$E_c = \int_0^L \left(\frac{x}{L}\right)^2 \frac{dx}{I(x)}$$

a) Travée de rive :

L'inertie est donnée par :

Pour $0 < x < L_c \Rightarrow I_1 = I_c$

Pour $L_c < x < L_T - L_c : I(x) = \frac{I_P - I_C}{(L_T - L_C)^2} x^2 + I_C$

Les caractéristiques mécaniques et les valeurs sont :

$$E_a = 3.4921.$$

$$E_b = 1.2283.$$

$$E_c = 1.5823.$$

b) Travée centrale:

L'inertie est donnée par :

Pour $0 < x < L_C \Rightarrow I_I = I_C$

$$\text{Pour } 0 < x < L_T \Rightarrow : I(x) = \frac{4(I_P - I_C)}{(L_T)} x \left(\frac{x}{L_T} - 1 \right) + I_P$$

$$E_a = 3.2929.$$

$$E_b = 2.1526.$$

$$E_c = 3.2991.$$

λ : Coefficient de dilatation du béton il est égale à $10^{-5} [^{\circ}\text{C}]$

$h(x)$ Hauteur du tablier qui suit une loi parabolique.

E_a, E_b : Caractéristiques géométriques

$$E = 37000 \sqrt[3]{35} = 1.2 \times 10^7 \text{ t/m}^2$$

Calcul du moment :

1- Travée de rive :

$$h(x) = 8.6 \cdot 10^{-4} x^2 + 2.35 [m]$$

Pour la travée de rive $E_a = 3.4921$, $E_b = 1.2283$

L'expression du moment deviendra :

$$M = 127.12 \int_0^{58} \frac{1}{8.6 \cdot 10^{-4} x^2 + 2.35} \left(1 - \frac{x}{58} \right) dx = 1344.98 \text{ t.m}$$

2- Travée centrale :

$$h(x) = 0.1075 \cdot x \cdot \left(\frac{x}{80} - 1 \right) + 4.5$$

Pour la travée de rive $E_a = 3.2929$, $E_b = 2.1526$

$$M = 110.18 \int_0^{80} \frac{1}{0.1075 \cdot x \cdot \left(\frac{x}{80} - 1 \right) + 4.5} \left(1 - \frac{x}{80} \right) dx = 539.43 \text{ t.m}$$

g) Sollicitations dues à la redistribution du fluage :

Le fluage du béton entraîne dans les structures hyperstatiques une modification progressive dans le temps de notre structure, les déformations différées du béton se trouvant d'autant plus en travée [4].

Le fluage du béton est un phénomène très complexe, ainsi on évaluera la sollicitation dû au fluage par :

$$S_f = \frac{1}{2}(S_2 - S_1)$$

S_1 : Sollicitations résultant du calcul élastique phase par phase.

S_2 : Sollicitation dans l'ouvrage supposé entièrement coulé sur cintre

Dans le cas d'un ouvrage construit par encorbellement on prends seulement les sollicitations résultant du calcul élastique phase par phase, et sous cet effet une contrainte de compression est estimé à $1.5MPa$.

Le moment développé sous l'effet du fluage est donné par l'expression suivante :

$$M_f = \frac{I_0}{V_i} \sigma^* \text{ avec } \sigma^* : \text{contrainte développée par le fluage, elle vaut } 1.5 \text{ MPa sous } S_1$$

I_0 : Moment d'inertie de la section à la clé.

V_i : Distance de la fibre moyenne à l'intrados.

$$M_f = \frac{17,126}{1,65} \times 150 = 1557 t.ml$$

CHAPITRE IX :

Etude de la
précontrainte en phase
de service.

Introduction :

La précontrainte de continuité est destinée à réaliser la continuité de l'ouvrage par la reprise des sollicitations de service, elle sera évaluée en fonction des efforts suivants :

- Poids propre qui est évalué en fonction de la cinématique de construction.
- La superstructure supposée coulée en une seule phase.
- La surcharge routière avec la combinaison du gradient thermique 5°C
- Moment hyperstatique de la précontrainte.

Comme dans l'étude de la précontrainte du fléau, après la détermination des sollicitations nous allons procéder à la :

- Détermination des efforts de précontraintes et schémas de câblage.
- Calcul des pertes de précontraintes.
- Vérification des contraintes.

1. Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions à prendre en considération sont les combinaisons exceptionnelles pour les justifications à l'état limite de service [4].

On se limitera dans notre étude à exposer la combinaison qui nous mènera au cas le plus défavorable pour lequel les sollicitations seront maximums :

$$G + 1.2Q + 0.5\Delta\theta(5^\circ)$$

G : Poids propre du tablier et poids de la superstructure.

Q : Les différents surcharges ; A (L), B, D.

$\Delta\theta(5^\circ)$: L'effet du gradient thermique à 5°C.

1ère travée de rive		1ère travée centrale		2ème travée centrale		2ème travée de rive	
$X[m]$	$M[t.m]$	$X[m]$	$M[t.m]$	$X[m]$	$M[t.m]$	$X[m]$	$M[t.m]$
0	-43396,67	0	-41799,075	0	-39600,335	0	-44069,35
3	-35833,38	4,15	-33120,015	3,575	-32246,185	3	-36548,92
8	-24018,43	9,15	-23562,735	8,575	-22802,475	8	-24773,75
13	-13173,97	14,15	-12262,985	13,575	-14316,295	13	-13969,06
18	-3635,94	19,15	-7300,385	18,575	-6767,265	18	-4470,91
23	3774,9	24,15	-556,485	23,575	-136,935	23	2899,94
28	9072,13	29,15	5282,805	28,575	5588,785	28	8157,18
33	11623,96	34,15	9872,955	33,575	10065,365	33	11151,42
38	11921,95	39,15	12382,595	38,575	12461,435	38	11409,43
43	10488	41,425	12297,545	40,85	12324,705	43	9935,52
48	8163,46	46,425	9896,475	45,85	9810,065	48	7570,95
53	4950,53	51,425	5414,895	50,85	5214,915	53	4318,03
58	672,49	56,425	-315,845	55,85	-629,385	58	0
-	-	61,425	-6951,175	60,85	-7378,295	-	-
-	-	66,425	-14505,205	65,85	-15045,895	-	-
-	-	71,425	-22996,395	70,85	-23650,655	-	-
-	-	76,425	-32445,105	75,85	-33212,945	-	-
-	-	80	-39802,845	80	-41896,145	-	-

Tableau32.Moments fléchissant selon la combinaison du BPEL

Remarque :

Les moments fléchissant dans le tableau précédent pour un système hyperstatique sont calculés par la méthode des forces.

2. Détermination de la précontrainte de continuité :

Le chargement du tablier par son poids propre et les surcharges, permet de prendre en compte deux cas de figures pour la détermination de l'effort de précontrainte.

a) Section sous critique:

C'est lorsque la condition l'excentricité e se trouve dans le fuseau de passage définit dans la figure 30.

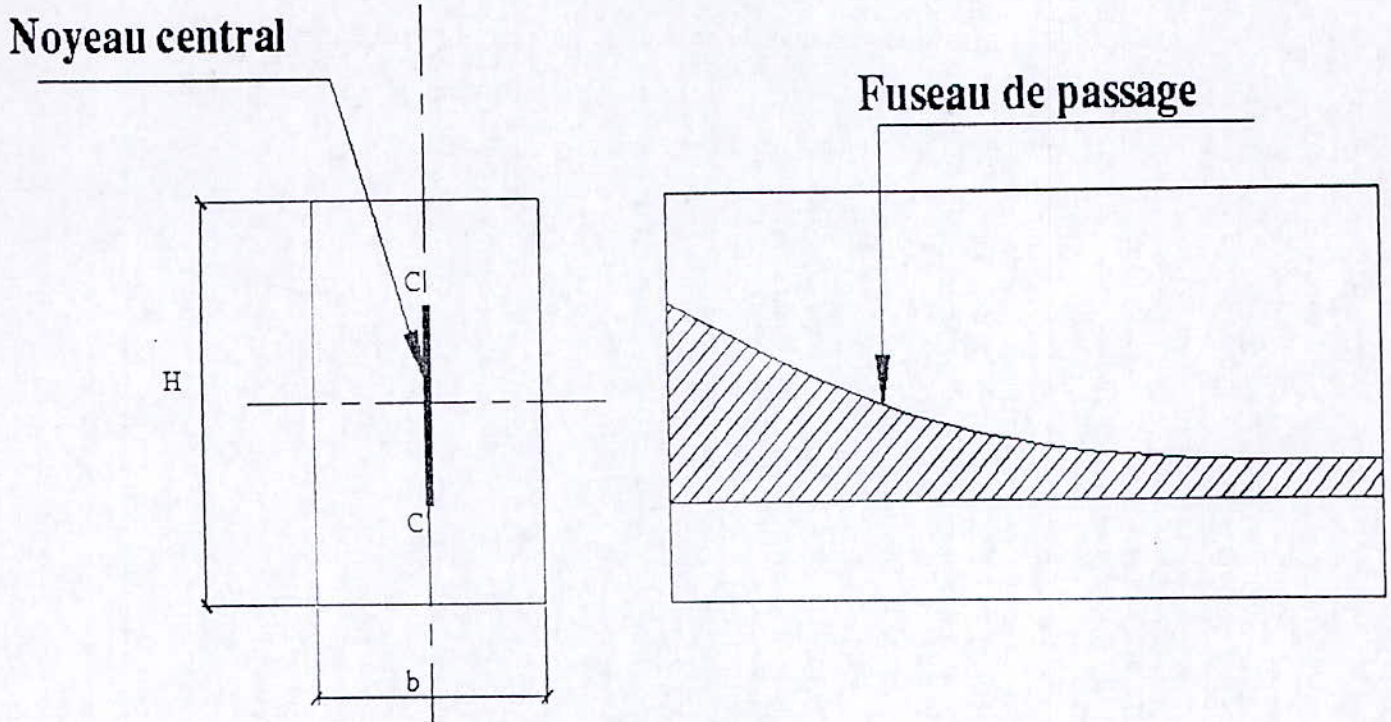


Figure 30. Fuseau de passage

L'effort de précontrainte sera défini en fonction de la différence entre le moment total et celui du poids propre, il est donné par la formule suivante :

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho h}$$

$$e_0 = c - M_{\max}$$

Avec :

P_1 : Effort de précontrainte.

ΔM : Moment fléchissant dû aux surcharges d'exploitations.

ρ : Rendement géométrique.

h : Hauteur du voussoir.

e_0 : Excentricité par rapport au centre de gravité au point d'application de l'effort de précontrainte.

c : Ordonnée du noyau central

M_{\max} : Moment dû à la fois aux poids propre et aux surcharges d'exploitations.

Dans un fuseau de passage, il existe deux cas de section :

b) Section sur critique:

C'est lorsque l'excentricité se trouve en dessous du fuseau de passage, l'effort de précontrainte sera recalculée en fonction du moment max ; la force de précontrainte et l'excentricité correspondante sont donnés par la formule ci-dessous :

$$P_2 = \frac{M_{\max}}{C + v' - d}$$

$$e_0 = -(v' - d)$$

P_2 : Effort de précontrainte.

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

d : Enrobage.

L'effort de précontrainte qui sera pris dans la détermination du câblage est le max des deux, c'est-à-dire :

$$P = \max(P_1, P_2)$$

1ère travée de rive									
$X[m]$	$M_{\min}[t.m]$	$M_{\max}[t.m]$	$\Delta M[t.m]$	$C[m]$	$C'[m]$	$V'[m]$	$d[m]$	$P_1[t]$	$P_2[t]$
0	-12376,190	-43396,670	-31020,480	0,704	1,217	2,85	0,25	16148,090	13134,585
3	-10091,970	-35833,380	-25741,410	0,704	1,217	2,85	0,25	13400,005	10845,454
8	-6721,820	-24018,430	-17296,610	0,687	1,188	2,594	0,25	9224,859	7924,259
13	-3880,070	-13173,970	-9293,900	0,661	1,147	2,364	0,25	5140,431	4747,377
18	-1548,390	-3635,940	-2087,550	0,627	1,09	2,162	0,25	1215,812	1432,036
23	289,180	3774,900	3485,720	0,586	1,022	1,986	0,25	2167,736	1625,711
28	1646,220	9072,130	7425,910	0,54	0,944	1,838	0,25	5003,982	4263,219
33	2534,130	11623,960	9089,830	0,492	0,864	1,716	0,25	6703,414	5936,650
38	2962,090	11921,950	8959,860	0,448	0,787	1,622	0,25	7254,947	6550,522
43	2936,900	10488,000	7551,100	0,411	0,724	1,554	0,25	6652,952	6115,452
48	2463,130	8163,460	5700,330	0,386	0,682	1,514	0,25	5337,388	4947,552
53	1543,080	4950,530	3407,450	0,378	0,667	1,5	0,25	3260,718	3040,866
58	0,000	672,490	672,490	0,378	0,667	1,5	0,25	643,531	413,077

Tableau33.Effort de précontrainte de la première travée de rive.

Remarque :

On remarque d'après le tableau ci-dessus que $P_1 > P_2$, la valeur déterminante de l'effort de précontrainte est bien P_1 , le cas de notre section est sous critique, donc notre câble de précontrainte se trouve bien dans le fuseau de passage.

$X[m]$	$M_{\min}[t.m]$	$M_{\max}[t.m]$	$\Delta M[t.m]$	$C[m]$	$C'[m]$	$V'[m]$	$d[m]$	$P_1[t]$	$P_2[t]$
0	-12634,010	-41799,075	-29165,065	0,704	1,217	2,85	0,25	-15182,231	-12651,052
4,15	-9541,450	-33120,015	-23578,565	0,704	1,217	2,85	0,25	-12274,110	-10024,218
9,15	-6310,410	-23562,735	-17252,325	0,677	1,177	2,505	0,25	-9305,461	-8036,403
14,15	-3594,820	-12262,985	-8668,165	0,634	1,11	2,212	0,25	-4970,278	-4723,800
19,15	-1374,300	-7300,385	-5926,085	0,577	1,018	1,97	0,25	-3715,414	-3178,226
24,15	369,590	-556,485	-926,075	0,511	0,912	1,781	0,25	-650,791	-272,520
29,15	1650,960	5282,805	3631,845	0,447	0,806	1,642	0,25	2898,520	2872,651
34,15	2479,540	9872,955	7393,415	0,398	0,723	1,556	0,25	6595,375	5793,988
39,15	2860,690	12382,595	9521,905	0,374	0,683	1,52	0,25	9008,425	7531,992
41,425	2849,840	12297,545	9447,705	0,374	0,683	1,52	0,25	8938,226	7480,259
46,425	2420,990	9896,475	7475,485	0,398	0,723	1,556	0,25	6668,586	5807,790
51,425	1544,700	5414,895	3870,195	0,447	0,806	1,642	0,25	3088,743	2944,478
56,425	215,640	-315,845	-531,485	0,511	0,912	1,781	0,25	-373,496	-154,674
61,425	-1575,940	-6951,175	-5375,235	0,577	1,018	1,97	0,25	-3370,053	-3026,197
66,425	-3844,160	-14505,205	-10661,045	0,634	1,11	2,212	0,25	-6112,985	-5587,521
71,425	-6607,450	-22996,395	-16388,945	0,677	1,177	2,505	0,25	-8839,776	-7843,245
76,425	-9886,200	-32445,105	-22558,905	0,704	1,217	2,85	0,25	-11743,313	-9819,947
80	-12561,360	-39802,845	-27241,485	0,704	1,217	2,85	0,25	-14180,888	-12046,866

Tableau 34. Efforts de précontrainte dans la première travée centrale.

$X[m]$	$M_{\min}[t.m]$	$M_{\max}[t.m]$	$\Delta M[t.m]$	$C[m]$	$C'[m]$	$V'[m]$	$d[m]$	$P_1[t]$	$P_2[t]$
0	-12587,22	-39600,34	-27013,115	0,704	1,217	2,85	0,25	14062,007	11985,574
3,575	-9910,36	-32246,19	-22335,825	0,704	1,217	2,85	0,25	11627,186	9759,741
8,575	-6629,23	-22802,48	-16173,245	0,677	1,177	2,505	0,25	8723,433	7777,106
13,575	-3863,59	-14316,3	-10452,705	0,634	1,11	2,212	0,25	5993,524	5514,752
18,575	-1592,97	-6767,265	-5174,295	0,577	1,018	1,97	0,25	3244,072	2946,132
23,575	201	-136,935	-337,935	0,511	0,912	1,781	0,25	237,481	67,059
28,575	1532,44	5588,785	4056,345	0,447	0,806	1,642	0,25	3237,306	3039,035
33,575	2411,1	10065,365	7654,265	0,398	0,723	1,556	0,25	6828,069	5906,904
38,575	2842,33	12461,435	9619,105	0,374	0,683	1,52	0,25	9100,383	7579,948
40,85	2854,4	12324,705	9470,305	0,374	0,683	1,52	0,25	8959,607	7496,779
45,85	2475,49	9810,065	7334,575	0,398	0,723	1,556	0,25	6542,886	5757,080
50,85	1649,28	5214,915	3565,635	0,447	0,806	1,642	0,25	2845,678	2835,734
55,85	370,3	-629,385	-999,685	0,511	0,912	1,781	0,25	702,519	308,220
60,85	-1371,21	-7378,295	-6007,085	0,577	1,018	1,97	0,25	3766,197	3212,144
65,85	-3589,35	-15045,9	-11456,545	0,634	1,11	2,212	0,25	6569,120	5795,799
70,85	-6302,56	-23650,66	-17348,095	0,677	1,177	2,505	0,25	9357,117	8066,390
75,85	-9531,23	-33212,95	-23681,715	0,704	1,217	2,85	0,25	12327,806	10052,344
80	-12621,8	-41896,15	-29274,345	0,704	1,217	2,85	0,25	15239,118	12680,431

Tableau 35. Efforts de précontrainte dans la deuxième travée centrale

$X[m]$	$M_{\min}[t.m]$	$M_{\max}[t.m]$	$\Delta M[t.m]$	$C[m]$	$C'[m]$	$V'[m]$	$d[m]$	$P_1[t]$	$P_2[t]$
0	-12376,2	-43396,86	-31020,660	0,704	1,217	2,85	0,25	16148,183	13134,643
3	-10091,89	-35876,43	-25784,540	0,704	1,217	2,85	0,25	13422,457	10858,484
8	-6721,57	-24101,26	-17379,690	0,687	1,188	2,594	0,25	9269,168	7951,587
13	-3879,66	-13296,57	-9416,910	0,661	1,147	2,364	0,25	5208,468	4791,557
18	-1547,93	-3798,42	-2250,490	0,627	1,09	2,162	0,25	1310,711	1496,030
23	289,59	3572,43	3282,840	0,586	1,022	1,986	0,25	2041,567	1538,514
28	1646,57	8829,67	7183,100	0,54	0,944	1,838	0,25	4840,364	4149,281
33	2534,43	11823,91	9289,480	0,492	0,864	1,716	0,25	6850,649	6038,769
38	2962,32	12081,92	9119,600	0,448	0,787	1,622	0,25	7384,291	6638,418
43	2937,07	10608,01	7670,940	0,411	0,724	1,554	0,25	6758,537	6185,429
48	2463,25	8243,44	5780,190	0,386	0,682	1,514	0,25	5412,163	4996,024
53	1543,14	4990,52	3447,380	0,378	0,667	1,5	0,25	3298,928	3065,430
58	0	672,49	672,490	0,378	0,667	1,5	0,25	643,531	413,077

Tableau 36. Efforts de précontrainte dans la deuxième travée de rive

La tension d'origine P_0 pour un câble de 12 T 15 est égale à $P_0 = 171t$, pour laquelle on

déterminera le nombre de câble n , tel que $n \geq \frac{P}{0.8.P_0}$, la valeur à prendre d'après les quatre

tableaux est bien P_1 , donc e_0 correspondante est $e_0 = C - \frac{M_{\max}}{P}$.

1 ^{er} Travée de rive			1 ^{er} Travée centrale			2 ^{ème} Travée centrale			2 ^{ème} Travée de rive		
$X [m]$	$N/\hat{a}me$	$e_0 [m]$	$X [m]$	$N/\hat{a}me$	$e_0 [m]$	$X [m]$	$N/\hat{a}me$	$e_0 [m]$	x	$N/\hat{a}me$	$e_0 [m]$
0	59	1,98	0	55	2,05	0	51	2,11	0	59	1,98
3	49	1,97	4,15	45	1,99	3,575	42	2,07	3	49	1,97
8	34	1,92	9,15	34	1,86	8,575	32	1,94	8	34	1,91
13	19	1,90	14,15	18	1,83	13,575	22	1,75	13	19	1,89
18	4	2,36	19,15	14	1,39	18,575	12	1,51	18	5	2,27
23	8	1,16	24,15	2	0,34	23,575	1	0,07	23	7	1,16
28	18	1,27	29,15	11	1,38	28,575	12	1,28	28	18	1,28
33	25	1,24	34,15	24	1,10	33,575	25	1,08	33	25	1,23
38	27	1,20	39,15	33	1,00	38,575	33	1,00	38	27	1,19
43	24	1,17	41,425	33	1,00	40,85	33	1,00	43	25	1,16
48	20	1,14	46,425	24	1,09	45,85	24	1,10	48	20	1,14
53	12	1,14	51,425	11	1,31	50,85	10	1,39	53	12	1,13
58	2	0,67	56,425	2	0,33	55,85	3	0,38	58	2	0,67
-	-	-	61,425	12	1,49	60,85	14	1,38	-	-	-
-	-	-	66,425	22	1,74	65,85	24	1,66	-	-	-
-	-	-	71,425	32	1,92	70,85	34	1,85	-	-	-
-	-	-	76,425	43	2,06	75,85	45	1,99	-	-	-
-	-	-	80	52	2,10	80	56	2,05	-	-	-

Tableau 37. Nombre de câble pour chaque voussoir pour les diverses travées

3. Disposition des câbles en continuité :

Les câbles de continuité sont logés dans le hourdis inférieur, ils sont relevés dans des bossages et arrêtés au dessus du hourdis inférieur pour s'ancrer en saillie sur celui-ci, comme le montre la figure 32:

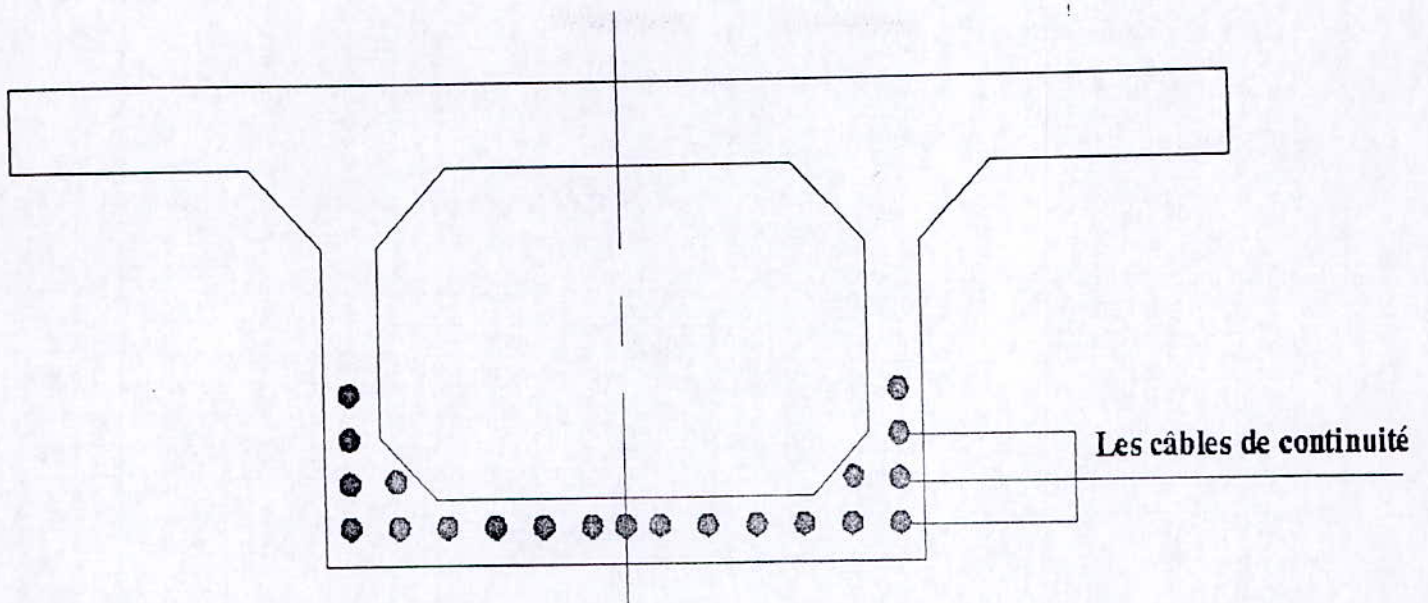


Figure 32. Disposition des câbles en continuité

Les câbles inférieurs sont destinés à assurer la continuité entre les différents fléaux et s'opposer aux moments extrêmes de signe opposé engendrés par les charges et surcharges de l'ouvrage en service.

Ils sont filants dans la membrure inférieure et disposée à sa jonction avec l'âme.

Leur tracé est similaire à celui des câbles horizontaux de fléau (en suivant la fibre moyenne de la membrure inférieure).

4. Tracé des câbles en élévation :

Le nombre de câbles retenus est disposé en élévation comme le montre la figure 37:

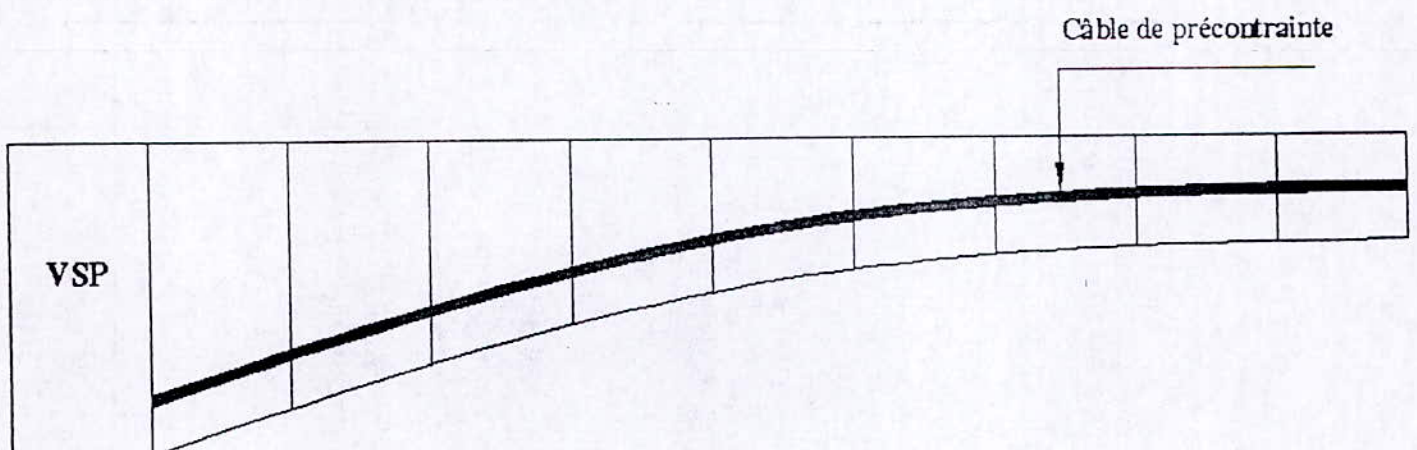


Figure 33 .Tracé du câble de précontrainte en élévation

5. Tracé des câbles en plan :

Pour le tracé des câbles en plan ; on démarre du dernier voussoir avant clavage vers le VSP.

Le tracé du câble en plan est représenté dans la figure 38.

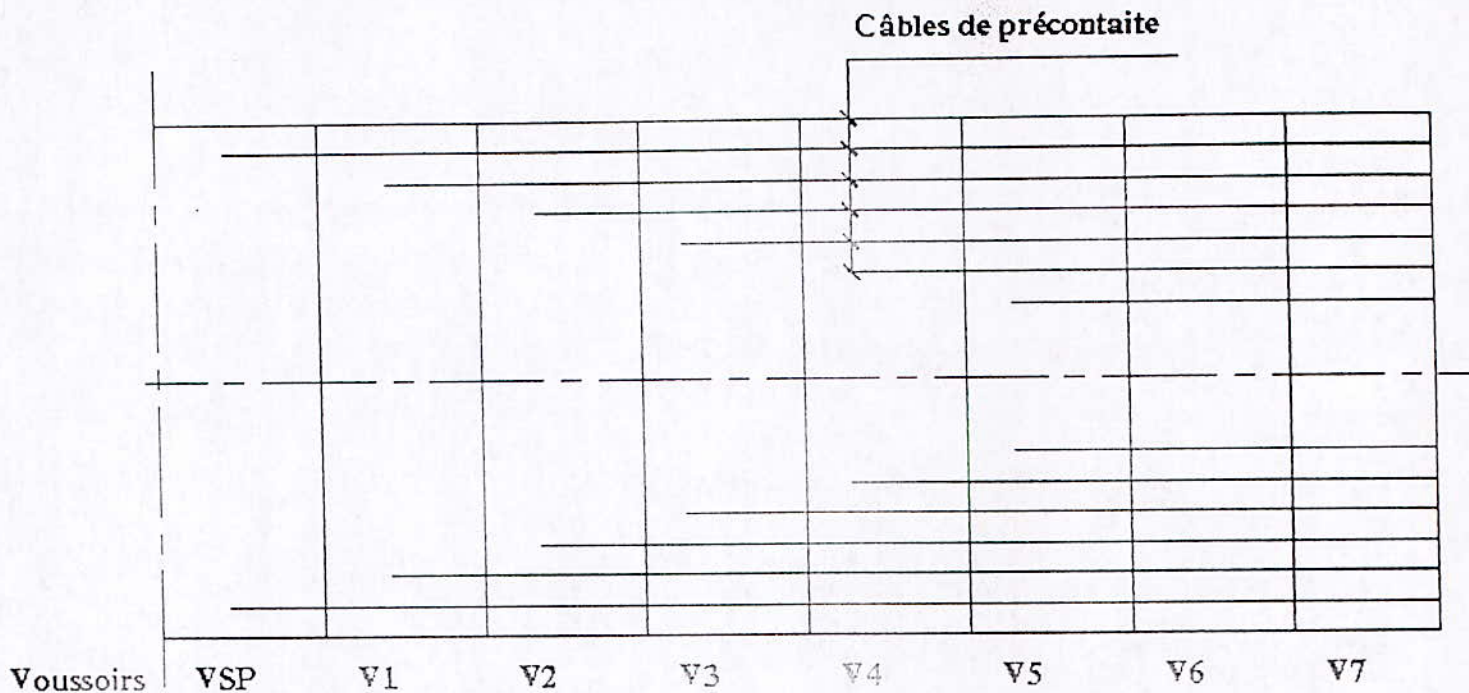


Figure 34. disposition des câbles en élévation

- Calcul des pertes de précontraintes :

Le calcul des pertes de précontrainte en phase de service se fait de la même manière qu'en construction des fléaux.

1. Pertes instantanées :

- a) Pertes par frottement :

Les pertes par frottement sont données par l'expression suivante :

$$\Delta\sigma(x) = \sigma_{p0} \left(1 - e^{-(0.2\theta + 0.0016x)} \right)$$

$$\Delta\sigma(x) = 1226 \left(1 - e^{-(0.2\theta + 0.0016x)} \right) [MPa]$$

La valeur de θ reste constante.

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Câble	C1	C2/C3	C4/C5	C6/C7	C8/C9	C10/C11	C12/C13	C14/C15	C16/C17
3									171,236
8								167,009	179,641
13							162,764	175,447	187,978
18						152,079	171,236	183,818	196,249
23					143,453	160,636	179,641	192,122	204,454
28				128,190	152,079	169,125	187,978	200,360	212,594
33			112,713	136,938	160,636	177,546	196,249	208,532	220,669
38		97,017	121,584	145,616	169,125	185,900	204,454	216,640	228,680
43	78,808	106,013	130,384	154,224	177,546	194,188	212,594	224,682	236,626
48	87,949	114,937	139,114	162,764	185,900	202,409	220,669	232,661	244,510
53	97,017	123,790	147,774	171,236	194,188	210,565	228,680	240,576	252,330
58	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau 38. Pertes par frottement sur la travée de rive exprimée en MPa.

Câble	C1	C2/C3	C4/C5	C6/C7	C8/C9	C10/C11
0						175,447
5					164,889	183,818
10				145,616	173,344	192,122
15			119,373	154,224	181,731	200,360
20		87,949	128,190	162,764	190,052	208,532
25	50,943	97,017	136,938	171,236	198,307	216,640
30	60,306	106,013	145,616	179,641	206,495	224,682
35	69,594	114,937	154,224	187,978	214,619	232,661

Tableau 39. Pertes par frottement sur la travée centrale exprimée en MPa.

b) Pertes par recul d'ancrage :

Les pertes par recul d'ancrage se produisent sur une distance λ à partir de l'ancrage, sont exprimées ainsi :

$$\Delta\sigma(x) = 1226 \left(1 - e^{-(0.2\theta + 0.0016(\lambda-x))} \right) \quad 0 \leq x \leq \lambda$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_{p0} \left(\frac{f\theta}{l} + 0.0016 \right)}} = \sqrt{\frac{0.12 \times 2 \times 10^5}{1226 \left(\frac{0.2 \times \theta}{l} + 0.0016 \right)}}$$

Câble	C1	C2/C3	C4/C5	C6/C7	C8/C9	C10/C11	C12/C13	C14/C15	C16/C17
3									171,665
8								158,359	171,033
13							145,337	158,157	170,824
18						125,718	145,233	158,049	170,712
23					108,017	125,657	145,167	157,980	170,640
28				83,263	107,978	125,614	145,121	157,932	170,590
33			57,977	83,238	107,949	125,583	145,086	157,896	170,552
38		32,143	57,963	83,219	107,927	125,558	145,059	157,867	170,523
43	3,316	32,136	57,951	83,204	107,909	125,538	145,038	157,845	170,500
48	3,316	32,130	57,942	83,192	107,894	125,522	145,020	157,826	170,480
53	3,315	32,125	57,934	83,182	107,882	125,508	145,005	157,811	170,464
58	3,315	32,121	57,927	83,173	107,871	125,497	144,993	157,797	170,450

Tableau 40. Pertes par recul d'ancrage sur la travée de rive

Câble	C1	C2/C3	C4/C5	C6/C7	C8/C9	C10/C11
4,15						175,614
9,15					156,171	175,160
14,15				127,974	156,001	174,981
19,15			92,387	127,887	155,905	174,880
24,15		51,026	92,340	127,831	155,843	174,814
29,15	3,319	51,004	92,307	127,791	155,798	174,766
34,15	3,318	50,987	92,282	127,761	155,764	174,730
39,15	3,317	50,975	92,263	127,737	155,738	174,702

Tableau 41. Pertes par recul d'ancrage sur la travée centrale

c) Pertes par raccourcissement élastique du béton dues à la mise en tension des câbles d'une manière non simultanée :

De la même manière que pour l'étude de la précontrainte du fléau :

Les règles du Béton Précontraint aux Etats Limites proposent la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{1}{2} \sigma_{bj} \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Te que :

E_{ij} : Module de YOUNG Instantané du béton à 'j' jours, il est égale à $11000\sqrt[3]{f_{cj}}$

$$f_{cj} = \frac{J}{4.76 + 0.83J} f_{c28} = 30.5 \text{ MPa (j=15 jours)}$$

Si la mise de précontrainte est faite après 15 jours, en prendra J=15 jours.

$$\Rightarrow E_{ij} = 34370.47 \text{ MPa}$$

σ_{bj} : Variation de la contrainte dans le béton agissant au centre de gravité des armatures de précontraintes dans la section considérée.

$$\sigma_{bj} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M \cdot e}{I}$$

1 ^{ère} Travée de rive			1 ^{ère} Travée centrale		
Voussoirs	$X [m]$	$\Delta\sigma_p(x) [MPa]$	Voussoirs	$X [m]$	$\Delta\sigma_p(x) [MPa]$
VSP	0	231,351	VSP	0	4,923
VSP	3	196,068	1	3,575	3,973
1	8	137,255	2	8,575	6,562
2	13	79,016	3	13,575	7,977
3	18	21,398	4	18,575	1,017
4	23	2,085	5	23,575	3,573
5	28	0,637	6	28,575	5,058
6	33	0,806	7	33,575	0,710
7	38	1,565	8	38,575	9,284
8	43	1,618	9	40,85	9,125
9	48	0,600	10	45,85	1,367
10	53	0,170	11	50,85	3,863
11	58	1,598	12	55,85	2,073
-	-	-	13	60,85	2,746
-	-	-	14	65,85	7,004
-	-	-	15	70,85	8,895
-	-	-	16	75,85	6,798
-	-	-	17	80	1,808

Tableau42. Pertes par raccourcissement élastique du béton

2 ^{ème} Travée de rive			2 ^{ème} Travée centrale		
Voussoirs	X [m]	$\Delta\sigma_p(x)$ [MPa]	Voussoirs	X [m]	$\Delta\sigma_p(x)$ [MPa]
VSP	0	231,353	VSP	0	31,838
VSP	3	196,350	1	3,575	175,069
1	8	137,820	2	8,575	224,528
2	13	79,899	3	13,575	177,834
3	18	22,654	4	18,575	74,355
4	23	1,898	5	23,575	-41,829
5	28	0,391	6	28,575	83,312
6	33	0,569	7	33,575	46,379
7	38	1,328	8	38,575	236,337
8	43	1,395	9	40,85	222,425
9	48	0,424	10	45,85	3605,071
10	53	0,076	11	50,85	1675,711
11	58	1,598	12	55,85	89,200
-	-	-	13	60,85	22,074
-	-	-	14	65,85	118,712
-	-	-	15	70,85	155,635
-	-	-	16	75,85	91,877
-	-	-	17	80	125,248

Tableau43 Pertes par raccourcissement élastique du béton

2. Pertes différées :

a) Pertes par retrait du béton :

Les pertes dues au retrait sont données par l'expression simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r$$

Avec :

ε_r : Le retrait final du béton, $\varepsilon_r = 2.10^{-4}$ pour un climat humide tel que le notre.

$$\Delta\sigma_r = 2.10^{-4} \times 2.10^5 = 40MPa$$

b) Pertes par fluage:

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps. Ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané ε_i lors de la mise en charge, on constate que la déformation totale augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée.

La différence de contrainte développée par le fluage est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_f = \frac{E_p}{E_{ij}} (\sigma_M + \sigma_\infty)$$

Tel que :

σ_M : Contrainte développée par le moment du poids propre et des surcharges.

σ_∞ : Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale tel que :

$$\sigma_\infty \leq 1.5\sigma_M$$

$$\text{D'où : } \Delta\sigma_f = 2.5.\sigma_M \frac{E_p}{E_{ij}}$$

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

M : Moment en phase finale.

e : Excentricité du câble.

P : Effort de précontraint.

1 ^{ère} Travée de rive			1 ^{ère} Travée centrale		
Voussoirs	$X [m]$	$\Delta\sigma_f(x) [MPa]$	Voussoirs	$X [m]$	$\Delta\sigma_f(x) [MPa]$
VSP	0	9,368	VSP	0	9,795
VSP	3	0,142	1	3,575	8,111
1	8	3,938	2	8,575	6,227
2	13	5,305	3	13,575	3,500
3	18	4,791	4	18,575	2,509
4	23	2,758	5	23,575	0,334
5	28	0,567	6	28,575	0,159
6	33	0,826	7	33,575	0,022
7	38	1,930	8	38,575	0,292
8	43	2,026	9	40,85	0,287
9	48	0,617	10	45,85	4,734
10	53	0,110	11	50,85	2,301
11	58	2,322	12	55,85	0,191
-	-	-	13	60,85	2,333
-	-	-	14	65,85	4,216
-	-	-	15	70,85	0,280
-	-	-	16	75,85	7,855
-	-	-	17	80	9,237

Tableau 44 .Pertes par fluage

2 ^{ème} Travée de rive			2 ^{ème} Travée centrale		
Voussoirs	X [m]	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ [MPa]	Voussoirs	X [m]	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ [MPa]
VSP	0	9,368	VSP	0	10,290
VSP	3	0,142	1	3,575	8,740
1	8	3,938	2	8,575	6,657
2	13	5,305	3	13,575	4,653
3	18	4,791	4	18,575	2,534
4	23	2,758	5	23,575	0,122
5	28	0,567	6	28,575	0,121
6	33	0,826	7	33,575	0,067
7	38	1,930	8	38,575	0,343
8	43	2,026	9	40,85	0,323
9	48	0,617	10	45,85	5,236
10	53	0,110	11	50,85	2,434
11	58	2,322	12	55,85	0,411
-	-	-	13	60,85	2,848
-	-	-	14	65,85	4,989
-	-	-	15	70,85	7,017
-	-	-	16	75,85	9,131
-	-	-	17	80	11,020

Tableau 45. Pertes par fluage

VII.2.3. Perte par relaxation des aciers :

L'armature de précontrainte est maintenue après mise en tension sur une longueur constante, elle subit une perte de contrainte de traction, elle est donnée par :

$$\Delta\sigma_R = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left[\frac{\sigma_{pi}}{f_{prelg}} - \mu_0 \right] \sigma_{pi}$$

Telle que :

ρ_{1000} : Relaxation des aciers à 1000 heures en %, elle vaut 5%

$\mu_0 = 0.30$ Pour les aciers à relaxation normale (RN).

σ_{pi} : Tension initiale après les pertes instantanées

Travée de rive				Travée centrale			
Voussoirs	$X[m]$	σ_{pl}	$\Delta\sigma_R(x)[MPa]$	Voussoirs	$X[m]$	σ_{pl}	$\Delta\sigma_R(x)[MPa]$
VSP	0	574,252	0,042	VSP	0	0,106	0,106
VSP	3	538,969	0,007	1	3,575	0,103	0,103
1	8	487,929	0,036	2	8,575	0,100	0,100
2	13	437,818	0,069	3	13,575	0,096	0,096
3	18	388,359	0,094	4	18,575	0,096	0,096
4	23	377,179	0,098	5	23,575	0,091	0,091
5	28	383,821	0,096	6	28,575	0,087	0,087
6	33	392,027	0,092	7	33,575	0,085	0,085
7	38	400,768	0,088	8	38,575	0,081	0,081
8	43	408,744	0,085	9	40,85	0,081	0,081
9	48	415,59	0,081	10	45,85	0,085	0,085
10	53	422,964	0,077	11	50,85	0,087	0,087
11	58	172,048	0,105	12	55,85	0,092	0,092
-	-	-		13	60,85	0,095	0,095
-	-	-		14	65,85	0,096	0,096
-	-	-		15	70,85	0,099	0,099
-	-	-		16	75,85	0,102	0,102
-	-	-		17	80	0,107	0,107

Tableau 45. Pertes par relaxation des aciers.

- **Vérification des contraintes :**

Le but de cette dernière, est de vérifier que les contraintes dans chaque section restent inférieures aux valeurs limites.

- 1. Vérification des contraintes :**

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

1^{er} cas où l'ouvrage ne subit aucune surcharge sauf celles qui sont permanentes comme les surcharges de la superstructure (poids du trottoir, glissement de sécurité ... Etc.), c'est-à-dire la vérification à vide.

2^{ème} cas où l'ouvrage est sollicité par son poids propre et par des surcharges d'exploitations.

Etat à vide :

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma_{Cl} = \frac{P}{S} - \frac{Pe_0 v'}{I} - \frac{M_{\min} v'}{I} \leq \overline{\sigma_{Cl}}$$

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma_{TS} = \frac{P}{S} + \frac{Pe_0 v}{I} + \frac{M_{\min} v}{I} \geq \overline{\sigma_{TS}}$$

Etat en charge :

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma_{Tl} = \frac{P}{S} - \frac{Pe_0 v'}{I} - \frac{M_{\max} v'}{I} \geq \overline{\sigma_{Tl}}$$

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma_{Cs} = \frac{P}{S} + \frac{Pe_0 v}{I} + \frac{M_{\max} v}{I} \leq \overline{\sigma_{Cs}}$$

Etat à vide

Etat en charge

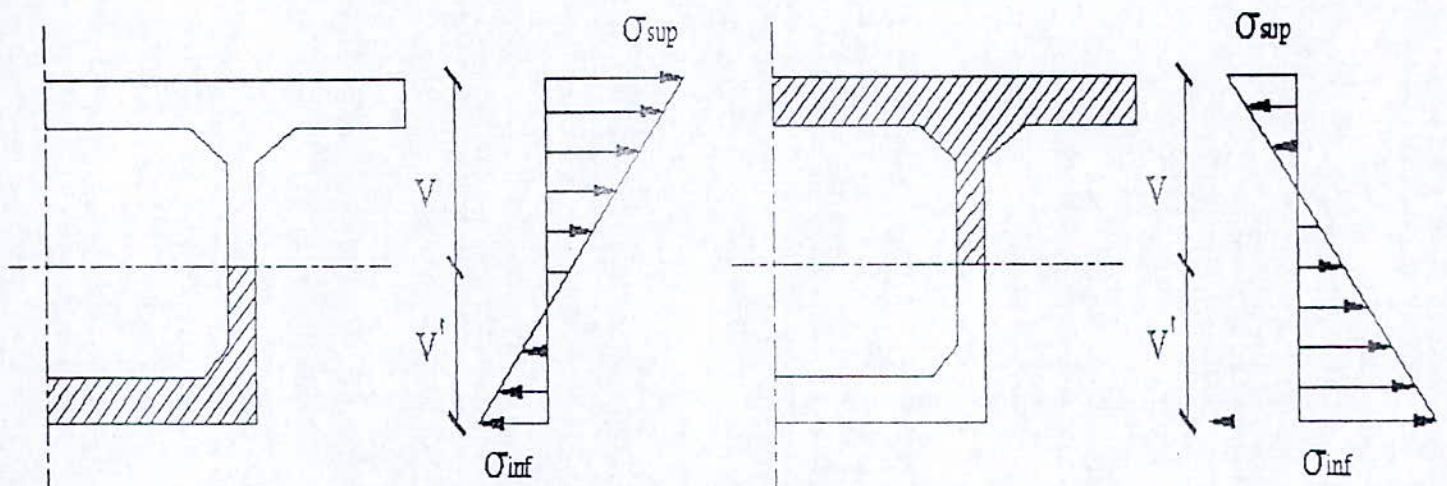


Figure 35. Diagramme des contraintes

On désigne par :

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

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

$$P' = P + \sum \Delta \sigma$$

P : Effort de précontrainte.

$\sum \Delta \sigma$: Somme de toutes les pertes.

S : Section droite du voussoir.

e_0 : L'excentricité, elle est égale à $e_0 = C - \frac{M_{\max}}{P}$.

$\overline{\sigma}_{Tl}$: Contrainte admissible de traction, elle est égale à 0 MPa.

$\overline{\sigma}_{CS}$: Contrainte admissible de compression, elle est égale à $\overline{\sigma}_{CS} = 0.6 f_{C28} = 21 \text{MPa}$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous.

$X(m)$	$M_{\min}(t.m)$	$M_{\max}(t.m)$	v'	v	$P(t)$	$S(m^2)$	$e_0(m)$	$\sigma_{Cl}(MPa)$	$\sigma_{TS}(MPa)$
0	12376,19	43396,67	1,5	1,65	16148,09	8,53	2,309	2,457	6,243
3	10091,97	35833,38	1,5	1,65	13400,005	8,53	2,288	2,615	5,757
8	6721,82	24018,43	1,514	1,499	9224,859	8,2	2,193	2,180	4,429
13	3880,07	13173,97	1,554	1,362	5140,431	7,904	2,115	1,563	2,864
18	1548,39	3635,94	1,622	1,243	1215,812	7,644	2,499	0,703	1,021
23	289,18	3774,9	1,716	1,138	2167,736	7,418	1,201	0,400	0,985
28	1646,22	9072,13	1,838	1,051	5003,982	7,227	1,227	1,703	3,088
33	2534,13	11623,96	1,986	0,978	6703,414	7,07	1,107	2,971	4,867
38	2962,09	11921,95	2,162	0,923	7254,947	6,948	0,982	3,934	6,023
43	2936,9	10488	2,364	0,882	6652,952	6,862	0,889	4,286	6,225
48	2463,13	8163,46	2,594	0,858	5337,388	6,809	0,825	3,844	5,412
53	1543,08	4950,53	2,85	0,85	3260,718	6,792	0,814	2,628	3,588

Tableau 46. Valeurs des contraintes supérieures et inférieures pour l'état à vide pour la première travée de rive

Remarque :

Les contraintes calculées dans le tableau ci-dessous sont vérifiées par rapport aux inégalités pour l'état à vide.

$X(m)$	$M_{\min}(t.m)$	$M_{\max}(t.m)$	$V'(m)$	$V(m)$	$P(t)$	$S(m^2)$	$e_0(m)$	$\sigma_{Cl}(MPa)$	$\sigma_{TS}(MPa)$
0	12376,2	43396,7	1,5	1,65	16148,09	8,53	2,31	5,174	9,667
3	10092	35833,4	1,5	1,65	13400,01	8,53	2,29	5,259	9,084
8	6721,82	24018,4	1,51	1,5	9224,859	8,2	2,19	4,300	6,497
13	3880,07	13174	1,55	1,36	5140,431	7,9	2,11	2,958	3,813
18	1548,39	3635,94	1,62	1,24	1215,812	7,64	2,5	1,095	1,120
23	289,18	3774,9	1,72	1,14	2167,736	7,42	1,2	1,235	1,305
28	1646,22	9072,13	1,84	1,05	5003,982	7,23	1,23	3,988	3,369
33	2534,13	11624	1,99	0,98	6703,414	7,07	1,11	6,549	4,640
38	2962,09	11922	2,16	0,92	7254,947	6,95	0,98	8,356	5,057
43	2936,9	10488	2,36	0,88	6652,952	6,86	0,89	8,767	4,602
48	2463,13	8163,46	2,59	0,86	5337,388	6,81	0,83	7,685	3,585
53	1543,08	4950,53	2,85	0,85	3260,718	6,79	0,81	5,150	2,159

Tableau 47. Valeurs des contraintes supérieures et inférieures pour l'état en charge pour la première travée de rive.

Remarque :

Les contraintes calculées dans le tableau ci-dessous sont vérifiées par rapport aux inégalités pour l'état en charge.

$X(m)$	$M_{\min}(t.m)$	$M_{\max}(t.m)$	$V'(m)$	$V(m)$	$P(t)$	$S(m^2)$	$e_0(m)$	$\sigma_{Cl}(MPa)$	$\sigma_{TS}(MPa)$
0	12634,01	41799,075	2,85	1,650	15182,231	8,53	2,049	2102,472	5,994
4,15	9541,45	33120,015	2,505	1,441	12274,11	8,0082	2,021	1743,859	5,144
9,15	6310,41	23562,735	2,212	1,263	9305,461	7,701	1,898	1293,064	4,013
14,15	3594,82	12262,985	1,97	1,116	4970,278	7,387	1,890	843,875	2,400
19,15	1374,3	7300,385	1,781	0,998	3715,414	7,139	1,454	376,732	1,561
24,15	369,59	556,485	1,642	0,912	650,791	6,957	0,408	118,737	0,207
29,15	1650,96	5282,805	1,556	0,856	2898,52	6,842	1,425	606,873	1,593
34,15	2479,54	9872,955	1,52	0,832	6595,375	6,794	1,123	975,641	2,553
39,15	2860,69	12382,595	1,52	0,832	9008,425	6,794	1,001	1125,614	2,981
41,425	2849,84	12297,545	1,52	0,832	8938,226	6,794	1,002	1121,345	2,966
46,425	2420,99	9896,475	1,52	0,832	6668,586	6,794	1,110	952,603	2,539
51,425	1544,7	5414,895	1,556	0,856	3088,743	6,842	1,355	567,813	1,582
56,425	215,64	315,845	1,642	0,912	373,496	6,957	0,399	69,278	0,042
61,425	1575,94	6951,175	1,781	0,998	3370,053	7,139	1,552	432,007	1,517
66,425	3844,16	14505,205	1,97	1,116	6112,985	7,387	1,796	902,406	2,799
71,425	6607,45	22996,395	2,212	1,263	8839,776	7,701	1,967	1353,930	3,956
76,425	9886,2	32445,105	2,505	1,441	11743,313	8,0082	2,086	1806,868	5,081
80	12561,36	39802,845	2,85	1,65	14180,888	8,53	2,103	2090,382	5,746

Tableau 48. Valeurs des contraintes supérieures et inférieures pour l'état à vide pour la première travée centrale

Remarque :

Les contraintes calculées dans le tableau ci-dessous sont vérifiées par rapport aux inégalités pour l'état à vide

$X(m)$	$M_{\min}(t.m)$	$M_{\max}(t.m)$	$V'(m)$	$V(m)$	$P(t)$	$S(m^2)$	$e_0(m)$	$\sigma_{Cl}(MPa)$	$\sigma_{TS}(MPa)$
0	12634,01	41799,075	2,85	1,650	15182,231	8,53	2,049	10,353	8,804
4,15	9541,45	33120,015	2,505	1,441	12274,11	8,0082	2,021	9,055	7,623
9,15	6310,41	23562,735	2,212	1,263	9305,461	7,701	1,898	7,239	6,032
14,15	3594,82	12262,985	1,97	1,116	4970,278	7,387	1,890	4,411	3,553
19,15	1374,3	7300,385	1,781	0,998	3715,414	7,139	1,454	2,962	2,472
24,15	369,59	556,485	1,642	0,912	650,791	6,957	0,408	0,171	0,240
29,15	1650,96	5282,805	1,556	0,856	2898,52	6,842	1,425	3,036	2,327
34,15	2479,54	9872,955	1,52	0,832	6595,375	6,794	1,123	6,375	4,145
39,15	2860,69	12382,595	1,52	0,832	9008,425	6,794	1,001	7,995	5,032
41,425	2849,84	12297,545	1,52	0,832	8938,226	6,794	1,002	7,939	5,001
46,425	2420,99	9896,475	1,52	0,832	6668,586	6,794	1,110	6,383	4,149
51,425	1544,7	5414,895	1,556	0,856	3088,743	6,842	1,355	3,105	2,365
56,425	215,64	315,845	1,642	0,912	373,496	6,957	0,399	0,096	0,137
61,425	1575,94	6951,175	1,781	0,998	3370,053	7,139	1,552	2,867	2,343
66,425	3844,16	14505,205	1,97	1,116	6112,985	7,387	1,796	5,155	4,216
71,425	6607,45	22996,395	2,212	1,263	8839,776	7,701	1,967	7,128	5,873
76,425	9886,2	32445,105	2,505	1,441	11743,313	8,0082	2,086	8,940	7,453
80	12561,36	39802,845	2,85	1,65	14180,888	8,53	2,103	9,924	8,370

Tableau 49. Valeurs des contraintes supérieures et inférieures pour l'état en charge : la première travée centrale.

Remarque :

Les contraintes calculées dans le tableau ci-dessous sont vérifiées par rapport aux inégalités pour l'état en charge.

$X(m)$	$M_{\min}(t.m)$	$M_{\max}(t.m)$	$V'(m)$	$V(m)$	$P(t)$	$S(m^2)$	$e_0(m)$	$\sigma_{Cl}(MPa)$	$\sigma_{TS}(MPa)$
0	12587,220	39600,340	2,85	1,650	14062,007	8,53	3,520	8,684	7,630
3,575	9910,360	32246,190	2,505	1,441	11627,186	8,0082	3,450	7,692	6,712
8,575	6629,230	22802,480	2,212	1,263	8723,433	7,701	3,248	6,031	5,223
13,575	3863,590	14316,300	1,97	1,116	5993,524	7,387	2,966	4,268	3,689
18,575	1592,970	6767,265	1,781	0,998	3244,072	7,139	2,597	2,292	1,993
23,575	201,000	136,935	1,642	0,912	237,481	6,957	1,024	0,109	0,113
28,575	1532,440	5588,785	1,556	0,856	3237,306	6,842	1,328	1,671	1,653
33,575	2411,100	10065,365	1,52	0,832	6828,069	6,794	1,100	2,899	3,142
38,575	2842,330	12461,435	1,52	0,832	9100,383	6,794	0,995	3,343	3,903
40,85	2854,400	12324,705	1,52	0,832	8959,607	6,794	1,002	3,335	3,866
45,85	2475,490	9810,065	1,52	0,832	6542,886	6,794	1,125	2,908	3,082
50,85	1649,280	5214,915	1,556	0,856	2845,678	6,842	1,435	1,691	1,575
55,85	370,300	629,385	1,642	0,912	702,519	6,957	1,343	0,321	0,335
60,85	1371,210	7378,295	1,781	0,998	3766,197	7,139	2,470	2,398	2,167
65,85	3589,350	15045,900	1,97	1,116	6569,12	7,387	2,867	4,375	3,872
70,85	6302,560	23650,660	2,212	1,263	9357,117	7,701	3,162	6,138	5,414
75,85	9531,230	33212,950	2,505	1,441	12327,806	8,0082	3,371	7,798	6,911
80	12621,800	41896,150	2,85	1,65	15239,118	8,53	3,453	9,071	8,073

Tableau 50. Valeurs des contraintes supérieures et inférieures pour l'état à vide pour la dixième travée centrale

Remarque :

Les contraintes calculées dans le tableau ci-dessous sont vérifiées par rapport aux inégalités pour l'état à vide

$X(m)$	$M_{\min}(t.m)$	$M_{\max}(t.m)$	$V'(m)$	$V(m)$	$P(t)$	$S(m^2)$	$e_0(m)$	$\sigma_{Cl}(MPa)$	$\sigma_{TS}(MPa)$
0	12587,220	39600,340	2,85	1,650	14062,007	8,53	3,520	13,179	10,233
3,575	9910,360	32246,190	2,505	1,441	11627,186	8,0082	3,450	11,774	9,060
8,575	6629,230	22802,480	2,212	1,263	8723,433	7,701	3,248	9,345	7,116
13,575	3863,590	14316,300	1,97	1,116	5993,524	7,387	2,966	6,722	5,079
18,575	1592,970	6767,265	1,781	0,998	3244,072	7,139	2,597	3,710	2,788
23,575	201,000	136,935	1,642	0,912	237,481	6,957	1,024	0,088	0,102
28,575	1532,440	5588,785	1,556	0,856	3237,306	6,842	1,328	3,162	2,473
33,575	2411,100	10065,365	1,52	0,832	6828,069	6,794	1,100	5,911	4,791
38,575	2842,330	12461,435	1,52	0,832	9100,383	6,794	0,995	7,128	5,974
40,85	2854,400	12324,705	1,52	0,832	8959,607	6,794	1,002	7,062	5,906
45,85	2475,490	9810,065	1,52	0,832	6542,886	6,794	1,125	5,794	4,662
50,85	1649,280	5214,915	1,556	0,856	2845,678	6,842	1,435	3,002	2,296
55,85	370,300	629,385	1,642	0,912	702,519	6,957	1,343	0,404	0,382
60,85	1371,210	7378,295	1,781	0,998	3766,197	7,139	2,470	4,045	3,090
65,85	3589,350	15045,900	1,97	1,116	6569,12	7,387	2,867	7,064	5,395
70,85	6302,560	23650,660	2,212	1,263	9357,117	7,701	3,162	9,693	7,443
75,85	9531,230	33212,950	2,505	1,441	12327,806	8,0082	3,371	12,126	9,401
80	12621,800	41896,150	2,85	1,65	15239,118	8,53	3,453	13,943	10,893

Tableau 51. Valeurs des contraintes supérieures et inférieures pour l'état en charge pour la dixième travée centrale.

Remarque :

Les contraintes calculées dans le tableau ci-dessous sont vérifiées par rapport aux inégalités pour l'état en charge.

$X(m)$	$M_{\min}(t.m)$	$M_{\max}(t.m)$	$V'(m)$	$\bar{V}(m)$	$P(t)$	$S(m^2)$	$e_0(m)$	$\sigma_{Cl}(MPa)$	$\sigma_{TS}(MPa)$
0	12376,2	43396,860	2,85	1,650	17,126	16148	1,98	4,629	6,171
3	10091,89	35876,430	2,85	1,650	17,126	13422	1,97	3,797	5,092
8	6721,57	24101,260	2,594	1,499	14,604	9269,2	1,91	2,709	3,641
13	3879,66	13296,570	2,364	1,362	12,347	5208,5	1,89	1,656	2,174
18	1547,93	3798,42	2,162	1,243	10,355	1310,7	2,27	0,636	0,715
23	289,59	3572,43	1,986	1,138	8,629	2041,6	1,16	0,310	0,627
28	1646,57	8829,67	1,838	1,051	7,169	4840,4	1,28	1,165	1,822
33	2534,43	11823,91	1,716	0,978	5,974	6850,6	1,23	1,874	2,768
38	2962,32	12081,92	1,622	0,923	5,045	7384,3	1,19	2,300	3,210
43	2937,07	10608,01	1,554	0,882	4,381	6758,5	1,16	2,384	3,153
48	2463,25	8243,44	1,514	0,858	3,983	5412,2	1,14	2,075	2,651
53	1543,14	4990,52	1,5	0,850	3,85	3298,9	1,13	1,314	1,653
58	0	672,49	1,5	0,850	3,85	643,53	0,67	0,072	0,190

Tableau 52. Valeurs des contraintes supérieures et inférieures pour l'état en charge pour la dixième travée de rive.

Remarque :

Les contraintes calculées dans le tableau ci-dessous sont vérifiées par rapport aux inégalités pour l'état à vide.

$X(m)$	$M_{\min}(t.m)$	$M_{\max}(t.m)$	$V'(m)$	$V(m)$	$P(t)$	$S(m^2)$	$e_0(m)$	$\sigma_{cl}(MPa)$	$\sigma_{ts}(MPa)$
0	12376,2	43396,860	2,85	1,650	17,126	16148	1,98	10,659	9,160
3	10091,89	35876,430	2,85	1,650	17,126	13422	1,97	8,795	7,576
8	6721,57	24101,260	2,594	1,499	14,604	9269,2	1,91	6,300	5,424
13	3879,66	13296,570	2,364	1,362	12,347	5208,5	1,89	3,773	3,213
18	1547,93	3798,42	2,162	1,243	10,355	1310,7	2,27	1,243	0,985
23	289,59	3572,43	1,986	1,138	8,629	2041,6	1,16	1,094	1,060
28	1646,57	8829,67	1,838	1,051	7,169	4840,4	1,28	3,188	2,875
33	2534,43	11823,91	1,716	0,978	5,974	6850,6	1,23	4,856	4,289
38	2962,32	12081,92	1,622	0,923	5,045	7384,3	1,19	5,642	4,878
43	2937,07	10608,01	1,554	0,882	4,381	6758,5	1,16	5,555	4,697
48	2463,25	8243,44	1,514	0,858	3,983	5412,2	1,14	4,678	3,896
53	1543,14	4990,52	1,5	0,850	3,85	3298,9	1,13	2,917	2,414
58	0	672,49	1,5	0,850	3,85	643,53	0,67	0,334	0,338

Tableau 53. Valeurs des contraintes supérieures et inférieures pour l'état en charge : la deuxième travée de rive.

Remarque :

Les contraintes calculées dans le tableau ci-dessous sont vérifiées par rapport aux inégalités pour l'état en charge.

CHAPITRE X :

Etude Transversale

Introduction :

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

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

Pour l'analyse transversale, l'étude est faite sur deux voussoirs de hauteurs différentes, une section sur culée et autre sur pile de l'ouvrage [10].

Sur la transversale du voussoir, le poids propre et les diverses charges d'exploitations, développent des efforts extérieurs qui seront équilibrés par cisaillement dû à l'effort tranchant.

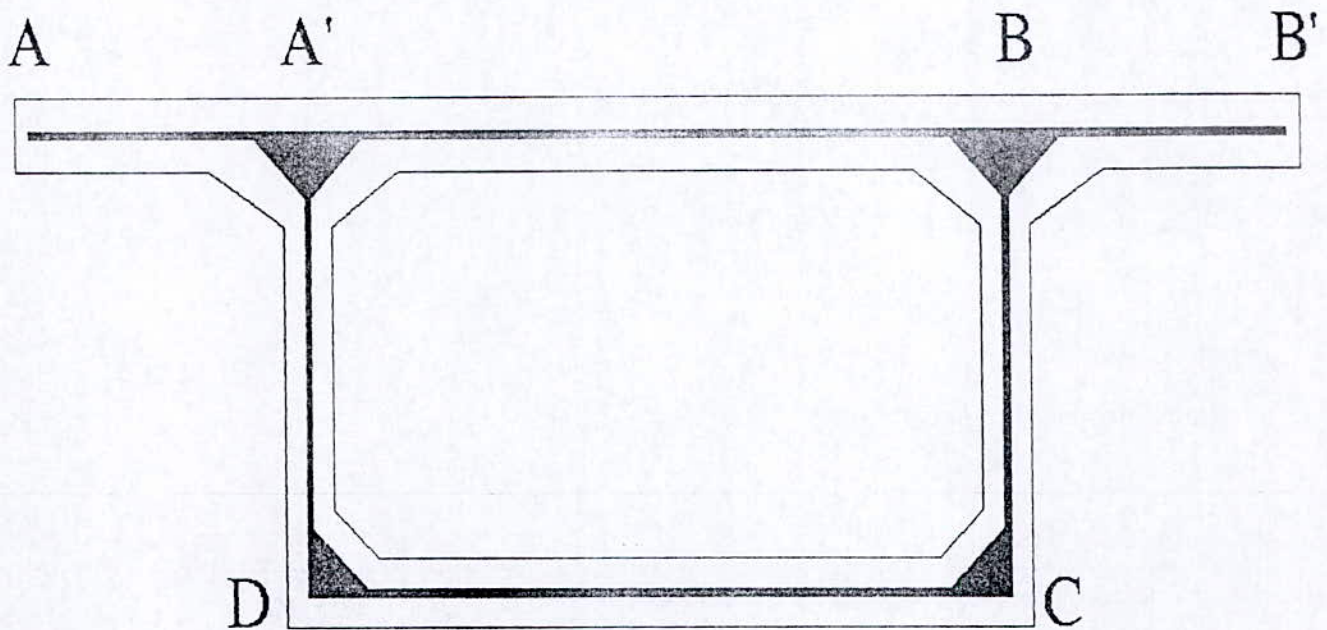


Figure 36. Coupe transversale d'un voussoir

I. Etude du voussoir à la clé :**I.1. Calcul des charges :****A. Poids propre :**

Le voussoir est subdivisé en six éléments : dalle supérieure, dalle inférieure, deux portes à faux (à droite et à gauche) et deux âmes verticales.

1) Portes à faux :**a) Poids propre du trottoir :**

$$G_{\text{trottoir}} = 0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ t/ml}$$

b) Poids de la couche du bitume :

$$G_{\text{bitume}} = 2.2 \times 2.65 \times 0.08 = 0.4664 \text{ t/ml}$$

$$G_{\text{bitume}} = 0.4664 \text{ t/ml}$$

c) Poids du dispositif de sécurité :

Un trottoir supporte à la fois la charge de la barrière plus une autre charge qui est celle du garde corps.

Donc la charge qui revient au dispositif de sécurité est :

$$S_{\text{ds}} = S_b + S_{GC}$$

Telle que : $S_b = 0.08 \text{ t/ml}$ et $S_{GC} = 0.1 \text{ t/ml}$ d'où $S_{\text{ds}} = 0.08 + 0.1 = 0.18 \text{ t/ml}$

$$S_{\text{ds}} = 0.18 \text{ t/ml}$$

$$G_{\text{ds}} = 2.65 \times 0.18 = 0.477 \text{ t}$$

d) Poids propre du porte à faux :

$$G_{pp} = 0.9275 \times 2.5 = 2.32 \text{ t/ml}$$

e) Poids de la corniche :

Le poids de la corniche est de $G_C = 0.7875 \times 2.65 = 2.087 \text{ t}$

La somme des charges uniformément réparties est $G_U = 1.5684 \text{ t/ml}$

La somme de la charge concentrée est $G_p = 5.19 \text{ t}$

2) Dalle supérieure :

De la même manière on calcule la dalle supérieure comme suit:

a) Poids de la couche du bitume :

$$G_{\text{bitume}} = 0.4664 \text{ t/ml}$$

b) Poids propre de la dalle supérieure :

$$G_{pp} = 1.8550 \times 2.5 = 4.64t / ml$$

La somme des charges uniformément réparties est $G_U = 5.1064t / ml$

3) Dalle inférieure :**a) Poids propre de la dalle inférieure:**

$$G_{pp} = 1.2720 \times 2.5 = 3.18t / ml$$

b) Poids de la surcharge :

$$G_S = 0.15t / ml \text{ (Surcharge à l'intérieur du caisson)}$$

La somme de la charge concentrée est $G_p = 3.33t / ml$

I.2. Calcul du moment d'encastrement:**a) Moment développé au niveau du porte à faux :**

$$M = \frac{G_U \times (x)^2}{2} + G_p \times x$$

$$M = \frac{1.5684 \times (2.65)^2}{2} + 5.19 \times 2.65 = 19.260t.m$$

b) Moment développé au niveau de la dalle supérieure:

$$M = \frac{G_U \times (x)^2}{12}$$

$$M = \frac{5.1064 \times (5.30)^2}{12} = 11.950t.m$$

c) Moment développé au niveau de la dalle inférieure:

$$M = \frac{G_U \times (x)^2}{12}$$

$$M = \frac{3.33 \times (5.30)^2}{12} = 7.795t.m$$

I.3. Calcul du coefficient de distribution et de transmission:

Le coefficient de transmission dépend de la raideur, il faut tout d'abord calculer les raideurs, utilisés pour le calcul du moment fléchissant par la méthode de CROSS [11] :

Les raideurs des barres sont données par les expressions suivantes

$$R_{AA'} = R_{A'A} = \frac{4EI}{l} = \frac{4 \times 4.34 \times E}{2.65} = 6.55 \times E$$

$$R_{AB} = R_{BA} = \frac{4EI}{l} = \frac{4 \times 4.34 \times E}{5.3} = 3.27 \times E$$

$$R_{DA'} = R_{A'D} = \frac{4EI}{l} = \frac{4 \times 1.206 \times E}{2.35} = 2.72 \times E$$

$$R_{DC} = R_{CD} = \frac{4EI}{l} = \frac{4 \times 2.97 \times E}{5.3} = 2.24 \times E$$

$$R_{BC} = R_{A'D}$$

$R_{AA'}$: Raideur de la barres AA'

E : Module de Young.

l : Inertie de la barre.

l : Longueur de la barre.

Les coefficients de distribution sont donnés par les expressions suivantes avec leurs valeurs correspondantes :

Le coefficient de distribution il vaut, pour la barre AA' :

$$D_{AA'} = D_{BB'} = \frac{R_{AA'}}{R_{AA'} + R_{DA'} + R_{BA'}}$$

$$D_{AA'} = D_{BB'} = \frac{6.55E}{(6.55 + 3.27 + 2.72)E} = 0.52$$

$$D_{DA'} = D_{CB} = \frac{2.72E}{(2.24 + 2.72)E} = 0.55$$

$$D_{BA'} = D_{A'B} = \frac{3.27E}{(6.55 + 3.27 + 2.72)E} = 0.26$$

$$D_{A'D} = D_{BC} = \frac{2.72E}{(6.55 + 3.27 + 2.72)E} = 0.217$$

$$D_{CD} = D_{DC} = \frac{2.24E}{(2.24 + 2.72)E} = 0.45$$

Les coefficients de transmission sont donnés par les expressions suivantes :

$C_{ij} = 0 \Rightarrow$ Pour un encastrement.

$C_{ij} = 0.5 \Rightarrow$ Pour une extrémité libre, appui simple ou double.

B. Moment d'encastrement sous les surcharges routières:

Le système qui s'avère le plus défavorable dans le sens longitudinal est le système $A(L)$, mais dans le sens transversal, il faut effectuer une comparaison entre les systèmes qui représentent une charge de forte concentration sur une surface relativement petite.

Les systèmes à prendre en compte pour évaluer les moments d'encastrements sont :

- Système de surcharge B.
- Surcharges militaires et exceptionnel convoi D.

Les effets de charge seront évalués par les abaques de H.HOMBERG, et les moments seront calculés dans les deux sens, sens transversal et sens longitudinal [10].

1. Calcul des sollicitations :

a) Calcul du moment dû au poids propre :

Les éléments engendrés par le chargement du poids propre doivent être distribués dans les éléments du caisson selon la méthode de CROSS qui permet après approximation la détermination des moments de flexion aux extrémités des barres.

Nœuds	A	A'			D		B			B		B'
Barres	AA'	A'A	A'D	A'B	DA'	DC	BA'	BC	BB'	CD	CB	B'B
C_{ij}	0,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,5
D_{ij}	1	0,520	0,220	0,260	0,550	0,450	0,260	0,550	0,520	0,450	0,550	1
M_{ij}	0	-19,260	0	11,950	0	7,795	11,950	0	-19,260	7,795	0	0
Distribution	0	3,800	1,580	1,900	-4,020	-3,500	1,900	4,020	3,800	-3,500	-4,280	0
Transmission	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Σ	0	-15,260	1,580	13,850	-4,280	4,295	13,850	4,020	-15,460	4,295	-4,280	0

Tableau 54. Moments fléchissant sur chaque point du voussoir

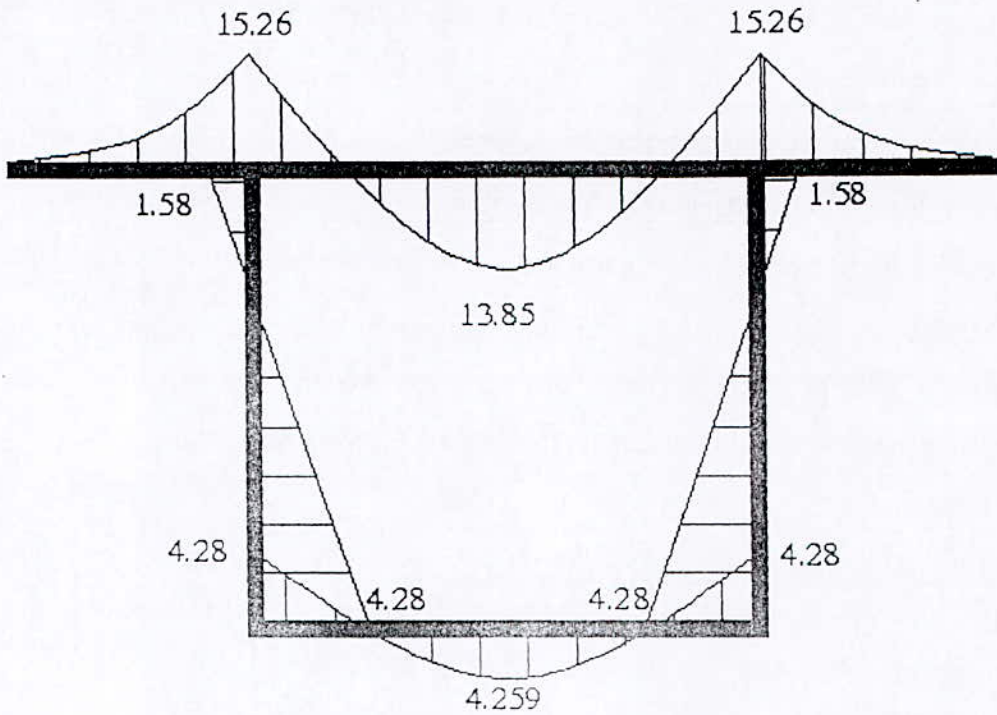


Figure 37. Diagramme de moments dus aux charges permanentes

1.2.1. Calcul du moment dû aux surcharges B :

Même procédure de calcul pour ce type de chargement, en utilisant la méthode de CROSS, on obtient le diagramme des moments en additionnant les trois surcharges B_e, B_r et B_i :

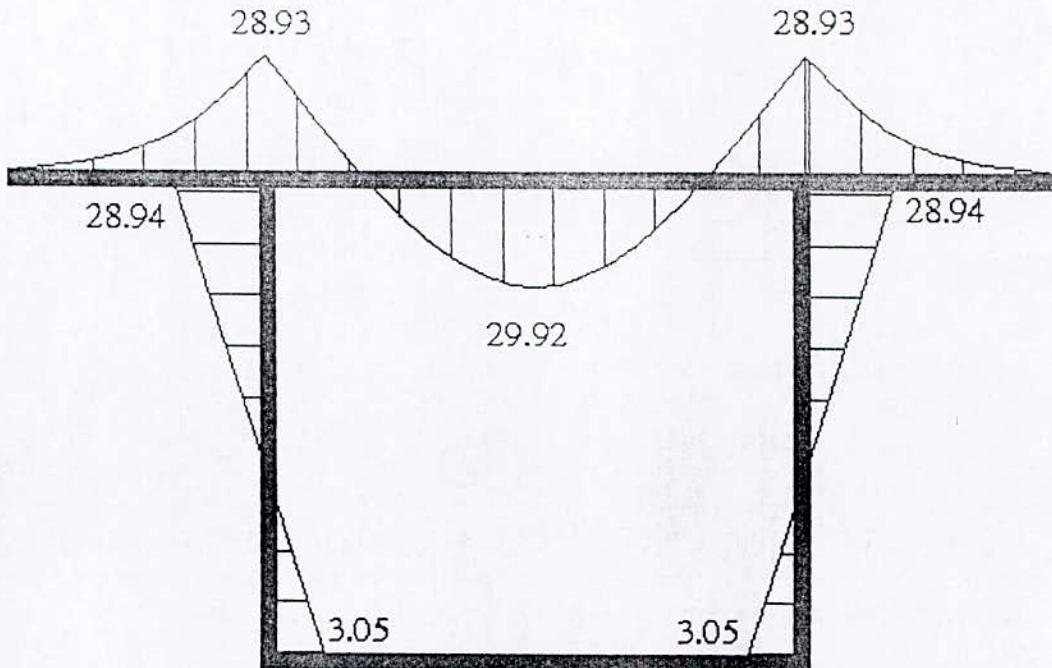


Figure 38. Diagramme des moments fléchissant dus aux surcharges B

Sachant que pour les surcharges B le moment en travée est déterminé par les lignes d'influences de H.HOMBERG en reportant sur papier calque les convois des surcharges données en prenant l'échelle de l'abaque.

1.2.1. Calcul du moment dû aux surcharges du convoi exceptionnel D :

Même procédure de calcul que pour les surcharges B. On obtient le diagramme du moment suivant :

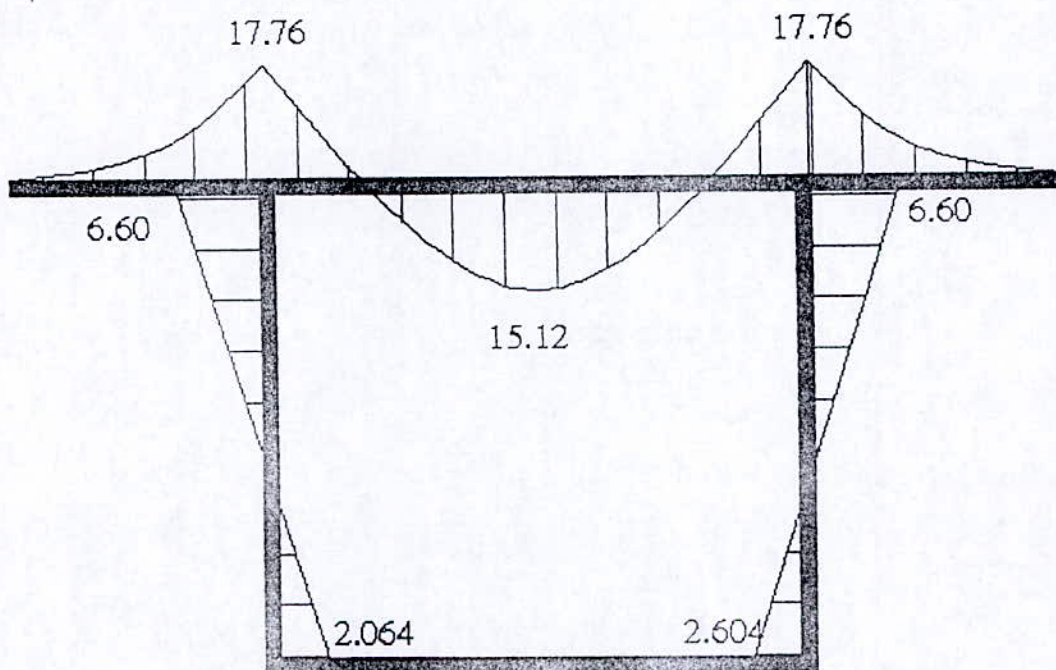


Figure 39. Diagramme des moments dus à la charge du convoi D

II. Etude du voussoir sur pile :

Les étapes à suivre sont identiques que pour le voussoir à la clé.

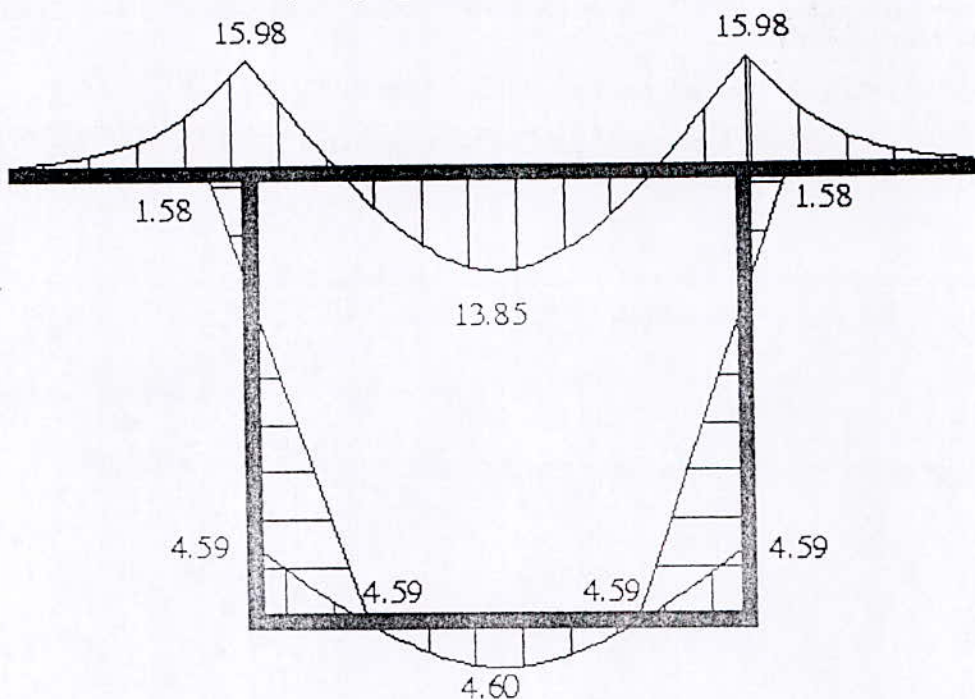


Figure 40. Diagramme des moments dus aux charges permanentes

Moment dû à la surcharge B :

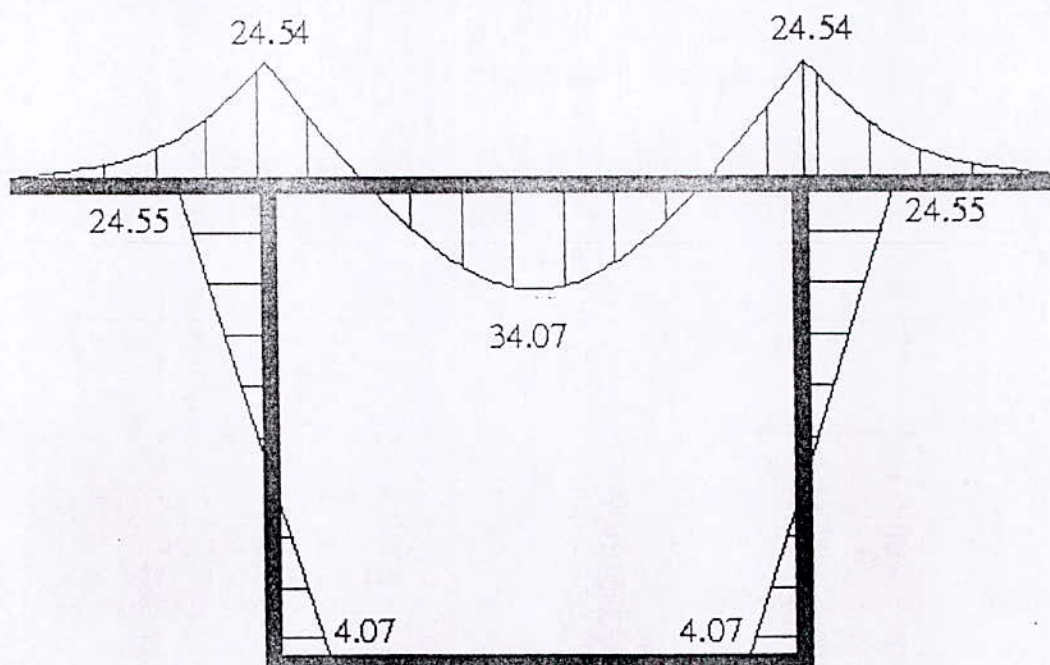


Figure 41. Diagramme des moments fléchissant dus aux surcharges B

Moment dû à la surcharge du convoi D :

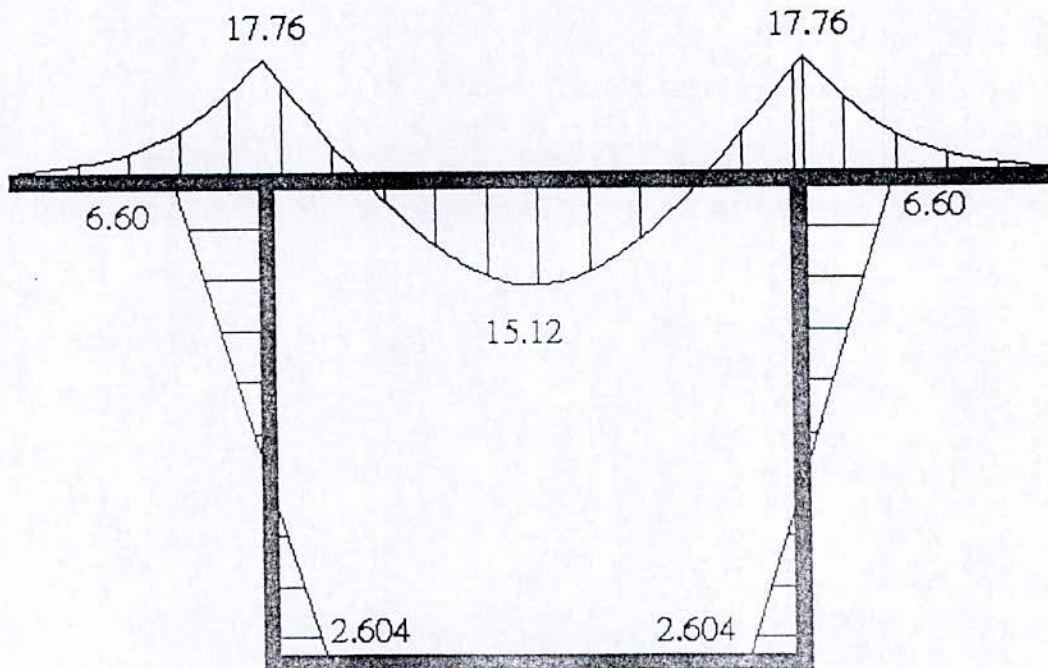


Figure 42. Diagramme du moment fléchissant dû au convoi D

XIV.2. Ferrailage :

Les moments fléchissant trouvés nous permettent de déterminer le ferrailage des éléments de la section du voussoir, selon la figure ci-dessous, on distingue les différentes sections à ferrailer.

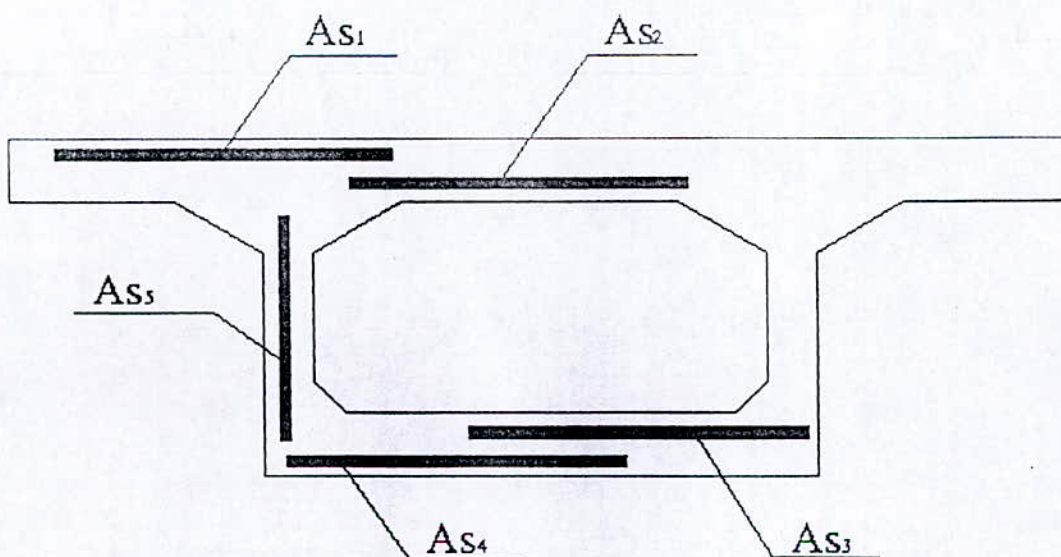


Figure 43. Modèle de ferrailage transversale.

XIV.2.1. Voussoir à la clé :

Les armatures seront calculées en flexion simple ; en considérant une section de béton $b \times h$, avec $b = 1m$ et h : Hauteur de la section. Le type de fissuration est préjudiciable, le ferrailage se fera à l'état limite de service, avec la combinaison : $G + 1.2Q$ [11].

- $A_{S1} = \frac{M_1}{Z \cdot \sigma_s}$ tel que $M_1 = 71.29t.ml$

Avec :

$$\overline{\sigma_s} = \min(0.5f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}) = 187MPa, \text{ tel que : } \eta = 1.6 \text{ pour acier HA.}$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)$$

$$d = h - c = 0.64 - 0.3 = 0.34m$$

$$\alpha = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}} = \frac{15 \times 21}{15 \times 21 + 187} = 0.627$$

$$\Rightarrow Z = 0.34 \times \left(1 - \frac{0.627}{3} \right) = 0.27$$

$$D'où : A_{S1} = \frac{71.29 \times 10^2}{0.27 \times 187 \times (2.22 \times 2)} = 31.80cm^2 / \text{face} / ml$$

$$A_{S1} = 4\phi 32 \text{ Et } e = 20cm \text{ tel que : } e : \text{ est l'espacement.}$$

Dans le sens longitudinal on aura $A_{Sy} = \frac{141.92}{3} = 47.06cm$ d'où

$$A_{Sy} = \frac{47.06}{2 \times 5} = 4.706cm^2 / \text{face} / ml \Rightarrow A_{Sy} = 5\phi 12 / \text{face} / ml \text{ avec un espacement de } e = 20cm$$

- $A_{S2} = \frac{M_2}{Z \cdot \sigma_s}$ tel que $M_2 = 67.89t.ml$

Avec :

$$\overline{\sigma_s} = \min(0.5f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}) = 187MPa, \text{ tel que : } \eta = 1.6 \text{ pour acier HA.}$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)$$

$$d = h - c = 0.35 - 0.3 = 0.25m$$

$$\alpha = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}} = \frac{15 \times 21}{15 \times 21 + 187} = 0.627$$

$$\Rightarrow Z = 0.25 \times \left(1 - \frac{0.627}{3} \right) = 0.20m$$

$$D'o\grave{u} : A_{s2} = \frac{67.89 \times 10^2}{0.20 \times 187 \times (5.3 \times 2)} = 17.12 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}$$

$A_{s2} = 4\phi 25$ Et $e = 20 \text{ cm}$ tel que : e : est l'espacement.

Selon le sens transversal on a 4 barres de 25 avec un espacement de 20cm, selon le sens

longitudinal ; on a la section d'acier égale à $A_{sY} = \frac{A_s}{3} = \frac{17.12}{3} = 5.70 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}$

D'o\grave{u} : $A_{sY} = 6\phi 12 / \text{face} / \text{ml}$ avec un espacement de $e = 16.66 \text{ cm}$

- $A_{s3} = \frac{M_3}{Z \cdot \sigma_s}$ tel que $M_3 = 4.28 \text{ t.ml}$

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)$$

$$d = h - c = 0.58 - 0.3 = 0.55 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Z = 0.55 \times \left(1 - \frac{0.627}{3} \right) = 0.44 \text{ m}$$

$$D'o\grave{u} : A_{s3} = \frac{4.28 \times 10^2}{0.44 \times 187 \times (0.92 \times 2)} = 2.83 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}$$

$A_{s3} = 4\phi 10$ Et $e = 20 \text{ cm}$ tel que : e : est l'espacement.

Selon le sens transversal on a 4 bars de 25 avec un espacement de 20cm, selon le sens

longitudinal on a la section d'acier égale à $A_{sY} = \frac{A_s}{3} = \frac{5.21}{3} = 1.74 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}$

D'o\grave{u} : $A_{sY} = 6\phi 6 / \text{face} / \text{ml}$ avec un espacement de $e = 16.66 \text{ cm}$

- $A_{s4} = \frac{M_4}{Z \cdot \sigma_s}$ tel que $M_4 = 4.28 \text{ t.ml}$

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)$$

$$d = h - c = 0.24 - 0.05 = 0.09 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Z = 0.09 \times \left(1 - \frac{0.627}{3} \right) = 0.071 \text{ m}$$

$$D'o\grave{u} : A_{s4} = \frac{4.295 \times 10^2}{0.071 \times 187 \times (5.3 \times 2)} = 3.052 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}$$

$A_{s4} = 4\phi 10$ Et $e = 20 \text{ cm}$ tel que : e : est l'espacement.

Selon le sens transversal on a 4 bars de 10 avec un espacement de 25cm, selon le sens

longitudinal on a la section d'acier égale à :

$$A_{SY} = \frac{A_s}{3} = \frac{32.35}{3} = 10.78 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{SY} = 1.078 \text{ cm}^2 = 6\phi 6 / \text{face} / \text{ml}$$

D'où : $A_{SY} = 6\phi 6 / \text{face} / \text{ml}$ avec un espacement de $e = 16.66 \text{ cm}$

- $A_{S5} = \frac{M_s}{Z \cdot \sigma_s}$ tel que $M_s = 11.06 \text{ t.ml}$

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)$$

$$d = h - c = 0.54 - 0.30 = 0.24 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Z = 0.24 \times \left(1 - \frac{0.627}{3} \right) = 0.20 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } A_{S5} = \frac{11.06 \times 10^2}{0.20 \times 187 \times (1.71 \times 2)} = 8.65 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}$$

$A_{S5} = 6\phi 14$ Et $e = 16.66 \text{ cm}$ tel que : e : est l'espacement.

Selon le sens transversal on a 6 bars de 14 avec un espacement de 20cm, selon le sens longitudinal on la section d'acier égale à

$$A_{SY} = \frac{A_s}{3} = \frac{29.58}{3} = 9.86 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{SY} = 2.88 \text{ cm}^2 = 4\phi 10 / \text{face} / \text{ml}$$

D'où : $A_{SY} = 4\phi 10 / \text{face} / \text{ml}$ avec un espacement de $e = 25 \text{ cm}$

2.2. Voussoir sur pile :

- $A_{S1} = \frac{M_1}{Z \cdot \sigma_s}$ tel que $M_1 = 70.944 \text{ t.ml}$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = \min(0.5 f_e, 90 \sqrt{\eta f_y}) = 187 \text{ MPa}, \text{ tel que : } \eta = 1.6 \text{ pour acier HA.}$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)$$

$$d = h - c = 0.6 - 0.3 = 0.3 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \sigma_s} = \frac{15 \times 21}{15 \times 21 + 187} = 0.627$$

$$\Rightarrow Z = 0.30 \times \left(1 - \frac{0.627}{3} \right) = 0.24$$

$$\text{D'où : } A_{S1} = \frac{70.94 \times 10^2}{0.24 \times 187 \times (2.22 \times 2)} = 35.60 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}$$

$A_{S1} = 8\phi 25$ Et $e = 12.50 \text{ cm}$ tel que e : est l'espacement.

Dans le sens longitudinal on aura $A_{sY} = \frac{158.06}{3} = 52.68 \text{ cm}$ d'où :

$$A_{sY} = \frac{52.68}{2 \times 5} = 5.268 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml} \Rightarrow A_{sY} = 5\phi 12 / \text{face} / \text{ml} \text{ avec un espacement de } e = 20 \text{ cm}$$

- $A_{s2} = \frac{M_2}{Z \cdot \sigma_s}$ tel que $M_2 = 73.022 \text{ t.ml}$

Avec :

$$\overline{\sigma_s} = \min(0.5f_c, 90\sqrt{\eta f_y}) = 187 \text{ MPa}, \text{ tel que : } \eta = 1.6 \text{ pour acier HA.}$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)$$

$$d = h - c = 0.35 - 0.05 = 0.3 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}} = \frac{15 \times 21}{15 \times 21 + 187} = 0.627$$

$$\Rightarrow Z = 0.30 \times \left(1 - \frac{0.627}{3} \right) = 0.24 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } A_{s2} = \frac{73.022 \times 10^2}{0.24 \times 187 \times (5.3 \times 2)} = 15.35 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}$$

$A_{s2} = 5\phi 20$ Et $e = 20 \text{ cm}$ tel que : e : est l'espacement.

Selon le sens transversal on a 5 bars de 20 avec un espacement de 20cm, selon le sens

longitudinal on la section d'acier égale à $A_{sY} = \frac{A_s}{3} = \frac{15.35}{3} = 5.11 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}$

D'où : $A_{sY} = 5\phi 12 / \text{face} / \text{ml}$ avec un espacement de $e = 20 \text{ cm}$

- $A_{s3} = \frac{M_3}{Z \cdot \sigma_s}$ tel que $M_3 = 4.59 \text{ t.ml}$

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)$$

$$d = h - c = 0.87 - 0.3 = 0.57 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Z = 0.57 \times \left(1 - \frac{0.627}{3} \right) = 0.45 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } A_{s3} = \frac{4.59 \times 10^2}{0.45 \times 187 \times (0.92 \times 2)} = 2.96 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}$$

$A_{s3} = 4\phi 10$ Et $e = 25 \text{ cm}$ tel que : e : est l'espacement.

Selon le sens transversal on a 4 bars de 10 avec un espacement de 25cm, selon le sens

longitudinal on la section d'acier égale à $A_{sY} = \frac{A_s}{3} = \frac{5.68}{3} = 1.89 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}$

D'où : $A_{sY} = 4\phi 8 / \text{face} / \text{ml}$ avec un espacement de $e = 25 \text{ cm}$

- $A_{s4} = \frac{M_4}{Z \cdot \sigma_s}$ tel que $M_4 = 4.60 \text{ t.ml}$

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)$$

$$d = h - c = 0.54 - 0.3 = 0.24 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Z = 0.24 \times \left(1 - \frac{0.627}{3} \right) = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } A_{s4} = \frac{4.60 \times 10^2}{0.2 \times 187 \times (5.3 \times 2)} = 1.60 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}$$

$A_{s4} = 6\phi 6$ Et $e = 16.66 \text{ cm}$ tel que : e : est l'espacement.

Selon le sens transversal on a 6 bars de 6 avec un espacement de 16.66cm, selon le sens longitudinal on la section d'acier égale à :

$$A_{sY} = \frac{A_s}{3} = \frac{16.96}{3} = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{sY} = 0.56 \text{ cm}^2 = 3\phi 8 / \text{ml}$$

D'où : $A_{sY} = 3\phi 8 / \text{ml}$ avec un espacement de $e = 33.33 \text{ cm}$

- $A_{s5} = \frac{M_5}{Z \cdot \sigma_s}$ tel que $M_5 = 39.58 \text{ t.ml}$

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)$$

$$d = h - c = 0.45 - 0.30 = 0.15 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Z = 0.15 \times \left(1 - \frac{0.627}{3} \right) = 0.12 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } A_{s5} = \frac{39.58 \times 10^2}{0.12 \times 187 \times (3.86 \times 2)} = 22.85 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}$$

$A_{s5} = 8\phi 20$ Et $e = 12.50 \text{ cm}$ tel que : e : est l'espacement.

Selon le sens transversal on a 8 bars de 20 avec un espacement de 12.50cm, selon le sens longitudinal on a la section d'acier égale à

$$A_{sY} = \frac{A_s}{3} = \frac{176.402}{3} = 58.80 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{sY} = 5.88 \text{ cm}^2 = 6\phi 12 / \text{face} / \text{ml}$$

D'où : $A_{sY} = 6\phi 12 / \text{face} / \text{ml}$ avec un espacement de $e = 16.66 \text{ cm}$

On donne ainsi le ferrailage des voussoirs :

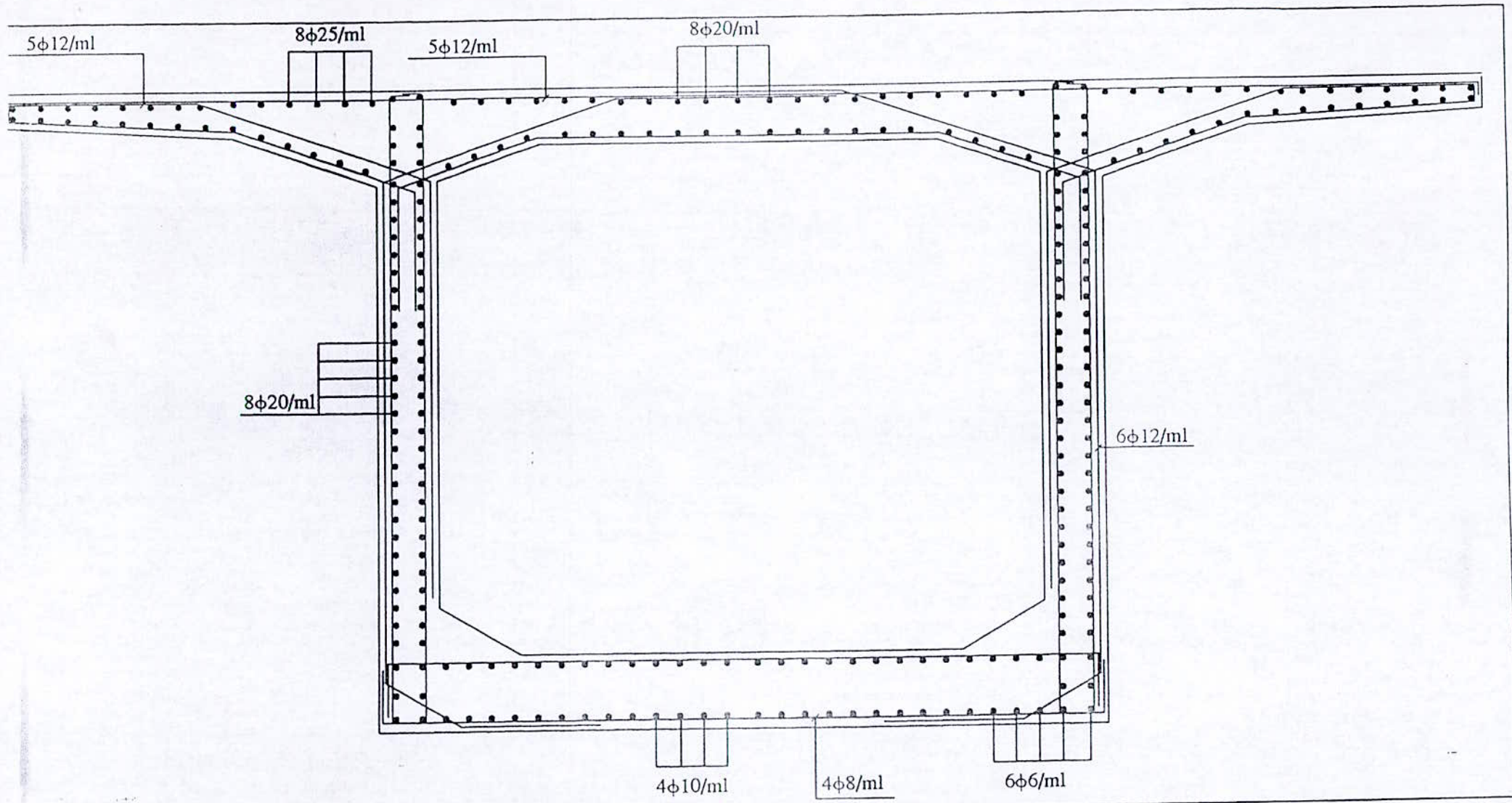


Figure 44. Ferrailage transversal du voussoir sur pile

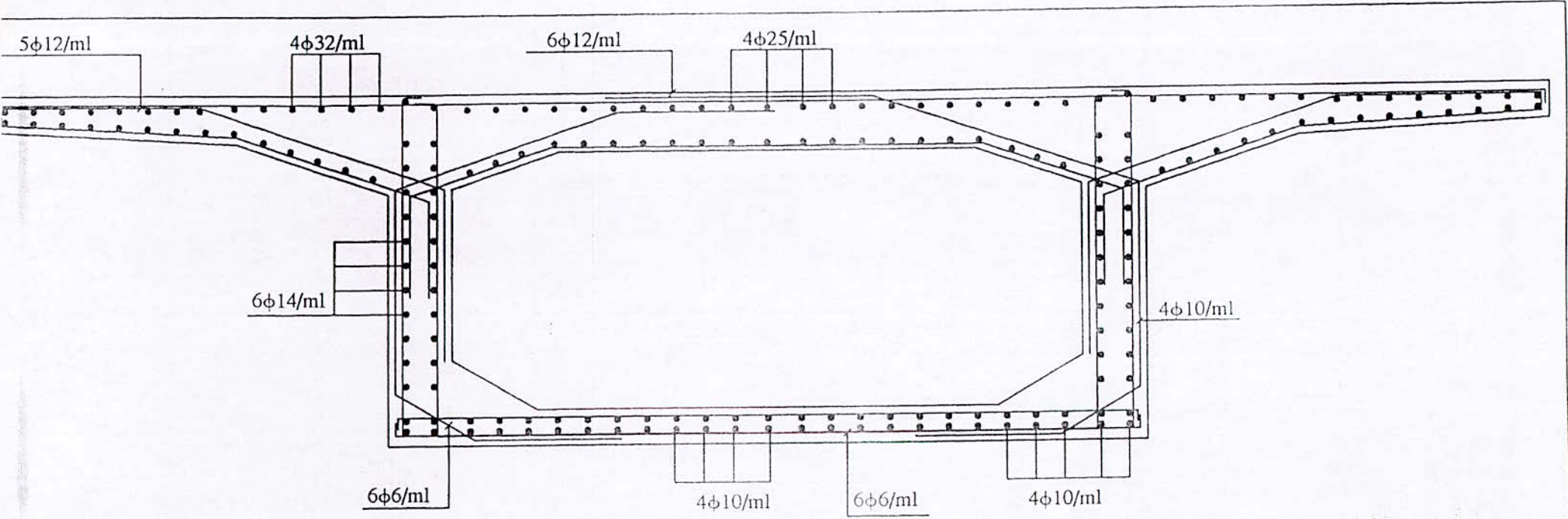


Figure 45. Ferrailage transversal du voussoir à la clé.

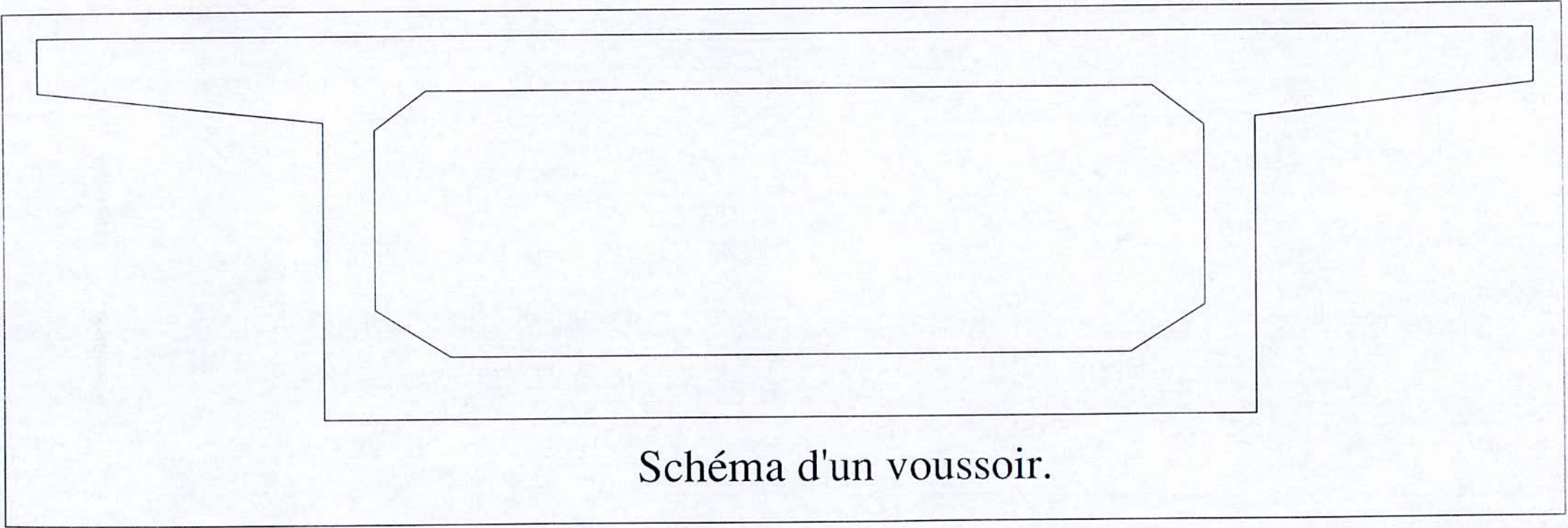


Schéma d'un voussoir.

CHAPITRE XI :

Résistance à l'effort
tranchant

Introduction :

L'âme est la partie la plus sollicitée en effort tranchant, les membrures supérieures et inférieures du fait de leurs inerties par rapport au centre de gravité de la section sont des éléments résistants à la flexion [4].

Du fait de la précontrainte, la contrainte au centre de gravité de la section n'est plus nulle mais vaut $\sigma_G = \frac{P}{S}$

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

Sous l'effet de la précontrainte, trois effets à prendre en compte ; Effet isostatique, effet hyperstatique et effet RESAL [4].

a) Effet isostatique :

A gauche de l'élément (figure 44), les actions s'exerçant sur l'élément se réduisent aux composantes verticales de tous les efforts appliqués à :

- Un effort tranchant positif.
- Une composante verticale de la précontrainte $P \sin \alpha$ qui vient se retrancher à l'effort tranchant.

On aura : $V = P \sin \alpha$

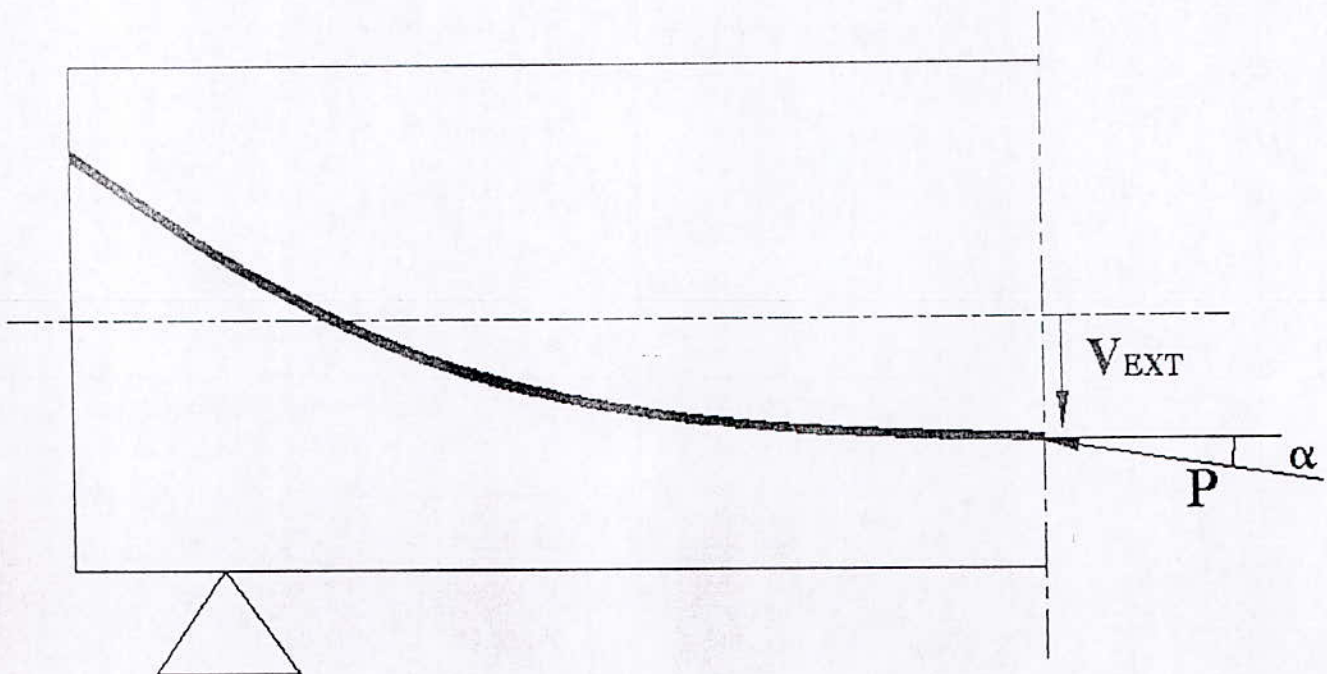


Figure 46. Effort tranchant dans une section de poutre en béton précontraint

1) Effet hyperstatique :

A cette action, on doit ajouter l'effort tranchant dû au moment hyperstatique de précontraint, et vaut:

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

2) Effet RESAL :

Dans notre cas l'intrados du tablier suit une courbure, auprès des appuis une partie de l'effort tranchant est créée par cet effort de précontrainte incliné :

$$V_R = \frac{M}{z} \cdot \frac{dh}{dx}$$

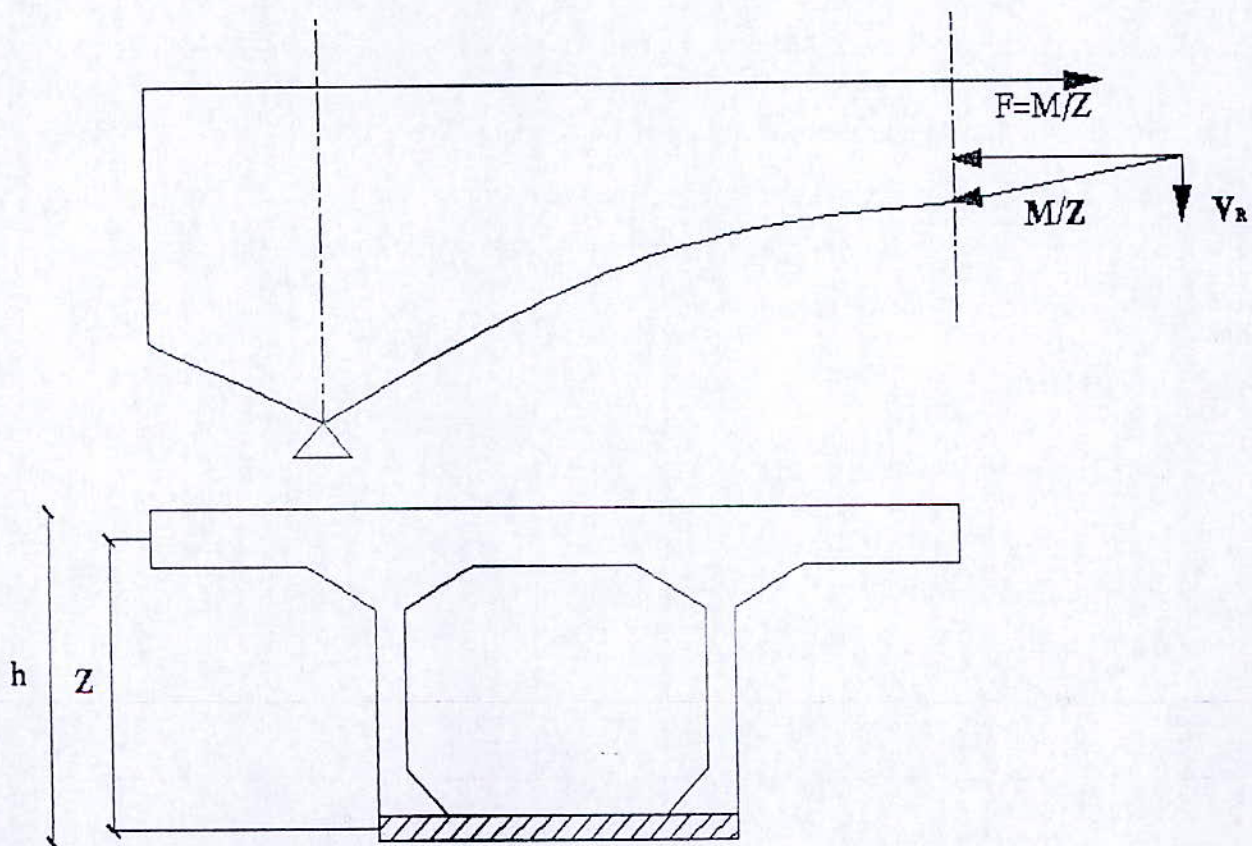


Figure 47. Effet RESAL

2. Vérification de l'effort tranchant :

- Calcul de l'effort tranchant :

Selon les combinaisons de l'état limite de service on détermine l'effort tranchant:

$$V_r = V_G + V_Q - P \sin \alpha$$

- Calcul du cisaillement à l'état limite de service :

$$\tau = \frac{V_r}{z \cdot b_n}$$

Tel que :

V_r : Effort tranchant calculé selon la combinaison de L'ELS.

z : Bras de levier il vaut $z = \frac{I}{\mu}$ avec I étant le moment d'inertie et μ est le moment statique.

b_n : Epaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme, mais dans notre cas les câbles se situent seulement dans l'hourdis supérieur et l'hourdis inférieur, elle est égale alors à 0.45m

- Détermination du cisaillement admissible :

Le cisaillement admissible vaut $\bar{\tau} = \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2)$

Avec : $\bar{\tau}_1^2 = 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x)$ et $\sigma_x = \frac{P}{S}$

$$\bar{\tau}_2^2 = \frac{2 f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_x) \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_t \right)$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau^2} \text{ et } \sigma_y \geq \frac{\tau^2}{\sigma_x}$$

La vérification à faire est $\tau < \bar{\tau}$

$X[m]$	$V_r[t]$	$\sigma_x[MPa]$	$\tau[MPa]$	$\sigma_y[MPa]$	$\bar{\tau}_1[MPa]$	$\bar{\tau}_2[MPa]$	$\bar{\tau}[MPa]$
0	5569,86	4194,31	12,08	3,48	15,96	25,72	5,07
3	450,21	3480,52	0,98	0,03	3,97	19,19	4,38
8	2255,06	2316,06	5,09	1,12	8,42	14,62	3,82
13	2063,77	1173,35	5,23	2,33	8,56	10,00	3,16
18	1637,66	240,99	4,94	10,12	8,25	8,08	2,84
23	1213,48	362,86	4,51	5,61	7,79	7,26	2,70
28	791,40	698,00	3,71	1,98	6,93	7,34	2,71
33	210,83	776,85	1,26	0,20	4,27	6,38	2,53
38	203,99	700,62	1,55	0,34	4,59	6,14	2,48
43	382,60	538,83	3,66	2,49	6,87	6,82	2,61
48	560,66	365,47	6,74	12,41	10,19	9,92	3,15
53	738,67	190,40	11,01	63,69	14,81	25,57	5,06
58	987,71	37,58	14,72	576,97	18,82	193,66	13,92

Tableau 55. Valeurs des contraintes pour la vérification pour la travée de rive.

$X[m]$	$V_r[t]$	$\sigma_x[MPa]$	$\tau[MPa]$	$\sigma_y[MPa]$	$\bar{\tau}_1[MPa]$	$\bar{\tau}_2[MPa]$	$\bar{\tau}[MPa]$
4,15	2171,77	738,70	32,38	141,89	37,88	57,26	7,57
9,15	2007,08	731,37	22,28	67,84	26,97	32,39	5,69
14,15	1813,99	744,46	14,45	28,06	18,52	18,68	4,32
19,15	1625,20	562,89	9,27	15,27	12,93	12,52	3,54
24,15	1440,16	489,18	5,89	7,08	9,27	8,73	2,96
29,15	1258,66	53,32	3,79	27,01	7,01	11,96	3,46
34,15	1078,39	678,63	2,57	0,97	5,69	6,55	2,56
39,15	661,35	1499,87	1,41	0,13	4,44	9,79	3,13
44,15	245,20	1949,78	0,52	0,01	3,48	11,83	3,44

Tableau 56. Valeurs des contraintes pour la vérification pour la demi travée centrale.

Conclusion :

Vu la symétrie on considère la demie travée centrale qui représente le cas le plus défavorable pour la détermination de l'effort tranchant.

En comparant les valeurs de $\bar{\tau}$ et τ , on remarque que pour quelques voussoirs la contrainte de cisaillement n'est pas vérifiée, (il faut alors soit redimensionner la section d'acier transversale à l'état limite ultime ou redimensionner l'épaisseur de l'âme, mais pour des raisons économique on préfère redimensionner l'épaisseur de l'âme. On démarre de la contrainte admissible pour trouver cette épaisseur).

Le cas le plus défavorable est représenté dans la travée de rive pour la voussoir où l'abscisse est de 58m, on prenant alors $\tau = \bar{\tau} = 13,92\text{MPa}$.

$$\text{On a } \tau = \bar{\tau} = \frac{V_{r1}}{z.b_n} \Rightarrow b_n = \frac{V_{r1}}{\tau.z} = 0.24\text{m}.$$

On admet cette valeur pour le reste des voussoirs où la condition est non satisfaite.

CHAPITRE XII :

Etude de la diffusion
de la précontrainte et
ancrage.

Introduction :

L'effort d'ancrage introduit sur la poutre une forte contrainte de compression sur une faible section de béton, cet effort se diffuse ensuite sur une plus grande surface dans la poutre, au bout d'une certaine distance appelée longueur de zone de régularisation L_R , on admet que le principe de Saint-Venant s'applique et la répartition des contraintes normales est linéaire.

Dans notre cas où les câbles sont rectilignes et excentrés, on a donc à faire à deux zones de régularisation :

- Une zone de première régularisation dans le prisme symétrique $d \times d$ avec $d=2C$ ou C représente la distance de l'axe d'ancrage à l'extrémité la plus proche.
- Une zone centrale appelée zone d'éclatement [4].

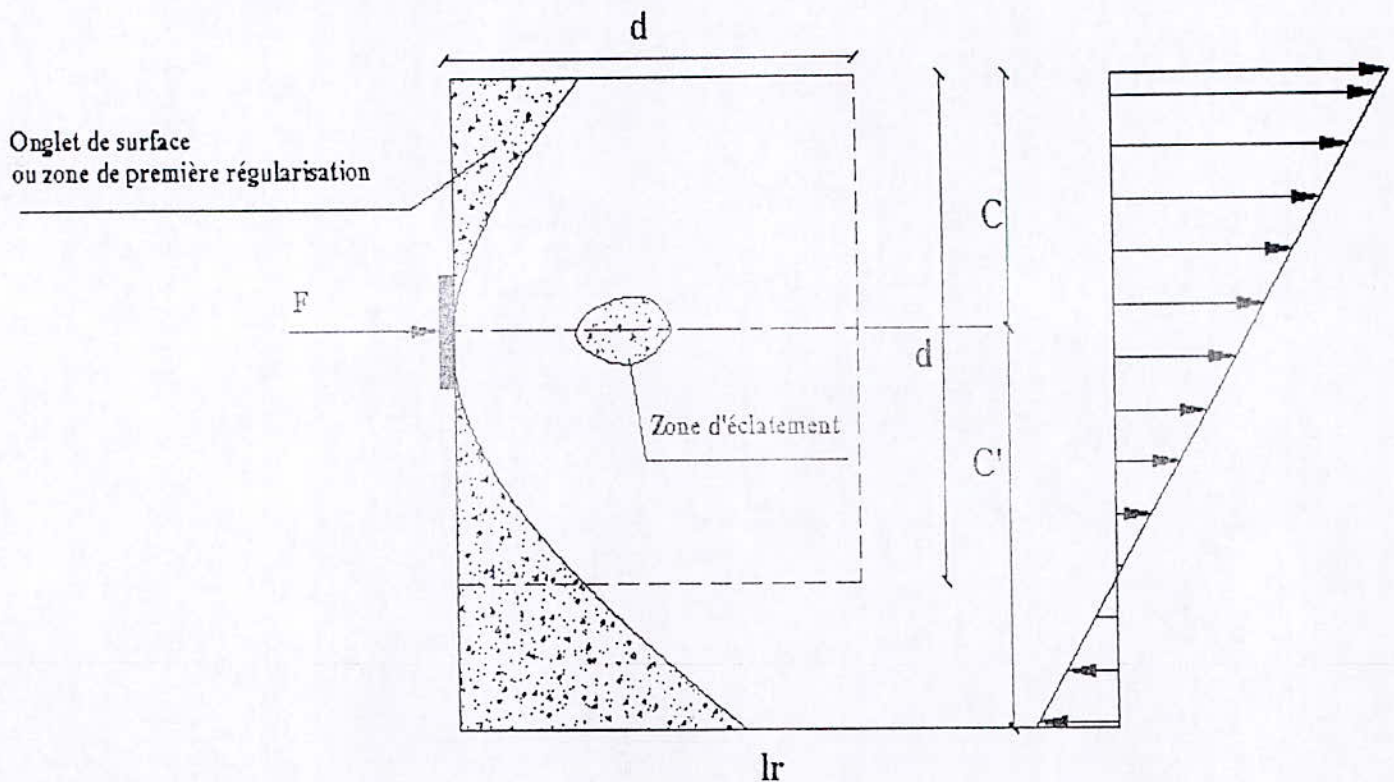


Figure48. Zone du béton sous l'action d'un effort concentré excentré

Il y a lieu de procéder dans ces zones à :

Des vérifications permettant de réduire l'apparition des fissures.

La détermination des armatures passives destinées à limiter l'ouverture des fissures.

La diffusion des contraintes à partir de S_A (onglet de surface) présente un caractère tridimensionnel, toutefois on peut se contenter de procéder à deux justifications bidimensionnelles, en étudiant la diffusion suivant deux plans perpendiculaires contenant chacun un des axes principaux d'inertie de la section [4].

1. Justification réglementaire :

a) Zone de la première régularisation :

1) Effet de surface :

Au voisinage immédiat de S_A , on prévoit un freinage de surface

$$A_s = 0.04 \frac{\max(F_j)}{\bar{\sigma}_s}$$

Avec :

F_j : représente la force de précontrainte au $j^{\text{ème}}$ niveau.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible de l'acier telle que $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$.

2) Effet d'éclatement :

A l'intérieur de chaque prisme symétrique, la contrainte de traction de béton est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_y = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{F_{j0}}{bd_j} \leq 1.25 f_{jt}$$

Contrainte de compression de béton :

$$\sigma_c = \frac{F_{j0}}{bd_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Avec :

d_j : Hauteur du prisme symétrique au niveau j.

a_j : Dimension de la plaque d'ancrage au niveau j.

f_{cj} : Contrainte caractéristique de compression à j jours.

f_{jt} : Contrainte caractéristique de traction à j jours.

Ferrailage pour l'effet d'éclatement :

On calcule pour chaque ancrage de niveau j , l'acier nécessaire.

$$A_{ej} = \frac{0.25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) F_j}{K_j \cdot \frac{2}{3} \cdot f_e} \quad \text{Où } K_j : \text{Coefficient dépendant de la position de l'ancrage par rapport à}$$

la section droite et vaut 1 pour un ancrage d'extrémité.

La section définitive d'acier transversale vaut :

$$A_e = \max \left(A_{ej_{\max}}, 0.15 \frac{F_{j_{\max}}}{2/3 f_e} \right)$$

Où $A_{ej_{\max}}$ représente la plus grande valeur des A_{ej} et $F_{j_{\max}}$ est la plus grande valeur des F_j . Ces aciers, sont réparties sur une longueur d_j à l'aval de S_d en s'assurant que chaque prisme j possède au moins une section d'acier A_{ej} sur la longueur d_j .

b) Equilibre général d'une section pure :**1) justification des contraintes :**

Sur un plan de coupure par rapport à l'extrados on obtient les sollicitations suivantes.

- Cisaillement :

$$\tau_d = \frac{2T_x}{b \cdot L_R}$$

Avec :

T_x : Effort tranchant dans le plan horizontal.

b : La largeur de l'âme.

L_R : Longueur de régularisation.

Cette contrainte est cumulée algébriquement avec la contrainte d'équilibre selon le RDM, donc la contrainte de cisaillement globale de cisaillement est :

$$\tau_{g_{\max}} = \tau_d + \tau$$

Et on doit vérifier que $\tau_{g_{\max}} \leq 1.5 f_{tj}$.

- Effet de surface :

La section d'acier nécessaire pour le ferrailage de l'effet de surface égale à :

$$A_s = \frac{0.04F}{2/3 f_e} = \frac{0.04 \times 171 \times 10^2}{0.66 \times 400} = 2.6 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 4 HA10.}$$

F : Force de précontrainte revenant à un câble.

- **Effet d'éclatement :**

Sous l'effet d'éclatement la section nécessaire d'acier pour le ferrailage vaut :

$$A_{ej} = \frac{0.25(1 - a_j/d_j)F_j}{K_j \cdot 2/3 \cdot f_e}$$

Tels que :

$$d_j = 0.50m$$

$$a_j = 0.22m$$

$$K_j = 1$$

$$A_{ej} = \frac{0.25 \left(1 - \frac{0.22}{0.50}\right) \times 171 \times 10^2}{1 \times 0.66 \times 400} = 9.068 \text{ cm}^2$$

La section définitive d'acier transversale vaut :

$$A_e = \max \left[A_{ej}, 0.15 \frac{F_{j\max}}{2/3 f_e} \right] = \max(9.068; 9.72) = 9.72 \text{ cm}^2$$

Soit le ferrailage de $A_e = 9.72 \text{ cm}^2 = 9\Phi 12$ pour chaque ancrage, ce ferrailage est répartie sur une profondeur de 0.50m de façon que chaque prisme soit traversé par A_e .

Vérification des contraintes :

- **Eclatement :**

$$\sigma_y = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \frac{F_j}{bd} \leq 1.25 f_y = 0.5 \left(1 - \frac{0.22}{0.5}\right) \frac{1.71}{0.5 \times 0.5} = 1.915 \text{ MPa}$$

Et $1.25 \times f_y = 2.625 \text{ MPa}$ d'où la condition $\sigma_y \leq 1.25 f_y$ est vérifiée.

- **Compression :**

$$\sigma_y = \frac{F_j}{bd_j} \leq \frac{2}{3} f_y = \frac{1.71}{0.5 \times 0.5} = 6.84 \text{ MPa}$$

Et $\frac{2}{3} \times 35 = 23.33 \text{ MPa}$ d'où la condition $\sigma_y \leq \frac{2}{3} f_y$ est vérifiée.

Equilibre de la zone de régularisation :

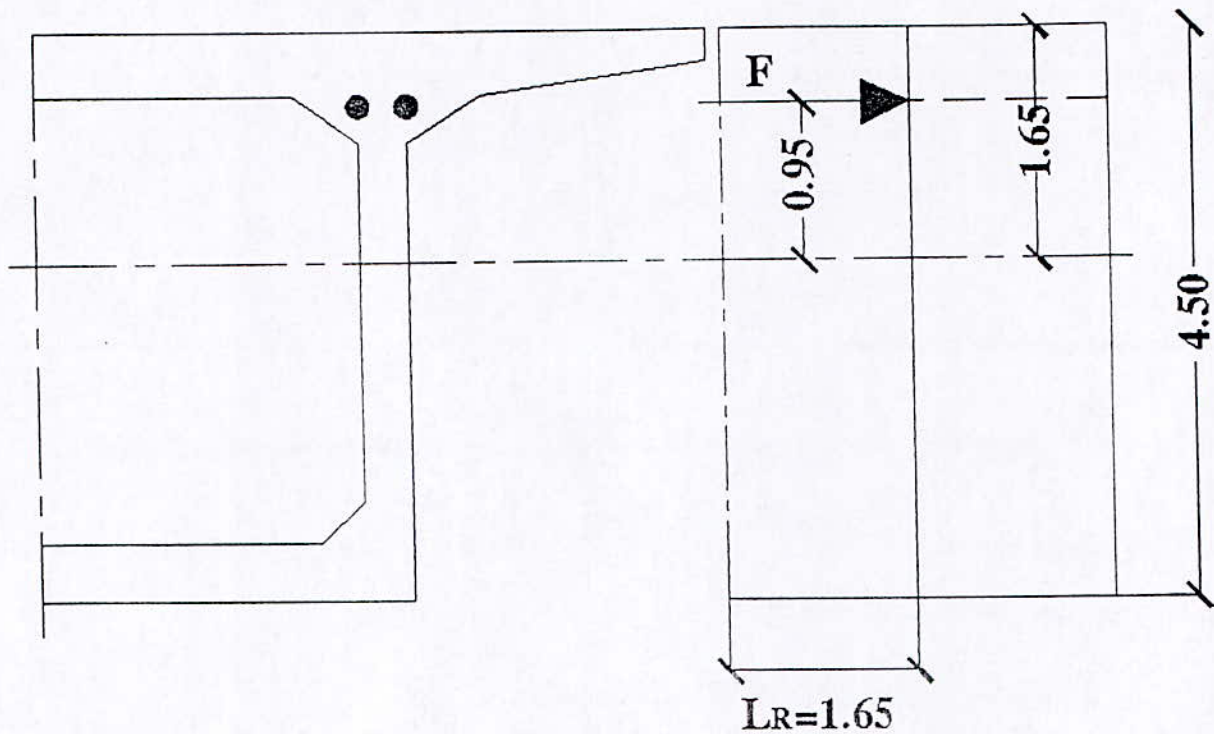


Figure 49. Caractéristiques géométriques

Comme le montre la figure 48, les sollicitations varient en fonction de l'ordonnée 't' de la coupure, ce qui nécessite une détermination de la position donnant les efforts les plus défavorables.

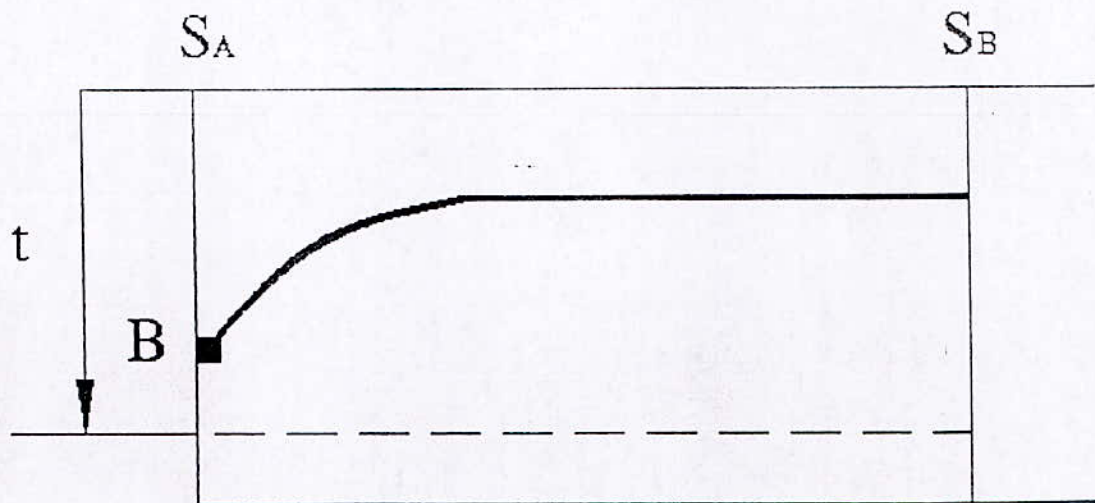


Figure 50. Arrêt d'ancrage en cours de travée à l'intérieur du béton

1. Vérification de l'équilibre général :

- Calcul des sollicitations :

Sur une longueur L_R , la poutre est en équilibre des forces sous l'action :

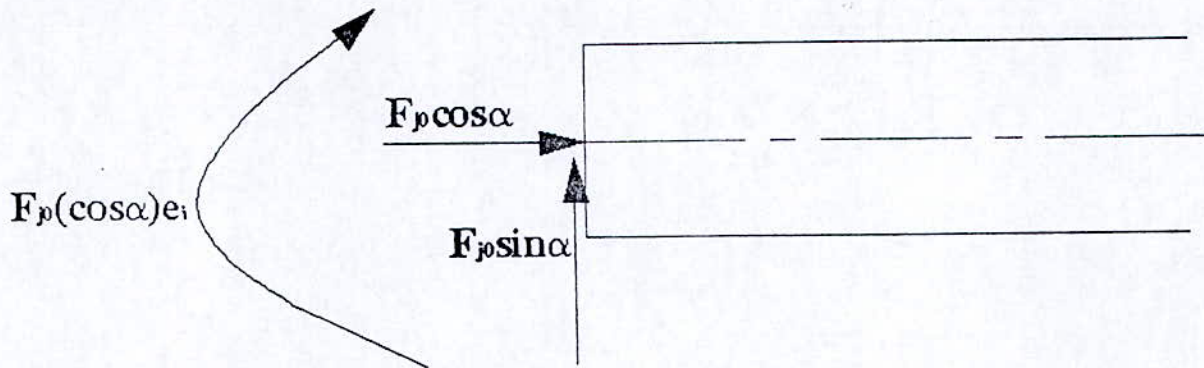


Figure 51. Sollicitation sur la plaque d'ancrage

La contrainte normale engendrée :

$$\sigma = \frac{\sum F_i \cos \alpha}{S} \pm \frac{\sum F_i (\cos \alpha) e_i}{I/V}$$

La contrainte de cisaillement engendrée :

$$\tau = \frac{S \sum (F_i \sin \alpha)}{b.l}$$

Au niveau du voussoir sur pile on a :

$$F_{j0} \cos \alpha = 170.98t$$

$$F_{j0} \sin \alpha = 2.086t$$

$$F_{j0} (\cos \alpha) e_i = 260.74t.m$$

$$\text{D'où } \sigma = \frac{170.98 \times 10^{-2}}{8.53} \pm \frac{260.74}{17.126/1.65}$$

$$\sigma = \begin{cases} 0.45 MPa \\ -0.050 MPa \end{cases}$$

$$\tau = 0.023 MPa$$

Les contraintes tangentes $\tau(F_j)$ et normales $\sigma(F_j)$ supposées réparties et résultant des efforts dans les câbles au droit de la section S_R .

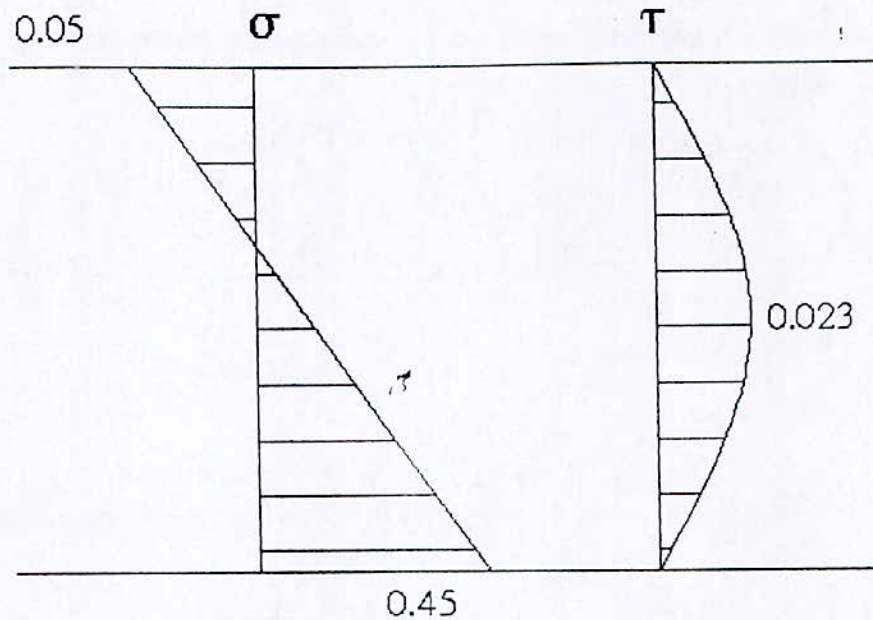


Figure 52. Diagramme de contraintes de compression et de cisaillement

2. Justification de la contrainte limite de cisaillement dans le béton :

On remplace les efforts concentrés aux ancrages par une charge répartie uniforme sur la hauteur a_j de l'ancrage, ce qui permet de générer un effort tranchant V_x et un cisaillement τ_d .

A chaque niveau d'ordonnée t (positive en descendant vers l'appui), on calcule le cisaillement :

$$\tau_g = \tau_d + \tau$$

Où τ_d représente un cisaillement conventionnel dans le plan de coupe égal à :

$$\tau_d = \frac{2V_x}{bL_r}$$

Avec V_x : Effort tranchant dans le plan horizontal.

b : Largeur de la poutre.

L_r : Longueur de régularisation

On détermine le cisaillement maximum $\tau_{g\max}$ de tous les τ_g en fonction de l'ordonnée t et on vérifie que :

$$\tau_{g\max} \leq 1.5f_{\eta}$$

Calculons dans ce cas V_x :

$$V_x = F_{0j} \cos \alpha - X$$

Avec :

$$X = \int_0^t \sigma(F_j) b dt$$

$\sigma(F_j) = -0.05 + 0.64t$ Cette formule est déterminée par les conditions aux limites

$$\Rightarrow X = 0.32t^2 - 0.05t$$

D'où :

$$V_x = 170.98 + 0.32t^2 - 0.05t$$

$$\Rightarrow \tau_d = 1.11(170.98 + 0.32t^2 - 0.05t) = 1.9 + 3.2 \cdot 10^{-3} t^2 - 5.1 \cdot 10^{-5} t \text{ [MPa]}$$

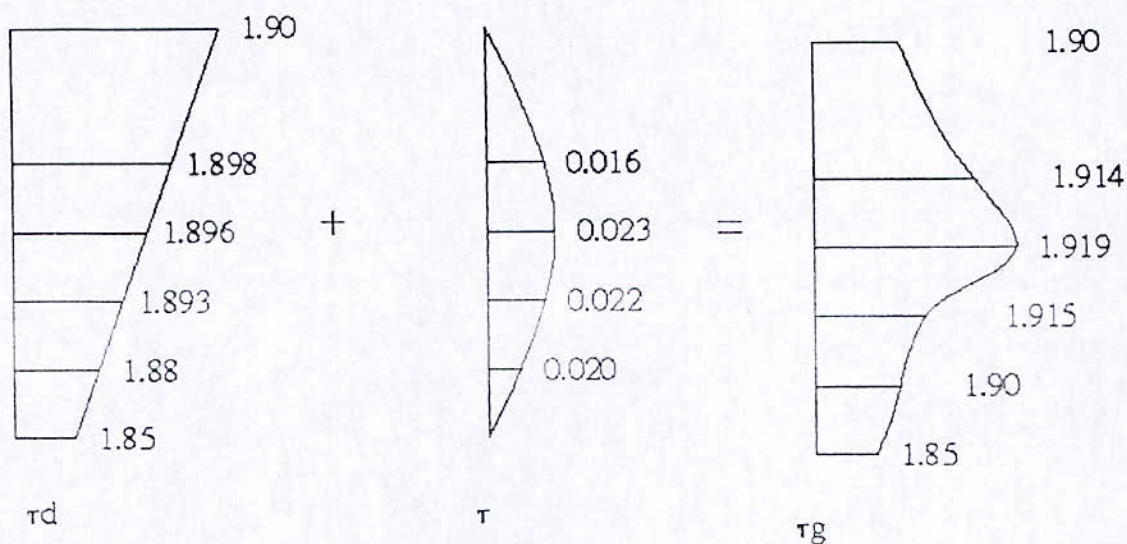


Figure 53. Diagramme des contraintes de cisaillement

D'après le diagramme ci-dessus on voit que la valeur maximale de τ_g vaut 1.919 MPa, sachant que $1.5f_y = 4.05 \text{ MPa}$, alors la condition $\tau_g \leq 1.5f_y$ est bien vérifiée.

Ferrailage longitudinal :

La section d'armature longitudinale est donnée par la formule suivante :

$$A_L = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{F}{4} - \Omega \sigma_b \right]$$

Avec :

F : Force de précontrainte sur l'ancrage elle vaut 171 t

Ω : Aire de la zone de régularisation, telle que $\Omega = 0.7 \times 0.7 = 0.49m^2$.

σ_b : Contrainte de traction de béton, telle que $\sigma_b = 0.05MPa$

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte admissible de l'acier, $\overline{\sigma_s} = \frac{2}{3} f_c = \frac{2}{3} 400 = 266.67MPa$

$$A_L = \frac{1}{266.66} \left[\frac{1.71}{4} - 0.49 \times 0.45 \right] = 7.76cm^2 \text{ Soit } 4\phi 16$$

Ferraillage final :

Aciers de surface :

$$A_s = 2.6cm^2 \text{ . Soit } 4 \text{ HA}10.$$

Acier d'éclatement :

$A_e = 9.72cm^2 = 9\Phi 12$. Pour chaque ancrage, ce ferraillage est répartie sur une profondeur de 0.50m de façon que chaque prisme soit traversé par A_e .

Acier longitudinal :

$$A_L = 7.76cm^2 \text{ Soit } 4\phi 16$$

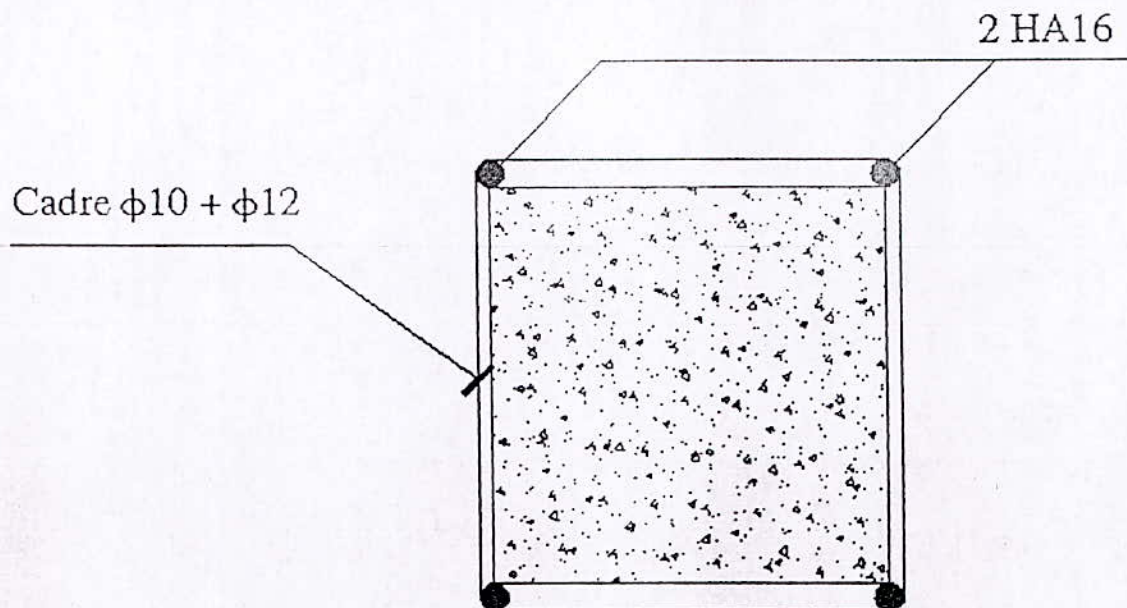


Figure 54. Ferraillage au droit de l'ancrage.

CHAPITRE XIII :

Etude dynamique du
pont.

Introduction :

L'objectif primordial dans une étude de structure est de réaliser un ouvrage sûr, économique et esthétique. Depuis le séisme 21/05/2003 l'Algérie a adopté de nouvelles initiatives à ce sujet.

1. Hypothèses de calcul

Le cas le plus défavorable à prendre dans le cas de notre ouvrage est de prendre en compte la phase de construction la où les fléaux ne sont pas encore solidaires entre eux c'est-à-dire un système à un seul degré de liberté la où la super structure est réductible en point de vue dynamique à une seule masse oscillante, schématisée sous la forme indiquée dans la figure 55, on supposant que la masse est soumise à une excitation, cette modélisation appelé méthode des coordonnées généralisées [14].

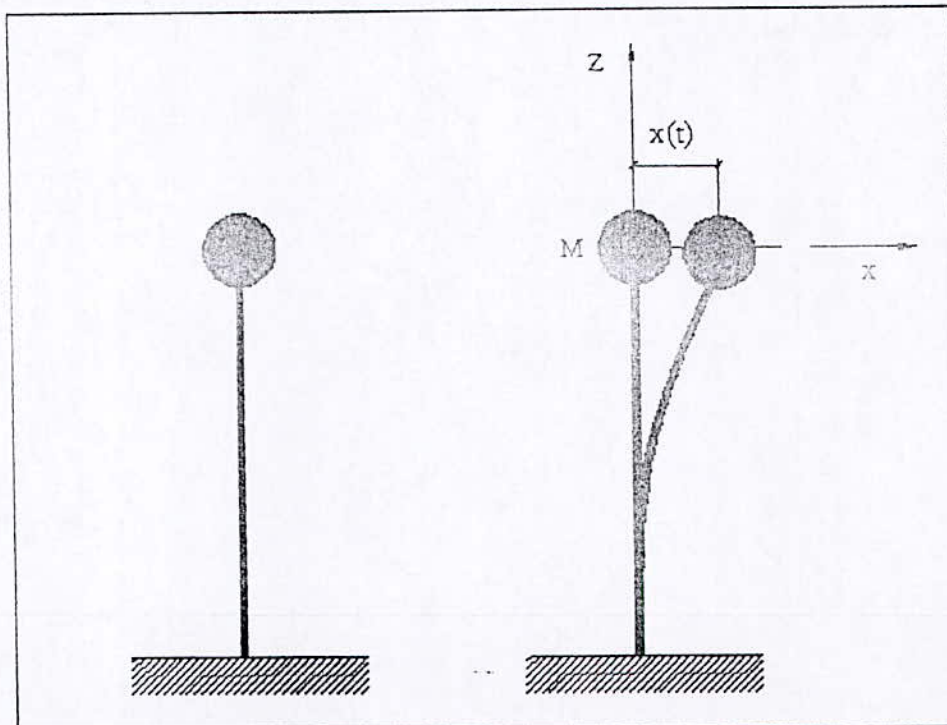


Figure 55. Modélisation du système

2. Détermination de l'effort tranchant à la base :

L'effort tranchant qui sera développé à la base est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max} = \frac{Z \times S_a}{M^*}$$

Avec :

Z : Facteur de participation et vaut :

$$Z = \int_0^H m(z)\psi(z)dz + M_f\psi(H)$$

$\psi(z)$: Fonction déformée de la pile et vaut

$$\psi(z) = 1 - \cos\left(\frac{\pi z}{H}\right)$$

$m(z)$: Masse linéique de la pile et vaut :

$$m(z) = \gamma_b \cdot S_{pile} = 2.5 \times 2.38 = 8.50t/ml$$

M_f : Masse du fléau, elle vaut $M_f = 744.36 + 844.078 = 1588.43t$

M^* : Masse généralisé, elle vaut :

$$M^* = \int_0^H m(z)\psi^2(z)dz + \sum m(z)\psi^2(z)$$

S_a : Spectre d'accélération dépend des paramètres du règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003), qui sont :

Q : Facteur de qualité dans le cas de notre ouvrage où toutes les conditions exigées sont vérifiées, il vaut 1.1

D : Facteur d'amplification dynamique.

B : Facteur de comportement de la structure, il vaut 0.25.

Période T

a) Sens transversal :

$$Q_{\max} = \frac{Z \times S_a}{M^*}$$

$$Z = \int_0^H m(z)\psi(z)dz + M_f\psi(H) = m \int_0^H \left(1 - \cos\left(\frac{\pi z}{H}\right)\right) dz + 1588.43 \times 0 = 113.16t$$

$$T^* = \frac{2\pi}{w} \text{ Avec : } w = \sqrt{\frac{K^*}{M^*}}$$

$$M^* = \int_0^H m(z) \left(1 - \cos\frac{\pi z}{H}\right)^2 dz + M_f\psi^2(z)$$

$$M^* = \int_0^H m(z) \left(1 - 2\cos\frac{\pi z}{H} + \cos\frac{\pi z}{H}\right) dz + M_f\psi^2(H)$$

$$M^* = m \frac{3}{2} H + M_f (1 + 2 \cos \pi + \cos^2 \pi) = m \frac{3}{2} H + 4M_f$$

$$M^* = 6523.46t$$

Calculons la rigidité généralisée :

$$K^* = \int_0^H EI(z) \mu^2(z) dz$$

$$K^* = \int_0^H EI(z) \mu^2(z) dz =$$

$$K^* = \frac{1}{2} EI \frac{\pi^4}{H^3} = \frac{1}{2} \cdot 11 \cdot 10^5 \sqrt[3]{35} \frac{\pi^4}{(13.8)^3} = 5.3 \cdot 10^5 t$$

D'où la pulsation généralisée :

$$W^* = \sqrt{\frac{K^*}{M^*}} = \sqrt{\frac{5.3 \cdot 10^5}{6523.46}} = 9.01 \text{rd/s}$$

D'où la période

$$T^* = \frac{2\pi}{W^*} = 0.2 \text{sec}$$

D'où $S_v = 0.1778m$ et $S_a = w \times S_v = 1.6m/s$

Avec S_v : Accélération spectrale.

D'où l'effort tranchant à la base :

$$Q_{\max} = \frac{Z^2 S_a}{M^*} = 256.8t$$

Le moment fléchissant développé par cet effort : $M_{\max} = Q_{\max} \cdot H_{\text{pile}} = 3543.84t.m$

b) Sens longitudinal :

$$m(z) = 8.2t/ml$$

$$M_f = 1588.43t$$

$$K^* = \int_0^H EI(z) \mu^2(z) dz$$

$$K^* = \frac{1}{2} EI \frac{\pi^4}{H^3}$$

$$I_{\text{pile}} = 15.6m^4$$

$$d'où : K^* = \frac{1}{2} 11 \cdot 10^5 \sqrt[3]{35} \cdot 14.6 \cdot \frac{\pi^4}{(13.80)^3}$$

$$K^* = 97.36 \cdot 10^5 \text{KN/m}$$

La pulsation généralisée :

$$W^* = \sqrt{\frac{K^*}{M^*}} = 12.22 \text{rd/sec}$$

La période généralisée :

$$T^* = 0.51 \text{sec}$$

Sachant que le coefficient d'amortissement $\xi = 10\%$, la vitesse spectrale vaut alors

$$S_v = 0.155 \text{m/s}$$

Et l'accélération spectrale :

$$S_a = W^* \cdot S_v = 1.89 \text{m/s}^2$$

D'où l'effort tranchant à la base :

$$Q_{\max} = \frac{Z^2 S_a}{M^*} = 314.16 \text{t}$$

Le moment fléchissant développé par cet effort : $M_{\max} = Q_{\max} \cdot H_{\text{pile}} = 4335.41 \text{t.m}$

Introduction :

Les consoles de chaque fléau se composent de voussoirs, bétonnés et précontraints à des âges différents, il est nécessaire d'en savoir suffisamment sur les consoles aux différentes étapes de réalisation de l'ouvrage afin d'en tenir compte dans la détermination des contre flèches à donner aux équipages mobiles de bétonnage, c'est-à-dire couler les voussoirs avec une contre courbure égale et opposée à la courbure de déformation.

Pendant la phase de construction du fléau, les déformations sont essentiellement dues :

- Au poids propre des voussoirs.
- Au poids de l'équipage mobile et les surcharges du chantier.
- A la précontrainte assemblant les voussoirs, sachant qu'elle est appliqué avec un

effort de précontraint avec une excentricité du centre de gravité.

Après avoir fini les quatre phases de constructions, la mise en place des clavages centraux et de rives le tablier devient hyperstatique mais continu à subir des déformations liées aux opérations suivantes :

- Mise en tension des câbles de continuité.
- Application des charges dues à la superstructure et les surcharges routières.
- Suppression des équipages mobiles et les surcharges du chantier.

A ces déformations s'ajoutent les déformations différées dues aux fluages du béton [15].

Valeurs de base :

La formule de base des flèches d'écrit :

$$f_{\infty} = f_{el} (K_f + \varphi_f)$$

Avec :

f_{∞} : Flèche de déformation finale due à toutes charges y compris le fluage.

f_{el} : Flèche élastique qui se calcule selon les règles de la théorie d'élasticité.

K_f : Coefficient déterminant la relation de E_t par rapport à E_{28} , le module d'élasticité à 28 jours.

φ_f : Coefficient de fluage.

Exemple d'application :

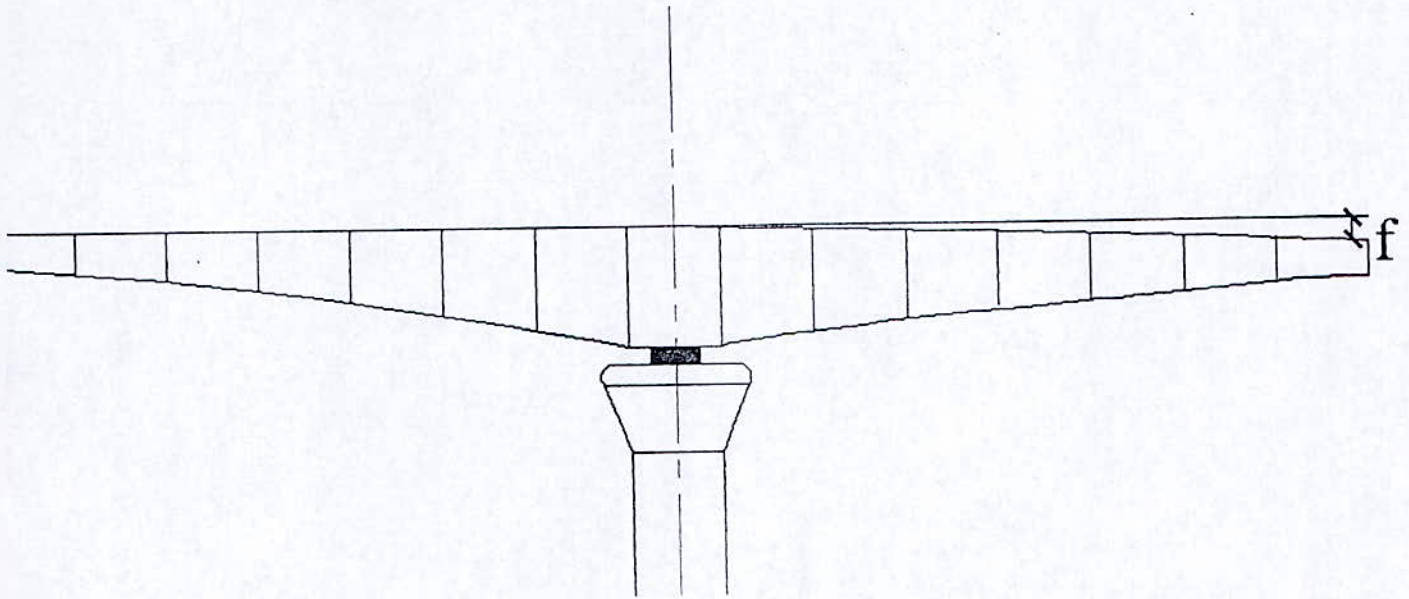


Figure 56. Flèche d'un fléau

L'abaissement à une distance x est de façon générale.

$$V = \sum \frac{M(x - \xi_i)}{E_i I_i} \Delta \xi$$

Avec :

ξ_i : Abscisse courante.

E_i : Module de déformation longitudinale.

I_i : Module d'inertie.

$\Delta \xi$: Longueur d'un voussoir.

M : Moment fléchissant dû au poids propre, équipage et précontrainte.

Supposant qu'en veut avoir à la fin de la construction des trois premiers voussoirs une flèche partout nulle. Le voussoir V_1 étant bétonné avec $V = x_1 + x'_1 + x''_1$. Au bétonnage du voussoir

V_2

Conclusion.

Conclusion

Durant tout le projet, on s'est efforcé au maximum de s'approcher à la mentalité du constructeur, car un bon ingénieur est celui qui trouve des solutions sur terrain et non pas des solutions d'exercices qui sont déjà corrigés.

Les différentes sorties avec les personnels techniques de la SAETI nous a permis de bien visualiser les différents phases d'exécutions d'un pont réalisé par encorbellement successif.

La construction par encorbellement n'est pas simple, c'est une technique très délicate qui exige beaucoup de compétence. De sérieux problèmes apparaissent à long terme, à défaut d'estimation des pertes différées.

Le prédimensionnement d'un voussoir nous donne juste un ordre de grandeur des caractéristiques géométriques de ce dernier, car en réalité chaque élément participe à la résistance de l'ensemble, comme le hourdis supérieur est conçu pour résister aux sollicitation dans le sens transversale, l'âme permet de reprendre l'effort de cisaillement dans le sens longitudinal, l'ensemble du hourdis inférieur et les âmes permettent de reprendre le moment de torsion, les goussets assurent le logement des câbles, et si l'un de ces éléments ne permettent pas de reprendre convenablement ces efforts, nous optons alors à un autre dimensionnement.

Ajoutant à cela que les câbles de précontrainte permettent de maintenir les voussoirs et de reprendre le moment dans le sens longitudinale, les aciers passifs permettent de reprendre les sollicitations dans le sens transversale et de bien renforcer la section du voussoir, surtout vis-à-vis de l'effort dû à l'ancrage des câbles.

L'étude sismique permet de nous donner les sollicitations à la base à l'en tête de la pile afin de dimensionner les fondations et les appareils d'appuis.

Le calcul des flèches des contreflèches permet de dimensionner le voussoir vis-à-vis de cette déformation.

En fin ce projet de fin d'études est une excellente synthèse de tous ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi une occasion pour intégrer le milieu professionnel.

Bibliographie

Bibliographie

- [1]- J. MATHIVAT (Construction des ponts par encorbellement en béton précontraint).
- [2]- [http : www.google.fr/construction des ponts par encorbellement\VIADUC.HTM](http://www.google.fr/construction%20des%20ponts%20par%20encorbellement/VIADUC.HTM).
- [3]- Jean Pierre MOUJIN (BAEL 91).
- [4]- Henry THONIER (Le béton précontraint aux états limites 2^{ème} édition).
- [5]- Cours Ponts 5^{ème} année de MADAME CHERID.
- [6]- Document SETRA.
- [7]- Jean Armand CLGARO- Anne Bernard GELY (Conception des ponts).
- [8]- Y. GUYON (Constructions en béton précontraint. CLASSES ETAT LIMITES).
- [9]- Cours RDM 3^{ème} Année de M^f LARIBI.
- [10]- J.A.Calgaro-M.Virlogeux (PROJET ET CONSTRUCTION DES PONTS).
- [11]- Cours Calcul Automatique des structures 4^{ème} de M^f DEMIDEM
- [12]- Dalles d'épaisseurs variables. H.HOMBERG.
- [13]- Cours O.S 5^{ème} année de M^{mc} BAOUCHE.
- [14]- Cours de D.D.S de 5^{ème} année de M^f DEMIDEM.
- [15]- Thèse de projet de fin d'étude 'Année 2000'.

Résumé :

Ce projet de fin d'études est une excellente synthèse de tous ce qu'on a appris durant notre cursus , le dimensionnement d'un voussoir ne se détermine pas au niveau du pré dimensionnement originale, mais chaque élément doit impérativement répondre aux contraintes qui lui reviennent

Ce projet est bien un projet d'ingénieur ou il faut suivre à la lettre le règlement exigé.

Mots clés : contrainte, pont.

Abstracte:

This project is an excellent syntetesis with all what we learned during our five years, the dimensions of the concret design is not deffined with the first dimension but it's diffined with the capacity of the concrete design as the forces applied.

This project is an engineering project, we must apply the all the rules.

Key words: concrete, bridge.

ملخص

هذا المشروع يلخص كل ما درسنا خلال المرحلة الدراسية، دراسة ممر لا تتمثل في دراسة عامة فقط وإنما يجب أن نتعمق في حساب الإجهاد حتى تكون لدينا نتائج توافق الدراسة الحقيقية لهذا المشروع . هذا المشروع يمثل حقيقة مشروع المهندس، فإنما يجب إتباع قاعدة بكل تفاصيلها.

الكلمات المفتاحية: الممر، الإجهاد