

وزارة التعليم و البحث العلمي  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE - CIVIL



2ex

# PROJET DE FIN D'ETUDES

### SUJET

PONT A POUTRES  
EN BETON PRECONTRAINTE

Proposé par :  
SO.NA.T.R.O

Etudié par : M<sup>lles</sup>  
HADJ-HAMDI . S  
BOULGHALEGH . H

Dirigé par : M. ZOUKH

PROMOTION : JANVIER 86

Hady

PONT A POUTRES  
EN BETON  
PRECONTRAIN

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

مَدَقُ اللَّهِ الْعَظِيمِ

## REMERCIEMENTS

Nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin, à notre formation universitaire et à l'étude de ce projet.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة  
BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique



## TABLE DES MATIERES

- Chapitre 1 : Introduction
- Chapitre 2 : Caractéristiques des matériaux utilisés.
- Chapitre 3 : Calcul pratique des caractéristiques de la poutre
- Chapitre 4 : Efforts sollicitant chaque travée de pont
- Chapitre 5 : Calcul des efforts dans les poutres
- Chapitre 6 : Calcul des moments fléchissants dans les entretoises
- Chapitre 7 : Calcul du plâtelage
- Chapitre 8 : Etude de la précontrainte des poutres
- Chapitre 9 : Calcul des pertes et chûtes de tension
- Chapitre 10 : Vérification des contraintes normales
- Chapitre 11 : Vérification des contraintes tangentes
- Chapitre 12 : Vérification à la rupture
- Chapitre 13 : Etude de la zone d'about
- Chapitre 14 : Calcul des déformations
- Chapitre 15 : Joints de chaussée
- Chapitre 16 : Etude des entretoises d'about
- Chapitre 17 : Dimensionnement des appareils d'appuis
- Chapitre 18 : Vérification des appareils d'appuis
- Chapitre 19 : Répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure
- Chapitre 20 : Etude de la pile
- Chapitre 21 : Etude de la culée
- Chapitre 22 : Etude des fondations

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

## INTRODUCTION

le projet qui nous a été confié consiste en l'étude d'un pont droit à poutres multiples en béton précontraint. Il sera construit entre Oued Ouchaih et Bach Djarah. C'est un pont à 2 travées isostatiques ayant chacune une portée de 29,5 m reposant sur 2 culées extrêmes et une pile intermédiaire.

### Description de L'ouvrage:

- le tablier est composé de :
  - Six poutres principales préfabriquées, espacées de 1,84 m et solidarisées entre elles par des entretoises au niveau des abouts.
  - la dalle en béton armé coulé sur place sur des dalles préfabriquées supportées par les poutres principales.
  - Revêtement de la chaussée d'épaisseur 8 cm, constitué :
    - chappe d'étanchéité ;
    - Une couche de béton de protection.
- la chaussée : Comporte deux voies de circulation faisant 4 m de large chacune.
- les trottoirs : Composés d'éléments préfabriqués et montés en place avec une certaine pente pour faciliter le ruissellement des eaux.
- les appuis :
  - la culée adoptée est une culée noyée en béton armé, comportant un mur garde grève, 2 murettes en retour, un chevetre supporté par 3 voiles reposant sur une semelle.
  - la pile est constituée de 3 fûts de forme cylindrique de 1,20 m de diamètre. Ces fûts sont maintenus en haut par le chevetre et en bas par la semelle.
- les fondations : les résultats de l'étude du sol ont conduit à opter pour des fondations profondes, elles seront constituées par des pieux forés en béton armé de 1,20 m de diamètre.

Remarque : le coffrage des poutres, le nombre de poutres donc l'entraxe de ces poutres nous a été donné.

On réalise la précontrainte des poutres avec une précontrainte multiforce (CCL) chaque câble est constitué de 7 torons de diamètre nominal 15,2 mm (7T15).

### Surcharges Admises:

Conformément aux prescriptions du cahier de charge, les surcharges à prendre en compte dans ce projet sont :

#### Surcharges civiles :

Justification des poutres: trottoirs,  $A(\ell)$ ,  $B_c$

Justification de la dalle: trottoirs,  $A(\ell)$ ,  $B_c$ ,  $B_t$ ,  $B_r$

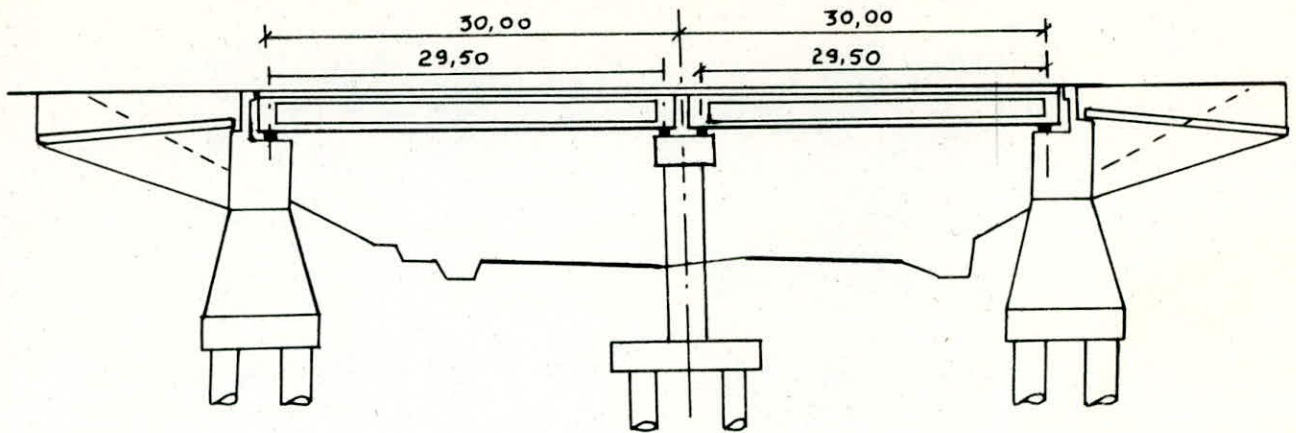
#### Surcharges militaires :

Seule la surcharge Mc120 sera prise en compte pour les poutres et la dalle.

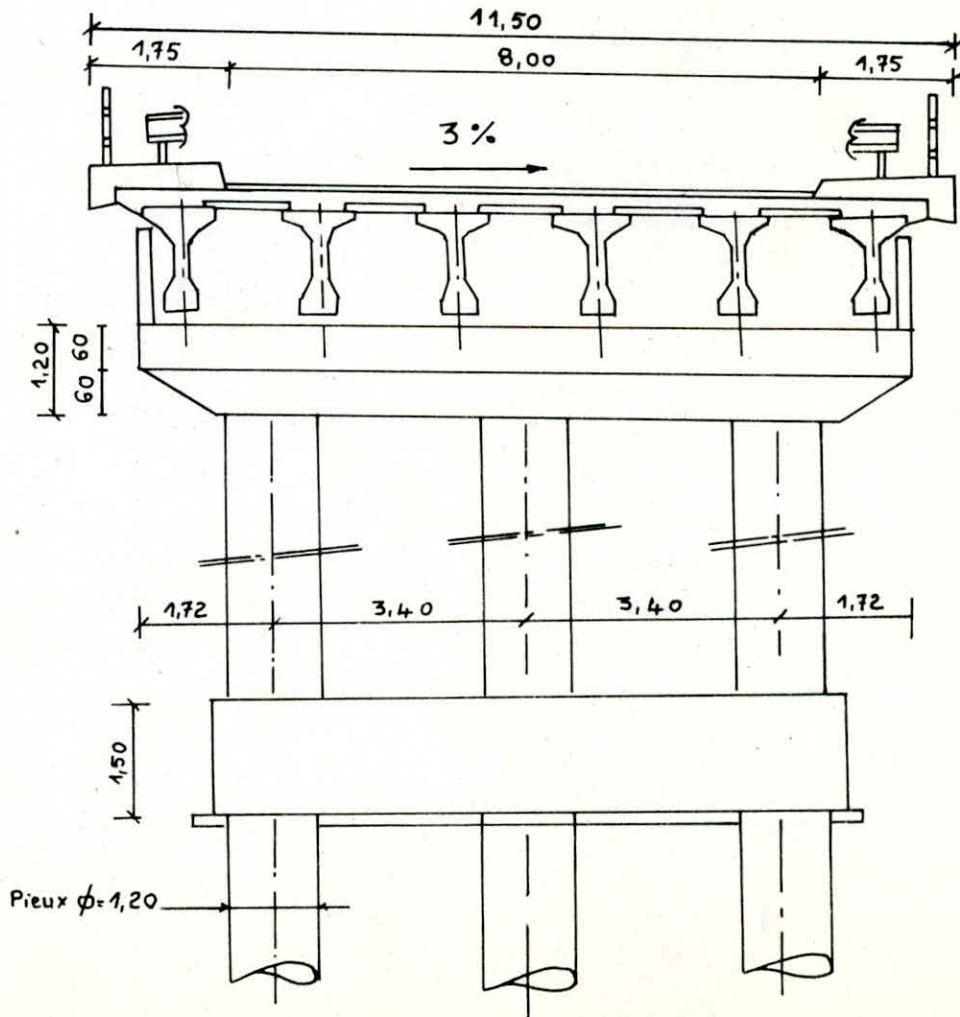
#### surcharge exceptionnelle :

Seul le convoi D sera considéré pour la justification des poutres et de la dalle.

COUPE LONGITUDINALE



COUPE TRANSVERSALE





## CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES

### 1. Béton armé :

- Béton : le béton utilisé dans La construction de L'ouvrage sera conforme aux règles C.C.B.A 68.
  - ciment C.P.A 325
  - Dosage du béton 400 kg/cm<sup>2</sup>.
  - Contrôle strict
  - Diamètre des plus gros granulats C<sub>g</sub> = 25 mm.

### Contrainte admissible de Compression :

D'après L'article 94 du CCBA 68 .

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28} \quad \sigma'_{28} = 300 \text{ bars}$$

$\alpha$  : Coefficient qui dépend de la classe du ciment ( $\alpha=1$  ciment de classe 250/325)

$\beta$  : Coefficient qui tient compte de la nature du contrôle ( $\beta=1$  Contrôle Strict)

$\gamma$  : Coefficient dépendant de l'épaisseur relative des éléments et des dimensions des granulats ( $\gamma=1$ ,  $\frac{hm}{4C_g} > 1$ ; hm: épaisseur de la pièce)

$\delta$  : dépend du type de sollicitation  $\delta = \begin{cases} 0,3 & \text{en Compression Simple.} \\ 0,6 & \text{en flexion Simple.} \end{cases}$

$\epsilon$  : dépend de la forme de la section et de la nature de sollicitation

$\epsilon=1$  en flexion simple pour les sections rectangulaires.

$\epsilon=1$  en Compression Simple.

Pour les autres cas  $0,5 \leq \epsilon \leq 0,1$

En Compression Simple  $\bar{\sigma}'_b = 90 \text{ bars.}$

En flexion Simple  $\bar{\sigma}'_b = 180 \text{ bars.}$

### Contrainte de traction :

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28} \quad \text{avec } \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,0250$$

$$\bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ bars.}$$

### • Aciers

Contrainte de traction admissible  $\bar{\sigma}_a = \beta_a \cdot \sigma_{en}$

$\sigma_{en}$  : Contrainte d'élasticité nominale

$\beta_a = 2/3$  pour les sollicitation du 1<sup>er</sup> genre

Aciers utilisés : Fe E 40, HA

Diamètre		$\phi \leq 20 \text{ mm}$	$\phi > 20 \text{ mm}$
$\sigma_{en}$	kg/cm <sup>2</sup>	4200	4000
	bars	4120	3920
$\frac{1}{6} \sigma_a$	kg/cm <sup>2</sup>	2800	2667
	bars	2746	2613

### Contrainte de traction imposée par la condition de non fissuration :

On peut être amené à utiliser pour  $\bar{\sigma}_a$  Une valeur inférieure afin de limiter la fissuration (CCBA 68 Art 49).

La valeur à considérer pour  $\bar{\sigma}_a$  sera limitée à la plus grande des valeurs

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \quad \bar{\sigma}_a = \max \begin{cases} \sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} \\ \sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{K \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} \end{cases}$$

$\phi$  : diamètre nominal de la plus grosse des barres tendues en [mm].

K : Coefficient dépendant de l'importance de la fissuration.

K = 1,5  $\cdot 10^6$  : fissuration peu nuisible.

K = 1  $\cdot 10^6$  : fissuration préjudiciable.

K = 0,5  $\cdot 10^6$  : fissuration très préjudiciable.



$\eta$ : coefficient = 1 pour les Aciers ADX  
= 1,6 pour les Aciers HA

$\bar{\omega} = \frac{A}{B_f}$  pourcentage de fissuration  $\left\{ \begin{array}{l} A = \text{section totale des barres tendues} \\ B_f = \text{section d'enrobage de ces barres} \end{array} \right.$

$\bar{\sigma}_b$ : Contrainte de référence du béton en traction.

Contrainte admissible de traction pour les armatures d'âme :

Pour pouvoir utiliser des armatures d'âme droites il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si} \quad \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \\ \sigma_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}_b \quad \text{si} \quad \bar{\sigma}'_{b_0} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b_0} \end{array} \right.$$

dans ce cas  $\bar{\sigma}_{at} = \beta_{at} \cdot \sigma_{ent}$

$$\text{avec } \beta_{at} = \begin{cases} 2/3 & \text{si il ya reprise de bétonnage} \\ \max \left\{ \left(1 - \frac{\sigma_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right); 2/3 \right\} & \text{sinon.} \end{cases}$$

Contrainte d'adhérence admissible :

$$\bar{\tau}_d = \begin{cases} 2 \psi_d \bar{\sigma}_b & (\text{pour les poutres}) \\ 2,5 \psi_d \bar{\sigma}_b & (\text{dalles + hourdis}) \end{cases}$$

$\psi_d$ : coefficient de scellement droit

( $\psi_d = 1,5$  pour Acier H.A)

$\bar{\sigma}_b$ : contrainte de référence du béton.

Homogénéité des Résistances Acier - béton :

la résistance du béton doit être en rapport avec celle des armatures

$$\bar{\sigma}'_{b_0} > 20 (1 + 1,25 \psi_d) \quad [\text{en bars}]$$

$$\psi_d = 1,5 \rightarrow \bar{\sigma}'_{b_0} = 90 \text{ bars} > 20 (1 + 1,25 \cdot 1,5) = 57,5 \text{ bars.}$$

## 2 - Béton précontraint : • Béton

Résistance nominale : - compression :  $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$ .

- traction :  $\sigma_n = \sigma_{28} = 7 + 0,06 \sigma'_{28} = 31 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes admissibles : Selon les dispositions de L'IP1 les contraintes admissibles sont :

$$\text{En Compression} \quad \bar{\sigma}' = \begin{cases} 0,42 \sigma'_n = 168 \text{ kg/cm}^2 & \text{en service} \\ 0,55 \sigma'_n = 220 \text{ kg/cm}^2 & \text{en construction} \end{cases}$$

$$\text{En traction} \quad \bar{\sigma} = \begin{cases} 0,42 \sigma_n = 13,02 \text{ kg/cm}^2 & \text{en service} \\ 0,55 \sigma_n = 17,05 \text{ kg/cm}^2 & \text{en construction} \end{cases}$$

### • Armatures

les câbles utilisés sont du type 7T15 CCL Multiforce, L'ancrage est du type actif-actif (à clavettes)

les caractéristiques données par le constructeur sont les suivantes:

- Module d'élasticité  $E_a = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- Contraintes de rupture garantie  $R_g = 184,90 \text{ kg/cm}^2$
- Contraintes de déformation garantie  $T_g = 15720 \text{ kg/cm}^2$
- section utile d'un câble  $w = 9,73 \text{ cm}^2$
- Diamètre intérieur de la gaine  $\phi_i = 5,5 \text{ cm}$
- Diamètre extérieur de la gaine  $\phi_e = 6,1 \text{ cm}$
- Coefficient de frottement câble-gaine  $f = 0,17$ .
- Perte de tension relative par mètre  $\varphi = 0,0016$ .
- Perte par blocage d'ancrage  $g = 5 \text{ mm}$ .
- Rayon de courbure minimum du câble  $R = 8 \text{ m}$
- Relaxation à 1000 heures = 2,5 %
- Relaxation à 3000 heures = 3 %

# CALCUL PRATIQUE DES CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE

## 1. Dimensionnement des poutres :

• hauteur de La poutre: La hauteur  $h_t$  d'une poutre en béton précontraint ayant une portée  $L > 20$  m peut-être prise en respectant les inégalités suivantes :

$$\frac{L}{20} - 0,2 \leq h_t \leq \frac{L}{20} + 0,50$$

dans notre cas  $L = 29,50$  m donc  $1,275 \leq h_t \leq 1,950$  m

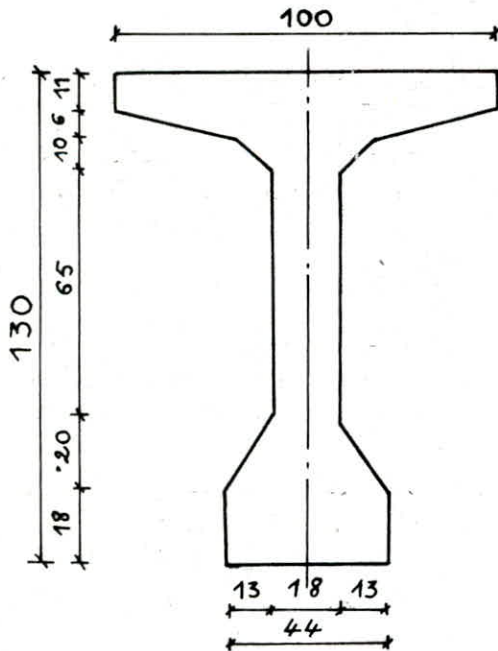
• Epaisseur de L'âme :

valeur minimale à mi-travée  $b_0 = 9 + \frac{h_t}{40}$  [cm]

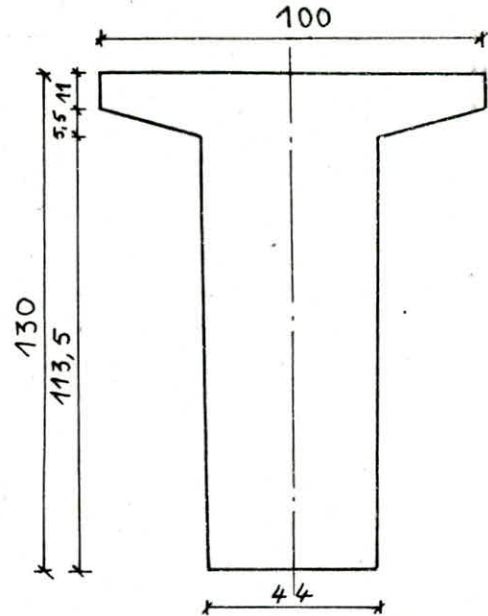
Les dimensions des poutres dans notre cas sont les suivantes :

Hauteur totale	: $h_t = 1,30$ m
Largeur de La table	: $b = 1,00$ m
Epaisseur de L'âme	:
en travée	: $b_0 = 18$ cm
à L'about	: $b'_0 = 44$ cm
Largeur du talon	: $b = 44$ cm.

Section en travée de La poutre seule.



Section d'about de La poutre seule.



## 2. caractéristiques des sections brutes :

On divise La section de La poutre en surfaces géométriques simples (rectangles, triangles...), on calcule sa surface  $B$  (section brute), Le moment statique  $S_{\Delta}$  brute et le moment d'inertie  $I_{\Delta}$  brute.

( $\Delta$ ) c'est un axe pris au niveau de La fibre supérieure

$S_{\Delta \text{ brut}}$  : est le moment statique par rapport à l'axe ( $\Delta$ )

$I_{\Delta \text{ brut}}$  : est le moment d'inertie par rapport à l'axe ( $\Delta$ ), se détermine de la manière suivante :

- Pour les rectangles de hauteur  $h$  dont un côté coïncide avec ( $\Delta$ ) on a :

$$I_{\Delta} = \frac{bh^3}{3} \quad \text{or} \quad S_{\Delta} = \frac{bh^2}{2}$$

d'où  $I_{\Delta} = S_{\Delta} \cdot z'$  avec  $z' = \frac{2}{3}h$

- Pour les autres rectangles ou triangles, on applique le théorème de Huygens

$$I_{\Delta} = I_0 + B_0 z^2$$

$B_0$  = Aire de la surface considérée

$I_0$  = moment d'inertie par rapport au centre de gravité de la surface considérée.

$z$  = distance entre l'axe passant par le centre de gravité de la surface et l'axe ( $\Delta$ ).

Dans ce cas  $z' = z$  (pour obtenir  $B_0 z^2 = S_{\Delta} \cdot z'$ )

Pour calculer  $I_0$  (moment d'inertie propre) nous rappelons que pour un rectangle

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} \quad \text{et pour un triangle} \quad I_0 = \frac{bh^3}{36}$$

### 3- Sections nettes :

Comme on ne connaît pas encore le nombre de câble, nous allons estimer les valeurs des caractéristiques géométriques des sections nettes :

$$B_{\text{nette}} = 0,95 B_{\text{brute}} ; \quad I_{\Delta \text{ net}} = 0,90 I_{\Delta \text{ brut}} \quad \text{et} \quad S_{\Delta \text{ net}} = 0,92 S_{\Delta \text{ brut}}$$

La position du centre de gravité se détermine ainsi

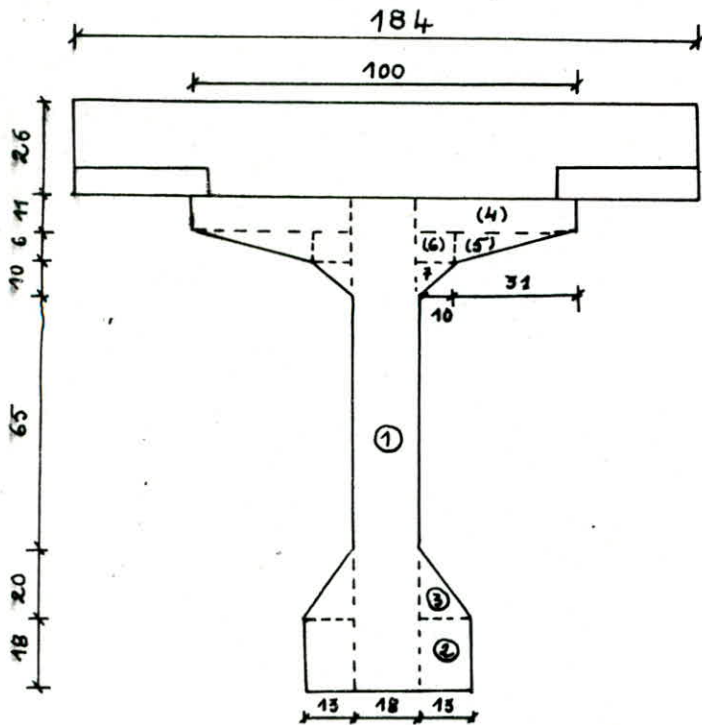
$$v = \frac{S_{\Delta \text{ net}}}{B_{\text{nette}}} \quad v' = h_f - v$$

Le moment d'inertie net par rapport au centre de gravité  $G$  est donné par :

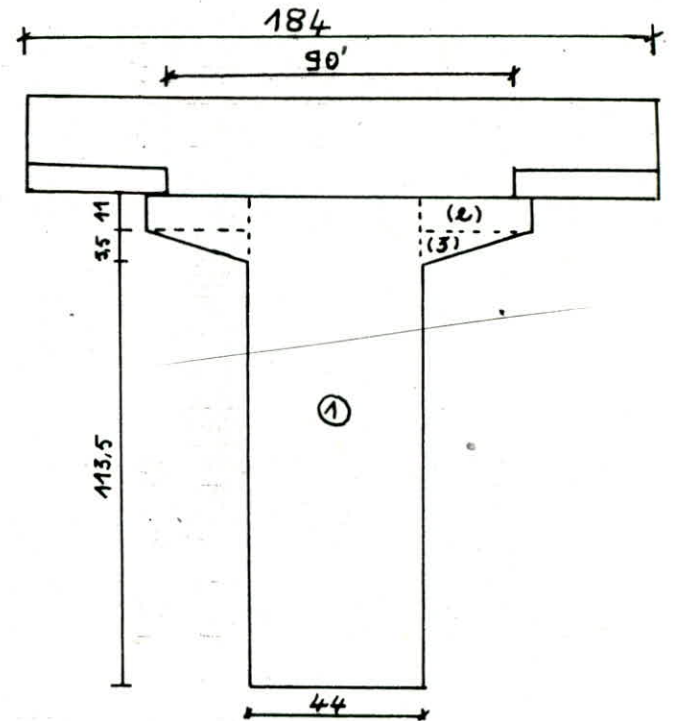
$$I_{G \text{ net}} = I_{\Delta \text{ net}} - S_{\Delta \text{ net}} \cdot v$$



Section de La poutre avec dalle en travée



Section de La poutre avec dalle à l'about

Caractéristique géométrique de La poutre sans dalle en travée

Designation des parties	Dimensions [cm]	Aire B [cm <sup>2</sup> ]	Z [cm]	S <sub>Δ</sub> = B · Z [cm <sup>3</sup> ]	Z' [cm]	I <sub>Δ</sub> = S <sub>Δ</sub> · Z' [cm <sup>4</sup> ]
Ame (1)	130 × 18	2340	65	152 100	86,667	13182050,700
talon rectangulaire (2)	13 × 18 × 2	468	121	566 28	121	6851988,000
I <sub>o</sub> (2)	13 (18) <sup>3</sup> × $\frac{2}{12}$					12636,000
Gousset sur talon (3)	13 × 20 × $\frac{2}{2}$	260	105,333	27386,580	105,333	2884710,631
I <sub>o</sub> (3)	13 (20) <sup>3</sup> × $\frac{2}{12}$					5777,778
table rectangulaire (4)	41 × 11 × 2	902	5,5	4961	7,333	36379,013
triangle sous table (5)	31 × 6 × $\frac{2}{2}$	186	13	2418	13	31434,000
I <sub>o</sub> (5)	31 (6) <sup>3</sup> × $\frac{2}{12}$					372,000
rectangle sous table (6)	10 × 6 × 2	120	14	1680	14	23520,000
I <sub>o</sub> (6)	10 (6) <sup>3</sup> × $\frac{2}{12}$					360,000
Gousset sous table (7)	10 × 10 × $\frac{2}{2}$	100	20,333	2033,300	20,333	41343,089
I <sub>o</sub> (7)	10 (10) <sup>3</sup> × $\frac{2}{12}$					555,556
B <sub>brute</sub> , S <sub>Δbr</sub> , I <sub>Δbr</sub>		4376		247206,880		23071126,770
B <sub>nette</sub> , S <sub>Δnet</sub> , I <sub>Δnet</sub>		4157,200		227430,330		20764014,090

a) position du centre de gravité :

$$v = \frac{S_{\Delta net}}{B_{nette}} = 54,71 \text{ cm et } v' = h_f \cdot v = 75,29 \text{ cm}$$

b)  $I_{G net} = I_{\Delta net} - S_{\Delta net} \cdot v = 8311300,736 \text{ cm}^4$ c) rayon de giration  $i^2 = \frac{I_{G net}}{B_{nette}} = 1999,254 \text{ cm}^2$



d) Coefficient de rendement  $\rho = \frac{i^2}{v v'} = 0,485$

Caracteristique geometrique de La poutre avec dalle en travée

Designation des parties	Dimensions	Aire B [cm <sup>2</sup> ]	Z [cm]	S <sub>Δ</sub> = B.Z [cm <sup>3</sup> ]	Z' [cm]	I <sub>Δ</sub> = S <sub>Δ</sub> .Z' [cm <sup>4</sup> ]
Ame (1)	130 x 18	2340	91	212940	91	19377540
I <sub>o</sub> (1)	$\frac{18(130)^3}{12}$					3295500
Talon rectangulaire (2)	13 x 18 x 2	468	147	68796	147	10113012
I <sub>o</sub> (2)	$\frac{13(18)^3 \times 2}{12}$					12636
Gouset sur talon (3)	$\frac{13 \times 20 \times 2}{2}$	260	131,333	34146,580	131,333	4484572,791
I <sub>o</sub> (3)	$\frac{13(20)^3 \times 2}{36}$					5777,778
table rectangulaire (4)	41 x 11 x 2	902	31,5	28413	31,5	895009,500
I <sub>o</sub> (4)	$\frac{41(11)^3 \times 2}{12}$					9095,167
triangle sous table (5)	$\frac{31(6) \times 2}{2}$	186	39	7254	39	282906
I <sub>o</sub> (5)	$\frac{31(6)^3 \times 2}{36}$					372
rectangle sous table (6)	6 x 10 x 2	120	40	4800	40	192000
I <sub>o</sub> (6)	$\frac{10(6)^3 \times 2}{12}$					360
Gouset sous table (7)	$\frac{10 \times 10 \times 2}{2}$	100	46,333	4633,300	46,333	214674,689
I <sub>o</sub> (7)	$\frac{10(10)^3 \times 2}{36}$					555,556
dalle	184 x 26	4784	13	62192	17,333	1077973,936
B <sub>brute</sub> , S <sub>Δbrut</sub> et I <sub>Δbrut</sub>		9160		423174,88		39961985,420
B <sub>nette</sub> , S <sub>Δnet</sub> et I <sub>Δnet</sub>		8702		389320,890		35965786,880

a) position du centre de gravité :

$$v = \frac{S_{\Delta net}}{B_{nette}} = 44,74 \text{ cm et } v' = 111,26 \text{ cm}$$

b)  $I_{G net} = I_{\Delta net} - S_{\Delta net} \cdot v = 18547570,260 \text{ cm}^4$

c) rayon de giration  $i^2 = \frac{I_{G net}}{B_{nette}} = 2131,415 \text{ cm}^2$

d) Coefficient de rendement :

$$\rho = \frac{i^2}{v v'} = 0,428$$

### Caractéristique géométrique de La poutre sans dalle à l'about

Designation des parties	Dimensions [cm]	Aire B [cm <sup>2</sup> ]	Z [cm]	S <sub>Δ</sub> = B.Z [cm <sup>3</sup> ]	Z' [cm]	I <sub>Δ</sub> = S <sub>Δ</sub> .Z' [cm <sup>4</sup> ]
Ame (1)	44 x 130	5720	65	371800	86,667	32222790,600
table rectangulaire (2)	28 x 11 x 2	616	5,5	3388	7,333	24844,204
triangle sous table (3)	$\frac{28 \times 28 \times 2}{2}$	154	12,833	1976,282	12,833	25361,627
I <sub>o</sub> (3)	$\frac{28(5,5)^3}{36}$					129,403
B <sub>brut</sub> , I <sub>Δbrut</sub> et S <sub>Δbrut</sub>		6490		377164,282		32273125,830
B <sub>net</sub> , S <sub>Δnet</sub> et I <sub>Δnet</sub>		6165,5		346991,139		29045813,250

a)  $v = 56,28 \text{ cm}$        $v' = 73,72 \text{ cm}$

b) I<sub>Gnet</sub> = I<sub>Δnet</sub> - S<sub>Δnet</sub>.v = 9517151,947 cm<sup>4</sup>

c) rayon de giration  $i^2 = 1543,614 \text{ cm}^2$

d) coefficient de rendement  $\rho = 0,372$ .

### Caractéristique géométrique de La poutre avec dalle à l'about.

Designation des parties	Dimensions [cm]	Aire B [cm <sup>2</sup> ]	Z [cm]	S <sub>Δ</sub> = B.Z [cm <sup>3</sup> ]	Z' [cm]	I <sub>Δ</sub> = S <sub>Δ</sub> .Z' [cm <sup>4</sup> ]
Ame (1)	44 x 130	5720	91	520520	91	47367320
I <sub>o</sub> (1)	$\frac{44 \times (130)^3}{12}$					8055666,667
table rectangulaire (2)	28 x 11 x 2	616	31,5	19404	31,5	611226
I <sub>o</sub> (2)	$\frac{28(11)^3}{12}$					3105,667
triangle sous table (3)	$\frac{28 \times 5,5 \times 2}{2}$	154	38,833	5980,282	38,833	232232,291
I <sub>o</sub> (3)	$\frac{28(5,5)^3}{36}$					129,403
dalle	184 x 26	4784	13	62192	17,333	1077973,936
B <sub>brut</sub> , S <sub>Δbrut</sub> et I <sub>Δbrut</sub>		11274		608096,282		57347653,960
B <sub>net</sub> , S <sub>Δnet</sub> et I <sub>Δnet</sub>		10719,3		559448,579		51612888,570

a)  $v = 52,23 \text{ cm}$        $v' = 103,77 \text{ cm}$

b) I<sub>Gnet</sub> = 22392889,29 cm<sup>4</sup>

c) rayon de giration  $i^2 = 2090,781 \text{ cm}^2$

d) coefficient de rendement  $\rho = 0,386$ .



## EFFORTS SOLLICITANT CHAQUE TRAVÉE DE PONT

on étudie une seule travée qui a une portée  $L = 29,5 \text{ m}$

### 1. Calcul des efforts:

#### 1.1 sous charges permanentes G

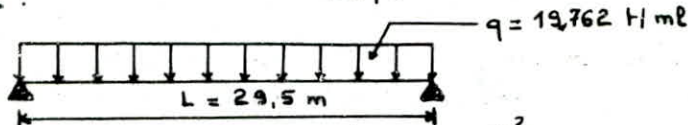
Poutre	:	$6 \cdot \frac{1}{2} \cdot (0,4376 + 0,6490) \cdot 2,5 \cdot 30,45$	=	248,152 t
Dalle + prédalle	:	$2,5 \cdot 0,26 \cdot 30,45 \cdot (11,5 - 0,35 \cdot 2)$	=	213,759 t
Trottoirs et Corniches	:	$2,5 \cdot (1,75 \cdot 0,21 + 0,21 \cdot 0,35) \cdot 2 \cdot 30,45$	=	67,142 t
Revetements	:	$2,35 \cdot 0,08 \cdot 8 \cdot 30,45$	=	45,797 t
Glissière + Garde Corps	:	$0,070 \cdot 2 \cdot 30,45$	=	4,263 t
Entretoises	:	$2,5 (5 \cdot 1,211 + 0,151) \cdot 0,25 \times 2$	=	3,879 t

$$G = 582,992 \text{ t}$$

### Moments flechissants:

$$q = \frac{G}{L} = \frac{582,992}{29,5} = 19,762 \text{ t/ml}$$

schéma statique :



à une distance  $x$ ,  $M_0(x) = q \frac{L}{2} x - q \frac{x^2}{2}$

Sections	0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
$M_0$ [t.m]	0	940,509	1612,301	2015,377	2120,333	2149,735

Efforts tranchants  $T(x) = q \frac{L}{2} - qx = q(\frac{L}{2} - x)$

sections	0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
T [t]	291,490	218,617	145,745	72,872	34,089	0

### 1.2 sous surcharges A(l):

caractéristiques du pont:

- Largeur routable :  $l_r = l_s = 8 \text{ m}$
- Nombre de voie :  $N = \frac{l_s}{l_v} = 2,66 \quad N = 2$
- Largeur de la voie :  $l_v = \frac{l_s}{3} = 4 \text{ m}$
- classe du pont :  $l_r > 7 \text{ m}$  donc c'est un pont de première classe.

La masse  $A(l)$  est donnée par la formule suivante:

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

$A(l)$  : exprimé en  $\text{kg/cm}^2$

L : donnée par la ligne d'influence

$$A = K \cdot A(l) \cdot \frac{l_0}{l_v} \quad \text{avec}$$

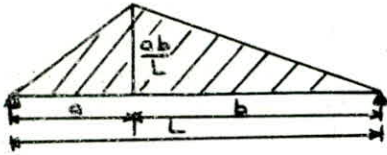
du pont,  $K = 1$  pour une voie chargée

$K = 1$  pour deux voies chargées.

$l_0$  : varie selon la classe du pont,  $l_0 = 3,50 \text{ m}$  (Pont de 1<sup>ère</sup> classe).

### Moment flechissant:

trçons La L.I du moment flechissant pour une section distante de "a" de l'appui de gauche.



le moment est maximum si on charge toute la travée  $L = 29,5\text{ m}$

$$A(\rho) = 230 + \frac{36\,000}{29,5 + 12} = 1097,47 \text{ kg/cm}^2$$

Pour une voie chargée :  $A = 1 \cdot 1097,47 \cdot \frac{3,50}{4,00} = 960,286 \text{ kg/m}^2$

$$q = A \cdot l_v = 960,286 \cdot 4 = 3,841 \text{ t/ml}$$

Pour deux voies chargées :

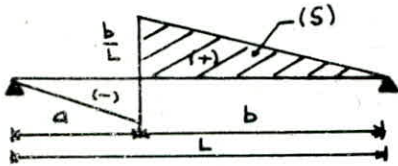
$$q = A \cdot 2 \cdot l_v = 960,286 \cdot 2 \cdot 4 = 7,682 \text{ t/ml}$$

$$M = q \cdot s \text{ avec } s = \frac{a \cdot b}{2}$$

Sections		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
$\Sigma E$	1 voie	0	182,800	313,372	391,714	412,114	417,829
	2 voies	0	365,586	626,744	783,429	824,228	835,658

L'effort tranchant:

la ligne d'influence de L'effort tranchant pour une section distante de "a" de L'appui de gauche.



$$S_{\max} = \frac{b^2}{2L}$$

$$T = q \cdot s = q \frac{b^2}{2L}$$

Sections		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
$\Sigma T$	1 voie	56,655	43,376	31,868	22,131	17,670	14,164
	2 voies	113,310	86,753	63,737	44,262	35,341	28,327

1.3 Sous surcharges de trottoirs:

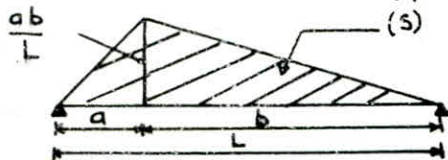
La charge uniformément répartie  $q = 0,150 \text{ t/m}^2$

1 trottoir chargé :  $q = 0,150 \cdot l_t = 0,150 \cdot 1,75 = 0,263 \text{ t/ml}$

2 trottoirs chargés :  $q = 0,150 \cdot 2 \cdot l_t = 0,150 \cdot 2 \cdot 1,75 = 0,526 \text{ t/ml}$

Moment fléchissant :

La ligne d'influence du moment fléchissant au droit de la section distante de "a" de L'appui de gauche.

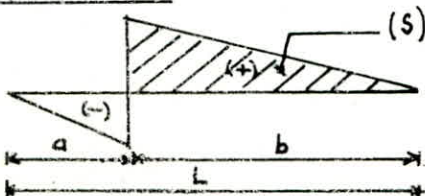


$$s = \frac{a \cdot b}{2}$$

$$M = q \cdot s = q \cdot \frac{a \cdot b}{2}$$

Sections		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
$\Sigma E$	1 trottoir	0	12,517	21,457	26,821	28,218	28,609
	2 trottoirs	0	24,986	42,833	53,541	56,329	57,110

L'effort tranchant: L.I au droit d'une section distante de "a" de L'appui de gauche



$$s = \frac{b^2}{2L}$$

$$T = q \cdot s$$



Sections		0	L/8	L/4	3L/8	"s"	L/2
T	1 trottoir	3,879	2,970	2,182	1,515	1,210	0,970
	2 trottoirs	7,744	5,929	4,356	3,025	2,415	1,936

1.4 Sous surcharge  $B_c$ : calcul du coefficient de majoration dynamique "S"

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

avec L : portée de la travée L = 29,5 m , P : poids total du tablier correspondant à la travée P = 382,992t , S : surcharge maximale qu'on peut appliquer à cette travée.  
 $S = n b_c \cdot 60$  [t]      n : nombre de convois ,  $b_c$  : Coefficient de pondération

• Pour un convoi  $B_c$ :

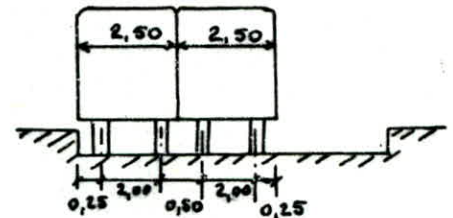
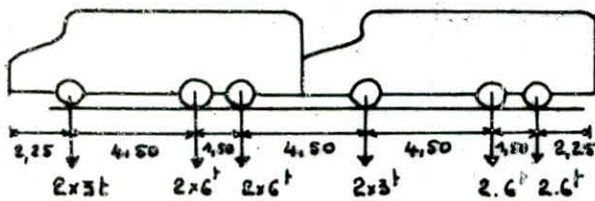
$$b_c = 1,2 \quad S = 1 \cdot 1,2 \cdot 60 = 72t \quad \rightarrow \quad S = 1,076$$

• Pour deux convois  $B_c$ :

$$b_c = 1,1 \quad S = 2 \cdot 60 \cdot 1,1 = 132t \quad \rightarrow \quad S = 1,090$$

On peut disposer sur notre pont deux convois de deux camions chacun la disposition des camions est comme suit :

longitudinalement ( masses relatives à une file de camions)

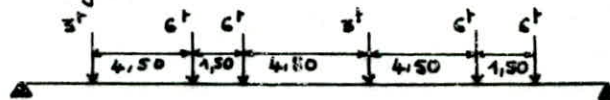


La charge  $P_k$  qui provoque le moment maximum répond à :

$$\sum_{k=1}^{n-1} P_k \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{k=1}^n P_k \quad \text{où } R \text{ est la résultante de charges}$$

$$R = \sum_{k=1}^n P_k$$

On s'intéresse à une file de roue



$$R = 30t$$

$$P_k = P_1 : 0 \leq \frac{30}{2} \leq 3 \quad \text{non}$$

$$P_k = P_2 : 3 \leq \frac{30}{2} \leq 9 \quad \text{non}$$

$$P_k = P_3 : 9 \leq \frac{30}{2} \leq 15 \quad \text{Oui}$$

$$P_k = P_4 : 15 \leq \frac{30}{2} \leq 18 \quad \text{Oui}$$

$$P_k = P_5 : 18 \leq 15 \leq 24 \quad \text{non}$$

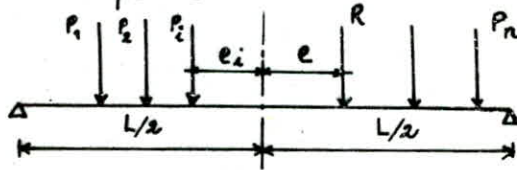
$$P_k = P_6 : 24 \leq 15 \leq 30 \quad \text{non.}$$

$P_3$  et  $P_4$  provoquent le moment maximum.

On utilise le théorème de Barré pour trouver la position de la section dangereuse.

### Théorème de Barré :

Le moment fléchissant dû aux charges mobiles au droit de la charge  $P_i$  sera maximum lorsque cette charge  $P_i$  et la résultante  $R$  de toutes les charges seront symétriques par rapport au centre de la poutre.



$$M_i = M_{\max} \text{ si } e_i = e = \frac{L}{2}$$

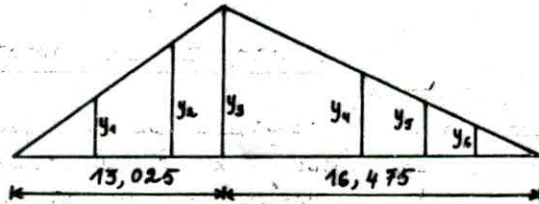
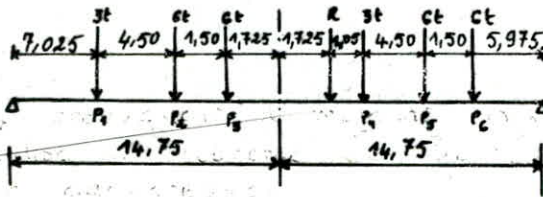
appliquons ce théorème pour les charges  $P_3$  et  $P_4$ .

• Pour la charge  $P_3$

Soit  $x$  la position de la résultante des charges par rapport à la charge  $P_1$

$$Rx = 6 \times 4,50 + 6 \times 6 + 3 \times 10,5 + 6 \times 15 + 6 \times 16,5 \quad \text{avec } R = 30t$$

$$x = 9,45$$



$$y_1 = 3,923 \text{ m}$$

$$y_4 = 5,287 \text{ m}$$

$$y_2 = 6,436 \text{ m}$$

$$y_5 = 3,300 \text{ m}$$

$$y_3 = 7,274 \text{ m}$$

$$y_6 = 2,638 \text{ m}$$

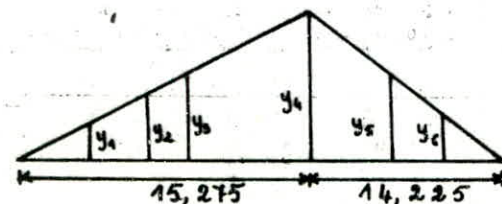
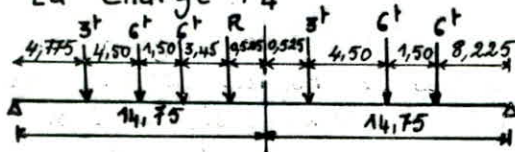
$$y_3 = \frac{a \cdot b}{L}$$

$$M = \sum_{\alpha=1}^6 P_{\alpha} y_{\alpha}$$

$$M = 3 \times 3,923 + 6 \times 6,436 + 6 \times 7,274 + 3 \times 5,287 + 6 \times 3,300 + 6 \times 2,638 = 145,518 t$$

$$\underline{M = 145,518 \text{ t.m}}$$

• Pour la charge  $P_4$



$$y_1 = 2,303 \text{ m}$$

$$y_4 = 7,366 \text{ m}$$

$$y_2 = 4,473 \text{ m}$$

$$y_5 = 5,036 \text{ m}$$

$$y_3 = 5,196 \text{ m}$$

$$y_6 = 4,259 \text{ m}$$

$$M = \sum_{\alpha=1}^6 P_{\alpha} y_{\alpha} = 142,791 \text{ t.m}$$

le moment maximum est provoqué par la charge  $P_3$   $M_{\max} = 145,518 \text{ t.m}$  pour une file de roue.

la section dangereuse se trouve à une distance  $a = 13,025 \text{ m}$  de l'appui de gauche.

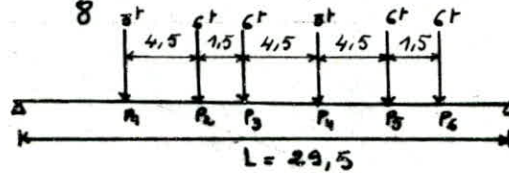
### Calcul des moments en différentes sections:

Le moment fléchissant dans une section distante de "a" de l'appui de gauche dû à un ensemble de charges est maximum au droit d'une charge  $P_i$  si la situation suivante est vérifiée :

- $\frac{1}{a} \sum_{\alpha=1}^i P_{\alpha} > \frac{1}{b} \sum_{\alpha=i+1}^n P_{\alpha}$  si on déplace  $P_i$  à gauche de la section.
- $\frac{1}{a} \sum_{\alpha=1}^{i-1} P_{\alpha} < \frac{1}{b} \sum_{\alpha=i}^n P_{\alpha}$  si on déplace  $P_i$  à droite de la section.

#### 1<sup>er</sup> Cas

Section à  $\frac{L}{8}$   $a = 3,688 \text{ m}$   $b = 25,812 \text{ m}$



- au droit de  $P_1$ 

$$\begin{cases} \frac{3}{3,688} > \frac{27}{25,812} \rightarrow 0,813 > 1,046 \\ \frac{0}{3,688} < \frac{30}{25,812} \rightarrow 0 < 1,162 \end{cases}$$
 non
- au droit de  $P_2$ 

$$\begin{cases} \frac{6}{3,688} > \frac{21}{25,812} \rightarrow 1,627 > 0,814 \\ \frac{0}{3,688} < \frac{27}{25,812} \rightarrow 0 < 1,046 \end{cases}$$
 Oui
- au droit de  $P_3$ 

$$\begin{cases} \frac{12}{3,688} > \frac{15}{25,812} \rightarrow 3,253 > 0,581 \\ \frac{6}{3,688} < \frac{21}{25,812} \rightarrow 1,627 < 0,814 \end{cases}$$
 non
- au droit de  $P_4$ 

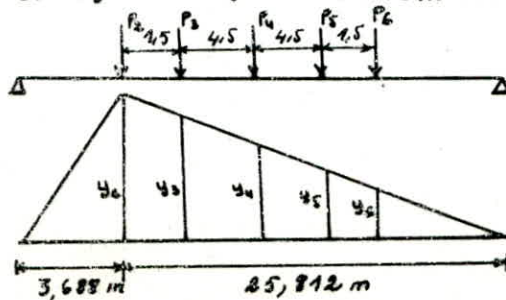
$$\begin{cases} \frac{3}{3,688} > \frac{12}{25,812} \rightarrow 0,813 > 0,465 \\ \frac{0}{3,688} < \frac{15}{25,812} \rightarrow 0 < 0,581 \end{cases}$$
 Oui
- au droit de  $P_5$ 

$$\begin{cases} \frac{6}{3,688} > \frac{6}{25,812} \rightarrow 1,627 > 0,232 \\ \frac{0}{3,688} < \frac{12}{25,812} \rightarrow 0 < 0,465 \end{cases}$$
 Oui
- au droit de  $P_6$ 

$$\begin{cases} \frac{12}{3,688} > \frac{0}{25,812} \rightarrow 3,254 > 0 \\ \frac{6}{3,688} < \frac{6}{25,812} \rightarrow 1,627 < 0,232 \end{cases}$$
 non

$P_2$ ,  $P_4$  et  $P_5$  donnent le moment maximum.

•  $P_2 = 6 \text{ t}$

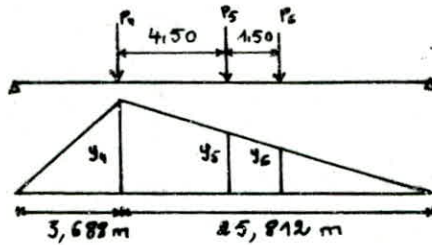


$$\begin{aligned} y_2 &= 3,227 \text{ m} & y_5 &= 1,914 \text{ m} \\ y_3 &= 3,039 \text{ m} & y_6 &= 1,727 \text{ m} \\ y_4 &= 2,477 \text{ m} \end{aligned}$$



$$M_2 = \sum_{\alpha=2}^6 P_{\alpha} y_{\alpha} = 66,873 \text{ t.m}$$

$$\bullet \underline{P_4 = 3t}$$



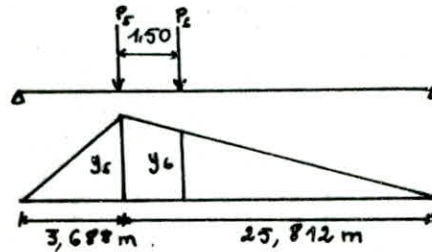
$$y_4 = 3,227 \text{ m}$$

$$y_5 = 2,664 \text{ m}$$

$$y_6 = 2,477 \text{ m}$$

$$M_4 = \sum_{\alpha=4}^6 P_{\alpha} y_{\alpha} = 40,527 \text{ t.m}$$

$$\bullet \underline{P_5 = 6t}$$



$$y_5 = 3,227 \text{ m}$$

$$y_6 = 3,039 \text{ m}$$

$$M_5 = \sum_{\alpha=5}^6 P_{\alpha} y_{\alpha} = 37,598 \text{ t.m}$$

$$\text{à } \frac{L}{8} \quad M_{\max} = 66,873 \text{ t.m}$$

pour une file de roue

Les dispositions des charges les plus défavorables donnant les moments fléchissants maximum au droit de chacune des sections sont regroupés dans le tableau suivant :

$$M_{\max} = \sum_{\alpha=1}^n P_{\alpha} y_{\alpha} \quad \text{pour une file de roue.}$$

Sections	Disposition la plus défavorable	$M_{\max}$
$\frac{L}{4}$		115,305 t.m
$\frac{3L}{8}$		141,606 t.m
$\frac{L}{2}$		149,500 t.m

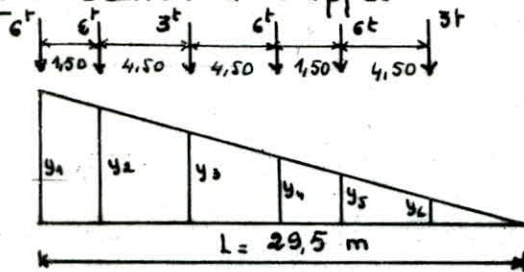


## Effort tranchant :

nous traçons la ligne d'influence de l'effort tranchant pour chaque section et nous disposons le convoi, de manière à produire l'effort tranchant maximum

$$T_{\max} = \sum P_k y_k$$

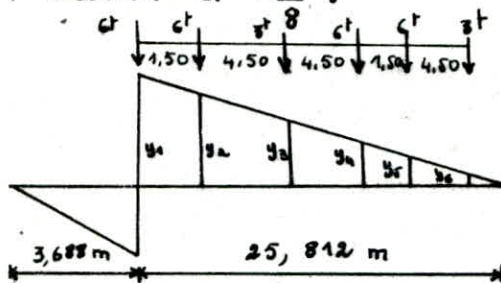
• 1<sup>er</sup> Cas : Section à l'appui



$$T_{\max} = 22,83t$$

pour une file de roue

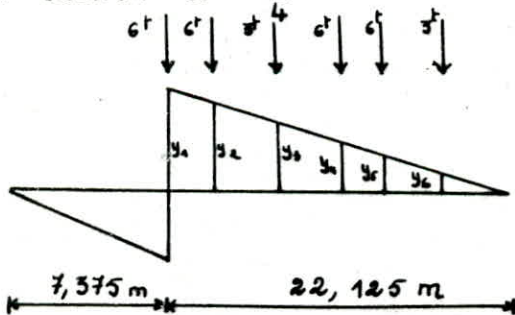
• 2<sup>eme</sup> Cas : Section à  $\frac{L}{8}$  :



$$T_{\max} = 19,08t$$

pour une file de roue

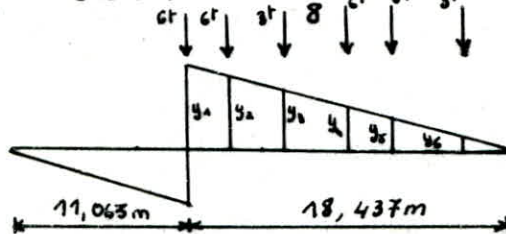
• 3<sup>eme</sup> Cas : Section à  $\frac{L}{4}$  :



$$T_{\max} = 15,33t$$

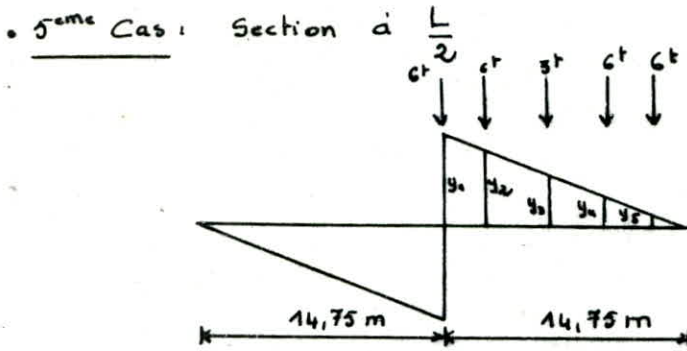
pour une file de roue

• 4<sup>eme</sup> Cas : Section à  $\frac{3L}{8}$  :



$$T_{\max} = 11,58t$$

pour une file de roue



$$T_{\max} = \sum_{k=1}^5 P_k y_k = 8,007 \text{ t}$$

pour une file de roue.

Moments fléchissants maximum au droit de chaque section produits par la surcharge  $B_c$

$$M = \delta b_c M_{\max}$$

pour un convoi  $\delta = 1,076$  ( $b_c = 1,2$ )  
 pour deux convois  $\delta = 1,090$  ( $b_c = 1,1$ )

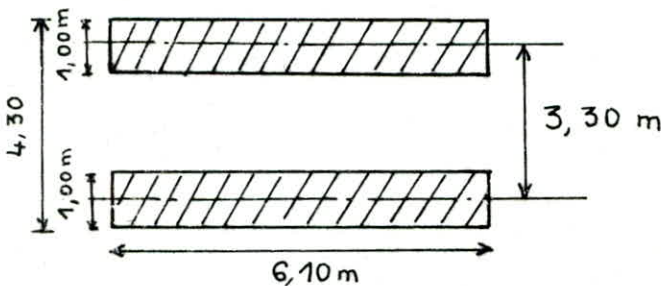
Sections		0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"S"	$\frac{L}{2}$
M [t.m]	1 Convoi	0	172,693	297,764	365,685	375,786	367,992
M [t.m]	2 Convois	0	320,723	553,003	679,142	697,904	683,430

Efforts tranchants maximum au droit de chaque section  $T = \delta b_c T_{\max}$

Sections		0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	$\frac{L}{2}$
T [t]	1 Convoi	58,956	49,272	39,588	29,904	20,677
T [t]	2 Convois	109,493	91,508	73,523	55,538	38,402

### 1.5 Surcharge militaire $M_c 120$ :

vue en plan du convoi  $M_c 120$



La surcharge  $M_c 120$  comporte 2 chenilles. Elle a une masse totale de 110t répartie uniformément sur une longueur de 6,10 m dans le sens longitudinal.

$$q = \frac{110}{6,10} = 18,033 \text{ t/ml}$$

Coefficient de majoration dynamique  $\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{P}{S}}$

$L = 29,50 \text{ m}$  portée de la travée

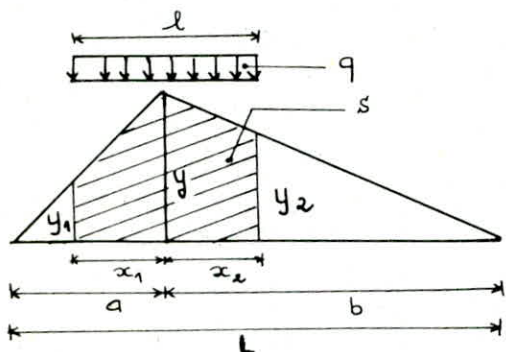
$P = 582,992 \text{ t}$  poids total du tablier correspondant à la travée

$S = 110 \text{ t}$  surcharge maximale qu'on peut appliquer à cette travée

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \cdot 29,50} + \frac{0,6}{1+4 \cdot \frac{582,992}{110}} = \underline{\underline{1,085}}$$

Moment fléchissant :

traçons la ligne d'influence du moment fléchissant au droit d'une section distante de "a" de l'appui de gauche.



Le moment est maximal lorsque l'aire d'influence  $S$  atteint sa valeur maximale  
L'aire d'influence atteint sa valeur maximale  $S_{max}$  lorsque  $y_1 = y_2$

$$S = \frac{(y+y_1)}{2} x_1 + \frac{(y+y_2)}{2} x_2 \quad y = \frac{a \cdot b}{L} \quad y_1 = \frac{a-x_1}{a} y \quad y_2 = \frac{b-x_2}{b} y$$

$$l = x_1 + x_2 \quad y_1 = y_2 \Rightarrow \frac{a-x_1}{a} = \frac{b-x_2}{b} \Rightarrow b x_1 = a x_2$$

On détermine  $x_1$  et  $x_2$  à partir du système d'équation suivant :

On trouve :

$$x_1 = a \frac{l}{L} \quad x_2 = b \frac{l}{L} \quad \text{d'où } y_1 = y_2 = \frac{a \cdot b}{L} \left(1 - \frac{l}{L}\right)$$

$$S_{max} = \frac{a \cdot b}{L} l \left(1 - \frac{l}{2L}\right) \quad \text{et} \quad M_{max} = \delta q S_{max}$$

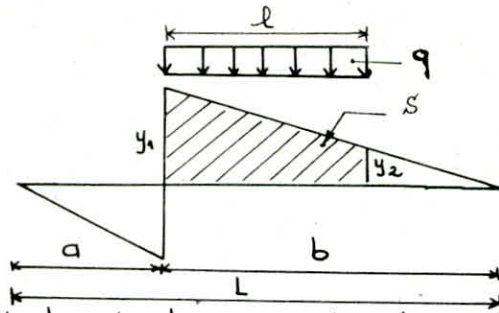
les valeurs de  $M_{max}$  pour chaque section sont regroupés dans le tableau suivant :

Sections	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"s"	$\frac{L}{2}$
M [t.m]	0	345,317	591,905	739,900	778,426	789,206

Effort tranchant

La ligne d'influence de l'effort tranchant pour une section située à une distance "a" de l'appui de gauche





$$y_1 = \frac{b}{L}$$

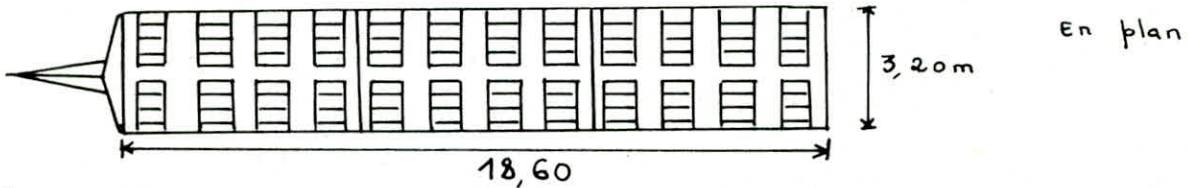
$$y_2 = \frac{b-l}{L}$$

$$S_{max} = (y_1 + y_2) \frac{l}{2} = l \left( \frac{b}{L} - \frac{l}{2L} \right)$$

L'effort tranchant maximal dans chaque section est :  $T = 8q S_{max}$ .

Sections	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	$\frac{L}{2}$
T [t]	107,064	92,018	77,226	62,298	47,388

1.6 Sous Surcharge exceptionnelle D (C<sub>D</sub>)



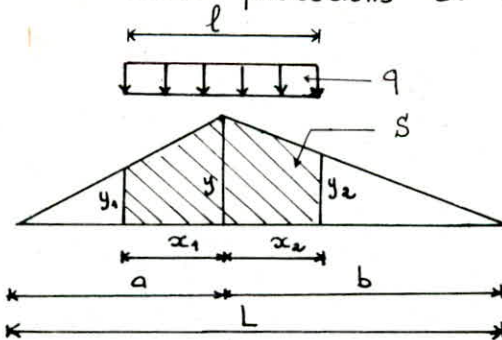
Cette surcharge a une masse de 240t répartie uniformément sur une longueur de 18,60m suivant le sens de la longueur.

$$q = \frac{240}{18,60} = 12,903 \text{ t/ml}$$

Moment fléchissant:

M<sub>c120</sub>.

Nous procédons de la même manière que la surcharge



$$l = x_1 + x_2$$

$$l = 18,60 \text{ m} \quad q = 12,903 \text{ t/ml}$$

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

$$M_{max} = q \cdot S_{max}$$

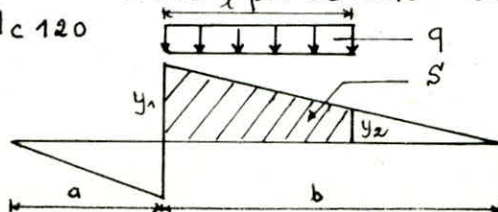
les valeurs des moments max pour chaque section :

Sections	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"s"	$\frac{L}{2}$
M [t.m]	0	530,302	908,984	1136,251	1195,402	1211,979

Effort tranchant:

Surcharge M<sub>c120</sub>

Nous procédons de la même manière que la



$$S_{max} = l \left( \frac{b}{L} - \frac{l}{2L} \right)$$

$$T_{max} = q S_{max}$$

Sections	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	$\frac{L}{2}$
T [t]	164,336	134,333	104,337	74,334	44,338

Tableau donnant les moments fléchissants pour chaque section

Sections	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"S"	$\frac{L}{2}$	
charge permanente G	0	940,509	1612,301	2015,377	2120,333	2149,735	
A(L)	1 voie chargée	0	182,800	313,372	391,714	412,114	417,829
	2 voies chargées	0	365,586	626,744	783,429	824,228	835,658
trottoirs	1 trottoir chargé	0	12,517	21,457	26,821	28,218	28,609
	2 trottoirs chargés	0	24,986	42,833	53,541	56,329	57,110
Bc	1 Convoi	0	172,693	297,764	365,683	375,786	367,992
	2 Convois	0	320,723	553,003	679,142	697,904	683,430
Mc 120	0	345,317	591,905	739,900	778,426	789,206	
Convoi D (CD)	0	530,302	908,984	1136,251	1195,402	1211,979	

Tableau donnant les Efforts tranchants pour chaque section

Sections	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	$\frac{L}{2}$	
charge permanente G	291,490	218,617	145,745	72,872	0	
A(L)	1 voie chargée	56,655	43,376	31,868	22,131	14,164
	2 voies chargées	113,310	86,753	63,737	44,262	28,327
trottoirs	1 trottoir chargé	3,879	2,970	2,182	1,515	0,970
	2 trottoirs chargés	7,744	5,929	4,356	3,025	1,936
Bc	1 Convoi	58,956	49,272	39,588	29,904	20,677
	2 Convois	109,493	91,508	73,523	55,538	38,402
Mc 120	107,064	92,018	77,226	62,298	47,388	
Convoi D (CD)	164,336	134,333	104,337	74,334	44,338	



## CALCUL DES EFFORTS DANS LES POUTRES

### 1. calcul de la raideur de flexibilité d'une entretoise :

Elle est définie par Guyon :

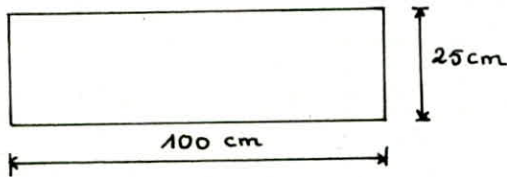
$$r = \frac{n \cdot a}{2 \cdot L} \sqrt[4]{\frac{I_p}{I_E}}$$

$n$ : nombre total des poutres principales  
 $a$ : distance entre 2 poutres principales

$L$ : portée des poutres principales ;  $I_p$ : moment d'inertie d'une poutre principale  
 $I_E$ : moment d'inertie d'une entretoise.

- Si  $r < 0,3$  L'entretoise est considérée comme infiniment rigide, on ne tient pas compte de l'effet de la résistance du pont à la torsion. Dans ce cas on utilise en général la méthode de "Courbon".
- Si  $r \geq 0,3$  On tient compte de la rigidité réelle de l'entretoise. La méthode de "Guyon-Massonnet" est la plus utilisée pour le calcul des ponts en tenant compte de l'effet de la résistance du pont à la torsion.

Pour notre pont:  $n=6$  ;  $a=1,84\text{ m}$  ;  $L=29,5\text{ m}$  ;  $I_p=23071126,77\text{ cm}^4$   
 nous n'avons pas d'entretoises intermédiaires, c'est l'Hourdis qui assurera le rôle d'entretoises  
 nous considérons 1m d'Hourdis pour le calcul de  $I_E$



$$I_E = \frac{100(25)^3}{12} = 130208,333\text{ cm}^4$$

$$r = \frac{6 \cdot 1,84}{2 \cdot 29,5} \sqrt[4]{\frac{23071126,77}{130208,333}} = 0,68$$

$r > 0,3$  On applique la méthode de Guyon-Massonnet  
 Cette méthode permet la détermination du coefficient de répartition transversale "K" qui est fonction de la rigidité torsionnelle du tablier et du paramètre d'entretoisement.

Les deux hypothèses de base de cette méthode sont les suivantes :

- Remplacer la construction réelle par une structure continue présentant les mêmes rigidités moyennes de flexion et de torsion.
- Analyser de manière approchée l'effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette répartition est la même que si la distribution des charges selon l'axe du pont était sinusoïdale de la forme :

$$p(x) = p_1 \sin \frac{\pi x}{L} \quad \text{où } p_1 = \text{La valeur constante du chargement}$$

$L = \text{portée du pont}$

### 2. Les deux paramètres fondamentaux :

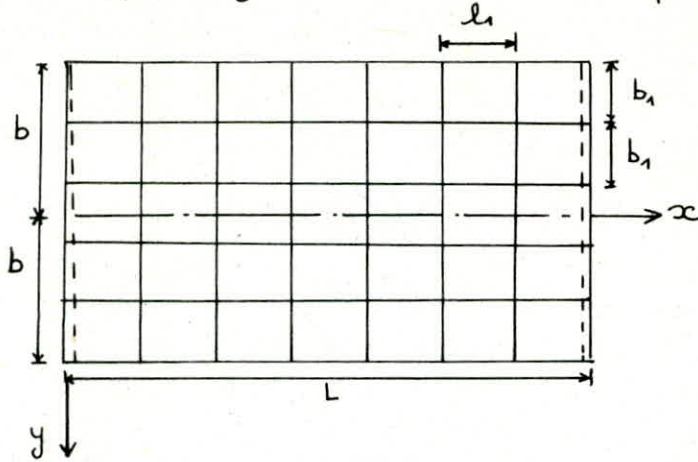
désignons par

$$\begin{cases} B_p = EI_p & \text{rigidité flexionnelle des poutres} \\ B_E = EI_E & \text{rigidité flexionnelle des entretoises.} \end{cases}$$



$E$ : module d'élasticité longitudinale.

$C_P$  et  $C_E$ : rigidités torsionnelles des poutres et des entretoises.



le tablier est constitué de  $n$  poutres espacées de  $b_1$  [m] et de  $m$  entretoises espacées de  $l_1$  [m]  
 $l_1$ : espacement fictif.

La rigidité flexionnelle par unité de longueur de la structure équivalente

$$\begin{cases} \rho_P = \frac{B_P}{b_1} & (\text{poutres}) \\ \rho_E = \frac{B_E}{l_1} & (\text{entretoises}) \end{cases}$$

les rigidités torsionnelles par unité de longueur

$$\gamma_P = \frac{C_P}{b_1} \quad (\text{poutres}) \quad \text{et} \quad \gamma_E = \frac{C_E}{l_1} \quad (\text{entretoises})$$

Paramètre d'entretoisement: 
$$\Theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

Paramètre de torsion: 
$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P \cdot \rho_E}}$$

### 3- Coefficient de répartition transversale:

Sous l'effet d'une charge linéaire répartie sur une parallèle à l'axe du pont ( $x$ ) d'excentricité  $e$  suivant la loi sinusoidale:

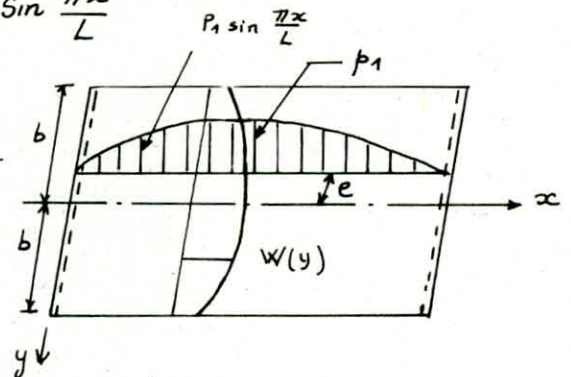
$$P(x) = p_1 \sin \frac{\pi x}{L}$$

le pont prend une déformée:

$$W(x, y) = W(y) \sin \frac{\pi x}{L}$$

si la charge  $p(x)$ , au lieu d'être répartie sur une droite, est uniformément étalée sur la largeur  $2b$  du pont tout en restant sinusoidale dans le sens longitudinal, le pont prend une déformée en surface cylindrique d'équation:

$$W_m(x) = W_m \sin \frac{\pi x}{L}$$



Par définition le coefficient de répartition transversale est le rapport sans dimensions

$$K(y) = \frac{W(x, y)}{W_m(x)} = \frac{W(y)}{W_m}$$

il dépend de:

- du paramètre d'entretoisement  $\Theta$
- du paramètre de torsion  $\alpha$
- l'excentricité relative  $\frac{e}{b}$  de la charge linéaire.
- l'ordonnée relative  $\frac{y}{b}$  du point considéré du pont.

Pour éviter de faire le calcul de  $K$  pour chaque valeur de  $\alpha$ , Massonnet a établi la formule d'interpolation suivante :

$$K_{\alpha} = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$$

où  $K_0$  et  $K_1$  représentent les valeurs que prendrait  $K$  pour  $\alpha = 0$  et  $\alpha = 1$  respectivement.

Cette formule ne représente pas tout à fait exactement les variations du coefficient  $K$  en fonction de  $\alpha$  pour tous les  $\theta$ .

Pour cela nous appliquons les formules établies par Sattler et qui dépendent aussi de la valeur de  $\theta$ .

Pour  $0 < \theta \leq 0,1$   $K_{\alpha} = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0,05}$

Pour  $0,1 < \theta \leq 1,0$   $K_{\alpha} = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha \left(1 - e^{\left(\frac{0,065 - \theta}{0,663}\right)}\right)$

Pour  $\theta > 1,0$   $K_{\alpha} = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$

#### Largeur active - positions actives :

- Largeur active :

Comme notre dalle ne déborde pas de  $\frac{b_1}{2}$  de part et d'autre des deux poutres de rive on aura alors

$$2b = (n-1)b_1 + 2 \cdot \frac{b_1}{2} = n \cdot b_1$$

$$2b = 11,04 \text{ m}$$

donc  $b = 5,52 \text{ m}$

avec  $n$  : nombre de poutres = 6

et  $b_1 = 1,84 \text{ m}$  (distance entre deux poutres)

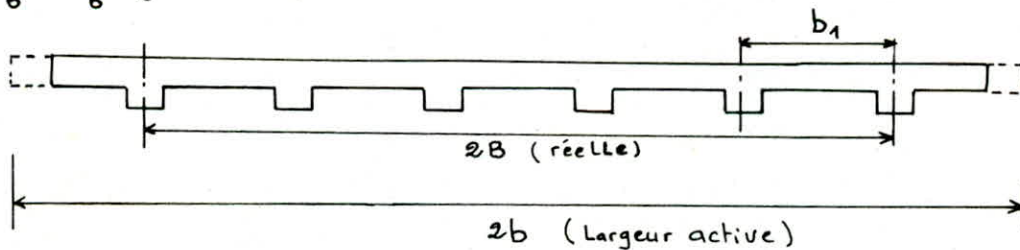
$b$  : demi largeur active

- Position active des poutres :

la position active d'une poutre est égale à  $\frac{n-1}{n}$  fois la position réelle de la poutre.

les positions actives dans notre cas sont :

$$\frac{6-1}{6} = \frac{5}{6} \text{ fois les positions réelles.}$$



#### 4. Calcul des paramètres $\theta$ et $\alpha$

Comme notre poutre est à inertie variable, nous utiliserons pour le calcul du paramètre d'entretoisement, le moment d'inertie équivalent.

$$\bar{I} = I_0 + (I_M - I_0) \frac{8}{37} \quad \text{où}$$

$I_0$  et  $I_M$  sont les moments d'inertie respectivement à l'appui et en travée.

$$I_0 = 51612888,57 \text{ cm}^4 \quad \text{et} \quad I_M = 35965786,880 \text{ cm}^4$$

$$\bar{I} = 38331216,15 \text{ cm}^4$$

$$\beta_P = \frac{E I_P}{b_1} = \frac{38331216,15 E}{184} = 208321,827 E$$

$$\beta_E = \frac{E I_E}{l_1} = \frac{130208,333 E}{100} = 1302,083 E$$

$$\Theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\beta_P}{\beta_E}} = \frac{5,52}{29,5} \sqrt[4]{\frac{208321,827 E}{1302,083 E}} = 0,665 \approx 0,67$$

Calcul de  $\gamma_P$  et  $\gamma_E$

élémentaires.

rigidité torsionnelle  $C_P$ :

$$C_P = \frac{G}{3} \sum b_i^3 h_i$$

où  $b_i$  et  $h_i$  sont respectivement le plus petit et le plus grand côté du rectangle élémentaire  $i$

$$C_P = \frac{G}{3} \left[ 184 \cdot 26^3 + 100 \cdot 16^3 + \frac{86}{2} \cdot 18^3 + 44 \cdot 28^3 \right]$$

$$C_P = 1620082,667 G$$

$$G = \frac{E}{(1+\nu) \times 2} \quad \nu = 0,15 \quad \text{donc } G = 0,435 E$$

$$C_P = 704383,768 E$$

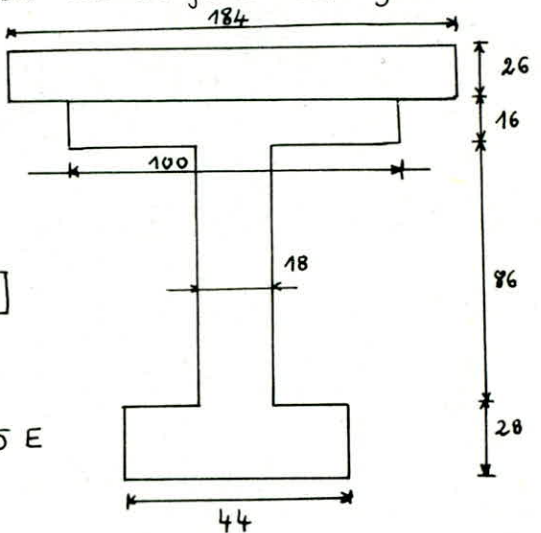
$$C_E = \frac{G}{3} \times \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot h_0^3 = \frac{G}{3} \left( \frac{1}{2} \cdot 25^3 \cdot 100 \right) = 113224,638 E$$

$$\gamma_P = \frac{C_P}{b_1} = 3828,173 E$$

$$\gamma_E = \frac{C_E}{l_1} = 1132,246 E$$

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2 \sqrt{\beta_P \cdot \beta_E}} = 0,151$$

$$\text{D'où } \Theta = 0,67 \quad \text{et} \quad \alpha = 0,15$$



4. Détermination des coefficients de répartition  $K_\alpha$ :

On utilise la formule d'approximation  $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha \left( 1 - e^{-\frac{0,065 - \Theta}{0,663}} \right)$  pour notre cas ( $0,1 < \Theta \leq 1$ )

$K_0$  et  $K_1$  sont donnés par les tableaux de Massonet en fonction de  $\Theta$ , des excentricités des charges  $e = -b, -\frac{3b}{4}, -\frac{b}{2}, -\frac{b}{4}, 0, \frac{b}{4}, \frac{b}{2}, \frac{3b}{4}, b$  et des positions  $y$ :

$$(y = 0, \frac{b}{4}, \frac{b}{2}, \frac{3b}{4}, b).$$

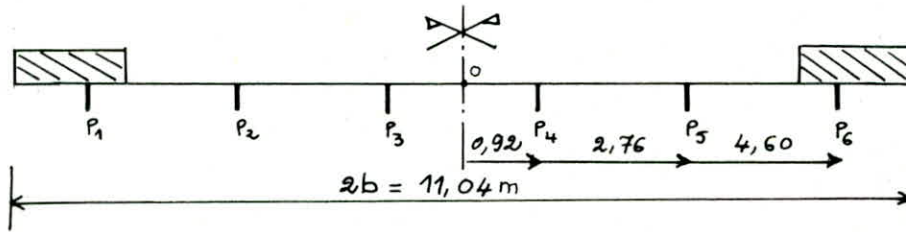
tableau de  $K_\alpha$ :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times 0,3213$$



y	e	-b	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0		0,3135	0,6742	1,0354	1,3525	1,5033	1,3525	1,0354	0,6742	0,3135
$\frac{b}{4}$		-0,0449	0,2938	0,6477	1,0153	1,3525	1,5402	1,4463	1,2075	0,9394
$\frac{b}{2}$		-0,2342	0,0295	0,3154	0,6477	1,0354	1,4463	1,7731	1,8898	1,9226
$\frac{3b}{4}$		-0,3376	-0,1671	0,0295	0,2938	0,6742	1,2075	1,8898	2,6327	3,2991
b		-0,4119	-0,3376	-0,2342	-0,0449	0,3135	0,9394	1,9226	3,2991	4,9763

les positions réelles des poutres sont représentées ci-dessous :



les valeurs de  $K_\alpha$  correspondants aux positions réelles de nos poutres de la moitié droite du pont. Pour avoir ces valeurs on fait une interpolation linéaire

y [m]	e	-b	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
$y = P_4$ $y = 0,92$		0,0746	0,4206	0,7769	1,1277	1,4028	1,4776	1,3093	1,0297	0,7308
$y = P_5$ $y = 2,76$		-0,2342	0,0295	0,3154	0,6477	1,0354	1,4463	1,7731	1,8898	1,9226
$y = P_6$ $y = 4,60$		-0,3624	-0,2239	-0,0584	0,1809	0,5540	1,1181	1,9007	2,8548	3,8582

### 5. Disposition des charges donnant le coefficient $K_\alpha$ maximum pour chaque poutre :

après avoir tracé la ligne d'influence pour les poutres  $P_4$ ,  $P_5$  et  $P_6$  nous calculons  $K_\alpha^{\max}$ .

#### 5-1 Cas de charges localisées :

On calcule les ordonnées  $y_i$  de ligne d'influence de  $K_\alpha$  sous chaque surcharge, le coefficient  $K_\alpha^{\max}$  sera obtenu par la formule :

$$K_\alpha = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i}$$

dans le sens transversal, les  $P_i$  ont même valeur. La formule devient alors :

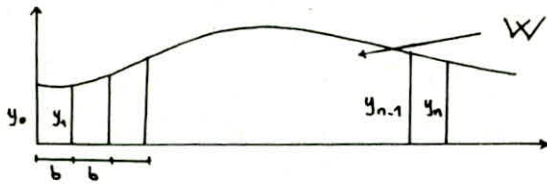
$$K_\alpha^{\max} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i \quad n: \text{nombre de files de roue ou chenilles}$$

#### 5-2 Cas de surcharges et charge uniformément répartie dans le sens transversal

$$K_\alpha = \frac{W}{l} \quad \text{avec } W = \text{aire d'influence} \\ l = \text{largeur chargée}$$

l'aire  $W$  sera calculée par la méthode des trapèzes

$$W = \frac{b}{2} [y_0 + 2(y_1 + y_2 + \dots + y_{n-1}) + y_n]$$



Coefficient de répartition transversale  $K_{\alpha}^{\max}$ :

Charges et Surcharges	Mode de chargement	Poutre $P_4$ $y = 0,92$	Poutre $P_5$ $y = 2,76$	Poutre $P_6$ $y = 4,60$
G	toute la largeur	1,0681	1,0011	0,5075
trottoirs	1 trottoir chargé	0,9063	1,9067	1,6375
	2 trottoirs chargés	0,5906	0,9120	0,7484
A(ℓ)	1 voie chargée	1,5406	1,5559	0,7766
	2 voies chargées	1,2531	1,0405	0,4136
$B_c$	1 Convoi	1,4188	1,7125	0,9750
	2 Convois	1,3375	1,4203	0,6609
$M_{c120}$		1,3188	1,4750	0,7625
Convoi D		1,4023	1,1938	0,4006

### 6- Calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants dans les poutres:

Le moment fléchissant revenant à une poutre (i) sous la sollicitation de la charge permanente et de chaque surcharge sera donné selon la méthode de Massonnet:

$$M_i = K_{\alpha_i} \frac{M_0}{n}$$

$M_i$ : moment qui revient à la poutre i sous la sollicitation de la charge ou de la surcharge considérée.  
 $K_{\alpha_i}$ : coefficient de répartition transversale pour la poutre (i)  
 n: nombre total des poutres.

L'effort tranchant est donné par :

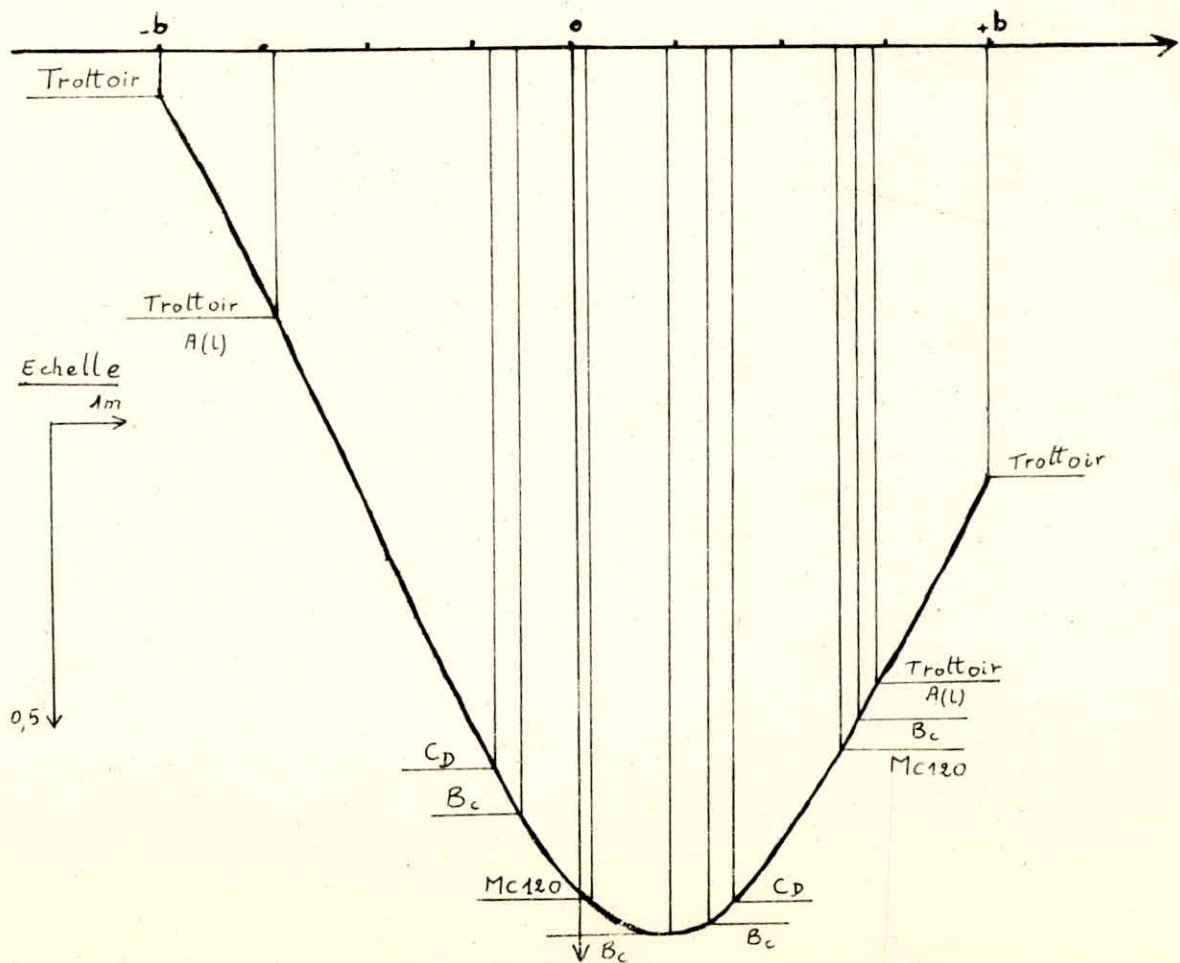
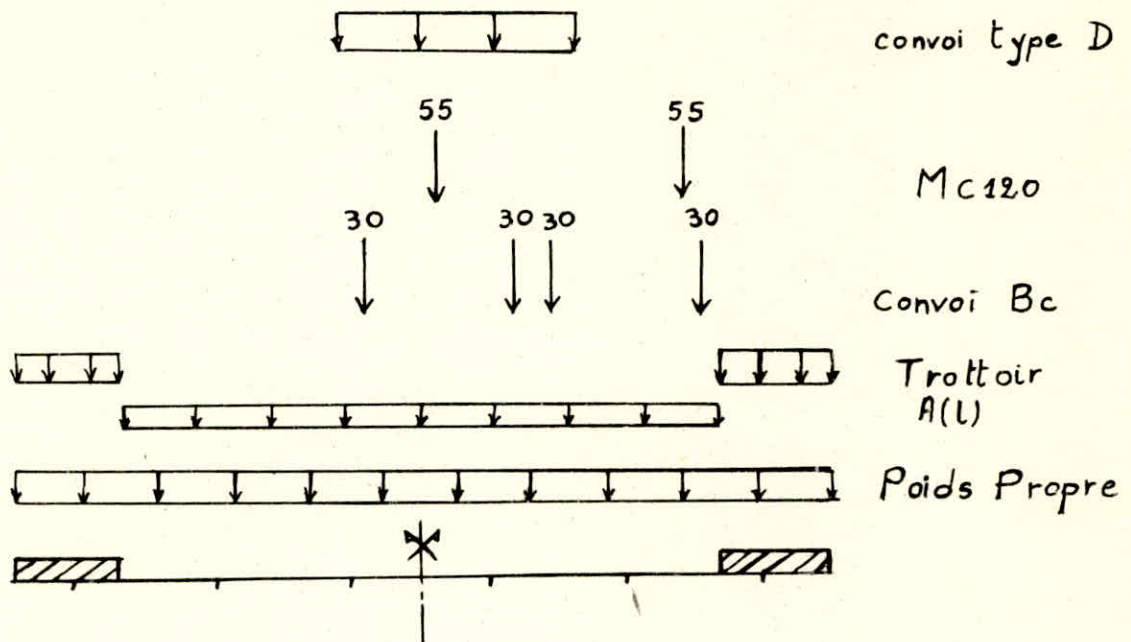
$$T_i = K_{\alpha_i} \frac{T_0}{n}$$

La répartition est faite à l'aide du coefficient de répartition transversale  $K_{\alpha}$  avec  $T_i$ : effort tranchant revenant à la poutre (i) sous la charge considérée.  
 $T_0$ : effort tranchant sollicitant chaque travée du pont sous la charge considérée.

Les valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants de chaque poutre sous la sollicitation de chaque charge sont regroupés dans les tableaux suivants.

Ligne d'influence de  $K_x$  pour  $P_4$

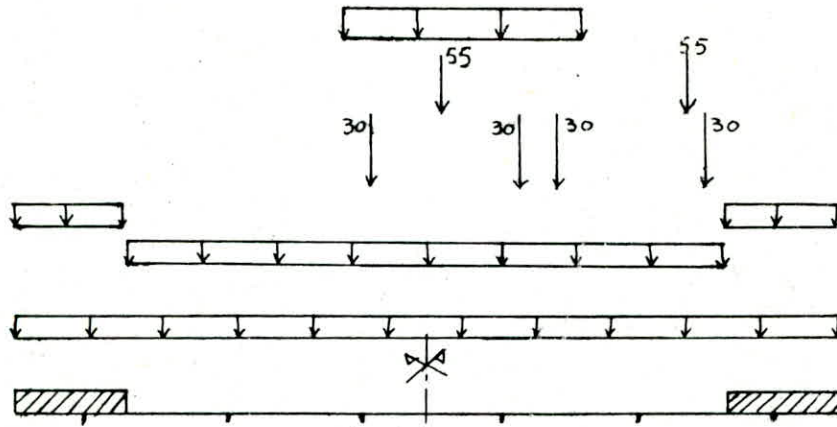
$y = 0,92 \text{ m}$





# Ligne d'influence de $K_a$ pour $P_5$

$y = 2,76 \text{ m}$



Convoi type D

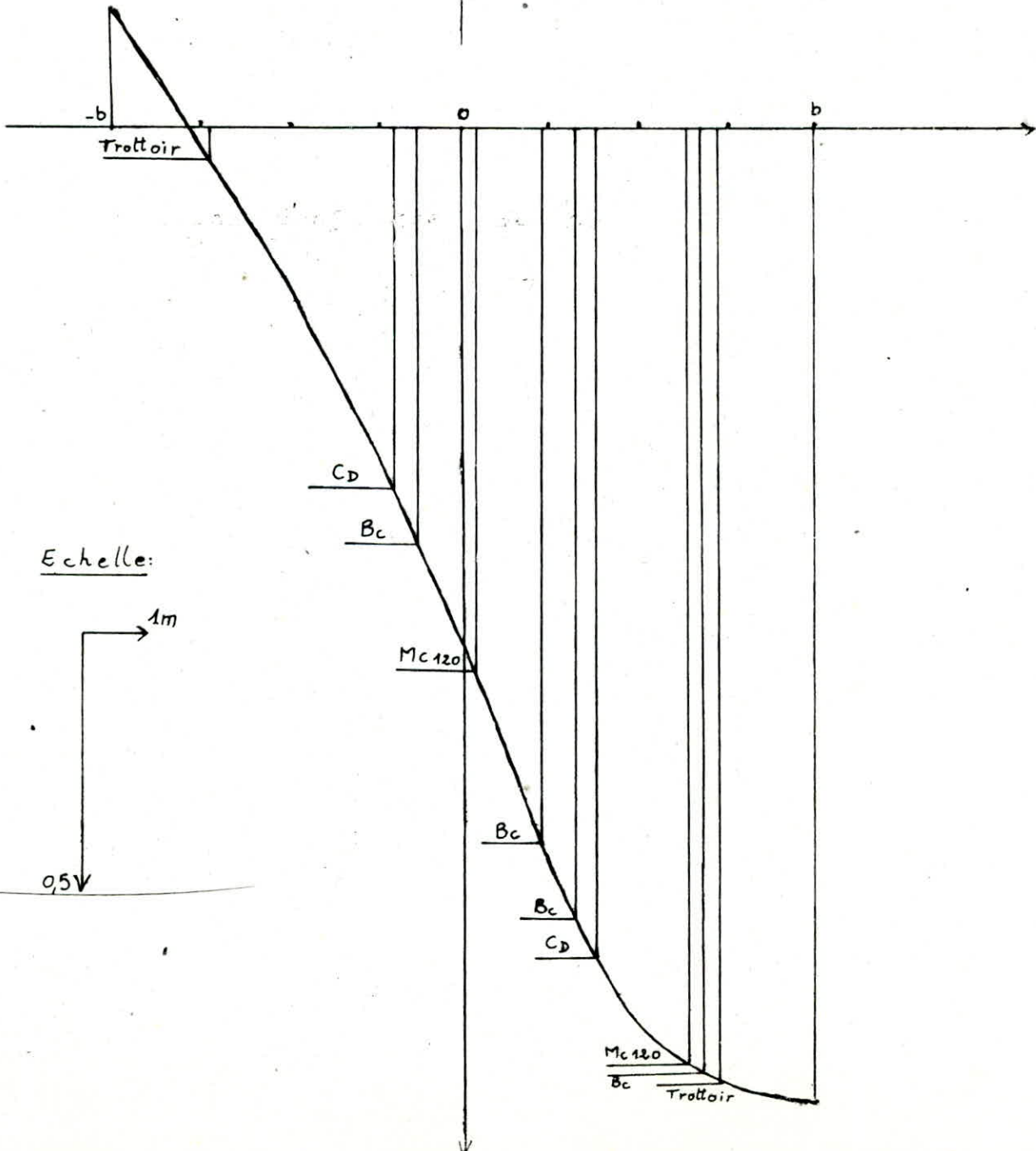
Mc120

Convoi Bc

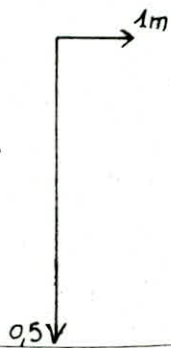
Trottoir

A(L)

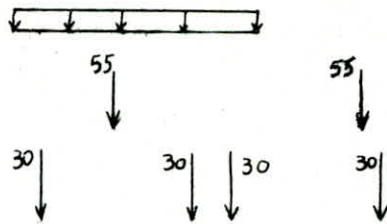
Poids Propre



Echelle:



Ligne d'influence de  $K_x$  pour  $P_6$   
 $y = 4,6 \text{ m}$



Convoi type D

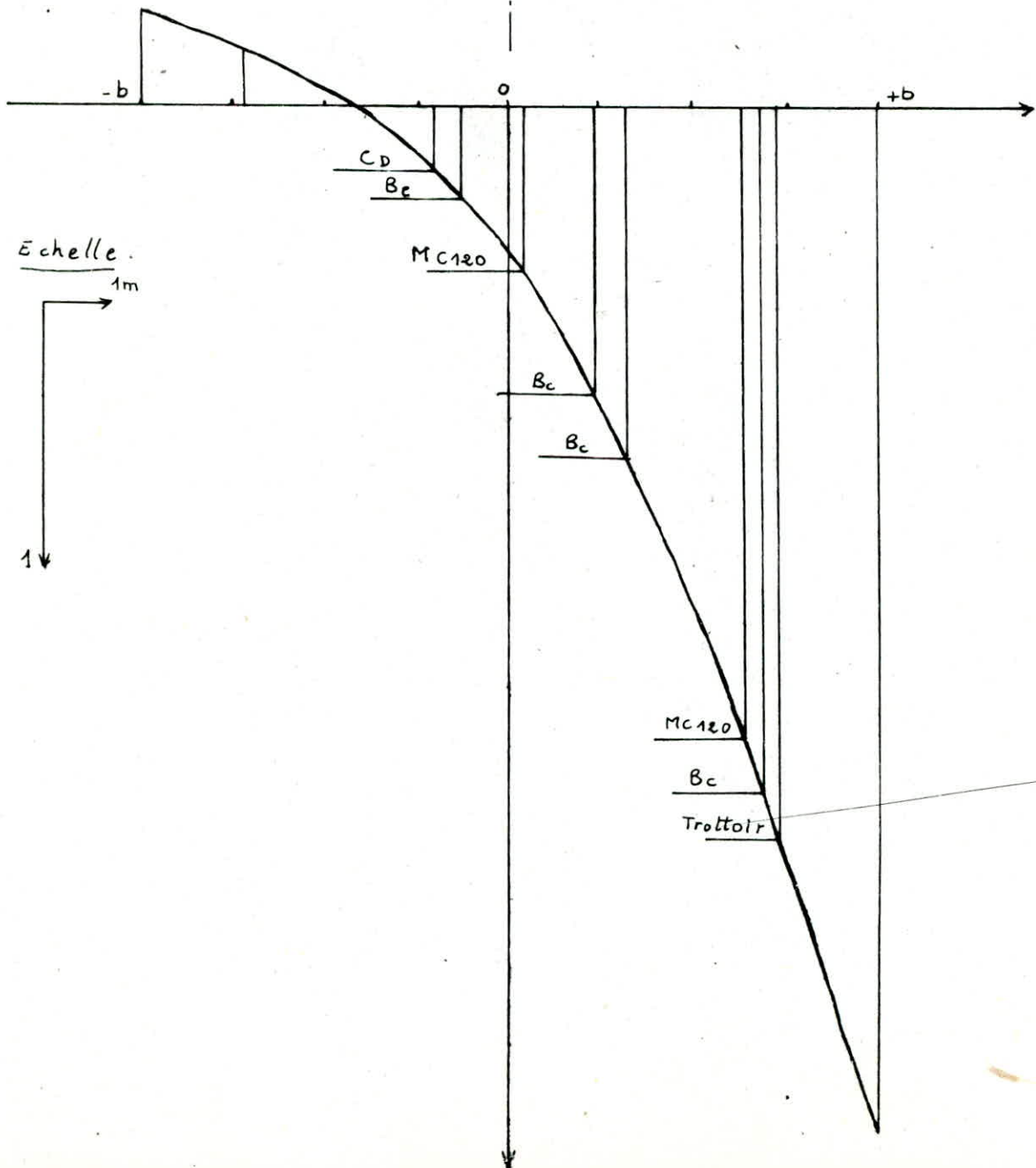
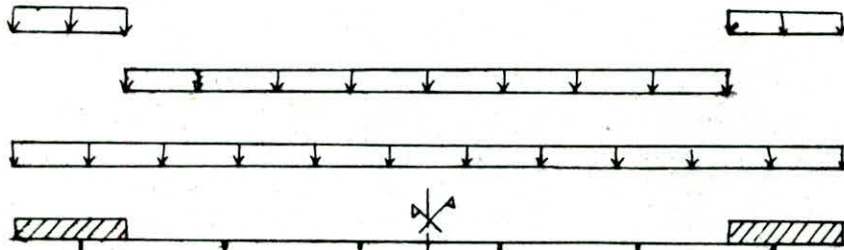
MC120

Convoi Bc

Trottoir

A(L)

Poids Propre



Echelle.

1m

1

Moment flechissant dans la poutre  $P_4$  ( $y=0,92$ ) en [t.m]

Sections			0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"S"	$\frac{L}{2}$
		$K\alpha$						
G		1,061	0	167,426	287,016	358,771	377,455	382,689
trottoir	1 trottoir	0,9063	0	1,891	3,241	4,051	4,262	4,321
	2 trottoirs	0,5906	0	2,459	4,216	5,270	5,545	5,622
A(l)	1 voie	1,5406	0	46,937	80,463	100,579	105,817	107,285
	2 voies	1,2531	0	76,353	130,895	163,619	172,140	174,527
B <sub>c</sub>	1 Convoi	1,4188	0	40,836	70,411	86,472	88,861	87,018
	2 Convois	1,3375	0	71,495	123,274	151,392	155,574	152,348
M <sub>c120</sub>		1,3188	0	75,901	130,101	162,630	171,098	173,467
Convoi D		1,4023	0	123,940	212,445	265,561	279,385	283,260
Combinaisons	G + 1,1 (A + Tr)		0	254,119	435,638	544,549	572,909	580,897
	G + 1,1 (B <sub>c</sub> + Tr)		0	248,775	427,255	531,099	554,686	556,486
	G + M <sub>c120</sub>		0	243,327	417,117	521,401	548,553	556,156
	G + D		0	291,366	499,461	624,332	656,840	665,949

Effort tranchant dans la poutre  $P_4$  ( $y=0,92$ ) en [t]

Sections			0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	$\frac{L}{2}$
		$K\alpha$					
G		1,0681	51,890	38,917	25,945	12,972	0
trottoir	1 trottoir	0,9063	0,586	0,449	0,330	0,229	0,147
	2 trottoirs	0,5906	0,762	0,584	0,429	0,298	0,191
A(l)	1 voie	1,5406	14,547	11,138	8,183	5,683	3,637
	2 voies	1,2531	23,665	18,118	13,311	9,244	5,916
B <sub>c</sub>	1 Convoi	1,4188	13,941	11,651	9,361	7,071	4,889
	2 Convois	1,3375	24,408	20,399	16,390	12,380	8,560
M <sub>c120</sub>		1,3188	23,533	20,226	16,974	13,693	10,416
Convoi D		1,4023	38,408	31,396	24,385	17,373	10,363
Combinaisons	G + 1,1 (A + Tr)		78,760	59,489	41,059	23,468	6,718
	G + 1,1 (B <sub>c</sub> + Tr)		79,577	61,998	44,446	26,918	9,626
	G + M <sub>c120</sub>		75,423	59,143	42,919	26,665	10,476
	G + D		90,298	70,313	50,330	30,345	10,363



Moment fléchissant dans la poutre  $P_5$  :  $y = 2,76 \text{ m}$  en [t.m]

Sections		$K\alpha$	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"5"	$\frac{L}{2}$
G		1,0011	0	156,924	269,012	336,266	353,778	358,683
trottoir	1 trottoir	1,9067	0	3,978	6,819	8,523	8,967	9,091
	2 trottoirs	0,9120	0	3,798	6,511	8,138	8,562	8,681
A(l)	1 Voie	1,5559	0	47,403	81,263	101,578	106,868	108,350
	2 Voies	1,0405	0	63,399	108,689	135,860	142,935	144,917
$B_c$	1 Convoi	1,7125	0	49,289	84,987	104,372	107,256	105,031
	2 Convois	1,4203	0	75,920	130,905	160,764	165,206	161,779
$M_{c120}$		1,4750	0	84,890	145,510	181,892	191,363	194,013
Convoi D		1,1938	0	105,512	180,858	226,076	237,845	241,143
Combinaisons	$G + 1,1(A+Tr)$		0	231,039	396,071	495,088	520,870	528,092
	$G + 1,1(B_c+Tr)$		0	244,812	420,508	522,482	545,369	546,640
	$G + M_{c120}$		0	241,814	414,522	518,158	545,141	552,696
	$G + D$		0	262,436	449,870	562,342	591,623	599,826

Effort tranchant dans la poutre  $P_5$  en [t]

Sections		$K\alpha$	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	$\frac{L}{2}$
G		1,0011	48,635	36,476	24,318	12,159	0
trottoir	1 trottoir	1,9067	1,233	0,944	0,693	0,481	0,308
	2 trottoirs	0,9120	1,177	0,901	0,662	0,460	0,294
A(l)	1 Voie	1,5559	14,692	11,248	8,264	5,739	3,673
	2 Voies	1,0405	19,650	15,044	11,053	7,676	4,912
$B_c$	1 Convoi	1,7125	16,827	14,063	11,299	8,535	5,902
	2 Convois	1,4203	25,919	21,661	17,404	13,147	9,090
$M_{c120}$		1,4750	26,320	22,621	18,985	15,315	11,650
convoi D		1,1938	32,697	26,728	20,760	14,790	8,822
Combinaisons	$G + 1,1(A+Tr)$		71,606	54,063	37,239	21,131	5,742
	$G + 1,1(A+B_c)$		78,502	61,342	44,225	27,149	10,339
	$G + M_{c120}$		74,955	59,097	43,303	27,474	11,650
	$G + D$		81,332	63,204	45,078	26,949	8,822

Moment fléchissant dans la poutre  $P_c$  ( $y = 4,60 \text{ m}$ ) en [t.m]

Sections			0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"S"	$\frac{L}{2}$
		$K_\alpha$						
G		0,5075	0	79,551	136,374	170,467	179,345	181,832
trottoir	1 trottoir	1,6375	0	3,416	5,856	7,320	7,701	7,808
	2 trottoirs	0,7484	0	3,117	5,343	6,678	7,026	7,124
A(e)	1 voie	0,7766	0	23,660	40,561	50,701	53,341	54,081
	2 voies	0,4136	0	25,201	43,204	54,004	56,817	57,605
Bc	1 Convoi	0,9750	0	28,063	48,387	59,423	61,065	59,799
	2 Convois	0,6693	0	35,777	61,687	75,758	77,851	76,237
Mc120		0,7625	0	43,884	75,221	94,029	98,925	100,295
Convoi D		0,4006	0	35,406	60,690	75,864	79,813	80,920
Combinaisons	G + 1,1(A+Tr)		0	111,030	190,340	237,923	250,315	253,786
	G + 1,1(Bc+Tr)		0	122,663	210,672	261,853	273,452	274,282
	G + Mc120		0	123,435	211,595	264,496	278,270	282,127
	G + D		0	114,957	197,064	246,331	259,158	262,752

Effort tranchant dans la poutre  $P_c$  ( $y = 4,60 \text{ m}$ ) en [t]

Sections			0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	$\frac{L}{2}$
		$K_\alpha$					
G		0,5075	24,655	18,491	12,328	6,164	0
trottoir	1 trottoir	1,6375	1,059	0,811	0,596	0,413	0,265
	2 trottoirs	0,7484	0,966	0,740	0,543	0,377	0,241
A(e)	1 voie	0,7766	7,333	5,614	4,125	2,864	1,833
	2 voies	0,4136	7,811	5,980	4,394	3,051	1,953
Bc	1 Convoi	0,9750	9,580	8,007	6,433	4,859	3,360
	2 Convois	0,6693	12,214	10,208	8,201	6,195	4,284
Mc120		0,7625	13,606	11,694	9,814	7,917	6,022
Convoi D		0,4006	10,972	8,969	6,966	4,963	2,960
Combinaisons	G + 1,1(A+Tr)		34,412	25,961	17,817	9,975	2,440
	G + 1,1(Bc+Tr)		39,255	30,612	22,001	13,433	5,004
	G + Mc120		35,627	27,460	19,294	11,127	2,960
	G + D		38,261	30,185	22,142	14,081	6,022



## CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS DANS LES ENTRETOISES

1- le moment flechissant par unité de largeur est donné par l'expression :

$$M_y(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} M_{y_m}(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} \mu_{\alpha m} P_m b \sin \frac{m\pi x}{L}$$

le coefficient  $\mu_{\alpha}$  s'exprime en fonction de  $\mu_0$  et  $\mu_1$  par la relation suivante

$$\mu_{\alpha} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha \left( 1 - e^{-\frac{0,065 - \theta}{0,663}} \right) \quad \text{car } 0,1 < \theta \leq 1$$

$\mu_{\alpha}$  depend  $(\theta, \alpha, \frac{e}{b}, \frac{y}{b})$

Pour avoir une bonne précision sur la valeur du moment (la charge réelle est remplacée par une charge développée en série de Fourier), Massonnet exige de prendre en compte les trois premiers termes de série correspondante.

$$\begin{aligned} \mu_{\alpha_1} &\rightarrow \theta \\ \mu_{\alpha_3} &\rightarrow 3\theta \\ \mu_{\alpha_5} &\rightarrow 5\theta \end{aligned}$$

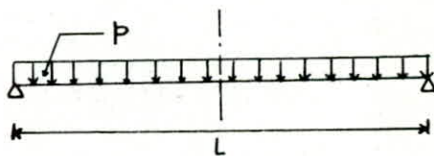
• Les moments flechissants pour chaque cas de chargement :

a- Pour une charge linéaire uniforme complète : ( $A(\ell)$ , trottoir)

$$P_m = \frac{4P}{\pi m} \sin^2 \frac{m\pi}{2}$$

$$M_y = \sum_{m=1}^5 \mu_{\alpha m} \frac{4P}{\pi m} b \sin^2 \frac{m\pi}{2} \sin \frac{m\pi x}{L}$$

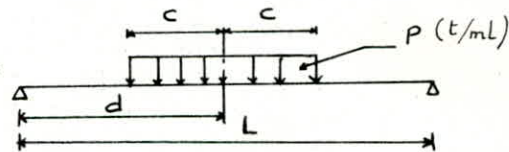
avec  $x = \frac{L}{2}$



b- Pour une charge linéairement répartie (cas de  $M_{c120}$  et convoi D)

$$P_m = \frac{4P}{m\pi} \sin \frac{m\pi c}{L} \sin \frac{m\pi d}{L} \quad \text{avec } d = \frac{L}{2}$$

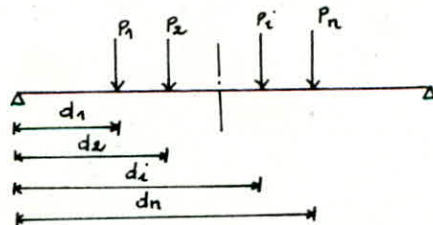
$$M_y = \sum_{m=1}^5 \frac{4P}{\pi} b \frac{1}{m} \mu_{\alpha m} \sin \frac{m\pi c}{L} \sin \frac{m\pi d}{L} \sin \frac{m\pi x}{L}$$



c- Pour un système de charges concentrées (cas de  $B_r$ ,  $B_t$  et  $B_c$ )

$$P_m = \frac{2P}{L} \sin \frac{\pi m d}{L}$$

$$M_y = \sum_{m=1}^5 \sum_{i=1}^n \frac{2b}{L} P_i \mu_{\alpha m} \sin \frac{m\pi d_i}{L} \sin \frac{m\pi x}{L}$$



la disposition dans le sens longitudinal est telle que la résultante de toutes les charges ponctuelles correspondant aux essieux  $B_c$  passe par  $x = \frac{L}{2}$  (pour les deux sens de circulation).

• la charge permanente n'engendre pas une flexion transversale.



2- ligne d'influence de  $\mu_\alpha$ 

$$0,1 < \theta \leq 1$$

$$\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha$$

$$\left(1 - e^{-\frac{0,065 \cdot \theta}{0,665}}\right)$$

On prendra les trois premiers termes de la série de Fourier ( $m = 1, 3, 5$ ).

tableau des valeurs de  $\mu_\alpha$  suivant les positions des poutres ( $m = 1$ ;  $\theta_1 = \theta = 0,67$ )

e \ y	-b	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
$P_4$ $y = 0,92$	-0,0824	-0,0531	-0,0197	0,0259	0,0957	0,1196	0,0161	-0,0635	-0,1347
$P_5$ $y = 2,76$	-0,0345	-0,0275	-0,0193	-0,0067	0,0156	0,0549	0,1211	-0,0296	-0,1639
$P_6$ $y = 4,60$	-0,0073	-0,0067	-0,0060	-0,0044	-0,0011	0,0059	0,0192	0,0432	-0,0865

les valeurs de  $\mu_\alpha$  suivant les positions des poutres ( $m = 3$ ,  $\theta_3 = 3\theta$ )

y \ e	-b	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
$P_4$ $y = 0,92$	0,0007	-0,0004	-0,0033	-0,0070	0,0121	0,0314	-0,0073	-0,0053	-0,0008
$P_5$ $y = 2,76$	-0,0001	0,0002	0,0002	-0,0015	-0,0069	-0,0070	0,0511	-0,0084	-0,0152
$P_6$ $y = 4,60$	-0,0001	0,0000	0,0001	0,0000	-0,0010	-0,0038	-0,0023	0,0327	-0,0335

les valeurs de  $\mu_\alpha$  suivant les positions des poutres ( $m = 5$ ,  $\theta_5 = 5\theta$ )

y \ e	-b	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
$P_4$ $y = 0,92$	-0,0002	0	0	-0,0020	0,0066	0,0186	-0,0036	-0,0002	-0,0001
$P_5$ $y = 2,76$	0	0	0	0,0001	-0,0004	-0,0053	0,0305	-0,0055	0,0009
$P_6$ $y = 4,60$	0	0	0	0	0,0001	-0,0003	-0,0035	0,0207	-0,0104

Ces valeurs de  $\mu_{\alpha m}$  ( $m = 1, 3, 5$ ) vont nous permettre de tracer la ligne d'influence pour les poutres  $P_4$ ,  $P_5$  et  $P_6$ .

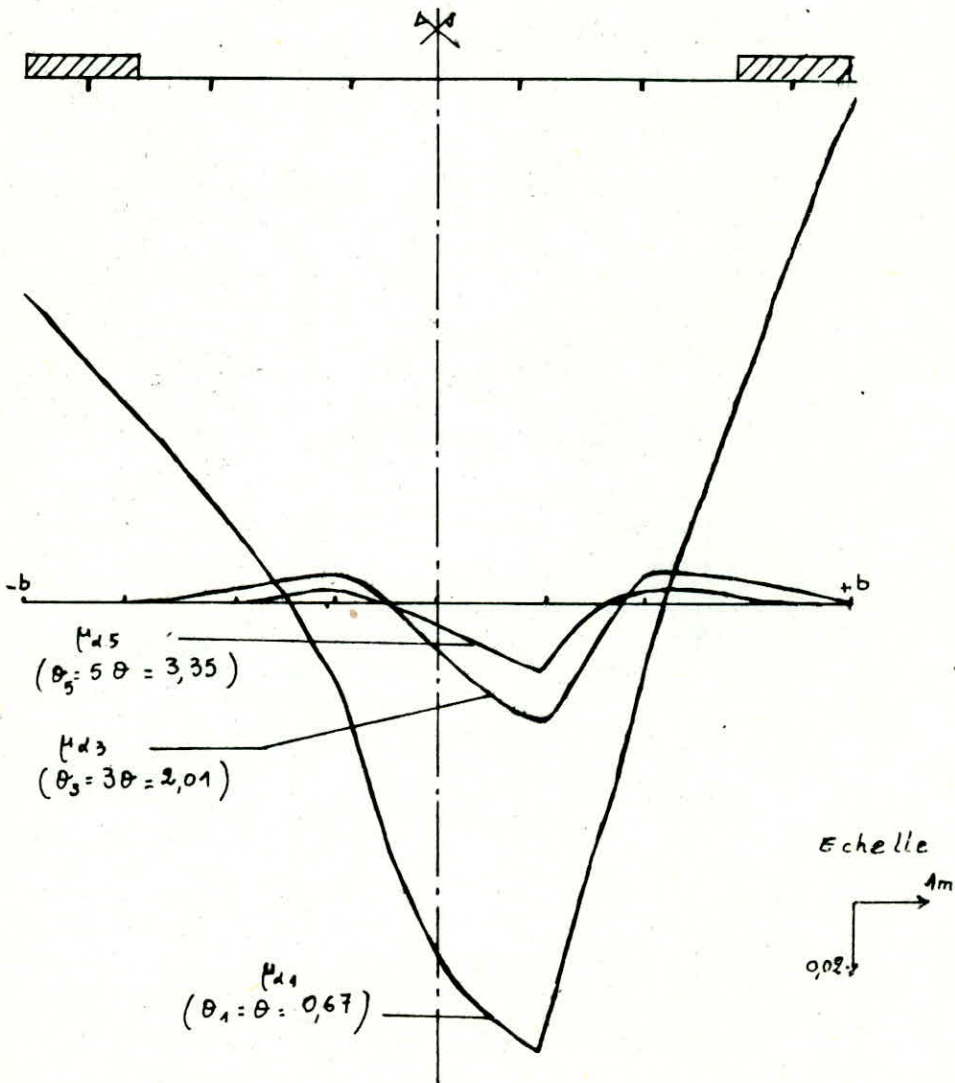
Pour déterminer les valeurs maximales des moments fléchissants transversaux, il faut chercher la position la plus efficace du chargement dans le sens transversal en se basant sur les lignes d'influence.

les valeurs des coefficients de répartition  $\mu_{\alpha m}$  pour chaque surcharge seront déduites de la même manière que  $K_\alpha$  ( $\mu_\alpha = \frac{1}{n} \sum P_i$  pour les charges concentrées et  $\mu_\alpha = \frac{W}{l}$  pour les charges uniformément réparties)

le calcul de ces coefficients pour chaque surcharge au droit de chaque poutre nous a permis d'avoir les valeurs de  $\mu_{\alpha m}^+$  et  $\mu_{\alpha m}^-$  les plus défavorables. Ces valeurs sont regroupées dans le tableau suivant.

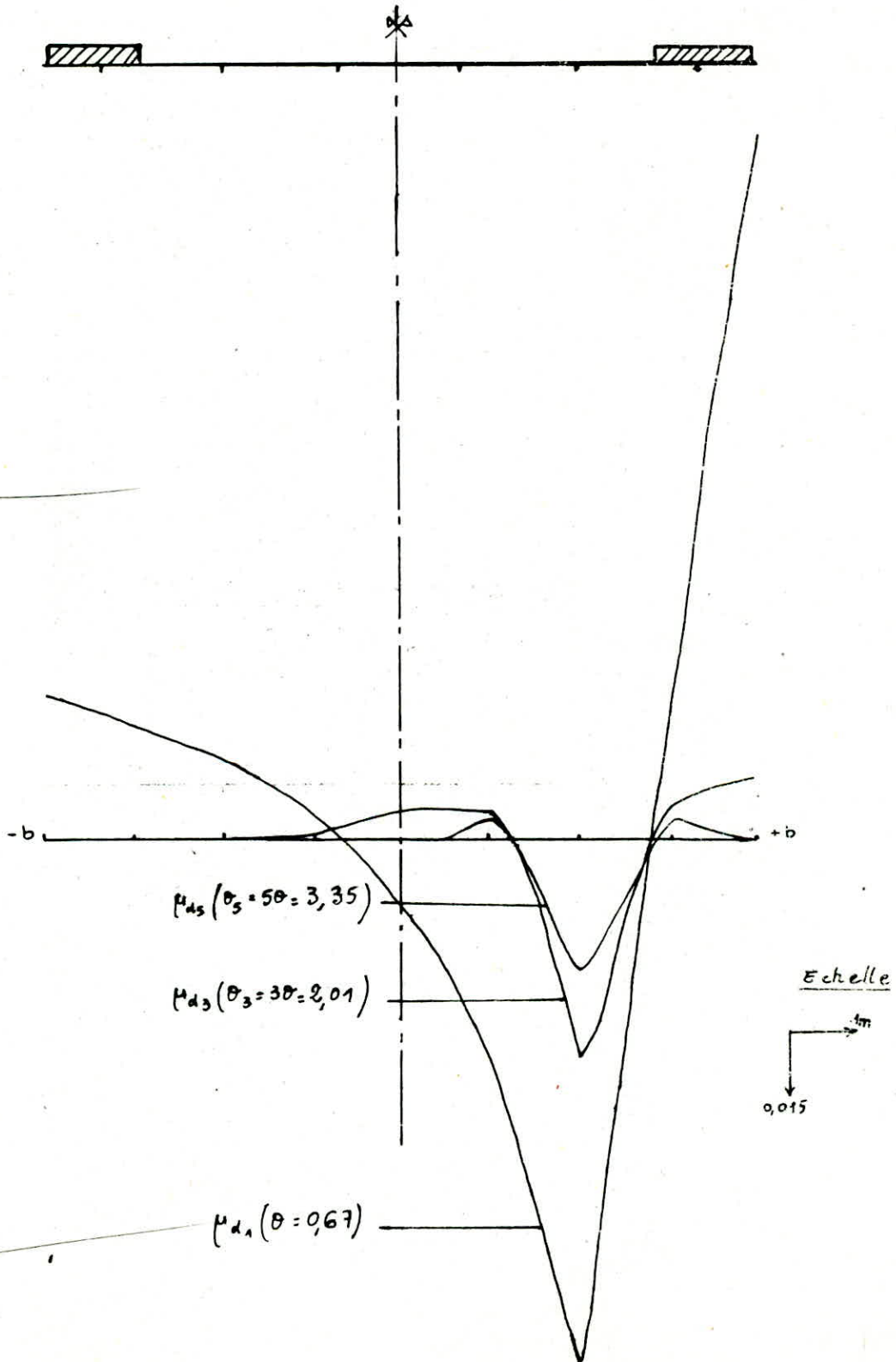
Ligne d'influence de  $\mu_{dm}$  ( $m = 1, 3, 5$ )

$y = 0.92 \text{ m}$



Ligne d'influence de  $\mu_{dm}$  ( $m=1, 3, 5$ )

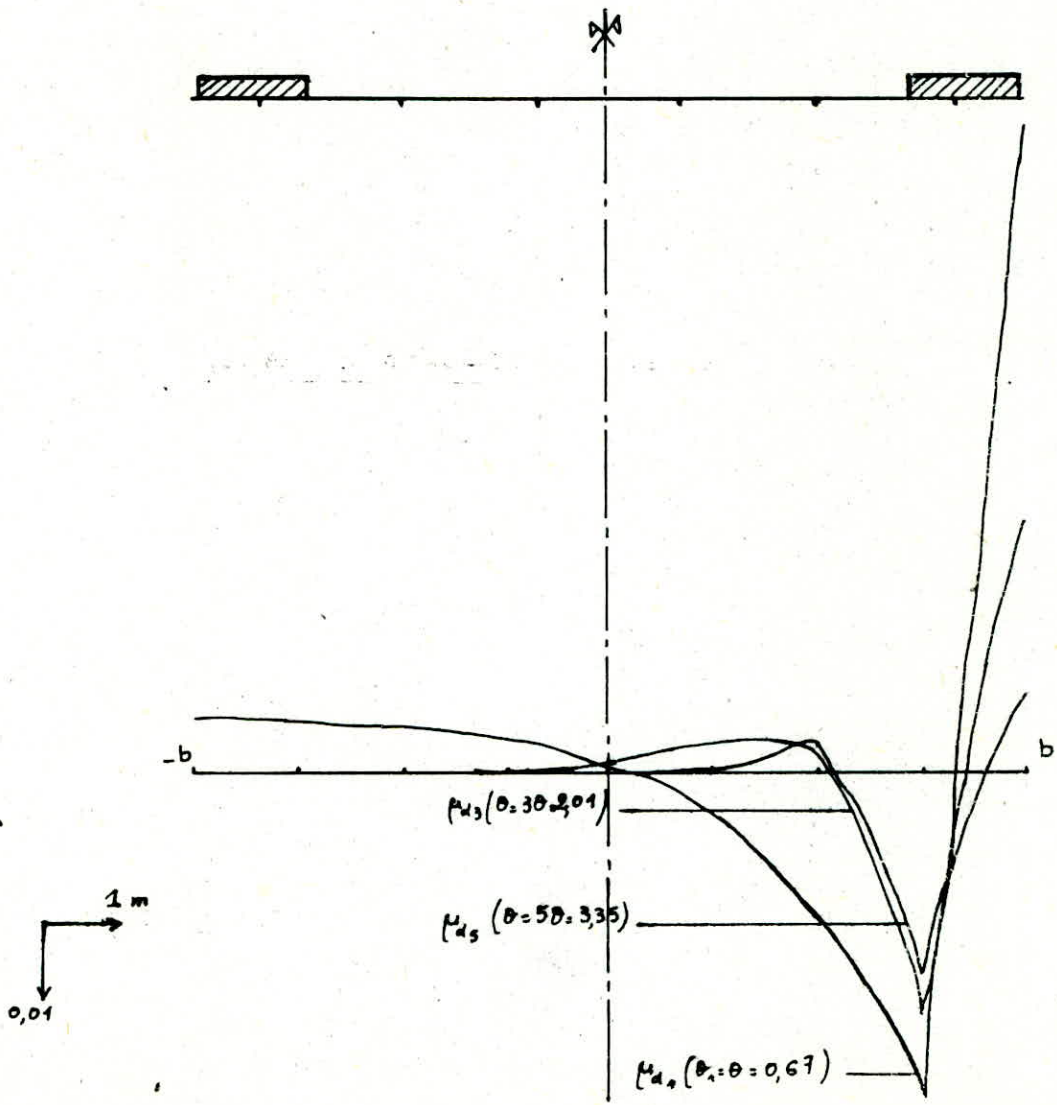
$y = 2,76 \text{ m}$





Ligne d'influence de  $\mu_{dm}$  ( $m = 1,3,5$ )

$y = 4,6 \text{ m}$



les valeurs de  $\mu_{\alpha m}$  les plus défavorables:

		$m=1$		$m=3$		$m=5$	
		$\mu_{\alpha}^+$	$\mu_{\alpha}^-$	$\mu_{\alpha}^+$	$\mu_{\alpha}^-$	$\mu_{\alpha}^+$	$\mu_{\alpha}^-$
trottoir	1 trottoir	0	-0,0920	0,0025	-0,0109	0,0088	-0,0026
	2 trottoir	0	-0,0790	0,0012	-0,0059	0,0048	-0,0013
A(l)	1 Voie	0,0638	-0,0121	0,0134	-0,0017	0,0077	-
	2 Voies	0,0338	-	0,0059	-	0,0038	-
B <sub>c</sub>	1 Convoi	0,0409	-0,0240	0,0090	-0,0035	0,0070	-0,0015
	2 Convois	0,0595	-0,0034	0,0123	-0,0080	0,0077	-0,0002
B <sub>t</sub>	1 Convoi	0,0480	-0,0165	0,0115	-0,0045	0,0079	-0,0010
	2 Convois	0,0515	-0,0018	0,0095	-0,0026	0,0067	-0,0009
B <sub>r</sub>		0,1215	-0,0263	0,0330	-0,0083	0,0300	-0,0068
M <sub>c120</sub>		0,0350	-0,0060	0,0050	-0,0030	0,0060	-0,0034
Convoi D		0,0908	-0,0019	0,0159	-0,0046	0,0190	-0,0004

les valeurs des moments transversaux après majoration en [ tm/ml ]

	A(l)		trottoir		B <sub>c</sub>		B <sub>t</sub>		B <sub>r</sub>	M <sub>c120</sub>	Convoi D
	1 Voie	2 Voies	1 trottoir	2 trottoir	1 Convoi	2 Convois	1 Convoi	2 Convois			
M <sup>+</sup>	1,779	1,866	0,010	0,011	1,101	2,932	0,848	1,723	0,733	1,788	6,986
M <sup>-</sup>	0,448	0,106	0,173	0,308	0,788	0,653	0,277	0,134	0,164	0,550	0,544

D'où  $M_{\max} = 6,986 \text{ tm/ml}$

$M_{\min} = -0,788 \text{ tm/ml}$

## CALCUL DU PLATELAGE

Le platelage doit être étudié de manière à reprendre les efforts provenant de la flexion du grillage généralisé (engendrant des efforts dans l'entretoisement) auxquels s'ajoutent des efforts de flexion locale calculés pour un panneau de la dalle du tablier.

les efforts de flexion locale sont calculés avec la méthode de Pigeaud

### 1- les efforts dans un panneau de dalle :

la dalle constituant le platelage

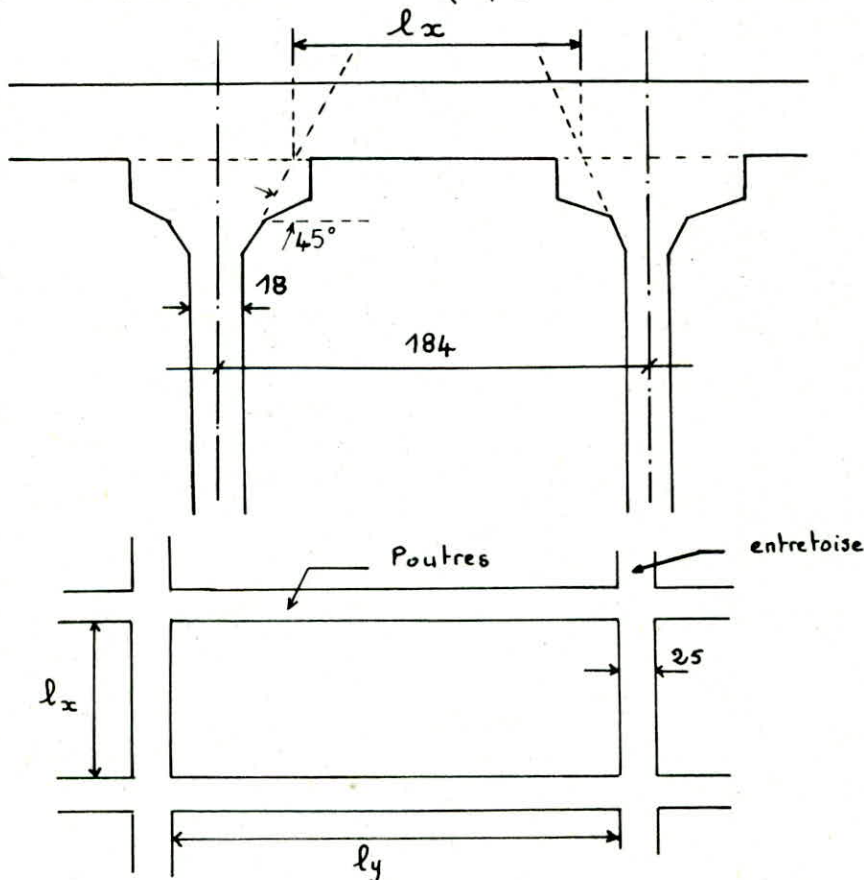
est en béton armé. Elle sera assimilée à un ensemble de panneaux rectangulaires de dimensions  $l_x \times l_y$  avec ( $l_x < l_y$ ).

Ces panneaux seront portés suivant la direction  $l_x$  par les entretoises d'about et suivant  $l_y$  par les poutres principales.

Ils seront considérés comme partiellement encastrés entre eux dans le sens  $l_y$ . On fera le calcul de ceux-ci isostatiquement, puis on déduira les efforts réels (en travée et aux appuis).

#### 1.1 Dimensions du panneau :

$l_x$  et  $l_y$  seront déterminés conformément aux indications de L'IP1 (Chp 2 Art 1.15)



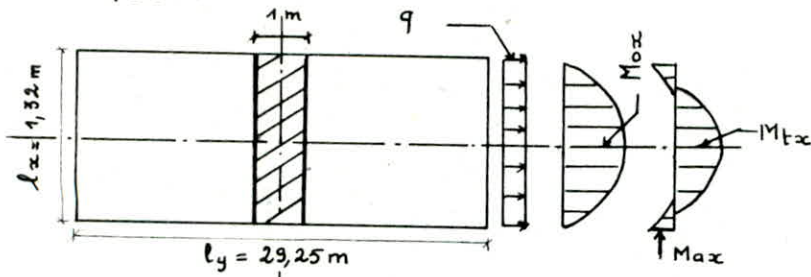
$$\begin{cases} l_x = 1,84 - 0,18 - (0,06 + 0,11) \times 2 = 1,32 \text{ m} \\ l_y = 29,5 - 0,25 = 29,25 \text{ m} \\ \beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,32}{29,25} = 0,045 \quad \beta < 0,4 \end{cases}$$

le panneau est considéré travailler seulement sur le petit côté  $l_x$ .



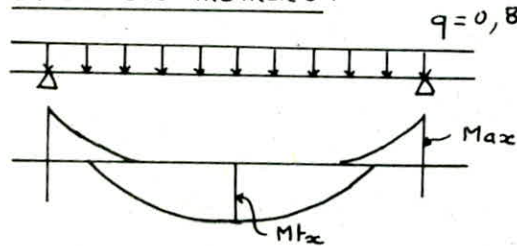
### 1.2 calcul des charges permanentes :

on prendra au milieu de  $l_y$  une bande de 1m de large suivant  $l_x$ . Ce qui revient à étudier une poutre de 1m de large, de hauteur  $h_0 = 26$  cm et de portée  $l_x$   
 $l_x = 1,32$  m



- Poids propre de la dalle  
 $2,5 \times 1 \times 0,26 = 0,65$
  - Revêtement + Etanchéité  
 $2,35 \times 1 \times 0,08 = 0,188$
- 
- $q = 0,838$  t/ml

#### • calcul des moments :



$$M_{ox} = q \frac{l_x^2}{8} = 0,838 \frac{1,32^2}{8} = 0,183 \text{ t.m}$$

$$M_{tx} = 0,8 M_{ox} = 0,146 \text{ t.m}$$

$$M_{ax} = 0,5 M_{ox} = 0,093 \text{ t.m}$$

dans le sens transversal (sens  $l_y$ ), on prendra des armatures de répartition forfaitaires sous les efforts suivants :

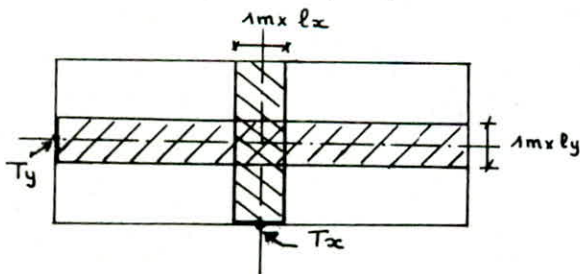
$$M_{ty} = \frac{1}{4} M_{tx} = 0,037 \text{ t.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = 0,093 \text{ t.m}$$

#### • calcul des efforts tranchants :

dans les 2 sens. ( $l_x, l_y$ )

On considère une bande de 1m de large



- au milieu de  $l_y$  :  $T_x = q \frac{l_x \cdot l_y}{2 l_y + l_x}$

- au milieu de  $l_x$  :  $T_x = \frac{1}{3} q l_x$

$$T_x = 0,838 \frac{1,32 \cdot 29,25}{2 \cdot 29,25 + 1,32} = 0,541 \text{ t}$$

$$T_y = \frac{1}{3} \cdot 0,838 \cdot 1,32 = 0,369 \text{ t}$$

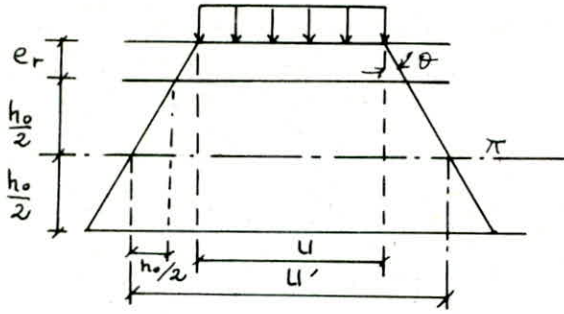
### 1.3 calcul des efforts dus aux surcharges localisées :

Lorsqu'une surcharge localisée s'exerce sur la dalle, les contraintes dues à cette surcharge sont diffusées dans le plan moyen ( $\nabla$ , situé à mi-hauteur de la dalle). IL est de même pour la surface d'impact.

#### 1.3.1 Roue isolée $B_r$ (10t) :

IL faut placer cette surcharge au milieu pour avoir les efforts les plus défavorables.

Diffusion dans le plan moyen: la dalle est constituée d'un revêtement peu rigide (béton bitumineux).



$$U' = U + h_0 + 1,5e_r$$

$$V' = V + h_0 + 1,5e_r$$

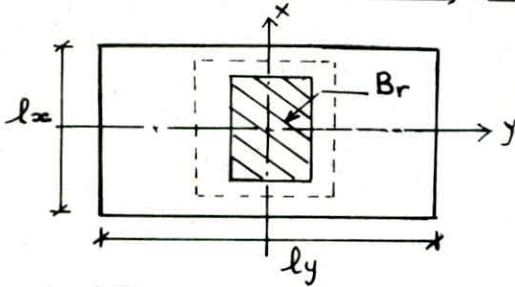
$$e_r = 8 \text{ cm} \quad V = 30 \text{ cm}$$

$$h_0 = 26 \text{ cm} \quad U = 60 \text{ cm}$$

$$U' = 60 + 26 + 1,5 \cdot 8 = 98 \text{ cm}$$

$$V' = 30 + 26 + 1,5 \cdot 8 = 68 \text{ cm}$$

• moment au centre de la plaque:



sens de  $l_x$ :  $M_x = (M_1 + \nu M_2) P$   
 sens de  $l_y$ :  $M_y = (M_2 + \nu M_1) P$

avec:

$\nu$ : coefficient de poisson = 0,15  
 P: charge totale sur la plaque = 10t  
 $M_1$  et  $M_2$  sont les moments unitaires donnés par les abaques de pigeaud.

$$\beta = 0,045 \rightarrow 0$$

$$\frac{\nu'}{l_x} = 0,52 \text{ et } \frac{u'}{l_x} = 0,74$$

$$M_1 = 11,25 \cdot 10^{-2}$$

$$M_2 = 5,65 \cdot 10^{-2}$$

$$M_x = 1,210 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = 0,734 \text{ tm/ml}$$

• Calcul de l'effort tranchant:

$$U' > V' \quad T_{U'} = \frac{P}{2U' + V'} = \frac{10}{2(0,98) + 0,68} = 3,788 \text{ t}$$

$$T_{V'} = \frac{P}{3U'} = \frac{10}{3 \times 0,98} = 3,401 \text{ t}$$

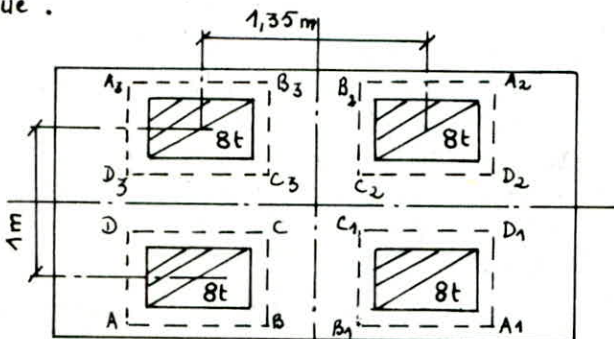
Pour avoir les efforts tranchants au milieu de  $l_x$  et  $l_y$ , on majore  $T_{U'}$  et  $T_{V'}$  de 25%, donc on aura

$$T_y = 1,25 T_{U'} = 1,25 \times 3,788 = 4,735 \text{ t}$$

$$T_x = 1,25 T_{V'} = 1,25 \times 3,401 = 4,251 \text{ t}$$

### 1.3-2 système $B_L$

la position la plus défavorable pour les moments fléchissants sera obtenue lorsqu'on disposera 4 roues de véhicules voisins au milieu de la plaque.



• Diffusion dans le plan moyen

$$U = 60 \text{ cm}$$

$$V = 25 \text{ cm}$$

$$h_0 = 26 \text{ cm}$$

$$e_r = 8 \text{ cm}$$

$$U' = 60 + 1,5 \cdot 8 + 26 = 98 \text{ cm}$$

$$V' = 25 + 1,5 \cdot 8 + 26 = 63 \text{ cm}$$

• étude de l'interférence: suivant  $l_x$ :  $\frac{U'}{2} = 0,49 < 0,50 \text{ m} \rightarrow$  pas d'interférence

suivant  $l_y$ :  $\frac{V'}{2} = 0,32 < 0,675 \text{ m} \rightarrow$  pas d'interférence

La contrainte  $\sigma'$  sur le plan moyen

$$\sigma' = \frac{P}{U' \cdot V'} = 12,958 \text{ t/m}^2$$



• rectangle AA<sub>1</sub>A<sub>2</sub>A<sub>3</sub> :  $M_x^1 = 2,315 \text{ tm/ml}$   
 $M_y^1 = 0,645 \text{ tm/ml}$

• rectangle BB<sub>1</sub>B<sub>2</sub>B<sub>3</sub> :  $M_x^2 = 1,162 \text{ tm/ml}$   
 $M_y^2 = 0,686 \text{ tm/ml}$

• rectangle CC<sub>1</sub>C<sub>2</sub>C<sub>3</sub> :  $M_x^3 = 0,044 \text{ tm/ml}$   
 $M_y^3 = 0,020 \text{ tm/ml}$

• rectangle DD<sub>1</sub>D<sub>2</sub>D<sub>3</sub> :  $M_x^4 = 0,072 \text{ tm/ml}$   
 $M_y^4 = 0,019 \text{ tm/ml}$

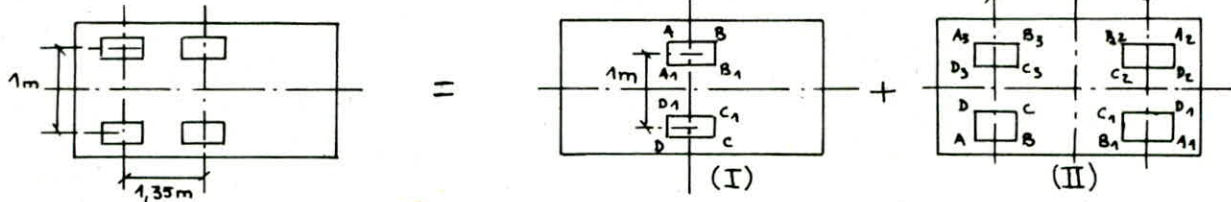
le moment resultant :

$$M_x = M_x^1 - M_x^2 + M_x^3 - M_x^4 = 1,125 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = M_y^1 - M_y^2 + M_y^3 - M_y^4 = -0,040 \text{ tm/ml}$$

Calcul de L'effort tranchant :

La position la plus défavorable est obtenue par la disposition de 2 roues de 2 vehicules au centre de la plaque.



Systeme (I) :  $b' = 12,958 \text{ t/m}^2$      $u' = 98 \text{ cm}$  ;  $v' = 63 \text{ cm}$      $\frac{u'}{2} = 49 < 50 \text{ cm} \rightarrow$  pas d'interference.

rectangle ABCD :  $T_{u'}^1 = 3,522 \text{ t/ml}$

$T_{v'}^1 = 2,721 \text{ t/ml}$

rectangle A<sub>1</sub>B<sub>1</sub>C<sub>1</sub>D<sub>1</sub> :  $T_{u'}^2 = 0,086 \text{ t/ml}$

$T_{v'}^2 = 0,127 \text{ t/ml}$

$\Rightarrow T_{u'}^{(I)} = T_{u'}^1 - T_{u'}^2 = 3,436 \text{ t/ml}$   
 $T_{v'}^{(I)} = T_{v'}^1 - T_{v'}^2 = 2,594 \text{ t/ml}$

Systeme (II) :  $T_{u'}^{(II)} = 0$

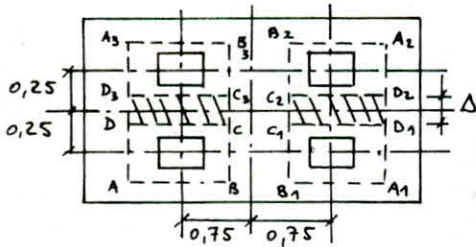
$T_{v'}^{(II)} = 0,606 \text{ t/ml}$

d'où L'effort tranchant final :  $T_{u'} = T_{u'}^{(I)} + T_{u'}^{(II)} = 3,436 \text{ t/ml}$

$T_{v'} = T_{v'}^{(I)} + T_{v'}^{(II)} = 3,200 \text{ t/ml}$

$T_x = 1,25 T_{u'} = 4 \text{ t/ml}$  et  $T_y = 1,25 T_{v'} = 4,295 \text{ t/ml}$

1-3-3 Calcul des efforts pour B<sub>c</sub> : la disposition des roues pour avoir le moment maximum est la suivante.



$u' = 63 \text{ cm}$  ;  $v' = 63 \text{ cm}$

$\frac{u'}{2} = 0,315 \text{ m} > 0,25 \rightarrow$  interference suivant  $l_x$

$\frac{v'}{2} = 0,315 < 0,75 \text{ m} \rightarrow$  pas d'interference suivant  $l_y$ .

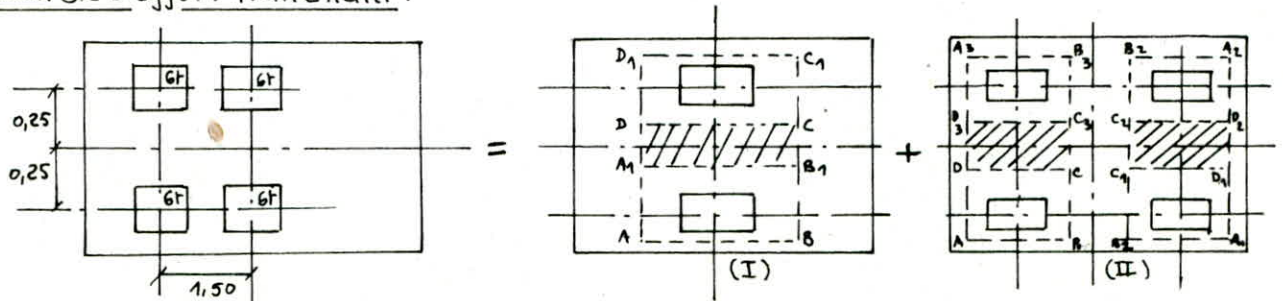
contrainte moyenne  $b' = 15,117 \text{ t/m}^2$ .

zone d'interference  $\Delta = 63 - 50 = 13 \text{ cm}$ .

$$M_x = M_x^1 - M_x^2 + M_x^3 - M_x^4 = 2,663 - 1,537 + 0,533 - 0,345 = 1,313 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = M_y^1 - M_y^2 + M_y^3 - M_y^4 = 0,684 - 0,816 + 0,140 - 0,149 = -0,141 \text{ tm/ml}$$

• calcul de L'effort tranchant :



Systeme (I)  $T_{u'}^I = 4,379 \text{ t/ml}$   
 $T_{v'}^I = 4,066 \text{ t/ml}$

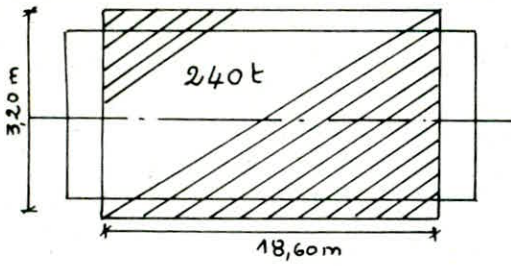
Systeme (II) :  $T_{u'}^{II} = 0$

$T_{v'}^{II} = 0,252 \text{ t/ml}$

Effort tranchant total :  $T_x = 1,25 (T_{v'}^I + T_{v'}^{II}) = 5,398 \text{ t/ml}$  et  $T_y = 1,25 T_{u'}^I = 5,474 \text{ t/ml}$



## 1.4 calcul des efforts dus au convoi D



$$u' = u + 1,5e_r + h_0 = 320 + 1,5 \cdot 8 + 26 = 358 \sim 152 \text{ cm}$$

$$v' = v + 1,5e_r + h_0 = 1860 + 1,5 \cdot 8 + 26 = 1898 \text{ cm}$$

$$\sigma' = \frac{240}{358 \times 18,98} = 3,532 \text{ t/m}^2$$

• calcul du moment  $P = 88,49 \text{ t}$

$$\frac{u'}{l_x} = 1 \text{ et } \frac{v'}{l_x} = 3 \quad M_1 = 4 \cdot 10^{-2} ; M_2 = 0,09 \cdot 10^{-2}$$

$$M_x = (M_1 + v M_2) P = 3,552 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = 0,611 \text{ tm/ml}$$

• calcul de l'effort tranchant :

$$u' < v' \quad T_u' = \frac{P}{3v'} = 1,554 \text{ t/ml} ; T_v' = \frac{P}{2v' + u'} = 2,253 \text{ t/ml}$$

$$T_x = 1,25 T_v' = 2,816 \text{ t/ml} \text{ et } T_y = 1,25 T_u' = 1,943 \text{ t/ml}$$

## 1.5 calcul des efforts dus au convoi Mc120

• moment :  $u' = 1,38 \text{ m} \quad v' = 6,48 \text{ m}$

$$\frac{u'}{l_x} = 1 ; \frac{v'}{l_x} = 3 ; \sigma' = \frac{55}{1,38 \times 6,48} = 6,150 \text{ t/m}^2$$

$$M_1 = 4 \cdot 10^{-2}$$

$$M_2 = 0,09 \cdot 10^{-2}$$

$$\rightarrow M_x = 2,111 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y = 0,363 \text{ tm/ml}$$

• l'effort tranchant :

$$u' < v' \quad T_u' = 2,706 \text{ t/ml} ; T_v' = 3,668 \text{ t/ml}$$

$$\parallel T_x = 4,605 \text{ t/ml}$$

$$\parallel T_y = 3,383 \text{ t/ml}$$

## 1.6 calcul des efforts dus à A(l)

le calcul se fera comme pour le poids propre.

$$A = 960,286 \text{ kg/m}^2 \text{ pour } 1 \text{ m de longueur } q = 960,286 \times 1 = 960,286 \text{ kg/ml}$$

$$M_{0x} = q \frac{l_x^2}{8} = 0,209 \text{ tm}$$

$$\parallel M_{tx} = 0,8 M_{0x} = 0,167 \text{ tm/ml}$$

$$\parallel M_{ax} = 0,5 M_{0x} = 0,105 \text{ tm/ml}$$

On prendra des armatures forfaitaires :

$$\parallel M_{ty} = \frac{1}{4} M_{tx} = 0,042 \text{ tm/ml}$$

$$\parallel M_{ay} = M_{ax} = 0,105 \text{ tm/ml}$$

effort tranchant : on prendra une bande de 1m de large dans les 2 sens ( $l_x, l_y$ )

$$T_x = q \frac{l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = 0,620 \text{ t/ml} ; T_y = \frac{1}{3} q l_x = 0,423 \text{ t/ml}$$

## • calcul du coefficient de majoration :

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

$$l_r = 8 \text{ m}$$

$$l = 9,2 \text{ m} ; L = 29,5 \text{ m}$$

$$l_1 = \max(l_r, l) = 9,2 \text{ m}$$

$$l_1 < L \text{ on prendra } L = l_1 = 9,2 \text{ m}$$

P: poids total du tablier à l'exception des poutres principales et entretoises correspondant à la surface L (après comparaison) x la largeur totale du pont.

$$\text{Dalle + prédalle : } 2,5 \times 0,26 (11,5 - 0,35 \times 2) \times 9,2 = 64,584 \text{ t}$$

$$\text{Revetement : } 2,35 \times 0,08 \times 8 \times 9,2 = 13,837 \text{ t}$$

$$\text{trottoirs + corniches : } 2 \times 2,5 \times (0,21 (1,75 + 0,35)) \times 9,2 = 20,286 \text{ t}$$

$$\text{Glissière + garde corps : } 0,07 \times 9,2 \times 2 = 1,288 \text{ t}$$

$$P = 100 \text{ t}$$

S: surcharge maximum que l'on peut disposer sur une distance L.

$$\text{Pour système } B_c \quad b_c = 1,1 \quad S = 60 \text{ t} \quad S_b = 66 \text{ t} \quad \delta = 1,226$$

$$\text{pour système } B_t \quad b_t = 1 \quad S = 64 \text{ t} \quad S_b = 64 \text{ t} \quad \delta = 1,224$$

$$\text{pour } B_r \quad S = 10 \text{ t} \quad \delta = 1,155$$

Pour Mc120  $s = 110t$   $\delta = 1,270$   
 le panneau étant supposé semi-encasté et  $\rho = \frac{l_x}{l_y} < 0,4$  nous prenons

Suivant  $l_x$ :  $M_{tx} = 0,8 M_x$   $M_{ax} = 0,5 M_x$  pour les charges uniformément réparties  
 $M_{tx} = 0,75 M_x$   $M_{ax} = 0,5 M_x$  pour les charges localisées  
 Suivant  $l_y$ :  $M_{ty} = \frac{1}{4} M_{tx}$   $M_{ay} = M_{ax} = 0,5 M_x$

EFFORTS	G	A (l)	Bc	Bt	Br	Mc120	convoi D
$M_{tx} (tm/ml)$	0,146	0,167	1,328	1,033	1,048	2,145	2,842
$M_{ax}$	0,093	0,105	0,885	0,689	0,699	1,340	1,776
$M_{ty}$	0,037	0,042	0,332	0,258	0,262	0,536	0,711
$M_{ay}$	0,093	0,105	0,885	0,689	0,699	1,340	1,776
$T_x (t/ml)$	0,541	0,620	7,280	4,896	4,910	5,848	2,816
$T_y$	0,369	0,423	7,382	5,257	5,469	4,296	1,943

## 2. sollicitation maximale:

2-1 moments fléchissants: - surcharge civile  $G+1,2S$

- surcharge militaire et exceptionnelle:  $G+S$

G: moment dû au poids propre; S: Somme des moments de flexion locale et transversale  
 suivant  $l_x$ : le convoi D est le plus défavorable.

• Flexion locale  $M_{tx} = 2,842 tm/ml$ ;  $M_{ax} = 1,776 tm/ml$  sous "D"  
 $M_{tx} = 0,146 tm/ml$ ;  $M_{ax} = 0,093 tm/ml$  sous "G"

• Flexion transversale  $M_{tx} = 6,983 tm/ml$   $M_{ax} = -0,544 tm/ml$   
 moments résultants:  $M_{tx} = 9,971 tm/ml$ ;  $M_{ax} = 1,325 tm/ml$ .

Suivant  $l_y$ : flexion locale uniquement (convoi D est le plus défavorable)

moments résultants:  $M_{ty} = 0,037 + 0,711 = 0,748 tm/ml$   
 $M_{ay} = 0,093 + 1,776 = 1,869 tm/ml$ .

2-2 Efforts tranchants: la combinaison la plus défavorable est occasionnée par Bc

$T_x = T_{xc} + 1,2 T_{xBc} = 9,277 t/ml$

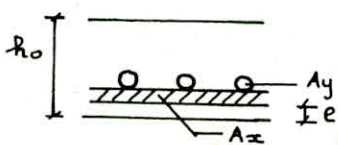
$T_y = T_{yG} + 1,2 T_{yBc} = 9,227 t/ml$

## 3. ferrailage:

### 3-1 suivant $l_x$

- armatures inférieures  $M_{tx} = 9,971 tm/ml$

On utilise la méthode forfaitaire



$h_0 = 26cm$ ;  $e = 1cm$  construction protégée

$\phi \leq \frac{h_0}{10} = 26mm$  on prend  $\phi = 16mm$

$d_1 = 1 + 0,8 = 1,8cm$   $h_x = h_0 - d_1 = 24,2cm$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\frac{7}{8} \cdot h_x \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{9,971 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 24,2 \cdot 2800} = 16,8 cm^2/ml$$

On prendra 9 T16  $\rightarrow 18,15 cm^2/ml$ .

- armatures supérieures:  $M_{ax} = 1,325 tm/ml \rightarrow A_x^a = \frac{M_{ax}}{\frac{7}{8} \cdot h_x \cdot \bar{\sigma}_a} = 2,23 cm^2/ml$

On prendra 5 T10  $\rightarrow A_x = 3,925 cm^2/ml$ .

### 3-2 suivant $l_y$ :

- armatures inférieures:  $d_2 = 1 + \phi + \frac{\phi}{2} = 3,4cm$   $M_{ty} = 0,748 tm/ml$

$h_y = 26 - 3,4 = 22,6cm$ .

$$A_y^t = \frac{M_{ty}}{\frac{7}{8} \cdot h_y \cdot \bar{\sigma}_a} = 1,35 cm^2/ml \text{ on prend } A_y^t = \frac{A_x^t}{4} = 4,54 cm^2/ml$$

donc 5 T12



- armatures supérieures

$$A_y^a = \frac{M_{ay}}{7/8 \cdot h_y \cdot \bar{\sigma}_a} = 3,5 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 5T10/\text{ml.}$$

## 4 - Vérifications:

4-1 Vérification à la fissuration:• armatures inférieures:

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$$

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} k \bar{\sigma}_b}$$

$$k = 10^6 \text{ (fissuration préjudiciable)} ; \eta = 1,6 ; \phi = 16 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_b = 7,65 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tilde{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{18,15}{2 \times 100 \times 1,8} = 0,0504$$

$$\sigma_1 = 3351 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_2 = 2099,1 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} 2800 \\ 3351 \end{array} \right\} \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

le calcul des armatures avec  $\bar{\sigma}_a$  reste valable.• armatures supérieures:

$$\tilde{w}_f = \frac{3,925}{2 \times 100 \times 1,5} = 0,013$$

$$\sigma_1 = 1855 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2655 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \{ 2800, 2655 \} = 2655 \text{ kg/cm}^2$$

on doit recalculer les armatures:

$$A_x^a = A_y^a = \frac{3,925 \times 2800}{2655} = 4,14 \text{ cm}^2/\text{ml on prend } 6T10$$

4-2 Condition de non fragilité:la section réelle  $A$  des armatures longitudinales tendues doit être égale (ou supérieure) à:  $A = \max \{ A_0; \min(A_1, A_2) \}$  $A_0$ : section d'armatures en travée qui résiste aux sollicitations. $A_1$ : Section d'armature susceptible de résister aux sollicitations précédentes majorées de 20%.

$$A_1 = 1,2 A_0$$

$$A_2 = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} b h \frac{2-\beta}{2} \text{ suivant } l_x$$

$$A_2 = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} b h \frac{1+\beta}{4} \text{ suivant } l_y$$

suivant  $l_x$ :

$$A_0 = 18,15 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 21,78 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 0,045$$

$$A_2 = 0,69 \frac{7,65}{2800} 100 \cdot 24,2 \cdot \frac{2-0,045}{2} = 4,50 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{ A_0, A_2 \} = A_0 \text{ la condition est vérifiée}$$

suivant  $l_y$ :

$$A_0 = 4,54$$

$$A_1 = 5,45 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,69 \cdot \frac{7,65}{2800} \cdot 100 \cdot 22,6 \cdot \frac{1+0,045}{4} = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{ 4,54, 1,11 \} = A_0 \text{ la condition est vérifiée.}$$

4-3 Vérification au cisaillement:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,8 \text{ kg/cm}^2$$

suivant  $l_x$ :

$$T_x = 9,277t$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$z = 7/8 h_x = 21,44 \text{ cm}$$

$$\tau_b = 4,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b.$$



suitant  $l_y$ :  $T_y = 9,227 \text{ t}$   $b = 100 \text{ cm}$   $h_y = 23,5 \text{ cm}$   $\bar{z} = \frac{7}{8} h_y = 20,56$   
 $\bar{\sigma}_b = 3,52 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 8,8 \text{ kg/cm}^2$ .

#### 4-4 Verification au poinçonnement

Pour les charges localisées, une vérification au non poinçonnement est nécessaire.

$$\frac{1,5 P}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$$

$P$ : valeur de la charge localisée  
 $h_t$ : épaisseur de la dalle.  
 $P_c$ : perimetre du contour de diffusion sur le plan moyen

Pour  $B_r$ :

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

$$P_c = (0,98 + 0,68) 2 = 3,32 \text{ m} \rightarrow \frac{1,5 \cdot 10 \cdot 10^3}{3,32 \cdot 26 \cdot 10^{-2}} = 1,74 \text{ kg/cm}^2 < 9,2 \text{ kg/cm}^2$$

Pour  $B_t$ :

$$\frac{1,5 P}{P_c h_t} = 1,43 \text{ kg/cm}^2 < 9,2 \text{ kg/cm}^2$$

Pour  $B_c$ :

$$\frac{1,5 P}{P_c h_t} = 1,37 \text{ kg/cm}^2 < 9,2 \text{ kg/cm}^2$$

#### 4-5 Verification à l'adhérence:

$$\bar{\sigma}_d = 2,5 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2,5 \times 1,5 \times 7,65 = 28,7 \text{ kg/cm}^2$$

suitant  $l_x$ :

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T_x}{n p_x \bar{z}_x} = \quad T_x = 9,277 \text{ t} \quad n = 9 ; p_x = \pi \phi = 5 \text{ cm}$$

$$\bar{z}_x = \frac{7}{8} h_x = 21,44 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_d = 9,62 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$$

suitant  $l_y$ :

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T_y}{n p_y \bar{z}_y} \quad T_y = 9,227 \text{ t} \quad n = 5 ; p_y = \pi \cdot 1,2 = 3,77 \text{ cm}$$

$$\bar{z}_y = 20,56 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_d = 23,81 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$$

#### • choix des espacements:

Pour la direction la plus sollicitée  $t \leq (3 h_t, 33 \text{ cm})$   
 Pour la direction  $\perp$   $t \leq (4 h_t, 45 \text{ cm})$

- armatures inférieures:

$$\text{suitant } l_x: \quad t_x = 12,5 \text{ cm}$$

$$\text{suitant } l_y: \quad t_y = 25 \text{ cm}$$

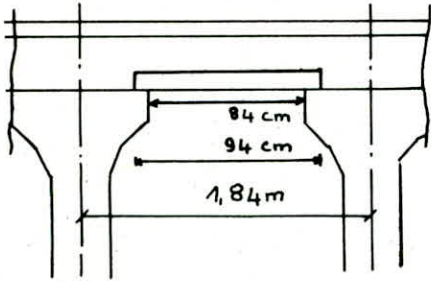
- armatures supérieures:

$$t_x = t_y = 20 \text{ cm}$$

## 5- Etude de la Prédalle:

## 5-1 utilité et chargement de la prédalle:

la prédalle sert de coffrage à la dalle (coffrage perdu) et permettant la circulation des ouvriers lors de l'exécution du ferrailage et le coulage de la dalle. la prédalle est posée sur les ailes de poutres comme le montre le schéma ci dessous.



## • charges et surcharges de la prédalle

• charge:

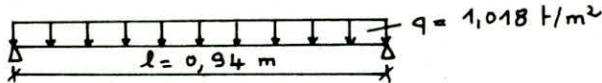
revêtement	:	$0,08 \times 2,35 = 0,188$
Poids du hourdis	:	$2,5 \times 0,26 = 0,650$
Poids propre de la prédalle:		<hr/>
		$G = 0,838 \text{ t/m}^2$

## • surcharge:

surcharge des ouvriers  $S = 150 \text{ kg/m}^2$

Combinaison de calcul  $q = G + 1,2 S = 1,018 \text{ t/m}^2$ .

la prédalle étant continue sur toute la longueur de la travée et de largeur 0,94m Elle travaille dans un seul sens (suivant sa largeur  $l = 0,94 \text{ m}$ ) et se calcule comme une poutre simplement appuyée.



$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 0,112 \text{ tm/ml}$$

## 5-2 ferrailage

Acier:  $\phi \leq \frac{h_t}{10} = \frac{50}{10} = 5 \text{ mm}$   $\phi = 5 \text{ mm}$ .

$h = h_t - d = 5 - (1 + 0,25) = 3,75 \text{ cm}$

Méthode de charon:

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a h^2 b} = 0,045 \rightarrow K = 40,6$$

$$E = 0,910$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{40,6} = 68,97 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 90 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A_x = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 1,17 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on prendra } 7T5/\text{ml}$$

dans l'autre sens on prend  $A = \frac{1}{4} A_x = 0,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 3T5/\text{ml}$ .

## 5-3 vérification des contraintes:

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} \rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{M}{E \cdot h \cdot A} \quad E = 0,910 \quad K = 40,6 \quad \bar{\sigma}_a = 2388 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800$$

## ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DES POUTRES

### 1. Notations utilisées

B : aire de la section droite

v : distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure.

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

h<sub>t</sub> : hauteur totale de la section

h : hauteur utile d'une section  $h = h_t - d'$

e : excentricité : distance du centre de gravité de la section au point de passage de la résultante des forces de précontrainte.

P : sollicitation développée par les forces de précontrainte.

$\bar{\sigma}$  : contrainte admissible en compression pour le béton.

$\bar{\sigma}$  : contrainte admissible en traction pour le béton.

$\beta = \frac{i^2}{vv'}$  rendement géométrique de la section

$i = \frac{I}{B}$  rayon de giration.

I : moment d'inertie de la section droite.

d' : distance du point de passage de la résultante des forces de précontrainte à la fibre la plus voisine.

M<sub>G</sub> : moment flechissant développé par les charges permanentes.

M<sub>Q</sub> : moment flechissant développé par les surcharges.

### 2. Détermination de l'effort de précontrainte :

L'effort de précontrainte sera

déterminé de manière à ce qu'il n'y ait pas des contraintes de traction dans chaque section.

#### • Calcul des contraintes dues aux charges et surcharges :

Nous considérons la poutre qui est la plus sollicitée (P<sub>4</sub>). Cette poutre nous donne des efforts max à  $\frac{L}{2}$ .

#### • Caractéristiques géométriques de la section (poutre + dalle).

$$B = 8702 \text{ cm}^2 \quad I = 18547570,260 \text{ cm}^4 \quad v = 44,74 \text{ cm} \quad v' = 111,26 \text{ cm}$$

$$i^2 = 2131,415 \text{ cm}^2 \quad e = -v' + d' = -96,26 \text{ cm} \quad (d' = 15 \text{ cm}).$$

#### - Sous charges permanentes : M<sub>G</sub> = 382,689 t.m

fibre supérieure  $\sigma'_G = \frac{M_G}{I} v = \frac{382,689 \cdot 10^5}{18547570,260} \cdot 44,74 = 92,31 \text{ kg/cm}^2$

fibre inférieure  $\sigma_G = -\frac{M_G}{I} v' = -\frac{382,689 \cdot 10^5}{18547570,260} \cdot 111,26 = -229,561 \text{ kg/cm}^2$

#### - Sous surcharge M<sub>Q</sub> = 283,260 t.m (convoy)

fibre supérieure  $\sigma'_Q = \frac{M_Q}{I} v = \frac{283,260 \cdot 10^5}{18547570,260} \cdot 44,74 = 68,33 \text{ kg/cm}^2$

fibre inférieure  $\sigma_Q = -\frac{M_Q}{I} v' = -\frac{283,260 \cdot 10^5}{18547570,260} \cdot 111,26 = -169,92 \text{ kg/cm}^2$

la contrainte de traction totale sur la fibre inférieure est :

$$\bar{\sigma} = -229,561 - 169,92 = -399,48 \text{ kg/cm}^2.$$

la poutre est sollicitée en flexion composée sous l'action de l'effort de précontrainte



Fibre supérieure :

$$\sigma_p = \frac{P}{B} \left( 1 + e \frac{V}{i^2} \right) \quad \text{traction}$$

Fibre inférieure :

$$\sigma'_p = \frac{P}{B} \left( 1 - e \frac{V'}{i^2} \right) \quad \text{compression.}$$

Pour qu'il n'y ait pas de traction à la fibre inférieure, nous devons avoir la condition suivante.

$$\sigma'_p = \frac{P}{B} \left( 1 - e \frac{V'}{i^2} \right) \geq 0 \rightarrow \frac{P}{8702} \left( 1 + \frac{96,26 \cdot 111,26}{2131,415} \right) \geq 399,48$$

$$P \geq 576,99 \text{ t}$$

$$P = 577 \text{ t}$$

### 3- Détermination du nombre de câbles :

On estime les pertes de tension à 25%. L'intensité de la force de précontrainte à donner est :

$$P_0 = 1,25 P = 721,25 \text{ t}$$

la contrainte à la mise en tension à l'origine  $\sigma_0 = \min(0,85 R_g; 0,95 T_g)$   
d'après L'I.P.1.

$$\text{le nombre de câble } n = \frac{P_0}{w \cdot \sigma_0} = \frac{721,25 \cdot 10^3}{9,73 \cdot 14934} = 4,96 \approx 5$$

on prend 5 câbles type 7T15

### 4- Relevage des câbles

vu la symétrie de la poutre et le type d'ancrage utilisé (actif-actif), nous allons faire uniquement la description sur une demi-portée. Dans la section médiane tous les câbles de la poutre sont rectilignes et placés à l'excentricité maximale  $e$ .

Entre la section médiane et l'appui, les câbles sont relevés dont certains disparaissent au fur et à mesure qu'on s'approche de l'appui pour émerger sur la partie supérieure de la poutre, les câbles restant vont filer jusqu'à l'about suivant une disposition uniforme, de façon à ne pas changer le centre de gravité de la section d'about (ou à la rigueur il faut que le centre de gravité des câbles soit proche du centre de gravité de la section d'about) et ceci pour diminuer la force de précontrainte à l'about.

Le relevage des câbles se base sur les données suivantes :

- la zone de relevage des câbles est définie par la longueur  $L_0$   

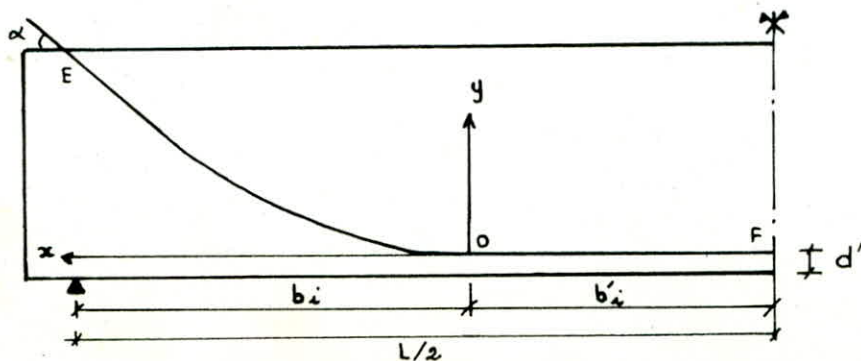
$$\frac{L}{4} \leq L_0 \leq \frac{L}{3} \quad (L: \text{portée du pont})$$

- angle de sortie des câbles émergents est  $\alpha = 24,23^\circ$  (angle standard)

- angle de sortie des câbles d'about :  $0 \leq \alpha \leq 20^\circ$

- rayon de courbure  $R$  des câbles est tel que  $R \geq 800\phi$

- tous les câbles présentent une partie parabolique et une partie rectiligne.



OF : zone rectiligne de longueur  $b_i'$

OE : zone parabolique  $y = ax^2$

$b_i$  : projection horizontale de la partie parabolique.

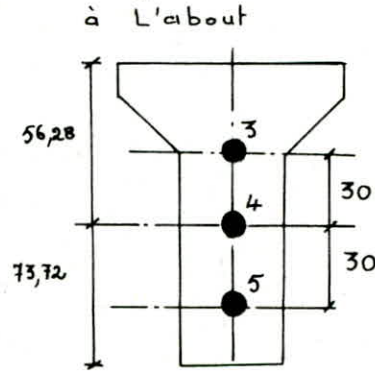
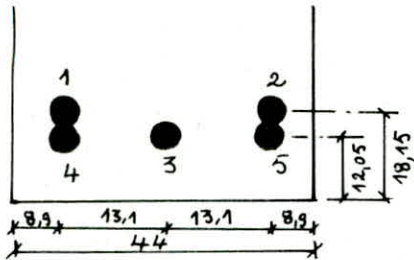
Soient  $x$  l'abscisse d'un point de la partie parabolique (o l'origine) et  $y$  son ordonnée

L'équation de la partie parabolique s'écrit  $y = ax^2 = f(x)$   $\frac{dy}{dx} = 2ax$  pour  $x = b_i$

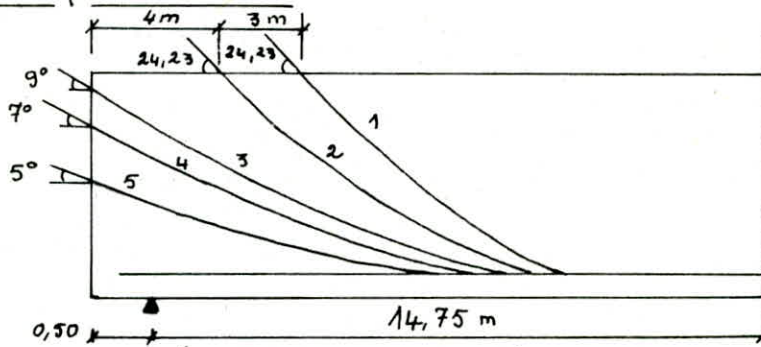
on a  $y = a_i b_i^2$  et  $\operatorname{tg} \alpha = 2 a_i b_i$

$$\text{on aura : } a_i = \frac{\operatorname{tg}^2 \alpha}{4 y_i} ; b_i = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{2 a_i}$$

Disposition des câbles dans la section médiane



tracé schématique des câbles :



les valeurs de  $b_i$  et  $b_i'$  pour chaque câble.

Cables	$d_i$ [cm]	$\alpha_i$ [°]	$y_i$ (cm)	$a_i$ [m <sup>-1</sup> ]	$b_i$ [m]	$b_i'$ [m]
5	12,05	5	31,67	$6,04 \cdot 10^{-3}$	7,24	8,01
4	12,05	7	61,67	$6,11 \cdot 10^{-3}$	10,05	5,2
3	12,05	9	91,67	$6,84 \cdot 10^{-3}$	11,58	3,67
2	18,15	24,23	111,85	$4,53 \cdot 10^{-2}$	4,97	6,28
1	18,15	24,23	111,85	$4,53 \cdot 10^{-2}$	4,97	3,28

### 5- Calcul des caractéristiques géométriques des sections et des excentricités du câble équivalent :

on remplace fictivement l'ensemble des forces de précontraintes (appliquées dans la section par chacun des câbles) par leur résultante  $P$ .

L'ensemble des câbles en question peut donc être assimilé pour la section considérée à 1 câble unique (câble moyen fictif équivalent)

#### • caractéristiques géométriques nettes :

C'est la section poutre + dalle qui est prise en compte.

on déterminera les caractéristiques à l'about, à  $\frac{L}{2}$ , à  $\frac{L}{4}$  et aux sections d'émergence des câbles.



$$B_{nette} = B_{brute} - B(\phi)$$

$$S_{\Delta net} = B_{nette} \cdot v \rightarrow v = \frac{S_{\Delta net}}{B_{nette}} ; v' = h_t - v$$

$$S_{\Delta net} = S_{\Delta brut} - S_{\Delta}(\phi) \rightarrow S_{\Delta}(\phi) = B(\phi) \cdot Z$$

$$I_{\Delta net} = I_{\Delta brut} - I_{\Delta}(\phi) \rightarrow I_{\Delta}(\phi) = I_o(\phi) + \sum B_i(\phi) \cdot z_i^2$$

$$I_{G_{net}} = I_{\Delta net} - S_{\Delta net} \cdot v \quad i^2 = \frac{I_{G_{net}}}{B_{nette}}$$

$B(\phi)$  : section des câbles.

$B_{brute}$  : section brute

$B_{nette}$  : section nette

$S_{\Delta}(\phi)$  : moment statique des trous par rapport à la fibre supérieure

$S_{\Delta brut}$  : moment statique de la section brute par rapport à la fibre supérieure

$I_{\Delta brut}$ ,  $I_{\Delta net}$  : moments d'inertie respectivement de la section brute et la section nette par rapport à la fibre supérieure

$I_{G_{net}}$  : moment d'inertie par rapport au centre de gravité de la section nette.

$v$ ,  $v'$  : distances respectivement entre le centre de gravité de la section nette et la fibre supérieure et le centre de gravité de la section nette et la fibre inférieure.

• Excentricité du câble équivalent dans une section:

L'effort de précontrainte

total dans une section peut se décomposer en deux composantes :

$$N = \sum F \cos \alpha_i \quad \text{et} \quad V = \sum F \sin \alpha_i ; F: \text{effort de précontrainte d'un seul câble.}$$

$N$  : composante horizontale

$V$  : composante verticale

soit  $z_i$  : distance du point d'application du câble  $i$  à la fibre supérieure de la section.

$Z$  : distance du point d'application du câble équivalent à la fibre supérieure.

$$\text{on a } Z N = \sum z_i F \cos \alpha_i \Rightarrow Z = \frac{F \sum z_i \cos \alpha_i}{F \sum \cos \alpha_i} = \frac{\sum z_i \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

L'excentricité du câble équivalent par rapport au centre de gravité de la section nette :  $e = v - Z$

6- fuseaux limites :

1<sup>er</sup> fuseau limite : c'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le tracé du câble équivalent pour qu'il n'y ait pas de traction (quelque soit le cas de charge) sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes.

les valeurs limites pour l'excentricité de la précontrainte (excentricité du câble équivalent)

$$e_1 = a' - \frac{MG}{N} \quad \text{et} \quad e_2 = a - \frac{MG + MQ}{N}$$

$a'$  et  $a$  sont les limites du noyau central  $a' = -\frac{i^2}{v}$  et  $a = \frac{i^2}{v'}$

2<sup>ème</sup> fuseau limite :

c'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le câble équivalent pour que la contrainte maximale reste inférieure ou égale à  $\bar{\sigma}$  (contrainte maximale admissible en compression), sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes et quel que soit le cas de charge.



les valeurs limites de ce fuseau sont:

$$S = \left( \frac{\bar{\sigma} \cdot B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{V} - \frac{MG + MQ}{N}$$

$$S' = - \left( \frac{\bar{\sigma} \cdot B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{V'} - \frac{MG}{N}$$

• calcul des sections et des excentricités :

Nous présentons un exemple de calcul pour

la section à  $\frac{L}{4}$ .

$$x_i \left( \frac{L}{4} \right) = \frac{L}{4} - b_i ; \quad y_i = a_i x_i^2 ; \quad \alpha_i = \text{Arctg} (2 a_i x_i)$$

câbles	$\alpha$	y	$\bar{z}$	$\cos \alpha$	$\bar{z} \cos \alpha$	$\bar{z}^2$
5	0	0	143,95	1	143,95	20721,60
4	1,52	2,89	141,06	1	141,06	19897,92
3	2,90	9,3	143,65	0,999	134,52	18130,62
2	5,67	5,43	132,42	0,995	131,76	17535,06
1	20,36	75,96	61,89	0,938	58,05	3830,37
			$\Sigma$		609,34	80115,57

$$\bar{z} = 123,55 \text{ cm}$$

$$B_{\text{brute}} = 9160 \text{ cm}^2 ; \quad S_{\Delta \text{brut}} = 423174,88 \text{ cm}^3 ; \quad I_{\Delta \text{brut}} = 39961985,42 \text{ cm}^4$$

$$B(\phi) = 5 \frac{\pi D^2}{4} = 146,123 \text{ cm}^2$$

$$S_{\Delta}(\phi) = B(\phi) \cdot \bar{z} = 18053,537 \text{ cm}^3$$

$$I_{\Delta}(\phi) = 5 \frac{(6,1)^3 \cdot \pi}{64} + \frac{\pi (6,1)^2}{4} \cdot 80115,57 = 2341690,57 \text{ cm}^4$$

$$B_{\text{nette}} = 9160 - 146,123 = 9013,88 \text{ cm}^2 ; \quad S_{\Delta \text{net}} = 423174,88 - 18053,537 = 405121,34 \text{ cm}^3$$

$$I_{\Delta \text{net}} = 39961985,42 - 2341690,57 = 37620294,85 \text{ cm}^4$$

$$V = 44,94 \text{ cm} \rightarrow V' = 111,06 \text{ cm}$$

$$I_G = 19414141,84 \text{ cm}^4 ; \quad i^2 = 2153,80 \text{ cm}^2 ; \quad e = -78,61 \text{ cm}$$

Nous regroupons dans le tableau suivant les résultats pour les autres sections.

Sections	B [cm <sup>2</sup> ]	I <sub>G</sub> [cm <sup>4</sup> ]	i <sup>2</sup> [cm <sup>2</sup> ]	V [cm]	V' [cm]	e [cm]
about	11186,33	24422245,84	2183,22	53,72	102,28	-28,64
avant câble 2	9072,33	19998277,02	2193,29	45,47	110,53	-75,82
après câble 2	9043,1	19900756,93	2200,66	45,52	110,48	-53,51
avant câble 1	9043,1	19508591,87	2157,29	45,08	110,92	-85,2
après câble 1	9013,88	19520390,44	2165,59	45,11	110,89	-68
à $\frac{L}{4}$	9013,88	19414141,84	2153,80	44,94	111,06	-78,61
à L/2	9013,88	19062717,89	2114,82	44,65	111,35	-96,86

les valeurs de  $e_1, e_2, S$  et  $S'$  pour les sections médiane, quart et à l'about sont regroupées dans les tableaux suivants:

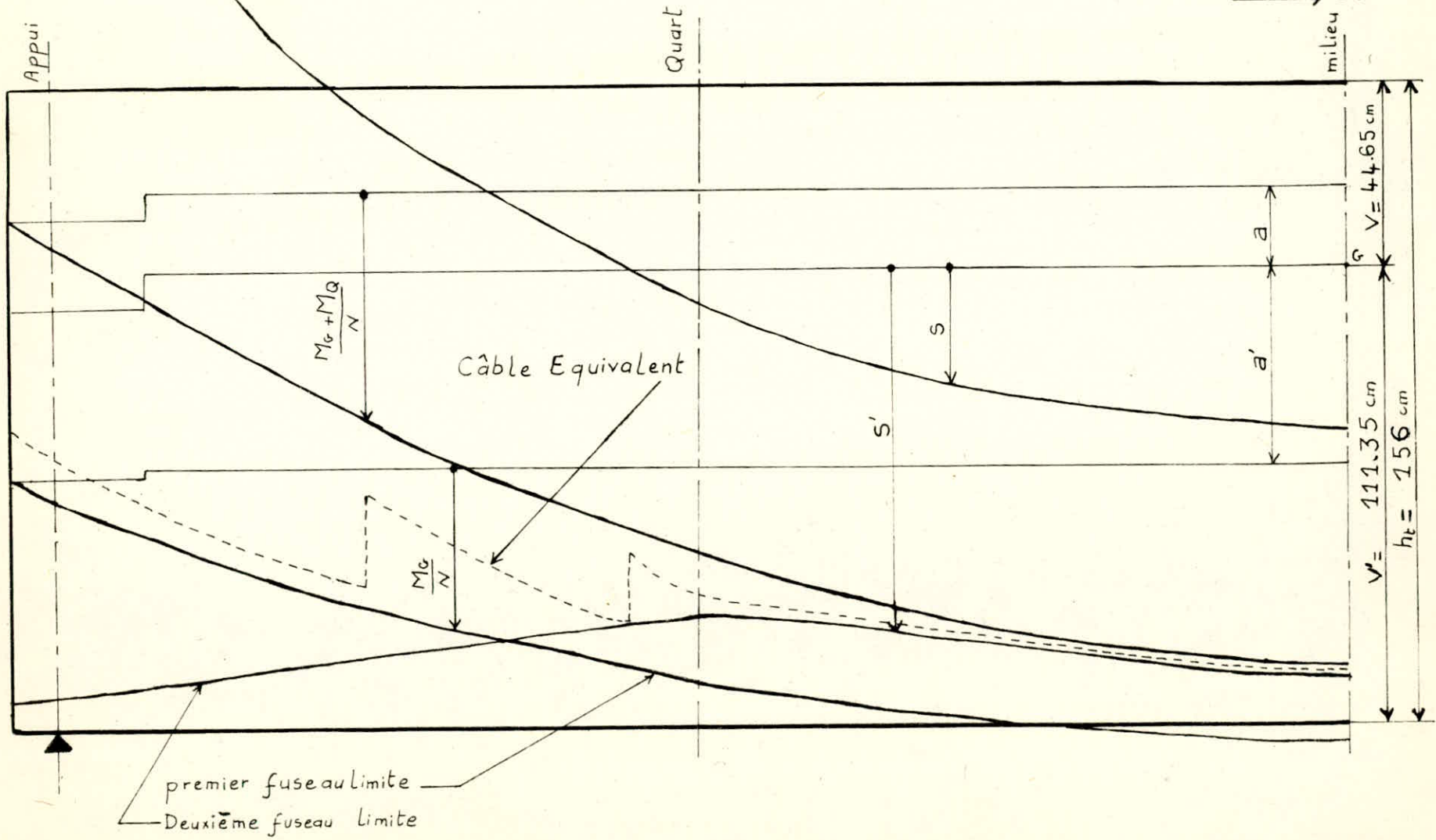
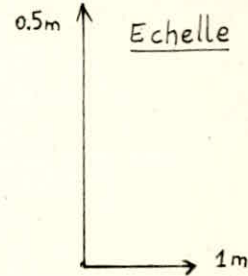
## les limites du premier fuseau

Sections	MG [tm]	MQ [tm]	$N = \sum F \cos \alpha$ [t]	Mg/N [cm]	$\frac{MG+MQ}{N}$ [cm]	a [cm]	a' [cm]	e <sub>1</sub> [cm]	e <sub>2</sub> [cm]
Mediane	382,689	283,260	577	66,32	115,42	18,99	-47,36	-111,68	-96,43
Quart	287,016	212,445	569,15	50,43	87,76	19,39	-47,93	-98,36	-68,37
About	0	0	345,85	0	0	21,35	-40,64	-40,65	21,35

## les limites du deuxième fuseau

Sections	B [cm <sup>2</sup> ]	N [t]	$-a' = \frac{i^2}{v}$ [cm]	$a = \frac{i^2}{v}$ [cm]	$\frac{\bar{S} \cdot B}{N}$	$\frac{MG}{[cm] \cdot N}$	$\frac{MG+MQ}{[cm] \cdot N}$	S [cm]	S' [cm]
Mediane	9013,88	577	47,36	18,99	2,62	66,32	115,42	-38,51	-97,16
Quart	9013,88	569,15	47,93	19,39	2,66	50,43	87,76	-8,20	-82,62
About	11186,33	345,85	40,64	21,35	5,43	0	0	180,04	-94,58

# Fuseaux Limites et Câble Equivalent





## CALCUL DES PERTES ET CHUTES DE TENSION

1. les pertes et chutes de tension qui vont se produire entre l'instant de la mise en tension des câbles et la période dite de service sont dûes aux:

- Pertes instantanées :

- Pertes dûes aux frottements
- Pertes par recul d'ancrage
- Raccourcissement instantané du béton.

- Pertes différées :

- Pertes dûes au retrait du béton.
- Pertes dûes au fluage du béton
- Pertes dûes à la relaxation des Aciers.

2. Pertes instantanées :

2.1 frottements: il s'agit de la perte de tension qui se produit tout le long du câble par frottement dans la gaine. Ces pertes peuvent être calculées par la relation suivante :

$$\Delta \sigma_f = \sigma_0 (f \cdot \alpha + \varphi l)$$

avec  $l = l_c + l_d$  ( $l$ : longueur du câble)

$\varphi$ : Coefficient de perte de ligne  $\varphi = 0,002$  rad/m.

$\sigma_0 = \min(0,85 R_g; 0,95 T_g) = 14934$  kg/cm<sup>2</sup>.

$\alpha$ : angle de relevage des câbles [radian]

$f$ : coefficient de frottement câble gaine  $f = 0,17$

• Calcul de la longueur courbe  $l_c$ :

le tronçon parabolique du câble est

d'équation:  $y = ax^2 \rightarrow dy = 2ax dx$

$l_c = \int ds = \int \sqrt{dx^2 + dy^2} = \int \sqrt{1 + (2ax)^2} dx$ , en effectuant un changement de variable

on obtient:  $l_c = \frac{1}{4a} \left[ \ln(2ax + \sqrt{1 + (2ax)^2}) + 2ax \sqrt{1 + (2ax)^2} \right]$

les pertes par frottements entre la section d'about et la section médiane :

Câbles	$\alpha$ [°]	$\alpha$ [rad]	$x$ [m]	$l_c$ [m]	$l_d$ [m]	$l$ [m]	$\Delta \sigma_f$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
5	5	0,087	7,24	7,26	8,01	15,27	676,36
4	7	0,122	10,05	10,08	5,20	15,28	766,11
3	9	0,157	11,58	11,63	3,67	15,30	855,56
2	24,23	0,423	4,97	5,13	6,28	11,41	1414,69
1	24,23	0,423	4,97	5,13	3,28	8,41	1325,09

$$\Delta \sigma_f^{\text{moy}} = 1007,56 \text{ kg/cm}^2$$

les pertes de frottements entre la section d'about et la section d'émergence du câble (2) :

Cables	$\alpha$ [°]	$\alpha$ [rad]	$x$ [m]	$l_c$ [m]	$l_d$ [m]	$l$ [m]	$\Delta \sigma_f$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
5	2,24	0,039	3,24	3,24	0	3,24	195,78
4	4,23	0,074	6,05	6,06	0	6,06	368,86
3	5,92	0,103	7,58	7,59	0	7,59	488,19

$$\Delta \sigma_f^{\text{moy}} = 350,94 \text{ kg/cm}^2.$$

• Pertes de frottement entre la section d'about et section d'émergence du câble (1)

Câbles	$\alpha$ [°]	$\alpha$ [rad]	$x$ [m]	$l_c$ [m]	$l_d$ [m]	$l$ [m]	$\Delta\sigma_f$
5	0	0	0,24	0,24	0	0,24	7,16
4	2,13	0,037	3,05	3,05	0	3,05	185,03
3	3,59	0,063	4,58	4,58	0	4,58	296,74
2	10,12	0,177	-2,03				449,36

$$\Delta\sigma_f^{\text{moy}} = 234,57 \text{ kg/cm}^2.$$

2-2 Pertes par recul d'ancrage: dues au relachement de la tension du vérin.

Ces Pertes sont calculées par la formule suivante:

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} = 2\sigma_0 [f\alpha + \varphi l] \frac{x}{l}$$

x: étant la longueur du câble sur laquelle s'effectue la perte par recul d'ancrage

$$x = \sqrt{\frac{g E_a}{\sigma_0 \left(\frac{f\alpha}{l} + \varphi\right)}} \quad \text{d'où } \Delta\sigma_{\text{recul}} = 2g \frac{E_a}{x}$$

$E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ;  $g = 5 \text{ mm}$ ;  $\sigma_0 = 14934 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f = 0,17$ ;  $\varphi = 0,002$   
pour un point de l'armature situé à une distance  $x$  de l'ancrage

$$x < x \quad \Delta\sigma_{\text{recul}}(x) = 2g E_a \frac{x-x}{x^2} \quad [\text{kg/cm}^2]$$

le tableau donnant les pertes par recul d'ancrage pour différentes sections.

câbles	X [m]	Appui	à 4 m	à 7 m	à L/2
5	17,77	1575,69	1221	954,99	223,45
4	16,71	1675,64	1274,53	973,70	146,41
3	15,82	1769,91	1322,40	986,76	63,77
2	10,63	—	1642,88	899,49	—
1	9,43	—	—	765,14	—
$\Delta\sigma_{\text{recul}}^{\text{moy}}$		1673,75	1365,20	916,02	144,54

2-3 Raccourcissement instantané du béton:

Elles sont évaluées par la

formule suivante:

$$\Delta\sigma_{\text{racc}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_a}{E_i} \sigma'_{b_j}$$

$$E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_{28}} = 420000 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma'_{b_j}$ : contrainte probable du béton au niveau du centre de gravité des câbles dans la section considérée sous l'effet de toutes les actions de longues durées

$$\sigma'_b = \frac{N}{B} + \frac{N e^2}{I} + \frac{M_G e}{I}$$

$$\text{Section à } \frac{L}{2} \quad \sigma'_b = \frac{577 \cdot 10^3}{9013,88} + \frac{577 \cdot 10^3 \cdot 96,86^2}{19062717,89} + \frac{382,689 \cdot 10^5 \cdot 96,86}{19062717,89} = 153,53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Section à } \frac{L}{4} \quad B = 9013,88 \text{ cm}^2; \quad e = 78,61; \quad N = 569,15 \text{ t}; \quad M_G = 287,016 \text{ tm}$$

$$I = 19414141,84 \text{ cm}^4 \quad \rightarrow \quad \sigma'_b = 128,09 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_{b_j} = \sigma'_{b \text{ moy}} = 140,81 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Delta\sigma_{\text{racc}} = 335 \text{ kg/cm}^2.$$

## 3- les pertes différées

3.1 fluage :  $\Delta \sigma_{fl} = \frac{2 E_a}{E_i} \sigma'_{bj} = \frac{2 \cdot 2,1 \cdot 10^6}{4 \cdot 20000} \cdot 140,81 =$   
 $\Delta \sigma_{fl} = 1341 \text{ kg/cm}^2$

3.2 Retrait :  $\Delta \sigma_{ret} = \epsilon_r \cdot E_a$  nous prenons  $\epsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$   
 $\Delta \sigma_{ret} = 600 \text{ kg/cm}^2$

3.3 Relaxation des aciers : IP2

$$\Delta \sigma_{rel} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2,4 \frac{\rho_{1000}}{100} \cdot \frac{\sigma_{pi} - 0,55 R_G}{0,25 R_G} \cdot \sigma_{pi} \\ \frac{\rho_{3000} + 2,5}{100} \cdot \frac{\sigma_{pi} - 0,55 R_G}{0,25 R_G} \cdot \sigma_{pi} \end{array} \right.$$

$$\rho_{1000} = 0,025$$

$$\rho_{3000} = 0,003 \quad ; \quad R_G = 18490 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \sum \Delta \sigma_{instantanées} \quad ; \quad \sigma_0 = 14934 \text{ kg/cm}^2$$

à l'about :  $\sigma_{pi} = 14934 - 0 - 1673,75 - 335 = 12925,25 \text{ kg/cm}^2$

section d'émergence du câble (2) :  $\sigma_{pi} = 14934 - 350,94 - 1365,20 - 335 = 12882,86$

section d'émergence du câble (1) :  $\sigma_{pi} = 14934 - 234,57 - 916,02 - 335 = 13448,41$

section médiane :  $\sigma_{pi} = 14934 - 1007,56 - 144,54 - 335 = 13446,9 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{pi} \text{ moyenne} = 13175,86 > 0,55 R_G = 10169,50 \text{ kg/cm}^2$$

nous prenons  $\sigma_{pi} \text{ moyenne} = 13175,86 \text{ kg/cm}^2$  pour toutes les sections.

$$\Delta \sigma_{rel} = \max \left\{ \begin{array}{l} 5,212 \\ 217,43 \end{array} \right. \quad \Delta \sigma_{rel} = 217,43 \text{ kg/cm}^2$$

les pertes différées à prendre d'après l'IP N°2

$$\Delta \sigma_{diff} = \begin{cases} \Delta \sigma_{ret} + \Delta \sigma_{fl} + \Delta \sigma_{rel} - \Delta \sigma_{rel} \frac{(\Delta \sigma_{ret} - \Delta \sigma_{fl})}{\sigma_{pi} - 0,55 R_G} & \text{si } \Delta \sigma_{ret} + \Delta \sigma_{fl} < \sigma_{pi} - 0,55 R_G \\ \Delta \sigma_{ret} + \Delta \sigma_{fl} & \text{sinon.} \end{cases}$$

$$\Delta \sigma_{ret} + \Delta \sigma_{fl} = 1941 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{pi} - 0,55 R_G = 3039,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_{ret} + \Delta \sigma_{fl} < \sigma_{pi} - 0,55 R_G$$

$$\Delta \sigma_{diff} = 2019,6 \text{ kg/cm}^2$$



## VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

On vérifiera toutes les contraintes qui vont apparaître au cours des cinq phases d'exécution

**PHASE 1** : Coulage de la poutre. Après durcissement suffisant du béton, on met en tension une première série de câble (5, 4, 3). Ces opérations seront exécutées au sol. les contraintes qui se développent au niveau de la section résistante (Poutre seule): Poids propre de la poutre et la précontrainte de la 1<sup>ère</sup> série de câble.

**PHASE 2** : Exécution de la dalle et des entretoises coulés en place. les contraintes qui apparaissent au cours de cette phase au niveau de la section de la poutre seule: le poids de dalle et de l'entretoise, la précontrainte de la 1<sup>ère</sup> série de câble

**PHASE 3**: la dalle participe pleinement à la résistance de l'ensemble après avoir atteint le durcissement nécessaire. la section résistante est alors la section complète (Poutre+dalle). mise en tension de la 2<sup>ème</sup> série de câbles (2, 1). les contraintes à prendre en compte sont celles produites par le poids propre de la poutre, le poids de la dalle et des entretoises, la précontrainte de 1<sup>ère</sup> série de câbles après consommation de pertes et la précontrainte de la 2<sup>ème</sup> série de câbles.

**PHASE 4**: mise en place de la superstructure (trottoirs, gardes-corps, corniches...). la section résistante (Poutre+dalle). les contraintes à considérer sont celles induites par: le poids de la superstructure, le poids de la dalle et entretoises, le poids de la poutre et les précontraintes des deux séries de câbles après consommation de toutes les pertes.

**PHASE 5**: Phase de vérification en service. on procédera à la vérification sous surcharge la plus défavorable (Convoi D).

### 1. Détermination de la contrainte initiale:

la mise en tension des différents câbles au droit de la section médiane est résumée dans le tableau ci-après

Câbles	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
contrainte de mise en tension	14934	14934	14934	14934	14934
Perte par raccourcissement	335	335	335	335	335
Perte par frottement	1325,09	1414,69	855,56	766,11	676,36
Perte par recul d'ancre	0	0	63,77	146,41	223,45
contrainte juste après la mise en tension	13273,91	13184,31	13679,67	13686,48	13699,19

On prendra comme contrainte initiale de calcul la moyenne des contraintes juste après la mise en tension :  $\sigma_i = 13504,71 \text{ kg/cm}^2$ .

Caractéristiques de la poutre à mi-travée:

	B [cm <sup>2</sup> ]	I [cm <sup>4</sup> ]	i <sup>2</sup> [cm <sup>2</sup> ]	V [cm]	V' [cm]	e [cm]
Poutre + Dalle	9013,88	19062717,89	2114,82	44,65	111,35	-96,86
Poutre seule	4229,88	8578451,69	2028,06	54,45	75,55	-61,06

### Phase 1 :

contrainte initiale au milieu  $\sigma_i = 13504,71 \text{ kg/cm}^2$

la force de précontrainte de chaque câble :  $P = 13504,71 \times 9,73 = 131400,83 \text{ kg}$

La précontrainte des câbles disposés à l'about  $N_1 = 3P = 394202,48 \text{ kg}$ .

Cette force engendre des contraintes:

$$\text{fibre supérieure : } \sigma_{ps} = \frac{N_1}{B} \left( 1 + e \frac{V'}{i^2} \right)$$

$$\text{fibre inférieure } \sigma_{pi} = \frac{N_1}{B} \left( 1 - e \frac{V'}{i^2} \right)$$

• les contraintes dues au poids propre de la poutre:  $M_{G_0} = 152,50 \text{ tm}$

fibre supérieure:  $\sigma_{G_s} = \frac{M_{G_0} \cdot v}{I}$  ; fibre inférieure  $\sigma_{G_i} = -\frac{M_{G_0} \cdot v'}{I}$

• Contraintes effectives résultantes de l'effet de la précontrainte:

$$\sigma_s = \sigma_{ps} + \sigma_{G_s} \quad \text{et} \quad \sigma_i = \sigma_{pi} + \sigma_{G_i}$$

$$\sigma_{ps} = -59,55 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_{G_s} = 96,80 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma_s = 37,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{pi} = 305,18 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_{G_i} = -134,31 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma_i = 170,87 \text{ kg/cm}^2$$

A la fin de la première phase, on estime les pertes de tension à  $\frac{1}{3} \Delta \sigma_{diff}$   
la contrainte de service devient  $13504,71 - \frac{1}{3} (2019,6) = 12831,51 \text{ kg/cm}^2$   
L'effort de précontrainte de la 1<sup>ère</sup> série de câbles est:  $12831,51 \times 3 \times 9,73 = 374551,77 \text{ kg}$

Fibres	CONTRAINTES [ kg/cm <sup>2</sup> ]		
	élémentaires		effectives
	1 <sup>ère</sup> série de câble	poutre ( M <sub>G<sub>0</sub></sub> )	
F.S	-56,58	96,80	40,22
F.I	289,90	-134,31	155,60

PHASE 2: la 1<sup>ère</sup> série de câbles va encore subir des pertes estimées à  $\frac{1}{3} \Delta \sigma_{diff}$

la contrainte de service est:  $12831,51 - \frac{1}{3} (2019,6) = 12158,31 \text{ kg/cm}^2$

L'effort de précontrainte est:  $12158,31 \times 3 \times 9,73 = 354901,10 \text{ kg}$

les contraintes engendrées par la précontrainte:  $\sigma_{ps}$  (F.S) ;  $\sigma_{pi}$  (F.I)

les contraintes produites par le poids propre de la poutre, de la dalle et d'entretoises revenant à la poutre:  $M_{G_1} = 308,12 \text{ t.m}$

Fibres	CONTRAINTES [ kg/cm <sup>2</sup> ]		
	élémentaires		effectives
	1 <sup>ère</sup> série de câble	M <sub>G<sub>1</sub></sub>	
F.S	-53,64	195,57	141,93
F.I	274,70	-271,30	3,4

PHASE 3: la mise en tension de la 2<sup>ème</sup> série de câbles (câbles émergents (1) et (2))

section résistante: Poutre + dalle.

contrainte initiale:  $\sigma_i = 13504,71 \text{ kg/cm}^2$

la précontrainte de la 2<sup>ème</sup> série de câbles:  $13504,71 \times 2 \times 9,73 = 262801,66 \text{ kg}$

la 1<sup>ère</sup> série de câbles va subir une perte de  $\frac{1}{3} \Delta \sigma_{diff}$ :

la contrainte de service de la 1<sup>ère</sup> série:  $12158,31 - \frac{1}{3} (2019,6) = 11485,11 \text{ kg/cm}^2$

la précontrainte totale:  $262801,66 + 11485,11 \times 3 \times 9,73 = 598052,02 \text{ kg}$

contraintes engendrées par la précontrainte: F.S  $\sigma_{ps} = -69,33 \text{ kg/cm}^2$

F.I  $\sigma_{pi} = 400,38 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes engendrées par le poids propre (Poutre + dalle + entretoises).

F.S  $\sigma_{G_s} = 72,16 \text{ kg/cm}^2$

F.I  $\sigma_{G_i} = -179,98 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes effectives F.S:  $\sigma_s = 2,83 \text{ kg/cm}^2$

F.I:  $\sigma_i = 224,4 \text{ kg/cm}^2$

A la fin de cette phase, la 2<sup>ème</sup> série de câbles va subir une perte estimée à  $\frac{1}{3} \Delta \sigma_d$ .

la contrainte de service des câbles (1) et (2):  $\sigma = 13504,71 - \frac{1}{3} (2019,6) = 12831,51 \text{ kg/cm}^2$

Effort de précontrainte de la 2<sup>ème</sup> série: Câbles (1) et (2) =  $249701,18 \text{ kg}$

Effort de précontrainte totale:  $249701,18 + 335250,36 = 584951,54 \text{ kg}$



Fibres	CONTRAINTES [kg/cm <sup>2</sup> ]		effectives
	elementaires		
	les deux series de câbles	M <sub>G1</sub>	
F.S	- 67,81	72,16	4,35
F.I	395,85	- 179,98	215,87

PHASE 4: mise en place de la Superstructure ( trottoirs , revêtement , glissière ... )  
M<sub>G2</sub> = 358,26 t.m

L'effort de précontrainte de la 1<sup>ère</sup> Serie : 335250,36 kg (après toutes pertes)

La 2<sup>ème</sup> Serie va subir une perte estimée à  $\frac{2}{3} \Delta \bar{\sigma}_{diff}$

La Contrainte de Service de (2) et (1) devient :  $12831,51 - \frac{2}{3} (2019,6) = 11485,11 \text{ kg/cm}^2$

L'effort de précontrainte de la 2<sup>ème</sup> Serie : 223500,24 kg.

d'où L'effort de précontrainte totale :  $223500,24 + 335250,36 = 558750,6 \text{ kg}$

Fibres	CONTRAINTES [kg/cm <sup>2</sup> ]		effectives
	elementaires		
	les deux series de câbles	M <sub>G2</sub>	
F.S	- 64,77	89,63	24,86
F.I	378,12	- 223,54	154,58

PHASE 5: On applique les surcharges. Dans notre cas, c'est la surcharge exceptionnelle "D" qui est la plus défavorable.

Contraintes dues aux charges et aux surcharges : M<sub>Q</sub> = 283,26 tm

$$\text{F.S } \bar{\sigma}_s = \frac{M_G + M_Q}{I} v$$

$$\text{F.I } \bar{\sigma}_i = - \frac{M_G + M_Q}{I} v'$$

les câbles ont subit toutes les pertes.

Fibres	CONTRAINTES [kg/cm <sup>2</sup> ]		effectives
	elementaires		
	les deux series de câbles	M <sub>G</sub> + M <sub>Q</sub>	
F.S	- 64,77	155,98	91,21
F.I	378,12	- 389	- 10,88

les contraintes calculées doivent vérifier  $\bar{\sigma} \leq \bar{\sigma}' \leq \bar{\sigma}'$  (1)

$$\bar{\sigma} \leq \bar{\sigma} \leq \bar{\sigma}'$$
 (2)

avec  $\bar{\sigma}' = 220 \text{ kg/cm}^2$  } en construction

$$\bar{\sigma} = 17,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}' = 168 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = 13,02 \text{ kg/cm}^2$$

} en service

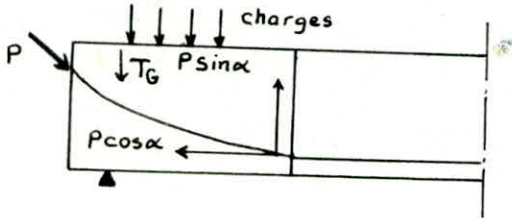
nos contraintes effectives à toutes les phases vérifient les inégalités (1) et (2)



## VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTES

### Introduction:

L'effort tranchant à prendre en compte dans les calculs est l'effort tranchant réduit  $T_r$ . Le relevage des câbles introduit deux composantes pour la force de précontrainte.



$$N = \sum P \cos \alpha \quad P: \text{force de précontrainte}$$

$$V = \sum P \sin \alpha$$

il en résulte dans la section étudiée un effort tranchant réduit.

$$T_r = T_G - V$$

$T_G$ : effort tranchant dû aux sollicitations extérieures

$V$ : composante verticale de force de précontrainte  $P$

$N$ : Composante horizontale de la force de précontrainte  $P$ .

### 1. Evaluation des contraintes:

#### • contrainte de cisaillement:

Ces contraintes sont calculées par la formule classique:  $\tau = \frac{T_r}{b_0 Z}$

$T_r$ : effort tranchant réduit

$b_0$ : largeur nette de l'âme

$$Z = \frac{I}{S}$$

avec  $I$ : moment d'inertie de la section

$Z$ : moment statique par rapport à un axe horizontal passant le C.G

#### • Contrainte de cisaillement admissible:

la contrainte de cisaillement admissible  $\bar{\tau}$  est donnée par la formule suivante:

$$\bar{\tau}^2 = \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}'} (\bar{\sigma}' - \bar{\sigma}_g) (\bar{\sigma} + \bar{\sigma}_g) \quad ; \quad \bar{\sigma}_g: \text{contrainte normale au niveau du centre de gravité.}$$

On fera la vérification suivante pour chaque phase  $\tau \leq \bar{\tau}$

Calcul des contraintes admissibles:

$$\text{En phase de service} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}' = 0,42 \bar{\sigma}'_{28} = 168 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 0,42 \bar{\sigma}_{28} = 13,02 \text{ kg/cm}^2. \end{cases}$$

$$\text{En phase de construction} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}' = 0,55 \bar{\sigma}'_{28} = 220 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 0,55 \bar{\sigma}_{28} = 17,05 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

### 2. Vérifications:

#### • Section d'about:

les caractéristiques géométriques nettes de la section d'about.

Section	B [cm <sup>2</sup> ]	I <sub>G</sub> [cm <sup>4</sup> ]	V	V'	i <sup>2</sup>	e	Z cos α <sub>i</sub>	Z sin α <sub>i</sub>
Poutre seule	6402,33	10301553,57	58,14	71,86	1609,03	1,79	2,977	0,365
+ Poutre dalle	11186,33	24422245,80	53,72	102,28	2183,22	-28,64	2,977	0,365

PHASE 1 mise en tension de la 1<sup>ère</sup> série de câbles:

La contrainte de mise en tension  $\bar{\sigma}_0 = 14934 \text{ kg/cm}^2$

La contrainte initiale dans chaque câble à l'about  $\bar{\sigma}_i = \bar{\sigma}_0 - \sum \bar{\sigma}_{inst}$

$$\bar{\sigma}_i = 14934 - 0 - 1673,75 - 335 = 12925,25 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte de service:  $12925,25 - \frac{1}{3} (2019,6) = 12252,05 \text{ kg/cm}^2$

La force de précontrainte par câble:  $\frac{1}{3} 12252,05 \times 9,73 = 119212,45 \text{ kg}$ .

$$N = \sum P \cos \alpha_i = 119212,45 \times 2,977 = 354895,46 \text{ kg}$$

$$V = \sum P \sin \alpha_i = 119212,45 \times 0,365 = 43512,54 \text{ kg}$$

$$T_r = T_G - V = 20,750 - 43,513 = -22,763 \text{ t}$$

$$b_0 = 44 - 6,1 = 37,9 \text{ cm}$$

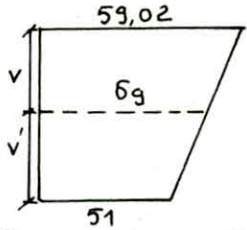
S : moment statique de la partie qui se trouve au dessus de l'axe neutre.

$$S = 113770 \text{ cm}^3 \rightarrow \bar{z} = \frac{I}{S} = 90,55 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{-22,763 \cdot 10^3}{37,9(90,55)} = -6,63 \text{ kg/cm}^2$$

les contraintes dans cette section

$$\text{F.S.} : \sigma' = \frac{N}{B} \left(1 + e \frac{V}{\lambda^2}\right) = 59,02 \text{ kg/cm}^2 ; \text{F.I.} : \sigma = \frac{N}{B} \left(1 - e \frac{V}{\lambda^2}\right) = 51 \text{ kg/cm}^2$$



$$\sigma_g = 55,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \bar{\tau}^2 = \frac{17,05}{220} (220 - 55,43)(17,05 + 55,43) = 924,42$$

$$\bar{\tau} = 30,40 \text{ kg/cm}^2 \quad |\tau| = 6,63 < \bar{\tau} = 30,40 \text{ kg/cm}^2$$

PHASE 2 : Poutre + dalle

$$\text{La contrainte résiduelle} = 12252,05 - \frac{1}{3}(2019,6) = 11578,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{La Précontrainte d'un câble} = 11578,85 \times 9,73 = 112662,21 \text{ kg}$$

$$N = \sum P \cos \alpha_i = 112662,21 \times 2,977 = 335395,40 \text{ kg}$$

$$V = \sum P \sin \alpha_i = 112662,21 \times 0,365 = 41121,71 \text{ kg}$$

$$T_r = T_{\text{poutre}} + T_{\text{dalle}} - V = 20,75 + 18,14 - 41,123 = -2,232 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{-2,232 \cdot 10^3}{37,9(90,55)} = -0,65 \text{ kg/cm}^2$$

les contraintes engendrées par N : F.S.  $\sigma' = \frac{N}{B} \left(1 + e \frac{V}{\lambda^2}\right) = 55,77 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{F.I. } \sigma = \frac{N}{B} \left(1 - e \frac{V}{\lambda^2}\right) = 48,20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_g = 52,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{17,05}{220} (220 - 52,44)(17,05 + 52,44) = 902,39 \rightarrow \bar{\tau} = 30 \text{ kg/cm}^2$$

$$|\tau| = +0,65 < \bar{\tau} = 30 \text{ kg/cm}^2$$

PHASE 3 : section résistante poutre + dalle.

contrainte résiduelle dans chaque câble d'about

$$11578,85 - \frac{1}{3}(2019,6) = 10905,65 \text{ kg/cm}^2$$

L'effort de précontrainte par câble :  $10905,65 \times 9,73 = 106111,97 \text{ kg}$ .

$$N = 106111,97 \times 2,977 = 315895,33 \text{ kg} \quad \text{et } V = 106111,97 \times 0,365 = 38730,90 \text{ kg}$$

le moment statique  $S = 223079 \text{ cm}^3$

$$\bar{z} = \frac{I}{S} = \frac{24422245,8}{223079} = 109,5 \text{ cm} ; T_r = 20,75 + 18,14 - 38,731 = 0,159 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{0,159 \cdot 10^3}{37,9 \cdot 109,5} = 0,04 \text{ kg/cm}^2$$

les contraintes engendrées par N

$$\text{F.S. } \sigma' = 8,3 \text{ kg/cm}^2 ; \text{F.I. } \sigma = 48,14 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_g = 22,02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{17,05}{220} (220 - 22,02)(17,05 + 22,02) = 599,5$$

$$\bar{\tau} = 24,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{on a } |\tau| = 0,04 < \bar{\tau} = 24,50 \text{ kg/cm}^2$$

PHASE 4 :

toutes les pertes ont été consommées.

$$N = 315895,33 \text{ kg} \quad \text{et } V = 38730,90 \text{ kg}$$

$$T_r = T_{\text{poutre}} + T_{\text{dalle}} + T_{\text{trottoir + Corniche}} - V = 51,89 - 38,731 = 13,16 \text{ t}$$



$$\tau = \frac{13,16 \cdot 10^3}{37,9 \times 109,5} = 3,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{on a bien } \tau = 3,17 < \bar{\tau} = 24,5 \text{ kg/cm}^2$$

PHASE 5 :  $N = 315895,33 \text{ kg}$

$$V = 38730,90 \text{ kg}$$

$$T_r = 13,16 + T_{\text{sur}} = 13,16 + 38,41 = 51,57 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{51,57 \cdot 10^3}{37,9 \cdot 109,5} = 12,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{13,02}{168} (168 - 22,02)(13,02 + 22,02) = 396,42 \rightarrow \bar{\tau} = 19,91 \text{ kg/cm}^2$$

On a bien  $|\tau| = 12,43 < \bar{\tau} = 19,91 \text{ kg/cm}^2$ .

Pour la section d'émergence du câble (2).

Caractéristiques des sections nettes :

Section	B [cm <sup>2</sup> ]	I <sub>G</sub> [cm <sup>4</sup> ]	V [cm]	V' [cm]	i <sup>2</sup> [cm <sup>2</sup> ]	e [cm]	Σ Cos α <sub>i</sub>	Σ sin α <sub>i</sub>
Poutre	4259,10	8884166,91	56,04	73,96	2085,93	-16,99	3,903	0,626
+ Poutre dalle	9043,10	19900756,93	45,52	110,48	2200,66	-53,51	3,903	0,626

tableau donnant les contraintes tangentes :

PHASES	1	2	3	4	5
τ	8,38	4,87	20,95	15,91	4,37
τ̄	32,60	32,39	29,77	28,68	23,28

on a bien  $|\tau| < \bar{\tau}$  à chaque phase

Section d'émergence du câble (1)

les caractéristiques des sections nettes

Section	B [cm <sup>2</sup> ]	I <sub>G</sub> [cm <sup>4</sup> ]	V [cm]	V' [cm]	i <sup>2</sup> [cm <sup>2</sup> ]	e [cm]	Σ Cos α <sub>i</sub>	Σ sin α <sub>i</sub>
Poutre	4229,88	8735777,84	55,43	74,57	2065,25	-31,68	4,893	0,689
+ Poutre dalle	9013,88	19520390,44	45,11	110,89	2165,59	-68,00	4,893	0,689

tableau donnant les contraintes tangentes

PHASES	1	2	3	4	5
τ	1,00	8,35	30,4	23,47	2,64
τ̄	32,79	32,61	30,60	29,15	25,37

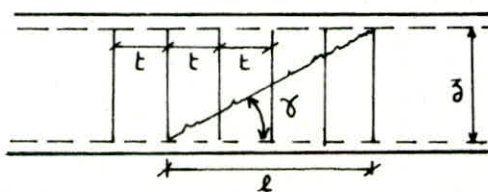
à chaque phase on a bien  $|\tau| < \bar{\tau}$ .

Armatures transversales

Ces armatures doivent résister à l'effort tranchant compte-tenu de l'action des bielles du béton qui seraient découpées par des fissures éventuelles.

la justification de ces armatures se base sur la théorie de RITTER MORSH.

Espacement des armatures t : on admet que les fissures qui peuvent se produire font un angle γ avec la parallèle à la fibre moyenne de la poutre.



$$\text{L'angle } \gamma \text{ est tel que : } \operatorname{tg} 2\gamma = \frac{2\tau}{\sigma}$$

soit n le nombre de cadres de section A'<sub>t</sub> espacés de t

$$\text{on a } n = \frac{l}{t} = \frac{\gamma}{t \operatorname{tg} \gamma}$$

$$\text{on doit avoir } \frac{T}{n A'_t} \leq \bar{\sigma}'_{at}$$

$$\bar{\sigma}'_{at} = \gamma'_a \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec } \gamma'_a = \begin{cases} 2/3 & \text{s'il ya reprise de bétonnage.} \\ 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{\tau}{\bar{\tau}} \right)^2 & \text{sinon} \end{cases}$$



$$t \leq \frac{\bar{\sigma}'_{at} \cdot A_t}{T_r} \cdot \frac{z}{\text{tg } \gamma} \quad \text{on doit avoir } t < \bar{t} \quad \text{avec } \bar{t} = \inf \begin{cases} h_t (1,25 - 0,95 \frac{z}{\bar{t}}) \\ b_o (5 - 2 \frac{z}{\bar{t}}) \\ 4 b_o \end{cases}$$

. calcul des espacements :

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 ; h_t = 130 \text{ cm}$$

$$A'_t = 1,57 \text{ cm}^2 [2T10] ; \rho'_a = 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{z}{\bar{t}} \right)^2 \quad \text{pas de reprise de bétonnage.}$$

. section d'about

$$T_r = 22,763 \text{ t} \quad z = 6,63 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{z} = 30,40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_g = 55,43 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{z} = 90,55 \text{ cm}$$

$$\rho'_a = \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{6,62}{30,40} \right)^2 \right) = 0,98 \quad \bar{\sigma}'_{at} = 4200 \times 0,98 = 4116 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{tg } 2\gamma = \frac{2 \cdot 6,62}{55,43} = 0,24 \rightarrow \gamma = 6,75^\circ \rightarrow \text{tg } \gamma = 0,12 \quad t \leq \frac{4116 \times 1,57 \times 90,55}{22,763 \times 0,12} = 214,31 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \inf \begin{cases} 130 (1,25 - 0,95 \frac{6,63}{30,40}) = 135,57 \text{ cm} \\ 37,9 (5 - 2 \frac{6,63}{30,40}) = 172,97 \text{ cm} \\ 4 \times 37,9 = 151,60 \text{ cm} \end{cases}$$

Pourcentage minimal :

$$\tilde{\omega}_t = 0,25 \frac{h_t}{h_t + 3 b_o} = 0,25 \frac{130}{130 + 3 \cdot 37,9} = 0,14 \%$$

$$\text{on a bien } 0,1\% < \tilde{\omega}_t < 0,2\% \quad \bar{t} = \frac{A'_t t}{\tilde{\omega}_t \cdot b_o} = \frac{1,57 \times 100}{0,14 \times 37,9} = 29,6 \text{ cm}$$

on prend un espacement  $t = 15 \text{ cm}$

. section d'émergence du câble (1)

$$T_r = 38,12 \text{ t} \quad z = 30,40 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{z} = 30,60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_g = 57,02 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{z} = 105,12 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}'_{at} = \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{30,40}{30,60} \right) \right) \cdot 4200 = 2810 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{tg } 2\gamma = \frac{2 \cdot 30,40}{57,02} = 1,066 \quad \gamma = 23,4^\circ \quad \text{tg } \gamma = 0,433$$

$$t \leq \frac{2810 \cdot 1,57 \cdot 105,12}{38,12 \cdot 0,433} = 28,10 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \inf \begin{cases} 130 (1,25 - 0,95 \frac{30,4}{30,6}) = 40 \text{ cm} \\ 11,9 (5 - 2 \frac{30,40}{30,60}) = 35,86 \text{ cm} \\ 4 \cdot 11,9 = 47,6 \text{ cm} \end{cases}$$

on prend un espacement  $t = 25 \text{ cm}$

$$\text{Pourcentage minimal} : \tilde{\omega}_t = 0,25 \frac{130}{130 + 3 \cdot 11,9} = 0,19\% \quad 0,1\% < \tilde{\omega}_t = 0,19 < 0,2\%$$

Armatures longitudinales :

Ces armatures jouent le rôle des armatures de construction et des armatures de peau (d'après L'IP1) le pourcentage minimal des armatures longitudinales à mettre doit être pris égal à la moitié du pourcentage des armatures transversales à l'about

$$\tilde{\omega}_l = 0,5 \tilde{\omega}_t = 0,5 \cdot 0,14 = 0,07$$

$$\text{section minimale des armatures} : A_{min} = B_{âme} \cdot \tilde{\omega}_l$$

$$B_{âme} = 44 \times 130 = 5720 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{5720 \cdot 0,07}{100} = 4,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{en travée} : \tilde{\omega}_l = 0,5 \cdot 0,19 = 0,10$$

$$A_{min} = \frac{18 \cdot 130 \cdot 0,10}{100} = 2,34 \text{ cm}^2.$$

nous prenons T12 comme armatures longitudinales

Cadres du talon : selon L'IP1, les cadres du talon doivent vérifier la condition suivante.

$$\textcircled{1} \quad \frac{\tilde{\omega}_t}{t} \geq c \frac{\bar{\sigma}_{28}}{\sigma_{en}}$$

$\tilde{\omega}_t$  : pourcentage des  $A_t$  (cadres du talon)  
 $t$  : espacement des cadres du talon.

$$\textcircled{2} \quad \frac{\tilde{\omega}t}{t} \geq 1,3 D \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{en}}$$

$$\textcircled{1} \quad \text{si } D \leq c \leq 1,3 D$$

$$\textcircled{2} \quad \text{si } c > 1,3 D$$

D: diamètre de la gaine

c: enrobage

Nous utilisons des T 12 comme cadre du talon.

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2, \quad A_t = 1,13 \text{ cm}^2, \quad \sigma_{28} = 31 \text{ kg/cm}^2 \quad D = 6,1 \text{ cm}$$

• Section médiane:

$$t \leq \frac{\tilde{\omega}t \cdot \sigma_{en}}{1,3 D \sigma_{28}}$$

$$c = 9 \text{ cm} > 1,3 D = 7,93 \text{ cm} \rightarrow \text{Cas } \textcircled{2}$$

$$\rightarrow t \leq 19,3 \text{ cm}$$

On prend  $t = 15 \text{ cm}$

• Section d'about:

$$c \geq 1,3 D$$

$$c \geq 1,3 \cdot 6,1 = 7,93 \text{ cm} \rightarrow c = 8 \text{ cm}$$

$$= 19 \text{ cm}$$

$$t \leq \frac{\tilde{\omega}t \cdot \sigma_{en}}{1,3 D \cdot \sigma_{28}}$$

on prend  $t = 15 \text{ cm}$ .

## VERIFICATION A LA RUPTURE

les ouvrages en béton précontraint présentent un caractère particulier, car le fait d'adopter des contraintes modérées pour les cas de charges extrêmes ne garantit pas la sécurité vis à vis d'une augmentation de ces charges. L'IP1 prescrit une majoration de la surcharge seule dans le rapport de 80%.

### 1- Rupture en flexion :

1.1 Sécurité par rapport au béton : on vérifie la condition

$$M_G + 1,8 M_Q \leq 0,7 M_{RB}$$

$$M_G = 358,26 \text{ tm (sous le poids propre total)} \quad , \quad M_Q = 283,26 \text{ tm (sous le convoi D)}$$

$$M_{RB} = \text{moment de rupture du béton} \quad M_{RB} = M_{RB_1} + M_{RB_2} \quad \text{avec :}$$

$$M_{RB_1} = 0,35 b_0 h^2 \sigma'_n \quad (\text{relatif à l'âme}) ; \quad M_{RB_2} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 (b-b_0) h_0 \left( h - \frac{h_0}{2} \right) \sigma'_n \quad (\text{Hourdis}) \\ 0,35 (b-b_0) h^2 \sigma'_n \end{array} \right.$$

$$h = h_t - d' = 156 - 15 = 141 \text{ cm} ; \quad h_0 = 26 \text{ cm} ; \quad b = 184 \text{ cm} ; \quad b_0 = 18 \text{ cm} ; \quad \sigma'_n = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{RB_1} = 512 \text{ tm} \quad M_{RB_2} = \min \{ 1767, 4620 \} \quad \text{donc} \quad M_{RB} = 2289 \text{ tm}$$

$$M_G + 1,8 M_Q = 358,26 + 1,8 \cdot 283,26 = 868,128 \text{ tm} < 0,7 M_{RB} = 1602,3 \text{ tm}$$

1.2 Sécurité par rapport aux aciers.

$$\text{la condition à vérifier est : } M_G + 1,8 M_Q \leq \begin{cases} 0,9 M_{RA} & \text{si } M_f < M_{RA} \\ 0,8 M_{RA} & \text{si } M_f \geq M_{RA} \end{cases}$$

$$M_{RA} = 0,9 h w R_G \quad (\text{moment de rupture de l'acier}) ; \quad w = 5,973 = 48,65 \text{ cm}^2 \quad (\text{section des câbles}) ; \quad R_G = 18490 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{contrainte de rupture garantie})$$

$$M_{RA} = 1141,5 \text{ tm}$$

$$M_f : \text{moment de fissuration, pour la fibre inférieure : } \sigma = \sigma_p + 2 \sigma_n \quad \text{avec } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_p : \text{due à la} \\ \sigma_n : \text{précontrainte} \end{array} \right.$$

$$\sigma = 378,119 + 2 \cdot 31 = 440,12 \text{ tm} \quad \rightarrow \quad M_f = \sigma \frac{I}{y'} = 440,12 \frac{19062717,89}{111,35} = 753 \text{ tm}$$

$$M_f < M_{RA} \quad \text{donc} \quad M_G + 1,8 M_Q \leq 0,9 M_{RA}$$

$$868,128 < 1027,35 \text{ tm}$$

2. Sécurité à la rupture par l'effort tranchant (section d'about)

2.1 Compression des bielles : la condition de sécurité :

$$\sigma = \frac{2Z}{\sin 2\gamma} \leq 0,5 \sigma'_{28}$$

$$\text{L'effort tranchant réduit est } T_r = T_G + 1,8 T_Q - V$$

$$T_G = 51890 \text{ kg} ; \quad T_Q = 38408 \text{ kg} ; \quad V = 38731 \text{ kg} \quad \rightarrow \quad T_r = 82293,4 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{T_r}{b_0 \cdot z} = \frac{82293,4}{37,9 \cdot 109,5} = 19,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tan 2\gamma = \frac{2Z}{\sigma_g} = \frac{2 \cdot 19,83}{22,02} = 1,80 \quad \rightarrow \quad \gamma = 30,48 \quad \sin 2\gamma = 0,874$$

$$\sigma_g : (\text{contrainte au centre de gravité due à la précontrainte})$$

$$\sigma = 45,36 \text{ kg/cm}^2 < 0,5 \sigma'_{28} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

2.2 Résistance des armatures transversales :

$$\text{Condition de sécurité} \quad \sigma'_a = t \frac{T_r \tan \gamma}{A_t \cdot z} \leq 1,2 \sigma_{en}$$

$$\tan \gamma = 0,589$$

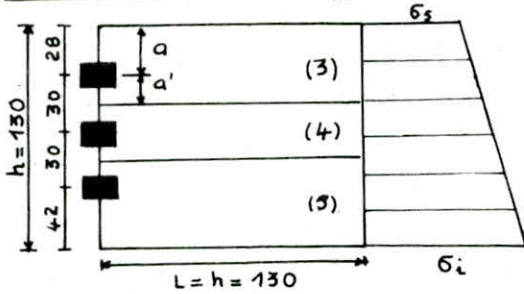
$$\sigma'_a = \frac{15 \cdot 82293,4 \cdot 0,589}{1,57 \cdot 109,5} = 4229,2 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \sigma_{en} = 5040 \text{ kg/cm}^2$$



## ETUDE DE LA ZONE D'ABOUT

Au niveau de la zone d'about les contraintes ne se répartissent régulièrement qu'au delà d'une zone appelée zone de régularisation des contraintes (selon l'hypothèse de Navier-Bernouilli). Cette zone est le siège de phénomènes complexes, il est donc nécessaire d'effectuer un certain nombre de justifications concernant la résistance du béton et le choix de sections d'armatures à prévoir.

### 1. Détermination des efforts :



L: zone de régularisation des contraintes supposée égale à la hauteur de la poutre.

a, a': distances de l'ancrage aux bords du prisme qui lui est associé.

(3): prisme associé à l'ancrage du câble (3)

(4): prisme associé à l'ancrage du câble (4)

(5): prisme associé à l'ancrage du câble (5)

#### 1.1 Effort de surface $T_s$ et calcul des frettes

L'effort de surface  $T_s$  est donné par la formule établie selon la théorie de Guyon:

$$T_s = \left[ 0,04 + 0,2 \left( \frac{a-a'}{a+a'} \right)^3 \right] F \quad \text{avec } F: \text{force utile du câble. Dans le cas d'un ancrage incliné comme le nôtre, on majore } F \text{ de } 10\%.$$

À l'about, la contrainte du câble est  $\sigma = 12252,05 \text{ kg/cm}^2$ . (après les pertes instantanées).  $\rightarrow F = 1,1 \cdot 12252,05 \cdot 9,73 = 131133,69 \text{ kg}$ .

Les valeurs de  $T_s$  sont regroupées dans le tableau suivant:

Prisme	a [cm]	a' [cm]	F [t]	0,04 F	$0,2 \left( \frac{a-a'}{a+a'} \right)^3 F$	$T_s$ [t]
(3)	28	15	131,13	5,25	0,73	5,98
(4)	15	15	131,13	5,25	0	5,25
(5)	15	42	131,13	5,25	-2,79	2,46

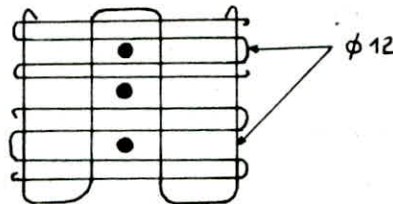
#### 1.1.1 calcul de frette : $T_{s \max} = 5,98 \text{ t}$

nous utilisons des aciers doux :  $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$

$$A = \frac{T_{s \max}}{\bar{\sigma}_a} = 3,74 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons une frette verticale en  $\phi 12$  formée par 4 branches  $\rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2$ .

Cette frette commune aux 3 ancrages, sera placée le plus près possible de la face d'about tout en respectant les conditions d'enrobage. Nous ajoutons également une frette horizontale formée de 4 branches.



#### 1.2 Effort d'éclatement $T_e$ : la valeur de l'effort d'éclatement est évaluée approximativement à partir de la règle du prisme symétrique (prisme fictif)

$$T_e = \frac{F}{3} (1-y) K \quad \text{avec} \quad K = 1 - \left( \frac{8}{\sigma_y^{\max}} \right)^2 ; \quad \sigma_y^{\max} = 0,65 p (1-y) \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$y = \frac{a_1}{2a} ; \quad p = \frac{F}{S}$$

$a_1$ : largeur de l'ancrage ;  $p$  contrainte moyenne d'éclatement  
 $\sigma_y^{\max}$ : contrainte maximale d'éclatement ;  $K$ : coefficient de réduction

$F$ : force utile du câble ;  $S$ : surface du prisme fictif

2a : largeur du prisme fictif avec  $a < a'$ , si  $a > a'$  on prend  $2a'$ .

Dimensions à prendre en compte • prisme symétrique :  $2a \times 2$

• plaque d'ancrage :  $a_1 \times a_1 = 24 \times 24$  [cm<sup>2</sup>]

$$F = 131,13 \text{ t}$$

Prisme	$2a$ [m]	$y$	$F/3(1-y)$ [t]	$2a \times a_1 = b$ [cm <sup>2</sup> ]	$P = F/b$ [kg/cm]	$\sigma_y^{\max}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$T_e$ [t]
(3)	0,30	0,8	8,74	840	156,1	20,29	7,38
(4)	0,30	0,8	8,74	450	291,4	37,88	8,35
(5)	0,30	0,8	8,74	450	291,4	37,88	8,35

$$T_{e\max} = 8,35 \text{ t}$$

la section d'armatures qui reprend cet effort :  $A = \frac{8,35 \cdot 10^3}{1600} = 5,22 \text{ cm}^2$

on prend  $6 \phi 12$  ( $A = 6,78 \text{ cm}^2$ ).

on prévoit des armatures pour reprendre la poussée au vide  $\tilde{\omega} = 0,3\%$ .

$$B_{\text{âme}} = 44 \cdot 130 = 5720 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{0,3 \cdot 5720}{100} = 17,16 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisira 8 cadres } \phi 12 \quad (A_t = 18,08)$$

## 2. Vérification des contraintes :

les plaques d'ancrages sont circulaires, de diamètre  $\phi = 24 \text{ cm}$ . le diamètre de la gaine des armatures  $\phi_g = 6,1 \text{ cm}$ .

la section nette de la plaque d'ancrage est :

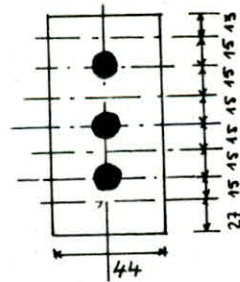
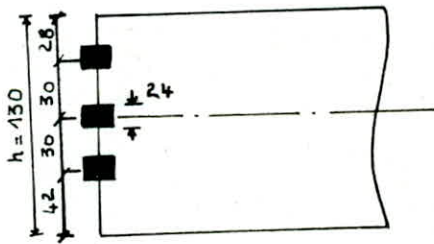
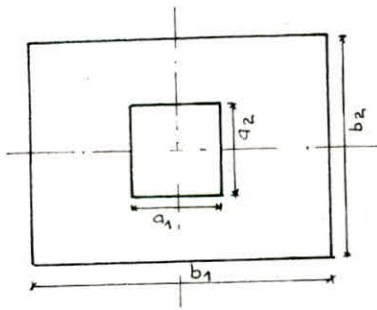
$$S = \frac{\pi}{4} (24^2 - 6,1^2) = 423,16 \text{ cm}^2.$$

la contrainte admissible de compression

$$\bar{\sigma}'_{\text{lim}} = \frac{1}{1,6} \times \sigma'_j \cdot K \quad \text{avec}$$

$$K = 1 + \left[ 3 - \frac{a_1}{b_1} - \frac{a_2}{b_2} \right] \sqrt{\left( 1 - \frac{a_1}{b_1} \right) \left( 1 - \frac{a_2}{b_2} \right)}$$

$a_1, a_2$  : dimensions de la plaque d'ancrage.  
 $b_1, b_2$  : dimensions de la section du prisme  
ayant même centre de gravité que la plaque.



Prisme (3) : on prend  $a_1 = a_2 = 24 \text{ cm}$   
 $b_1 = 44 \text{ cm}$   $b_2 = 30 \text{ cm}$

$$K_3 = 3,40$$

$$\bar{\sigma}'_3 = \frac{1}{1,6} \cdot 400 \cdot 3,40 = 850 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_3 = \sigma'_4 = \sigma'_5 = \frac{F}{S} = \frac{131,13 \cdot 10^3}{423,16} = 309,88 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_3 = 850 \text{ kg/cm}^2.$$

les Prismes (4) et (5) ont même valeurs que le prisme (3).



## CALCUL DES DEFORMATIONS

1. déformation de Flexion: la mise en tension d'une pièce engendre des déformations: flèches, rotations d'appuis, raccourcissement....

Des dispositions doivent être prises pour que ces déformations se produisent librement sans modifications des effets de précontrainte résultant dans les diverses sections de la pièce (les poutres seront posées sur des appuis en Neoprène permettant la liberté des déformations et déplacement d'appuis).

### 2. CALCUL des flèches

#### 2.1 Sous charges permanentes

La flèche à la section médiane:

$$f_G = \frac{5 q_G L^4}{384 EI} \quad \text{avec } q_G = 3,30 \text{ t/ml}$$

$$L = 29,5 \text{ m}$$

$$E = E_v = \frac{1}{3} E_i = 140\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 19062717,89 \text{ cm}^4$$

$$\text{d'où } f_G = 12,19 \text{ cm}$$

#### 2.2 flèche due à la précontrainte:

La flèche à la section médiane est:  $f_P = \frac{1}{2} \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} x dx + \frac{1}{2} \int_{L/2}^L \frac{M}{EI} (L-x) dx$

Pour un diagramme des moments symétrique par rapport à l'axe de la poutre, l'expression de la flèche à mi-portée s'écrit:  $f_P = \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} x dx$ .

Cette valeur représente le moment statique à EI près de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-longueur par rapport à l'appui de gauche. On trace le diagramme de moment de précontrainte à partir des trois valeurs de moment ( $x=0$ ,  $x=L/4$ ,  $x=L/2$ ).

• La contrainte initiale à la mise en tension:  $13504,71 \text{ kg/cm}^2$ .

• La contrainte en service:  $11485,11 \text{ kg/cm}^2$ .

La contrainte moyenne à prendre en compte:

$$\sigma = \frac{13504,71 + 11485,11}{2} = 12494,91 \text{ kg/cm}^2$$

la précontrainte par câble:

$$P = 12494,91 \cdot 9,73 = 121575,48 \text{ kg}$$

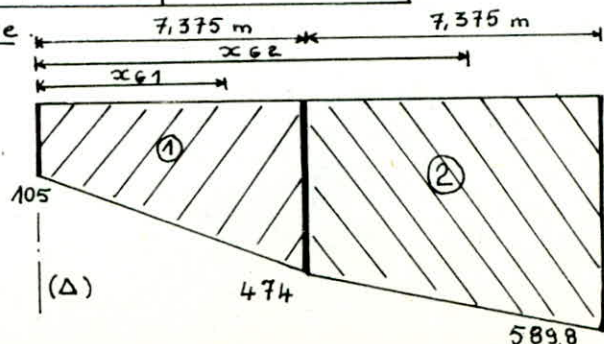
Section médiane:  $N = P \sum \cos \alpha = 121575,48 \cdot 5 = 607877,40 \text{ kg}$ .

Section à  $L/4$ :  $N = P \sum \cos \alpha = 121575,48 \cdot 4,932 = 599610,27 \text{ kg}$ .

Section d'about:  $N = P \sum \cos \alpha = 121575,48 \cdot 2,977 = 361930,20 \text{ kg}$ .

Sections	N [t]	e [m]	$M_p = N \cdot e$ [t.m]
Mediane	608	-0,97	-589,8
Quart	600	-0,97	-474
About	362	-0,29	-105

Diagramme des moments de précontrainte



$$x_{G1} = 4,47 \text{ m}$$

$$x_{G2} = 11,20 \text{ m}$$

Aires des diagrammes

$$A_1 = -2135,06 \text{ t.m}^2$$

$$A_2 = -3922,8 \text{ t.m}^2$$



$$f_p = \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} x dx = \frac{1}{EI} S_{\Delta} \quad \text{avec} \quad S_{\Delta} = \sum x_{G_i} A_i = -53479,08 \text{ tm}^2$$

donc  $f_p = -20 \text{ cm}$  (le signe (-) veut dire que la flèche est vers le haut).

2-3 La flèche de construction:  $f_c = \frac{3}{4} (f_p - f_G) = \frac{3}{4} (20 - 12,19) = 5,858 \text{ cm}.$

2-4 la flèche due aux surcharges:

la surcharge de convoi D qui est la plus défavorable. la charge n'est pas uniforme nous allons utiliser la même méthode que celle utilisée pour le calcul de la flèche de précontrainte.

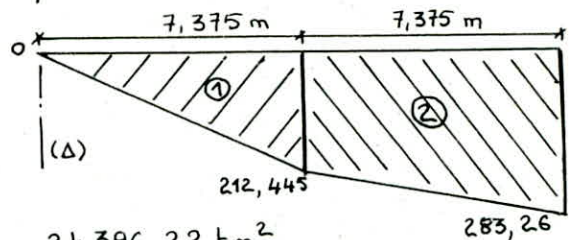
$$E = E_i = 420000 \text{ kg/cm}^2$$

$$x_{G_1} = 4,92 \text{ m}, \quad x_{G_2} = 11,24 \text{ m}$$

$$\text{calcul des Aires : } \begin{cases} A_1 = 783,39 \text{ tm}^2 \\ A_2 = 1827,9 \text{ tm}^2 \end{cases}$$

$$f_Q = \frac{S_{\Delta}}{EI} \quad \text{avec} \quad S_{\Delta} = \sum x_{G_i} A_i = 24396,22 \text{ tm}^2$$

$$I = 19062717,89 \text{ cm}^4 \quad \rightarrow f_Q = 3 \text{ cm}$$



La flèche totale à mi-travée:

à vide  $f = f_G + f_p + f_c = 12,19 - 20 + 5,858 = -1,95 \text{ cm}$

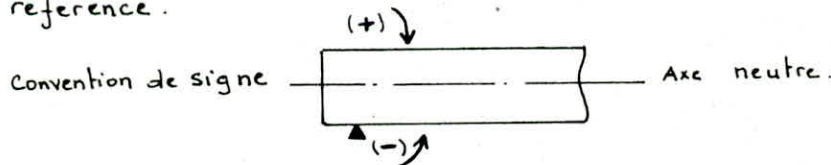
en charge  $f = f_G + f_p + f_c + f_Q = -1,95 + 3 = 1,05 \text{ cm}.$

3- Rotation d'appuis:

$$\beta = \int_0^L \frac{M}{EI \cdot L} x dx$$

Cette expression devient  $\beta = \int_0^L \frac{M}{2EI} dx$  dans le cas où le diagramme de moment est symétrique.

$\int_0^L M dx$ : représente l'aire comprise entre la courbe de moments et l'axe horizontal de référence.



3-1 sous charges permanentes:

$$\beta_G = \frac{q_G L^3}{24EI} = \frac{3 \cdot 10 (2950)^3}{24 \cdot 140000 \cdot 19062717,89} = 0,013 \text{ rad}$$

3-2 sous l'effet de précontrainte:

$$\int_0^L M dx = 2(-2135,06 - 3922,8) = -12115,72 \text{ tm}^2.$$

$$\beta_p = \frac{1}{2EI} \int_0^L M dx = \frac{-12115,72 \cdot 10^3 \cdot 10^4}{2 \cdot 140000 \cdot 19062717,89} = -0,022 \text{ rad}.$$

3-3 sous surcharge (convoi D):

$$E = E_i = 4200000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 19062717,89 \text{ cm}^4$$

$$\beta_Q = \frac{1}{2EI} \int_0^L M dx \quad \text{avec} \quad \int_0^L M dx = 2(783,39 + 1827,9) = 5222,58 \text{ tm}^2.$$

$$\rightarrow \beta_Q = 0,0032 \text{ rad}.$$

Rotation totale:

à vide:  $\beta = \beta_G + \beta_p = 0,013 - 0,022 = -0,009 \text{ rad}$

en charge:  $\beta = \beta_G + \beta_p + \beta_Q = -0,009 + 0,0032 = -0,0058 \text{ rad}.$

4- Déplacement d'appuis :

les causes principales qui provoquent des déplacements horizontaux de l'appui vers le milieu de la poutre sont :

4-1 Déplacement dû à la rotation d'appui :

$$\Delta_{\beta} = \beta \cdot \frac{ht}{2} \quad ; \quad \Delta_{\beta} = -0,009 \cdot \frac{1,56}{2} 10^3 = -7,02 \text{ m}$$

$\beta$  : rotation d'appuis.

4-2 Déplacement dû au retrait :

$$\Delta_r = -\epsilon_r \frac{L}{2} \quad \epsilon_r = 3 \cdot 10^{-4} \quad L = 29,5 \text{ m}$$

$$\Delta_r = -4,43 \text{ mm.}$$

4-3 Déplacement dû au fluage :

on considère le fluage de la membrure inférieure sous la contrainte de compression du béton  $\sigma'$ , on prendra en compte la valeur moyenne entre la contrainte de compression de la fibre inférieure au milieu  $\sigma'_M$  et celle de l'appui  $\sigma'_A$

on prendra pour  $\sigma'_A$  et  $\sigma'_M$  la moyenne entre d'une part la contrainte en service et d'autre part la contrainte à la mise en tension :  $\sigma'_m = \frac{\sigma'_M + \sigma'_A}{2}$  [kg/cm<sup>2</sup>]

$$\Delta_f = -\frac{L}{2} \frac{\sigma_m}{E_v}$$

	$\sigma'_A$ (à l'appui) kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_M$ (milieu) kg/cm <sup>2</sup>
En service	48,14	154,58
À la mise en tension	48,14	215,87
Contrainte moyenne	48,14	185,225
$\sigma'_m = (\sigma'_M + \sigma'_A) / 2$	116,68	

$$\Delta_f = -\frac{29,5 \cdot 10^3}{2} \cdot \frac{116,68}{140000} = -12,29 \text{ mm.}$$

4-4 Déplacement dû aux variations de températures.

Nous prenons une valeur moyenne :  $\Delta_t = \pm \frac{L}{10000}$  ;  $\Delta_t = \pm 2,95 \text{ mm}$

## • Déplacement maximal :

Comme les poutres sont préfabriquées et ne sont posées sur les appuis qu'après un certain temps et après mise en précontrainte.

$$\Delta_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta_{\beta} + \Delta_r + \Delta_f) + \Delta_t = -18,78 \text{ mm.}$$

## • Déplacement minimal :

$$\Delta_{\min} = 2,95 \text{ mm.}$$

## JOINTS DE CHAUSSEE

### Rôle des joints :

Les joints sont réalisés pour assurer la continuité de surface de circulation entre deux éléments d'un ouvrage en dépit de leurs déplacements relatifs dus à l'effet des écarts de température, aux retraits différés et aux rotations.

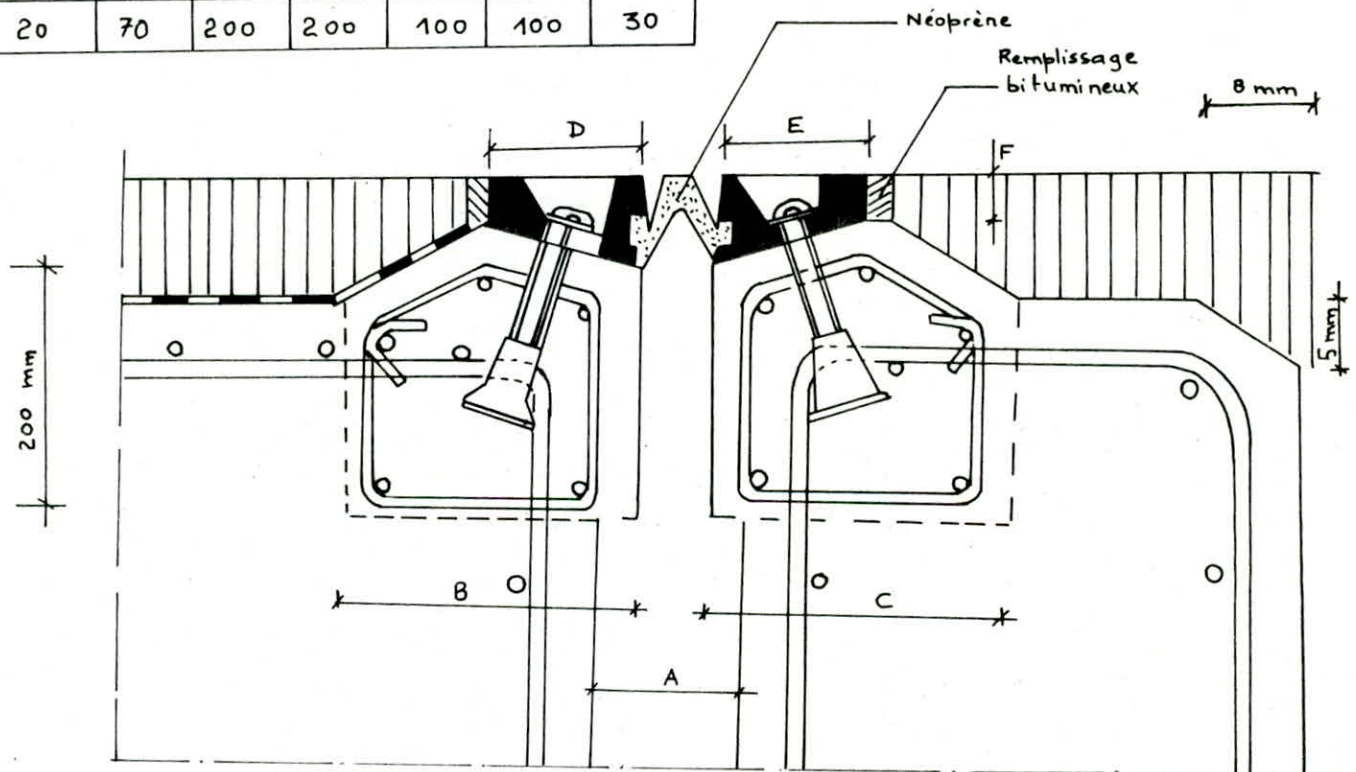
### choix du Joint

D'après le calcul des déformations on a :

- Soufle max :  $\Delta_{\max} = 18,78 \text{ mm}$
- Soufle min :  $\Delta_{\min} = 2,95 \text{ mm}$ .

Nous choisissons des joints type MONOBLOC 50 système FREYSSINET.  
les caractéristiques de ces joints sont les suivantes :

A [mm]		B	C	D	E	F
min	max	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
20	70	200	200	100	100	30



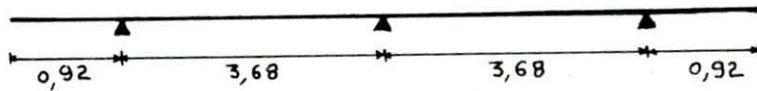


## ETUDE DES ENTRETOISES D'ABOUT

### 1. Introduction :

L'entretoise d'about est une poutre rectangulaire dont l'épaisseur est choisie supérieure à celle de l'âme de la poutre et dont la hauteur est égale à la hauteur de la poutre seule diminuée de celle du talon.  
Les entretoises d'about sont nécessaires pour ancrer les poutres à la torsion elles se calculent comme une poutre continue dont les appuis sont les verins.

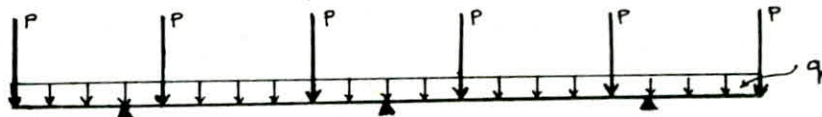
2. Disposition des Verins : les verins seront disposés sous l'entretoise de manière à ne pas gêner les appareils d'appuis et de ne pas créer un effet de console aux extrémités de l'entretoise lors du soulèvement du tablier.  
Nous choisissons 3 (trois) verins du type ENERPAC, de charge admissible 140 t disposés comme suit.



### 3. Calcul des efforts dans l'entretoise :

L'entretoise est sollicitée d'une part par son poids propre, d'autre part par la moitié des poids propres du hourdis, poutres, revêtement, glissière et trottoirs. Ces derniers sont transmis à l'entretoise par les poutres en charges concentrées.

schéma statique de l'entretoise.

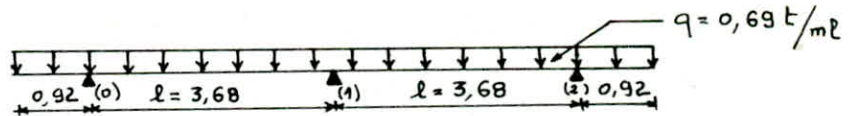
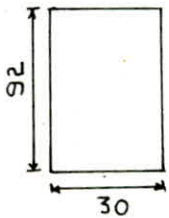


Nous envisagerons successivement la charge uniforme et les charges concentrées

#### • charge Uniformément répartie :

poids propre de l'entretoise :  $2,5 \cdot 0,30 \cdot 0,92 = 0,690 \text{ t/ml}$

Section de l'entretoise :



Nous appliquons la méthode des 3 moments :

$$M_0 l + 2M_1(l+l) + M_2 l = -6 \left[ \Omega_1 \frac{\alpha_1}{l} + \Omega_2 \frac{\beta_2}{l} \right]$$

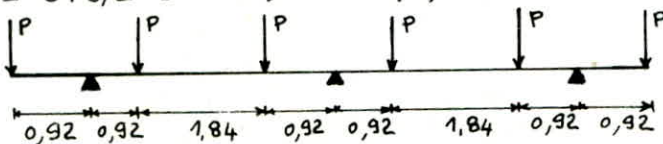
$$M_0 = M_2 = -0,69 \cdot \frac{(0,92)^2}{2} = -0,292 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -1,25 \text{ t.m}$$

les réactions d'appuis :  $R_0 = R_2 = 1,65 \text{ t}$  et  $R_1 = 3,06 \text{ t}$

#### • charges Concentrées :

Nous supposons que chaque poutre transmet la même charge P à l'entretoise. D'où  $P = \frac{G/2}{6}$  où G : poids propre total du tablier sans l'entretoise.  
 $G = 579,2 \text{ t} \rightarrow P = 48,3 \text{ t}$



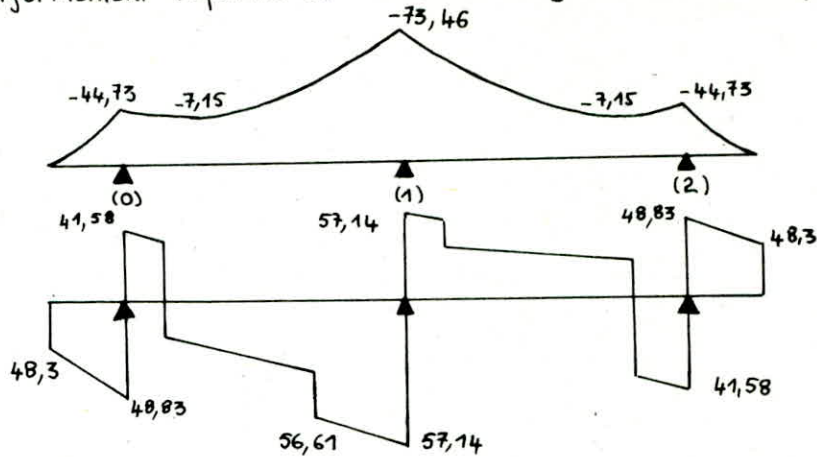
Nous appliquons la méthode des 3 moments.

$$M_0 = M_2 = -48,3 \cdot 0,92 = -44,44 \text{ t.m}$$

$$\Omega_1 = \Omega_2 = 122,65 \text{ tm}^2, \quad \alpha_1 = \beta_2 = 1,84 \text{ m} \rightarrow M_1 = -72,21 \text{ tm}$$

réactions d'appuis :  $R_0 = R_2 = 89,05 \text{ t}$   $R_1 = 111,68 \text{ t}$   
 Nous représentons ci dessous les diagrammes résultants (après cumul des efforts dus à la surcharge Uniformément répartie et aux Surcharges Concentrées)

Moment flechissant :



Effort tranchant :

Réactions d'appuis totales :

$$R_0 = R_2 = 90,7 \text{ t} < 140 \text{ t}$$

$$R_1 = 114,74 \text{ t} < 140 \text{ t}$$

le choix du type de verins est donc bon

#### 4- ferrailage de l'entretoise

4-1 Armatures longitudinales : on utilise la méthode de charon

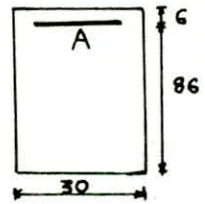
• Section sur appui :  $\bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2$  (pas de fissuration)

$$M = -73,46 \text{ tm} \quad \mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,186$$

$$K = 16,2 \rightarrow \varepsilon = 0,8397$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 164,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot h \cdot \varepsilon} = \frac{73,46 \cdot 10^5}{2667 \cdot 0,8397 \cdot 86} = 38,14 \text{ cm}^2$$



Nous prendrons  $A = 39,27 \text{ cm}^2$  soit 8T25

• Section en travée :

$$M = -7,15 \text{ tm} \quad h = 92 - 4 = 88 \text{ cm} \rightarrow \mu = 0,0165$$

$\bar{\sigma}_a = 2800$  (d'après la condition de non fissuration).

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 38,36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{7,15 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9432 \cdot 88} = 3,08 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } 3T14 \text{ (} 4,62 \text{ cm}^2 \text{)}$$

4-2 Armatures transversales :

Contrainte de cisaillement maximale :  $\tau_b = \frac{T \max}{b \cdot z}$

$$T_{\max} = 57,14 \text{ t} ; z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 86 = 75,25 \text{ cm} \rightarrow \tau_b = 25,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 164,63 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_{b0} = 92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc } \tau_b = \left( 4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) \bar{\sigma}'_b = 27,6 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{donc } \tau_b < \bar{\tau}_b$$

nous utilisons des armatures d'âmes droites. Nous choisissons comme armatures transversales : 2 cadres T10 ( $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$ ).

Espacement :  $t \leq \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T \max}$

$$\bar{\sigma}'_a = \left[ 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{\tau}{\bar{\tau}} \right)^2 \right] \text{ pas de reprise de bétonnage. } \bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}'_a \cdot \bar{\sigma}_{en} = 3022,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$t \leq 12,50 \text{ cm} \quad \bar{t} = \max \left\{ 0,2 h ; \left( 1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right) h \right\} = 62,6 \text{ cm}$$

on prendra  $t = 10 \text{ cm}$ .

### 5- Verification diverses:

#### • Condition de non fragilité:

on doit avoir  $A > A_{\min} = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} b h$

$$A_{\min} = 3,41 \text{ cm}^2$$

à l'appui :  $A_{\text{app}} = 39,27 > A_{\min} = 3,41 \text{ cm}^2$

en travée :  $A_{\text{tr}} = 4,62 > A_{\min} = 3,41 \text{ cm}^2$ .

#### • Adherence:

$$\tau_d = \frac{T}{n p' \bar{\sigma}}$$

$$p' = \pi \phi + 2d \text{ avec } \phi < d \leq \frac{\pi \phi}{2}$$

$$n = 5 ; \bar{\sigma} = \frac{7}{8} h = 75,25 \text{ cm}$$

$$T = 57,14 \text{ t}$$

$$p' = \pi \cdot 2,5 + 2 \cdot (1,3 \times 2) = 13,05 \text{ cm}$$

$$\tau_d = 11,64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 7,65 = 22,95 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \tau_d = 11,64 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$$

#### • Verifications des appuis:

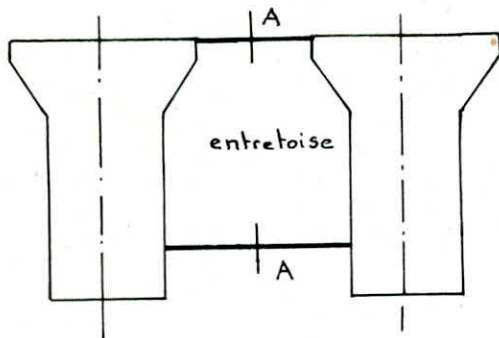
appui 1 : on doit avoir  $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\bar{\sigma}}$

$$A \cdot \bar{\sigma}_a = 39,27 \cdot 2667 = 104,73 \text{ t}$$

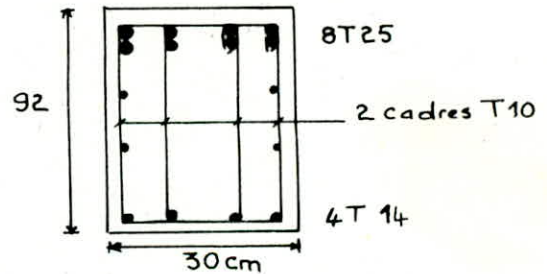
$$T + \frac{M}{\bar{\sigma}} = 57,14 - \frac{73,46 \cdot 10^2}{75,25} = -40,48 \text{ t} < 0 \quad \text{L'appui est donc vérifié}$$

appui 0 :  $T = 48,83 \text{ t} ; M = -44,73 \text{ t.m}$

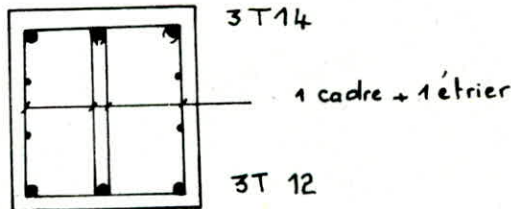
$$T + \frac{M}{\bar{\sigma}} = -10,61 \text{ t} < 0 \quad \text{L'appui est vérifié}$$



coupe A-A (A l'appui)



En travée





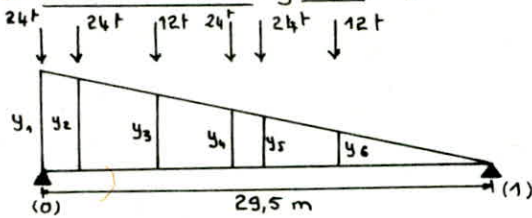
## DIMENSIONNEMENT DES APPREILS D'APPUI

### 1. calcul des charges sollicitant l'ensemble de l'ouvrage :

#### 1.1 Charges Verticales :

Le tablier de notre pont repose sur 2 culées et 1 pile. Les efforts verticaux dus aux charges et aux surcharges qui sollicitent chaque culée et la pile sont.

• Sous La Surcharge  $B_c$  : - culée

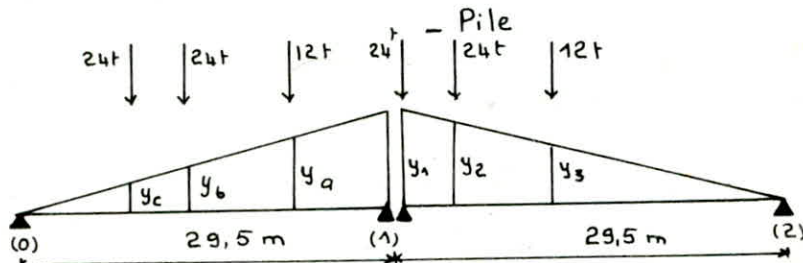


$$y_1 = 1 \quad y_2 = 0,949 \quad y_3 = 0,797$$

$$y_4 = 0,644 \quad y_5 = 0,593 \quad y_6 = 0,441$$

$$R_0 = 24(1 + 0,949 + 0,644 + 0,593) + 12(0,797 + 0,441)$$

$$R_0 = 91 \text{ t.}$$



$$y_1 = 1 \quad y_2 = 0,949 \quad y_3 = 0,797$$

$$y_a = 0,847 \quad y_b = 0,695$$

$$y_c = 0,356$$

$$R_1 = 91,73 \text{ t}$$

de même pour la charge permanente et les surcharges, nous regroupons les valeurs des efforts verticaux dans le tableau suivant :

Appuis	Charges et surcharges	G	A(l)	trottoir	$B_c$	$M_c$ 120	Convoi D	Seisme vertical 0,07G
Culée		291,50	113,31	7,74	91,32	107,06	164,34	$\pm 20,41$
Pile		582,98	226,62	15,49	91,73	113,09	202,20	$\pm 40,81$

Ces valeurs sont exprimées en tonnes.

les accélérations sismiques verticale et horizontale :  $E_V = 0,07$  ;  $E_H = 0,1$

ces valeurs sont prises conformément aux recommandations du C.P.S.

#### 1.2 Charges horizontales :

• vent : le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute surface frappée normalement une pression  $P$ . La valeur de  $P$  est prise égale à  $0,25 \text{ t/m}^2$  (définie dans le CPC chap III article 14. Notre pont est situé dans la région II).

L'effort horizontal dû au vent  $H_V = P \cdot L_p \cdot h = 0,25 \cdot 60 \cdot 1,91 = 28,65 \text{ t}$

$L_p = 60 \text{ m}$  (portée du pont) ;  $h = 1,91 \text{ m}$  (hauteur du tablier)

• Freinage : les charges de chaussées A(l) et  $B_c$  sont susceptibles de développer des réactions de freinage. La résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

L'effort de freinage développée par A(l)  $\Rightarrow F_A = \frac{A}{20 + 0,0035 \Omega} \cdot \Omega$

avec  $\Omega = L_x \cdot l_p$  (surface chargée).  $\Omega = 236 \text{ m}^2$ .

$A = 960,29 \text{ kg/m}^2$  (deux voies chargées).  $\rightarrow F_A = 1,09 \text{ t}$

L'effort de Freinage développée par  $B_c$  :

Un seul camion est supposé freiné et développe une force de freinage égale à son poids  $F_{B_c} = 30 \text{ t}$ .

- Seisme:  $H_s = \epsilon_H \cdot G$  avec  $\epsilon_H = 0,1$  coefficient d'accélération horizontale du Seisme.

$$G = 19,762 \cdot 60 = 1185,72 \text{ t} \quad \text{on trouve } H_s = 118,57 \text{ t}$$

- Variations linéaires du tablier:

Ce sont des déformations dues au fluage, au retrait et aux variations de température. Ces déformations affectent les appuis de l'ouvrage et provoquent sur ces appuis des efforts horizontaux considérables.

- Retrait: on admet que 60% du retrait se sont produits avant la mise en place des poutres préfabriquées:  $\frac{\Delta l_r}{L_p} = - \left( \frac{100-60}{100} \epsilon_r \right) \rightarrow \Delta l_r = -0,40 \cdot \epsilon_r \cdot L_p$

$$\text{on trouve } \Delta l_r = -7,2 \text{ mm} \quad (\epsilon_r = 3 \cdot 10^{-4})$$

- FLuage:  $\epsilon_{fl} = 3 \epsilon_i = 3 \frac{\bar{\sigma}_m}{E_v}$  avec  $\bar{\sigma}_m$ : contrainte au niveau de la fibre moyenne  
 $\bar{\sigma}_m = 62 \text{ kg/cm}^2$   
 $E_v = 140\,000 \text{ kg/cm}^2$  (module de déformation lente du béton).

$$\Delta l_f = - \left( \frac{100-60}{100} \right) \epsilon_{fl} \cdot L_p$$

$$\Delta l_f = -31,9 \text{ mm.}$$

- Température:  $\Delta l_t = \pm \epsilon_{\Delta t} \cdot L_p$

$\epsilon_{\Delta t}$  est estimée à 0,3 ‰

$$\text{d'où } \Delta l_t = \pm 18 \text{ mm.}$$

total des variations linéaires dues au retrait, au fluage et aux variations de Température

- allongement :  $\Delta l_{\max} = \Delta l_t = +18 \text{ mm}$

- retrecissement :  $\Delta l_{\max} = -57 \text{ mm.}$

## 2. Détermination des appareils d'appuis.

- Reactions des appuis:

Sous charge permanente

$$: \frac{291,50}{6} = 48,58 \text{ t}$$

sous la surcharge défavorable convoi D

$$: \frac{164,34}{6} = 27,37 \text{ t}$$

Réaction maximale sur chaque appui  $R_{\max} = 75,97 \text{ t}$

Réaction minimale sur chaque appui  $R_{\min} = 48,58 \text{ t}$

- Appareils d'appuis:

le type d'appareils d'appuis a été donné par la société.

appareils d'appuis pour la pile et la culée (250/400/61/85)

Ces appareils d'appuis ont chacun une capacité de 125 t et sont en elastomère fretté.

## 3. Vérification des contraintes normales:

on doit vérifier que  $\bar{\sigma}_{\max} < \bar{\sigma}_m$

$$\bar{\sigma}_m = \frac{125 \cdot 10^3}{40 \cdot 25} = 125 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_m$ : contrainte de compression admissible de l'élastomère.

$$\bar{\sigma}_{\max} = \frac{R_{\max}}{a \cdot b} = \frac{75,97 \cdot 10^3}{25 \cdot 40} = 76 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_m = 125 \text{ kg/cm}^2.$$



## VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI

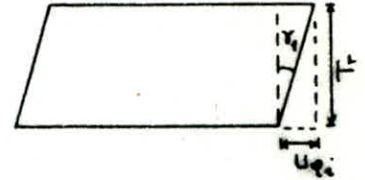
### 1. Vérification au cisaillement:

#### 1.1 sous Variation linéaire:

condition à vérifier  $\tau_{H1} = G \operatorname{tg} \gamma_1 \leq 0,5 G \Leftrightarrow \operatorname{tg} \gamma_1 \leq 0,5$

• Pour la pile  $T_r = 85 \text{ mm}$  }  $\operatorname{tg} \gamma_1 = 0 < 0,5$   
 $U_{li} = 0$

• Pour la culée  $T_r = 85 \text{ mm}$  }  $\operatorname{tg} \gamma_1 = \frac{U_{li}}{T_r} = 0,34 < 0,5$   
 $U_{li} = 28,5 \text{ mm}$



#### 1.2 sous variation linéaire + freinage:

Condition à vérifier  $G \operatorname{tg} \gamma_1 + \frac{H_{fr}}{nab} \leq 0,7 G \Leftrightarrow \operatorname{tg} \gamma_1 + \frac{H_{fr}}{nG \cdot ab} \leq 0,7$

Pile  $n=12$   $H_{fr} = 9t$   $\operatorname{tg} \gamma_1 + \frac{H_{fr}}{n \cdot G \cdot ab} = 0,146 < 0,7$

culée  $n=6$   $H_{fr} = 10,5t$   $\operatorname{tg} \gamma_1 + \frac{H_{fr}}{n \cdot G \cdot ab} = 0,335 < 0,7$

#### 1.3 sous variation linéaire + freinage + Seisme:

condition à vérifier:  $G \operatorname{tg} \gamma_1 + \frac{H_{fr}}{2nab} + \frac{H_s}{2nab} \leq 1,3 G \rightarrow \operatorname{tg} \gamma_1 + \frac{H_{fr}}{2Gnab} + \frac{H_s}{2Gnab} < 1,3$

• Pile  $H_s = 35,57t \rightarrow 0,223 < 1,3$

• culée  $H_s = 41,5t \rightarrow 0,856 < 1,3$

#### 1.4 sous Charge verticale + Charge horizontale + Rotation d'appui:

Condition à vérifier  $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G$

$\tau_N = 1,5 \frac{\sigma_{max}}{\beta}$  (contrainte de cisaillement due à la charge verticale)  
 $\sigma_{max} = 76 \text{ kg/cm}^2$

$\beta = \frac{a \cdot b}{2e(a+b)}$  (coefficient de forme de l'appareil d'appui)

$e$ : épaisseur d'un feuillet élémentaire de l'élastomère ( $e = 8 \text{ mm}$ )  $\rightarrow \beta = 9,62$   
 on trouve  $\tau_N = 11,85 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_H = G \operatorname{tg} \gamma_1 + \frac{H_{fr}}{2nab} + \frac{H_s}{2nab} = 11,03 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_\alpha = \frac{1}{2} \cdot \frac{a^2}{e^2} \cdot \frac{\alpha_T + \alpha_0}{m} G$   $\alpha_0$ : rotation due aux imperfections de l'appareil d'appui et aux défauts d'exécution:  $\alpha_0 = \frac{1}{100} \text{ rad}$

$\alpha_T$ : rotation d'appui en service  $\alpha_T = 0,0058 \text{ rad}$

$m$ : nombre de feuillets d'élastomère par appareil d'appui  $m = 7$

$e = 8 \text{ mm}$   $\rightarrow \tau_\alpha = 11 \text{ kg/cm}^2$

on trouve  $\tau = 33,9 \text{ kg/cm}^2 < 5G = 50 \text{ kg/cm}^2$

#### 1.5 Condition de non glissement:

la condition de non glissement:  $H \leq f \cdot N$  avec  $f$ : coefficient de frottement total

$f = 0,1 + \frac{6}{\sigma_{max}} + 0,15 = 0,328$  ;  $N$ : effort normal min provenant du tablier

$N = 48,58t \rightarrow f \cdot N = 15,93t$

• Pour la culée  $H = \frac{1}{6} [H_{fr} + H_s + H_{VL}] = 1,75t < f \cdot N = 15,93t$

• Pour la pile  $H = \frac{1}{12} [H_{fr} + H_s + H_{VL}] = 5,39t < f \cdot N = 15,93t$

#### 1.6 Condition de non soulèvement:

on vérifie  $\alpha_t = \frac{\alpha_T + \alpha_0}{m} \leq \frac{3}{\beta} \cdot \frac{e^2}{a^2} \cdot \frac{\sigma_{max}}{G}$

$2,26 \cdot 10^{-3} < 2,43 \cdot 10^{-3}$

la condition est satisfaite. Conclusion: le choix des appuis est donc bon.



## REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX SUR L'INFRASTRUCTURE

### 1. Calcul des rigidités :

la répartition des efforts sera faite en assimilant notre structure à un portique. L'effort horizontal s'appliquant sur le tablier supposé infiniment rigide sera réparti entre les éléments d'appuis (pile, culées) en fonction de leur rigidité. Les rigidités de ces appuis sont calculées à partir des constantes de ressort ou amortissement des éléments constituant ces appuis.

nous définissons par:  $\delta(H=1)$  = la déformation d'un élément pour un effort horizontal unitaire appelé constante de ressort.

$k = H(\delta=1)$  : La force pour un déplacement unitaire d'un élément appelé rigidité.

La rigidité d'une structure à plusieurs éléments de constantes de ressort  $\delta_i$  est  $k = \frac{1}{\sum \delta_i}$

Ainsi la déformation de la pile ou de la culée pour un effort horizontal

unitaire est  $\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$

où  $\delta_1$  = déformation de l'élastomère

$\delta_2$  = déformation des fûts de piles ou voiles de culée

$\delta_3$  = déformation de la fondation.

#### 1.1 Déformation de l'élastomère :

$$\delta_1 = \frac{T_r}{n \cdot G \cdot A} \quad \text{avec } T_r = \text{hauteur de l'élastomère.}$$

$G$  : module de cisaillement de l'élastomère  
( $G = 10 \text{ kg/cm}^2$ )

$A = a \cdot b$  Aire de l'élastomère ;  $n$  = nombre d'appareils d'appuis.

$$A = 1000 \text{ cm}^2.$$

Appareils d'appui au niveau de la culée :  $n = 6$  ;  $T_r = 8,5 \text{ cm} \rightarrow \delta_{1,0} = \delta_{1,2} = 1,41 \text{ mm}$

Appareils d'appui au niveau de la pile :  $n = 12$  ;  $T_r = 8,5 \text{ cm} \rightarrow \delta_{1,1} = 1,41 \text{ mm}$ .

#### 1.2 Déformation de la culée et de la pile :

les rigidités des voiles de la culée sont assez grandes. Par conséquent, nous pouvons admettre que la déformation de la culée est nulle.

La déformation d'un fût de la pile est:

$$\delta_2 = \frac{h^3}{24 E I n}$$

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = 0,102 \text{ m}^4 ; \quad E = 21\,000 \sqrt{5'28} = 354\,831,65 \text{ kg/cm}^2$$

$I$  : inertie d'un fût de la pile ;  $E$  : module d'élasticité du béton.

$n$  : nombre de fût ;  $h$  : hauteur de la pile  $\rightarrow n = 3$  ;  $h = 6,32 \text{ m}$

on trouve  $\delta_2 = 0,77 \text{ mm}$ .

#### 1.3 Déformation de la fondation :

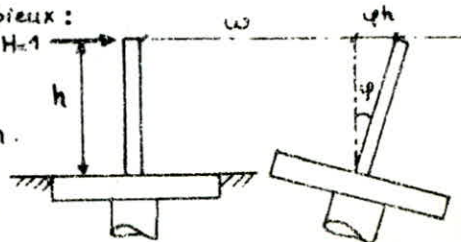
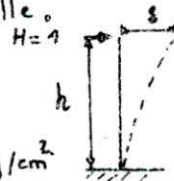
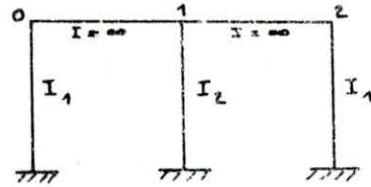
la déformation d'une fondation sur une file de pieux :

$$\delta_3(H=1) = \omega + \varphi \cdot h$$

$\omega$  = déplacement en tête de pieux

$\varphi \cdot h$  = déplacement dû à la rotation de la fondation.

Ce déplacement et cette rotation dépendent des caractéristiques de la fondation sur pieux et aussi de la réaction du sol où les pieux sont plantés.



le déplacement et cette rotation tenant compte de la structure et du sol pouvant être évalués à l'aide des tables de Henrich WERNER dans l'ouvrage Béton und STAHLBETONBAU.

Les déformations en tête de pieu sont données par :

$$\begin{cases} EI\omega = \frac{\chi_{\omega M^*}}{\lambda^2} \cdot M^* + \chi_{\omega P^*} \cdot \frac{P^*}{\lambda^3} \\ EI\varphi = \chi_{\varphi M^*} \cdot \frac{M^*}{\lambda} + \chi_{\varphi P^*} \cdot \frac{P^*}{\lambda^2} \end{cases}$$

où  $P^*$  : effort tranchant en tête de pieu engendré par la charge unitaire  $H=1$  pour une fondation sur  $n$  pieux, on a pour chaque pieu  $P^* = \frac{1}{n}$  en [t]

$M^*$  : moment fléchissant en tête de pieu engendré par la charge horizontale  $H=1$  pour chaque pieu on a :  $M^* = \frac{1 \cdot h}{n}$  en [t.m].

$\lambda$  : paramètre dépendant du mode de réaction du sol  $C_u$  et des caractéristiques de pieu :  $\lambda = \frac{1}{\alpha}$   $\alpha$  : étant la longueur élastique du pieu.

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u \cdot b}}$$

avec  $E$  : module de déformation instantané du béton.  
 $I$  : moment d'inertie du pieu.  
 $C_u$  : module de réaction du sol de la fondation.  
 $b$  : diamètre du pieu.

Quant aux coefficients  $\chi_{\varphi M^*}$ ,  $\chi_{\varphi P^*}$ ,  $\chi_{\omega M^*}$ ,  $\chi_{\omega P^*}$ , ils sont donnés par les tables de WERNER en fonction du paramètre  $\lambda$ , de la longueur du pieu, du module de réaction du sol  $C_u$  ainsi que de la forme de variation de ce module le long du pieu, et enfin du mode d'appui du pied du pieu (libre ou articulé).

### 1.3-1 application au projet: déformation de la fondation de la pile

la semelle de fondation s'appuie sur 2 files de 3 pieux ( $n=6$ )

la rotation en tête de pieu est considérée égale à zéro ( $\varphi=0$ ) cas d'une fondation sur 2 files de pieux.

les efforts en tête du pieu sont:  $P^* = \frac{1}{6} = 0,17t$

$$M^* = \frac{1 \cdot h}{6} = 1,05 \text{ tm}$$

le module de réaction du sol est estimé à  $C_u = 6000 \text{ t/m}^3$ .

sa variation le long du pieu est prise entre celle d'un sol très aqueux (variation linéaire  $C_u(x) = C_u \frac{x}{l}$ ) et celle d'un sol présentant une réaction moyenne (variation parabolique du module de réaction le long du pieu) le pied du pieu est supposé libre.

la valeur du paramètre  $\lambda$  est alors :

$$E = 3,55 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$b = \phi = 1,20 \text{ m} \quad ; \quad I = 0,102 \text{ m}^4 \quad , \quad l = 16 \text{ m}$$

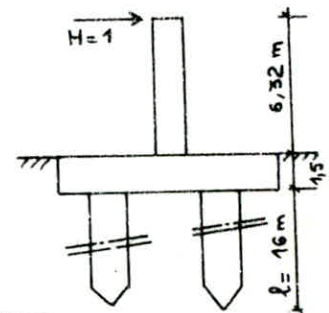
$$\text{on trouve } \alpha = 3,77 \text{ m}$$

$$l = 16 \text{ m} > 3\alpha = 11,31 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1}{\alpha} = 0,255 \text{ m}^{-1} \quad \rightarrow \quad \lambda \cdot l = 3,98 \approx 4 \text{ m}$$



variation du module de réaction le long du pieu.



D'après les tables de WERNER on a  $\chi_{\omega M^*} = -1,26$   $\chi_{\omega P^*} = -1,68$

on trouve :

$$\chi_{\varphi M^*} = 1,54 \quad \chi_{\varphi P^*} = 1,26$$

$$M^* = -\frac{\chi_{\varphi P^*}}{\chi_{\varphi M^*}} \cdot \frac{P^*}{\lambda} = -0,525 \text{ tm} \quad (\text{rotation en tête de pieu nulle : } \varphi=0)$$

$$\rightarrow \omega = -1,64 \cdot 10^{-5} \text{ m} \quad \text{donc } S_{3p} = \omega + \varphi \cdot h = \omega = 1,64 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

### 1.3-2 Déformation de la fondation de la culée:

la semelle de liaison de la fondation de la culée est sur 2 files de 3 pieux ( $n=6$ ). L'effort tranchant en tête de pieu est égal à:  $P^* = \frac{1}{6} = 0,17t$

$$\varphi=0 \Rightarrow M^* = -\frac{\chi_{\varphi P^*}}{\chi_{\varphi M^*}} \cdot \frac{P^*}{\lambda} = -0,52 \text{ tm} \quad \rightarrow \omega = -1,64 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

La déformation de la fondation de la culée est  $S_{3c} = 1,64 \cdot 10^{-5} \text{ m}$



## 2. Répartition des efforts horizontaux aux piles et aux culées :

les efforts horizontaux agissant sur la superstructure seront répartis sur les différents appuis en fonction de leurs rigidités.

ainsi pour chaque appui revient un pourcentage  $H_i \% = \frac{K_i}{\sum K_i}$   
 et l'effort sur chaque appui  $H_i = H \cdot \frac{K_i}{\sum K_i}$

les rigidités pour les différents appuis étant connues, les efforts horizontaux repris par chaque appui sont regroupés dans le tableau ci-dessous.

	Abscisse $x_i$ [m]	Elastomère $S_{1i}$ $10^{-8}$ m	Pile, culée $S_2$ $10^{-8}$ m	Fondation $S_3$ $10^{-8}$ m	Déformation $\sum S_i$ $10^{-8}$ m <sup>-1</sup>	Rigidité $10^6 K_i$ m <sup>-1</sup>	$K_i x_i$	$H_i \%$	Freinage $H_{fr}$ [t]	Seisme $H_s$ [t]
Culée 0	0	141	0	1,64	142,64	0,007	0	35	10,5	41,5
Pile 1	30	141	77	1,64	219,64	0,005	0,18	30	9	35,57
Culée 2	60	141	0	1,64	142,64	0,007	0,42	35	10,5	41,5
	$\Sigma$					0,021	0,60	100	30	118,57

## 3. Effort horizontal engendré par la variation linéaire du tablier :

les déplacements (raccourcissement ou allongement) du tablier seront comptés à partir du centre de déplacement. Ce dernier est défini comme étant la position de la section du tablier du pont qui ne subit aucun déplacement.

la position du centre de déplacement est donné par  $X_0 = \frac{\sum K_i x_i}{\sum K_i}$   
 dans notre cas  $X_0 = \frac{0,60}{0,021} = 30 \text{ m} = \frac{L}{2}$

la pile n'est pas affectée par un déplacement linéaire. La variation linéaire d'un point distant de  $x_i$  du centre de déplacement s'écrit  $U_{li} = \Delta l_{\max} \frac{x_i}{L}$

L : portée du pont.

Cette variation linéaire engendre sur l'appui un effort horizontal

$$H_{vL} = \frac{n \cdot G \cdot U_{li} \cdot a \cdot b}{T_r}$$

$\Delta l_{\max}$  : déplacement maximal du au fluage, Temperature et retrait

$$\Delta l_{\max} = 57 \text{ mm}$$

Un effort horizontal

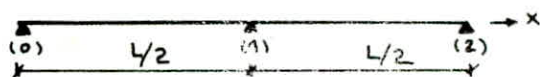
a, b,  $T_r$ , G : caractéristiques des appareils d'appuis.

n : nombre d'appareils d'appuis.

• Pour la pile  $x_i = 0 \text{ m} \rightarrow U_{li} = 0 \rightarrow H_{vL} = 0$

• Pour la Culée  $x_i = 30 \text{ m} \rightarrow U_{li} = 28,5 \text{ mm} \rightarrow H_{vL} = 20,12 \text{ t}$

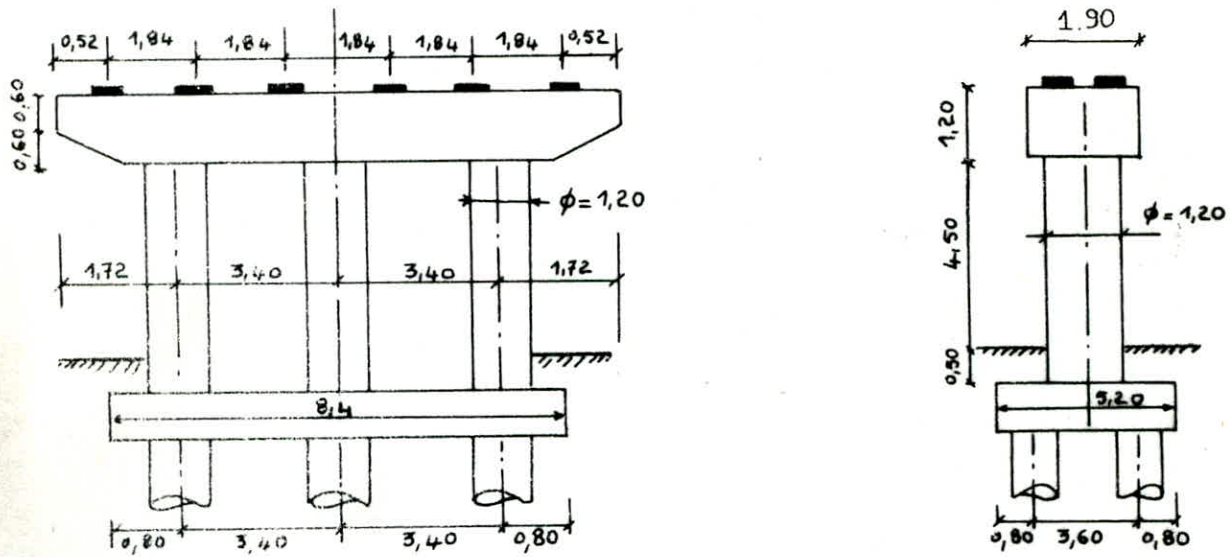
( $a \times b = 1000 \text{ cm}^2$  ;  $T_r = 8,5 \text{ cm}$  ;  $n = 6$  ;  $G = 10 \text{ Kg/cm}^2$ .)





# ETUDE DE LA PILE

Schéma de la Pile.



## 1. Etude du chevêtre

le chevêtre doit être conçu pour pouvoir reprendre son poids propre et les efforts provenant du tablier, son rôle est de transmettre ces efforts aux fûts donc aux fondations. IL sera étudié comme une poutre dont les appuis sont les fûts.

Evaluation des efforts :

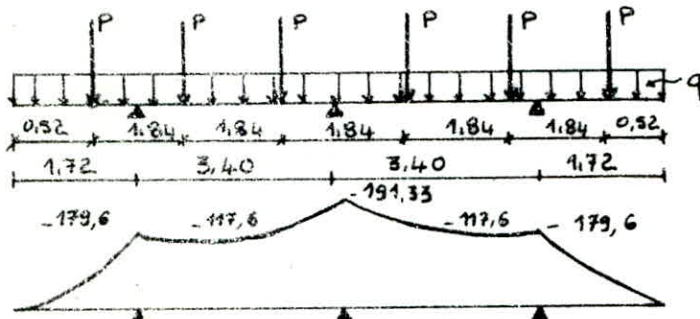
• Poids propre du chevêtre :  $q = 2,5 \cdot 1,20 \cdot 1,90 = 5,7 \text{ t/ml}$

• Efforts provenant du tablier : les efforts provenant du tablier sont également réparties aux poutres qui les transmettent à notre chevêtre en charges concentrées.

dans chaque poutre on a : Poids propre du tablier :  $P_0 = \frac{582,98}{6} = 97,16 \text{ t}$   
 : surcharge la plus défavorable :  $A(L)$   
 $S = \frac{226,62}{6} = 37,77 \text{ t}$

La charge concentrée  $P = P_0 + 1,25$   
 $P = 142,48 \text{ t}$

Shéma statique du chevêtre : Condition normale.



$P = 142,48 \text{ t}$  ;  $q = 5,7 \text{ t/ml}$ .

Nous utilisons la formule des trois moments.

diagramme des moments fléchissants en (tm)

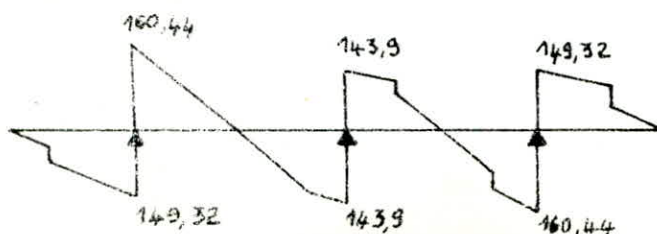


diagramme des efforts tranchants en [t]

En condition sismique (combinaison du 2<sup>ème</sup> genre : G + P + S.I.).

Nous avons trouvé  $q_G = 5,7 \text{ t/ml}$ ,  $P = 141,74 \text{ t}$

Ces charges donnent presque les mêmes valeurs de moment fléchissant et de l'effort tranchant que dans le cas de la condition normale. Nous ne procéderons pas à la vérification en condition sismique.

### Ferraillage:

Nous ferraillassons le chevêtre sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre, avec les abaques de P. CHARON.

#### • Armatures longitudinales:

- Section sur appui

$$h = 120 - 8 = 112$$

$$\bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2$$

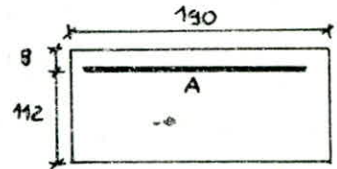
$$M = -191,33 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,045 \rightarrow k = 40,8$$

$$\epsilon = 0,9104$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 65,37 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 70,36 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend 15 T25 (73,65 cm}^2\text{)}.$$



#### Vérification à la fissuration:

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot k \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$k = 106, \quad \eta = 1,6, \quad \tilde{\omega}_f = 0,0242$$

$$\text{on trouve } \sigma_1 = 1247 \text{ kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = 1662,8 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 1662,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en}, 1662,8 \right\} = 1662,8 \text{ kg/cm}^2.$$

on refait le calcul de A:  $\mu = 0,0724$ ;  $k = 30,4$ ;  $\epsilon = 0,8899$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 54,70 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0.$$

$$A = 115,45 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend 24 T25 (A = 117,84 cm}^2\text{)}.$$

- Section en travée:  $M = -117,6 \text{ tm}$   $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0264 \rightarrow k = 56; \quad \epsilon = 0,9296$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 50 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 40,34 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend 12 T14 + 12 T16 (A = 42,6 cm}^2\text{)}.$$

#### Effort tranchant:

$$T_{\max} = 160,44 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T}{7/8 \cdot h \cdot b} = \frac{160,44 \cdot 10^3}{190 \cdot 7/8 \cdot 112} = 8,62 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}'_b = 54,70 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 92 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 26,8 \text{ kg/cm}^2.$$

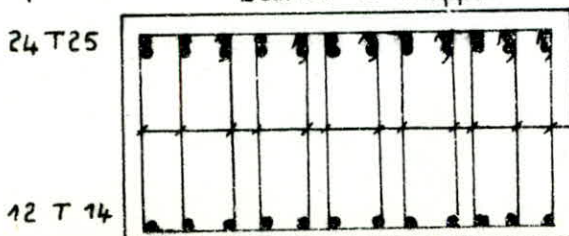
$\tau_b < \bar{\tau}_b$  nous utilisons des armatures d'âme droite.

$$\rho_{at} = \max \left\{ \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}'_b}\right); \frac{2}{3} \right\} = 0,875 \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en} = 3500 \text{ kg/cm}^2.$$

$$t \leq \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 20,14 \text{ cm.} \quad \bar{t} = \min \left\{ 0,2 h; \left(1 - 0,3 \cdot \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) h \right\} = 19,6 \text{ cm.}$$

section à l'appui

on prend  $t = 15 \text{ cm}$



6 cadres T10



## 2 - Etude des fûts

Nous déterminons les sollicitations horizontales et verticales, ainsi que les efforts qu'elles engendrent à la base du fût.

Efforts à la base des fûts :

Condition Normale	Efforts horiz H [t]	Efforts vert F [t]	Bras de levier d (m)	Moment fléchissant M/O (tm)
chevêtre: 2,5 (1,9.1,2.10,24)		58,37		
Fûts: 2,5 ( $\pi \cdot 1,2^2/4 \cdot 5$ ) . 3		42,41		
Poids propre du tablier		583		
Surcharge: Convoi D		202,20		
Freinage	9		6,2	55,8

Soient les combinaisons:  $G + 1,2 P + T$   
les efforts à la base de chaque fût :

$$(1) \begin{cases} M_{\max} = \frac{Mt}{3} = \frac{66,96}{3} = 22,32 \text{ tm} \\ N_{\max} = \frac{Nt}{3} = \frac{683,8}{3} = 227,93 \text{ t} \\ T_{\max} = \frac{H}{3} = \frac{10,8}{3} = 3,6 \text{ t} \end{cases} \quad (2) \begin{cases} M_{\min} = 0 \text{ tm} \\ N = \frac{886}{3} = 295,33 \text{ t} \\ T_{\min} = 0 \end{cases}$$

Condition Sismique	Efforts Horiz H (t)	Efforts verticaux F (t)	Bras de levier d (m)	Moments fléch M/O (tm)
chevêtre 58,35 $\begin{cases} 1,07 \\ 0,93 \end{cases}$		62,43 54,27		
fûts : 42,41 $\begin{cases} 1,07 \\ 0,93 \end{cases}$		43,38 39,44		
tablier : 583 $\begin{cases} 1,07 \\ 0,93 \end{cases}$		623,81 542,19		
seisme: $35,57 + (58,35 + 42,41) \cdot 0,1$	45,65		6	273,88
Freinage	9		6,2	55,8
Surcharge		202,20		

Combinaison:  $G + P + T + S$

les efforts à la base de chaque fût :

$$(3) \begin{cases} M = 91,29 \text{ tm} \\ N = 310,6 \text{ t} \\ T = 15,22 \text{ t} \end{cases} \quad (4) \begin{cases} M = 109,89 \text{ tm} \\ N = 211,97 \text{ t} \\ T = 18,22 \text{ t} \end{cases}$$

Ferraillage du fût :

la section de notre fût est sollicitée à la flexion composée

Nous ferrailurons le fût à la condition Extrême (seisme) c'est la plus défavorable.

$$\begin{cases} M = 109,89 \text{ tm} \\ N = 211,97 \text{ t} \\ T = 18,22 \text{ t} \end{cases}$$

Acier utilisé :  $\phi < 25 \text{ mm}$   $\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

Condition extrême (seisme)  $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,52 \text{ m} > \frac{D}{8} = 0,15 \text{ m} \rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$e_0 > 0,375 D = 0,45 \text{ m} \rightarrow \delta = 0,6 \quad \bar{\sigma}'_{bfc} = 1,5 \bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 184 = 276 \text{ kg/cm}^2$$

(condition sismique).

Flambement du fût : la longueur de flambement s'écrit  $l_c = \beta \cdot l_0$  où  $\beta$  est le facteur de flambement dépendant du mode d'appui aux extrémités du fût.



la nature des appuis aux extrémités du fût est difficile à définir. En effet, si on considère l'extrémité inférieure du fût comme encastree à la semelle, cet encastrement n'est pas parfait car la semelle est sur le sol qui est supposé élastique. D'autre part, le mode d'appui à l'extrémité supérieure du fût est délicat à argumenter. Pour nous placer du côté de la sécurité, nous prenons  $\beta = 1,3$  ( poteau flexible encastree élastiquement aux 2 extrémités ).

$$l_0 = 5m \quad l_c = 1,3 \cdot 5 = 6,5m \quad ; \quad \text{diamètre du fût } D = 1,20m \rightarrow A = \frac{\pi D^2}{4} = 1,13cm^2$$

$$I = 0,102m^4 \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} = 0,3 \rightarrow \lambda = \frac{l_c}{i} = 21,7 \quad ; \quad \lambda < 35 \rightarrow \text{notre fût se calcule}$$

en flexion composée sous l'effet de la charge  $N$  excentree de  $e$ , sans tenir compte de l'effet de flambement.

pour le calcul de la section d'armatures, nous allons nous servir du tableau 4.58 (page 194) de l'aide mémoire de B.A (DAVIDOVICI) établi pour les sections circulaires pleines avec armatures uniformément réparties (section partiellement comprimées).

$$r = 0,60m \text{ (rayon du fût)} \quad d = 12cm \rightarrow \frac{d}{2r} = 0,10$$

$$K_e = \frac{N \cdot r}{M} = \frac{109,88 \cdot 0,6}{109,89} = 1,16$$

$$K_a = \frac{M}{r^3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{109,89 \cdot 10^5}{(60)^3 \cdot 4200} = 0,012$$

$$A = \frac{\bar{\omega} \pi r^2}{100} = 26,01cm^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 194,44kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_{b,c} = 276kg/cm^2$$

le tableau nous donne les valeurs suivantes  
 $\omega [\%] = 0,23$   
 $K = 21,6$

Nous adoptons  $A = 28,14cm^2 \rightarrow 14 T16$  espacées de 24 cm.

Vérification des contraintes:

$K = 21,6$  position de l'axe neutre  $y_1 = K y_1 \phi$  ;  $\bar{\sigma}'_a = K' \bar{\sigma}'_b$   
 D'après le tableau 4.60 de l'aide mémoire B.A, on trouve:

$$K y_1 = 0,38 \rightarrow y_1 = 0,38 \cdot 120 = 45,6$$

$$K' = 10,95 \rightarrow \bar{\sigma}'_a = 194,44 \cdot 10,95 = 2129,1 < \bar{\sigma}'_a = 5281,44kg/cm^2$$

Vérification des contraintes dans les conditions normales:

$$(1) \quad \begin{cases} M = 22,32tm \\ N = 227,93t \end{cases} \quad e_0 = \frac{M}{N} = 0,1 < e_1 = 0,15m \rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$\bar{\sigma}'_2 = \frac{N}{(B + nA)} \pm \frac{M \cdot v}{I} \quad \text{avec : } \begin{cases} B + nA = 11731,83cm^2 \\ I = 101,79cm^4 \\ v = 60cm \end{cases}$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}'_1 = 32,58kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}'_2 = 6,27kg/cm^2 > 0.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b_0} \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) = 112,44kg/cm^2.$$

Calcul des armatures transversales:

$$\text{zone courante } t \leq \begin{cases} t_1 = (100\phi_t - 15\phi_{Lmax}) \left( 2 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \right) \\ t_2 = 15 \left( 2 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \right) \phi_{Lmin} \end{cases}$$

Nous prenons comme armatures transversales des cerces  $\phi 12$ .

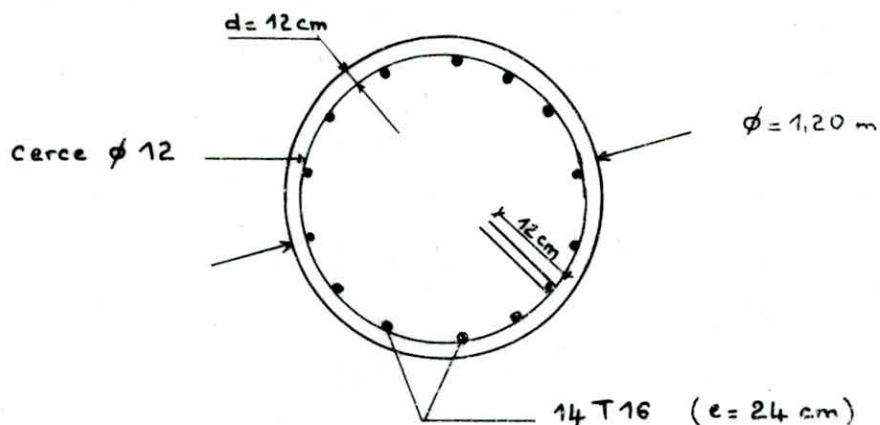
$$\phi_t = 1,2cm \quad \phi_{Lmax} = \phi_{Lmin} = 1,6cm$$

$\bar{\sigma}'_b$ : contrainte de compression du béton sous sollicitation du 1<sup>er</sup> genre.

$$\bar{\sigma}'_b = 32,58kg/cm^2 \quad ; \quad \bar{\sigma}'_{b_0} = 92kg/cm^2.$$

$$\text{On trouve : } \begin{cases} t_1 = 158cm \\ t_2 = 39,5cm \end{cases}$$

Nous prenons  $t = 20$  cm en zone courante et  $t = 10$  cm pour les zones de recouvrement.



Remarque:

les appareils d'appuis sont placés sur des dés d'appuis carrés (60x60) d'épaisseur 10 cm. Des frettes seront disposés sur la partie supérieure et la partie inférieure des dés.

Calcul des frettes:

• Frette supérieure:  $A = 0,04 \cdot \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_a}$

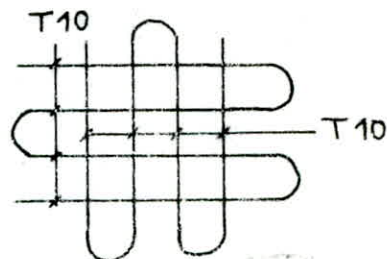
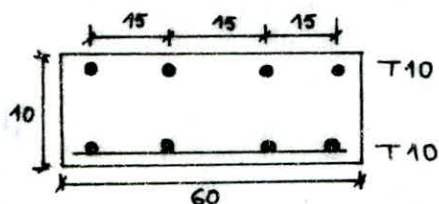
$R_{max} = 142,48 t$   
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$R_{max}$ : effort apporté par chaque poutre provenant du tablier).  
 on trouve  $A = 2,04 \text{ cm}^2$ . soit 4 T10

• Frette inférieure:

$A = 0,1 \cdot \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_a} = 5,2 \text{ cm}^2$

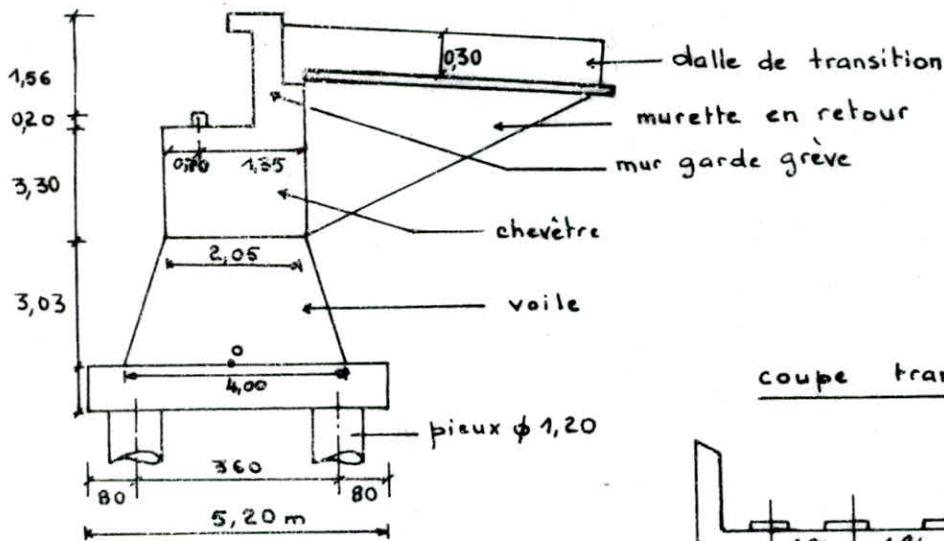
Soit une double frette de 4 T10



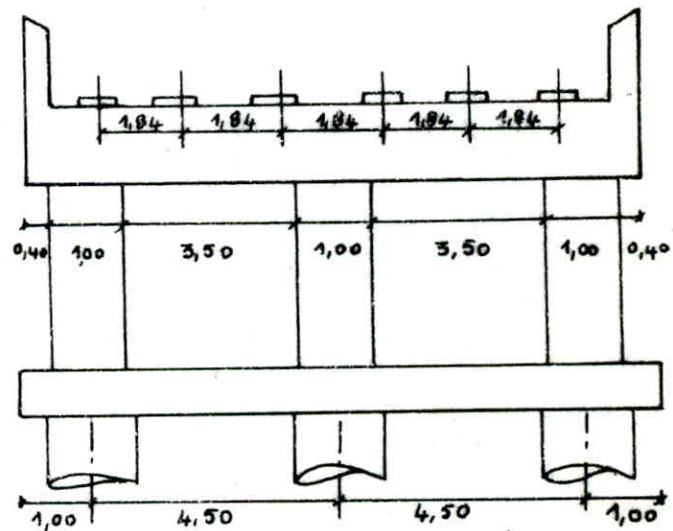
## ETUDE DE LA CULEE

La culee sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Choix de la culee : le choix du type de culee dépend essentiellement de sa hauteur, Pour un ouvrage de hauteur modérée qui nécessite une culee de hauteur inférieure à 6m, la culee à mur frontal est plus commode. Par contre, pour un ouvrage nécessitant une culee de hauteur élevée (supérieure à 6m) c'est le cas de notre pont, le choix de la culee enterree (culee noyée) est très économique.



coupe transversale de la culee



### Calcul des éléments constituant la culee

#### 1. Mur garde-grève

le mur garde-grève est supposé encasté dans le chevêtre :

IL sera étudié en suivant les hypothèses du bulletin de SETRA :

- On néglige les effets de forces verticales
- Forces horizontales : poussée des terres, poussée des charges locales, force de freinage.

Evaluation des efforts à la section d'encastrement du mur garde-grève.

#### • Poussée des terres :

$$M_T = \frac{1}{6} K_a \gamma h^3 \quad \text{avec} \quad K_a = 0,33 \quad (\text{coefficient de poussée})$$

$$\gamma = 2 \text{ t/m}^3$$

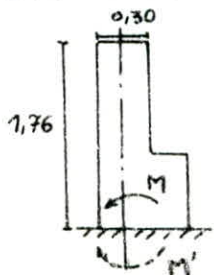
$\gamma$  : masse volumique du remblai

$h = 1,76 \text{ m}$  (hauteur du mur garde-grève)

d'où  $M_T = 0,6 \text{ tm/ml}$ .

#### • Poussée des charges locales :

la sollicitation totale due aux camions  $B_c$  (poussée des charges locales + freinage) est la plus défavorable pour le mur garde-grève dont





$0,50 \leq h \leq 3\text{m}$ . L'effet le plus défavorable est produit par les 2 roues arrière, de 6t chacune, de deux camions accolés placés de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière du mur garde-grève. Compte-tenu des incertitudes sur la transmission des efforts, les charges réelles, soient 2 roues de 6t distantes de 0,5m sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12t répartie sur un rectangle de  $0,25 \times 0,75\text{m}$ .

On admet que la pression sur le rectangle d'impact ainsi définie se répartit à  $45^\circ$  latéralement et en arrière du mur de façon uniforme.

Le moment d'encastrement à pour expression:

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx \quad \text{avec } K = K_a \gamma b c$$

$S=1$  (coefficient de majoration dynamique pour charge sur remblai)

$b_c = 1,1$  (coefficient de réduction pour pont de 1<sup>ère</sup> classe, 2 voies chargées)

$\gamma = 1,2$  (coefficient de pondération)  $K_a = 0,33$  (coefficient de poussée).

d'où  $M_p = 3\text{tm/ml}$ .

• force de freinage:

On considère un essieu lourd au contact du mur garde-grève et l'on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,50m en arrière. Compte-tenu de l'écartement des roues et pour une hauteur courante, on ne considère que l'effort d'une seule roue (6t). La force de freinage est prise égale à 6t

$$M_F = \frac{6h}{0,25 + 2h} \gamma \quad \gamma = 1,2 \quad ; \quad h = 1,76\text{m}$$

$$\text{d'où } M_F = 3,36\text{tm/ml}$$

le moment total est  $M = M_T + M_p + M_F = 6,96\text{tm/ml}$

le moment d'encastrement dans le sens opposé est évalué quel que soit la hauteur du mur, il est dû au freinage minoré de la poussée des terres.

$$M' = -3,2\text{tm/ml}$$

Ferraillage:

a) ferraillage vertical arrière (côté du remblai).

$$M = 6,96\text{tm/ml}$$

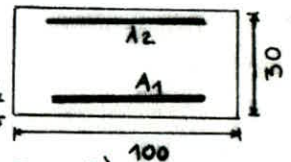
$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,055 \quad (\bar{\sigma}_a = 2800\text{kg/cm}^2)$$

$$K = 36,1 \quad ; \quad \epsilon = 0,9022$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 77,56\text{kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 184\text{kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 10,6\text{cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 10\text{T}12/\text{ml} \quad (A = 11,31\text{cm}^2)$$

espacés de 10 cm.



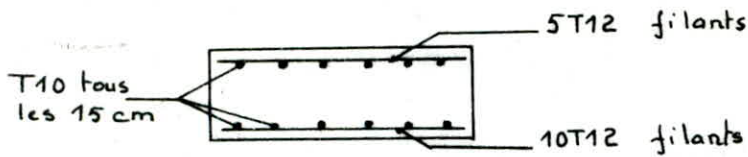
b) ferraillage vertical avant  $M = 3,2\text{tm/ml}$ .

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0254 \rightarrow K = 57,5 \quad \epsilon = 0,9310$$

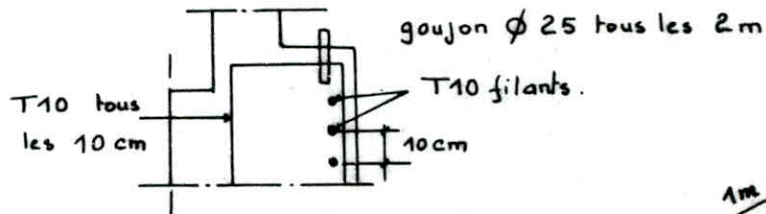
$$A_2 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 4,72\text{cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 5\text{T}12/\text{ml} \quad \text{espacés de } 20\text{cm}.$$

ferraillage horizontal:

on prend des T10 tous les 15 cm  $\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \rightarrow 2,83 < A_r < 5,66\text{cm}^2$  sur les 2 faces.



2- Corbeau d'appui Pour le ferrailage du corbeau d'appui de la dalle de transition, nous adoptons celui donné dans le bulletin SETRA : il est défini en coupe transversale au schéma ci-dessous :



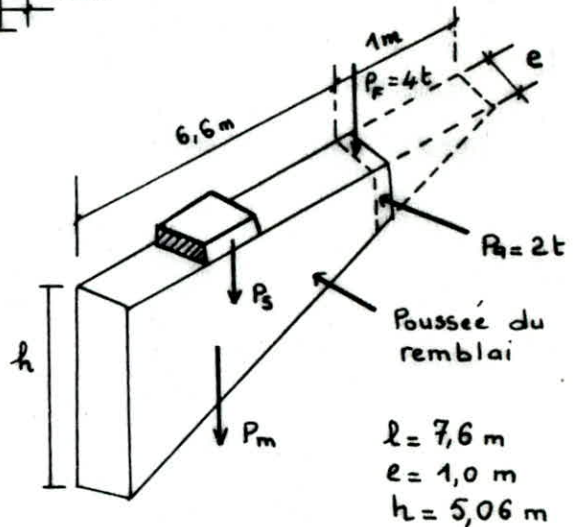
### 3- Murette en retour:

chaque mur en retour est soumis aux charges suivantes, qui peuvent être appliquées ensemble :

- Poids propre y compris superstructures.
- Poussee horizontale répartie.
- Charges concentrées vers l'extrémité du mur.

#### Remarque:

les charges concentrées sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4 t, cette charge conventionnelle permet de négliger les frottements verticaux, et une charge horizontale de 2 t (charge accidentelle).



$$\text{Poids du mur : } P_m = 2,5 \cdot \frac{l \cdot h \cdot e}{2} \quad [t]$$

$$\text{Poids de la superstructure } P_s = 0,3l \quad [t]$$

$$\text{Poussée horizontale répartie } P_r = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right) \quad [t/m^2]$$

#### - Evaluation des efforts:

L'évaluation des efforts se fera par rapport à la section

d'encastrement ( $e \times h = 1 \times 5,06$ ).

#### • charges Verticales :

$$\text{L'effort tranchant à l'encastrement est : } T_v = 2,5 \frac{l \cdot h \cdot e}{2} + 0,3l + 4 = 54,35 t$$

le moment d'axe horizontal à l'encastrement :

$$M_v = 2,5 \cdot \frac{l^2 \cdot h \cdot e}{6} + 0,3 \frac{l^2}{2} + 4(l-1) = 156,84 \text{ tm}$$

#### • charges Horizontales :

$$\text{L'effort tranchant à l'encastrement : } T_H = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right) \cdot \frac{l \cdot h}{2} + 2 = 44,05 t$$

le moment d'axe vertical à l'encastrement :

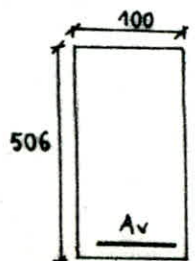
$$M_H = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right) \frac{l^2 \cdot h}{6} + 2(l-1) = 119,71 \text{ tm}$$

#### - Ferrailage:

• sous l'effet du moment vertical

$$M_v = 156,84 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 156,84 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (500)^2} = 0,0033$$



$$k = 174 ; \quad \epsilon = 0,9736$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 16,09 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2.$$



$$A_v = \frac{156,84 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9736 \cdot 500} = 11,51 \text{ cm}^2. \quad \text{on prend } 4T20 \quad (A=12,56)$$

Verification à la fissuration:  $\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f}$   $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{K \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2db_0} = \frac{12,56}{2 \cdot 6 \cdot 100} = 0,10$$

$$\sigma_1 = 727,27 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_2 = 1877,5 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_a = \min\{2800, 1877,5\} = 1877,5 \text{ kg/cm}^2.$$

on recalcule la section des armatures avec  $\bar{\sigma}_a = 1877,5 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\mu = 0,0050 \rightarrow \epsilon = 0,9677 \quad K = 140 \quad \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 13,41 < \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2.$$

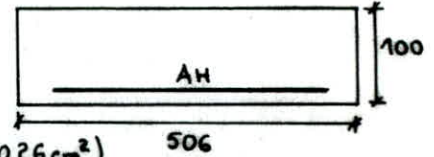
$$A_v = 17,26 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } 6T20 \quad (A=18,84 \text{ cm}^2).$$

• Sous l'effet du moment Horizontal  $M_H = 119,71 \text{ tm}$ .

$$\mu = \frac{15 \cdot 119,71 \cdot 10^5}{2800 \cdot 506 \cdot 94^2} = 0,0143 \rightarrow K = 79.$$

$$\epsilon = 0,9468$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 35,44 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$



$$A_H = \frac{119,71 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9468 \cdot 94} = 48,04 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 16T20 \quad (A=50,26 \text{ cm}^2).$$

Condition de non fissuration:  $\omega = 0,008$ ;  $\sigma_1 = 592,5 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\sigma_2 = 1877,5 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\bar{\sigma}_a = \min\left\{\frac{2}{3}\sigma_{en}; 1877,5\right\} = 1877,5 \text{ kg/cm}^2. \quad \text{on recalcule } A_H.$$

$$\mu = 0,0214 \rightarrow K = 63; \quad \epsilon = 0,9359 \quad \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 29,80 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_H = 72,48 \text{ cm}^2. \quad \text{on prend } 24T20 \quad (A=75,39 \text{ cm}^2).$$

#### 4- Dalle de transition:

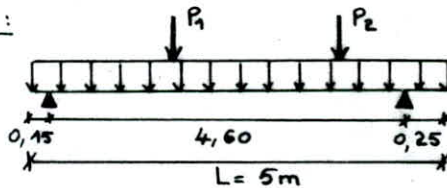
c'est une dalle en béton armé appuyée à une extrémité sur la culée et à l'autre sur la terre. Elle est prévue pour éviter le dénivellement quise produit entre la chaussée courante et celle du pont en cas de tassement du remblai.

Notre dalle de transition a une longueur  $L=5\text{m}$  et une épaisseur  $e=30\text{cm}$ .

L'étude de la dalle de transition se fera en suivant les hypothèses de chargement exposés dans le bulletin SETRA.

#### Charges et surcharges:

on considère une bande de 1 m de large.



#### • charges permanentes:

$$\text{remblai: } 2,060 \cdot 1 = 1,2 \text{ t/mL}$$

$$\text{Poids propre: } 2,5 \cdot 0,3 \cdot 1 = 0,75 \text{ t/mL}$$

$$\text{revêtement: } 2,35 \cdot 0,08 \cdot 1 = 0,188 \text{ t/mL}$$

$$q = 2,138 \text{ t/mL}.$$

#### • Surcharges:

le système  $B_E$  est le plus défavorables, les roues sont placés comme il est indiqué sur le schéma ci-dessus. On admet que les roues de rangées  $P_1$  et  $P_2$  sont équivalentes chacune à une charge répartie de  $5,5 \text{ t/mL}$ , assimilable à un rouleau indéfini. La rangée  $P_1$  est affectée d'un coefficient "2" pour tenir compte du choc d'un essieu. La charge équivalente à la rangée  $P_2$  se répartit entre les 2 appuis de la dalle de transition et doit être affectée d'un coefficient de majoration dynamique qu'on peut estimer à "1,2".

$$P_1 = 2 \times 5,5 = 11 \text{ t}$$

$$P_2 = 1,2 \cdot 5,5 = 6,6 \text{ t}$$

Evaluation des efforts: on néglige le 2 consoles dans nos calculs.

$$\text{charge permanente: } M_G = q \frac{(L-0,4)^2}{8} = 5,655 \text{ tm/mL} \quad T_G = q \frac{(L-0,4)}{2} = 4,917 \text{ t/mL}$$

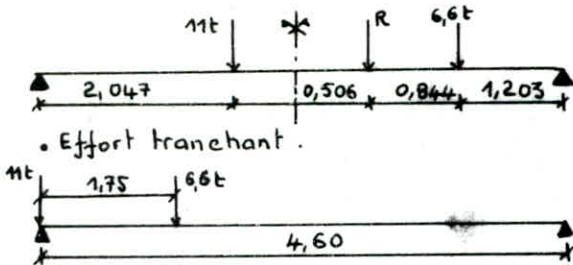
Surcharges:

• Moment fléchissant: on utilise le théorème de Barré pour avoir le moment maximal.



$$M_s^{\max} = 16,03 \text{ tm / ml}$$

$$T_s^{\max} = 15,7 \text{ t / ml}$$



• Effort tranchant.

Efforts maximaux :  $M = M_G + M_s = 21,69 \text{ tm/ml}$  et  $T = T_G + T_s = 20,58 \text{ t/ml}$ .

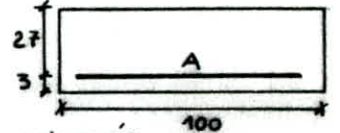
Ferraillage :  $M = 21,69 \text{ tm/ml}$ .

$$\mu = \frac{15 \cdot 21,69 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 27^2} = 0,1594 \rightarrow K = 18,1$$

$$E = 0,8489$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 154,70 < \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{21,69 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8489 \cdot 27} = 33,79 \text{ cm}^2 \text{ soit } 11 \text{ T20/ml. espacés de } 10 \text{ cm.}$$



Verification de non fissuration :

$$\sigma_1 = \frac{K \eta \cdot \bar{\omega} f}{\phi \cdot 1 + 10 \bar{\omega} f} \quad \sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{K \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}'_b}$$

$$K = 10^6; \quad \eta = 1,6; \quad \phi = 20 \text{ mm}$$

$$\bar{\omega} f = 0,056 \quad \sigma_1 = 2872 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_2 = 1877,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en}; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{le calcul des Armatures est bon}$$

dans l'autre sens, nous prenons des armatures

de répartition  $A_r = \frac{A}{4} = 8,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,

Soit 6T14 ( $A = 9,24 \text{ cm}^2$ ) espacés de 20 cm.

Verification au cisaillement :

$$\text{on doit vérifier que } \tau = \frac{T}{b \cdot z} \leq 1,15 \bar{\sigma}'_b = 8,8 \text{ kg/cm}^2 \text{ avec } T = 20,58 \text{ t/ml}$$

$$b = 100; \quad z = \frac{7}{8} \cdot h = 23,63 \text{ cm}$$

$$\tau = 8,71 \text{ kg/cm}^2 < 8,8 \text{ kg/cm}^2.$$

5- Chevêtre : L'étude du chevêtre se fera en suivant les hypothèses de chargement dans le bulletin SETRA. le chevêtre est soumis, en plus de son poids propre, aux efforts provenant des actions suivantes : mur garde-grève, dalle de transition, murettes en rebour et tablier.

Evaluation des charges :

- Poids propre (y compris mur garde-grève) :  $q_{G1} = 2 \cdot 2,5 \cdot 5 = 5 \text{ S}$

S : Surface latérale du chevêtre y compris le mur garde-grève, le coefficient 2 tient compte du poids moyen de la partie du tablier situé au droit du chevêtre au moment de construction.

$$S = 3,3 \cdot 2,05 + 1,76 \cdot 0,55 = 7,73 \text{ m}^2; \text{ on trouve } q_{G1} = 38,65 \text{ t/ml.}$$

- surcharge transmise par le garde-grève :

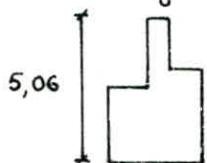
• les charges verticales ne sont pas considérées.

• charges horizontales : - Poussée des terres :  $H_p = \frac{1}{2} K a h^2 \delta = \frac{1}{2} \cdot 0,33 \cdot 2 \cdot (5,06)^2 = 8,45 \text{ t/ml.}$

- Poussée de la charge localisée située en Arrière du mur

$$\text{garde-grève : } H_L = \frac{12 K}{0,75 + 2h} = 0,49 \text{ t/ml}$$

$$\text{- freinage = } H_f = \frac{7,2}{0,25 + 2h} = 0,69 \text{ t/ml.}$$



- Dalle de transition :

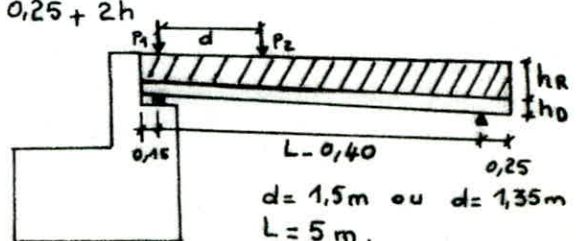
On prend en compte les effets

locaux de la dalle de transition

$h_D = 0,30 \text{ m}$  hauteur de la dalle de transition.

$h_R = 0,60 \text{ m}$  hauteur moyenne de la chaussée

sur la dalle de transition.



• Réaction de la charge permanente:  $q_{G2} = L(1,25 h_D + 1,1 h_R) = 5,175 \text{ t/mL}$ .

• Réaction des charges  $B_c$  ou  $B_t$ :

$$B_c: q'_{B_c} = 2 \cdot 5,5 + 1,2 \cdot 5,5 \cdot \frac{4,60 - 1,5}{4,60} = 15,45 \text{ t/mL}$$

$$B_t: q'_{B_t} = 2 \cdot 5,5 + 1,2 \cdot 5,5 \cdot \frac{4,60 - 1,35}{4,60} = 15,66 \text{ t/mL}$$

$B_t$  est le plus défavorable.

$$\text{total: } q_2 = q_{G2} + q'_{B_t} = 20,84 \text{ t/mL}$$

- Murette en retour:

les actions transmises par les murettes en retour sont dues à des charges variables concentrées appliquées aux murettes :  
verticalement  $P_f = 4 \text{ t}$  et horizontalement  $P_a = 2 \text{ t}$ .

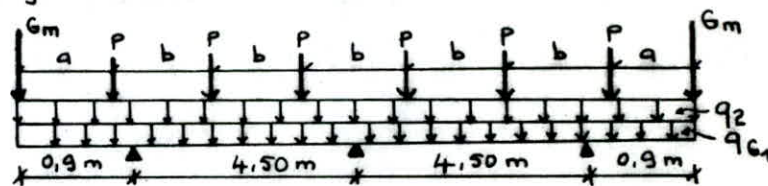
Poids propre d'une murette en retour:  $G_m = 48 \text{ t}$

- Tablier: les efforts provenant du tablier sont transmis au chevêtre par les poutres.

chaque poutre transmet une charge concentrée  $P = 76 \text{ t}$

Calcul des Efforts:

schéma statique du chevêtre



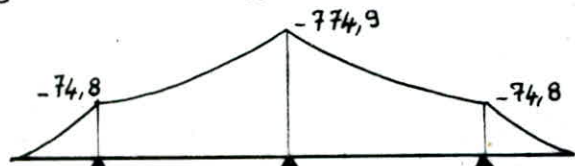
$$q_{G1} = 38,65 \text{ t/mL}$$

$$q_2 = 20,84 \text{ t/mL}$$

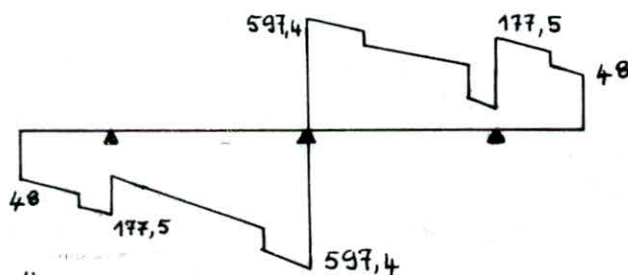
$$G_m = 48 \text{ t}; P = 76 \text{ t}$$

$$b = 1,84 \text{ m}; a = 0,8 \text{ m}$$

Diagrammes des efforts sollicitant le chevêtre :



moment fléchissant en (tm)



Effort tranchant en (t).

Ferraillage:

$$M = 774,9 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 774,9 \cdot 10^5}{2667 \cdot 205 \cdot 320^2} = 0,0221 \rightarrow K = 62$$

$$E = 0,9351$$

$$\sigma'_b = \frac{2667}{62} = 43,02 < \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{774,9 \cdot 10^5}{2667 \cdot 0,9351 \cdot 320} = 97 \text{ cm}^2$$

soit 20 T25 ( $A = 98,18 \text{ cm}^2$ ).

verification de non fissuration:  $\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_t}{1 + 10 \tilde{\omega}_t}$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

$$\tilde{\omega}_t = \frac{97}{2 \cdot 10 \cdot 205} = 0,024$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \{ 2667; \max \{ 1224,5; 1679,5 \} \} = 1679,5 \text{ kg/cm}^2$$

on recalcule la section des armatures.

$$\mu = 0,0330 \quad K = 49 \quad E = 0,9220$$

$$A = \frac{774,9 \cdot 10^5}{1679,5 \cdot 0,9220 \cdot 320} = 156,38 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{69}{K} = 34,28 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

• Prise en compte de la torsion :

la section d'armature calculée précédemment sera majorée de 15%.

$$\text{Armature supérieure } A = 1,15 \cdot 156,38 = 179,8 \text{ cm}^2$$



on prendra comme armature supérieure 39 T25 ( $A = 191,45 \text{ cm}^2$ ).  
armatures inférieures : nous mettrons 13 T16. Ces barres vont servir aussi comme armatures de construction.

• Prise en compte des actions horizontales : Nous placerons des barres filantes horizontales T16 le long des parois latérales pour améliorer la non fragilité du chevêtre.

Effort tranchant :  $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z}$   $T = 597,4 \text{ t}$  ;  $z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 320 = 280 \text{ cm}$  ;  $b = 205 \text{ cm}$

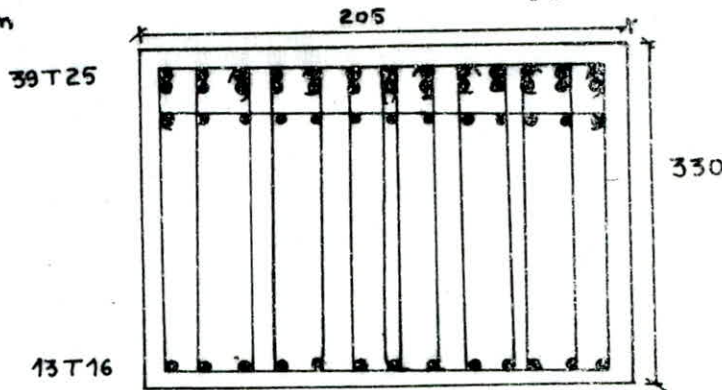
$\tau_b = 10,41 \text{ kg/cm}^2$   $\sigma'_b = 34,28 < \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 26,78 \text{ kg/cm}^2$   
 $\tau_b < \bar{\tau}_b$  , nous utilisons des armatures d'âmes droites.

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_{ent}$  avec  $\rho_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3} ; \left( 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}'_b} \right) \right\} = 0,85 \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 3570 \text{ kg/cm}^2$

nous utiliserons 6 cadres + 1 étrier T10  $A_t = 10,99 \text{ cm}^2$ .

$t \leq \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 18,4 \text{ cm}$   $E = \min \left\{ 0,2h ; \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) h \right\} = 64 \text{ cm}$

nous prenons :  $t = 15 \text{ cm}$



## 6. Etude des voiles de la culée :

les 3 voiles de la culée jouent le rôle des poteaux, et transmettent les efforts provenant du tablier à la fondation.  
solicitations à prendre en compte :

- actions verticales : réactions du tablier, poids propre et surcharges routières.
- actions horizontales : variations linéaires, freinage, séisme et poussée des terres.
- Poussée des terres :

Notre culée est noyée dans le remblai, nous considérons uniquement la poussée sur le chevêtre et le mur garde-grève.

Condition normale :

$$\tau = 2 \text{ t/m}^3 \quad L = 10,8 \text{ m} \quad H_n = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 L \quad K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,33 \quad (\varphi = 30^\circ)$$

$$H = 1,76 + 3,3 = 5,06 \text{ m} \quad \text{on trouve } H_n = 91,25 \text{ t}$$

la distance entre le point d'application de cette poussée et la base du voile est :

$$d = 3,03 + \frac{5,06}{3} = 4,72 \text{ m.}$$

Condition sismique : le coefficient de poussée  $K_a$  est donné par la formule

MONO-OKABE :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \nu - \beta)}{\cos \nu \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \nu) + \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \nu - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \nu) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

- avec :
- $\varphi = 30^\circ$  (angle de frottement pour le remblai).
  - $\beta = 0$  (inclinaison de la culée par rapport à la verticale)
  - $\alpha = 0$  (angle du talus naturel avec l'horizontal).
  - $\delta = 0$  (angle de frottement remblai-culée).



$V = \text{Arctg}(\epsilon_H / (1 \pm \epsilon_V))$        $\epsilon_H = 0,1$        $\epsilon_V = \pm 0,07$   
 $K_a = 0,39$  on trouve       $H_s = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 L = 107,84 \text{ t}$       et  $d = 4,72 \text{ m}$ .  
 Evaluation des efforts à la base de la culée :

Condition normale	H [t]	N [t]	d [m]	M/O [tm]
chevêtre : 2,5. 2,05. 3,3. 10,8	—	182,66	—	—
Muren retour : 2,5. $\frac{1}{2}$ . 7,6. 5,06. 1. 2	—	96	3,38	324,48
Mur garde-grève + Corbeau : 2,5. 0,55. 1,76. 10,8	—	26,14	0,75	19,61
Poids du remblai : (2. 0,6. 5. 7,7)/2	—	28,88	0,925	26,71
Dalle de transition : 2,5. 5. 0,3. 7,7. $\frac{1}{2}$ .	—	14,44	0,925	13,36
Poids propre du tablier	—	291,50	0,325	-94,74
Voiles : 2,5. $\frac{1}{2}$ (2,05+4). 3,03. 3	—	68,74	—	—
Surcharges routières : Convoi D	—	164,34	0,325	-53,41
Poussée des terres	91,25	—	4,72	-430,7
Variation linéaire du tablier	20,12	—	6,33	-127,36
Freinage	10,5	—	6,33	-66,47

Efforts à la base de la culée : Combinaison du 1<sup>er</sup> genre.

(1)  $N = 708,36 \text{ t}$  ;  $H = 123,97 \text{ t}$  ;  $M = -348,4 \text{ tm}$

(2)  $N = 872,70 \text{ t}$  ;  $H = 111,37 \text{ t}$  ;  $M = -322,05 \text{ tm}$

Les efforts à la base de chaque voile.

(1)  $\begin{cases} N = 236,12 \text{ t} \\ H = 41,32 \text{ t} \\ M = -116,13 \text{ tm} \end{cases}$

(2)  $\begin{cases} N = 290,9 \text{ t} \\ H = 37,12 \text{ t} \\ M = -107,35 \text{ tm} \end{cases}$

Condition Sismique	H [t]	N [t]	d [m]	M/O [tm]
chevêtre : $182,66 \times \frac{1,07}{0,93}$	—	195,45 169,87	—	—
Mur en retour : $96 \times \frac{1,07}{0,93}$	—	102,72 89,28	3,38	347,19 301,77
Mur garde grève + Corbeau : $26,14 \times \frac{1,07}{0,93}$	—	27,97 24,31	0,75	20,98 18,23
Surcharge du remblai : $28,88 \times \frac{1,07}{0,93}$	—	30,90 26,86	0,925	28,58 24,85
Dalle de transition $14,44 \times \frac{1,07}{0,93}$	—	15,45 13,43	0,925	14,29 12,42
Poids propre du tablier : $291,50 \times \frac{1,07}{0,93}$	—	311,91 271,10	0,325	-101,37 -88,41
Voiles : $68,74 \times \frac{1,07}{0,93}$	—	73,55 63,93	—	—
Surcharge : Convoi D	—	164,34	0,325	-53,41
Poussée des terres	107,84	—	4,72	-509
Variation linéaire du tablier	20,12	—	6,33	-127,36
Freinage	10,5	—	6,33	-66,47
Seisme : $41,5 + 471,1. 0,1$	88,61	—	5,25	-465,20

à la base de chaque voile, on a :

(1)  $N = \frac{1}{3} \cdot 658,78 = 219,59 \text{ t}$  ;  $H = \frac{1}{3} \cdot 227,07 = 75,69 \text{ t}$  ;  $M = \frac{1}{3} (-898,87) = -299,62 \text{ tm}$

$$(2) N_{\max} = \frac{1}{3} \cdot 922,29 = 307,43 \text{ t} ; H = \frac{1}{3} \cdot 216,57 = 72,19 \text{ t} ; M = \frac{1}{3} (-845,3) = -281,8 \text{ tm}.$$

Ferrailage: c'est la section de base de chaque voile qui est la plus sollicitée.

Nous ferrailons avec les efforts de la condition sismique (Combinaison M) très défavorable

$$N_{\min} = 219,59 \text{ t} ; H = 75,69 \text{ t} \text{ et } M = -299,62 \text{ tm}.$$

la voile est sollicitée en flexion composée.

$$e_0 = \frac{M}{N} = 136 \text{ cm} > \frac{ht}{6} = 34,17 \text{ cm} \rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

$$\text{Acier } \phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (2}^{\text{e}} \text{ genre).}$$

$$e_0 = 136 \text{ cm} > \frac{ht}{2} \quad \bar{\sigma}_b = 1,5 (2 \bar{\sigma}'_{b0}) = 276 \text{ kg/cm}^2.$$

On calcule la section en flexion simple avec un moment fictif:  $\mathcal{M} = N \cdot f$

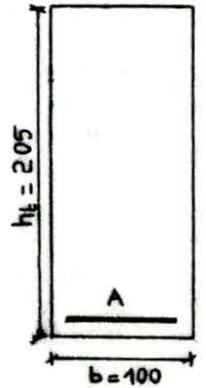
$$f = e_0 + \frac{1}{2} ht - d \quad d = 5 \text{ cm} \rightarrow h = 200 \text{ cm}$$

$$f = 233,5 \text{ cm} \rightarrow \mathcal{M} = 512,74 \text{ tm}.$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \bar{\alpha} \bar{\gamma} b h^2 \quad \bar{\alpha} = \frac{15 \bar{\sigma}'_b}{15 \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,496 ; \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,835$$

$$M_{rb} = 2286 \text{ tm} > \mathcal{M} \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{\mathcal{M}}{\bar{\gamma} \bar{\sigma}_a \cdot h} = 73,10 \text{ cm}^2.$$



la section d'acier réelle nécessaire est :  $A = \mathcal{A} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 21 \text{ cm}^2.$

soit 7T20 ( $A = 21,99 \text{ cm}^2$ )

comme le moment peut agir dans les 2 sens, nous allons mettre en place des armatures symétriques  $A = A' = 7T20$

Nous avons fait le calcul pour les efforts en condition normale ( $N = 236,16 \text{ t}$ ;  $M = 116,13 \text{ tm}$ ): (4)

la section trouvée est de l'ordre de  $2 \text{ cm}^2$  qui est très inférieure à la section donnée par la condition extrême ( $A = 21,99 \text{ cm}^2$ ). Par conséquent, il n'est pas nécessaire de faire une vérification en condition normale.

Armatures transversales:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad \text{En condition normale, } T = H = 41,32 \text{ t} \\ b = 100 ; z = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 200 = 175 \text{ cm.} \rightarrow \tau_b = 2,36 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 26,7 \text{ kg/cm}^2.$$

on prend un cadre T12 ( $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$ ).

$$\bar{\sigma}_{at} = \beta_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec ;}$$

$$\beta_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3} ; \left( 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right) \right\} = 0,97 \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 4056 \text{ kg/cm}^2.$$

$$t \leq \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{\tau} = 38,8 \text{ cm}.$$

$$t = \min \left\{ 0,2h ; \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) h \right\} = 40 \text{ cm}.$$

on prend  $t = 30 \text{ cm}.$



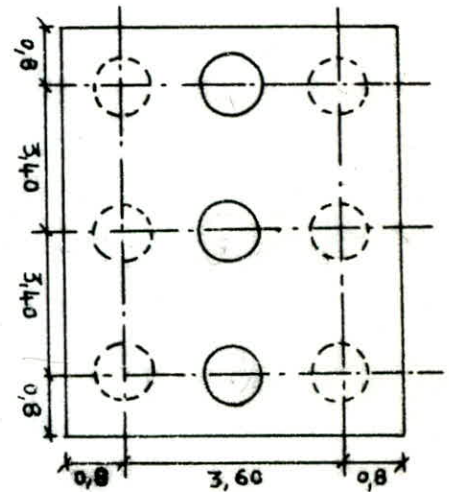
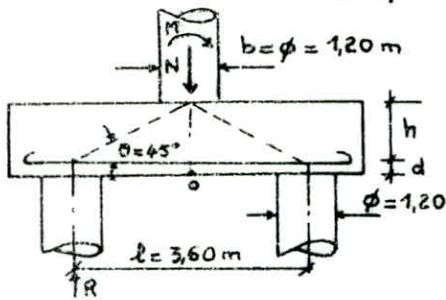
## ETUDE DES FONDATIONS

### Calcul des éléments des fondations :

#### 1. Semelle de liaison des pieux de la fondation de la pile :

Nous utilisons la méthode des bielles (document SETRA).

- la semelle est un massif déformable.
  - épaisseur de la semelle  $h_f = 1,50$  m
  - L'inclinaison des bielles ne doit pas dépasser  $45^\circ$
- On doit avoir donc :  $h \geq \frac{l}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3,6}{2} - \frac{1,2}{4} = 1,4$  m



L'épaisseur de la semelle sera donc :  $h_s = h + d = 1,5 + 0,10 = 1,60$  m.

la section  $A_1$  d'armatures inférieures transversales relatives à un couple de pieux est :

$$A_1 = \frac{R_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \cdot \frac{(l/2 - b/4)}{h}$$

calcul de  $R_{\max}$  :

Poids propre de la semelle :  $2,5 \cdot 5,2 \cdot 1,6 \cdot 8,40 = 174,72$  t

Surcharge du remblai sur la semelle :  $2 \cdot \left[ 5,2 \cdot 8,4 - 3\pi \cdot \frac{(1,2)^2}{4} \right] \cdot 0,5 = 80,56$  t

valeur de M et N (pour un seul fût à la base de la semelle par rapport à "0").

Condition normale :  $N_{\max} = \frac{1}{3} (683,78 + 174,72 + 80,56) = 313,02$  t.

$M = \frac{1}{3} \cdot 70,2 = 23,40$  tm.

Condition Sismique :

$N^{\max} = \frac{1}{3} (635,9 + 1,07 \cdot (174,72 + 80,56)) = 301,14$  t ;  $M = \frac{1}{3} \cdot 334,98 = 111,66$  tm.

condition normale :

$R_{\max} = \frac{N}{2} + \frac{M}{3,6} = 164,31$  t ;  $R_{\min} = \frac{N}{2} - \frac{M}{3,6} = 150$  t

Condition sismique :

$R_{\max} = 176,20$  t ;  $R_{\min} = 124,95$  t.

Ferraillage :

Dans le sens transversal :  $R_{\max} = 164,31$  t ;  $\bar{\sigma}_a = 2667$  kg/cm<sup>2</sup> ( $\phi \geq 25$  mm)

• Armatures inférieures :

$A_1 = \frac{164,31}{2667} \left( \frac{3,6/2 - 1,2/4}{1,5} \right) = 92,4$  cm<sup>2</sup>

On prend 12T32 ( $A_1 = 96,48$  cm<sup>2</sup>).

Ces armatures vont être placées dans des bandes axées sur les pieux (poutres incorporées). L'espacement sera de 18 cm.

Entre les différentes "poutres incorporées" on placera des armatures de répartition

$A'_1 = \frac{1}{3} A_1 = 32,16$  cm<sup>2</sup> soit 7T25 ( $A'_1 = 34,36$  cm<sup>2</sup>).

• Armatures supérieures : Nous prenons forfaitement

$A_{s1} = A_1/8 = 12,06$  cm<sup>2</sup> soit 12T12 ( $A_{s1} = 13,56$  cm<sup>2</sup>)

$A'_{s1} = A'_1/5 = 6,43$  cm<sup>2</sup> soit 7T12 ( $A'_{s1} = 7,96$  cm<sup>2</sup>)

Vérification des contraintes sous l'effet du séisme :

$\bar{\sigma}_a = \frac{R_{\max} (l/2 - b/4)}{A_1 \cdot h} = \frac{176,20}{96,48 \cdot 1,60} = 1826,2$  kg/cm<sup>2</sup> <  $\bar{\sigma}_a = 4000$  kg/cm<sup>2</sup>.



Armatures longitudinales :

Ces armatures seront disposées dans le sens de la longueur de la

Semelle. Nous prenons :

Armatures inférieures :  $A_2 = \frac{A_1}{3} = 32,16 \text{ cm}^2 / \text{mL}$  (7T25 / mL)

Armatures supérieures :  $A_{2s} = \frac{A_{s1}}{3} = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{mL}$  (7T12 / mL)

Ces armatures vont jouer le rôle d'armatures de répartition.

Vérification des contraintes :

• Vérification des contraintes de compression des bielles :

au niveau du poteau  $\sigma'_b = \frac{N}{B \sin^2 \theta} \leq 0,6 \sigma'_j$

$\theta = 45^\circ$  ;  $N = 313,02 \text{ t}$  ;  $B = 11310 \text{ cm}^2$  section du poteau (fût)  $\rightarrow \sigma'_b = 55,35 \text{ kg/cm}^2$   
 on a bien  $\sigma'_b < 0,6 \sigma'_j = 184 \text{ kg/cm}^2$ .

au niveau du pieu :

$$\sigma'_b = \frac{N}{2 B_1 \sin^2 \theta} \leq 0,6 \sigma'_j$$

$B_1 = 11310 \text{ cm}^2$  section du pieu ;  $N = 313,02 \text{ t}$   $\rightarrow \sigma'_b = 27,7 \text{ kg/cm}^2 < 184 \text{ kg/cm}^2$ .

2. Etude des pieux :2-1 capacité portante des pieux :hypothèses :

- les pieux sont ancrés dans un sol dur, par conséquent ils travaillent en pointe.
- Pour nous placer du côté de la sécurité, nous n'allons pas tenir compte de la résistance par frottement dans le calcul de la force portante des pieux.

la force portante admissible d'un pieu est alors :

$$\bar{Q}_p = \frac{Q_p}{F_s}$$

avec  $F_s$  : coefficient de sécurité, nous prenons  $F_s = 2$

$Q_p$  : résistance en pointe du pieu

$$Q_p = \frac{\pi B^2}{4} \left[ N_q \sum_i \gamma_i D_i + 1,3 C_N c \right]$$

$B = 1,2 \text{ m}$  (diamètre du pieu.)

$\gamma_i$  : la masse volumique de la couche  $i$  traversée par le pieu.

$c$  : la cohésion de la couche où le pieu est ancré  $c = 0$

$N_q, N_c$  : Coefficient dépendant des caractéristiques mécaniques de la couche où le pieu est ancré

D'après le tableau de Caquot-Kerisel pour  $\varphi = 35^\circ \rightarrow N_q = 33,3$  ;  $N_c = 48,1$

Calcul de la hauteur critique  $h_c$ 

$$h_c = \frac{B}{4} N_q^{2/3} = 3,09 \text{ m} < D_f = 6,4 \text{ m}.$$

$$Q_p = 568,4 \text{ t}.$$

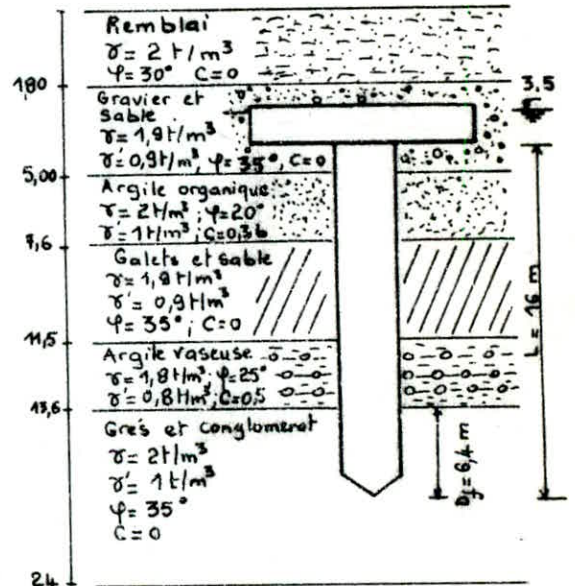
L'expérience montre que la valeur de  $Q_p$  calculée de cette formule est sous estimée, ce qui nous place d'autant plus du côté de la sécurité.

la force portante admissible du pieu est :  $\bar{Q}_p = \frac{Q_p}{F_s} = 284,2 \text{ t}$

2.2 Justification des pieux :2-2-1 Pieux soils Piles

Nous avons 6 pieux réparties en 2 files (3 pieux par file)

condition à vérifier :  $Q_G + Q_S \leq \bar{Q}_p$  ( $Q_G$  et  $Q_S$  sont respectivement les efforts normaux dans le pieu sous charges permanentes et surcharges routières).



Pour le pieu le plus sollicité on a :  $Q_G + Q_S = R_{max} = 164,31 \text{ t}$  (condition normale).

nous avons bien  $Q_G + Q_S = 164,31 \text{ t} < \bar{Q}_p = 284,2 \text{ t}$ .

En condition sismique :  $Q_G + Q_S = R_{max} = 176,2 \text{ t} < 1,33 \bar{Q}_p = 378 \text{ t}$

### 2-2-2 : Pieux sous culée :

Nous avons 6 pieux répartis en 2 files (3 pieux par file)  
Au niveau de la culée, nous avons une surcharge de remblai de hauteur plus ou moins importante. Ce remblai est un sol qui se compose de couches compressibles, les couches vont donc subir des tassements.

### Evaluation du tassement :

En raison du manque de résultats de différents essais pour chaque couche, nous calculerons le tassement par la méthode classique.

Nous considérerons le sol élastique, homogène et isotrope, cela nous ramène au calcul d'élasticité linéaire.

Dans ce cas, la surcharge à considérer est la surcharge du remblai c'est une surcharge uniformément répartie sur une largeur de 11,5m et une longueur infinie (bande rectangulaire) la contrainte  $\sigma$  en un point situé à une profondeur  $z$  à la verticale du centre de la bande est

$$\sigma = \frac{q}{\pi} (2\theta_0 + \sin 2\theta_0)$$

avec  $\operatorname{tg} \theta = \frac{A}{2z}$  ( $A = 11,5 \text{ m}$ )

$$q = \sigma h = 2,7 = 14 \text{ t/m}^2 \quad (h: \text{ hauteur du remblai})$$

Nous prendrons  $E_{oed} = 10 \text{ MPa} = 10 \text{ kg/cm}^2$  (correspondant à l'argile molle).

Couche (2) :  $z_1 = 3,2 \rightarrow \operatorname{tg} \theta_1 = 1,79 \rightarrow \theta_1 = 60,8^\circ$   
 $\sigma_1 = \frac{14}{\pi} \left( 60,80 \times 2 \times \frac{\pi}{180} + \sin(2 \cdot 60,8) \right) 10^{-1} = 1,3 \text{ kg/cm}^2$

$$z_2 = 5,8 \text{ m} \rightarrow \operatorname{tg} \theta_2 = 0,99 \rightarrow \theta_2 = 44,71^\circ \quad (\theta_2 = 0,78 \text{ rad})$$

$$\sigma_2 = \frac{14}{\pi} (0,78 \cdot 2 + \sin(2 \cdot 44,71)) 10^{-1} = 1,13 \text{ kg/cm}^2$$

tassement de la couche (2)  $\Delta h_2 = \frac{h_2}{E_{oed}} (\sigma_1 + \sigma_2) = 6,3 \text{ cm}$ .

Couche (4) :  $z_1 = 9,7 \text{ m} \rightarrow \theta_1 = 30,50^\circ \quad (\theta_1 = 0,53 \text{ rad}) \quad \sigma_1 = 0,85 \text{ kg/cm}^2$

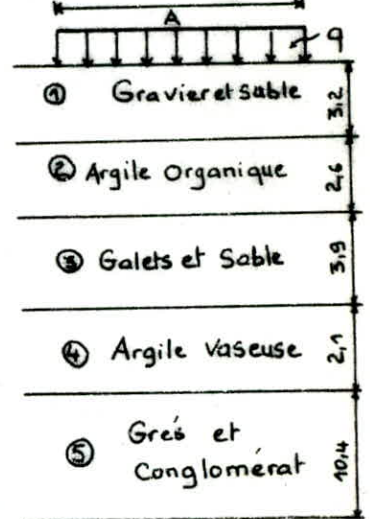
$z_2 = 11,8 \text{ m} \rightarrow \theta_2 = 25,64^\circ \quad (\theta_2 = 0,45 \text{ rad}) \quad \sigma_2 = 0,74 \text{ kg/cm}^2$   
 tassement de la couche (4)  $\rightarrow \Delta h_4 = 3,2 \text{ cm}$ .

tassement total de la fondation :  $\Delta h = \Delta h_2 + \Delta h_4 = 9,5 \text{ cm}$

Nous avons  $2 \text{ cm} < \Delta h < 10 \text{ cm}$  selon le document SETRA.

### Efforts revenant aux pieux

condition normale :





SOLlicitations (c.N)	H (t)	N (t)	d (m)	M/o (tm)
chevêtre		182,66		
Mur garde grève + corbeau		26,14	0,75	19,61
Murettes en retour		96	3,381	324,58
Surcharge du remblai sur la dalle de transition		28,88	0,925	26,71
Dalle de transition		14,44	0,925	13,36
Poids propre du tablier		291,50	0,325	- 94,74
Voiles		68,74		
Surcharges routières (convoi D)		164,34	0,325	- 53,41
Poussée des terres	91,25		6,32	- 583
Variation linéaire du tablier	20,12		7,93	- 159,6
Freinage	10,5		7,93	- 83,27
Semelle : 2,5. 5,2. 16. 11		228,8		
Terre sur la semelle		479		

les efforts en "0" : (Combinaison 1<sup>er</sup> genre).

$$(1) \quad H = 123,97t \quad ; \quad N = 1416,2t \quad ; \quad M = - 536 \text{ tm}$$

$$(2) \quad H = 111,37 \quad ; \quad N = 1580,5t \quad ; \quad M = - 506,5 \text{ tm}$$

Justification des pieux de la culée :

$$Q_G + Q_S < \bar{Q}_p \quad \left| \quad Q_G : \text{effort normal revenant à chaque pieu sous G (charge Permanente).}$$

$$Q_G + Q_S < \bar{Q}_p$$

$$R_{G \max} = Q_G = \frac{N}{6} + \frac{M}{3 \cdot d} = \frac{1416,2}{6} + \frac{453,08}{3 \cdot 3,6} = 277,96t$$

$$Q_S = 32,33t$$

$Q_G + Q_S = 310,29t > \bar{Q}_p \rightarrow$  L'effort de sollicitation est supérieur à la capacité portante, on augmentera donc le nombre de pieux on prendra  $n = 8$  pieux.

le moment est transmis aux pieux en effort normal.

en tête d'un pieu, on a :

$$(1) \quad \left\{ \begin{array}{l} H = 123,97/8 = 15,5t \\ R_{\max} = \frac{1416,2}{8} + \frac{536}{4 \cdot 3,6} = 214,25t \\ R_{\min} = \frac{1416,2}{8} - \frac{536}{4 \cdot 3,6} = 139,8t \end{array} \right.$$

$$(2) \quad \left\{ \begin{array}{l} H = 111,37/8 = 13,92t \\ R_{\max} = 232,7t \\ R_{\min} = 162,4t \end{array} \right.$$

Remarque :

les efforts de freinage, séisme et variation du tablier ont été déterminés pour 6 pieux, on gardera ces efforts pour 8 pieux, on sera alors du côté de la sécurité.

Ferraillage de la semelle de liaison des pieux sous culée :

Notre semelle sera appuyée sur 8 pieux comme le montre le schéma ci-après on la calculera par la méthode de la RDM.

Dans le sens transversal :

on calcule le moment dans la section située à une distance  $\frac{a}{4}$  de l'axe du voile.



Efforts réduits à la base de la culée  
 $M_{tot} = 506,5 \text{ tm}$   
 $N_{tot} = 1580,5 \text{ t}$  (condition normale)

$$Q_{max} = \frac{N_{tot}}{8} + \frac{M}{4 \cdot d}$$

$$Q_{max} = 232,7 \text{ t}$$

$$M\left(\frac{a}{4}\right) = Q_{max} \left(\frac{d}{2} - \frac{a}{4}\right) = 186,2 \text{ tm}$$

$$A_{11} = \frac{M}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a}$$

$$\gamma = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} (1,5) = 1,31 \text{ cm} \quad \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2 \quad (\phi > 20 \text{ mm})$$

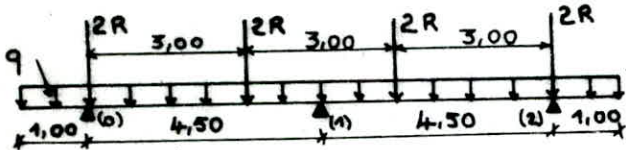
On trouve  $A_{11} = 53,3 \text{ cm}^2$  On prend 7T32 ( $56,3 \text{ cm}^2$ )

Ces armatures seront axées sur chaque couple de pieux, on mettra entre chaque couple de pieux 3T32  $A'_{11}$ .

Armatures inférieures: Soient  $A_{s1} = 7T12$ ;  $A'_{s1} = 3T12$

Dans le sens de la longueur:

la semelle sera considérée comme une poutre s'appuyant sur les 3 voiles est sollicitée par les réactions des pieux  $R = \frac{N}{8} = \frac{1351,7}{8} = 169 \text{ t}$



$N$ : effort normal sans le poids de la semelle.

$$q = 20,8 \text{ t/mL} \quad (\text{poids de la semelle})$$

$$M_0 = -20,8 \text{ tm}$$

$$M_1 = -339,73 \text{ tm} \rightarrow M_{appui} = -339,73 \text{ tm}$$

$$M_{travée} = 195,2 \text{ tm}$$

Ferrailage: sur appui:

$$\text{Armatures supérieures: } A_s = \frac{M}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a} = 97,2 \text{ cm}^2 \text{ soit } 20T25 \quad (A = 98 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Armatures inférieures: } A_i = \frac{A_s}{7} = 14 \text{ cm}^2 \text{ soit } 20T10$$

$$\text{En travée: } A_{s1} = 53,2 \text{ cm}^2 \text{ soit } 20T20, \quad A'_{i1} = 20T10$$

Vérification au non poinçonnement de la semelle de la culée:

$$\text{condition à vérifier } \tau = \frac{P}{b \cdot \gamma} < \bar{\sigma}_b \quad \text{avec } b = h_s + \phi = 1,6 + 1,2 = 2,8 \text{ m}$$

$$P = Q_{max} = 232,7 \text{ t}$$

$$\gamma = \frac{7}{8} \cdot 150 = 131,25 \text{ t}$$

$$\tau_b = 6,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 7,65 \text{ kg/cm}^2$$

Pas de risque de poinçonnement.

Moments le long du pieu sous la condition normale:

les moments sont déterminés

par la méthode du Dr WERNER. les pieux sont considérés comme encastres dans la semelle rigide. la rotation en tête du pieu est nulle ( $\psi = 0$ )

le moment en tête du pieu:

$$M^* = - \frac{\chi_{\psi H^*} \cdot H^*}{\chi_{\psi M^*} \cdot \lambda}$$

$\chi_{\psi H^*}$ ,  $\chi_{\psi M^*}$  et  $\lambda$  ont été déjà défini.

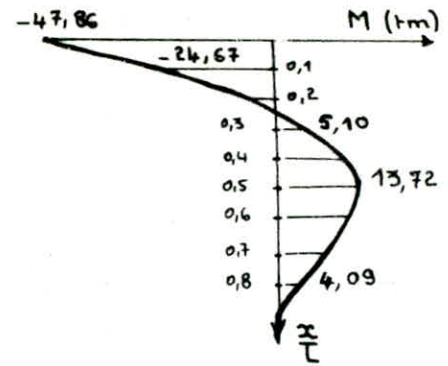
le moment le long du pieu:

$$M(x) = M^* \chi_{\omega M^*}(x) + \frac{H^*}{\lambda} \chi_{\omega H^*}(x)$$

$$H^* = 15,5 \text{ t} \rightarrow M^* = - \frac{1,26}{1,54} \cdot \frac{15,5}{0,265} = -47,86 \text{ tm}$$

$$M(x) = -47,86 \cdot X_{\omega M^*}(x) + 58,49 X_{\omega H^*}(x)$$

x	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
$X_{\omega H^*}$	0,38	0,6	0,66	0,6	0,48	0,3	0,18	0,07
$X_{\omega M^*}$	0,98	0,88	0,7	0,5	0,3	0,18	0,08	0,02
M (tm)	-24,67	-7,02	5,10	11,16	13,72	8,93	6,7	4,09



Condition Sismique:

	H [t]	N [t]	d [m]	M/O [tm]
Chevêtre $182,66 \times \frac{1,07}{0,93}$		195,45 169,87		*
Mur garde grève + corbeau: $26,14 \times \frac{1,07}{0,93}$		27,97 24,31	0,75	20,98 18,23
Murette en retour $96 \times \frac{1,07}{0,93}$		102,72 89,28	3,381	347,30 301,86
Surcharge du remblai $28,88 \times \frac{1,07}{0,93}$		30,9 26,86	0,925	28,58 24,85
Dalle de transition: $14,44 \times \frac{1,07}{0,93}$		15,45 13,43	0,925	14,29 12,42
Poids propre du tablier $291,5 \times \frac{1,07}{0,93}$		311,91 271,10	0,325	-101,37 -88,11
Voiles $68,74 \times \frac{1,07}{0,93}$		73,55 63,93		
Surcharge routière (convoi D)		164,34	0,325	-53,41
Poussée des terres	107,84		6,32	-681,55
Variation linéaire	20,12		7,93	-159,6
Freinage	10,5		7,93	-83,27
Semelle : $271,7 \times \frac{1,07}{0,93}$		290,72 252,68		
Poids de terre sur la semelle: $479 \times \frac{1,07}{0,93}$		512,53 445,47		
Seisme: $41,5 + 1167,56 \times 0,1$	158,26		6,25	-989,1

Combinaison du 2<sup>e</sup> genre:

(1)  $H = 296,27 \text{ t}$  ;  $N_{\min} = 1356,9 \text{ t}$  ;  $M = -1644,3 \text{ tm}$ .

(2)  $H = 286,22 \text{ t}$  ;  $N_{\max} = 1725,54 \text{ t}$  ;  $M = -1573,9 \text{ tm}$ .

les efforts en tête d'un pieu:

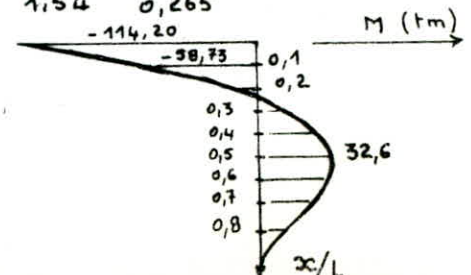
(1)  $H = 37 \text{ t}$   
 $R_{\max} = 283,8 \text{ t}$   
 $R_{\min} = 55,42 \text{ t}$

(2)  $H = 35,8 \text{ t}$   
 $R_{\max} = 380,42 \text{ t}$   
 $R_{\min} = 106,4 \text{ t}$

Moments le long du pieu :  $H^* = 37 \text{ t} \rightarrow M^* = -\frac{1,26}{1,54} \cdot \frac{37}{0,265} = -114,2 \text{ tm}$

$$M(x) = -114,2 X_{\omega M^*}(x) + 139,62 X_{\omega H^*}(x)$$

x	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
M (tm)	-58,73	-16,7	12,15	26,58	32,66	21,27	15,95	7,47





Calcul des armatures:

Nous allons ferrailler le pieu sous la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre la section entête de pieu, la plus sollicitée est:  $M^* = 47,86 \text{ tm}$ ,  $R_{\min} = 139,8 \text{ t}$ ,  $H^* = 15,5 \text{ t}$  on a une flexion composée, on fera le calcul d'après les tables de l'aide mémoire B.A. De R étant respectivement le diamètre et le rayon du pieu.

$$d = 6 \text{ cm} \rightarrow \delta = \frac{d}{D} = \frac{6}{120} = 0,05$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,34 \text{ m} > \frac{R}{4} = 0,15 \text{ m} \rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$e_0 = 0,34 < 0,375 D = 0,45 \text{ m} \rightarrow \delta = 0,3 (1 + 2,667 \cdot \frac{e_0}{D}) = 0,53 \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 1 \times 1 \times 1 \times 0,53 \times 1 \times 300$$

$$K_e = \frac{N \cdot r}{M} = 1,75; \quad K_a = \frac{M}{r^3 \bar{\sigma}_a} = 0,008 \rightarrow \tilde{\omega} = 0,05\% \quad \bar{\sigma}'_b = 159 \text{ kg/cm}^2.$$

Ce pourcentage étant inférieur au pourcentage minimal donné par le DTU ( $\tilde{\omega} = 0,5\%$ )

nous prendrons alors une section d'acier A correspondant à  $\tilde{\omega} = 0,61\%$ .

$$\omega = \frac{100A}{\pi r^2} = 0,61\% \rightarrow A = 22 \text{ T}20 \quad (A = 69,08 \text{ cm}^2) \text{ espacés de } 14 \text{ cm.}$$

Vérification des contraintes:

$$K_e = 1,75 \rightarrow K_b = 0,54$$

$$\omega = 0,61\% \rightarrow K = 8,1$$

Condition normale:  $M = 47,86 \text{ tm}$ ;  $N = 139,8 \text{ t}$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{M}{K_b \cdot r^3} = 41,03 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 159 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = K \cdot \bar{\sigma}'_b = 332,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

Condition extrême (séisme):

$$e = \frac{M}{N} = 2,06 \text{ m} > \frac{R}{4} \rightarrow$$

$$K_e = 0,3 \rightarrow K_b = 0,44$$

$$\omega = 0,61\% \rightarrow K = 32$$

$M^* = 114,2 \text{ tm}$ ;  $N = 55,42 \text{ t}$

Section partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}'_b = 120,15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 159 = 238,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 3844,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2.$$

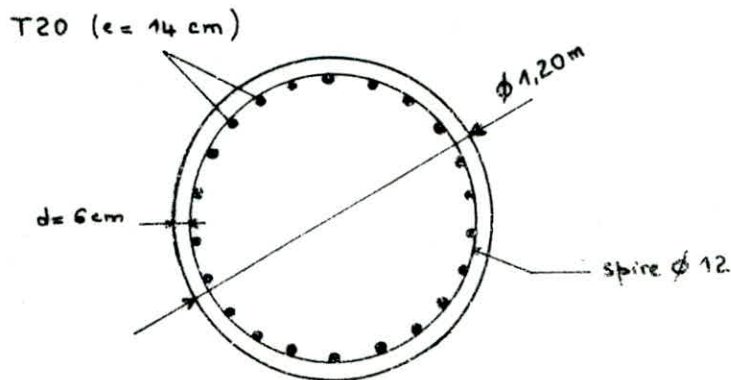
Armatures transversales:

On mettra des spires  $\phi 12$  comme armatures transversales

(cerces hélicoïdales)

en zone de recouvrement: 1 spire  $\phi 12$  tous les 10 cm.

en zone courante: 1 spire  $\phi 12$  tous les 15 cm.





## BIBLIOGRAPHIE

- BARES, MASSONNET.  
"calcul des grillages de poutres et dalle orthotropes"
- CHARON P.  
" le calcul et la verification des ouvrages en béton Armé "
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé (CCBA 68).
- DAVIDOVICI V.  
" Béton Armé , collection Aide mémoire " DUNOD, 1974
- DREUX G.  
" Pratique du béton précontraint " Editions EyROLLES, 1979.
- MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS  
" Cahier des prescriptions communes "
- MINISTERE DE TRANSPORT  
" Instructions provisoires N° 1 et N° 2 sur l'emploi du béton précontraint "
- WERNER H.  
" Béton und stahlbetonbau "  
H&F. Bauaktiengesellschaft, MÜNCHEN 1970.
- SETRA (Service d'études techniques des routes et autoroutes (France))  
" Appuis des tabliers pp 73, 1.3.2 Calculs complémentaires, Ferrailage type "  
Publication setra, octobre 1977.

