

République Algérienne Démocratique et Populaire

15/94

Ministère Délégué aux Universités et de la  
Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département: Génie - Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*ETUDE D'UN PONT A POUTRES*

*MULTIPLES EN BETON ARME*

4 PLANCHES

Proposé par:

**E.N.G.O.A**

Etudié par:

**S. ZARROUK**

Dirigé par:

**Mr ZOUKH**

PROMOTION : Juillet 1994

E.N.P. 10, Avenue Hacem BADI - El harrach - ALGER

## DEDICACES

A ma mère pour tous les sacrifices consentis a mon égard.

A toute ma famille.

A tous ceux qui me sont chers.

Souada.

## REMERCIEMENTS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

Je remercie vivement tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Je remercie particulièrement:

- \* Mr. ZOUKH, mon promoteur.
- \* Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

## SOMMAIRE

* Chap 1: Description générale.	p 1
* Chap 2: Note de calcul pour la dalle.	P. 4
* Chap 3: Méthode de courbon - Généralités.	P. 24
* Chap 4: Note de calcul pour les poutres principales.	P. 36
* Chap 5: Note de calcul pour les entretoises.	P. 83
* Chap 6: Etude et appareils d'appui.	P. 91
* Chap 7: Répartition des efforts horizontaux dans l'infrastructure.	P. 96
* Chap 8: Vérification des appareils d'appuis.	P. 101
* Chap 9: Etude de la culée.	P. 105
* Chap 10: Etude de la pile.	P. 115
* Chap 11: Calcul des fondations.	P. 121

Bibliographie

## INTRODUCTION



Les ponts sont des ouvrages permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

Ils sont fondamentalement constitués d'une superstructure et d'une infrastructure dont la jonction est assurée par des appareils d'appuis.

### Ponts en béton armé:

Les ponts en béton armé s'étaient déjà très développés sous toutes les formes avant ces dernières années, mais certains types ont été encore appliqués avec un plus d'art dans une période assez récente.

### Architecture des ponts:

Les caractéristiques des ouvrages modernes résidant dans le fait que les lignes principales sont franchement mises en relief, ainsi que les autres articulations ou autres dispositifs de constructions, ont conduit à adopter une certaine architecture.

Les motifs de décorations ont été réduits au minimum, l'aspect architectural devant surtout être obtenu par la simplicité et l'élégance des formes.

### Présentation du projet:

Ce présent projet de fin d'étude nous a été proposé par l'Entreprise Nationale des Grands Ouvrages d'Arts (ENGOA). L'ouvrage d'art faisant l'objet de notre étude est un pont droit à poutres multiples, il sera implanté dans la localité de Oued Djendjen, Wilaya de Jijel, et servira au franchissement d'une piste.

Le pont est constitué de 2 travées isostatiques, l'une en béton précontraint et l'autre en béton armé, c'est celle-ci qui à fait l'objet de notre étude.

Les appareils d'appuis sont en élastomère fretté. Ils sont fixés sur appuis (bossages cubiques) en béton armé.

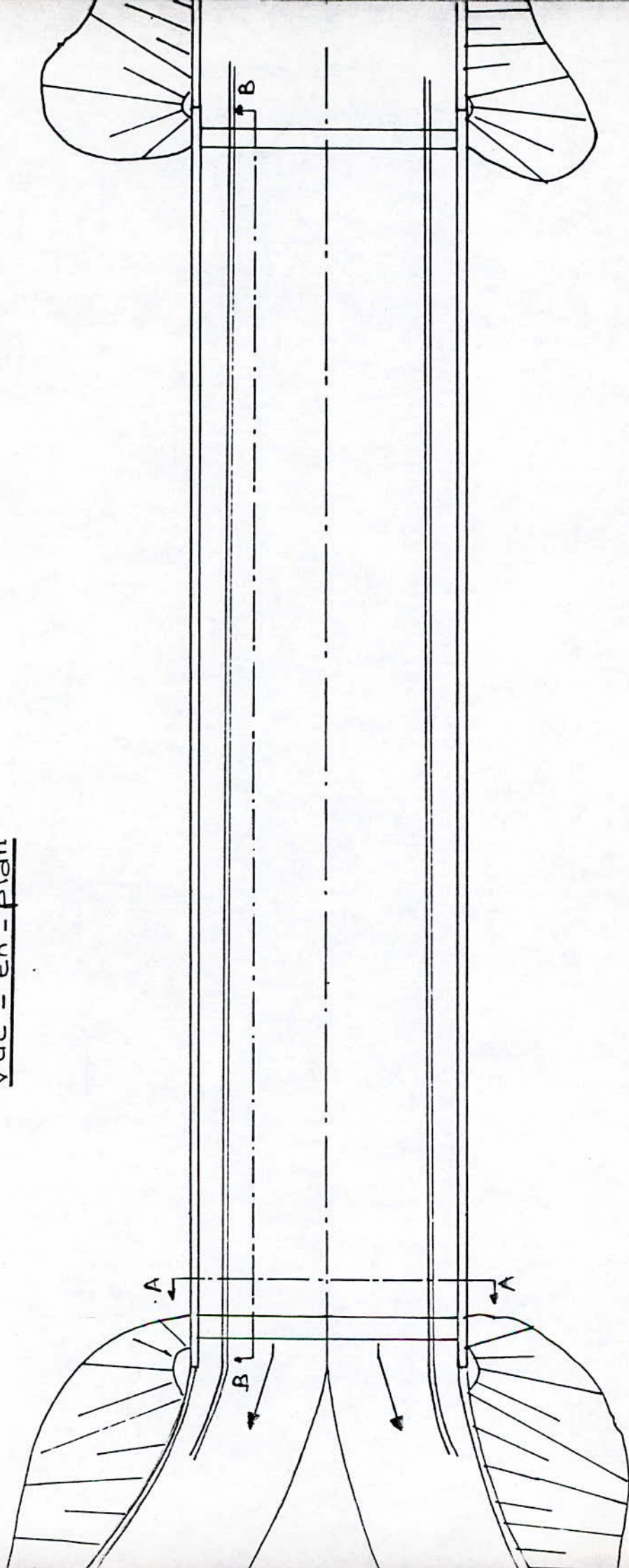
L'ouvrage est composé de 2 culées massives constituées d'un mur de front et de deux murs en retour, ainsi que d'une pile constituée d'un chevêtre et de deux fûts.

Les résultats de l'étude du sol ont conduit à opter pour la solution des fondations profondes. Celles-ci seront donc constituées par des pieux en béton armé de 1.20 m de diamètre battus dans le sol.

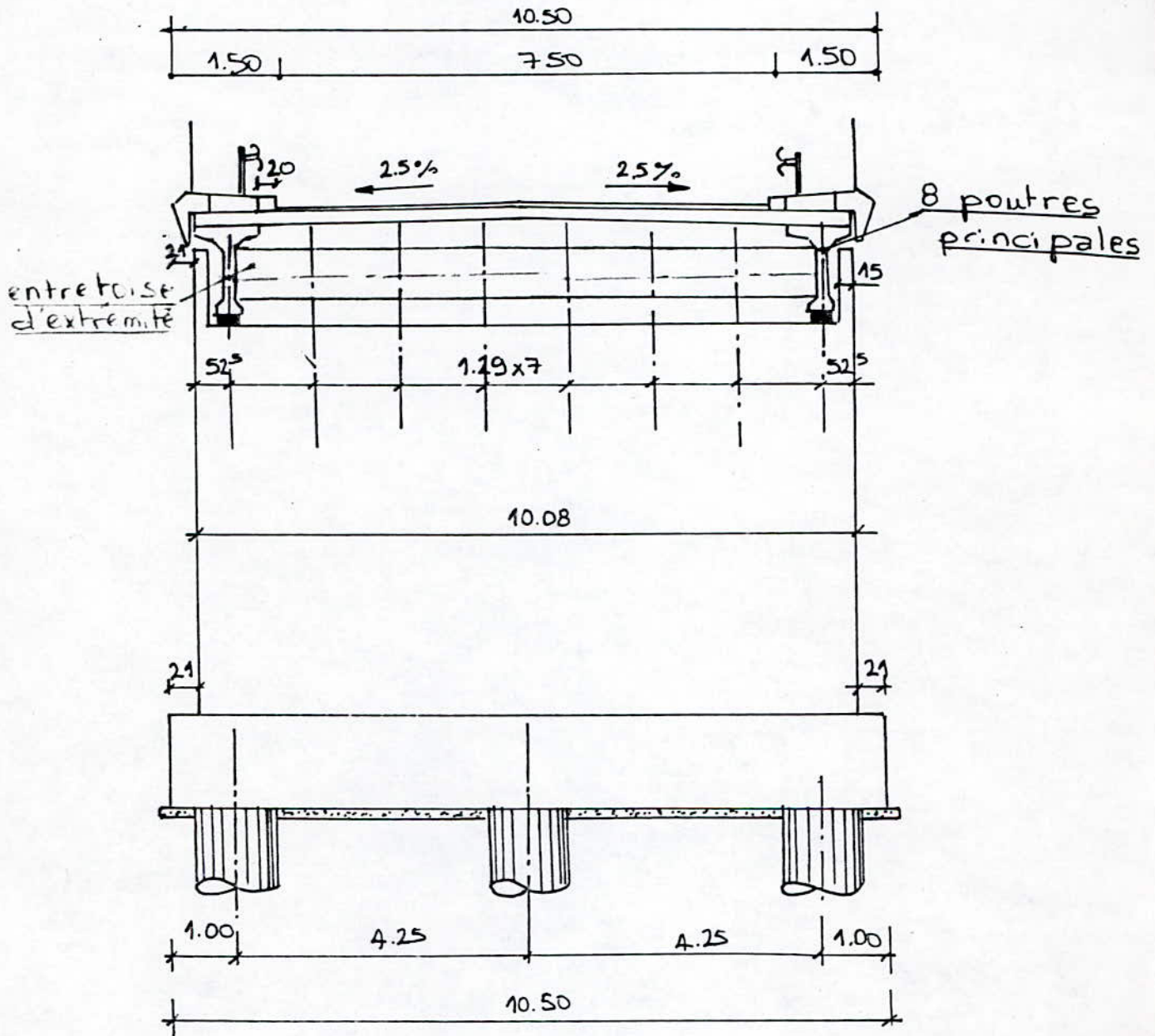
**CHAPITRE 1**

**DESCRIPTION GENERALE**

Vue - en - plan

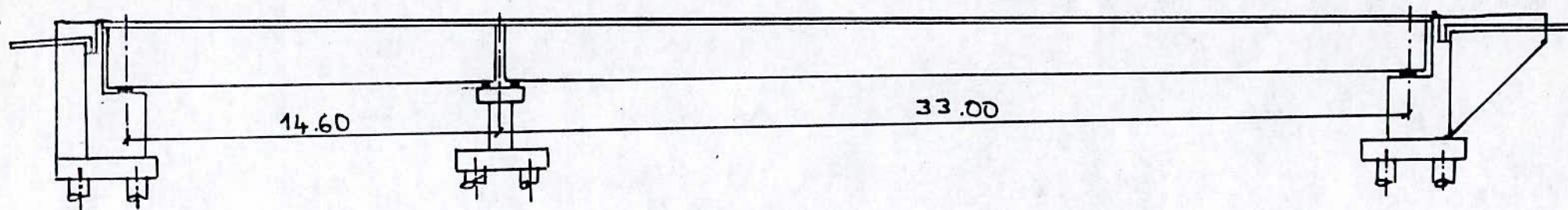


-Coupe-sur-culée-AA-





-Coupe-BB-



## DESCRIPTION GENERALE

- Le pont étudié comporte 2 travées, l'une en béton armé et l'autre en béton précontraint. Nous nous intéresserons uniquement à la partie armée.

- Le nombre de poutres principales, leur section ainsi que leur espacement sont fonction des critères de résistance ainsi que des données statistiques basées sur l'économie et l'esthétique.

- Pour simplifier l'exécution, les éléments de la superstructure ont été préfabriqués.

### A. Caractéristiques des différents éléments

#### 1. Tablier

Le tablier porte une chaussée de 7,50 m comportant 2 voies de circulation.

Deux trottoirs de 1.50 m chacun bordent la chaussée latéralement. La travée étudiée a une portée de 14.60 m.

La dalle formant table de compression possède une épaisseur de 20 cm. Elle est recouverte d'un revêtement de 8 cm d'épaisseur sur toute la surface de la chaussée, constitué d'une couche d'asphalte et d'une chape d'étanchéité. Cette dalle est inclinée de 2,5 % de part et d'autre de l'axe de symétrie transversal de l'ouvrage. Elle repose sur 8 poutres principales symétriques à talon d'entre-axes 1.29 m solidarisées par 3 entretoises équidistantes à section rectangulaire de 18 cm d'épaisseur.

L'âme des poutres principales a une épaisseur de 21 cm.

Les trottoirs sont formés par des dalettes amovibles et une pente de 2 % permet la ruissellement des eaux. Une glissière de sécurité ainsi qu'un garde-corps sont prévus.

#### 2. Les appuis

\* **La pile :** La pile, en tant qu'appui, se compose essentiellement d'un corps ou fût et d'une fondation. Le fût est relativement élancé et la fondation forme un empattement à la base de la pile.

\* **La culée** : La culée sert d'appui d'organe de jonction au terrain. Sa disposition est telle qu'il y ait continuité entre la chaussée portée par le terrain et celle portée par le pont. La culée est essentiellement

sollicitée au renversement vers l'avant, sa mise en charge tend ainsi à l'écarter des terres qui s'appuient sur elle à l'arrière.

## B. Caractéristiques du pont

Largeur chargeable :  $l_s = l_r = 7,50 \text{ m}$

Nombre de voies de circulation :  $N = E \left[ \frac{l_s}{3} \right] = 2$

Largeur d'une voie :  $l_r = \frac{l_s}{N} = \frac{7,50}{2} = 3,75 \text{ m}$

Classe du pont :  $l_s = 7,50 \text{ m} > 7 \text{ m} \text{ -----} \rightarrow$  pont de 1<sup>ère</sup> classe

## C. Caractéristiques des matériaux utilisés

### 1. Béton armé

Le béton armé utilisé est conforme aux règles BA.EL (80)

Masse volumique du béton :  $2500 \text{ kg/m}^3$

Contrainte de compression à 28 jours :  $\sigma'_{28} = f_{c28} = 300 \text{ kg/cm}^2$

Raccourcissement relatif dû au retrait :  $\epsilon_r = 4 \%$

Module de déformation instantanée du béton :  $E_{ij} = 2100 \sqrt{\sigma'_{28}} =$

$3,6 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

A l'état limite de service la contrainte de compression est :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 180 \text{ kg/cm}^2 = 18 \text{ MPa}$$

A l'état limite ultime la contrainte de compression est :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\gamma_b = 1,5 \text{ situation durable})$$

$$f_{bu} = 170 \text{ kg/cm}^2 = 17 \text{ MPa}$$

### 2. Acier :

Acier type 1 FeE40 :  $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\phi \leq 20 \text{ mm}$

$\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\phi \geq 20 \text{ mm}$

Module de déformation :  $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

A l'état limite de service :  $\sigma_s = 2/3 \sigma_{en}$

$\sigma_s = 2800 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\phi \leq 20 \text{ m}$

$\sigma_s = 2670 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\phi > 20 \text{ mm}$

A l'état limite ultime :  $f_{eu} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{\sigma_{en}}{\gamma_s}$  ( $\gamma_s = 1.15$  situation durable).

$f_{eu} = 3650 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\phi \leq 20 \text{ mm}$

$f_{eu} = 3480 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\phi > 20 \text{ mm}$

## CHAPITRE 2

### NOTE DE CALCUL POUR LA DALLE

## I. CALCUL DES EFFORTS DANS LA DALLE

### A. Calcul du coefficient de majoration dynamique

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 L} + \frac{0,6}{1 + 4 P/S}$$

Où :

$L = \min (\max (l_r, l), L')$

avec :  $l_r = 7,50 \text{ m}$  = Largeur roulable

$l = 9,03 \text{ m}$  = distance entre axes des poutres de rive

$L' = 14,60 \text{ m}$  = portée des poutres principales

d'où

$$L = 9,03 \text{ m}$$

et :

P = le poids propre du tablier à l'exception des poutres principales et des entretoises correspondant à la surface L par la largeur totale du tablier.

S = Le poids de la surcharge que l'on peut disposer sur la distance L

#### A.1. Détermination de P

. Dalle :	$2,5 \times 0,2 \times 10,08 \times 9,03 = 45,51\text{t}$
. Revêtement :	$2,35 \times 0,08 \times 7,50 \times 9,03 = 12,73\text{t}$
. Trottoirs + corniche :	$2 \times 2,5 \times 0,47 \times 9,03 = 21,22\text{t}$
. Glissière + garde-corps :	$2 \times 0,15 \times 9,03 = 2,71\text{t}$

d'où :

$$P = 82,17 \text{ t}$$

#### A.2. Détermination des surcharges

. Camion Bc	$b_c = 1.1$	$S = 1.1 \times (2 \times 30) = 66\text{t}$
. Tandem Bt	$b_t = 1$	$S = 1 \times (2 \times 32) = 64 \text{ t}$
. Roue isolée Br		$S = 10\text{t}$
. Surcharge militaire Mc 120		$S = 110\text{t}$
* Pont de 1 <sup>ere</sup> classe, 2 voies chargées :	$b_c = 1.1, b_t = 1$	

### A.3. Calcul de $\delta$

Surcharge	Bc	Bt	Br	Mc 120
S	66	64	10	110
$\delta$	1.243	1.240	1.160	1.293

donc :

- Surcharges civiles

$$\delta = 1.243$$

- Surcharges militaires

$$\delta = 1.293$$

### B. Calcul des efforts

\* Détermination de la hauteur de répartition

$h_0$  = épaisseur de la dalle = 20 cm

$e$  = épaisseur du revêtement = 8 cm

$E$  = hauteur de répartition

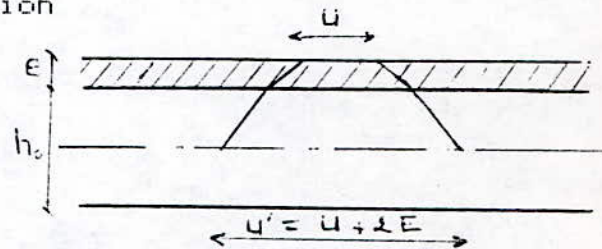
$$E = \frac{h_0}{2} + \frac{3}{4}e = \frac{20}{2} + \frac{3}{4} \cdot 8$$

$$E = 16 \text{ cm}$$

d'où :

$$U' = U + 2 E = U + 32 \text{ cm}$$

$$V' = V + 2 E = V + 32 \text{ cm}$$



### B.1. Calcul des efforts d'qs à la surcharge Bc

#### B.1.1. Calcul des moments fléchissants

On déterminera les moments fléchissants au centre d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses 4 côtés, sous l'effet des charges et surcharges réglementaires.

La position la plus défavorable est obtenue en plaçant 4 roues de 2 véhicules voisins au milieu de la plaque  $l_x (=1,08\text{m}) \times l_y (=7,12\text{m})$

$$u = 25 \text{ cm} \longrightarrow u' = 57 \text{ cm}$$

$$v = 25 \text{ cm} \longrightarrow v' = 57 \text{ cm}$$

\* Vérification de l'inférence

$\alpha$  : entre-axes de 2 roues voisines

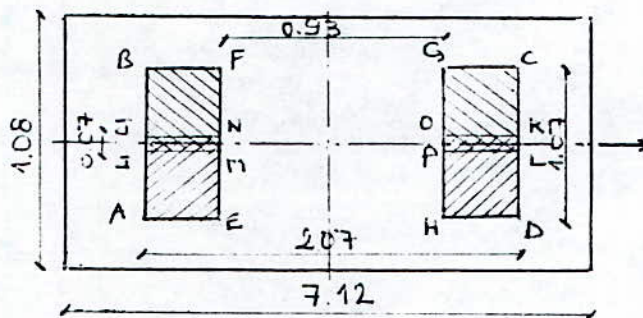
$\Delta$  : Zone d'interférence

. Suivant  $L_x$  :  $\Delta = u' - \alpha = 57 - 50 = 7 \text{ cm} > 0$

Donc il existe une interférence de 7 cm suivant  $L_x$

. Suivant  $L_y$  :  $\Delta = v' - \alpha = 57 - 150 = -93 \text{ cm} < 0$

Donc il n'existe pas d'interférence suivant  $L_y$ .



\* Calcul des moments fléchissants revenant à chaque rectangle

. Rectangle ABCD :  $u' = 1.07 \text{ m}$  ;  $v' = 2.07 \text{ m}$

$$P = \frac{6}{0,57 \times 0,57} \times 1,07 \times 2,07 = 40.90 \text{ t}$$

$$\frac{u'}{L_x} = 0,991 ; \quad \frac{v'}{L_y} = 0,291 ; \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,152$$

A partir de abaques de Pigeaud on obtient les moments élémentaires :

$$M_1 = 7.49 \times 10^{-2}$$

$$M_2 = 2.23 \times 10^{-2}$$

- Les moments réels sont :

$$M_x = (M_1 + \sigma M_2) P$$

$$M_y = (M_2 + \sigma M_1) P$$

$\sigma = 0.15$  pour le b.a  
coef. de poisson

d'où

$$M_x = 3.200 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = 1.372 \text{ tm/ml}$$



. Rectangle EFGH :  $U' = 1.07 \text{ m}$  ;  $v' = 0.93 \text{ m}$

$$P = \frac{6}{0.57 \times 0.57} \times 1.07 \times 0.93 = 18.38 \text{ t}$$

$$\frac{u'}{L_x} = 0.991 ; \quad \frac{v'}{L_y} = 0.131 ; \quad \rho = 0.152$$

$$M_1 = 8.77 \times 10^{-2}$$

$$M_2 = 4.96 \times 10^{-2}$$

d'où :

$$M_x = 1.750 \text{ km/ml}$$

$$M_y = 1.153 \text{ tm/ml}$$

. Rectangle IJKL :  $u' = 0.07 \text{ m}$  ;  $v' = 2.07 \text{ m}$

$$P = \frac{6}{0.57 \times 0.57} \times 0.07 \times 2.07 = 2.68 \text{ t}$$

$$\frac{u'}{L_x} = 0.065 ; \quad \frac{v'}{L_y} = 0.291 ; \quad \rho = 0.152$$

$$M_1 = 16.43 \times 10^{-2}$$

$$M_2 = 4.22 \times 10^{-2}$$

d'où :

$$M_x = 0.457 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = 0.179 \text{ tm/ml}$$

. Rectangle MNOP :  $u' = 0.07 \text{ m}$   $v' = 0.93 \text{ m}$

$$F = \frac{E}{0.57 \times 0.57} \times 0.07 \times 0.93 = 1.20 \text{ t}$$

$$\frac{u'}{L_x} = 0.065 ; \quad \frac{v'}{L_y} = 0.131 ; \quad \rho = 0.152$$

$$M_1 = 21.89 \times 10^{-2}$$

$$M_2 = 10.34 \times 10^{-2}$$

d'où

$$M_x = 0.281 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = 0.163 \text{ tm/ml}$$

\* Calcul du moment résultant :

$$M = M_{ABCD} - M_{EFGH} + M_{IJKL} - M_{MNOP}$$

$$\text{Sens de la petite portée : } M_x = (3.200 - 1.750 + 0.457 - 0.281) \times \sqrt[1.1]{1.243}$$

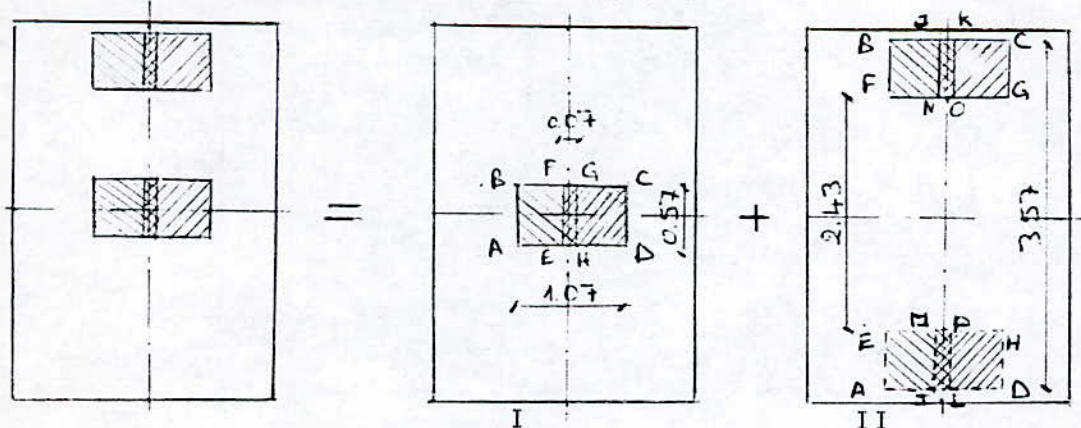
$$\text{Sens de la grande portée : } M_y = (1.372 - 1.153 + 0.179 - 0.163) \times 1.243 \times 1.1$$

$\delta = 1.243$  : Coef. de majoration dynamique

$$M_x = 2.223 \text{ tm/ml} \quad \text{moment au milieu de } L_x$$

$$M_y = 0.321 \text{ tm/ml} \quad \text{moment au milieu de } L_y$$

B.12 Calcul des efforts tranchants :



L'effort tranchant maximum correspond à la disposition ci-dessus :

### Système I

. Rectangle ABCD :  $u' = 1.07 \text{ m}$  ,  $v' = 0.57 \text{ m}$

$$P = \frac{6}{0.57 \times 0.57} \times 1.07 \times 0.57 = 11.26 \text{ t}$$

$$u' > v' \text{ -----} \rightarrow T_u = \frac{P}{2u' + v'} \text{ et } T_v = \frac{P}{3u'}$$

$$\text{-----} \rightarrow T_u = 4.155 \text{ t/ml} ; T_v = 3.508 \text{ t/ml}$$

. Rectangle EFGH :  $u' = 0.07 \text{ m}$  ;  $v' = 0.57 \text{ m}$

$$P = \frac{6}{0.57 \times 0.57} \times 0.07 \times 0.57 = 0.737 \text{ t}$$

$$u' < v' \text{ -----} \rightarrow T_u = \frac{P}{3v'} \text{ et } T_v = \frac{P}{2v' + u'}$$

$$T_u = 0.431 \text{ t/ml} ; T_v = 0.609 \text{ t/ml}$$

$$T_u^I = T_u \text{ ABCD} + T_u \text{ EFGH} ; T_v^I = T_v \text{ ABCD} + T_v \text{ EFGH}$$

$$T_u^I = 4.586 \text{ t/ml}$$

$$T_v^I = 4.117 \text{ t/ml}$$

### Systeme II

. Rectangle ABCD :  $u' = 1.07 \text{ m}$  ;  $v' = 3.57 \text{ m}$

$$P = \frac{6}{0.57 \times 0.57} \times 1.07 \times 3.57 = 70.54 \text{ t}$$

$$u' < v' \text{ -----} \rightarrow T_u = \frac{P}{3v'} \text{ et } T_v = \frac{P}{2v' + u'}$$

$$T_u = 6.586 \text{ t/ml} ; T_v = 8.592 \text{ t/ml}$$

. Rectangle EFGH :  $u' = 1.07 \text{ m}$  ;  $v' = 2.43 \text{ m}$

$$P = \frac{6}{0.57 \times 0.57} \times 1.07 \times 2.43 = 48.02 \text{ t}$$

$$u' < v' \text{ -----} \rightarrow T_u = \frac{P}{3v'} \text{ et } T_v = \frac{P}{2v' + u'}$$

$$T_u = 6.587 \text{ t/ml} ; T_v = 8.098 \text{ t/ml}$$

. Rectangle IJKL :  $u' = 0.07$  m;  $v' = 3.57$  m

$$P = \frac{6}{0.57 \times 0.57} \times 0.07 \times 3.57 = 4.61 \text{ t}$$

$$u' < v' \text{ -----} \rightarrow T_u = \frac{P}{3v'} \text{ et } T_v = \frac{P}{2v' + u'}$$

$$T_u = 0.431 \text{ t/ml}; \quad T_v = 0.637 \text{ t/ml}$$

. Rectangle MNOP :  $u' = 0.07$  m;  $v' = 2.43$  m

$$P = \frac{6}{0.57 \times 0.57} \times 0.07 \times 2.43 = 3.14 \text{ t}$$

$$u' < v' \text{ -----} \rightarrow T_u = \frac{P}{3v'} \text{ et } T_v = \frac{P}{2v' + u'}$$

$$T_u = 0.430 \text{ t/ml}; \quad T_v = 0.639 \text{ t/ml}$$

$$T_u^{II} = 1/2 (T_{uABCD} - T_{uEFGH} + T_{uIJKL} + T_{uMNOP})$$

$$T_v^{II} = 1/2 (T_{vABCD} - T_{vEFGH} + T_{vIJKL} + T_{vMNOP})$$

$$T_u^{II} = 0$$

$$T_v^{II} = 0.248 \text{ t/ml}$$

d'où :

$$T_u = T_u^I + T_u^{II} = 4.586 \text{ t/ml}$$

$$T_v = T_v^I + T_v^{II} = 4.365 \text{ t/ml}$$

\* Finalement , en tenant compte de la majoration de 25 % ainsi que du coefficient de majoration dynamique :

$$T_x = 1.25 \times 1.243 \times 4.586 \times 1.1$$

$$T_y = 1.25 \times 1.243 \times 4.365 \times 1.1$$

Donc les efforts tranchants réels

$$T_x = 7.837 \text{ t/ml}$$

$$T_y = 7.460 \text{ t/ml}$$

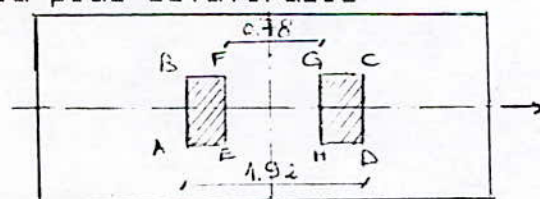
B.2. Calcul des efforts dus à la surcharge  $B_t$  :

$$u = 60 \text{ cm} \text{ -----} \rightarrow u' = 92 \text{ cm}$$

$$v' = 25 \text{ cm} \text{ -----} \rightarrow v' = 57 \text{ cm}$$

B.2.1. Calcul des moments fléchissants :

\$ Disposition la plus défavorable



$$\alpha = 135 \text{ cm} ; \quad v' = 57 \text{ cm}$$

$\Delta = v' - \alpha < 0$ , donc pas d'interférence

\* Calcul des moments fléchissants revenant à chaque rectangle

. Rectangle ABCD.  $u' = 0.92 \text{ m}$   $v' = 1.92 \text{ m}$

$$P = \frac{8}{0.92 \times 0.57} \times 0.92 \times 1.92 = 26.95 \text{ t}$$

$$\frac{u'}{L_x} = 0.852 ; \quad \frac{v'}{L_y} = 0.270 ; \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.152$$

A partir des abaques de Pigeaud, on obtient les moments élémentaires

$$M_1 = 8.59 \times 10^{-2}$$

$$M_2 = 2.77 \times 10^{-2}$$

d'où :

$$M_x = (M_1 + 3 M_2) P = 2.427 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = (M_2 + 3 M_1) P = 1.094 \text{ tm/ml}$$

. Rectangle EFGH :  $u' = 0.92\text{m}$ ;  $v' = 0.78\text{m}$

$$P = \frac{8}{0.92 \times 0.57} \times 0.92 \times 0.78 = 10.95 \text{ t}$$

$$\frac{u'}{L_x} = 0.852 ; \quad \frac{v'}{L_y} = 0.110 ; \quad \rho = 0.152$$

$$M_1 = 10.07 \times 10^{-2}$$

$$M_2 = 6.29 \times 10^{-2}$$

d'où :

$$M_x = 1.206 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = 0.854 \text{ tm/ml}$$

\* Calcul du moment résultant :

$$M = M_{ABCD} - M_{EFGH}$$

Sens de la petite portée :  $M_x = (2.427 - 1.206) \times 1.243 \times 1$

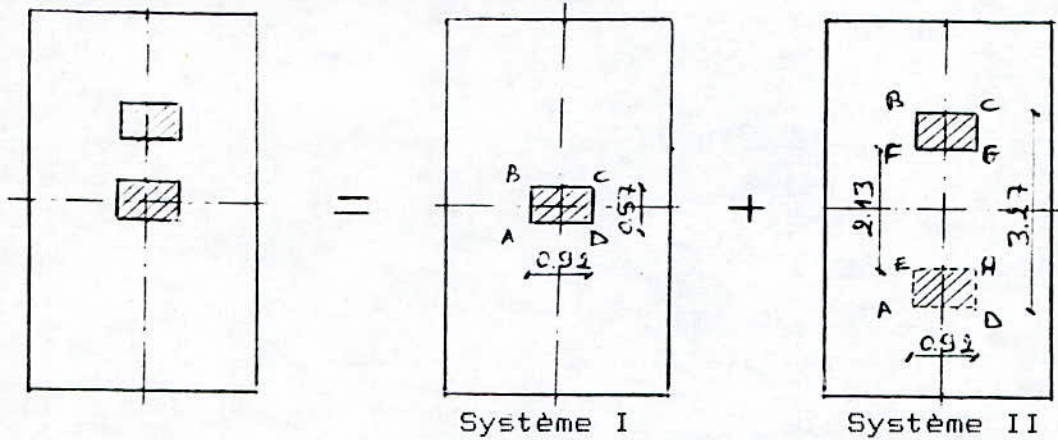
Sens de la grande portée :  $M_y = (1.094 - 0.854) \times 1.243 \times 1$

d'où :

$$M_x = 1.518 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = 0.298 \text{ tm/ml}$$

B.22. Calcul des efforts tranchants :



L'effort tranchant maximum correspond à la disposition ci-dessus.

Système I :

. rectangle ABCD :  $u' = 0.92 \text{ m}$  ,  $v' = 0.57 \text{ m}$

$$P = \frac{8}{0.92 \times 0.57} \times 0.92 \times 0.57 = 8 \text{ t}$$

$$u' > v' \text{ -----} \rightarrow T_u = \frac{P}{2 u' + v'} \text{ et } T_v = \frac{P}{3 u'}$$

$$T_u^I = 3.319 \text{ t/ml}; \quad T_v^I = 2.898 \text{ t/ml}$$

Systeme II :

. Rectangle ABCD :  $u' = 0.92 \text{ m}$  ;  $v' = 3.27 \text{ m}$

$$P = \frac{8}{0.92 \times 0.57} \times 0.92 \times 3.27 = 45.89 \text{ t}$$

$$u' < v' \text{ -----} \rightarrow T_u = 4.678 \text{ t/ml} ; T_v = 6.151 \text{ t/ml}$$

. Rectangle EFGH :  $u' = 0.92 \text{ m}$  ;  $v' = 2.13 \text{ m}$

$$P = \frac{8}{0.92 \times 0.57} \times 0.92 \times 2.13 = 29.89 \text{ t}$$

$$u' < v' \text{ -----} \rightarrow T_u = 4.678 \text{ t/ml}; \quad T_v = 5.770 \text{ t/ml}$$

$$T^{II} = 1/2 (T_{ABCD} - T_{EFGH})$$

d'où

$$T_{\bar{u}}^{II} = 0$$

$$T_{\bar{v}}^{II} = 0.191 \text{ t/ml}$$

Finalement :

$$T_u = T_{\bar{u}}^I + T_{\bar{u}}^{II} = 3.319 \text{ t/ml}$$

$$T_v = T_{\bar{v}}^I + T_{\bar{v}}^{II} = 3.089 \text{ t/ml}$$

. Donc les efforts tranchants engendrés par la surcharge Bt sont :

$$T_x = 1.25 \times 1.243 \times 3.319 \times 1$$

$$T_y = 1.25 \times 1.243 \times 3.089 \times 1$$

d'où :

$$T_x = 5.157 \text{ t/ml}$$

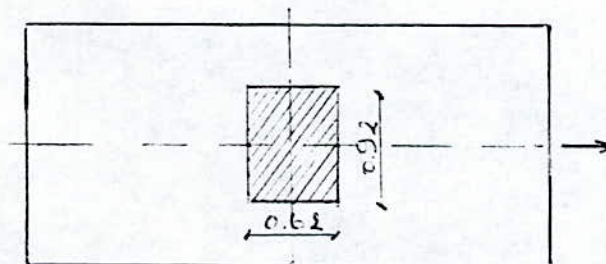
$$T_y = 4.800 \text{ t/ml}$$

B.3. Caclul des efforts dûs à la surcharge Br :

$$u = 60 \text{ cm} \text{ -----} \rightarrow u' = 92 \text{ cm}$$

$$v = 30 \text{ cm} \text{ -----} \rightarrow v' = 62 \text{ cm}$$

B.31. Calcul des moments fléchissants:



$$P = 10 \text{ t}$$

$$\frac{u'}{L_x} = \frac{0.92}{1.08} = 0.852 ; \quad \frac{v'}{L_y} = \frac{0.62}{7.12} = 0.087 ; \quad \rho = 0.152$$

$$M_1 = 10.22 \times 10^{-2}$$

$$M_2 = 7.09 \times 10^{-2}$$

\* Calcul de moments réels :

$$M_x = (M_1 + \gamma M_2) P \times 1.243 = 1,402 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = (M_2 + \gamma M_1) P \times 1.243 = 1.071 \text{ tm/ml}$$

### B.32. Calcul des efforts tranchants

$u' > v'$  :

$$\text{au milieu de } u : T_{u'} = \frac{P}{2u'+v'} = \frac{10}{2 \times 0.92 + 0.62} = 4.065 \text{ t/ml}$$

$$\text{au milieu de } v : T_v = \frac{P}{3 u'} = \frac{10}{3 \times 0.92} = 3.623 \text{ t/ml}$$

\* Calcul des efforts tranchants réels :

$$T_x = 1.25 \times 1.243 \times 4.065$$

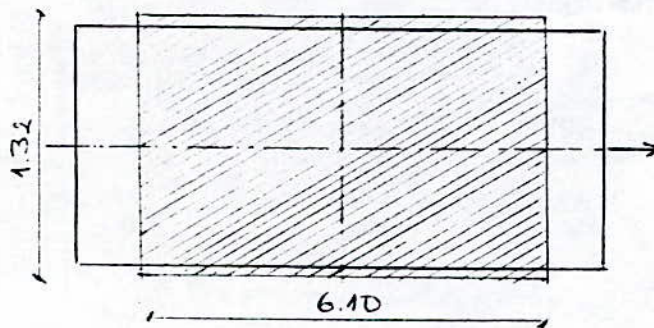
$$T_y = 1.25 \times 1.243 \times 3.623$$

d'où :

$$T_x = 6.316 \text{ t/ml}$$

$$T_y = 5.629 \text{ t/ml}$$

### B.4. Calcul des efforts dus à la surcharge militaire Mc120





Impact d'une chenille :  $u = 100 \text{ cm} \times v = 610 \text{ cm}$

d'où :

$$u' = 132 \text{ cm}$$

$$v' = 642 \text{ cm}$$

$$P = 55 \text{ t}$$

**B.41. Calcul des moments fléchissants :**

$$\frac{u'}{L_x} = 1.000 ; \quad \frac{v'}{L_y} = 0.902 ; \quad \rho = 0.152$$

$$M_1 = 4.04 \times 10^{-2}$$

$$M_2 = 0.59 \times 10^{-2}$$

\* Moment réels :

$$M_x = (M_1 + \gamma M_2) P \cdot \delta$$

$$\delta = 1.293$$

$$M_y = (M_2 + \gamma M_1) P \cdot \delta$$

d'où :

$$M_x = 2.936 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = 0.850 \text{ tm/ml}$$

**B.42. Calcul des efforts tranchants :**

$$u' < v' \text{ -----} \rightarrow T_u = \frac{P}{3 v'} = 2.856 \text{ t/ml}$$

$$T_v = \frac{P}{2v' + u'} = 3.884 \text{ t/ml}$$

\* Efforts tranchants réels :

$$T_x = 1.25 \times 1.293 \times 2.856$$

$$T_y = 1.25 \times 1.293 \times 3.884$$

d'où :

$$T_x = 4.616 \text{ t/ml}$$

$$T_y = 6.278 \text{ t/ml}$$

### B.5. Calcul des efforts dûs au convoi D

$$q = \frac{240}{18.60 \times 3.2} = 4.032 \text{ t/m}^2$$

#### B.51. Calcul des moments fléchissants

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.152 < 0.4$$

$$M_x = \frac{q L_x^2}{8} = 0.588 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = \frac{1}{4} M_x = 0.147 \text{ tm/ml}$$

#### B.52. Calcul des efforts tranchants

$$T_x = \frac{q L_x L_y}{2 L_y + L_x} = 2.023 \text{ t/ml}$$

$$T_y = \frac{1}{3} q L_x = 1.451 \text{ t/ml}$$

### B.6. Calcul des efforts dûs à la surcharge A(L)

Pont de 1<sup>ere</sup> classe, 2 voies chargées

$$a_1 = 1$$

$$l_v = 3.75 \text{ m}, l_o = 3.50 \text{ m}, a_2 = \frac{l_o}{l_v} = 0.933$$

$$\text{d'où : } a_1 a_2 = 0.933$$

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

$$A(L) = A(7.12) = 2112.8 \text{ kg/m}^2 = 2.113 \text{ t/m}^2$$

$$A = a_1 a_2 A(L) = 1.97 \text{ t/m}^2$$

#### B.61. Calcul des moments fléchissants :

$$M_x = \frac{q l_x^2}{8} = 0.287 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = \frac{1}{4} M_x = 0.072 \text{ tm/ml}$$

**B.62. Calcul des efforts tranchants**

$$T_x = \frac{q L_x L_y}{2 L_y + L_x} = 0.989 \text{ t/ml}$$

$$T_y = \frac{1}{3} q L_x = 0.709 \text{ t/ml}$$

**B.7. Calcul des efforts dûs aux charges permanentes**

$$q = 2.5 \times 0.2 + 2.35 \times 0.08 = 0.688 \text{ t/m}^2$$

**B.71. Calcul des moments fléchissants**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} < 0.4$$

$$M_x = \frac{q L_x^2}{8} = 0.100 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = \frac{1}{4} M_x = 0.025 \text{ tm/ml}$$

**B.72. Calcul des efforts tranchants**

$$T_x = \frac{q L_x L_y}{2 L_y + L_x} = 0.345 \text{ t/ml}$$

$$T_y = \frac{1}{3} q L_x = 0.248 \text{ t/ml}$$

Et en considérant la continuité :

$$M_t = 0.8 M_o \quad \text{moment en travée}$$

$$M_a = - 0.5 M_{ox} \quad \text{moment sur appui}$$

TABLEAU RECAPITULATIF

	G	A	Bc	Bt	Br	Mc120	D
Mtx(tm/ml)	0.080	0.230	1.778	1.214	1.121	2.349	0.470
Mty(tm/ml)	0.020	0.057	0.257	0.238	0.857	0.680	0.117
Ma(tm/ml)	-0.05	-0.143	-1.111	-0.759	-0.701	-1.468	-0.294
Tx(t/ml)	0.345	0.989	7.837	5.157	6.316	4.616	2.023
Ty(t/ml)	0.248	0.709	7.460	4.800	5.629	6.278	1.451

Combinaison d'actions :

. E.LS :

$$M_{tx} = G + M_{c120} = 2.429 \text{ tm/ml}$$

$$M_{ty} = G + B_r = 0.877 \text{ tm/ml}$$

$$M_a = G + M_{c120} = -1.518 \text{ tm/ml}$$

$$T_x = G + B_c = 8.182 \text{ t/ml}$$

$$T_y = G + B_c = 7.708 \text{ t/ml}$$

. E.LU :

$$M_{tx} = 1.35 G + 1.35 M_{c120} = 3.279 \text{ tm/ml}$$

$$M_{ty} = 1.35 G + 1.6 B_r = 1.398 \text{ tm/ml}$$

$$M_a = 1.35 G + 1.35 M_{c120} = - 2.049 \text{ tm/ml}$$

$$T_x = 1.35 G + 1.6 B_c = 13.004 \text{ tm/ml}$$

$$T_y = 1.35 G + 1.6 B_c = 12.270 \text{ tm/ml}$$

## II. FERRAILLAGE DE LA DALLE

### A. Armatures longitudinales:

$$h_t = 20 \text{ cm, donc } \phi \leq \frac{h_t}{10} = 20 \text{ mm}$$

On choisit :  $\phi_x = 14 \text{ mm}$  ,  $\phi_y = 10 \text{ mm}$  et  $e = 14 \text{ mm}$  (enrobage)

$$d_x = h_t - e - \frac{\phi_x}{2} = 17.9 \text{ cm}$$

$$d_y = h_t - e - \phi_x - \frac{\phi_y}{2} = 16.7 \text{ cm}$$

L'espacement entre armatures d'une seule nappe ne doit pas dépasser le min (25 cm, 2  $h_t$ ).

$$t \leq 25 \text{ cm}$$

### A.1. Ferrailage à l'E.L.S

$$\sigma_s = 2800 \text{ kg/cm}^2, \sigma_b = 0.6 f_{c28} = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\mu_u = 0.356 \gamma - 0.1756, f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$M_{lu} = \mu_u b d^2 f_{bu}, b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$M_{ser} = \frac{M_{lu}}{\gamma}$$

Si  $M_{ser} < M_{lser}$  alors la section ne comporte que des armatures tendues.

. Sens  $l_x$  :  $d = d_x = 17.9 \text{ cm}$

$$\gamma = 1.35 \text{ -----} \rightarrow \mu_u = 0.305$$

$$M_{lu} = 16.612 \text{ tm/ml} \text{ -----} \rightarrow M_{lser} = 12.306 \text{ tm/ml}$$

$M_{ser} = 2.429 \text{ tm/ml} < M_{lser} = 12.306 \text{ tm/ml}$ , donc la section ne comporte que des armatures tendues.

$$\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{bd^2 \bar{\sigma}_b} = 0.042$$

Le calcul se fait tel que  $\sigma_b = \bar{\sigma}_b \rightarrow \mu_{ser} = 1/2 \alpha (1 - \alpha/3)$

$$\alpha = 1.5 \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right] = 0.086$$

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_b}{15 \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_s} = 0.491$$

$\alpha < \bar{\alpha}_1 \rightarrow$  pivot a

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{1s} \cdot \frac{\alpha}{1 - \alpha} = 17.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z_b = d (1 - \alpha/3) = 17.38 \text{ cm}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \cdot Z_b} = 4.99 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

. Sens ly :  $d = d_y = 16.7 \text{ cm}$

$A_{ser} = 1.9 \text{ cm}^2/\text{ml}$  armatures tendues

. Sur appui

$A_{ser} = 3.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$  armatures comprimées

## A.2. Ferrailage à l'E.L.U.

. Sens Lx :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.060$$

$\mu_u < \mu_{lu}$  donc la section ne comporte que des armatures tendues :

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u} \right] = 0.077$$

$\alpha < \bar{\alpha} = 0.259$  -----> pivot A

$$\epsilon_s = 10 \text{ ‰} , \sigma_s = f_{su} = 3650 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z_b = d(1 - 0.4 \alpha) = 17.35 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z_b} = 5.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

. Sens  $L_y$  :

$$A_u = 2.33 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ armatures tendues}$$

. Sur appui

$$A_u = 3.20 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ armatures comprimées}$$

Conclusion : le ferrailage se fera à l'E.L.U.

En résumé :

$$. A_x = 1.2 A_u = 6.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prendra } A_x = 5 \text{ HA14/ml} = 7.69 \text{ cm}^2/\text{ml}, \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

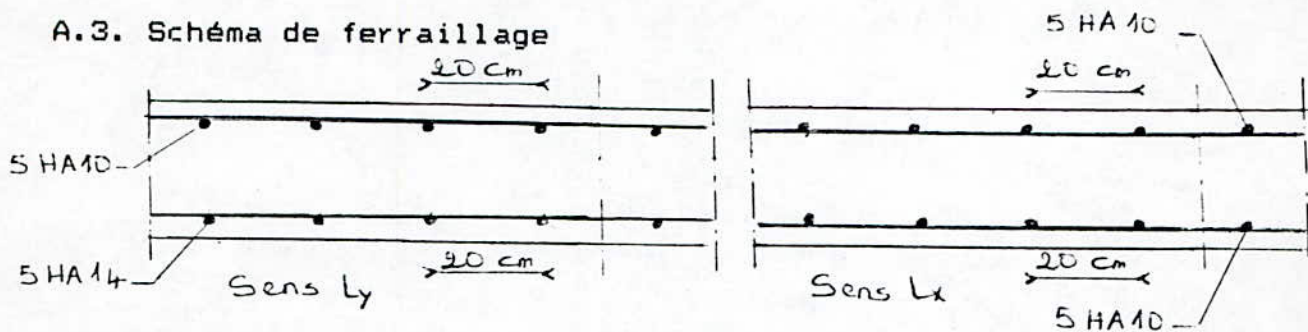
$$. A_y = 1.2 \times A_u = 2.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prendra } A_y = 5 \text{ HA 10/ml} = 3.92 \text{ cm}^2/\text{ml}, \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

$$. A_\alpha = 1.2 \times A_u = 3.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prendra } A_\alpha = 5 \text{ HA 10/ml} = 3.92 \text{ cm}^2/\text{ml}, \quad S_t = 20 \text{ cm.}$$

### A.3. Schéma de ferrailage



### B. Vérification au poinçonnement

Pour les charges concentrées une vérification au poinçonnement est nécessaire.

Aucune armature n'est requise si la condition suivante est vérifiée.

$$Q_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h_0 \cdot f_{c28}$$

Avec :

$Q_u$  = valeur de la charge localisée à l'E.L.U.

$U_c$  = périmètre du rectangle d'impact

$h_0$  = 20 cm = épaisseur de la dalle

$f_{c28}$  = 300 kg/cm<sup>2</sup> = résistance caractéristiques du béton

charges	$Q_u(t)$	$U_c = 2(u'+v')$	$0.045 U_c h_0 f_{c28}$	Observation
roue avant Bc	4.5	208	56.16	vérifié
roue arriere Bc	9	228	61.56	//
Bt	12	298	80.46	//
Br	15	308	83.16	//

### C. Vérification au cisaillement

$$\tau_{max} < \bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}] = 0.13 f_{c28} = 3,9 \text{ MPa}$$



$$\tau_{x\max} = \frac{T_{x\max}}{b \cdot Z} = \frac{3.279 \times 10^9}{100 \times 7/8 \times 17.9} = 2.09 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{y\max} = \frac{T_{y\max}}{b \cdot Z} = \frac{1.398 \times 10^9}{100 \times 7/8 \times 16.7} = 0.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{\max} = \max(\tau_{x\max}, \tau_{y\max}) = 2.09 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\tau}_u = 39 \text{ kg/cm}^2$$

**CHAPITRE 3**  
**METHODE DE COURBON**  
**GENERALITES**

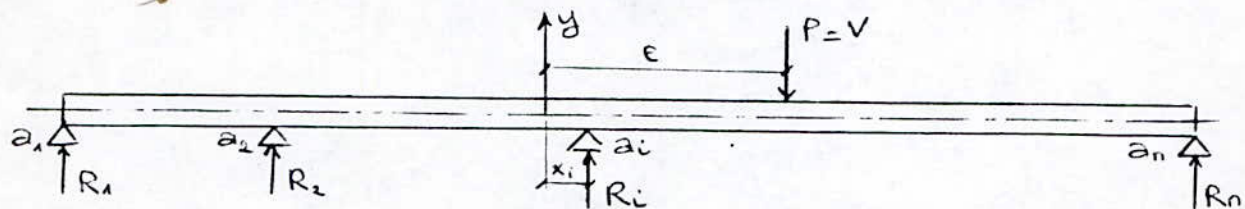
## I.GENERALITES

Les poutres ainsi que les entretoises seront étudiées selon la méthode de Mr. COURBON.

### \* Hypothèses :

- . Les poutres principales sont parallèles et placées dans le même plan horizontal.
- . Les charges appliquées sont verticales
- . Les entretoises sont perpendiculaires aux poutres principales
- . Les déformations des entretoises sont négligeables par rapport à celles des poutres principales, autrement dit l'entretoise est absolument rigide.

## II. Poutre droite infiniment rigide sur appuis élastiques :



Soit une poutre droite reposant sur  $n$  appuis élastiques  $a_1, a_2, \dots, a_n$ .  
On suppose que la poutre est infiniment rigide donc ne fléchit pas.  
Les appuis sont élastiques, donc la réaction verticale  $R_i$  exercée par l'appui  $a_i$  sur la poutre est proportionnelle au déplacement  $\Delta y_i$ , d'où :

$$R_i = C_i \Delta y_i \quad (1)$$

avec :

$C_i$  : caractéristique de l'appui

### II.1. Détermination des réactions d'appui $R_i$

La poutre supporte des charges verticales ou des couples formant un système de forces dont la résultante générale, parallèle à  $Oy$ , a pour mesure algébrique  $V$  et dont le moment résultant /  $o$  est  $M_t$ .

Les équations d'équilibre de la statique s'écrivent donc :

$$\left. \begin{aligned} V + \sum_{i=1}^n R_i &= 0 & (a) \\ M_t + \sum_{i=1}^n R_i x_i &= 0 & (b) \end{aligned} \right\} (2)$$

La rigidité infinie de la poutre se traduit par :

$$\Delta y_i = K_1 + K_2 x_i$$

En remplaçant dans (1)

$$R_i = C_i (K_1 + K_2 x_i) \quad (3)$$

En remplaçant dans (2)

$$\left. \begin{aligned} V + k_1 \sum_{i=1}^n C_i + k_2 \sum_{i=1}^n C_i x_i &= 0 & (a) \\ M_t + k_1 \sum_{i=1}^n C_i x_i + k_2 \sum_{i=1}^n C_i x_i^2 &= 0 & (b) \end{aligned} \right\} (4)$$

En choisissant l'origine O au centre de gravité des appuis et en assimilant les constantes  $C_i$  à des masses, O deviendra le barycentre des appuis  $a_i$ , donc :

$$\sum_{i=1}^n C_i x_i = 0$$

d'où :

$$V + k_1 \sum_{i=1}^n C_i = 0 \longrightarrow k_1 = - \frac{V}{\sum_{i=1}^n C_i} = - \frac{V}{C} \quad \text{avec} \quad C = \sum_{i=1}^n C_i$$

$$M_t + k_2 \sum_{i=1}^n C_i x_i^2 = 0 \longrightarrow k_2 = - \frac{M_t}{\sum_{i=1}^n C_i^2 x_i} = - \frac{M_t}{D} \quad D = \sum_{i=1}^n C_i x_i^2$$

L'équation (3) devient :

$$R_i = - C_i \left( \frac{V}{C} + \frac{M_t}{D} x_i \right)$$

Si le système est équivalent en O à une charge unique P et un moment tels que :  $V = -P$  et  $M_t = +e - P \cdot e$

d'où :

$$R_i = \frac{C_i P}{C} \left( 1 + \frac{C \cdot e}{D} x_i \right) \quad (5)$$

Si P est égale à l'unité, l'équation (5) n'est autre que celle de la ligne d'influence des réactions d'appuis et qui sont des droites.

Si les appuis sont identiques et équidistants de l, alors :

$$C_i = \lambda = \text{cste}$$

$$x_i = (i-1)l - \frac{(n-1)l}{2} = - \frac{n-2i+1}{2} l$$

d'où :

$$C = n \lambda$$

et :

$$D = \sum_{i=1}^n \lambda \left( - \frac{n-2i+1}{2} l \right)^2 = \frac{\lambda l^2}{4} \sum_{i=1}^n (n+1-2i)^2$$

$$= \frac{\lambda l^2}{4} \left[ \sum_{i=1}^n (n+1)^2 - 4(n+1) \sum_{i=1}^n i + 4 \sum_{i=1}^n i^2 \right]$$

Or :

$$\sum_{i=1}^n (n+1)^2 = n(n+1)^2$$

$$\sum_{i=1}^n i = \frac{n(n+1)}{2}$$

$$\sum_{i=1}^n i^2 = \frac{n(n+1)(2n+1)}{6}$$

d'où :

$$D = \lambda l^2 \frac{n(n^2-1)}{12}$$

L'équation(5) devient :

$$R_i = \frac{P}{n} \left[ 1 + 6 \frac{-n + 2i - 1}{n^2 - 1} \cdot \frac{e}{1} \right] \quad (6)$$

Les réactions extrêmes seront :

$$R_1 = \frac{P}{n} \left( 1 - \frac{6}{n+1} \cdot \frac{e}{1} \right) \text{ et } R_n = \frac{P}{n} \left( 1 + \frac{6}{n+1} \cdot \frac{e}{1} \right)$$

### III. DISTRIBUTION DES EFFORTS DANS LES POUTRES PRINCIPALES SOLIDARISEES PAR DES ENTRETOISES

#### A. Moments fléchissants

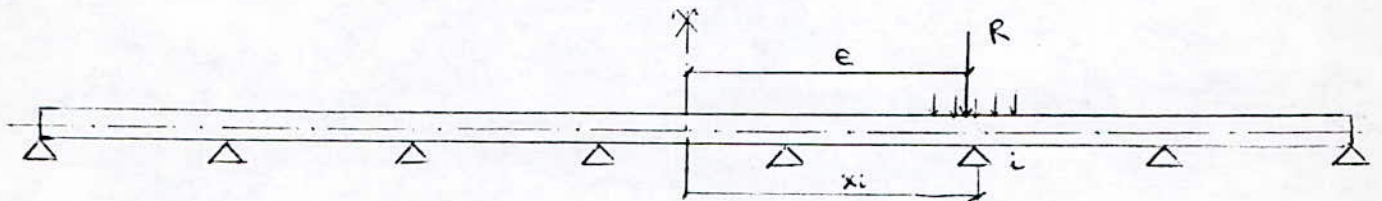
Soit  $M$  le moment fléchissant dans la poutre  $i$  produit par les surcharges appliquées.

$R$  = résultante de surcharges appliquées

$e$  = Excentricité de  $R$

$x_i$  = Distance de l'axe de la poutre  $i$  au plan axial de symétrie du pont.

$n$  = nombre de poutres principales ( $n = 8$ )



L'équation du moment sera :

$$M_i = M \frac{I_i}{\sum_{i=1}^n I_i} \left[ 1 + \frac{\sum_{i=1}^n I_i}{\sum_{i=1}^n I_i x_i^2} \cdot x_i \cdot e \right]$$

avec :

$$\Delta_i = 1 + \frac{\sum_{i=1}^n I_i}{\sum_{i=1}^n I_i x_i^2} \cdot x_i \cdot e$$

d'où :

$$M_i = M \frac{I_i}{\sum_{i=1}^n I_i} \cdot \Delta_i$$

Dans notre cas nous avons 8 poutres principales identiques ayant même section donc même inertie et équidistantes de  $l = 1.29$  m. Le point O (centre de gravité des appuis  $i$ ) se trouvera donc sur l'axe de symétrie des appuis, donc :

$$\sum_{i=1}^n \frac{I_i}{I_i} = \frac{I}{n I} = \frac{1}{n}$$

$$\frac{\sum_{i=1}^n I_i}{\sum_{i=1}^n I_i x_i^2} = \frac{n I}{I \sum_{i=1}^n x_i^2} = \frac{n}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

$$x_i = -\frac{n-2i+1}{2} e$$

$$\sum_{i=1}^n x_i^2 = \frac{1}{12} n (n^2 - 1)$$

On aura alors :

$$\frac{\sum_{i=1}^n I_i}{\sum_{i=1}^n I_i x_i^2} = \frac{n}{\frac{1}{12} n (n^2 - 1)} = \frac{12}{1^2 (n^2 - 1)}$$

$$\Delta_i = 1 + \frac{\sum_{i=1}^n I_i}{\sum_{i=1}^n I_i x_i^2} \cdot x_i \cdot e = 1 + \frac{12}{1^2 (n^2 - 1)} \left[ \frac{-n+2i-1}{2} \cdot 1 \right] e$$

$$= 1 + 6 \frac{n+2i-1}{n^2-1} \cdot \frac{e}{1}$$

d'où finalement :

$$M_i = \frac{M}{n} \left[ 1 + 6 \cdot \frac{-n+2i-1}{n^2-1} \cdot \frac{e}{1} \right] \quad (7)$$

\* Pour la poutre  $i = 1$  et R situé du même côté par rapport à 0 ( $e < 0$ )  
alors :

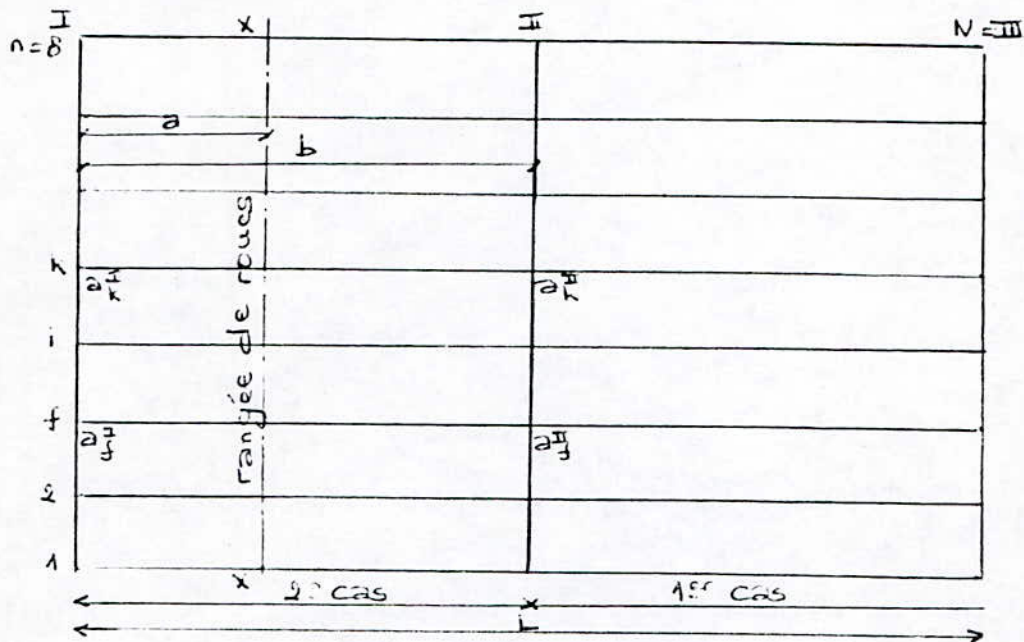
$$M_1 = \frac{M}{n} \left[ 1 - 6 \frac{e}{n+1} \cdot \frac{1}{1} \right] = \frac{M}{8} \left( 1 - \frac{e}{1.935} \right)$$

\* Pour la poutre  $i = n$  et R situé du même côté par rapport à 0 ( $e > 0$ ),  
alors :

$$M_n = \frac{M}{n} \left[ 1 + 6 \frac{e}{n+1} \cdot \frac{1}{1} \right] = \frac{M}{8} \left( 1 + \frac{e}{1.935} \right)$$



## B. Efforts tranchants



Soit  $T$  l'effort tranchant sur l'appui I pour l'ensemble du pont sous l'effet des charges appliquées sur ce pont. Deux cas sont à considérer.

**1<sup>er</sup> cas :** Les charges sont appliquées entre l'appui de la première entretoise intermédiaire II et l'appui d'extrémité N. Dans ce cas-là, nous appliquons la même méthode que celle des moments. Nous obtenons pour la poutre  $i$  et sur l'appui I l'effort tranchant :

$$T_{xi} = T \sum_{i=1}^n \frac{I_i}{I_i} \Delta_i = \frac{T}{n} \left[ 1 + 6 \frac{-n+2i-1}{n^2-1} \frac{e}{l} \right] \quad (8)$$

**2<sup>ème</sup> Cas :** Les charges sont appliquées entre l'appui I et la première entretoise intermédiaire II.

a) Charges concentrées :

Considérons une rangée de roues placées sur l'axe  $xx$  et désignons par :

$a$  = la distance de l'appui I à l'axe  $xx$

$b$  = la distance de l'appui I à l'entretoise II

$T_{xi}$  = Effort tranchant dans la poutre  $i$  produit par la réaction de la

rangée de roues xx sur cette poutre en supposant les dalles articulées sur les poutres. Dans le calcul de  $T_{ri}$  on se limitera seulement aux roues situées dans le rectangle  $a^I a_k^I a^{II} a_k^{II}$

L'effort tranchant dans la poutre i sur l'appui I sera égal à :

$$\begin{aligned}
 T_{ri} &= T_{ri} \left( 1 - \frac{a}{b} \right) + T \sum_{i=1}^n \frac{I_i}{I_i} \cdot \Delta_i \cdot \frac{a}{b} \\
 &= T_{ri} \left( 1 - \frac{a}{b} \right) + \frac{T}{n} \left( 1 + 6 \frac{-n+2i-1}{n^2-1} \frac{e}{l} \right) \frac{a}{b} \quad (9)
 \end{aligned}$$

### B) Charges uniformes

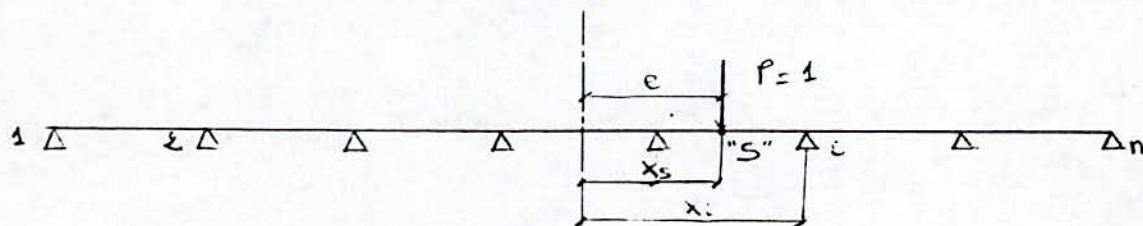
Soit q la charge par ml sur l'ensemble du pont situé entre I et II et  $q_i$  la portion de charge par ml supportée par la poutre i en considérant la dalle articulée sur les poutres.

L'effort tranchant dans la poutre i sera donc :

$$\begin{aligned}
 T_{ri} &= q_i b \left( \frac{1}{2} - \frac{b}{6L} \right) + q b \left( \frac{1}{2} - \frac{b}{3L} \right) \sum_{i=1}^n \frac{I_i}{I_i} \cdot \Delta_i \\
 &= q_i b \left( \frac{1}{2} - \frac{b}{6L} \right) + q \frac{b}{n} \left( \frac{1}{2} - \frac{b}{3L} \right) \left( 1 + 6 \frac{-n+2i-1}{n^2-1} \frac{e}{l} \right)
 \end{aligned}$$

L : portée des poutres principales

#### IV. Calcul des efforts dans les entretoises infiniment rigides



De l'expression (5) de  $R_i$  et en posant :  $C_i = k I_i$

avec :  $I_i$  : inertie de la poutre  $i$

donc :

$$C = \sum C_i = k \sum I_i$$

$$\Delta = \sum C_i x_i^2 = k \sum I_i x_i^2$$

et  $P = 1$

alors :

$$R_i = \frac{I_i}{\sum I_i} \left[ 1 + \frac{\sum I_i}{\sum I_i x_i^2} \cdot x_i \cdot e \right]$$

#### A. Ligne d'influence de l'effort tranchant

L'effort tranchant au droit de la section "S" est donné par :

$$T_{xs} = \begin{cases} \sum_g R_i - 1 & \text{pour } e < x_s \\ \sum_g R_i & \text{pour } e > x_s \end{cases}$$

avec :

$\sum_g$  : sommation de tous les appuis situés à gauche de "S"

$\sum_d$  : sommation de tous les appuis situés à droite de "S"

$$\sum_g I_i = \sum I_i - \sum_d I_i$$

$$\sum_g I_i x_i = - \sum_d I_i x_i$$

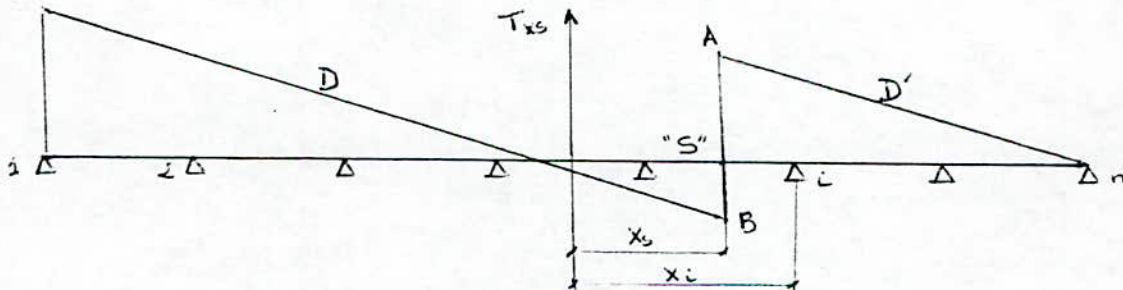
d'où l'effort tranchant dans une section d'abscisse  $x_e$  sous l'action d'une charge  $P = 1$  d'abscisse  $e$  est donné par l'expression :

$$T_{x_e} = \begin{cases} - \sum_a \frac{I_i}{\sum I_i} \left( 1 + \frac{\sum I_i}{\sum I_i x_i^2} x_i \cdot e \right) & \text{pour } e < x_e & (1) \\ + \sum_g \frac{I_i}{\sum I_i} \left( 1 + \frac{\sum I_i}{\sum I_i x_i^2} x_i \cdot e \right) & \text{pour } e > x_e & (2) \end{cases}$$

Les équations (1) et (2) représentant la ligne d'influence de  $T_{x_e}$  sont celles de deux droites de variable  $e$  et de coefficients angulaires

$$- \frac{\sum_a I_i x_i}{\sum I_i x_i^2} > 0 \text{ pour (1) et } \frac{\sum_g I_i x_i}{\sum I_i x_i^2} < 0 \text{ pour (2)}$$

La discontinuité au droit de  $x_i$  est égale à l'unité.



\* Dans le cas de poutres principales identiques et équidistantes de  $l$  avec  $I$  moment d'inertie, l'effort tranchant aura pour expression :

$$T_{x_e} = \begin{cases} \sum_a \frac{1}{n} \left( 1 + 6 \frac{-n+2i-1}{n^2-1} \frac{e}{l} \right) & \text{pour } e < x_e & (1) \\ + \sum_g \frac{1}{n} \left( 1 + 6 \frac{-n+2i-1}{n^2-1} \frac{e}{l} \right) & \text{pour } e > x_e & (2) \end{cases}$$

## B. Ligne d'influence du moment fléchissant

Le moment fléchissant au droit de la section "S" est donné par :

$$M_{x_s} = \begin{cases} - \sum_g R_i (x_s - x_i) - 1(x_s - e) & \text{pour } e < x_s \\ \sum_g R_i (x_s - x_i) & \text{pour } e > x_s \end{cases}$$

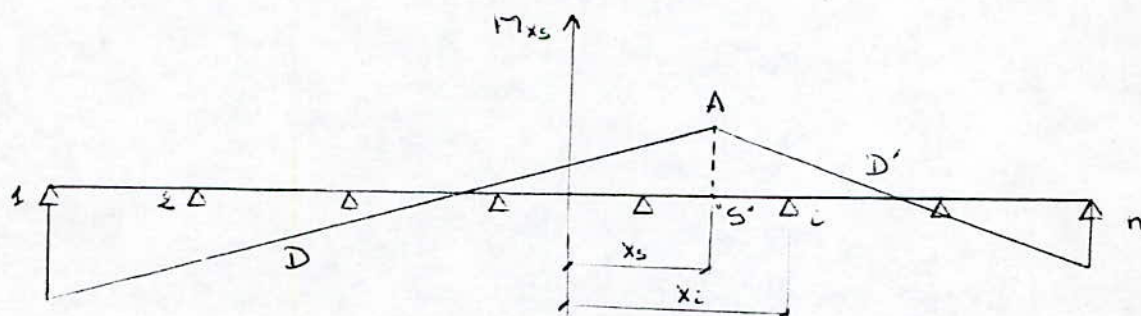
Et de la même façon que pour l'effort tranchant et avec en plus

$$\sum_g I_i x_i^2 + \sum_d I_i x_i^2 = \sum I_i x_i^2$$

$$M_{x_s} = \begin{cases} - \sum_d \frac{I_i}{\sum I_i} \left( 1 + \frac{\sum I_i}{\sum I_i x_i^2} x_i \cdot e \right) (x_s - x_i) & \text{pour } e < x_s \quad (3) \\ \sum_g \frac{I_i}{\sum I_i} \left( 1 + \frac{\sum I_i}{\sum I_i x_i^2} x_i \cdot e \right) (x_s - x_i) & \text{pour } e > x_s \quad (4) \end{cases}$$

Les équations (3) et (4) représentant la ligne d'influence de  $M_{x_s}$  sont celles de deux droites se coupant au point A, au droit de la section "S".

La différence des pentes des deux droites est égale à 1.



\* Dans le cas des poutres principales identiques et équidistantes de  $l$  avec  $I$  leur moment d'inertie le moment fléchissant aura pour expression :

$$M_{x_0} = \begin{cases} - \sum_a \frac{1}{n} \left( 1 + 6 \frac{-n+2i-1}{n^2-1} \cdot \frac{e}{l} \right) \left( x_0 + \frac{n-2i+1}{2} l \right) & \text{pour } e < x_0 \\ + \sum_g \frac{1}{n} \left( 1 + 6 \frac{-n+2i-1}{n^2-1} \cdot \frac{e}{l} \right) \left( x_0 + \frac{n-2i+1}{2} \cdot l \right) & \text{pour } e > x_0 \end{cases}$$

**CHAPITRE 4**  
**NOTE DE CALCUL POUR**  
**LES POUTRES PRICIPALES**

## I. CALCUL DES EFFORTS DANS LES POUTRES

### A. Calcul du coefficient de majoration dynamique

$$\sigma = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 L} + \frac{0.6}{1 + 4 P/S}$$

L = 14.60 m = Longueur de la travée

P = charge permanente

S = surcharge maximale

#### A.1. Détermination de P (poids propre du tablier de la travée, des poutres principales et des entretoises).

- . Dalle :  $2.5 \times 0.2 \times 10.08 \times 14.60 = 73.584 \text{ t}$
  - . Revêtement :  $2.35 \times 0.08 \times 7.50 \times 14.60 = 20.586 \text{ t}$
  - . trottoirs + corniches :  $2 \times 2.5 \times 0.47 \times 14.60 = 34.31 \text{ t}$
  - . Glissière + garde-corps :  $2 \times 0.15 \times 14.60 = 4.38 \text{ t}$
  - . Poutres :  $8 \times 25 \times 0.3975 \times 14.60 = 116.07 \text{ t}$
  - . Entretoises :  $3 \times 2.5 \times 0.18 \times 0.88 \times 2 \times 108 = 2.566 \text{ t}$
- d'où :

$$P = 251.496 \text{ t}$$

#### A.2. Détermination de S :

Pour la surcharge  $B_c$ , on dispose dans le sens transversal autant de convois qu'il y a de voies de circulation donc 2. Dans le sens longitudinal le nombre de camions à disposer est limité à 2.

- Camion  $B_c$  ;  $b_c = 1.1$   $S = 1.1 \times (2 \times 2 \times 30) = 132 \text{ t}$
- Tandem  $B_t$  ;  $b_t = 1$   $S = 1 \times (2 \times 32) = 64 \text{ t}$
- Surcharge militaire  $M_{c120}$   $S = 110 \text{ t}$



### A.3. Calcul de $\delta$

Surcharges	Bc	Bt	Mc120
S	132	64	110
$\delta$	1.172	1.138	1.161

donc :

- surcharges civiles :

$$S = 1.172$$

- Surcharges militaires

$$S = 1.161$$

### B. Efforts dans les poutres principales

Dans ce qui suit, on désignera par :

M : moment fléchissant sollicitant la travée

T : effort tranchant sollicitant la travée

M<sub>i</sub> : moment fléchissant dans la poutre i

T<sub>i</sub> : effort tranchant dans la poutre i

#### B.1. Etude du moment fléchissant

##### B.1.1. Charges permanentes

##### 1. Charges permanentes (tablier et poutres)

Le moment en une section d'abscisse x est :

$$M(x) = q \frac{x}{2} (L - x)$$

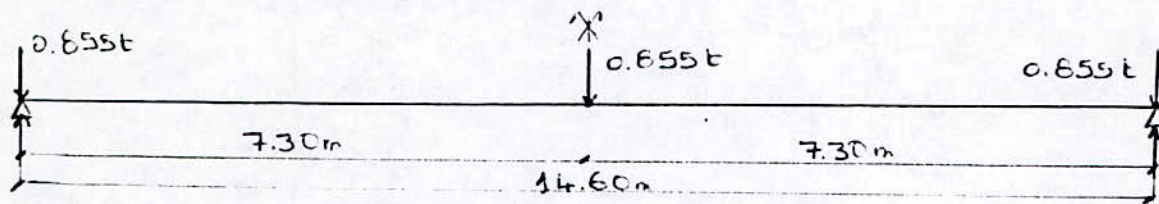
$$P = 251.496 - 2.566 = 248.93 \text{ t}$$

$$q = \frac{P}{L} = \frac{248.93}{14.60} = 17.07 \text{ t/ml}$$

## 2. Charges concentrées (entretoises)

poids propre de l'entretoise

$$2.5 \times 0.18 \times 0.88 \times 2 \times 1.08 = 0.855 \text{ t}$$



$$R_A = R_B = \frac{1}{2} (3 \times 0.855) = 1.283 \text{ t}$$

Pour chaque section on calculera  $M$  et le moment dans la poutre  $i$  est obtenu à partir de l'équation (7) avec  $\Delta_i = 1$  car chargement symétrique.

$$M_i = \frac{M}{n} \Delta_i = \frac{M}{8}$$

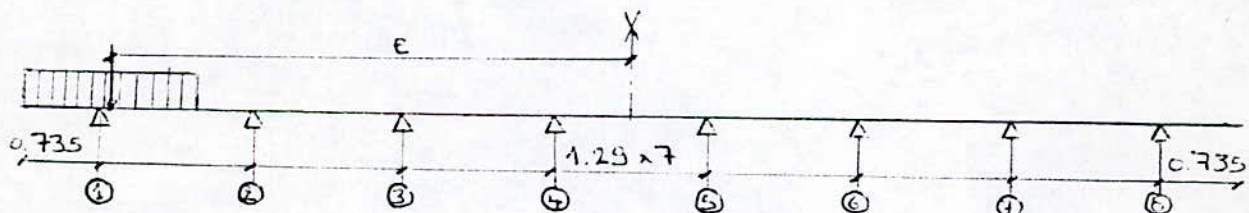
### B.12. Surcharge de trottoirs :

La surcharge à appliquer sur les trottoirs pour la justification des poutres principales est de  $150 \text{ kg/m}^2$

$$M(x) = q \frac{x}{2} (L - x)$$

#### 1. Un trottoir seulement chargé

$$q = 0.150 \times 1.50 = 0.225 \text{ t/ml}$$



Détermination de  $e$  :

$$e = - \left[ \frac{1.29 \times 7}{2} + 0.735 - \frac{1.5}{2} \right] = - 4.50$$

$$\Delta_i = 1 + 6 \frac{-n + 2i + 1}{n^2 - 1} \frac{e}{l} = 1 - \frac{27}{81.27} (2i - 9)$$

$$\Delta_1 = 3.32$$

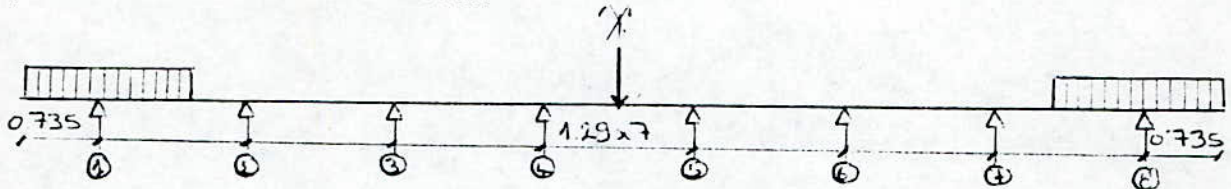
$$\Delta_2 = 2.66$$

$$\Delta_3 = 1.99$$

$$\Delta_4 = 1.33$$

2. Les 2 trottoirs sont surchargés

$$q = 2 \times 0.225 = 0.450 \text{ t/ml}$$



Chargement symétrique  $\rightarrow e=0 \rightarrow \Delta_i = 1$

**B.13. Surcharges sur la chaussée**

**B.131. Action de la surcharge A(L)**

$$A(L) = 230 + \frac{36.000}{L + 12}; L = 14.60 \text{ m}$$

$$A(L) = 1583.4 \text{ kg/m}^2 = 1.583 \text{ t/m}^2$$

Pont de 1<sup>ère</sup> classe, une ou deux voies chargées,  $a_1 = 1$

Pont de 1<sup>ère</sup> classe :  $l_0 = 3.50 \text{ m}$

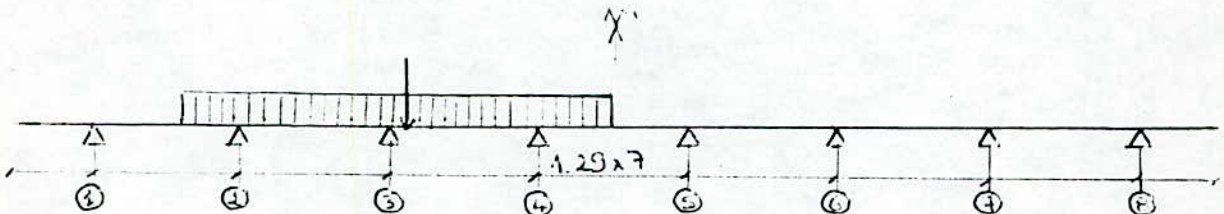
$$a_2 = \frac{l_0}{l_v} = \frac{3.50}{3.75} = 0.933$$

$$A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(L) = 0.933 \cdot A(L) = 1.477 \text{ t/m}^2$$

$$M(x) = q \frac{x}{2} (L - x)$$

1- Une voie chargée seulement

$$q = 1.477 \times 3.75 = 5.539 \text{ t/ml}$$



$$e = - \frac{1v}{2} = - \frac{3.75}{2} = - 1.875 \text{ m}$$

$$\Delta_i = 1 - \frac{11.25}{81.27} (2i - 9)$$

$$\Delta_1 = 1.97$$

$$\Delta_2 = 1.69$$

$$\Delta_3 = 1.41$$

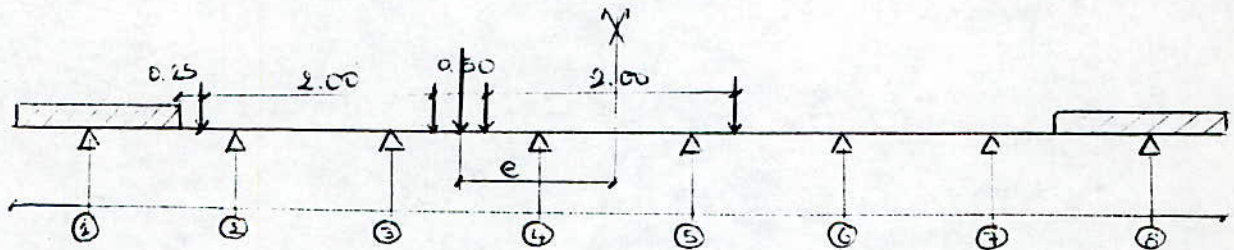
$$\Delta_4 = 1.14$$

2. On surcharge les 2 voies  
 $q = 2 \times 5.539 = 11.078 \text{ t/ml}$

$$e = 0 \longrightarrow \Delta_i = 1$$

B.132. Action de la surcharge Bc :

1. Disposition défavorable dans le sens transversal



$$e = - \left[ \frac{7.50}{2} - \left( 0.25 + 2.00 + \frac{0.50}{2} \right) \right] = - 1.25 \text{ m}$$

$$\Delta_i = 1 - \frac{7.5}{81.27} (2i - 9)$$

$$\Delta_1 = 1.64$$

$$\Delta_2 = 1.46$$

$$\Delta_3 = 1.28$$

$$\Delta_4 = 1.09$$

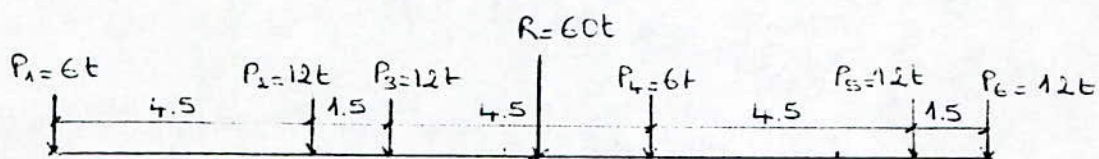
## 2. Détermination de la section dangereuse

### \* Théorème de Barré

Enoncé du théorème : Le moment fléchissant du au convoi sera maximum au droit de la charge  $P_i$  lorsque cette charge  $P_i$  et la résultante  $R$  des charges appliquées seront symétriques par rapport au centre  $O$  de la poutre.

La charge  $P_k$  sous laquelle se produira le plus grand des moments maximums doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\sum_{\alpha=1}^{k-1} P_{\alpha} \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{\alpha=1}^k P_{\alpha}$$

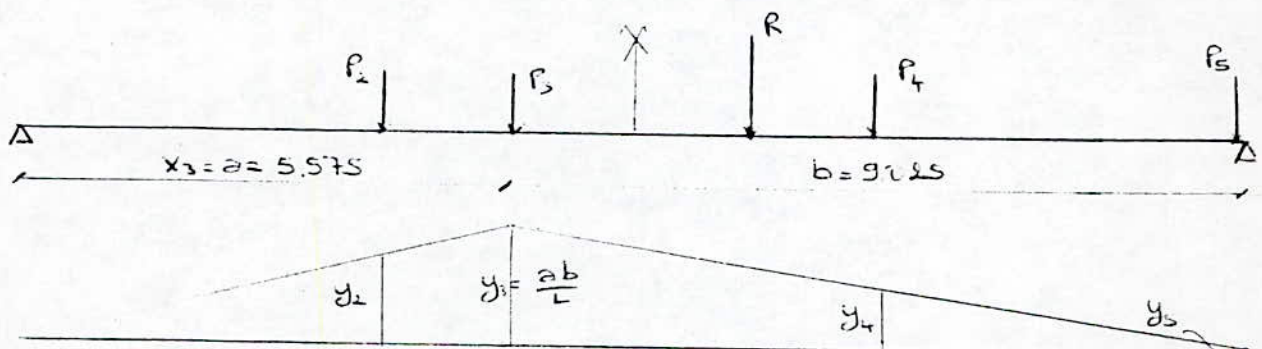


Les charges  $P_3$  et  $P_4$  vérifient l'inégalité.

Cherchons la position de la résultante  $R$ . On prendra comme origine le point d'application de  $P_1$ .

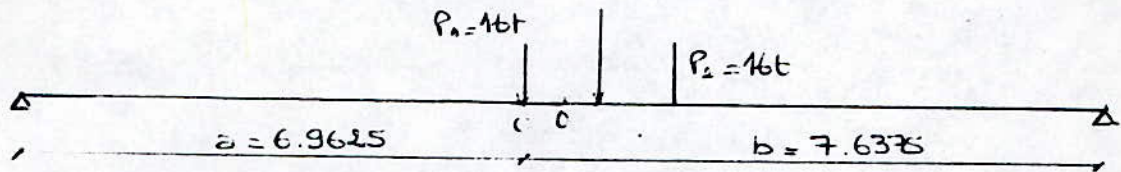
$$\sum P_i x_i = R \cdot x \longrightarrow x = \frac{\sum P_i x_i}{R} = 9.45 \text{ m}$$

Plaçons  $P_3$  symétriquement à  $R$  par rapport au centre de la poutre.





## 2. Détermination de la section dangereuse



Les 2 charges  $P_1$  et  $P_2$  engendrent le moment maximum, donc en utilisant le théorème de Barré plaçons  $P_1$  symétriquement par rapport à R.

Remarque : le moment en chaque section d'abscisse  $x$  peut être déduit de la ligne d'influence

$$M(x) = 16 \frac{x}{L} \left[ 2(L - x) - 135 \right] \cdot \delta. \text{ bl. } 2; \quad 2 \text{ convois; } \text{bl} = 1$$

B.134. Action de la surcharge militaire Mc120

$$e = - 1.6 \text{ m}$$

$$\Delta_i = 1 - \frac{9.6}{81.27} (2i - 9)$$

$$\Delta_1 = 1.82$$

$$\Delta_2 = 1.59$$

$$\Delta_3 = 1.35$$

$$\Delta_4 = 1.12$$

$$q = \frac{110}{6.10} = 18.033 \text{ t/ml}$$

$$\Omega = \frac{y + y_1}{2} \cdot x_1 + \frac{y + y_2}{2} \cdot x_2$$

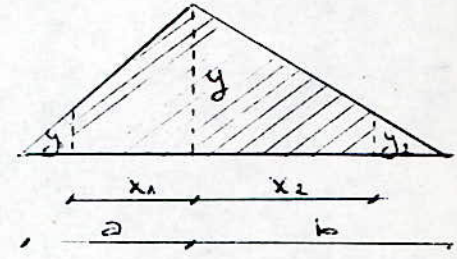
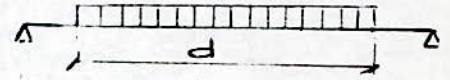
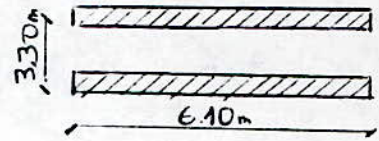
$$y = \frac{a \cdot b}{L}$$

$$y_1 = \frac{a - x_1}{a} \cdot y \quad \text{et} \quad y_2 = \frac{b - x_2}{b} \cdot y$$

$$d = x_1 + x_2$$

$$\Omega_{\max} \text{ ----} \rightarrow y_1 = y_2 \text{ ----} \rightarrow bx_1 = ax_2$$

$x_1$  et  $x_2$  seront déterminés à partir du système d'équation suivante:





$$\begin{cases} x_1 + x_2 = d \\ bx_1 - ax_2 = 0 \end{cases}$$

On tire :

$$x_1 = a \cdot \frac{d}{L}; \quad x_2 = b \cdot \frac{d}{L}$$

d'où :

$$y_1 = y_2 = \frac{ab}{L} \left( 1 - \frac{d}{L} \right)$$

$$\text{et } \Omega_{\max} = \frac{ab}{L} \cdot d \cdot \left( 1 - \frac{d}{2L} \right)$$

$$M = \delta \cdot q \cdot \Omega_{\max}$$

#### B.135. Convoi D

$$e = -0.15 \text{ m}$$

$$\Delta_i = 1 - \frac{0.9}{81.27} (2i - 9)$$

$$\Delta_1 = 1.08$$

$$\Delta_2 = 1.06$$

$$\Delta_3 = 1.03$$

$$\Delta_4 = 1.01$$

$$q = \frac{240}{18.60} = 12.903 \text{ t/ml}$$

$$\Omega_{\max} = \frac{a \cdot b}{L} \cdot d \cdot \left( 1 - \frac{d}{2L} \right)$$

$$M = q \Omega_{\max}$$

#### B.14. Tableaux récapitulatifs

On dressera les tableaux des moments fléchissants pour chaque section, à savoir :

0.000 L; 0.125 L; 0.250 L; 0.375 L; 5.575 m (S<sub>Bc</sub>); 6.9625 m (S<sub>Bt</sub>);  
0.500 L.

B.141. Charges permanentes :

Sections	0.000L	0.125L	0.250L	0.375L	"S" Bc	"S" Bt	0 500L
charge unif. répartie	0.00	198.99	341.12	426.40	429.48	453.86	454.83
charges concentrées	0.00	0.78	1.56	2.34	2.38	2.98	3.12
moment total en t.m	0.00	199.77	342.68	428.74	431.81	456.84	457.95
moment pour poutre en tm	0.00	24.97	42.83	53.59	53.98	57.10	57.24

B.142. Surcharge de trottoirs :

1. Un trottoir chargé

Sections	0.000L	0.125L	0.250L	0.375L	"S" Bc	"S" Bt	0 500L
Moment total en tm	0.00	2.62	4.49	5.62	5.66	5.98	5.99
Moment pour poutre 1 en tm	0.00	1.09	1.86	2.33	2.35	2.48	2.49
Moment pour poutre 2 en tm	0.00	0.87	1.49	1.87	1.88	1.99	1.99
Moment pour poutre 3 en tm	0.00	0.65	1.12	1.40	1.41	1.49	1.49
moment pour poutre 4 en tm	0.00	0.44	0.75	0.93	0.94	0.99	0.99

2. Deux trottoirs chargés :

Sections	0.000L	0.125L	0.250L	0.375L	"S" Bc	"S" Bt	0.500L
Moment total en tm	0.00	5.24	8.98	11.24	11.32	11.96	11.98
Moment pour poutre en tm	0.00	0.66	1.12	1.41	1.42	1.49	1.50

Et en prenant le moment max. pour chaque poutre on obtient :

Sections	0.000L	0.125L	0.250L	0.375L	"S" Bc	"S" Bt	0.500L
Moment pour poutre 1 (ou 8)	0.00	1.09	1.86	2.33	2.35	2.48	2.49
Moment pour poutre 2 (ou 7)	0.00	0.87	1.49	1.87	1.88	1.99	1.99
Moment pour poutres 3, 4 (ou 6, 5)	0.00	0.66	1.12	1.41	1.42	1.49	1.50

B.143. Surcharge A(L)

1. Une voie chargée

Sections	0.000L	0.125L	0.250L	0.375L	"S" Bc	"S" Bt	0.500L
Moment total en t.m	0.00	64.57	110.69	138.36	139.84	147.27	147.58
Moment pour poutre 1 en tm	0.00	15.90	27.26	34.07	34.31	36.26	36.34
Moment pour poutre 2 en t.m	0.00	13.64	23.38	29.23	29.43	31.11	31.17
Moment pour poutre 3 en t.m	0.00	11.38	19.51	24.38	24.56	25.96	26.01
Moment pour poutre 4 en t.m	0.00	9.20	15.77	19.72	19.85	20.98	21.03

2. Deux voies chargées :

Sections	0.000L	0.125L	0.250L	0.375L	"S" Bc	"S" Bt	0.500L
Moment total en tm	0.00	129.14	221.38	276.72	278.69	294.54	295.17
Moment pour poutre en tm	0.00	16.14	27.67	34.59	34.83	36.32	36.90

On prendra les moments dans le cas où 2 voies sont chargées car ils sont plus importants.

B.144. Surcharge Bc :

Sections	0.000L	0.125L	0.250L	0.375L	"S" Bc	"S" Bt	0.500L
Moment total $M = \sum P_i Y_i x_i \delta_{bcx2}$	0.00	117.90	180.87	211.02	211.57	232.01	234.88
Moment pour poutre 1 en tm	0.00	24.17	36.97	49.26	49.97	47.96	48.05
Moment pour poutre 2 en tm	0.00	21.51	32.92	38.51	38.61	42.16	42.77
Moment pour poutre 3 en tm	0.00	18.86	28.86	33.76	33.85	36.96	37.50
Moment pour poutre 4 en tm	0.00	16.06	24.57	28.75	28.82	31.47	31.93

B.145. Surcharge Bt

Sections	0.000L	0.125L	0.250L	0.375L	"S" Bc	"S" Bt	0.500L
Moment total $M = \sum P_i Y_i x_i \delta_{bt} x2$	0.00	113.45	192.67	237.68	239.16	249.05	248.46
Moment pour poutre 1 (ou8) en tm	0.00	19.71	33.47	41.29	41.55	43.27	43.17
Moment pour poutre 2 (ou7) en tm	0.00	18.15	30.89	38.08	38.26	39.85	39.75
Moment pour poutre 3 (ou6) en tm	0.00	16.59	28.18	34.76	34.98	36.42	36.84
Moment pour poutre 4 (ou5) en tm	0.00	14.89	25.29	31.19	31.39	32.39	32.61

B.146. Surcharge militaire Mc120

Sections	0.000L	0.125L	0.250L	0.375L	"S" Bc	"S" Bt	0 500L
$\Omega_{max}$	0	7.706	13.210	16.513	16.630	17.576	17.614
Moment total $M=Qq \Omega_{max}$ en tm	0.00	161.33	276.57	345.72	348.17	367.98	368.77
Moment pour poutre 1(ou8) en tm	0.00	36.70	62.92	78.65	79.21	83.71	83.89
Moment pour poutre 2(ou7) en tm	0.00	32.06	54.97	68.71	69.20	73.13	73.29
Moment pour poutre 3(ou6) en tm	0.00	27.22	46.67	58.34	58.75	62.09	62.23
Moment pour poutre 4(ou5) en tm	0.00	22.58	38.72	48.40	48.74	51.52	51.63

#### B.147. Surcharge exceptionnelle D

Sections	0.000L	0.125L	0.250L	0.375L	"S" Bc	"S" Bt	0 500L
$\Omega_{max}$	0	11.657	19.984	24.980	25.157	26.588	26.645
Moment total $M=Qq \Omega_{max}$ en tm	0.00	150.41	257.87	322.31	324.60	343.06	343.79
Moment pour poutre 1(ou8) en tm	0.00	20.30	34.81	43.51	43.82	46.30	46.41
Moment pour poutre 2(ou7) en t.m	0.00	19.92	34.16	42.70	43.01	45.45	45.55
Moment pour poutre 3(ou6) en tm	0.00	19.36	33.19	41.49	41.79	44.16	44.26
Moment pour poutre 4(ou5) en tm	0.00	18.98	32.55	40.68	40.98	43.31	43.39

#### B.15. Combinaison d'actions

De ce qui précède, nous constatons que c'est la poutre de rive n°1 (ou 8) qui est la plus sollicitée et que la section dangereuse se trouve au milieu de la poutre.

. E.L.S

$$M = G + M_{c120} + t_r = 143.62 \text{ tm}$$

. E.L.U

$$M = 1.35 G + 1.35 M_{c120} + t_r = 193.01 \text{ tm}$$

## B.2. Etude de l'effort tranchant

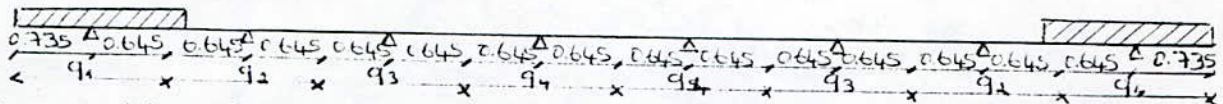
Pour l'effort tranchant la section dangereuse est celle située à l'appui, donc on se limitera à l'étude des sections suivantes :

0.000 L; 0.125 L; 0.250 L; 0.375 L; 0.500 L.

### B.2.1. Charges permanentes

1. Charges uniformément répartie (tablier et poutres)

$q = 17,07 \text{ t/ml} = \text{charge par ml de pont}$

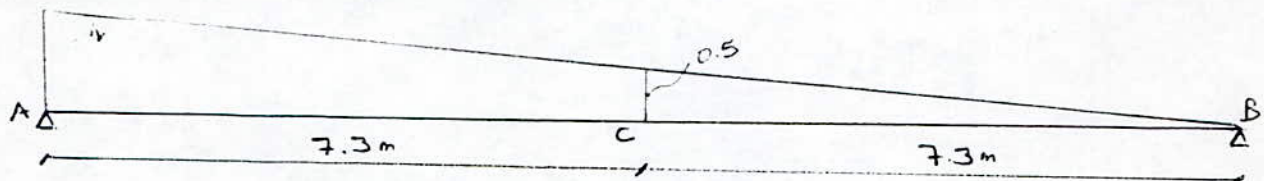


$q_i = \text{portion de charge par ml revenant à la poutre } i$

$$q_1 = \frac{17.07}{10.50} (0.735 + 0.645) = 2.240 \text{ t/ml}$$

$$q_2 = q_8 = q_4 = \frac{17.07}{10.50} (0.645 + 0.645) = 2.100 \text{ t/ml}$$

\* Section d'appui A(0.000L)



- Charges entre B et C :  $T'_i = \frac{T}{8} \Delta_i$  ( $\Delta_i = 1$  car chargement symétrique) avec  $T = \frac{1}{2} \cdot 0.5 \times 7.3 \times 17.07 = 31.15 \text{ t}$

- Charges entre A et C :  $T_i = q_i b \left[ \frac{1}{2} - \frac{b}{6L} \right] + q \frac{b}{8} \left[ \frac{1}{2} - \frac{b}{3L} \right] \Delta_i$

$$b = 7.30 \text{ m}$$

$$L = 14.60 \text{ m}$$

$$\Delta_i = 1$$

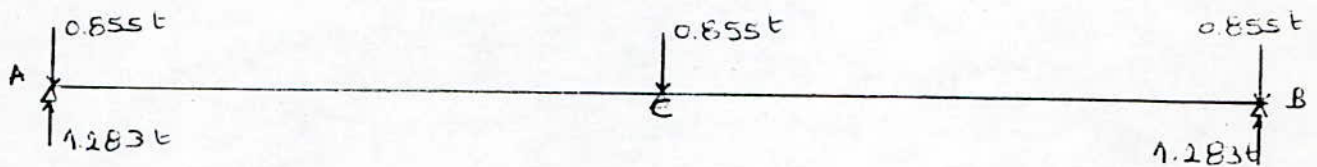
d'où :

$$T_i = 3.04 q_i + 5.19$$

Donc l'effort tranchant dans la section d'appui pour chaque poutre est:

N° de poutre	$T_i'$ (t)	$T_i''$ (t)	$T_i' + T_i''$ (t)
1	8.89	12.00	15.89
2	8.89	11.57	15.46
3	8.89	11.57	15.46
4	8.89	11.57	15.46

## 2. Charges concentrées



### \* Section d'appui A (0.000 L)

$$T_i = \frac{T}{8} \Delta_i = \frac{1}{8} (1.283 - 0.855) \times 1 = 0.05 \text{ t} \quad (\Delta_i = 1 \text{ chargement symétrique}).$$

L'effort tranchant total à l'appui est :

$$T_i = T_i' + T_i'' + T_i'''$$

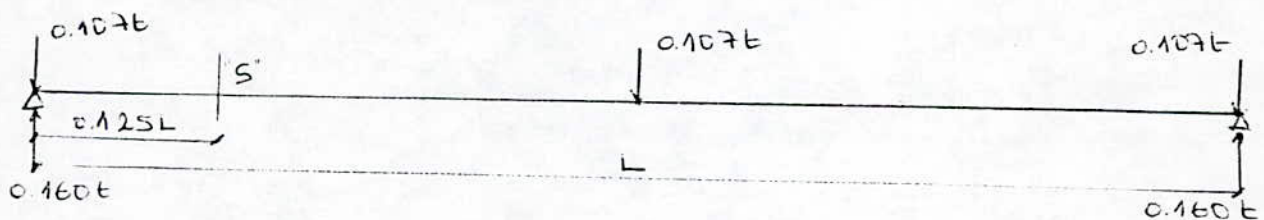
$$\text{Poutre 1 : } T_1 = 15.94 \text{ t}$$

$$\text{Poutre 2, 3 et 4 : } T_2 = T_3 = T_4 = 15.51 \text{ t}$$

### \* Sections intermédiaires

Exemple : section 0.125 L = 1.825 m

$$T_s = T_A - \sum \text{charges entre A et S}$$





Poutre 1 :  $T_1 = 15.94 - 2.24 \times 1.825 - 0 = 11.85 \text{ t}$

Poutre 2,3 et 4 :  $T_2 = T_3 = T_4 = 15.51 - 2.10 \times 1.825 = 11.68 \text{ t}$

d'où le tableau donnant l'effort tranchant dû aux charges permanentes dans les différentes sections et les différentes poutres.

	sections	0.000L	0.125L	0.250L	0.375L	0.500L
Effort tranchant en tonnes	poutre 1 (ou 8)	15.94	11.85	7.76	3.68	- 0.41 - 0.52
	poutre 2 (ou 7)	15.51	11.68	7.84	4.01	0.18 0.07
	poutre 3 (ou 6)	15.51	11.68	7.84	4.01	0.18 0.07
	poutre 4 (ou 5)	15.51	11.68	7.84	4.01	0.18 0.07

### B.22. Surcharge de trottoirs

$q = 0.225 \text{ t/ml}$  par trottoir

En procédant de la même manière que pour les charges permanentes, on trouvera que les cas les plus défavorables pour les différentes poutres sont :

poutre 1 : 1 trottoir chargé  $\Delta_1 = 3.32$

poutre 2 : 1 trottoir chargé  $\Delta_2 = 2.66$

poutre 3 : 2 trottoir chargé  $\Delta_3 = 1$

poutre 4 : 2 trottoir chargé  $\Delta_4 = 1$

\* Section d'appui A(0.000L)

Surcharge entre B et C :  $T_i = \frac{T}{8} \Delta_i$

$T = \frac{1}{2} \times 0.5 \times 7.3 \times q = 1.825 q$

- surcharge entre A et C :  $T_i = q_i b \left( \frac{1}{2} - \frac{b}{6L} \right) + q \frac{b}{8} \left( \frac{1}{2} - \frac{b}{3L} \right) \Delta_i$

$$T_i'' = 3.04 q_i + 0.304 q \Delta i$$

avec :

$$\text{poutre 1 : } q_1 = \frac{0.225}{1.5} \times (0.735 + 0.645) = 0.207 \text{ t/ml}; q = 0.225 \text{ t/ml}$$

$$\text{poutre 2 : } q_2 = \frac{0.225}{1.5} (1.5 - 0.735 - 0.645) = 0.018 \text{ t/ml}; q = 0.225 \text{ t/ml}$$

Poutre 3 et 4 :  $q_3 = q_4 = 0$  ;  $q = 0.450 \text{ t/ml}$

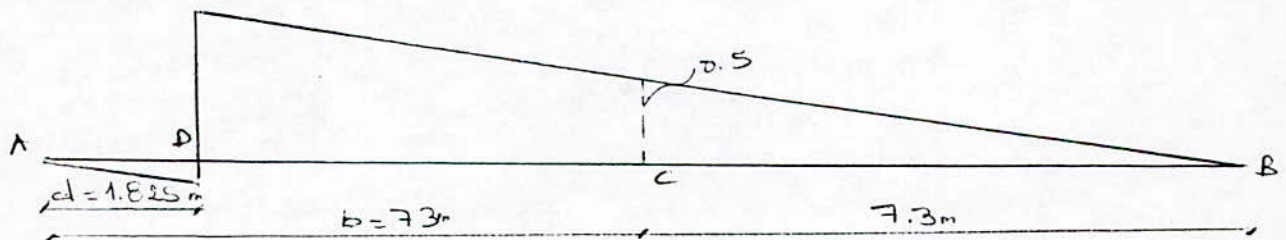
L'effort tranchant à l'appui est :

$$T_i = T_i' + T_i''$$

	$T(t)$	$T_i'(t)$	$T_i''(t)$	$T_i(t)$
Poutre 1	0.411	0.170	0.856	1.09
Poutre 2	0.411	0.186	0.287	0.87
Poutre 3	0.821	0.108	0.187	0.24
Poutre 4	0.821	0.108	0.187	0.24

#### \* Sections intermédiaires

Exemple : section D (0.125 L)



$$\text{Surcharges entre B et C : } T_i' = \frac{T}{8} \Delta i$$

surcharges entre C et D :

$$T_i'' = q_i \left[ (b - d) - \frac{L + b}{Lb} \frac{b^2 - d^2}{2} + \frac{1}{bL} \cdot \frac{b^3 - d^3}{3} \right] + \frac{q}{b} \left[ \frac{b^2 - d^2}{2} - \frac{1}{L} \frac{b^3 - d^3}{3} \right] \frac{\Delta i}{8}$$

$$T_i'' = 1.540 q_i + 0.278 q \Delta i$$

	$T_i'$ (t)	$T_i''$ (t)	$T_i$ (t)
Poutre 1	0.170	0.526	0.70
Poutre 2	0.136	0.194	0.33
Poutre 3	0.103	0.125	0.23
Poutre 4	0.103	0.125	0.23

d'où le tableau donnant l'effort tranchant dû aux surcharges de trottoirs dans les différentes sections et les différentes poutres.

	sections	0.000L	0.125L	0.250L	0.375L	0.500L
Effort tranchant en tonnes	poutre 1 (ou 8)	1.08	0.70	0.45	0.39	0.170
	poutre 2 (ou 7)	0.87	0.33	0.27	0.20	0.136
	poutre 3 (ou 6)	0.24	0.23	0.20	0.14	0.103
	poutre 4 (ou 5)	0.24	0.23	0.20	0.14	0.103

### B.23. Surcharge A(L)

\* Section d'appui A(0.000L)

. Surcharge entre B et C :  $T_i' = \frac{T}{8} \Delta i$

. surcharge entre A et C :  $T_i'' = q_i b \left[ \frac{1}{2} - \frac{b}{6L} \right] + q \frac{b}{8} \Delta i \left[ \frac{1}{2} - \frac{b}{3L} \right]$

$$T_i'' = 3.04 q_i + 0.304 q \Delta i$$

$$A(L) = A(14.60m) = 1.583 \text{ t/m}^2, A = 0.933A(L) = 1.477 \text{ t/m}^2$$

Le cas le plus défavorable pour les 4 poutres correspond au chargement de 2 voies.

Donc :

$$q = 2 \times 3.75 \times 1.477 = 11.078 \text{ t/ml}$$

$$\Delta i = 1$$

d'où :

$$T_i' = \frac{T}{8} \Delta i = \frac{1}{8} \times \frac{1}{2} \times 0.5 \times 7.3 \times 11.078 \times 1 = 2.53 \text{ t}$$

$$T_i'' = 3.04 q_i + 3.37$$

avec :

$$q_1 = 0$$

$$q_2 = 1.477 (0.525 + 0.645) = 1.728 \text{ t/ml}$$

$$q_3 = q_4 = 1.477 \times 1.29 = 1.905 \text{ t/ml}$$

donc :

$$T_1'' = 3.37 \text{ t}$$

$$T_2'' = 8.62 \text{ t}$$

$$T_3'' = T_4'' = 9.16 \text{ t}$$

Finalement,  $T_i = T_i' + T_i''$

$$\text{Poutre 1 : } T_1 = 5.90 \text{ t}$$

$$\text{Poutre 2 : } T_2 = 11.15 \text{ t}$$

$$\text{Poutre 3 et 4 : } T_3 = T_4 = 11.69 \text{ t}$$

#### \* Sections intermédiaires

Exemple : section D (0.125 L)

$$\text{. Surcharges entre B et C : } T_i' = \frac{T}{8} = 2.53 \text{ t}$$

$$\text{. Surcharges entre C et } \Delta \text{ ; } T_i'' = q_i \left[ (b-d) - \frac{L+b}{Lb} \frac{b^2-d^2}{2} + \frac{1}{bL} \frac{b^3-d^3}{3} \right]$$
$$+ \frac{q}{b} \left[ \frac{b^2-d^2}{2} - \frac{1}{L} \frac{b^3-d^3}{3} \right] \frac{\Delta_i}{8}$$

$$T_i'' = 1.540 q_i + 0.278 q \Delta_i$$

$$= 1.540 q_i + 3.080$$

$$T_1'' = 3.08 \text{ t}$$

$$T_2'' = 5.74 \text{ t}$$

$$T_3'' = T_4'' = 6.01 \text{ t}$$

Finalement,  $T_i = T_i' + T_i''$

Poutre 1 :  $T_1 = 5.61 \text{ t}$

poutre 2 :  $T_2 = 8.27 \text{ t}$

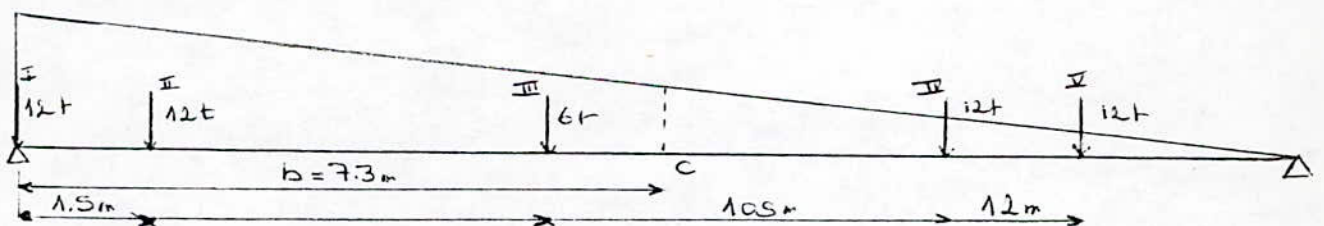
poutre 3 et 4 :  $T_3 = T_4 = 8.54$

D'où le tableau donnant l'effort tranchant dû à la surcharge A(L) dans les différentes sections et les différentes poutres.

	Sections	0.000L	0.125L	0.250L	0.375L	0.500L
Effort tranchant en tonnes	poutre 1 (ou 8)	5.90	5.61	4.85	3.77	2.53
	poutre 2 (ou 7)	11.15	8.27	7.51	4.00	2.53
	poutre 3 (ou 6)	11.69	8.54	7.80	4.02	2.53
	poutre 4 (ou 5)	11.69	8.54	7.80	4.02	2.53

B.24. Surcharge Bc :

\* Section d'appui A(0.000L)



. Surcharges entre B et C :  $T_i' = \frac{T}{n} \Delta_i$

. Surcharges entre A et C :  $T_i'' = T_{ri} \left( 1 - \frac{a}{b} \right) + \frac{T}{n} \Delta_i \frac{a}{b}$

L'effort tranchant à l'appui A :  $T_i = T_i' + T_i''$

Cas des essieux IV, V :

pour un convoi :  $T = \sum P_i z_i = 12 \frac{4.1}{14.6} + 12 \frac{2.6}{14.6} = 5.51 \text{ t}$   
 d'où :

Poutre 1 :  $T'_1 = \frac{2 \times 5.51}{8} \times 1.64 = 2.26 \text{ t}$

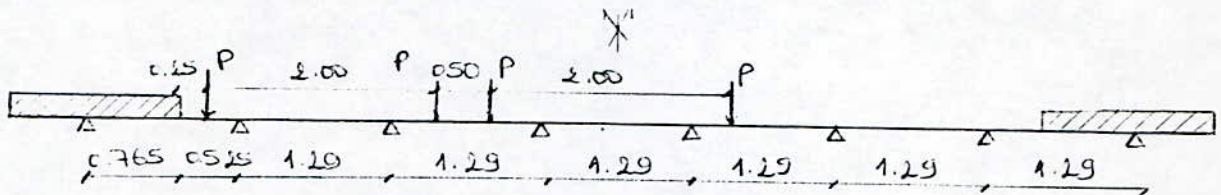
Poutre 2 :  $T'_2 = \frac{2 \times 5.51}{8} \times 1.46 = 2.01 \text{ t}$

Poutre 3 :  $T'_3 = \frac{2 \times 5.51}{8} \times 1.28 = 1.76 \text{ t}$

Poutre 4 :  $T'_4 = \frac{2 \times 5.51}{8} \times 1.09 = 1.50 \text{ t}$

Cas des essieux I, II, III

Pour le calcul de  $T_{ri}$ , on se limitera aux surcharges appliquées entre deux poutres principales encadrant la poutre concernée. On suppose pour cela que les dalles sont articulées sur les poutres.

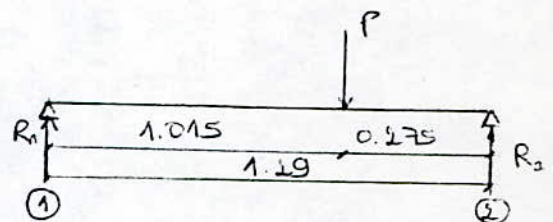


Poutre 1

$$R_1 = \frac{0.275 P}{1.29} = 0.213 P$$

$P = 6 \text{ t}$  donc  $R_1 = 1.278 \text{ t}$

$P = 3 \text{ t}$  donc  $R_1 = 0.639 \text{ t}$



Poutre 2

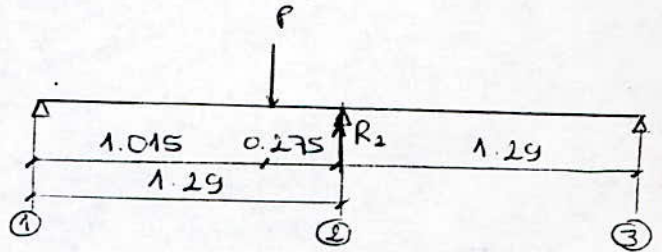
$$\sum M_1 = 0 \rightarrow R_{2v} = \frac{1.015 P}{1.29} = 0.787 P$$

$$\sum M_3 = 0 \rightarrow R_{2c} = 0$$

d'où  $R_2 = R_{2v} + R_{2c} = 0.787 P$

$P = 6t$  donc  $R_2 = 4.722 t$

$P = 3t$  donc  $R_2 = 2.361 t$



poutre 3

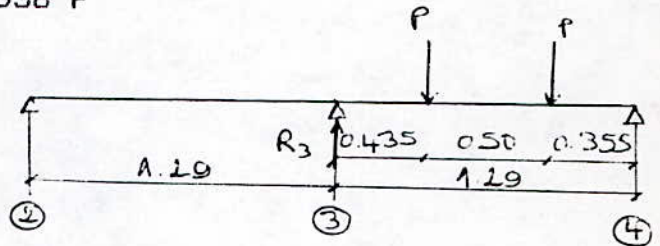
$$\sum M_2 = 0 \rightarrow R_{3v} = 0$$

$$\sum M_4 = 0 \rightarrow R_{3c} = \frac{1.21P}{1.29} = 0.938 P$$

d'où  $R_3 = R_{3v} + R_{3c} = 0.938 P$

$P = 6t$  donc  $R_3 = 5.628 t$

$P = 3t$  donc  $R_3 = 2.814 t$

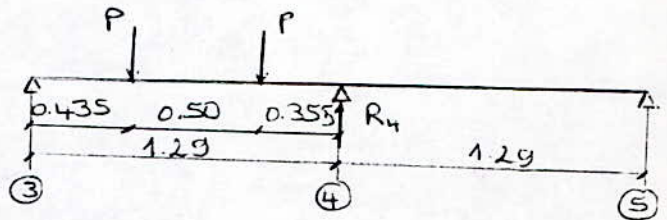


poutre 4

$$\sum M_3 = 0 \rightarrow R_{4v} = \frac{1.37P}{1.29} = 1.062 P$$

$$\sum M_5 = 0 \rightarrow R_{4c} = 0$$

d'où  $R_4 = R_{4v} + R_{4c}$



$P = 6t$  ----->  $R_4 = 6.372 t$

$P = 3t$  ----->  $R_4 = 3.186 t$

**TABLEAU DE L'EFFORT TRANCHANT DU AUX ESSIEUX I, II, III**

	Essieux	a (m)	$\frac{a}{b}$	Tri (t)	Ta = Tri x (1 - a/b) t	$\Delta i$	T (t)	Tb = $\frac{T \Delta i a}{8 b}$ (t)	Tc = Ta + Tb pour les 3 essieux.
Poutre 1	I	0	0	1.278x1 = 1.278	1.278	1.64	12x2x1=24	0	4.35
	II	1.5	0,205	1.278x0.897 = 1.146	0.911		12x2x0.897= 21.53	0.905	
	III	6	0.822	0.639x0.589 = 0.376	0.067		6x2x0.589= 7.07	1.191	
Poutre 2	I	0	0	4.722x1= 4.722	4.722	1.46	24	0	10.20
	II	1.5	0.205	4.722x0.897 = 4.235	3.367		21.53	0.805	
	III	6	0.822	2.361x0.589 = 1.390	0.247		7.07	1.060	
Poutre 3	I	0	0	5.628x1= 5.628	5.628	1.28	24	0	11.57
	II	1.5	0.205	5.628x0.897 = 5.048	4.013		21.53	0.706	
	III	6	0.822	2.814x0.898 = 1.657	0.295		7.07	0.930	
Poutre 4	I	0	0	6.372x1= 6.372	6.372	1.09	24	0	12.64
	II	1.5	0.205	6.372x0.897 = 5.715	4.543		21.53	0.601	
	III	6	0.822	3.186x0.589 = 1.876	0.334		7.07	0.792	



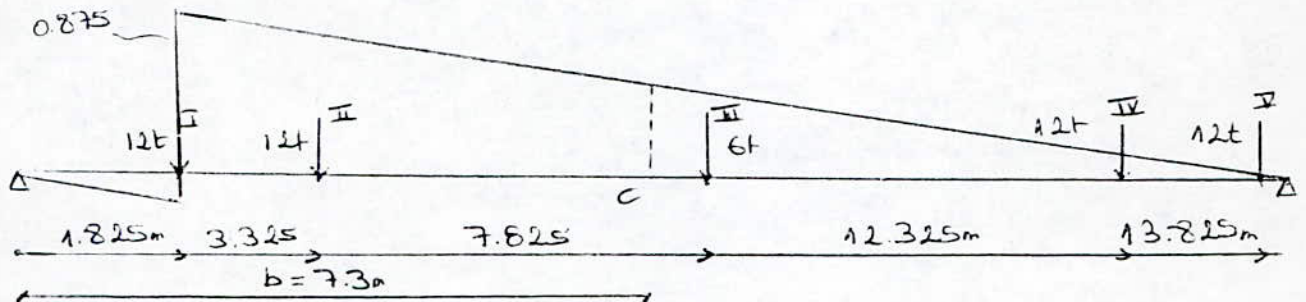
Enfin, l'effort tranchant à la section d'appui est :

$$T_i = T_i' + T_i''$$

	$T_i'$	$T_i''$	$T_i = T_i' + T_i''$
Poutre 1	2.26	4.35	6.61
Poutre 2	2.01	10.20	12.21
Poutre 3	1.76	11.57	13.33
Poutre 4	150	12.64	14.14

\* Section intermédiaire

Exemple : section 0.125 L



Cas des essieux III, IV, V

$$\text{Pour un convoi : } T = \sum P_i z_i = 6 \cdot \frac{6.775}{14.6} + 12 \cdot \frac{2.275}{14.6} + 12 \cdot \frac{0.775}{14.6} = 5.29t$$

$$\text{d'où : } T = 2 \times 5.29 = 10.58 t$$

$$T_i = \frac{T}{8} \Delta_i$$

d'où :

$$\text{Poutre 1 : } T_1 = \frac{10.58}{8} \times 1.64 = 2.17 t$$

$$\text{Poutre 2 : } T_2 = \frac{10.58}{8} \times 1.46 = 1.93 t$$

$$\text{Poutre 3 : } T_3 = \frac{10.58}{8} \times 1.28 = 1.69 t$$

$$\text{Poutre 4 : } T_4 = \frac{10.58}{8} \times 1.09 = 1.44 t$$

Cas des essieux I et II

## CAS DES ESSIEUX I ET II

	Essieux	a (m)	$\frac{a}{b}$	Tri (t)	$T_a =$ $\frac{Tri \times a}{(1 - a/b)}$ t	$\Delta i$	T (t)	$T_b =$ $\frac{T \Delta i a}{8 b}$ (t)	$T_c =$ Ta + Tb pour les 3 essieux.
Poutre 1	I	1.825	0.25	$1.278 \times 0.875$ = 1.118	0.838	1.64	$12 \times 2 \times 0.875$ = 21	1.076	4.18
	II	3.325	0.455	$1.278 \times 0.772$ = 0.987	0.538		$12 \times 2 \times 0.772$ = 18.53	1.728	
Poutre 2	I	1.825	0.25	$4.722 \times 0.875$ = 4.132	3.099	1.46	21	0.958	7.58
	II	3.325	0.455	$4.722 \times 0.772$ = 3.645	1.986		18.53	1.538	
Poutre 3	I	1.825	0.25	$5.628 \times 0.875$ = 4.924	3.693	1.28	21	0.840	8.25
	II	3.325	0.455	$5.628 \times 0.772$ = 4.345	2.368		18.53	1.349	
Poutre 4	I	1.825	0.25	$6.372 \times 0.875$ = 5.575	4.181	1.09	21	0.715	8.73
	II	3.325	0.455	$6.372 \times 0.875$ = 4.919	2.681		18.53	11.49	

Enfin l'effort tranchant à la section 0.125 L est :

	$T_i$	$T_{ii}$	$T_i = T_i + T_{ii}$
Poutre 1	2.17	4.18	6.35
Poutre 2	1.93	7.58	9.51
Poutre 3	1.69	8.25	9.94
Poutre 4	1.44	8.73	10.17

On procédera de la même manière pour les sections à 0.250 L, 0.375 L et 0.500 L

\* Section 0.250 L

	$T_i$	$T_{ii}$	$T_i = T_i + T_{ii}$
Poutre 1	0.98	4.81	5.79
Poutre 2	0.87	6.24	7.11
Poutre 3	0.77	6.37	7.14
Poutre 4	0.65	6.32	6.97

\* Section 0.375 L

	$T_i$	$T_{ii}$	$T_i = T_i + T_{ii}$
Poutre 1	0.53	4.99	5.52
Poutre 2	0.47	5.08	5.55
Poutre 3	0.41	4.72	5.13
Poutre 4	0.35	4.31	4.66

\* Section 0.500 L

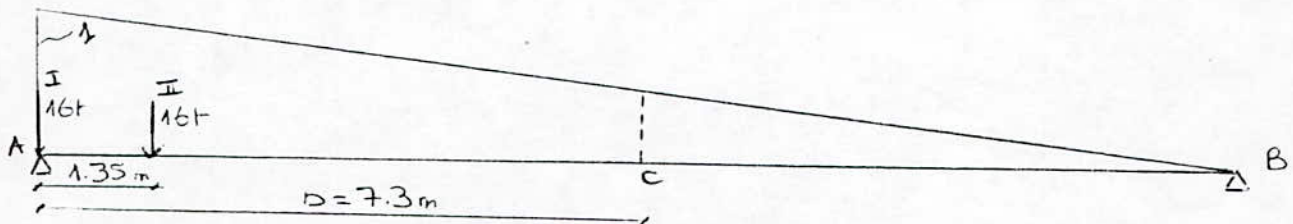
	$T_i$	$T_{ii}$	$T_i = T_i + T_{ii}$
Poutre 1	4.63	0	4.63
Poutre 2	4.12	0	4.12
Poutre 3	3.62	0	3.62
Poutre 4	3.08	0	3.08

d'où finalement le tableau donnant l'effort tranchant dû à la surcharge  $B_c$  dans les différentes sections des différentes poutres.

	sections	0.000L	0.125L	0.250L	0.375L	0.500L
effort tranchant en tonnes	poutre 1 (ou 8)	6.61	6.85	5.79	5.52	4.69
	poutre 2 (ou 7)	12.21	9.51	7.11	5.55	4.12
	poutre 3 (ou 6)	18.89	9.94	7.14	5.18	8.62
	poutre 4 (ou 5)	14.14	10.17	6.97	4.66	8.08

### B.25. Surcharge Bt

\* Section d'appui A(0.000L)



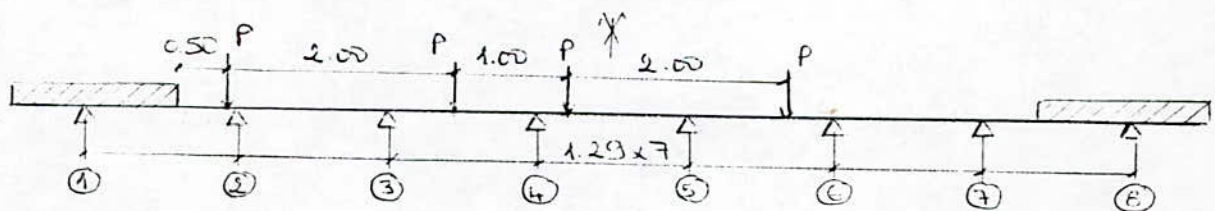
- Surcharges entre B et C : aucune surcharge donc  $T = 0$  et

$$T_i = \frac{T}{n} \Delta i = 0$$

- surcharge entre A et C :  $T_i = T_{ri} \left(1 - \frac{a}{b}\right) + \frac{T}{n} \Delta i \frac{a}{b}$

L'effort tranchant à l'appui A :  $T_i = T_i$

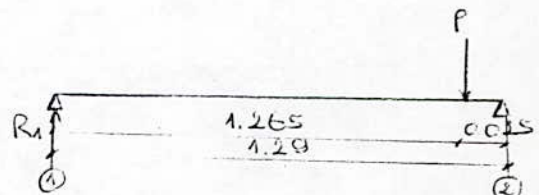
Essieux I et II



Poutre 1 :

$$R_1 = \frac{0.025 P}{1.29} = 0.0194 P$$

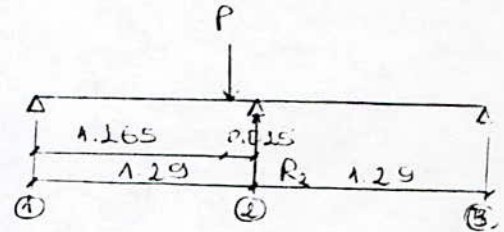
$$P = 16 \text{ t donc } R_1 = 0.310 \text{ t}$$



**Poutre 2 :**

$$R_z = 0.980 P$$

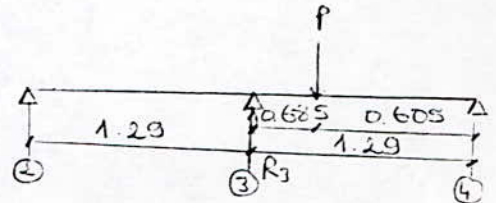
$$P = 16 \text{ t donc } R_z = 15.690 \text{ t}$$



**Poutre 3 :**

$$R_a = 0.469 P$$

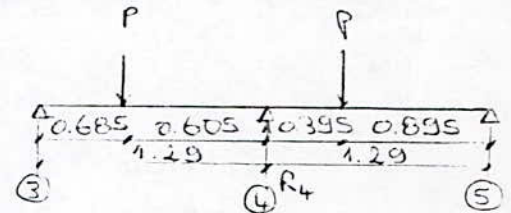
$$P = 16 \text{ t donc } R_a = 7.504 \text{ t}$$



**Poutre 4 :**

$$R_4 = 1.225 P$$

$$P = 16 \text{ t donc } R_4 = 19.597 \text{ t}$$

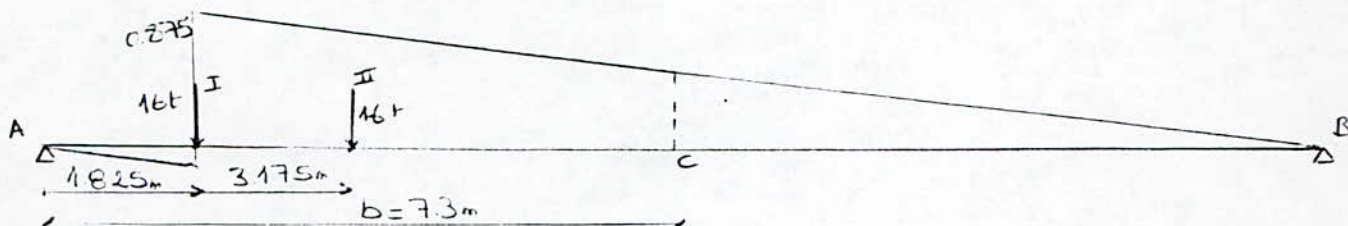


## ESSIEUX I ET II

	Essieux	a (m)	a b	Tri (t)	Ta = Tri x (1 - a/b) t	Δi	T (t)	Tb = TΔi a 8 b (t)	Tc = Ta + Tb pour les 3 essieux.
Poutre 1	I	0	0	0.310x1= 0.310	0.310	1.39	16x2x1=32	0	1.47
	II	1.35	0.185	0.310x0.907	0.229		16x2x0.907	0.933	
Poutre 2	I	0	0	15.690x1= 15.690	15.690	1.28	32	0	28.15
	II	1.35	0.185	15.690x0.907 = 14.231	11.598		29.02	0.859	
Poutre 3	I	0	0	7.504x1 = 7.504	7.504	1.17	32	0	13.84
	II	1.35	0.185	7.504x0.907 = 6.806	5.547		29.02	0.785	
Poutre 4	I	0	0	19.597x1= 19.597	19.597	1.05	32	0	34.79
	II	1.35	0.185	19.597x0.907 = 17.486	14.486		29.02	0.704	

**\* Sections intermédiaires**

Exemple : section 0.125 L



$T_i = 0$

**ESSIEUX I ET II**

	Essieux	a (m)	$\frac{a}{b}$	$T_{ri}$ (t)	$\frac{T_{a} = T_{ri} \times (1 - a/b)}{t}$	$\Delta i$	T (t)	$\frac{T \Delta i a}{8 b}$ (t)	$T_c = T_a + T_b$ pour les 3 essieux.
Poutre 1	I	1.825	0.25	$0.310 \times 0.875 = 0.271$	0.203	1.39	$16 \times 2 \times 0.875 = 28$	1.216	3.45
	II	3.175	0.435	$0.310 \times 0.782 = 0.242$	0.137		$16 \times 2 \times 0.782 = 25.02$	1.891	
Poutre 2	I	1.825	0.25	$15.690 \times 0.875 = 13.729$	10.297	1.28	28	1.120	20.09
	II	3.175	0.25	$15.690 \times 0.782 = 12.269$	6.932		25.02	1.741	
Poutre 3	I	1.825	0.435	$7.504 \times 0.875 = 6.566$	4.924	1.17	28	1.024	10.85
	II	3.175	0.435	$7.504 \times 0.782 = 5.868$	3.315		25.02	1.592	
Poutre 4	I	1.825	0.25	$19.597 \times 0.875 = 17.147$	12.860	1.05	28	0.919	23.86
	II	3.175	0.435	$19.597 \times 0.782 = 15.325$	8.658		25.02	1.428	

\* Section 0.250 L

	$T_i$	$T_{ii}$	$T_i = T_i + T_{ii}$
Poutre 1	0	4.77	4.77
Poutre 2	0	13.35	13.35
Poutre 3	0	8.23	8.23
Poutre 4	0	14.87	14.87

\* Section 0.375 L

	$T_i$	$T_{ii}$	$T_i = T_i + T_{ii}$
Poutre 1	0	2.89	2.89
Poutre 2	0	13.05	13.05
Poutre 3	0	7.32	7.32
Poutre 4	0	13.24	13.24

\* Section 500 L

	$T_i$	$T_{ii}$	$T_i = T_i + T_{ii}$
Poutre 1	5.04	0	5.04
Poutre 2	4.64	0	4.64
Poutre 3	4.24	0	4.24
Poutre 4	3.81	0	3.81

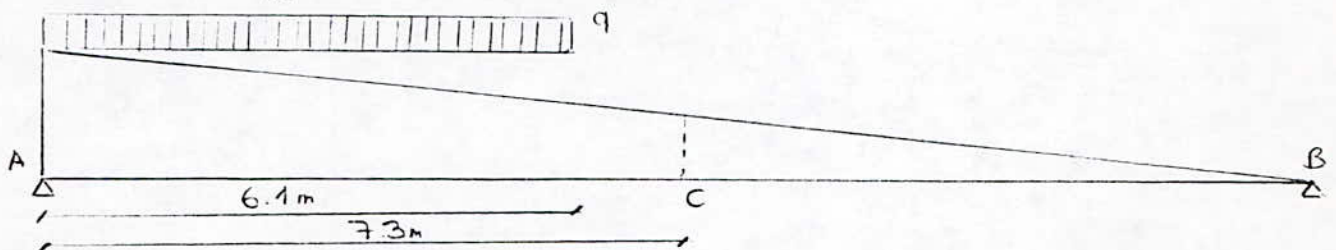
d'où finalement le tableau donnant l'effort tranchant dû à la surcharge  $B_i$  dans les différentes sections des différentes poutres.

	sections	0.000L	0.125L	0.250L	0.875L	0.500L
effort tranchant en tonnes	poutre 1 (ou8)	1.47	8.45	4.77	2.89	5.04
	poutre 2 (ou7)	28.15	20.09	18.85	18.05	4.64
	poutre 3 (ou6)	18.84	10.85	8.28	7.82	4.24
	poutre 4 (ou5)	84.79	28.86	14.87	18.24	9.81

### B.26 Surcharge militaire Mc120

$$q = 18.033 \text{ t/ml}$$

\* section d'appui A (0.000 L)



- surcharge entre B et C :  $T_i = \frac{T}{8} \Delta_i = 0$  car non chargée
- surcharge entre A et C :  $T_i = qib \left( \frac{1}{2} - \frac{b}{6L} \right) \times q \frac{b}{8} \Delta \left( \frac{1}{2} - \frac{b}{3L} \right)$

$$T_i = 2.63 q + 0.275 q \Delta_i$$

Poutre 1 :  $\Delta_1 = 1.82$ ;  $q_1 = 0.27 \text{ t/ml}$

poutre 2 :  $\Delta_2 = 1.59$ ;  $q_2 = 8.74 \text{ t/ml}$

poutre 3 :  $\Delta_3 = 1.35$ ;  $q_3 = 0$

poutre 4 :  $\Delta_4 = 1.12$ ;  $q_4 = 8.57 \text{ t/ml}$

$$T_i = T_i + T_i$$

d'où finalement :

poutre 1 :  $T_1 = 9.73 \text{ t}$

poutre 2 :  $T_2 = 30.87 \text{ t}$

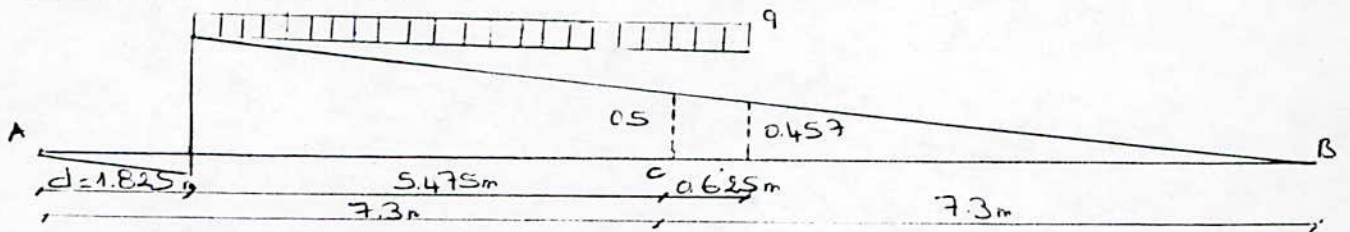
poutre 3 :  $T_3 = 6.69 \text{ t}$

poutre 4 :  $T_4 = 28.09 \text{ t}$



\* Sections intermédiaires

Exemple : section 0.125 L



- Surcharges entre B et C :  $T_i = \frac{T}{8} \Delta i$

$$T = \frac{1}{2} (0.5 + 0.457) \times 0.625 q = 0.299 q = 5.39 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} \text{- surcharges entre A et C : } T_{ii} = q_i & \left[ (b - d) - \frac{L + b}{L b} \frac{b^2 - d^2}{2} + \frac{1}{bL} \right. \\ & \left. \frac{b^3 - d^3}{3} \right] + \frac{q}{b} \left[ \frac{b^2 - d^2}{2} - \frac{1}{L} \right. \\ & \left. \frac{b^3 - d^3}{3} \right] \frac{\Delta i}{8} \end{aligned}$$

$$T_{ii} = 1.540 q_i + 0.278 q \Delta i$$

	$T_i(u)$	$T_{ii}(u)$	$T_{iii}(u)$
poutre 1	1.226	9.539	10.76
poutre 2	1.071	21.430	22.50
poutre 3	0.909	6.768	7.68
poutre 4	0.754	18.812	19.56

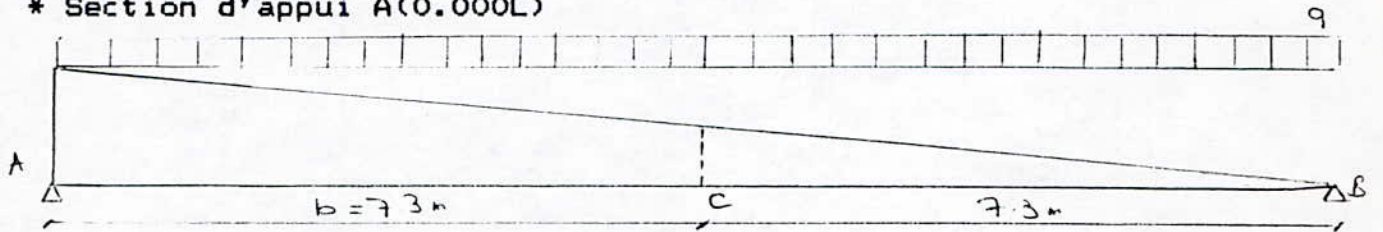
d'où finalement le tableau donnant l'effort tranchant dû à la surcharge Mc120 dans les différentes sections des différentes poutres.

	sections	0.000L	0.125L	0.250L	0.875L	0.500L
effort tranchant en tonnes	poutre 1	9.78	10.76	11.20	9.88	7.28
	poutre 2	80.87	22.50	14.96	9.28	6.86
	poutre 3	6.69	7.68	8.19	6.89	5.40
	poutre 4	28.09	19.56	12.00	6.86	4.48

### B.27. Surcharge exceptionnelle D

$q = 12.903 \text{ t/ml}$

\* Section d'appui A(0.000L)



. Surcharges entre B et C :  $T_i = \frac{T}{8} \Delta_i$

$T = \frac{1}{2} (0.5 \times 7.3) \times 12.903 = 23.55 \text{ t}$

- surcharges entre A et C :  $T_i = q_i b \left( \frac{1}{2} - \frac{b}{6L} \right) + q \frac{b}{8} \Delta_i \left( \frac{1}{2} - \frac{b}{3L} \right)$   
 $= 3.04 q_i + 0.304 q \Delta_i$

avec :

- poutre 1 :  $\Delta_1 = 1.08$ ;  $q_1 = 0$
- poutre 2 :  $\Delta_2 = 1.06$ ;  $q_2 = 0$
- poutre 3 :  $\Delta_3 = 1.03$ ;  $q_3 = 1.85 \text{ t/ml}$
- poutre 4 :  $\Delta_4 = 1.01$ ;  $q_4 = 5.20 \text{ t/ml}$

Donc l'effort tranchant dans la section d'appui pour chaque poutre est:

	$T_i(t)$	$T_{ii}(t)$	$T_{iii}(t)$
poutre 1	3.179	4.236	7.41
poutre 2	3.120	4.158	7.28
poutre 3	3.032	9.664	12.69
poutre 4	2.973	19.770	22.74

\* Sections intermédiaires

Exemple : section 0.125 L

- surcharges entre B et C :  $T_i = \frac{T}{8} \Delta_i$

$T = 23.55 \text{ t}$

- surcharges entre A et C :  $T_{ii} = q_i \left[ (b-d) - \frac{L+b}{Lb} \frac{b^2-d^2}{2} + \frac{1}{bL} \frac{b^3-d^3}{3} \right]$   
 $+ \frac{q}{b} \left[ \frac{b^2-d^2}{2} - \frac{1}{L} \frac{b^3-d^3}{3} \right] \frac{\Delta_i}{8}$

$$T_{ii} = 1.540 q_i + 0.278 q \Delta_i$$

	$T_i(t)$	$T_{ii}(t)$	$T_{iii}(t)$
poutre 1	3.179	3.874	7.05
poutre 2	3.120	3.802	6.92
poutre 3	3.032	6.543	9.58
poutre 4	2.973	11.631	14.60

d'où finalement le tableau donnant l'effort tranchant dû à la surcharge D dans les différentes sections des différentes poutres.

	sections	0.000L	0.125L	0.250L	0.375L	0.500L
effort tranchant en tonnes	poutre 1	7.41	7.05	6.09	4.74	3.179
	poutre 2	7.28	6.92	5.98	4.65	3.120
	poutre 3	12.69	9.58	6.93	4.77	3.032
	poutre 4	22.74	14.60	8.86	5.12	2.973

### B.28. Combinaisons d'actions

L'effort tranchant maximal correspond à la poutre n°4 (ou 5) à la section d'appui.

. E.L.S :

$$T = G + Bt + tr = 50.54 \text{ t}$$

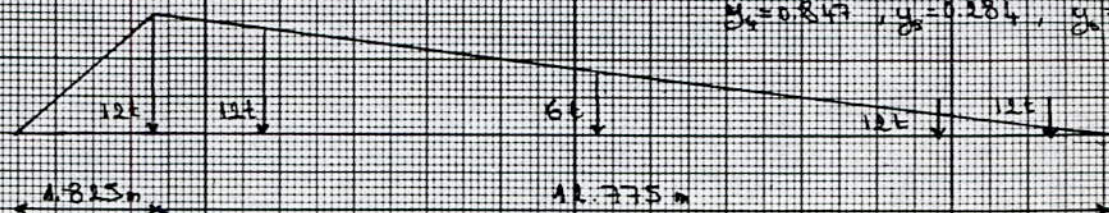
. E.L.U :

$$T = 1.35 G + 1.6 Bt + tr = 76.84 \text{ t}$$

Lignes d'influence des moments et position la plus défavorable du convoi pour chaque section

Système Bc

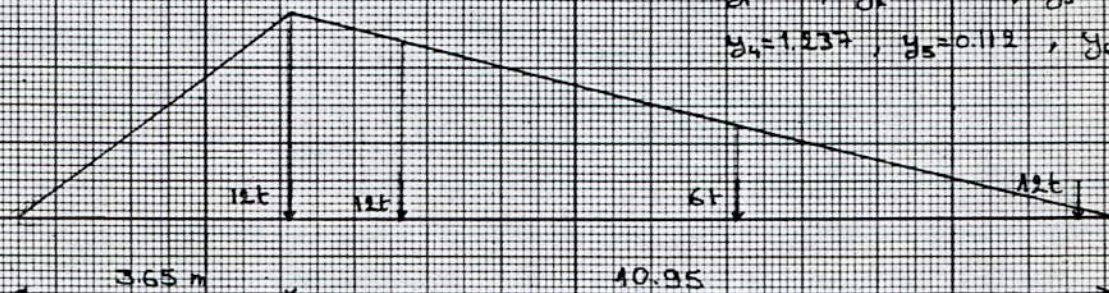
\* Section 0,125L



$$y_1 = 0, y_2 = 1.597, y_3 = 1.409$$

$$y_4 = 0.847, y_5 = 0.284, y_6 = 0.097$$

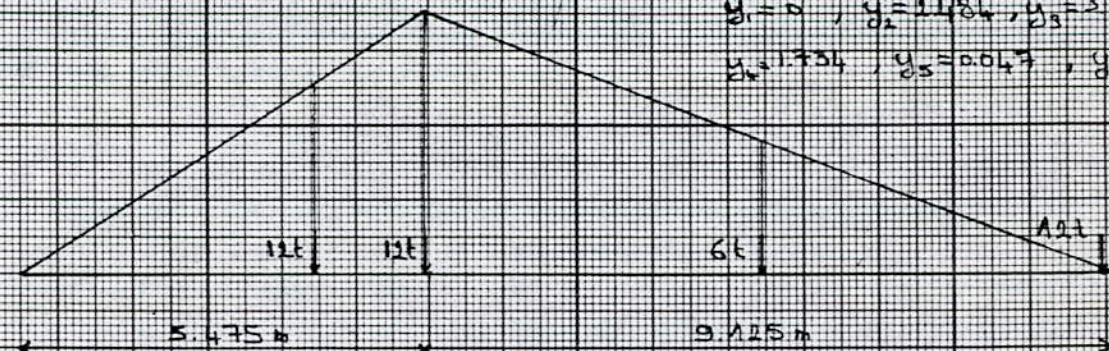
\* Section 0,250L



$$y_1 = 0, y_2 = 2.737, y_3 = 2.362$$

$$y_4 = 1.237, y_5 = 0.112, y_6 = 0$$

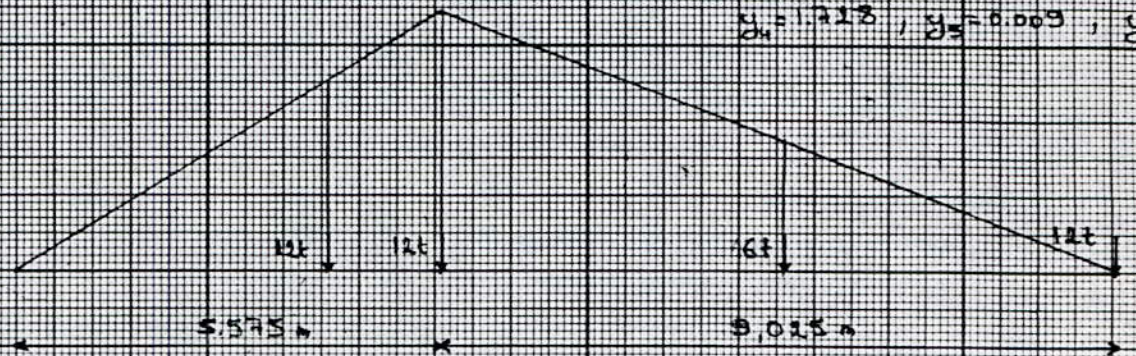
\* Section 0,375L



$$y_1 = 0, y_2 = 2.186, y_3 = 3.422$$

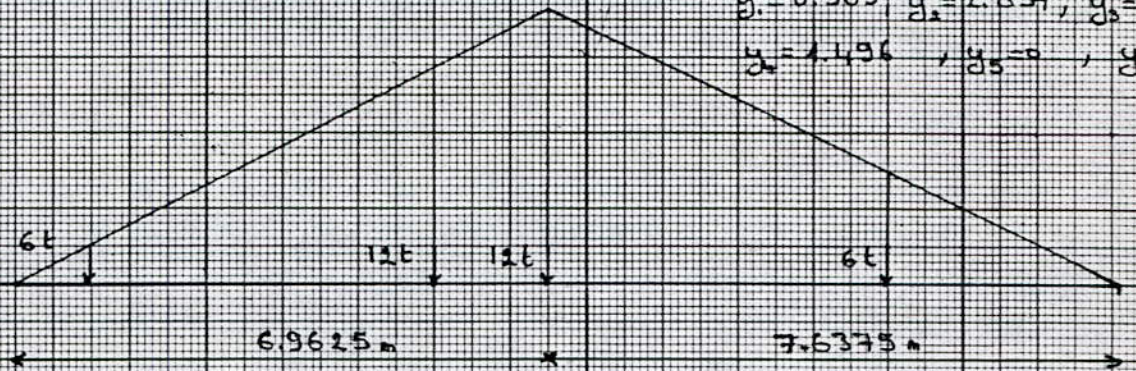
$$y_4 = 1.734, y_5 = 0.047, y_6 = 0$$

\* Section S'B



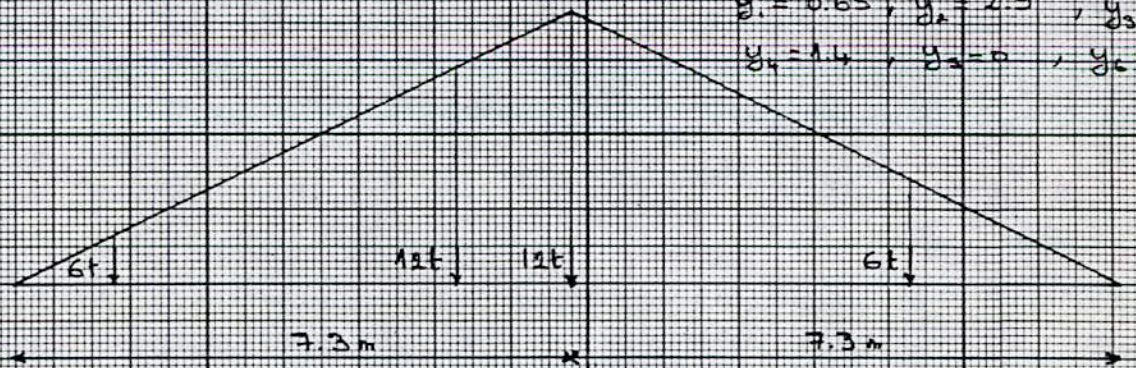
$y_1 = 0, y_2 = 2.519, y_3 = 3.446$   
 $y_4 = 1.728, y_5 = 0.009, y_6 = 0$

\* Section S'Be



$y_1 = 0.503, y_2 = 2.857, y_3 = 3.64$   
 $y_4 = 1.496, y_5 = 0, y_6 = 0$

\* Section a.S001



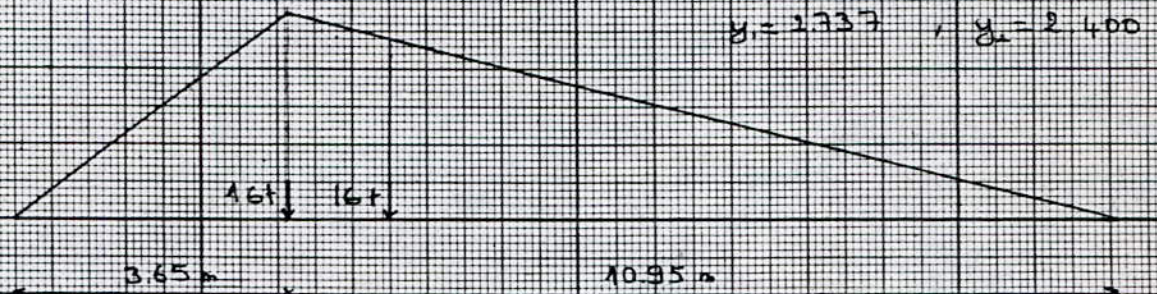
$y_1 = 0.65, y_2 = 2.9, y_3 = 3.6$   
 $y_4 = 1.4, y_5 = 0, y_6 = 0$

Systema Bt

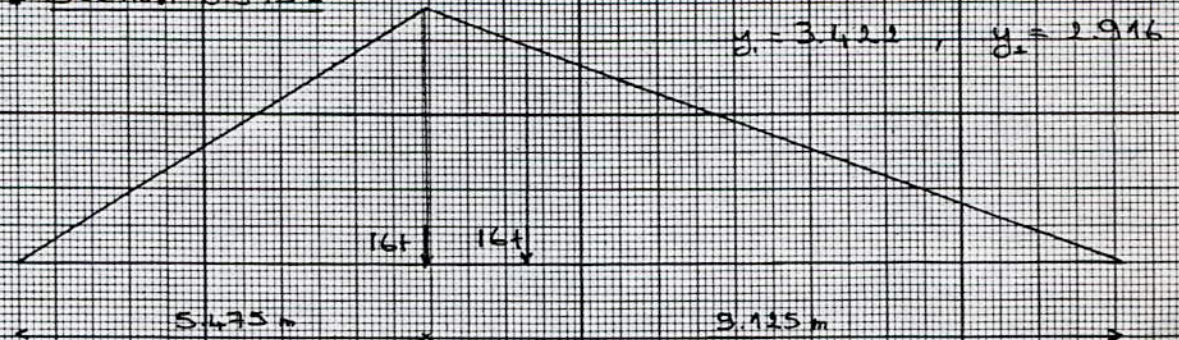
\* Section 0.195L



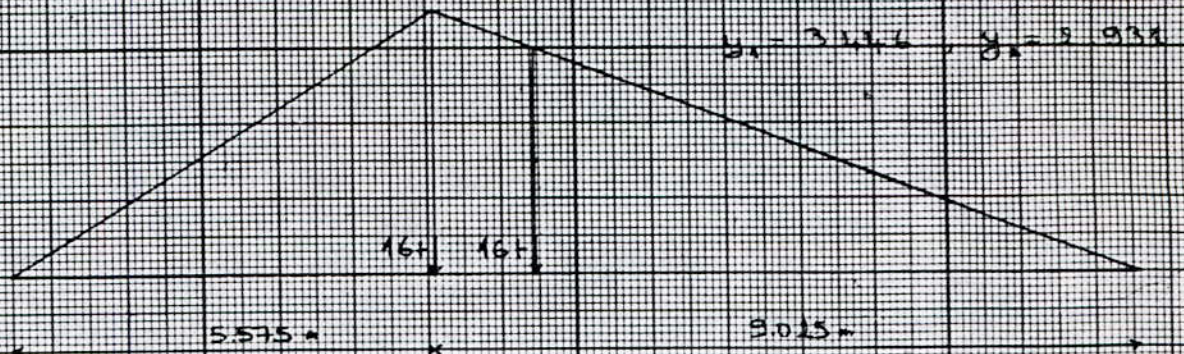
\* Section 0.250L



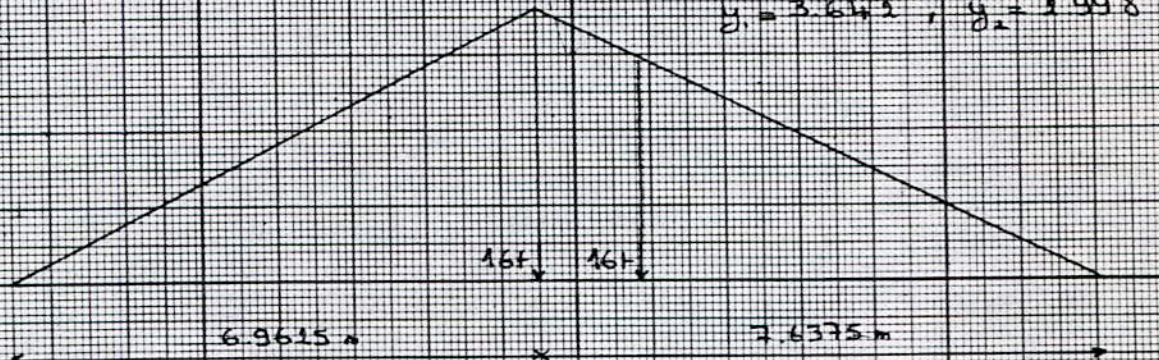
\* Section 0.375L



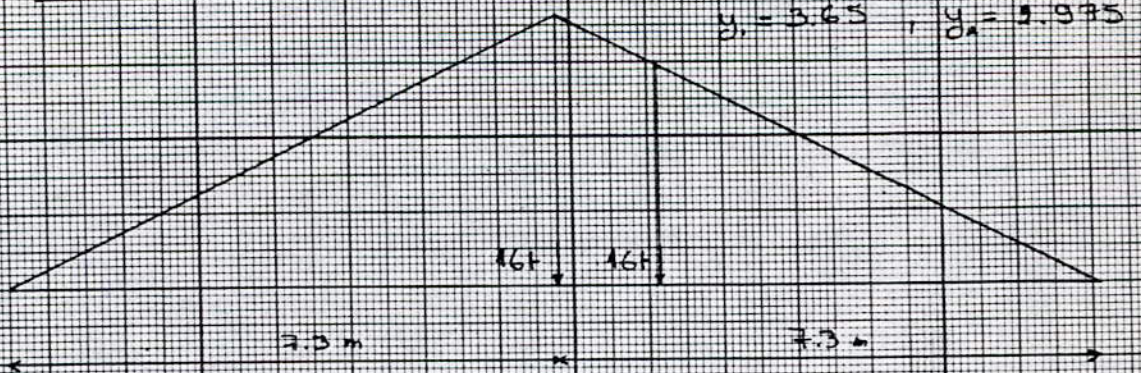
\* Section 5' Bc



\* Section 5' Bc



\* Section 0.5001

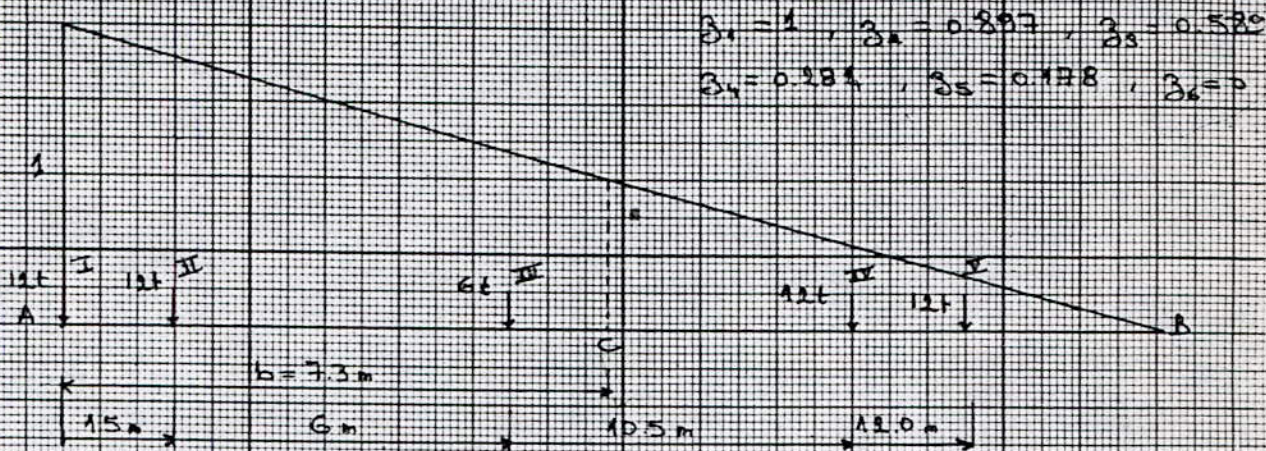




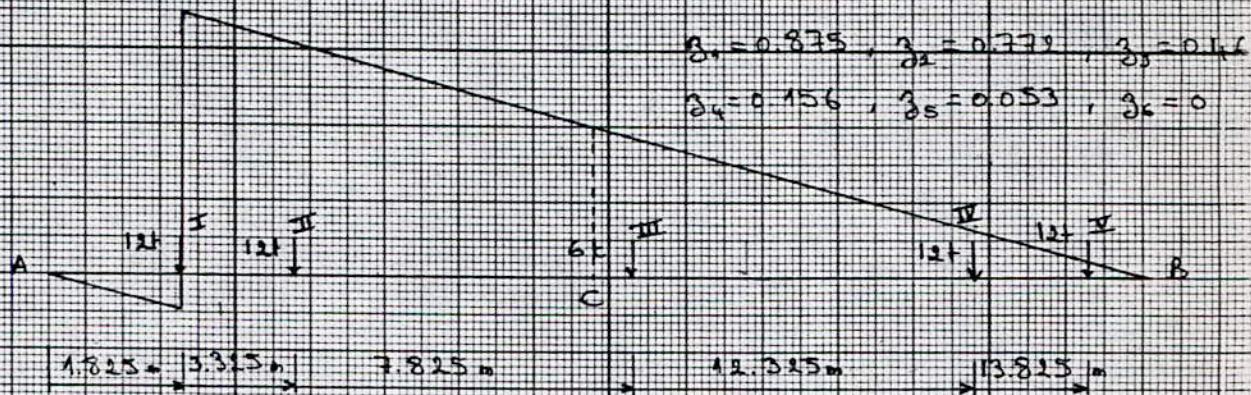
Lignes d'influence des efforts tranchants et position la plus défavorable du convoi pour chaque section

Système Bc

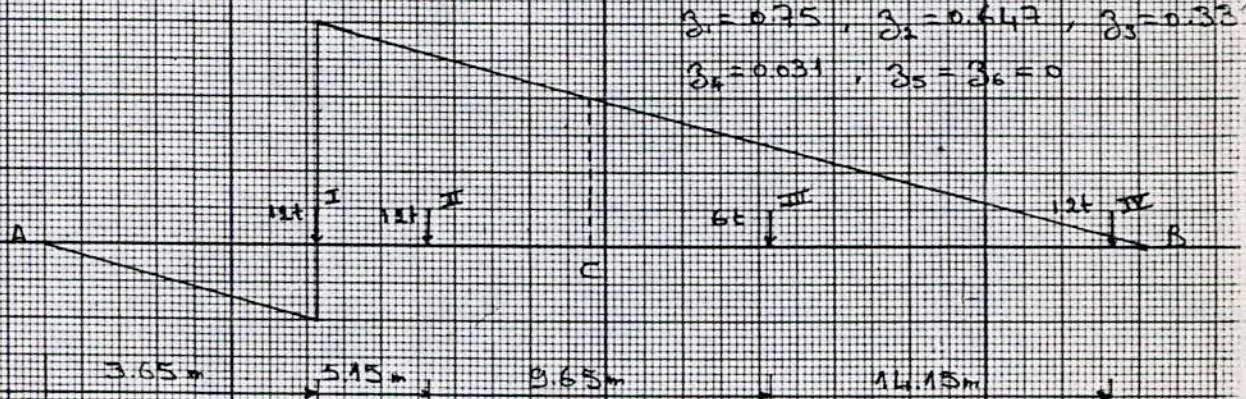
\* Section 0.000h



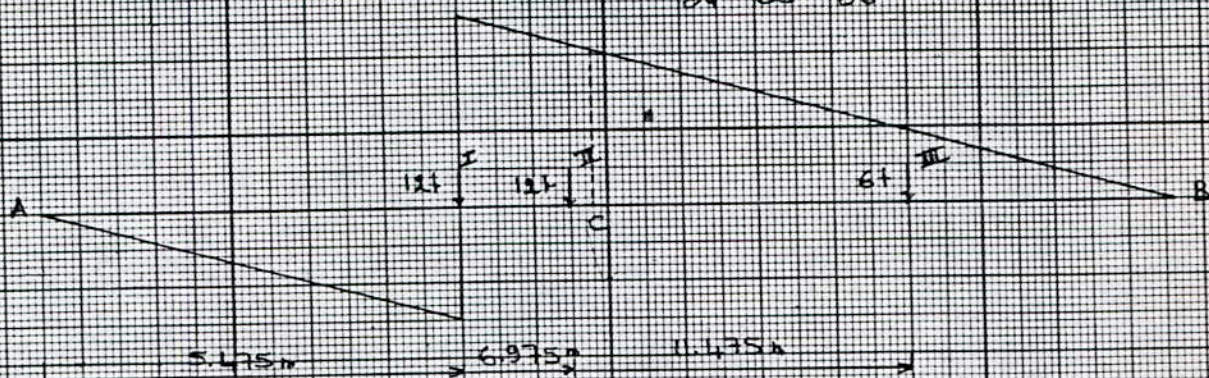
\* Section 0.125h



\* Section 0.250h



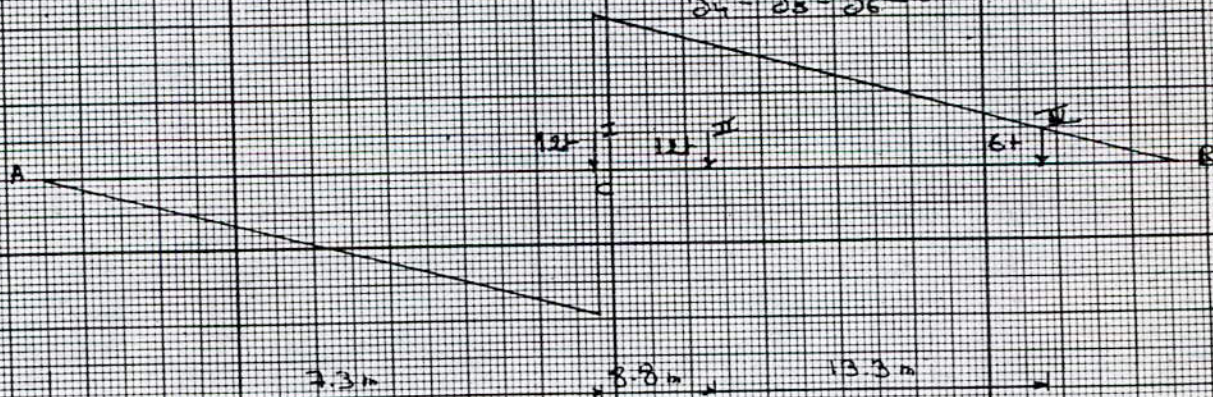
\* Section 0.375 L



$$\beta_1 = 0.625, \beta_2 = 0.522, \beta_3 = 0.314$$

$$\beta_4 = \beta_5 = \beta_6 = 0$$

\* Section 0.500 L

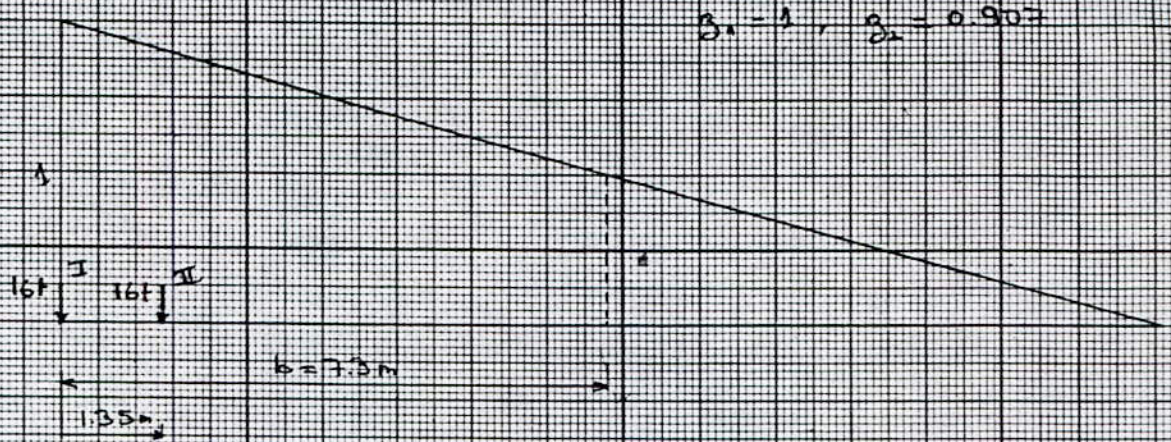


$$\beta_1 = 0.5, \beta_2 = 0.397, \beta_3 = 0.089$$

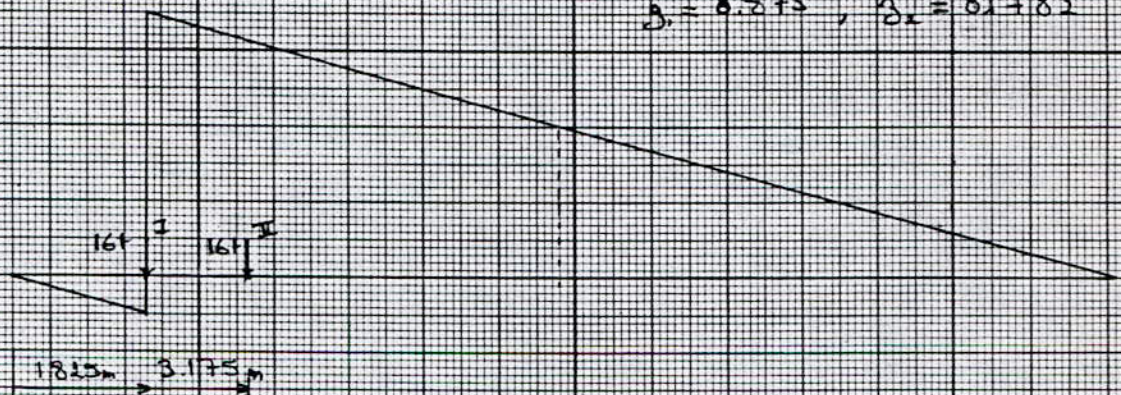
$$\beta_4 = \beta_5 = \beta_6 = 0$$

# Systeme Bt

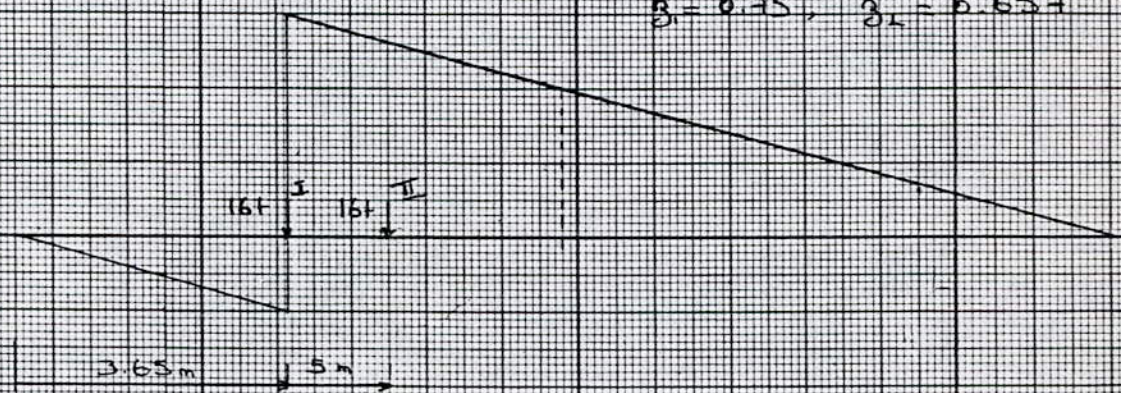
\* Section 0.000



\* Section 0.125

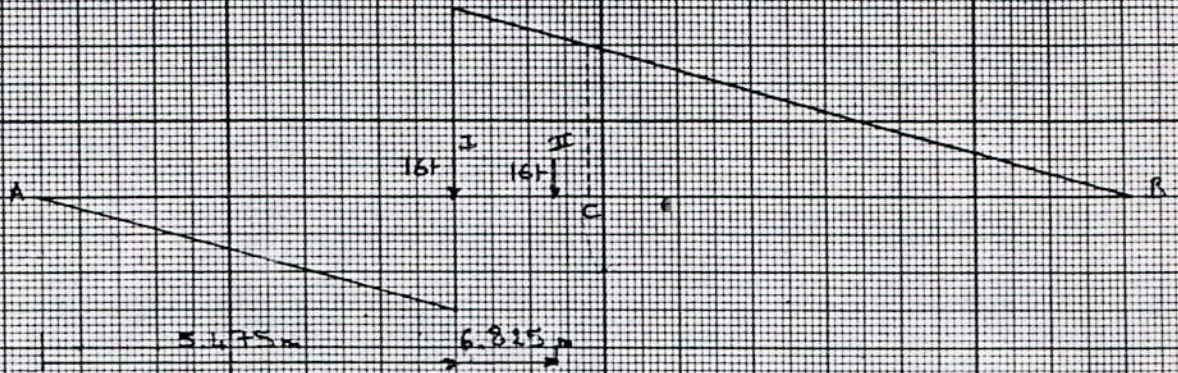


\* Section 0.250



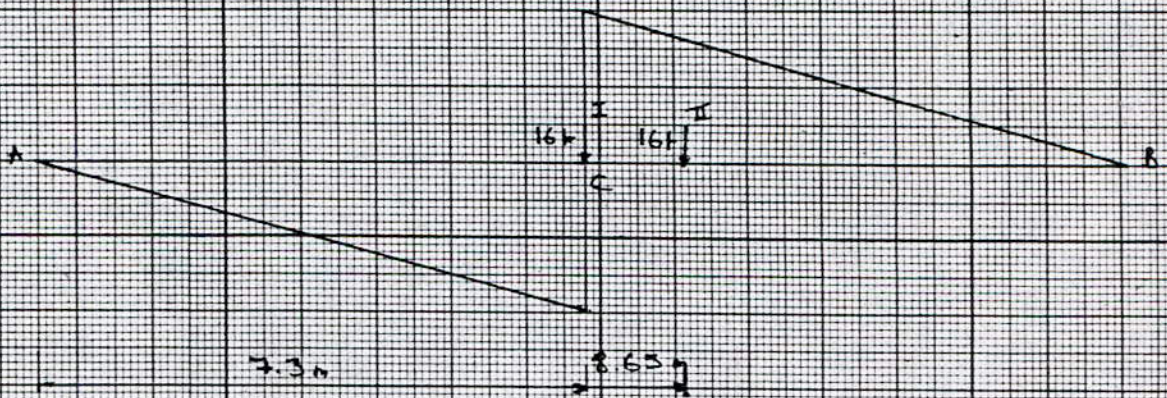
Section 0.375 L

$$\beta_1 = 0.625 \quad \beta_2 = 0.532$$



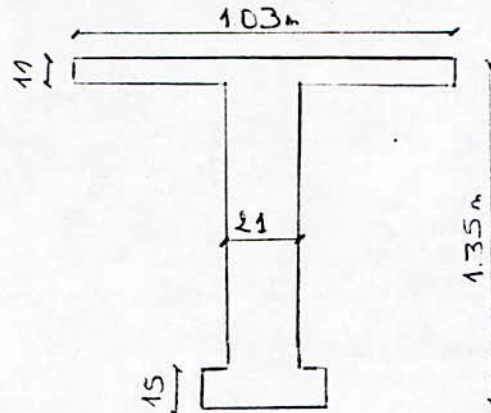
Section 0.500 I

$$\beta_1 = 0.5 \quad \beta_2 = 0.407$$



## II. FERRAILLAGE DES POUTRES

### A. Armatures longitudinales (résistance à la flexion)



#### A.1. Ferrailage à l'E.L.U.

$$f_{bu} = 170 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{su} = 3480 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{Tu} = b h_o \left( d - \frac{h_o}{2} \right) f_{bu}$$

$$b = 1.03 \text{ m}$$

$$h_o = 0.15 \text{ m}$$

$$d = h - e = 135 - 0.1 = 1.25 \text{ m}$$

$$e = 10 \text{ cm} = \text{enrobage}$$

d'où :

$$M_{Tu} = 308.61 \text{ t.m}$$

$M_{Tu} > M_u = 193.01 \text{ tm}$ , donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

Notre étude revient donc à celle d'une section rectangulaire

$$b = 1.03 \text{ m}, \quad h = 1.35 \text{ m}$$

$$\mu_{eu} = 0.356 \gamma - 0.1756$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{193.01}{143.62} = 1.344 \text{ -----} \rightarrow \mu_{eu} = 0.303$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0.070$$

$\mu_u < \mu_{eu}$  donc il n'existe que des armatures tendues.

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}} \right] = 0.091 < \alpha = 0.259 \text{ ----} \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\epsilon_s = 10 \%, \quad \sigma_s = f_{su} = 3480 \text{ kg/cm}^2$$

$$z_b = d (1 - 0.4 \alpha) = 120.45 \text{ cm}$$

$$A_\mu = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot z_b} = 46.04 \text{ cm}^2$$

## A.2. Ferrailage à l'E.L.S

$$M_{\text{tsr}} = \frac{\sigma_s}{30} \frac{d - h_0/3}{d - h_0} \cdot b_0 \cdot h_0^2$$

$$\sigma_s = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

d'où :

$$M_{\text{tsr}} = 4.81 \text{ tm}$$

$M_{\text{tsr}} < M_{\text{ser}} = 143.62 \text{ tm}$ , donc l'axe neutre se trouve dans la nervure  
on trouve :

$$A_{\text{ser}} = 44.13 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_u, A_{\text{ser}}) = 46.04 \text{ cm}^2$$

choix : 10HA 25 + 2 pour les recouvrements

Soit 12 HA 25 disposés en 2 nappes de 6

## A.3. Vérification des contraintes

$$\sigma_b = 91.58 \text{ kg/cm}^2, \sigma_b = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b < \sigma_b$$

$$\sigma_s = 2582.85 \text{ kg/cm}^2, \sigma_s = 2670 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s < \sigma_s$$

## A.4. Epure d'arrêt des barres

Les moments résistants des barres sont comparés à l'enveloppe des moments fléchissants (voir fig )

Tableau des moments résistants des barres

	section	$M_{ru} (*)$
1 nappe	29.45	110.68
2 nappes	58.91	221.40

$$(*) : M_{ru} = A_l \cdot f_{su} \cdot Z$$

$$Z = 0.8 h = 108 \text{ cm} = \text{bras de levier}$$

$$f_{su} = 3480 \text{ kg/cm}^2$$

Nota : Il faut noter que le 1<sup>er</sup> lit d'armatures prolongé sur appui doit satisfaire la condition suivante :

$$A_{la} \cdot f_{su} \geq V_u$$

$$A_{2a} \cdot f_{su} = 2945 \times 3480 \times 10^{-8} = 102.48 \text{ t}$$

$$V_u = 76.84 \text{ t}$$

donc c'est vérifié

#### A.5. Longueur de scellement droit

Pour déterminer l'épure d'arrêt des barres, il faut calculer la longueur de scellement droit pour les barres

$$L_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_s}{\tau_s}$$

$$\phi = 25 \text{ mm}$$

$$f_s = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} \quad \psi_s : \text{coef. de scellement}$$

$$= 0.6 \times 1.5 \times 24$$

$$= 32.4 \text{ kg/cm}^2$$

Donc  $L_s = 77 \text{ cm}$  (on prend 80 cm)

Cette sécurité est nécessaire pour 2 raisons.

- L'épure d'arrêt des barres tient compte dans la résistance des barres particulièrement ancrées.

. Contre les défauts de mise en place sur chantier.

### A.6. Jonction des barres par chainage

La longueur commerciale est 14 m.

Cette longueur est inférieure à la longueur de la poutre, on réalise une jonction des barres par chainage grâce aux 2 barres prévues en supplément et qui ne sont autres que des barres couvre joint continues. Elles ne se distinguent pas des autres barres.

### A.7. Ancrage par courbure des armatures

#### A.7.1. Condition de non écrasement du béton

$$\frac{r}{\phi} \geq 0.2 \left( 1 + \frac{\phi}{e_r} \right) \frac{\gamma \sigma_s}{f_{c28}}$$

$e_r = 25 \text{ cm} =$  distance du centre de courbure de la barre à la paroi dont la proximité augmente le risque d'écrasement du béton.

$\sigma_s = 3480 \text{ kg/cm}^2 =$  contrainte de calcul sous sollicitation ultime.

$\gamma = 5/3$  car 2 lits

d'où :

$$r \geq 10.6 \text{ cm}$$

Le cintrage des HA 25 de la nappe inférieure a été réalisé grâce à un mandrin de 30 cm.

De ce fait :  $r = 15 + \frac{2.5}{2} = 16.25 \text{ cm}$

La condition de non écrasement du béton est bien vérifiée.

#### A.7.2. Ancrage par courbure

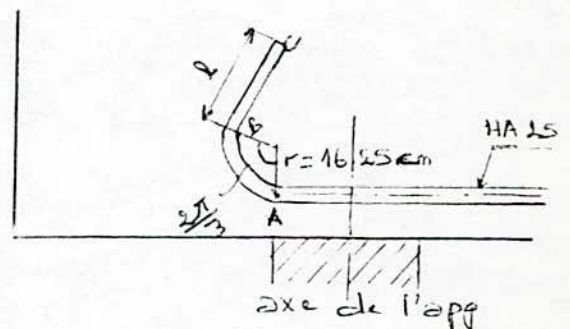
La figure ci-dessous montre les dispositions géométriques à l'about. Il faut calculer  $l$  qui procure un ancrage total en A.

$$F_A = \frac{\pi^2 \phi}{4} f_e \quad (1)$$

or :

$$F_B = X F_A - X' \pi \phi r \tau_s \quad (2)$$

$$F_B = \pi \cdot \phi \cdot \tau_s \cdot l \quad (3)$$





Remplaçons  $F_A$  et  $F_B$  dans (2)

$$l_s = 80 \text{ cm}$$
$$\pi \phi \tau_{el} = X \frac{\pi \phi^2}{4} \sigma_s - X' \pi \phi \cdot r \cdot \tau_s$$
$$l = X \cdot \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_c}{\tau_s} - X' \cdot r$$
$$l = X \cdot l_s - X' \cdot r$$

$$r = 16.25 \text{ cm}$$

$$\theta = \frac{2}{3} \pi \text{ -----} \rightarrow \begin{cases} X = 0.43 \\ X' = 1.42 \end{cases}$$

d'où :

$$l = 0.43 \times 80 - 1.42 \times 16.25 = 11.32 \text{ cm}$$

on prend :

$$l = 15 \text{ cm}$$

## B. Armatures transversales (résistance à l'effort tranchant)

### B.1. Stabilité de l'âme

#### B.1.1. Contrainte de cisaillement du béton

$$\tau_{\max} = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{76.84 \times 10^3}{21 \times 125} = 29.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.9 \text{ MPa} = 39 \text{ kg/cm}^2$$

On a bien  $\tau_{\max} < \bar{\tau}_u$

#### B.12. Calcul des étriers

Dans le cas d'étriers droits d'espacement  $S_t$  leur pourcentage doit être :

$$\omega_t \geq \frac{\tau_u}{0.9 f_{eu}}$$

avec :

$$\omega t = \frac{A_t}{b_0 S_t}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$d'où : \quad S_t \leq \frac{A_b \times 0.9 f_{eud}}{V_u}$$

Nous avons :

$$f_{eu} = 3480 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 125 \text{ cm}$$

$$V_u = 76.84 \text{ t}$$

$$\text{On choisit : } A_t = 1 \text{ cadre HA 12} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right] = \min (38.6 \text{ mm}, 25 \text{ mm}, 21 \text{ mm}) = 21 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 12 \text{ mm} < 21 \text{ mm}$$

d'où finalement :

$$S_t \leq 11.51 \text{ mm} \text{ -----} \rightarrow S_t = 10 \text{ mm}$$

. Espacement maximal admissible :

$$S_t \leq \min (0.9 d, 40 \text{ cm}) = \min (112.5 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

c'est vérifié.

. Pour faciliter le bétonnage

$$t \geq 8 \text{ cm} \quad \text{c'est vérifié}$$

### B.13. Répartition des étriers

La poutre supporte des charges concentrées, surcharge  $B_t$  donc on peut utiliser la méthode qui consiste à calculer l'écartement des étriers au droit de quelques sections par :

$t = \frac{A_t \sigma_s d}{V_u}$  et conserver cet écartement constant entre les sections considérées, d'où le tableau suivant :

sections	0.000L	0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
Vu (t)	76.84	54.17	34.57	26.74	6.44
St (cm)	10	14.5	23	30	120

## B.2. Cadres du talon - coutures d'attache

### B.21. Cadres du talon

Les armatures d'âme, assurant la couture de la membrure tendue à l'âme, n'attachent que les aciers qu'elles embrassent. C'est pourquoi on prévoit des cadres pour attacher ceux existant à l'extérieur des armatures d'âme au groupe des premiers.

Soit  $A_o$  = section d'aciers placés dans une saillie du talon en dehors des armatures d'âme.

L'effort tangent est :

$$S = \frac{T}{d} \frac{A_c}{A_t}$$

Les armatures du talon, d'aire  $A_c$  seront placées au même écartement que les armatures d'âme  $A_t$ .

$$A_c = A_t \frac{n}{N}$$

$n$  = nombre de barres non-embarassées par les armatures d'âme

$N$  = nombre total de barre du talon

#### ★ Section médiane

$$n = 8, \quad N = 12, \quad A_t = 2.26 \text{ cm}^2$$

d'où

$$A_c = 1.51 \text{ cm}^2$$

#### ★ Section d'appui

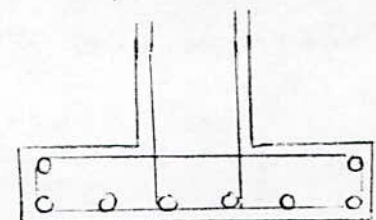
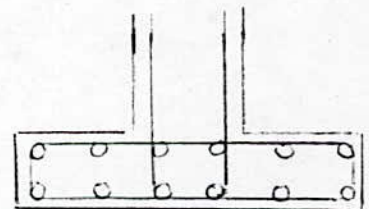
$$n = 6, \quad N = 8, \quad A_t = 2.26 \text{ cm}^2$$

d'où :

$$A_c = 1.69 \text{ cm}^2$$

Soit :

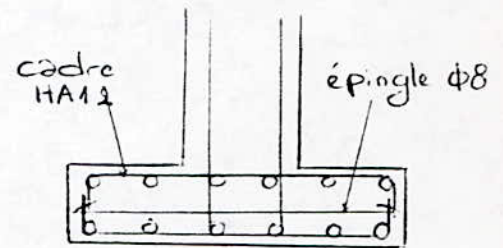
$$1 \text{ cadre HA } 12 \quad (A_c = 2.26 \text{ cm}^2)$$



### B.22. Coutures d'attache

Les cadres du talon sont en fait constitués de 2 demi-cadres dont les jonctions par recouvrement font des cadres complets (ça facilite la mise en place des armatures de traction)

Pour que les jonctions ne fassent pas sauter leur recouvrement, on ajoute des épingle  $\phi 8$



### B.3. Jonction hourdis-nervure

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 d \cdot h_1} \cdot \frac{b - b_0}{2} \cdot \frac{1}{b} \quad \text{contrainte de cisaillement}$$

$$b = 103 \text{ cm}$$

$$b_0 = 21 \text{ cm}$$

$$h_1 = 11 \text{ cm} = \text{hauteur du hourdis}$$

$$d = 125 \text{ cm}$$

$$V_u = 76.84 \text{ t}$$

$$\text{d'où : } \tau_u = 24.71 \text{ kg/cm}^2$$

On doit vérifier que :

$$\frac{A_{sup} + A_{inf}}{h_1 \cdot S_{to}} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \tau_u$$

$$A_{sup} = HA 10 = 0.78 \text{ cm}^2 = \text{armature supérieure du hourdis}$$

$$A_{inf} = HA 14 = 1.54 \text{ cm}^2 = \text{armature inférieure du hourdis}$$

$$S_{to} = 13 \text{ cm} = \text{espacement initial}$$

$$f_e = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1.1$$

$$\frac{A_{sup} + A_{inf}}{h_1 \cdot S_{to}} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} = 59.25 \text{ kg/cm}^2$$

donc c'est vérifié

#### B.4. Jonction nervure-talon

Il faut vérifier que :

$$\frac{A_c}{S_{to}} f_c \geq \frac{V_u}{0.8d} \frac{A_{l1}}{A_l}$$

$A_l$  : armatures longitudinales du talon

$A_{l1}$  : armatures longitudinales dans la saillie du talon

D'autre part :  $\frac{A_t}{S_t} = b_0 \frac{\tau_u}{0.8 f_c}$

Donc il revient de vérifier que :

$$\frac{A_c}{A_t} \geq \frac{A_{l1}}{A_l}$$

$A_c = 2 \text{ HA } 12$

$A_t = 2 \text{ HA } 12$

$A_{l1} = 4 \text{ HA } 25$

$A_l = 12 \text{ HA } 25$

$$\frac{2 \times 12}{2 \times 12} \geq \frac{4 \times 25}{12 \times 25}$$

$1 \geq \frac{1}{3}$  donc c'est vérifié

#### C. Justification d'about

##### \* Compression de la bielle d'about

On doit vérifier que l'appui de néoprène est capable de diffuser convenablement l'effort tranchant transmis par les bielles inclinés à 45°. Ses dimensions sont 40 x 50.

Les bielles sont soumises à une contrainte de compression  $\sigma_b$

$$\sigma_b = \frac{2 V_u}{b_s a} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$V_u = 76.84t$$

$$b_o = 21 \text{ cm}$$

$$a = 40 \text{ cm}$$

d'où :

$$\sigma_b = 182.9 \text{ kg/cm}^2$$

et

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 180 \text{ kg/cm}^2$$

On a  $\sigma_b > \bar{\sigma}_b$

La différence représente 1.6 % donc on peut l'accepter du fait qu'une partie de l'effort tranchant sera absorbée par les armatures de peau.

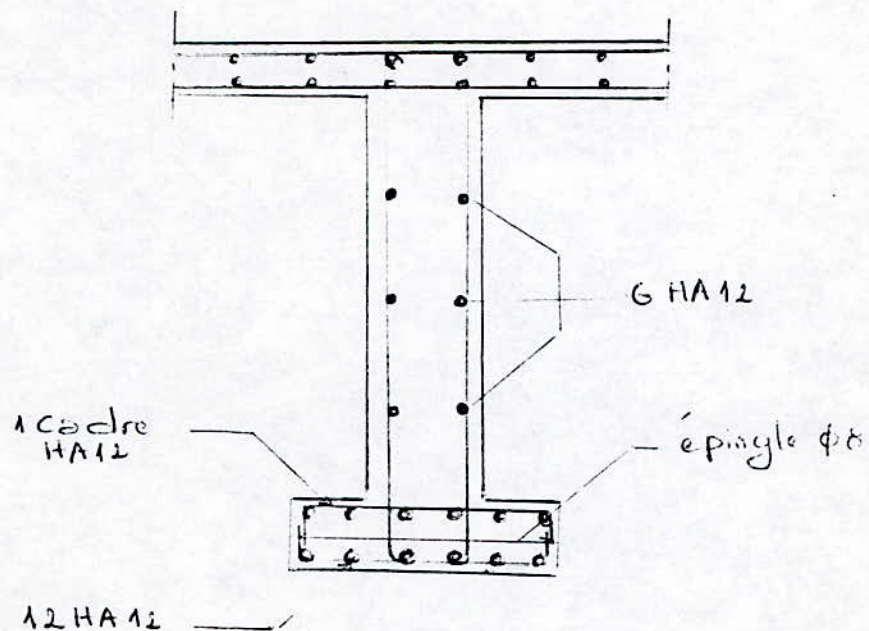
#### D. Armatures de répartition

$$A_r \geq 0.2 \% \text{ boh}$$

$$A_r \geq 0.2 \% \times 21 \times 135 = 5.67 \text{ cm}^2$$

Choix : 6 HA 12

$$\text{d'où : } A_r = 6.78 \text{ cm}^2$$



**CHAPITRE 5**  
**NOTE DE CALCUL POUR**  
**LES ENTRETOISES**

## I- Etude des efforts dans les entretoises

Dans ce chapitre nous nous intéresserons à l'étude des entretoises qui ont pour rôle de solidariser les poutres entre elles.

Nous considérerons l'entretoise comme infiniment rigide et reposant sur des appuis élastiques.

La dalle de béton est supposée articulée au droit de chaque entretoise.

Nous limiterons notre étude à l'entretoise intermédiaire car elle est plus chargée.

### A. Recherche de la réaction maximale de l'entretoise

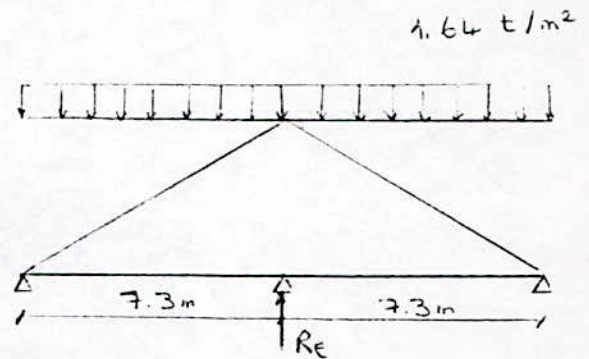
#### A.1. Charge permanente

$$p = 251.496 \text{ t}$$

$$g = \frac{251.496}{14.60 \times 10.50} = 1.64 \text{ t/m}^2$$

$$R_e = 2 \cdot \frac{1.64 \times 7.3}{2} = 11.97 \text{ t/ml}$$

$$R_e = 11.97 \text{ t/ml}$$



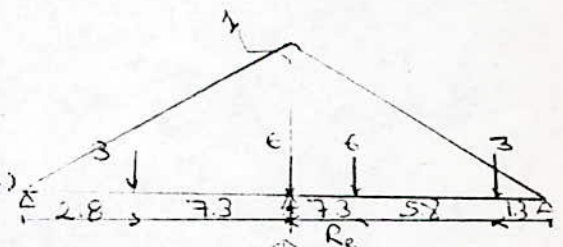
#### A.2. Surcharge de trottoirs : (450 kg/m²)

$$R_e = 2 \cdot \frac{0.45 \times 7.3}{2} = 3.28 \text{ t/ml}$$

#### A.3. Surcharge Bc:

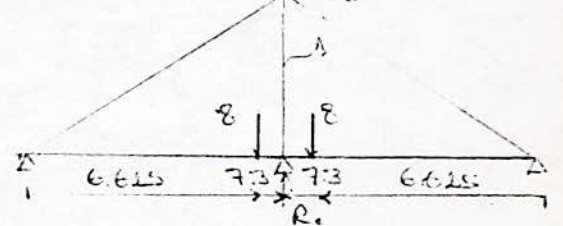
$$R_e = \sum p_i z_i = 3(0.178 + 0.383) + 6(1 + 0.794)$$

$$R_e = 12.45 \text{ t}$$



#### A.4. Surcharge Bt :

$$R_e = 2 \times 8 \times 0.907 = 14.52 \text{ t}$$





**A.5. Surchage ACL :**

$$A(L) = 230 + \frac{36\,000}{L+12} = 230 + \frac{36\,000}{14.6+12} = 1583 \text{ kg/m}^2$$

$$A(L) = 1.583 \text{ t/m}^2 ; A = 0.933 A(L) = 1.477 \text{ t/m}^2$$

$$R_e = 2 \cdot \frac{1}{2} (1.477 \times 7.3) = 10.78 \text{ t/ml}$$

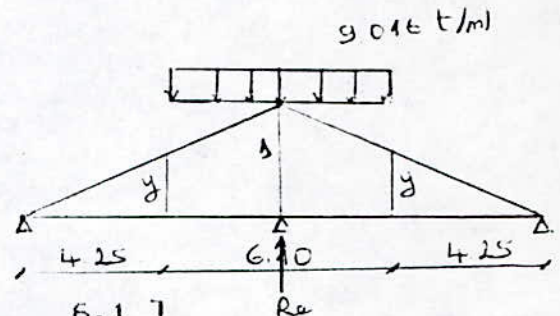
**A.6. Char Mc 120**

$$q = \frac{55}{6.1} = 9.016 \text{ t/ml}$$

$$y = \frac{4.25}{7.3} = 0.582 \text{ m}$$

$$R_e = q \cdot S = 9.016 \times 2 \times \left[ \frac{0.582 + 1}{2} \times \frac{6.1}{2} \right]$$

$$R_e = 43,50 \text{ t}$$

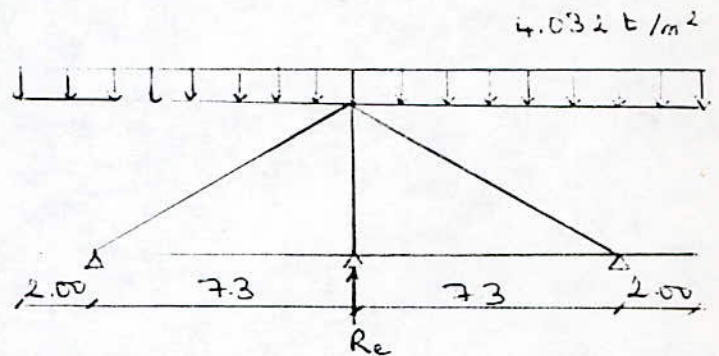


**A.7. Convoi D**

$$q = \frac{240}{18.60 \times 3.2} = 4.032 \text{ t/m}^2$$

$$R_e = 2 \cdot \frac{1}{2} (4.032 \times 7.3)$$

$$R_e = 29.43 \text{ t/ml}$$



**B. Etude du moment fléchissant :**

**B.1. Ligne d'influence**

$$M_{x_0} = \begin{cases} - \sum_a \frac{1}{n} \left( 1 + 6 \times \frac{n + 2i - 1}{n^2 - 1} \cdot \frac{e}{1} \right) \left( x_0 + \frac{n-2i+1}{2} \right) & \text{pour } e < x_0 \\ + \sum_g \frac{1}{n} \left( 1 + 6 \times \frac{n + 2i - 1}{n^2 - 1} \cdot \frac{e}{1} \right) \left( x_0 + \frac{n-2i+1}{2} \right) & \text{pour } e \geq x_0 \end{cases}$$

$$M_{x_0} = \begin{cases} - \frac{1}{8} \sum_a \left( 1 + \frac{2i - 9}{10.5} \cdot \frac{e}{1} \right) \left( x_0 + \frac{9 - 2i}{2} \right) & \text{pour } e < x_0 \\ + \frac{1}{8} \sum_g \left( 1 + \frac{2i - 9}{10.5} \cdot \frac{e}{1} \right) \left( x_0 + \frac{9 - 2i}{2} \right) & \text{pour } e \geq x_0 \end{cases}$$

\* Ligne d'influence au droit de la section  $x_e = 0$  (au milieu de l'entretoise)

$$M_{x_e} = \begin{cases} 1 + 0.5e & e < x_e = 0 \\ 1 - 0.5e & e \geq x_e = 0 \end{cases}$$

Nous avons bien :  $\text{tg}\theta_2 - \text{tg}\theta_1 = -0.5 - 0.5 = -1$

## B.2. Calcul de moments

\* Charges permanentes

$$M = R_e \Omega = 11.97 \times 1.46 = 17.47 \text{ tm}$$

\* Surcharges de trottoirs

$$M = R_e \Omega = 3,28 (-2,88) = 9,44 \text{ tm}$$

\* Surcharge ACL

$$M = R_e \Omega = 10.78 (2.65) = 28.57 \text{ t.m}$$

\* Surcharge Bc

$$M_{\max} = \sum p_i y_i \times \delta \times b_c = p \sum y_i \times \delta \times b_c = R_e \sum y_i \times \delta \times b_c$$

$$M_{\max} = 12.45 (2 \times 0.165 \times 2 \times 1.165) \times 1.172 \times 1.1 = 42.69 \text{ tm}$$

$$M_{\min} = 12.45 (2 \times (-0.46) + 2 \times 0.54) \times 1.172 \times 1.1 = 2.57 \text{ tm}$$

\* Surcharge Bt

$$M = \sum p_i y_i \times \delta \times b_r = R_e \sum y_i \times \delta \times b_t$$

$$M_{\max} = 14.52 (2 \times 0.04 + 2 \times 1.04) \times 1.172 \times 1 = 36.76 \text{ tm}$$

$$M_{\min} = 14.52 (2 \times (-0.335) + 2 \times 0.665) \times 1.172 \times 1 = 11.23 \text{ tm}$$

\* Surcharge militaire Mc 120

$$M = \sum p_i y_i \times \delta = R_e \sum y_i \times \delta$$

$$M = 43.50 (2 \times 0.465) \times 1.161 = 46.97 \text{ tm}$$

\* Surcharge exceptionnelle D

$$M = R_e \Omega = 29.43 \times 2.85 = 83.82 \text{ tm}$$

### B.3. Combinaison d'actions

#### . E.L.S :

$$M_{\max} = G + D = 101.29 \text{ tm}$$

#### . E.L.U

$$M_{\max} = 1.35 G + 1.35 D = 136.74 \text{ tm}$$

### C. Etude de l'effort tranchant

#### C.1. Lignes d'influence

$$T_{xs} = \begin{cases} - \sum_d \frac{1}{n} \left( 1 + 6 \frac{-n + 2i - 1}{n^2 - 1} \cdot \frac{e}{l} \right) & \text{pour } e < x_s \\ + \sum_g \frac{1}{n} \left( 1 + 6 \frac{-n + 2i - 1}{n^2 - 1} \cdot \frac{e}{l} \right) & \text{pour } e > x_s \end{cases}$$

$$T_{xs} = \begin{cases} - \frac{1}{8} \sum_d \left( 1 + \frac{2i - 9}{10.5} \cdot \frac{e}{l} \right) & \text{pour } e < x_s \\ + \frac{1}{8} \sum_g \left( 1 + \frac{2i - 9}{10.5} \cdot \frac{e}{l} \right) & \text{pour } e > x_s \end{cases}$$

\* Ligne d'influence au droit de la section  $x_s = 0$

$$T_{xs} = \begin{cases} - 0.5 - \frac{1}{5.25} \frac{e}{l} & e < x_s = 0 \\ + 0.5 - \frac{1}{5.25} \frac{e}{l} & e > x_s = 0 \end{cases}$$

#### C.2. Calcul des efforts tranchants

\* Charges permanentes

$$T = R_e \Omega = 11.97 \times 0 = 0$$

\* surcharges A(L)

$$T = R_e \Omega = 10.78 \times 0.837 = 9.02 \text{ t}$$

\* Surcharge de trottoirs

$$T = R_e \Omega = 3.28 \times 0.246 = 0.81 \text{ t}$$

\* Surcharge Bc :

$$T = \sum P_i z_i \times \delta \times b_c = P \times \sum z_i \times \delta \times b_c = R_e \times \sum z_i \times \delta \times b_c$$
$$T = 12.45 (0.5 + 0.426 + 0.131 - 0.205) \times 1.172 \times 1.1 = 13.67 \text{ t}$$

\* Surcharge Bt :

$$T = \sum P_i z_i \times \delta \times b_t = R_e \times \sum z_i \times \delta \times b_t$$
$$T = 14.52 (0.5 + 0.352 + 0.057 - 0.205) \times 1.172 \times 1 = 11.98 \text{ t}$$

\* Surcharge Mc120

$$T = \sum P_i z_i \times \delta = R_e \times \sum z_i \times \delta$$
$$T = 43.50 (0.5 + 0.0127) \times 1.161 = 25.89 \text{ t}$$

\* Surcharge exceptionnelle D

$$T = R_e \Omega = 29.43 \times 0.844 = 24.84 \text{ t}$$

### C.3. Combinaison d'actions

.E.L.S :

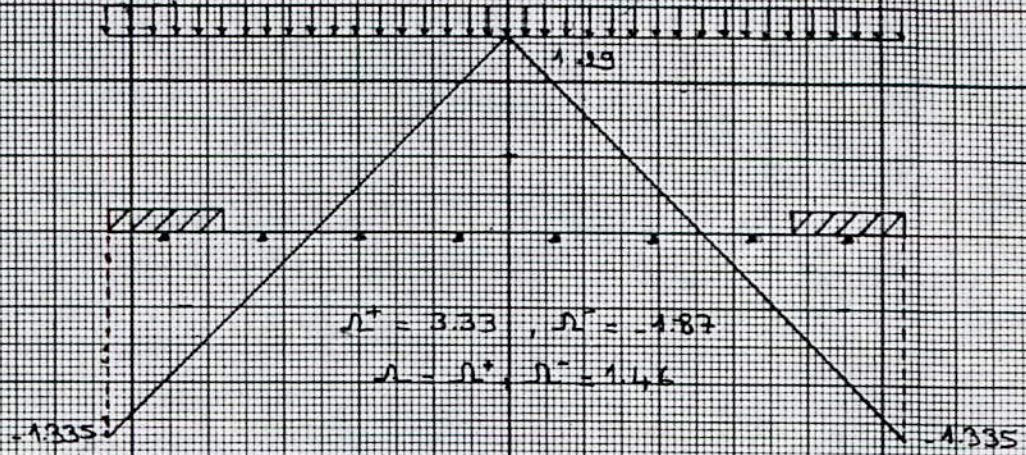
$$T_{\max} = G + M_{c120} + t_r = 26.7 \text{ t}$$

E.L.U :

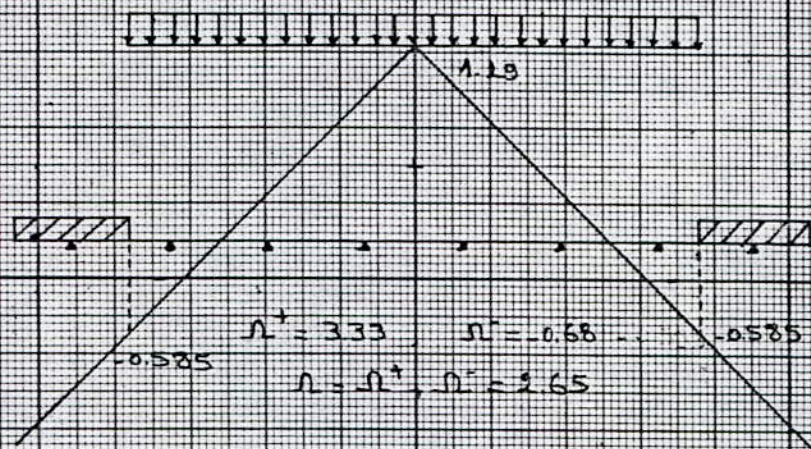
$$T_{\max} = 1.35 G + 1.35 M_{c120} + t_r = 35.76 \text{ t}$$

# Lignes d'influence du moment fléchissant

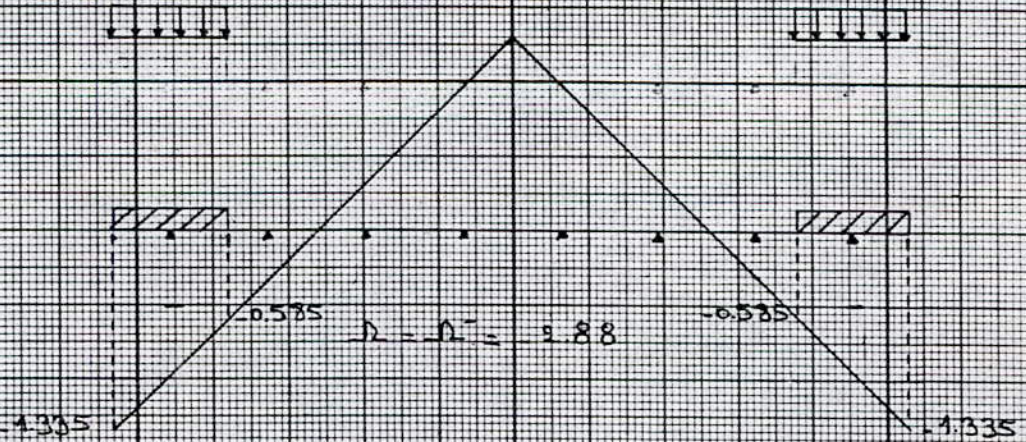
## \* Charge permanente



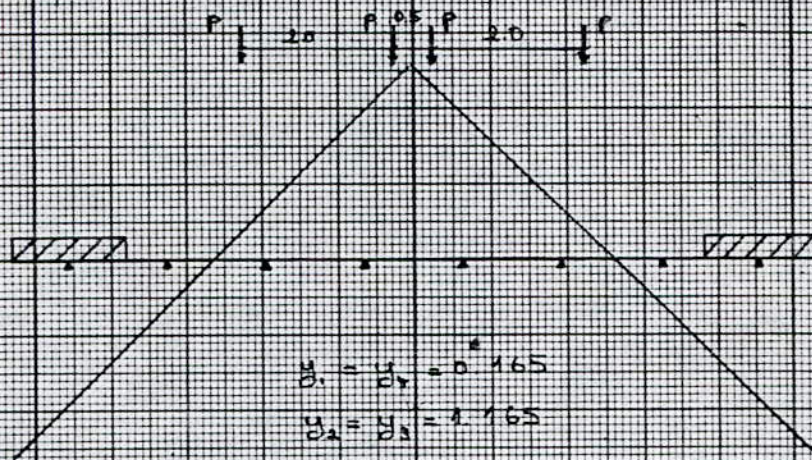
## \* Surcharge A1)



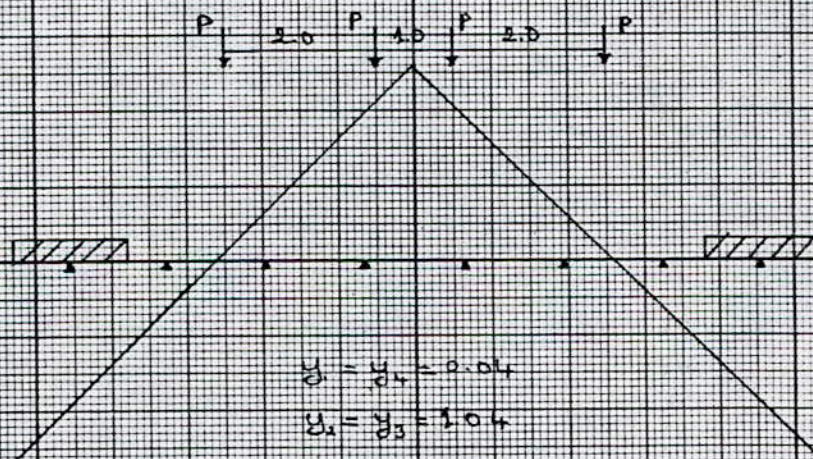
## \* Surcharge de trottoir



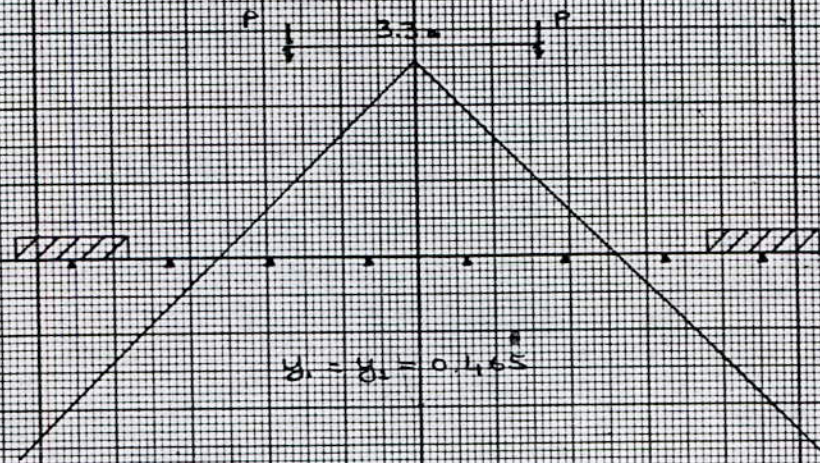
\* Systeme B:



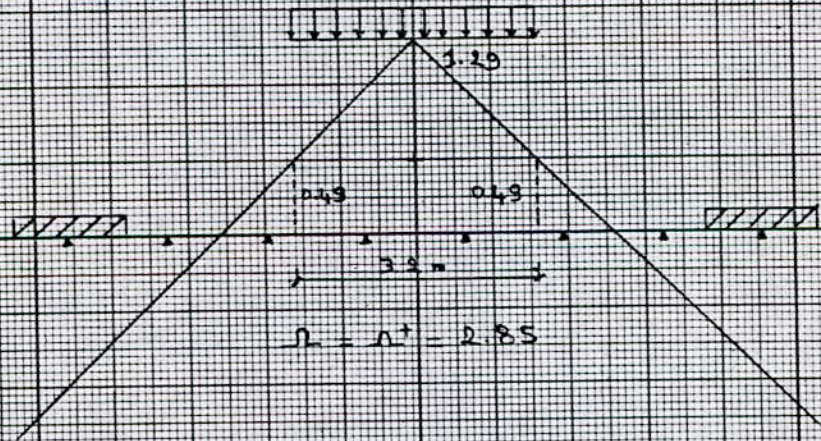
\* Tandem B:



\* Char Mc 110



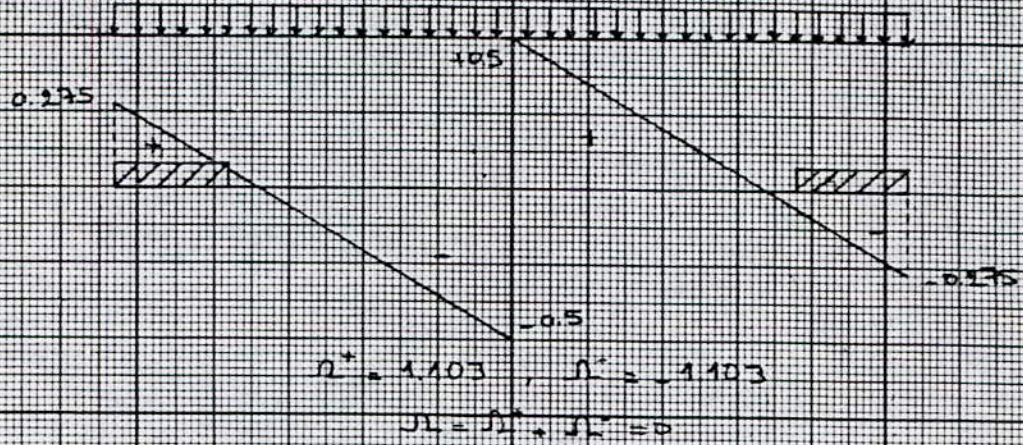
\* Convoi D



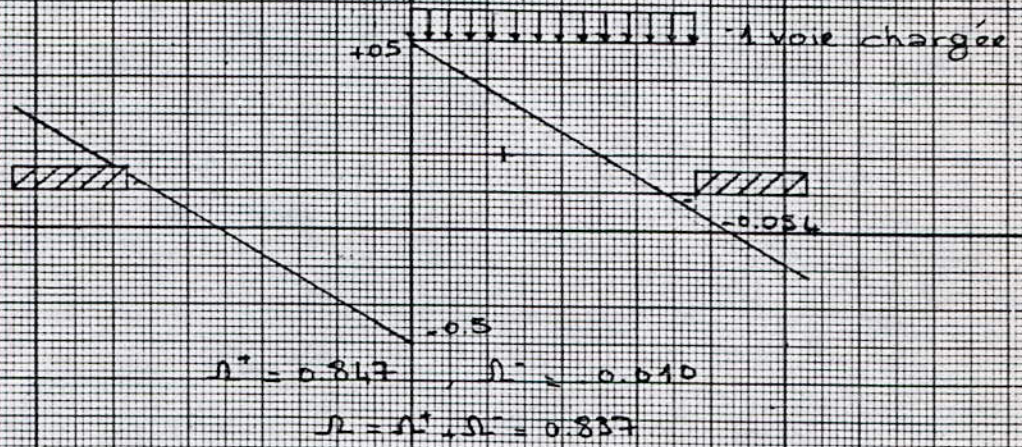
$$Q = Q' = 2.85$$

# lignes d'influence de l'effort tranchant

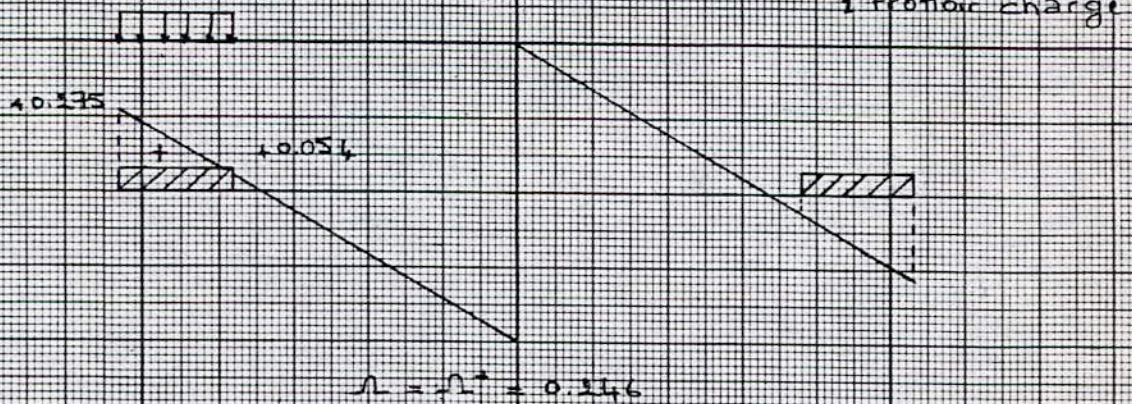
## \* Charge permanente



## \* Surcharge A(L)

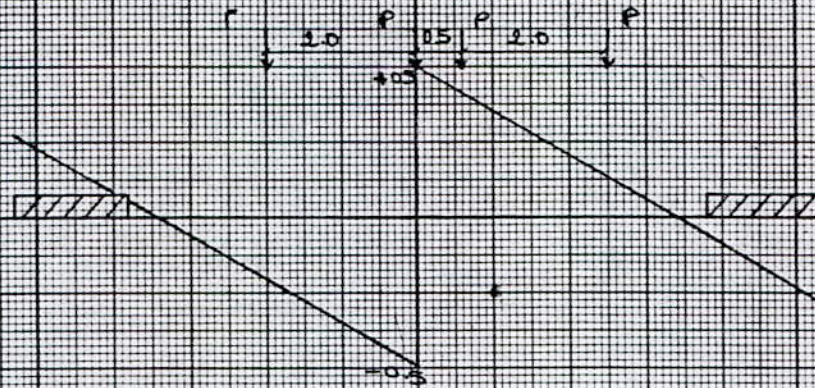


## \* Surcharge de trottoir





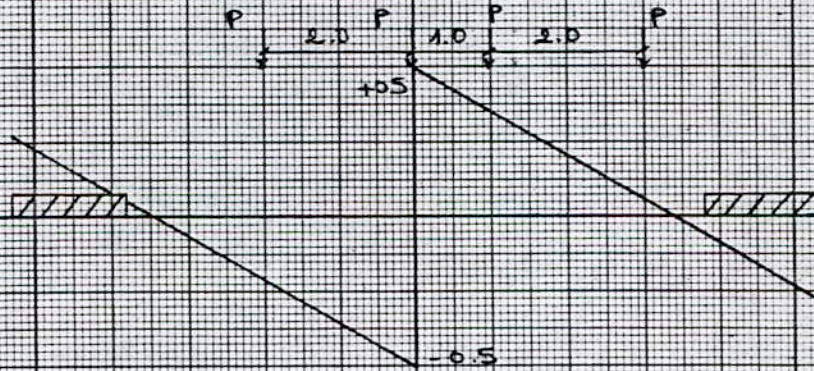
★ Systeme A



$$y_1 = -0.205, \quad y_2 = 0.5$$

$$y_3 = 0.426, \quad y_4 = 0.131$$

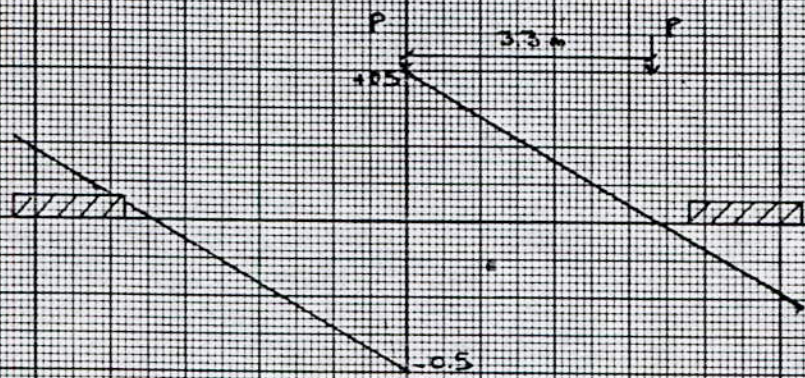
★ Tandem Bt



$$y_1 = -0.205, \quad y_2 = 0.5$$

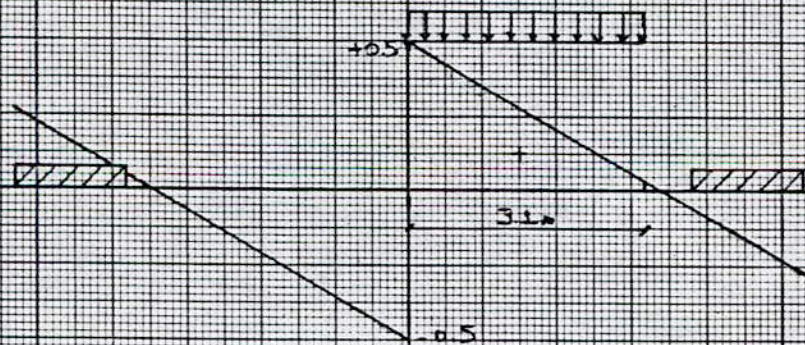
$$y_3 = 0.352, \quad y_4 = 0.057$$

\* Char. Mc 120



$$y_0 = -0.5, \quad y_1 = 0.0123$$

\* Convoi D



$$A = A^* = 0.844$$

## II. FERRAILLAGE DES ENTRETOISES

### A Armatures longitudinales

#### A.1. Ferrailage à l'E.L.U

$$f_{bu} = 170 \text{ kg/cm}^2, \quad f_{eu} = 3480 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 136.74 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = 101.29 \text{ t.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.350 \text{ -----} \rightarrow \mu_u = 0.305$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

$$b = 18 \text{ cm}$$

$$h = 88 \text{ cm}$$

$$d = 78 \text{ cm}$$

d'où :  $\mu_u = 0.734 > \mu_u$  donc il existe des armatures comprimées en plus des armatures tendues.

$$\alpha_u = 1.25 ( 1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u} ) = 0.469$$

$$Z_{bl} = d ( 1 - 0.4 \alpha_u ) = 63,37 \text{ cm}$$

$$M_{lu} = \mu_u b d^2 f_{bu} = 56.78 \text{ tm}$$

$$\sigma_{scu} = 3177 \text{ kg/cm}^2 \text{ (contrainte de compression)}$$

$$A'_{lu} = \frac{M_u - M_{lu}}{\sigma_{scu}(d - d')} \quad \text{section d'armatures comprimés}$$

$d' = 5 \text{ cm} =$  enrobage des armatures comprimées

$$A'_{lu} = 3.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{lu} = \frac{M_{lu}}{Z_{bl} f_{eu}} + A'_{lu} \frac{\sigma_{sc}}{f_{eu}} \quad \text{section d'armatures tendues}$$

$$A_{lu} = 28.89 \text{ cm}^2$$

#### A.2. Ferrailage à l'E.L.S

$$M_{lser} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = 42.06 \text{ t.m}$$

$M_{ser} > M_{lser}$ , donc il existe des armatures comprimées en plus des armatures tendues.

$$\mu_{lser} = \frac{M_{lser}}{b d^2 \bar{\sigma}_b}$$

$$\bar{\sigma}_b = 180 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \mu_{lser} = 0.213$$

$$\alpha_{lser} = 1.5 \left( 1 - \sqrt{1 - 8/3 \mu_{lser}} \right) = 0.514$$

$$\sigma_{sc,ser} = 2360 \text{ kg/cm}^2$$

$$A'_{l,ser} = \frac{M_{lser} - M_{lser}}{\sigma_{sc,ser}(d-d')} \quad \text{section d'armatures comprimées}$$

$$A'_{l,ser} = 3,44 \text{ cm}^2.$$

$$Z_{bl} = d (1 - \alpha/3) = 64,64 \text{ cm}$$

$$\sigma_{s,ser} = 2553 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{l,ser} = \frac{M_{lser}}{Z_{bl} \cdot \sigma_{s,ser}} + A'_{l,ser} \cdot \frac{\sigma_{sc,ser}}{\sigma_{s,ser}} \quad \text{section d'armatures tendues}$$

$$A_{l,ser} = 28.67 \text{ cm}^2$$

**Finalemment :**

$$A'_l = \max (A'_l u, A'_{lser}) = A'_l u = 3.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 2 HA 16 (A'_l = 4.02 \text{ cm}^2)$$

$$A_l = \max (A_l u, A_{lser}) = A_l u = 28.89 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 6 HA 25 (A_l = 29.45 \text{ cm}^2)$$

## B. Armatures transversales

### B.1. Contrainte de cisaillement du béton

$$\tau_{u\max} = \frac{V_u}{b d} = \frac{35.76 \times 10^3}{18 \times 78} = 25.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28}, 4 \text{ Mpa}) = 3.9 \text{ MPa} = 39 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_{u\max} < \bar{\tau}_u$ , donc armatures droites

### B.2. Calcul du ferrailage

$$\frac{A_l}{b S_l} \geq \frac{\tau_u}{0.9 f_{su}}$$

d'où :

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.9 f_{ex} d}{V_u}$$

$S_t$  = espacement des armatures

On choisit :  $A_t = 1$  cadre HA 10 =  $1.57 \text{ cm}^2$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right) = \min (25.14, 25, 18) = 18 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 10 \text{ mm} < 18 \text{ mm}$$

d'où finalement :

$$S_t \leq 10.72 \text{ cm} \text{ -----} > \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

. Espacement maximal admissible :

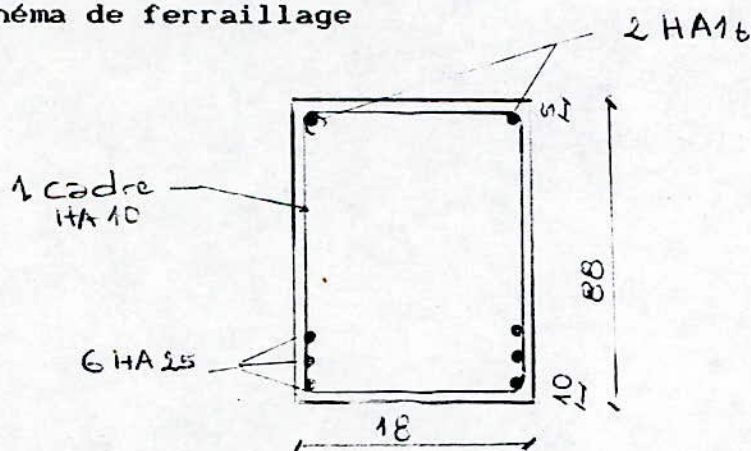
$$S_t \leq \min (0.9 d, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \text{ c'est vérifié.}$$

. Espacement minimal :

$S_t \geq 8 \text{ cm}$  pour faciliter le bétonnage

C'est vérifié.

C. Schéma de ferrailage



## CHAPITRE 6

# ETUDE DES APPAREILS D'APPOIS

## Dimension des appareils d'appui

### A. Introduction

Nous avons opté pour un appareil d'appui en élastomère frotté car il présente des avantages quant à sa mise en oeuvre, son réglage et son contrôle.

### B. Rôle de l'appareil d'appui

L'appareil d'appui a pour but d'assurer la liaison entre le tablier d'un pont et ses appuis, tout en permettant respectivement par rotation et distorsion les déformations et les translations de la structure quand elles restent limitées.

### C. Méthode de calcul

#### C.1. Sollicitations

$$S = G + P + T + V$$

G = Sollicitation due aux charges permanentes

P = Sollicitation due aux surcharges (avec majoration pour effet dynamique)

T = Sollicitation due (s) aux effets de température, de fluage et de retrait.

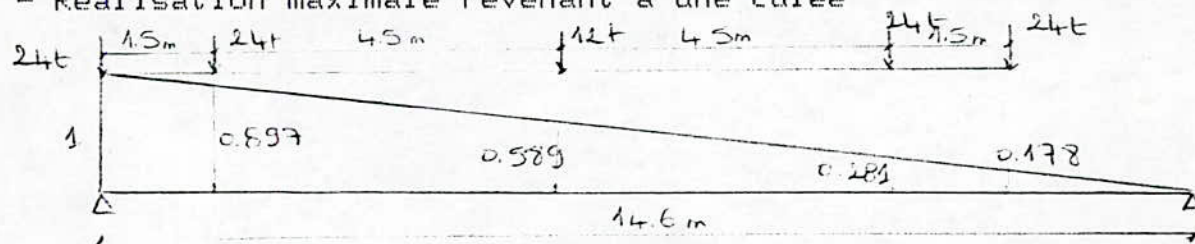
V = Sollicitation (s) due (s) au vent et éventuellement de la neige.

#### C.2. Charges sollicitant l'ensemble de l'ouvrage

##### C.2.1. Charges verticales

###### \* Sous Bc

- Réalisation maximale revenant à une culée



$$R_c = \delta \cdot b_c \sum p_i y_i = 1.172 \times 1.1 \left[ 24(1+0.897+0.281+ 0.178) + 12 \times 0.589 \right]$$

$$R_c = 1.172 \times 1.1 \times 63.61$$

$$R_c = 82.01 \text{ t}$$

- Réaction maximale revenant à une pile

$$R_p = 114.39 \text{ t}$$

De même pour les charges permanentes et les surcharges les valeurs des réactions sont présentées dans le tableau suivant

	G. (t)	A(L) (t)	T <sub>r</sub> (t)	B <sub>c</sub> (t)	B <sub>r</sub> (t)	Mc120 (t)	D(t)	Séisme (t) =0,07 G
Culée	125.75	80.88	3.28	82.01	35.77	101.03	94.19	± 8.80
Pile	409.97	263.64	10.70	114.39	36.73	118.09	184.87	± 28.70

Les valeurs ci-dessus sont pondérées et majorées

Selon les prescriptions du C.R.S : pour le seisme  $H_{sv} = e_v G$

$$e_v = 0.07.$$

## C.22. Charges horizontales

### \* Vent

Le vent souffle normalement à l'axe longitudinal du pont. Il développe sur la surface frappée une pression  $p$  prise égale à  $0.25 \text{ t/m}^2$ .

L'effort horizontal dû au vent est alors :

$$H_v = P \cdot L_p \cdot h$$

$L_p$  : portée du pont :

$h$  : hauteur du tablier

$$L_p = 47.6 \text{ m}$$

$$h : 1,78 \text{ m}$$

$$p = 0.250 \text{ t/m}^2$$

$$H_v = 21.18 \text{ t}$$



### \* Freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des efforts de freinage.

#### 1. Effort de freinage développé par A

$$F_A = \frac{A}{20 + 0.0035 \Omega} \Omega$$

$\Omega = L_p \cdot L_s = 47,6 \times 7,5 = 357 \text{ m}^2 = \text{surface chargée en m}^2.$

$A = a_{qaz} A(L) = 0,933 \times 1,583 = 1,477 \text{ t/m}^2$

d'où

$$F_A = 24,81 \text{ t}$$

#### 2. Effort de freinage développé par Bc

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système Bc se trouve limité au poids d'un camion de 30 t.

$$F_{Bc} = 30 \text{ t}$$

### \* Séisme

$H_s = e_H \cdot G$

$e_H = 0.1$  ;  $G = g \cdot L_p = 17.22 \times 47.6 = 820 \text{ t}$

d'où

$$H_s = 82 \text{ t}$$

### \* Variations linéaires du tablier

#### 1. Température

$\Delta L_t = \pm \varepsilon \Delta t \times L_p$  avec  $\varepsilon \Delta t = 0.3 \%$ .

$\Delta L_t \pm 14.3 \text{ mm}$

#### 2. Retrait

On admet que 60% du retrait s'est produit avant la mise en place des poutres.

$$\Delta L_r = - \frac{100 - 60}{100} \varepsilon_r \times L_p = -0,4 \varepsilon_r L_p \quad \text{avec } \varepsilon_r = 4 \times 10^{-4}$$

$$\Delta L_r = - 7.6 \text{ mm}$$

Bilan : Allongement :  $\Delta L^+ = 14.3 \text{ mm}$

Raccourcissement :  $\Delta L^- = - 14.3 - 7.6 = - 21.9 \text{ mm}$

### C.3. Dimensionnement

Nous utiliserons des appareils d'appui en élastomère tretté de marque STUP et de dureté SHORE 60, donc le module de glissement  $G = 8 \text{ kg/cm}^2$ . Les faces de l'appareil en contact avec la structure sont en néoprène. Nous essayerons d'utiliser les mêmes appareils d'appui et pour la culée et pour la pile. Nous limiterons leur nombre à 3 pour la culée et 6 pour la pile.

- Culée :

$$R_{cp} = 125.75 \text{ t} ; R_{\text{surmax}} = 1.2 (R_{bc} + R_{tr}) = 102.35 \text{ t}$$

$$R_{\text{max}} = \frac{125.75 + 102.35}{3} = 76.03 \text{ t}$$

$$R_{\text{min}} = \frac{125.75}{3} = 41.92 \text{ t}$$

- Pile :

$$R_{cp} = 409.97 \text{ t} ; R_{\text{surmax}} = 1.2 (R_{Al} + R_{tr}) = 329.20 \text{ t}$$

$$R_{\text{max}} = \frac{409.97 + 329.20}{6} = 123.19 \text{ t}$$

$$R_{\text{min}} = \frac{409.97}{6} = 68.33 \text{ t}$$

#### 1. Aire de l'appareil d'appui

$$\sigma_{m_{\text{max}}} = \frac{R_{\text{max}}}{a \times b} \leq \bar{\sigma}_m$$

$$R_{\text{max}} = 123.19 \text{ t}$$

Choisissons :  $a = 40 \text{ cm}$  ,  $b = 50 \text{ cm}$  ,  $t = 1.2 \text{ cm}$

$a =$  côté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage

$b =$  côté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage

$t$  = épaisseur d'une couche élémentaire d'élastomère  
 d'où la force portante est de 300 t

$$\bar{\sigma}_m = \frac{300 \times 10^3}{40 \times 50} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{123.19 \times 10^3}{40 \times 50} = 61.6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_m = 150 \text{ kg/cm}^2$$

## 2. Hauteur nette de l'élastomère

$T = nt$  = épaisseur totale de l'élastomère

En choisissant  $n = 5$  feuillets, alors :

$$T = 5 \times 1.2$$

$$T = 6 \text{ cm}$$

## 3. Epaisseur des frettes

$$t_s \geq \frac{a}{S} \cdot \frac{\sigma_m}{\sigma_e}$$

$$S' = \frac{ab}{2t(a+b)} = \text{coefficient de forme}$$

$$S' = 9.26$$

$$\sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

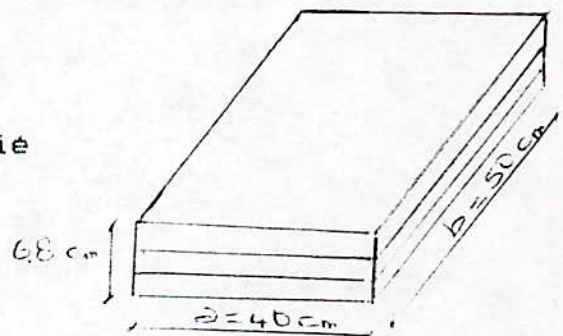
$$t_s \geq \frac{40}{9.26} \cdot \frac{61.6}{2400} = 0.111 \text{ cm}$$

On choisira :  $t_s = 0.2 \text{ cm} = 2 \text{ mm}$

\* Il faut vérifier la condition de non flambement

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$4 \text{ cm} \leq T = 6 \text{ cm} \leq 8 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$



**CHAPITRE 7**  
**REPARTITION DES EFFORTS**  
**HORIZONTAUX SUR**  
**L'INFRASTRUCTURE**

## Répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure

### A. Cas d'efforts dynamiqués

L'effort horizontal sera réparti entre les appuis en fonction de leurs rigidités. Le tablier est supposé infiniment rigide.

#### A.1. Calcul des rigidités

La rigidité est déterminée à partir des constantes de ressort, qui par définition sont des déformations sous l'action d'une force unitaire.

$$K = \frac{1}{\sum \delta_i}$$

K : rigidité d'un appui

$\delta_1$  : déformation de l'élastomère

$\delta_2$  : déformation du voile de la culée ou des fûts de la pile

$\delta_3$  : déformation de la fondation

#### A.11. Déformation de l'élastomère

$$\delta_1 = \frac{T}{n G A}$$

T = 6 cm = hauteur de l'élastomère

G = 8 kg/cm<sup>2</sup> = module de glissement de l'élastomère

A = a x b = 40 x 50 = 2000 cm<sup>2</sup> = aire de l'élastomère

n = nombre d'appareils d'appuis.

. Culée : n = 3 donc  $\delta_{10} = \delta_{12} = 12.5 \times 10^{-5} \text{ m} = 0.012 \text{ cm}$ .

. Pile : n = 6 donc  $\delta_{11} = 6.25 \times 10^{-5} \text{ m} = 0.006 \text{ cm}$

#### A.12. Déformation des appuis

##### 1. Déformation du voile de la culée

On admet que le voile de la culée est infiniment rigide et que par conséquent la déformation est nulle.

$$\begin{matrix} \delta_{20} & = & \delta_{22} \\ \delta_{21} & & \delta_{22} \end{matrix} = 0$$

## 2. Déformation d'un fût de la pile

$$\delta_{21} = \frac{1 \times h^3}{3 EIn} = \frac{h^3}{3 EIn}$$

I = Moment d'inertie d'un fût

E = Module de déformation instantanée du béton

h = hauteur de la pile

n = nombre de fûts

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi (1.25)^4}{64} = 0.1198 \text{ m}^4$$

$$E = 3.6 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$h = 4.7 \text{ m}$$

$$n = 2 \text{ fûts}$$

d'où :

$$\delta_{21} = 4.10^{-5} \text{ m} = 0.004 \text{ cm}$$

### A.13. Déformation de la fondation

Elle se traduit par un déplacement  $w$  en tête de pieu et un déplacement  $\phi h$  dû à la rotation de la fondation.

Nous avons :

$$EIw = \chi_{wM}^* \frac{M^*}{\lambda^2} + \chi_{wp}^* \frac{p^*}{\lambda^3}$$

$$EI\phi = \chi_{\phi M}^* \frac{M^*}{\lambda} + \chi_{\phi p}^* \frac{p^*}{\lambda^2}$$

$p^*$  : effort tranchant en tête de pieu engendré par une charge unitaire

Pour chaque pieu de fondation on aura :  $p^* = \frac{1}{n} \text{ t}$ ,

$n$  : nombre de pieux de fondation.

$M^*$  = moment fléchissant en tête de pieu engendré par une charge unitaire. Pour chaque pieu de fondation on aura :

$$M^* = \frac{1 \times h}{n} = \frac{h}{n} \text{ (t.m)}$$

$$\lambda = \frac{1}{\alpha} = \sqrt{\frac{D \cdot Cu}{4 \cdot EI}}$$

$\alpha$  = longueur élastique du pieu

E = module de déformation instantanée du béton

I = moment d'inertie du pieu

$D_p$  = diamètre du pieu

$C_u$  = module de réaction du sol

$E = 3.6 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

$$C = \frac{\pi D_p^4}{64} = \frac{\pi (1.2)^4}{64} = 0.1018 \text{ m}^4$$

$C_u = 6000 \text{ t/m}^3$

d'où :

$$\lambda = 0.265 \text{ m}^{-1}$$

Les coefficients  $X_{vm}^*$ ,  $X_{vp}^*$ ,  $X_{\phi m}^*$  et  $X_{\phi p}^*$  sont donnés par les tables de WERNER en fonction de  $\lambda$  et de la longueur du pieu.

$$X_{vm}^* = -1.40, \quad X_{vp}^* = -2.03$$

$$X_{\phi m}^* = 1.60, \quad X_{\phi p}^* = 1.39$$

1. Pile :

$$n = 4, \quad p^* = 0.25 \text{ t}, \quad M^* = 1.17 \text{ tm}$$

d'où :

$$w = 13.80 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$\phi = 3.27 \times 10^{-5} \text{ m}$$

Le déplacement total de la fondation sous la pile est donc :

$$\sigma_{31} = w + \phi h = 29 \times 10^{-5} \text{ m} = 0.029 \text{ cm}$$

2- Culée :

$$n = 6, \quad p^* = 0.166 \text{ t}$$

La réaction en tête de pieu est empêchée, donc  $\phi = 0$ , d'où

$$M^* = - \frac{X_{\phi p}^* \cdot p^*}{X_{\phi m}^* \cdot \lambda} = 0,544 \text{ tm}$$

Le déplacement total de la fondation sous la culée est donc :

$$\sigma_{33} = \sigma_{32} = w = 7.9 \times 10^{-5} \text{ m} = 0.008 \text{ cm}$$

Finalement on détermine la rigidité.

$$K = \frac{1}{\sum b_i}$$

### A.2. Répartition des efforts horizontaux

L'effort horizontal sera réparti entre les appuis en fonction de leurs rigidités.

$$H_i = \frac{K_i}{\sum K_i} \cdot H$$

### A.3. Tableau récapitulatif

	$\delta_0$ (cm)	$\delta_1$ (cm)	$\delta_2$ (cm)	K	$H_{fr}$ (t)	$H_{seis}$ (t)
Culée (0)	0.012	0	0.008	50	11.94	32.63
Pile (1)	0.006	0.004	0.029	25.64	6.12	16.74
Culée (2)	0.012	0	0.008	50	11.94	32.63
			$\sum$	125.64	30	82

### B. Cas d'efforts résultant des variations linéaires

#### B.1. Recherche du point fixe :

Le point fixe est un point quelconque du tablier qui ne subit aucune déformation, soit  $x_0$  l'abscisse de ce point par rapport à la culée C(0)

$$x_0 = \frac{\sum K_i x_i}{\sum K_i}$$

$$\sum K_i x_i = 50 \times 0 + 25.64 \times 14.6 + 50 \times 47.6 = 2754,344$$

d'où :

$$x_0 = 21.92 \text{ m}$$



## B.2. Variation linéaire revenant à chaque appui

$$\mu l = \Delta l_{\max} \times \frac{X_0 - X_i}{L}$$

. Culée (0) :  $X_i = 0$   $\mu l = 21,9 \times \frac{21,92}{47,6} = 10,08 \text{ mm}$

. Pile (1) :  $X_i = 14,6 \text{ m}$   $\mu l = 21,9 \times \frac{21,92 - 14,6}{47,6} = 3,36 \text{ mm}$

## B.3. Répartition des efforts

$$H_{\mu l} = \frac{n \cdot G \cdot \mu l \cdot ab}{T}$$

$G = 8 \text{ kg/cm}^2$

$a = 40 \text{ cm}$

$b = 50 \text{ cm}$

$T = 6 \text{ cm}$

. Culée :  $n = 6$  ,  $\mu l = 10,08 \text{ mm}$

$H_{\mu l c} = 16,12 \text{ t}$

. Pile :  $n = 4$  ,  $\mu l = 3,36 \text{ mm}$

$H_{\mu l p} = 3,58 \text{ t}$

**CHAPITRE 8**  
**VERIFICATION DES APPAREILS**  
**D'APPUIS**

## Vérification des appareils d'appui

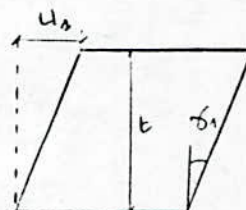
### A. Vérification au cisaillement

#### A.1. Sous variation linéaire

On doit vérifier que :

$$\tau_{HI} = G \operatorname{tg} \gamma_1 \leq 0,5 G$$

$$G = \frac{\mu l}{T} \leq 0,5 G$$



. Pile :  $\mu l = 3.36 \text{ mm} \implies G \operatorname{tg} \gamma_1 = 0.448 \text{ kg/cm}^2 \leq 0,5 G = 4 \text{ kg/cm}^2$

. Culée :  $\mu l = 10.08 \text{ mm} \implies G \operatorname{tg} \gamma_1 = 1.344 \text{ kg/cm}^2 \leq 0,5 G = 4 \text{ kg/cm}^2$

#### A.2. Sous variation linéaire + freinage

On doit vérifier que :

$$G \operatorname{tg} \gamma_1 + \frac{H_{fr}}{2 n.a.b} \leq 0.7 G$$

n = nombre d'appareils d'appui

. Pile :  $G \operatorname{tg} \gamma_1 + \frac{H_{fr}}{2 n.a.b} = 0,448 + \frac{6.12 \cdot 10^3}{2 \times 6 \times 40 \times 50} = 0.703 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.7G = 5.6 \text{ kg/cm}^2$

. Culée :  $G \operatorname{tg} \gamma_1 + \frac{H_{fr}}{2 n.a.b} = 1.344 + \frac{11.94 \times 10^3}{2 \times 3 \times 40 \times 50} = 2.339 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.7G = 5.6 \text{ kg/cm}^2$

Donc c'est vérifié.

#### A.3. Sous variation linéaire + séisme

On doit vérifier que :

$$G \operatorname{tg} \gamma_1 + \frac{H_s}{2 n.a.b} \leq 1.33 G$$

. Pile:  $G \operatorname{tg} \gamma_1 + \frac{H_s}{2 n.a.b} = 0.448 + \frac{16.74 \times 10^3}{2 \times 6 \times 40 \times 50} = 1.145 \text{ kg/cm}^2 \leq 1.33 G = 10.64 \text{ kg/cm}^2$

. Culée:  $G \operatorname{tg} \gamma_1 + \frac{H_s}{2 n.a.b} = 1.344 + \frac{32.63 \times 10^3}{2 \times 3 \times 40 \times 50} = 4.063 \text{ kg/cm}^2 \leq 1.33G = 10.64 \text{ kg/cm}^2$

C'est vérifié

#### A.4. Sous variation linéaire + freinage + séisme

On doit vérifier que :

$$G \gamma_1 + \frac{H_{fr}}{2na.b} + \frac{H_s}{2na.b} \leq 1.3 G$$

.Pile:  $G \gamma_1 + \frac{H_{fr}}{2na.b} + \frac{H_s}{2na.b} = 0.448 + 0.255 + 0.697 = 1.40 \text{ kg/cm}^2 \leq 1.3G = 10.4 \text{ kg/cm}^2$

.Culée:  $G \gamma_1 + \frac{H_{fr}}{2na.b} + \frac{H_s}{2na.b} = 1.344 + 0.995 + 2.719 = 5.06 \text{ kg/cm}^2 \leq 1.3G = 10.4 \text{ kg/cm}^2$

C'est vérifié.

#### A.5. Sous charge verticale + charge horizontale + rotation d'appui

On doit vérifier que :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5 G$$

\* Contrainte de cisaillement due à la charge horizontale :  $\tau_H$   
(variation linéaire + freinage + séisme)

.Pile :  $\tau_H = 1.40 \text{ kg/cm}^2$

.Culée :  $\tau_H = 5.06 \text{ kg/cm}^2$ .

\* Contrainte de cisaillement due à la charge verticale :  $\tau_N$

$$\tau_N = \frac{1,5 \sigma_{\max}}{5}$$

$$S' = \frac{ab}{2t(a+b)} = 9.26$$

.Pile :  $\sigma_{\max} = \frac{R_{\max}}{a \times b} = 61.6 \text{ kg/cm}^2$  donc  $\tau_N = 9.97 \text{ kg/cm}^2$

.Culée :  $\sigma_{\max} = \frac{R_{\max}}{a \times b} = 38.0 \text{ kg/cm}^2$  donc  $\tau_N = 6.15 \text{ kg/cm}^2$

\* Contrainte de cisaillement due à la rotation de l'appareil d'appui :  
 $\tau_\alpha$

$$\tau\alpha = \frac{G}{2} \cdot \frac{a^2}{t^2} \cdot \alpha_0 \quad \text{avec } \alpha_0 = \frac{\alpha_T}{n} \quad \text{et } \alpha_T = \alpha_0 + \alpha$$

$\alpha_0$  = rotation tenant compte des imperfections de l'appareil d'appui et des défauts de montage.

$$\alpha_0 = 3 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

$\alpha$  = rotation d'appui

$$\alpha = 5 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

$n$  = nombre de feuillets d'élastomères

$$n = 5$$

d'où :  $\alpha_0 = 1.6 \times 10^{-3}$

$$\tau\alpha = \frac{8}{2} \cdot \frac{(40)^2}{(1.2)^2} \times 1.6 \times 10^{-3}$$

$$\tau\alpha = 7.11 \text{ kg/cm}$$

Enfin, on a :

• Pour la pile :  $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau\alpha = 9.97 + 1.40 + 7.11 = 18.48 \text{ kg/cm}^2 \leq 5G = 40 \text{ kg/cm}^2$

• Pour la culée :  $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau\alpha = 6.15 + 5.06 + 7.11 = 18.32 \text{ kg/cm}^2 \leq 5G = 40 \text{ kg/cm}^2$

### B. Condition de non cheminement et de non glissement

\* 1ère condition :  $\sigma_{\min} \geq 20 \text{ kg/cm}^2$

• Pile :  $\sigma_{\min} = \frac{R_{\min}}{a \times b} = 34.16 \text{ kg/cm}^2 \geq 20 \text{ kg/cm}^2$  vérifié

• Culée :  $\sigma_{\min} = \frac{R_{\min}}{a \times b} = 20.96 \text{ kg/cm}^2 \geq 20 \text{ kg/cm}^2$  vérifié

\* 2ème condition :  $H \leq f \cdot N$

$$H = \frac{H_{fr} + H_s}{n}$$

$N$  = effort normal minimal provenant du tablier à vide.

$$f = 0.1 + \frac{G}{\sigma_n} = \text{coefficient de frottement.}$$

. Pile :  $N = R_{\min} = 68.33 \text{ t}$ ,  $f = 0.275$ ,  $H = 3.81 \text{ t}$   
 $H = 3.81 \leq fN = 18.79 \text{ t}$  vérifié

. Culée :  $N = R_{\min} = 41.92 \text{ t}$ ,  $f = 0.386$ ,  $H = 14.85 \text{ t}$   
 $H = 14.85 \leq fN = 16.18 \text{ t}$  vérifié.

C. Condition de non soulèvement

On doit vérifier que :

$$\alpha t \leq \frac{3}{S} \cdot \frac{t^2}{a^2} \cdot \frac{\sigma_{\max}}{G}$$

. Pile :  $\frac{3}{S} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_{\max}}{G} = \frac{3}{9.26} \times \frac{(12)^2}{(40)^2} \times \frac{61.6}{8} = 2.24 \times 10^{-3} \text{ rd}$

$\alpha t = 1.6 \times 10^{-3} \text{ rd} \leq 2.24 \times 10^{-3} \text{ rd}$  vérifié

. Culée :  $\frac{3}{S} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_{\max}}{G} = \frac{3}{9.26} \times \frac{(1.2)^2}{(40)^2} \times \frac{38}{8} = 1.40 \times 10^{-3} \text{ rd}$

$\alpha t = 1,6 \times 10^{-3} \text{ rd} \not\leq 1,40 \times 10^{-3} \text{ rd}$

Donc pour la culée on pourra prévoir un dispositif pour pouvoir fixer l'appareil d'appui sur son support et l'empêcher d'être soulevé.

**CHAPITRE 9**  
**ETUDE DE LA CULEE**

## Etude de la culée

### A. Introduction

La culée est l'un des éléments les plus fondamentaux de l'ouvrage. Elle assure le raccordement et la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

### B. Détermination des efforts à la base de la culée

On désignera par :

$M_s$  = moment stabilisant

$M_R$  = moment renversant par mesure de sécurité le remblai en avant de la culée ne sera pas pris en compte

$d$  = bras de lever par rapport au point A.

### \* Poussée des terres

On désignera par :

$\phi$  = angle de frottement ( $30^\circ$ )

$\beta$  = inclinaison de la culée ( $0^\circ$ )

$\alpha$  = angle de frottement sol-béton ( $0^\circ$ )

$$v = \arctg \frac{\varepsilon_H}{1 - \varepsilon_V}$$

$\varepsilon_H = 0.1$  = coef. sismique horizontal

$\varepsilon_V = \bar{7} 0.07$  = coef. sismique vertical

$\gamma = 2t/m^3$  = densité de la terre du remblai

$L = 10.08$  m = longueur de la culée

$H = 9.30$  m = hauteur de la culée

### - Condition normale

$$H_n = \frac{1}{2} \cdot K_\alpha \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot L$$

avec :

$$K_\alpha = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0.333$$



d'où

$$H_n = 290.32 \text{ t}$$

- Condition sismique

$$H_s = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot L$$

avec :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \nu - \beta)}{\cos \nu \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \nu)} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \nu - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \nu) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]$$

$$K_a = 0.420$$

d'où

$$H_s = 366.16 \text{ t}$$

### B.1. CALCUL DES EFFORTS A LA BASE DE LA CULEE (à vide)

Sollicitation		Effort horiz.(t)	effort vert(t)	d(m)	Mr (t.m)	Ms (t.m)
Poussée	CN	290.32	/	3.10	899.99	/
	SV+SH	366.16	/	//	1135.10	/
	SH	344.17	/	//	1067.54	/
Poussée de la surcharge (1 t/m)	CN	36.18	/	4.65	168.24	/
	SV+SH	38.71	/	//	180.00	/
	SH	36.41	/	//	169.31	/
Poids des Terre	CN	/	359.36	3.55	/	1275.73
	SV		384.51	//	/	1365.01
	SH	35.94	/	5.4	149.05	/
Poids des surcharges sur remblais	CN	/	44.85	3.55	/	159.22
	SV	/	47.99	//	/	170.38
	SH	4.49	/	9.3	41.77	/
Poids du mur de garde - Grève	CN	/	7.34	1.35	/	9.91
	SV	/	7.85	//	/	10.60
	SH	0.73	/	8.8	6.42	/
Poids du Corbeau	SN	/	33.01	1.49	/	49.18
	SV	/	35.32	//	/	52.63
	SH	3.30	/	7.17	23.66	/
Poids du mur en retour.	CN	/	128.70	3.55	/	456.88
	SV	/	137.71	//	/	480.87
	SH	12.87	/	5.4	69.50	/
Poids du mur de front	CN	/	176.04	1.3	/	228.85
	SV	/	188.36	//	/	244.87
	SH	17.60	/	4.5	79.20	/
Poids de la semelle	SN	/	196.56	2.6	/	511.06
	SV	/	210.32	//	/	546.83
	SH	19.66	/	0.75	14.75	/

Dans le tableau qui suit nous donnerons la somme des efforts agissant sur le culée (à vide) et nous effectuerons les deux vérifications suivantes :

★ Stabilité au renversement :

$$\frac{M_s}{M_R} = f_s = 1.5 \text{ (condition normale)}$$

$$\frac{M_s}{M_R} \geq 1.5 \text{ (condition sismique)}$$

$f_s$  = coef de sécurité

★ stabilité au glissement :

$$\frac{V}{H} \cdot \text{tg}\phi \geq 1.5 \text{ (C.N)}$$

$$\frac{V}{H} \cdot \text{tg}\phi \geq 1.0 \text{ (C.S)}$$

COND°	H(t)	v(t)	$M_R$ (tm)	$M_s$ (tm)	$M_s/M_R$	$\frac{V}{H} \text{tg}\phi$
CN	326.50	945.86	1068.23	2690.83	2.52	1.67
SH	475.37	945.86	1666.2	2690.83	1.61	1.15
SH + SV	499.46	1012.06	1744.45	2871.19	1.65	1.17

★ Vérification de la stabilité avec pieux (à vide)

CN :  $F_{\max} \leq q_p$      $q_p$  = portance du pieux = 550 t

$$F_{\min} \geq 0$$

CS :  $F_{\max} \leq 1.5 q_p$

$$F_{\min} \geq 0$$

$$F = \frac{V}{n} \mp \frac{M\sigma}{n \cdot X_i}$$

$n = 6$  pieux

$X_i = 1.8$  m

$M\sigma = V(X\sigma - e) - H \cdot B/2$

avec

$$X_G = 2.6 \text{ m}$$

$B = 1.5 \text{ m}$  = épaisseur de la semelle

$H$  = effort horizontal

$V$  = effort vertical

$$e = \frac{M_s - M_R}{V} = \text{excentricité}$$

COND°	CN	SH	SH + SV
$e$ (m)	1.72	1.08	1.11
$M_G$ (tm)	587.48	1081.18	1133.37
$F_{\max}$ (t)	212.04	257.75	273.62
$F_{\min}$ (t)	103.25	57.53	63.74

Donc la stabilité à vide est vérifiée.

## B.2 Calcul des efforts à la base de la culée en service

### \* Condition normale

Efforts	$H(t)$	$V(t)$	$d(m)$	$M_R$ (tm)	$M_s$ (tm)
Tablier surch.	/	228.10	1.3	/	296.53
Freinage	11.94	/	9.3	111.04	/
culée à vide	326.50	945.86	/	1068.23	2690.83
Total	338.44	1173.96	/	1179.27	2987.36

$$\frac{M_s}{M_R} = 2.53 \geq 1.5$$

$$\frac{V}{H} \cdot \text{tg}\phi = 2.00 \geq 1.5$$

$$e = 1.54 \text{ m}; M_G = 990.57 \text{ tm}$$

$$F_{\max} = 287.38 \text{ t} \leq Q_p$$

$$F_{\min} = 103.94 \text{ t} \geq 0$$

Donc la stabilité est vérifiée pour les 2 files de 3 pieux.

★ Condition sismique

Efforts	H(t)	V(t)	d(m)	M <sub>R</sub> (tm)	M <sub>s</sub> (tm)
Tablier surch.	/	228.10	1.3	/	296.53
Séisme	32.63	/	//	303.46	/
culée à vide	499.46	1012.06	/	1744.45	2871.19
Total	532.09	1240.16	/	2047.91	3167.72

$$\frac{M_s}{M_R} = 1.55 \geq 1.5$$

$$\frac{V}{H} \cdot \text{tg}\phi = 1.35 \geq 1.0$$

e = 0.90 m, M<sub>a</sub> = 1709.20 tm

$$F_{\max} = 364.95 \text{ t} \leq 1.5 Q_p$$

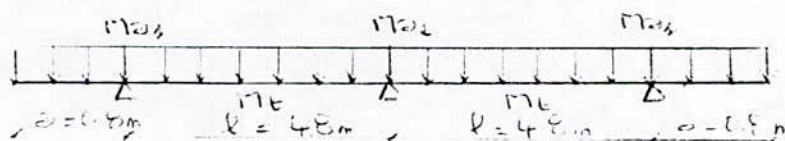
$$F_{\min} = 48.43 \text{ t} \geq 0$$

C. Etude de la semelle de liaison

★ Evaluation de l'effort vertical

Sollicitations		Effort vert. v(t)	d(m)	d x V
Poids du mur de garde - grève	CN	7.34	1.35	9.91
	CS	7.85	//	10.60
Poids du corbeau	CN	33.01	1.49	49.18
	CS	35.32	//	52.63
Poids du mur en retour	CN	128.70	3.55	456.88
	CS	137.71	//	480.87
Poids du mur de front	CN	176.04	1.3	228.85
	CS	188.36	//	244.87

C.1. Ferrailage à la flexion



$$N_{\max} = 1240.16 \text{ t}$$

$$q = 110.73 \text{ t/m}$$

$$M < 0 : M_{a1} = -q \frac{a^2}{2} = -35.43 \text{ tm}$$

$$M_{a2} = -q \frac{l^2}{10} = -255.12 \text{ tm}$$

$$M > 0 : M_t = q \frac{l^2}{12} = 212.60 \text{ tm}$$

#### \* Armatures longitudinales inférieures

$$M_{\text{ser}} = 212.60 \text{ tm} ; M_u = 1.35 M_{\text{ser}} = 287.01 \text{ tm}$$

. Ferrailage à l'E.L.u

$$\mu_{bu} = 0.097 , \alpha = 0.127 , z = 1.253 \text{ m}$$

$$A_s = 62.77 \text{ cm}^2$$

. Ferrailage à l'E.L.s

$$\mu_{\text{ser}} = 0.083 , \alpha = 0.177 , z = 1.120 \text{ m}$$

$$A_s = 67.81 \text{ cm}^2$$

. Section minimale

$$A_{\text{min}} = \max (4u, 0.4 \% A_b) = 30 \text{ cm}^2$$

. Condition de non fragilité du béton

$$A_s \geq A_b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 85.71 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{d'où : } A_s = 85.71 \text{ cm}^2/\text{m}$$

choix : 2 nappes de HA20 (89.74 cm<sup>2</sup>/ml, t = 7 cm)

#### \* Armatures longitudinales supérieures

En procédant de la même manière on trouve que :

$$A_s = 85.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

choix : 2 nappes de HA20 (89.74 cm<sup>2</sup>/ml, t = 7 cm)

#### C.2. Ferrailage au cisaillement

$$T = 0.6 q l = 318.90 \text{ t}$$

$$A_t = 94 \text{ cm}^2/\text{ml}, e = 25 \text{ cm}$$

choix :  $A_t = 3\text{HA}20 = 9.42 \text{ cm}^2, e = 25 \text{ cm}$

#### D. Mur de garde - grève

### D.1. Evaluation des efforts

Le mur de garde-grève est soumis essentiellement à des forces horizontales sur la face arrière.

Le moment empirique est donné par la formule suivante :

$$M = 2.5 (h + 1) = 7 \text{ tm/ml}$$

### D.2. Ferraillage du mur garde - grève

Ferraillage vertical

$$M_u = 9.45 \text{ tm/ml}, \quad \mu_{bu} = 0.099$$

$$\alpha = 0.131, \quad z = 0.256 \text{ m}$$

$$A_s = 10.11 \text{ cm}^2$$

D'après la vérification à la non fragilité, on prendra

$$A_s = 15.38 \text{ cm}^2$$

choix : 10HA 14/ml,  $t = 10 \text{ cm}$

### E. Corbeau

La réaction maximale du chevêtre due à la dalle de transition est égale à  $P = 15 + D$

$D = 5 \text{ m}$  = longueur de la dalle de transition

$$\text{d'où } P = 20 \text{ t/ml}, \quad M = 2.93 \text{ tm/ml}, \quad A_s = 1.37 \text{ cm}^2$$

D'après la vérification à la non fragilité, on prendra

$$A_s = 36.42 \text{ cm}^2.$$

### F. Mur en retour

#### F.1. Evaluation des efforts

Chaque mur en retour est soumis au :

- Poids propre
- Poids des superstructures évaluées à  $0.3 \text{ l}$
- Poussée horizontale  $(h/3+0.5) \text{ t/m}^2$  appliquée sur toute la surface du mur.
- Forces concentrées ( $F_v = 4t$ ,  $F_H = 2t$ ) appliquée à  $1\text{m}$  de l'extrémité théorique.

d'où :

$$M_v = (2.5 \text{ l}^2 h/6).e + 0.3 \text{ l}^2/2 + 4(1-1)$$

$$T_v = 2.5 \text{ l} h e/2 + 0.3 \text{ l} + 4$$

$$M_H = (h/3 + 0.5) \text{ l}^2 h/6 + 2(1-1)$$

$$T_H = (h/3 + 0.5) l h/6 + 2$$

avec :

$$l = 3.30 \text{ m}, \quad e = 0.15 \text{ m}, \quad h = 7.80 \text{ m}$$

On trouve :

$$M_v = 16.14 \text{ tm}, \quad T_v = 9.81 \text{ t}$$

$$M_H = 48.48 \text{ tm}, \quad T_H = 15.30 \text{ t}$$

## F.2. Ferraillage

### \* Ferraillage vertical (forces horizontales)

$$M_H = 1.35 \times 48.48 = 65.45 \text{ tm}, \quad \mu_{bu} = 0.002$$

$$\alpha = 0.0025, \quad z = 771.2 \text{ cm}, \quad A_e = 1.72 \text{ cm}^2$$

D'après la vérification à la non fragilité, on prendra  $A_e = 66.86 \text{ cm}^2$

### \* Ferraillage horizontal (forces verticales)

$$M_v = 1.35 \times 16.14 = 21.79 \text{ tm}, \quad \mu_{bu} = 0.006$$

$$\alpha = 0.0079, \quad z = 10.96 \text{ cm}, \quad A_e = 40.31 \text{ cm}^2$$

D'après la vérification à la non fragilité, on prendra  $A_e = 66.86 \text{ cm}^2$

### \* Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z}$$

$$\tau_{bH} = \frac{9.81 \times 1.35 \times 10^3}{15 \times 675} = 1.308 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{bv} = \frac{15.30 \times 1.35 \times 10^3}{780 \times 9.63} = 2.750 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \sqrt{\tau_{bH}^2 + \tau_{bv}^2} = 3.045 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = \min(0.13 f_{c28}, 40 \text{ kg/cm}^2) = 39 \text{ kg/cm}^2$$

### \* Armatures transversales

Les efforts tranchants étant faibles, on disposera des cadres HA10 tous les 30 cm (documents SETRA).

## G. Dalle de transition

La dalle de transition est coulée sur un béton maigre (dosé à  $150 \text{ kg/m}^3$ ) et d'une épaisseur de 10 cm. Elle est appuyée sur



l'arrière de la culée et sur le remblai, et a pour but d'éviter la dénivellation en cas de tassement du remblai.

### G.1. Calcul des efforts

#### \* Charges permanentes

- Poids propre :  $2.5 \times 0.30 = 0.75 \text{ t/m}^2$

- Poids du remblai :  $2 \times (1.50 - 0.40) = 2.2 \text{ t/m}^2$

$q = 0.75 + 2.2 = 2.95 \text{ t/ml /ml}$  ,  $l = 3.6 \text{ m}$

$$M = q \frac{l^2}{8} = 4.78 \text{ tm/ml}$$

$$T_{\max} = q \frac{l^2}{2} = 5.31 \text{ t/ml}$$

#### \* surcharge

On assimilera les roues à un rouleau de charge uniforme de  $5.5 \text{ tm/ml}$

$$M_{\max} = 7.84 \text{ tm/ml}$$

$$T_{\max} = 15.13 \text{ t/ml}$$

-----> efforts de calcul :  $M = 12.62 \text{ tm/ml}$

$$T = 20.44 \text{ t/ml}$$

### G.2. Ferrailage de la dalle de transition

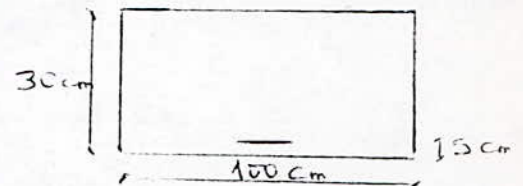
$$M_u = 1.35 \times 12.62 = 17.04 \text{ tm/ml}$$

$$\mu_{bu} = 0.160 \text{ , } \alpha = 0.2192$$

$$z = 22.81 \text{ cm} \text{ , } A_s = 15.16 \text{ cm}^2$$

D'après la condition de non fragilité

---->  $A_s = 17.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , on disposera des HA20 ( $17.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $t=18 \text{ cm}$ )



#### \* Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot z} = \frac{1.35 \times 20.44 \times 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 25} = 12.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 40 \text{ kg/cm}^2) = 39 \text{ kg/cm}^2$$

**CHAPITRE 10**  
**ETUDE DE LA PILE**

## ETUDE DE LA PILE

### A\_ Etude du chevêtre :

Le chevêtre transmet les efforts provenant du tablier aux fûts et à la fondation .Il doit pouvoir reprendre son poids propre ainsi que les efforts provenant du tablier. Il sera étudié comme une poutre dont les appuis sont les fûts.

#### A.1. Evaluation des efforts :

##### . Charge uniformément répartie :

- Poids propre du chevêtre :  $1.9 \times 1.3 \times 2.5 = 6.18 \text{ t/ml}$

E.L.S :  $Q = 6.18 \text{ t/ml}$

E.L.U :  $Q = 1.25 \times 6.18 = 8.34 \text{ t/ml}$

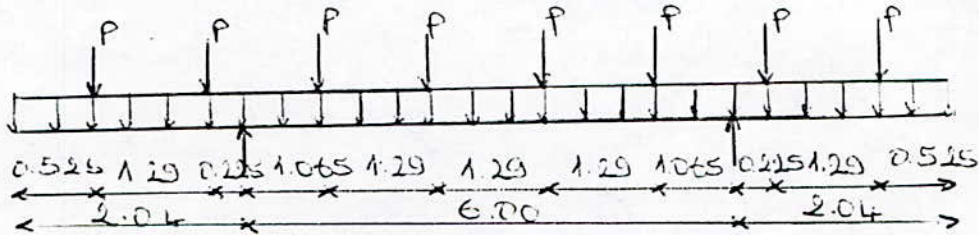
##### . Charges Concentrées :

- Efforts provenant du tablier :  $\frac{409.97}{8} = 51.25 \text{ t}$

- Surcharge :  $\frac{274.34}{8} = 34.29 \text{ t}$

E.L.S :  $P = 51.25 + 34.29 = 85.54 \text{ t}$

E.L.U :  $P = 1.35 \times 51.25 + 1.6 \times 34.29 = 124.05 \text{ t}$



##### . Effort tranchant maximum :

E L S :  $T_{max} = 189.62 \text{ t}$

E L U :  $T_{max} = 265.11 \text{ t}$

##### . Moment sur appuis :

E L S :  $M_{app} = 161.66 \text{ tm}$

E L U :  $M_{app} = 233.20 \text{ tm}$

#### A.2. Ferraillage du chevêtre :

##### \* Armatures longitudinales supérieures :

$M_{ser} = 161.66 \text{ tm}$  ;  $M_u = 233.20 \text{ tm}$

. Ferrailage à l'E.L.U :

$$\mu_{bu} = 0.046, \quad \alpha = 0.059, \quad Z = 1.22 \text{ m}$$

$$A_s = 52.37 \text{ cm}^2$$

. Ferrailage à l'E L S :

$$\mu_{sur} = 0.030, \quad \alpha = 0.062, \quad Z = 1.22 \text{ m}$$

$$A_s = 36.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 49.4 \text{ cm}^2$$

D'après la condition de non fragilité ,  $A_s = 141.14 \text{ cm}^2$  , on prendra cette section .

Choix : 46 HA 20 =  $144.48 \text{ cm}^2$  disposées en 2 nappes

\* Armatures transversales :

. Contrainte de cisaillement du béton

$$\tau_u \text{ max} = \frac{V_u}{bd} = \frac{265.11 \times 10^3}{190 \times 125} = 11.16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_u \text{ max} < \bar{\tau}_u = \min ( 0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa} ) = 39 \text{ MPa} = 39 \text{ Kg/cm}^2$$

donc armatures droites

. Calcul du ferrailage

$$\frac{A_t}{B_{st}} \geq \frac{\bar{\tau}_u}{0.9 f_{su}} \implies St \leq \frac{A_t \times 0.9 \times F_{su} \times d}{V_u}$$

$$\text{Choix : } A_t = 6 \text{ Carde HA } 10 = 9.42 \text{ cm}^2$$

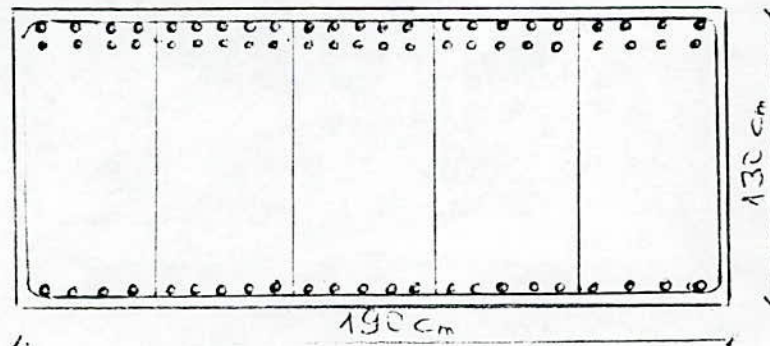
$$\phi_t < \min \left( \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right) = 20 \text{ mm}$$

d'ou finalement :

$$St \leq 14 \text{ cm} \implies St = 10 \text{ cm}$$

$St \geq 8 \text{ cm} \implies$  Pour faciliter le bétonnage , c'est vérifié

\* Schéma de ferrailage :



## B. ETUDE DU FUT

Les fûts sont sollicités par des charges verticales et des charges horizontales. Ces dernières engendrent des moments fléchissants à la base des fûts

### B.1 EVALUATION DES EFFORTS A LA BASE DES FUTS

\* Condition normale

C N	Effort horiz H(t)	Effort VertN(t)	d(m)	Mf /0 (tm)
Chevêtre 25 (13x 1.9x 10.08)	0	62.24	0	0
Fûts 2.5 ( $\frac{\pi \times 1.25^2 \times 4.7}{4}$ ) *2	0	28.84	0	0
Tablier	0	410	0	0
Surcharge	0	274	0	
Variation linéaire du tablier	3.58	0	7.74	27.71
Freinage	6.12	0	7.84	47.98

$$N = 1.35 \times ( 62.24 + 28.84 + 410 ) + 1.6 \times 274 = 1114.80 \text{ t}$$

$$H = 3.58 + 1.6 \times 6.12 = 13.37 \text{ t}$$

$$M = 27.71 + 1.6 \times 47.98 = 104.47 \text{ tm}$$

Efforts à la base de chaque fût :

$$N = 557.40 \text{ t} \quad , \quad H = 6.68 \text{ t} \quad , \quad M = 52.23 \text{ tm}$$

\* Condition sismique :

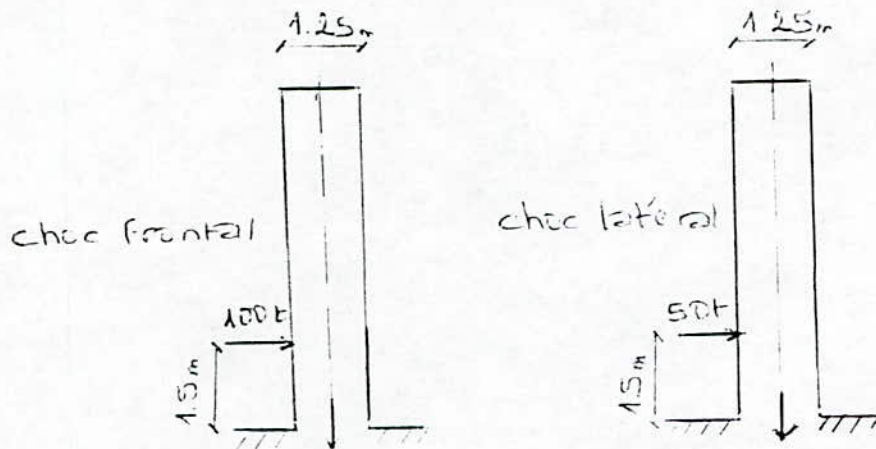
C.S		H (t)	N (t)	d (t)	Mf (tm)
Chevêtre	1.07 0.93	0	66.60 57.88	0	0
Fût	1.07 0.93	0	30.86 26.82	0	0
Tablier	1.07 0.93	0	438.70 381.30	0	0
Surcharge		0	274	0	0
Variation linéaire du tablier		3.58	0	7.74	27.71
Freinage		6.12	0	7.84	47.98
Séisme		16.74	0	6.00	100.44

$N = 1162.20 \text{ t}$  ,  $H = 26.44 \text{ t}$  ,  $M = 176.13 \text{ tm}$

Efforts à la base de chaque fût :

$N = 581.10 \text{ t}$  ,  $H = 13.22 \text{ t}$  ,  $M = 88.06 \text{ tm}$

Effort résultant d'un choc de véhicule autoroutier sur un fût  
 D'après les documents SETRA - Choc frontal : 100 t  
 - Choc latéral : 50 t



## B.2 FERRAILLAGE DU FUT :

La fût est sollicité en flexion composée. Le ferrailage se fera en condition sismique et on effectuera la vérification en condition normale.

### \* Susceptibilité du fût au flambement :

$l_f = \beta l$  = avec :  $\beta = 1.3$  (Poteau flexible encastré élastiquement aux extrémités)

$l_f = 6.11$  m = Longueur de flambement

$I = 0.1198$  m<sup>4</sup> = moment d'inertie du fût

$B = 1.227$  m<sup>2</sup> = Section du fût

$\lambda = \frac{l_f}{i}$  = élancement mécanique

$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0.31$  m = rayon de giration de la section droite du béton seul

d'où :  $\lambda = 19.71 < 35$

Donc notre cas le fût sera calculé en flexion composée sans tenir compte du flambement .

### \* Ferrailage du fût suivant la condition sismique

$N = 581.10$  t ,  $H = 13.22$  t ,  $M = 88.06$  tm

On trouve que la section est partiellement comprimée et que la section d'acier comprimé est nulle ( $A_{sc} = 0$ )

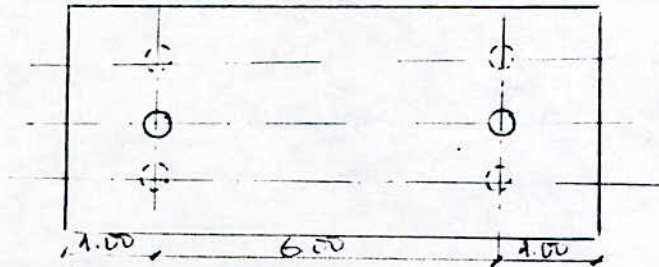
$A_s = 221.8$  Cm<sup>2</sup> = section d'acier tendu .

Choix : 18 HA 40 = 226.08 cm<sup>2</sup>

L'espacement :  $e = 1 ( 2 \times 55.5 - 18 \times 4 ) = 15$  cm

Dans le sens transversal , on prend des cercles  $\varnothing 10, t = 40$  cm

### C. Etude de la semelle



#### C.1. Réaction en tête de pieux

COND	C N	C S
R max (t)	299.71	315.01
R min (t)	270.69	266.09

#### C.2. Ferrailage

$$N = R \max \left( \frac{l/2 - b/4}{h} \right) = 315.01 \times \left( \frac{5.2/2 - 1.25/4}{1.5} \right)$$

$$N = 480.39 \text{ t}$$

$$A = \frac{N}{f_n} = \frac{480.39 \times 10^3}{3480} = 138.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 18 \text{ HA } 32 = 144.72 \text{ cm}^2$$

\* Armatures de répartition

$$A' = \frac{1}{4} A = 34.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 8 \text{ HA } 25 = 39.28 \text{ cm}^2.$$



**CHAPITRE 11**

**ETUDE DES FONDATIONS**

## Calcul des fondations

### A. Action sur les pieux (sous culée)

$$H_{\max} = \frac{326.50}{6} = 54.42 \text{ t} \quad \text{effort horizontal}$$

$$N_{\max} = \frac{945.86}{6} = 157.64 \text{ t} \quad \text{effort vertical}$$

#### \* Moment le long du pieu

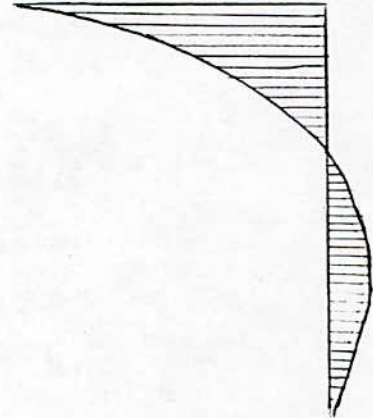
$$\lambda = 0.265 \quad \chi_{\phi H} = 1.39$$

$$\lambda l = 6.490 \quad \chi_{\phi M} = 1.60$$

$$M^* = \frac{\chi_{\phi H} \cdot H}{\chi_{\phi M} \cdot \lambda} = -178 \text{ tm}$$

$$M(Z) = \chi_{\phi M} \times M^* + \chi_{\phi H} \times \frac{H}{\lambda}$$

$$M(Z) = -178 \chi_{\phi M} + 205 \chi_{\phi H}$$



Z	0.01	0.11	0.21	0.31	0.41	0.51	0.61	0.71	0.81
M(Z) (t)	-178	-110	-55	-32	13	26	25	17	10

### B. Ferrailage

En tête de pieu :  $N_{\max} = 157.64 \text{ t}$

$$H_{\max} = 54.42 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 178 \text{ tm}$$

$e = \frac{M}{N} = 1.13 \text{ m} > \frac{R}{4} = 0.15 \text{ m}$  donc la section est partiellement comprimée.

On trouve

$$A_s = 108 \text{ cm}^2$$

Choix : 22 HA25 = 108.02 cm<sup>2</sup>, t = 11 cm

## Conclusion

Dans cette présente étude, nous avons calculé la dalle par la méthode classique de calcul de dalles soumises à des charges concentrées, nous avons aussi dimensionné les appareils d'appuis en effectuant les vérifications nécessaires, le calcul des appuis a aussi été traité dans son ensemble.

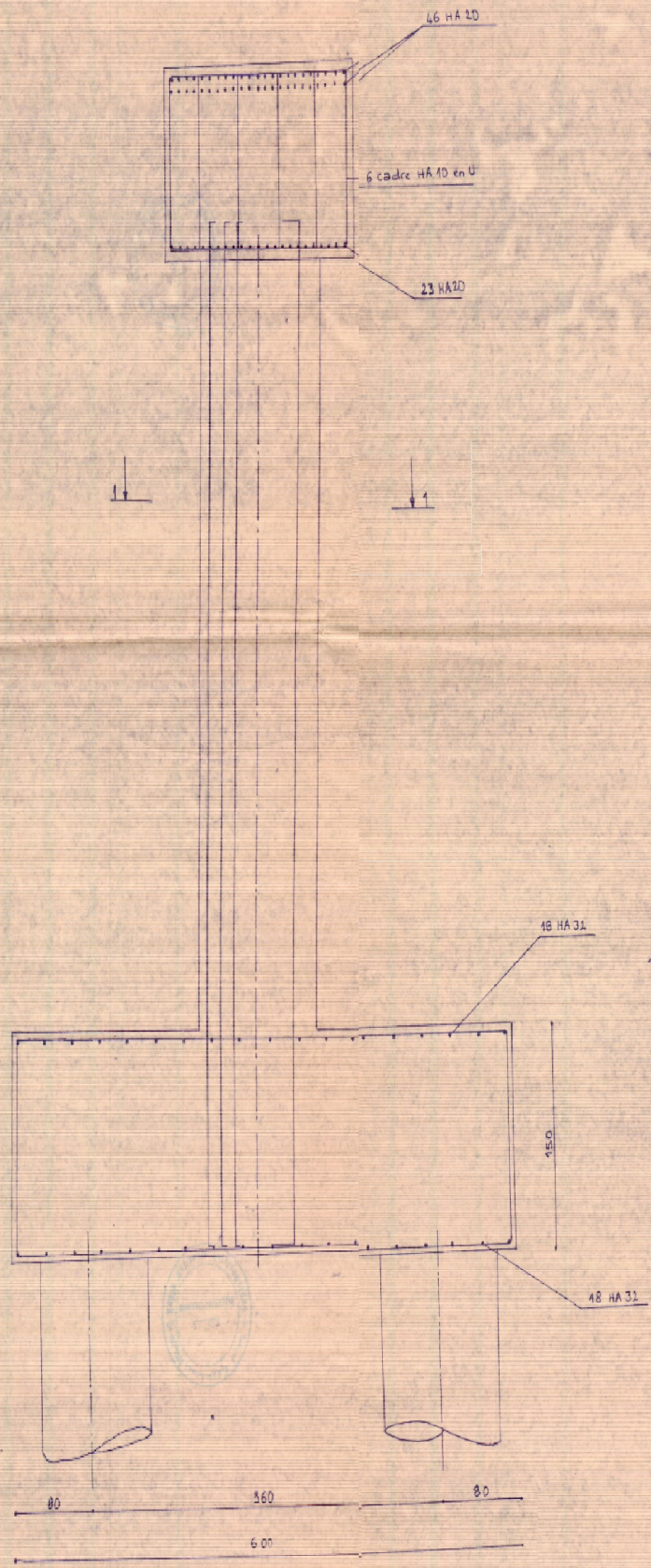
Mais surtout, nous avons exposé puis utilisé la méthode dite de Courbon permettant d'étudier le grillage de poutres formé d'entretoises et de poutres principales.

Il est vrai que le calcul des fondations n'a pas été détaillé mais notre travail pourra éventuellement être complété en introduisant cette partie.

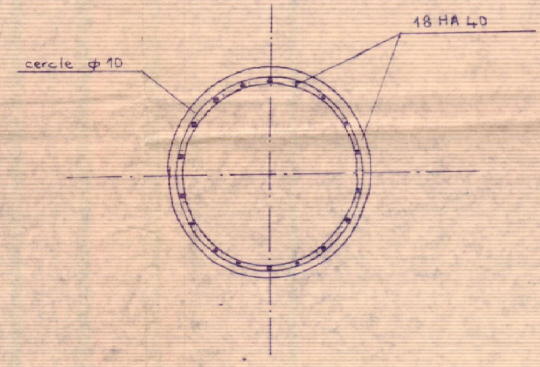
## BIBLIOGRAPHIE

- Aide mémoire de béton armé.
  - V. Davidovici-
  
- Cours de mécanique des sols.
  - COSTET-SANGLERAT-
  
- Cahier des prescriptions communes.
  - Ministère des travaux publics.
  
- Appuis des tabliers.
  - SETRAT.
  
- Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles B.A.E.L 83.
  - P. CHARON.
  
- Cours de ponts - Mr Zoukh - Ecole nationale polytechnique (1994).

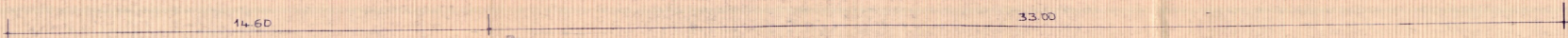
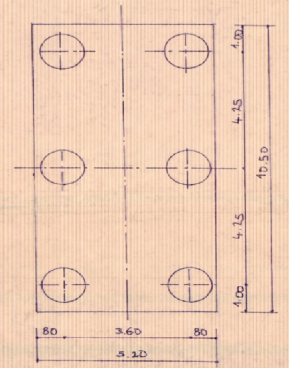
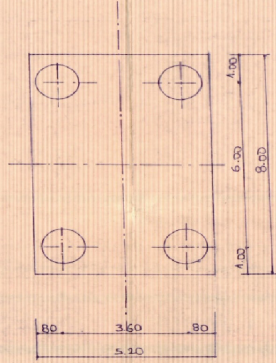
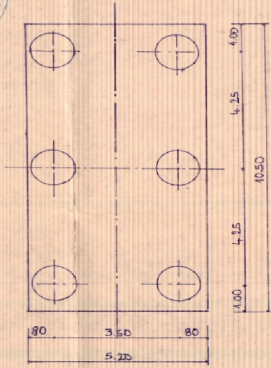




COUPE 1-1

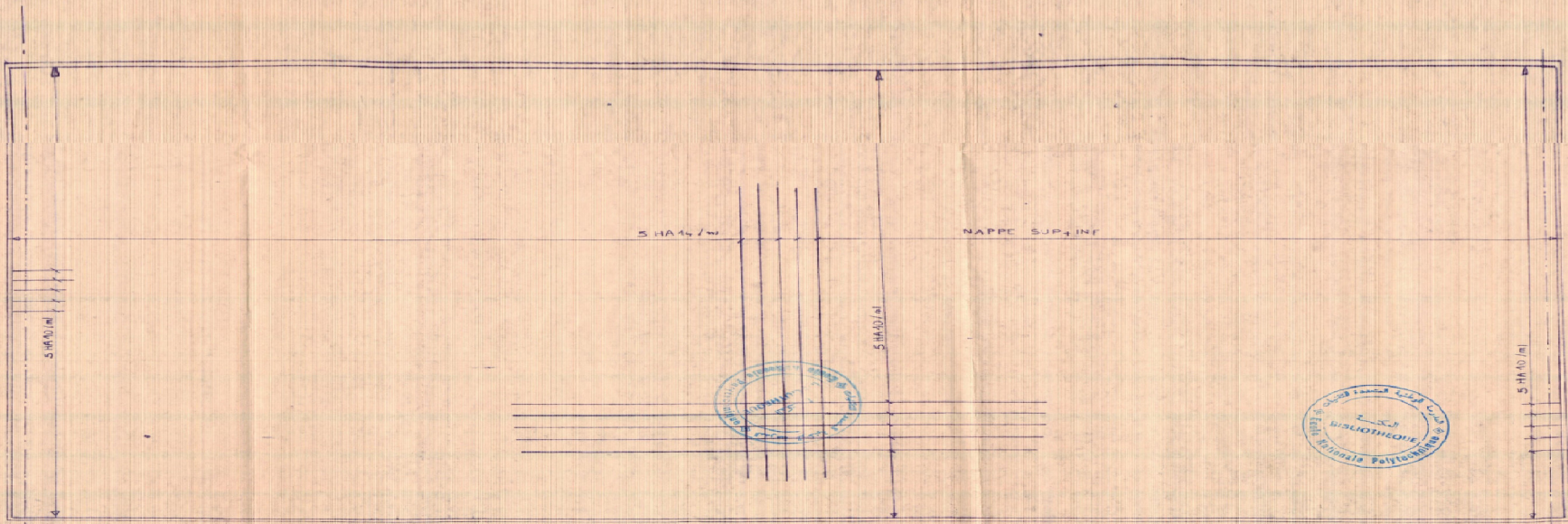


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
E. N. P.			
PLAN FERRAILLAGE DE LA PILE			
Proposé par: ENGOA	Etudié par: S. ZARROUK	Dirigé par: M. ZOUKH	JUILLET 1994

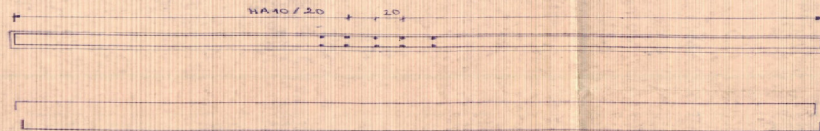


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
E.N.P			
PLAN DE BATTAGE			
Proposé par: ENGOA	Etudié par: S. ZARROUK	Dirigé par: M. ZOUKH	JUILLET 1994

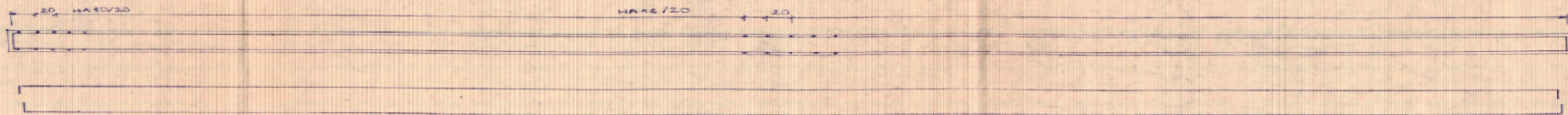
# VUE EN FLAN



## COUPE TRANSVERSALE



## COUPE LONGITUDINALE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
E. N. P.			
PLAN FERRAILLAGE DE LA DALLE			
Proposé par: ENGOA	Etudié par: S. ZAAROUK	Dirigé par: MCZOUKH	JUILLET 1984