

## 2. Présentation de la note de calcul

La présente note de calcul est structurée comme suit :

- II) note d'hypothèses générales ;
- III) calcul des ponts à poutres en béton armé de 15,8 m de portée ;
- III) calcul des ponts à poutres en béton armé de 18,8 m de portée ;
- IV) calcul des ponts mixtes bipoutres ;
- V) calcul des fondations des ouvrages ;
- VI) calcul des cadres fermés (dalots).

La partie I) ci-avant est consacrée au cadre et à la présentation de la note de calcul.

## II. NOTE D'HYPOTHÈSES GÉNÉRALES

### 1. Références et règlement de calcul

Les calculs sont établis selon les prescriptions des principaux documents suivants :

- Fascicule 65-A du CCTG et son additif : Exécution des ouvrages en génie civil en béton armé ou précontraint ;
- Fascicule 62 titre V Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie civil ;
- Bulletin technique numéro 1 de la DOA du SETRA relatif au calcul des hourdis de ponts ;
- Bulletin technique numéro 4 concernant les appareils d'appui et document LCPC-SETRA relatif à leur environnement (recueil des règles d'art) ;
- Complément du bulletin technique numéro 7 du SETRA ;
- Fascicule n°61 (Titre II) concernant les charges d'exploitation - Conception Calcul et épreuves des ouvrages d'art ;
- DTU 13.1 Fondation ;
- DTU 20 Maçonnerie Fondation ;
- BAEL 91 ;
- Euro code 3 : calcul des structures métalliques ;
- Euro code 4 : calcul des structures mixtes.

### 2. Caractéristiques des matériaux

#### a) Ciment

Le ciment utilisé pour la réalisation du tablier et des chevêtres sera du CPA 45.  
Celui utilisé pour les fondations, les fûts de piles et les culées droites sera en CHF ou CLK.

#### b) Béton

##### Tablier : poutre - hourdis - entretoises

- |  |                                    |
|--|------------------------------------|
| • Type de béton  | : B30                              |
| • Dosage   | : 400 kg/m <sup>3</sup>            |
| • Résistance à la compression à 28 jours                           | : $f_{c28} = 3\ 000\ \text{t/m}^2$ |
| • Résistance à la traction à 28 jours                              | : $f_{t28} = 240\ \text{t/m}^2$    |
| • Module d'élasticité instantanée                                  | : $E_i/3 = 11000 * f_{c28}^{1/3}$  |
| • Module d'élasticité différée                                     | : $E_v = E_i/3$                    |
| • Raccourcissement unitaire dû au retrait (climat chaud et humide) | : $\epsilon = 2E-04$               |
| • Variation de température   | : $\Delta t = 15^\circ\text{C}$    |

##### Autres : Culées - Chevêtres - Piles - Fondations

- |  |                                  |
|--|----------------------------------|
| • Type de béton                          | : B25                            |
| • Dosage                                 | : 350 kg/m <sup>3</sup>          |
| • Résistance à la compression à 28 jours | : $f_{c28} = 2500\ \text{t/m}^2$ |
| • Résistance à la traction à 28 jours    | : $f_{t28} = 210\ \text{t/m}^2$  |

#### c) Acier

- |                                |   |
|--------------------------------|---|
| • Acier à haute adhérence (HA) | : Fe E 400 Fe = 40 000 t/m <sup>2</sup> |
| • Acier doux (DX)              | : Fe E215 Fe = 21 500 t/m <sup>2</sup>  |

## Structures métalliques

- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210\,000$  MPa
- Coefficient de poisson :  $\mu = 0,3$
- Module d'élasticité transversale :  $G = 81\,000$  MPa
- Coefficient de dilatation linéaire :  $\alpha = 11 \cdot 10^{-6}$
- Masse volumique de l'acier :  $\rho = 78,5$  KN/m<sup>3</sup>
- Nuances des poutres : S 355

### 3. Hypothèse de chargement

#### Classification

- Largeur roulable : 7,50 m
- Nombre de voies : 2
- Pont : de 1<sup>ère</sup> classe

#### Charges d'exploitation

##### a) Système de charges A

$$A_1(L) = \max. [a_1 \cdot a_2 \cdot A(l); (400 - 0.2L)] \text{ en Kg / m}^2 \quad \text{avec} \quad A(l) = 230 + \frac{36000}{l+12} \text{ kg / m}^2$$

$l$  (m) = longueur chargée

$a_1$  est fonction du nombre de voie et de la classe du pont,

$a_2 = v_0 / v$ , avec  $v_0 = 3,50$  m,  $v = Lc/2$

##### b) Système de charges B

Les charges B sont pondérées par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :

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

qui sera évalué dans chaque cas ci-après.

##### \* Système Bc (camion type)

Le camion type du système Bc a une masse totale de 30 tonnes :

- la masse portée par chacun des essieux arrières est de 12 tonnes
- la masse portée par l'essieu avant est de 6 tonnes
- la surface d'impact d'une roue arrière est de 0,25\*0,25 m<sup>2</sup>
- la surface d'impact d'une roue avant est de 0,20\*0,20 m<sup>2</sup>
- on peut disposer transversalement sur la chaussée autant de files de camions Bc que la chaussée comporte de voies de circulation et longitudinalement le nombre de camions par file est limité à 2.
- les charges Bc sont pondérées par les coefficients  $\delta$  et  $b_c = 1,10$ .

##### \* Système Bt (Essieu tandem)

- la masse par tandem est de 16 tonnes
- la surface d'impact de chaque roue est de :

- transversalement : 0,60 m
  - longitudinalement : 0,25 m
- soit  $0,60 \times 0,25 \text{ m}^2$

- on peut disposer transversalement sur la chaussée au maximum deux tandems Bt et longitudinalement le nombre de tandem est limité à 1.
- la masse totale d'un camion Bt = 32t, coefficient bt = 1.

Les charges Bt sont pondérées par les coefficients  $\delta$  et bt.

#### \* **Systeme Br (roue isolée)**

Il s'agit d'une roue isolée de 10t pouvant être placée n'importe où sur la largeur roulable.

Pour la flexion transversale, le coefficient de majoration dynamique sera fonction de l'élément sollicité.

Sa surface d'impact est un rectangle uniformément chargé de 0,60 m de côté transversal et de 0,30 m de côté longitudinal.

#### **c) Charges militaires**

Les véhicules de type militaire sont constitués de deux types : convoi M 80 et M 120.

Les effets des charges M 120 étant plus défavorables que ceux développés par les M 80, nous limiterons, dans ce qui suit, à l'étude des cas de charges dues aux convois M 120.

Convoi M 120 : il est constitué de deux systèmes : Mc 120 et Me 120

#### \* **Mc 120**

Un véhicule type Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- |  |   |        |
|--|---|--------|
| ○ Masse totale                             | : | 110 t  |
| ○ Longueur d'une chenille                  | : | 6,10 m |
| ○ Largeur d'une chenille                   | : | 1,00 m |
| ○ Distance d'axe en axe des deux chenilles | : | 3,30 m |

#### \* **Me 120**

Il est constitué d'un groupe de deux essieux distants de 1,80 m d'axe en axe et sont assimilés chacun à un rouleau. Chaque essieu porte une masse de 33 tonnes, sa surface d'impact est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 4,00 et le côté longitudinal 0,15 m.

#### **d) Surcharges exceptionnelles**

##### \* **Convoi de type D**

Comporte deux remorques de 140 tonnes chacune. La surface d'impact d'une remorque est un rectangle uniformément chargé de 3,30 m de large et de 11 m de long. La distance entre axes des deux rectangles est de 19 m.

##### \* **Convoi type E**

Comporte deux remorques de 200 tonnes chacune. La surface d'impact d'une remorque est un rectangle uniformément chargé de 3,30 m de large et de 15 m de long. La distance entre axes des deux rectangles est de 33 m.

**e) Surcharges de trottoir**

On prendra pour le calcul :

- du tablier : 450 kg/m<sup>2</sup>
- des poutres principales : 150 kg/m<sup>2</sup>

**f) Effort de freinage**

- L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à la fraction suivante du poids de cette dernière :  $\frac{1}{(20 + 0,0035 \cdot xS)}$  dans laquelle S désigne en mètres carrés (m<sup>2</sup>) la surface chargée.

- Pour Bc, il correspond à un camion de 30 tonnes.

$$\text{L'effort de freinage maximum } H_{\max} = \max \left[ \frac{A}{(20 + 0,0035 \cdot xS)} ; 30t \right]$$

**g) Effort de vent**

- Lors des travaux : 1250 N/m<sup>2</sup>
- En service : 2000 N/m<sup>2</sup>

**h) Garde-corps**

Effort horizontal : 2500 N/ml.

**i) Charges permanentes**

- Béton armé :  $\rho = 25 \text{ kN/ m}^3$
- Charge de remblai :  $\gamma = 22 \text{ kN/ m}^3$
- Surcharge de remblai : 10 kN/ m<sup>2</sup>
- Poussée des terres :  $K_a = 0,33$

**4. Combinaisons d'actions****a) Définition des charges**

- G<sub>max</sub>** = Ensemble des actions permanentes défavorables ;
- G<sub>min</sub>** = Ensemble des actions permanentes favorables ;
- Q<sub>1</sub>** = Action variable de base ;
- Q<sub>i</sub>** = Action variable d'accompagnement ;
- F<sub>A</sub>** = Action accidentelle ;
- G** = Valeur probable d'une charge permanente ;
- Q<sub>prc</sub>** = Charges d'exécution connues (en grandeur et en position) ;
- Q<sub>pra</sub>** = Charges d'exécution aléatoires ;
- Q<sub>r</sub>** = Charges routières sans caractère particulier (système A, B et leurs effets annexes, charges de trottoirs) obtenues par multiplication des charges figurant au Fascicule 61 titre II par :
  - 1,07 à l'E.L.U.,
  - 1,20 à l'E.L.S. ;

- $Q_{rp}$  = Charge routière de caractère particulier (convois militaires ou exceptionnels) ;
- $W$  = Action du vent définie par le fascicule 61 titre II. Les valeurs du vent normal étant multipliées par :
- 1,20 à l'E.L.U. ;
  - 1,00 à l'E.L.S. ;
- $T$  = Variation uniforme de la température ;
- $\Delta\Theta$  = Gradient thermique.

## b) Combinaisons aux États Limites Ultimes

*Formulation symbolique :*

$$1,35 \cdot G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum_{i>1} 1,3 \cdot \psi_{0i} \cdot Q_i$$

- **ELU fondamentale de construction**

$$1,35 (G_{\max} + Q_{prc}) + (G_{\min} + Q_{prc}) + 1,5 Q_{pra}$$

$$1,35 (G_{\max} + Q_{prc}) + (G_{\min} + Q_{prc}) + 1,5 W$$

$$1,35 (G_{\max} + Q_{prc}) + (G_{\min} + Q_{prc}) + 1,5 Q_{pra} + 1,3 W$$

$$1,35 (G_{\max} + Q_{prc}) + (G_{\min} + Q_{prc}) + 1,5 W + 1,3 Q_{pra}$$

$$1,35 (G_{\max} + Q_{prc}) + (G_{\min} + Q_{prc}) + 1,3 Q_{pra} + 1,3 [0,615 T + 0,30 \Delta\Theta]$$

$$1,35 (G_{\max} + Q_{prc}) + (G_{\min} + Q_{prc}) + 1,35 T$$

- **ELU fondamentale en service**

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 Q_r$$

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 W$$

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,35 Q_{rp}$$

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,35 T$$

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,3 [0,615 T + 0,30 \Delta\Theta]$$

- **Combinaisons accidentelles**

*Formulation symbolique :*

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} \cdot Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} \cdot Q_i$$

Où :

$\psi_{11} \cdot Q_1$  = valeur fréquente d'une action variable ;

$\psi_{2i} \cdot Q_i$  = valeur quasi permanente d'une autre action variable.

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + 0,6 Q_r$$

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + 0,2 W$$

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + 0,5 T$$

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + 0,5 \Delta\Theta$$

### c) Combinaisons aux États Limites de Service

Formulation symbolique :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{i>1} \Psi_{0i} \cdot Q_i$$

- **En construction**

$$(G_{\max} + Q_{\text{prc}}) + (G_{\min} + Q_{\text{prc}}) + Q_{\text{pra}}$$

$$(G_{\max} + Q_{\text{prc}}) + (G_{\min} + Q_{\text{prc}}) + W$$

$$(G_{\max} + Q_{\text{prc}}) + (G_{\min} + Q_{\text{prc}}) + T$$

$$(G_{\max} + Q_{\text{prc}}) + (G_{\min} + Q_{\text{prc}}) + \Delta\Theta$$

$$(G_{\max} + Q_{\text{prc}}) + (G_{\min} + Q_{\text{prc}}) + Q_{\text{pra}} + W$$

$$(G_{\max} + Q_{\text{prc}}) + (G_{\min} + Q_{\text{prc}}) + Q_{\text{pra}} + 0,6 T$$

$$(G_{\max} + Q_{\text{prc}}) + (G_{\min} + Q_{\text{prc}}) + Q_{\text{pra}} + 0,5 \Delta\Theta$$

$$(G_{\max} + Q_{\text{prc}}) + (G_{\min} + Q_{\text{prc}}) + Q_{\text{pra}} + 0,6 T + 0,5 \Delta\Theta$$

- **En service**

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_r$$

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_{rp}$$

$$G_{\max} + G_{\min} + W$$

$$G_{\max} + G_{\min} + T$$

$$G_{\max} + G_{\min} + \Delta\Theta$$

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_r + [0,6 T + 0,5 \Delta\Theta]$$

### III. DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES D'ART (Pont à poutres de 15 m / 18 m de portée)

Ce pré dimensionnement se base sur des normes déjà établies et publiées par le SETRA pour la détermination des dimensions économiques des ouvrages d'art dits courants.

#### 1) Poutres

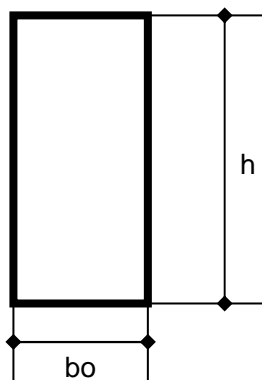
##### a) Hauteur

L'élanement des poutres dépend essentiellement de leur portée et des contraintes admissibles du béton qui les constitue. Pour un béton dosé à  $400 \text{ kg/m}^3$  avec une résistance  $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$ ,

l'élanement de la poutre est défini comme suit :  $\frac{1}{17} \leq \frac{H_p}{L} \leq \frac{1}{16}$   $H_p$  désigne la hauteur totale de la poutre sans le hourdis et L la portée.

- ✓ Pour une portée de 15 m, la formule s'écrit :  $0,88 \leq H_p \leq 0,94$ . Nous allons donc prendre comme hauteur de poutre 0,9 mètre pour minimiser la quantité d'acier.
- ✓ Pour une portée de 18 m, la formule s'écrit :  $1,05 \leq H_p \leq 1,125$ . Nous allons donc prendre comme hauteur de poutre 1,10 m pour minimiser la quantité d'acier.

##### b) Épaisseur de l'âme



$$bo = \frac{H_t \times \ell \times L \times A(L) \times 0,5}{\tau_{su} \times h}$$

- A(L) = surcharge
- L = portée
- $H_t$  = hauteur poutre + Hourdis
- h = hauteur de la poutre
- $\tau_{su}$  = contrainte de cisaillement du béton
- $\ell$  = écartement entre axe des poutres

- ✓ Pour une portée de 15 m, l'obtient :

$$bo \geq \frac{1,12 \times 2,40 \times 15 \times 1,335 \times 10^{-2} \times 0,50}{3 \times 0,9} \Rightarrow bo \geq 10 \text{ cm}, \text{ la valeur minimum est } bo = 30 \text{ cm}$$

pour tenir compte de la densité du ferrailage de ce type d'ouvrage.



✓ Pour une portée de 18 m, l'obtient :

$$b_0 \geq \frac{1,32 \times 2,40 \times 18 \times 1,335 * 10^{-2} \times 0,50}{3 \times 1,10} \Rightarrow b_0 \geq 11,53 \text{ cm}$$

La valeur minimum est de 30 m pour tenir compte de la densité de leur ferrailage.

### c) Détermination du nombre de poutres

Le nombre de poutres est défini en fonction de la largeur totale du pont (cf. tableau suivant).

Largeur du pont	< 6,00 m	6,00 à 9,00 m	9,00 à 11,00	11,00 à 14 m
Nombre de poutres	2	3	4	5

La largeur du pont comprend la largeur de la chaussée et la largeur des deux trottoirs. Dans notre étude le nombre de poutres est égal à quatre (4) car la largeur totale du pont est de 10 m.

## 2) Hourdis

L'épaisseur du hourdis dépend essentiellement de l'écartement entre les poutres.

Pour un écartement de 2,40 m, nous avons une épaisseur moyenne de 22 cm.

Pour une portée de 15 m			
Éléments	Dimensions		
Poutre	Hauteur poutre	h	= 0,9 m
	Épaisseur âme	b	= 30 cm
	Épaisseur talon	b <sub>0</sub>	= 40 cm
Entretoise	Hauteur	HE	= 60 cm
	Largeur	L	= 2,10 m
	Épaisseur	E	= 20 cm
Hourdis		H <sub>0</sub>	= 22 cm (Moyenne)

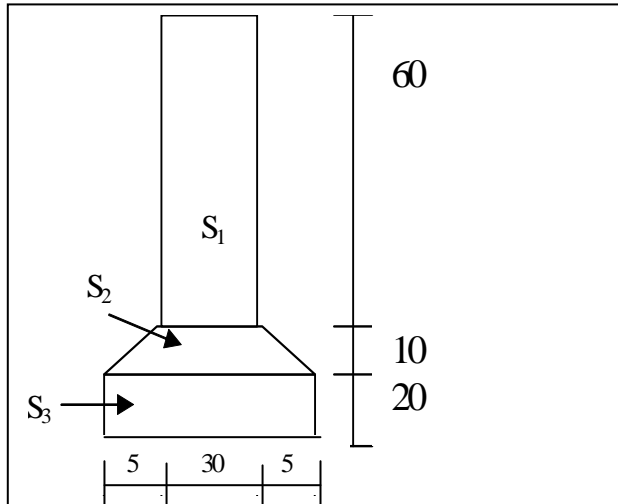
Pour une portée de 18 m			
Éléments	Dimensions		
Poutre	Hauteur poutre	h	= 1,10 m
	Épaisseur âme	b	= 30 cm
	Épaisseur talon	b <sub>0</sub>	= 40 cm
Entretoise	Hauteur	HE	= 80 cm
	Largeur	L	= 2,10 m
	Épaisseur	E	= 20 cm
Hourdis		H <sub>0</sub>	= 22 cm (Moyenne)

### 3.1 CALCUL DU TABLIER D'UNE TRAVÉE DE 15 M

#### A) CALCUL DES CHARGES PERMANENTES DES ÉLÉMENTS DU TABLIER

Pour déterminer le poids propre du tablier, le consultant a procédé à un découpage en plusieurs sections régulières les éléments constitutifs du tablier.

##### 1) Calcul du poids propre des poutres



##### a) Calcul de la section droite de la poutre

$$S_p = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_1 = 0.30 \times 0.60 = 0.18 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \frac{0.30 + 0.40}{2} \times 0.1 = 0.035 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 0.20 \times 0.40 = 0.08 \text{ m}^2$$

$$S_p = 0.18 + 0.035 + 0.08 = 0.295 \text{ m}^2$$

##### b) Calcul du poids propre au ml

$$P_v = 2.5 \text{ t/m}^3$$

$$P_p = S_p \times 1.00 \times P_v$$

$$P_p = 0.295 \times 1.00 \times 2.5 = 0.738$$

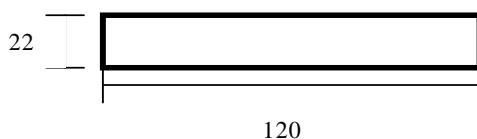
$$P_p = 0.738 \text{ t/ml}$$

Pv = Poids volumique

Pp = Poids propre.

##### 2) Calcul du poids propre du hourdis (dalle)

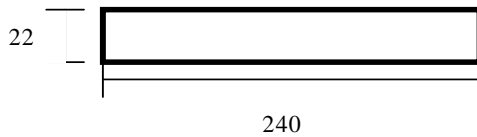
##### a) Dalle sur poutres de rive



$$S_{DR} = 1.20 \times 0.22 = 0.264 \text{ m}^2$$

$$P_{DR} = 2.50 \times 1.00 \times 0.264 = 0.66 \text{ t/ml}$$

## b) Dalle sur poutres intermédiaires



$$S_{DI} = 2.40 \times 0.22 = 0.528 \text{ m}^2$$

$$P_{DI} = 2.50 \times 1.00 \times 0.528 = 1.32 \text{ t/ml}$$

## c) Poids total de la dalle

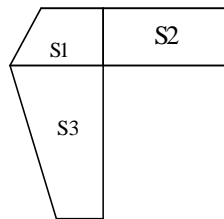
$$P_D = 2 \times (P_{DI} + P_{DR})$$

$$P_D = 2 \times (0.66 + 1.32) = 3.96 \text{ t/ml}$$

$$P_D = 3.96 \text{ t/ml}$$

## 3) Calcul du poids propre des éléments du trottoir

## a) Corniche



$$S_1 = \frac{0.19 + 0.14}{2} \times 0.15 = 0.02475$$

$$S_2 = 0.26 \times 0.31 = 0.086$$

$$S_3 = \frac{0.19 + 0.07}{2} \times 0.35 = 0.04725$$

$$S_T = S_1 + S_2 + S_3 = 0.15805 \text{ m}^2$$

$$P_C = 0.15805 \times 1.00 \times 2.50 = 0.395125$$

$$P_C = 0.395 \text{ t/ml}$$

## b) Contre Corniche

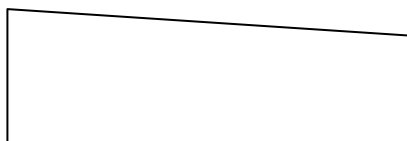
$$S = 0.20 \times 0.26 = 0.052 \text{ m}^2$$

$$P_{CC} = 1.00 \times 2.50 \times 0.052 = 0.13 \text{ t/ml}$$

$$P_{CC} = 0.13 \text{ t/ml}$$

## c) Béton de remplissage

Béton situé entre la bordure de chaussée et la contre corniche. Sa masse volumique est de  $2.3 \text{ t/m}^3$ .



$$S = \frac{0.24 + 0.26}{2} \times 0.71 = 0.1775 \text{ m}^2$$

$$P_B = 0.1775 \times 2.3 \times 1.00 = 0.40825$$

$$P_B = 0.40825 \text{ t/ml}$$

**d) Bordure de chaussée**

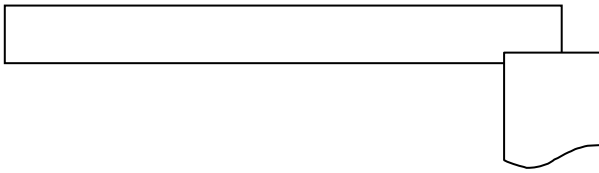
$$S = 0.24 \times 0.15 = 0.036 \text{ m}^2$$

$$Pb = 0.036 \times 2.5 \times 1.00 = 0.09$$

$$Pb = 0.09 \text{ t/ml}$$

**e) Dalle d'encorbellement**

C'est la dalle encastrée dans les poutres de rive et qui supporte les éléments du trottoir.



$$S = 0.20 \times 1.25 = 0.25 \text{ m}^2$$

$$Pe = 0.25 \times 2.5 \times 1.00 = 0.625$$

$$Pe = 0.625 \text{ t/ml}$$

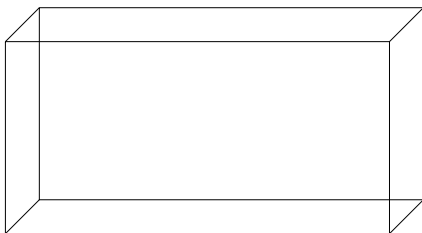
**f) Garde-corps**

Le poids des garde-corps est égal à 0,05 t/ml.

**4) Calcul du poids propre des entretoises**

Des entretoises d'about sont prévues aux extrémités de chaque travées. Chaque entretoise est composée de 3 éléments soit 6 par travée.

Poids d'un élément d'entretoise



$$Ve = 0.20 \times 0.60 \times 2.10 = 0.252 \text{ m}^3$$

$$Pen = 0.252 \times 2.5 = 0.63$$

$$Pen = 0.63 \text{ t}$$

**5) Calcul du poids propre de l'enrobé**

Pour le revêtement, nous prévoyons du Sand-Asphalt sur l'ensemble des ouvrages. Le poids volumique égal à 2,2 t/m<sup>3</sup>.

a) Poutre de rive

$$S = 0.03 \times 1.35 = 0.0405 \text{ m}^2$$

$$Per = 0.0405 \times 2.2 \times 1.00 = 0.0891$$

$$Per = 0.0891 \text{ t/ml}$$

b) Poutre intermédiaire

$$S = 0.03 \times 2.40 = 0.072 \text{ m}^2$$

$$Per = 0.072 \times 2.2 \times 1.00 = 0.15841$$

$$Per = 0.15841 \text{ t/ml}$$

## Tableaux récapitulatifs des charges permanentes sur les poutres

### a) Pour une seule poutre

Poutre de rive		Poutre intermédiaire	
Poids d'une poutre	0,738	Poids d'une poutre	0,738
Dalle de chaussée	0,6 600	Dalle de chaussée	1,3 200
Corniches	0,3 770	Enrobé	0,1 584
Contre corniche	0,1 300		
Béton de remplissage	0,4 083		
Bordure	0,0 900		
Gardes corps	0,0 500		
Dalle d'encorbellement	0,6 250		
Enrobé	0,0 891		
Poids total au ml	3,167	Poids total au ml	2,216
<b>Poids total sur toute la portée (T)</b>	<b>50,04</b>	<b>Poids total sur toute la portée (T)</b>	<b>35,01</b>

### b) Pour une travée entière

Éléments	Poids unitaire	Nombre	Poids total (T)
Poutre de rive	50,04	2	100,08
Poutre intermédiaire	35,01	2	70,02
Entretoises	0,6 300	6	3,78
<b>Poids propre total d'une travée (T)</b>			<b>173,88</b>

## B) CALCUL DES SOLLICITATIONS

Le calcul des différentes sollicitations du tablier tient compte des sollicitations dues à la charge permanente des différents éléments qui le constituent et celles dues aux surcharges.

Les surcharges prises en compte dans les calculs sont celles préconisées dans le fascicule 61 titre II relatives aux surcharges routières. Au total, 5 grands systèmes de surcharges ont été utilisés pour la justification des fermes maîtresses (poutres) et deux (2) pour le hourdis.

Les cinq systèmes sont :

- Système A.
- Système B comprenant trois sous systèmes qui sont les systèmes Bc, Bt et Br.
- Le système militaire comprenant quatre (4) sous systèmes qui sont les systèmes Mc80, Me80, Mc120 et Me120. Dans le cas de notre ouvrage nous aurons à utiliser les deux derniers sous systèmes, car plus prépondérant.
- Le système de convoi exceptionnel qui comprend deux types de systèmes. Le type E que nous avons utilisé dans le cadre du projet et le type D.
- Les surcharges de trottoir comprennent deux types de surcharges, les surcharges locales et les surcharges générales.

Pour le calcul du hourdis seul les systèmes B et militaires seront utilisés parce qu'ils créent plus d'effets défavorables.

## 1) Les calculs des coefficients de majoration dynamique

Seuls les systèmes B et militaires sont pondérés par un coefficient de majoration dynamique pour leurs effets dynamiques. Le convoi exceptionnel circule à une vitesse maximale de 10 km/h et ne produit donc pas d'effet dynamique.

La détermination des différents coefficients de majoration se fera à deux niveaux.

- les coefficients de majoration dynamique par travée indépendante
- les coefficients de majoration dynamique pour le hourdis seul.

### a) Calcul des coefficients de majoration dynamique pour la travée

La formule est égale :  $\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times G}{S}}$  (le fascicule 61 titre II)

L est la portée de la travée, G la charge permanente du tablier et S la surcharge.

#### - Système Bc

Le système Bc est un convoi composé d'une file de deux camions de 30 tonnes chacun. Selon le fascicule 61 titre II, on ne peut pas disposer plus de file que de voies, même si cela est possible. Dans notre cas, nous ne pouvons disposer que deux files de deux camions sur toute la travée de 15 m de portée. Les charges de ce système sont affectées d'un coefficient de pondération bc qui est égal à 1,10. L = 15 m pour deux files de deux camions de 30 tonnes on a S = 120 × 1,10 = 132 tonnes G = 173,9 tonnes

On a

$$\delta_{Bc} = 1,2$$

#### - Système Bt

C'est un tandem de deux essieux de 16 tonnes chacun. Selon les prescriptions du fascicule 61 titre II, nous ne pouvons disposer que deux tandems soit un par voie. Comme pour le système Bc, les charges de ce système Bt sont affectées d'un coefficient de pondération bt égale à 1.00 dans le cas des ponts de première classe.

On a donc : S = 16 × 4 × 1.00 = 64 tonnes G = 173,9 tonnes

$$\delta_{Bt} = 1,15$$

#### - Système Br

Ce système est constitué d'une roue isolée de 10 tonnes qui peut être disposée à n'importe quel endroit du tablier. Cette surcharge n'est pas affectée d'un coefficient de pondération

S = 10 tonnes G = 173,9 tonnes

$$\delta_{Br} = 1,11$$

- **Système Mc120**

Le système Mc120 est constitué d'un char militaire de 110 tonnes réparties sur deux chenilles supportant 55 tonnes chacune et pouvant circuler sur toute la largeur de la chaussée.

Il n'est pas possible de placer plus d'un char par travée de 15 m de long, car dans un convoi de surcharges militaires, la distance entre chars est de 36,60 m

$$S = 110 \text{ tonnes} \quad G = 173,9 \text{ tonnes}$$

$$\delta_{Mc120} = 1,18$$

- **Système Me120**

C'est un rouleau de 66 tonnes pouvant être disposé sur toute la largeur de la chaussée.

$$S = 66 \text{ tonnes} \quad G = 173,9 \text{ tonnes}$$

$$\delta_{Me120} = 1,15$$

**Tableau récapitulatif des coefficients de majoration dynamique**

Type de système	Surcharge S	Charge Permanente	Coefficient de majoration dynamique
Système Bc	132 t	173,9	1,2
Système Bt	64 t	173,9	1,15
Système Br	10 t	173,9	1,11
Système Mc120	110 t	173,9	1,18
Système Me 120	66 t	173,9	1,15

**b) Calcul des coefficients de majoration dynamique sur le hourdis**

Pour déterminer les coefficients de majoration dynamique à utiliser dans le calcul des sollicitations du hourdis, il faut considérer une dalle carrée dont la longueur du côté est égale à la largeur utile de la chaussée, ce qui correspond dans notre cas à 7,20 m. Dans le carré ainsi défini, nous pouvons disposer les différentes surcharges à prendre en compte pour la justification du hourdis. La charge permanente correspondant à un carré de 7,2 m de côté est de .

$$G = 3,96 \times 7,20 = 28,512 \text{ tonnes}$$

Les coefficients de majoration dynamiques sur le hourdis ainsi obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau récapitulatif des coefficients de majoration dynamique pour hourdis

Type de système	Surcharge S	Charge Permanente	Coefficient de majoration dynamique	Observations
Système Bc	66 t	31,93	1,368	Nous ne disposons que deux camions. À la charge des 2 camions on applique le coefficient bc
Système Bt	64 t	31,93	1,364	Même disposition que dans le cas du tablier
Système Br	10 t	31,93	1,202	Même disposition que dans le cas du tablier
Système Mc120	110 t	31,93	1,44	Même disposition que dans le cas du tablier.
Système Me 120	66 t	31,93	1,368	Même disposition travée.

## 2) Calcul des sollicitations dans les poutres.

Les sollicitations maximales dans une travée seront calculées avec les formules de la résistance des matériaux.

### a) Surcharge civile

#### • Système A

Le système A est un système de Surcharge uniformément répartie sur toute la partie roulable de la travée.

Selon le fascicule 61 titre II, on a  $A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12}$

Pour  $L = 15$  m on  $A(L) = 1,563 \text{ t/m}^2$ .

$A(L)$  est pondéré par deux coefficients qui sont  $a_1$  et  $a_2$ .  $a_1 = 1,00$  pour les pont de première classe et

$a_2 = \frac{v_0}{v}$  avec  $v_0 = 3,5 \text{ m}$  pour les ponts de première classe et  $v$  la largeur

d'une voie pour les ouvrages du projet

donc  $a_2 = \frac{3,5}{3,75} = 0,933$

En définitive on a  $A = 1,46 \text{ t/m}^2$  et en chargeant toute la largeur roulable du pont on obtient  $A = 10,95 \text{ t/ml}$

#### - Effort Tranchant

$$T_{\max} = \frac{A \times L}{2} \Rightarrow T_{\max} = \frac{10,95 \times 15}{2} = 82,13 \text{ t}$$



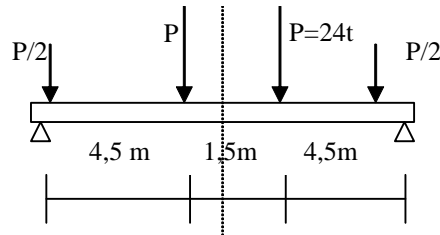
- **Moment fléchissant**

$$M_{\max} = \frac{A \times L^2}{8} \Rightarrow M_{\max} = \frac{10,0125 \times 15^2}{8} = 307,97 \text{ t.m}$$

• **Système Bc**

Nous disposons deux files de deux camions chacune.

- **Moment fléchissant**

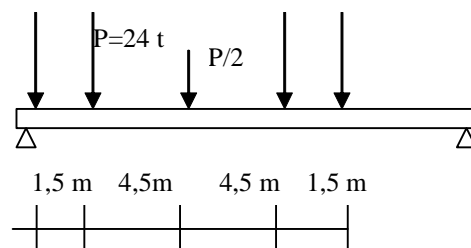


Le moment maxi est obtenu pour les portées de 15 m à  $S=0,375$  m de l'axe et le moment maxi est donné par :

$$M_{\max} = P \left( 0,75L + \frac{0,422}{L} - 3,375 \right)^2 \Rightarrow M_{\max} = 24 \times \left( 0,75 \times 15 + \frac{0,422}{15} - 3,375 \right)$$

$$M_{\max} = 189,675 \text{ t.m}$$

- **Effort Tranchant**

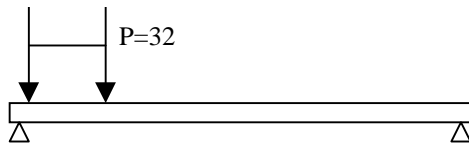


L'effort tranchant maximum est obtenu pour le chargement ci-dessus :

$$T_{\max} = P \left( 4,5 - \frac{27}{L} \right) \Rightarrow T_{\max} = 24 \times \left( 4,5 - \frac{27}{15} \right) = 67,8 \text{ t}$$

- **Système Bt**

- **Effort Tranchant**



L'effort tranchant est maximum lorsque l'une des deux charges est située sur l'appui.

$$R1 = P \left( 2 - \frac{a}{L} \right)$$

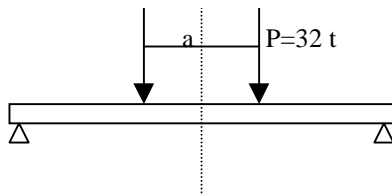
$$R2 = P \frac{a}{L}$$

Dans ce cas il aura pour résultat

$$T_{\max} = P \left( 2 - \frac{a}{L} \right) \Rightarrow T_{\max} = 32 \times \left( 2 - \frac{1,35}{15} \right) = 61,12 \text{ t}$$

$$T_{\max} = 61,12 \text{ t.}$$

- **Moment fléchissant**



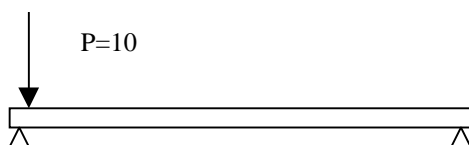
Deux essieux sont disposés dans le sens longitudinal et le moment maxi est donné par le Document appelé Formulaire du béton armé :

$$M_{\max} = \frac{PL}{2} \left( 1 - \frac{a}{2 \times L} \right)^2 \Rightarrow M_{\max} = \frac{32}{2} \times 15 \times \left( 1 - \frac{1,35}{2 \times 15} \right)^2$$

$$M_{\max} = 218,886 \text{ t.m}$$

- **Système Br**

- **Effort Tranchant**

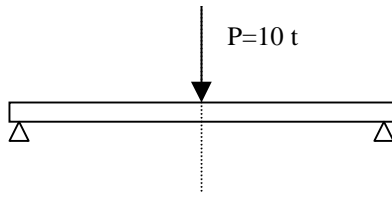


Nous avons l'effort tranchant maximum lorsque la roue est placée à l'appui.

Dans ce cas il aura pour résultat

$$T_{\max} = P \Rightarrow T_{\max} = 10 \text{ t}$$

- **Moment fléchissant**



Nous avons le moment fléchissant maximum lorsque la roue se situe à l'axe transversal de la travée.

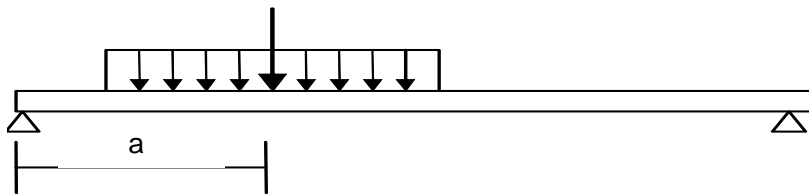
$$M_{\max} = \frac{PL}{4} \Rightarrow M_{\max} = \frac{10 \times 15}{4} = 37,5 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = 37,5 \text{ t.m}$$

b) **Surcharges militaires**

• **Convoi militaire Mc120**

- **Effort Tranchant**



L'effort tranchant est maximum pour  $a = 0$

$$T_{\max} = p \times b \times \left(1 - \frac{b}{2L}\right) \Rightarrow T_{\max} = 110 \times \left(1 - \frac{6,10}{2 \times 15}\right) = 87,633 \text{ t}$$

- **Moment fléchissant**

Nous avons le moment fléchissant le plus défavorable lorsque la résultante P du convoi est situé dans l'axe longitudinal de la travée. D'où  $\alpha = \frac{L}{2}$  et le moment maxi est :

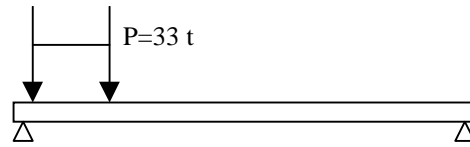
$$M_{\max} = \frac{PL}{4} \left(1 - \frac{b}{2L}\right) \Rightarrow M_{\max} = \frac{110 \times 15}{4} \times \left(1 - \frac{6,10}{2 \times 15}\right)$$

$$M_{\max} = 328,625 \text{ t.m}$$

• **Convoi militaire Me120**

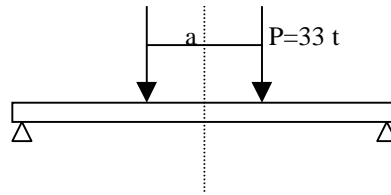
Même méthode que la surcharge Bt avec  $a = 1,80 \text{ m}$

## - Effort Tranchant



$$T_{\max} = P \left( 2 - \frac{a}{L} \right) \Rightarrow T_{\max} = 33 \times \left( 2 - \frac{1,80}{15} \right) = 62,04 \text{ t}$$

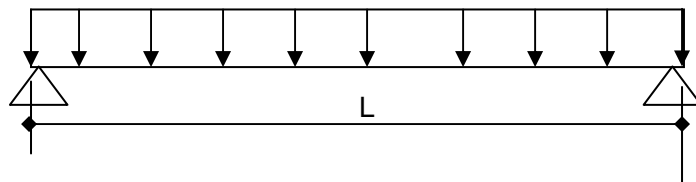
## - Moment fléchissant



Nous avons le moment fléchissant maximum lorsque le moment est calculé au droit de la charge situé à 0,3375 m de l'axe longitudinal de la travée.

$$M_{\max} = \frac{PL}{2} \left( 1 - \frac{a}{2 \times L} \right)^2 \Rightarrow M_{\max} = \frac{33}{2} \times 15 \times \left( 1 - \frac{1,80}{2 \times 15} \right)^2$$

$$M_{\max} = 218,91 \text{ t.m}$$

c) *Système de convoi exceptionnel de type E*

## - Effort Tranchant

$$T_{\max} = \frac{pL}{2} \Rightarrow T_{\max} = \frac{200}{15} \times \frac{15}{2} = 100 \text{ t}$$

$$T_{\max} = 100 \text{ t}$$

## - Moment fléchissant

$$M_{\max} = \frac{pL^2}{8} \Rightarrow M_{\max} = \frac{200 \times 15^2}{8}$$

$$M_{\max} = 375 \text{ t.m}$$

**d) Les surcharges de trottoir**

Selon le fascicule 61 titre II, nous distinguons deux types de surcharges de trottoir :

- les charges générales,
- les charges locales.

Pour la justification des fermes maîtresses du tablier seules les surcharges générales sont prises en compte. Quant aux charges locales elles sont utilisées pour le calcul des éléments du pont à savoir le hourdis et la partie de la dalle en encorbellement.

**Charges générales**

Les charges générales comprennent la surcharge de  $150 \text{ kg/m}^2$  et la surcharge  $a(l)$ . La seconde surcharge est utilisée pour le calcul des ponts réservés uniquement à la circulation des piétons et cyclistes (passerelles). Ce qui veut dire que dans notre cas, seule la charge  $150 \text{ kg/m}^2$  sera prise en compte.

Le principe de calcul des sollicitations est le même que celui de la surcharge civile  $A(L)$ .

**- Calcul du poids du trottoir au ml**

La largeur du trottoir est de 1,25 m donc  $p = 0,15 \times 1,25 = 0,1875 \text{ t/ml}$

**- Effort Tranchant**

$$T_{\max} = \frac{p \times L}{2} \Rightarrow T_{\max} = \frac{0,1875 \times 15}{2} = 1,406 \text{ t}$$

**- Moment fléchissant**

$$M_{\max} = \frac{p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{\max} = \frac{0,1875 \times 15^2}{8} = 5,27 \text{ t.m}$$

**e) Charge permanente****Calcul des sollicitations dues au poids propre des poutres**

Nous allons distinguer deux types de poutre vu la répartition inégale des charges permanentes sur ces poutres.

**Tableau des sollicitations dues aux charges permanentes**

	Formules générales	Poutres de rives	Poutres intermédiaires
Effort tranchant	$T_{\max} = \frac{pL}{2}$	23,75 t	16,2 t
Moment fléchissant	$M_{\max} = \frac{pL^2}{8}$	89,07 t.m	60,75 t.m

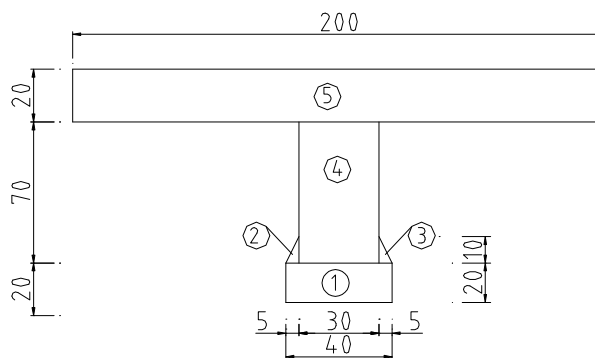
Pour les poutres intermédiaires  $\rho = 2,366 \text{ t/ml}$   
 Pour les poutres de rives  $\rho = 3,317 \text{ t/ml}$ .

### Affectation des coefficients de majorations dynamiques aux sollicitations

Surcharges		Coeff. de maj. dynamique	Effort tranchant (t)		Moment fléchissant (t.m)	
			non-majoré	majoré	Non-majoré	Majoré
Surcharges civiles	A	-	82,13	82,13	307,97	307,97
	Bc	1,2	67,8	81,36	189,7	227,64
	Bt	1,15	61,12	70,29	218,89	251,72
	Br	1,11	10	11,1	37,5	41,63
Surcharges militaires	Mc120	1,18	87,6	103,37	328,63	387,78
	Me120	1,15	62,04	71,35	218,91	251,75
Surcharges exceptionnelles	Type E	-	100	100	375	375
Surcharges de trottoirs	C. Générales	-	1,41	1,41	5,27	5,27

### 3) Calcul des coefficients de répartition transversale de GUYON - MASSONNET

#### a) Calcul de l'inertie propre de la poutre



D'après le théorème de Huygens on a  $I_{GX} = I_{G_{X_i}} + S \times d^2$

N° de section	B (Cm)	H (Cm)	S (Cm <sup>2</sup> )	$y_{G_i/OX}$ (Cm)	$M_{i/OX}$	$I_{G_{X_i}}$	d (Cm)	$I_{G_X}$ (cm <sup>4</sup> )	
1	40	20	800	10	8000	26 666,67	68,12	3 738 934,19	
2	5	10	25	$20 + \frac{10}{3}$	583,33	138,889	54,79	75 179,272	
3	5	10	25	$20 + \frac{10}{3}$	583,33	138,889	54,79	75 179,272	
4	30	70	2 100	$20 + \frac{70}{2}$	115500	857 500	23,12	1 980 022,24	
5	240	20,1	4 824	$90 + \frac{20,1}{2}$	482641,2	2 459 881,77	21,93	2 482 472,31	
			$\sum S = 7774 \text{ cm}^2$			$\sum M = 607307,87$	$\sum I_{GX} = 8351787,24$		

$$Y_{GX} = \frac{\sum M_{/oxi}}{\sum S_i} \Rightarrow \text{A.N: } Y_{GX} = \frac{607307,87}{7774}$$

$$Y_{GX} = 78,120 \text{ cm}$$

$I_{GX} = 8\,351\,787,28 \text{ Cm}^4$  ou  $I_{GX} = 0,08\,351\,787 \text{ m}^4$   
 $I_p$  = moment d'inertie de flexion, d'une poutre  
 $E_p$  = espacement des poutres  
 $b$  = demi-lageur active du pont  
 $n$  = nombre de poutres

$$b = \frac{n \times E_p}{2} \Rightarrow b = \frac{4 \times 2,10}{2} = 4,20 \text{ m}$$

$E_b$  = le module d'élasticité longitudinale du béton

$\gamma_E$  et  $\gamma_p$  représente les rigidités torsionnelles de la dalle

$G_b$  = module d'élasticité transversale du béton

$G_b = E_b/2$  avec  $E_b = 34179,558 \text{ Mpa}$

#### b) Détermination des éléments intervenant dans le calcul

$b = 2,40 \text{ m}$ ;  $b_0 = 0,30 \text{ m}$ ;  $h_0 = 0,201 \text{ m}$ ;  
 $ht - h_0 = 0,90 \text{ m}$ ;  $b_{o1} = 0,30 \text{ m}$ ;  $h_{ta} = 0,15 \text{ m}$ ;  $b_{ta} = 0,40$

#### • Calcul

$$T_1 = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} b \cdot h_0^3 \Rightarrow T_1 = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 2,40 \times (0,201)^2$$

$$T_1 = 0,00325$$

$$T_3 = K \left( 2 \times \left( \frac{ht - h_0}{b_0} \right) \right) \times b (b_{ta} - b_0) \times h_{ta}^3$$

$K = 0,333$  car  $K = f\left(\frac{b}{a}\right)$  est lu dans un tableau

$$T_3 = 0,097103$$

$$T_2 = K \times \left( 2 \times \left( \frac{ht - h_0}{b_0} \right) \right) \times (ht - h_0) \times b_0^3$$

$$T_2 = 0,333 \times 2 \times \frac{0,90}{0,30} \times 0,90 \times 0,30^3 = 0,04855$$

$$\gamma_p = (T_1 + T_2 + T_3) \times \frac{G_b}{b} \Rightarrow \gamma_p = (0,00325 + 0,04855 + 0,0987103) \times \frac{34179,55756}{2,50 \times 2}$$

$$\gamma_p = 369,388$$

$$\gamma_E = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times h_0^3 \times G_b \Rightarrow \gamma_E = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times (0,201)^3 \times \left( \frac{34179,55756}{2} \right)$$

$$\gamma_E = 23,130$$

• Détermination  $\theta$  et  $\alpha$

$$\theta = \frac{b}{L} 4 \sqrt{\frac{\gamma_p}{\gamma_e}} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2 \times \sqrt{\rho_p \times \rho_e}}$$

on a  $\rho_e = I_h \times E_b$  avec  $I_h = \frac{h_0^3}{12}$

$$\rho_e = \left( \frac{0,201^3}{12} \right) \times 34179,56$$

$$\rho_e = 23,130$$

$$\rho_p = I_p \times \frac{E_b}{E_p} = 0,083517 \times \frac{34179,56}{2,10}$$

$$\rho_p = 1359,044$$

$$\alpha = \frac{369,388 + 23,130}{2 \times \sqrt{23,13 \times 1359,044}}$$

$$\alpha = 1,107$$

$$\theta = \frac{4,20}{15} \times 4 \sqrt{\frac{1359,044}{23,130}}$$

$$\theta = 0,7752$$

Les valeurs obtenues sont inscrites dans le tableau ci-après.

**Tableau récapitulatif du coefficient K de GUYON-MASSONNET**

Surcharges	K sur poutre de rive	K pour poutre intermédiaire
A(L)	0,9845	1,038
Bc	1,3125	1,215
Bt	1,1250	1,1375
Br	2,300	1,420
Mc120	1,2750	1,16
Me120	1,2286	1,2375
Type E	0,9027	0,825



**Tableau récapitulatif des moments affectés des coefficients de majoration dynamique**

	Charge permanente	Surcharges civiles				Surcharges militaires			Surcharge de trottoir
		A	Bc	Bt	Br	Mc120	Me120	Type E	Charge générales
Moment total isostatique pour une travée entière <b>MT</b>		307,97	189,7	218,89	37,5	328,63	218,91	375	5,27
Coefficients de majoration dynamique <b>D</b>			1,2	1,15	1,11	1,18	1,15		
Moment total en travée Affectés des coefficients de majoration dynamique <b>MT1=MT x D</b>		307,97	227,64	251,72	41,63	387,78	251,75	375	5,27
Moment isostatique par poutre (4 poutres par travées) <b>MT2=MT*1/4</b>		76,99	56,91	62,93	10,41	96,95	62,94	93,75	
<b>Poutre de rive</b>									
Coefficient de Guyon-Maçonnet relatif aux poutres de rive <b>K</b>	-	0,98	1,31	1,13	2,3	1,28	1,23	0,9	-
Moment en travée dans la poutre tenant compte de l'excentrement des Poutres de rive <b>MTR =K x MT2</b>	89,07	75,45	74,55	71,11	23,94	124,09	77,41	84,38	5,27
<b>Poutre intermédiaire</b>									
Coefficient K de Guyon-Maçonnet relatif aux poutres intermédiaires <b>K1</b>	-	1,04	1,21	1,13	1,42	1,16	1,24	0,83	-
Moment en travée dans la poutre tenant compte de l'excentrement des poutres intermédiaires <b>MTI=K1 x MT2</b>	60,75	80,07	68,86	71,13	14,78	112,46	78,04	77,81	-

Toutes les valeurs des moments sont en Tonne. Mètre (t.m).

L'effort tranchant est considéré équitablement reparti sur les poutres.

**Tableau récapitulatif des efforts tranchants affectés des coefficients de majoration dynamique.**

	Charge permanente	Surcharges civiles				Surcharges militaires			Surcharge de trottoir
		A	Bc	Bt	Br	Mc120	Me120	Type E	Charge générales
Effort tranchant en travée	-	82,13	81,3	70,29	11,1	103,37	71,35	100	1,41
<b>Poutre de rive</b>									
Tmax sur la poutre	23,75	20,53	20,32	17,6	2,78	25,84	17,84	25	1,41
<b>Poutre intermédiaire</b>									
Tmax sur la poutre	16,2	20,53	20,32	17,6	2,78	25,84	17,84	25	1,41

Toutes ces valeurs sont en tonne (t).

### C) CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES ET TRANSVERSALES DANS LES POUTRES

Le calcul des sections d'aciers dans les poutres s'est fait à l'état limite de service (ELS) la fissuration est préjudiciable. L'effort tranchant est calculé à l'ELU. Ce calcul se fera selon les règles du Béton Armé aux Etats Limites de l'année 1991 (BAEL 91).

### 1) Calcul des sollicitations aux états limites

Les combinaisons des efforts aux états limites dans le cas de calcul des ouvrages routiers se présentent comme suit :

$$ELU \Leftrightarrow 1,35 \times M_G + \max \left\{ 1,60 \max \begin{cases} M(A(L)) \\ M(Bc) \\ M(Bt) \\ M(Br) \end{cases} ; 1,35 \max \begin{cases} M(Mc120) \\ M(Me120) \\ M(\text{typeE}) \end{cases} \right\} + 1,60 \times \text{trottoir}$$

$$ELS \Leftrightarrow M_G + \max \left\{ 1,20 \max \begin{cases} M(A(L)) \\ M(Bc) \\ M(Bt) \\ M(Br) \end{cases} ; \max \begin{cases} M(Mc120) \\ M(Me120) \\ M(\text{typeE}) \end{cases} \right\} + \text{trottoir}$$

Les résultats des efforts combinés sont :

	ELS	ELu	
	Moment Fléchissant Mser	Moment fléchissant Mu	Effort tranchant Vu
Poutre de rive	218,43 t.m	296,2 t.m	69,2 t
Poutre intermédiaire	173,21 t.m	233,8 t.m	59,01 t

Le moment et l'effort tranchant engendrés par le convoi militaire Mc120 sont plus défavorables que ceux des autres surcharges après application des coefficients de pondération aux états limites.

### 2) Calcul des armatures d'aciers

La section droite des poutres sera considérée comme une section en T en ajoutant le hourdis comme table de compression.

- **Rappel des données sur les matériaux et le béton**

Nous avons comme données les caractéristiques du béton et des aciers :

La résistance de l'acier est  $F_e = 400$  Mpa

La résistance du béton à 28 jours à la compression  $F_{c28} = 30$  Mpa

La résistance du béton à 28 jours à la traction est  $F_{t28} = 2,4$  Mpa

L'enrobage  $c$  est pris égale à 3 cm

Le diamètre du plus grand granulats est de 25 mm

#### Dimension des poutres

Hauteur de la table de compression  $h_0 = 22$  cm

Hauteur de la poutre  $H_p = 90$  cm

L'épaisseur du talon  $b_0 = 40$  cm.

- **Calcul de la section minimale d'armatures longitudinales dans les poutres**

$$A_{s \min} = \frac{0,23 \times F_{t28}}{F_e} \times b d \Rightarrow A_{s \min} = 17,128 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la section d'armatures longitudinales dans les poutres

- Poutre de rive

Désignation	Formules	Résultats	Observations
d	$d = H_p + h_0 - C - 5$	1,04 m	d est la hauteur utile
$\bar{\sigma}_s$	$\min \begin{cases} \frac{2}{3} f_e \\ 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \end{cases}$	215,56 Mpa	$\bar{\sigma}_s$ est la contrainte limite de l'acier $\eta = 1,6$
$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma} = 0,6 \times F_{c28}$	18 Mpa	$\bar{\sigma}_{bc}$ est la contrainte limite du béton à 28 jours.
Mtser	$M_{tser} = \frac{\bar{\sigma} \left( d - \frac{h_0}{3} \right)}{30(d - h_0)} b \times h_0^2$	0,984 MN.m	Mtser est le moment de résistance de la section, il doit être inférieur à Mser pour qu'on considère la structure en T
Zb	$Z_b = 0,93 \times d$	0,97m	Zb est le bras de levier des aciers
As	$A_s = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s}$	93,8cm <sup>2</sup>	As est la section d'acier qu'il faut dans la poutre

**Conclusion partielle :** Cette section d'acier est nettement supérieure à la section minimale d'acier donc nous optons pour 12HA32 ce qui fait une section réelle de 96,5cm<sup>2</sup>

- Poutre intermédiaire

Désignation	Formules	Résultats	Observations
d	$d = H_p + h_0 - C - 5$	1,04 m	d est la hauteur utile
$\bar{\sigma}_s$	$\min \begin{cases} \frac{2}{3} f_e \\ 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \end{cases}$	215,56 Mpa	$\bar{\sigma}_s$ est la contrainte limite de l'acier $\eta = 1,6$
$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma} = 0,6 \times F_{c28}$	18 Mpa	$\bar{\sigma}_{bc}$ est la contrainte limite du béton à 28 jours.
Mtser	$M_{tser} = \frac{\bar{\sigma} \left( d - \frac{h_0}{3} \right)}{30(d - h_0)} b_0 \times h_0^2$	0,984 MN.m	Mtser est le moment de résistance de la section, il doit être inférieur à Mser pour qu'on considère la structure en T
Zb	$Z_b = 0,93 \times d$	0,97 m	Zb est le bras de levier des aciers
As	$A_s = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s}$	74,4 Cm <sup>2</sup>	As est la section d'acier qu'il faut dans la poutre

**Conclusion partielle :** Cette section d'acier est nettement supérieure à la section minimale d'acier donc nous optons pour 10HA32 ce qui fait une section réelle de 80,4 cm<sup>2</sup>

- Calcul des armatures d'âme

Suivant le BEAL 91, la justification des contraintes tangentes ne se fait qu'aux états limites ultimes (ELU). Ce qui permet généralement d'obtenir un comportement satisfaisant en service moyennant l'application de dispositions constructives diverses.

Donnée : B = largeur de l'âme égale à 30 cm

Dréel la hauteur utile réelle est d = 1,04 m

Fe = 400 Mpa

### Calcul de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{B \times d}$$

### Calcul de la contrainte limite de cisaillement du béton à l'ELU

$$\tau_u \leq \frac{0,07}{\gamma_b} \times F_{c28} \Rightarrow \tau_u \leq 1,4 \text{ Mpa} \quad (1)$$

### Calcul de la contrainte limite de cisaillement en fissuration préjudiciable

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} \times F_{c28} ; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\tau_u \leq 3 \text{ Mpa} \quad (2)$$

### Calcul des espacements des armatures d'âmes

L'état limite des aciers soumis à une contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\frac{A_t \times F_e}{B \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3F_{t28} \times K)}{0,9} \Leftrightarrow S_t \leq \frac{0,9 \times A_t \times F_e}{B \times \gamma_s(\tau_u - 0,3F_{t28} \times K)}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage donc K = 1

Pour ce qui est des aciers transversaux dans les poutres nous prenons des HA12 comme aciers d'armatures d'âmes. Nous prévoyons de mettre 6 brins donc  $A_t = 6,78 \text{ cm}^2$ , B= 30 cm on a

$$\text{Finalement : } S_t \leq \frac{6,129 \cdot 10^{-05}}{\tau_u - 0,72} \quad (1)$$

À l'état de non fragilité ou de section minimale on a :

$$\frac{A_t \times F_e}{S_t \times B} \geq 0,40 \text{ Mpa} \Rightarrow S_t \leq 22 \text{ cm} \quad (2)$$

En se référant à la condition d'acier minimum on a :

$$S_t \max \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} \quad (3)$$

$$S_t \max \leq 40 \text{ cm}$$

L'espacement «st» adopté aux environs des appuis est de 17 cm et varie jusqu'à 35 cm à l'axe de poutre.

## D) CALCUL DU HOURDIS

### 1) Calcul des sollicitations

Nous considérons un panneau de 2,40 m de largeur et 15 m de long simplement appuyé sur ses quatre côtés. Selon les règles de la RDM. Si  $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,40}{15} = 0,16 < 0,4$  on considère que la dalle porte dans un seul sens, celui de la plus petite portée.

Dans notre cas, nous allons calculer les sollicitations comme une poutre reposant sur deux appuis simples de portée  $L = 2,40$  m ce qui signifie que nous revenons à la même méthode de calcul que celle des poutres. Les moments et efforts tranchants que nous allons trouver seront au mètre linéaire.

Les résultats sont reportés dans le tableau suivant.

**NB** : Les surcharges A(L) et convoi exceptionnel de type E ne sont pas pris en compte dans le calcul du hourdis car les effets sont moins défavorables.

	Efforts	Formules	Résultats au ml	Observations
Charge permanente	Tmax	$T_{\max} = \frac{pL}{2}$	0,7392 t	Nous avons comme $p = 0,616 \text{ t/ml}$
	Mmax	$M_{\max} = \frac{pL^2}{8}$	0,444 t. m	
Système Bc	Tmax	$T_{\max} = P \left( 2 - \frac{a}{L} \right)$	11,83 t	
	Mmax	$M_{\max} = \frac{PL}{2} \left( 1 - \frac{a}{L} \right)^2$	6,356 t. m	
Système Bt	Tmax	$T_{\max} = P \left( 2 - \frac{a}{L} \right)$	12,667 t.	Voir calcul des poutres.
	Mmax	$M_{\max} = \frac{PL}{2} \left( 1 - \frac{a}{L} \right)^2$	6,017 t. m	
Système Br	Tmax	$T_{\max} = P$	10 t	Voir calcul des poutres
	Mmax	$M_{\max} = \frac{PL}{4}$	6 t. m	
Système Mc120	Tmax	$T_{\max} = p \left( 1 - \frac{b}{2 \times L} \right)$	7,209 t	$p = \frac{55}{6,10}$ et $L = 2,40\text{m}$
	Mmax	$M_{\max} = p \times \frac{L}{4} \left( 1 - \frac{b}{2 \times L} \right)$	4,283 t. m	
Système Me120	Tmax	$T_{\max} = \frac{pL}{2}$	9,90 t	$p = \frac{33}{4}$ et $L = 2,40\text{m}$
	Mmax	$M_{\max} = \frac{pL^2}{8}$	5,94 t. m	

### Affectation aux sollicitations des coefficients de majorations dynamiques pour le hourdis

Surcharges		coeff. de maj. dynamique	Effort tranchant (t/ml)		Moment fléchissant (t. m/ml)	
			non-majoré	majoré	Non-majoré	Majoré
Charge permanente	G	-	0,7392	0,7392	0,444	0,444
Surcharges civiles	Bc	1,369	11,83	16,177	5,778	8,695
	Bt	1,364	12,667	17,278	6,017	8,207
	Br	1,212	10	12,12	6,00	7,272
Surcharges militaires	Mc120	1,440	7,209	10,38	4,283	6,168
	Me120	1,368	9,90	13,543	5,94	8,126

Pour le calcul du ferrailage ces efforts seront par la suite multipliés par 0,5 pour le calcul du ferrailage de l'appui et 0,8 pour le ferrailage en travée.

### Calcul des sollicitations aux états limites

La combinaison se fait de la même façon que dans le calcul des poutres.

#### Tableau des combinaisons des moments fléchissant

	Charges permanentes	Surcharges civiles	Charge militaires
ELU	1,35 × G	1,60 × Bc	1,35 × Me120
	1,35 × G	1,60 × Bc	
ELS	G	1,20 × Bc	Me120
		1,20 × Bc	

	ELS	ELU
	Moment Fléchissant Mser	Moment fléchissant Mu
A l'appui	5,439 t. m/ml	7,256 t. m/ml
En travée	8,702 t. m/ml	11,609 t. m/ml

## 2) Calcul des armatures principales

Les aciers du hourdis seront calculés à l'état limite Ultime (ELU) et vérifiés à l'ELS.

### Données

Nous avons comme données les caractéristiques du béton et des aciers :

La résistance de l'acier est  $F_e = 400$  Mpa

La résistance du béton à 28 jours à la compression  $F_{c28} = 30$  Mpa

La résistance du béton à 28 jours à la traction est  $F_{t28} = 2,4$  Mpa

L'enrobage c est pris égale à 3 cm

Le diamètre du plus grand granulat est de 25 mm

### Dimension de la dalle

Épaisseur de la dalle  $h_o = 22$  cm

Largeur de la dalle  $b = 100$  cm

### Calcul de la section minimale d'armatures longitudinales du hourdis

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,23 \times F_{t28}}{F_e} \times b d \Rightarrow A_{s_{\min}} = 2,21 \text{ cm}^2$$

### Calcul de la section d'armatures longitudinales du hourdis

#### • Aux appuis

Désignation	Formules	Résultats	Observations
d	$d_{\text{choisi}} = \min \begin{cases} 0,9h_o \\ h - c - 3 \end{cases}$	16 cm	d est la hauteur utile
$\bar{\sigma}_{bu}$	$\bar{\sigma}_{bu} = \frac{0,85 \times F_{28}}{\theta \times \gamma_b}$	20 Mpa	$\bar{\sigma}_{bu}$ est la contrainte limite du béton $\theta = 0,85$
$\bar{\sigma}_{su}$	$\bar{\sigma}_{su} = \frac{F_e}{1,15}$	347,83 Mpa	$\bar{\sigma}_{su}$ est la contrainte limite de l'acier.
$\mu$	$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \bar{\sigma}_{bu}}$	0,142 Mn. M	$\mu$ est le moment ultime réduit $\mu < 0,186$ donc pas d'acier en compression on est pivot A.
$\alpha$	$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)$	0,192	
Zb	$Z_b = d(1 - 0,4\alpha)$	14,77 cm	Zb est le bras de levier
As	$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times \bar{\sigma}_{su}}$	14,12 Cm <sup>2</sup>	As est la section d'acier qu'il faut à l'appui du hourdis

**Conclusion :** Cette section d'acier est nettement supérieure à la section minimale donc nous optons pour des HA16 espacés de 14 cm à l'appui.

#### • En travée

Désignation	Formules	Résultats	Observations
d	$d_{\text{choisi}} = \min \begin{cases} 0,9h_o \\ h - c - 3 \end{cases}$	16 cm	d est la hauteur utile
$\bar{\sigma}_{bu}$	$\bar{\sigma}_{bu} = \frac{0,85 \times F_{28}}{\theta \times \gamma_b}$	20 Mpa	$\bar{\sigma}_{bu}$ est la contrainte limite du béton $\theta = 0,85$
$\bar{\sigma}_{su}$	$\bar{\sigma}_{su} = \frac{F_e}{1,15}$	347,83 Mpa	$\bar{\sigma}_{su}$ est la contrainte limite de l'acier.
$\mu$	$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \bar{\sigma}_{bu}}$	0,227	$M_u = 0,1161$ MN.m $\mu$ est le moment ultime réduit $\mu > 0,186$ on est pivot B
$\gamma$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	1,334	
$\mu^l$	$\mu^l = \mu \left[1 - \frac{1 - \theta}{8,5}\right] \theta$	0,251	$\mu^l > \mu$ donc pas d'acier en compression
$\alpha$	$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)$	0,326	
Zb	$Z_b = d(1 - 0,4\alpha)$	14 cm	Zb est le bras de levier
As	$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times \bar{\sigma}_{su}}$	23,84 Cm <sup>2</sup>	As est la section d'acier qu'il faut en travée du hourdis



**Conclusion :** Cette section d'acier est nettement supérieure à la section minimale donc nous optons pour des HA16 espacés de 8 cm en travée

Vérification des aciers à l'ELS

$$y_1 = -3 \times (Z - d)$$

pour le dimensionnement en travée  $y_1 = 6$  cm et à l'appui  $y_1 = 3,69$  cm

$$\sigma_b = \frac{2M_{ser}}{b \times y_1 \left( d - \frac{y_1}{3} \right)}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \left( d - \frac{y_1}{3} \right)}$$

	Moment ELS KN.m (Page 30)	$\sigma_b$ (Mpa)	Contrainte admissible du béton (MPa)	$\sigma_s$ (Mpa)	Contrainte admissible acier (Mpa)
A l'appui	54,4	9,8	18	276,2	400
En travée	87,0	13,3	18	271,3	400

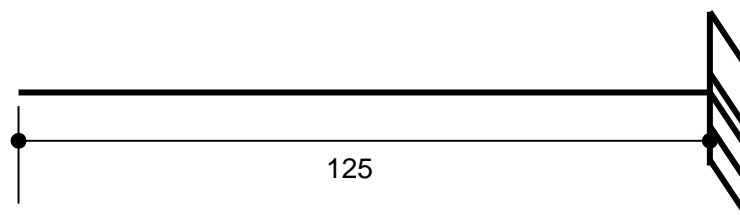
**Conclusion :** Le dimensionnement est bon.

### 3) Calcul de l'encorbellement

#### a) Calcul des sollicitations

Pour effectuer le calcul de la dalle en encorbellement (dalle sous trottoir) nous allons utiliser les surcharges locales de trottoir selon le fascicule 61 titre II.

La dalle sous trottoir ou dalle en encorbellement est une structure encastree à son appui de droite ou gauche.



Dans les charges locales de trottoirs nous distinguons deux types de surcharges pour le calcul de la dalle en encorbellement qui sont la charge de la roue isolée de six tonnes et la charge de 450 kg/m<sup>2</sup>

Charge permanente	Tmax	$T \max = p$	0,625 t/ml	P = 0,625 t/ml
	Mmax	$M \max = p \times \frac{\ell}{2}$	0,391 t.m/ml	
Roue isolée de 6 t	Tmax	$T \max = P$	6 t/ml	Sur tout le long de la travée ces valeurs des efforts ne varient
	Mmax	$M \max = p \times \ell$	7,50 t.m/ml	
Charge de 450 kg/m <sup>2</sup>	Tmax	$T \max = p\ell$	0,563 t/ml	p = 450 × 1 = 450 kg / ml et $\ell = 1,25$ m
	Mmax	$M \max = p \times \frac{\ell^2}{2}$	0,352 t. m/ml	

### b) Calcul des efforts aux états limites

La combinaison se fera comme dans les autres cas mais cette fois-ci seules les charges de trottoirs sont considérées.

Tableau des combinaisons du moment fléchissant

	Charge permanente	Max des charges locales
ELU	1,35 × 0,391	1,60 × 7,50
ELS	0,391	7,50 t. m/ml

$$M_u = 12,52 \text{ t. m/ml}$$

$$M_{ser} = 7,9 \text{ t. m/ml}$$

### c) Calcul des armatures

Les aciers du hourdis seront calculés à l'état limite de service pour une fissuration préjudiciable et cela à l'aide d'un programme informatique.

#### Données

Nous avons comme données les caractéristiques du béton et de l'acier.

La résistance de l'acier est  $F_e = 400$  Mpa

La résistance du béton à 28 jours à la compression  $F_{c28} = 30$  Mpa

La résistance du béton à 28 jours à la traction est  $F_{t28} = 2,4$  Mpa

L'enrobage c est pris égale à 3 cm

Le diamètre du plus grand granulats est de 25 mm

#### Dimension de la dalle

Épaisseur de la dalle  $h_o = 22$  cm

Largeur de la dalle  $b = 100$  cm

### Calcul de la section minimale d'armatures longitudinales dans la dalle

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,23 \times Ft_{28}}{Fe} \times bd \Rightarrow A_{s_{\min}} = 2,21 \text{ cm}^2$$

Résultat du programme informatique

$$\begin{aligned} y_1 &= 0,0831 \text{ m} \\ y_2 &= 0,0830 \text{ m} \\ A_s &= 28,1 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

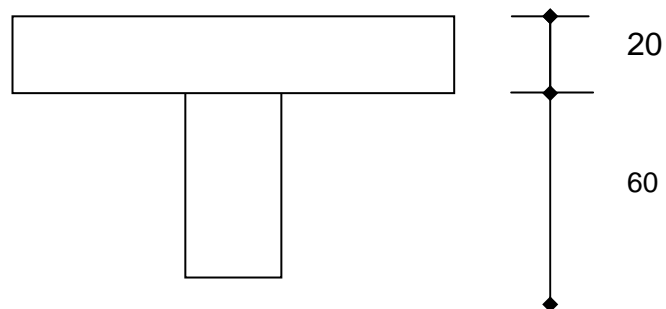
Nous disposerons des HA16 espacés de 14 cm en dessous (1<sup>er</sup> lit) et des HA20 au-dessus espacés de 14 cm (2<sup>ème</sup> lit).

$$A_s \text{ Réel} = 32,20 \text{ cm}^2$$

### E) CALCUL DES ENTRETOISES

#### 1) Ferrailage des entretoises (ELS)

- Section en T de l'entretoise (Té)



- Tableau des moments et efforts tranchant

Désignation		Mser	Tu (t)
Entretoises	Sur appui	0,03673	23,412
	En travée	0,05877	

#### • Calcul en travée : $M_{ser} = 0,05877$

Les aciers longitudinaux utilisés dans l'entretoise sont des ronds lisses avec possibilité de les plier et de les déplier.  $FeE = 235 \text{ Mpa}$ .

$$f_{s_{ser}} = \min \begin{cases} \frac{2}{3} \\ 110\sqrt{\eta Ft_{28}} \end{cases} \Rightarrow f_{s_{ser}} = 156,667 \text{ Mpa}$$

- Calcul du moment de référence

$$M_{tser} = \frac{\sigma_s \left( d - \frac{h_0}{3} \right)}{30 \times (d - h_0)} \times b \times h_0^2 \text{ avec } d = h - (c + 5) = 0,721 \text{ m}$$

$$M_{tser} = \frac{156,667 \left[ \left( 0,721 - \frac{0,201}{3} \right) \right]}{30 \times (0,721 - 0,201)} \times 0,70 \times 0,201^2$$

$$M_{tser} = 0,1857 \text{ MN.m}$$

on a  $M_{ser} = 0,05877 < M_{tser}$

donc pas d'acier en compression et le calcul se fait comme une section rectangulaire ( $b=b_0$ ).

$$\alpha_{AB} = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \sigma_s} \Rightarrow \alpha_{AB} = \frac{15 \times 18}{15 \times 18 + 156,667}$$

$$\alpha_{AB} = 0,6328$$

- Calcul du moment de résistance

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \alpha_{AB} \left( 1 - \frac{\alpha_{AB}}{3} \right) \times b_0 \times d^2 \times \bar{\omega}_{bc}$$

$$M_{rb} = \frac{18}{2} \times 0,6328 \times \left( 1 - \frac{0,6328}{3} \right) \times 0,70 \times (0,721)^2$$

$$M_{rb} = 1,6353 \text{ MN.m}$$

$M_{ser} < M_{rb}$  donc pas d'acier en compression

- Calcul du bras de levier

$$Z_b = \min \left\{ \begin{array}{l} d \left( 1 - \frac{\alpha_{AB}}{3} \right) = 0,510 \\ d - \frac{h_0}{3} = 0,654 \end{array} \right. \Rightarrow Z_b = 0,654 \text{ m}$$

- Calcul de la section d'acier

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{0,05877}{0,510 \times 156,667}$$

$$A_s = 7,36 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures on a 3  $\phi$  20 d'où la section réelle est  $A_s$  réelle = 9,42  $cm^2$ .

- **Disposition constructive**

$$\phi t = 8 \text{ mm}, \quad e_h = (20 - 2\phi t - 3\phi \ell - 2C)$$

- **Condition de non-fragilité**

$$A_{\min} = \frac{I \times Ft28}{0,81 \times h \times V' \times Fe} \quad I \text{ est le moment d'inertie de l'entretoise et d'après le théorème de}$$

Huyguen on a :  $I_{GX} = I_{GX_i} + S \times d^2$  ; d'où on a  $I_{GX} = 0,0541 \text{ m}^4$  ;  $V' = Y_{GX} = 51,62 \text{ cm}$

$$\text{d'où} \quad A_{\min} = \frac{0,0541 \times 2,4}{0,81 \times 0,801 \times 0,51615 \times 235}$$

$$A_{\min} = 3,90 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non-fragilité est vérifiée.

- **Calcul des armatures d'âme**

$$a_u = \frac{Tu}{b_o \times d} = \frac{0,234}{0,20 \times 0,801} = 1,46 \text{ m}$$

- vérification du béton

$$\tau_{\lim} = \min \begin{cases} 0,15 \frac{Fc28}{\gamma_b} \\ 4 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \tau_{\lim} = 3 \text{ Mpa}$$

$a_u < \tau_{\lim}$  , on peut prévoir des armatures d'âme droites de  $\alpha = 90^\circ K=1$  car fissuration préjudiciable, on a :

$$\frac{At}{St} \geq b_o \frac{(a_u - 0,3K \times Ft28) * \gamma_s}{0,9 \times Fet}$$

$$\frac{At}{St} \geq 20 \frac{(1,46 - 0,30 \times 1 \times 2,4) \times 1,15}{0,9 \times 235} \Rightarrow \frac{At}{St} \geq 0,0805 \text{ Cm}^2 / \text{Cm}$$

- Pourcentage minimal

$$\frac{At}{St} \geq \frac{0,40 \times b_o}{Fet} \Rightarrow \frac{At}{St} \geq \frac{0,4 \times 20}{235}$$

$$\frac{At}{St} \geq 0,034 \text{ Cm}^2 / \text{Cm}$$

Condition vérifiée

- diamètre des  $\phi t$

$$\phi t \leq \min \begin{cases} \phi l \rightarrow 20 \text{ mm} \\ h/35 \rightarrow 22 \text{ mm} \\ b_0/10 \rightarrow 20 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{on prend alors } \phi t = 8 \text{ mm}$$

$$St \leq \frac{At}{0,0805} \Rightarrow St \leq 12,49 \text{ Cm donc } St_0 = 10 \text{ cm}$$

- espacement maximal

$$St \leq \min \begin{cases} 0,9d = 65 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \\ 15\phi \text{ si } A_s' = 0 \end{cases} \quad \text{donc } St \leq 40 \text{ cm}$$

### Tableau récapitulatif du ferrailage des entretoises

Désignation		Section calculée $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des aciers	As réelle (cm <sup>2</sup> )	Eh (cm)	St (Cm)	Non fragilité $A_{min}$ (Cm <sup>2</sup> )
Entretoise	Sur appui		2 $\phi$ 20	6,28	7	40	3,90
	En travée	7,36	3 $\phi$ 20	9,42	7	40	3,90

Le nombre de brin est 2 par cadre.

## 3.2 CALCUL DES APPUIS D'UNE TRAVÉE DE 15 m

### INTRODUCTION

Le calcul des appuis concerne les aspects suivants :

- le calcul des aciers de frettage des bossages,
- les chevêtres et les éléments des sommiers des culées,
- pour les ferrillages des fûts de piles.

#### 1) Calcul du bossage

Nous avons deux types de bossages : bossage de rive dont la hauteur est de 4,8 cm et les bossages intermédiaires dont la hauteur est de 11,1 cm. Les bossages sont sollicités en compression et vu leur faible hauteur, ils seront frettés pour éviter leur éclatement.

#### a) Calcul des charges sur bossage

Il s'agit des surcharges du tablier qui repose sur le bossage par le biais des poutres, des surcharges et du poids propre du tablier.

Désignations		Surcharges							Trottoir
		G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	Me120	Type E	
Bossage de rive	R	25,521	20,441	25,568	17,618	25,983	17,914	25	1,406
Bossage intermédiaire	R	17,33	20,441	25,568	17,618	25,983	17,914	25	-

R : réaction d'appui  
G : charges permanentes.

## b) Calcul du ferrailage

Combinaison des charges à l'ELS et à l'ELU

		Bossage de rive	Bossage intermédiaire
ELU	Ru (T)	-	-
ELS	Rs(T)	57,609	48,012

### Frettage du bossage

La formule du fretage de calcul provient du PP 73 qui est :  $A_s \geq \frac{0,04 \times R_s}{\bar{\sigma}_s}$  où  $\bar{\sigma}_s$

est la contrainte limite de traction de l'acier qui est égal  $\bar{\sigma}_s = 215,556$  Mpa  
Rs réaction sur le bossage à l'ELS.

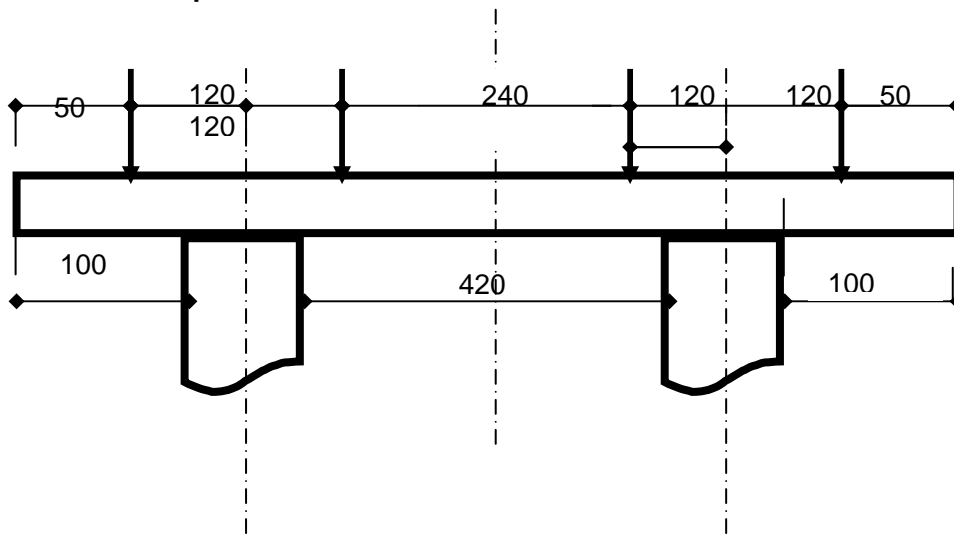
**NB :** Comme la réaction du bossage de rive est supérieure à celle du bossage intermédiaire et pour une raison de commodité nous adopterons le même ferrailage.

$$A_s \geq \frac{0,04 \times 0,57609}{215,556} \quad A_s \geq 1,07 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Le fretage se fait dans les deux sens ; d'où dans le sens de 45 cm on a 4 HA 8 espacés de 11,93 cm et dans le sens des 35 cm on a 4HA 8 espacés de 8,6 cm.

## 2) Calcul des chevêtres

### a) En flexion simple



On considère le chevêtre encastré sur les deux poteaux et aussi encastré sur les extrémités des fûts en porte-à-faux.

- **Descente de charges sur le chevêtre**

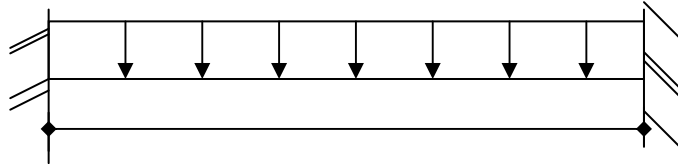
On considère deux cas de charges :

1<sup>er</sup> cas on a pour la partie du chevêtre intermédiaire

2<sup>ème</sup> cas on pour le chevêtre en porte-à-faux :

- **Calcul des efforts dus à la charge permanente et A(L)**

- cas de la charge permanente



$$R_A = R_B = pL/2 \text{ or } p=3,5 \text{ T/ml et } L=4,20 \text{ m}$$

$$\text{Donc } R_A = 7,35 \text{ T}$$

$$\text{Effort tranchant } T = 7,35 \text{ T}$$

$$\text{Moment sur appui } M_A = M_B = \frac{pL^2}{2} = 30,87 \text{ T.m}$$

$$\text{Moment en travée } M_{\max} = \frac{pL}{24} \Rightarrow M_{\max} = 2,573 \text{ T.m}$$

- Cas A(L)

$$R_A = R_B = 43,217 \text{ T}$$

$$T = 43,217 \text{ T}$$

$$M_A = M_B = 30,561 \text{ T.m moment fléchissant sur appui}$$

$$M_{\max} \text{ à } L/2 \text{ est } 8,335 \text{ T.m en travée}$$

- Surcharges sur trottoir (générales) : 150 Kg/m<sup>2</sup>

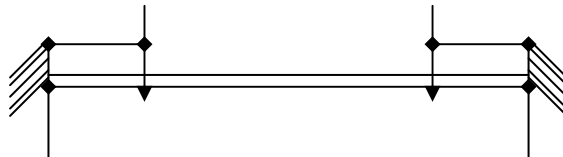
$$R = \frac{1}{4} \times 15,80 \times 0,15 \times 1,25 = 2,963 \text{ T}$$

$$\text{Effort tranchant } T = 43,217 \text{ T}$$

$$\text{Moment fléchissant sur appui } M = 1,482 \text{ T.m}$$

- Calcul des efforts cas des charges isolées

1<sup>er</sup> cas :



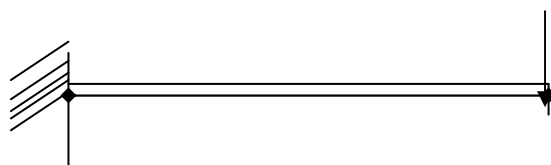
d'après le formulaire de béton armé on a :  $R_A = R_B = P$  , l'effort tranchant est  $T=P$  et le moment

$$\text{fléchissant a pour formule en travée } M = P \times a \times \left(1 - \frac{a}{L}\right)$$



Désignation	$R_A = R_B$ (T)	$M_A=M_B$ (T.m)	M en travée (T.m)	$T_A=T_B$ (T)
<b>Charge permanente</b>	34,781	24,595	6,708	34,781
<b>Bc</b>	21,750	15,380	4,195	21,750
<b>Bt</b>	16	11,314	3,086	16
<b>Br</b>	2,5	1,768	0,482	2,5
<b>Mc120</b>	27,50	19,446	5,304	27,5
<b>Me120</b>	16,5	11,668	3,182	16,5
<b>Type E</b>	50	35,357	-	50

2<sup>ème</sup> cas :



d'après le formulaire de béton armé on a :  $R_A = P$  , l'effort tranchant est  $T=P$  et le moment fléchissant a pour formule en travée  $MA = -P \times (\alpha - x)$

Désignation	$R_A$ (T)	$M_A$ (T.m)	T (T)
<b>Charge permanente</b>	51,094	25,527	51,094
<b>Bc</b>	21,750	10,875	21,750
<b>Bt</b>	16	8,00	16
<b>Br</b>	2,5	1,250	2,5
<b>Mc120</b>	27,50	13,75	27,5
<b>Me120</b>	16,5	8,25	16,5
<b>Type E</b>	50	21,608	50
<b>A(L)</b>	43,217	21,608	43,217
<b>150 kg/m<sup>2</sup></b>	2,963	1,482	2,963

## Valeurs dues aux coefficients de majorations dynamiques

	Surcharges	Sollicitations non pondérées	Coefficient de majoration dynamique $\delta$	Sollicitations majorées
Chevêtre entre nus de fûts	Système Bc	R = 21,750	1,192	25,926
		M = 15,385		18,334
		Mmax = 4,195		5,00
		T = 21,750		25,926
	Système Bt	R = 16	1,153	18,448
		M = 11,314		13,045
		Mmax = 3,086		3,558
		T = 16		18,448
	Système Br	R = 2,50	1,109	2,773
		M = 1,768		1,961
		Mmax = 0,482		0,535
		T = 2,50		2,773
	Mc120	R = 27,50	1,186	32,615
		M = 19,446	1,186	23,063
		Mmax = 5,304		6,291
		T = 27,50		32,615
Me120	R = 16,50	1,155	19,058	
	M = 19,446		13,477	
	Mmax = 3,182		3,675	
	T = 16,5		19,058	
Chevêtre en porte-à-faux	Système Bc	R = 21,750	1,192	25,926
		M = 10,875		18,334
		T = 21,750		25,926
	Système Bt	R = 16	1,153	18,448
		M = 8		9,224
		T = 16		18,448
	Système Br	R = 2,50	1,109	2,773
		M = 1,25		1,186
		T = 2,50		2,773
	Mc120	R = 27,50	1,186	32,615
		M = 13,75		16,308
		T = 27,50		32,615
	Me120	R = 16,50	1,155	19,058
		M = 8,25		9,529
		T = 16,5		19,058

Tableau récapitulatif des charges sur chevêtres entre deux fûts

Efforts	G	Surcharges						
		A(L)	Bc	Bt	Br	Mc120	Me120	Type E
Moment sur appui	55,465	30,56	18,33	13,045	1,961	23,063	13,477	35,357
Moment en travée	9,283	8,335	5	3,558	0,535	6,291	3,675	9,643
Effort tranchant	42,131	43,217	25,926	18,448	2,773	32,615	19,058	50

$$G = \begin{cases} M = 34,781 + 7,35 \\ T = 34,781 + 7,35 \end{cases}$$

### Tableau récapitulatif des charges sur chevêtres en porte-à-faux

Effort	G	Surcharges							Trottoir
		A(L)	Bc	Bt	Br	Mc120	Me120	Type E	
M	27,277	30,561	12,963	9,224	1,39	16,308	9,529	21,61	1,481
T	54,494	43,217	25,926	18,448	2,77	32,615	19,058	50	2,963

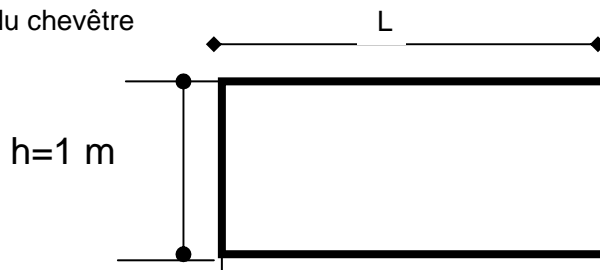
$$G = \begin{cases} M = 25,527 + 1,75 \\ T = 51,094 + 3,50 \end{cases}$$

### Combinaison des charges

		Chevêtre entre deux fûts		Chevêtre porte-à-faux
		En appui	En travée	
ELU	Mu (T.m)	123,775	25,865	73,77
	Tu (T)	126,024		147,590
ELS	Mser (T.m)	92,138	19,283	54,690
	Tser (T)	91,991		106,454

### Ferraillage du chevêtre à flexion

- Le chevêtre à même caractéristique de matériaux que pour les dalles, poutres etc...
- section du chevêtre



### Tableau récapitulatif des efforts tranchants et des moments

Désignation		Mser	T (MN.m)
Chevêtre entre deux fûts	En travée	0,193	1,20
	Sur appui	- 0,9214	
Chevêtre en porte-à-faux		0,5469	1,4759

### Calcul du ferraillage

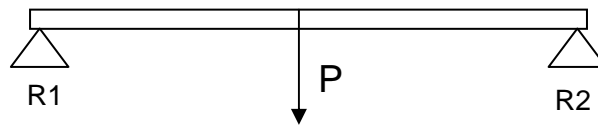
Le calcul a été mené suivant l'organigramme de calcul des sections rectangulaire à l'ELS. Identique à celui de la dalle considérée comme poutre.

Les résultats sont énumérés dans le tableau suivant :

Désignations		Section d'acier	Choix du type d'aciers	As réelle (cm <sup>2</sup> )	eh (cm)	St (cm)	Condition de non fragilité
Chevêtre entre deux fûts	Sur appui	58,316	19HA20	59,66	8	40	17,39
	En travée	12,22	6HA20	18,84			
Chevêtre en porte-à-faux		34,61	12HA20	37,68	8	35	17,39

### b) Calcul du chevêtre à la torsion

Il se produira le phénomène de torsion dans le chevêtre lorsqu'une seule travée est chargée d'une surcharge. Nous déterminons l'excentricité de la réaction de cette charge par rapport à l'axe du chevêtre.  $E = 40$  cm car l'excentricité du bossage par rapport à l'axe du chevêtre 0,4 m sous surcharge A(L)



$$M_T = R_2 \times E \times \frac{1}{4}$$

$$R_1 = \frac{P \ell}{2} \Rightarrow M_T = \frac{P \ell}{2} \times E \times \frac{1}{4}$$

$$M_T = 8,206 \quad \text{T.m}$$

Surcharge type E

$$M_T = \frac{1}{4} \times \frac{200}{2} \times 0,4$$

$$M_T = 10 \quad \text{T.m}$$

convoi Bc

$$M_T = R_{\max} \times 0,4$$

$$M_T = 8,50 \quad \text{T.m}$$

Ainsi on a pour toutes les autres surcharges

Surcharges	Effort tranchant	d	Résultats	Unité
Bc	$21,242 \times \frac{4,20}{2}$	0,4	8,4968	T /ml
Bt	$17,618 \times \frac{4,20}{2}$	0,4	7,0472	T /ml
Br	$2,773 \times \frac{4,20}{2}$	0,4	1,1092	T /ml
A(L)	$20,441 \times \frac{4,20}{2}$	0,4	8,1764	T /ml
Mc120	$25,983 \times \frac{4,20}{2}$	0,4	10,3932	T /ml
Me120	$17,914 \times \frac{4,20}{2}$	0,4	7,1656	T /ml
Type E	$25 \times \frac{4,20}{2}$	0,4	10	T /ml
Surcharges de trottoirs	$1,406 \times \frac{4,20}{2}$	0,4	0,5624	T /ml

Tous les résultats sont à multiplier par  $\frac{4,20}{2}$  pour obtenir le moment en T.m

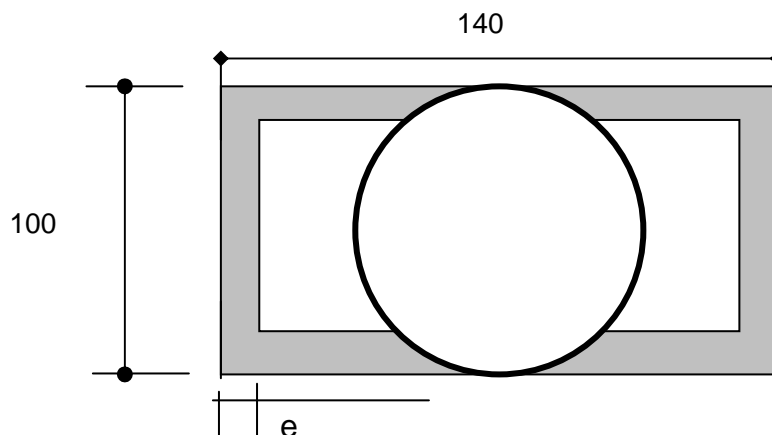
les combinaisons de charges sont :

$$ELU \quad M_{TU} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{8,4968 \times 4,20}{2} \times 1,6 = 28,549 \\ \left( 10,3932 \times \frac{4,20}{2} \right) \times 1,35 = 29,467 \end{array} \right.$$

$$M_{TU} = 29,467 \text{ T.m}$$

$$ELS \quad M_{TS} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{8,4968 \times 4,20}{2} \times 1,20 = 21,411 \\ \left( 10,3932 \times \frac{4,20}{2} \right) \times 1,35 = 21,825 \end{array} \right.$$

$$M_{TS} = 21,825 \text{ T.m}$$



$$e = \frac{D}{6} \text{ avec } D \text{ le diamètre du cercle inscrit dans le rectangle supérieur de dimension } 1,00 \times 1,40$$

$$\text{donc } D = 1,00 \text{ d'où } e = 0,167 \text{ m}$$

$$\text{L'aire de la section creuse est : } A = (1 - 0,167) \times (1,40 - 0,167) = 1,03 \text{ m}^2$$

$$\text{Le périmètre de contour est : } P = [(1 - 0,167) + (1,40 - 0,167)] \times 2 = 4,13 \text{ m}$$

#### Calcul des armatures longitudinales de torsion

$$A_s = \frac{P \times T_u \times \gamma_s}{2 \times A \times F_e} \Rightarrow A_s = \frac{4,13 \times 0,29467 \times 1,15}{2 \times 1,03 \times 400} \text{ on a } A_s = 16,98 \text{ cm}^2$$

Avec cette section d'armatures longitudinale nous disposerons 4HA25 dans les angles d'où la section réelle  $19,625 \text{ cm}^2$

#### Calcul de la contrainte tangente de torsion

$$\tau_u = \frac{T_u}{2A \times e} = \frac{0,27063}{2 \times 1,03 \times 0,167}$$

$$\tau_u = 0,787 \text{ MPa}$$

#### Calcul des armatures transversales de torsion

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{T_u \times \gamma_s}{2 \times A \times F_e} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{0,294673 \times 1,15}{2 \times 1,03 \times 400}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 4,11 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

#### Tableau récapitulatif

		Chevêtre entre deux fûts	Chevêtre en porte-à-faux
Flexion simple	En travée	6 HA 20	12 HA 20
	Sur appui	19 HA 20	
Torsion		4 HA 25	4HA25

La section d'acier est égale à la somme des sections en flexion et en torsion.

$$n = \text{nombre de brin} = 6 \quad S_t \leq 33 \text{ cm}$$

**3) Calcul du sommier****a) Calcul à la torsion**

	Mur garde grève
Poids au t/ml	$2,5 \times \left( \frac{1,314 + 1,201}{2} \right) \times 0,25 = 0,785$
Excentricité par rapport à G(m)	0,555
Moment de torsion (T.m/ml)	-0,436

**Moment de torsion dans la section SA**

$$T = \frac{0,4362 \times 4,20}{2} = -0,9160 \text{ (T)}$$

**Effort tranchant concomitant**

$$V_u = 0,78594 \times 4,20/2 = 1,6505 \text{ (T)}$$

Poussée des terres

Le coefficient de poussée active  $K_a = 0,4$  ; le poids volumique du remblai est égale à  $2 \text{ t/m}^3$ , la hauteur du remblai est de  $2,31 \text{ m}$ .

soit  $p$  cette poussée on a  $p = K_a \times \gamma \times \frac{H_r^2}{2} \Rightarrow p = 2,142$

$$p = 2,142 \text{ t/ml}$$

l'excentricité  $e = \frac{H_r}{3} - \frac{H_s}{2} \Leftrightarrow e = \frac{2,314}{3} - \frac{1,00}{2} = 0,27 \text{ m}$

le moment de torsion dans la section est :

$$T = -P \times e \times \frac{\ell}{2} \Rightarrow T = -0,5812 \times \frac{4,20}{2} = -1,21$$

$$Tr = -1,22 \quad t.m$$

**Effort tranchant concomitant**

$$V_u = 0,78594 \times 4,20/2 = 4,498 \text{ t}$$

**Poids propre chevêtre**

$$V_U = \frac{2,5 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,36 \times 4,20}{2} = 4,497864 \text{ t}$$

### Calcul de la densité de transmission de charge au sommier

$$q = \frac{2P}{0,25 + 2h} \text{ or } h = 1,701 \text{ m et } P = 6 \text{ t}$$

$$\text{donc } q = 3,286 \text{ t/ml}$$

	Poids de l'essieu	Freinage vers le remblai	Freinage vers tablier
Densité $q$	3,286	3,286	- 3,097
Moment unitaire $T_1=qxe$	$3,286 \times 0,555 = 1,824$	$3,286 \times 1,701 = 5,589$	$-3,286 \times 1,701 = 5,589$
Moment de torsion (T.m) $T_i$	$1,824 \times 4,2/2 = 3,830$	$-5,589 \times \frac{4,2}{2} = -11,052$	$5,589 \times \frac{4,2}{2} = 11,052$
Effort tranchant concomitant $V = \frac{q\ell}{2}$	$3,286 \times \frac{4,2}{2} = 6,900$	-6,900	6,900

### Combinaison des charges

$$1,35 \times G_{\max} + G_{\min} + 1,6 \times Q$$

N°	Désignation	Moment de torsion	$V_y(T)$	$V_z(T)$
(1)	Pois du mur garde grève	0,916 t. m	0	8,791
(2)	Poussée des terres	-1,2204 t. m	4,499	0
(3)	Essieu de 12 t - freinage vers remblai	$3,830 + 5,589 = 9,41 \text{ t. m}$	-6,900	6,900
(4)	Essieu de 12 t - freinage vers le tablier	$3,830 - 5,589 = -1,759 \text{ t. m}$	-6,900	6,900

Les deux combinaisons défavorables sont :

N°	Effet recherché	$G_{\min}$	$G_{\max}$	Q
C1	Tu max. ou $V_{2u}$ max	(1)	(2)	(3)
C2	Tu min. ou $V_{yu}$ max	(2)	(1)	(4)

### Combinaison C1

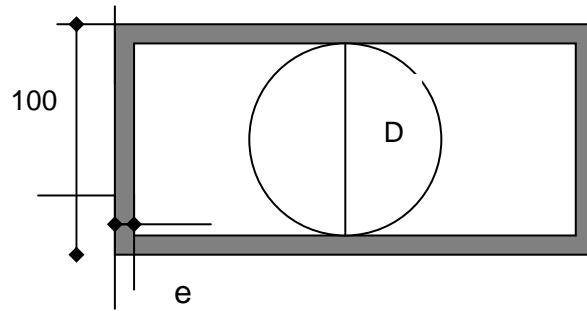
$$Tu = 1,35 \times 0,916 - 1,2204 + 1,6 \times 9,419 = 15,087 \text{ T.m}$$

### Combinaison C2

$$Tu = 1,35 \times 1,2204 + 0,916 - 1,6 \times 1,759 = 3,546 \text{ T.m}$$

$$Tu_{\max} = 15,087 \text{ T.m}$$





$e = \frac{D}{6}$  avec D le diamètre du cercle inscrit dans le rectangle supérieur de dimension  $1,00 \times 1,40$

donc  $D = 1,00$  d'où  $e = 0,167$  m

L'aire de la section creuse est :  $A = (1 - 0,167) \times (1,40 - 0,167) = 1,03 \text{ m}^2$

Le périmètre de contour est :  $P = [(1 - 0,167) + (1,40 - 0,167)] \times 2 = 4,13$  m

#### Calcul des armatures longitudinales de torsion

$$A_s = \frac{P \times T_u \times \gamma_s}{2 \times A \times F_e} \Rightarrow A_s = \frac{4,053 \times 0,15087 \times 1,15}{2 \times 0,993 \times 400} \quad \text{on a } A_s = 0,84 \text{ cm}^2$$

Avec cette section d'armatures longitudinale nous disposerons 4HA20 dans les angles d'où la section réelle  $12,56 \text{ cm}^2$ .

#### Calcul de la contrainte tangente de torsion

$$\tau_u = \frac{T_u}{2A \times e} = \frac{3 \times 15,087}{2 \times 0,993 \times \frac{1}{6}}$$

$$\tau_u = 1,363 \text{ MPa}$$

#### Calcul des armatures transversales de torsion

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{T_u \times \gamma_s}{2 \times A \times F_e} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{1,363 \times 1,15}{2 \times 0,994 \times 400}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,20 \text{ cm}^2 / \text{Cm}$$

On connaît le nombre de brins, on a 8 brins et  $\phi_t = 10$  donc  $A_t = 8 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t \leq 40$  cm la section d'acier calculée en torsion sera ajouté à celle de la flexion simple et l'espacement maximal  $S_t$  sera le plus petit des valeurs.

#### b) Calcul en flexion simple

Comme le sommier a les mêmes dimensions que le chevêtre, les résultats obtenus pour le calcul du chevêtre restent les mêmes ainsi ils seront mentionnés dans le tableau suivant :

		Sommier entre deux fûts		Sommier porte-à-faux
		En appui	En travée	
ELU	Mu (T.m)	123,775	25,865	73,77
	Tu (T)	126,024		147,590
ELS	Mser (T.m)	92,138	19,283	54,690
	Tser (T)	91,991		106,454

### Tableau des résultats des armatures

		Aciers longitudinaux	$\frac{A_t}{St} \geq a \text{ cm}^2$	eh	St < a
Sommier entre deux fûts	Appui	19 HA 20	0,125 Cm <sup>2</sup>	8	64
	En travée	6 HA 20	0,125 Cm <sup>2</sup>	8	64
Sommier en porte à faux		12 HA 20	0,125 Cm <sup>2</sup>	9,81	64

Ainsi nous allons ajouter 4 HA 20 disposé dans les angles aux aciers du tableau et l'espacement  $St < 40 \text{ cm}$ .

#### 4) Calcul des fûts

Nous avons adopté les pourcentages préconisés par le SETRA dans le PP73. Néanmoins il faut signaler qu'ils sont calculés au freinage et à la compression.

Le ferrailage vertical minimum est égal à 0,2 % de la section du béton et la valeur maximum est de 5 %.

Dans le cas de notre projet et pour la phase APD nous retenons les sections maximum suivantes : 12 HA 20 pour les aciers longitudinaux, et aciers transversaux des cerces  $\phi 12$  espacé de 25 cm.

#### a) Calcul du mur garde grève

Pour l'étude de ces éléments, le calcul proprement dit n'a pas été effectué. Pour déterminer les armatures concernant ces éléments, nous avons utilisé le ferrailage type recommandé par le PP73 du SETRA.

Le mur garde-grève est soumis aux poussées des terres, des efforts de freinage et aussi des surcharges de chaussée. Il est donc dimensionné à la flexion simple.

Le plan du ferrailage (voir annexe).

Ce ferrailage est fonction de son épaisseur et de sa hauteur

- **Hauteur**

On a une hauteur de 1,314 m

- **L'épaisseur conseillée**

Elle a pour formule  $e = 0,1 + 0,1 h \Rightarrow e = 0,23 \text{ m}$   
Vu cette épaisseur nous adoptons  $e = 25 \text{ cm}$

- **Ferraillage vertical** : HA 12  
Tous les 10 cm sur la face arrière  
Tous les 20 cm sur la face avant
- **Ferraillage horizontal** : HA 10  
  
Tous les 15 cm sur les deux faces  
Voir ferraillage en annexes

## D) CALCUL DES FÛTS

Dans la partie de calcul de fûts nous allons tout d'abord déterminer les sections minimales d'aciers conseillées par le PP. 73 du SETRA. Selon le document en question la section minimale d'armature verticale est normalement au moins égale à 0,2 % de la section totale du béton avec un maximum de 5 %. Ces armatures verticales sont réparties au voisinage des parois, et à la distance maximale de deux armatures sur une même face est plus égale à 40 cm.

Les armatures horizontales sont disposées en cours successifs plans : dans chaque cours elles forment une ceinture continue sur le pourtour de la pièce et embrassent les armatures verticales. La section totale d'armature horizontale est au moins égale à 0,05% de la section verticale de béton, et la distance maximale entre deux armatures sur une même face est au plus égale à 40 cm.

Ainsi donc les sections d'armatures déterminées selon les cas sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'armature	Section totale de béton	Section d'acier
Armatures verticales	0,785 m <sup>3</sup>	15,70 cm <sup>3</sup>
Armatures horizontales	1 m <sup>2</sup>	5 cm <sup>2</sup>

Après cette étude de vérification nous serons donc amenés à utiliser le ferraillage suivant : 12 HA 20 pour les aciers pour les aciers verticaux espacés de 26 cm (fûts circulaires) et pour les cerces (aciers transversaux) nous prenons  $\phi 8$  espacé de 25 cm.

## E) CALCUL DU MURS GARDE GRÈVE

Pour l'étude cet élément des études de calcul de structures proprement dit n'ont pas été effectuée mais pour déterminer les armatures concernant cet élément nous avons utilisé le ferraillage type recommandé par le PP73 du SETRA.

Le mur garde-grève est soumis aux poussées des terres des efforts de freinage et aussi des surcharges de chaussée. Il est donc dimensionné à la flexion simple.

Le plan du ferraillage (voir annexe 5).

Ce ferraillage est fonction de son épaisseur et de sa hauteur

- **Hauteur**  
On a une hauteur de 1,314 m
- **Épaisseur conseillée**  
Elle a pour formule  $e = 0,1 + 0,1 h \Rightarrow e = 0,23 \text{ m}$

Vu cette épaisseur nous adoptons  $e = 25 \text{ cm}$

- **Ferraillage vertical** : HA 12

Tous les 10 cm sur la face arrière  
Tous les 20 cm sur la face avant

- **Ferraillage horizontal** : HA 10

Tous les 15 cm sur les deux faces

## V. CALCUL DES FONDATIONS DES PONTS

### 1) Calcul des fondations des différents ouvrages

Le calcul des fondations a été effectué par type d'ouvrages et en considérant la pile la plus haute.

Trois grands types d'ouvrages ont été identifiés et les descentes de charges calculées sont présentées ci après :

➤ Pont à poutres en béton armé de 15,8 m

Hauteur maximum de fût	:	10,5 m
Charge permanente (y compris le poids de l'appui)	:	248 t
Surcharge	:	100 t.

➤ Pont à poutres en béton armé de 18,8 m

Hauteur maximum de fût	:	10,5 m
Charge permanente (y compris le poids de l'appui)	:	283 t
Surcharge	:	117 t.

➤ Pont mixte bipoutres de 31 m

Hauteur maximum de fût	:	13 m
Charge permanente (y compris le poids de l'appui)	:	468 t
Surcharge	:	150 t.

Toutes les semelles superficielles et les viroles sont fondées sur le rocher saint à la cote du refus.

Les contraintes admissibles des sols d'assise sont supérieures ou égales à 10 bars. Lorsque la roche saine affleure, la semelle est encastrée de 50 cm dans le rocher pour éviter un affouillement à long terme.

Toutes les viroles et semelles seront ancrées dans la roche par des aciers de diamètre 25 mm scellés à résine dans le rocher pour améliorer la stabilité des appuis au glissement.

Le PP73 du SETRA recommande pour les ponts des largeurs de semelles supérieures à 1,5 m.

Compte tenu de la présence du rocher, les semelles ont été dimensionnées en semelles rigides (voir dossier des plans).

## 2) Calcul des descentes de charges

Pont à poutres en béton armé de 15,8m		
ELS	Charge totale Contrainte au sol	Ps = 348 T Gsol = 1,7 bar
ELU	Charge totale Contrainte au sol	Pu = 470 T Gsol = 2,4 bars
Pont à poutre en béton armé de 18,8 m		
ELS	Charge totale Contrainte au sol	Ps = 400 T Gsol = 2 bars
ELU	Charge totale Contrainte au sol	Pu = 540 T Gsol = 2,7 bars
Ponts mixtes bipoutres de 31 m		
ELS	Charge totale Contrainte au sol	Ps = 618 T Gsol = 4,2 bars
ELU	Charge totale Contrainte au sol	Pu = 834 T Gsol = 4,2 bars

Les contraintes à l'ELS et à l'ELU de toutes les fondations sont inférieures aux contraintes admissibles des sols (10 bars).

## Tableau récapitulatif des essais effectués sur les sites des ouvrages



