

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**Ecole Nationale Supérieure  
des Travaux Publics**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code : .....

# Projet de Fin d'Études

*Pour l'Obtention du Diplôme  
D'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics*

## Thème

ETUDE D UN PONT A HAI AICHI SUR OUED  
BENI AZZA  
A BLIDA

*Proposé par :*

**Mr. BENHOUHOU MOHAMED**  
AFR CONSEIL

*Présenté par :*

**BEKRI ADNANE**  
GADINAROU FAYSSAL

**Promotion 2012**

*Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.*

## Dédicaces

*Je dédie ce travail.*

*À ma très chère mère, à mon père.*

*À mes frères et sœurs.*

*À toute ma famille.*

*À mon binôme ; ainsi qu'à toute sa famille.*

*À mes amies, à tous ceux qui nous ont soutenus ; aidé ; encouragé de près ou de loin.*

*Et à toute personne que j'ai connue et j'ai aimé.*

*Bekri adnane*



---



## Dédicace

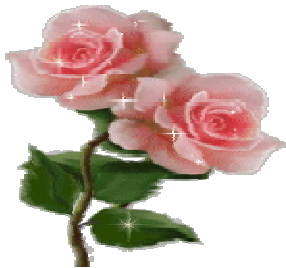


*Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné la force d'accomplir ce travail*

*Je dédie ce modeste travail :*

- *A la mémoire de mon père (ABDEL AZIZ).*
- *A mon chère mère*
- *A mon frère que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination (HAMID) que sans lui j'ai pas arriver a ce stade là, a sa femme, et a sa petite fille (ILHAM).*
- *Mes frères (NAIM, MOHAMED, MAHMOUD, FATEH)*
- *Ma grande mère.*
- *Mon encadreur Mr. BENHOUHOU.*
  
- *A ma famille et mes proches.*
  
- *A tous mes enseignants.*

*GADINAROU FAYSSAL*



## **SOMMAIRE**

### **CHAPITRE I : GENERALITE**

I.1-Introduction .....	1
I.2-Présentation de l'ouvrage.....	1

### **CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE**

II.1. Choix du type d'ouvrage.....	4
II.2-Conception de tablier.....	4
II.2.1- Variante N°1 : Pont a poutres en béton précontraint.....	4
II.2.2- Variante N°2 : Pont mixte (bi poutres hyperstatique).....	6
II.3- Les inconvénients et les avantages pour chaque type de variante.....	8
II.4- Analyse multicritères.....	9
II.5- Conclusion.....	9
II.6-Conception des culées .....	8
II.7-Conception des piles .....	9
II.8- Fondation .....	9

### **CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX**

III.1- Introduction .....	12
III.2- Béton.....	12
III.3- Aciers .....	12

### **CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DU TABLIER**

IV.1- Introduction.....	14
IV.2- Dimensionnement des éléments du tablier.....	14
IV.2-1- les poutres .....	14
IV.2.2- L'hourdis.....	15
IV.2.3- Les équipements du tablier.....	16
IV.3- Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre.....	16

## **CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES**

V.1- Calcul des charges et surcharges.....	21
V.2- Calcul des moments fléchissent longitudinaux.....	26
V.3-Calcul d'effort tranchant.....	21

## **CHAPITRE VI : REPARTITION TRANSVERSALE**

VI.1- Méthode de GUYON-MASSONNET.....	34
VI.2- Calcul des moments fléchissant.....	36
VI.3- Calcul des efforts tranchants.....	39

## **CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAIT**

VII.1- Introduction.....	43
VII.2- Précontrainte par post- tension.....	43
VII.3-Dimensionnement de la précontrainte.....	43
VII.4- Calcul des pertes de tension.....	51
VII.5-Vérification des contraintes normales.....	55
VII.6- Justification des contraintes tangentielles.....	55
VII.7- Vérification à la rupture.....	56
VII.8-Ferraillage de la poutre.....	58
VII.9- Calcul des déformations.....	62

## **CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA DALLE**

VIII. 1-INTRODUCTION.....	66
VIII. 2-Etude de la flexion longitudinale.....	66
VIII. 3-Etude de la flexion transversale.....	66
VIII. 4-Vérification de la contrainte de cisaillement.....	67
VIII. 5-Récapitulatif du ferraillage.....	67

## **CHAPITRE IX : LES EQUIPEMENTS**

IX.1- Introduction.....	68
IX.2-Dimensionnement des appareils d'appuis.....	68
IX.3-Calcul du joint de chaussée.....	73

## **CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

X.1-La culée.....	75
X.1.1-Introduction.....	75
X.1.2-Pré dimensionnement de la culée.....	75
X. 1.3-Évaluation des efforts sollicitant la culée.....	75

X.1.4-Vérification de la culée.....	77
X1.5-Ferraillages des éléments de la culée.....	78
X.2- Etude de la pile.....	88
X.2.1- Introduction.....	88
X.2.2-Pré dimensionnement de la pile.....	88
X.2.3- Répartition des charges et surcharges sur la pile.....	88
X.2.4- Etude et ferrailage de la pile.....	89
<b>CONCLUSION</b> .....	102



# CHAPITRE I

# GENERALITE

### I.1-Introduction :

Le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse des différentes disciplines, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, et le calcul des fondations. Le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumis simultanément à des sollicitations combinées.

La détermination des variantes proposées pour l'ouvrage, doivent être le fruit d'une conception de l'ingénieur, donc de sa réflexion sur le comportement optimal d'un ouvrage prévu (optimisation entre les longueurs des portées et les moments induits, les sections transversales proposées, le nombre d'appuis, le ferrailage associé, les délais de réalisation, les gabarits du site à franchir et la nature de son sol support et son hydrologie...). A la base de tous ces paramètres, l'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usagés, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles.

Après la proposition des variantes issues de la réflexion de l'ingénieur, celles ci doivent être vérifiées d'une façon sommaire, pour déterminer la variante optimisée la plus performante.

Tous d'abord, toute étude d'un ouvrage exigeant qu'il doive être pré dimensionné en effectuant des vérifications sommaires et des calculs partiels du comportement de l'ensemble de l'ouvrage pré dimensionné, à l'aide de méthodes approchées.

Cette étape doit être faite pour avoir une connaissance approfondis du comportement de l'ouvrage, pour la détermination de la variante la plus convenable, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.

### I.2-Présentation de l'ouvrage :

Notre travail consiste à faire l'étude d'un pont franchissant Oued Béni-Azza qui fait la liaison entre RN01 et RN04 dans la wilaya de DLIDA.

#### I. 2.1-Les données naturelles :

- **Les données géotechniques:** L'étude géotechnique (essais physiques, mécaniques) joue un rôle très important pour le choix du système de fondation pour l'ouvrage. Les travaux de reconnaissance géologiques et géotechniques sont fondamentaux, ils conditionnent l'implantation des fondations et leur fonctionnement mécanique.

Pour la reconnaissance du site, un sondage carotté a été réalisé sur la rive droite par un Essai pressiométrique de Menard, et un sondage carotté sur la rive gauche.

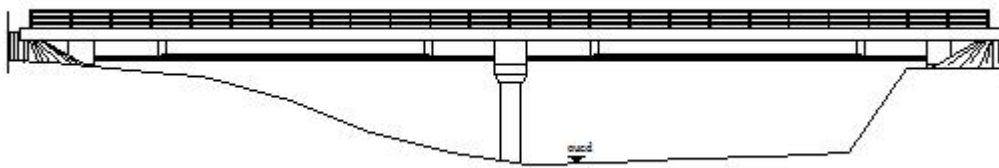
Vue la continuité des couches, on conclue que l'essai, pressiométrique sur la rive droite suffisante pour calculer la capacité portante au niveau de la culée et la pile.

**Sondage N° : SP01**

- 0.0m à 2.5m : Argile limoneuse, marron –rougeâtre, ferme, a passées sableuses.
- 2.50m à 5.00m : argile limoneuse brunâtre, humide, a quelques passages graveleux.
- 5.00m à 11.50m: argile limoneuse, beige a brunâtre, ferme, a passées sablo-graveleuses.
- 11.50m a 13.00m : argile limoneuse, marron, ferme, a éléments graveleux.
- 13.00m a 16.50m : sable graveleux dans une matrice argilo-limoneuse.

**I. 2-2-Les données fonctionnelles :**

Ce sont les données relatives à la voie portée telle que le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

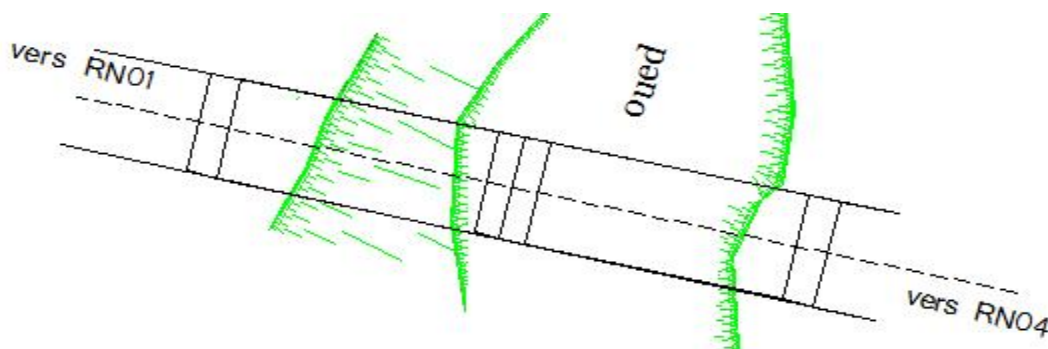
❖ **profil en long:****FIGURE I-1 : profil en long**

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du Tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit ou aux contraintes naturelles, en général il convient d'éviter les ouvrages plats et horizontaux.

Le profil en long de l'ouvrage composé deux travées identiques présente une pente longitudinale de  $I= 1,9 \%$  avec une longueur de 26.5m de chacune.

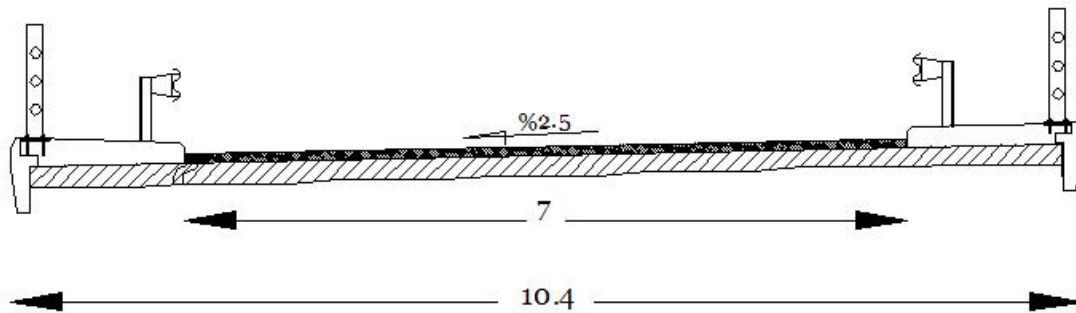
❖ **Tracé en plan :**

Le pont est un pont constitué deux travées identiques, c'est un pont droit.

**Figure I-2: tracé en plan.**

❖ *Profil en travers :*

Le profil en travers est constitué d'une chaussée de 7.00 m de largeur (02 voies de circulation), couverte d'une couche de revêtement de 8 cm d'épaisseur, cette chaussée présente devers unique de 2,5 % et deux trottoirs de 1,5 m de largeur.



**Figure I-3 : profil en travers.**



# CHAPITRE II

## CONCEPTION GENERALE

### II.1. Choix du type d'ouvrage :

L'objectif est de déterminer du point de vue technique, économique et esthétique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

- Critères de choix du type d'ouvrage :

Dans le cas de notre ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous signalons la diversité des ponts. Leur classement est réalisé de la manière suivante :

- Selon la voie portée : pont (route, rails, aqueducs.....).
  - Selon le matériau principal dont ils sont constitués.
  - Selon leur structure (voûtes, à poutres, arc, câbles).
  - Selon la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
  - Selon la méthode de construction du tablier.
  - Selon la constitution du tablier.
  - Selon la disposition en plan : droits.
- Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :
    - Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
    - Les positions possibles des appuis.
    - La nature du sol de fondation.
    - Le gabarit à respecter.
    - Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

### II.2-Conception de tablier :

Nous proposons trois variantes suivantes :

- Variante 1 : pont à poutre en béton précontraint par pré-tension.
- Variante 2 : pont à poutre en béton précontraint par post-tension.
- Variante 3 : Pont mixte acier-béton bipoutres.

#### II. 2.1- Pont à poutre en béton précontraint :

- Implantation des appuis :

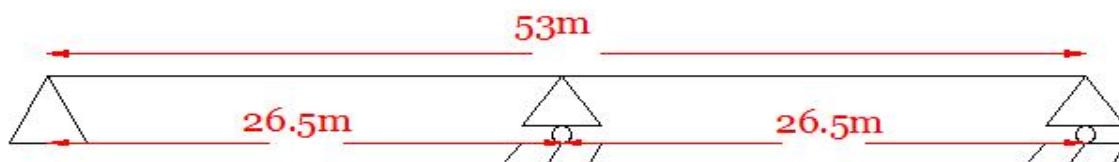


Figure II-1-schéma statique-

#### II. 2.1.1- Pont à poutre en béton précontraint par pré tension :

##### a. Entraxe entre deux poutres :

$$0,9m \leq d \leq 1,0m$$

On fixe l'entraxe  $d = 1\text{m}$ .

**b. Le nombre des poutres :**

$$N = (L/d)$$

$L$  : c'est la largeur totale du tablier  $L = 10\text{ m}$

$$N = 10 / 1 \text{ . Donc } N = 10 \text{ poutres.}$$

**c. La hauteur des poutres :**

$$H_t = L/18 = 26.5 / 18 = 1.47\text{ m}$$

$$\text{Donc : } H_t = 1.50\text{ m.}$$

Alors la hauteur des poutres est  $H = 1,30\text{m}$ .

**d. La largeur de la table de compression :**

$$0.6H \leq b \leq 0.7H$$

On prend :  $b = 0.85\text{m}$

**e. Epaisseur de la table de compression :**

$$12\text{cm} \leq e_c \leq 15\text{cm}$$

$$\text{Donc : } e_c = 12\text{cm}$$

**f. Epaisseur de l'âme en travée ( $b_0$ ) :**

$$b_0 \text{ est donnée par : } 18\text{cm} \leq b_0 \leq 25\text{cm}$$

$$\text{On fixe : } b_0 = 20\text{cm}$$

**g. Epaisseur de l'âme a l'about ( $b_0$ ) :**

$$25\text{cm} \leq b_0 \leq 35\text{cm}$$

$$\text{On fixe : } b_0 = 35\text{cm}$$

**h. La largeur de talon ( $L_t$ ) :**

$$0,50\text{m} \leq L_t \leq 0,80\text{ m.}$$

On prend largeur de talon  $L_t = 0,50\text{ m}$ .

**i. L'épaisseur de talon ( $e_t$ ) :**

On prend  $e_t = 15\text{ cm}$ .

**g. L'épaisseur de l'hourdis ( $E_H$ ) :**

$E_H \geq 15\text{ cm}$ . Justification au poinçonnement par charge concentré.

On prend une épaisseur  $E_H = 20\text{ cm}$ .

**II. 2.1.2- Pont à poutre en béton précontraint par post tension :**

**a. Elancement de poutres :**

$$L/22 \leq h \leq L/17$$

$$\text{On a } L = 26.5\text{ m. Donc : } h = 1.50\text{m}$$

**b. Nombre des poutres :**

Le nombre des poutres est déterminé par formule suivante :

$$N = L/d$$

Avec :

$L$ : c est la largeur de tablier égale à 10 m

$d$  : entraxe entre deux poutres  $1,50\text{m} \leq d \leq 2,50\text{m}$

On prend :  $d = 1,50\text{m}$

Donc :  $N = 7$  poutres

**c. La largeur de la table de compression  $b$  :**

$$0.6h \leq b \leq 0.7h$$

On prend :  $b = 1\text{ m}$

**d. Epaisseur de la table de compression ( $e_c$ ):**

$$12\text{cm} \leq e_c \leq 15\text{cm}$$

$$\text{On prend : } e_c = 12\text{ cm}$$

**e. La largeur de talon ( $L_t$ ):**

$50\text{cm} \leq L_t \leq 80\text{cm}$  ; on prend :  $L_t = 60\text{ cm}$

**f. Epaisseur de talon ( $e_t$ ) :**

On prend :  $e_t = 20\text{ cm}$

**g. Epaisseur de l'âme en travée ( $b_0$ ):**

$18\text{cm} \leq b_0 \leq 25\text{cm}$ . On prend :  $b_0 = 20\text{ cm}$

**h. Epaisseur de l'âme à l'about ( $b_0$ ) :**

$25\text{cm} \leq b_0 \leq 35\text{cm}$  ; on prend :  $b_0 = 35\text{ cm}$

**i. Goussets :**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles de précontrainte ( $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ ).

➤ **Goussets du talon :**

En travée :  $\alpha_3 = 45^\circ$

Donc :  $\alpha_3 = 20\text{cm}$

A l'appui :  $\alpha_3 = 50^\circ$

Donc :  $\alpha_3 = 15\text{cm}$

➤ **Goussets de la table de compression :**

En travée :  $\alpha_1 = 13.5^\circ$  et  $e_1 = 6\text{ cm}$

$\alpha_2 = 45^\circ$  et  $e_2 = 15\text{cm}$

A l'appui :  $\alpha = 13.5^\circ$  et  $e_1 = 6\text{ cm}$

$\alpha_2 = 45^\circ$  et  $e_2 = 7.5\text{cm}$

**j. Pré dimensionnement de l' hourdis :**

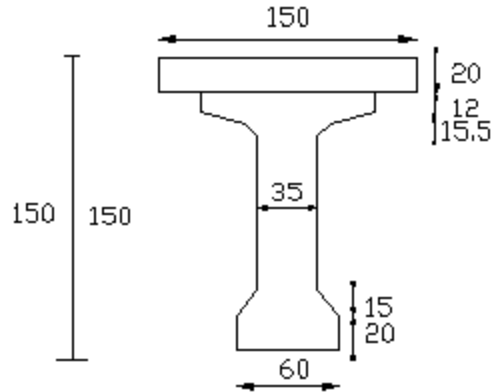
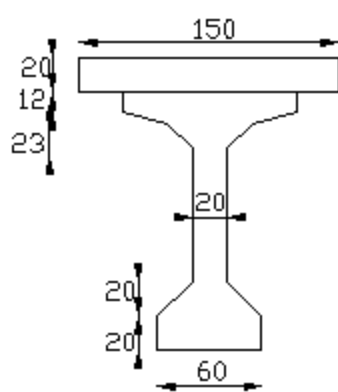
- l'épaisseur de la dalle :

En général  $20\text{cm} \leq e_h \leq 30\text{cm}$

On fixe :  $e_h = 20\text{ cm}$

-la largeur de la dalle:

On fixe :  $l_h = 1.5$

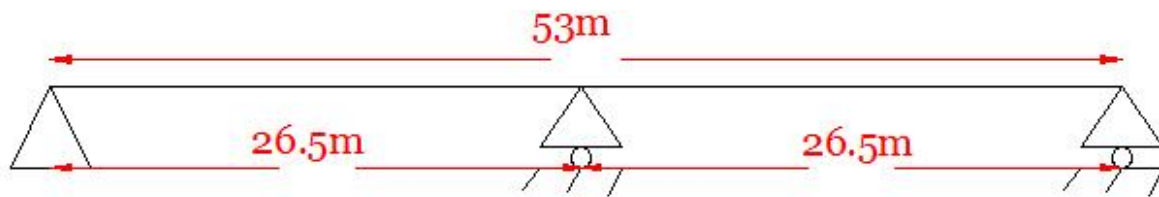


**Figure II-2-** coupe transversale de la Poutre à mi-travée.

**Figure II-3-** coupe transversale de la Poutre sur appui.

**II. 2.2-Pont mixte (bi poutres hyperstatique) :**

**II. 1. Implantation des appuis :**



**Figure-II-4-schéma statique-**

## 2. Pré dimensionnement de la poutre :

### a. Nombre de poutres (N) :

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement

$$N = L_a / d$$

$L_a$  : Est la largeur du tablier égale à 10m.

On fixe l'espacement :  $d = 5,5 \text{ m}$

$N = 10 / 5,5 = 1,81$  on prendra :

$$N = 2 \text{ poutres}$$

### b. Elancement de poutre :

L'élancement économique (hauteur de la poutre) est de  $L/28$

$L$  : est la longueur de la travée égale à 26.5m

Ce qui nous donne :  $h = 1.00 \text{ m}$ .

### c. Epaisseur de l'âme de poutre :

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

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

L'épaisseur de l'âme :  $e = 20\text{mm}$  à mi travée ;  $e = 30\text{mm}$  à l'appui.

### d. Semelles :

Les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation

Par des conditions :

- de résistance.
- d'instabilité.

#### . Semelle supérieure en travée :

- La largeur de la semelle :  $200\text{mm} \leq L_s \leq 500 \text{ mm}$

On prend donc :

Une largeur de **300 mm**.

- L'épaisseur :  $20\text{mm} \leq e_s \leq 40 \text{ mm}$ ,

On prend donc :

Une épaisseur de **30 mm**.

#### . Semelle supérieure sur appui :

- La largeur de la semelle  $400\text{mm} \leq L_s \leq 900 \text{ mm}$

On prend donc :

Une largeur de **300 mm**.

- L'épaisseur  $20\text{mm} \leq e_s \leq 40 \text{ mm}$ ,

On prendra donc :

Une épaisseur de **30 mm**.

**. Semelle inférieure en travée :**

- La largeur de la semelle :  $300\text{mm} \leq L_s \leq 600 \text{ mm}$

On prend donc :

Une largeur de **400 mm.**

- L'épaisseur  $20\text{mm} \leq e_s \leq 40 \text{ mm}$

On prendra donc :

Une épaisseur de **40 mm.**

**h. Semelle inferieure sur appui :**

- La largeur de la semelle :  $400\text{mm} \leq L_s \leq 900 \text{ mm}$

On prend donc :

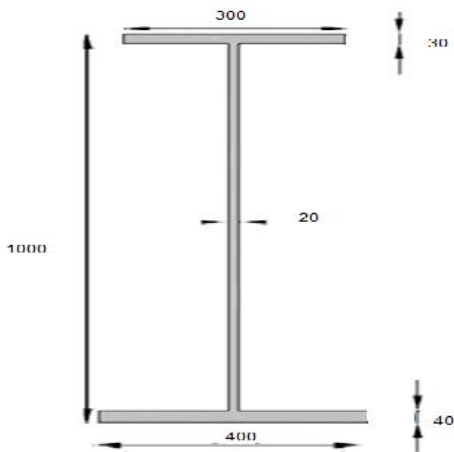
Une largeur de **400 mm.**

- L'épaisseur  $30\text{mm} \leq e_s \leq 60 \text{ mm}$ ,

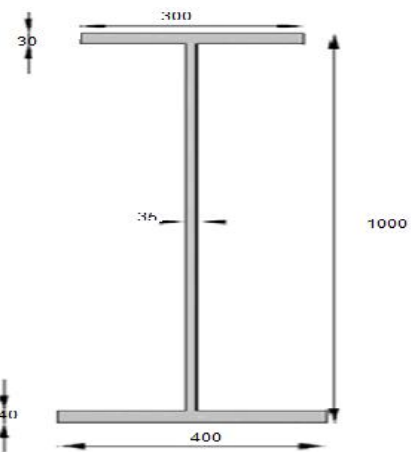
On prend donc:

Une épaisseur de **40 mm.**

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



**Figure II-5 : coupe sur la poutre en travée**



**Figure II-6 : coupe sur la poutre sur appui.**

**II. 3- Les inconvénients et les avantages pour chaque type de variante :**

**II. 3.1-pont a poutres en béton précontraint :**

**II. 3.1.1-Les avantages :**

- Une bonne réutilisation des coffrages.
- Béton toujours comprimé qui limite la fissuration.
- Bonne protection des armatures d'acier.
- Le délai de construction peut être très rapide .

**II. 3.1.2-Les inconvénients :**

- Poids très important.
- Les talons étant plus comprimés que les membrures supérieures sous les charges Permanentes.

**II. 3.2-Pont mixte :**

**3.2.1-Les avantages :**

- La rapidité d'exécution globale.
- La précision dimensionnelle des structures.
- **3.2.2-Les inconvénients :**
  - Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue des assemblages.
  - Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
  - Les poutres en I sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces du pont.
  - Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flambé latéralement lorsqu'elles sont comprimées.
  - hauteur importante des poutres pose un problème d'intégration de l'ouvrage dans le site.
  - Couteux en temps d'usinage.

#### II. 4- Analyse multicritères :

Pour cette analyse nous résumerons notre étude de variantes en quatre points importants :

	Pont mixte (hyperstatique)	Pont en BP par prés tension	Pont en BP par post tension
Economie	-	-	+
Entretien	-	+	+
Esthétique	-	+	+
Exécution	+	+	+

**Tableau II-1-Analyse multicritères-**

#### II. 5-Conclusion :

Vu les avantages que présente le béton précontraint, mon choix s'est porté sur un pont à poutres en béton précontraint.

La précontrainte par pré tension est un procédé industriel, dont les éléments réalisés par ce procédé sont transportés sur site, vu la distance de l'atelier de préfabrication au site, l'état dégradé des routes et la géométrie souvent sinueuse, ce procédé n'a pas été choisi car les contraintes et les inconvénients liés au transport de ces poutres préfabriquées sont multiples et il y a risque d'apparition de fissure ou éclatement du béton.

Le type d'ouvrage qui sera retenu est donc le pont à poutres précontraintes par **post tension**.

#### II. 6-Conception des culées :

Les culées sont les appuis extrêmes de l'ouvrage ; elles assurent la liaison entre le pont et le remblai (ou le terrain naturel), elles sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception ; car elles reprennent les réactions du tablier.

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, qui se décompose à une fonction mécanique et une fonction technique.

La fonction mécanique est caractérisée par une bonne transmission des efforts au sol de fondation ; la limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appuis et aussi la limitation des déplacements verticaux (tassement).

##### II. 6.1-Choix du type de culée :

Dans notre cas on est en présence d'un petit remblai sur les deux implantations des culées donc on préfère opter pour **des culées enterrées**, qui jouent le rôle de reprendre les efforts du tablier.

## II. 6.2-Pré dimensionnement de la culée :

- **Mur de garde grève :**

Il s'agit d'un voile en béton armé construit après achèvement du tablier (pour faciliter la mise en tension des câbles précontraint) par reprise du bétonnage sur le sommier.

Sa longueur est déterminée par la somme hauteur de la poutre plus appareil d'appui.

Donc :  $h_{m,gg} = 1.952\text{m}$ .

L'épaisseur est constante :  $e_{m,gg} = 0,30\text{m}$ .

- **Mur en retours:**

Il est encastré à la fois sur le mur de garde grève et la semelle

La longueur du haut du mur ne dépasse pas les 2 à 3m.

Donc on fixe la longueur  $L=2.7\text{m}$ .

L'épaisseur est dimensionnée par des considérations de résistances mécaniques.

$e_{mr}=0,30\text{m}$ .

- **Dalle de transition :**

C'est une dalle qui permet le passage du côté de la route à l'intérieur de l'ouvrage, sa longueur est de  $L=2.5\text{m}$ .

L'épaisseur de la dalle de transition  $e_{dt}=0,30\text{m}$ .

## II. 7-Conception des piles :

Les piles peuvent jouer un rôle plus au moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré, elles transmettent les efforts provient des charges et surcharges jusqu'au sol de fondation.

### II. 7.1- Choix de la pile :

Le dimensionnement d'une pile fait appel à trois critères qui sont :

- La Résistance mécanique.
- Robustesse.
- Esthétiques.

On opte pour les piles portiques, cette solution permet de gagner du poids et de poser les poutres sur la chevêtre, qui transmet les efforts au sol par les futs puis la semelle puis les pieux.

### II. 7.2- Pré dimensionnement de la pile :

- **Hauteur de la pile :**

D'après le terrain naturel et la ligne rouge la hauteur du fut  $H_f= 6.4 \text{ m}$ .

- **Épaisseur de fut :**

On prend  $D = 1.20 \text{ m}$ .

- **Dimension du chevêtre :**

- La largeur  $L=10\text{m}$
- Hauteur du chevêtre  $h=1,20\text{m}$
- Épaisseur du chevêtre  $e=2\text{m}$

- **Remarque :**

On note l'ajout sur la pile et la culée de deux plots parasismiques entre la poutre de rive et celle qui la précède pour éviter le déplacement des poutres vers l'extérieur en cas de séisme.

## II. 8- Fondation :

Le choix d'implantation des appuis est un facteur déterminant pour le sol de fondation (type) donc on doit prendre en compte dans ce choix non seulement les conclusions de l'étude de sol, mais également toutes les contraintes de réalisation des fondations.

### II.8.1- Type de fondation :

Lorsque le bon sol est à des profondeurs importantes, on fait appel à des fondations profondes sur pieux ou semi-profondes par puits.

Dans notre cas, la mauvaise qualité du sol, nous oblige à utiliser des pieux profonds qui, donc nous optons pour une fondation profonde avec pieux.

### II.8.2- Choix des pieux :

Les pieux forés sont les plus couramment employés dans les ouvrages neufs, lorsque la descente des charges, les caractéristiques du sol sous-jacent et la configuration du terrain sont modérées.

- **Diamètre des pieux :**

Pour ce type des pieux, il convient de ne pas descendre au dessous d'un diamètre minimal de 0,80m car la qualité du béton de périphérie à celle de béton central.

Le choix de diamètre à un autre facteur qui est la longueur des pieux pour présenter une certaine rigidité, on prend  $\Phi = 1,20\text{m}$ .

- **Entraxe des pieux :**

Il est communément admet qu'un entraxe de trois diamètres est une base de départ pour le dimensionnement de la fondation. L'effet du groupe est quasiment inexistant pour de faibles sollicitations horizontales et si un appui a été mal exécuté, on dispose d'une place suffisante pour en forer une autre. L'entraxe  $\geq 3\Phi$

Donc l'entraxe est égal à  $3\Phi = 3,60\text{m}$ .

- **Nombre de pieux :**

Le nombre de pieux est déterminé d'après le rapport du sol (la portance des pieux) et les décentes de la charges ramenées par l'ouvrage.

- **La longueur de la semelle :**

- Au niveau de la culée  $L_s = 10\text{m}$ .

- Au niveau de la pile  $L_s = 9.6\text{m}$ .

- L'épaisseur de la semelle :

Elle est généralement égale à  $1,20 \Phi$

$h_s = 1,20 \Phi = 1,44\text{m} = 1.5\text{m}$

# CHAPITRE III

## CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

**III.1- Introduction :**

La conception et le calcul d'un pont sont généralement conditionnés par le choix et la qualité des matériaux de construction, donc notre travail dans ce chapitre consiste à donner les caractéristiques du béton, les aciers actifs et passifs de construction en relation direct avec le calcul à venir.

**III.2- Béton :**

**III.2.1- La résistance à la compression et à la traction :**

La résistance à la compression varie avec l'âge *j* du béton, dans les calculs, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours d'âge, dite valeur caractéristique requise ; celle-ci est notée « *f<sub>c28</sub>* », elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

La résistance caractéristique à la traction à *j* jours se déduit conventionnellement par la relation :  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ .

**III.2.2- Contraintes admissibles :**

- **Contraintes ultimes de compression :**

C'est une valeur fixée à l'avance et ne peut pas être dépassée en aucuns points de L'ouvrage

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

*f<sub>c28</sub>* : résistance caractéristique à la compression à 28 jours

- *f<sub>c28</sub>*=35 MPa pour la superstructure
- *f<sub>c28</sub>*=30 MPa pour l'infrastructure

*γ<sub>b</sub>* : Coefficient de sécurité *γ<sub>b</sub>* = 1.5 situation durable ou transitoire

*γ<sub>b</sub>* = 1.15 situation accidentelle

*θ* : coefficient fixé à 1 lorsque la durée probable de la combinaison d'action considérée est supérieurs à 24 heures.

- **Contrainte de service :**

$$\bar{\gamma}_b = \begin{cases} 0.5 f_{c28} & \text{en service.} \\ 0.6 f_{c28} & \text{en construction.} \end{cases}$$

**III.2.3- Déformation longitudinale du béton :**

Le module de déformation longitudinale pour le béton est « *E<sub>ij</sub>* », il est défini par les règles B.A.E. L comme suite :

Module de déformation instantané du béton

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \text{ (pour une durée d'application inférieure à 24 heures)}$$

Module de déformation sous chargement de longue durée

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

**III.2.4- Déformation transversale du béton :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

**III.2.5- Coefficient de poisson :**

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

- pour un béton fissuré à l'ELS *ν* =0.2
- pour un béton non fissuré à l'ELS *ν* =0

**III.3- Aciers :**

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes, aciers actifs et passifs.

**III.3.1- Aciers actifs :**

Les armatures actives sont les aciers de haute résistance que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré-tension ou post-tension.

Les armatures de précontraintes sont sous tension même sans aucunes sollicitations extérieures, ils sont classés par catégories : barre, fil et torons.

Comme ces aciers n'ont pas de paliers de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0.1 %. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

- **Module de YOUNG :**

Le module d'élasticité longitudinal «  $E_p$  » des aciers de précontrainte est pris égale à :

- $2 \times 10^5$  MPa. Pour les barres et fils.
- $1.9 \times 10^5$  MPa. pour les torons.

- **Module d'élasticité :**

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

**III.3.2- Aciers passifs :**

Les armatures passives sont des armatures comparables à celles du béton armé (les armatures passives ne sont tendues que sous les sollicitations extérieures).

- **Limite élastique :**

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe Fe E400 type 1, sa limite élastique est égale 400MPa.

Dans les calculs relatifs à l'ELU, on introduit un coefficient  $\gamma_s$  :

- Situation accidentelle  $\gamma_s=1$
- Situation durable ou transitoire  $\gamma_s=1.5$

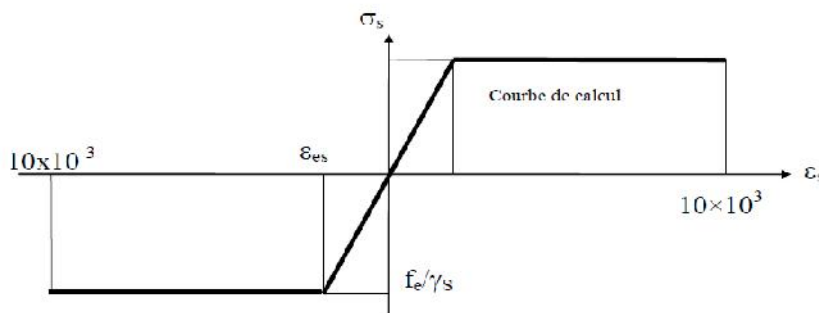
- **contraintes limites à la traction :**

Fissurations peu nuisibles : pas de limitation de contraintes.

Fissurations préjudiciables :  $\sigma_s = \text{Max} (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

Fissurations très préjudiciables :  $\sigma_s = \text{Max} (0.4f_e ; 88\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

- $\eta=1$  treillis soudés et nouds lisses.
- $\eta=1.6$  aciers à haute adhérence.



**Figure III-1-diagramme contraintes déformations-**

## **CHAPITRE IV**

# **CARACTERISTIQUES DU TABIER**

### IV.1- Introduction :

La préfabrication des poutres en béton précontraint par post tension est très bénéfique ; cette conception est d'autant plus intéressante que le nombre de poutres à réaliser est plus grand, en effet notre pont est constitué de deux travées identiques d'une longueur de 26,5m chacune ; ce qui justifie des moyens de mise en place spécifiquement adaptés. Les poutres sont solidarisiées par la dalle sous chaussée.

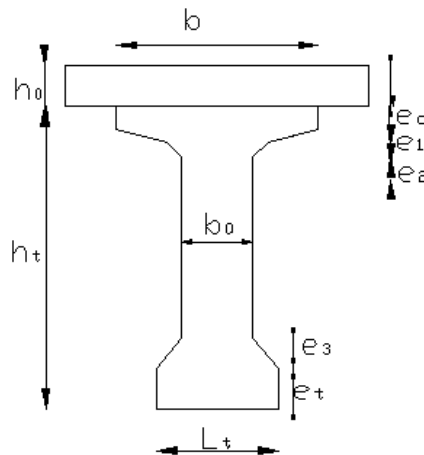
L'objet du présent chapitre est de déterminer les éléments du tablier et aussi ces équipements (trottoirs, corniches, glissières de sécurité et garde-corps).

### IV.2- Dimensionnement des éléments du tablier :

#### IV.2-1- les poutres :

En partie courante, la section de la poutre est constante. Néanmoins un certain nombre d'adaptations géométriques sont habituellement nécessaires : d'une part, les âmes comportent souvent des épaisissements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant ; d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontraintes.

#### -Pré dimensionnement des poutres :



- Figure IV-1- Section de la poutre-

- **Espacement entre axes des poutres  $\lambda$  :**

Nous avons envisagé l'emploi de poutres en section « I » avec une largeur de la table de compression légèrement inférieure à celle du talon, ce qui nous donne un espacement entre axes de poutres compris entre 1,5 et 2,5m.

Donc nous allons fixer l'espacement  $\lambda = 1,5\text{m}$

- **Nombre de poutres N :**

Il est déterminé par la formule suivante :

$$N = L / \lambda$$

Telle que :

$L=10\text{m}$  : la largeur du tablier

On prend  $N=7$  poutres

- **Hauteur de la poutre h :**

La hauteur des poutres est un paramètre très important, car elle influe directement sur le comportement du tablier pendant le service surtout en présence du vent.

La réduction de la hauteur des poutres conduit à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte. C'est pourquoi on considère généralement un élancement optimal.  $L/22 \leq h \leq L/18$

$L=26,5m$  c'est la portée d'une travée

On prend  **$h=1,5m$** .

- **Talons :**

Le talon des poutres constituant la fibre inférieure de la structure, est dimensionné dans de bonnes conditions d'encrage et d'espacement.

- **Largeur du talon  $l_t$  :**

$50cm \leq l_t \leq 80cm$  On prend  **$l_t=60cm$**

Cette valeur peut être modifiée après l'étude de la précontrainte.

- **Épaisseur du talon  $e_t$  :**

$10cm \leq e_t \leq 20cm$  On prend  **$e_t=20cm$**  (pied du talon)

- **Table de compression :**

- **Largeur de la table de compression  $b$  :**

$0,6h \leq b \leq 0,7h$  On prend  **$b=1m$**

- **Épaisseur de la table de compression  $e_c$  :**

$10cm \leq e_c \leq 15cm$  On prend  **$e_c=12cm$**

- **Épaisseur de l'âme :**

- **Épaisseur de l'âme en travée  $b_0$  :**

La largeur minimale des âmes est à la fois déterminée par les conditions de bétonnage et par prescription réglementaires ;

On fixe  **$b_0=20cm$**

- **Épaisseur de l'âme à l'about d'appui  $b_0$  :**

On augmente cette épaisseur pour faire face à la concentration des efforts tranchants dans la zone d'about et aussi pour permettre l'encrage des câbles de précontrainte.

$25cm \leq b_0 \leq 35cm$  On fixe  **$b_0=35cm$**

### §. Goussets :

- **Gousset de la table de compression :**

En travée:  $a_1 = 13,5^\circ$  donc  $e_1 = 6cm$

$a_2 = 45^\circ$  donc  $e_2 = 15cm$

A l'appui:  $a_1 = 13,5^\circ$  donc  $e_1 = 6cm$

$a_2 = 45^\circ$  donc  $e_2 = 7,5cm$

- **Gousset du talon :**

En travée :  $a_3 = 45^\circ$  donc  $e_3 = 20cm$

A l'appui :  $a_3 = 53^\circ$  donc  $e_3 = 15cm$

### IV.2.2- L'hourdis :

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui maintient les poutres et sert de couverture pour le pont. En effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement.

- **Pré dimensionnement de la dalle :**

- **Largeur de la dalle :**

La largeur de la dalle est égale à la largeur de la chaussée roulable plus les trottoirs ;

**$L_d=10m$**

### L'épaisseur de la dalle :

La dalle doit reprendre aux efforts de flexion transversale ; l'épaisseur de la dalle est comprise entre 18 et 25cm

On fixe  $e = 20\text{cm}$

#### IV.2.3- Les équipements du tablier :

**IV.2.3.1- Les revêtements du tablier :** le revêtement de tablier comprend essentiellement une couche d'étanchéité d'épaisseur de 3 cm, et une couche de roulement d'épaisseur de 8cm.

**IV.2.3.2 -Trottoirs :** leur rôle est de protéger les piétons en l'isolant par une surélévation de la circulation automobile, sa hauteur étant de 20cm par contre sa largeur étant de 1.5m, avec un devers de 2%.

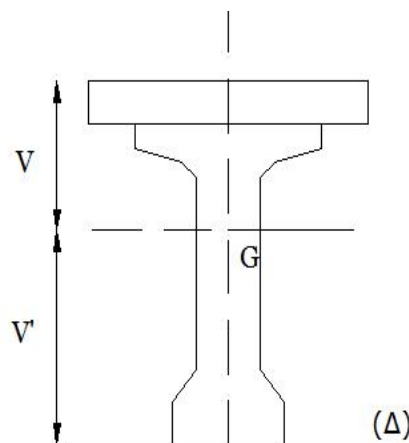
**IV.2.3.3- les corniches :** Ils ont essentiellement un rôle esthétique, situés à la partie haute des tabliers, on opte pour corniche en béton préfabriqué.

#### IV.2.3.4 -Dispositifs de retenue :

- **Garde-corps :** leur fonction est de retenir les piétons, et une fonction esthétique. La hauteur de garde corps égale à 1.1m selon fascicule 61 titre II.
- **Glissières de sécurité :** On adapte sur une glissière de sécurité de type souple, elle comporte un élément de glissement, des dispositifs d'encastrement et des supports espacés de 4 m.
- **Le drainage du pont :** l'évacuation des eaux est nécessaire pour la durabilité de la structure et la sécurité des usagers, les eaux sont recueillies sur la cote gauche de la chaussée ; puis évacuées par des gargouilles, leur diamètre ne doit pas être inférieure à 10 cm.

#### IV.3- Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :

- **Notations**



**Figure IV-2**

- ( $\Delta$ ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.
- $I/\Delta$  : Moment d'inertie par rapport à  $\Delta$ .
- $S/\Delta$  : Moment statique.
- $V = (S/\Delta) / B$  : distance du centre de gravité de la fibre inférieure.
- $I_0$  : Moment d'inertie propre de la section considérée.
- Pour une section triangulaire  $I_0 = bh^3/36$ .
- Pour une section rectangulaire  $I_0 = bh^3/12$ .
- $I_G$  : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité :  $I_G = \sum [I_{i0} + B_i (Y_i - Y_G)^2]$
- $A_i$  : aire de la section (i).
- $Y_i$  : position du c.d.g. de la section (i) par rapport à l'axe.

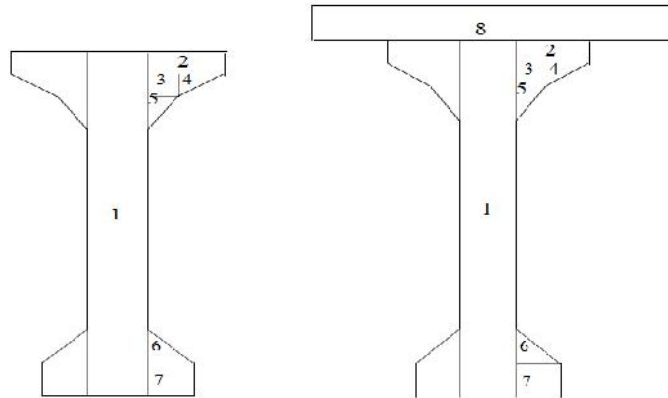
La position du centre de gravité (c.d.g.) de la poutre est donnée par :  $Y_G = \sum A_i Y_i / \sum A_i$

$B$  : c'est la section de la poutre

$$B_{nette} = B_{brute} - 5\% B_{brute}$$

$$S/\Delta_{nette} = S/\Delta_{brute} - 5\% S/\Delta_{brute}$$

$$I/\Delta_{nette} = I/\Delta_{brute} - 10\% I/\Delta_{brute}$$



- poutre sans hourdis-

-poutre avec hourdis-

-Figure IV-3-

**IV.3.1- Caractéristiques géométrique de la poutre à mi travée sans hourdis :**

	X (cm)	Y (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S/ $\Delta$ (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I $\Delta$ (cm <sup>4</sup> )
1*1	20	150	3000	75	225000	5625000	22500000
2*2	40	12	960	144	138240	11520	19918080
3*2	20	6	240	135	32400	720	4374720
4*2	20	6	120	136	16320	240	2219760
5*2	20	15	300	127	38100	3750	4842450
6*2	20	20	400	26.66	10664	8888,88	293191,191
7*2	20	20	800	10	8000	26666,6	106666,667
B <sub>brutes</sub>			5820				
B <sub>nette</sub>			5529				
S/ $\Delta$ <sub>brute</sub>					468724		
S/ $\Delta$ <sub>nette</sub>					445287,8		
I/ $\Delta$ <sub>brute</sub>							54254867,8
I/ $\Delta$ <sub>nette</sub>							4829381,01

**Tableau IV-1- Caractéristiques géométrique de la poutre à mi travée sans hourdis**

$$V' = (S_{/\Delta}) / B = 80,53 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 69,46 \text{ cm}$$

$$I_G = (I_{/\Delta}) - (S_{/\Delta}) \cdot V'$$

$$I_G = 16508524,07 \text{ cm}^4$$

Le rendement géométrique  $\rho = I_G / (V \cdot V' \cdot B)$  et donc  $\rho = 50,70 \%$

**IV.3.2- Caractéristiques géométrique de la poutre intermédiaire plus hourdis à mi-travée :**

	X (cm)	Y (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>/Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>/Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
poutre			5820	80,53	468724		54253867,8
hourdis	150	20	3000	160	480000	100000	76900000
B brutes			8820				
B nette			8379				
S <sub>/Δ</sub> brute					948724		
S <sub>/Δ</sub> nette					901287,8		
I <sub>/Δ</sub> brute							131153867,8
I <sub>/Δ</sub> nette							118038481,2

**Tableau IV-2- Caractéristiques géométrique de la poutre intermédiaire plus hourdis à mi-travée**

$$V' = (S_{/\Delta}) / B = 107,56 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 62,43 \text{ cm}$$

$$I_G = (I_{/\Delta}) - (S_{/\Delta}) \cdot V'$$

$$I_G = 29109114,56 \text{ cm}^4 \text{ Le rendement géométrique } \rho = I_G / (V \cdot V' \cdot B) \text{ et donc } \rho = 49,14 \%$$

**IV.3.3- Caractéristiques géométrique de la poutre de rive plus hourdis à mi-travée :**

	X (cm)	Y (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>/Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>/Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
la poutre			5820	80.53	468684.6		54254867.8
l'hourdis	125	20	2500	160	400000	83333.33	64083333.3
B brutes			8320				
B nette			7904				
S <sub>/Δ</sub> brute					868684.6		
S <sub>/Δ</sub> nette					825250.37		
I <sub>/Δ</sub> brute							118338201
I <sub>/Δ</sub> nette							106504381

**Tableau IV-3- Caractéristiques géométrique de la poutre de rive plus hourdis à mi-travée**

$$V' = (S_{/\Delta}) / B = 104.4 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 65.6 \text{ cm}$$

$$I_G = (I_{/\Delta}) - (S_{/\Delta}) \cdot V'$$

$$I_G = 27647528.76 \text{ cm}^4$$

Le rendement géométrique  $\rho = I_G / (V \cdot V' \cdot B)$  et donc  $\rho = 48.85\%$ .

**IV.3.4- Caractéristiques géométrique de la poutre d’about sans hourdis:**

	X (cm)	Y (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>/Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
1*1	35	150	5250	75	393750	9843750	39375000
2*2	32,5	12	780	144	112320	9360	16183440
3*2	12,5	6	150	135	20250	450	2734200
4*2	20	6	120	136	16320	240	2219760
5*2	12,5	7,5	93,75	129,5	12140,62	292,9687	1572503,9
6*2	12,5	15	187,5	25	4687,5	2343,75	119531,25
7*2	12,5	20	500	10	5000	16666,66	66666,66
B brutes			7081,25				
B nette			6727,18				
S <sub>/Δ</sub> brute					564468,12		
S <sub>/Δ</sub> nette					536244,71		
I <sub>Δ</sub> brute							62271101,8
I <sub>Δ</sub> nette							56043991,6

**Tableau IV-4- Caractéristiques géométrique de la poutre d’about sans hourdis**

$$V' = (S_{/\Delta}) / B = 79,71 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 70,28 \text{ cm}$$

$$I_G = (I_{/\Delta}) - (S_{/\Delta}) \cdot V'$$

$$I_G = 17277347,58 \text{ cm}^4$$

Le rendement géométrique  $\rho = I_G / (V \cdot V' \cdot B)$  et donc  $\rho = 43,55 \%$ .

**IV.3.5- Caractéristiques géométrique de la poutre intermédiaire à l’about avec l’hourdis :**

	X (cm)	Y(cm)	B(cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>/Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
poutre			7081,25	79,71	564468,125		62271101,82
hourdis	150	20	3000	160	480000	100000	76900000
B brutes			10081,2				
B nette			9577,18				
S <sub>/Δ</sub> brute					1044468,13		
S <sub>/Δ</sub> nette					992244,72		
I <sub>Δ</sub> brute							139171101,8
I <sub>Δ</sub> nette							125253991,6

**Tableau IV-5- IV.3.5- Caractéristiques géométrique de la poutre intermédiaire à l’about avec l’hourdis**

$$V' = (S_{/\Delta}) / B = 103,60 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 66,39 \text{ cm}$$

$$I_G = (I_{/\Delta}) - (S_{/\Delta}) \cdot V'$$

$$I_G = 30964203,53 \text{ cm}^4$$

Le rendement géométrique  $\rho = I_G / (V \cdot V' \cdot B)$  et donc  $\rho = 44,65 \%$ .

**IV.3.6-Caractéristiques géométrique de la poutre de rive à l’about avec l’hourdis :**

	X (cm)	Y (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>/Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>/Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
la poutre			7081.25	79.71	564446.4		62271101.8
l'hourdis	125	20	2500	160	400000	83333.33	64083333.3
B brutes			9581.25				
B nette			9102.187				
S <sub>/Δ</sub> brute					964446.4		
S <sub>/Δ</sub> nette					916224.1		
I <sub>/Δ</sub> brute							126354435
I <sub>/Δ</sub> nette							113718992

**Tableau IV-6- Caractéristiques géométrique de la poutre de rive à l’about avec l’hourdis**

$$V' = (S_{/Δ}) / B = 100.6\text{cm}$$

$$V = h - V' = 69.34\text{ cm}$$

$$I_G = (I_{/Δ}) - (S_{/Δ}) \cdot V'$$

$$I_G = 29273256.55\text{ cm}_4$$

Le rendement géométrique  $\rho = I_G / (V \cdot V' \cdot B)$  et donc  $\rho = 43.77\%$ .

# CHAPITRE V

## CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

## V.1- Calcul des charges et surcharges :

### V.1.1- Définition des charges et surcharges :

D'après le fascicule (61 titres II), on doit calculer les surcharges valables pour les ponts routes supportant une ou plusieurs chaussées :

- Les charges permanentes et complément des charges permanentes : **G**
- La charge routière type: **A (L)**
- La charge routière type : **B (B<sub>C</sub>, B<sub>t</sub>, B<sub>r</sub>)**
- La charge militaire : **M<sub>c120</sub>**
- Convoi exceptionnel : **D<sub>240</sub>**
- Surcharges sur trottoirs : **S<sub>t</sub>**
- Vent : **w**
- Température
- Force de freinage
- Séisme.

### V.1.2- Calcul des charges permanentes CP :

Elle contient le poids propre des poutres et la dalle (tablier).

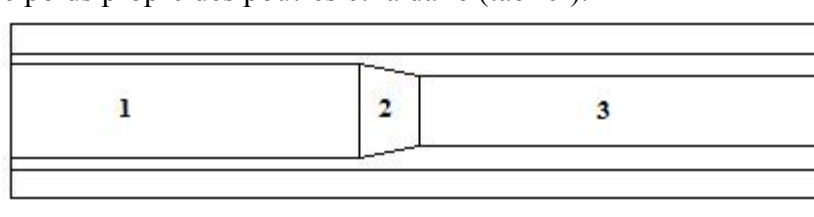


Figure V-1 : vue en plan d'une poutre

#### a- Poids propre des poutres :

Le poids de la poutre est donné par :

$$P_{\text{poutres}} = 2 (P_1 + P_2 + P_3)$$

$$P_1 = 2.5 \times 4 \times 0.708125 = 7.081 \text{ t}$$

$$P_2 = 2.5 \times 0.5 \times 0.645 = 0.806 \text{ t}$$

$$P_3 = 2.5 \times 7.75 \times 0.5820 = 11.276 \text{ t}$$

Donc **P poutre = 38.32t**

$$P_{\text{poutre}} (\text{t/ml}) = 38.32 / 26.5 = 1.44 \text{ t/ml.}$$

#### b- Poids propre de la Dalle :

- La charge de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire :

$$P_d = \gamma_d \cdot e \cdot l = 2.5 \times 0.2 \times 1.5 = 0.75 \text{ t/ml.}$$

- La charge de la dalle qui revient à la poutre de rive :

$$P_d = \gamma_d \cdot e \cdot l = 2.5 \times 0.2 \times 1.25 = 0.625 \text{ t/ml.}$$

#### c- Éléments non porteurs :

- Le revêtement :

$$P_{rev} = \gamma_{rev} \cdot e \cdot l = 2.2 \times 0.08 \times 7 = 1.232 \text{ t/ml.}$$

- Glissières de sécurité :

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

- Garde-corps :

$$P_{gc} = 0.1t/ml$$

- Trottoirs + Corniche :

$$Pt+Pc=1.5t/ml$$

▪ Poids total des éléments non porteurs:

$$CCP=P_{rev} + 2(P_{gs} + P_{gc}) + 2(Pt+Pc)=4.55t/ml.$$

▪ Le poids des éléments non porteurs qui revient à chaque poutre est :

$$CCPP=4.55/7=0.65t/ml.$$

▪ Le poids de la charge permanente (poutre+dalle) est :

$$CP= 1.44 \times 7 + 0.625 \times 2 + 0.75 \times 5 = 15.08/ml.$$

▪ Le poids total du tablier est :

$$G=15.08+4.55=19.63t/ml.$$

D'où : **G=520.195 t.**

### V.1.3- Calcul des surcharges : fascicule 61 titre II :

#### a- Classe du pont :

D'après le fascicule 61 titre II ; tout les ponts supportant des chaussées roulable dont  $L_R \geq 7m$  font partis de la première classe.

#### b- Nombre de voies :

$$N=LR/3=7/3=2.53$$

D'où : **N =2 voies**

#### c- Largeur de voie

Les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales  $V_0=3.5m$ ,

D'après le fascicule 61 titre II (pont 1<sup>ère</sup> classe)

#### d- évaluation des sur charges :

- système de charges A(L) :

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

$$A(l) = 230 + (36000 / (L + 12)) \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

L : la longueur de travée

$$A(l) = 1153.076 \text{ Kg /m}^2$$

$$a_1 = 1$$

$$a_2 = V_0 / V = 3.5 / 3.5 = 1$$

Le tableau suivant nous donne les différentes valeurs de A(L) en fonction du nombre de voies chargées :

Nombre de voies	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	A(L) .a <sub>1</sub> .a <sub>2</sub>	Largeur de voies	A(L) (t/ml)
1	1	1	1.153	3.5	4.035
2	1	1	1.153	7	8.07

- **Tableau V-1-charge A(L) par voie.**

• **Système B :**

Les surcharges du système « B » sont majorées par un coefficient de majoration dynamique qui est donné par la formule suivante :

L : portée de la travée L=27m

G : la charge permanente de la travée G=520.195 t

S : surcharge

Le système B comprend trois types de systèmes distingués :

- Le système  $B_C$  se compose de camions type 30t
- Le système  $B_t$  se compose d'une roue isolée 10t
- Le système  $B_r$  se compose d'un groupe de deux essieux.

**a. Système  $B_C$**

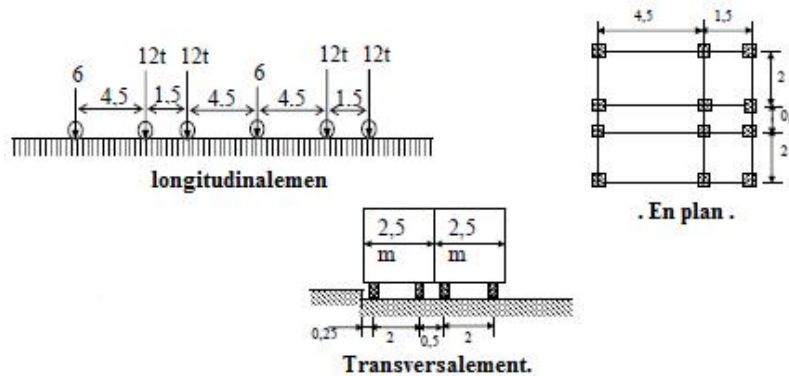
En fonction de la classe du pont et du nombre de file considérés, la valeur des charges du système  $B_C$  est multipliée par le coefficient «  $b_c$  » donné par le tableau suivant :

Classe de pont	Nombre de fils considéré	
	1	2
1	1.2	1.1

- **Tableau V-2-coefficient  $b_c$ .**

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

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



**Figure V-2 : système Bc**

La surcharge du système  $B_C$  est donnée par :

$$S = S_1 \cdot b_c$$

$S_1 = 2 \times 30 \times 2 = 120t$  C'est la surcharge max

D'où:  $S = 120 \times 1.1 = 132t$ .

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{G}{S}} \text{ (Coefficient de majoration dynamique)}$$

L : la longueur de l'élément.

S : la surcharge maximale.

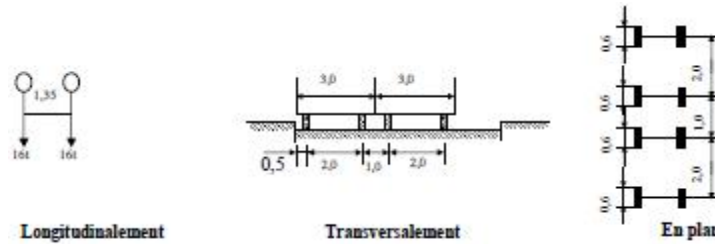
G : la charge permanente.

Le tableau suivant résume les valeurs des charges par essieu et par voie :

désignation	S	b c	$\frac{S}{b}$	Charge (t)
1 file	60	1.2	1.083	23.4
2 files	120	1.1	1.09	43.15

- **Tableau V-3-** les valeurs des charges par essieu et par voie

**b. Système  $B_t$  :**



**Figure V-3 : système  $B_t$**

Le système  $B_C$  répond aux caractéristiques suivantes :

La surcharge du système  $B_t$  est donnée par :

$$S = S_2. b_t = 64t$$

Le tableau suivant résume les valeurs des surcharges du système  $B_t$  :

désignation	S	$b_t$	$\frac{S}{b}$	Charge (t)
1 tandem	32	1	1.072	17.152
2 tandems	64	1	1.082	34.592

**Tableau V-4-** les valeurs des surcharges du système  $B_t$

**c. Système  $B_r$**

Le système  $B_r$  répond aux caractéristiques suivantes :

La surcharge du système  $B_r$  est :  $S = 10t$

désignation	S	$\frac{S}{b}$	Charge (t)
	10	1.066	10.66

**Tableau V-5-** : La surcharge du système  $B_r$

• **Système Mc120**

Notre pont doit être calculé pour supporter les véhicules de type Mc120.

Dans le sens transversal ; un seul convoi.

Dans le sens longitudinal ; la limite entre deux convois est environ de 38m.

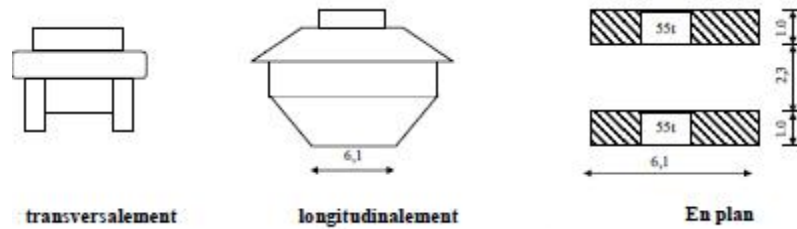


Figure V-4 : système MC 120

désignation	S		Q (t)	Q (t/ml)
Mc <sub>120</sub>	110	1.09	120	19.67

Tableau V-6- Les charges de système MC120

• **Convoi D240**

La charge est considérée comme une charge uniformément répartie sur un rectangle de (18,60x3, 20) m<sup>2</sup>.

Cette charge de 240t n'est pas majorée.

$Q (ml) = 240/18.6 = 12.90t/ml$ .

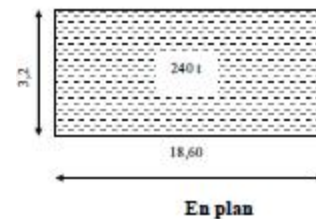


Figure V-7 : convoi D 240

• **Les surcharges sur trottoirs**

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150Kg/m<sup>2</sup> ; réservée exclusivement à la circulation des piétons de façon à produire l'effet max envisagé.

- Un seul trottoir chargé :  $P=0,15 \times 1.5=0.225/ml$
- deux trottoirs chargés :  $P=2 \times 0,15 \times 1.5=0.45 t/ml$ .

• **Le vent**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée.

La répartition de la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

En générale la valeur représentative de la pression dynamique du vent est égale à 0,2 t/m<sup>2</sup> selon le fascicule 61 titre II.

$P= 0,2 t/m^2$  pour les ouvrages en service

$P=0,125 t/m^2$  pour les ouvrages en cours de construction.

• **Température**

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou de refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse.

La variation uniforme de température se réfère à la température moyenne du lieu, soit  $\Delta T=10^\circ$ .

• **Forces de freinage**

Pour la vérification de l'aptitude au service la valeur de courte durée de la résultante totale des forces de freinage égale à 2% R max (R max : la réaction max).

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

• **Le séisme**

Pour un séisme de probabilité d'occurrence donnée, le dommage conçu est dimensionné d'après les dispositions suivantes, situé n'importe où, ne devrait pas dépasser une limite établie.  $K_h = 0.2$  ,  $K_v = \pm 0.06$

Notre ouvrage est classé en zone III.

**V.2- Calcul des moments fléchissent longitudinaux :**

• **X=L/2 :**

▪ **Moment fléchissent dû au poids propre :**

Le moment fléchissent est donné par la relation suivante :

$$M(x) = (QL/2) x - (Q/2) x^2$$

$$M(L/2) = QL^2/8$$

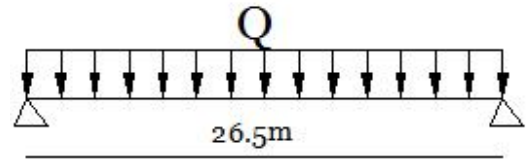


Tableau de moment fléchissent dû au poids propre :

La surcharge	Poutre intermédiaire (t/ml)	Mi (x=L/2) (t .m)	Poutre de rive (t/ml)	Mr (x=L/2) (t .m)
Pp+Pd+CCPP	2.84	249.29	2.715	238.32

**Tableau V-7- moment fléchissent dû au poids propre**

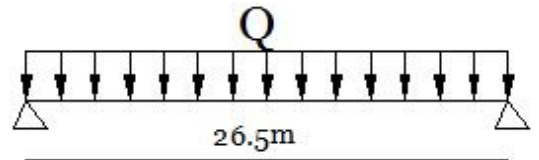
▪ **Moment fléchissent dû aux surcharges :**

a. **Surcharges A(L) :**

$$M(x) = QL/2x - Q/2x^2$$

$$M(L/2) = QL^2/8$$

$$M_0 = M/\text{nombre de poutres (7)}$$



Nombre de voies	A(L) (t/ml)	M (L/2) (t. m)	M <sub>0</sub> (t. m)
1	4.035	354.19	50.59
2	8.07	708.39	101.19

**Tableau V-8- : Moment fléchissent dû aux surcharges A(L)**

b. **système B<sub>c</sub> :**

**Théorème de BARRE :**

Cette méthode est utilisée dans le cas où la charge appliquée est mobile, dans le but de déterminer la section la plus dangereuse de la poutre.

Le moment fléchissent est max au droit de la résultante du convoi se trouvant symétriquement à l'axe de la poutre.

Calcul de « a » :

$\sum M/o = 0$  d'où :  $x_0=1.725m$

Calcul des coordonnées  $Y_i$

On utilise l'équation de la déformée :

$Y_3 = a b / L$

$a = (L/2) - x_0 = 11.525m$

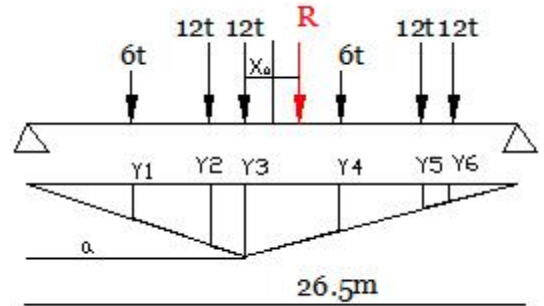
$b = 14.975m$

D'où :  $Y_3 = 6.51m$

Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6	$\sum Y_i$
3.12	5.50	6.51	4.55	2.59	1.94	24.21

**Tableau V-9-**

$M = \sum P_i Y_i = 244.5t.m$



Nombre de voies	M (t. m)	M <sub>0</sub> (t. m)
1	317.85	45.40
2	489	69.85

**Tableau V-10- : Moment fléchissant dû aux surcharges Bc**

a. Système  $B_t$ :

$X_0 = 1.35/4 = 0.3375m$

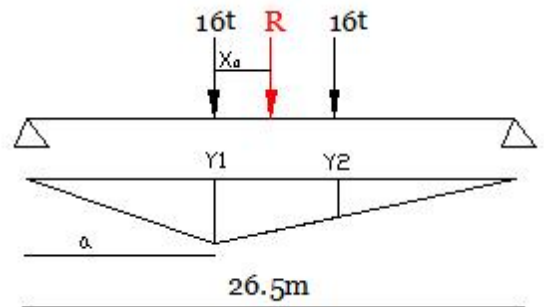
$Y_1 = (a b)/L = 6.49m$

$Y_2 = 5.84m$

$M = \sum P_i Y_i$

Nombre de voies	M (t. m)	M <sub>0</sub> (t. m)
1	211.48	30.21
2	394.72	56.38

**Tableau V-11- Moment fléchissant dû aux surcharges Bt**



b. système  $Mc120$  :

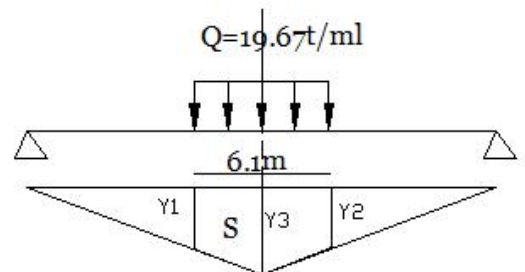
$Y_3 = (a b)/L = 6.625m$

$Y_1 = Y_2 = 5.4m$

$M = S. Q$

Mc120	S (m <sup>2</sup> )	M (t. m)	M <sub>0</sub> (t. m)
19.67	36.67	721.42	103.06

**Tableau V-12- Moment fléchissant dû aux surcharges MC 120**



c. système D240 :

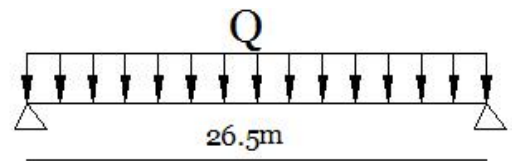
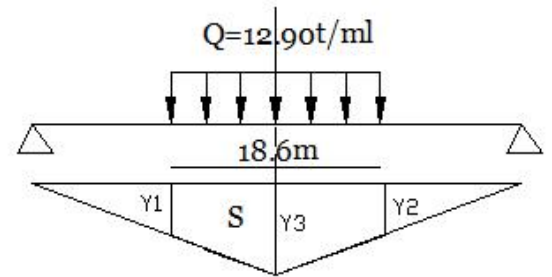
$$Y_3 = (a \cdot b) / L = 6.625 \text{ m}$$

$$Y_1 = Y_2 = 1.975 \text{ m}$$

$$M = S \cdot Q$$

D240	S (m <sup>2</sup> )	M (t. m)	M0 (t.m)
12.90	79.98	1031.742	147.39

**Tableau V-13- Moment fléchissant dû aux Surcharges D240**



d. surcharge de trottoir :

$$M = Q L^2 / 8$$

	Q (t/ml)	M (t. m)	M <sub>0</sub> (t. m)
Un trottoir	0.225	19.75	2.82
Deux trottoirs	0.45	39.50	5.64

**Tableau V-14- : Moment fléchissant dû aux Surcharges de trottoirs**

▪ **Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges :**

		surcharge	M (t. m)	M <sub>0</sub> =M/7 (t. m)
Surcharges du trottoir	Un trottoir	0.225	19.75	2.82
	Deux trottoirs	5.64	39.50	5.64
A(L)	1 voie	4.035	354.195	50.89
	2 voies	8.07	708.39	101.799
$\frac{c}{B^c}$	1 file	23.4	317.85	45.40
	2 files	43.15	489	69.85
$\frac{c}{B^t}$	1 tandem	17.152	211.48	30.21
	2 tandems	34.592	394.72	56.38
Mc <sub>120</sub>		19.67	721.42	103.06
D <sub>240</sub>		12.90	1031.742	147.39

**Tableau V-15. Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges**

- $X=L/4$  :
- moment du au poids propre :

$$M=3/4M(L/2)$$

La surcharge	Poutre intermédiaire (t/ml)	Mi (x=L/2) (t . m)	Poutre de rive (t/ml)	Mr (x=L/2) (t. m)
Pp+Pd+CCPP	2.84	186.96	2.715	178.74

**Tableau V-16. Moment du au poids propre**

- moment du aux surcharges :
- a. Surcharge A(L) :

$$M=3/4M(L/2)$$

Nombre de voies	A(L) (t/ml)	M (L/4) (t. m)	M0 (t. m)
1	4.035	265.64	37.94
2	8.07	531.29	75.89

**Tableau V-17. Moment du aux surcharges A(L)**

- b. système  $B_c$  :

- Les coordonnées Yi :

Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6	$\sum Yi$
0.84	1.96	2.33	3.37	4.58	4.96	18.04

**Tableau V-18.**

$$M= \sum Pi. Yi$$

Nombre de voies	M (t. m)	M0 (t. m)
1	155.22	22.17
2	310.44	44.43

**Tableau V-19. Moment du aux surcharges Bc**

- c. système  $B_t$  :

Y1	Y2	$\sum Yi$
4.62	4.96	9.58

**Tableau V-20.**

$$M= \sum Pi. Yi$$

Nombre de voies	M (t. m)	M0 (t. m)
1	153.28	21.89
2	306.56	43.79

**Tableau V-21. Moment du aux surcharges Bt**

d. système Mc120 :

Y1	Y2	Y3	S (m <sup>2</sup> )
4.19	4.96	2.67	25.58

**Tableau V-22.**

$$M=Q.S$$

Mc120	S (m <sup>2</sup> )	M (t. m)	M <sub>0</sub> (t. m)
19.67	25.58	503.23	71.89

**Tableau V-23. . Moment du aux surcharges MC 120**

e. système D240 :

Y1	Y2	S (m <sup>2</sup> )
1.97	4.96	57.92

**Tableau V-24.**

$$M=Q.S$$

D240	S (m <sup>2</sup> )	M (t. m)	M <sub>0</sub> (t. m)
12.90	57.92	747.162	106.73

**Tableau V-25. Moment du aux surcharges D 240**

f-surcharge de trottoir :

$$M= \frac{3}{4} M (L / 2)$$

	Q (t/ml)	M (t. m)	M <sub>0</sub> (t. m)
Un trottoir	0.225	14.81	2.16
Deux trottoirs	0.45	29.625	4.23

**Tableau V-26. Moment surcharge de trottoir**

▪ **Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges à X =L/4 :**

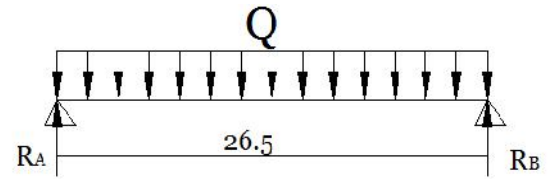
		surcharge	M (t. m)	M <sub>0</sub> =M/7 (t. m)
Surcharges du trottoir	Un trottoir	0.225	14.81	2.16
	Deux trottoirs	0.45	29.625	4.23
A(L)	1 voie	4.035	265.64	37.94
	2 voies	8.07	531.29	75.89
$\overline{B^c}$	1 file	23.4	155.22	22.17
	2 files	43.15	310.44	44.43
$\overline{B^t}$	1 tandem	17.152	153.28	21.89
	2 tandems	34.592	306.56	43.79
Mc <sub>120</sub>		19.67	503.23	71.89
D <sub>240</sub>		12.90	747.162	106.73

**Tableau V-27. Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges à X =L/4**

**V. 3-Calcul d'effort tranchant :**

- **X=00.00 L :**
- **Effort tranchant dus au poids propre CP :**

	Q(t /ml)	T(t)
Poutre intermédiaire	2.84	37.63
Poutre de rive	2.715	35.97

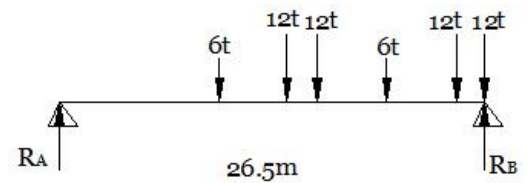


**Tableau V-28. Effort tranchant dus au poids propre CP**  
-Effort tranchant dus aux surcharges :

**a-Surcharge A(L) :**

$$T=A(L).L/2$$

Nombre de voies	A(L) t /ml	T(t)	To(t)
1	4.035	53.46	7.63
2	8.07	106.92	15.27



**Tableau V-29. Effort tranchant dus aux surcharges A(L)**

**c.Système B<sub>c</sub> :**

$$\sum M/A =0$$

Nombre de voies	b <sub>c</sub>	δ	T(t)	To(t)
1	1.1	1.083	43.843	7.46
2	1.1	1.09	95.57	13.65

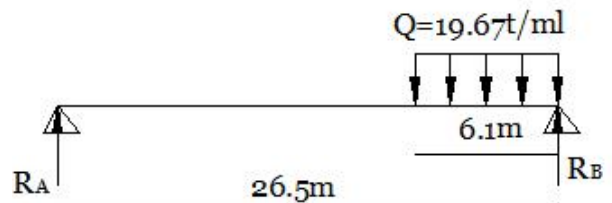


**Tableau V-30. Effort tranchant dus aux surcharges B<sub>c</sub>**

**d.Système B<sub>t</sub> :**

$$\sum M/A =0.$$

Nombre de voies	b <sub>t</sub>	δ	T(t)	To(t)
1	1	1.062	25.31	3.61
2	1	1.08	51.47	7.35

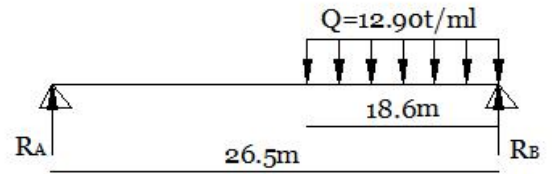


**Tableau V-31. . Effort tranchant dus aux surcharges B<sub>t</sub>**

**e-Système M<sub>c</sub> 120 :**

$R_A(t)$	$\delta$	$T(t)$	$T_0(t)$
105.25	1.09	115.87	16.55

**Tableau V-32. Effort tranchant dus aux système MC 120**



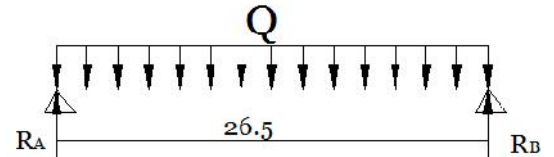
**f-Système D240 :**

$T(t)$	$T_0(t)$
155.73	22.24

**Tableau V-33. Effort tranchant dus aux système D 240**

**g-Surcharge de trottoir :**

$T = QL/2.$



Trottoirs	$T(t)$	$T_0(t)$
1	2.98	0.42
2	5.96	0.85

**Tableau V-34. Effort tranchant du aux Surcharge de trottoir**

▪ **Tableau récapitulatif des efforts tranchants :**

	surcharges	$X=0.00L$		
		$T_{max} (t)$	$T_0 (t)$	
Surcharge du trottoir	1 trottoir	0.225	2.98	0.42
	2 trottoirs	0.45	5.96	0.85
A(L)	1 voie	4.035	53.46	7.63
	2 voies	8.07	106.92	15.27
$\frac{c}{B^c}$	1 file	23.4	43.843	7.46
	2 files	43.15	95.57	13.65
$\frac{c}{B^t}$	1 tandem	17.152	25.31	3.61
	2 tandems	34.592	51.47	7.35
Mc120		19.67	115.87	16.55
D240		12.90	155.73	22.24

**Tableau V-35. Tableau récapitulatif des efforts tranchants**

- **X=0.25L :**
- **Effort tranchant du au poids propre :**

	Q(t/ml)	T(t)
Poutre intermédiaire	2.84	18.815
Poutre de rive	2.715	17.98

**Tableau V-36. Effort tranchant du au poids propre**

- Efforts tranchants dus aux surcharges :

**a. Surcharge A(L) :**

Nombre de voies	A(L) (t/ml)	T(t)	To(t)
1	4.035	26.72	3.82
2	8.07	53.45	7.36

**Tableau V-37. Efforts tranchants dus aux surcharges A(L)****c. Système  $B_c$  :**

Nombre de voies	$b_c$	$\delta$	T(t)	To(t)
1	1.1	1.083	37.88	5.41
2	1.1	1.09	76.25	10.89

**Tableau V-38. Efforts tranchants dus aux surcharges  $B_c$** **d. Système  $B_t$  :**

$$T = \sum P_i \cdot Y_i$$

Nombre de voies	$b_t$	$\delta$	T(t)	To(t)
1	1	1.062	20.22	2.88
2	1	1.08	41.12	5.87

**Tableau V-39. Efforts tranchants dus aux surcharges  $B_t$** **e- Système  $M_c$  120 :**

Q(t/ml)	$\delta$	S (m <sup>2</sup> )	T(t)	To(t)
19.67	1.09	3.87	76.12	10.87

**Tableau V-40. Efforts tranchants dus aux surcharges MC 120****f- Système  $D_{240}$  :**

Q(t/ml)	S (m <sup>2</sup> )	T(t)	To(t)
12.09	7.42	89.7	12.81

**Tableau V-41. Efforts tranchants dus aux surcharges D 240****g- Surcharge de trottoir :**

Trottoirs	T(t)	To(t)
1	1.49	0.212
2	2.978	0.425

**Tableau V-42. Efforts tranchants dus aux surcharges de trottoirs**

- Tableau récapitulatif des efforts tranchants :

Surcharge du trottoir		surcharges	X=0.25L	
			T <sub>max</sub> (t)	T0 (t)
	1 trottoir	0.225	1.49	0.212
	2 trottoirs	0.45	2.978	0.425
A(L)	1 voie	4.035	26.72	3.82
	2 voies	8.07	53.54	7.36
$\frac{B^c}{B^t}$	1 file	23.4	37.88	5.41
	2 files	43.15	76.25	10.89
$\frac{B^c}{B^t}$	1 tandem	17.152	20.22	2.88
	2 tandems	34.592	41.12	5.87
Mc120		19.67	76.12	10.87
D240		12.90	89.7	12.81

**Tableau V-43. Tableau récapitulatif des efforts tranchants**

# CHAPITRE VI

## REPARTITION TRANSVERSALE

### VI.1- Méthode de GUYON-MASSONNET :

La méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et les plus utilisées, elle donne des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes, car la rigidité transversale du tablier n'est pas négligeable.

Elle consiste pour chaque effort à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour les différentes excentricités de charges

( $e = b$  ;  $e = \frac{3}{4}b$  ;  $e = \frac{1}{2}b$  ;  $e = \frac{1}{4}b$  ;  $e = 0$ ) et pour les neuf sections de la largeur de dalle ( $y = \pm b$  ;  $y = \pm \frac{3}{4}b$  ;  $y = \pm \frac{1}{2}b$  ;  $e = \pm \frac{1}{4}b$  ;  $y = 0$ )

On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts ; l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

Ainsi on pourra déterminer les facteurs de répartition transversale ( $K_\alpha$ ,  $\varepsilon_\alpha$ ,  $\mu_\alpha$ ) et les sollicitations (moments fleurissants, efforts tranchants) avec exactitude dans n'importe quelle partie du tablier.

Dans le cas des ponts à poutres multiples la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, ce qui nous amène à tracer les lignes d'influences pour les différentes excentricités de charge et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

#### VI. 1.1- Détermination des paramètres de calcul :

- La largeur active est (2b) :

Le pont est constitué de 7 poutres ( $n = 7$ ) espacées de  $b_0 = 1.5\text{m}$  (entre-axe des poutres), donc la largeur active du pont sera :

$$2b = n \cdot b_0 = 7 \times 1,5 = 10,5\text{m.} \quad \text{Donc } b = 5,25\text{m.}$$

- Position active des poutres :

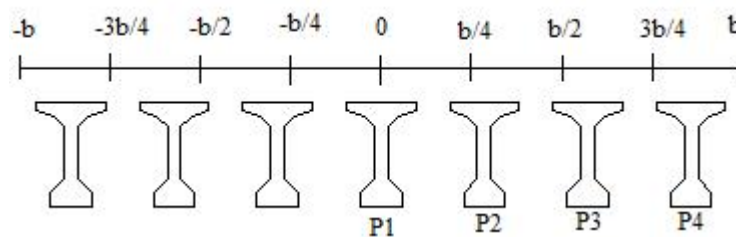


Figure VI-I : position active des poutres

#### VI. 1.2- Détermination des coefficients :

##### VI. 1.2.1- Paramètre d'entretoisement :

$$\theta = \frac{b}{L} \cdot \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

##### VI.1.2.2- Paramètre de torsion :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \cdot \sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}}$$

Avec :

b : demi largeur de la dalle ;

L : la portée de la travée ;

$\rho_p$  : Rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur ;

$\rho_E$  : Rigidité flexionnelle des entretoises par unité de longueur.

Notre pont ne comporte pas d'entretoises intermédiaires, c'est la dalle (hourdis) qui joue le rôle d'entretoises donc  $\rho_E = \rho_d$

$$\rho_p = \frac{B_p}{b_1} = \frac{E \cdot I_p}{b_1}$$

$$\rho_d = \frac{E \cdot I_d}{l_1}$$

Avec :

$b_1$  : distance entre-axe des poutres.

$l_1$  : unité de largeur.

$\gamma_p$  : Rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur.

$\gamma_E$  : Rigidité torsionnelle des entretoises (dalle) par unité de largeur.

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1}$$

$$\gamma_E = \gamma_d = \frac{C_d}{l_1}$$

Avec :

$$C_p = G / 3 \cdot [\sum b_i h_i + (b \cdot h^3 / 2)]$$

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

$\nu$ : Coefficient de poisson = 0.2.

E : module de déformation longitudinale du béton.

G : module de déformation transversale du béton.

- **Calcul des paramètres  $\theta$  et  $\alpha$  :**

$$I_p = I_0 + (I_M - I_0) / 3\pi$$

$$I_M = 29109114.56 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 30964203.53 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 29388756.42 \text{ cm}^4$$

$$\rho_p = 0.1959250428 E$$

$$I_d = 1.5 \times (0.2)^3 / 12 = 0.001 \text{ m}^4$$

$$\rho_d = 0.667 \times 10^{-3} E$$

D'où:  $\theta = 0.82$

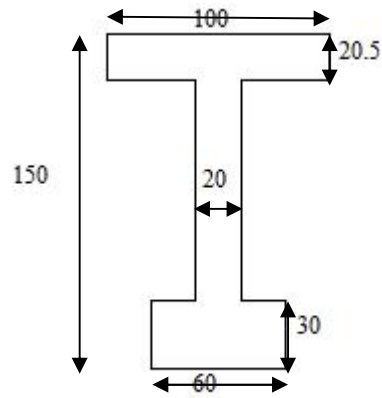
- paramètre de torsion  $\gamma_p, \gamma_d$

$G=0.41667 E$

Rigidité torsionnelle de la poutre dans le sens transversale :  $\gamma_p = 3.59 \times 10^{-3} E$

Rigidité torsionnelle de la dalle dans le sens transversale :  $\gamma_d = 0.55 \times 10^{-3} E$

D'où :  $\alpha=0.18$



**VI. 2- Calcul des moments fléchissant :**

• Coefficient de répartition transversale k :

Il dépend :

- du paramètre de l'entretoisement  $\theta$  ;
- du paramètre de torsion  $\alpha$  ;
- de l'ordonnée relative (y) et de la section où on veut étudier le moment.

Pour un calcul rigoureux de k dans le cas où  $0 < \alpha < 1$  on utilisera les formules d'interpolation d'après suivantes :

Si  $0 < \theta \leq 0.1$   $k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) \alpha$   
 Si  $0.1 < \theta \leq 1$   $k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) \alpha^{0.05}$   
 Si  $\theta > 1$   $k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) \alpha^{1-\exp(0.065-\theta)/0.065}$

Avec :

$k_0$  : valeur de k correspondant à  $\alpha = 0$  ;

$k_1$  : valeur de k correspondant à  $\alpha = 1$ .

Dans le cas où  $\theta$  calculée ne figure pas dans le tableau on doit faire une interpolation, et si la poutre en question se trouve entre deux sections dont les lignes d'influence sont connues on peut aussi faire une interpolation.

**VI. 2.1- Calcul de k :**

Après avoir tracé les lignes d'influences, on dispose convenablement nos surcharges, on a pour les surcharges concentrées :

$k = (\sum P_i k_i / \sum P_i) = \sum k_i / n$

Pour les surcharges réparties :

$k = (\text{surface de la ligne d'influence surchargée} / \text{largeur surchargée})$ .

• tableau de  $k_0$  correspondant à  $\theta=0.82$  :

$\theta=0.82$	$k_0$								
y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
e									
0	-0.30582	0.37464	1.05726	1.67512	1.9806	1.67512	1.05726	0.37464	-0.30582
b/4	-0.50544	-0.00422	0.5266	1.1096	1.67512	1.96182	1.65654	1.04616	0.36992
b/2	-0.45962	-0.18496	0.12412	0.5266	1.05726	1.65654	2.08012	2.03202	1.79292
3b/4	-0.31832	-0.2664	-0.18496	-0.00422	0.37464	1.04616	2.03202	3.1643	4.15022
b	-0.15496	-0.31832	-0.45962	-0.50544	-0.30582	0.36992	1.79292	4.15022	7.29276

**Tableau VI-1. Tableau de  $k_0$  correspondant à  $\theta=0.82$**

- tableau de  $k_1$  correspondant à  $\theta=0.82$  :

$\theta=0.82$	$k_1$								
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.60962	0.76156	0.97704	1.24264	1.40726	1.24264	0.97704	0.76156	0.60962
b/4	0.37634	0.49346	0.6694	0.92846	1.24264	1.4599	1.3542	1.15194	0.98538
b/2	0.23776	0.3237	0.45692	0.6694	0.97704	1.3542	1.65418	1.65298	1.56168
3b/4	0.15806	0.22224	0.3237	0.49346	0.76156	1.15194	1.65298	2.13542	2.38744
b	0.10858	0.15806	0.23776	0.37634	0.60962	0.98538	1.56168	2.38744	3.43726

**Tableau VI-2. Tableau de  $k_1$  correspondant à  $\theta=0.82$**

- Tableau des coefficients  $K_\alpha$  :

On obtient le tableau de répartition des coefficients «  $K_\alpha$  » par la formule d'interpolation suivante :

$$k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) \alpha^{0.05}$$

$\theta=0.82$	$K_\alpha$								
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.022033	0.4945852	1.032391	1.541051	1.802864	1.541051	1.032391	0.494585	-0.02203
b/4	-0.232088	0.1500608	0.570868	1.053446	1.541051	1.806224	1.562814	1.078951	0.560712
b/2	-0.243432	-0.027275	0.227288	0.570868	1.032391	1.562814	1.948078	1.914517	1.721235
3b/4	-0.170642	-0.114921	-0.027275	0.150060	0.494585	1.078951	1.914517	2.845347	3.603758
b	-0.073262	-0.170642	-0.243432	-0.232088	-0.02203	0.560712	1.721235	3.603758	6.097555

**Tableau VI-3. Tableau des coefficients  $K_\alpha$**

- Tableau des coefficients  $K_\alpha$  pour les poutres :

Pour obtenir les coefficients de répartition «  $K_\alpha$  » pour chacune des trois poutres on interpole entre les valeurs du tableau précédent et la position de la poutre par rapport à l'axe de symétrie transversal de l'ouvrage.

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	-0.0220	0.49458	1.03239	1.54105	1.80286	1.54105	1.03239	0.49458	-0.0220
P2	-0.2337	0.12452	0.52139	0.98395	1.46780	1.77117	1.61829	1.19927	0.72782
P3	-0.2225	-0.0524	0.15422	0.45009	0.87804	1.42394	1.93844	2.18166	2.26151
P4	-0.1287	-0.1388	-0.1202	-0.0142	0.27243	0.85610	1.83140	3.17146	4.67609

**Tableau VI-4. Tableau des coefficients  $K_\alpha$  pour les poutres**

## VI. 2.2-Calcul de $K_{\alpha \text{ moy}}$ :

Le calcul de «  $K_{\alpha \text{ moy}}$  » se fait en plaçant les différentes surcharges sur la largeur chargeable de façon à obtenir la valeur maximale de  $K_{\alpha \text{ moy}}$ .

1- Pour les charges uniformément répartie

$K_{\alpha \text{ moy}} = \text{surface chargée} / \text{largeur chargée} = S/L$

S : surface chargée calculée par le logiciel AUTO CAD.

2- Pour les charges centrées :

$$K_{\alpha \text{ moy}} = \sum K_i / n$$

- Valeur de  $K_{\alpha \text{ moy}}$  et des moments fléchissant dus aux surcharges à  $X=0.5 L$  :

		M <sub>0</sub>	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
			$K_{\alpha \text{ moy}}$	M <sub>f</sub>	$K_{\alpha \text{ moy}}$	M <sub>f</sub>	$K_{\alpha \text{ moy}}$	M <sub>f</sub>	$K_{\alpha \text{ moy}}$	M <sub>f</sub>
A(L)	1voie	50,89	1,617	82,289	1,605	81,67	1,571	79,94	1,285	65,39
	2voies	101,79	1,34	136,41	1,225	124,70	0,97	98,74	0,705	71,76
$\frac{\bar{a}}{\bar{B}_c}$	1file	45,4	1,6	72,64	1,604	72,82	1,575	71,50	1,275	57,88
	2files	69,85	1,46	101,98	1,386	96,81	1,116	77,95	0,718	50,15
$\frac{\bar{B}_c}{\bar{B}_t}$	1tand	30,21	1,6	48,33	1,599	48,30	1,484	44,83	1,11	33,53
	2tands	56,38	1,34	75,54	1,258	70,92	0,956	53,89	0,562	31,68
Mc 120		103,06	1,562	160,97	1,518	156,44	1,237	127,48	0,802	82,65
D240		147,39	1,615	238,05	1,4	206,34	1,1	162,12	0,53	78,11
T	Tg	2,82	0,56	1,579	0,139	0,391	0,093	0,262	-0,13	-0,37
	Td	2,82	0,56	1,57	1,086	3,062	0,486	1,370	3,54	9,98
	2T	5,64	1,12	6,316	0,613	3,457	0,29	1,635	1,703	9,60

**Tableau VI-5. Valeur de  $K_{\alpha \text{ moy}}$  et des moments fléchissant dus aux surcharges à  $X=0.5 L$**

- Valeurs de  $K_{\alpha \text{ moy}}$  et des moments fléchissant réels dus aux surcharges à  $X=0,25L$  :

		M <sub>0</sub>	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
			$k \alpha \text{ moy}$	M <sub>f</sub>	$k \alpha \text{ moy}$	M <sub>f</sub>	$k \alpha \text{ moy}$	M <sub>f</sub>	$k \alpha \text{ moy}$	M <sub>f</sub>
A(L)	1voie	37.94	1.617	61.34	1.605	60.89	1.571	59.60	1.285	48.75
	2voies	75.89	1.34	101.69	1.225	92.96	0.97	73.61	0.705	53.50
$\frac{\bar{a}}{\bar{B}_c}$	1file	22.17	1.6	35.47	1.604	35.56	1.575	34.91	1.275	28.26
	2files	44.43	1.46	64.86	1.386	61.57	1.116	49.58	0.718	31.90
$\frac{\bar{B}_c}{\bar{B}_t}$	1tand	21.89	1.6	35.02	1.599	35.00	1.484	32.48	1.11	24.29
	2tands	43.79	1.34	58.67	1.258	55.08	0.956	41.86	0.562	24.60
Mc 120		71.89	1.562	112.29	1.518	109.12	1.237	88.92	0.802	57.65
D240		106.89	1.615	172.62	1.4	149.64	1.1	117.5	0.53	56.65
T	Tg	2.16	0.56	1.209	0.139	0.300	0.093	0.200	-0.133	-0.28
	Td	2.16	0.56	1.209	1.086	2.345	0.486	1.049	3.54	7.64
	2T	4.23	1.12	4.737	0.613	2.592	0.29	1.22	1.703	7.203

**Tableau VI-6. Valeurs de  $K_{\alpha \text{ moy}}$  et des moments fléchissant réels dus aux surcharges à  $X=0,25L$**

## VI. 2.3-détermination de la poutre la plus sollicitée :

	Moment pour X=L/2			
	poutre1	poutre2	Poutre 3	poutre4
ELS				
G+1.2*(A(L) +ST)	420,56	403,08	369,74	335,96
G+1.2*( $\frac{L}{2} + ST$ )	379,24	369,61	344,99	319,30
G+Mc120+1.2*ST	417,84	409,88	378,73	332,50
G+D240	487,32	455,63	411,41	316,43
ELU				
1.35*G+1.6*(A(L) +ST)	564,90	541,59	497,15	452,53
1.35*(G+ Mc120) +1.6*ST	563,97	549,81	511,26	449,28
1.35*(G+D240)	657,88	615,10	555,41	427,18

Tableau VI-7. Détermination de la poutre la plus sollicitée

La poutre la plus sollicitée étant la poutre (1), pour la combinaison :  $M_{max} = M_G + M_{D240}$

Donc :  $M_{max} = 487,32 \text{ t.m}$

## VI. 3- Calcul des efforts tranchants :

Le calcul des efforts tranchants se fera de la même manière que celle utilisée pour le moment fléchissant

Calcul de  $\varepsilon_\alpha$  et  $\varepsilon'_\alpha$  à partir des formules d'interpolation pour  $0 < \alpha < 1$

$$\text{Si } |y| + |e| \leq \frac{3}{4} b \quad \varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \alpha$$

$$\text{Si } |y| + |e| > \frac{3}{4} b \quad \varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \alpha^{0.5}$$

Pour l'effort tranchant aux appuis  $x = 0,00 \text{ L}$  et  $x = L$

$\varepsilon'_0 = \varepsilon_0$  et  $\varepsilon'_1$  à déterminer à partir des tableaux

$$\text{L'effort tranchant réel : } T = T_0 \times \varepsilon_{\alpha \text{ moy}} \quad 0,25 \text{ L}$$

$$T = T_0 \times \varepsilon'_{\alpha \text{ moy}} \quad 0,00 \text{ L}$$

Par interpolation entre  $\theta = 0,8$  et  $\theta = 0,9$  on obtient les valeurs de  $\varepsilon_0$ ,  $\varepsilon_1$  et  $\varepsilon'_1$  :

- tableau des valeurs de  $\varepsilon_0$  :

$\theta=0.82$	$\frac{y}{b}$								
y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
e									
0	-0.0480	0.0598	0.1681	0.2663	0.3150	0.2663	0.1681	0.0598	-0.048
b/4	-0.0798	-0.0004	0.0836	0.1762	0.2663	0.3122	0.2636	0.1666	0.0591
b/2	-0.0729	-0.0293	0.0196	0.0836	0.1681	0.2636	0.3313	0.3234	0.2850
3b/4	-0.0510	-0.0425	-0.0293	-0.0004	0.0598	0.1666	0.3234	0.5035	0.6600
b	-0.0257	-0.0510	-0.0729	-0.0798	-0.0480	0.0591	0.2850	0.6600	1.1607

Tableau VI-8. Tableau des valeurs de  $\varepsilon_0$ 

- tableau des valeurs de  $\varepsilon_1$  :

$\theta=0.82$									
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.0427	0.0734	0.1255	0.2258	0.4200	0.2258	0.1255	0.0734	0.0427
b/4	0.0240	0.0407	0.0690	0.1231	0.2273	0.4258	0.2359	0.1376	0.0798
b/2	0.0155	0.0254	0.0420	0.0733	0.1324	0.2428	0.4479	0.2608	0.1510
3b/4	0.0135	0.0209	0.0329	0.0549	0.0945	0.1644	0.2864	0.4965	0.2871
b	0.0174	0.0252	0.0379	0.0599	0.0970	0.1567	0.2483	0.3797	0.5470

**Tableau VI-9. Tableau des valeurs de  $\epsilon_1$**

- tableau des valeurs de  $\epsilon'_1$  :

$\theta=0.82$									
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.0114	0.0257	0.0957	0.2539	0.6160	0.2539	0.0955	0.0257	-0.0114
b/4	-0.0119	0.0029	0.0314	0.0986	0.2568	0.6193	0.2563	0.0920	0.0028
b/2	-0.0069	-0.0007	0.0112	0.0402	0.1095	0.2702	0.6326	0.2588	0.0536
3b/4	0.0018	0.0063	0.0143	0.0313	0.0678	0.1457	0.3099	0.6533	0.1944
b	0.0174	0.0252	0.0379	0.0599	0.0970	0.1567	0.2483	0.3797	0.5470

**Tableau VI-10. Tableau des valeurs de  $\epsilon'_1$**

- tableau des valeurs de  $\epsilon_\alpha$  :

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.009	0.0622	0.1604	0.2590	0.3339	0.2590	0.1604	0.0622	-0.0095
b/4	-0.035	0.0169	0.0810	0.1667	0.2593	0.3327	0.2586	0.1543	0.0678
b/2	-0.035	-0.0061	0.0291	0.0817	0.1616	0.2594	0.3807	0.2969	0.2282
3b/4	-0.0232	-0.0156	-0.0029	0.0230	0.0660	0.1657	0.3077	0.5005	0.5019
b	-0.0074	-0.0186	-0.0259	-0.0205	0.0134	0.1005	0.2695	0.5412	0.9005

**Tableau VI-11. Tableau des valeurs de  $\epsilon_\alpha$**

- tableau des valeurs de  $\epsilon'_\alpha$  :

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.0325	0.0536	0.1550	0.2641	0.3692	0.2641	0.1550	0.0536	-0.0325
b/4	-0.0510	0.0009	0.0742	0.1622	0.2646	0.3675	0.2623	0.1068	0.0352
b/2	-0.0441	-0.0172	0.0161	0.0758	0.1575	0.2648	0.4590	0.2960	0.1869
3b/4	-0.0286	-0.0218	-0.0108	0.0130	0.0612	0.1577	0.3177	0.5670	0.4626

b	-0.0074	-0.0186	-0.0259	-0.0205	0.0134	0.1005	0.2695	0.5412	0.9005
---	---------	---------	---------	---------	--------	--------	--------	--------	--------

Tableau VI-12. Tableau des valeurs de  $\varepsilon'_\alpha$ 

- Tableau des valeurs de  $\varepsilon_\alpha$  pour les positions des poutres :

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	-0.0095	0.0622	0.1604	0.2590	0.3339	0.2590	0.1604	0.0622	-0.009
P2	-0.0357	0.0137	0.0736	0.1546	0.2454	0.3223	0.2760	0.1745	0.0906
P3	-0.0320	-0.0088	0.0200	0.0650	0.1344	0.2330	0.3599	0.3549	0.3062
P4	-0.0167	-0.0169	-0.0127	0.0043	0.0435	0.1378	0.2913	0.5179	0.6725

Tableau VI-13. Tableau des valeurs de  $\varepsilon_\alpha$  pour les positions des poutres

- Tableau des valeurs de  $\varepsilon'_\alpha$  pour les positions des poutres :

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	-0.0325	0.05368	0.1550	0.2641	0.3692	0.2641	0.1550	0.0536	-0.0325
P2	-0.0501	-0.0016	0.0659	0.1500	0.2494	0.3529	0.2903	0.1337	0.0568
P3	-0.0402	-0.0185	0.0084	0.0579	0.1301	0.2343	0.4187	0.3732	0.2655
P4	-0.0195	-0.0204	-0.0172	-0.0013	0.0408	0.1332	0.2970	0.5560	0.6500

Tableau VI-14. Tableau des valeurs de  $\varepsilon'_\alpha$  pour les positions des poutres

- Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à X=0,00 L :

		To	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
			$\frac{F_c \cdot D_{011}}{E_c \cdot I_{c,011}}$	T(t)	$\frac{F_c \cdot D_{011}}{E_c \cdot I_{c,011}}$	T(t)	$\frac{F_c \cdot D_{011}}{E_c \cdot I_{c,011}}$	T(t)	$\frac{F_c \cdot D_{011}}{E_c \cdot I_{c,011}}$	T(t)
A(L)	1voie	7.63	0.297	2.26	0.291	2.22	0.292	2.22	0.209	1.59
	2voies	15.27	0.227	3.46	0.205	3.13	0.169	2.58	0.104	1.60
$\frac{c}{B_c}$	1file	7.46	0.28	2.08	0.285	2.12	0.3	2.23	0.205	1.52
	2files	13.65	0.264	3.60	0.235	3.20	0.197	2.68	0.116	1.59
$\frac{c}{B_t}$	1tand	1.81	0.28	0.50	0.285	0.51	0.285	0.51	0.175	0.31
	2tands	3.6	0.245	0.88	0.207	0.74	0.167	0.60	0.09	0.32
Mc 120		16.55	0.281	4.65	0.273	4.51	0.22	3.64	0.127	2.10
D240		22.24	0.297	6.60	0.275	6.11	0.163	3.62	0.088	1.95
T	Tg	0.42	0.035	0.014	0.0126	0.005	-0.022	-0.009	-0.019	-0.008
	Td	0.42	0.035	0.014	0.118	0.049	0.347	0.145	0.570	0.23
	2T	0.85	0.035	0.029	0.0656	0.055	0.069	0.092	0.275	0.234

Tableau VI-15. Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à X=0,00 L

- Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à  $X=0,25 L$  :

		To	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
			$\frac{P_c}{0,25L}$	T(t)	$\frac{P_c}{0,25L}$	T(t)	$\frac{P_c}{0,25L}$	T(t)	$\frac{P_c}{0,25L}$	T(t)
A(L)	1voie	3.82	0.282	1.07	0.278	1.06	0.27	1.03	0.206	0.78
	2voies	7.36	0.221	1.62	0.208	1.53	0.167	1.22	0.124	0.91
$\frac{G}{B_c}$	1file	5.41	0.277	1.49	0.275	1.48	0.275	1.48	0.2	1.08
	2files	10.89	0.267	2.90	0.235	2.55	0.187	2.03	0.115	1.25
$\frac{B_c}{B_t}$	1tand	2.88	0.277	0.79	0.275	0.79	0.255	0.73	0.175	0.50
	2tands	5.87	0.235	1.37	0.212	1.24	0.165	0.96	0.091	0.53
Mc 120		10.87	0.269	2.92	0.261	2.83	0.207	2.25	0.128	1.39
D240		12.81	0.281	3.59	0.262	3.35	0.178	2.28	0.092	1.17
T	Tg	0.212	0.043	0.009	0.0026	0.0005	-0.014	-0.002	-0.016	-0.003
	Td	0.212	0.043	0.009	0.154	0.032	0.341	0.072	0.551	0.116
	2T	0.425	0.043	0.018	0.078	0.033	0.163	0.069	0.267	0.113

**Tableau VI-16. Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à  $X=0,25 L$**

- détermination de la poutre la plus sollicitée :

	Effort tranchant pour $X= 0.0L$			
	poutre1	poutre2	Poutre 3	poutre4
ELS				
G+1.2*(A(L) +ST)	41.82	41.45	40.79	38.17
G+1.2*( $\frac{G}{B_c} + ST$ )	41.99	41.54	40.92	38.16
G+Mc120+1.2*ST	42.31	42.21	41.34	38.35
G+D240	44.23	43.74	41.25	37.92
ELU				
1.35*G+1.6*(A(L) +ST)	56.39	55.89	55.024	51.50
1.35*(G+ Mc120) +1.6*ST	57.12	56.98	55.81	51.78
1.35*(G+D240)	59.71	59.057	55.69	51.20

**Tableau VI-17. Détermination de la poutre la plus sollicitée**

La poutre la plus sollicitée étant la poutre (1) ; pour la combinaison :  $T_{max}=T_G+T_{D240}$

Donc :  $T_{max}=44.23 t$

# CHAPITRE VII

## ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

### VII.1- Introduction :

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire dans un Matériau avant sa mise en service des contraintes contraires à celles produites par les Charges qui le solliciteront.

Le principe de la précontrainte par post tension est de tendre les armatures en Prenant appui sur la pièce à pré contraindre. Pendant sa mise en tension, l' armature S'allonge tandis que le béton comprimé, présente un léger raccourcissement pour permettre le mouvement relatif qui en résulte, il est nécessaire de ménager dans le béton des évidements tubulaires généralement formés par des gaines métalliques de section circulaire disposées et réglées dans les coffrages avant le bétonnage.

Après sa mise en tension et fixation de l' ancrage de l'armature au béton, la gaine métallique dans laquelle elle pourrait coulisser, est remplie complètement au moyen d'une injection au coulis de ciment.

### VII.2- Précontrainte par post- tension :

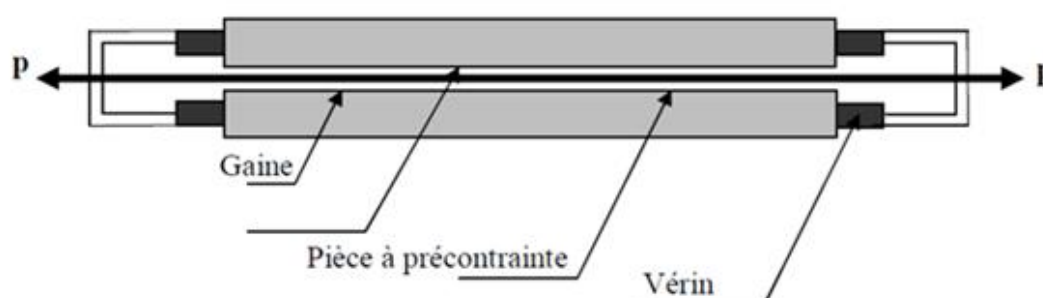


Figure VII-1 : procédé de précontraint par post tension

### VII.3-Dimensionnement de la précontrainte :

Le calcul se fait pour la poutre la plus sollicitée.

#### VII.3.1-Détermination du nombre de câble :

- Procédé de FREISSINET
- Caractéristiques des matériaux :

##### a) Béton précontraint :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.7 \text{ MPa}$$

##### Contraintes admissibles :

###### a) En compression :

$$\text{En construction : } \bar{\sigma}_c = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\text{En service : } \bar{\sigma}_c = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

###### b) En traction :

$$\text{En construction : } \bar{\sigma}_t = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}$$

$$\text{En service : } \bar{\sigma}_t = - f_{t28} = -2.7 \text{ MPa}$$

**b) ACIER :**

**12T15**

$$f_{peg} = 1583\text{MPa}$$

$$f_{prg} = 1770\text{MPa}$$

$$A_p = 1668\text{mm}^2$$

$$\Phi_{gaine} = 80\text{ mm}$$

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre avec hourdis à mi travée :

	Section médiane	
	Poutre seul	Poutre+hourdis
$B_n$ (cm <sup>2</sup> )	5529	8379
V (cm)	69.46	62.43
V' (cm)	80.53	107.56
$I_G$ (cm <sup>4</sup> )	16508524.07	29109114.5610
$\rho$ (%)	50.70	49.14

**Tableau VII.1 : caractéristiques géométriques de la poutre.**

$$M_{max} = 4.87\text{MPa}$$

$$M_{min} = 2.49\text{MPa}$$

La valeur minimale de la précontrainte  $P_{min}$  doit être respectée dans tous les cas, le plus défavorable est celui qui apparait en exploitation à long terme.

L'effort de précontrainte est données par :

$$P_{min} = \text{SUP} (P_1 ; P_2)$$

$$\left\{ \begin{aligned} P_1 &= \frac{\Delta M + \rho \times B_n \times (v \times \sigma_{bt1} + v' \times \sigma_{bt2})}{\rho \times h} \\ P_2 &= \frac{\rho \times B_n \times v \times \sigma_{bt2} + M_{max}}{\rho \times v + V_l - d_l} \end{aligned} \right.$$

$$\text{AN : } P_1 = -0.128\text{ MN}$$

$$P_2 = 3.30\text{ MN}$$

Donc :  **$P_{min} = 3.3\text{ MN}$**

$$D'où la section est sur- critique alors :  $e_0 = -(V' - d') = -(1.0756 - 0.12)$$$

$$e_0 = -0.95\text{m}$$

La tension a l'origine de câble est définie a partir des contraintes :

$$P_0 = \min \left\{ 0.8f_{prg} A_p ; 0.9f_{peg} A_p \right\}$$

$$P_0 = \min \left\{ 0.8 \times 1770 \times 1668; 0.9 \times 1583 \times 1668 \right\}$$

$$= \min \left\{ 2.36; 2.37 \right\} = 2.36 \text{ MN}$$

Avec une estimation de pertes de 32% on aura le nombre de câble :

$$n \geq \frac{3.3}{0.68 \times 2.36} = 2$$

Donc on dispose **2 câbles de 12T 15**.

✓ **Le nombre de câbles a l'about :**

On utilise les caractéristiques de la section de la poutre seule à mi travée.

M (poutre seule) = **126.405t .m**

$$\sigma_1 = \frac{-MV'}{I} = \frac{-1.26 \times 0.8053}{0.165} = -61.46 \text{ MPa}$$

Les contraintes du a un câble a la fibre inférieure :

$$\sigma_2 = \frac{P}{Bn} + \frac{P \times e \times v'}{I} = \left( \frac{2.36}{0.5529} + \frac{2.36 \times 0.95 \times 0.8053}{0.1650} \right) \times 0.68 = 10.34 \text{ MF}$$

Supposons que la mise en tension a eu lieu au 14<sup>ème</sup> jour de coulage :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.73 + 0.83j} = \frac{14 \times 35}{4.73 + 0.83 \times 14} = 29.96 \text{ MF}$$

$$\sigma_1 + n\sigma_2 \leq 0.6f_{c14}$$

$$n \leq \frac{(0.6f_{c14} - \sigma_1)}{\sigma_2}$$

$$n \leq \frac{(0.6 \times 29.96 + 61.46)}{9.2}$$

$$n \leq 2.33$$

D' où on pose : **2 câbles à l'about**.

### VII.3.2-Tracé des câbles :

#### Dispositions constructives des câbles :

- **Section d'about :** A l'about on prendra un espacement de 60cm entre deux câbles successifs, et on détermine d de telle sorte que le point d'application de résultante des forces de précontrainte sortant sur la face d'about doit coïncider avec le centre de gravité de la Section (moment nul à l'appui).

Calcul de  $A_1$  et  $A_2$  :

$$\Sigma M/FI = 0$$

$$2 \times F \times V' = F \times A_1 + F \times (A_1 + B)$$

$$\Rightarrow A_1 = (2 \times V' - B) / 2$$

$$\text{Donc } A_1 = (2 \times 0.7971 - 0.6) / 2 = 0.49 \text{ m}$$

$$A_1 = 0.49 \text{ m}$$

$$A_2 = 150 - (60 + 49) = 0.41 \text{ m}$$

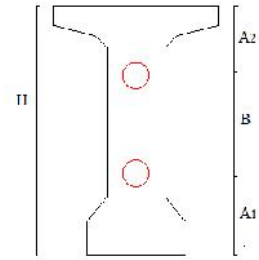


Figure .VII.2 :disposition des cables a l'about.

- **Section médiane :** En respectant la distance de  $\Phi$  autour de chaque paquet de précontrainte et les parois de la poutre, on choisit la disposition suivante :

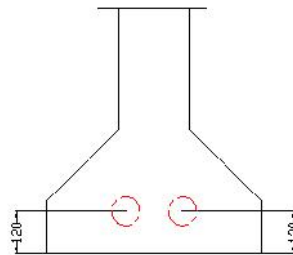


Figure VII.3: disposition des câbles dans la section médiane.

- **Câble n°1 :**

$$y_1 = ax^2 + bx + c$$

$$x = 0 \Rightarrow y = 0.49 \text{ m} = c$$

$$x = 13.25 \text{ m} \Rightarrow y = 0.12 \text{ m} = a(13.25)^2 + b(13.25) + 0.49$$

$$x = 13.25 \text{ m} \Rightarrow y' = 0 = a(26.5) + b$$

Après la résolution on obtient :  $y = 2.1 \times 10^{-3}x^2 - 5.58 \times 10^{-2}x + 0.49$

$$y'_1 = 4.2 \times 10^{-3}x - 5.58 \times 10^{-2} = \text{tg } \alpha$$

- Les abscisses et les angles sont les suivantes :

$X_i$	$Y_i(\text{m})$	$\alpha$ (dg)	$\alpha$ (rad)	$\cos \alpha$
0	0,49	3,19	0,0577	
0,5	0,4626	3,0738	0,05364	0,9985
2	0,3868	2,7137	0,04736	0,9988
4	0,3004	2,2334	0,03898	0,999
5	0,2635	1,9930	0,03478	0,99939
6,62	0,21263	1,603	0,02798	0,9996
8	0,178	1,2717	0,02219	0,9997
10	0,142	0,7906	0,01379	0,9999
12	0,1228	0,3093	0,00539	0,9998
13,25	0,11933	0,0085	0,00015	1

Tableau VII. 3: câble 1.

▪ **Câble n 2 :**

$$y_2 = ax^2 + bx + c$$

$$x = 0 \Rightarrow y=1.09m=c$$

$$x = 13.25m \Rightarrow y= 0.12m$$

$$x = 13.25m \Rightarrow y'=0$$

$$D'où l'équation final : y_2=5.52 \times 10^{-3} x^2-14.6 \times 10^{-2} x+1.09$$

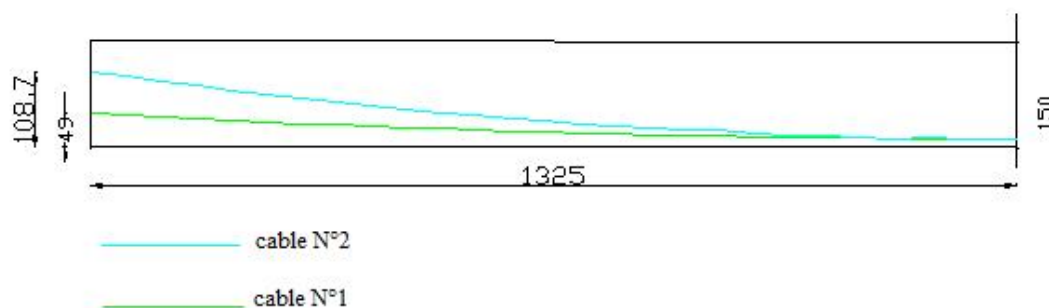
$$Y_2' = 11.04 \times 10^{-3} x - 14.64 \times 10^{-2} = \text{tg } \alpha$$

- Les abscisses et les angles sont les suivantes :

Xi	Yi	$\alpha$ (dg)	$\alpha$ (rad)	cos $\alpha$
0	1,09	8,32	0,14521	
0,5	1,0181	8,0201	0,13997	0,9902
2	0,81928	7,0911	0,12376	0,9923
4	0,59272	5,8467	0,10204	0,9948
5	0,496	5,2223	0,09114	0,9958
6,62	0,36274	4,2082	0,07344	0,9973
8	0,27208	3,3422	0,05833	0,9982
10	0,178	2,0846	0,03638	0,9993
12	0,12808	0,8250	0,01439	0,9998
13,25	0,1193	0,03724	0,00065	1

**Tableau VII. 4:** câble 2.

La trajectoire des deux câbles de précontrainte est visualisée dans le schéma suivant :



**Figure VII-4 :** disposition des câbles.

**VII.3.3- Vérification des contraintes normales :**

$$\sigma = \frac{Mp \times V}{I_n} + \frac{N}{B_n} + \frac{Mg \times V}{I_n} \leq \sigma_{\max}$$

$\sigma$  : Contrainte supérieure ( $\sigma_{\text{sup.}}$ ) ou contrainte inférieure ( $\sigma_{\text{inf.}}$ ) selon  $V$  et  $V'$

$F$  : force de la précontrainte ( $F = P_0 \times \text{pertes (\%)} \times \text{mise en tension (\%)}$ )

$M_p$  : moment dû à la précontrainte ( $M = F \times \text{nombre de câbles considérés} \times e_0$ )

$N$  : effort de la précontrainte ( $N = \text{nombre de câbles considérés} \times F$ )

$M_g$  : moment dus au poids propre.

$\sigma_{\text{Max}}$  : Contrainte maximale

La vérification se fait selon les cinq étapes suivantes :

- **Première étape :**

Les caractéristiques géométriques à prendre sont de la section médiane de la poutre seule :  $f_{c7} = 23.24 \text{MPa}$

Après le septième jour, la mise en tension est de 50%

Les pertes considérer à 10%

- **Deuxième étape :**

Mise en tension est de 100% à 28 jours

Les pertes considérées à 20 %

$f_{cj} = 35 \text{MPa}$

$\sigma_{C \max} = 0,6 f_{cj} = 0,6 \times 35 = 21 \text{MPa}$ .

- **Troisième étape :**

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis.

Les efforts à considérer dans cette phase :

Efforts dus à la 2<sup>ème</sup> étape

Poids propre de l'hourdis coulé en place.

Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase, la section résistante reste celle de la poutre seule.

- **Quatrième étape :**

Tablier à vide (poutre + superstructure)

Mise en tension est déjà faite à 100%

Les pertes considérées à 32 %

- **Cinquième étape :**

L'ouvrage en service

Mise en tension déjà faite à 100% ;

Les pertes considérer à 32 %

$f_{cj} = 35 \text{MPa}$

$\sigma_{\max} = 21 \text{MPa}$  ( $\sigma_{\max} = 0,6 f_{cj}$ )

- Le tableau suivant résume les résultats obtenus pour chaque étape de construction.

Désignation	1 ère étape	2 <sup>eme</sup> étape	3 <sup>eme</sup> étape	4 <sup>eme</sup> étape	5 <sup>eme</sup> étape
F(MN)	1.062	2.13	2.13	1.81	1.81
M <sub>p</sub> (MN .m)	-1.444	-2.90	-2.90	-3.44	-3.44
N(MN)	2.124	4.26	4.26	3.62	3.62
Mg (MN .m)	1.26	1.26	1.92	2.45	4.87
V(m)	0.69	0.69	0.69	0.6243	0.6243
V'(m)	0.80	0.80	0.80	1.0756	1.0756
e <sub>0</sub> (m)	-0.68	-0.68	-0.68	-0.95	-0.95
In (m <sup>4</sup> )	0.148	0.148	0.148	0.26	0.26
B <sub>n</sub> (m <sup>2</sup> )	0.5529	0.5529	0.5529	0.8379	0.8379
$\sigma_{sup}$ (MPa)	2.6	0.058	3.135	1.94	7.75
$\sigma_{inf}$ (MPa)	6.35	16.56	13.00	8.41	8.01
$\sigma_{sup CN}$ (MPa)	13.94	21	21	21	21
$\sigma_{inf CN}$ (MPa)	-2.15	-4.05	-4.05	-4.05	-2.7
Vérification	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

**Tableau VII.2 : vérification des contraintes normales.**

**VII.3.4- Caractéristiques géométriques des sections :**

- **X = 0,00L :**
- **Section sans hourdis :**

désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	S <sub>/Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>/Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
section brute	7081,25		564468,125		62271101,8
gaines	100,48	79	7937,92	401,92	627497,6
section nette	6980,77		556530,205		61643604,2

**Tableau VII.6 :Caractéristiques géométriques des sections Section sans hourdis**

V' = 79,72332637cm  
 V = 70,27667363cm  
 I<sub>gn</sub> = 17275165,05 cm<sup>4</sup>  
 ρ = 0,44

- **Section avec Hourdis :**

désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	S <sub>/Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>/Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
section brute	10081,25		1044468,13		139171102
gaines	100,48	79	7937,92	401,92	627497,6
section nette	9980,77		1036530,21		138543604

**Tableau VII.7 :Caractéristiques géométriques des sections Section avec hourdis**

$V' = 103,85273 \text{ cm}$   
 $V = 66,14727 \text{ cm}$   
 $I_{gn} = 30897111,96 \text{ cm}^4$   
 $\rho = 0,45$

- **X = 0,25L :**
- **Section sans hourdis :**

désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	S/ <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/ <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
section brute	5820		468724		54254867,8
gaines	100,48	28,68	2881,7664	401,92	83050,9804
section nette	5719,52		465842,234		54171816,8

**Tableau VII.8 Caractéristiques géométriques des sections Section sans hourdis**

$V' = 81,44778471 \text{ cm}$   
 $V = 68,55221529 \text{ cm}$   
 $I_{gn} = 16229998,87 \text{ cm}^4$   
 $\rho = 0,50$   
 $i = 53,26$

- **Section avec hourdis :**

désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	S/ <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/ <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
section brute	8820		948724		131153868
gaines	100,48	28,68	2881,7664	401,92	83050,9804
section nette	8719,52		945842,234		131070817

**Tableau VII.9 Caractéristiques géométriques des sections Section avec hourdis**

$V' = 108,4741171 \text{ cm}$   
 $V = 61,52588289 \text{ cm}$   
 $I_{gn} = 28471415,81 \text{ cm}^4$   
 $\rho = 0,30$

- **X = 0,50L :**
- **Section sans hourdis :**

désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	S/ <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/ <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
section brute	5820		468724		54254867,8
gaines	100,48	16	1607,68	401,92	26124,8
section nette	5719,52		467116,32		54228743

**Tableau VII.10 Caractéristiques géométriques des sections Section sans hourdis**

$V' = 81,67054578 \text{ cm}$   
 $V = 68,32945422 \text{ cm}$

$$I_{gn} = 16079098,2 \text{ cm}^4$$

$$\rho = 0.34$$

- **Section avec Hourdis :**

désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	S <sub>/Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>/Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
section brute	8820		948724		131153868
gaines	100,48	16	1607,68	401,92	26124,8
section nette	8719,52		947116,32		131127743

**Tableau VII.11 Caractéristiques géométriques des sections Section avec hourdis**

$$V' = 108,620236 \text{ cm}$$

$$V = 61,37976402 \text{ cm}$$

$$I_{gn} = 28251744,82 \text{ cm}^4$$

$$\rho = 0.29$$

#### VII.4- Calcul des pertes de tension :

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (intérieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évaluation précise des pertes de précontrainte, les pertes doivent être rangées en deux catégories :

##### 1- Les pertes instantanées :

- Pertes dues au frottement ;
- Pertes dues au recul à l'ancrage ;
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

##### 2- Les pertes différées :

- Pertes dues au retrait du béton ;
- Pertes dues au fluage ;
- Pertes dues à la relaxation des aciers.

#### VII.4.1- Pertes instantanées :

##### VII.4.1.1- Pertes dues au frottement du câble sur la gaine :

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0} (f \alpha + \varphi L(x)) \quad (\text{BPEL})$$

$\alpha$ : L'angle de relevage du câble en (rad).

L : la longueur du câble à La position x.

f : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que  $f = 0,2/\text{rad}$ .

$\varphi$ : Perte relative de tension par mètre, telle que  $\varphi = 0,003/\text{m}$ .

$\sigma_{p0}$  : Contrainte de tension à l'ancrage  $\sigma_{p0} = 1483.33\text{MPa}$ .

Section	N câble	L(m)	$\alpha$ (rad)	$f \alpha + \varphi L$	$\Delta \sigma_{pf}$ (MPa)	$\Delta \sigma_{f \text{moye}}$ (MPa)
0.25 L	1	6.626	0.0279	0.0182	25.62	30.96
	2	6.661	0.0734	0.026	36.31	
0.5 L	1	13.507	0.00015	0.0270	37.74	37.86
	2	13.5482	0.00065	0.0272	37.98	

**Tableau VII.12: pertes dues au frottement.**

**VII.4.1.2-Pertes par glissement :**

$$\Delta\sigma_g(x) = \sigma'_p(x) \left(1 - \frac{x^i}{d}\right)$$

$$\sigma'_p(x) = 2 \sigma_p(0) \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi\right) d$$

$$d = \sqrt{\frac{g E_p}{\sigma_p(0) \lambda}}$$

Avec :  $\lambda = f \frac{\alpha}{L} + \varphi$

g : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm.

E<sub>p</sub> : module d'élasticité de l'acier = 190000MPa

	L(m)	α (rad)	f(α/L)+φ	d (m)	Δσ <sub>g</sub> (MPa) à 0L	Δσ <sub>g</sub> (MPa) à 0.25L	Δσ <sub>g</sub> (MPa) à 0.5 L
câble 1	27,01	0,055	0.0023	18.71	122	79	34
câble 2	27,09	0,145	0.0029	16.66	137	82	111
Δσ <sub>g</sub> (MPa)					129.29	80.4	72.53

**Tableau VII.13: pertes par glissement**

d>L/2 : il est préférable de ne tendre l'armature que par une seule extrémité car on obtient ainsi des tensions plus élevées.

**VII.4.1.3-Perte par déformation instantané du béton :**

$$\Delta\sigma_e = \frac{E_p}{2 E_i} \sigma'_{bi}$$

E<sub>p</sub> : module d'élasticité longitudinale des câbles.  
E<sub>p</sub>=1.9 10<sup>5</sup>MPa

E<sub>ij</sub> : module de déformation longitudinale instantanée du béton.  
E<sub>ij</sub>=11000<sup>3</sup>√f<sub>cj</sub>

σ'<sub>bi</sub>: contrainte probable du béton.

**VII.4.1.3.1-Pertes dues à la mise en tension des câbles (deux câbles à l'about):**

La section considérée est la section de la poutre seule.

<p><b>A 7 jours :</b></p> <p>f<sub>c7</sub> =23.24Mpa</p> <p>E<sub>i7</sub> =3.14 10<sup>4</sup>Mpa</p> <p>Δσ<sub>7</sub> = 3.03 σ'<sub>bi</sub></p> $\sigma'_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} + \frac{M_p}{I} e$	<p><b>A 28 jours :</b></p> <p>f<sub>c28</sub>=35MPa</p> <p>E<sub>i28</sub>= 3.59 10<sup>4</sup>Mpa</p> <p>Δσ<sub>28</sub>= 2.64 σ'<sub>bi</sub></p>
--	---

P : Force de précontraint ⇒ P= n × A<sub>p</sub> (σ<sub>p0</sub> - Δσ<sub>frott</sub>)

	0.00L	0.25 L	0.5L
P(MN)	4.71	4.61	4.59
I (m <sup>4</sup> )	0.172	0.162	0.160
B (m <sup>2</sup> )	0.698	0.571	0.571
e (m)	0	-0,525	-0,68
M <sub>p</sub> (MN. m) à 7j	0	0.945	1.26
σ <sub>bi</sub> (MP a)	6.747	12.83	15.89
Δσ <sub>7</sub> (MP a)	20.443	38.874	48.146
Δσ <sub>28</sub> (MP a)	17.812	33.871	41.949

Tableau VII.14

**VII.4.1.3.2-Tableau récapitulatif des pertes instantanées (MP a) :**

Désignation	section	frottement	Recul	Raccourcissement	totale
Câbles a	0.0L	0	129.29	17.81	147.1
L'about	0.25L	30.96	80.42	33.87	145.25
	0.5L	37.86	72.53	41.94	152.33

Tableau VII.15 : Pertes instantanées

**VII.4.2-Pertes différées :**

**VII.4.2.1- Pertes dues au retrait du béton :**

La perte finale due au retrait du béton est donnée par :  $\Delta\sigma = \epsilon_r (1 - r(t)) E_p$ .

$\epsilon_r = 0,0003$  étant le retrait total du béton.

t : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte.

r (t) : fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

$r(t) = t / (t + 9 r(m))$ . Avec :  $r(m) = B_n / p$

$B_n$  : la section nette

p : le périmètre de la section

▪ **Pour les deux câbles à l'about :**

$B_n = 6980.77 \text{ cm}^2$ ,  $p = 614.68 \text{ cm} \Rightarrow r(m) = 11.35 \text{ cm}$

- **A 7 jours :**

$r(7) = 0.064$  et  $\Delta\sigma = 0,0003 (1 - 0,064) 190000 = 53.35 \text{ MPa}$ .

- **A 28 jours :**

$r(28) = 0.215$  et  $\Delta\sigma = 0.0003 (1 - 0.215) 190000 = 44.745 \text{ MPa}$ .

**VII.4.2.2- Pertes dues au fluage :**

Les pertes dues au fluage sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_m) E_p / E_{ij}$$

$\sigma_b$  : la contrainte finale du béton.

$\sigma_m$  : la contrainte maximale supportée par le béton dans la section considérée au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte.

Sachant que les câbles sont tirés à 7 jours :  $\sigma_b + \sigma_m = \sigma'_{bj} \times K_{fl}$

$K_{fl}$  : coefficient de fluage

$$K_{fl} = (E_i - E_v) / E_v = (11000 - 3700) / 3700 = 2 \quad (\text{BAEL 91})$$

Après 7 jours on a une dissipation de 15 % du fluage du béton donc :  $K_{fl} = 1.7$

$$\Delta\sigma = \frac{\sigma'_{bi} \times K}{E} E_p = 10.28 \sigma'_{bi}$$

Désignation	0.0L	0.25L	0.5L
pertes du au fluage (MP a)	69.287	131.892	163.349

**Tableau VII.16 : Pertes dues au fluage**

**VII.4.2.3- Pertes dues à la relaxation des aciers:**

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{relax} = 0.06 \rho_{1000} [(\sigma_{pi}(x) / f_{prg}) - \mu_0] \sigma_{pi}(x)$$

$\mu_0$  coefficient égale à : 0,30 pour les armatures à relaxation normale.

0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

0,35 pour les autres armatures.

$$\sigma_{p0} = 1483.33 \text{MPa} \quad \text{et} \quad \mu_0 = 0,43$$

$$\rho_{1000} = 2.5\%$$

Désignation	0.0L	0.25L	0.5L
$\sigma_{p0}$ (MP a)	1483.33	1483.33	1483.33
$\Delta\sigma_{relax}$ (MP a)	178.18	155.52	121.15
$\sigma_{pi}(x)$ (MP a)	1305.15	1327.76	1304.39
$\Delta\sigma_{relax}$ (MP a)	53.19	56.53	61.77

**Tableau VII.17 Pertes dues à la relaxation des aciers**

**VII.4.2.3-Tableau récapitulatif des pertes différées :**

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + 5/6 \Delta\sigma_p$$

Désignation	0.0L	0.25L	0.5L
Pertes due au retrait	44.74	44.74	44.74
Pertes dues au fluage	69.28	131.89	163.34
Pertes dues à la relaxation	54.43	54.71	53.65
$\Delta\sigma_d$ (MP a)	159.37	222.22	252.78

**Tableau VII.18 : Pertes différés**

**VII.4.3-Calcul du pourcentage des pertes totales (instantanées+différées) :**

Désignation	0.0L	0.25L	0.5L
Pertes instantanées	147.1	145.25	152.33
Pertes différées	159.37	222.22	252.78
Pertes totales	306.47	367.47	405.11
% pertes	21.66	25.97	28.63

**Tableau VII.19 : Pertes instantanées et différées**

VII.5-Vérification des contraintes normales :

Désignation	1 <sup>ère</sup> étape	2 <sup>ème</sup> étape	3 <sup>ème</sup> étape	4 <sup>ème</sup> étape	5 <sup>ème</sup> étape
M <sub>p</sub> (MN .m)	-1.44	-2.6	-2.29	-2.29	-2.29
N(MN)	2.1	3.9	3.36	3.36	3.36
M <sub>g</sub> (MN. m)	1.26	1.26	1.92	2.49	4.87
V(m)	0.69	0.69	0.69	0.6243	0.6243
V'(m)	-0.8	-0.8	-0.8	-1.0756	1.0756
e <sub>0</sub> (m)	-0.68	-0.68	-0.68	-0.95	-0.95
I <sub>n</sub> (m <sup>4</sup> )	0.14857	0.14857	0.14857	0.26198	0.26198
B <sub>n</sub> (m <sup>2</sup> )	0.5529	0.5529	0.5529	0.8379	0.8379
σ <sub>sup</sub> (MP a)	2.96	0.830	4.358	4.486	10.158
σ <sub>inf</sub> (MP a)	4.76	14.269	8.069	3.188	14.602
σ <sub>c adm</sub> (MP a)	13.94	21	21	21	21
σ <sub>t adm</sub> (MP a)	-2.15	-4.05	-4.05	-4.05	-2.7
Vérification	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau VII.20 : vérification des contraintes normales

VII.6- Justification des contraintes tangentielles :

Le but de cette justification est de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulent aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

On doit vérifier pour cela l'inégalité suivante :

$$\tau^2 \leq 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_t) = \bar{\tau}$$

$$\sigma_t = \frac{P}{B} = \frac{\sum P \sin \alpha}{B} \quad \text{Contrainte normale longitudinal}$$

f<sub>tj</sub> : la résistance à la traction du béton a l'âge j.

$$\tau = \frac{V_{red} S}{I_{bn}}$$

$$V_{red} = T_G + T_P$$

T<sub>G</sub>: effort tranchant

T<sub>P</sub>: %de la mise en tension × A<sub>p</sub> × σ<sub>i</sub> (sin α<sub>i</sub> + sin α<sub>j</sub>)

σ<sub>i</sub> = σ<sub>p0</sub> - Δσ                      Δσ : perte pour chaque étape

**A l'about :**

Étape 1 : Δ σ<sub>i</sub> pertes instantanées à l'about

Étape 2 : Δ σ = Δ σ<sub>i</sub> + 30% Δ σ<sub>d</sub> ; avec : Δ σ<sub>d</sub> pertes différées à l'about

Étape 3: Δ σ = Δ σ<sub>i</sub> + Δ σ<sub>d</sub>

Étape 4: Δ σ = Δ σ<sub>i</sub> + Δ σ<sub>d</sub>

Étape 5: Δ σ = Δ σ<sub>i</sub> + Δ σ<sub>d</sub>

- **A X=0.00L :**

désignation	T <sub>G</sub> (MN)	T <sub>p</sub>	V <sub>rd</sub>	τ	f <sub>tj</sub>	σ <sub>t</sub>	τ̄
étape 1	0.1908	-0.21	-0.0192	-0.1808	1.9	3.015	3.182
étape 2	0.1908	-0.39	-0.1992	-1.8764	2.29	5.65	5.544
étape 3	0.2901	-0.33	-0.0399	-0.3758	2.7	4.81	6.375
étape 4	0.3763	-0.33	0.0463	0.45374	2.7	3.367	5.337
étape 5	0.4423	-0.33	0.1123	1.10054	2.7	3.367	5.337

Tableau VII.21

- A X=0.25L :

désignation	T <sub>G</sub> (MN)	T <sub>p</sub>	V <sub>rd</sub>	τ	f <sub>tj</sub>	σ <sub>t</sub>	τ̄
étape 1	0.1908	-0.21	-0.0192	-0.1808	1.9	3.7	3.316
étape 2	0.1908	-0.4	-0.2092	-1.9706	2.29	4.01	4.543
étape 3	0.2901	-0.35	-0.0599	-0.5642	2.7	6.1	7.303
étape 4	0.3763	-0.35	0.0263	0.25774	2.7	4	5.793
étape 5	0.4423	-0.35	0.0923	0.90454	2.7	4	5.793

Tableau VII.22

### VII.7- Vérification à la rupture :

#### VII.7.1-Sécurité à la rupture en flexion :

$$1,35 M_G + 1,5 M_Q \leq M_{RA}$$

$$1,35 M_G + 1,5 M_Q \leq M_{RB}$$

M<sub>RA</sub>, M<sub>RB</sub> sont les moments résistants à la rupture des armatures de précontrainte et du béton.

#### a) Calcul de M<sub>RA</sub> :

$$M_{RA} = 0,9 h \times F$$

$$h = 170 - 12 = 158\text{cm}$$

$$F = \omega f_{prg} \Rightarrow F = 2 \times 1668 \times 10^{-6} \times 1770 \times 10^2 = 590.47\text{t}$$

$$M_{RA} = 590.47 \times 0,9 \times 1,58 = 839.65\text{t.m}$$

#### b) Calcul de M<sub>RB</sub> :

##### ▪ Pour l'âme

$$M_{RB \text{ âme}} = 0,35 b_0 \times h^2 \times f_{c28}$$

$$L' \text{ épaisseur de l'âme: } b_0 = 0,20 \text{ m}$$

$$\text{La hauteur utile : } h = 1,58 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 35\text{Mpa}$$

$$M_{RB \text{ âme}} = 0,35 \times 0,20 \times (1.58)^2 \times 3500 = 611.618\text{t.m}$$

##### ▪ Pour l'hourdis :

On ajoutera au moment de rupture de l'âme, le moment de l'hourdis de largeur totale h et d'épaisseur h<sub>0</sub> (h<sub>0</sub> = 12 + 20 = 32 cm) constituant la table de compression. Le moment de rupture de l'hourdis sera évalué en adoptant la valeur minimale des deux résultats suivants :

$$M_{RB \text{ hourdis}} = \min \left\{ 0,8 (b - b_0) (h - h_0/2) h_0 f_{c28}; 0,35 (b - b_0) h^2 f_{c28} \right\}$$

$$= \min (1017.85 ; 2446.47) \text{ t} \times \text{m}$$

$$= 1017.85 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc : } M_{RB} = M_{RB \text{ hourdi}} + M_{RB \text{ âme}} = 1629.03 \text{ t. m}$$

### c) Moment de fissuration :

Le moment de fissuration est le moment qui provoquerait sur la fibre inférieure une contrainte résultante égale à  $2\sigma_x$ .

La contrainte de compression due à la précontrainte étant de 1.69MPa ; le moment de fissuration  $M_f$  engendre une contrainte élémentaire de :

$$1.69 - 2x(-2, 7) = 7.09 \text{ MPa}$$

$$M_f \times V' / I = 7.09 \Rightarrow M_f = 7.09 \times 10^{-2} \times 0, 23954925 / 1,178 = 144 \text{ t. m}$$

$$\text{Donc : } M_f < 839.65 \text{ t. m} \text{ c'est } \mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}.$$

### d) Sécurité :

- **Par rapport au béton**

$$1, 35 M_G + 1, 5 M_Q = 1, 35 \times 249, 29 + 1, 5 \times 238, 05 = 693, 61 \text{ t. m}$$

$$0, 7 M_{RB} = 0, 7 \times 1629, 03 = 1140, 321 \text{ t. m}$$

$$\text{Donc : } 1,35 M_G + 1,5 M_Q < 0,7 M_{RB} \quad \mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}}$$

- **Par rapport aux aciers**

$$1,35 M_G + 1,5 M_Q = 693.61 \text{ t. m}$$

$$0,9 M_{RA} = 856,95 \text{ t. m}$$

$$\text{Donc : } 1,35 M_G + 1,5 M_Q < 0,9 M_{RA} \quad \mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}}$$

Donc la sécurité par rapport à la flexion est bien **vérifiée**

### VII.7.2- Sécurité à la rupture par l'effort tranchant :

$\tau_{rd}$  : contrainte de cisaillement

$\sigma$  : contrainte de compression

$$\text{L'effort tranchant maximum due aux surcharges : } 1,8 T_Q = 1,8 \times 6,60 = 11,88 \text{ t}$$

$$\text{L'effort tranchant réduit sera majoré par : } \Delta T = (1,8 T_Q - T_Q) = 5,28 \text{ t}$$

$$\text{L'effort tranchant réduit majoré : } T_r = 11.23 + 5,28 = 16.51 \text{ t}$$

$$\tau_{rd} = \frac{T_r S}{b_0 I} = \frac{16.51 \times 1.0365}{0.27 \times 0.3089} = 161.34 \text{ t}$$

L'effort de cisaillement produit par les fissurations suivant une direction perpendiculaire à la direction de la contrainte principale de compression d'après (La croix – Fuentes)

$$T_g(2\gamma) = 2 \tau_{rd} / \sigma'_b = 2 \times 161.34 / 674,7 = 0,47$$

$$2\gamma = \text{Arc tg}(0,47) = 25.55^\circ \Rightarrow \gamma = 12.77^\circ$$

### a) Résistance du béton :

$$\sigma_b = \frac{2 \tau}{\sin 2\gamma} = \frac{2 \times 161.34}{\sin(25.55)} = 748.15 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_b < 2/3 \times 0,85 f_{c28} / \gamma_b = 2/3 \times 0,85 \times 35 / 1,5 = 13.2 \text{ Mpa} = 1322,2 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Donc : La condition } \sigma_b < 2/3 \times 0,85 f_{c28} / \gamma_b \quad \mathbf{v\acute{e}rifi\acute{e}}$$

### b) Résistance des armatures transversales :

Pour l'angle  $\alpha$  (qui fait l'étrier à l'axe neutre), on le prend  $\alpha = \pi/2$

On choisit les armatures transversales : 2HA10 pour  $A_s = 1,57\text{cm}^2$

$$\frac{A_s \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq (\tau_{red} - \frac{f_{tj}}{3}) t g_\gamma$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ cm}^2$$

$$b_n = 27 \text{ cm}$$

$$\tau_{rd} = 161,34 \text{ t/m}^2$$

$$f_{t28} = 270 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma = 12,77^\circ$$

Donc :  $43,37 > 16,16 \text{ t/m}^2$       **Vérifiée**

### VII.8-Ferrailage de la poutre :

Les sections d'aciers passifs à mettre en œuvre résultent des prescriptions des règles BPEL 91. Il peut s'agir soit de sections forfaitaires de ferrailage minimal, soit de sections relevant de conditions mécaniques.

#### VII.8.1- Calcul des armatures passives longitudinales :

La section théorique à prendre en compte est donnée par :

$$A_s = \frac{Bt}{1000} + \frac{Nbt}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}}$$

Avec :

$B_t$  : désigne l'aire de la partie tendue du béton.

$\sigma_{bt}$  : contrainte maximale de traction du béton.

$N_{bt}$  : Effort résultant équivalent aux contraintes de traction exercées sur l'aire du béton tendu.

Dans toutes les phases de calcul, de mise en tension des câbles ; la fibre inférieure et la fibre supérieure sont toutes les deux comprimées.

Le ferrailage passif longitudinal théoriquement n'est pas nécessaire, on disposera comme même un ferrailage pour palier aux problèmes de limitation des fissures du béton, répartition des efforts de variation de température, et la résistance surtout dans le cas où le béton présente des insuffisances.

On disposera  $4\Phi 20$  en nappe inférieure dans le talon et  $4\Phi 20$  sur les deux Périmètres latéraux du talon.

#### VII.8.2- Armatures longitudinales de peau :

Le ferrailage de peau est nécessaire afin de répartir les efforts de retrait et des variations température.

Un ferrailage de peau doit être disposé sur toute la périphérie de la poutre préfabriquée à l'enrobage minimum. On dispose des armatures de faible diamètre de façon à bien répartir le ferrailage.

La section à prendre en compte est donnée par :

$$A_{\min} \geq 0,1\% \text{ de la section du béton}$$

$$A = 0,1\% \times 8719 = 8,719 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\min} \geq 8,719 \text{ cm}^2$$

On disposera  $3\phi 10$  sur chaque parement latéral et  $6\phi 10$  en nappe supérieure

$$A_s = 9,42 \text{ cm}^2.$$

**VII.8.2.1- Vérification des contraintes de cisaillement :**

On vérifie le cisaillement avec cette formule :

$$\tau = \frac{V_{red}}{Bn \times v'} < \bar{\tau}$$

A vide : T = 37.63 t

En service T = 44.23 t

L'effort tranchant dû à la précontrainte T<sub>p</sub>

$$T_p = 2 \times P \times 0,75 \times (\sin \alpha_1 + \sin \alpha_2) p$$

$$T_p = 2 \times 236 \times 0,72 \times (\sin (-3.19) + \sin (-6.67)) = -58.38 \text{ t}$$

**VII.8.2.2- Calcul de l'effort tranchant réduit :**

A vide : T<sub>rd</sub> = 37.63 - 58.38 = -20.75t

En service : T<sub>rd</sub> = 44.23 - 58.38 = -14.15 t

On vérifie le cisaillement avec T = 20.75t

$$b_n = b_0 - n \phi / 2 = 0.35 - 2 \times 0.08 / 2 = 0.27 \text{ m}$$

$$\tau = \frac{V_{red}}{Bn \times v'} = \frac{0.2075}{0.27 \times 0.81} = 0.948 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}(\tau_1; \tau_2)$$

$$\tau_1^2 = 0.4 f_{ij} (f_{ij} + \sigma_x)$$

$$\tau_2^2 = 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} + \sigma_x) + \sigma_x$$

$$\sigma_x = \frac{4.69}{0.8719} = 5.39 \text{ MF}$$

$$\tau_1^2 = 0.4 \times 2.7 (2.7 + 5.39) = 8.73 \Rightarrow \tau_1 = 2.95 \text{ MPa}$$

$$\tau_2^2 = 2 \times \frac{2.7}{35} (0.6 \times 35 - 5.39) + 5.39 = 7.79 \Rightarrow \tau_2 = 2.79 \text{ MF}$$

$$\bar{\tau} = \text{min}(2.95; 2.79) = 2.79 \text{ MF}$$

$$\tau = 0.948 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.79 \text{ MF} \text{ vérifiée}$$

• **Calcul à L'ELU**

$$V_u^{red} = 1.35 T_s - T_p = 59.71 - 58.38 = 1.33 \text{ t}$$

$$\tau_u^{red} = \frac{V_{red} u}{bn \times v'} = \frac{0.0133}{0.27 \times 0.81} = 0.06 \text{ MF} < \bar{\tau} = 2.79 \text{ MF} \text{ vérifiée}$$

L'inclinaison de la bielle est tel que :

$$\text{tg} 2\beta = \frac{2 \tau_{red} u}{\sigma_x u} = \frac{2 \times 0.06}{5.39} = 0.022$$

$$\beta = 0.63^\circ$$

La justification de la compression de la bielle du béton s'écrit par la formule suivante :

$$\tau u < \frac{f_{cj}}{4h} = \frac{35}{4 \times 1.5} = 5.83 \text{ MF}$$

$$0.06 \text{ MF} < 5.83 \text{ MF} \text{ Vérifiée}$$

**VII.8.3-Etude de la zone d'about :**

$$b = 0.50 \text{ m} ; d_j = 0.60 \text{ m} ; a_j = 0.16 \text{ m} ; P_j = 236 \text{ t}$$

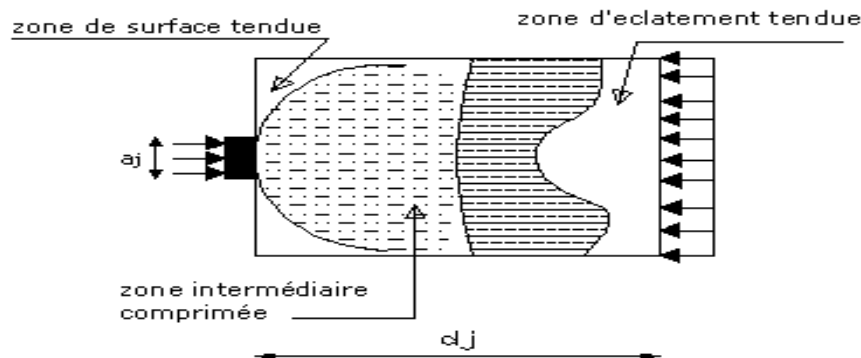


Figure VII-5: l'influence des efforts d'ancrage sur la zone d'about

VII.8.3.1-Etude de la zone de régularisation :

$$d_1 = \min(2A_1, B) = 60 \text{ cm}$$

$$d_2 = \min(B, A_2) = 60 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow d_{\min} = 60 \text{ cm}$$

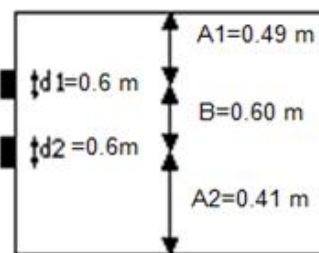


Figure VII-6: Zone d'about.

VII.8.3.1.1-Zone de surface :

Dans cette zone, il faut disposer un ferrailage de surface  $A_s$ , donné par la formule suivante :

- **Plan vertical:**

$$A_s = 0.04 \times \frac{P_{j0}}{\sigma_{s \text{ lim}}} \quad \text{avec : } P_{j0} = P_0 = \sigma_{p0} \times A_p = 2.36 \text{ MN}$$

$$\sigma_{s \text{ lim}} = \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 400 = 266.66 \text{ MPa}$$

$$A_s = 0.04 \times \frac{2.36}{266.67} \times 10^4 = 3.53 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ HA } 16; A_s = 4.02 \text{ cm}^2$$

- **Plan horizontal:**

$$A_s = 0.04 \times \frac{2 \times 2.36}{333.33} = 7.06 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 4 cadre HA16 (8,04cm}^2) \text{ autour de chaque câble.}$$

VII.8.3.2--Zone intermédiaire comprimée :

On doit s'assurer que la contrainte moyenne ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression.

$$\sigma_{mj} = \frac{P_{j0}}{b \times c_j} \leq \frac{2}{3} f_{tj} \quad b : \text{ la largeur de la poutre.}$$

- Au 7<sup>ème</sup> jour :

Les câbles sont tirée à 50 %, avec  $f_{c7} = 23,24 \text{ MPa}$

$$\sigma_{mj} = \frac{2,36 \times 0,5}{0,60 \times 0,60} = 3.27 \text{ MPa} \leq 15,49 \text{ MPa} \text{ vérifié}$$

- Au 28<sup>ème</sup> jour :

Les câbles sont tirée a 100 %, avec  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$$\sigma_{mj} = \frac{2,36 \times 1}{0,60 \times 0,60} = 6.55 \text{ MPa} \leq 23,33 \text{ MPa} \text{ vérifier.}$$

### VII.8.3.3-Zone d'éclatement :

- Vérification des contraintes d'éclatement :

La contrainte de traction du béton  $\sigma_{tg}$  doit vérifier :

$$\sigma_t = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \frac{P_j}{b d_j} \leq 1.25 f_{tj}$$

Avec :  $b = 0.50 \text{ m}$   $d_j = 0.60 \text{ m}$   $a_j = 0.16 \text{ m}$   $P_j = 236 \text{ t}$

$$\sigma_t = 0.5 \left(1 - \frac{16}{60}\right) \frac{2.36}{0.5 \times 0.6} = 2.88 \text{ MPa} \leq 1.25 \times 2.7 = 3.375 \text{ MPa}$$

- **Contrainte de compression du béton :**

$$\sigma_c = \frac{P}{b d_j} = \frac{2.36}{0.5 \times 0.6} = 7.86 \text{ MF} < 0.6 f_{c28} = 23.33 \text{ MF}$$

- **Ferraillage d'éclatement  $A_e$  :**

Les aciers d'éclatement sont situés à l'arrière des plaques d'ancrages, sur la profondeur du prisme de première régularisation associé à chaque ancrage.

Les cadres horizontaux sur la largeur de l'âme permettent de reprendre les efforts horizontaux d'éclatement.

➤ **Plan vertical:**

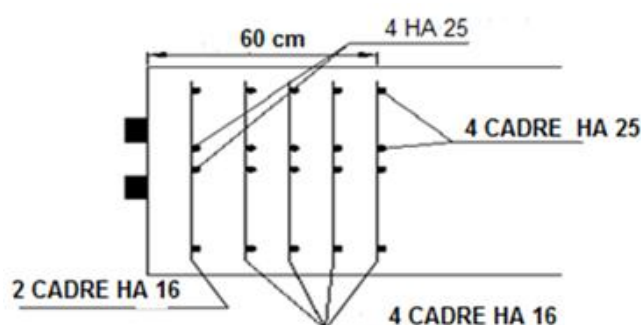
$$A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \frac{P_j}{0.66 f_e} = 0.25 \left(1 - \frac{16}{60}\right) \frac{2.36 \times 10^4}{264} = 16.38 \text{ cm}^2 \\ 0.15 \frac{\max P_j}{0.66 f_e} = 0.15 \frac{2.36 \times 10^4}{0.66 \times 400} = 13.27 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$A_e = 16.38 \text{ cm}^2$  on aura (4 HA 16) pour  $A_s = 8.04 \text{ cm}^2$ .

➤ **Plan horizontal:**

$$A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} 0, 25 \left(1 - \frac{0,16}{0,6}\right) \times \frac{2 \times 2,36}{264} = 32.77 \text{ cm}^2 \\ 0, 15 \frac{2 \times 2,36}{264} = 26.81 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$A_e = 32.77 \text{ cm}^2$  on aura (4 HA 25) pour  $A_s = 19.63 \text{ cm}^2$ .



**Figure VII.7:** Schéma du ferrailage de la zone de régularisation.

### VII.9- Calcul des déformations :

Le calcul des déformations est effectué pour répondre notamment à des préoccupations de deux ordres :

- Ordre constructif ; afin d'assurer la continuité des déformations entre les différentes parties du pont réalisé en plusieurs phases ;
- Des préoccupations d'ordre fonctionnel ; afin de vérifier que les déformations ne compromettent pas l'exploitation ou la durabilité de l'ouvrage.

Ces deux préoccupations conduisent notamment :

- Soit à évaluer les flèches des poutres dans le but de fixer des contreflèches ;
- Soit à limiter de façon générale les déformations en service à des valeurs fixées réglementairement.

#### VII.9.1- Flèche et contre flèche :

##### 1) Flèche due au poids propre

Cette flèche prend sa valeur maximale à mi-travée, elle est donnée par la formule ci-dessous :

$$f_G = \frac{5 q l^4}{348 \cdot E_v \cdot I}$$

$$\text{Avec : } E_v = 3700 \sqrt{f_{c_j}} = 12102.94 \text{ MPa}$$

$$L = 26.5 \text{ m}$$

$$q = 2.19 \text{ t/ml}$$

$$I : \text{inertie de la poutre + hourdis} = 0.2825 \text{ m}^4$$

$$f_G = \frac{5 \times 2.19 \times (26.5)^4}{348 \times 12102.94 \times 0.28251744} = 0.04112 \text{ m.}$$

$$f_G = \mathbf{4.112 \text{ cm}}$$

##### 2) Flèche due à la surcharge

La flèche est maximum en travée pour le convoi D<sub>240</sub> (M<sub>q</sub> = 238,05 t.m)

La flèche due à ce chargement est donnée par la formule ci-dessous :

$$M_q = qL^2/8 \Rightarrow q = 8M_q/L^2$$

Donc :  $f_s = \frac{5Mq \times L^2}{48E.I} = 0.0509m$   
 **$f_s = 5.09cm$**

**3) Contre flèche due à la précontrainte**

Pour une poutre de portée (L), soumise à un moment dont le diagramme est symétrique par rapport à l'axe de la poutre, la flèche à mi-portée est donnée par:

$$f_p = - \int_0^{L/2} \frac{Mx}{E.I} dx$$

On calcul les moments de précontrainte (M=N .e) pour x=0L ; x=L/4 et x=L/2 ; tel que :

N : effort de précontrainte ;

$$N = P \sum \cos \alpha$$

P : l'effort de précontrainte donne par câble

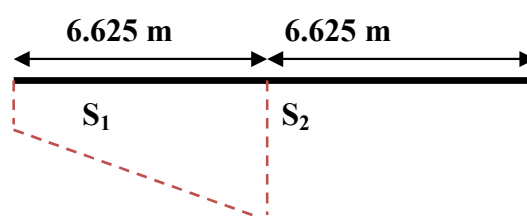
e : excentricité.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Section à	e (m)	N (MN)	M <sub>p</sub> (t. m)
0.00L	-0.2413	4,69	-113,16
0.25L	-0.7953	4,71	-374,5
0.5L	-1.083	4,72	-511,1

**Tableau VII.23**

Calcul du moment statique par rapport à l'appui :



**Figure VII.8**

$$X_G = \frac{h}{3} \left( \frac{2B+b}{B+b} \right)$$

	aire du trapèze (m <sup>2</sup> )	Distance (x <sub>G</sub> )/A	S <sub>Δ</sub> / (m <sup>3</sup> )
S <sub>1</sub>	1614,15	3,9	6295,18
S <sub>2</sub>	2931,33	10,10	29606,85
	Σ		35902,03

**Tableau VII.24**

Donc :  $f_p = \frac{S}{E.I}$

**$f_p = -10,4cm$**

▪ la flèche totale :

En service à vide :

$$f = f_G + f_p = 4,112 - 10,4 = -6.288 \text{ cm} \leq \frac{L}{300} = \frac{2650}{300} = 8,83 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

En service en charge :

$$f = f_G + f_p + f_s = 4,112 - 10,4 + 5,09 = -1.198 \text{ cm} \leq \frac{L}{300} = \frac{2650}{300} = 8,83 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

**VII.9.2- Calcul des rotations :**

On utilise pour les calculs :

I : moment d'inertie (poutre + hourdis) à l'about.

$$I = 0,3089711196 \text{ m}^4$$

$E_v$  : module d'élasticité différée du béton

$$E_v = 12102.94 \text{ MPa.}$$

**1) Rotation sous le poids propre**

$$\theta_G = \frac{q l^3}{24 E_v I} = \frac{2.19 \times 26.5^3}{24 \times 12102.94 \times 0.3089} = 0.0045 \text{ rd}$$

D'où :  $\theta_G = 0,0045 \text{ rd}$

**2) Rotation d'appui sous la précontrainte :**

$$\theta_p = \frac{\int_0^L M dx}{2 EI}$$

On procède de la même façon que précédemment pour calculer la flèche.

$\int_0^L M dx$  : Représente l'aire du diagramme des moments de précontrainte

$$\int_0^L M dx = -9090.98$$

$$\theta_p = \frac{-9090.98}{2 \times 12102.94 \times 0.308971} = -0.01221 \text{ rd.}$$

**3) Rotation sous la surcharge D240 :**

La rotation est donnée par :

$$\theta_{D240} = \frac{q l^3}{48 E_v I} = \frac{12.9 \times (26.5)^3}{24 \times 12102.94 \times 0.3089} = 0.023 \text{ rd.}$$

**Rotation totale:**

En service à vide :  $\theta = \theta_G + \theta_p = 0.0045 - 0.01221 = -0.00771 \text{ rd}$

En service en charge :  $\theta = \theta_G + \theta_p + \theta_{D240} = -0.00771 + 0.023 = 0.01529 \text{ rd}$

**VII.9.3- Calcul des déplacements :**

**1) Déplacement dû à une rotation d'appui**

$$\Delta f_\theta = \frac{\theta \cdot h}{2} = \frac{0.00771 \times 1.5}{2} \approx 0.0057 \text{ m}$$

**2) Déplacement dû au retrait**

$$\Delta f_\theta = \epsilon_r \frac{L}{2} = 3 \times 10^{-4} \times \frac{26.5}{2} = 0.0039 \text{ m}$$

**3) Déplacement dû au fluage :**

$$\Delta f = \frac{L \sigma''_m}{2 E_v} \quad \text{Avec :}$$

$$\sigma''_m : \text{Contrainte moyenne égale à } \sigma''_m = \frac{\sigma'_M + \sigma'_A}{2}$$

Avec :

$\sigma'_M$  et  $\sigma'_A$  ce sont les contraintes moyenne à l'appui et au milieu de travée.

▪ **Calcul des contraintes de compression :**

**0.00L :** la section considérée est celle de la poutre plus hourdis à l'about

*A la mise en tension :*

$$P = A_P (\sigma_{po} - \sigma_{inst. about}) = 210 \text{ t}$$

$$N = P \times \sum \cos \alpha_j = 210 \times 1.98 = 417.46 \text{ t}$$

$$\sigma_A = \frac{N}{B} \left( 1 + \frac{V'.e}{I} \right) = \frac{417.46}{0.9980} \left( 1 + \frac{1.03 \times 0.2413}{0.308971} \right) = 754.778 \text{ t/m}^2$$

*En service:*

$$P = A_P (\sigma_{po} - \sigma_{inst. about} - \sigma_{diff. about}) = 184.87 \text{ t}$$

$$N = P \times \sum \cos \alpha_j = 184.87 \times 1.98 = 366.06 \text{ t}$$

$$\sigma_A = \frac{N}{B} \left( 1 + \frac{V'.e}{I} \right) = \frac{366.06}{0.9980} \left( 1 + \frac{1.03 \times 0.2413}{0.308971} \right) = 661.84 \text{ t/m}^2$$

**0.50L :** la section considérée est celle de la poutre plus hourdis à mi- travée.

*A la mise en tension :*  $\sigma_M = 210.92 \text{ t/m}^2$

*En service :*  $\sigma_M = 210.50 \text{ t/m}^2$

$$\sigma'_A = 482.849 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_M = 436.17 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_m = \frac{482.849 + 436.17}{2} = 459.50 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta f = \frac{26.5 \times 459.50}{2 \times 1210294} = 0.0053 \text{ m}$$

**4) Déplacement du à la variation de température**

Une variation de température entraine une variation de longueur ( $L \pm 2 \times 10^{-4}$ ), pour chaque appui on aura :

$$\Delta T = \pm 2 \times 10^{-4} \frac{26.5}{2} = \pm 2.65 \times 10^{-3} \text{ m}$$

**Déplacement total :**

$$\Delta_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta f \theta + \Delta r + \Delta f) + \Delta t = \frac{2}{3} (0.0057 + 0.0039 + 0.0053) \pm 0.00265$$

$$\Delta^+_{\max} = 1,25 \text{ cm.}$$

$$\Delta^-_{\max} = 0,72 \text{ cm.}$$



# CHAPITRE VIII

## ETUDE DE LA DALLE

### VIII. 1-INTRODUCTION :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la récupération transversale des efforts.

En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restent dans un même plan et les moments correspondant seront donnés par l'effort local (flexion locale).

### VIII. 2-Etude de la flexion longitudinale :

Pour la flexion longitudinale le problème ne se pose pas, son calcul revient à étudier une section rectangulaire en flexion simple, donc on aura :

Le moment fléchissant max est obtenu par la combinaison :

**1.35 (G+Mc120) +1.6 ST**

Le moment maximal positif :  $M_{ELU}=2.97 \text{ t.m}$  (Voir l'annexe)

Le moment maximal négatif :  $M_{ELU}=-1.93 \text{ t.m}$  (Voir l'annexe)

Le ferrailage se fait à l'aide de logiciel **ROBOT expert**

$$A_{s \text{ inf}} = 5.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ sup}} = 3.49 \text{ cm}^2$$

- La condition de non fragilité :

$$A_s > A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.7}{400} = 2.79 \text{ cm}^2 \text{ vérifier}$$

Alors on prend :

Nappe inférieure: Soit **5HA 16** pour  $A_s = 10.05 \text{ cm}^2$ .

Nappe supérieure : Soit **5HA 12** pour  $A_s = 5.56 \text{ cm}^2$ .

### VIII. 3-Etude de la flexion transversale :

On aura à ferrailer l'hourdis en flexion simple. Mais pour cela il faut d'abord calculer les moments maximums.

Les moments fléchissant max et min sont obtenus par la combinaison :

**1.35 (Mc 120+G) +1.6 ST**

Le moment maximal négatif :  $M_{ELU} = 8.30 \text{ t.m}$  (Voir l'annexe)

Le ferrailage se fait à l'aide de logiciel **ROBOT expert**

$$A_{sup} = 17.4 \text{ cm}^2$$

- La condition de non fragilité :

$$A > A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.7}{400} = 2.79 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

Alors on prend:

Nappe inférieure: Soit **5HA 14** pour  $A_s = 7.70 \text{ cm}^2$ .

Nappe supérieure : Soit **6HA 20** pour  $A_s = 18.85 \text{ cm}^2$ .

**VIII. 4-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après les résultats obtenus par le logiciel ROBOT :

L'effort tranchant max est obtenu sur appui par la combinaison :

**1.35 (MC<sub>120</sub>+G) +1.6 ST**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times z}$$

$\tau_b$ : Contrainte de cisaillement de l'hourdis.

$\bar{\tau}_b$ : Contrainte de cisaillement du béton.

$$\bar{\tau}_b = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MF \right) = \min \left( 0.15 \times \frac{35}{1.5}; 4MF \right) = 3.5 \text{ MF}$$

$$V_u = 6.34 \text{ t}$$

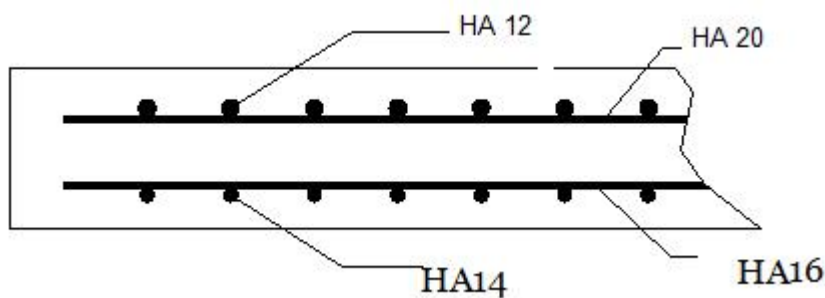
$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$Z = 0.9 h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{6.34 \times 10^{-2}}{1 \times 0.18} = 0.35 \text{ MF} < 3.5 \text{ MF} \quad \text{Vérifié}$$

**VIII. 5-Récapitulatif du ferrailage :**



**Figure VIII.3:** Ferrailage de l'hourdis (coupe transversale).

# **CHAPITRE IX**

## **LES EQUIPPEMENTS**

**IX.1- Introduction :**

Le tablier repose sur ses appuis (pile et culée) par l'intermédiaire d'appareils d'appuis conçus pour transmettre les efforts verticaux essentiellement et horizontaux, de plus ils permettent l'absorption des déplacements et rotations.

**IX.2-Dimensionnement des appareils d'appuis :****IX.2.1-Détermination de la section :**

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$2\text{MPa} \leq \sigma_m = \frac{N_{\max}}{a.b} \leq 15\text{MPa}$$

Avec :

- $\sigma_m$  : la contrainte moyenne de compression due à l'effort N max
- N max : réaction d'appui
- 2MPa : condition de non cheminement
- 15MPa : condition de non écrasement.

Tel que :  $N_{\max} = V_G + V_{D240} = 0,3763 + 0,066 = 0,4423 \text{ MN}$

D'où :

$$0,029 \text{ m}^2 \leq a \times b \leq 0,22 \text{ m}^2$$

**IX.2.2-Détermination de la hauteur :**

La prescription de SETRA, la recommandation la plus prépondérante (distorsion)

$$\tau_{H1} \leq G \text{ tg} \gamma_1 = G \times U_1 / T \leq 0,5 \times G \Rightarrow U_1 / T \leq 0,5$$

$$T \geq U_1 / 0,5$$

Avec :

$U_1 = \Delta_{\max}$  : qui est la déformation lente (retrait, fluage et température).

$$U_1 = 0,0039 + 0,0053 + 0,00265 = 0,0118 \text{ m}$$

$$T \geq U_1 / 0,5 = 2,37 \text{ cm}$$

On prend :  $T = 40 \text{ mm}$

Donc 4 feuilles de 10 mm

**IX.2.3-Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :**

$$\text{Condition de non - flambement : } \frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$5T \leq a \leq 10T \text{ d'où : } 200 \text{ mm} \leq a \leq 400 \text{ mm}$$

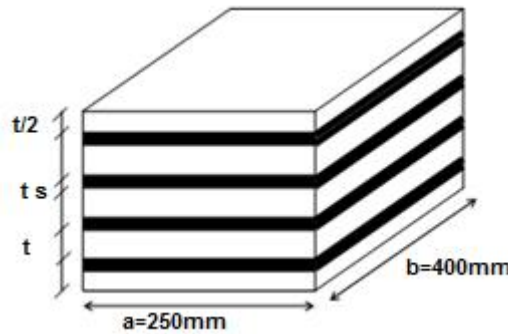
$$\text{On prend } \begin{cases} a = 250 \text{ mm} \\ b = 400 \text{ mm} \end{cases}$$

Nous avons donc :

3 feuillets d'élastomères intermédiaire d'épaisseur  $t = 10 \text{ mm}$

2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur  $t/2 = 5 \text{ mm}$

4 frettes intermédiaires d'épaisseur  $t_s = 3 \text{ mm}$



**Figure IX.1: L'Appareil d'appui**

#### IX.2.4-Dimensionnement du dé d'appui :

$$H \geq (2 a b/P) = (2 a b/2(a + b)) \rightarrow H \geq 15.38 \text{ cm}$$

On prend  $H=20 \text{ cm}$  avec :  $a_1=400 \text{ mm}$  ;  $b_1=600 \text{ mm}$

#### IX.2.5 - Efforts horizontaux :

##### IX.2.5.1- Système A(L) :

L'effort de freinage correspond à la charge A(L) est égale à la fraction suivante :

$$F_t = \frac{P_A}{20+0.0035 \times S}$$

$P_A$  : le poids donne par la position la plus défavorable de A(L).

$S$  : surface chargé donnant l'effet le plus défavorable.

$$F_t = \frac{8.07 \times 26.5}{20+0.0035 \times 7 \times 26.5} = 10.35t$$

La force qui revient à chaque appareil d'appui :

$$F = \frac{F_t \times 1.2}{2 \times 7} = \frac{10.35 \times 1.2}{2 \times 7} = 0.88t$$

##### IX.2.5.2- Système B<sub>C</sub> :

On suppose qu'au maximum, un seul camion B c peut freiner ; l'effort de freinage est donné par chaque essieu :

$$F_{Bc} = \frac{30 \times 1.2}{2 \times 7} = 2.57 t$$

##### IX.2.5.3- Effort due au vent :

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, considère une Pression de  $0.2 \text{ t/m}^2$ . La section latérale sur laquelle agit le vent est :

$$S = (1.50+0.20+0.25) \times 26.5 = 51.675 \text{ m}^2$$

$$H = \frac{51.675 \times 0.2}{2 \times 7} = 0.738 t$$

**IX.2.5.4- Effort due au séisme :**

$$E_h = 0.2 G \text{ horizontalement}$$

$$E_v = \pm 0.06 G \text{ verticalement}$$

Avec :

$$\text{Le poids propre du tablier : } G = 520.195t$$

$$E_h = 0.2 \times 520.195 = 104.03t$$

$$E_v = \pm 0.06 \times 520.195 = \pm 31.21t$$

Donc :

$$E_h / \text{appui} = 104.03 / 2 \times 7 = 7.43 t$$

$$E_v / \text{appui} = \pm 31.21 / 2 \times 7 = \pm 2.22t$$

**IX.2.5.5- Effort due à la déformation (déplacements) :**

$$\Delta_{\text{Max}} = 1,25\text{cm}$$

On a le module de cisaillement  $G = 90 \text{ t/m}^2$

Et la hauteur nette de l'élastomère  $T = 4\text{cm}$

Effort de longue durée :

$$F_e = \frac{G \times a \times b \times \Delta_{\text{Max}}}{T} = \frac{90 \times 0.25 \times 0.4 \times 1.25}{4} = 2.8t$$

**IX.2.6- Vérification des contraintes :****Sollicitation sous charges verticales :**

Contraintes de compression :

$$\sigma_M = \frac{N_{\text{max}}}{a \times b} = \frac{44.23}{0.25 \times 0.4} = 4.423 \text{ MPa} < \sigma_1 = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_N = \frac{1.5 \sigma_m}{\beta} \leq 3G$$

Avec :

$\beta$  : coefficient de forme

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)} = 7.69$$

$$\tau_N = \frac{1.5 \times 442.3}{7.69} = 86.27 \text{ t/m}^2 < 270 \text{ t/m}^2 \quad \text{vérifiée}$$

**IX.2.7- Sollicitation due à un effort horizontal (déplacement) :****IX.2.7.1- Sous déplacement lent :**

$$\tau_{HI} = G \frac{U_1}{T} \leq 0.5 G$$

Avec :

G : module cisaillement

T : hauteur nette de l'élastomère T= 4cm

$$\tau_{H1} = \frac{G \times U_1}{T} = \frac{90 \times 0.0118}{0.04} = 26.55 \text{ t/m}^2 \leq 0.5 \times 90 = 45 \text{ t/m}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{tg } \gamma_1 = \frac{U_1}{T} = \frac{1.18}{4} = 0.295$$

#### IX.2.7.2- Sous un effort dynamique (freinage):

**Force de freinage dû au Bc :**

$$\tau_{H2} = \frac{F}{a \times b} = \frac{2.57}{0.25 \times 0.4} = 25.68 \text{ t/m}^2$$

$$U_2 = \frac{F \times T}{2 \times G \times a \times b} = \frac{2.57 \times 0.04}{2 \times 90 \times 0.25 \times 0.4} = 0.0057 \text{ m}$$

$$\text{tg } \gamma_2 = \frac{U_2}{T} = 0.142$$

#### IX.2.7.3- Déformation lent +rapide dues au freinage :

$$\text{tg } \gamma = \text{tg } \gamma_1 + \text{tg } \gamma_2 = 0.437 < 0.7 \quad \text{vérifiée}$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2} = 52.23 \text{ t/m}^2 < 0.7 G = 63 \text{ t/m}^2 \quad \text{vérifiée}$$

#### IX.2.7.4- Sollicitation due à une rotation $\alpha_T$ :

$$\tau_\alpha = (G a^2 (\alpha_T + \alpha_0) / 2 t_n^2)$$

Avec :

$\alpha$  : rotation calculée précédemment :

$\alpha_0 = 10^{-2}$  rad : rotation supplémentaire pour tenir en compte des imperfections de pose

$\alpha_t = 0.0166$  rad : rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide)

$$\tau_\alpha = 187.03 \text{ t/m}^2$$

Vérifier la condition suivante :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha = 187.03 + 52.23 + 86.27 = 325.53 \text{ t/m}^2 < 5.2 \times G = 468 \text{ t/m}^2 \quad \text{vérifiée}$$

#### IX.2.7.4.1- Condition de non cheminement et non glissement :

$$\sigma_{\text{Min}} = \frac{R_{\text{max}}}{a \times b} = \frac{37.63}{0.25 \times 0.4} = 376.3 \text{ t/m}^2 > 200 \text{ t/m}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$H \leq f \cdot N_{\text{min}},$$

Telle que : f Coefficient de frottement = 0.10 + (0.60 /  $\sigma_{\text{m min}}$ )

$$N_{\text{min}} = 37.63 \text{ t}$$

$$f = 0.1 + (0.6 / 376.3) = 0.1 \text{ t.}$$

$$f \times N_{\text{min}} = 0.1 \times 37.63 = 3.763 \text{ t.}$$

#### IX.2.7.4.2- H due à la déformation lente :

H : force horizontale correspondante à  $N_{\text{min}}$ .

$$H = G \times a \times b \times U_1 / T.$$

$$H = 90 \times 0.25 \times 0.40 \times 1.18 / 4 = 2.655 \text{ t} < 3.763 \text{ t. Vérifié.}$$

#### IX.2.7.4.3- H due au séisme :

$$H_s = \varepsilon_h / \text{appui} = 3.71 \text{ t} < 3.763 \text{ t}$$

**IX.2.7.4.4- Dimensionnement des frettes :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \quad \text{et} \quad t_s \geq 2 \text{ mm}$$

$\sigma_e$  : limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes.

$$\sigma_e = 2200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Acier E24-1)}$$

$$t_s \geq 25 \times 44.23 / 7,69 \times 2200 = 0.65 \text{ mm} \quad \text{et} \quad t_s \geq 2 \text{ mm.}$$

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

**IX.2.7.5.- Ferrailage du dé d'appui :**

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement.

**IX.2.7.5.1- Armatures de chaînage :**

La section calculée doit reprendre un effort de  $R = 0,25R_{\max}$ .

$$R_{\max} = 44,23 \text{ t}$$

$$D' \text{ où : } A_s = 0,25R_{\max} / \sigma_{s \text{ adm}}$$

$$A_s = 4,83 \text{ cm}^2$$

On prend **4HA14** pour  $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$

**IX.2.7.5.2- Armatures de profondeur :**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures :

$$A_p = 0.125 R_{\max} / \sigma_{s \text{ adm}}$$

$$A_p = 2,42 \text{ cm}^2$$

On prend **4HA10** pour  $A = 3,14 \text{ cm}^2$

**IX.2.7.5.3- Armatures de diffusion :****1- Ferrailage de surface (frettes sup)**

Ce sont des armatures capables de reprendre 4%  $R_{\max}$

$$A_{s_f} = 0.04 R_{\max} / \sigma_{s \text{ adm}}$$

$$A_{s_f} = 0,77 \text{ cm}^2.$$

On prend **3 HA8**  $\Rightarrow A_{s_f} = 1,51 \text{ cm}^2$

**2- Ferrailage inférieur ou d'éclatement (frette inf)**

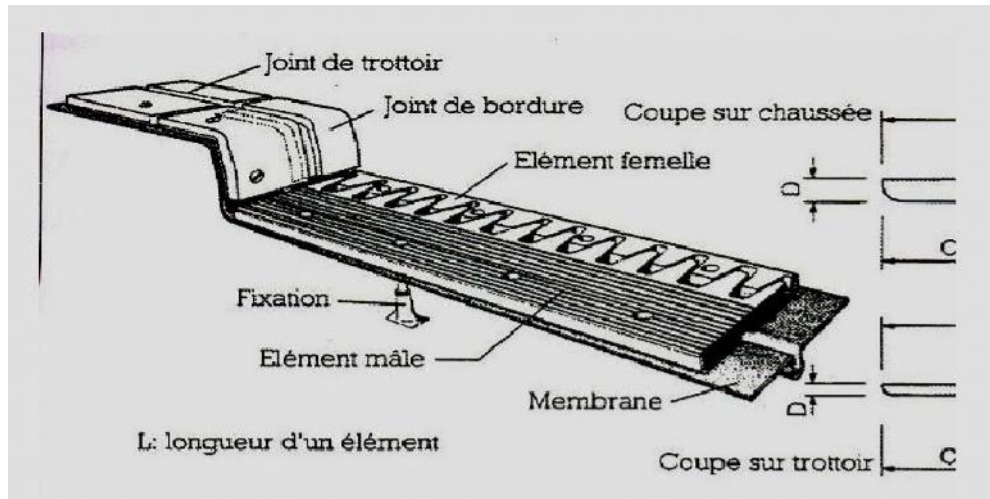
Les frettes sont disposées sur une profondeur  $z$  tel que :  $h/3 < z < h$

$$A = 0.1 R_{\max} / \sigma_s = 1,93 \text{ cm}^2.$$

On prend **3HA10**  $\Rightarrow A = 2,36 \text{ cm}^2$ .

### IX.3-Calcul du joint de chaussée :

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic, on distingue : Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules, Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicule et Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.



**Figure IX.2 : joint de chaussée**

#### IX.3 .1-Calcul des joints :

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

$$(\Delta t + \epsilon_f) < T$$

$$(\Delta t + \epsilon_s) < 1,3 T$$

T : le déplacement caractérise le type de joint de chaussée choisi ; joints ALGAFLEX.

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :

$$\Delta t = \Delta f + \Delta r + \Delta T = 1,18 \text{ cm}$$

Déplacement dû au freinage:

$$\epsilon_f = T H / G S$$

Avec :

G = 90 t/m<sup>2</sup> module de déformation transversale pour des variations lentes.

G = 160 t/m<sup>2</sup> module de déformation transversale pour des variations instantanées.

$$\epsilon_f = 0,04 \times 2,655 / 160 \times 0,25 \times 0,4 = 0,0066 \text{ m}$$

$$\epsilon_f = \mathbf{0,66 \text{ cm}}$$

Déplacement dû au séisme :

$$\epsilon_s = T H s / G S.$$

$$\epsilon_s = 0,04 \times 3,71 / 160 \times 0,25 \times 0,4 = 0,0092 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = \mathbf{0,92 \text{ cm}}$$

- **Combinaison :**

$$\Delta t + \varepsilon_f = 1,18 + 0,66 = 1,84 \text{ cm}$$

$$\Delta t + \varepsilon_s = 1,18 + 0,92 = 2,1 \text{ cm}$$

D'après le bulletin technique d'ALGA, on opte pour le joint T50.



# CHAPITRE X

## ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

**X. 1. La culée :**

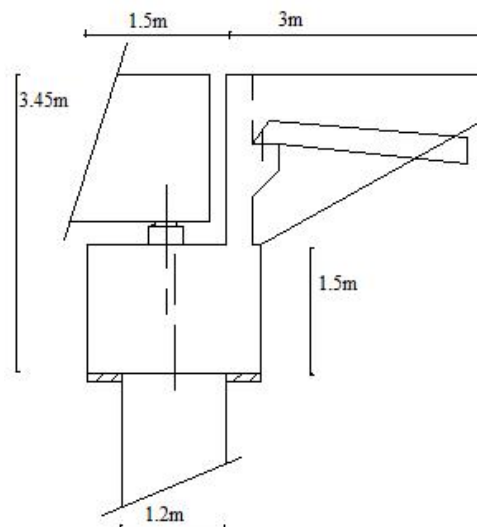
**X. 1.1-Introduction :**

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, il est appelé aussi les appuis d'extrémité, partiellement ou totalement enterrées, implantées en crête ou en flacon de talus, on peut également réalisé des culées massives remblayées, à mur de front apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur de tablier, les murs latéraux associés sont soit des murs en aile, soit des murs en retour.

**X. 1.2-Pré dimensionnement de la culée :**

D'après les données relatives à la portée (les cotes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est :  $H_{culée} = 3.452 \text{ m}$

- **Mur garde grève :**  
H= 1,952m, e = 0,30m
- **Dalle de transition :**  
L= 2.5m ; e =0,30m
- **Semelle :**  
L= 10.4 m, h =1,50 m
- **Mur en retour :**  
L= 2.7m, e= 0,30m
- **corbeau :**  
L=10m, e=0.3m



**Figure X-1 : coupe longitudinale sur la culée**

**X. 1.3-Évaluation des efforts sollicitant la culée :**

**1. Déterminations des paramètres  $K_{ad}$ ,  $K$  et  $\theta$  :**

$$k_{ad} = \frac{\cos(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\theta) \cos(\beta)}} \right]^2}$$

- $\varphi = 35^\circ$ : Angle de frottement interne
- $\delta = 0$  : Angle de frottement remblai – culée
- $\alpha = 0$  : Fruit de mur de soutènement
- $\beta = 0$  : Angle de talus

Avec :

$$\theta = \arctan(k_h / (1 \pm k_v))$$

$k_h = 0,2$  Coefficient sismique horizontale

$k_v = 0,3$   $k_h = 0.06$  Coefficient sismique verticale

**2. Tableau de valeurs des paramètres  $K_{ad}$ ,  $K$  et  $\theta$ :**

	$k_h$	$k_v$	$\theta$	$K_{ad}$
Condition normale	-	-	0	0.3308
Condition séismique	0.2	0.06	10.68	0.3477
	0.2	-0.06	12.01	0,3613

**Tableau X-01. Tableau de valeurs des paramètres  $K_{ad}$ ,  $K$  et  $\theta$**

**3. Détermination des différents cas de charges :**

- Poussée due aux terres :  $P=1/2 K_{ad} \times \gamma_r \times l \times H_p^2$

		P	$(1 \pm k_v).P$	$Z_v$	$M_R(t.m)$
mur garde grave	CN	11.344	11.344	2.15	24.389
	CS+	11.923	12.638	2.47	31.218
	CS-	12.389	11.646	2.47	28.767
La semelle	CN	6.698	6.698	0.5	3.349
	CS+	7.040	7.463	0.75	5.597
	CS-	7.316	6.877	0.75	5.158

**Tableau X-02. Tableau des différents cas de charges**

- Poussée due aux surcharges :  $P= K_{ad} \times \gamma \times l \times H_p$

		P	$(1 \pm k_v).P$	$Z_v$	$M_R(t.m)$
mur garde grave	CN	7.74	7.74	2.47	19.189
	CS+	8.14	8.63	2.47	21.32
	CS-	8.46	7.95	2.47	19.64
La semelle	CN	5.95	5.95	0.75	4.46
	CS+	6.25	6.63	0.75	4.97
	CS-	6.50	6.11	0.75	4.58

**Tableau X-03. Poussée due aux surcharges**

- Charges permanentes :

		P	$k_h \cdot P$	$(1 \pm k_v) \cdot P$	$Z_h$	$Z_v$	MR	MS
Mur garde grave	CN	14.64	0	14.64	2.47	1.75	0	25.62
	CS <sup>+</sup>	14.64	2.928	15.518	2.47	1.75	7.232	27.157
	CS <sup>-</sup>	14.64	2.928	13.761	2.47	1.75	7.232	24.082
Corbeau arrière	CN	3.375	0	3.375	2.45	2.2	0	7.425
	CS <sup>+</sup>	3.375	0.675	3.577	2.45	2.2	1.653	7.870
	CS <sup>-</sup>	3.375	0.675	3.172	2.45	2.2	1.653	6.979
Mur en retour	CN	4.96	0	4.96	2.47	0.74	0	3.670
	CS <sup>+</sup>	4.96	0.992	5.257	2.47	0.74	2.450	3.890
	CS <sup>-</sup>	4.96	0.992	4.662	2.47	0.74	2.450	3.450
semelle	CN	78	0	78	0.75	1	0	78
	CS <sup>+</sup>	78	15.6	82.68	0.75	1	11.7	82.68
	CS <sup>-</sup>	78	15.6	73.32	0.75	1	11.7	73.32
La dalle de transition	CN	18.75	0	18.75	2.8	3.15	0	59.062
	CS <sup>+</sup>	18.75	3.75	19.875	2.8	3.15	10.5	62.606
	CS <sup>-</sup>	18.75	3.75	17.625	2.8	3.15	10.5	55.518
Poids des terres sur la dalle de transition	CN	22.5	0	22.5	3.2	3.15	0	70.875
	CS <sup>+</sup>	22.5	4.5	23.85	3.2	3.15	14.4	75.127
	CS <sup>-</sup>	22.5	4.5	21.15	3.2	3.15	14.4	66.622
Poids de tablier	CN	415.82	0	415.82	1.5	0.9	0	415.82
	CS <sup>+</sup>	415.82	83.164	440.76	1.5	0.9	124.74	440.76
	CS <sup>-</sup>	415.82	83.164	390.87	1.5	0.9	124.74	390.87

**Tableau X-04. Tableau résume Charges permanentes**

4. Les valeurs des moments et les efforts globaux :

	$\sum k_h \cdot P(t)$	$\sum (1 \pm k_v) P(t)$	$\sum M_R (t.m)$	$\sum M_S (t.m)$
CN	42.85	753.36	69.31	891.63
CS1	146.97	591.52	235.79	700.10
CS2	142.17	524.56	230.84	620.84

**Tableau X-05. Les valeurs des moments et les efforts globaux**

X. 1.4-Vérification de la culée :

• Vérification du tiers central :

- CN :  $E_{\max} = \frac{B}{6} = \frac{2}{6} = 0.33 > e = \frac{B}{2} \cdot X$

- CS :  $E_{\max} = \frac{B}{4} = \frac{2}{4} = 0.5 > e = \frac{B}{2} \cdot X$

Avec :  $X = \frac{\sum M_s - \sum M_r}{\sum (1 \pm k_v) P}$

B : la largeur de la semelle

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci – dessous :

Condition	$\sum (1\pm k_v) P$	$\sum M_S$	$\sum M_R$	X	$E_{max}$	e	vérification
CN	753.36	891.63	69.31	1.07	0.33	-0.09	vérifie
CS <sup>+</sup>	591.52	700.10	235.79	0.76	0.5	0.21	vérifie
CS <sup>-</sup>	524.56	620.84	230.74	0.72	0.5	0.25	vérifie

**Tableau X-06.**

• **Vérification au renversement :**

- CN : on vérifie que :  $\frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1.5$
- CS : on vérifie que :  $\frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1$

Les résultats Sont regroupes sur le tableau ci-dessous :

condition	$\sum M_R$	$\sum M_S$	$\sum M_S / \sum M_R$	vérification
CN	69.31	891.63	12.86	vérifie
CS <sup>+</sup>	235.79	700.10	2.96	vérifie
CS <sup>-</sup>	230.74	620.84	2.68	vérifie

**Tableau X-07.**

**X. 1.5-Ferraillages des éléments de la culée :**

**1. La dalle de transition :**

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

▪ **Evaluation des efforts :**

- Poids de la dalle de transition :  $g_1 = 0.75 \text{ t/m}^2$ .
- Poids du remblai :  $g_2 = 0.9 \text{ t/m}^2$ .
- Poids propre du revêtement :  $g_3 = 0.176 \text{ t/m}^2$ .
- Poids total :  $G_t = g_1 + g_2 + g_3 = 1.826 \text{ t/ml}$ .
- Surcharges :  $Q = 1,2 \text{ t/m}^2$ .

▪ **Combinaison des efforts :**

**ELU :**  $M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q$ ;  $M = qL^2/8$

$M_{ELU} = 3.42 \text{ t. m/ml}$

$T_{ELU} = 1.35 T_G + 1.6 T_Q$ ;  $T = q L / 2$

$T_{ELU} = 5.48 \text{ t/ml}$ .

**ELS:**  $M_{ELS} = M_G + 1.2 M_Q$

$M_{ELS} = 2.55 \text{ t. m/ml}$

$T_{ELS} = T_G + 1.2 T_Q$

$T_{ELS} = 4.08 \text{ t/ml}$ .

▪ **Ferraillage:**

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU.

$f_{c28} = 35\text{MPa}$ ;  $b_0 = 1\text{m}$ ;  $d = 0.9h = 0.27\text{m}$ .

Le ferrailage à l'aide de logiciel Robot Expert donne :  $A_s = 8.7\text{cm}^2$ .

Soit : 5HA16 pour  $A_s = 10.05\text{cm}^2/\text{ml}$ , avec un espacement de 20cm.

▪ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{min}}{b.d} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 2.22 \times 1 \times 0.27}{400} = 3.44 < 10.05\text{cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

▪ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18\text{MPa}$  ;  $f_{c28} = 30\text{MPa}$ .

$\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3f_c ; \text{Max} (0.5f_c ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})) = 215.5\text{MPa}$  (fissuration préjudiciable)

$b/2 X^2 + n A_s' (X - c') - n A_s (d - X) = 0$  avec :  $n = 15$  coefficient d'équivalence,  $A_s = 10.05\text{cm}^2$ ,

$A_s' = 0$  ;  $X = 0.075$  ;  $I_1 = \frac{b X^3}{3} + n A_s (d - X)^2 = 1.97 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} = 9.7\text{MPa} < 18\text{MPa}$  (vérifiée)

$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}(d - X)}{I_1} = 378.61\text{MPa} > 215.5\text{MPa}$  (non vérifiée)

On doit augmenter la section d'acier : On prend 5HA20 pour  $A_s = 15 \text{ cm}^2$  (nappe inférieure).

▪ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_{cj} / \gamma_b$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b} = 1.82\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{0.0548}{1 \times 0.27} = 0.209\text{MPa} < 1.82\text{MPa} \text{ (vérifiée)}$$

L'armature de construction  $A_s' = A_s / 3 = 5.23\text{cm}^2$  soit : 5HA14 pour  $A_s' = 7.70\text{cm}^2/\text{ml}$  (nappe supérieure), avec un espacement de 20cm.

▪ **Armature de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2} \text{ D'où : } 2.51 < A_r < 5.025$$

On prend :  $A_r = 4.52\text{cm}^2/\text{ml}$ , donc 4HA12 avec un espacement de 25cm pour les deux nappes supérieure et inférieure.

▪ **Section minimale des cours transversaux :**

$$A_t \geq \frac{0.4 b \cdot S_t}{f_e}$$

$$S_t \leq \text{Min}[0.9d ; 40\text{cm}] = 24.3\text{cm} \text{ soit } S_t = 20\text{cm}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 1 \times 0.2}{400} = 2\text{cm}^2$$

Soit deux cadres de HA12/ml pour  $A_t = 2.26\text{cm}^2$

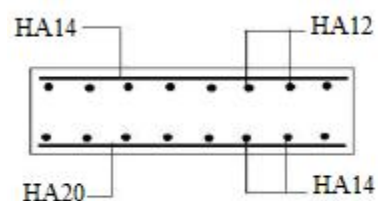


Figure X-2: ferrailage de dalle de transition

**2. Mur garde grève :**

Le mur garde grève est soumis aux forces horizontales suivantes :

- Poussée de terres
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.
- **Poussée de terres :**

$$P = 1/2 \cdot \gamma_r \cdot H^2 \cdot K_\alpha = 1.13 \text{ t/ml} ; H = 1.952 \text{ m}, K_\alpha = 0.3308, \gamma_r = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$M_p = P \cdot H / 3$$

$$D'où : M_p = 0.73 \text{ t.m}$$

- **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

L'effet le plus défavorable est produit par les deux roues arrière de 6 t de deux camions accolés, placé de telle manière que le rectangle d'impact soit en contact de la face arrière du mur garde grève, les rectangles sont de dimensions (0,25 X 0,75) m<sup>2</sup>.

$$M_t = \frac{12K}{0.25+2H} \int_0^H \frac{H-x}{0.25+x} dx \quad \text{----- (1)}$$

$$\text{Avec : } K = K_\alpha \cdot \gamma \cdot \delta \cdot b_c$$

$b_c = 0,8$  coefficient de pondération du système Bc.

$\gamma$  : Coefficient de pondération ( $\gamma = 1,6$  à L'E.L.U ;  $\gamma = 1,2$  à L'E.L.S)

$\delta = 1,09$ : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

D'après l'équation (1) :

$$M_t = \frac{12K}{0.75+2H} [(H + 0.25) + \ln(0.25 + H) - \ln(0.25) - H]$$

$$M_t = 6.25 K$$

$$M_t = \begin{cases} 2.88 \text{ t.m} & \text{à l'ELU.} \\ 2.16 \text{ t.m} & \text{à l'ELS.} \end{cases}$$

- **Force de freinage :**

On considère que l'effet d'une seule roue et l'on a admis une répartition des efforts suivant des directions inclinées à 45° à partir du bord du rectangle d'impact d'où :

$$l_f = 0,25 + 2h = 4.154 \text{ m.}$$

$$M_f = \frac{6H}{0.25+2H} \gamma = 2.819 \gamma$$

$$\text{ELU: } M_f = 4,51 \text{ t.m/ml.}$$

$$\text{ELS: } M_f = 3,38 \text{ t.m/ml.}$$

$$\text{Le moment total à l'encastrement: } M_{ELU} = 1,35 M_p + 1.6 (M_t + M_f) = 12.23 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ELS} = M_p + 1.2 (M_t + M_f) = 7.37 \text{ t.m/ml.}$$

- **Ferraillage :**

- **Verticalement :**

Le ferraillage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire:

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}; b_0 = 1 \text{ m}; d = 0.27 \text{ m.}$$

$$M_u = 12.23 \text{ t.m/ml} ; M_{ser} = 7.37 \text{ t.m/ml}$$

Le mur garde grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable :

Le calcul se fait à l'E.L.S.

$$X = \left[ \frac{n \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{n \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \right] \cdot d = 0.15 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.22 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} \cdot X \cdot z = 0.297 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 0,0737 \text{ MN.m} \Rightarrow \bar{M}_1 > M_{ser}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{z \cdot \bar{\sigma}_{st}} = 15.54 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit : } 5\text{HA}20 \text{ pour } A_s = 15.71 \text{ cm}^2 \text{ (coté intérieur), } e=20\text{cm.}$$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{min}}{b \cdot d} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 3.72 \text{ cm}^2 < 15.71 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

▪ **Vérification à l'ELS :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 215.5 \text{ MPa}$$

$b/2 X^2 + n A_s' (X-c') - n A_s (d-X) = 0.0$  avec :  $n=15$  coefficient d'équivalence,  $A_s = 15.71 \text{ cm}^2$ ,

$$A_s' = 0 ; X = 0.091 \text{ m} ; I_1 = \frac{b X^3}{3} + n A_s (d-X)^2 = 9.88 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} = 6.78 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \text{ (vérifiée)}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}(d-X)}{I_1} = 200.28 \text{ MPa} < 215.5 \text{ MPa} \text{ (vérifiée)}$$

Pour l'armature de construction on prend :

$$A_s' = \frac{A_s}{3} = 5.9 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit : } 5\text{HA}14 \text{ } A_s' = 7.7 \text{ cm}^2 \text{ (coté extérieur), } e=20\text{cm.}$$

- **Horizontalement :**

D'après les documents (SETRA), on disposera HA12 tous les 15 cm, les deux faces pour le croquis de ferrailage.

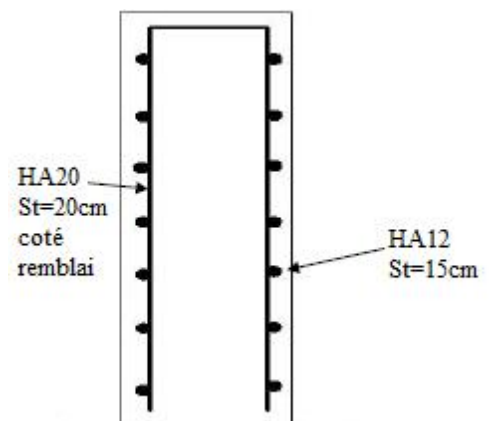


Figure X-3 : ferrailage de mur garde grève

**3. Corbeau :**

- **Évaluation des charges et surcharges :**

- Réaction due à la dalle de transition :  $R_1 = q L / 2 = 0.937 \text{ t/ml}$ .

- Réaction des poids des terres :  $R_2 = q L / 2 = 1.125 \text{ t/ml}$ .

- Réaction due au revêtement :  $R_3 = q L / 2 = 0.22 \text{ t/ml}$ .

- Réaction due au poids propre du corbeau :  $R_4 = q L / 2 = 0.168 \text{ t/ml}$ .

- Réaction due aux surcharges sur remblai :  $R_5 = q L / 2 = 1.5 \text{ t/ml}$ .

- Réactions :  $R_{ELU} = 1.35 (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.6 R_5 = 5.7 \text{ t/ml}$ .

$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.2 R_5 = 4.25 \text{ t/ml}$ .

- Moments :  $M_{ELU} = R_{ELU} \times 0.25 = 1.425 \text{ t.m/ml}$  ;  $M_{ELS} = R_{ELS} \times 0.25 = 1.06 \text{ t/ml}$ .

- **Ferrailage :**

Le calcul se fait en flexion simple à l'ELS à l'aide de logiciel Robot Expert:

$h = 0.6\text{m}$ ;  $b = 0.3\text{m}$ ,  $f_{c28} = 35\text{MPa}$ .

$A_s = 13.3\text{cm}^2$  Soit: 9HA14 pour  $A_s = 13.85\text{cm}^2$ ,  $e = 12\text{cm}$ .

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23b \cdot d \frac{f_{tj}}{f_e} = 2.51 \text{ cm} \Rightarrow A_{min} = 2.51 \text{ cm}^2 < A_s = 13.85 \text{ cm}^2$$

**- Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}; \bar{\sigma}_{st} = 215.5 \text{ MPa}$$

$$X = 0.076 \text{ m}; I_1 = 2.95 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} = 0.272 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}; \sigma_{st} = n \cdot z \cdot \left( \frac{M_{ser}}{I_1} \right) = 27.73 \text{ MPa} < 215.5 \text{ MPa}$$

Donc les deux conditions sont vérifiées.

Pour l'armature de constrictions on prend :  $A_s' = A_s/3 = 4.61 \text{ cm}^2$  soit : 5HA12 pour  $A_s' = 5.65 \text{ cm}^2$ ;  $e = 20 \text{ cm}$ .

**4. mur en retour :**

Le mur en retour est supposé sur deux coté et sollicité par les charges suivantes:

- Poids propre de mur.
- poussée horizontale des terres.
- poussée du a la surcharge du remblai.
- Les charges concentrées sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique de mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

On a:

**• Efforts horizontaux :**

- Poussée des terres :  $P_t = 1 \times 0.5 \times 0.3308 \times 1.8 \times (1.952)^2 = 1.134 \text{ t/ml}$ .
- Poussée des surcharges sur remblai :  $P_{sr} = 1 \times 1.2 \times 1.952 \times 0.3308 = 1.359 \text{ t/ml}$ .
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) :  $P_{sc} = 2 \times 1.2 = 2.4 \text{ t}$ .

**• Les moments :**

- Poussée des terres :  $M_t = 1.106 \text{ t.m/ml}$ .
- Poussée des surcharges sur remblai :  $M_{sr} = 1.326 \text{ t.m/ml}$ .
- Poussée de la surcharge concentrée :  $M_{sc} = 3.88 \text{ t.m}$ .

**• Les combinaisons :**

- ELU :  $M_{ELU} = 1.35 M_t + 1.6 (M_{sr} + M_{sc}) = 9.82 \text{ t.m/ml}$ .
- ELS:  $M_{ELS} = M_t + 1.2 (M_{sr} + M_{sc}) = 7.35 \text{ t.m/ml}$ .

**• Efforts verticaux :**

- Poids propre du mur :  $P_G = 1 \times 0.3 \times 1.952 \times 2.5 = 1.464 \text{ t/ml}$ .
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) :  $P_{sc} = 4 \times 1.2 = 4.8 \text{ t}$ .
- Poids propre de la superstructure:  $P_{su} = 0.3 \text{ t/ml}$ .

**• Les moments :**

- Poids propre du mur :  $M_G = 1.098 \text{ t.m/ml}$ .
- Poussée de la surcharge concentrée :  $M_{sc} = 7.77 \text{ t.m}$ .
- Poids propre de la superstructure:  $M_{su} = 0.15 \text{ t.m/ml}$ .

**• Les combinaisons :**

$$\text{ELU : } M_{ELU} = 1.35 (M_G + M_{su}) + 1.6 M_{sc} = 14.11 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELS: } M_{ELS} = (M_G + M_{su}) + 1.2 M_{sc} = 10.57 \text{ t.m/ml}$$

**• Ferrailage:**

**a. Ferrailage horizontal :**

Le calcul se fait en flexion simple à l'ELS à l'aide de logiciel Robot Expert.

$$M_{ELS} = 7.35 \text{ t.m/ml}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}; b = 1 \text{ m}; h = 0.3 \text{ m}; d = 0.9h = 0.27 \text{ m}$$

$$A_s = 8.7 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5\text{HA}16 \text{ pour } A_s = 10.05 \text{ cm}^2 \text{ (coté intérieur), } e = 20 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{b.d.f_{tj}}{I_1} = 6.21 \text{ cm}^2, A_{min} = 6.21 < A_s = 10.05 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$(b/2)X^2 + n \cdot A' \cdot s \cdot (X - C') - n \cdot A_s \cdot (d - X) = 0.0$$

$$X = 0.075 \text{ m} \quad I_1 = 7.13 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} = 67.72 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}; \sigma_{st} = n \frac{M_{ser} \cdot (d - X)}{I_1} = 301.16 \text{ MPa} > 215.5 \text{ MPa}.$$

On doit augmenter la section d'acier : On prend 5HA20 (coté intérieur) pour

$$A_s = 15.71 \text{ cm}^2, e = 20 \text{ cm}.$$

$$A' \cdot s = 15.71/3 = 5.23 \text{ cm}^2 \text{ (coté extérieur), soit : 5HA14 pour } A' \cdot s = 7.70 \text{ cm}^2.$$

**b. Ferrailage verticale :**

$$A_s = 15.71/4 = 3.92 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ soit : 4HA14 pour } A_s = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}, e = 25 \text{ cm}.$$

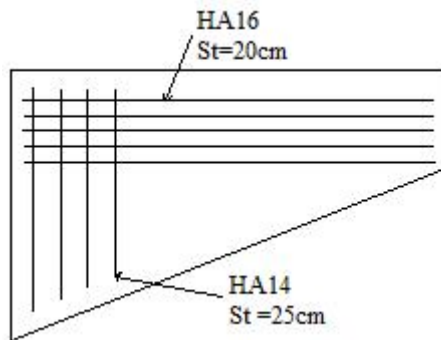


Figure X-4 : ferrailage de mur en retour

**5. La semelle :**

- **Calcul de la capacité portante de sol :** (selon fascicule 62 titre V)

$$Q_U = \frac{Q_{pu}}{2} + \frac{Q_{su}}{3}$$

$Q_{pu}$  : L'effort limite sous la pointe d'un pieu.

$Q_{su}$  : L'effort limite par frottement latéral sur la hauteur d'un pieu.

$$Q_{pu} = A \cdot q_u \quad A : \text{ la section d'un pieu.}$$

$q_u$  : la contrainte de rupture.

$$q_u = K_p \times P_1^* \quad P_1^* : \text{ pression limite nette équivalente}$$

$K_p$  : le facteur de portance (fonction de la nature de sol et de mode de mise en œuvre

des pieux) = 1.2

$$P_1^* = P_1 - P_0$$

$P_1$  : pression donnée par l'essai pressiométrique de Menard (courbe pressiométrique).

$P_0$  : contrainte horizontale au repos.  $P_0 = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times \gamma \times z$

D'après le calcul itérative on arrive au bonne sol jusqu' a  $z = 11 \text{ m}$

$$P_0 = 0.5 \times 1.8 \times 11 = 9.9 \text{ t/m}^2 \quad P_1 = 3.281 \text{ MPa}$$

$$P_1^* = 3.281 - 0.099 = 3.18 \text{ MPa}$$

$$q_u = K_p \times P_1^* = 1.3 \times 3.18 = 4.13 \text{ MPa}$$

$$Q_{pu} = 3.14 \times (0.6)^2 \times 4.13 = 4.66 \text{ MPa}$$

$$Q_{su} = P \int_0^h q_s(z) dz$$

$q_s(z)$  : Frottement latéral unitaire limite a la cote z

P : périmètre de la section

$$q_s(z) = 0.12 \text{MPa} \quad P = 3.76 \text{ m}$$

$$Q_{su} = 3.76 \times 0.12 \times 11 = 4.96 \text{MPa}$$

$$Q_U = \frac{4.66}{2} + \frac{4.96}{3} = 3.98 \text{ MF}$$

$$Q_U = 3.98 \times 1.13 = 440 \text{ t}$$

• **Détermination de nombre de pieux :**

$$n = N_{\max} / Q_U = 753.36 / 440 = 1.71 \text{ donc on prend } n = 3 \text{ pieux}$$

• **Caractéristique de la semelle :**

$$L = 10.4 \text{m} ; B = 2 \text{m} ; E = 1.5 \text{m}.$$

• **Calcul des sollicitations :**

Dans notre cas les poutres reposent directement sur la semelle donc on peut concéderai la semelle comme une poutre rectangulaire continue appuyée sur trois appuis.

- **Condition normale :**

Poids propre de la semelle plus poids des éléments associés à la semelle égale : 142.26t

réaction due aux poids propre de tablier plus les surcharges égale : 415.82t

- **Condition sismique :**

Poids propre de la semelle plus poids des éléments associés à la semelle égale : 150.75t

réaction due aux poids propre de tablier plus les surcharges égale : 440.76t.

La condition le plus défavorable est la condition sismique.

Le calcul de l'effort tranchant et le moment fléchissant se fait par logiciel ROBOT.

A l'ELU : le moment à mi-travée égale : 41574.69 kg .m

Le moment à l'appui égal : 88268.41kg .m

$T_{ELU} = 132198.20 \text{kg}.$

A l'ELS : le moment à mi-travée égale : 30796.06kg .m

Le moment à l'appui égal : 65384.01kg .m

$T_{ELS} = 97924.59 \text{kg}.$

• **Ferraillage :**

- **Armatures longitudinales :**

Ferraillage longitudinal inférieur :

Le ferraillage se fait en flexion simple.

$$M_u = 41.57 \text{t} . \text{m} ; f_{c28} = 30 \text{MPa} ; \theta = 1 ; \gamma_b = 1.5 ; b = 2 \text{m} ; d = 0.9h = 1.35 \text{m}.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 17 \text{MPa} ; \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.0067 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.35$$

$$\text{Donc : } \mu_c = 0.3056 ; \alpha_c = 0.4707$$

$$\Rightarrow \mu < \mu_c \text{ (S.S.A.C)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.0084 ; Z = d (1 - 0.4\alpha) = 1.34 \text{m} ; \sigma_s = 215.5 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 14.39 \text{cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} \geq 0.23 b \cdot d \frac{f_{tj}}{f_e} = 37.26 \text{cm}^2 \Rightarrow A_s = A_{\min} = 37.26 \text{cm}^2.$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$M_{ser} = 30.79 \text{ t.m} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_{st} = 215.5 \text{ MPa.}$$

$$\frac{b.X^2}{2} + n A_s'(X - c') - n A_s(d - X) = 0.0$$

$$X = 0.247 \text{ m} ; I_1 = 7.8 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}.X}{I_1} = 0.97 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = n \frac{M_{ser}.X}{I_1} = 14.62 \text{ MPa} < 215.5 \text{ MPa.}$$

Les deux conditions sont vérifiées.

D'où :  $A_s = 37.26 \text{ cm}^2$  soit : 10HA25 pour  $A_s = 49.09 \text{ cm}^2$ ,  $e = 20 \text{ cm}$ .

Ferraillage longitudinal supérieur :

$$M_u = 88.26 \text{ t.m} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; \theta = 1 ; \gamma_b = 1.5 ; b = 2 \text{ m} ; d = 0.9h = 1.35 \text{ m.}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 17 \text{ MPa} ; \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.0142 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.3499 = 1.35$$

$$\Rightarrow \mu_c = 0.3056 ; \alpha_c = 0.4707$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow (\text{S.S.A.C})$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.0178 ; Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.34 \text{ m} ; \sigma_s = 215.5 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 30.56 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq 0.23 b \cdot d \frac{f_{tj}}{f_e} = 37.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = A_{min} = 37.26 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification des contraintes à l'ELU :**

$$M_{ser} = 65.38 \text{ t.m} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_{st} = 215.5 \text{ MPa.}$$

$$X = 0.247 \text{ m} ; I_1 = 7.8 \times 10^{-2} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 2.79 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 41.92 \text{ MPa} < 215.5 \text{ MPa.}$$

Les deux conditions sont vérifiées.

D'où :  $A_s = 37.26 \text{ cm}^2$  soit : 10HA25 pour  $A_s = 49.09 \text{ cm}^2$  ;  $e = 20 \text{ cm}$ .

• **Armatures transversales :**

Armatures transversales inférieurs et supérieurs :

$$A_t = A_s / 3 = 49.09 / 3 = 16.36 \text{ cm}^2 \text{ soit: } 10\text{HA}16 \text{ pour } A_t = 20.11 \text{ cm}^2 ; e = 20 \text{ cm.}$$

• **Armatures laterals:**

$$A_l = A_s / 10 = 49.09 / 10 = 4.9 \text{ cm}^2 \text{ soit: } 5\text{HA}12 \text{ pour } A_l = 5.65 \text{ cm}^2 ; e = 20 \text{ cm.}$$

- **Vérification des contraintes tangentielles :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{97.92}{2 \cdot 1.35} = 0.366 \text{ MPa.}$$

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle dans le béton.

$V_u$  : Effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

$$\bar{\tau} = \min [0.1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}] = 3 \text{ MPa} > \tau_u = 0.366 \text{ MPa}$$

(condition vérifiée).

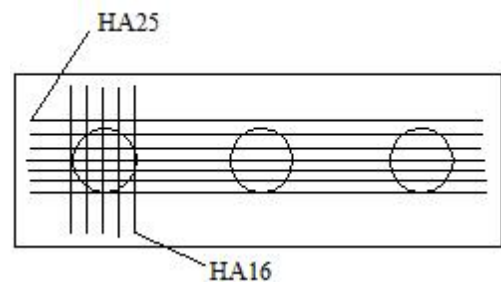


Figure X-5: ferraillage de la semelle

**6. Etude et ferraillage des pieux :**

Calcul de  $\lambda$  :

$$b = \Phi = 1.2 \text{ m.}$$

$C_u$  : module de réaction du sol = 27 MPa/m.

$$E = 11000 \sqrt[3]{30} = 3.41 \times 10^4 \text{ MPa.}$$

$$I = \frac{\pi \cdot D^4}{64} = 0.107 \text{m}^4.$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b \cdot C_u}{4 \cdot EI}} = 0.216.$$

$$\lambda \cdot L = 0.216 \times 11 = 2.37$$

- **Effort tranchant en tête du pieu :**

- **Condition normale :**

Freinage : 18t.

Poussée des terres et surcharges : 42.85t.

$H = 18 + 42.85 = 60.85$ . D'où :  $\bar{P} = \frac{H}{3} = 20.28 \text{t/pieu}$ .

- **Condition sismique :**

L'effort horizontal de séisme : 146.97t

D'où :  $\bar{P} = \frac{H}{3} = 48.99 \text{t/pieu}$ .

- **Calcul des pieux par la formule de WARNER.**

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \cdot \frac{\bar{M}}{\lambda} + \chi_{\theta P} \cdot \frac{\bar{P}}{\lambda^2}$$

Dans notre cas on considère que les pieux sont encastres à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement.

$$M(z) = \chi_{\theta M} \cdot \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

$\bar{M}$  : Moment en tête du pieu

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement =  $\frac{1}{\alpha}$

$\chi_{\theta M}$  ;  $\chi_{\theta P}$  : donnés par les abaques de WARNER en fonction de  $\lambda L$

$H$  : Effort tranchant en tête de pieu

$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \cdot \frac{\bar{M}}{\lambda} + \chi_{\theta P} \cdot \frac{\bar{P}}{\lambda^2} = 0 \text{ (en tête de pieu)}$$

$$\Rightarrow \bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\begin{cases} \lambda L = 2 & \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.21; \chi_{\theta M} = 2.01 \\ \lambda L = 3 & \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.6; \chi_{\theta M} = 2.69 \\ \lambda L = 2.37 & \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.35; \chi_{\theta M} = 2.26 \end{cases}$$

- Condition normale:  $\bar{M} = -56.08 \text{m}$

- Condition sismique :  $\bar{M} = -135.48 \text{t.m}$

- **Ferrailage des pieux :**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage du pieu se fera à l'aide des abaques de WALTHER :

$$N_{\min} = 524.56/3 = 174.85 \text{t}$$

$$M_{\max} = 135.48 \text{t.m}$$

$$h'/D = 0.05/1.2 = 0.04$$

$h'$  : l'enrobage.

$D$ : diamètre du pieu.

$$\frac{M_r}{\pi D \beta_w R^2} = 0.033$$

$$\frac{N_r}{\pi \beta_w R^2} = 0.051$$

Avec:  $\beta_w$ : résistance caractéristique du béton ( $\beta_w = 30 \text{MPa}$ ).

$R$  : rayon du pieu.

$$M_r = M_{\max} = 135.48 \text{ t.m}$$

.m

$$N_r = N_{\min} = 174.85 \text{ t.}$$

Alors :  $w = 0.14$

$$\text{On a } \omega = \frac{F_a}{\pi R^2 \beta_w} \sigma_f$$

$F_a$  : la section des armatures.

$$\sigma_f = 400 \text{ MPa.}$$

$$F_a = \frac{\omega \pi R^2 \beta_w}{\sigma_f} = 118.69 \text{ cm}^2.$$

Donc on prend 25 HA25 ( $A_s = 122.72 \text{ cm}^2$ ).

$$\text{L'espaceur: } St = \frac{2\pi R}{n} = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{Armatures transversales : } \Phi_t \geq \frac{\phi}{3} = 8.33 \text{ mm.}$$

Donc, on prendra des cercles de HA12 un espaceur de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones de jonction.

### 7. Plot parasismique

On prévoit deux plots en béton armé, encastés aux extrémités du mur frontal sur la partie supérieure. Ils sont destinés à empêcher le déplacement du tablier sous l'effet d'un éventuel séisme transversal.

#### - Estimation des efforts agissants sur le bloc :

Le bloc est soumis à un effort sismique horizontal égal à 0.2 G/2.

$G = 415.82 \text{ t.}$  poids du tablier qui revient à la culée.

$F = 41.58 \text{ t.}$

Le plot étant encasté dans la semelle, la force est transmise au bloc par une force latérale.

$$Q = 41.58 / 0.5 = 83.16 \text{ t.}$$

$$M = Q \times L [(L/2) + 0.2] = 18.71 \text{ t.m.}$$

#### - Le ferrailage :

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$$M_{ELU} = 18.71 \text{ t.m.}$$

$f_{c28} = 30 \text{ MPa; } b_0 = 0.5 \text{ m; } d = 0.45 \text{ m.}$

$A_s = 12.4 \text{ cm}^2$  Soit : 4 HA20 pour  $A_s = 12.57 \text{ cm}^2$ .

Pour l'armature de construction on prend :  $A_s' = A_s / 3 = 4.19 \text{ cm}^2$ . Soit : 4 HA14

Pour  $A_s' = 6.16 \text{ cm}^2$ .

Pour l'armature transversale, On prend des cadres HA10 espacés de 15cm.

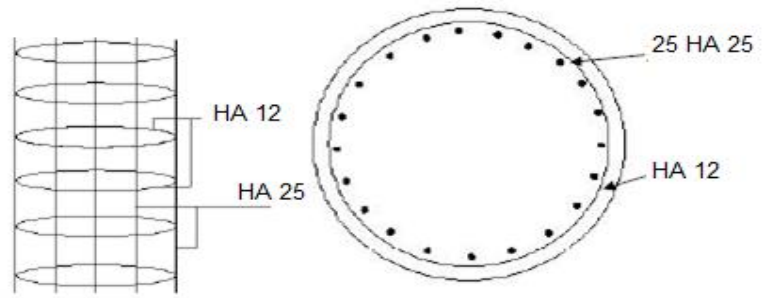


Figure X-6 : ferrailage des pieux

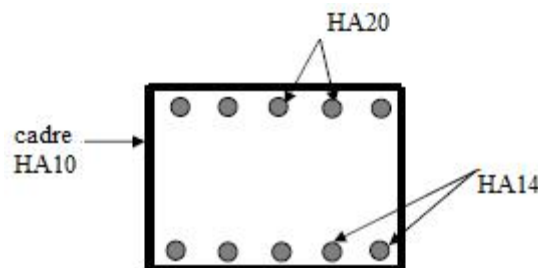


Figure X-7 : les plots parasismiques

## X.2- Etude de la pile :

### X.2.1- Introduction :

La pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les charges au sol, elle se compose : D'un chevêtre sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appuis.

### X.2.2-Pré dimensionnement de la pile :

a) La chevêtre : c'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux futs

- Longueur :  $L = 6 \times 1.5 + 2 \times 0.5 = 10\text{m}$
- Largeur :  $E = 2 \times 0.5 + 1 = 2\text{m}$
- Hauteur :  $H = 1.2\text{m}$

a) Futs : Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant et ils ont les dimensions suivantes :

- Diamètre :  $\Phi = 1.2\text{ m}$
- Hauteur :  $6.4\text{m}$

b) Semelle :

- Epaisseur :  $1.5\text{ m}$
- Largeur :  $5.4\text{ m}$
- Longueur :  $9.6\text{ m}$
- Ancrage :  $1.5\text{ m}$
- Béton de proprette :  $0.1\text{ m}$
- On utilise des pieux de diamètre  $\Phi = 1.2\text{ m}$  avec un entraxe de  $3\Phi = 3.6\text{ m}$  (Fondation profonde).

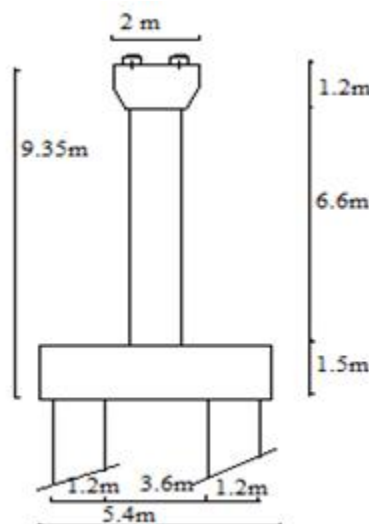


Figure X-8 : coupe longitudinale sur la pile

### X.2.3- Répartition des charges et surcharges sur la pile :

Evaluation des réactions dues au poids propre du tablier :

Le poids propre du tablier := **520.195 t**

- Evaluation des réactions dues aux surcharges :

Désignation		Surcharges	Réaction (t)
A(L)		4.035(t/ml)	106.92
B <sub>C</sub>		60 t	95.57
M <sub>C</sub> 120		110 t	115.87
D240		240 t	155.73
trottoir	1 T.C	0.225(t/ml)	2.98
	2 T.C		5.96

**Tableau X-8 : Répartition des charges et surcharges sur la pile**

$$A \text{ L'ELS : } \begin{cases} R_1=R_{CP}+1.2 (R_{A(L)}+R_{ST})=655.651 \text{ t} \\ R_2=R_{CP}+R_{D240} +1.2R_{ST}=683.077 \text{ t} \end{cases}$$

$$A \text{ L'ELU : } \begin{cases} R_1=1.35R_{CP}+1.6 (R_{A(L)}+R_{ST})=960.96 \text{ t} \\ R_2=1.35R_{CP}+1.35 (R_{D240} +R_{ST})=920.54 \text{ t} \end{cases}$$

La réaction la plus défavorable est celle de la surcharge A(L) à L'ELU  $R_1=960.96 \text{ t}$

- Cas de deux travées chargées :

Désignation		Surcharges(t/ml)	Réaction (t)
A(L)		5.48 (t/ml)	213.84
B <sub>C</sub>		120 t	106.1
M <sub>C</sub> 120		110t	113
D240		240t	197.88
trottoir	1 T.C	0.225(t/ml)	5.96
	2 T.C		11.92

**Tableau X-9**

$$A \text{ L'ELS : } \begin{cases} R_1=R_{CP}+1.2 (R_{A(L)}+R_{ST})=791.107 \text{ t} \\ R_2=R_{CP}+R_{D240} +1.2R_{ST}=732.379 \text{ t} \end{cases}$$

$$A \text{ L'ELU : } \begin{cases} R_1=1.35R_{CP}+1.6 (R_{A(L)}+R_{ST})=1063.47 \text{ t} \\ R_2=1.35R_{CP}+1.35 (R_{D240} +R_{ST})=985.49 \text{ t} \end{cases}$$

La réaction la plus défavorable est celle de la surcharge A(L) à L'ELU  $R_1=1063.47 \text{ t}$

#### **X.2.4- Etude et ferrailage de la pile :**

##### **X.2.4.1-La chevêtre :**

L'étude du chevêtre est faite sur deux étapes, une étude à la flexion et une étude à la torsion.

##### **a)-étude et ferrailage du chevêtre à la flexion :**

- **Évaluation des efforts** : le calcul est fait à l'aide de logiciel ROBOT qui donne :

Le moment max a mi travée est :  $M_{ELS} = 23.69t.m$

$$M_{ELU} = 31.85t.m$$

Le moment max sur appui est :  $M_{ELS} = 128.15t.m$

$$M_{ELU} = 172.28t.m$$

L'effort tranchant sur appui est:  $T_{ELS} = 155.00 t$

$$T_{ELU} = 208.37 t$$

- **Armatures Longitudinales inferieures :**

$f_{c28} = 30MPa$

Acier FeE40 A ( $f_e = 400MPa$ )

Coefficient d'équivalence acier/béton  $n = 15$

Coefficient de sécurité du béton  $\gamma_b = 1.5$

Coefficient de sécurité du l'acier  $\gamma_s = 1.15$

Coefficient de durée du chargement:  $\theta = 1$

Le calcul est fait selon les règles de BAEL 91

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_c}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1 \times 1.5} = 17 MPa$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

$$d = 0.9.h = 0.9 \times 1.2 = 1.08 m$$

$$D'où: \mu = \frac{31.85}{0.6 \times 1.08^2 \times 17} \times 10^{-2} = 0.026$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.35$$

D'après le tableau on obtient :

$$\alpha_c = 0.4707 ; \mu_c = 0.3056$$

$$\mu < \mu_c \quad (S.S.A.C)$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.089$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.041$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{31.85}{1.041 \times 348} \times 10^2 = 8.79 cm^2$$

Soit 7 HA 25 ( $A_s = 34.36 cm^2$ ) (ferraillage longitudinal inferieure)

- **Vérification des contraintes a l'ELS :**

$$M_{ser} = 30.79t.m ; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18MPa ; \overline{\sigma}_{st} = 215.5MPa.$$

$$\frac{b \cdot X^2}{2} + n A_s' (X - c') - n A_s (d - X) = 0 \quad A_s' = 0 ; A_s = 34.36 cm^2$$

$$X = 0.211m ; I_1 = 8.85 \times 10^{-3} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} = 7.34MPa < 18MPa ;$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} = 110.11MPa < 215.5MPa.$$

Les deux conditions sont vérifiées.

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = 29.808 \text{ cm}^2 < A_s \quad (\text{C.N.F}) \text{ est vérifiée.}$$

• **Ferrailage longitudinal supérieure :**

**ELU :**  $M_U = 172.28 \text{ t.m}$  ;  $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_c}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1 \times 1.5} = 17 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 \cdot f_{bu}} ; d = 0.9 h = 0.9 \cdot 1.2 = 1.08 \text{ m}$$

D'où:  $\mu = \frac{127.28 \times 10^{-2}}{0.6 \times 1.08^2 \times 17} = 0.1$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = 1.35$$

D'après le tableau on obtient :

$$\alpha_c = 0.4707 ; \mu_c = 0.3056$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow (\text{S.S.A.C})$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.16 ; Z = d (1 - 0.4\alpha) = 1.01 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \sigma_s} = \frac{172.28}{1.01 \times 348} \times 10^2 = 49.015 \text{ cm}^2$$

Soit 7 HA32 ( $A_s = 56.30 \text{ cm}^2$ ) (ferrailage longitudinal supérieur).

• **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$M_{ser} = 128.15 \text{ t.m} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_{st} = 215.5 \text{ MPa.}$$

$$\frac{b \cdot X^2}{2} + n A_s' (X - c') - n A_s (d - X) = 0 \quad \text{avec } A_s' = 0 ; A_s = 56.30 \text{ cm}^2$$

$$X = 0.263 \text{ m} ; I_1 = 6.84 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} = 4.92 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} = 73.8 \text{ MPa} < 215.5 \text{ MPa.}$$

Les deux conditions sont vérifiées.

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 29.80 \text{ cm}^2 < A_s \quad (\text{C.N.F}) \text{ vérifiée}$$

• **Armatures transversales :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min (0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

Avec :  $\tau_u$  : contrainte tangentielle dans le béton.

$V_u$  : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

$$\tau_u = \frac{2.08}{2 \times 1.08} = 0.96 \text{ MPa} < 2.7 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de St

$$St_{\max} = \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 1.08 ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

Inférieur à 20 cm d'après SETRA. Donc on prend **St = 15 cm.**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} K}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \gamma_s b_0 \quad \text{Avec } K=1 \text{ pas de reprise de bétonnage. } \alpha = 90^\circ$$

$$\Rightarrow A_t \geq 2.21 \text{ cm}^2, \text{ donc on prend } A_t = 4.5 \text{ cm}^2$$

Section d'armature minimale :

$$A_{\min} = 0.4 \frac{S_t \times b_0}{f_e} = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{t1} = \max (A_t.; A_{\min}) = 4.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{4 \text{ HA } 12} (A_s = 4.52 \text{ cm}^2).$$

**b)-Etude du chevêtre a la torsion :**

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des Poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion.

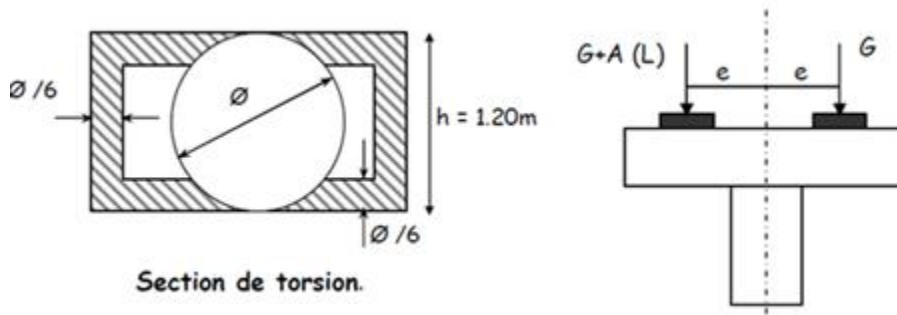


Figure X-9

Les règles de « B.A.E.L » adoptent une épaisseur fictive de la paroi =  $\frac{\text{Ø}}{6} = 0,2 \text{ m}$  telle que :  $\text{Ø} = 1.20\text{m}$ ,  $e = 55 \text{ cm}$ .

Le cas le plus défavorable pour la justification du chevêtre à la torsion, se présente en exploitation lors du passage de la surcharge A(L).

**b.1 Calcul du moment de torsion :**

- **moment de torsion du au surcharge A(L) :**

$$M_{u1} = 1.35 [(R_G + R_{A(L)}) \times e - R_G \times e]$$

$$M_{u1} = 1.35 \times R_{A(L)} \times e = 1.35 \times 15.27 \times 0.5$$

$$M_{u1} = 10.31 \text{ t.m / appui}$$

- **moment de torsion du au poids propre G :**

Pour les surcharges permanentes, on doit considérer les cas de l'ouvrage en construction c -à- d une seule travée repose sur le chevêtre.

$$R_G = 74.31/2 = 37.156 \text{ t/appui}$$

$$\text{Donc } M_{u2} = 1.35 \times R_G \times e = 1.35 \times 37.156 \times 0.5 = 25.08 \text{ t.m}$$

- **moment de torsion du au force de freinage :**

On considère un moment de torsion  $M_{u3}$  du au l'effort de freinage.

$$F_t = (30/2) \times 1.2 = 18 \text{ t (voir l'appareil d'appui)}$$

$$M_{u3} = 1.35 \times F_t \times h/2 = 1.35 \times 18 \times 1.2/2 = 14.58 \text{ t.m}$$

$$M_{tu} = \max (M_{u1}, M_{u2}, M_{u3})$$

$$M_{tu} = \max (10.31, 25.08, 14.58), \text{ Donc : } M_{tu \text{ max}} = 25.08 \text{ t.m}$$

**b.2- Ferrailage de chevêtre à la torsion :**

- **Contraintes tangentielles :**

On considère une section de forme rectangulaire ayant pour hauteur celle de chevetre et de la largeur Lt limitée au diamètre du fut.

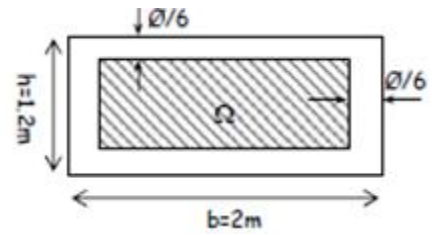


Figure X-10 : section de torsion

$$b_n = \frac{\text{Ø}}{6} = \frac{1,2}{6} = 0,2 \text{ m.}$$

$$\Omega = (2 - 2 \times 0,2) \times (1,2 - 2 \times 0,2) = 1,28 \text{ m}^2.$$

La contrainte tangentielle :  $\tau_{bt} = \frac{M_{u \max}}{2\Omega b_n} = \frac{25}{2 \times 1,28 \times 0,2} = 0,48 \text{ MPa}$

On doit vérifier :  $\tau_u + \tau_{bt} = 0,95 + 0,48 = 1,43 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3 \text{ MPa}$  vérifier

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

$\tau_{bt}$  : Contrainte de cisaillement due à la torsion.

$\bar{\tau}$  : Contrainte de cisaillement limite.

- **Armatures longitudinales :**

$$A_{sl} \geq \frac{M_{u \max} \times U}{2 \Omega f_e / \gamma_s} = 18,026 \text{ cm}^2$$

Avec : U périmètre extérieure = 6,4 cm

Donc on prend **4HA25** pour  $A_s = 19,63 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales :**

$$A_{st} \geq \frac{M_{u \max} \times St}{2 \Omega f_e / \gamma_s} = 0,42 \text{ cm}^2$$

$A_t = A_1 + A_2$  (d'après SETRA)

$$A_t = 4,5 + 0,42 = 4,92 \text{ cm}^2$$

D'après le BAEL on prend des cadres de **HA 12** avec un espacement de 15cm.

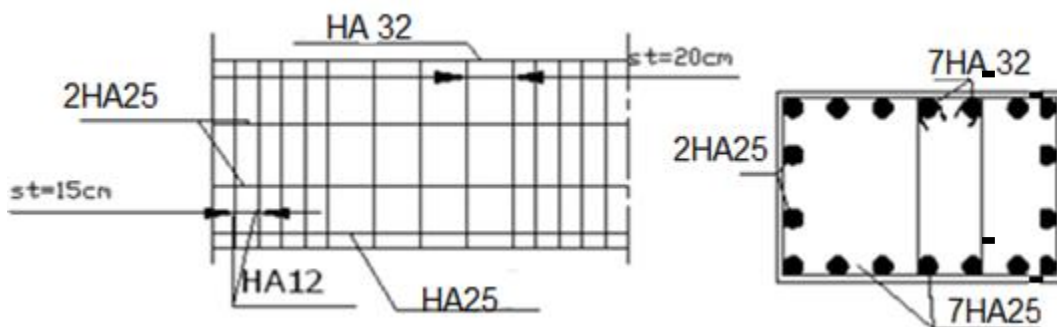


Figure X-10 : ferrailage du chevetre

**X.2.4.2-Etude du fut :**

Les futs ont pour rôle de transmettre aux fondations les efforts dus aux charges et surcharges. Ils sont sollicités en flexion composée.

**a)-Evaluation des charges et surcharges en condition normales :****a .1-Charges verticales :****Charges permanentes :**

$$\text{Poids propre du tablier: } V_t = \frac{520.195}{3} = 173.39 \text{ t/fut}$$

$$\text{Poids propre du chevêtre: } V_c = \frac{60}{3} = 20 \text{ t/fut}$$

$$\text{Poids propre du fut : } V_f = 2.5 \times \pi (1.2)^2 \times 6.7 \times 0.25 = 18.93 \text{ t}$$

**Surcharge :**

$$\text{La surcharge A(L) : } V_{A(L)} = \frac{213.84}{3} = 71.28 \text{ t}$$

$$S_t = 7.5 \text{ t}$$

$$S = 1.2 (A(L) + S_t) = 94.53 \text{ t}$$

La charge verticale totale :  $Q_v = 306.85 \text{ t}$

**a.2-Charges horizontaux :**

Freinage du au système B<sub>C</sub> :  $H_{BC} = 15 \text{ t}$

$$\text{Soit par fut } \frac{15}{3} = 5 \text{ t}$$

L'effet de freinage du a A(L) :

$$F_t = [PA / (20 + 0.0035 S)] = [8.07 \times 26.5 / (20 + 0.0035 \times 7 \times 26.5)]$$

$$F_t = 10.35 \text{ t}$$

L'effort de freinage revenant a la pile :  $\frac{10.35}{2} = 5.175 \text{ t}$

$$\text{Soit par fut : } \frac{5.175}{3} = 1.725 \text{ t}$$

L'effort du vent : le vent agit sur la face latérale du pont avec un transit de vent  $0.20 \text{ t/m}^2$

$$\text{Fut + chevêtre : } H_v = 0.20 (3 \times 1.2 \times 6.7 + 1.2 \times 2) = 5.304 \text{ t}$$

$$\text{Soit par fut : } \frac{5.304}{3} = 1.768 \text{ t}$$

Variation linéaire : seul l'effort du a la température agit dans un seul sens, pour le retrait et le fluage, ils s'agissent dans deux sens, donnant un effort nul,

$$H = \frac{G \times \varepsilon \times a \times b}{4} = \frac{9 \times 0.265 \times 25 \times 40}{4} = 0.59 \text{ t}$$

$$H = \frac{0.59 \times 14}{3} = 2.75 \text{ t /fut}$$

**b)-Détermination de l'effort sollicitant pour chaque fut :**

L'effort normale  $N = 306.85 \text{ t}$

Le moment a la base de fut :

- Freinage de A(l) :  $M_{A(L)} = 1.725 \times (0.20 + 1.5 + 1.2 + 6.7) = 16.56 \text{ t.m}$
- Freinage de Bc :  $M_{BC} = 5 \times (0.20 + 1.5 + 1.2 + 6.7) = 48 \text{ t.m}$
- L'effort du vent :  $M_{HV} = 1.768 \times (1.2 + 6.7) = 13.96 \text{ t.m}$
- Variation linéaire :  $M_v = 0.59 \times (0.20 + 1.5 + 1.2 + 6.7) = 5.664 \text{ t.m}$

Combinaison de ces efforts :

- freinage +variation linéaire =64.80 t. m
- freinage + vent : = 66.05 t.m

**c)-Détermination des charges et des surcharges aux conditions sismiques :**

**Charges verticale :**

Le poids totale = 636.96 t

Surcharges : 221.34 t

$K_v = 0.06$

$N_{max} = 636.96 \times (1+0.06) = 675.17 \text{ t}$  , soit par fut :  $\frac{675.17}{3} = 225.05 \text{ t /fut}$

$N_{min} = 636.96 \times (1-0.06) = 598.74 \text{ t}$  , soit par fut :  $\frac{598.74}{3} = 199.58 \text{ t /fut}$

**Charge horizontale :**

$K_h = 0.2$

Donc :  $\frac{636.96}{3} \times 0.2 = 42.464 \text{ t /fut}$

**d)-Détermination de moment a la base de fut :**

$M_s = 0.2 (520.195 \times 9.6 + 60 \times 7.9 + 18.93 \times 6.7) = 1189.94 \text{ t.m}$

Soit par fut :  $\frac{1189.94}{3} = 372.98 \text{ t.m /fut}$

**Combinaison :** séisme + variation linéaire = 378.564 t.m

**e)-Ferrailage de fut :** le calcul se fait en flexion composée.

- Condition normale :
  - $N_{ser} = 306.85 \text{ t}$
  - $N_{ult} = 1.35 \times 306.85 = 414.24 \text{ t}$
  - $M_{ult} = 1.35 M_{v1} + 1.6 M_{frei} = 110.94 \text{ t.m}$
  - $M_{ser} = M_{v1} + M_{frei} = 70.224 \text{ t.m}$
- Condition extrême :
  - $N_{min} = 199.58 \text{ t}$

$M_u = M_{sei} + M_{v1} = 372.98 + 5.664 = 378.644 \text{ t.m}$

La section d'armatures est donnée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{\pi R^2 f_{c28}}{f_e} \cdot w \quad \text{Avec } w = 0.21 \quad (\text{tirés par les abaques de WALTHER})$$

$$D'où : A_s = \frac{\pi \cdot 0.6^2 \cdot 30}{400} \cdot 0,21 = 176.7 \text{ cm}^2$$

On prend **22HA 32** avec un espacement de  $e=15 \text{ cm}$ .

**Condition de non fragilité :**

$$A_s = 0.23 \cdot \frac{\pi D^2 f_{t28}}{4 \cdot f_e} = 0.23 \cdot \frac{\pi \cdot 1.2^2 \cdot 2.7}{4 \cdot 400} \cdot 10^4 = 17.54 \text{ cm}^2 \quad A_s < 176.7 \text{ cm}^2$$

**Les armatures transversales :**

$$\Phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{32}{3} = 10.66 \text{ cm}$$

On prend **Φ12**. Avec un espacement de 15 cm.

Susceptibilité du fut au flambement :

L'élançement

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec : } l_f = 0.707 \times l_0$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\pi \phi^4}{64 \cdot \pi \cdot \phi^2} \cdot \frac{\phi}{4}}$$

$$\text{Donc : } \lambda = \frac{0.707 \times l_0}{\phi/4} = \frac{0.707 \times 4 \times 7.6}{1.2} = 17.91$$

$\lambda = 17.91 < 50$  : le fut ne risque pas de flamber.

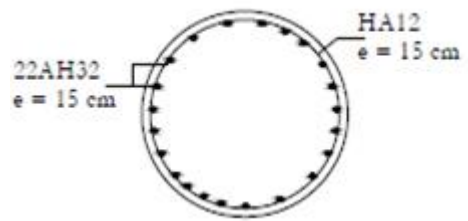


Figure X-11 : ferrailage de fut

**X.2.4.3- Etude de la semelle sous pile :**

**Calcul de la capacité portante du sol :**

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

$$Q_{pu} = 4.098 \text{ MPa} \quad Q_{su} = 3.61 \text{ MPa, pour } L=8\text{m.}$$

$$Q_u = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$Q_u = 1.13 \times 3.25 = 367.25 \text{ t.}$$

**a)- Calcul des efforts sollicitant la semelle sous pile :**

Poids propre de la semelle :  $N_s = \rho \cdot v$  avec :  $\rho = 2,5 \text{ t/m}^3$

$$N_s = 2,5 \times 5.4 \times 1,5 \times 9 = 182.25 \text{ t}$$

Poids propre du remblai :  $N_r = \rho \cdot h_r (S_s - S_f)$  avec :  $\rho = 2 \text{ t/m}^3$

$h_r$  : la hauteur de remblai au dessous de la semelle :

$$N_r = 2 \times 1.5 \times (5.4 \times 9 - 3 \times 3.14 \times (0.6)^2) = 135.62 \text{ t}$$

Désignation	FH(t)	FV(t)	Z (m)	M (t.m)	
Tablier	/	520.195	/	/	
Chevêtre	/	60	/	/	
Fut	/	18.93	/	/	
Semelle	/	182.25	/	/	
Remblai	/	135.62	/	/	
A(l)	/	106.92	/	/	
Bc	/	95.57	/	/	
D 240	/	155.73	/	/	
F A(L)	5.175	/	11.4	58.995	
F B c	15	/	11.4	171	
Séisme					
Tablier	104.039	551.4	488.98	11.4	1186.04
Chevêtre	12	63.6	56.4	9.65	115.8
Fut	3.786	20.06	17.79	8.15	30.85
Semelle	36.45	193.18	171.31	0.75	36.45
Total		828.24	734.48		1369.14

Tableau X-10 : Calcul des efforts sollicitant la semelle sous pile

**Calcul des réactions max et min :**

Dans le cas particulier d'une fondation reposant sur deux files de pieux verticaux on obtient :

$$R = \frac{N}{n} \pm \frac{M_{xy}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_y x}{\Sigma x^2}$$

Avec :  $M_x$  : moment suivant l'axe x

$M_y$  : moment suivant l'axe y

$x_i, y_i$  : l'entre axe suivant x et y

**Détermination de nombre de pieux :**

$$N = \frac{\text{charge transmise}}{\text{capacite portante d'un pieu}} = \frac{1274.91}{367.25} = 3.47 \text{ donc on prend}$$

$N = 6$  pieux

➤ **Condition normal**

$$\begin{cases} R_{\max} = \frac{N}{6} + \frac{M}{6 \times 1.8^2} = \frac{1274.91}{6} + \frac{229}{6 \times 1.8^2} = 224.26 \text{ t} \\ R_{\min} = \frac{N}{6} - \frac{M}{6 \times 1.8^2} = \frac{1274.91}{6} - \frac{229}{6 \times 1.8^2} = 200.7 \text{ t} \end{cases}$$

➤ **Condition sismique :**

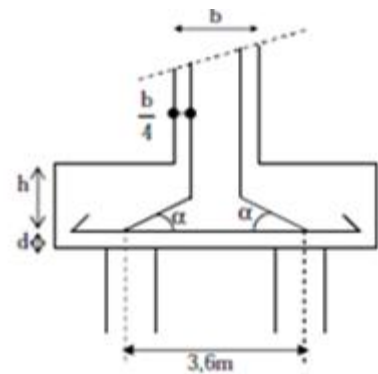


Figure X-12: coupe sur la semelle

$$\begin{cases} R_{\max} = \frac{N}{6} + \frac{M}{6 \times 1.8^2} = \frac{828.24}{6} + \frac{1369.14}{6 \times 1.8^2} = 208.46 \text{ t} \\ R_{\min} = \frac{N}{6} - \frac{M}{6 \times 1.8^2} = \frac{734.48}{6} - \frac{1369.14}{6 \times 1.8^2} = 51.98 \text{ t} \end{cases}$$

-Vérification de poinçonnement :  $R_{\max} = 224.25 \text{ t} < 367.25 \text{ t}$  **vérifié**

-Vérification de soulèvement :  $R_{\min} > 0$  **verifié**

**b)-Ferrailage de la semelle :**

On applique la méthode des bielles, tel que cette méthode est valable si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1.5 - 0.1}{\frac{3.6}{2} - \frac{1.2}{4}} = \Rightarrow \alpha = 45^\circ \text{ (c'est vérifier)}$$

$$h = 1.5 \text{ m} \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.5 \text{ m} \text{ (c'est vérifier)}$$

**Condition sismique :**

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_1 = \frac{R_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \frac{\left(\frac{L-b}{2}\right)}{h} = 52.115 \text{ cm}^2$$

**Condition normale :**

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 2666 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_2 = \frac{R_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \frac{\left(\frac{L-b}{2}\right)}{h} = 84.11 \text{ cm}^2$$

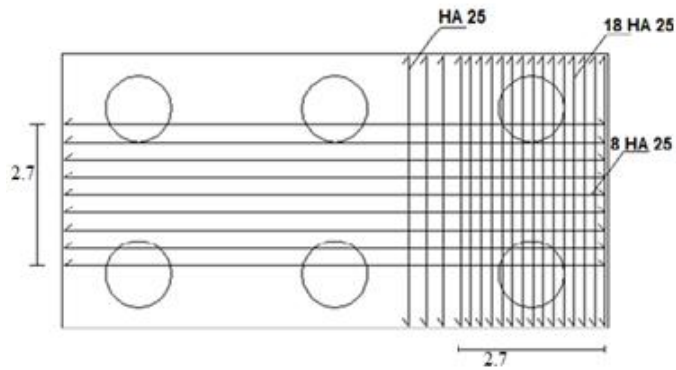


Figure X-13 : ferrailage inferieure de la semelle

La condition la plus défavorable c'est la condition normale

$$A_s = 84.11 \text{ cm}^2$$

On prend: **18 HA 25** ;  $A_s = 88.36 \text{ cm}^2$

L'espacement est de :  $St = \frac{\Phi + H - d}{N - 1}$

N : nombre de la barre

d : Enrobage 10cm

$\Phi$  : Diamètre de pieu

$$St = \frac{120 + 150 - 10}{18 - 1} = 15.29 \text{ cm} \quad ; \text{ on prend un espacement de } 16 \text{ cm.}$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$$L = h + \Phi \text{ pieu} = 150 + 120 = 270 \text{ cm}$$

Entre les différents bandes, on utilisera des armatures de répartitions tel que :

$$A_r = \frac{1}{3} A = 29.45 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 6 \text{ HA}25 \quad A_{\text{eff}} = 29.45 \text{ cm}^2$$

**Armatures longitudinales inferieures dans la semelle :** pour assurer la transmission des efforts entre les futs et les pieux on utilise les armatures de répartitions :

$$A_2 = \frac{1}{3} A = 29.45 \text{ cm}^2$$

Soit 8 HA25  $A_{\text{eff}} = 39.45 \text{ cm}^2$

$$St = \frac{120 + 150 - 10}{6 - 1} = 50 \text{ cm}$$

**Armatures de constructions :**

**a) armatures transversales supérieures :**

$$A_3 = \frac{1}{10} A = 8.836 \text{ cm}^2$$

Soit **8HA 12**  $A_s = 9.05 \text{ cm}^2$

$$\text{L'espacement } St = \frac{120 + 150 - 10}{8 - 1} = 37.14$$

On prend  $S_t = 40 \text{ cm.}$

**b) Armatures longitudinales supérieures :**

$$A_4 = \frac{1}{3} A = 29.45 \text{ cm}^2$$

Soit: 6 HA 25  $A_s = 29.45 \text{ cm}^2$

$$St = \frac{120+150-10}{6-1} = 50 \text{ cm}$$

c) Armatures latérales :

$$A_3 = \frac{1}{10} A = 8.836 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 8\text{HA } 12 \quad A_s = 9.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{L'espacement } St = \frac{120+150-10}{8-1} = 7.14 \text{ cm}$$

On prend  $St = 40 \text{ cm}$

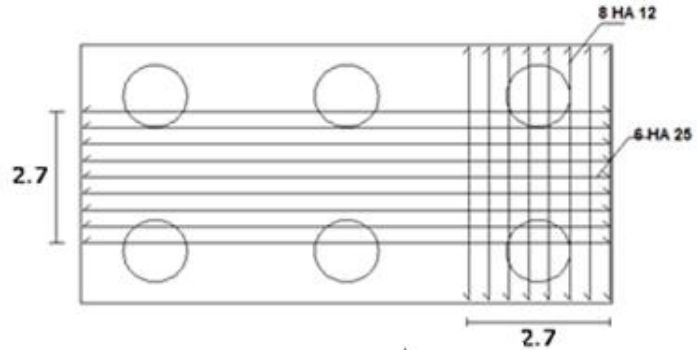


Figure X-14 : ferrailage supérieure de la semelle

#### X.2.4.4-ETUDE ET FERRAILAGE DES PIEUX :

Action sur les pieux : Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4ème ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b_y = 0$$

$b$  : Diamètre du pieu.

$C_u$ : Module de réaction du sol.

$y$  : Déplacement en tête du pieu.

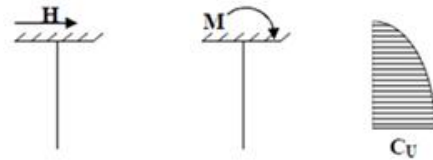


Figure X-16: système statique des pieux

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

$\alpha$  : Longueur élastique du pieu.

Calcul de  $\lambda$  :

$\lambda$ : Coefficient d'amortissement du module de WERNER

$b = \Phi \text{ pieu} = 120 \text{ cm}$

$C_u = 2.70 \text{ kg/cm}^3 = 2700 \text{ t/m}^3$  (voir le rapport géotechnique)

$E$  : module d'élasticité du béton =  $21000 \sqrt[3]{300} = 1.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

$I$  : moment d'inertie du pieu

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (120)^4}{64} = 10.17 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_u}{4EI}} = 0.27 \text{ m}^{-1}$$

D'où :  $\lambda L = 0.27 \times 8 = 2.16$  avec  $L = 8 \text{ m}$

a)- Effort tranchant en tête du pieu :

Condition normale :

Freinage = 20.175 t

D'où :  $\bar{P} = \frac{H}{6} = 3.3625$  t /pieux

**Condition sismique :**

Séisme = 156,275t

D'où :  $\bar{P} = \frac{H}{6} = 26.045$ t/pieu

**b)- Calcul des moments par la formule de WERNER :**

La méthode de WERNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P}$$

Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est

le déplacement avec rotation nulle.  $M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$

$\bar{M}$  : Moment en tête du pieu.

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement =  $\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_U}{4EI}} = 0.27m^{-1}$ .

Dans notre cas pour L = 8.00m on a  $\lambda L = 2.16m$ .

$\chi_{\theta M}$  ,  $\chi_{\theta P}$  : Donnés par les abaques de WERNER en fonction de  $\lambda L$ .

$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0 \quad \rightarrow \quad \bar{M} = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

• - **Détermination des coefficients  $\chi_{\theta P}$ ,  $\chi_{\theta M}$ :**

$$\begin{cases} \lambda L = 2 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,21 & \chi_{\theta M} = 2.01 \\ \lambda L = 3 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,6 & \chi_{\theta M} = 2.69 \end{cases}$$

$\lambda L = 2.16 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.2724$  ;  $\chi_{\theta M} = 2.1188$

**Condition normale :**

$$\bar{P} = 3.3625 \text{ t / pieu} \quad \Rightarrow \quad \bar{M} = \frac{-1.2724}{2.1188} \times \frac{3.3625}{0.27} = -7.47 \text{ t.m}$$

**Condition sismique :**

$$\bar{P} = 26.045 \text{ t / pieu} \quad \Rightarrow \quad \bar{M} = \frac{-1.2724}{2.1188} \times \frac{26.045}{0.27} = -57.92 \text{ t.m}$$

**c)- Détermination des moments tout le long du pieu :**

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

**Condition normale :**

$$M(z) = -7.47 \times \chi_{\theta M} + \frac{3.3625}{0.27} \times \chi_{\theta P}$$

**Condition sismique :**

$$M(z) = -57.92 \times \chi_{\theta M} + \frac{26.045}{0.27} \times \chi_{\theta P}$$

c) -Ferrailage :

**Armatures longitudinales :**

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de WALTHER (voir annexe). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$N_{\min} = 208.7 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 57.92 \text{ t.m}$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{208.7}{3.141 \times 0.60^2 \times 1.20 \times 3000} = 0.051$$

$$\frac{M_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{57.92}{3.141 \times 0.60^2 \times 3000} = 0.017$$

Donc d'après l'abaque de Walther :  $w=0.10$

$$\omega = \frac{F_a \sigma_f}{\pi R^2 \beta_w} = 0.10 \Rightarrow F_a = 84.78 \text{ cm}^2.$$

On prend :

**29HA20** pour  $A_s = 93.258 \text{ cm}^2$ .

**Armatures transversales :**

On prendra des cercles avec de HA12 et un espacement de 20cm dans la zone courante et 10 cm dans la zone de jonction.

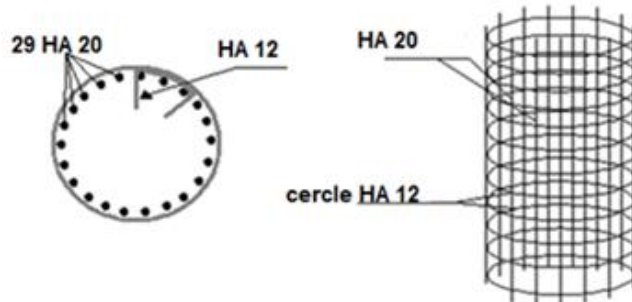


Figure X-17 : ferrailage des pieux

### **Conclusion :**

Nous avons traité dans ce mémoire les étapes principales de l'étude d'un pont en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous avons retenu la variante la plus avantageuse pour la pré dimensionner et étudier d'une manière profonde.

A la fin de ce travail, on a pu acquérir une bonne formation dans le domaine des ouvrages d'art et plus précisément les ponts en béton précontraint mais elle reste toujours imparfaite car elle devra être complétée dans la vie professionnelle.

## BIBLIOGRAPHIE

### Ouvrages :

- J.A. Calgaro, M. Anne BERNARD-GELY. Cours l'école nationale des ponts et chaussée.
- Henry. Thonier. 2<sup>ème</sup> édition le béton précontraint aux états limites. Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris.
- BAEL 91 mode 99.
- Le BPEL91.
- Documents SETRA.
- PP 73.

### Cours:

- Cours 4<sup>ème</sup> année d'O.A. Mr. FEDGHOUCHE, E.N.S.T.P.
- T.D 4<sup>ème</sup> année d'O.A. Mr. BOUTAMINE, E.N.S.T.P.
- T.D mécanique des sols 4<sup>ème</sup> année, Mme BADAOUI, E.N.S.T.P.
- Cours 4<sup>ème</sup> année béton armé Mr. BENRADOUANE.

### Thèses :

- Thèses d'option ouvrage d'art (ENSTP).

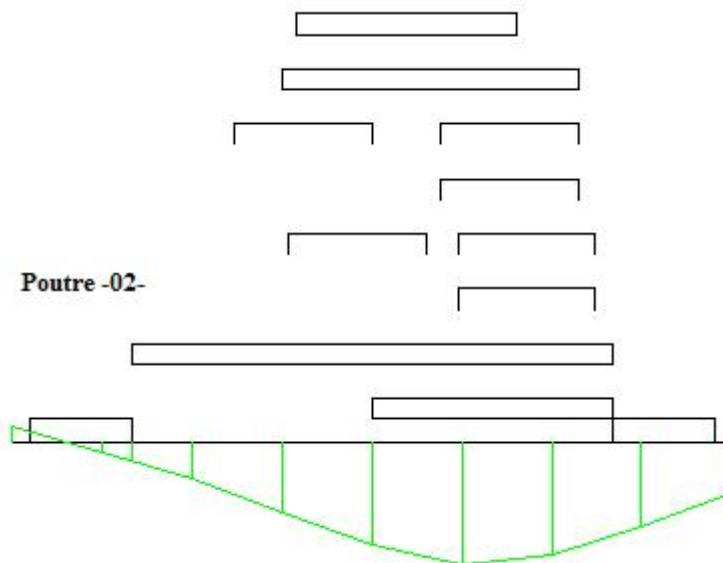
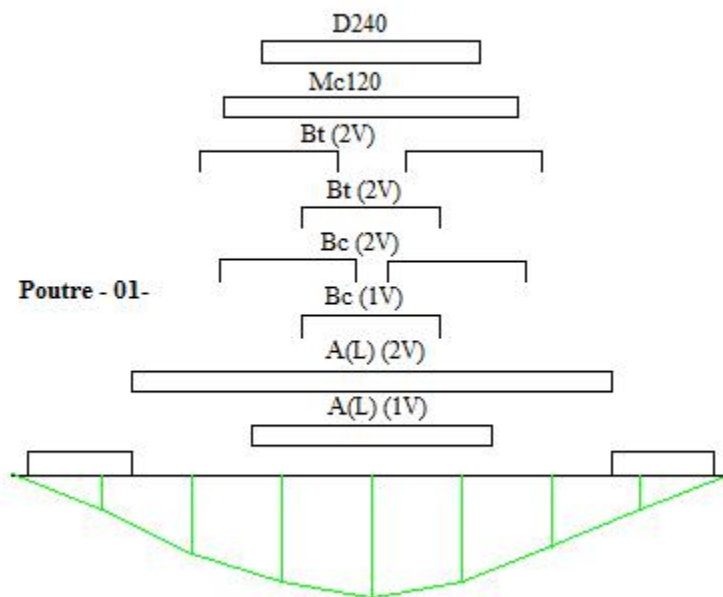
### Norme :

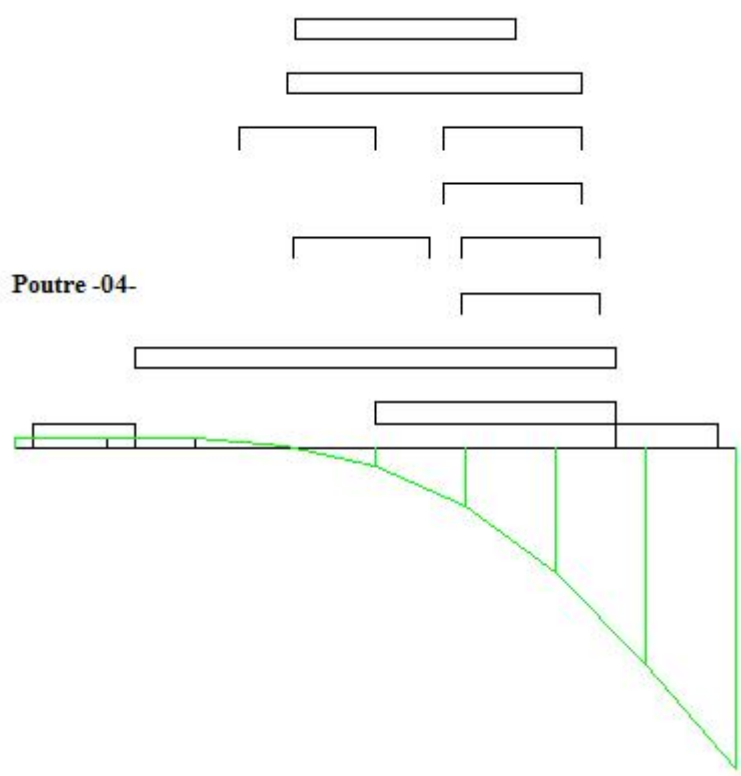
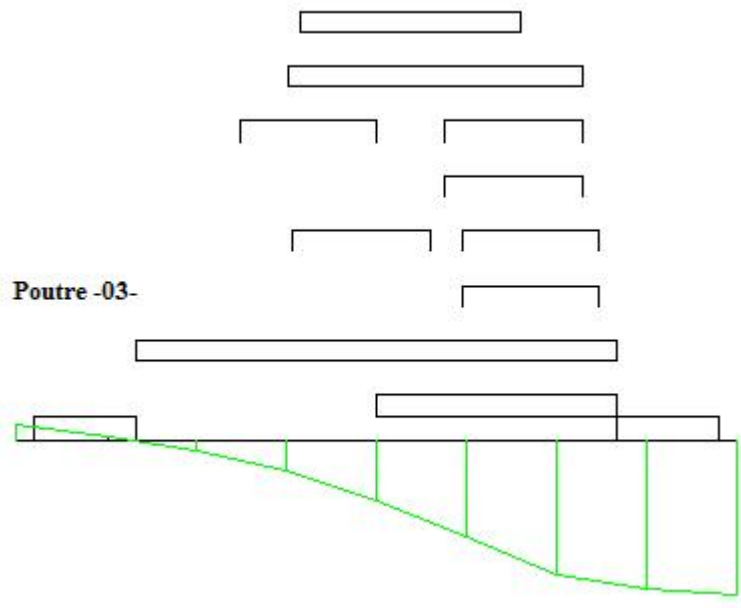
- Norme algérienne (fascicule 61 –Titre II).

### Logiciels :

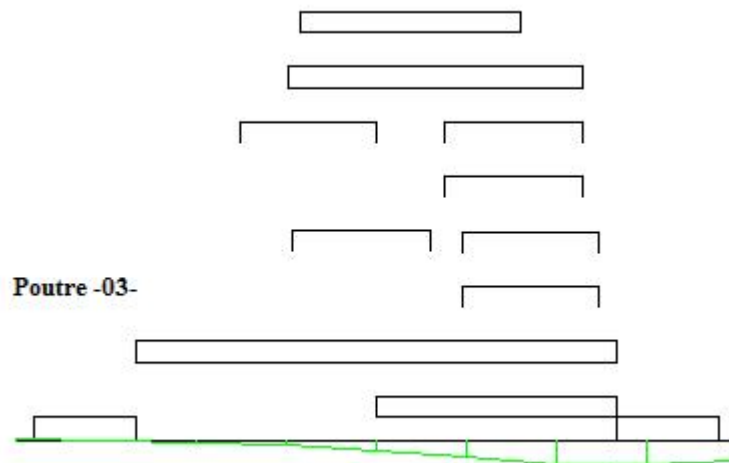
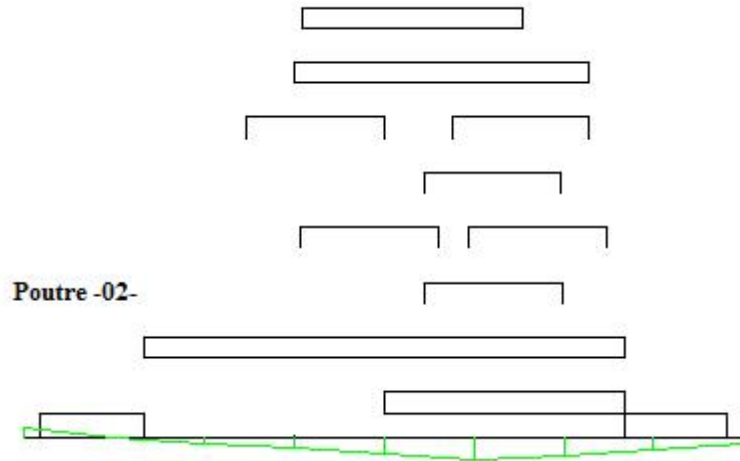
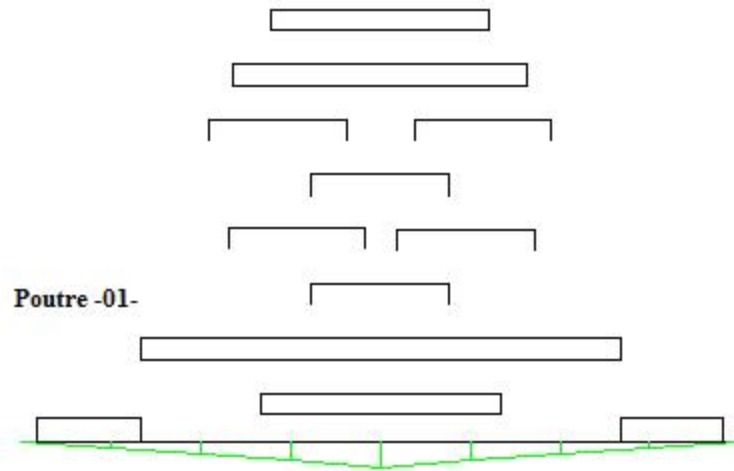
- Microsoft office 2007.
- Autocad 2008 : logiciel de dessin.
- ROBOT MELINIUM.
- EXPERT, pour le ferrailage.

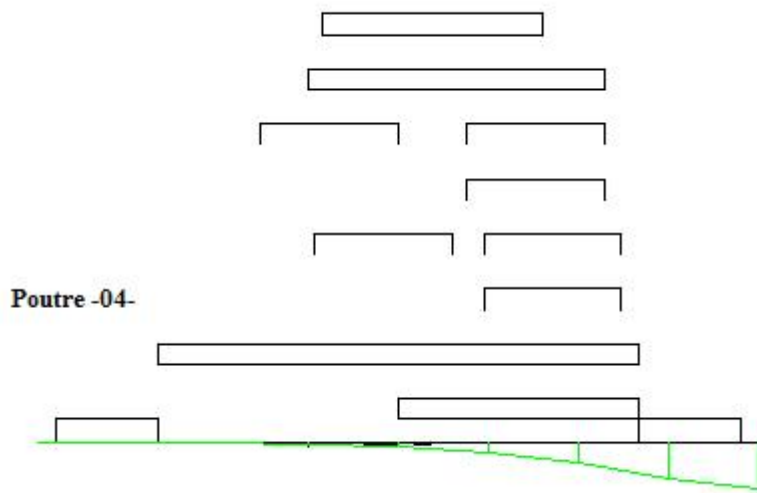
- Lignes d'influences répartition transversale pour les poutres :
- $-1.K \alpha$  :



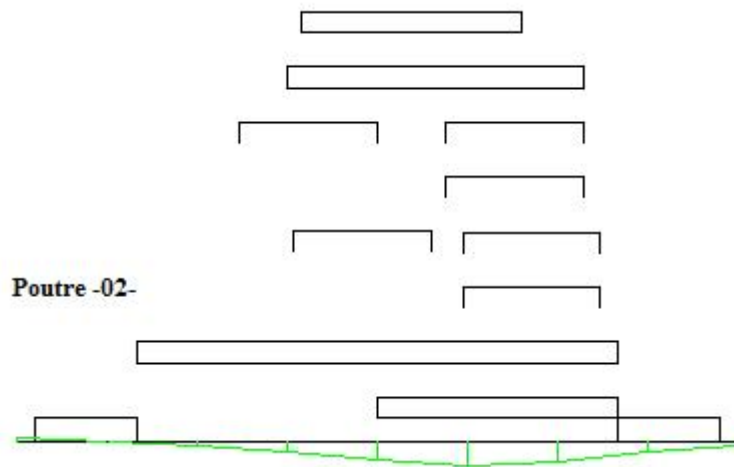
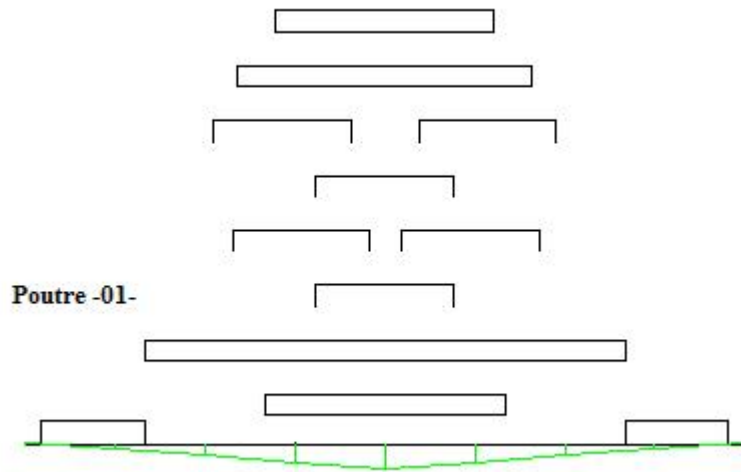


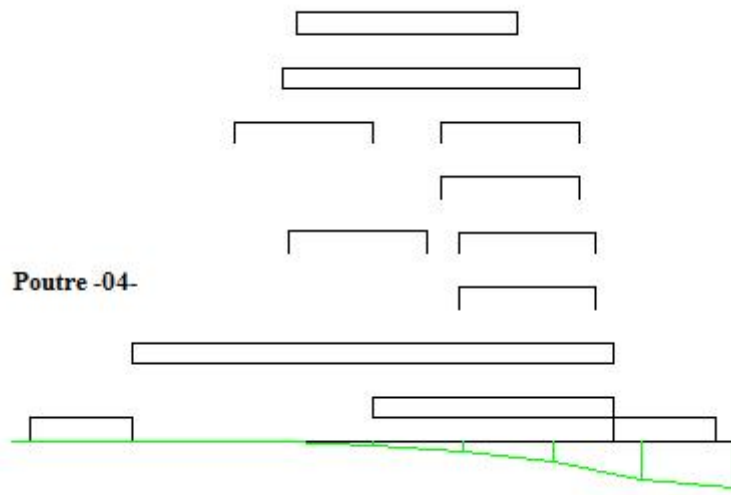
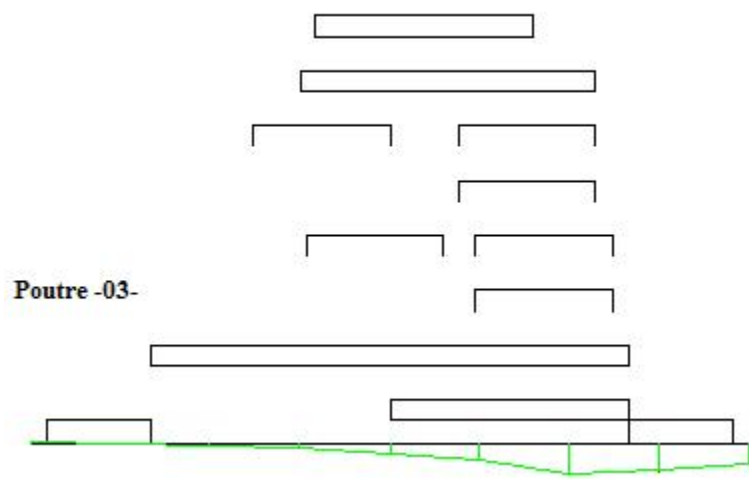
- $-2.\xi\alpha$  :



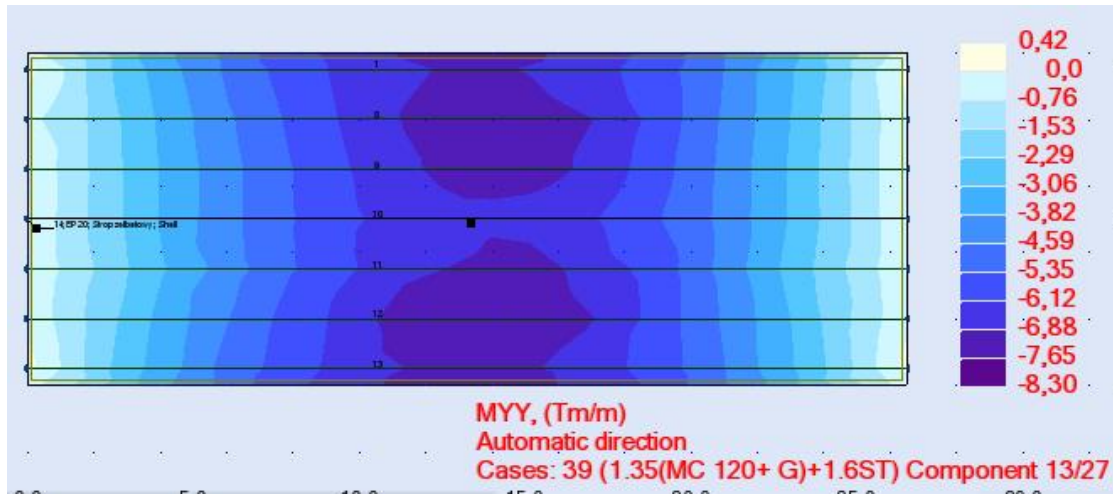


**-3.8'a :**

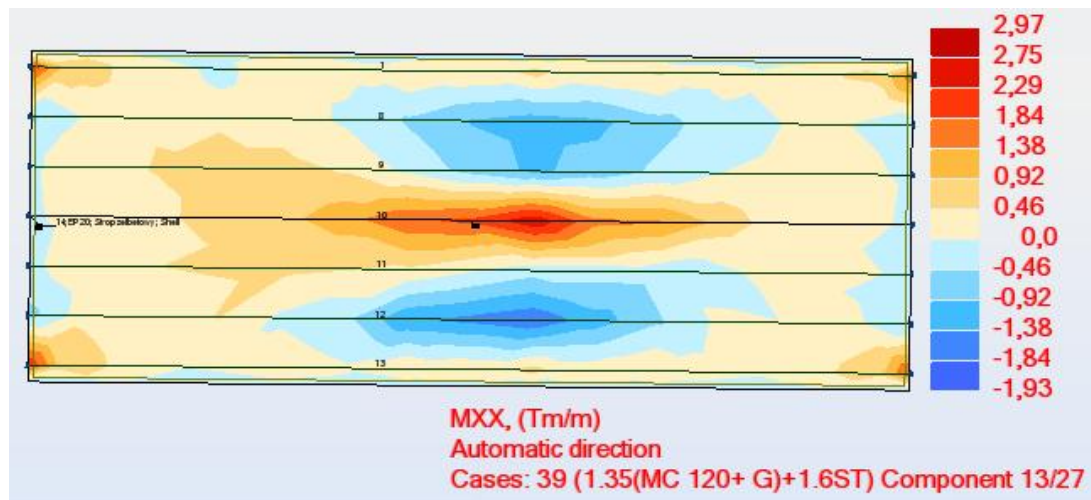




## Les diagrammes de flexion pour la dalle

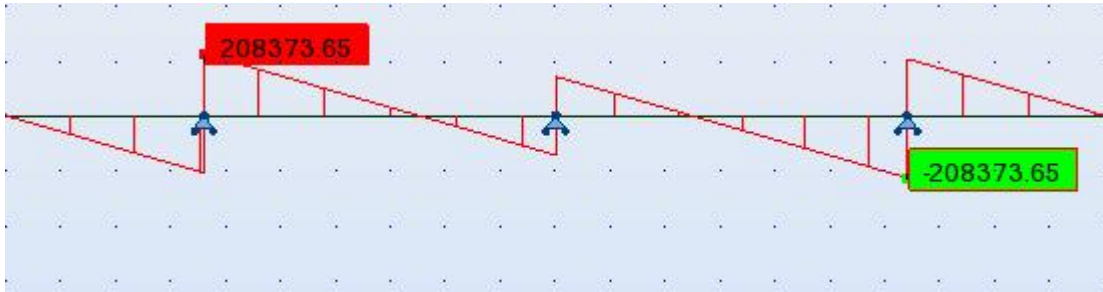


## MOMENT FLEXION LONGITUDINALE DE LA DALLE

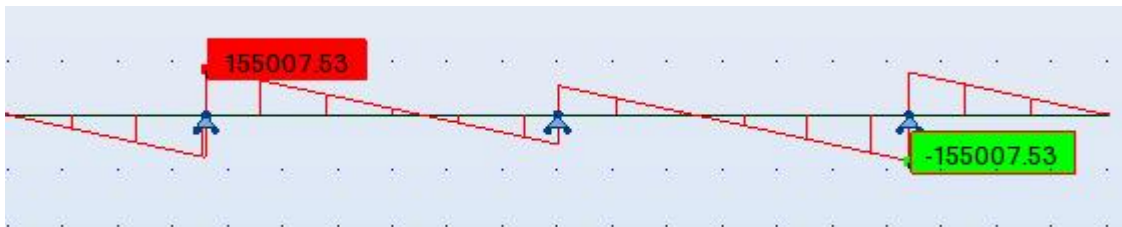


## MOMENT DE LA FLEXION TRANSVERSALE DE LA DALLE

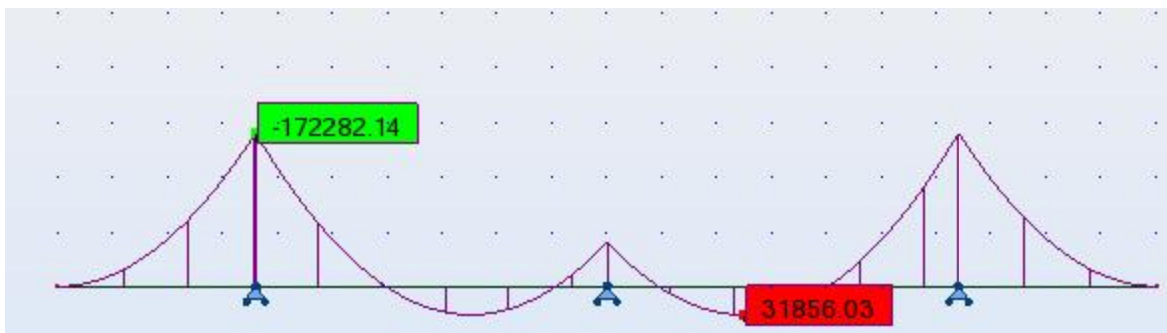
## Les diagrammes d'effort tranchant (Kg) et moment fléchissant (Kg.m)



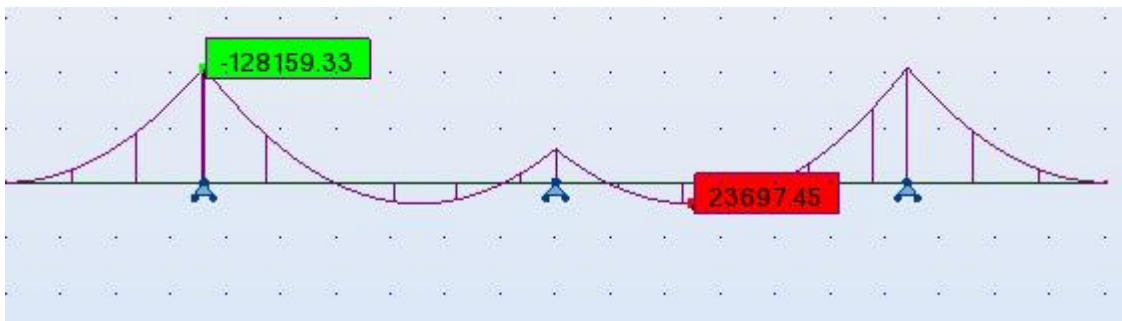
EFFORT TRANCHANT CHEVETRE A L ELU



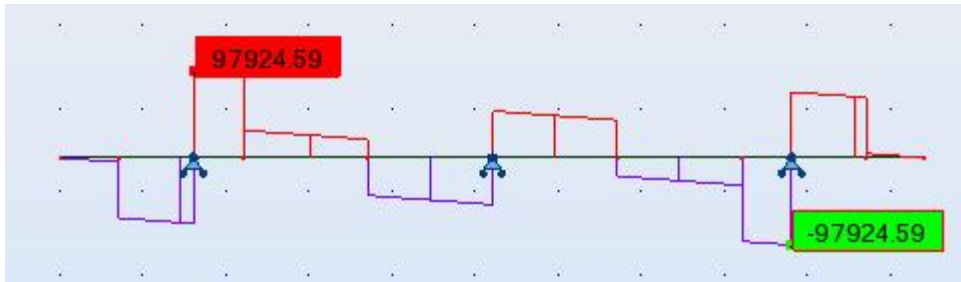
EFFORT TRANCHANT CHEVETRE A L ELS



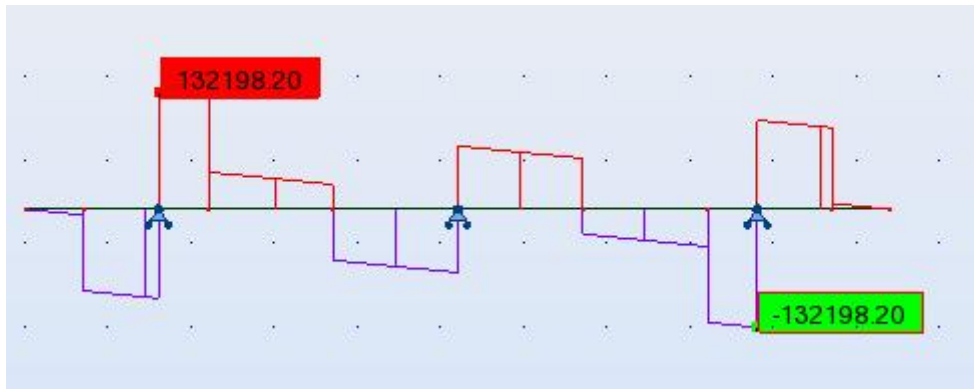
MOMENT FLECHISSANT CHEVETRE A L ELU



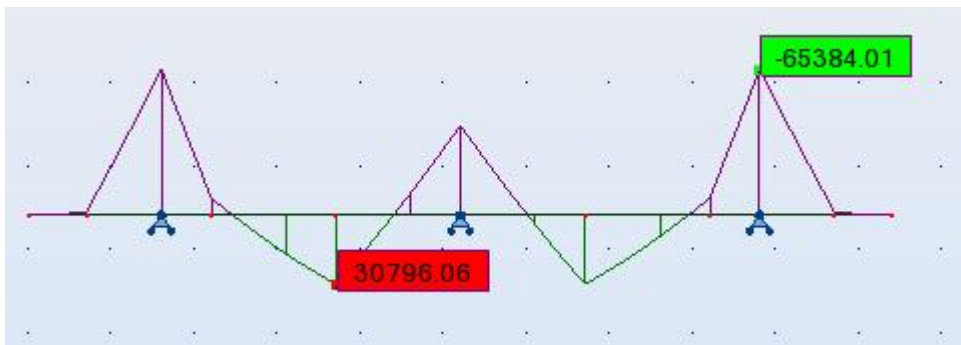
MOMENT FLECHISSANT CHEVETRE A L ELS



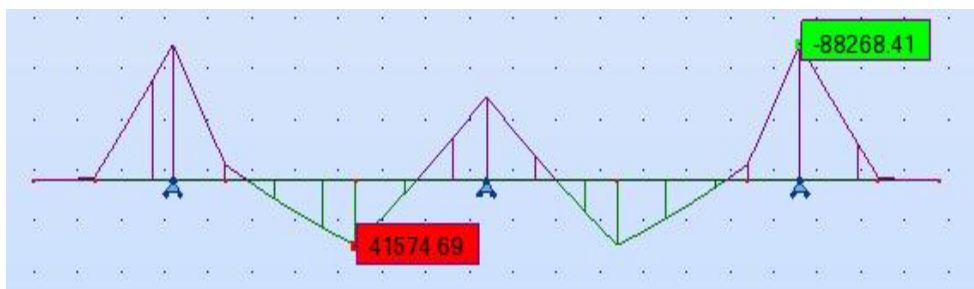
**EFFORT TRANCHANT A L ELS DANS LA SEMELLE**



**EFFORT TRANCHANT A L ELU DANS LA SEMELLE**



**MOMENT A L ELS DANS LA SEMELLE**



**MOMENT A L ELU DANS LA SEMELLE**