

47/84

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

L. EX

DEPARTEMENT : GENIE . CIVIL

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

**SUJET**

ETUDE d'un PONT  
à POUTRES MULTIPLES  
en BETON PRECONTRAINTE

Proposé par :  
S.E.R.O.A

Etudié par :  
R.SAADI  
A. BOUAZZA

Dirigé par :  
MOKDAD  
KORDJANI



PROMOTION : JUIN 84



## DEDICACES.

- \* Je, dedie, ce Modeste travail
- A mon pere et ma mere  
Symbole, de sacrifice et d'affection
  - A mes freres et ma sœur.
  - A tous mes amis(es)

Rabah SAADI

- A la memoire de mon pere
- A ma mere
- A tous mes amis(es).

Abdelmalek. BOUAZZA



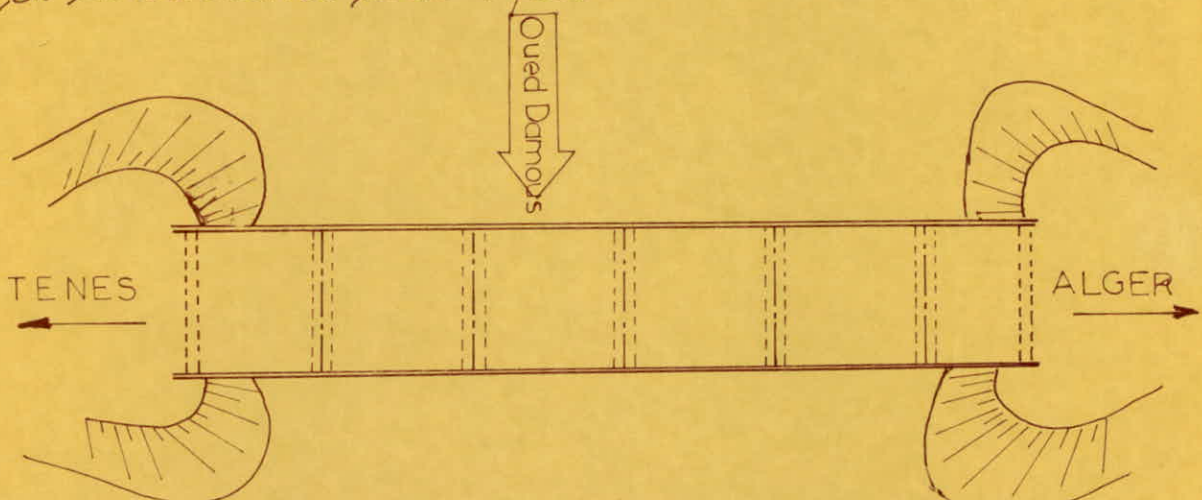
# SOMMAIRE

INTRODUCTION ET PRESENTATION _____	1
DE L'OUVRAGE	
I CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX _____	2
II PROCEDE DE PRECONTRAINTES UTILISE _____	5
III CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES _____	7
IV CHARGES ET SURCHARGES _____	13
V DISTRIBUTION DES EFFORTS DANS LES POUTRES _____	15
VI ETUDE DU PLATELAGE _____	49
VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTES DES POUTRES _____	63
VIII PERTES ET CHUTES DE TENSION _____	73
IX VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES _____	77
X VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTES _____	84
XI VERIFICATION A LA RUPTURE _____	97
XII CALCUL DES DEFORMATIONS _____	99
<b>A</b> XII CALCUL DES JOINTS DE CHAUSSEE _____	102
XIII ETUDE DE LA ZONE D'ABOUT _____	103
XIV CALCUL DE L'ENTRETOISE _____	107
XV TORSION _____	110
XVI ASSURANCE ANTI SISMIQUE _____	111
XVII REPARTITION LONGITUDINALE _____	114
XVIII APPAREILS D'APPUI _____	116
XIX ETUDE DU CHEVETRE _____	123
XX ETUDE DES PILES _____	126
XXI VERIFICATION DE LA PILE AU FLAMBEMENT _____	131
XXII ETUDE DE LA CULEE _____	139
XXIII ETUDE DES FONDATIONS _____	155

# INTRODUCTION ET PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le présent projet porte sur l'étude et le calcul, des éléments résistants d'un pont. C'est un passage supérieur, à caractère auto-routier, qui permet le franchissement de l'Oued DAMOUS. Le pont lui-même, comporte huit (8) travées indépendantes de même portée égale à 25,0m. La largeur roulable, est de 11,90m. Les trottoirs piétonniers, ont une largeur utile de 0,70m.

Le choix de la précontrainte, est, avantageux, à cause de l'économie d'acier faite d'un fait, et de gain de temps enregistré lors de la réalisation, d'autre fait :



L'étude de l'avant projet nous a fournis les renseignements suivants. La structure du pont est, composée :

Tablier : il est, constitué du platelage et de la foutraison :

- Platelage : formé par une dalle, de 20cm d'épaisseur recouverte par une couche d'étanchéité de 2cm et d'un revêtement de chaux, de 6cm d'épaisseur.
- Foutraison : elle, constitue le support du platelage. Elle se compose de foutes principales (9 foute pour chaque travée) de 2,90 m, de leur axe.

Appui : Ils, comprennent, les culées, les piles et les appareils, d'appui

- Culée : constituées par, des éléments, qui résistent, aux, différentes sollicitations, les réactions de la travée, la foune des têtes, les actions de freinage de véhicules, chocs...
- Pile : élément porteur, comportant un, cheville en béton armé. La pile, étant effilée, de la base des courants d'eau, afin de réduire les affouissements locaux (mise en suspension des matériaux constituant le lit de l'oued).
- Appareils, d'appui : plaque en élastomère frotte, fixés sur des clés (barrage en B-A).

Fondation : Les résultats, de l'étude, du sol, ont, conduit, à, effectuer, des fondations profondes.

Les fondations, sont, planes, constituées, par, des pieux, en béton armé, de 1,00 de diamètre forés, dans le sol.

# - I - CARACTERISTIQUES des MATERIAUX UTILISÉS

## BETON armé

### Béton :

- Le béton utilisé, dans la construction, de l'ouvrage sera conforme, aux prescriptions, du règlement CC BA 68 :
- Ciment. C. P. A / 325.
  - Dosage  $400 \text{ kg/m}^3$ .
  - Contrôle strict.
  - Diamètre des plus gros granulats  $C_g = 25 \text{ mm}$

### Contraintes admissibles : Compression

D'après l'article 94 du CC BA 68

$$\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \cdot \sigma_{28} \quad \text{avec } \rho'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \xi \quad \text{et } \sigma_{28} = 300 \text{ bars}$$

- $\alpha$  = coefficient qui tient compte de la vitesse de prise, il dépend donc de la classe du ciment ( $\alpha = 1$  pour un ciment de classe 42,5 et 52,5)
- $\beta$  = coefficient dépendant de la nature du contrôle ( $\beta = 1$  Contrôle Strict)
- $\delta$  = dépend de l'épaisseur relative des éléments et des dim des granulats.
 
$$\delta = \frac{h_m}{4 C_g} \quad \text{avec } \delta_{\max} = 1$$
 où :  $h_m$  = épaisseur de la pièce étudiée  
 $C_g$  = diamètre des plus gros granulats
- $\xi$  dépend de la distribution de la contrainte de la section étudiée donc du type de sollicitation.

$$\xi = \begin{cases} 0.3 & \text{pour une compression simple} \\ 0.6 & \text{pour une flexion simple.} \end{cases}$$

- $\epsilon$  dépend de la forme de la section

$$\epsilon = \begin{cases} 1 & \text{en flexion simple pour les sections rectangulaires} \\ 1 & \text{en compression simple quelle que soit la forme de la section.} \end{cases}$$

Pour les autres cas :  $0.9 < \epsilon < 1$ .

Par conséquent, nous avons :

- Compression Simple :

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1 \times 1 \times 1 \times 0.3 \times 1 \times 300 = 90 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 90 \text{ bars}$$

- Flexion Simple :

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \times 1 \times 1 \times 0.6 \times 1 \times 300 = 180 \text{ bars}$$

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

### Contrainte de référence (traction).

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \theta \cdot \sigma'_{28}$$

$$\sigma'_{28} = 300 \text{ bars}$$

$$\theta = 0.018 + \frac{2.1}{\sigma'_{28}}$$

$$\theta = 0.018 + \frac{2.1}{300} = 0.0257$$

$$\bar{\sigma}'_b = 7.9 \text{ bars.}$$

### Aciers

Les aciers travaillent essentiellement à la traction :

1. Contrainte de traction admissible:

$\bar{\sigma}_a = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{en}$ , avec  $\bar{\sigma}_{en}$  = contrainte d'élasticité nominale  
 $\rho_a = \frac{2}{3}$  pour les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre  
 les aciers utilisés sont des Fe E 40 H.A.

Diamètre	$\phi \leq 20\text{mm}$	$\phi > 20\text{mm}$
$\bar{\sigma}_{en}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	4200	4000
$\bar{\sigma}_a$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	2800	2667

2. Contrainte de traction imposé par la condition de fissuration:

Quand la fissuration sera nuisible à la bonne tenue de l'ouvrage, on pourra limiter la contrainte admissible, dans les aciers. La valeur maximale de la contrainte, dans les aciers sera limitée par la plus grande des deux valeurs suivantes:

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_1 &= k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \\ \bar{\sigma}_2 &= 2,4 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} \end{aligned} \right\} \text{ en bars.}$$

$\phi$ : diamètre nominal de la plus grosse des barres tendues  
 $\eta$ : coefficient de fissuration }  $\eta = 1$  pour les aciers doux  
 $\eta = 1.6$  pour les H.A.

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

$k$ : coefficient dépendant de l'importance de la fissuration

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$  pourcentage de fissuration, avec:

$A$ : section totale des barres tendues.

$B_f$ : section d'enrobage de ces barres.

3. Contrainte admissible de traction

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en}$$

$$\rho_{at} = \begin{cases} 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_{b0}} & \text{si } 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_{b0}} > 2/3 \text{ et s'il n'y pas reprise de bétonnage} \\ 2/3 & \text{sinon} \end{cases}$$

En outre, la contrainte de cisaillement du béton doit répondre aux exigences suivantes. Sinon les formules ci-dessus ne seront pas applicables:

$$\bar{\sigma}_b \leq 3 \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si } \bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\bar{\sigma}_b \leq \left( 4 \bar{\sigma}'_{b0} - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \cdot \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si } \bar{\sigma}'_{b0} < \bar{\sigma}'_b \leq 2 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}$$



• Contrainte d'adhérence admissible:

$$\bar{\sigma}_d = \begin{cases} 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b & \text{pour les foudres} \\ 1.9 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b & \text{pour les dalles et hourdis.} \end{cases}$$

avec  $\psi_d =$  coefficient de scellement droit ( $\psi_d = 1.9$  pour les H.A)  
 $\bar{\sigma}_b$ : contrainte de référence du béton.

• Homogénéité des résistances Aciers béton.

- La résistance du béton doit être en rapport avec celles des armatures.

$$\bar{\sigma}'_{b_0} > 20 (1 + 1.29 \psi_d) \text{ en bars}$$

Cette condition est remplie puisque  $\psi_d = 1.9$ .

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 90 \text{ bars} > 20 (1 + 1.29 \times 1.9) = 97.9 \text{ bars}$$

BETON précontraint

Béton.

• Résistance nominale:

- Compression:  $\sigma'_u = \sigma'_{28} = 400 \text{ Kg/cm}^2$ .

- Traction:  $\sigma_u = \sigma_{28} = 7 + 0.06 \sigma'_{28} = 31 \text{ Kg/cm}^2$

• Contraintes admissibles:

les contraintes prises en compte dans les calculs sont conformes aux dispositions de l'IP1.

- Compression:  $\bar{\sigma}' = \begin{cases} 0.42 \cdot \sigma'_u = 168 \text{ Kg/cm}^2 \text{ en Service} \\ 0.99 \cdot \sigma'_u = 220 \text{ Kg/cm}^2 \text{ en Construction} \end{cases}$

- Traction:  $\bar{\sigma} = 0$ .

• Module de déformation:

- Sous charge de courte durée  $E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_u} = 420.000 \text{ Kg/cm}^2$

- Sous charge de longue durée  $E_v = \frac{1}{3} E_i = 140.000 \text{ Kg/cm}^2$ .

Armatures

les câbles seront tendus par les deux extrémités (Ancrage type actif/actif). Les câbles utilisés sont du type 7T19 III TBR DYWIDAG

les caractéristiques données par les constructeurs sont les suivantes:

- Module d'élasticité:  $E_c = 2.10^6 \text{ Kg/cm}^2$
- Contrainte de rupture garantie:  $R_q = 18000 \text{ Kg/cm}^2$
- Contrainte caractéristique de déformation garantie:  $T_q = 16000 \text{ Kg/cm}^2$
- Section utile d'un câble:  $\omega = 9.8 \text{ cm}^2$
- Diamètre Intérieur de la gaine:  $\phi_i = 6.71 \text{ cm}$
- Diamètre Extérieur de la gaine:  $\phi_e =$
- Coefficient de frott câble gaine:  $f = 0.19$
- Perte de tension relative par metre:  $\varphi = 0.002$
- Perte par blocage d'ancrage:  $g = 7 \text{ mm}$
- rayon de courbure min du câble:  $R_{min} =$
- Relaxation

## - II - PROCÉDE de PRECONTRAÎNTE UTILISÉ

### GENERALITES

Le béton précontraint est un matériau jeune, mais la précontrainte a été utilisée, depuis très longtemps.

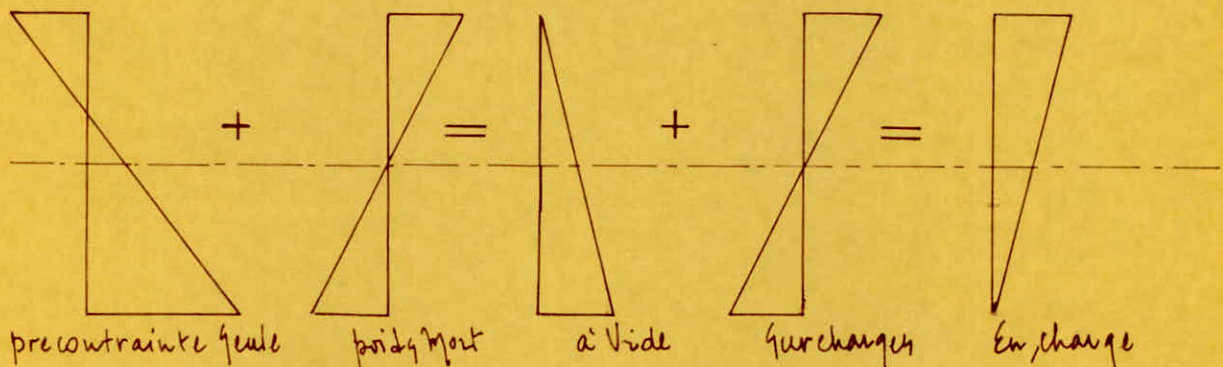
En béton précontraint, on évite, de soumettre le béton, à la traction.

là, où le béton sera tendu sous les sollicitations extérieures, on le précomprime, de façon artificielle et permanente : c'est la précontrainte.

Dès lors, tout le béton est résistant, donc économie de poids et de matériaux.

Par définition, donc, une construction est dite en béton précontraint lorsqu'elle est soumise, à l'action, d'un système de forces artificiellement, brève et constamment appliquées, dites forces de précontraintes, telles que lorsque cette construction est soumise à l'effet simultané de ce système de forces, de charges, des surcharges et des actions diverses, qu'elle peut être appelée à supporter, son béton constitutif, doit rester en parfait état d'intégrité, sans fracture ni fissure.

En termes de contraintes, cette définition peut se traduire par les diagrammes suivants :



Le principe de la précontrainte par post-tension, par opposition à pré-tension de tendre les armatures en prenant par appui sur la pièce à précontraindre pendant sa mise en tension, l'armature s'allonge tandis que le béton se comprime, présente un léger raccourcissement. Pour permettre le transfert relatif qui en résulte, il est nécessaire de ménager dans le béton des conduits, généralement formés par des gaines métalliques, de section circulaire, disposés et réglés dans les coffrages avant bétonnage. La post-tension est, de très loin, la technique la plus utilisée en génie civil.

### principaux Procédés de Précontrainte utilisés

Parmi les procédés les plus utilisés, actuellement, on peut citer :

- FREYSSINET
- P. A. C.
- CIGARRE
- B. B. R. - B.
- COIGNET.
- DYWIDAG.

Le principe de la mise en tension est le même pour la plupart des procédés.

## CHOIX et DESCRIPTION SOMMAIRE du PROCÉDE

Les réalisateurs, du projet, ont adopté le procédé de précontrainte DYWIDAG par câbles 7T19

### Les Câbles:

Le système de précontrainte DYWIDAG a été mis, au point selon les normes allemandes, en utilisant des torons de diamètre nominal de "6,71" (9,8cm<sup>2</sup>). Le toron est donc formé par 7 fils liés et tirés à froid et présente une section utile de câble lui-même est, longitudinalement, d'un certain nombre de torons qui vont l'unité de précontrainte voulue. Les câbles utilisés, dans le présent projet, comportent 7 torons, d'où la désignation 7T19 III. TBR., autrement dit 7 torons de diamètre 19 classe III, sans classe très basse relaxation. Les torons sont ancrés dans des orifices coniques d'un disque d'ancrage à l'aide de clavettes, crantées en 3 éléments. La section utile d'un câble est donc 7x

### Type d'ancrage utilisé:

L'ancrage utilisé dans notre projet est du type actif, actif. Il comprend un anneau de freinage, avec une tôle emboutie soudée servant d'assise, au disque d'ancrage. Le disque d'ancrage fixe sur une cloche fossée, des trous coniques pour le blocage des clavettes et des trous cylindriques pour le passage du coulis

### Mise en tension, des Câbles:

Le vérin utilisé par DYWIDAG, a une capacité pouvant aller jusqu'à 4000 kN. Il est équipé d'un système de clavetage hydraulique. Un dispositif se trouvant à l'intérieur du vérin permet d'effectuer les reprises automatiques et de réaliser ainsi des temps de mise en tension très courts. Une prise de manomètre de contrôle est placée sur le vérin permettant ainsi une lecture directe de l'intensité de la force de précontrainte. Les pompes hydrauliques peuvent être commandées à distance, assurant une sécurité absolue pour les opérateurs. Pour déplacer le vérin on peut disposer de chariots, de falans et de fortiques.

### Injection:

Après mise en tension du câble, on injecte un coulis de ciment dans la gaine; ce coulis a deux fonctions Theo-

- Protéger le câble, contre la corrosion, à la fois en empêchant l'eau et l'air de venir, au contact, du câble et en créant, autour du câble, un milieu basique inhibiteur, de corrosion
- Assurer une parfaite adhérence du câble, au béton, de la structure
- Empêcher tout déplacement relatif du câble par rapport au béton de sorte, à pouvoir, obtenir sous des charges un fonctionnement type Béton Armé, ce qui permet de réaliser une économie de matière.

### - III - CARACTÉRISTIQUES GEOMETRIQUES

#### DIMENSIONNEMENT des POUTRES

\* hauteur totale de la section  $h_t$

$h_t$  pour un pont à poutres est généralement choisie de manière à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L}{18} \leq h_t \leq \frac{L}{15} \quad \text{avec } L = 39.00 \text{ m}$$

d'où  $1.99 \text{ m} \leq h_t \leq 2.33 \text{ m}$

on choisira  $h_t = 2.30 \text{ m}$ .

\* épaisseur de l'âme  $b_0$

l'épaisseur de l'âme est telle que :  $b_0 \geq \frac{h_t}{40} + 9$  soit  $b_0 \geq 14.75 \text{ cm}$ .

en travée : il est commode de choisir une petite largeur qui réduirait le poids de la poutre. On choisira  $b_0 = 18 \text{ cm}$ .

about : nous procéderons à un épaississement progressif de l'âme dans le dernier quart de la portée, ceci afin d'augmenter la résistance aux efforts tranchants et aux contraintes locales sous les auverges. le moule existant nous impose  $b_0 = 60 \text{ cm}$ .

\* Espacement des poutres  $a$

en général  $2.7 \leq a \leq 3.7$  on choisira  $a = 2.90 \text{ m}$

\* épaisseur du fût  $h_0$

cette épaisseur est donnée par  $h_0 \geq \frac{a}{16}$  soit  $h_0 \geq 18.125 \text{ cm}$   
on choisira  $h_0 = 20 \text{ cm}$ .

#### NOTATIONS

$B$  : Aire totale du fût d'une section

$\Delta$  : axe de référence

$I_\Delta$  : moment d'inertie par rapport à  $\Delta$ .

$S_\Delta$  : moment statique par rapport à  $\Delta$

$I_0$  : moment d'inertie propre de la section =  $I_\Delta$  (selon les cas).

$z$  : distance du C.D.G de la section à l'axe  $\Delta$

$z'$  : }  $z$  selon le cas, de façon à avoir  $I_\Delta = S_\Delta \cdot z'$   
          }  $z/2$

$v$  : distance du C.D.G à la fibre sup.

$v'$  : " " " " inf.

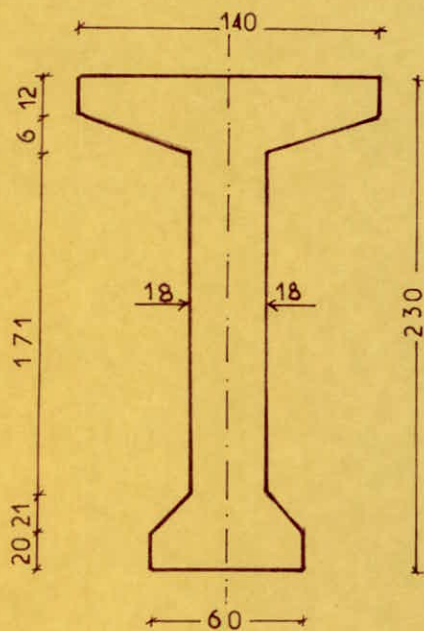
$r$  : rayon de giration

$g$  : coefficient de rendement

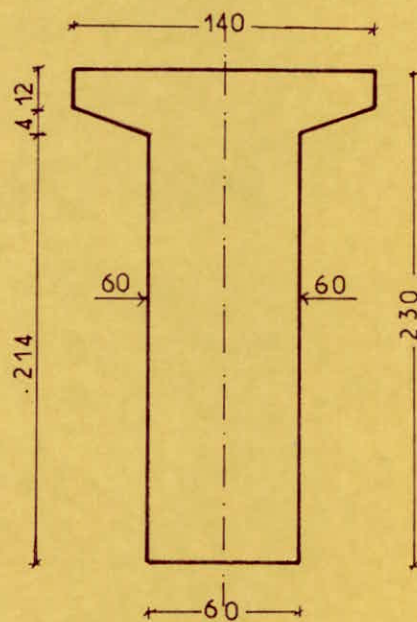
N.B : pour les sections dont le côté sup ne coïncide pas avec  $(\Delta)$  on a :  $I_\Delta = I_0 + S_\Delta z'$

## Caractéristiques Géométriques

*Atti-Exarée*

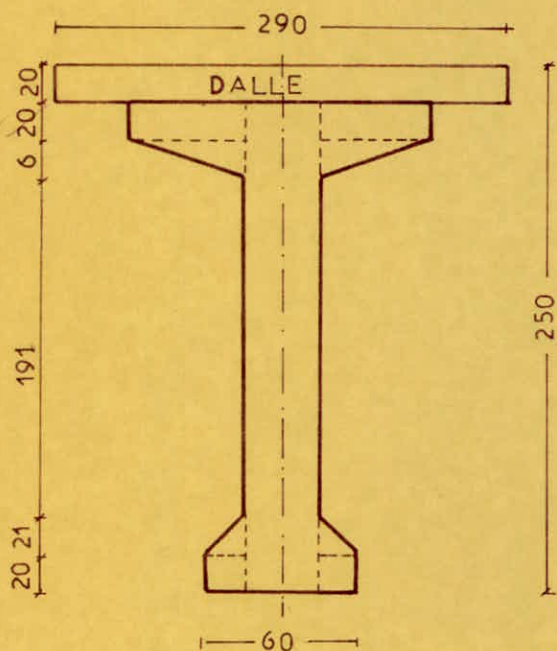


*About*

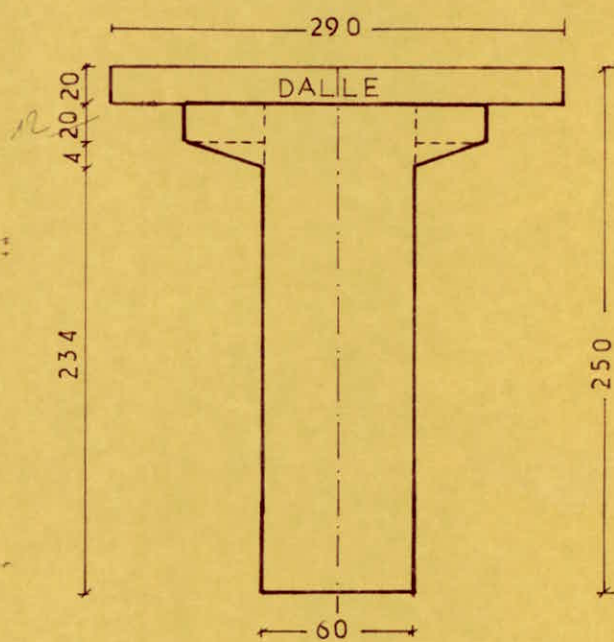


## Profils de Calcul

*Atti-travée*



*About*



## SECTION MEDIANE

tableau n° 1

POUTRE SEULE

DESIGNATION DES SECTIONS	DIMENSIONS	B (cm <sup>2</sup> )	z (cm)	S <sub>A</sub> = Bz (cm <sup>3</sup> )	z' (cm)	I <sub>A</sub> = S <sub>A</sub> z' (cm <sup>4</sup> )
Ame	230 · 18	4140	119	476100	2/3 · 230	73002 · 10 <sup>3</sup>
table superieur	2 · 61 · 12	1464	6	8784	8	70272
Goussier pour table	1/2 · 61 · 6 · 2	366	14	9124	14	71736
Inertie I <sub>0</sub> Goussier	2 · $\frac{61 \cdot 6^3}{36}$	-	-	-	-	732
talon rectangle	2 · 21 · 20	840	220	184800	220	40696 · 10 <sup>3</sup>
I <sub>0</sub> talon rectangle	2 · 21 · $\frac{21^3}{12}$	-	-	-	-	28000
Goussier pour talon	2 · 1/2 · 21 · 21	441	203	89523	203	18173169
I <sub>0</sub> Goussier	2 · 21 · $\frac{21^3}{36}$	-	-	-	-	10804,5

Section brute  $B = 7291 \text{ cm}^2$   $S_A = 764771 \text{ cm}^3$   $I_A = 1,32 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$

Position du centre de gravité :  $v = \frac{S_A}{B} = 109,41 \text{ cm}$ .

$v' = h_t - v = 124,99 \text{ cm}$ .

$I_G = I_A - S_A \cdot v = 9,143 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$

$r^2 = \frac{I_G}{B} = 1,093 \cdot 10^3 \text{ cm}^2$

$\rho = \frac{r^2}{v v'} = 0,54$

\*  $\Delta$  est pris au niveau de la fibre sup de la poutre

tableau n°2

## POUTRE AVEC DALLE

DESIGNATION DES SECTIONS	DIMENSIONS	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S <sub>A</sub> = BZ (cm <sup>3</sup> )	Z' (cm)	I <sub>A</sub> = S <sub>A</sub> Z' (cm <sup>4</sup> )
ame	230 · 18	4140	139	575 8900	139	454 519 00
I <sub>0</sub> ame	18 · $\frac{230^3}{12}$	-	-	-	-	182 505 00
table sup	2 · 61 · 12	1464	26	38064	26	98 9664
I <sub>0</sub> table	2 · 61 · $\frac{12^3}{12}$	-	-	-	-	17 568
Gougeret gouge table	2 · 61 · $\frac{6}{2}$	366	34	12444	34	42 3096
I <sub>0</sub> gougeret	2 · 61 · $\frac{6^3}{12}$	-	-	-	-	732
talon rect.	2 · 20 · 21	840	240	201600	240	48 384 000
I <sub>0</sub> talon	2 · 21 · $\frac{20^3}{12}$	-	-	-	-	28000
Gougeret sur talon	2 · 21 · $\frac{21}{2}$	441	223	98 343	223	21 930 489
Dalle	20 · 210	4200	10	42000	13,333	4733 10 <sup>5</sup>

$$\text{section brute: } B = 17091 \text{ cm}^2 \quad S_A = 9,644 \cdot 10^6 \text{ cm}^3 \quad I_A = 1,6625 \cdot 10^8$$

$$\text{centre de gravité: } v = \frac{S_A}{B} = 74,12 \text{ cm}$$

$$v' = h - v = 179,88 \text{ cm}$$

$$I_G = I_A - S_A v = 9,4942 \cdot 10^7$$

$$r^2 = \frac{I_G}{B} = 4,2441 \cdot 10^3$$

$$\beta = \frac{r^2}{v'} = 0,99$$

\*  $\Delta$  est pris au niveau de la fibre sup de la dalle

## SECTION d'About.

tableau n° 3

## POUTRE SEULE

DESIGNATION DES SECTIONS	DIMENSIONS	b (cm <sup>2</sup> )	z (cm)	S <sub>A</sub> = bz (cm <sup>3</sup> )	z' (cm)	I <sub>A</sub> = S <sub>A</sub> z' (cm <sup>4</sup> )
ame	230. 60	13800	119	1987000	193,333	2.4334 10 <sup>8</sup>
dalle	-	-	-	-	-	-
table sup	2. 40. 12	960	6	5760	8	46080
gousset sous table	2. 40. 4. $\frac{1}{2}$	160	17,333	2133.333	17.333	28443.733
I <sub>0</sub> gousset	2. 40. $\frac{4^3}{36}$	-	-	-	-	142. 222

section brute :  $b = 14920 \text{ cm}^2$   $S_A = 1.999 10^6 \text{ cm}^3$   $I_A = 2.434 10^8 \text{ cm}^4$   
 position du centre de gravité :  $v = \frac{S_A}{b} = 106,9 \text{ cm}$ .

$$v' = h_f - v = 127,1 \text{ cm}$$

$$I_G = I_A - S_A v = 7.289 10^7 \text{ cm}^4$$

$$r^2 = \frac{I_G}{b} = 4.886 10^3$$

$$\beta = \frac{v^2}{v'} = 0,77$$

tableau n° 4

## POUTRE AVEC DALLE

DESIGNATION DES SECTIONS	DIMENSIONS	b (cm <sup>2</sup> )	z (cm)	S <sub>A</sub> = bz (cm <sup>3</sup> )	z' (cm)	I <sub>A</sub> = S <sub>A</sub> z' (cm <sup>4</sup> )
ame	230. 60	13800	119	1867000	119	25151 10 <sup>8</sup>
I <sub>0</sub> ame	60. $\frac{230^3}{12}$					60839 10 <sup>3</sup>
table sup	2. 40. 12	960	26	24960	26	648960
I <sub>0</sub> table	2. 40. 12 <sup>2</sup>					11 520
gousset sous table	2. 40. 4. $\frac{1}{2}$	160	33.333	9333.333	33.333	177776
I <sub>0</sub> gousset	2. 40. $\frac{4^3}{36}$					142. 222
dalle	240. 20	9800	10	98000	$\frac{2}{3} \cdot 20$	7.733 10 <sup>5</sup>

section brute

$$b = 20720 \text{ cm}^2$$

$$S_A = 1,95 10^6 \text{ cm}^3$$

$$I_A = 3,1389 10^8 \text{ cm}^4$$



position du centre de gravité :  $y' = \frac{S_{\Delta}}{y} = 94,11 \text{ cm}$        $v' = h_{\Delta} - v = 155,89 \text{ cm}$

$$I_g = I_{\Delta} - S_{\Delta} v = 1,3034 \cdot 10^8 \text{ cm}^4 \quad i^2 = \frac{I_g}{B} = 6290,3 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{z^2}{v v'} = 0,43$$

### SECTIONNEMENTS

Le nombre de cables n'étant pas connu on fera une première approximation sur les sections nettes :

$$B_n = 0,95 B_b$$

$$S_{\Delta n} = 0,92 S_{\Delta b}$$

$$I_{\Delta n} = 0,9 I_{\Delta b}$$

SECTIONNEMENTS DONNÉES	MÉDIANE		BOUT	
	POUTRE HEULE	POUTRE AVEC DAUVE	POUTRE HEULE	POUTRE AVEC DAUVE
B (cm <sup>2</sup> )	68 88,49	12398,9	14174	19684
S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	7.072 10 <sup>5</sup>	890008	1479900	1794 10 <sup>3</sup>
I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )	1.188 10 <sup>8</sup>	149629000	219060000	2.82469 10 <sup>8</sup>
v (cm)	102,08	71,78	107,92	91,14
v' (cm)	127,92	178,22	126,48	198,86
I <sub>g</sub> (cm <sup>4</sup> )	46603960	89740226	7.046 10 <sup>7</sup>	118999840
ρ	0,92	0,94	0,38	0,42

## -IV- CHARGES et SURCHARGES

### Caractéristiques du Pont

Largeur chargeable  $L_c =$  Largeur routable  $L_R = 11.50 \text{ m}$

nombre de voies de circulation  $n$ :  $n = \frac{L_c}{7} = 3$

Largeur des voies de circulation:  $v = \frac{L_c}{7} = 3.83 \text{ m}$

on est donc dans le cas d'un pont  $7$  de 1<sup>ère</sup> classe.

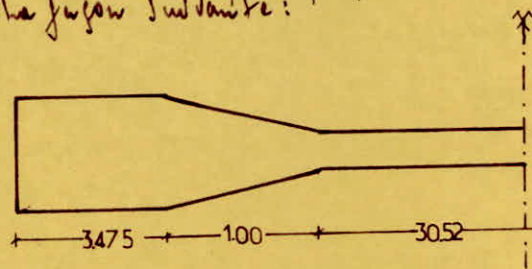
### CHARGES PERMANENTES

#### OSATURE RESISTANTE

L'ossature résistante d'un tablier est formé par les poutres, dalles, predalles et les entretoises. La section transversale de la poutre n'étant pas la même, on détermine la section équivalente pour l'évaluation de son poids propre. L'inertie de la poutre varie de la façon suivante:

Section médiane  $S_1 = 7291 \text{ cm}^2$   
 Section d'about  $S_2 = 14920 \text{ cm}^2$   
 $I_3 = S_2 - S_1 = 7669 \text{ cm}^2$

Poids propre de la poutre:



$$P = (7291 \times 34.99 \cdot 10^{-4} + 7669 \cdot 10^{-4} \cdot 7.99) \cdot 2.9 = 78.60 \text{ t} \quad \text{soit } p = 2.25 \text{ t/ml.}$$

- Pour les 5 poutres  $2.25 \times 5 = 11.25 \text{ t/ml}$
- Dalle  $0.2 \cdot 17 \cdot 2.9 = 6.5 \text{ t/ml}$
- Predalles  $(1.70 \cdot 0.09 \cdot 2.9) \cdot 4 = 0.89 \text{ t/ml}$
- Entretoises  $0.39 \cdot 2.25 \cdot 2.9 \cdot 4 = 7.875 \text{ t/ml}$

$$G_1 = 20.69 \text{ t/ml}$$

#### SUPERSTRUCTURE

- Revêtement :  $0.07 \cdot 11.50 \cdot 2.2 \cdot 1 = 1.77 \text{ t/ml}$
- Chape :  $0.01 \cdot 11.5 \cdot 2.2 \cdot 1 = 0.253 \text{ t/ml}$
- Garde Corps :  $2 \cdot (0.1 \times 1) \cdot 2.9 = 0.9 \text{ t/ml}$
- Corniches :  $2 \cdot 0.38 \cdot 0.15 \cdot 2.9 = 0.289 \text{ t/ml}$
- Crochets :  $2 \cdot 0.9 \cdot 0.27 \cdot 2.9 = 1.219 \text{ t/ml}$

$$G_2 = 4.023 \text{ t/ml}$$

$$G = P + [(11.25 + 6.5 + 0.89) + 4.023] \cdot 39 + 2 \cdot 7.875 = 807.96 \text{ t}$$

### SURCHARGES

SURCHARGE Civile: "A"

C'est une surcharge uniformément répartie qui s'applique sur une surface  $L \cdot l(v)$   
 où  $l(v) = n \cdot v = 11.90 \text{ m}$  et  $L = 39.00 \text{ m}$

$$A = k A(l) \frac{l_0}{v} \quad \text{où } A(l) = 270 + \frac{76000}{L+12}$$

$v = 7,87 \text{ m}$  ;  $l_0 = 3,9 \text{ m}$  (pont de 1<sup>ère</sup> classe).  $k$  : Valeur donnée par le tableau pour 1 pont de 1<sup>ère</sup> classe.

$$A(l) = 999,96 \text{ kg/m}^2.$$

La valeur de  $A$  est donnée en fonction de  $k$  :  $A = 940,19 \text{ k (kg/m}^2\text{)}$ .

En chargeant : 1 ou 2 voies  $A = 940,19 \text{ kg/m}^2$   
 } 3 voies  $A = 819,19 \text{ kg/m}^2$ .

Surcharge Civile : "B"

Les surcharges considérées sont conformes à celles prévues par le C.P.C à savoir  $B_c$ ;  $B_r$ ;  $B_t$ .

Surcharge Militaire : "21"  $\text{C}_{120}$  (voir Annexe).

nota: pour la justification des poutres on considérera les surcharges dues aux trottoirs,  $A$ ,  $B_c$  et  $\text{C}_{120}$   
 pour la justification de la dalle on considérera les surcharges  $A$ ;  $B_c$ ;  $B_t$ ;  $B_r$ ;  $\text{C}_{120}$

Trottoirs: la surcharge à prendre en compte est uniformément répartie et vaut  $0,19 \text{ t/m}^2$ . Cette surcharge est disposée sur le trottoir de façon à produire l'effet le plus défavorable.

Freinage (utilisés pour la justification des piles, des culées et des appareils d'appuis).  
 L'effort de freinage le plus défavorable est donné dans notre cas par  $B_c$  où un camion au maximum peut freiner sur le pont. L'effort horizontal correspondant à prendre en compte est égal à son poids soit:  $30 \text{ t}$ .  
 Les charges militaires ne développent pas d'efforts de freinage.

Coefficient de majoration dynamique (pour justification des poutres).

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

où :  $L = \text{portée} = 39,00 \text{ m}$

$G = \text{charge permanente} = 807,96 \text{ t}$

$S = \text{charge maximale relative à l'élément affecté éventuellement de "b"}$

Système "B"

	L (m)	G (t)	S (t)	$b_c$	$\delta$
1 convoi	39,00	807,96	60	1,2	1,067
2 convois	39,00	807,96	120	1,1	1,074
3 convois	39,00	807,96	180	0,99	1,08

Système "21"  $\text{C}_{120}$

$$S = 110 \text{ t}$$

Let  $G$  idem que  $B_c$  pas de pondération

$$\delta = 1,07$$

rigidité d'une entretoise

DEFINITION: GUYON a défini la rigidité relative d'une entretoise par la relation suivante:

$$r = \frac{m}{2} \frac{a}{l} \sqrt{\frac{I_p}{I_E}} \quad [1]$$

- où :
- $m$  = nombre total de poutres principales
  - $a$  = distance entre 2 poutres principales
  - $l$  = portée des poutres principales
  - $I_p$  = moment d'inertie propre d'une poutre principale
  - $I_E$  = moment d'inertie propre d'une entretoise

- si  $r < 0,3$  la rigidité de l'entretoise est infinie. i.e l'entretoise est absolument rigide et on ne tient pas compte de l'effet de la résistance du pont à la torsion. Dans ce cas on utilise généralement la méthode de M. COURBON
- si  $r > 0,3$  la rigidité réelle de l'entretoise est prise en compte. la méthode de M. GUYON et MASSONNET est toute indiquée pour le calcul de ce pont

application:

$$\begin{aligned} m &= 9 & I_p &= 5,147 \cdot 10^7 \text{ cm}^4 \\ a &= 2,90 \text{ m} & I_E &= 66666,67 \text{ cm}^4 \text{ (c'est la dalle qui joue le rôle d'entretoise.)} \\ l &= 39,00 \text{ m} \end{aligned}$$

[1]  $\Rightarrow r = 1,092 > 0,3$  on utilisera la méthode de GUYON et MASSONNET

EXPOSE SUR LA METHODE DE CALCUL UTILISEE

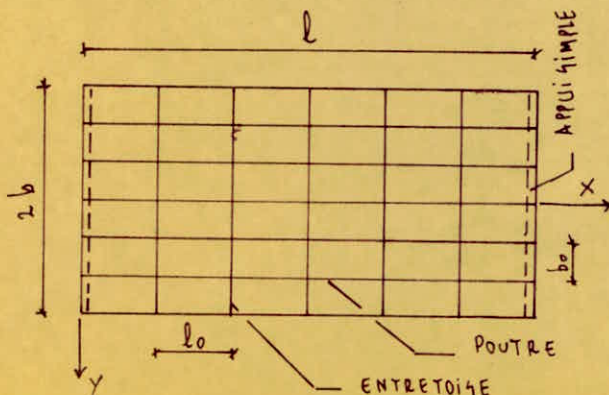
"notions d'orthotropie et de grillage simple":

- \* L'orthotropie d'une plaque est produite par des renforcements divers dans les 2 sens  $\perp$ . cependant pour pouvoir suivre son comportement, nous la supposons faite d'un matériau homogène et orthotrope fictif. l'équation différentielle d'une plaque orthotrope est:

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2(D_x + D_{xy}) \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x,y) \quad [2]$$

où  $(D_x, D_y, D_{xy}, D)$  sont respectivement les rigidités de flexion et de torsion.

- \* un grillage simple est constitué de poutres et d'entretoises  $\perp$  entre. Elle, les poutres sont, dans les 2 sens, faites du même matériau, résistantes à la torsion et assemblées aux nœuds rigidement l'une à l'autre, on aura à considérer le schéma suivant



- $l$  = portée des poutres
- $2b$  = largeur du tablier
- $b_0$  = Espacement entre les poutres
- $l_0$  = Espacement entre les entretoises

Nous désignons par :

$$\begin{aligned}
 B_P &= E I_P && \text{rigidité flexionnelle des poutres} \\
 B_E &= E I_E && \text{rigidité flexionnelle des entretoises} \\
 \beta_P &= \frac{B_P}{b_0} \\
 \beta_E &= \frac{B_E}{l_0} && \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \text{rigidités flexionnelles par unité de longueur} \\
 C_P &= G I_P && \text{rigidité torsionnelle des poutres} \\
 C_E &= G I_E && \text{rigidité torsionnelle des entretoises} \\
 \gamma_P &= \frac{C_P}{b_0} \\
 \gamma_E &= \frac{C_E}{l_0} && \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \text{rigidités torsionnelles par unité de longueur.}
 \end{aligned}$$

On remplace la construction réelle par une construction équivalente où les rigidités sont réparties continûment sur la longueur et la largeur. Pour un déplacement vertical de la construction suivant une certaine surface  $W = w(x, y)$  dont les courbures ont pour valeurs  $\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$  et  $\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$  il naît des moments de flexion unitaire.

$$\partial M_x = -\beta_P \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad \partial M_y = -\beta_E \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$$

La torsion de la surface de déplacement  $W$  est donnée par  $\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$  on aura donc des moments de torsion unitaire.

$$\partial M_{xy} = \gamma_P \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad \partial M_{yx} = -\gamma_E \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

avec toutes ces données on aboutit à l'équation différentielle d'un grillage simple dont les rigidités sont réparties continûment soit :

$$\beta_P \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + (\gamma_P + \gamma_E) \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \beta_E \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y) \quad [3]$$

si on pose:  $2\beta = (\gamma_P + \gamma_E)$   
on aura

$$\beta_P \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\beta \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \beta_E \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y) \quad [4]$$

si la construction est constituée de poutres dont la rigidité torsionnelle est négligeable alors  $\gamma_P + \gamma_E \rightarrow 0$ . Dans la pratique  $(\gamma_P + \gamma_E)$  est compris entre les valeurs correspondant aux 2 cas particuliers ( dalle et grillage), si l'on pose:  
 $(\gamma_P + \gamma_E) = 2\alpha \sqrt{\beta_P \beta_E}$  d'où l'équation de la surface de déformation  $W$ .

$$\beta_P \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\alpha \sqrt{\beta_P \beta_E} \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \beta_E \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y) \quad [5]$$

où l'effet de torsion est caractérisé par le paramètre  $\alpha$ ; on définit par comparaison entre [3] et [5] le paramètre :

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\beta_P \beta_E}} \quad \text{appelé paramètre de TORSION}$$

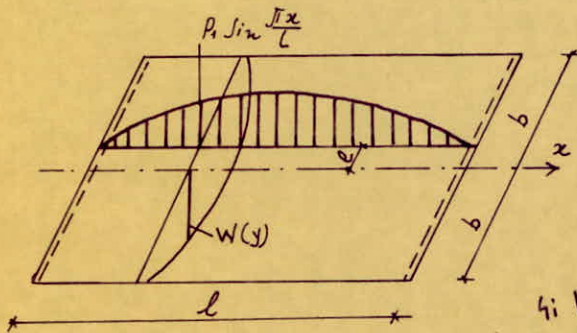
GUYON a, en outre, défini un second paramètre :

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt{\frac{4\rho p}{\rho E}} \quad \text{appelé paramètre d'ENTRETOIEMENT}$$

par ces 2 paramètres  $\alpha$  et  $\theta$ , le comportement de la construction est complètement défini

\* dans le cas d'un pont à poutres  $b = \frac{1}{2} m b_0$

### Coefficient de répartition transversale



Sous l'effet d'une charge linéaire, répartie sur une parallèle à l'axe  $x$  du pont, d'excentricité  $e$  et suivant la loi sinusoidale  $p(x) = p_0 \sin \frac{\pi x}{l}$

La construction prend une déformée de la forme  $w(x,y) = w(y) \sin \frac{\pi x}{l}$

Si la charge  $p(x)$ , au lieu d'être répartie sur une droite est répartie uniformément sur la largeur  $2b$ , tout en restant sinusoidale dans le sens  $x$  la construction prendrait une déformée cylindrique de la forme  $w_0(x,y) = w_0 \sin \frac{\pi x}{l}$  On appellera coefficient de répartition transversale la quantité  $k(y)$

$$k(y) = \frac{w(x,y)}{w_0(x,y)} = \frac{w(y)}{w_0} \quad [6].$$

ce coefficient dépendra de :

1. la valeur de  $\theta$
2. la valeur de  $\alpha$
3. l'excentricité relative  $e/b$  de la charge linéaire
4. l'ordonnée relative  $y/b$  du point considéré de la construction.

Il peut être déterminé à l'aide des fonctions  $w_0(x=0)$  et  $k_1(x=1)$  établies dans des tables données par BAREY. MASSONNET, en outre, les derniers sur la base de calculs d'un grand nombre de cas, ont déduit la formule d'interpolation.

$$k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) \sqrt{\alpha} \quad [7]$$

En vertu du théorème de Betti, le déplacement vertical en  $y$  dû à la ligne de force unitaire en  $e$  est égal à celui en  $e$  provoqué par la ligne de forces en  $y$ . La même propriété de réciprocity doit s'appliquer aussi aux coefficients  $k$ . On peut donc écrire :  $k(\alpha, b) = k(b, \alpha)$

### Coefficient de calcul des moments transversaux

ce coefficient est noté :  $\mu_\alpha$  il suit la même loi que  $k_\alpha$  on aura donc :

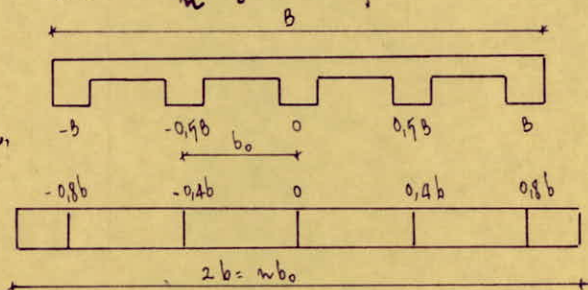
$$\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \sqrt{\alpha} \quad [8]$$

note:  $k_\alpha$  et  $\mu_\alpha$  engendrent des lignes d'influence que nous tracerons pour chaque poutre.

## Largeur actives et Positions actives

Toutes les valeurs calculées étant basées sur la largeur du système actif, il est nécessaire que les positions transversales des poutres principales réelles soient réduites à leurs positions actives  
 la position active de la poutre (ou de charge) =  $\frac{n-1}{n}$  fois la position réelle de la poutre  
 si  $n$  est le nombre de poutres.

Dans un grillage à cinq poutres, leurs positions réelles sont  $-B, -0,9B, 0, +0,9B, +B$ , tandis que les positions actives sont les  $4/5$  de ces valeurs, à savoir  $-0,8b, -0,4b, 0, +0,4b, +0,8b$ .



## Calcul du moment flechissant longitudinal

Le moment flechissant longitudinal par unité de largeur produit par  $p(x)$  est :

$$\sigma_{l_0}(x) = -\rho_p \frac{d^2 w_0(x)}{dx^2} = w_0(x) \frac{\pi^2}{L^2} \rho_p$$

Pour une charge linéaire réelle, qui agit dans le sens  $x$  et d'excentricité  $e$  le  $\sigma_{lf}$  est

$$\sigma_{lx}(x,y) = -\rho_p \frac{d^2 w(x,y)}{dx^2} = w_x(x,y) \frac{\pi^2}{L^2} \rho_p$$

d'où  $k(y) = \frac{\sigma_{lx}(x,y)}{\sigma_{l_0}(x)}$  [9].

donc pour obtenir en un point quelconque de la construction le  $\sigma_{lf}$  réel, il suffit de calculer en ce point le moment moyen  $\sigma_{l_0}(x)$  et de le multiplier par  $k$ .

## Calcul du moment flechissant transversal

Il est donné par unité de longueur selon la formule :  $\sigma_{ly}(x,y) = -\rho_E \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$   
 où  $w = w_m(y) \sin \frac{m\pi x}{l}$

Dans le cas du moment transversal toute charge réelle peut être remplacée par une développée en série de Fourier, on calcule le coefficient  $\mu$  pour chacun des harmoniques et on cumule les effets. Pour notre propos il conviendrait de choisir :  $p(-x) = p(x)$

\* moments transversaux par unité de longueur d'entretoise :

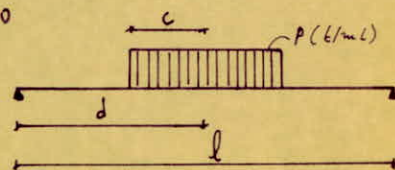
• Pour une charge uniforme :

$$\sigma_{ly}(x,y) = \sum_{m=1}^{\infty} \mu_{\alpha_m} \alpha_m b \sin \frac{m\pi x}{l}$$

où  $\alpha_m = \frac{4P}{\pi m}$  ; cette charge sera centrée à  $x = l/2$  par conséquent  $m = 1, 3, 5, \dots$  et  $\sin(\frac{m\pi x}{l}) = \pm 1$

• Pour une charge répartie linéairement : cas du  $\sigma_{ly}$

$$\sigma_{ly}(x,y) = \frac{4P}{\pi} b \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m} \mu_{\alpha_m} \sin \frac{m\pi c}{l} \cdot \sin \frac{m\pi d}{l} \cdot \sin \frac{m\pi x}{l}$$



cette charge sera centrée à  $d = l/2$  et  $x = l/2$   
 même remarque que précédemment

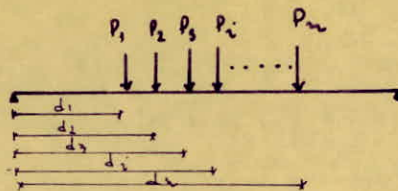
• Pour une charge concentrée: cas de bc.

Cas Général:

$$\Delta M_{xy}(x,y) = \frac{2}{l} b \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} P_i \mu_{\alpha m} \sin \frac{m\pi d_i}{l} \sin \frac{m\pi x}{l}$$

application à notre cas

$$\Delta M_{xy}(x,y) = \frac{2}{l} b \sum_{m=1}^6 \sum_{n=1}^6 P_i \mu_{\alpha m} \sin \frac{m\pi d_i}{l} \sin \frac{m\pi x}{l}$$



## APPLICATION AU PROJET

Calcul des PARAMETRES  $\alpha$  et  $\theta$ .

L'inertie de la poutre n'étant pas la même à l'appui et en travée on calcule l'inertie moyenne:  $I_m = I_0 + \frac{8}{3\pi} (I - I_0)$  où  $I$  et  $I_0$  sont les inerties en travée et à l'appui

$$\left. \begin{array}{l} I_0 = 118999840 \text{ cm}^4 \\ I = 89740226 \text{ cm}^4 \end{array} \right\} \Rightarrow I_m = 90762199.86 \text{ cm}^4$$

$$\rho_p = \frac{b_p}{b_0} = \frac{E I_m}{b_0} = 312972.99 E$$

$$\rho_E = \frac{B E}{l_0} = \frac{E I E}{l_0}$$

Comme il n'existe pas d'entretoises intermédiaires, nous considérons une bande de dalle de 1m de largeur et comme espacement fictif d'entretoises l'unité de longueur, et puisque la dalle agit seule, nous ne négligerons pas le coefficient  $\nu = 0,15$  (Poisson).

$$\rho_E = \frac{E}{l_0} \frac{b' h_0^3}{12(1-\nu^2)} = 682 E \quad \text{d'où} \quad \theta = \frac{7,29}{39} \sqrt{\frac{312972,99}{682}} = 0,99$$

$$\delta_p = \frac{C_p}{b_0} \quad \text{avec} \quad C_p = C_p' + \frac{1}{2} C_p \text{ dalle}$$

$$C_p = \frac{q}{3} (140 \cdot 18^3 + 192 \cdot 18^3 + 60 \cdot 20^3 + \frac{1}{2} 290 \cdot 20^3) = 918293,333 E$$

$$\delta_p = 1787,22 E$$

$$\delta_E = \frac{q l_0^3}{6} = \frac{E l_0^3}{12(1+\nu)} = 979,7 E$$

$$\text{d'où} \quad \alpha = \frac{(1787,22 + 979,7) E}{2E \sqrt{312972,99 \cdot 682}} = 0,081 \quad \alpha = 0,081 \quad \sqrt{\alpha} = 0,289$$

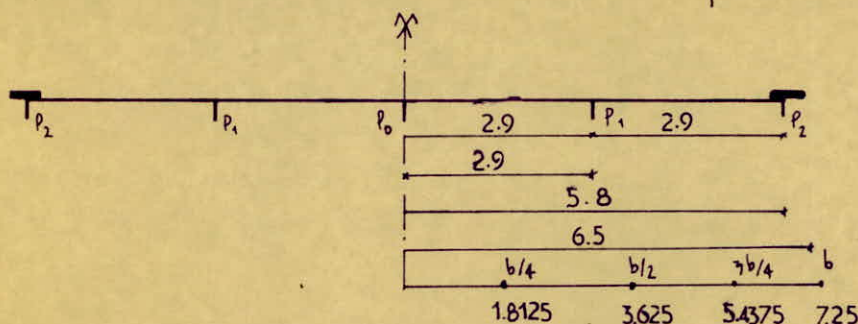
pour  $\theta = 0,99$  Les tables de Massonet donnent  $k_0$  et  $k_1$  (voir Annexe). mais comme les ordonnées y figurant dans ces 2 tableaux ne correspondent pas à celles des positions réelles des poutres, nous effectuons des interpolations linéaires par la formule suivante:

$$k_i = k_{i1} + (k_{i2} - k_{i1}) \left( \frac{y_i - y_{i1}}{y_{i2} - y_{i1}} \right) \quad \text{avec } i=0 \text{ ou } 1$$

$k_i$ : Coefficient correspondant à la poutre d'ordonnée  $y_i$  est  $t.q$ :  $y_{i1} < y_i < y_{i2}$   
 $k_{i1}$  et  $k_{i2}$ : Coefficient correspondant respect aux positions  $y_{i1}$  et  $y_{i2}$



nous obtiendrons alors les nouvelles valeurs de  $k_0$  et  $k_1$  correspondant aux positions réelles des poutres  $P_i$



Les résultats sont regroupés dans les tableaux ci-dessous.

tableau n° 1

 $k_0$ 

$y \backslash a$	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	$b$
0	-0,9476	0,2209	1,0283	1,8708	2,2647	1,8308	1,0283	0,2209	-0,9476
2.9	-0,4379	-0,1471	0,2006	0,6933	1,3493	1,9638	2,0807	1,9711	0,8914
5.8	-0,08798	-0,1619	-0,2182	-0,1897	0,0669	0,7170	1,9006	3,9039	9,1324

tableau n° 2

 $k_1$ 

$y \backslash a$	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	$b$
0	0,9064	0,6801	0,9926	1,3202	1,9662	1,3202	0,9926	0,6801	0,9064
2.9	0,2084	0,3009	0,4967	0,7193	1,0996	1,9018	1,6961	1,4943	1,2993
5.8	0,089	0,1363	0,22	0,3791	0,6494	1,0808	1,709	2,394	2,8696

mais il est plus commode d'étudier la partie gauche du pont, le théorème de BETTI nous permet d'établir les tableaux suivants:

tableau n° 3

 $k_0$ 

$y \backslash a$	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	$b$
0	-0,9476	0,2209	1,0283	1,8308	2,2647	1,8308	1,0283	0,2209	-0,9476
-2.9	0,8914	1,9711	2,0807	1,9638	1,3493	0,6933	0,2006	-0,1471	-0,4379
-5.8	9,1324	3,9039	1,9006	0,7170	0,0669	-0,1897	-0,2182	-0,1619	-0,08798

tableau n° 4

 $k_1$ 

$y \backslash a$	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	$b$
0	0,9064	0,6801	0,9926	1,3202	1,9662	1,3202	0,9926	0,6801	0,9064
-2.9	1,2993	1,4943	1,6961	1,9018	1,0996	0,7193	0,4967	0,3009	0,2084
-5.8	2,8696	2,394	1,709	1,0808	0,6494	0,3791	0,22	0,1363	0,089

Pour obtenir les valeurs de  $k_{\alpha}$ , nous faisons des interpolations à l'aide de :

$$k_{\alpha} = k_0 + (k_1 - k_0) \sqrt{\alpha} \quad \text{où } \sqrt{\alpha} = 0,289$$

on aura donc le tableau suivant:

tableau n° 5

		a								
		$k_i$	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$
$P_0$ $y=0$	$k_0$	-0,9476	0,2209	1,0283	1,8308	2,2647	1,8308	1,0283	0,2209	-0,9476
	$k_1$	0,9064	0,6801	0,9926	1,3202	1,9662	1,3202	0,9926	0,6801	0,9064
	$k_\alpha$	-0,2476	0,3913	1,0068	1,6899	2,0699	1,6899	1,0068	0,3913	-0,2476
$P_1$ $y=2.9$	$k_0$	0,9914	1,9711	2,0807	1,9638	1,3493	0,6933	0,2006	-0,1471	-0,4379
	$k_1$	1,2993	1,4943	1,6961	1,9018	1,0996	0,4193	0,4967	0,3009	0,2084
	$k_\alpha$	0,9788	1,9492	1,9998	1,8323	1,2761	0,7007	0,2739	-0,1971	-0,2939
$P_2$ $y=9.8$	$k_0$	9,1324	3,9079	1,9006	0,717	0,0669	-0,1897	-0,2182	-0,1619	-0,0836
	$k_1$	2,8696	2,394	1,709	1,0808	0,6494	0,3791	0,22	0,1763	0,089
	$k_\alpha$	4,4884	3,188	1,8449	0,8209	0,2319	-0,0261	-0,0939	-0,0767	-0,0349

### Lignes d'influence de $k_\alpha$

Les valeurs de  $k_\alpha$  obtenues dans le tableau 5 vont nous permettre de tracer sa ligne d'influence pour chaque poutre

Calcul des coefficients  $k_\alpha$  :

Pour les surcharges localisées, on calcule les ordonnées  $y_i$  pour pouvoir ensuite en déduire  $k_\alpha$  par la formule ci-après :

$$k_\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n P_i y_i}{\sum_{i=1}^n P_i}$$

Dans le sens transversal, chaque  $P_i$  a même valeur. La formule devient alors :

$$k_\alpha = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i \quad \text{avec } n = \text{nombre file de roues}$$

Pour les charges et les surcharges uniformément réparties dans le sens transversal, nous avons :

$$k_\alpha = \frac{S}{l} \quad \text{avec } S = \text{aire d'influence}$$

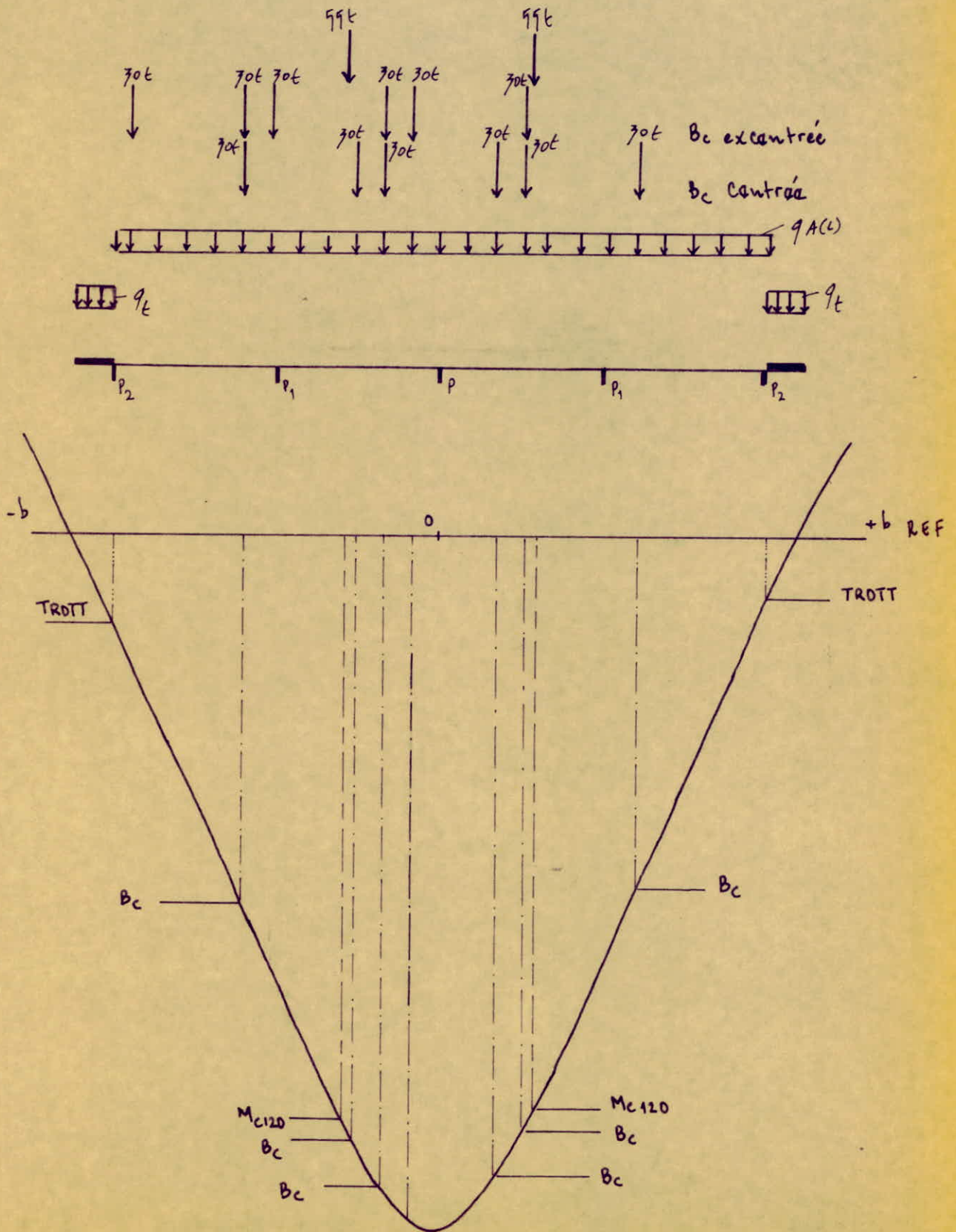
$l = \text{largeur chargée}$

Pour les 2 types de charges, nous devons envisager toutes les dispositions susceptibles de donner des efforts défavorables pour le pont. Pour les charges Uniforme la surface sera déterminée par la méthode des trapèzes.

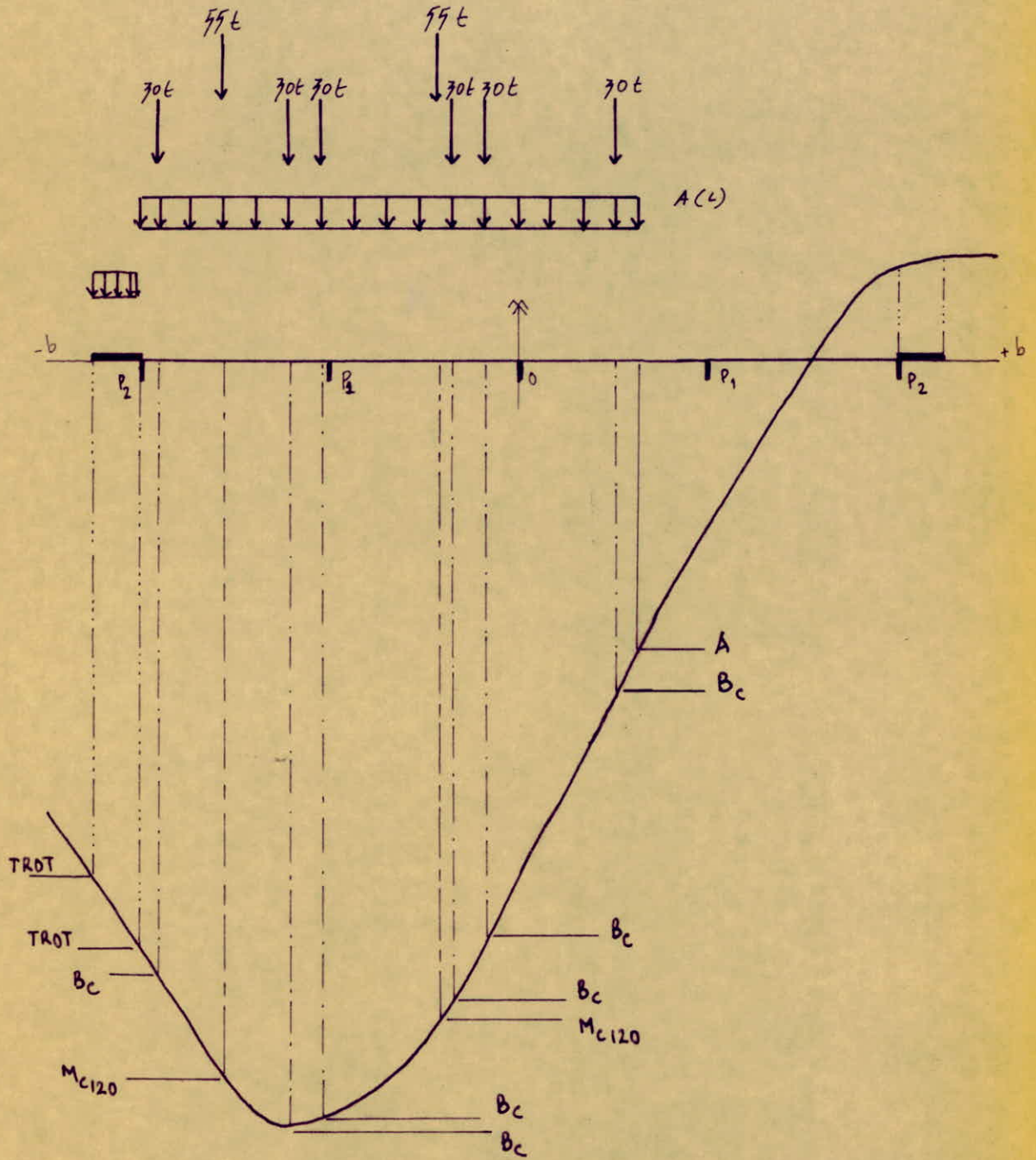
$$S = \frac{l}{2} (k_0 + 2(k_1 + k_2 + \dots + k_n) + k_{n+1}) \quad \text{ou } l \text{ est l'espacement choisi d'une façon constante}$$

\* le même travail sera affecté pour le calcul de  $\mu_\alpha$ . Le cheminement sera le même que pour celui de  $k_\alpha$ ,

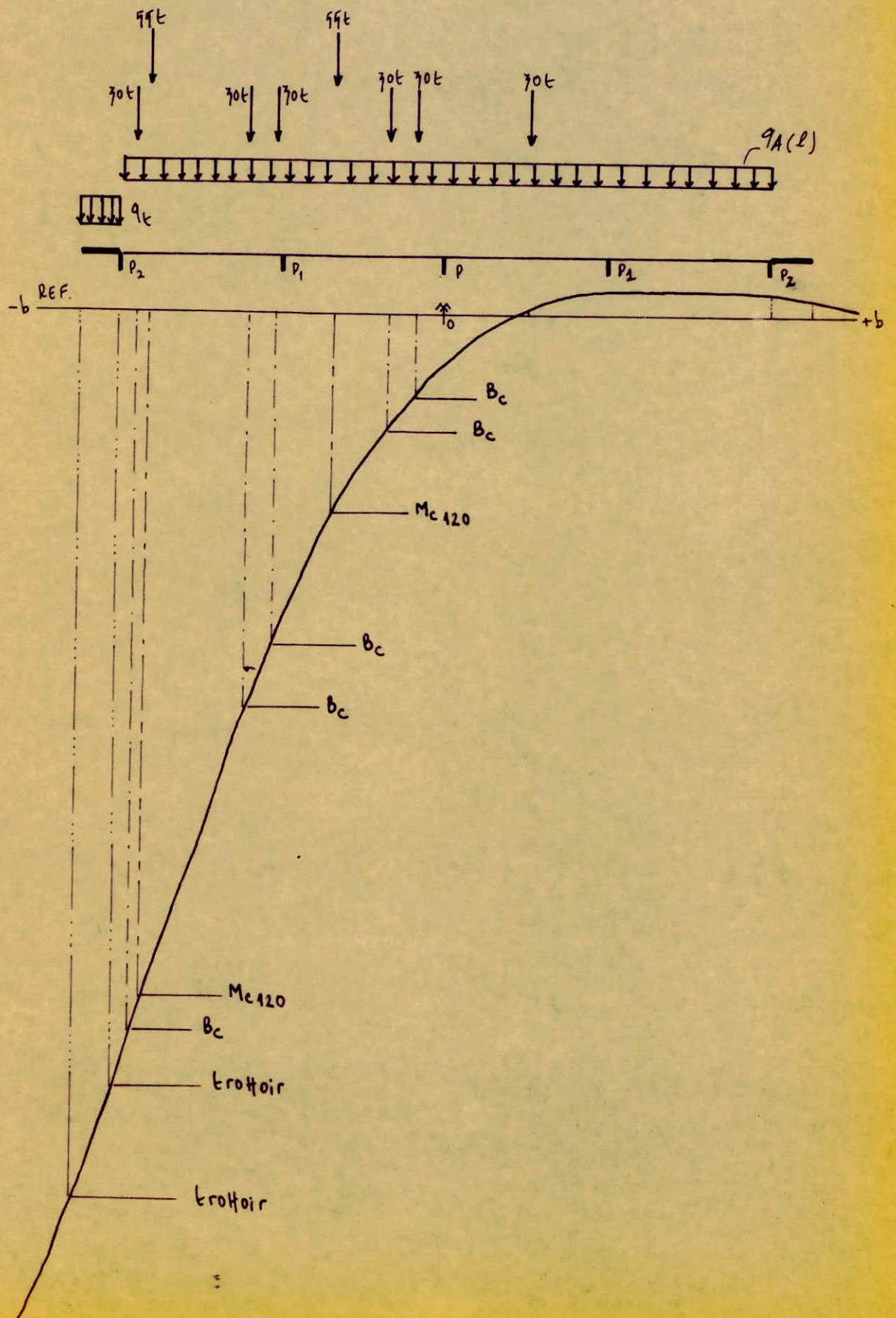
ligne d'influence  $K_{\omega}$  poutre  $P(y,0)$



ligned influence  $K_\alpha$  poutre  $P_1(\gamma=2,9)$



ligne d'influence  $K_\alpha$  poutre  $P_2$  ( $\gamma = -5,8$ )



AIRES et ORDONNÉES

Tab n° 5 bis

CHARGÉS et SURCHARGÉS	MODE de CHARGEMENT	P (y=0)	P <sub>1</sub> (y=-2,9)	P <sub>2</sub> (y=-7,8)
POUTRE	.	1	1	1
DALLE	.	1	1	1
REJET+ ETANCH	Largeur roulable: l=4,5	s = 14,77	s = 12,797	s = 8,97
TROTTOIRS	1 trottoir chargé	s = 0,0846	s = 0,992	s = 2,59
	2 trottoirs chargés	s = 0,1692	s = 0,829	s = 2,549
A	1 voie chargée: l=7,87m	s = 8,429	s = 7,704	s = 8,24
	2 voies chargées: l=7,66m	s = 11,979	s = 12,762	s = 9,27
	3 voies chargées: l=11,47	s = 14,77	s = 12,797	s = 8,97
M <sub>c120</sub>	1 véhicule à 2 chenilles	$\bar{y} = 7,9$	$\bar{y} = 7,93$	$\bar{y} = 4$
B <sub>c</sub>	1 convoi (2 files)	$\bar{y} = 2,88$	$\bar{y} = 3,99$	$\bar{y} = 9$
	2 convois (4 files)	$\bar{y} = 6,79$	$\bar{y} = 7,19$	$\bar{y} = 7$
	3 convois (6 files)	$\bar{y} = 9,67$	$\bar{y} = 9,48$	$\bar{y} = 7,79$

## COEFFICIENT de REPARTITION $K_\alpha$

Tableau 5 ter

CHARGES et QU'CHARGES	MODE de CHARGEMENT	$P (y=0)$	$P_1 (y=-2,9)$	$P_2 (y=-9,8)$
POUTRE	.	1	1	1
DALLE	.	1	1	1
REJET + ETANCH	Largeur routable: $l=11,9m$	1,284	1,117	0,778
TROTTOIRS	1 trottoir chargé: $l=0,7$	0,121	1,417	7,7
	2 trottoirs chargés	0,121	0,992	1,497
A	1 voie chargée: $l=7,87m$	2,201	1,907	2,191
	2 voies chargées: $l=7,66m$	1,911	1,614	1,207
	3 voies chargées: $l=11,9$	1,284	1,117	0,778
$M_{c120}$	1 véhicule à 2 chenilles	1,79	1,766	2
Bc	1 convoi (2 files)	1,441	1,779	2,9
	2 convois (4 files)	1,687	1,787	1,79
	3 convois (6 files)	1,609	1,98	1,229

## Calcul des $\mu_a$

Le principe restera le même que pour  $k_a$ , toutefois du fait que notre charge peut être remplacée par une charge développée en série Fourier et pour obtenir une valeur exacte au droit du chargement, il est nécessaire de conserver les 3 premiers termes de la série ainsi l'entretoisement pour la charge  $p = p_m \sin \frac{m \pi x}{l}$  devient  $m$  fois plus souple que pour la charge  $p = p_1 \sin \frac{\pi x}{l}$   
donc pour  $m = 1; 3; 5$  on aura :

Sur les tables de MASSONNET on choisira :  $\theta = 1$  ;  $3\theta = 3$  et  $5\theta = 4,80$

$\theta = 1.00$ .

tableau n° 6

$\mu_0 \cdot 10^4$

$y \backslash a$	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	$b$
0	-392,86	-329,92	-184,79	230,99	119,04	230,99	-184,79	-329,92	-392,86
-2,9	-1174,66	-287,69	731,23	664,29	73,98	-149,39	-173,27	-119,37	-48
-9,8	-1089,13	907,09	192,42	21,33	-47,49	-90,08	-37,88	-12,92	8,9

tableau n° 7

$\mu_1 \cdot 10^4$

$y \backslash a$	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	$b$
0	-144,91	-149,27	-127,77	98,39	77,39	98,39	-127,77	-149,27	-144,91
-2,9	-307,08	-93,08	497,68	378,99	-41,16	-111,79	-99,68	-77,14	-60,69
-9,8	-304,09	918,94	70,99	80,01	-80,09	-97,91	-37,69	-24,98	-17,91

$\theta = 3.00$

tab. n° 8

$\mu_0 \cdot 10^4$

$y \backslash a$	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	$b$
0	-0,71	3,28	-10,99	-77,32	379,13	-77,32	-10,99	3,28	-0,71
-2,9	9,98	-92,81	197,69	107,79	-37,28	-2,36	1,41	0,034	-0,104
-9,8	-229,83	-312,66	-96,49	-9,13	2,34	0,24	-0,096	0	0,008

tab. n° 9

$\mu_1 \cdot 10^4$

$y \backslash a$	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	$b$
0	-0,27	-1,4	-8,89	-34,1	269,26	-34,1	-8,89	-1,4	-0,27
-2,9	-9,83	-29,14	149,34	89,62	-18,99	-4,36	-0,696	-0,084	-0,012
-9,8	-63,184	206,24	-28,09	-7,176	-1,112	-0,144	-0,016	0	0

$\theta = 4,80$

tab. n° 10

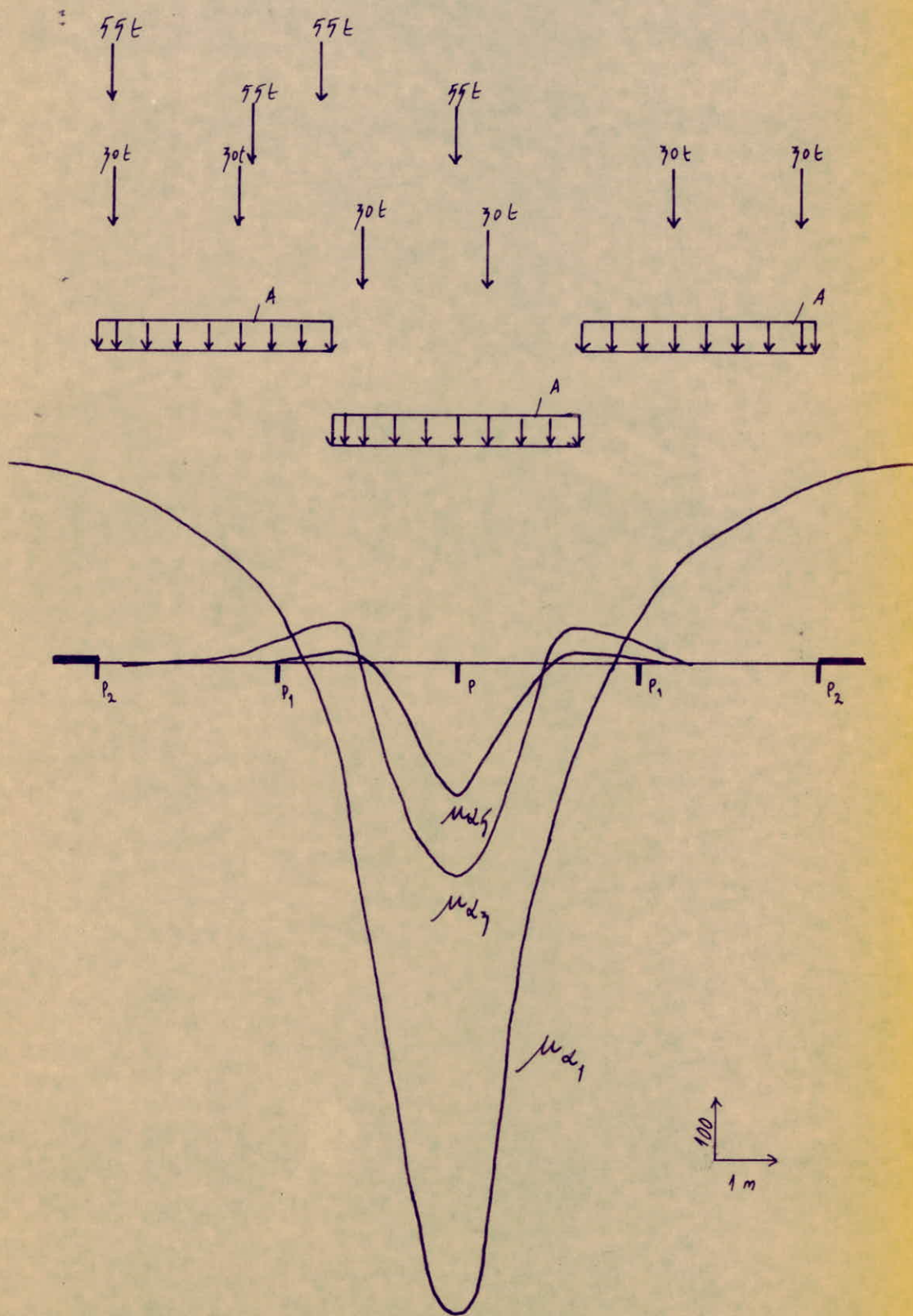
$\mu_0 \cdot 10^4$

$y \backslash a$	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	$b$
0	0,02	-0,09	1,98	-21,9	233,73	-21,9	1,98	-0,09	0,02
-2,9	2,08	-12,98	131,48	80,39	-7,812	0,978	-0,036	0	0
-9,8	-23,82	187,19	-17,91	1,296	-0,072	0	0	0	0

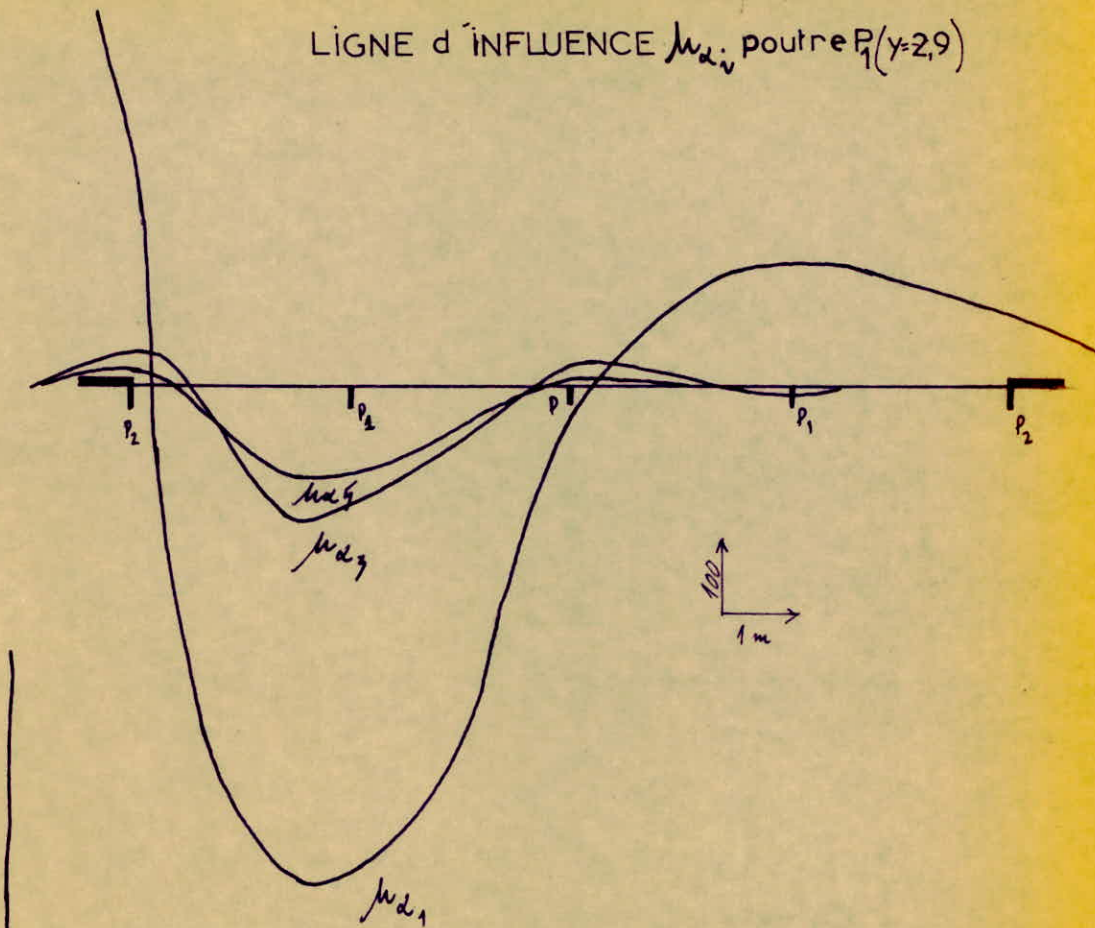




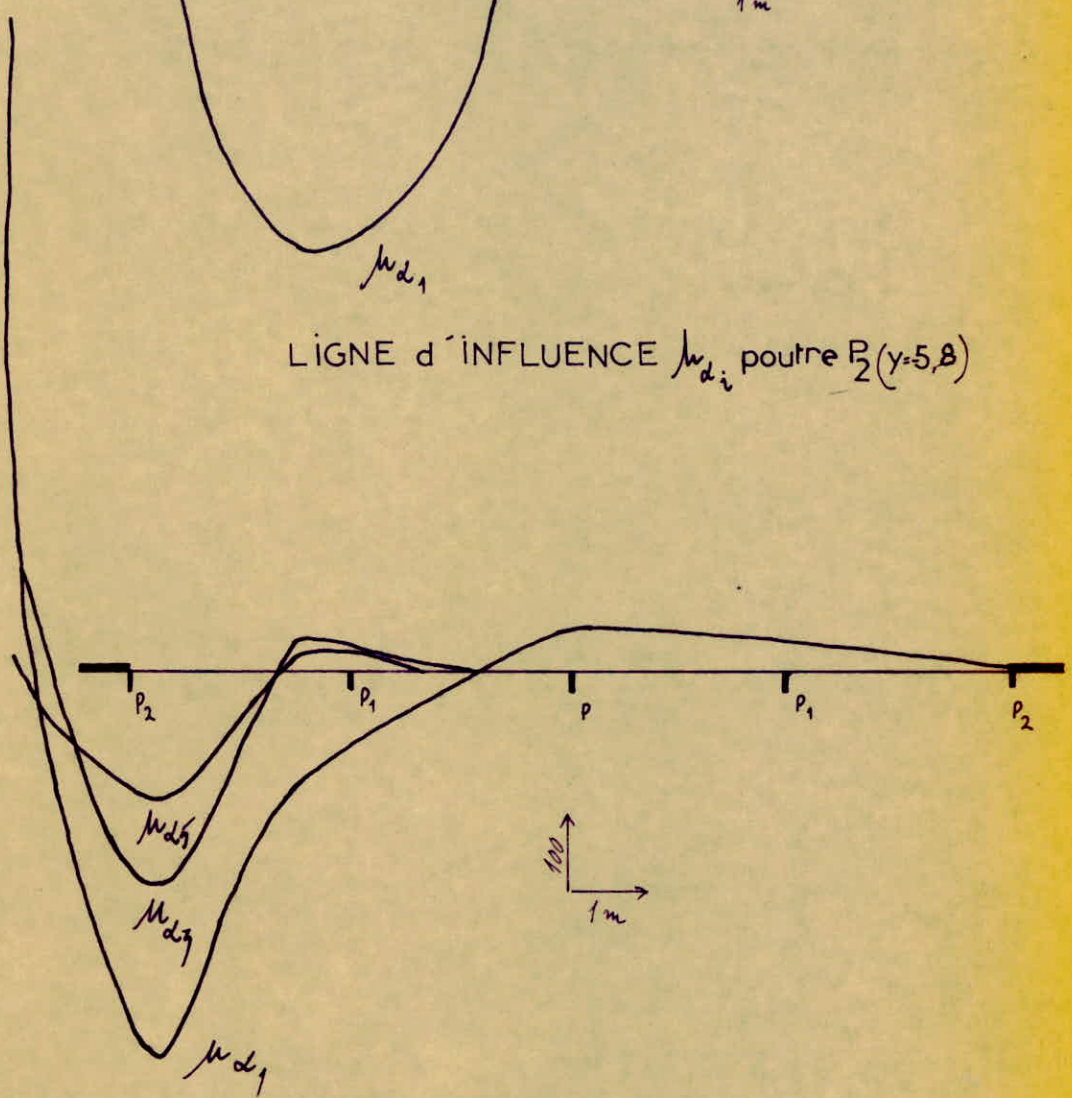
ligne d'influence  $M_{di}$  poutre  $P(y=0)$



LIGNE d'INFLUENCE  $M_{di}$  poutre  $P_1(y=2,9)$



LIGNE d'INFLUENCE  $M_{di}$  poutre  $P_2(y=5,8)$



Tab n° 15

AIRES et COEFFICIENTS de CALCUL  $\mu_{\alpha i}$ 

CHARGES et SURCHARGES	MODE de CHARGEMENT	P (y=0)			$\mu_{\alpha i}$		
					$\mu_{\alpha 1}$	$\mu_{\alpha 3}$	$\mu_{\alpha 5}$
DALLE	Toute la largeur	$S_{\alpha_1} = 980$	$S_{\alpha_3} = 491,9$	$S_{\alpha_5} = 197,9$	$0,79 \cdot 10^{-2}$	$0,37 \cdot 10^{-2}$	$0,12 \cdot 10^{-2}$
REVETEMENT + ETANCHEITE	Toute la largeur roulable	$S_{\alpha_1} = 980$	$S_{\alpha_3} = 491,9$	$S_{\alpha_5} = 197,9$	$0,89 \cdot 10^{-2}$	$0,47 \cdot 10^{-2}$	$0,177 \cdot 10^{-2}$
TROTTOIRS	1 Trottoir chargé	$S_{\alpha_1} = -210$	$S_{\alpha_3} = 0$	$S_{\alpha_5} = 0$	$-7 \cdot 10^{-4}$	0	0
	2 Trottoirs chargés	$S_{\alpha_1} = -210$	$S_{\alpha_3} = 0$	$S_{\alpha_5} = 0$	$-7 \cdot 10^{-4}$	0	0
A	1 voie chargée	$S_{\alpha_1}^+ = 2789,19$	$S_{\alpha_3}^+ = 997,49$	$S_{\alpha_5}^+ = 297,4$	$6,227 \cdot 10^{-2}$	$1,96 \cdot 10^{-2}$	$0,79 \cdot 10^{-2}$
	2 Voies chargées	$S_{\alpha_1}^- = 1182$	$S_{\alpha_3}^- = 104,29$	$S_{\alpha_5}^- = 18$	$1,947 \cdot 10^{-2}$	$0,1361 \cdot 10^{-2}$	$0,0279 \cdot 10^{-2}$
Mc 120	1 véhicule à 2 chenilles	$S_{\alpha_1}^+ = 970$	$S_{\alpha_3}^+ = 727$	$S_{\alpha_5}^+ = 210$	0,0469	$161,9 \cdot 10^{-4}$	$109 \cdot 10^{-4}$
		$S_{\alpha_1}^- = 279$	$S_{\alpha_3}^- = 60$	$S_{\alpha_5}^- = 19$	$197,9 \cdot 10^{-4}$	$30 \cdot 10^{-4}$	$7,9 \cdot 10^{-4}$
Bc	1 Convoi	$S_{\alpha_1}^+ = 1290$	$S_{\alpha_3}^+ = 290$	$S_{\alpha_5}^+ = 189$	$649 \cdot 10^{-4}$	$149 \cdot 10^{-4}$	$92,9 \cdot 10^{-4}$
	2 Convois	$S_{\alpha_1}^- = 880$	$S_{\alpha_3}^- = 70$	$S_{\alpha_5}^- = 0$	$220 \cdot 10^{-4}$	$7,9 \cdot 10^{-4}$	0

$S_{\alpha_i}^+$  et  $S_{\alpha_i}^-$  représentent respectivement les aires positives et négatives dans le cas des charges concentrées, elles représentent la somme des ordonnées positives et négatives

Les valeurs de  $M_{d1}$ ,  $M_{d3}$ ,  $M_{d5}$  obtenues à partir de la ligne d'influence tracée pour la poutre P, qui nous paraît a priori la plus défavorable, vont nous permettre de déterminer les moments maximaux qui sont consignés ci-dessous.

Tab n°16

CHARGES DONNÉES	DALLE	REJET + ETANCH	TROTTOIRS		A		212 120		Bc	
			1	2	1 voie	2 voies	ch. Ex milieu	ch. ex gauche	1 Convoi	2 Convois
P	7,7	2,024	0,19	0,19	0,910 19	0,910 19	18,07	18,07	6 et 12	12 et 24
$\lambda_1 = \frac{4P}{\pi}$	9,299	2,578	0,191	0,191	1,199	1,199	22,968	22,968	-	-
$\lambda_2 = \frac{4P}{3\pi}$	7,099	0,899	0,0677	0,0677	0,796	0,796	7,696	7,696	-	-
$\lambda_3 = \frac{4P}{9\pi}$	1,899	0,299	0,0782	0,0782	0,271	0,271	4,997	4,997	-	-
$\eta_{in} \frac{\pi C}{L}$	-	-	-	-	-	-	0,27	0,27	-	-
$\eta_{in} \frac{3\pi C}{L}$	-	-	-	-	-	-	0,792	0,792	-	-
$\eta_{in} \frac{9\pi C}{L}$	-	-	-	-	-	-	0,979	0,979	-	-
$M_{d1}$	$0,79 \cdot 10^{-2}$	$0,89 \cdot 10^{-2}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$6,22 \cdot 10^{-2}$	$1,947 \cdot 10^{-1}$	$469 \cdot 10^{-4}$	$117,9 \cdot 10^{-4}$	$649 \cdot 10^{-4}$	$220 \cdot 10^{-4}$
$M_{d3}$	$0,77 \cdot 10^{-2}$	$0,47 \cdot 10^{-2}$	0	0	$1,96 \cdot 10^{-2}$	$0,176 \cdot 10^{-2}$	$161,9 \cdot 10^{-4}$	$70 \cdot 10^{-4}$	$149 \cdot 10^{-4}$	$7,9 \cdot 10^{-4}$
$M_{d5}$	$0,12 \cdot 10^{-2}$	$0,177 \cdot 10^{-2}$	0	0	$0,79 \cdot 10^{-2}$	$0,0279 \cdot 10^{-2}$	$109 \cdot 10^{-4}$	$7,9 \cdot 10^{-4}$	$92,9 \cdot 10^{-4}$	0
$\sigma_{max}^+ (t.m)/m$	0,4796	0,9777	-	-	2,22	-	7,089	-	1,199	-
$\sigma_{max}^- (t.m)/m$	-	-	$4,19 \cdot 10^{-4}$	$4,19 \cdot 10^{-4}$	-	1,029	-	0,674	-	0,974

Ces moments serviront au calcul de la dalle, en plus des moments ramenés par la flexion locale. On ne tiendra pas compte du poids de la dalle dans le calcul de celle-ci (en répartition d'ensemble).

EFFORTS dans les POUTRES

Sous charge Permanente: G

Differentes phases, d'execution, du tablier

- Coulage des poutres prefabriques, pose, de ces elements porteurs :  
 poids propre des cinq poutres.  $G_0 : \dots \dots \dots 11,29 \text{ t/ml.}$

- Coulage de la dalle, bien, avant d'effectuer l'implacement des predalles  
 pour le formage et faciliter l'execution, de la, dalle  $G_1 : \dots \dots \dots 7,7 \text{ t/ml.}$

- Revêtement de la dalle de chaussée  $G_2 : \dots \dots \dots 2,024 \text{ t/ml.}$

- Mise, en place, de la Superstructure  $G_3 : \dots \dots \dots 2,0 \text{ t/ml.}$

Moment. Flechissant.

Sous les, differentes, cas de, charge le moment flechissant est donne par:

$$M(x) = G_i \frac{l}{2} x - G_i \frac{x^2}{2}$$

SECTIONS M	0	$\frac{l}{8}$	$\frac{l}{4}$	$\frac{3l}{8}$	S	$\frac{l}{2}$
$G_0$	0	797,66	1292	1619		1727
$G_1$	0	489,04	898,360	1047,990		1177,81
$G_2$	0	179,670	271,620	288,78		309,970
$G_3$	0	177,98	229,69	287,11		306,29

SECTIONS $\bar{M}$	0	$\frac{l}{8}$	$\frac{l}{4}$	$\frac{3l}{8}$	S	$\frac{l}{2}$
$G_0$	0	190,73	298,40	323,0		344,60
$G_1$	0	97,81	167,67	209,99		223,96
$G_2$	0	27,17	46,720	57,72		61,99
$G_3$	0	26,80	49,94	57,42		61,29

POUTRES $K_{\alpha}$	$P_0$	$P_1$	$P_2$
$G_0$	1	1	1
$G_1$	1	1	1
$G_2$	1,284	1,113	0,778
$G_3$	0,121	1,417	3,70.

\* Les resultats tabules  
 sont, donnees a  
 partir de:

$$M_{G_i} = K_{\alpha} \bar{M}_{G_i}$$

SECTIONS $G_0$	0	$\frac{l}{8}$	$\frac{l}{4}$	$\frac{3l}{8}$	S	$\frac{l}{2}$
$P_0$	0	190,73	298,40	323,0		344,60
$P_1$	0	190,73	298,40	323,0		344,60
$P_2$	0	190,73	298,40	323,0		344,60

SECTIONS $G_1$	0	$\frac{l}{8}$	$\frac{l}{4}$	$\frac{3l}{8}$		$\frac{l}{2}$
$P_0$	0	97,81	167,67	209,99		223,96
$P_1$	0	97,81	167,67	209,99		223,96
$P_2$	0	97,81	167,67	209,99		223,96.

SECTIONS $G_2$	0	$\frac{l}{8}$	$\frac{l}{4}$	$\frac{3l}{8}$		$\frac{l}{2}$
$P_0$	0	34,830	99,90	74,11		79,60
$P_1$	0	30,60	48,220	64,24		70,00
$P_2$	0	21,11	36,04	44,91		48,250

Poutree G <sub>3</sub>	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	S	$\frac{L}{2}$
P <sub>0</sub>	0	3,24	9,96	6,990		7,41
P <sub>1</sub>	0	38,0	69,10	81,76		87,84
P <sub>2</sub>	0	99,16	169,98	212,49		226,630

### Effort. Tranchant.

l'expression de l'effort tranchant, dans une section d'abscisse x;

$$\bar{E}_{G_i}(x) = G_i \frac{L}{2} - G_i x$$

SECTIONS P <sub>0</sub> (t)	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	S	$\frac{L}{2}$
G <sub>0</sub>	196,879	147,696	98,438	49,218	19,4	0
G <sub>1</sub>	127,79	99,831	63,879	31,979	12,59	0
G <sub>2</sub>	39,420	26,569	17,71	8,899	3,49	0
G <sub>3</sub>	79	26,29	17,90	8,790	3,490	0

SECTIONS $\bar{E}_0(t)$	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	S	$\frac{L}{2}$
G <sub>0</sub>	39,379	29,93	19,69	9,84	3,88	0
G <sub>1</sub>	29,99	19,16	12,77	6,39	2,918	0
G <sub>2</sub>	7,084	5,31	3,540	1,77	0,690	0
G <sub>3</sub>	7	5,29	3,90	1,790	0,69	0

SECTIONS G <sub>0</sub>	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	S	$\frac{L}{2}$
P <sub>0</sub>	39,379	29,93	19,69	9,84	3,88	0
P <sub>1</sub>	39,379	29,93	19,69	9,84	3,88	0
P <sub>2</sub>	39,379	29,93	19,69	9,84	3,88	0

SECTIONS G <sub>1</sub>	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	S	$\frac{L}{2}$
P <sub>0</sub>	29,99	19,16	12,77	6,39	2,92	0
P <sub>1</sub>	29,99	19,16	12,77	6,39	2,92	0
P <sub>2</sub>	29,99	19,16	12,77	6,39	2,92	0

SECTIONS G <sub>2</sub>	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	S	$\frac{L}{2}$
P <sub>0</sub>	9,09	6,820	4,540	2,270	0,88	0
P <sub>1</sub>	7,88	5,910	3,940	1,970	0,76	0
P <sub>2</sub>	5,91	4,130	2,790	1,38	0,940	0

SECTIONS G <sub>3</sub>	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	S	$\frac{L}{2}$
P <sub>0</sub>	0,847	0,630	0,420	0,211	0,08	0
P <sub>1</sub>	9,92	7,440	4,96	2,48	0,970	0
P <sub>2</sub>	29,90	19,42	12,99	6,479	2,99	0

Les valeurs, ainsi regroupées ont été établies à partir de

$$\bar{E}_{G_i} = K_d \cdot \bar{E}_{G_i}$$

La valeur maximale de l'effort tranchant est obtenue au niveau de la poutre P<sub>2</sub>, correspondant à l'ensemble de la charge maximale

$$\bar{E}_{\text{tot}}(P_2) = 96,339 \text{ t.}$$

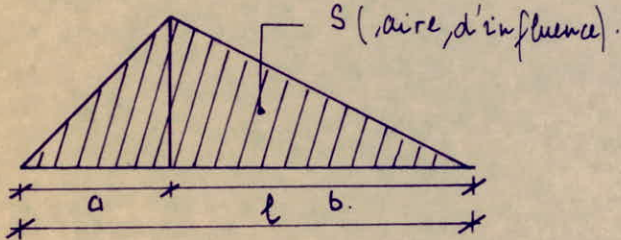
### Sous Surcharges Trottoirs : (CPC, art 11)

Dans le sens de la longueur, chaque trottoir est chargé dans sa totalité mais les trottoirs (s'il en existe plusieurs) peuvent ne pas être chargés simultanément.

Dans le sens de la largeur, en vue de simplifier les calculs, la longueur prise en compte est la même que celle qui va être choisie pour la surcharge  $A(l)$ , afin d'obtenir l'effet envisagé. La charge moyenne revenant à une poutre est donc  $\bar{q} = \frac{q}{10} = 0.019 \text{ t/m}^2$ .

#### Moment flechissant :

On trace la ligne d'influence du moment flechissant pour une section distante de  $a$ . Le moment réel, dans une poutre :



$$M = \gamma \cdot S \text{ [t}\cdot\text{m]} \text{ , avec } \gamma = k \alpha \cdot \bar{q} \cdot l_t$$

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

$$l_t = \begin{cases} 0.70 \text{ m si 1 trottoir chargé} \\ 1.40 \text{ m si 2 " } \end{cases}$$

$\gamma$	Poutre P <sub>0</sub>	Poutre P <sub>1</sub>	Poutre P <sub>2</sub>
$\gamma_1$ (1 trottoir chargé)	0,0025	0,0297	0,0777
$\gamma_2$ (2 trottoirs chargés)	0,0015	0,0248	0,0763

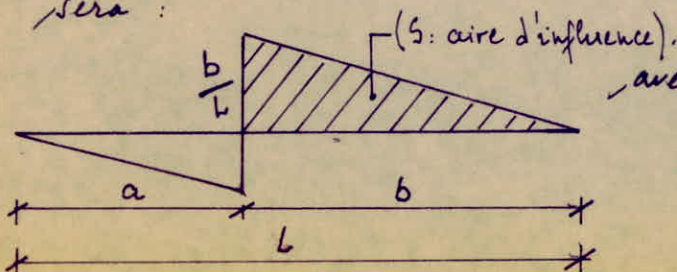
  

SECTION	Nbre de trottoirs	M <sub>0</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>
L/8	1	0.167	1.989	9.209
S = 66,992	2	0.10	1.661	9.111
L/4	1	0.287	3.41	8.923
S = 114,843	2	0.172	2.848	8.762
3L/8	1	0.758	4.263	11.194
S = 143,994	2	0.219	3.960	10.993
SD (x=19,775)	1	0.379	4.904	11.782
S = 151,637	2	0.227	3.76	11.970
L/2	1	0.383	4.948	11.898
S = 153.125	2	0.229	3.797	11.683

les valeurs marquées par (-) sont, celles des moments max, dans la section, considérée.

#### Effort Tranchant.

On trace la ligne d'influence de l'effort tranchant pour une section distante de  $a$ . L'effort tranchant réel, dans une poutre sera :



$$T = \gamma \cdot S \text{ [t]}$$

$$\text{avec } \begin{cases} \gamma = k \alpha \cdot \bar{q} \cdot l_t \\ S = \frac{b^2}{2l} \end{cases}$$



$\delta$	Poutre P <sub>0</sub>	Poutre P <sub>1</sub>	Poutre P <sub>2</sub>
$\delta_1$ (1 trottoir chargé)	0.0029	0.0297	0.0777
$\delta_2$ (2 trottoirs chargés)	0.0019	0.0248	0.0767

SECTION	Nbre de trottoirs	T <sub>0</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>
0/	1	0.0430	0.519	1.359
S = 17.90	2	0.026	0.434	1.339
L/B	1	0.037	0.398	1.041
S = 13.40	2	0.020	0.332	1.022
L/A	1	0.024	0.292	0.764
S = 9.84	2	0.019	0.244	0.790
3L/8	1	0.0170	0.203	0.930
S = 6.87	2	0.010	0.169	0.921
L/2	1	0.010	0.130	0.340
S = 4.779	2	0.0060	0.108	0.334

les valeurs marquées par (.) sont des efforts tranchants max dans la section considérée.

### • Sous Surcharge A(l).

La surcharge A(l) est uniformément répartie et pour valeur:

$$A = k \cdot A_L \cdot \frac{l_0}{l_v} \quad \text{avec } k \text{ fonction du nombre de voies chargées}$$

$l_v = 3.83 \text{ m} \quad ; \quad l_0 = 3.90 \text{ m}$

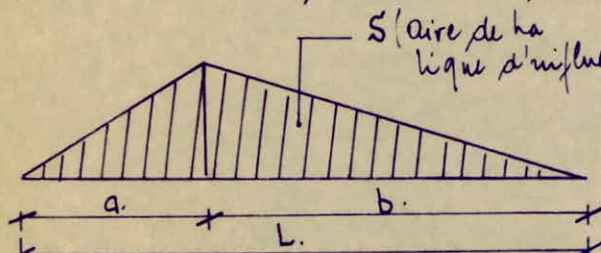
$$A = 910,19 \cdot k \text{ [Kg/m}^2\text{]} \text{ en chargeant } \left. \begin{array}{l} 1 \text{ ou bien 2 voies} \\ 3 \text{ voies} \end{array} \right\} \begin{array}{l} A = 910,19 \text{ Kg/cm}^2 \\ A = 819,19 \text{ Kg/cm}^2 \end{array}$$

$k$  La surcharge moyenne revenant à une voie

$$\frac{A}{k} = \frac{A}{9} = 182,03 \text{ Kg/m}^2$$

### • Moment. flechissant.

Pour déterminer le moment flechissant au niveau de chaque section considérée, il est nécessaire de tracer la ligne d'influence des moments flechissant à cette section choisie.



Le moment flechissant réel dans une poutre sera, donc:

$$M = \delta \cdot S \text{ [t.m]} \quad S = \frac{a \cdot b}{L}$$

$$A_0 = 182,03 \text{ Kg/m}^2 \quad A_0 = 0.182 \text{ t/m}^2$$

$$\delta = k_d \cdot k \cdot A_0 \cdot l_c$$

avec  $k = \begin{cases} 1 & \text{si 1 voie chargée} \\ 1 & \text{si 2 voies chargées} \\ 0.9 & \text{si 3 voies chargées} \end{cases}$

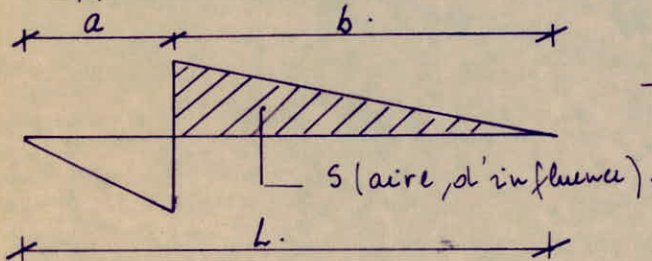
$$l_c = \begin{cases} 3.83 \text{ m} & \text{si 1 voie chargée} \\ 7.67 \text{ m} & \text{si 2 voies chargées} \\ 11.90 & \text{si 3 voies chargées} \end{cases}$$

$\gamma$	Poutre P <sub>0</sub>	Poutre P <sub>1</sub>	Poutre P <sub>2</sub>
$\gamma_1$ (1 voie chargée)	1,934	1,729	1,499
$\gamma_2$ (2 voies chargées)	2,107	2,290	1,683
$\gamma_3$ (3 voies chargées)	2,11	2,10	1,467

SECTIONS	Nbre de Voies	M <sub>0</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>
$\frac{L}{8}$ S = 66.99	1	102,763	89,03	100,42
	2	141,19	190,73	112,42
	3	162,00	140,68	109,06
$\frac{L}{4}$ S = 114.84	1	176,16	192,62	172,149
	2	241,98	298,39	193,28
	3	277,80	241,16	186,96
$\frac{3L}{8}$ S = 147.99	1	220,21	190,78	219,18
	2	302,46	322,99	241,60
	3	347,29	301,46	233,70
S (19.779) S = 191,637	1	232,61	201,93	227,70
	2	319,90	341,20	299,21
	3	366,81	318,44	246,87
$\frac{L}{2}$ S = 197,29	1	234,90	203,90	229,93
	2	322,60	344,93	297,71
	3	370,41	396,78	249,29

les valeurs marquées par (.) sont, celles des moments max dans la section, considérée.

### Effort Tranchant.



l'effort tranchant réel dans une poutre est donné par la formule suivante.

$$T = \gamma \cdot S [t] \text{ , avec } S = \frac{b^2}{2L}$$

$\gamma$	Poutre P <sub>0</sub>	Poutre P <sub>1</sub>	Poutre P <sub>2</sub>
$\gamma_1$ (1 voie chargée)	1,934	1,729	1,499
$\gamma_2$ (2 voies chargées)	2,107	2,290	1,683
$\gamma_3$ (3 voies chargées)	2,11	2,10	1,467

SECTIONS	Nbre de Voies	T <sub>0</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>
0 S = 17.9	1	26.89	27.26	26.27
	2	36.87	39.38 .	29.49 .
	3	42.33 .	36.79	29.67
L/8 S = 17.40	1	20.96	17.81	20.09
	2	28.23	30.19 .	22.99 .
	3	32.41 .	28.14	21.82
L/4 S = 9.84	1	19.09	17.08	14.79
	2	20.73	22.14 .	16.96 .
	3	23.8 .	20.66	16.02 .
3L/8 S = 6.84	1	10.49	9.09	10.29
	2	14.41	19.39 .	11.92 .
	3	16.99 .	14.76	11.14
= S'' S = 9.28	1	8.1	7.02	7.91
	2	11.12	11.88 .	8.89 .
	3	12.77 .	11.09	8.60
L/2 S = 4.38	1	6.72	9.82	6.97
	2	9.23	9.899 .	7.37 .
	3	10.96 .	9.20	7.17 .

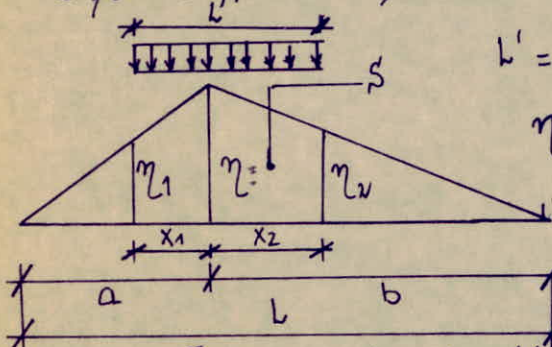
Les valeurs marquées par (.) sont celles des efforts tranchants maximaux, dans la section, considérée

Sous Surcharge Mc120

Dans le sens longitudinal, la surcharge Mc120 est uniformément répartie, sur une distance, de 6,10 m, la surcharge par ml  $q = \frac{110}{6,10} = 18,03 \text{ t/ml}$ . Par contre la charge moyenne qui revient, à une voie :  $\bar{q} = \frac{q}{9} = 3,61 \text{ t/ml}$ .

Moment flechissant:

La ligne, d'influence, du moment flechissant pour une charge unit<sup>é</sup> répartie, sur une distance, de 6,10 m, est établie, comme suit:



$$l' = x_1 + x_2 ; S = \frac{1}{2} [ (\eta_1 + \eta) x_1 + (\eta_2 + \eta) x_2 ]$$

$$\eta = \frac{a \cdot b}{L} ; \eta_1 = \eta \frac{a - x_1}{a} ; \eta_2 = \frac{b - x_2}{b}$$

Afin, de, déterminer le moment flechissant Max, au droit, d'une section, quelconque il nous faudra, déterminer une, aire de ligne, d'influence max. le Max

de, cette, dernière est, obtenu, lorsque les, coefficients d'influence  $\eta_1$  et  $\eta_2$ , des bords, extérieurs sont égaux

$$\frac{a - x_1}{a} = \frac{b - x_2}{b} \Rightarrow \left. \begin{aligned} b x_1 &= a x_2 \\ x_1 + x_2 &= l' \end{aligned} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{aligned} x_1 &= \frac{a \cdot l'}{L} \\ x_2 &= \frac{b \cdot l'}{L} \end{aligned} \right.$$

D'où  $\eta_1 = \eta_2 = \frac{a \cdot b}{L} (1 - \frac{l'}{L}) = \eta^*$

Le max. de l'aire, donné par la ligne d'influence, des moments fléchissant est, donné par la formule suivante

$$S_{max} = \frac{(2L - L')}{2L} \left(\frac{L'}{L}\right) \cdot a \cdot b \Rightarrow S_{max} = 0.179 \cdot a \cdot b, \text{ avec } \delta = k_2 \cdot b \cdot \bar{q}$$

SECTION	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	S.D	$\frac{L}{2}$
a [m]	4.375	8.75	13.125	19.775	17.50
b [m]	30.625	26.25	21.875	19.225	17.50
$S_{max}$ [m <sup>2</sup> ]	21.30	36.92	49.69	48.22	48.69

Les moments réels maximaux sont, données par  $M = \delta \cdot S$  [t.m].

Poutre	$P_0$	$P_1$	$P_2$
$\delta$	6.7597	6.821	7.729

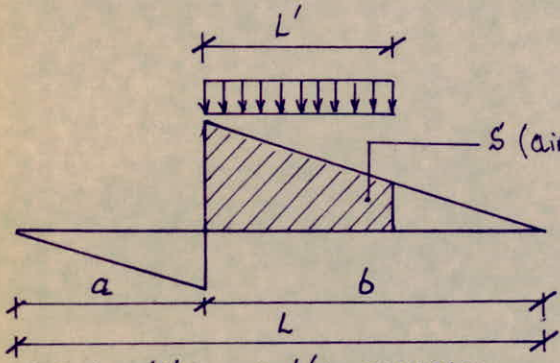
SECTION	$S_{max}$	$M_0$	$M_1$	$M_2$
$\frac{L}{8}$	21.30	143.98	149.30	164.99
$\frac{L}{4}$	36.92	246.86	249.126	282.14
$\frac{3L}{8}$	49.69	308.98	311.41	392.64
S.D: 19.775	48.22	329.99	328.94	372.92
$\frac{L}{2}$	48.69	329.13	332.19	376.19

Effort Tranchant:

La ligne d'influence, de l'effort tranchant pour une section, quel que soit l'abscisse, a est:

$$\eta_1 = \frac{b}{L} \quad ; \quad \eta_2 = \frac{(b-L')}{L} \cdot \left(\frac{b}{L}\right)$$

, avec  $L' = 6.10 \text{ m}$ ;  $L = 39.0 \text{ m}$



S (aire d'influence).

L'aire d'influence, de l'effort tranchant, se maximise lorsque la surcharge  $M_{c120}$  est, disposée comme, ci, dessus:

$$S_{max} = (\eta_1 + \eta_2) \frac{L'}{2}$$

nous, obtenons l'expression suivante:

$$S = b \left(1 - \frac{L'}{2b}\right) \cdot \frac{L'}{L}$$

SECTION	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	S.D	$\frac{L}{2}$
a (m)	0	4.375	8.75	13.125	19.775	17.5
b (m)	39.0	30.625	26.250	21.875	19.225	17.5
$S_{max}$	9.97	4.81	4.04	3.28	2.82	2.92

L'effort tranchant réel, dans une poutre est, donné par :  $T = \gamma \cdot S$ .

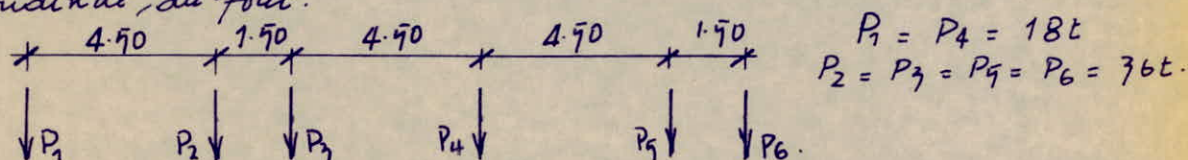
Poutre	$P_0$	$P_1$	$P_2$
$\gamma$	6,7997	6,821	7,729

SECTION	$S_{max}$	$T_0$	$T_1$	$T_2$
0	5,97	37,69	38	43,03
L/8	4,81	32,91	32,81	37,12
L/4	4,04	27,31	27,96	31,21
3L/8	3,28	22,17	22,37	29,34
S.D.	2,82	19,07	19,24	21,79
L/2	2,92	17,03	17,19	19,47

Surcharges Du Syst B :  $B_c$   
recherche, de la section dangereuse.

On, disposera trois, convois, dans le sens transversal, chaque convoi est représenté par le système, de charges suivant dans le sens longitudinal, du pont.



La charge  $P_k$  pour laquelle, le moment sera maximal, au droit, de la section, dangereuse, doit vérifier la double inégalité suivante :

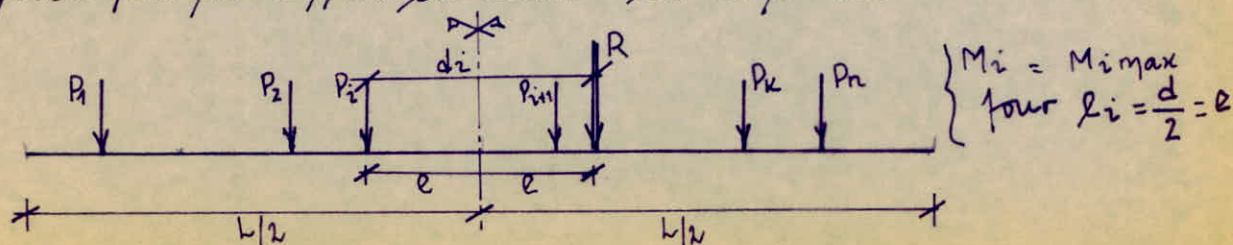
$$\sum_{i=1}^{k-1} P_i \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{i=1}^k P_i \quad , \text{ avec } R = \sum_{i=1}^n P_i = 180t.$$

CHARGE	$P_1$	$P_2$	$P_3$	$P_4$	$P_5$	$P_6$
Valeur (t)	18	36	36	18	36	36
Inégalité	$0 \leq 90 \leq 18$	$18 \leq 90 \leq 54$	$54 \leq 90 \leq 90$	$90 \leq 90 \leq 108$	$108 \leq 90 \leq 144$	$144 \leq 90 \leq 180$
Conclusion	NON	NON	OUI	OUI	NON	NON

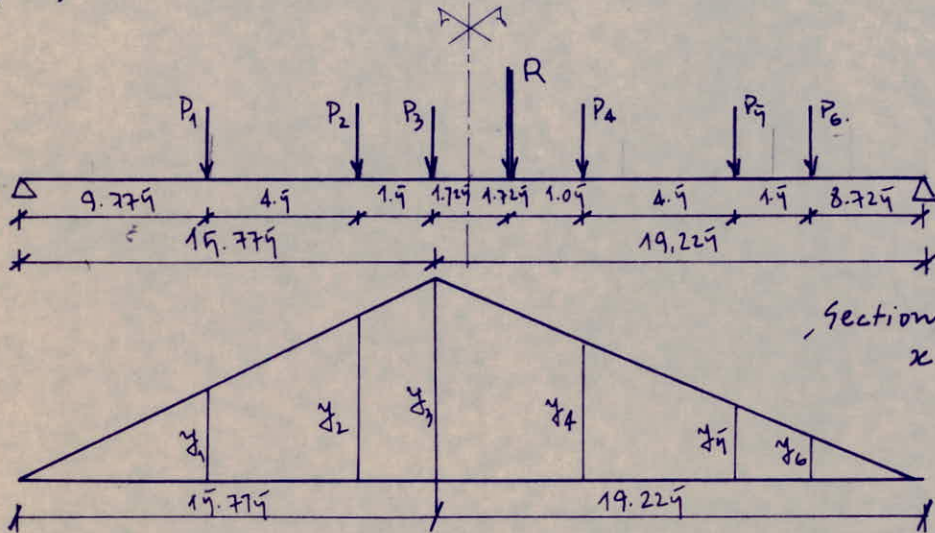
$P_3$  et  $P_4$  sont les seules, charges susceptibles, de provoquer le moment maximal

Theoreme, de BARRE

" le moment flechissant, dû, à un ensemble, de charges mobiles, disposées sur une poutre, droite sera max, au droit, d'une charge  $P_i$  lorsque, cette charge et la résultante, de toutes les charges et symétriques par rapport au milieu, de la poutre. "



Nous, avons, deux possibilités, La charge  $P_i$ , qui, donne le moment flechissant max, au droit, de la section, dangereuse n'est la charge  $P_3$ , dans notre cas.



Section dangereuse :  
 $x = 19.779$ .

$$y_3 = 8.66$$

$$y_2 = 7.84$$

$$y_1 = 9.37$$

$$y_4 = 7.93$$

$$y_5 = 4.61$$

$$y_6 = 6.64$$

$$M_1 (1 \text{ convoi}) = 372.582 \text{ tm}$$

$$M_2 (2 \text{ convois}) = 749.164 \text{ tm}$$

$$M_3 (3 \text{ convois}) = 1117.746 \text{ tm}$$

Finalement le moment flechissant, au droit, de la section dangereuse  $M_1^*(1 \text{ convoi}) = 372.582 \text{ tm}$ .

Moment flechissant.

Le moment flechissant est max, dans une section, distante de  $a$ , au droit, de la charge  $P_i$ , si, cette, charge  $P_i$  en passant, de gauche à droite, de la section, vérifie les deux inégalités suivantes :

$$\frac{1}{a} \sum_{\alpha=1}^{i-1} P_{\alpha} > \frac{1}{b} \sum_{\alpha=i+1}^n P_{\alpha} \quad (1) \quad \frac{1}{a} \sum_{\alpha=1}^{i-1} P_{\alpha} < \frac{1}{b} \sum_{\alpha=i}^n P_{\alpha} \quad (2)$$

CHARGES	Section: L/2 $a = 17.9 \text{ m}$ ; $b = 17.90 \text{ m}$ .	1 <sup>er</sup> INEG.	2 <sup>eme</sup> INEG.	CONCLUSION
$P_1 = 18 \text{ t}$	$\frac{18}{17.90} < \frac{162}{17.90}$	$0 < \frac{180}{17.9}$	—	—
$P_2 = 36 \text{ t}$	$\frac{54}{17.90} < \frac{126}{17.90}$	$\frac{18}{17.90} < \frac{162}{17.9}$	—	—
$P_3 = 36 \text{ t}$	$\frac{90}{17.9} = \frac{90}{17.9}$	$\frac{54}{17.9} < \frac{126}{17.9}$	—	Vérifiée
$P_4 = 18 \text{ t}$	$\frac{108}{17.9} > \frac{72}{17.9}$	$\frac{90}{17.9} = \frac{90}{17.9}$	—	Vérifiée.
$P_5 = 36 \text{ t}$	$\frac{144}{17.9} > \frac{36}{17.9}$	$\frac{108}{17.9} > \frac{72}{17.9}$	—	—
$P_6 = 36 \text{ t}$	$\frac{180}{17.9} > 0$	$\frac{144}{17.9} > \frac{36}{17.90}$	—	—

Les dispositions de charges les plus défavorables, donnant les moments fléchissants max, au droit de chacune des sections sont regroupées sur le tableau suivant: le moment fléchissant max, au droit d'une section, quelconque est donné par:  $M_{max} = \sum_{i=1}^n P_i y_i$ .

SECTION	DISPOSITION LA + DEFAVORABLE	M max
$\frac{L}{8}$		530,37
$\frac{L}{4}$		877,41
$\frac{3L}{8}$		1081,62
$\frac{L}{2}$		1102,90

Le moment moyen pour une poutre est:  $\bar{M} = \frac{M_{max}}{9}$  contre le moment réel, et donné par la formule suivante:

$$M = \delta \cdot \bar{M} \quad [t.m] \quad \text{avec } \delta = K_d \cdot \delta_c$$

$$\delta = \begin{cases} 1,0617 & \text{pr 1 couvri} \\ 1,074 & \text{pr 2 couvri} \\ 1,08 & \text{pr 3 couvri} \end{cases}$$

$$\delta_c = \begin{cases} 1,2 & \text{pr 1 cv} \\ 1,1 & \text{pr 2 couvri} \\ 0,99 & \text{pr 3 couvri} \end{cases}$$

COEFF	Nbre de Convois	P <sub>0</sub>	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>
Kx	1	1,441	1,779	2,90
	2	1,687	1,787	1,79
	3	1,609	1,98	1,229
X	1	1,838	2,264	3,189
	2	1,993	2,111	2,067
	3	1,646	1,621	1,297

SECTION	Nbre cv.	M	$\bar{M} = \frac{M}{l}$	M <sub>0</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>
$\frac{L}{8}$	1	176,79	39,398	64,988	80,090	112,796
	2	393,98	70,716	140,937	149,281	146,170
	3	930,39	106,07	174,991	171,939	133,730
$\frac{L}{4}$	1	292,47	98,49	107,904	172,421	186,924
	2	984,94	116,99	237,161	246,966	241,818
	3	877,41	179,48	288,840	284,493	220,978
$\frac{3L}{8}$	1	360,54	72,108	172,534	167,292	229,992
	2	721,08	144,216	287,422	304,439	298,094
	3	1081,62	216,324	396,069	390,661	271,919
S.D. K = 19,779	1	372,982	74,596	176,960	168,704	277,671
	2	749,164	149,033	246,022	314,608	308,091
	3	1117,746	223,549	367,961	362,372	281,00
$\frac{L}{2}$	1	367,90	73,58	179,093	166,404	234,39
	2	739	147	292,971	310,317	303,967
	3	1102,9	220,58	362,943	397,430	277,168

Les valeurs marquées par (\*) sont, celles des moments flechissants max, au droit des sections, considérées.

### Effort Tranchant:

Au droit, de, chacune, des sections, considérées, on trace la ligne d'influence de l'effort tranchant en disposant les convois, de manière à avoir le Max, de l'effort Tranchant:

$$T_{\max} = \sum_{i=1}^6 P_i y_i$$

SECTION	DISPOSITION LA PLUS FAVORABLE	T <sub>max</sub> :(t)
0		147.76



$\frac{L}{8}$		121,26
$\frac{L}{4}$		98,76
$\frac{3L}{8}$		76,26
S.D $\lambda = 19,779$		62,98
$\frac{L}{2}$		53,76.

L'effort tranchant réel, dans, chaque poutre est :

$$T = \gamma \cdot \bar{T} [E] \text{ , avec } \gamma = K \cdot S \cdot b \cdot c \text{ et l'effort Tranchant moyen :}$$

$$\bar{T} = \frac{T}{\gamma}$$

SECTION	Nbe LV	T	$\bar{T}$	$T_0$	$T_1$	$T_2$
O	1	45,92	9,584	17,619	21,68	30,963
	2	95,84	19,168	38,202	40,463	39,62
	3	143,76	28,79	47,322	46,603	36,138
$\frac{L}{8}$	1	40,42	8,084	14,858	18,302	29,779
	2	80,84	16,17	32,227	34,135	33,423
	3	121,26	24,252	39,919	39,312	30,484
$\frac{L}{4}$	1	32,42	6,584	12,101	14,906	20,996
	2	65,84	13,168	26,244	27,97	27,139
	3	98,76	19,752	32,511	32,018	24,828
$\frac{3L}{8}$	1	29,42	5,884	9,344	11,510	16,212
	2	70,84	10,770	20,269	21,469	21,021
	3	76,26	15,252	29,109	24,723	19,171
S.D	1	20,86	4,172	7,668	9,455	13,304
	2	41,72	8,344	16,629	17,614	17,247
	3	62,58	12,52	20,608	20,299	19,737
$\frac{L}{2}$	1	17,92	3,584	6,587	8,114	11,428
	2	35,84	7,17	14,289	19,136	14,877
	3	53,76	10,75	17,694	17,425	13,512

Les valeurs marquées par (.) sont, elles plus efforts Tranchant Max au, surit, des sections, considérées.

Nous établissons, dans les pages qui suivent, les tableaux regroupant les efforts maximaux pour, chacune, des poutres et, dans les, différentes sections envisagées.

Les résultats, correspondant, aux valeurs maximales vont nous servir pour l'étude, des poutres et plus précisément de la précontrainte, de ces éléments, qui sont, appelés, à reprendre tous les systèmes de charges, applicables, à notre pont.

Ces valeurs vont également, servir pour le dimensionnement et les différentes vérifications, à établir pour tous les éléments porteurs de notre ouvrage.

EFFORTS REELS MAXIMALS

DANS LA POUTRE  $P_{(y=0)}$

M: moment flechissant (t.m)

T: effort tranchant (t)

CHARGES ET SURCHARGES	S E C T I O N S											
	0		$\frac{L}{8}$		$\frac{L}{4}$		$\frac{L}{8}$		S (19.779)		$\frac{L}{2}$	
	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T
G	0	74,862	368,81	56,14	672,10	77,42	790,04	18,711		7,36	6,59,29	0
TROTTOIRS 1 trottoir chargé	0	0,043	0,167	0,033	0,287	0,024	0,798	0,017	0,779	0,013	0,783	0,01
A(1) 3 voies chargées	0	42,33	162,09	32,41	277,8	23,8	347,29	16,59	360,81	12,77	370,41	10,56
M <sub>c</sub> 120	0	37,69	147,98	32,51	246,86	27,71	308,98	22,17	329,99	19,07	329,13	17,03
B <sub>c</sub> 3 convois	0	19,91	67,27	16,76	112,09	17,57	140,09	10,47	144,79	8,97	142,49	7,24

EFFORTS REELS MAXIMALS

DANS LA POUTRE  $P_{(y=2.90)}$

M : moment flechissant (t.m)

T : efforts tranchants (t)

CHARGES ET SURCHARGES	S E C T I O N S											
	0		$\frac{L}{8}$		$\frac{L}{4}$		$\frac{L}{8}$		S		$\frac{L}{2}$	
	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T
G	0	82,724	316,71	62,04	542,72	41,76	678,23	20,68		8,13	727,96	0
TROTTOIRS	0	0,519	1,989	0,398	3,41	0,292	4,263	0,203	4,504	0,157	4,548	0,130
A(1) 2 voies chargées	0	39,78	150,73	30,15	258,39	22,14	322,99	15,39	341,20	11,88	344,53	9,854
M <sub>c120</sub>	0	38	145,70	32,81	249,126	27,56	311,41	22,77	328,94	19,24	332,15	17,19
B <sub>c</sub> 3 voies chargées	0	46,603	171,939	39,712	284,453	32,018	350,661	24,723	362,372	20,294	357,43	17,424

EFFORTS REELS MAXIMALS

DANS LA POUTRE  $P_{(y=5.80)}$

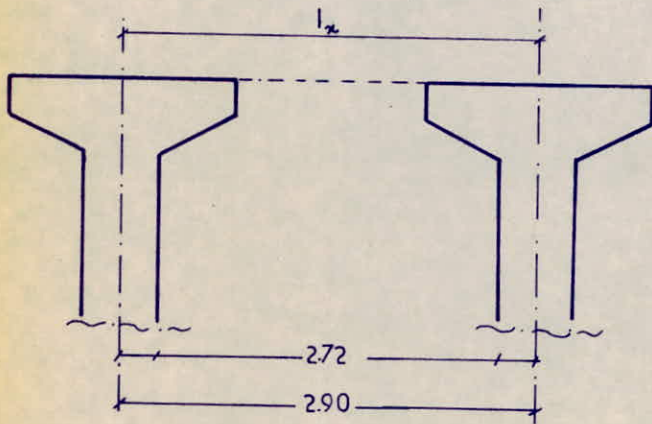
M moment flechissant (tm).

T effort tranchant (t)

CHARGES ET SURCHARGES	S E C T I O N S											
	0		$\frac{l}{8}$		$\frac{l}{4}$		$\frac{3l}{8}$		S		$\frac{l}{2}$	
	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T
G	0	96,339	368,81	72,24	632,09	48,16	790,04	24,089		9,490	843,02	0
TROTTOIRS 1 trottoir chargé	0	1,399	5,209	1,041	8,923	0,764	11,194	0,930	11,782	0,41	11,898	0,34
A(2) 2 voies chargées	0	29,49	112,74	22,99	193,28	16,96	241,60	11,920	299,21	8,89	297,21	2,37
M <sub>c</sub> 120	0	43,03	164,99	32,17	282,14	21,21	352,66	29,34	372,92	21,79	376,19	19,47
B <sub>c</sub> 2 voies chargées	0	39,620	146,170	33,423	241,818	27,218	298,094	21,021	308,091	17,247	307,849	14,820

La dalle qui constitue le platelage du pont est en béton Armé, coulé sur place. Elle peut être assimilée à un assemblage de panneaux rectangulaires de dimensions  $l_x \times l_y$  t.q:  $l_x < l_y$ .

Les panneaux sont portés suivant la direction  $l_x$  par les entretoises d'about et suivant  $l_y$  par les poutres principales. La dalle entière est continue dans les 2 sens mais nous considérerons que les panneaux sont partiellement encastrés entre eux.  
Les dimensions d'un panneau sont les suivantes :



$$l_x = 2.90 \text{ m.}$$

$$l_y = 39.00 \text{ m.}$$

$$f = \frac{l_x}{l_y} = 0,08 \ll 0,4.$$

Par conséquent, le panneau de dalle ne porte que dans un seul sens ( $l_x$ ).

METHODES UTILISEES

Moments flechissants.

Ⓐ charges permanentes

On prend au milieu de  $l_x$  une bande de 1.00 m de large suivant  $l_y$ . L'étude est alors ramenée à un calcul d'une poutre de 1.00 m de largeur, de hauteur  $h_0 = 20 \text{ cm}$  et de portée 2.90 m

Ⓑ Surcharge A(L) : idem que (a)

Ⓒ Surcharges B

On désigne par :  $u$  dans le sens // à  $l_x$   
 $v$  dans le sens // à  $l_y$

Les cotés du rectangle sur le plan moyen de la dalle directement intéressé par la charge uniforme due au poids d'une roue. Nous appellerons cette zone, rectangle d'impact.

Il convient d'envisager les différents cas de charges de  $B_c, B_r, B_t$  ainsi que les différentes positions du rectangle d'impact correspondant afin de déterminer la valeur maximale du moment à considérer pour le calcul des flexions, tant dans le sens longitudinal que dans le sens transversal. Pour obtenir le moment maximum il faudra disposer les rectangles d'impact le plus près possible du centre de la dalle. Dans le cas des surcharges  $B_t$  et  $B_r$ , celles-ci devraient admettre pour axes les mêmes axes que la dalle. Dans le cas du convoi  $B_c$ , plusieurs cas doivent être envisagés en fonction de la position relative des poutres, de la chaussée et des trottoirs.

on ne retiendra que le cas le plus défavorable. Pour la détermination des différents moments on se reportera aux abaques de FIGEAUD, pour différentes valeurs de  $\beta$ , les abaques donnent  $M_1$  et  $M_2$  en fonction de  $u/l_x$  et  $v/l_y$ . Dans le cas où les rectangles d'impact ne sont pas centrés sur la dalle on utilisera l'artifice de REGAL qui consiste à appliquer des charges centrées mais fictives qui donneraient ainsi un moment final.

① Surcharge  $M_c$  120 : idem que (c)

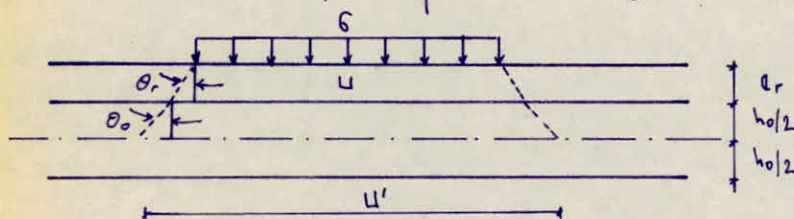
2. Efforts tranchants :

l'effort tranchant par unité de longueur est donné par les formules suivantes :

charge totale P uniformément répartie sur la surface de la plaque	charge totale P uniformément répartie sur un rectangle de dimensions $u \times v$ concentriques à la plaque	
Au milieu de $l_y$		
$T = \frac{P}{2l_y + l_x}$	(Au milieu de $u$ )	$T = \frac{P}{2u + v}$
		$T = \frac{P}{3v}$
Au milieu de $l_x$		
$T = \frac{P}{3l_y}$	(Au milieu de $v$ )	$T = \frac{P}{3u}$
		$T = \frac{P}{2u + v}$

3. Diffusion

Lorsqu'une charge localisée s'exerce sur la dalle, les contraintes dues à cette charge sont diffusées dans le plan moyen situé à mi-hauteur de la dalle il en est de même pour la surface d'impact



Le revêtement est peu rigide :  $\theta_r = \text{Arctg } 3/4$

d'où :

$$u' = u + 1,5e_r + h_0 = u + 72$$

$$v' = v + 1,5e_r + h_0 = v + 72$$

- $e_r$  : épaisseur du revêtement
- $h_0$  : épaisseur de la dalle
- $u$  : longueur d'impact
- $u'$  : longueur d'impact après diffusion
- $\theta_r$  : angle de diffusion dans le revêtement
- $\theta_0$  : angle de diffusion dans le Béton =  $45^\circ$

Application:

\* Cas (a)

Poids propre de la dalle :  $2,5 \cdot 1 \cdot 0,2 = 0,5 \text{ t}$   
 Poids propre du revêtement :  $2,2 \cdot 1 \cdot 0,08 = 0,176 \text{ t}$

$g = 0,676 \text{ t}$

1. Moments:

Sens porteur  $l_x$  :  $\sigma_{lox} = \frac{g l_x^2}{8} = 0,711 \text{ t/ml}$

$\sigma_{l_{tx}} = 0,8 \sigma_{lox} = 0,5688 \text{ t/ml}$   
 $\sigma_{l_{ax}} = 0,9 \sigma_{lox} = 0,3999 \text{ t/ml}$

Sens non porteur  $l_y$  :

$\sigma_{ly} = \frac{1}{4} \sigma_{l_{tx}} = 0,1422 \text{ t/ml}$

$\sigma_{lay} = \sigma_{l_{ax}} = 0,3999 \text{ t/ml}$

2. Efforts tranchants:

milieu de  $l_y$  :  $T_x = 0,941,2 \text{ t/ml}$   
 milieu de  $l_x$  :  $T_y = 0,6939 \text{ t/ml}$

\* Cas (b)

$A = 0,819 \text{ t/m}^2$

1. Moment:

$\sigma_{lx} = 0,860 \text{ t/ml}$

$\sigma_{ly} = 0,219 \text{ t/ml}$

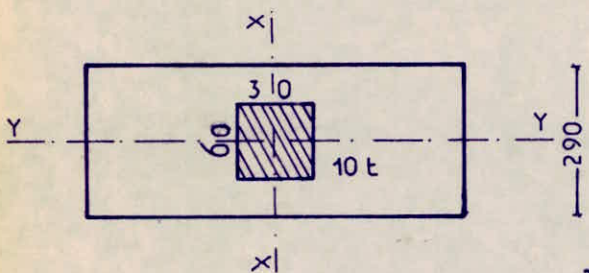
2. Effort tranchant:

$T_x = 1,14 \text{ t/ml}$

$T_y = 0,799 \text{ t/ml}$

\* Cas (c)

I ROUE ISOLEE B<sub>r</sub>



$u' = 92 \text{ cm}$   
 $v' = 62 \text{ cm}$

$\rho \approx 0$   $u' / l_x = 0,32$

$v' / l_y = 0,21$

Moments:

$\sigma_{l_1} = 18,1 \cdot 10^{-2}$

$\sigma_{l_2} = 12,8 \cdot 10^{-2}$

$\sigma_{lx} = (\sigma_{l_1} + \rho) P = 2002 \text{ kg/ml}$

$\sigma_{ly} = (\sigma_{l_2} + \rho) P = 1554,9 \text{ kg/ml}$

Efforts tranchants:

$u' > v'$

$T_{u'} = 4069 \text{ kg}$

$T_{v'} = 3623 \text{ kg}$



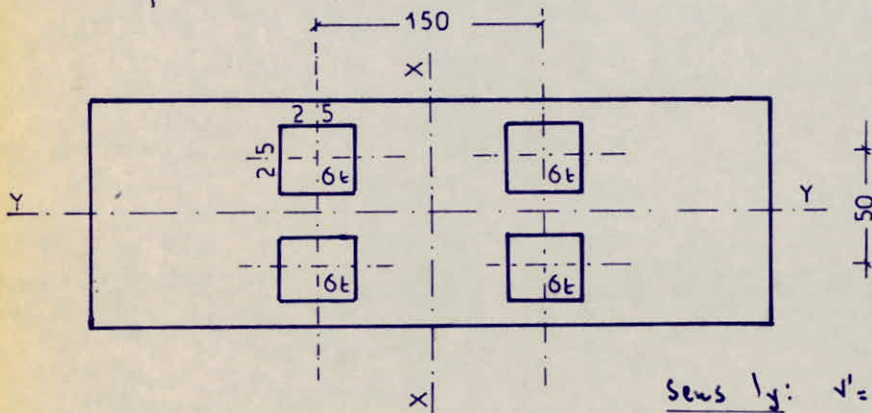
Pour avoir les efforts tranchants au milieu de  $l_x$  et  $l_y$  on majore  $T_u'$  et  $T_v'$  de 25%.

d'où  $T_x = 1,25 T_u' = 9081,25 \text{ kg}$

$T_y = 1,25 T_v' = 4920,75 \text{ kg}$ .

II Surcharge  $b_c$

La position défavorable est la suivante:



$u' = 97 \text{ cm}$   
 $v' = 97 \text{ cm}$

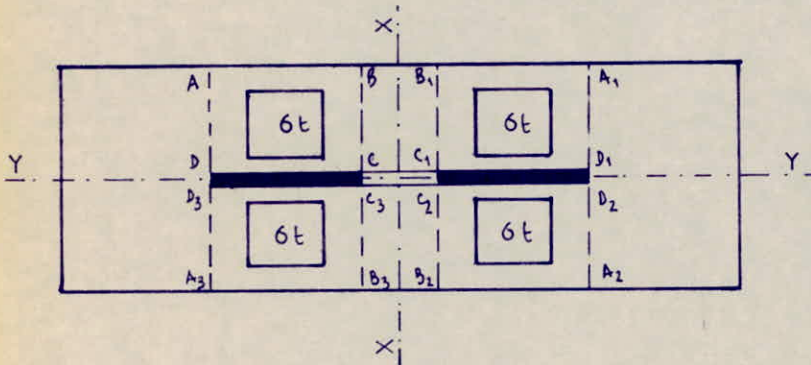
Interférence:

sens  $l_x$ :  $u' = 97 \text{ cm}$   
 $\alpha = 90 \text{ cm}$   
 $u' > \alpha$  il y'a interférence  
 $\Delta = u' - \alpha = 7 \text{ cm}$   
 $\Delta = \text{zone d'interférence}$

sens  $l_y$ :  $v' = 97 \text{ cm}$   
 $\alpha = 190 \text{ cm}$   $v' < \alpha$  pas d'interférence

contrainte de repartition:

$$G' = \frac{P}{u'v'} = \frac{6}{(0,97)^2} = 18,467 \text{ t/m}^2$$



il y'a donc lieu de distinguer les surfaces  $S_1$  non touchées par l'interférence et les surfaces  $S_2$  intéressées par l'interférence

Surface  $S_1$

$S_{A_1, A_2, A_3}$

$u'_1 = 2u' - \Delta = 107 \text{ cm}$   
 $v'_1 = 207 \text{ cm}$

$P_1 = u'_1 v'_1 G' = 40,902 \text{ t}$

$\rho \approx 0$   $\left\{ \begin{array}{l} u'_1 / l_x = 0,37 \\ v'_1 / l_y = 0,71 \end{array} \right.$

d'où  $\sigma_{l_1} = 14,7 \cdot 10^{-2}$   
 $\sigma_{l_2} = 9 \cdot 10^{-2}$

$\sigma_{l_x,1} = (\sigma_{l_1} + \nu \sigma_{l_2}) P_1 = 6319 \text{ kg.m/ml}$

$\sigma_{l_y,1} = (\sigma_{l_2} + \nu \sigma_{l_1}) P_1 = 2947 \text{ kg.m/ml}$

$S_{B_1, B_2, B_3}$

$u'_2 = 107 \text{ cm}$   
 $v'_2 = 93 \text{ cm}$

$P_2 = u'_2 v'_2 G' = 18,376 \text{ t}$

$\rho = 0$

$u'_2 / l_x = 0,37$

$v'_2 / l_y = 0,32$

$$\begin{aligned} \sigma_{x_1} &= 16,8 \cdot 10^{-2} \\ \sigma_{x_2} &= 9,9 \cdot 10^{-2} \end{aligned}$$

d'ou

$$\sigma_{x_2} = (\sigma_{x_1} + \nu \sigma_{x_2}) P_2 = 7349 \text{ kg.m}$$

$$\sigma_{y_2} = (\sigma_{x_2} + \nu \sigma_{x_1}) P_2 = 2208 \text{ kg.m}$$

Surface I

$$\sigma_x^I = \sigma_{x_1} - \sigma_{x_2} = 2970 \text{ kg.m/ml}$$

$$\sigma_y^I = \sigma_{y_1} - \sigma_{y_2} = 739 \text{ kg.m/ml}$$

Surface SII

S D<sub>1</sub>, D<sub>2</sub>, D<sub>3</sub> :

$$\begin{aligned} u'_3 &= 7 \text{ cm} \\ v'_3 &= 207 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$P_3 = u'_3 v'_3 \sigma' = 2,676 \text{ t}$$

$$\rho = 0$$

$$u'_3 / L_x = 0,02$$

$$\sigma_{x_1} = 20,9 \cdot 10^{-2}$$

$$v'_3 / L_y = 0,71$$

$$\sigma_{x_2} = 9,9 \cdot 10^{-2}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{x_3} &= (\sigma_{x_1} + \nu \sigma_{x_2}) P_3 = 970 \text{ kg.m/ml} \\ \sigma_{y_3} &= (\sigma_{x_2} + \nu \sigma_{x_1}) P_3 = 229 \text{ kg.m/ml} \end{aligned}$$

S C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, C<sub>3</sub> :

$$\begin{aligned} u'_4 &= 7 \text{ cm} \\ v'_4 &= 93 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$P_4 = u'_4 v'_4 \cdot \sigma' = 1,202 \text{ t}$$

$$\rho = 0$$

$$u'_4 / L_x = 0,02$$

$$\sigma_{x_1} = 26,9 \cdot 10^{-2}$$

$$v'_4 / L_y = 0,32$$

$$\sigma_{x_2} = 11,9 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_{x_4} = (\sigma_{x_1} + \nu \sigma_{x_2}) P_4 = 344 \text{ kg.m/ml}$$

$$\sigma_{y_4} = (\sigma_{x_2} + \nu \sigma_{x_1}) P_4 = 186 \text{ kg.m/ml}$$

Surface III

$$\sigma_x^{III} = \sigma_{x_3} - \sigma_{x_4} = 226 \text{ kg.m/ml}$$

$$\sigma_y^{III} = \sigma_{y_3} - \sigma_{y_4} = 43 \text{ kg.m/ml}$$

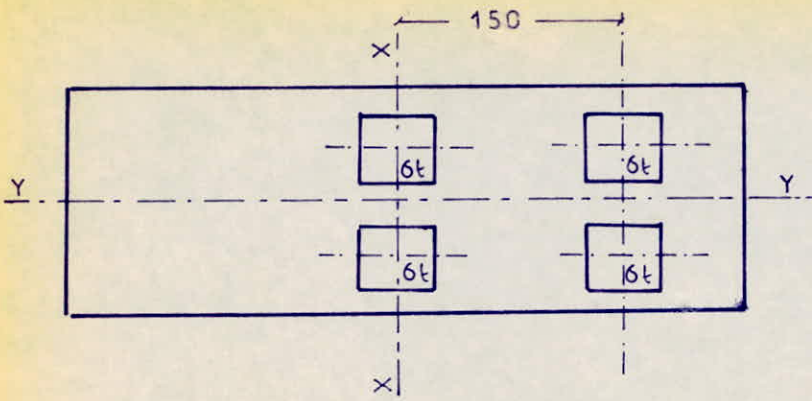
En definitive les moments flechissants resultants sont :

$$\sigma_x = \sigma_x^I + \sigma_x^{III} = 3196 \text{ kg.m/ml}$$

$$\sigma_y = \sigma_y^I + \sigma_y^{III} = 782 \text{ kg.m/ml}$$

Efforts tranchants

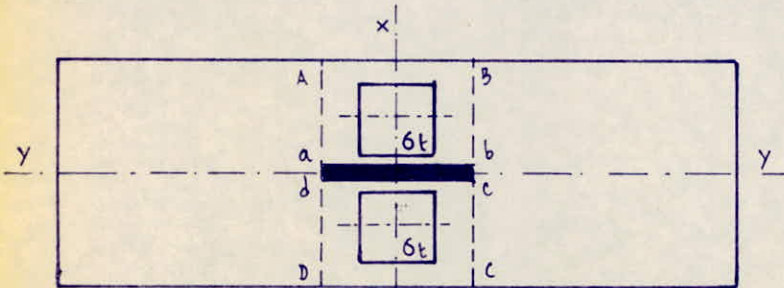
La position defavorable est la suivante



on devra utiliser l'Artifice de RESAL pour déterminer l'effort T

on étudiera 2 systèmes:  
 système I : centré  
 système II : charges fuchives

Système .1.



S. ABCD :  $u'_1 = 107 \text{ cm}$   
 $v'_1 = 97 \text{ cm}$

$P_1 = u'_1 v'_1 G' = 11,264 \text{ t}$

$u'_1 > v'_1 \quad T_{u'_1} = 4197 \text{ kg/ml}$

$T_{v'_1} = 3909 \text{ kg/ml}$

s. a b c d :

$u'_2 = 7 \text{ cm}$   
 $v'_2 = 97 \text{ cm}$

$P_2 = u'_2 v'_2 G' = 0,737 \text{ t}$

$u'_2 < v'_2$

$T_{u'_2} = 431 \text{ kg/ml}$

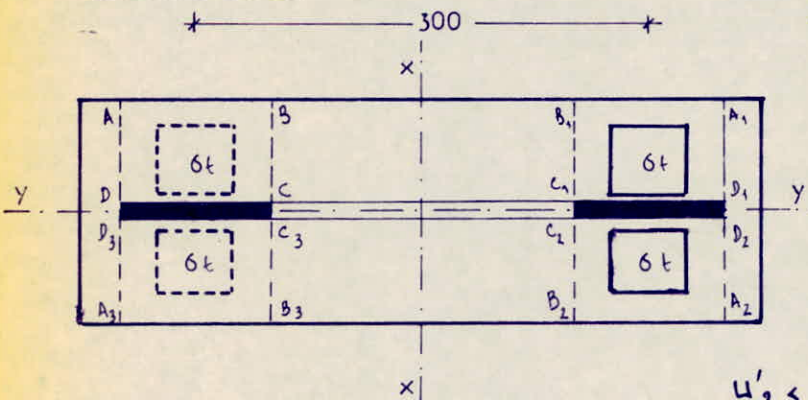
$T_{v'_2} = 61 \text{ kg/ml}$

d'où

$T_{u'_1}^I = T_{u'_1} + T_{u'_2} = 4988 \text{ kg/ml}$

$T_{v'_1}^I = T_{v'_1} + T_{v'_2} = 4120 \text{ kg/ml}$

Système .2.



S AA<sub>1</sub> A<sub>2</sub> A<sub>3</sub> :  $u'_1 = 107 \text{ cm}$   
 $v'_1 = 357 \text{ cm} \quad P_1 = 70,99 \text{ t}$

$u'_1 < v'_1 \quad T_{u'_1} = 6590 \text{ kg/ml}$   
 $T_{v'_1} = 8993 \text{ kg/ml}$

S BB<sub>1</sub> B<sub>2</sub> B<sub>3</sub> :  $u'_2 = 107 \text{ cm}$   
 $v'_2 = 243 \text{ cm}$

$P_2 = 48,02 \text{ t}$

$u'_2 < v'_2$

$T_{u'_2} = 6590 \text{ kg/ml}$   
 $T_{v'_2} = 8097 \text{ kg/ml}$

d'où :

$T_{u'_1}^{II} = \frac{1}{2} (T_{u'_1} - T_{u'_2}) = 0$

$T_{v'_1}^{II} = \frac{1}{2} (T_{v'_1} - T_{v'_2}) = 248 \text{ kg/ml}$

Zone d'interférence:

S. DD<sub>1</sub>DD<sub>2</sub>D<sub>3</sub>:  $u'_1 = 7 \text{ cm}$   $v'_1 = 397 \text{ cm}$   $P_1 = 4,61 \text{ t}$   $u'_1 < v'_1$   $T_{u'_1} = 43 \text{ kg/ml}$   $T_{v'_1} = 64 \text{ kg/ml}$

S. CC<sub>1</sub>CC<sub>2</sub>CC<sub>3</sub>:  $u'_2 = 7 \text{ cm}$   $v'_2 = 243 \text{ cm}$   $P_2 = 3,14 \text{ t}$   $u'_2 < v'_2$   $T_{u'_2} = 43 \text{ kg/ml}$   $T_{v'_2} = 64 \text{ kg/ml}$

d'où  $T_{u'_1}^{\text{II}} = \frac{1}{2} (T_{u'_1} - T_{u'_2}) = 0$

$T_{v'_1}^{\text{II}} = \frac{1}{2} (T_{v'_1} - T_{v'_2}) = 0$

on aura donc pour le système 2. :  $T_{u'_1}^{\text{II}} = T_{u'_1}^{\text{I}} + T_{u'_1}^{\text{II}} = 0$

$T_{v'_1}^{\text{II}} = T_{v'_1}^{\text{I}} + T_{v'_1}^{\text{II}} = 248 \text{ kg/ml}$

Système entier:  $T_{u'} = T_{u'}^{\text{I}} + T_{u'}^{\text{II}} = 4990 \text{ kg/ml}$

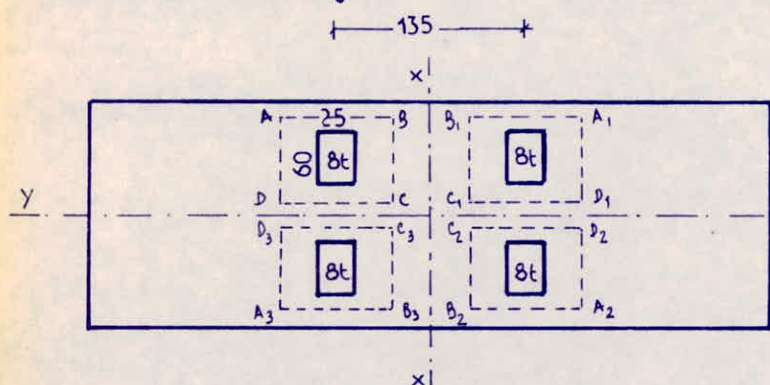
$T_{v'} = T_{v'}^{\text{I}} + T_{v'}^{\text{II}} = 4770 \text{ kg/ml}$

En tenant compte d'une majoration de 25%, nous avons finalement pour la surcharge B<sub>c</sub>:

$T_x = 1,25 T_{u'} = 6237,5 \text{ kg/ml}$

$T_y = 1,25 T_{v'} = 5962,5 \text{ kg/ml}$

### III Surcharge B<sub>t</sub>



$u' = 92 \text{ cm}$

$v' = 97 \text{ cm}$

$\sigma' = \frac{P}{u'v'} = \frac{8}{0,92 \cdot 0,97} = 10,259 \text{ t/m}^2$

Moments:

S. AA<sub>1</sub>AA<sub>2</sub>AA<sub>3</sub>:  $u'_1 = 192 \text{ cm}$   $v'_1 = 192 \text{ cm}$

$P_1 = 96,236 \text{ t}$

$\rho \approx 0$   $\left\{ \begin{array}{l} u'_1/l_x = 0,66 \\ v'_1/l_x = 0,66 \end{array} \right.$   $\alpha_{l_1} = 11,7 \cdot 10^{-2}$   $\alpha_{l_2} = 4,7 \cdot 10^{-2}$

$\alpha_{lx_1} = (\alpha_{l_1} + \alpha_{l_2}) P_1 = 6976 \text{ kg.m/ml}$

$\alpha_{ly_1} = (\alpha_{l_2} + \alpha_{l_1}) P_1 = 3630 \text{ kg.m/ml}$

S. BB<sub>1</sub>BB<sub>2</sub>BB<sub>3</sub>:  $u'_2 = 192 \text{ cm}$   $v'_2 = 0,78 \text{ cm}$   $P_2 = 22,89 \text{ t}$

$\alpha_{l_1} = 12,7 \cdot 10^{-2}$

$\alpha_{l_2} = 8,2 \cdot 10^{-2}$

$\alpha_{lx_2} = (\alpha_{l_1} + \alpha_{l_2}) P_2 = 3460 \text{ kg.m/ml}$

$\alpha_{ly_2} = (\alpha_{l_2} + \alpha_{l_1}) P_2 = 2310 \text{ kg.m/ml}$

S. DD<sub>1</sub>DD<sub>2</sub>DD<sub>3</sub>:  $u'_3 = 8 \text{ cm}$   $v'_3 = 192 \text{ cm}$   $P_3 = 2,343 \text{ t}$   $\rho \approx 0$   $\left\{ \begin{array}{l} u'_3/l_x = 0,03 \\ v'_3/l_x = 0,66 \end{array} \right.$   $\alpha_{l_1} = 2,110^{-2}$   $\alpha_{l_2} = 9,9 \cdot 10^{-2}$

$\alpha_{lx_3} = (\alpha_{l_1} + \alpha_{l_2}) P_3 = 942,7 \text{ kg.m/ml}$

$\alpha_{ly_3} = (\alpha_{l_2} + \alpha_{l_1}) P_3 = 212 \text{ kg.m/ml}$

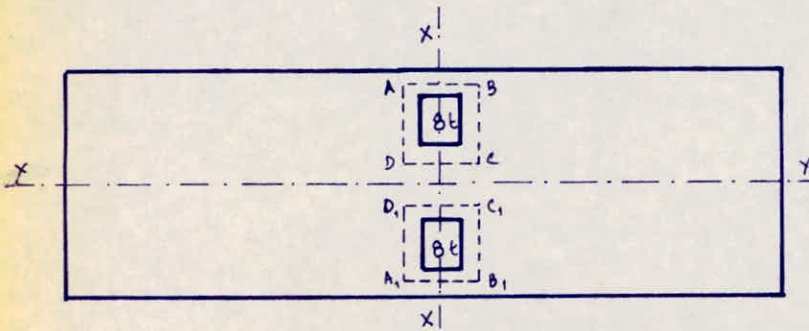
S. CC<sub>1</sub>CC<sub>2</sub>CC<sub>3</sub>:  $u'_4 = 8 \text{ cm}$   $v'_4 = 78 \text{ cm}$   $P_4 = 0,9919 \text{ t}$   $\rho \approx 0$   $\left\{ \begin{array}{l} u'_4/l_x = 0,03 \\ v'_4/l_x = 0,27 \end{array} \right.$   $\alpha_{l_1} = 27,3 \cdot 10^{-2}$   $\alpha_{l_2} = 42,8 \cdot 10^{-2}$   $\alpha_{lx_4} = 278 \text{ kg.m/ml}$   $\alpha_{ly_4} = 164 \text{ kg.m/ml}$

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_{x_1} - \sigma_{x_2} - \sigma_{x_3} + \sigma_{x_4} = 7980 \text{ kg.w/ml} \\ \sigma_y &= \sigma_{y_1} - \sigma_{y_2} - \sigma_{y_3} + \sigma_{y_4} = 1269 \text{ kg.w/ml} \end{aligned}$$

Efforts tranchants

on adopte la même disposition que pour  $B_c$ . On étudiera donc 2 systèmes

Systeme 1 : charges centrées  
Systeme 2 : " fictives



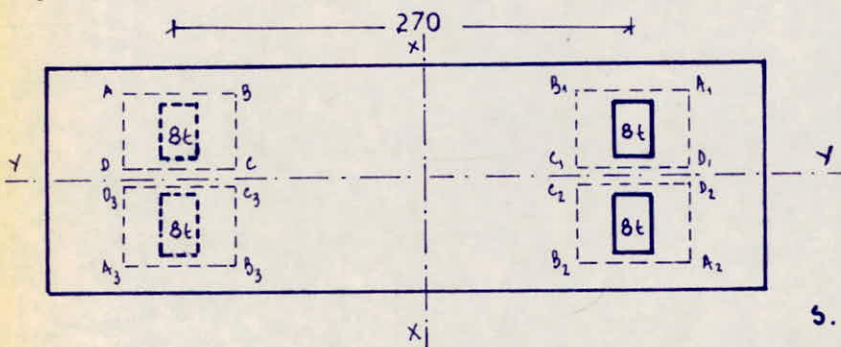
Systeme 1 :  $U = 192 \text{ cm}$   
 $V = 97 \text{ cm}$

S. ABB<sub>1</sub>A<sub>1</sub> :  $U'_1 = 192 \text{ cm}$      $P_1 = U'V'_1 \cdot G' = 16,699 \text{ t}$      $U'_1 > V'_1$      $T_{U'_1} = 3789 \text{ kg/ml}$   
 $V'_1 = 97 \text{ cm}$      $T_{V'_1} = 2898 \text{ kg/ml}$

S. DCC<sub>1</sub>D<sub>1</sub> :  $U'_2 = 8 \text{ cm}$      $P_2 = 0,6996 \text{ t}$      $U'_2 < V'_2$      $T_{U'_2} = 406,7 \text{ kg/ml}$   
 $V'_2 = 97 \text{ cm}$      $T_{V'_2} = 970 \text{ kg/ml}$

$$\begin{aligned} T_{U'}^I &= 3778 \text{ kg/ml} \\ T_{V'}^I &= 2728 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

Systeme 2 :



S. AA<sub>1</sub>A<sub>2</sub>A<sub>3</sub> :  $U'_1 = 192 \text{ cm}$   
 $V'_1 = 327 \text{ cm}$

$$P_1 = 99,776 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} U'_1 < V'_1 & \quad T_{U'_1} = 9763 \text{ kg/ml} \\ & \quad T_{V'_1} = 11320 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

S. BB<sub>1</sub>B<sub>2</sub>B<sub>3</sub> :  $U'_2 = 192 \text{ cm}$   
 $V'_2 = 243 \text{ cm}$

$$P_2 = 62,387 \text{ t} \quad U'_2 < V'_2 \quad \begin{aligned} T_{U'_2} &= 9763 \text{ kg/ml} \\ T_{V'_2} &= 10094,9 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

S. DD<sub>1</sub>D<sub>2</sub>D<sub>3</sub> :  $U'_3 = 8 \text{ cm}$      $P_3 = 3,99 \text{ t}$      $U'_3 < V'_3$      $T_{U'_3} = 406,8 \text{ kg/ml}$   
 $V'_3 = 327 \text{ cm}$      $T_{V'_3} = 602,8 \text{ kg/ml}$

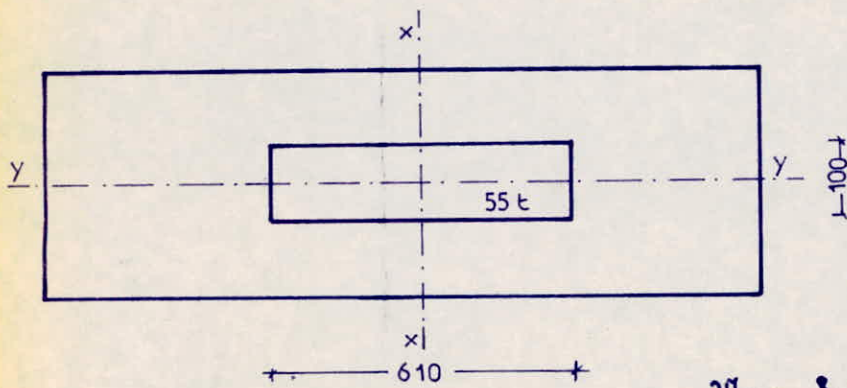
S. CC<sub>1</sub>C<sub>2</sub>C<sub>3</sub> :  $U'_4 = 8 \text{ cm}$      $P_4 = 2,999 \text{ t}$      $U'_4 < V'_4$      $T_{U'_4} = 406,8 \text{ kg/ml}$   
 $V'_4 = 243 \text{ cm}$      $T_{V'_4} = 598,9 \text{ kg/ml}$

d'où  $T_{U'}^{II} = 0$   
 $T_{V'}^{II} = 1221,2 \text{ kg/ml}$

systeme entier :  $T_U = 3778 \text{ kg/ml}$   
 $T_V = 3549,9 \text{ kg/ml}$

$$\begin{aligned} T_x &= 4222,9 \text{ kg/ml} \\ T_y &= 4436,9 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

\* cas ①

Surcharge militaire  $\alpha_c 120$ 

$$u' = 172 \text{ cm}$$

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

$$G' = \frac{P}{u' \cdot v'} = 6,49 \text{ t/m}^2$$

. moments :

$$\beta \approx 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} u' / l_x = 48 \cdot 10^{-2} \\ v' / l_x = 2,29 \cdot 10^{-2} \end{array} \right.$$

$$\alpha_1 = 8 \cdot 10^{-2}$$

$$\alpha_2 = 0,49 \cdot 10^{-2}$$

$$\alpha_x = (\alpha_1 + \alpha_2) P = 4437 \text{ kg.m/ml}$$

$$\alpha_y = (\alpha_2 + \alpha_1) P = 907,5 \text{ kg.m/ml}$$

. Efforts tranchants

$$u' < v' \quad \left\{ \begin{array}{l} T_{u'} = 2890 \text{ kg/ml} \\ T_{v'} = 3880 \text{ kg/ml} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = 1,25 T_{v'} = 3962,5 \text{ kg/ml} \\ T_y = 1,25 T_{u'} = 4850 \text{ kg/ml} \end{array} \right.$$

## coefficient de majoration dynamique

Les surcharges du système B ainsi que les surcharges militaires sont frappées par le coefficient de majoration dynamique  $\delta$  défini par la formule suivante

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

dans laquelle

- $L = \alpha \min(L_1, L')$  avec  $L_1 = \max(L_r, L_p)$  ;  $L_r =$  largeur roulable  
 $L_p =$  Entraxe des 2 poutres principales de rives  
 $L' =$  portée des poutres
- $P =$  poids total du tablier à l'exception des poutres principales et entretoises compris dans la surface  $L \times$  largeur totale du pont entier
- $S =$  surcharge totale que l'on peut disposer sur la distance  $L$

$$\text{Ouv} : \quad \left. \begin{array}{l} L_r = 11,50 \text{ m} \\ L_p = 11,60 \text{ m} \\ L' = 39,00 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow L = 11,60 \text{ m.}$$

$$P = (6,9 + 0,89 + 4,023) 11,6 = 131,93 \text{ t}$$

Remarque: la valeur de  $\gamma$  à introduire dans la formule est celle obtenue après pondération par  $b_c$  ou  $b_t$

La surcharge  $h_e$  sera frappée par le coefficient  $b_e = 1$  (pont de 1<sup>ère</sup> classe)  
 nous pouvons disposer 2 tandem au plus (de front).  
 La surcharge  $h_c$  sera pondérée par  $b_c = 0,99$  (3 convois). La disposition  
 qui donne la charge maximale sur la distance  $L$  est la suivante

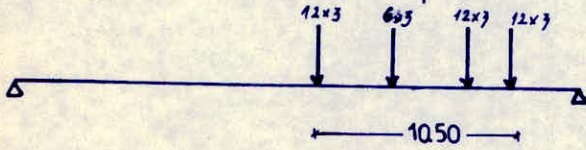


TABLEAU n° 1

SURCHARGES	$B_r$	$B_c$	$B_e$	$\gamma_{lc 120}$
S (t)	10	0,99.126	1.64	110
$\delta$	1,132	1,231	1,189	1,224

RECAPITULATION DES EFFORTS

TABLEAU n° 2

	SURCHARGES CIVILES				SURCHARGES MILITAIRES	
	$B_r$	$B_c$	$B_e$	A	$\gamma_{lc 120}$	ob <sub>5</sub> ton
$\delta$	1,132	1,231	1,189	—	1,224	—
$\gamma_{lx} (kg.m)$	2002	7196	7980	860	4437	—
$F_{0x} (kg)$	9081,29	9730	4222,9	1140	7962,9	—
$\gamma_{ly} (kg.m)$	1991,9	782	1269	219	907,9	—
$F_{0y} (kg)$	4928,79	9460	4436,9	791	4890	—

Les efforts seront majorés par  $\delta$  et pondérés soient :  $G + 1,2 \delta P$  (G.C)  
 $G + \delta P$  (G.M)

TABLEAU n° 3

	C. P	G. C				G. M.
	G	$B_r$	$B_c$	$B_e$	A	$\gamma_{lc 120}$
$\gamma_{lx} (kg.m)$	711	2719,9	4721,14	5090,76	1072	9430,9
$F_{0x} (kg)$	941,2	6902,4	8464,36	6004,4	1768	4360,9
$\gamma_{ly} (kg.m)$	177,79	2107,96	1199,17	1804,92	298	1110,78
$F_{0y} (kg)$	986	6191,86	8069,9	6708,7	949	9436,4

en flexion locale les cas défavorables seront:

$$\begin{aligned} \sigma_{fx} &= 6141,9 \text{ kg/m/ml} \\ \sigma_{fy} &= 2289,31 \text{ kg/m/ml} \\ \sigma_{ax} &= 9409,96 \text{ kg/ml} \\ \sigma_{ay} &= 8691,9 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

en tenant compte de l'encastrement partiel : nous avons :

$$\begin{aligned} \text{sous } l_x \quad \sigma_{fx} &= 4913,92 \text{ kg.m/ml} & \sigma_{ax} &= 3070,95 \text{ kg.m/ml} \\ \sigma_{fy} &= 1828,29 \text{ kg.m/ml} & \sigma_{ay} &= 8691,9 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

en flexion d'ensemble ou flexion transversale, nous avons la combinaison d'efforts suivante :

$$\begin{aligned} \sigma^+ &= G + P = 3227 \text{ kg.m/ml} \\ \sigma^- &= G + 1,2P = -1370 \text{ kg.m/ml} \end{aligned}$$

efforts finals :

$$\begin{aligned} \sigma_{fx} &= 7496 \text{ kg.m/ml} & \sigma_{fy} &= 1828,29 \text{ kg.m/ml} \\ \sigma_{ax} &= 3796 \text{ kg.m/ml} & \sigma_{ay} &= 1142,66 \text{ kg.m/ml} \\ \sigma_{ox} &= 9409,96 \text{ kg/ml} & \sigma_{oy} &= 8691,9 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

### FERRAILLAGE du HOURDIS

Le diamètre des barres utilisé doit être au plus égal à  $\frac{h_0}{20} = 20 \text{ cm}$ , nous choisissons  $\phi_x = 20 \text{ mm}$  et  $\phi_y = 14 \text{ mm}$ ; enrobage  $e = 2 \text{ cm}$ .

$$\begin{aligned} \text{hauteurs utiles : } h_x &= h_0 - e - \frac{\phi_x}{2} = 17 \text{ cm} \\ h_y &= h_x - \phi_y = 19,6 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sous porteur } l_x : \quad \sigma_{fx} &= 7496 \text{ kg.m/ml} \\ \sigma_{ax} &= 3796 \text{ kg.m/ml} \end{aligned}$$

$$\text{Gravée : } \mu = 0,19 \quad E = 0,8924 \quad A = 18,90 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 7 \phi 20 \text{ HA/ml}$$

$$\text{fissuration : } G_1 = 2369 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a \Rightarrow A_f = 10 \phi 20 \text{ HA/ml}$$

$$\text{Appui : } \mu = 0,0874 \quad E = 0,881 \quad A_a = 11,24 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4 \phi 20 \text{ HA/ml}$$

$$\begin{aligned} \text{Sous non porteur } l_y : \quad \sigma_{fy} &= 1828,29 \text{ kg.m/ml} \\ \sigma_{ay} &= 1142,66 \text{ kg.m/ml} \end{aligned}$$

$$\text{Gravée : } \mu = 0,0489 \quad E = 0,9074 \quad A_{ky} = 9,66 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 4 \phi 14 \text{ HA/ml}$$

$$\text{Appui : } \mu = 0,0304 \quad E = 0,9248 \quad A_{ay} = 3,47 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 4 \phi 14 \text{ HA/ml}$$



## VERIFICATION des CONTRAINTES

Sous porteur  $l_x$ :

$$\text{Etravee: } \bar{\omega} = \frac{100 P}{b l_x} = 1,847 \quad \varepsilon = 0,8276 \quad k = 14,0 \quad \sigma_a = 1991,42 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = 139,82 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\text{Appui: } \bar{\omega} = 0,7389 \quad \varepsilon = 0,8776 \quad k = 29,2 \quad \sigma_a = 2126,27 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = 84,37 < \bar{\sigma}'_b$$

Sous non porteur  $l_y$ :

$$\text{Etravee: } \bar{\omega} = 0,386 \quad k = 37,2 \quad \varepsilon = 0,9092 \quad \sigma_a = 2064,4 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = 60,13 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\text{Appui: } \bar{\omega} = 0,386 \quad k = 37,2 \quad \varepsilon = 0,9092 \quad \sigma_a = 2064,4 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = 60,13 < \bar{\sigma}'_b$$

- Ecartement maximal d'armatures prévus (BA 68 art 5).

$$\text{Sous } x : 27 \text{ cm } (2 l_0, 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm}$$

$$\text{Sous } y : 27 \text{ cm } (3 l_0, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

## CONDITION de non FRAGILITE

La section d'armatures  $A_0$  suffisante pour résister aux sollicitations est respectivement:

$$A_{kx} = 31,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{kz} = 12,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{ky} = 6,16 \text{ cm}^2 = A_{ky}$$

La section d'armatures nécessaires ( $A_1$ ) pour résister aux mêmes sollicitations majorées de 20% est respectivement:

$$A_{t_x} = 37,68 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_{t_y} = 7,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{t_x} = 15,07 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_{t_y} = 7,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'armature pourant équilibrer la sollicitation de fissuration ou de rupture par traction du Béton supposé non fissuré et non armé peut s'écrire :

$$\text{Sens } x : \quad \frac{A_z}{b h_x} = 0,69 (1 - \rho/2) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \quad \text{d'où } A_{z_x} = 2,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Sens } y : \quad \frac{A_z}{b h_y} = 0,69 (1 + \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{4 \bar{\sigma}_{en}} \quad \text{d'où } A_{z_y} = 0,496 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

en définitive la section d'armatures tendues à mettre en place doit être au moins égale à :

$$A_x = \max [A_{0_x}, \max(A_{z_x}, A_{z_y})] = A_{0_x}$$

$$A_y = \max [A_{0_y}, \max(A_{z_x}, A_{z_y})] = A_{0_y}$$

de plus le rapport de la section des armatures tendues à la section totale du Béton ne doit pas être inférieure à  $\frac{1,2}{\bar{\sigma}_{en} - 2200} = 0,0006$  ce qui est d'ailleurs vérifié

### poinçonnement

une force localisée est considérée pour la justification de non-poinçonnement pour l'effort tranchant si le rapport des dimensions de la surface d'impact diffusée sur le plan moyen de la dalle est compris entre 0,4 et 2,5. on doit alors vérifier la condition de n-p sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre

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

P: charge localisée  
h<sub>t</sub>: épaisseur totale de la dalle

f<sub>c</sub>: périmètre du contour de la surface d'impact

pour avoir :

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_b = 4,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 2(u' + v')$$

TABLEAU n° 4

CHARGE	SURFACE D'IMPACT	$f_c = 2(u' + v')$ (cm)	P (kg)	h <sub>t</sub> (cm)	$\frac{1,5 P}{f_c h_t}$	$1,2 \bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	CONDITION VÉRIFIÉE
B <sub>r</sub>	ROUE	$2 \cdot (92 + 62) = 308$	10000	20	2,43	9,12	OUI
B <sub>c</sub>	R. AVANT	$2 \cdot (92 + 92) = 208$	3000	20	1,08	9,12	OUI
	R. ARRIERE	$2 \cdot (97 + 97) = 228$	6000	20	1,97	9,12	OUI
B <sub>t</sub>	ROUE	$2 \cdot (92 + 97) = 298$	8000	20	2,01	9,12	OUI

Effort Tranchant :

Les Armatures d'effort Tranchant ne sont pas nécessaires si :

$$T \leq 100 h_x \bar{\sigma}_b = 17148 \text{ kg (Verifié).}$$

Contrainte de cisaillement :

$$\sigma_x = \frac{T_x}{b z_x} \leq 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,74 \text{ kg/cm}^2 \quad z_x = \frac{x}{8} h_x = 15,137 \text{ cm}$$

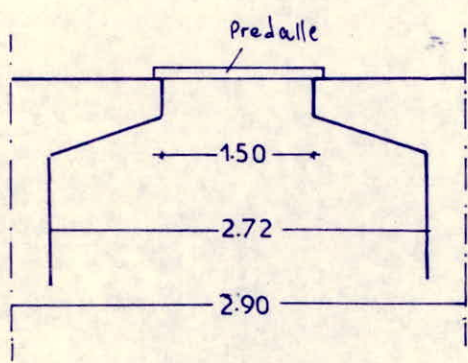
$$\sigma_y = \frac{T_y}{b z_y} \leq 1,15 \bar{\sigma}_b \quad z_y = \frac{y}{8} h_y = 13,912 \text{ cm}$$

$$\sigma_x = 6,213 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \quad \text{o.k}$$

$$\sigma_y = 6,218 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \quad \text{o.k}$$

CALCUL de la PREDALLE

Le rôle essentiel de la pré-dalle est de servir comme coffrage de la dalle. Ce coffrage ne sera pas récupéré. De plus la pré-dalle permettra aux ouvriers de circuler plus facilement pendant la mise en œuvre du foudris



Charges revenant à la pré-dalle.

Poids du revêtement :  $2,2 \cdot 0,08 = 0,176$

Poids du foudris :  $2,9 \cdot 0,2 = 0,58$

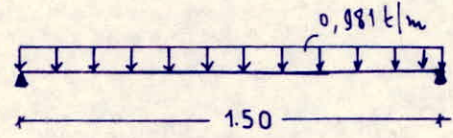
Poids de la Predalle :  $2,9 \cdot 0,09 = 0,261$

$$G = 0,981 \text{ t/m}^2$$

Surcharge des ouvriers :  $P = 0,19 \text{ t/m}^2$

Combinaison de calcul :  $G + 1,2P = 0,981 \text{ t/m}^2$

La p.dalle travaillera comme une poutre sur 2 appuis fournie à une charge uniforme de :  $0,981 \text{ t/m}$



$$\sigma_0 = \frac{q l^2}{8} = 0,2799 \text{ t.m.}$$

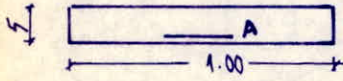
ferraillage :

$$k = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{2800}{180} = 15,6$$

$$\mu' = 0,209$$

$$\sigma'_{R_B} = \mu' \bar{\sigma}'_b b h^2 = 59,04 \text{ t.m}$$

$$\sigma'_{R_B} > \sigma_0 \Rightarrow A' = 0.$$



$$\text{soit } \mu = \frac{n \sigma_0}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0923$$

$$E = 0,8783$$

$$k = 26,1$$

$$A = \frac{\sigma_0}{E h \bar{\sigma}_a} = 2,8 \text{ cm}^2$$

nous choisissons  $\text{BT}10/\text{ml}$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 107 < \bar{\sigma}'_b$$

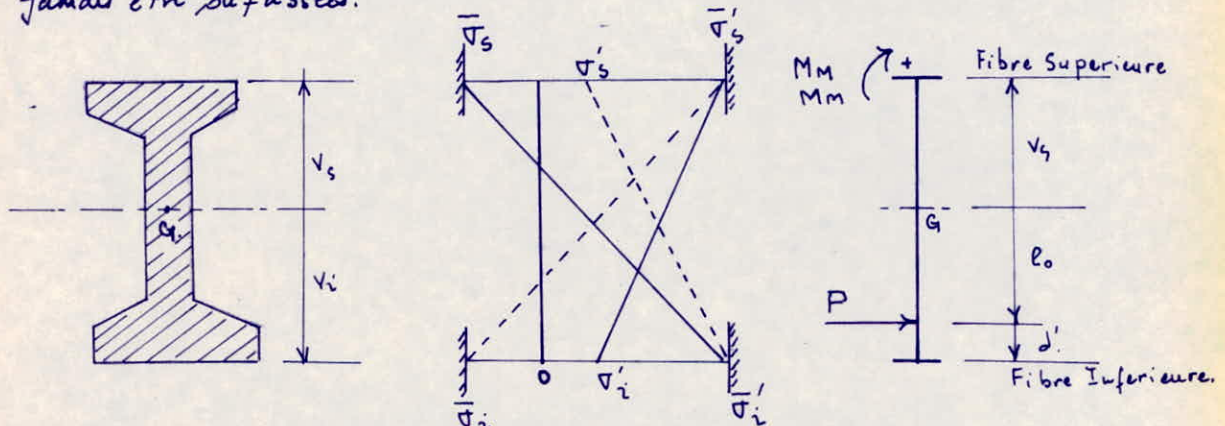
-VII-

# ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DES POUTRES

## HYPOTHESES DE CALCUL

Une section plane avant déformation reste plane, après déformation. La répartition des contraintes se fait, donc, dans une section quelconque, suivant le diagramme linéaire, classique. En conséquence les règles habituelles de la résistance des matériaux (en particulier, celles relatives à la flexion composée) sont applicables. Le béton précontraint est considéré, comme un matériau homogène non fissuré. c'est la section totale, qui sera, alors prise en compte pour la détermination de la position du centre de gravité pour le calcul de l'aire  $B$  et pour l'évaluation du moment d'inertie  $I$ .

Généralement, une même section est sollicitée par un moment fléchissant variable en fonction des actions subies par la poutre. On devra vérifier, que sous l'action conjuguée de la précontrainte et du moment minimale ( $M_m$ ), ou bien de la précontrainte et du moment maximal ( $M_M$ ), les contraintes limites sur les fibres ne peuvent jamais être dépassées.



### Excentricité du Centre de pression.

Dans une section quelconque sollicitée par un effort de précontrainte normal et excentré.  $N = P$ ;  $M_p = N \cdot e_0$ . l'excentricité du centre de pression  $e = \frac{M_p}{N} = e_0$ . Et en tenant compte de l'effet d'un moment extérieur  $N M_e$ , le moment fléchissant résultant s'écrit

$$\left\{ \begin{array}{l} N = P \\ M = P \cdot e_0 + M_e \end{array} \right.$$

d'où  $e = \frac{M}{N} = e_0 + \frac{M_e}{P}$  le moment extérieur a fait remonter le centre  $P$  de pression d'une quantité  $\frac{M_e}{P}$ .

Nous admettons que les contraintes du béton au droit des fibres extrêmes de la section sont limitées :

$$\begin{array}{l} \text{- en haut : } \bar{\sigma}_s \leq \sigma \leq \bar{\sigma}'_s \\ \text{- en bas : } \bar{\sigma}'_i \leq \sigma \leq \bar{\sigma}_i \end{array}$$

l'effet de la précontrainte excentrée  $N = P$ ;  $M_p = P \cdot e_0$  engendre des contraintes suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s \leq \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e \cdot V_s}{I} \leq \bar{\sigma}'_s \\ \bar{\sigma}'_i \leq \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e \cdot V_i}{I} \leq \bar{\sigma}_i \end{array} \right.$$

avec  $p = \frac{i^2}{V_s \cdot V_i}$  l'ex pression devient.

soit 
$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s \leq \frac{P}{B} \left( 1 + \frac{e}{\rho v_i} \right) \leq \bar{\sigma}'_s \\ \bar{\sigma}_i \leq \frac{P}{B} \left( 1 - \frac{e}{\rho v_s} \right) \leq \bar{\sigma}'_i \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} -\rho v_i \left( 1 - \frac{B \bar{\sigma}'_s}{P} \right) \leq e \leq \rho v_i \left( \frac{B \bar{\sigma}'_s}{P} - 1 \right) \\ -\rho v_s \left( \frac{B \bar{\sigma}'_i}{P} - 1 \right) \leq e \leq \rho v_s \left( 1 - \frac{B \bar{\sigma}'_i}{P} \right) \end{array} \right.$$

en posant :  $e = \rho v_s \left( 1 - \frac{B \bar{\sigma}'_i}{P} \right)$  ;  $e' = \rho v_i \left( 1 - \frac{B \bar{\sigma}'_s}{P} \right)$ .

et afin que les contraintes limites de la section soient respectées, il faut que

- avec : 
$$e_0 + \frac{Mm}{P} \leq e = e_0 + \frac{Mc}{P} \leq e_0 + \frac{Mm}{P}$$

finallement, on aboutit à l'expression suivante :

$$\boxed{-e' + \frac{Mm}{P} \leq e_0 \leq e - \frac{Mm}{P}}$$

Determination de la force de precontrainte :

Section Sous-critique :

Dans ce cas, les contraintes limites  $\bar{\sigma}_i$  et  $\bar{\sigma}_s$  sont nulles, c'est-à-dire

$$P \left( \frac{1}{B} - \frac{C_s v_s}{I} \right) = 0 ; \quad P \left( \frac{1}{B} - \frac{C_s v_i}{I} \right) = 0 \quad \text{d'où} : C_s = \frac{I}{B v_i} ; \quad C_i = \frac{I}{B v_s}$$

Sous l'action du moment flechissant minimal :  $e_0 \geq -C_i - \frac{Mm}{P}$   
 et maximal :  $e_0 \leq C_s - \frac{Mm}{P}$  on obtient alors, à partir de ces conditions de force de precontrainte :

$$P \geq \frac{Mm - Mm}{C_s + C_i} = \frac{\Delta M}{c+c'} = P_0$$

En adoptant  $P = P_0$  nous avons  $e_0 = -c' - \frac{Mm}{P} = c - \frac{Mm}{P}$   
 cette solution n'est envisageable que si  $-(v_i - d') \leq e_0 \leq v_s - d$ .

Section Sur Critique :

La section est dite sur-critique. Dans ce cas, la force de precontrainte est proportionnelle, non à la différence des moments flechissants extrêmes, mais bien au moment flechissant maximal.

$$P \geq \frac{Mm}{v_i + c - d'} = P_1 \quad \text{avec } e_0 = d' - v_i$$

Calcul pratique de la force de precontrainte :

soit  $P = \max(P_0, P_1)$

si  $P = P_0$  la section est sous-critique  
 si  $P = P_1$  la section est sur-critique.

Application

le calcul se fera suivant les dispositions du circulaire du 12 Août 69 Fascicule 69-19 bis du bulletin officiel : Hypotheses

- les contraintes limites de traction du béton sont nulles  $\bar{\sigma}_s = \bar{\sigma}_i = 0$   
 il est inutile de considérer les limites du noyau central, données par ces conditions ci dessus.

$$\begin{cases} c = \rho v_s ; & e' = \rho v_i \\ Mm = M_G + M_Q ; & Mm = M_G ; & \Delta M = Mm - Mm = M_Q \\ P_0 = \frac{\Delta M}{\rho h} ; & \text{avec } e_0 = -c' - \frac{Mm}{P} \\ P_1 = \frac{Mm}{c + v_i - d'} ; & \text{avec } e_0 = d' - v_i \end{cases}$$

les caractéristiques de la section résistante (P+dalle) :

- $Mm = 1219,20 \text{ tm}$
- $Mm = 843,02 \text{ tm}$
- $\Delta M = M_Q = 376,19 \text{ tm}$
- $B = 123489 \text{ cm}^2$
- $v_s = 77,78 \text{ cm}$
- $v_i = 178,22 \text{ cm}$
- $I = 89740226 \text{ cm}^4$
- $\rho = 0,94$
- $z = 6919,37$
- $h = 290 \text{ cm}$
- $d' = 0,19 \text{ m}$  (choisit)

$$P_0 = \frac{\Delta M}{p \cdot h} = \frac{376,17}{0,94 \cdot 2,70} = 278,63 \text{ t} ; P_1 = \frac{M M}{c + v_i - d'} = \frac{1219,2}{0,94 \cdot 0,7178 + 1,7822 - 0,17}$$

$$P_1 = 607,62 \text{ t.}$$

$P = \max(P_0, P_1) = 604 \text{ t}$  la section est sim-critique : il y a lieu d'augmenter la précontrainte  
 nous prenons  $P = 607 \text{ t}$ , avec  $l_0 = 0,17 - 1,7822 = 1,6722 \text{ m}$ .

### Verification, des Contraintes:

- Action simultanée : précontrainte plus l'effet de  $M M = M_G + M_Q$ .

$$\begin{aligned} \text{FI} : \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e_0 v_i}{I} - \frac{M M \cdot v_i}{I} &\gg \bar{\sigma}_i \\ \text{FS} : \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0 v_s}{I} + \frac{M M \cdot v_s}{I} &\leq \bar{\sigma}'_s \end{aligned} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_i = 9,030 \text{ Kg/cm}^2 \gg \bar{\sigma}_i \\ \sigma_s = 67,08 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}'_s \end{array} \right.$$

$P = 607 \text{ t}$  vérifie les contraintes limites.

### Calcul, du, câblage:

Sieut :  $\sigma_a$  : tension résiduelle en Service

$\sigma_0$  : tension initiale ( $\sigma_0 \leq \min(0,85 R_q; 0,90 T_g)$ )

$$R_q = 180,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T_g = 160,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$\Delta \sigma$  = perte de tension prise égale à  $0,25 \cdot \sigma_0$  et d'après l'Instruction

Provisoire n° 1 (S.P.1) :  $\sigma_a = \sigma_0 - \Delta \sigma = 0,75 \cdot \sigma_0 = 10800 \text{ Kg/cm}^2$

A : section d'un câble égale à  $9,8 \text{ cm}^2$ .

$$\sigma_0 = 14400 \text{ Kg/cm}^2.$$

$F_{adm} = \sigma_a \cdot A = 10800 \cdot 9,8 = 109,84 \text{ t}$ . le nbr de câbles est déterminé

à partir de :  $n = \frac{P}{F_{adm}} = \frac{607,0}{109,84} = 5,53$  soit 6 câbles

On choisit 6 câbles 7T19 TRR DYWIDAG.

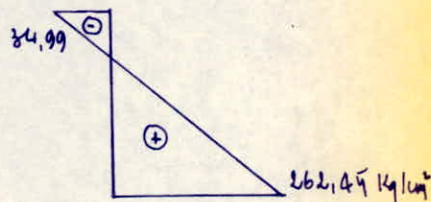
l'effort par câble :  $\frac{607}{6} = 100,833 \text{ t}$  correspondant à une tension de Service  $\sigma_a = \frac{100,833 \cdot 10^3}{9,8} = 10289,120 \text{ Kg/cm}^2$ .

### calcul des contraintes engendrées par $P, M M, \Delta M$ .

- Précontrainte Seule :  $P = 607,0 \text{ t}$

$$\text{FS} : \sigma_{ps} = \frac{P}{B} \left( 1 + e \frac{v_s}{i^2} \right) = -34,994 \text{ Kg/cm}^2$$

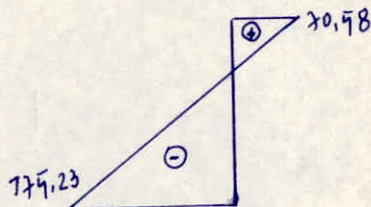
$$\text{FI} : \sigma_{pi} = \frac{P}{B} \left( 1 - \frac{e v_i}{i^2} \right) = +262,49 \text{ Kg/cm}^2$$



- Sous  $M M$

$$\text{FS} : \sigma_{Mm,s} = 70,58 \text{ Kg/cm}^2$$

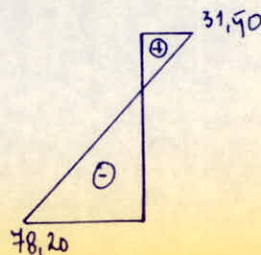
$$\text{FI} : \sigma_{Mm,i} = -779,23 \text{ Kg/cm}^2$$



- Sous  $\Delta M = M Q = 376,17 \text{ t.m}$ .

$$\text{FS} : \sigma_{\Delta M,s} = 31,90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{FI} : \sigma_{\Delta M,i} = -78,20 \text{ Kg/cm}^2$$



FIBRES	CONTRAINTES ELEMENTAIRES			CONTRAINTES RESULTANTES.	
	P	Mm	ΔM	à Vide	En charge
Fibre Supérieure (F. 4)	- 34,99	+ 70,98	+ 21,90	79,99	67,09
Fibre Inférieure (F. 1)	+ 262,49	- 179,23	- 78,20	87,22	9,02

Calcul du nombre de Cables : qu'on disposera, à l'about

Le nombre de cables, qu'on disposera, à l'about reprendra le poids propre de la poutre et, celui, de la dalle, la section et la hauteur poutre seule. On devra par conséquent évaluer les contraintes de traction :

$$\sigma = \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e_0 \cdot v_i}{I} - \frac{M \cdot v_i}{I} \gg 0 \quad \text{avec } M = M(\text{poutre}) + M(\text{dalle})$$

$$M = 344,6 + 223,96 = 568,56 \text{ tm.}$$

$$\frac{P}{B} \left(1 + \frac{e_0 \cdot v_i}{B}\right) \gg \frac{M \cdot v_i}{I} \quad \text{avec : } B = 6888,47 \text{ cm}^2.$$

$$e_0 = 112,92 \text{ cm}$$

$$v_i = 127,92 \text{ cm.}$$

$$I = 46603760 \text{ cm}^4$$

$$M = 568,16 \text{ tm.}$$

$$\text{Soit } P \gg 302,66 \text{ t}$$

Le nombre de cables à l'about :

$$n = \frac{P}{F_{adm}} = \frac{302,66}{109,84} = 3,24.$$

4 cables 7T17 TBR II DYWIDAG ancrés aux abouts de la poutre suffiront pour reprendre le poids propre de la poutre et, celui, de la dalle qui vient au dessus.

## RELEVAGE DES CABLES

Dispositions des cablagés :

On donne aux cables, une excentricité maximale dans la partie centrale et on relève progressivement en allant vers les appuis. On adoptera les dispositions des cablagés suivantes :

- Dans la partie centrale, la totalité des cables est placée à l'excentricité maximale.

- Entre la section médiane et, celle de l'about, on a une zone de relevage des cables et une suppression des cables qui émergent à la partie supérieure de la poutre.

- A l'appui, les cables restants sortent et sont ancrés dans la plaque d'about de manière à ce que le centre de gravité des cables coïncide avec le centre de gravité de la section d'about.

Le relevage des cables se base sur les données suivantes :

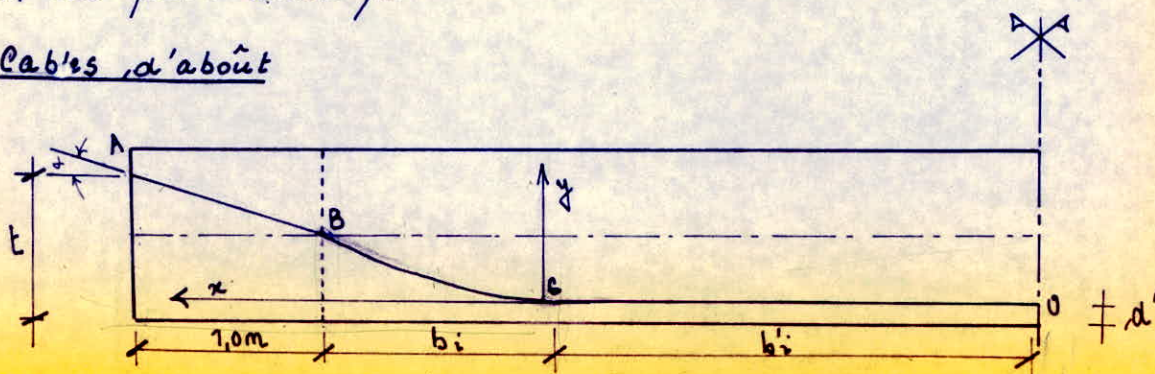
-  $l_0$  : zone de relevage des cables :

$$d : \text{angle de relevage des cables } \frac{l}{3} \leq l_0 \leq \frac{2l}{3} ; 0 < \alpha < 20^\circ$$

$$\text{et } \alpha = 24,23^\circ \text{ pour les cables émergents.}$$

R : rayon de courbure des cables  $R > 800\phi$  ( $\phi$  : diamètre du fil constituant le cable).  
les cables présentent une partie parabolique et une partie rectiligne.

Cables d'about



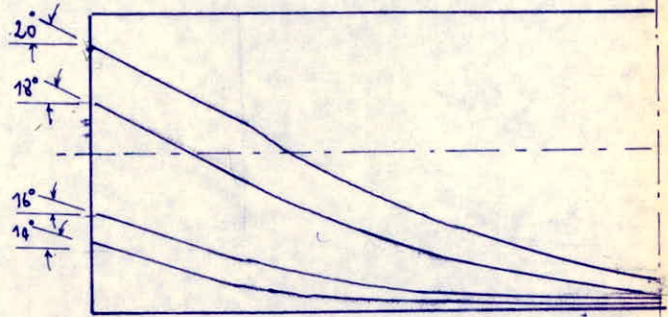
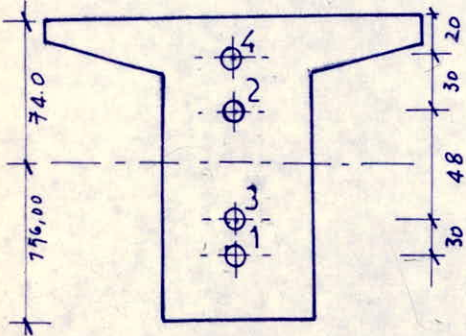
BC: tronçon parabolique.  
 AB: tronçon rectiligne.

t: point d'ancrage du cable a l'abrit.

l'equation de la partie parabolique s'ecrit sous la forme  $y = ax^2 = f(x)$   
 la pente de la parabol BC doit etre egale a la pente du tronçon rectiligne A.B  $f'(b) = 2a \cdot b = \text{tgd}$ .

$BC = ab^2 = t - \alpha' - AB \cdot \text{tgd} \Rightarrow ab^2 = t - 1 \cdot \text{tgd} - d'$

$b = \frac{2}{\text{tgd}} (t - \text{tgd} \cdot 1 - d')$  soit  $b(\text{cm}) = \frac{2}{\text{tgd}} (t - 100 \cdot \text{tgd} - d')$



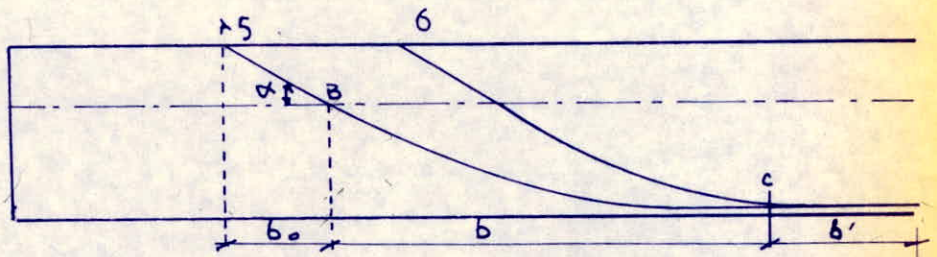
N° cables	t (cm)	d' (cm)	y (cm)	α°	b (m)	a (m <sup>-1</sup> )	b' (cm)
4	210	19,069	194,939	20°	8,71	0,0209	7,79
2	180	8,399	171,649	18°	8,96	0,0189	7,94
3	172	8,399	123,649	16°	6,62	0,0216	9,88
1	102	8,399	93,649	14°	9,91	0,0226	10,99

Cables Emergeant.

les deux cables portants presentent une partie parabolique et vers l'extremite (point d'emergerance) une partie rectiligne pour que l'effort de precontrainte cree a l'ancrage se transmettent, completement au cable. On adopte un angle de relevage standard  $\alpha = 24,23$  et une longueur de relevage  $l_0 = 9,0m$   
 l'equation de la partie parabolique s'ecrit sous forme:  $y = ax^2 = f(x)$

pour  $x = b \Rightarrow y = ab^2$  avec  $y = V_i - d'$

$f(b) = 2ab = \text{tgd} \Rightarrow a = \frac{\text{tgd}}{2b} \Rightarrow b = \frac{2(V_i - d')}{\text{tgd}}$  avec  $\text{tgd} = 0,49$



N° cables	α°	V <sub>i</sub> (cm)	d' (cm)	b (cm)	b <sub>0</sub> (cm)	a (m <sup>-1</sup> )	b' (m)
5	24° 23	176,60	21,779	6,88	1,69	0,0327	4,22
6	24° 23	176,60	28,489	6,983	1,99	0,0342	0,270



## Tracé du Câble équivalent et Calcul des Caractéristiques des Sections nettes:

Dans une section de béton précontraint traversé par plusieurs câbles, on peut remplacer fictivement l'ensemble des forces de précontraintes par leur résultante  $N$ , appliquée en un certain point  $A$ . L'ensemble des câbles peut être assimilé pour une section, considérée à un câble unique. Le lieu géométrique des points  $A$  le long du la poutre, donne le tracé du câble équivalent.

### Calcul du tracé de Câble équivalent:

On se bornera à déterminer, dans ce calcul, à déterminer les caractéristiques des sections particulière (Abut, médiane, émergence des câbles). Soit  $P_i$  la force de précontrainte d'un câble qui est pratiquement la même pour tous les câbles.  $N$  étant la résultante de toutes les forces

$\sum (z_i \cos \alpha_i) P_i = e \cdot N$ , avec  $N = \sum P_i$  l'excentricité du câble équivalent au niveau de chaque section est donnée par l'expression:

$$e = \frac{\sum z_i \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

avec  $z_i = z_j - v_i$   
les résultats seront regroupés sous forme de tableaux ci dessous.

### Calcul des Caractéristiques nettes des Sections.

#### a) Section médiane:

$$V_{s,net} = \frac{S_{net}}{B_{net} e_i} = \frac{S_{br} - S(\phi)}{B_{br} - B(\phi)}$$

$$d' = \frac{\sum B_i(\phi_i) d'_i}{\sum B_i(\phi)}$$

$S_{br}$ : moment statique brut par rapport à la fibre inférieure

$S(\phi)$ : moment statique des trous / fibre inf.

$B_{br}$ : section brute

$B(\phi)$ : section des câbles.

$S(\phi) = B(\phi) \cdot d'$

$$I_{G,net} = I_{br} + (y_{br} - V_s)^2 B_{br} - \sum a_i^2 B(\phi) \quad \text{avec } a_i = v_i - d_i$$

Soient:

$$V_{s,net} = 73,40 \text{ cm}; \quad V_{i,net} = 176,60 \text{ cm}; \quad B_{net} = 12992,20 \text{ cm}^2$$

les câbles ne sont pas relevés au niveau de cette section  $d' = 17,067$

$$I_{G,net} = 93076368 \text{ cm}^4; \quad i^2 = 7179,4 \text{ cm}^2; \quad \rho = 0,97$$

l'excentricité max de ces câbles  $e = -V_i + d' = -161,537 \text{ cm}$ .

#### b) Section d'Abut

$$B_{net} = 20680,80 \text{ cm}^2; \quad V_{s,net} = 94,11 \text{ cm}; \quad V_{i,net} = 177,89 \text{ cm}$$

$$I_{G,net} = 130271160 \text{ cm}^4; \quad i^2 = 6299,137 \text{ cm}^2; \quad \rho = 0,43$$

N° Câbles	$t_i$	$\alpha_i^\circ$	$\cos \alpha_i$	$z_i$ (cm)	$z_i \cos \alpha_i$
4	210	20°	0,9397	+94,11	+90,847
2	180	18	0,951	+24,11	+22,970
3	172	16	0,961	-27,89	-22,960
1	102	14	0,970	-93,89	-92,70

$$\sum \cos \alpha_i = 3,82170$$

$$\sum z_i \cos \alpha_i = -1483$$

$$e = \frac{\sum z_i \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = -0,388 \text{ cm} \approx 0$$

c) Section, a' (L=3m) avant le relevage des Cables 9 et 6.

$$V_{s,net} = 94,19 \text{ cm}; \quad V_{i,net} = 199,89 \text{ cm}$$

$$I_G = 130049880 \text{ cm}^4.$$

N° cables	$t_i$	$\alpha_i$	$\cos \alpha_i$	$Z_i (\text{cm})$	$Z_i \cos \alpha_i$
4	118	13,313	0.973	-37,89	-36,828
2	88	10,79	0.983	-67,89	-66,697
3	58	8,999	0.9889	-97,89	-96,764
1	36	9,74	0.9949	-119,89	-119,239

$$\sum \cos \alpha_i = 3,9398$$

$$\sum Z_i \cos \alpha_i = -379,928$$

$$e = 81,10 \text{ cm.}$$

d) Section où emerge le cable N° 9

$$V_{s,net} = 74,10 \text{ cm}; \quad V_{i,net} = 179,90 \text{ cm}; \quad I_{G,net} = 93975993 \text{ cm}^4.$$

N° cables.	$t_i$	$\alpha_i$	$\cos \alpha_i$	$Z_i (\text{cm})$	$Z_i \cos \alpha_i$
5	230	24,230	0,9119	94,10	+49,133
4	78	10,269	0,98399	-97,90	-96,332621
2	96	7,977	0,9803	-119,90	-118,73697
3	28	4,630	0,9967	-147,90	-147,41193
1	19	2,030	0,9994	-160,90	-160,80346.

$$\sum \cos \alpha_i = 4,882$$

$$\sum Z_i \cos \alpha_i = -473,990.$$

$$e = -97,08 \text{ cm.}$$

e) Section avant emergence du cable N° 9.

$$V_{s,net} = 74,21 \text{ cm}; \quad V_{i,net} = 179,79 \text{ cm}$$

$$I_G = 93839991 \text{ cm}^4.$$

N° Cables	$\alpha_i$	$t_i$	$\cos \alpha_i$	$Z (\text{cm})$	$Z_i \cos \alpha_i$
4	10,269	78	0.98399	-97,79	-96,22
2	7,177	96,0	0.9903	-119,79	-118,628
3	4,630	28	0.9967	-147,79	-147,302
1	2,03	19,0	0.9994	-160,79	-160,694.

$$\sum \cos \alpha_i = 3,97039$$

$$\sum Z_i \cos \alpha_i = -422,848$$

$$e = -131,687.$$

f) Section a' L/4.

$$V_{s,net} = 73,60 \text{ cm.}$$

$$V_{i,net} = 176,40 \text{ cm.}$$

$$I_{G,net} = 9,3469 \cdot 10^7 \text{ cm}^4.$$

$$i^2 = 7188,9$$

$$p = 0,990$$

N° Cables	$t_i$	$\alpha_i$	$\cos \alpha_i$	$Z (\text{cm})$	$Z_i \cos \alpha_i$
5	112	21° 89	0,928	-64,40	-59,773
4	24	3° 46	0,998	-192,40	-192,121
2	14	2° 31	0,999	-162,40	-162,268
3	8,399	0	1	-168,049	-168,049
1	8,399	0	1	-168,049	-168,049

$$\sum \cos \alpha_i = 4,929$$

$$\sum Z_i \cos \alpha_i = -710,292$$

$$e = -144,21 \text{ cm}$$

Section, a' L/8

$$V_{s,net} = 93,91 \text{ cm}$$

$$V_{i,net} = 196,09 \text{ cm.}$$

$$I_G = 1,3029 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = 6300,10 \text{ cm}^2.$$

$$p = 0,43.$$

g/ Section, à L/8

$$V_{s,net} = 93,91 \text{ cm} ; V_{i,net} = 176,09 \text{ cm}$$

N° Cables	$t_i$	$d_i$	$\cos d_i$	$Z_i$	$Z_i \cos d_i$
4	86	10°96	0,9817	-70,09	-68,811
2	62	8°50	0,989	-94,09	-93,099
3	34	9°60	0,999	-122,09	-121,906
1	18	2°67	0,9989	-138,09	-137,939

$$\sum \cos d_i = 3,9646$$

$$\sum Z_i \cos d_i = -421,311$$

$$e = -106,27 \text{ cm}$$

h/ Section où émerge le cable 6.

$$V_{s,net} = 73,60 \text{ cm}$$

$$d' = 63,49 \text{ cm}$$

$$V_{i,net} = 176,40 \text{ cm}$$

$$I_G,net = 9,4462 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

N° cables	$t_i$	$d_i$	$\cos d_i$	$Z_i$	$Z_i \cos d_i$
6	270	24°23	0,9119	+93,62	+48,8960
5	104	20°92	0,9340	-72,38	-67,6029
4	18	1°24	0,9997	-198,78	-198,3329
2	12	1°63	0,9996	-164,38	-164,314
3	8,359	0	1	-168,029	-168,049
1	8,359	0	1	-168,029	-168,049

$$\sum \cos d_i = 7,8492$$

$$\sum Z_i \cos d_i = -677,44$$

$$e = -199,89 \text{ cm}$$

i/ Section, où émerge le cable N°6 sans le cable 6.

N° Cables	$t_i$	$d_i$	$\cos d_i$	$Z_i$	$Z_i \cos d_i$
5	104	20°92	0,9340	-72,42	-67,640
4	18	1°24	0,9997	-198,43	-198,382
3	12	1°630	0,996	-164,43	-163,772
2	8,359	0	1	-168,079	-168,079
1	8,359	0	1	-168,079	-168,079

$$\sum \cos d_i = 4,929$$

$$\sum Z_i \cos d_i = -729,944$$

$$e = -147,26 \text{ cm}$$

j/ Section, avant émergence, du cable 6

$$V_{s,net} = 73,72 \text{ cm}$$

$$d' = 68,80 \text{ cm}$$

$$V_{i,net} = 176,28 \text{ cm}$$

$$I_G = 9,3737 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

N° Cables	$t_i$	$d_i$	$\cos d_i$	$Z_i$	$Z_i \cos d_i$
5	204	24°23	0,9119	27,72	+29,1278
4	64	8°97	0,9877	-112,28	-110,906
2	44	6°72	0,993	-132,28	-131,371
3	20	7°29	0,9983	-196,28	-196,028
1	12	1°39	0,9997	-164,28	-164,131

$$\sum \cos d_i = 4,8906$$

$$\sum Z_i \cos d_i = 937,298$$

$$e = -109,89 \text{ cm}$$

## FUSEAUX LIMITES

### Definitions:

Le fuseau limite est une zone limitée par deux courbes paraboliques dans laquelle doit se trouver le centre de pression des fibres pour que les actions soient comprimées.

### Premier 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 sur l'une ou l'autre fibre extrême sous les différents cas de charges.

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

$$e_1 = c - \frac{M_m}{N} \quad ; \quad e_2 = -c' - \frac{M_m}{N} \quad \text{avec } M_m = M_m + \Delta M$$

$$M_m = M_G$$

$$\Delta M = M_Q$$

$$c = \int v_i \quad ; \quad c' = \int v_e$$

### Tracé du premier fuseau limite:

SECTION	0	$\frac{l}{4}$	$\frac{l}{2}$
Mm (t.m)	0	632,09	843,02
$\Delta M$ (t.m)	0	282,40	376,150
$N = \sum P \cdot \cos \alpha(t)$	539,320	608,14	605,0
$M_m/N$	0	1,039	1,393
$M_m/N$	0	1,50	2,019
c	0,404	0,4079	0,4054
-c'	-0,670	-0,977	-0,9754
e (m)	0	-144,21	-160,960
e <sub>1</sub> (m)	0,404	-109,29	-174,46
e <sub>2</sub> (m)	-0,670	-201,60	-236,840

### Deuxième fuseau Limite.

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

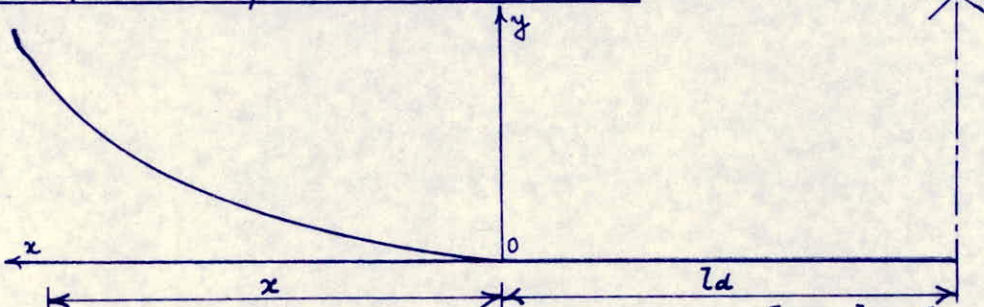
Ce fuseau limite est défini par ses coordonnées définies ci-dessous:

$$s = \left( \frac{\bar{\sigma} \cdot B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{v_s} - \frac{M_m}{N} \quad ; \quad s' = \left( \frac{\bar{\sigma} \cdot B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{v_i} - \frac{M_m}{N}$$

Les valeurs de l'excentricité e, déterminées au droit de chaque section nous permettent de tracer la ligne du câble équivalent délimitée par les deux zones limites définies ci-dessus.

SECTION	0	$\frac{l}{4}$	$\frac{l}{2}$
B (cm <sup>2</sup> )	20680,8	13002	12992,20
N (t)	539,320	608,140	629
C	0,404	0,4079	0,4094
-C'	-0,670	-0,977	-0,9794
Mm (t.m)	0	672,09	847,02
Mm (t.m)	0	914,90	1219,20
$\bar{F}.B/N$ (cm)	6,440	3,99	3,492
S	369,00	107,04	48,10
S'	-220,0	-209,90	-236,0

Calcul de la longueur total des cables:



• calcul de  $l_c$

Le tronçon, courbe est parabolique :  $y = ax^2 \Rightarrow dy = 2ax dx$

$$l_c = \int ds = \int \sqrt{dx^2 + dy^2} = \int \sqrt{1 + (2ax)^2} dx \quad ; \quad \begin{cases} 2ax = sh t \\ dx = \frac{1}{2a} ch t dt \end{cases}$$

$$l_c = \int \sqrt{1 + sh^2 t} \cdot \frac{ch t dt}{2a} = \int \frac{ch^2 t dt}{2a} \quad ; \quad ch^2 t = \frac{1}{2} (1 + ch 2t)$$

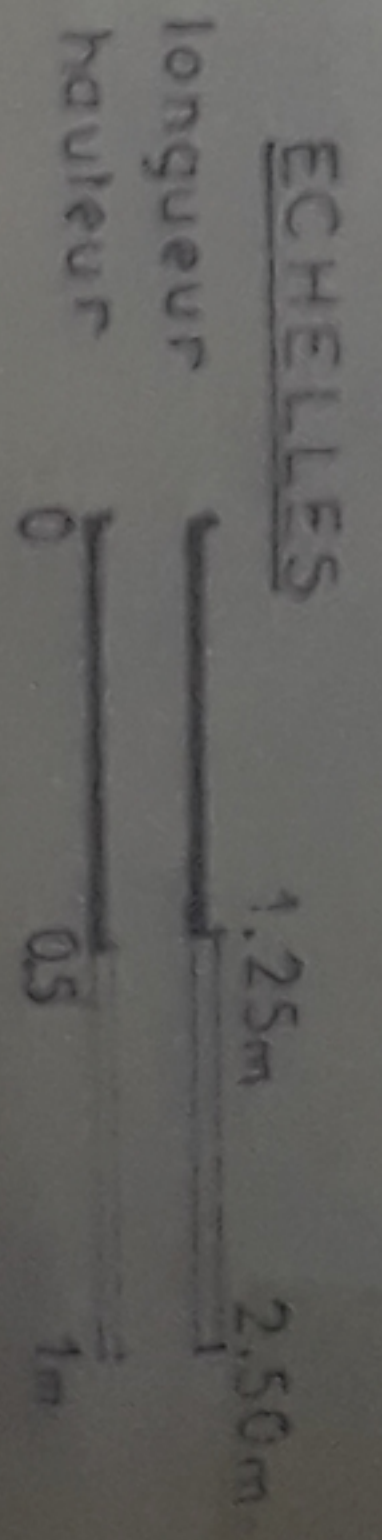
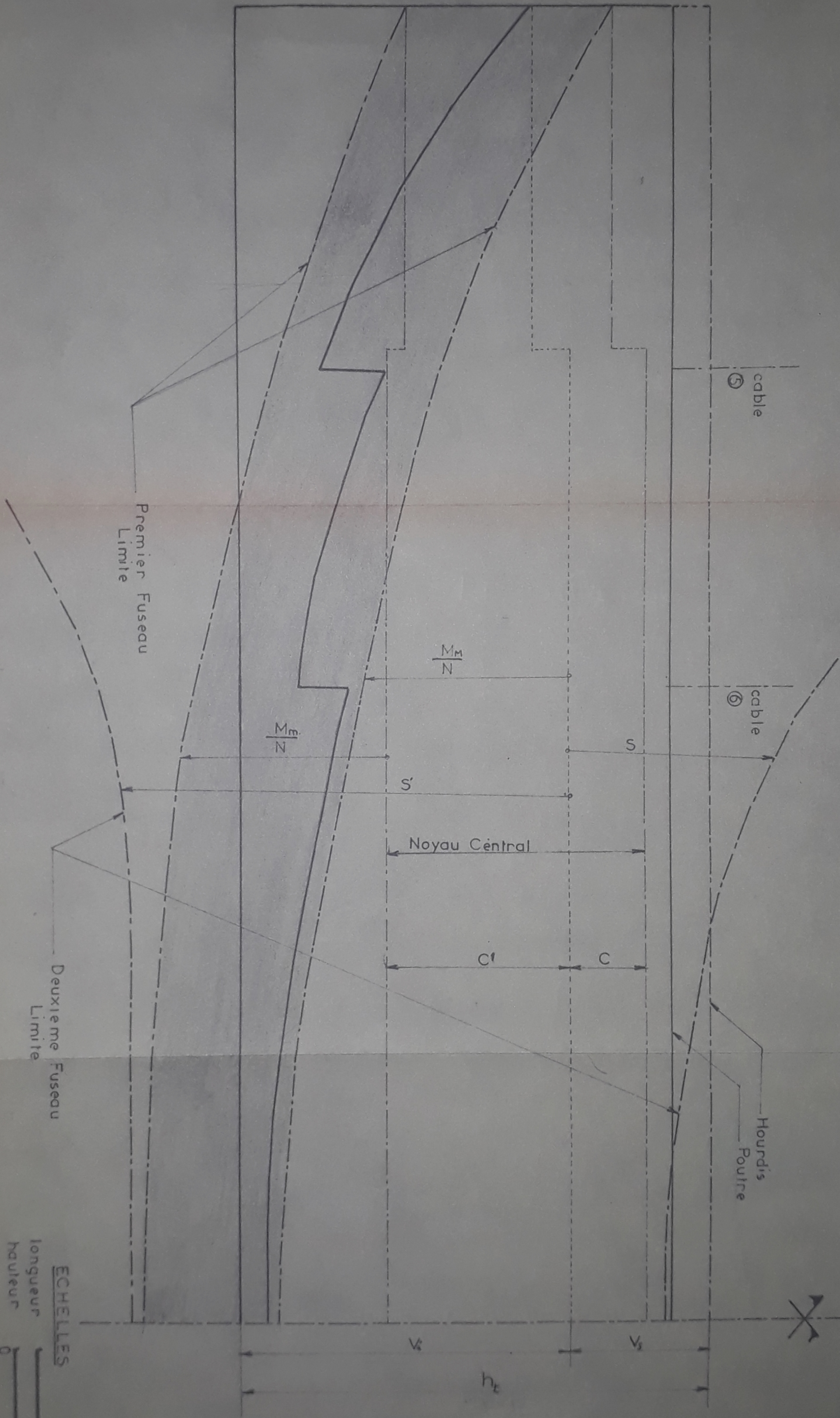
$$l_c = \frac{1}{4a} \int (1 + ch 2t) dt = \frac{1}{4a} (t + \int ch 2t dt) \rightarrow l_c = \frac{1}{4a} (t + \frac{1}{2} sh 2t)$$

finallement l'expression de  $l_c$  devient :

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

SECTION	①	②	③	④	⑤	⑥
$a \cdot 10^{-4}$	2,26	1,89	2,16	2,09	3,27	3,242
X (cm)	951	896	662	871	688	698
$l_d$ (cm)	1099	794	988	779	422	27
$l_c$ (cm)	997	871	671	890	711	680
$l_t = (cm)$	1696	1669	1659	1669	1133	707

TRACE DU FUSEAU LIMITE ET CABLE EQUIVALENT



Avant p. 73  
PB 047 84

## -VIII- PERTES ET CHUTES DE TENSION

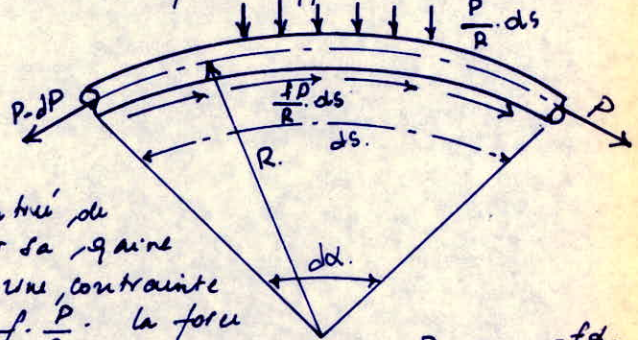
### PERTES INSTANTANÉES.

#### Frottement:

Lors, de la mise en tension, le câble se plaque, contre la génératrice intérieure, de sa gaine, dans les parties courbes, du son tracé (le câble tend, si se met en ligne droite). Il en résulte un frottement, entre le câble et la gaine, qui réduit la tension, dans le câble, à partir de son ancrage. Toute force de contact, entre, armature et gaine, donne lieu, par suite, du frottement, à une réaction, qui s'oppose au mouvement.

$$dP = -f \cdot \frac{P}{R} \cdot ds \Rightarrow \frac{dP}{P} = -\frac{f}{R} \cdot ds$$

$$\text{avec } d\alpha = \frac{ds}{R} \Rightarrow \frac{dP}{P} = -f \cdot d\alpha$$



Soit  $P$  la tension, dans le câble, à l'entrée, de la partie, courbe. Le câble exerce sur sa gaine une, contrainte radiale:  $\frac{P}{R}$  et une, contrainte de frottement  $t = p \cdot f$ . Soit  $t = f \cdot \frac{P}{R}$ . la force de traction, compte tenu, des déviations, angulaires:  $P = P_0 \cdot e^{-f \cdot \alpha}$ .

$P_0$ : force, de traction, à l'ancrage;  $f$ : coef de frot, câble gaine  
Par, contre, les pertes, dues, aux déviations, paraboliques, du gaines, sont, fonction, du, coef de frot, en ligne  $\varphi$ .  $P = P_0 \cdot e^{-(f \cdot \alpha + \varphi \cdot l)}$ ;  $l$ : long du câble  
finalement, les pertes, par frottements, sont, données, à partir:

$$\Delta \sigma_1 = (f \cdot \alpha + \varphi \cdot l)$$

$\alpha$ : radian;  $l$ : long total du câble  
 $f$ : coef de frot;  $\varphi$ : coef de frot en ligne.

#### Recul d'ancrage

Lors, du transfert, de l'effort, de tension, du venin, à l'ancrage, il se produit un léger mouvement, du câble, vers le béton. Le déplacement  $g$  du câble, à l'intérieur, de la gaine, est gêné, par les frottements, entre le câble et sa gaine. la longueur  $x$  de la zone, d'influence, du, type de frot, est, donnée, par la relation, suivante:

$$\text{Compte tenu, des frottements, au la longueur } x: \quad g = \frac{1}{Ea} \int_0^x \Delta \sigma(x) dx$$

$$x = \sqrt{\frac{g \cdot Ea}{\sigma_0 (f \cdot \alpha/2 + \varphi)}} \quad \text{ou encore } x = \sqrt{\frac{g \cdot l \cdot Ea}{\Delta \sigma_1}}$$

$$\Delta \sigma_2 = \sigma_0 - \sigma_{0g} = 2 \sigma_0 (f \cdot \alpha + \varphi l) \cdot \frac{x}{l} \Rightarrow \Delta \sigma_2 = 2 \sigma_1 \cdot \frac{x}{l}$$

#### Raccourcissement instantané, du béton.

Le fait, de ne pas tendre, en même temps, tous, les, câbles, d'une même fonte, provoque, une fute, de tension. Le raccourcissement, instantané, du béton, affecte, au fur et à mesure, de la tension, des, différentes, armatures, et la mise en tension, de la ième, armature, provoque, un raccourcissement, du béton, au droit, des  $i-1$  premières, armatures, tendues. Dans le, cas, de  $n$  armatures, identiques, donnant, lieu, chacune, à un raccourcissement, unitaire  $\frac{\epsilon_i}{n}$ . la fute, de tension, totale, a pour, valeur:

$$\Delta \sigma_3 = \frac{\epsilon_i}{n} \cdot Ea \cdot A \left[ (n-1) + (n-2) + \dots + 2 + 1 \right] = \frac{1}{2} (n-1) \cdot \epsilon_i \cdot Ea \cdot A$$

$$\Delta \sigma_3 = \frac{1}{2} (n-1) \frac{Ea}{\epsilon_i} \cdot \sigma'_{ij}$$

A: aire totale des armatures.

$\sigma'_{bj}$ : contrainte probable du béton au niveau du centre de gravité des armatures de précontraintes dans la section considérée sous toutes les actions de longue durée y compris la précontrainte

$E_i$ : module de déformation longitudinale instantané du béton ( $E_i = 7590 \sqrt{\sigma'_{bj}}$  MPa).

### PERTES DIFFERÉES

#### Fluage du Béton:

Le béton se déforme dans le temps sous l'action d'une contrainte constante et permanente. En l'absence des charges les dimensions du béton varient en fonction du temps en raison du retrait.

La perte par fluage est donc, avec  $\sigma'_b$ : contrainte finale du béton dans la section étudiée au niveau du centre de gravité du béton de précontrainte, sous toutes les actions de longue durée y compris la précontrainte

$$\Delta\sigma_A = 2 \cdot \sigma'_b \cdot \frac{E_a}{E_i}$$

#### Retrait du béton

Le béton, en durcissant, subit un raccourcissement dû au retrait provoqué par des transformations chimiques. Le retrait est fortement influencé par l'évaporation, donc par le taux d'humidité de l'air du milieu:

$$\Delta\sigma_g = \epsilon_r \cdot E_a$$

$\epsilon_r$ : coef. de retrait.

#### Relaxation des aciers.

La relaxation des aciers est une perte de tension de l'acier dans le temps à longueur constante. Elle ne se manifeste que pour des contraintes importantes, dépassant de 95% la contrainte de rupture  $R_g$ .

Comme nous avons utilisé le procédé DYWIDAG, cables 7779 III. T.B.R

$$\Delta\sigma_6 = K \cdot \text{rel} \left( \frac{\sigma}{R_g} - 0.95 \right) \cdot \sigma$$

$$\Delta\sigma_6 = \max \begin{cases} 9,6 \rho_{1000} \left( \frac{\sigma_p(x)}{R_g} - 0,95 \right) \cdot \sigma_p(x) \\ 4 \left( \rho_{3000} + \frac{49}{100} \right) \cdot \left( \frac{\sigma_p(x)}{R_g} - 0,95 \right) \cdot \sigma_p(x) \end{cases}$$

A défaut de telles mesures, on utilisera la formule suivante, valable au-delà d'environ 100 heures.

$$\Delta\sigma_h(x) = \Delta\sigma(x) \cdot \left( \frac{h}{100.000} \right)^\gamma$$

$$\gamma = 0.19.$$

### PRINCIPE DE CALCUL

Le calcul se fait d'après les dispositions prises par le Circulaire du 12 Août 69.

Fascicule 69-13 bis du Bulletin Officiel

A partir de la contrainte initiale, on déduit les pertes instantanées:

• Frottement  $\Delta\sigma_1 = f_1(\sigma_{p0})$   $\sigma_{p0}$ : contrainte initiale.

• Recul d'ancrage  $\Delta\sigma_2 = f_2(\sigma_{p0})$

• Raccourcissement instantané du béton  $\Delta\sigma_3 = f_3(\sigma_{p0})$

La contrainte après pertes instantanées sera:

$$\sigma'_{p2} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3.$$



et à partir de cette contrainte  $\sigma_{pi}$ , on obtient, aussi des pertes différencielles :

- Fluage du béton  $\Delta\sigma_4 = f_4(\sigma_{pi})$
- Retrait du béton  $\Delta\sigma_5 = \text{constante}$
- Relaxation des aciers  $\Delta\sigma_6 = f_6(\sigma_{pi})$

La contrainte finale :

$$\sigma_f = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_4 - \Delta\sigma_6 - \Delta\sigma_5$$

APPLICATION

• Pertes instantanées

$$\sigma_0 = \min(0.89 \cdot \sigma_g ; 0.907g) \Rightarrow \sigma_0 = 14400 \text{ Kg/cm}^2$$

• Frottement :

$$\Delta\sigma_1 = (f \cdot \alpha + \varphi l_e) \cdot \sigma_0 \quad \text{avec } f = 0.19$$

$$\varphi = 9.002 \text{ m}^{-1}$$

On utilisera la formule suivante

Pour le calcul de pertes par frottement :

$$\Delta\sigma_1 = \frac{\pi}{100} \left( \alpha^\circ + \frac{2}{\pi} l_e \right) \cdot \sigma_0$$

• Section : Entre l'About - et Le milieu.

CABLE	1	3	2	4	5	6
$\alpha^\circ$	14	16	18	20	24.23	24.23
$l_e$ (m)	17.9906	17.6309	17.20	17.2542	13.1394	8.8794
$\Delta\sigma_1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1173.90	1270.40	1367.70	1464.60	1733.20	1410.60
$\Delta\sigma_1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1319.14			1471.990		
$\Delta\sigma_1$	1399.990					

• Section : Appui . Emergence du Cable 6.

CABLE	1	3	2	4	5
$\alpha^\circ$	14	16	18	20	24.23
$l_e$ (m)	9.09	9.130	9.17	9.21	4.420
$\Delta\sigma_1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	929.09	1029.60	1122	1218.9	1282.20
$\Delta\sigma_1$ "	1073.79				1282.20
$\Delta\sigma_1$ "	1178				

• Section : Appui . Emergence du Cable 4

CABLE	1	3	2	4
$\alpha^\circ$	14	16	18	20
$l_e$ (m)	4.80	4.807	4.814	4.8342
$\Delta\sigma_1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	809.94	910.07	996.60	1092.90
$\Delta\sigma_1$	760.9420			

• Recul d'ancrage :

Exemple de calcul :  
Section d'about, Cable ①

$$l_e = 17.9906 \text{ m}$$

$$\Delta\sigma_1 = 1173.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{E}a = 2.10 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$g = 0.007 \text{ m}$$

$$X = \sqrt{\frac{g \cdot l_e \cdot E_a}{\Delta\sigma_1}} ; \Delta\sigma_2 = 2 \cdot \Delta\sigma_1 \cdot \frac{X}{l_e}$$

$$X = 16.829 \text{ m} \rightarrow \Delta\sigma_2 = 2246.10 \text{ Kg/cm}^2$$

SECTIONS					
cables	x (m)	Appui	4,750 m	9 m	milieu
1	14,842	1980,94	1346,96	779,720	0
3	14,283	2058,33	1373,80	761,33	0
2	13,792	2131,49	1397,37	740,96	0
4	13,349	2202,40	1418,71	717,92	0
5	11,223		2619,33	918,82	0
6	9,619			3096,18	0
	$\Delta\sigma_2$	2093,28	1631,27	1095,69	0

• Raccourcissement instantané, du béton:

A priori, on ne connaît pas encore la valeur de la contrainte  $\sigma_j$  du béton nous prenons une valeur forfaitaire pour  $\Delta\sigma_3$ , cette valeur est estimée à:  
 $\Delta\sigma_3 = 300 \text{ kg/cm}^2$ .

Pertes, différées

• Fluage, du béton.

On calculera le raccourcissement relatif de fluage  $\epsilon_f$ , comme une déformation élastique en fonction de la contrainte  $\sigma_b$  du béton, au niveau de l'armature intéressée  $\epsilon_f = \frac{\sigma_b}{E_f}$ ;  $\Delta\sigma_f = \epsilon_f \cdot E_a$ .

$$\Delta\sigma_f = 2 \cdot \sigma'_b \cdot \frac{E_a}{E_i}$$

On calculera les pertes dues au fluage du béton à partir de la contrainte de rupture

$$\sigma'_b = 0.7 \cdot \bar{\sigma}_b = 0.7 \cdot 0.42 \cdot \sigma_u = 127,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_i = 21.000 \sqrt{\sigma'_j} = 42 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2 \quad E_a = 2.1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Soit finalement: } \Delta\sigma_f = 1176 \text{ kg/cm}^2$$

• Retrait du béton.

Le retrait dépend surtout: de l'humidité ambiante, composition du béton, du diamètre de la fibre, de la température ambiante en tenant compte des effets, on obtient  $\epsilon_R = 0.96 \cdot 10^{-4}$ .

La perte de tension due au phénomène de retrait

$$\Delta\sigma_r = 201,6 \text{ kg/cm}^2$$

• Relaxation des aciers.

une formule n'est applicable que si  $\frac{\sigma}{R_g} \geq 0.95$ .

$$\Delta\sigma_6 = \begin{cases} 9 \cdot 6 \cdot 1000 \left( \frac{\sigma}{R_g} - 0.95 \right) \cdot \sigma \\ 4 \cdot \left( \frac{1000}{3000} + \frac{2.5}{100} \right) \left( \frac{\sigma}{R_g} - 0.95 \right) \cdot \sigma \end{cases}$$

Exemple, on calcule pour  $x = 4.75 \text{ m}$ .

$$\sigma_{P_i} = \sigma_0 - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_g - \Delta\sigma_{rac} = 11707,89 \text{ kg/cm}^2 \quad R_g = 18000 \text{ kg/cm}^2; \quad \frac{\sigma}{R_g} > 0.95 = 0.7$$

$$\Delta\sigma_R = \max \begin{cases} 337,2 \\ 468,3 \end{cases} \Rightarrow \Delta\sigma_R = 468,30 \text{ kg/cm}^2$$

SECTION (m)	x = 4.75	x = 9.0	x = 17.50
$\Delta\sigma_R \text{ (kg/cm}^2)$	468,30	506,170	793,0

## -IX- VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

### DIFFERENTES PHASES

On vérifiera toutes les contraintes qui vont apparaître, au cours des phases d'exécution, développées ci-dessous.

#### PHASE 1

Coulage de la foule. Après durcissement suffisant du béton, on met en tension une première série de câbles (1,3,2,1) à 90% pour éviter les fissurations dues au retrait. Les opérations seront exécutées au sol. Les contraintes qui se développent au niveau de la foule sont résistantes

- foids propre de la foule
- précontrainte de la 1<sup>re</sup> série d'armatures tendues à 90%.

#### PHASE 2

Mise en tension de tous les câbles reliés à l'about. La foule est alors prête à être lancée et à supporter son poids propre. (étape intermédiaire).

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 foule seule.

- foids propre du béton coulé en place.
- la précontrainte résiduelle de la 1<sup>re</sup> série de câbles.

#### 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 (foule + dalle).

Mise en tension de la 2<sup>e</sup> série de câbles émergents à 100% (5,6).

Les contraintes à mettre en jeu sont celles introduites par:

- les précontraintes résiduelles des deux séries d'armatures après consommation de toutes les fentes.

#### PHASE 4

Mise en place de la superstructure (trotoirs, garde-corps, corniche...).

Les contraintes à considérer sont, elles réduites par:

- le poids de la superstructure venant à la foule
- les précontraintes résiduelles des deux séries d'armatures après consommation de toutes les fentes.

#### PHASE 5

Phase de vérification en service. On appliquera les surcharges, les plus susceptibles d'engendrer des efforts défavorables au niveau des foules précontraintes, qu'on devra vérifier. On procédera également à la vérification sous surcharges militaires.

## DETERMINATION DE LA CONTRAINTE INITIALE

La mise en tension, des différents, cables, au droit, de la section mediane est résumée sur le tableau, ci, après.

CABLES	1	3	2	4	5	6
Longueur totale, du cable $l_t$ (m)	17,59	17,63	17,70	17,79	13,14	8,88
Angle de relevage $\alpha$	14	16	18	20	24,23°	24,23
Longueur du relevage $b$ (cm)	9,97	6,72	8,71	8,90	7,11	6,80
Contrainte en gaine $K_g$ (kg/cm <sup>2</sup> )	10289,12	10289,12	10289,12	10289,12	10289,12	10289,12
Recul d'ancrage $\Delta \sigma_g$	0	0	0	0	0	0
raccourcissement $\Delta \sigma_r$ (kg/cm <sup>2</sup> )	300	300	300	300	300	300
fluage $\Delta \sigma_H$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1176	1176	1176	1176	1176	1176
Retrait ( $\Delta \sigma$ kg/cm <sup>2</sup> )	201,60	201,60	201,60	201,60	201,60	201,60
frottement $\Delta \sigma_f$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1173,40	1270,40	1767,7	1464,60	1933,30	1410,6
Relaxation ( $\Delta \sigma_R$ )	306,930	306,93	306,93	306,93	306,93	306,93
Contrainte initiale	13447,19	13943,69	17640,99	13737,89	17806,99	13683,89

On prendra, comme, contrainte initiale ou, calcul, la, contrainte moyenne, de la 1<sup>ère</sup>, slice de, cables pour la vérification, des, contraintes lors des premières phases:  $\sigma_{0m} = 13992,40 \text{ kg/cm}^2$ .

### PHASE 1

Avant la mise en tension la contrainte initiale moyenne dans la 1<sup>ère</sup> slice de cable est de  $\sigma_0 = 13992,40 \text{ kg/cm}^2$ .

= précontrainte des cables du 1<sup>er</sup> jeté d'about:  $4 \times 13992,40 \times 9,8 = 932822,08$   
 cette force ou précontrainte en gaine des, contraintes:

$$FS: \frac{932822,08}{7192,20} \left( 1 - \frac{119,26 \cdot 104,97}{714,39} \right) = -91,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$FI: 224,40 \text{ kg/cm}^2$$

contraintes dues au frottement propre de la poutre:  $G_0 = 344,60 \text{ tu}$ .

$$FS: 70,12 \text{ kg/cm}^2$$

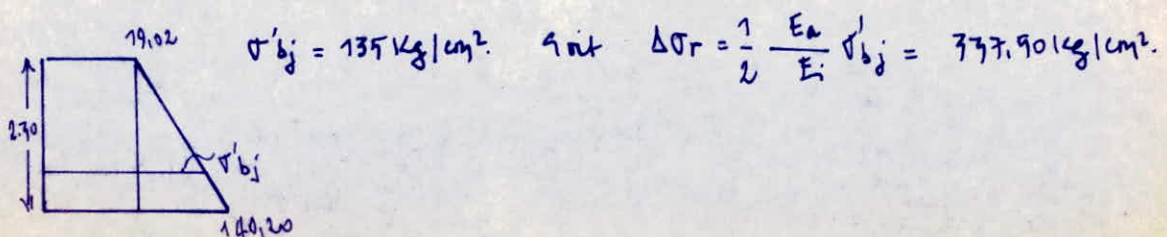
$$FI: -84,20 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes effectives résultant de l'effet de la précontrainte.

$$FS: -91,70 + 70,12 = 19,02 \text{ kg/cm}^2$$

$$FI: 224,40 - 84,20 = 140,20 \text{ kg/cm}^2$$

Evaluation de la, contrainte due au raccourcissement du béton:  $\Delta \sigma_r$ .



Pertes instantanées.

$$\Delta\sigma_f = 7399,99 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_g = 0$$

$$\Delta\sigma_{rae} = 337,50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sum \Delta\sigma_i = 7733,09 \text{ Kg/cm}^2$$

- contrainte de service :  $\sigma = 10289,12 \text{ Kg/cm}^2$

- contrainte initiale :  $\sigma_0 = \sigma + \sum \Delta\sigma_i + \sum \Delta\sigma_d = 73706,30 \text{ Kg/cm}^2$

- On estimera les pertes au  $\frac{1}{3} \sum \Delta\sigma_d$  pour la 1<sup>ère</sup> série de câble.

- contrainte résiduelle  $\sigma_{re} = \sigma_0 - \frac{1}{3} \sum \Delta\sigma_d = 73144,92 \text{ Kg/cm}^2$

Force de précontrainte :

$$P_1 = (\sigma_{re} \times 9,8) \times 4 = 919280,99 \text{ Kg}$$

Pertes Différencielles.

$$\Delta\sigma_{fd} = 1176 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{re} = 207,6$$

$$\Delta\sigma_R = 306,93$$

$$\sum \Delta\sigma_d = 7084,13 \text{ Kg/cm}^2$$

FIBRE	CONTRAINTES (Kg/cm <sup>2</sup> )		
	ELEMENTAIRES		EFFECTIVES
	1 <sup>ère</sup> Série de Cable	M <sub>p</sub> (poutre)	
F.I.	-49,410	70,120	20,71
F.S.	217,00	-84,120	172,80

PHASE 2

La première série de câble subit toujours des pertes que l'on estimera, à 20%, avec  $\Delta\sigma_R$  (56 jours) = 790 Kg/cm<sup>2</sup>.

- contrainte résiduelle :  $\sigma_a - 0,2 \sum \Delta\sigma_d = 12799,41 \text{ Kg/cm}^2$

Force de précontrainte :  $4 \times 12799,4 \times 9,8 = 507,736 \text{ t}$

- contraintes engendrées par la précontrainte

$$F.S : -48,11 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F.I : 211,30 \text{ Kg/cm}^2$$

- on considérera le poids mort, de la dalle, comme surcharge uniforme répartie, elle, du même niveau des contraintes initiales :

$$F.S : 49,49 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F.I : -94,62 \text{ Kg/cm}^2$$

Pertes différencielles.

$$\Delta\sigma_{fd} : 1176$$

$$\Delta\sigma_{re} : 207,60$$

$$\Delta\sigma_R = 790$$

$$\sum \Delta\sigma_d = 7727,6 \text{ Kg/cm}^2$$

FIBRE	CONTRAINTES (Kg/cm <sup>2</sup> )			
	ELEMENTAIRES		EFFECTIVES	
	1 <sup>er</sup> Série de Cable	M <sub>p</sub> (poutre)		M <sub>0</sub> (dalle)
F.S.	-48,11	70,12	49,49	67,50
F.I.	211,30	-84,120	-94,62	72,48

PHASE 3

- Deuxième série d'armatures, câbles émergents, câbles (5,6).

Pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_f = 1471,99$$

$$\Delta\sigma_g = 0$$

$$\Delta\sigma_{rae} = 337,5$$

$$1809,49 \text{ Kg/cm}^2$$

- contrainte initiale  $\sigma_0 = 10289,12 + 1809,49 + 2170,6 = 14269,2 \text{ Kg/cm}^2$

- contrainte résiduelle  $\sigma_a = 14269,2 - \frac{1}{3} (2170,6) = 13545,67 \text{ Kg/cm}^2$

Force de précontrainte :  $P_2 = 2 \times 9,8 \times 13545,67 = 265499,13 \text{ Kg}$

Pertes différencielles.

$$\Delta\sigma_{fd} = 1176$$

$$\Delta\sigma_{re} = 207,6$$

$$\Delta\sigma_R = 793,0$$

$$2170,6 \text{ Kg/cm}^2$$

- contraintes engendrées par la précontrainte, de la 2<sup>ème</sup> série de câbles

$$F.S = -11,70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F.I = +96,79 \text{ Kg/cm}^2$$

• Première série d'armature

$$\text{contrainte résiduelle} : 12799,4 - \frac{1}{3}(2170,6) = 12079,90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Force de précontrainte} : P_1 = 4 \times 12079,9 \times 9,8 = 473374 \text{ Kg}$$

• contraintes engendrées par "P<sub>1</sub>"

$$F.S = -20,19 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F.I = 772,57 \text{ Kg/cm}^2$$

FIBRE	C O N T R A I N T E S (Kg/cm <sup>2</sup> )				EFFE CT I V E S
	E L E M E N T A I R E S				
	1 <sup>re</sup> Série, de dalle	2 <sup>e</sup> Série, de dalle	Mp (poutre)	MD (dalle)	
F.S	-20,19	-11,70	27,19	17,64	17,78
F.I	+772,57	+96,79	-69,42	-42,49	101,49

- Phénomène de retrait différentiel, lors du durcissement de la dalle, la dalle agit sur la poutre et se trouve soulevée en ficher par elle-ci, les réactions dues au contact induisent une force de compression exercée au niveau de la poutre. La déformation due au retrait de la dalle  $\epsilon_d = 0,864 \cdot 10^{-4}$ , déterminé, à la poutre, sous effets de la température, humidité... celle de la poutre  $\epsilon_p = 0,997 \cdot 10^{-4}$ , après durcissement de la dalle, le retrait de la poutre est de 92%.  $\epsilon_p$ . Le retrait différentiel  $\epsilon_D = \epsilon_p - \epsilon_d$   
 $\epsilon_D = 0,366 \cdot 10^{-4}$

La force de traction qui agit sur la dalle  $F_t = \epsilon_D \cdot E_v \cdot (2,9 \cdot 0,2) = 29,72 \text{ t}$ .

$$F_c = F_t = 29,72 \text{ t}$$

$$M = F_c \cdot x = 29,72 \times 1,0491 = 31,06 \text{ tm} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} F.S : 10,49 \text{ Kg/cm}^2 \\ F.I : -3,49 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

Le retrait différentiel de la dalle par rapport à la poutre engendre les contraintes qui suivent.

$$\begin{array}{l} \text{Dalle} \\ F.S = -5,12 \text{ Kg/cm}^2 \\ F.I = -5,12 \text{ Kg/cm}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Poutre} \\ F.S = 10,49 \text{ Kg/cm}^2 \\ F.I = -3,49 \text{ Kg/cm}^2 \end{array}$$

#### PHASE 4

• Première série d'armature :  $\sigma - \sigma_{\text{résiduel}} = 12079,09 - 940,19 = 11939,79$

$$\text{Force de précontrainte} : P_1 = 492201,40 \text{ Kg}$$

• contraintes engendrées par la précontrainte "P<sub>1</sub>"

$$F.S = -19,24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F.I = 164,89 \text{ Kg/cm}^2$$

• Deuxième série d'armatures :  $\sigma_0 = \sigma_r - \frac{1}{3} \sum \Delta \sigma_d = 13549,67 - \frac{1}{3}(2170,6)$   
 $\sigma_0 = 12822,14 \text{ Kg/cm}^2$

$$\text{Force de précontrainte} : 291313,88 \text{ Kg}$$

• contraintes engendrées par la précontrainte "P<sub>2</sub>"

$$F.S : -10,27 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F.I : 91,62 \text{ Kg/cm}^2$$

• Poids propre de la superstructure après par la poutre étudiée induit des contraintes : F.S : 21,69 Kg/cm<sup>2</sup> ; F.I : -92,18 Kg/cm<sup>2</sup>

le moment fléchissant, dû, à l'ensemble des charges permanentes repris par la poutre étudiée :  $M_m = M_G = 843,02 \text{ tm}$ .

FIBRE	CONTRAINTES (Kg/cm <sup>2</sup> )				EFFECTIVES
	ELEMENTAIRES			M <sub>m</sub>	
	1 <sup>ère</sup> Serie, de cables	2 <sup>e</sup> Serie, de cables			
F.S	-19,24	-10,67		66,92	36,61
F.I	+164,89	+91,620		-160,09	96,420.

### PHASE 5

On applique les surcharges, on fera le calcul que pour les charges militaires.

$$\Delta M_1 = \frac{1}{2}(M_{c120}) = 188,10 \text{ tm} ; \quad \Delta M_2 = M_{c120} = 376,19 \text{ tm}.$$

• deuxième serie, d'armatures:

$$\text{Var} = 12822,14 - \frac{1}{3}(2170,6) = 12098,61 \text{ Kg/cm}^2$$

precontraintes :  $P_2 = 237132,69 \text{ Kg}$ . ni d'autre, contraintes sur:

$$\text{F.S} : -10,09 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{F.I} : 86,49 \text{ Kg/cm}^2.$$

par contre, elles provoqué par les surcharges militaires:

$$\Delta M_1 = 188,10 \text{ tm}.$$

$$\Delta M_2 = 376,19 \text{ tm}.$$

$$\text{F.S} : 14,84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{F.S} : 29,68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{F.I} : -37,71 \text{ Kg/cm}^2$$

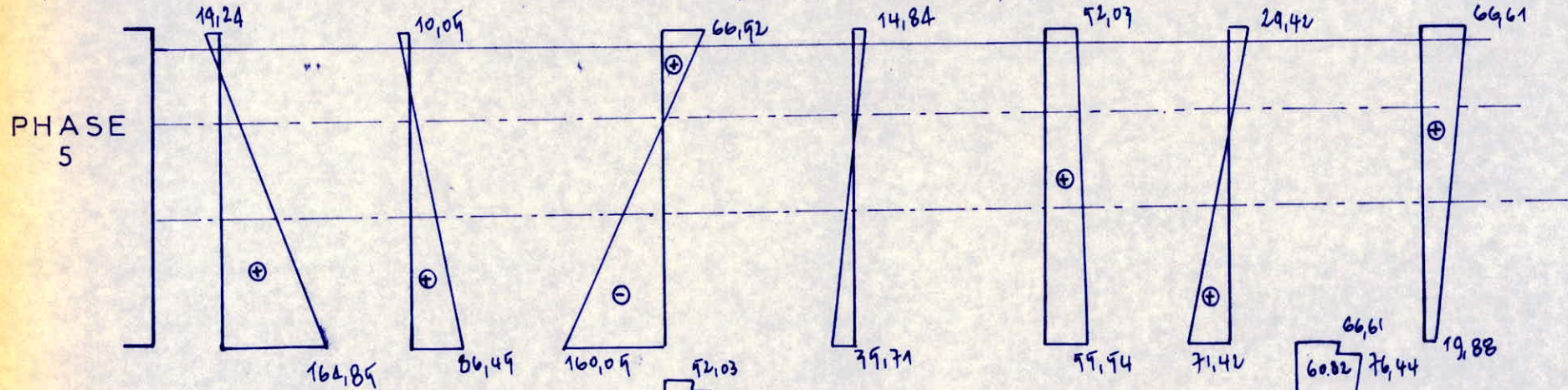
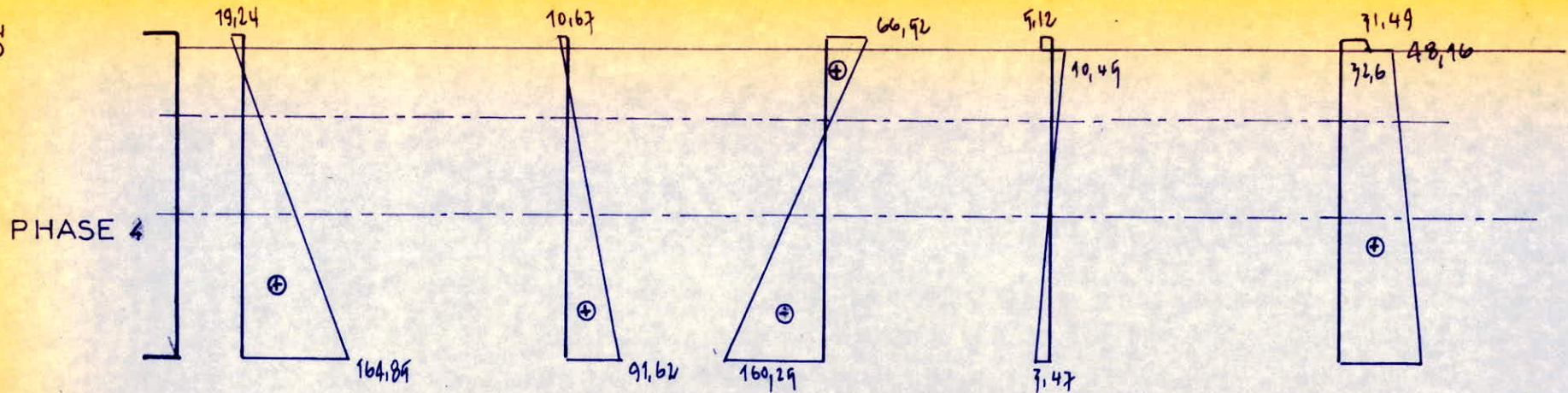
$$\text{F.I} : -71,42 \text{ Kg/cm}^2.$$

FIBRE	CONTRAINTES				EFFECTIVES
	ELEMENTAIRES			$\Delta M_2$	
	1 <sup>ère</sup> Serie, de cables	2 <sup>e</sup> Serie, de cables	M <sub>m</sub>		
F.S	-19,240	-10,09	66,92	29,68	66,870.
F.I	+164,89	86,49	-160,09	-71,42	19,830

FIBRE	CONTRAINTES				EFFECTIVES
	ELEMENTAIRES			$\Delta M_1$	
	1 <sup>ère</sup> Serie, de cables	2 <sup>e</sup> Serie, de cables	M <sub>m</sub>		
F.S	-19,240	-10,09	66,92	14,84	92,070.
F.I	+164,89	86,49	-160,09	-37,710	93,940

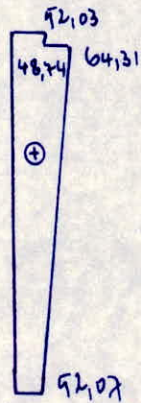
### Conclusion:

Toutes les contraintes qui, apparaissent, aux, différentes phases, d'exécution se trouvent toutes vérifiées. On se représente sur les pages qui suivent les diagrammes de contraintes, au, long, des, différentes phases.

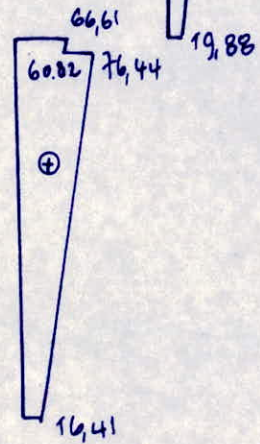


DIAGRAMES FINALS

SURCHAGE :  $\Delta M_1$

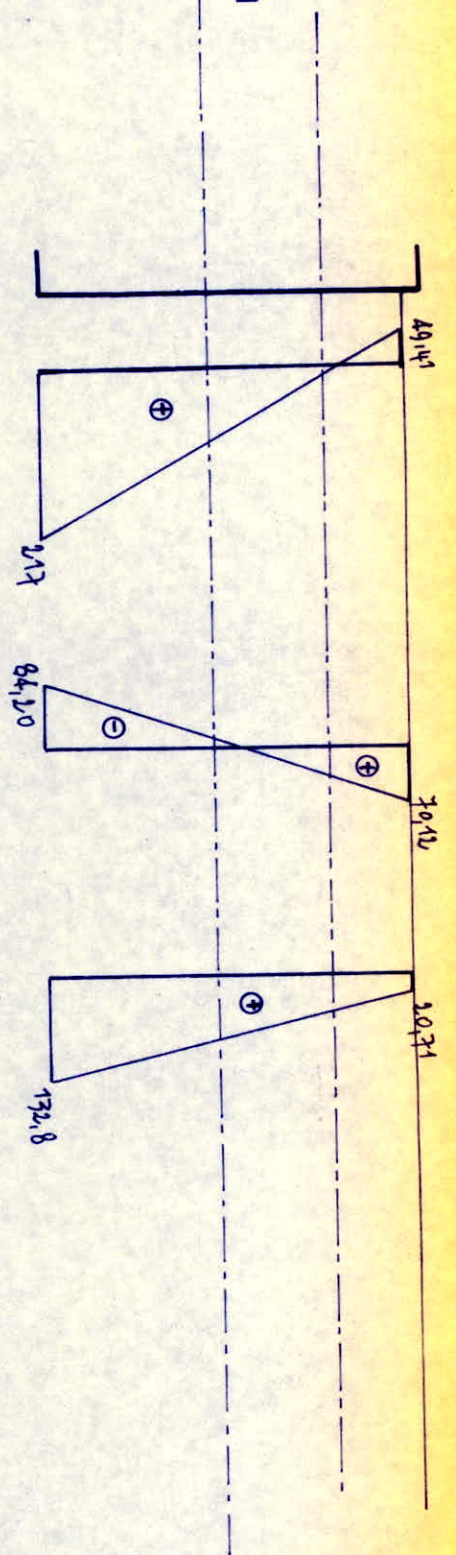


$\Delta M_2$

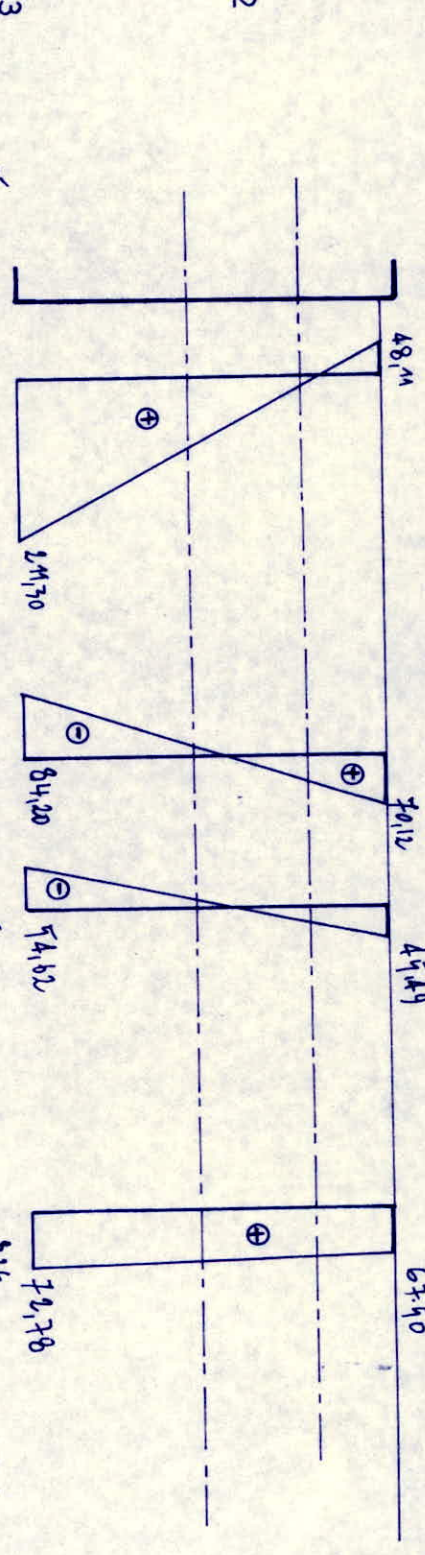




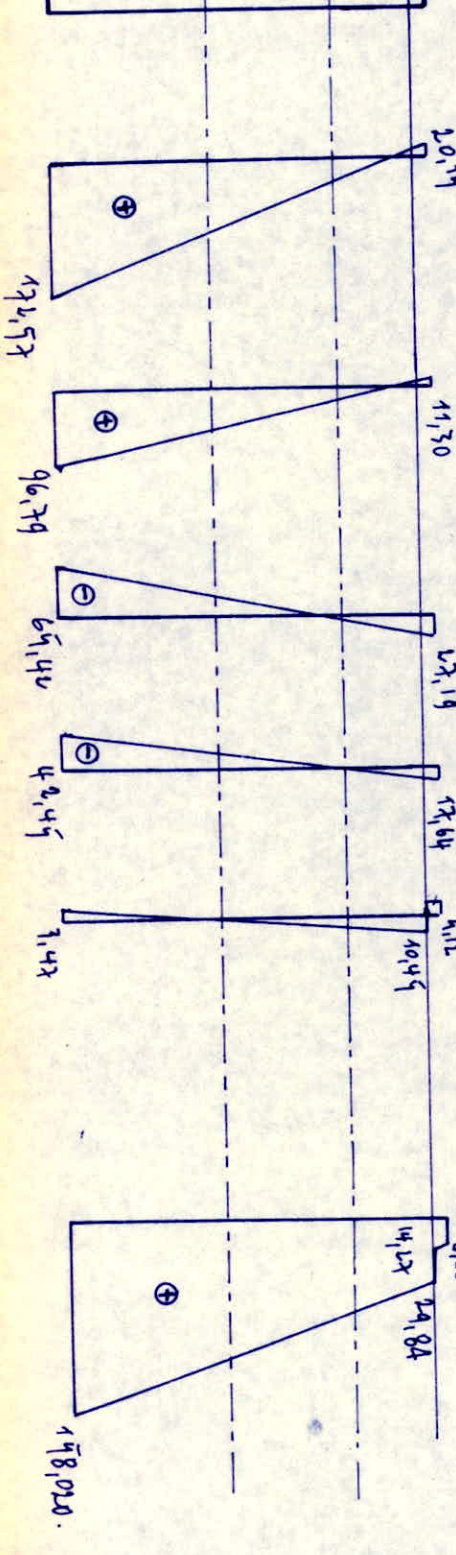
PHASE 1



PHASE 2



PHASE 3



# -X- VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTES

## INTRODUCTION

L'effort tranchant à prendre en compte dans les calculs est l'effort tranchant réduit  $V_r$ . Le serrage du câble introduit deux composantes pour la force de précontrainte

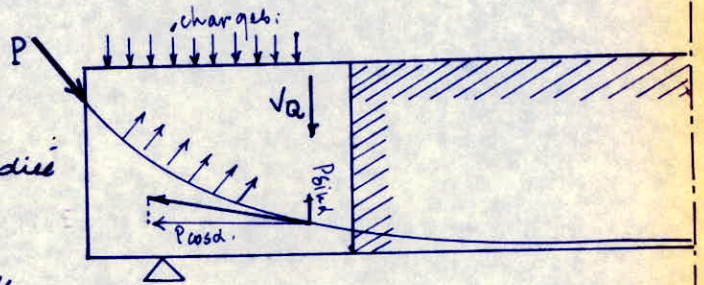
$$N = \sum P \cdot \cos \alpha \quad P: \text{force de précontrainte}$$

$$V = \sum P \cdot \sin \alpha$$

Il en résulte dans la section étudiée un effort tranchant réduit  $V_r = V_Q - V_p$ .

$V_p = P \cdot \sin \alpha$  (composante verticale de la force  $P$ ).

$V_Q$ : effort tranchant dû au sollicitation extérieure



## EVALUATION DES CONTRAINTES

Contrainte de cisaillement.  
Les contraintes sont calculées par la formule classique  $\tau = \frac{V_r \cdot S}{b_0 \cdot x} = \frac{V_r}{b_0 \cdot x}$   
 $V_r$ : effort tranchant réduit  
 $b_0$ : largeur nette  $\rightarrow b_0 = b - \phi$

Contrainte de cisaillement admissible  
Le domaine de résistance du matériau, dans la représentation de Mohr est défini par l'expression suivante:

$$\tau_{28}^2 = \frac{\sigma_{28}^2}{\sigma_{28}'} (\sigma_{28} - \sigma') (\sigma_{28} + \sigma')$$

en posant  $\bar{\sigma} = 0.42 \cdot \sigma_{28}$

On peut définir la frontière du domaine de sécurité:

$$\bar{\tau}_{28}^2 = \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}'} (\bar{\sigma}' - \sigma_g') (\bar{\sigma} + \sigma_g') \quad (1)$$

$\sigma_g$ : contrainte au niveau du CA

## VERIFICATION

On fera la vérification à partir de la formule (1), qui définit le domaine de sécurité:

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

## APPLICATION

Calcul des contraintes admissibles:

En phase de Service  $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}' = 0.42 \cdot \sigma_{28}' = 0.42 \cdot 400 = 168 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\tau} = 0.42 \cdot \sigma_{28} = 0.42 \cdot 31 = 13.02 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$

En phase de construction  $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}' = 0.55 \cdot \sigma_{28}' = 0.55 \cdot 400 = 220 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\tau} = 0.55 \cdot \sigma_{28} = 0.55 \cdot 31 = 17.05 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$

Calcul des distances d'ancrages et des différentes excentricités au niveau des sections envisagées.

$$z = t_i - v_i$$

$$e = \frac{\sum z_i \cdot P \cos \alpha}{\sum P \cos \alpha} = \frac{\sum z_i \cdot \cos \alpha}{\sum \cos \alpha}$$

• Poutre. Seule.

Section. d'about.

CABLE.	t (cm)	$V_i$ (cm)	$Z$ (cm)	$\alpha^\circ$	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	$Z \cos \alpha$
4	210	123,10	+86,9	20	0.9397	0.342	81,66
2	180	123,10	+96,9	18	0.9511	0.309	94,119
3	172	123,10	+8,9	16	0.9613	0.276	8,96
1	102	123,10	-21,10	14	0.242	0.242	-20,47

$$\sum \cos \alpha = 3,822; \quad \sum \sin \alpha = 1,169$$

$$e = 72,40 \text{ cm.}$$

$$\sum Z \cos \alpha = 123,869$$

Section, d'urgence, du Cable N°5.

CABLE	$t_i$ (cm)	$V_i$ (cm)	$Z$ (cm)	$\alpha^\circ$	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	$Z \cos \alpha$
1	17	124,88	-109,88	2.07	0.9994	0.0354	-109,814
3	28	124,88	-96,88	4.63	0.9967	0.0807	-96,560
2	56	124,88	-68,88	7.977	0.9903	0.1387	-68,211
4	78	124,88	-46,88	10.269	0.98399	0.1782	-46,129
5	230	124,88	109,12	24.27	0.9119	0.4104	+99,899

$$\sum \cos \alpha = 4,882 \quad \sum \sin \alpha = 0,8434$$

$$e = -46. \text{ cm.}$$

$$\sum Z \cos \alpha = -224,899$$

sect du cable "6"

CABLE.	t (cm)	$V_i$ (cm)	$Z$ (cm)	$\alpha^\circ$	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	$Z \cos \alpha$
6	230	129,09	104,91	24,27	0,9119	0.410	99,668
5	104	129,09	-21,09	20,92	0,9340	0.397	-19,70
4	18	129,09	-107,09	1,24	0,997	0.0216	-107,06
2	12	129,09	-113,09	1,67	0,9996	0.0284	-113,04
3	8.399	129,09	-116,735	0	1	0	-116,735
1	8.399	129,09	-116,735	0	1	0	-116,735

$$\sum \cos \alpha = 5,849 \quad \sum \sin \alpha = 0,817$$

$$e = -64,60 \text{ cm.}$$

$$\sum Z \cos \alpha = -377,602$$

• Poutre Avec Dalle

Section. d'about.

CABLE	t (cm)	$V_i$ (cm)	$Z$ (cm)	$\alpha^\circ$	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	$Z \cos \alpha$
1	202	196	-94,0	14	0.9703	0.2419	-92,38
3	132	196	-24	16	0.961	0.2756	-27,064
2	180	196	+24	18	0.9510	0.3090	22,824
4	210	196	+94	20	0.9397	0.3420	90,743

$$\sum \cos \alpha = 3,822$$

$$\sum \sin \alpha = 1,1685$$

$$e = -0.49 \text{ cm} \approx 0$$

$$\sum Z \cos \alpha = -1,87$$

## Section d'émergence du Cable N°5

CABLE.	$t_i$ (cm)	$V_i$ (cm)	$Z$ (cm)	$\alpha^\circ$	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	$Z \cos \alpha$
1	15	175,90	-160,90	2.03	0.9994	0.0354	-160,803
3	28	175,90	-147,90	4.63	0.9967	0.0807	-147,411
2	56	175,90	-119,90	7.977	0.9903	0.139	-118,7369
4	78	175,90	-97,90	10.269	0.984	0.178	-96,3326
5	230	175,90	+54,10	24.23	0.9119	0.410	49,333

$$\sum \cos \alpha = 4,882 \quad \sum \sin \alpha = 2,8428$$

$$e = -97,08 \text{ cm.}$$

$$\sum Z \cdot \cos \alpha = -474$$

## Section du Cable N°6

CABLE.	$t_i$ (cm)	$V_i$ (cm)	$Z$ (cm)	$\alpha^\circ$	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	$Z \cdot \cos \alpha$
1	8,355	176,38	-168,025	0	1	0	-168,025
3	8,355	176,38	-168,025	0	1	0	-168,025
2	12,0	176,38	-164,38	1.63	0.9996	0.0237	-164,314
4	18,0	176,38	-158,38	1.24	0.9997	0.0216	-158,362
5	104	176,38	-72,38	20.92	0.9340	0.397	-67,6029
6	230	176,38	53,62	24.23	0.9119	0.410	48,8960

$$\sum \cos \alpha = 9,8492 \quad \sum \sin \alpha = 0$$

$$e = -115,82 \text{ cm.}$$

$$\sum Z \cdot \cos \alpha = -677,4$$

## Section d'about

les caractéristiques de la section sont les suivantes.

SECTION	$B$ (cm <sup>2</sup> )	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$V_s$ (cm)	$V_i$ (cm)	$i^2$ (cm <sup>2</sup> )	$e$ (cm)
Poutre Seule	14888,8	72821159	106,90	127,10	4841,00	32,40
Poutre + Dalle	20680,8	130271160	94,11	159,89	6299,14	-0,440

## PHASE 1

première série de cables:

perles instantanées

$$\Delta \sigma_1 = 0$$

$$\Delta \sigma_2 = 2093,28$$

$$\Delta \sigma_{i2} = 337,5$$

$$\sum \Delta \sigma_i = 2430,78 \text{ Kg/cm}^2$$

perles différées:

$$\Delta \sigma_{d1} = 1176$$

$$\Delta \sigma_{d2} = 201,6$$

$$\Delta \sigma_{d3} = 306,73$$

$$\sum \Delta \sigma_d = 1684,13 \text{ Kg/cm}^2$$

contrainte de service : 10289,12 Kg/cm<sup>2</sup>

contrainte initiale : 10289,12 + 2430,78 + 1684,13 = 14404,03 Kg/cm<sup>2</sup>

contrainte résiduelle :  $\sigma_{ar} = 14404,03 - 1/3(1684,13) = 13842,65 \text{ Kg/cm}^2$

PRE-contrainte par cable : 135698 Kg.

$$N_1^{(1)} = \sum P \cdot \cos \alpha = 3,822 \times 135698 = 918485 \text{ Kg.}$$

$$V_1^{(1)} = \sum P \cdot \sin \alpha = 1,169 \times 135698 = 158984,20 \text{ Kg.}$$

calcul du moment statique par rapport au centre de gravité de la section d'about.

$$S = 60 \times \frac{(106,9)^2}{2} + 40 \times 4 \times 93,967 + 40 \times 12 \times 2 \times 100,90 = 454663,02 \text{ cm}^3$$

la contrainte de cisaillement.  $\tau = \frac{V_r}{b_0 \cdot z}$   
 $V_r = V(\text{poutre} - v_1) = 39379 - 158584,2 \rightarrow V_r = -119209,20 \text{ Kg}$   
 $b_0 = 60,67 = 93,30 \text{ cm}$

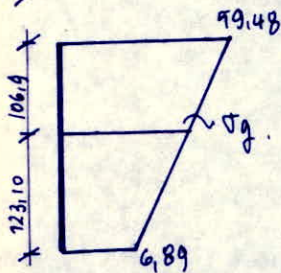
$$I = 72821199 \text{ cm}^4 \quad \text{soit } z = \frac{I}{S} = 160,17 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{-119209,2}{93,30 \times 160,17} = -13,96 \text{ Kg/cm}^2$$

les contraintes en q sous l'axe  $N_1^{(1)}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{F.S.} : \frac{918489}{14888,8} \left( 1 + \frac{32,40 \cdot 108,9}{4891,0} \right) = 59,48 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{F.I.} : 6,89 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

ou autrement dit la contrainte normale au niveau du centre de gravité de la section.



$$\sigma_g = 39,04 \text{ Kg/cm}^2 \quad |\tau| = 13,96 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{faux, conséquent.}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}'} (\bar{\sigma}' - \sigma_g) (\sigma + \sigma_g) = \frac{17,09}{220} (220 - 39,04) (17,09 + 39,04) = 74,66$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma} = 27,33 \text{ Kg/cm}^2 \\ |\tau| = 13,96 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} |\tau| < \bar{\sigma}$$

## PHASE 2

la première série de câble subit toujours des frottes, que l'on estimera à  $0,2 \sum \Delta \sigma d$ , avec  $\Delta \sigma R (96j) = 390 \text{ Kg/cm}^2$ .

contrainte résiduelle:

$$13842,69 - 0,2 \times 1727,60 = 13497,13 \text{ Kg/cm}^2 \quad \Delta \sigma_{fc} = 1176$$

$$\text{précontrainte faux câble} : 172271,9 \text{ Kg/cm}^2 \quad \Delta \sigma_r = 201,60$$

$$N_1^{(1)} = \sum P \cdot \cos \alpha = 505943,10 \text{ Kg}$$

$$V_2^{(1)} = \sum P \cdot \sin \alpha = 154629,89 \text{ Kg}$$

$$V_r = V(\text{poutre}) + V(\text{dalles}) - V_2^{(1)} = -89700,89 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{-89700,89}{93,3 \cdot 160,17} = -10,91 \text{ Kg/cm}^2 \quad |\tau| = 10,91 \text{ Kg/cm}^2$$

Contraintes en q sous l'axe  $N_2^{(1)} = 505943,10 \text{ Kg}$ .

$$\left. \begin{array}{l} \text{F.S.} = 98 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{F.I.} = 6,27 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \text{ soit } \left. \begin{array}{l} \sigma_g = 33,96 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 27,12 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma} = 27,12 \text{ Kg/cm}^2 \\ |\tau| = 10,91 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} |\tau| < \bar{\sigma}$$

## PHASE 3

première série de câble

$$\text{contrainte résiduelle} : 13497,13 - 1/3 (2170,60) = 12773,60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{force de précontrainte faux câble} : 125181,28 \text{ Kg}$$

$$N_3^{(1)} = \sum P \cdot \cos \alpha = 3,822 \cdot 125181,28 = 478442,89 \text{ Kg}$$

$$V_3^{(1)} = \sum P \cdot \sin \alpha = 1,169 \cdot 125181,28 = 146336,92 \text{ Kg}$$

$$V_r = V(\text{poutre}) + V(\text{dalles}) - V_3^{(1)} = 39379 + 27990 - 146336,92 = -81411,92$$

calcul du moment statique de la nouvelle section: poutre + dalles.

$$S = 60 \times \frac{(74,11)^2}{2} + 40 \times 4 \times 60,7 + 2 \cdot 40 \cdot 12 \cdot 68,11 + 290 \cdot 20 \cdot 84,11 = 727704,36 \text{ cm}^3$$

$$I = 130271160 \text{ cm}^4 \quad z = 179,02 \text{ cm}$$

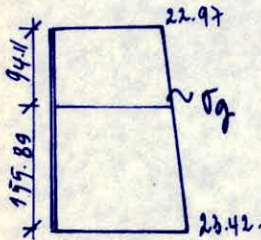
$$b_0 = 60 - 6,7 = 93,30 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{V_r}{b_0 \cdot z} = \frac{-81411,92}{93,30 \cdot 179,02} = -8,93 \text{ Kg/cm}^2$$

les contraintes engendrées par la composante  $N_3^{(1)} = 478442,85 \text{ Kg}$ .

F.S  $\frac{478442,85}{20680,80} \left(1 - \frac{0,49 \cdot 94,11}{6299,14}\right) = 22,97 \text{ Kg/cm}^2$ .

F.I :  $27,42 \text{ Kg/cm}^2$ .



$$\sigma_g = 23,14 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma} = 24,76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = 24,76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$|\sigma| = 6,93 \text{ Kg/cm}^2 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} |\sigma| < \bar{\sigma}$$

#### PHASE 4

première série d'armature

la contrainte résiduelle  $\sigma_{ar} = \sigma - \Delta\sigma = 12773,6 - 940,19 = 12233,49 \text{ Kg/cm}^2$

fora de precontrainte :  $119887,81 \text{ Kg}$ .

$N_4^{(1)} = 2 \cdot P \cdot \cos \alpha = 498211,21 \text{ Kg}$

$V_4^{(1)} = 2 \cdot P \cdot \sin \alpha = 140148,89 \text{ Kg}$

$V_r = V(\text{poutre}) + V(\text{dalle}) + V(\text{du fût structure}) - V_4^{(1)} = V_m - V_4^{(1)} = 96335 - 140148,89$

$V_r = -43813,89 \text{ Kg}$ .

$$\bar{\sigma} = \frac{V_r}{b \cdot z} = \frac{-43813,89}{53,3 \cdot 179,02} = -4,6 \text{ Kg/cm}^2$$

les contraintes engendrées par la composante  $N_4^{(1)} = 498211,21 \text{ Kg}$ .

$\left. \begin{array}{l} \text{F.S : } 22,90 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{F.I : } 23,30 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \sigma_g = 22,20 \text{ Kg/cm}^2$

la contrainte de cisaillement admissible en phase de service

$$\bar{\sigma}^2 = \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}'} (\bar{\sigma}' - \sigma_g) (\bar{\sigma} + \sigma_g) = \frac{13,02}{168} (168 - 22,2) (13,02 + 22,2) = 398$$

$$\bar{\sigma} = 19,95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$|\sigma| = 4,6 \text{ Kg/cm}^2 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} |\sigma| < \bar{\sigma}$$

#### PHASE 5

$N_4^{(1)} = N_9^{(1)} = 498211,21 \text{ Kg}$       $V_4^{(1)} = V_9^{(1)} = 140148,89 \text{ Kg}$

$V_r = V_m + V_R (\text{S. militaires}) - V_9^{(1)} = 96335 + 43030 - 140148,89 = -785,89$

$$\bar{\sigma} = \frac{V_r}{b \cdot z} = \frac{-785,89}{93,30 \cdot 179,02} = -0,1 \text{ Kg/cm}^2 \quad |\sigma| = 0,1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$|\sigma| = 0,1 \text{ Kg/cm}^2 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} |\sigma| \ll \bar{\sigma}$$

$$\bar{\sigma} = 19,95 \text{ Kg/cm}^2$$

Section d'émergence du Cable N° 6.

SECTION	B (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	V <sub>s</sub> (cm)	V <sub>i</sub> (cm)	i <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	e (cm)
Poutre Seule	7192,20	50814180	104,910	129,09	7069,20	-64,60
Poutre+Dalle	12992,20	9,4462.10 <sup>7</sup>	73,60	176,40	7270,7	-119,89

PHASE 1

première Serré de, cable (4,3,2,1).

factus instantanés:

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_f &: 1073,79 \text{ Kg/cm}^2 \\ \Delta\sigma_g &: 1384,21 \text{ Kg/cm}^2 \\ \Delta\sigma_{rac} &: 337,50 \text{ Kg/cm}^2 \\ \Sigma \Delta\sigma_i &= 2799,50 \text{ Kg/cm}^2.\end{aligned}$$

factus différés:

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{fl} &= 1176 \text{ Kg/cm}^2 \\ \Delta\sigma_{re} &= 201,60 \\ \Delta\sigma_R &= 196,0 \\ \Sigma \Delta\sigma_d &= 1573,60 \text{ Kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\text{contrainte initiale: } 10289,12 + 2799,50 \pm 1573,60 = 14698,22 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{contrainte résiduelle: } 14698,22 - 1/3 (1573,60) = 14133,70 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{Force de précontrainte: } 138,910,13 \text{ Kg}$$

$$N_1^{(1)} = \Sigma P \cos \alpha = 593943,56 \text{ Kg}$$

$$V_1^{(1)} = \Sigma P \sin \alpha = 6925,51 \text{ Kg}$$

$$V_r = V(\text{poutre}) - V_1^{(1)} = 19129 - 6925,510 = 12199,50 \text{ Kg}.$$

calcul du moment statique de la section, où emerge le cable "6".

$$S = 18 \times \frac{(104,91)^2}{2} + 61 \times 6 \times 90,91 + 2 \times 61 \times 12 \times 98,91 = 277132,30 \text{ cm}^3.$$

$$b_0 = 18 - 6,70 = 11,30 \text{ cm}; \quad z = 183,36 \text{ cm}.$$

contraintes engendrés par la composante  $N_1^{(1)} = 593943,56 \text{ Kg}$ .

$$\left. \begin{aligned} \text{F.S: } & \frac{593943,56}{2192,20} \left(1 - \frac{64 \cdot 6 \cdot 104,91}{70 \cdot 69,2}\right) = 3,14 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{F.I: } & 165,11 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \rightarrow \sigma_g = 77,02 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma} = \frac{V_r}{b_0 \cdot z} = \frac{12199,50}{11,30 \cdot 183,36} = 5,90 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma} &= 72,30 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma &= 5,90 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \sigma < \bar{\sigma}.$$

PHASE 2

première Serré d'armature.

$$\Delta\sigma = 0,20 \Sigma \Delta\sigma_d; \quad \Delta\sigma_R = 223,20 \text{ Kg/cm}^2.$$

factus différés:

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{fl} &= 1176 \\ \Delta\sigma_{re} &= 201,60 \\ \Delta\sigma_R &= 223,60 \\ \Sigma \Delta\sigma_d &= 1601,20 \text{ Kg/cm}^2.\end{aligned}$$

contrainte résiduelle:

$$14133,70 - 0,20 (1601,2) = 13813,46 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{Force de précontrainte: } 135371,90 \text{ Kg}.$$

$$N_2^{(1)} = 3,9993 \times 135371,90 = 541392,87 \text{ Kg}.$$

$$V_2^{(1)} = 0,05 \cdot 135371,9 = 6768,60 \text{ Kg}.$$

$$V_r = V(\text{poutre}) + V(\text{dalle}) - V_2^{(1)} = 19129 + 12410 - 6768,60 = 24766,40 \text{ Kg}.$$

contraintes engendrés par  $N_2^{(1)} = 541392,87 \text{ Kg}$ .

$$\left. \begin{aligned} \text{F.S: } & 3,07 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{F.I: } & 161,40 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \rightarrow \sigma_g = 75,30 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma} = 32,20 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma = \frac{24766,40}{11,30 \times 183,36} = 11,95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= 11,95 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} &= 32,20 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \sigma < \bar{\sigma}.$$

PHASE 3

première Serré d'armatures:

contrainte résiduelle:

$$\sigma_{ar} = 13813,46 - 1/3 (1883,77) = 13185,54 \text{ Kg/cm}^2.$$

factus différés:

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{fl} &= 1176 \text{ Kg/cm}^2 \\ \Delta\sigma_{re} &= 201,60 \\ \Delta\sigma_R &= \frac{506,4}{1883,77}\end{aligned}$$

force de précontrainte par câble : 129218,26 Kg

$$N_3^{(1)} = 3.9993 \cdot 129218,26 = 516782,60 \text{ Kg.}$$

$$V_3^{(1)} = 0.09 \times 129218,26 = 6460,910 \text{ Kg.}$$

Deuxième Série d'armatures:

peres différenciées:

$$\Delta \sigma_{fl} = 1176 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_{re} = 201,60$$

$$\Delta \sigma_{R} = 906,17$$

$$\Sigma \Delta \sigma_d = 1883,77 \text{ Kg/cm}^2.$$

contrainte initiale : 10289,12 + 3407,20 + 1883,77 = 19580,09 Kg/cm<sup>2</sup>.

contrainte résiduelle : 19580,09 - 1/3 (1883,77) = 14952,20 Kg/cm<sup>2</sup>.

force de précontrainte par câble : 146931,230 Kg.

$$N_3^{(2)} = \Sigma P_{\text{cable}} = 270482 \text{ Kg.}$$

$$V_3^{(2)} = \Sigma P_{\text{cable}} \cdot e = 112389,45 \text{ Kg.}$$

En définitif nous obtenons

$$\left\{ \begin{array}{l} N_3 = N_3^{(1)} + N_3^{(2)} = 516782,60 + 270482 = 787264 \\ V_3 = V_3^{(1)} + V_3^{(2)} = 6460,91 + 112389,45 = 118850,4 \end{array} \right.$$

$$V_r = V(\text{poutre}) + V(\text{dalles}) - V_3 = 19129 + 12410 - 118850,40 = -87311,40 \text{ Kg.}$$

calcul du moment statique de la nouvelle section (poutre + dalle)  
à l'origine de la câble N° 3.

$$S = 18 \times \frac{(93,6)^2}{2} + 61 \times 6 \times 39,60 + 2 \times 61 \times 12 \times 47,60 + 290 \times 20 \times 67,60 = 478916,64 \text{ cm}^3.$$

$$\bar{x} = 197,24 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{-87311,60}{18197,24} = -24,59 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$|\bar{\sigma}| = 24,59 \text{ Kg/cm}^2.$$

contraintes engendrées par N<sub>3</sub> = 787264 Kg.

$$\left\{ \begin{array}{l} F.S = \frac{787264,16}{12992,2} \left( 1 - \frac{119,89 \cdot 73,60}{7270,7} \right) = -10,49 \text{ Kg/cm}^2. \\ F.X : 231 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \sigma_g = 60,62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = 31 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} |\bar{\sigma}| = 24,59 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 31,0 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} |\bar{\sigma}| < \bar{\sigma}.$$

#### PHASE 4

première Série d'armatures:

contrainte résiduelle :  $\sigma - \Delta \sigma = 13189,94 - 41,10 = 12774,44 \text{ Kg/cm}^2.$

force de précontrainte par câble : 129189,9 Kg.

$$N_4^{(1)} = 500670,42 \text{ Kg.}$$

$$V_4^{(1)} = 6299,48 \text{ Kg.}$$

Deuxième Série d'armatures:

contrainte résiduelle : 14952,20 - 1/3 (1883,77) = 14324,30 Kg.

force de précontrainte : 140377,4 Kg.

$$N_4^{(2)} = 260527,34 \text{ Kg.}$$

$$V_4^{(2)} = 107669,85 \text{ Kg.}$$

$$N_4 = N_4^{(1)} + N_4^{(2)} = 761197,76 \text{ Kg.}$$

$$V_4 = V_4^{(1)} + V_4^{(2)} = 113929,33 \text{ Kg.}$$

$$V_r = V_m - V_4 = 46792 - 113929,33 = -67137,33 \text{ Kg.}$$



$$\bar{\sigma} = \frac{-67137,33}{18.197,24} = -18,90 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad |\bar{\sigma}| = 18,90 \text{ Kg/cm}^2$$

contrainte engendrée par  $N_4 = 761197,76 \text{ Kg}$ .

$$\left. \begin{array}{l} \text{F.S. : } \frac{761197,76}{12992,20} \left( 1 - \frac{115,89 \cdot 73,6}{7270,7} \right) = -10,14 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{F.I. : } 223,32 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \sigma_g = 58,30 \text{ Kg/cm}^2$$

En phase de service la contrainte de cisaillement adm:

$$\bar{\sigma}^2 = \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}'} (\bar{\sigma}' - \sigma_g) (\bar{\sigma} + \sigma_g) = 606,34 \rightarrow \bar{\sigma} = 24,63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} |\bar{\sigma}| = 18,90 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 24,630 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} |\bar{\sigma}| < \bar{\sigma}$$

PHASE 5

Deuxième série d'armatures

contrainte résiduelle :  $14324,30 - 1/3 (1883,77) = 13696,40 \text{ Kg/cm}^2$

force de précontrainte par câble :  $134224,90 \text{ Kg}$

$$N_f^{(2)} = 249107,23 \text{ Kg}$$

$$V_f^{(2)} = 102950,20 \text{ Kg}$$

$$N_f = N_f^{(1)} + N_f^{(2)} = 749777,65 \text{ Kg}$$

$$V_f = V_f^{(1)} + V_f^{(2)} = 109209,68 \text{ Kg}$$

$$V_r = V_m (\text{p. propre}) + V_s (\text{surcharge}) - V_f = 46792 + 35788,9 - 109209,68 =$$

$$V_r = -26629,20 \text{ Kg}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{-26629,2}{18.197,24} = -7,15 \text{ Kg/cm}^2$$

par conséquent la contrainte résiduelle par  $N_f = 749777,65$

$$\left. \begin{array}{l} \text{F.S.} = -10 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{F.I.} = 220 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \sigma_g = 57,71 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = 24,60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} |\bar{\sigma}| = 7,15 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 24,60 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} |\bar{\sigma}| < \bar{\sigma}$$

Section où émerge le câble N° "9"

SECTION	B (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Vs (cm)	Vi (cm)	i <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	e (cm)
Poutre Seule	7202	5,109 · 10 <sup>7</sup>	109,12	124,88	7093,90	-46
Poutre+Dalle	17002	9,3976 · 10 <sup>7</sup>	74,10	179,90	7227,77	-97

PHASE 1

première série de câbles:

factes instantanés

$$\Delta \sigma_f = 760,942 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_g = 1384,21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_r = 337,90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sum \Delta \sigma_i = 2482,65 \text{ Kg/cm}^2$$

factes différés

$$\Delta \sigma_{fe} = 1176 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_{re} = 201,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_{rd} = 181,02$$

$$\sum \Delta \sigma_d = 1558,02 \text{ Kg/cm}^2$$

contrainte de service :  $10289,12 \text{ Kg/cm}^2$

contrainte initiale :  $10289,12 + 2482,65 + 1558,02 = 14329,792 \text{ Kg/cm}^2$

contrainte résiduelle :  $14329,792 - 1/3 (1558,02) = 13810,45 \text{ Kg/cm}^2$

précontrainte par câble :  $135342,43 \text{ Kg}$

$$N_1 = \sum P \cos \alpha = 537363,58 \text{ Kg} \quad ; \quad V_1 = \sum P \sin \alpha = 58603,27 \text{ Kg}$$

l'effort tranchant à 4.79 m sous G0 :  $T_p = 143437,9 \text{ Kg}$  soit pour une poutre  $V_p = 28687,50 \text{ Kg}$

$$V_r = V_p - V_1 = -29919,772 \text{ Kg}$$

le moment statique par rapport au centre de gravité de la section la première du câble  $N_1^{(1)} = 537363,98 \text{ Kg}$ .

$$\text{d'où } \bar{x} = 183,83 \text{ cm.}$$

$$h_0 = 18 - 6,7 = 11,30 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{-29919,772}{11,30 \cdot 183,83} = -14,40 \text{ Kg/cm}^2.$$

les contraintes engendrées par la compression  $N_1^{(1)} = 537363,98 \text{ Kg}$ .

$$\left. \begin{array}{l} \text{F.S. : } \frac{N_1}{B} \left( 1 + e_0 \frac{V_1}{i^2} \right) = 23,79 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{F.I. : } \frac{N_1}{B} \left( 1 - e_0 \frac{V_1}{i^2} \right) = 175,03 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \sigma_g = 79,03 \text{ Kg/cm}^2$$

Soit en phase de construction :  $\bar{\sigma} = 72,16 \text{ Kg/cm}^2.$

$$\left. \begin{array}{l} |\bar{\sigma}| = 14,40 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 32,60 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow |\bar{\sigma}| < \bar{\sigma}.$$

## PHASE 2

première série d'armature

petites instantanées :

$$\sum \Delta \sigma_i = 2482,69 \text{ Kg/cm}^2.$$

On estime les pertes à 20% au cours de cette phase :

- contrainte résiduelle :

$$13810,49 - 0,2 \times (1984,09) = 13493,63 \text{ Kg/cm}^2$$

Précontrainte par câble : 132237,99 Kg.

$$N_1^{(1)} = \sum P_{\text{cable}} = 929036,140 \text{ Kg}$$

$$V_1^{(1)} = \sum P_{\text{cable}} = 97258,88 \text{ Kg.}$$

$$V_r = V(\text{poutre}) + V(\text{câble}) - V_1^{(1)} = 28687,5 + 18619 - 97258,88 = -9996,378$$

$$\bar{\sigma} = -4,79 \text{ Kg/cm}^2.$$

contraintes normales induites par l'effort  $N_1^{(1)} = 929036,14 \text{ Kg}$ .

$$\left. \begin{array}{l} \text{F.S. : } 23,21 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{F.I. : } 131,93 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \sigma_g = 72,90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = 32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} |\bar{\sigma}| = 4,79 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 32 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} |\bar{\sigma}| < \bar{\sigma}.$$

## PHASE 3

première série d'armature :

$$\sum \Delta \sigma_i = 2482,69 \text{ Kg/cm}^2 ; \quad \sum \Delta \sigma_d = 1849,90 \text{ Kg/cm}^2.$$

contrainte résiduelle :  $13493,63 - 1/3 (1849,90) = 12878,33 \text{ Kg/cm}^2$

précontrainte par câble : 126207,63 Kg.

$$\text{d'où } N_3^{(1)} = 501094,79 \text{ Kg.}$$

$$V_3^{(1)} = 54647,90 \text{ Kg.}$$

deuxième série d'armatures.

$$\sum \Delta \sigma_i = 2976,70 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sum \Delta \sigma_d = 1849,90 \text{ Kg/cm}^2$$

contrainte initiale : 15091,52 Kg/cm<sup>2</sup>

contrainte résiduelle : 14476,22 Kg/cm<sup>2</sup>.

precontrainte par câble : 141866,96 Kg.

$$N_3^{(2)} = \sum P \cos \alpha = 129368,48 \text{ Kg.}$$

$$V_3^{(2)} = \sum P \sin \alpha = 98222,2 \text{ Kg.}$$

d'où  $N_3 = N_3^{(1)} + N_3^{(2)} = 630463,27 \text{ Kg}$

$$V_3 = V_3^{(1)} + V_3^{(2)} = 112870,10 \text{ Kg.}$$

$$V_r = V(\text{poutre}) + V(\text{dalles}) - V_3 = 47302,9 - 112870,10 = -65567,60 \text{ Kg.}$$

calcul du moment statique de la section résistante (poutre + dalle)  
la, où le câble N° "9" émerge.  $S = 483216,29 \text{ cm}^3$ ,  $Z = 194,70 \text{ cm}$ .

$$\bar{\sigma} = \frac{V_r}{b \cdot Z} = \frac{-65567,6}{18 \cdot 194,70} = -18,73 \text{ Kg/cm}^2$$

les contraintes normales engendrées par  $N_3 = 630463,27 \text{ Kg}$ .

$$\left. \begin{array}{l} \text{F.S. : } \frac{630463,27}{13002} \left(1 - \frac{97,74 \cdot 10}{7227,77}\right) = 0,27 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{F.I. : } 162,99 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \sigma_g = 48,49$$

$$\bar{\sigma} = 29,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} |\bar{\sigma}| = 18,73 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 29,90 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} |\bar{\sigma}| < \bar{\sigma}$$

#### PHASE 4

première série d'armatures:

contrainte résiduelle :  $12878,33 - 246,12 = 12632,21 \text{ Kg/cm}^2$

precontrainte par câble : 123799,66 Kg.

$$N_4^{(1)} = 491918,29 \text{ Kg}$$

$$N_4^{(2)} = 93603,92 \text{ Kg.}$$

deuxième série d'armatures:

contrainte résiduelle :  $14476,22 - 1/3(1849,9) = 13860,42 \text{ Kg/cm}^2$ .

precontrainte par câble : 135837,02 Kg.

$$N_4^{(2)} = 123869,78 \text{ Kg.}$$

$$V_4^{(2)} = 99747,90 \text{ Kg.}$$

$$N_4 = N_4^{(1)} + N_4^{(2)} = 615388,07 \text{ Kg.}$$

$$V_4 = V_4^{(1)} + V_4^{(2)} = 109351,03 \text{ Kg.}$$

$$V_p = V(\text{poutre}) + V(\text{dalle}) + V(\text{sup. structure}) = 21687,9 + 18619 + 22889,40$$

$$V_p = 70187,913 \text{ Kg.} \quad V_r = V_p - V_4 = -39163,117 \text{ Kg.}$$

$$\bar{\sigma} = -17,81 \text{ Kg/cm}^2$$

contraintes normales dues à l'effort  $N_4 = 615388,07 \text{ Kg}$ .

$$\left. \begin{array}{l} \text{F.S. : } 0,26 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{F.I. : } 190,06 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \sigma_g = 47,33 \text{ Kg/cm}^2$$

la, contrainte de cisaillement, adm en phase service :  $\bar{\sigma} = 31,73 \text{ Kg/cm}^2$

$$\left. \begin{array}{l} |\bar{\sigma}| = 17,81 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 31,73, \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} |\bar{\sigma}| < \bar{\sigma}$$

#### PHASE 5

deuxième série d'armatures:

contrainte résiduelle :  $13860,42 - 1/3(1849,90) = 13249,62 \text{ Kg/cm}^2$

precontrainte par câble : 129807,08 Kg.

$$N_9^{(2)} = 118371,08 \text{ Kg} ; \quad V_9^{(2)} = 93272,826 \text{ Kg.}$$

première série d'armature:  
 $N_5^{(1)} = N_5^{(1)} = 491918,29 \text{ kg}$  ;  $V_4^{(1)} = V_5^{(1)} = 93603,76 \text{ kg}$ .

soit finalement.

$$N_5 = N_5^{(1)} + N_5^{(2)} = 609889,37 \text{ kg}$$

$$V_5 = V_5^{(1)} + V_5^{(2)} = 106876,35 \text{ kg}$$

$$V_r = V_m + V_a - V_5 = 70187,913 + 43947 - 106876,35 = 7298,76 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma} = 3,30 \text{ kg/cm}^2. \quad \bar{\sigma} = 31,73 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma} = 3,30 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 31,73 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma} \ll \bar{\sigma}$$

Conclusion:

l'état de contraintes, aux différentes sections envisagées vérifie les conditions de Mohr, qui définissent le domaine de sécurité. Aussi toutes les contraintes de cisaillement se trouvent vérifiées.

ARMATURES TRANSVERSALES

l'état de contraintes en chaque point de la poutre se trouve, à l'intérieur du domaine de sécurité défini par Mohr. Il convient d'armer l'âme avec des étrilles. Ceux-ci suppriment les risques de ruines dues au retrait et aux reprises de bétonnage. L'effort tranchant résulit pourant, chaque de figure entre les étrilles et de ce change les armatures qu'on disposera verticalement seront justifiées, à partir de la théorie de Ritter. Rösch, en tenant compte d'une obliquité  $\delta$  les étrilles et supposés coupés par des fissures, dont la direction est normale à la contrainte principale de traction.

$$\boxed{t_{q28} = \frac{2\bar{\sigma}}{\sigma_q}}$$

Espacement t.

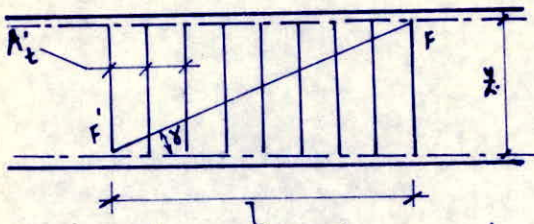


schéma des armatures transversales intéressant une fissure FF' d'inclinaison  $\delta$ .

n: étant le nombre de cadres de section  $A't$  espacés de t.

$$\left. \begin{array}{l} L = n \cdot t \\ L = \frac{Z}{t \cdot \sigma_q} \end{array} \right\} \Rightarrow n = \frac{Z}{t \cdot \sigma_q}$$

on doit avoir, avec  $\bar{\sigma}'_a = \rho'_a \cdot \sigma_u$ .

$$\boxed{\frac{V_r}{n \cdot A't} \leq \bar{\sigma}'_a}$$

$$\frac{L \cdot t \cdot \sigma_q}{Z} \cdot \frac{V_r}{A't} \leq \bar{\sigma}'_a \Rightarrow t = \frac{\bar{\sigma}'_a \cdot A't \cdot Z}{V_r \cdot t \cdot \sigma_q}$$

En outre l'espacement des cages d'armatures transversales d'âme sera limitée par la plus petites des valeurs suivantes.

$$t \leq (\text{inf}) \left\{ \begin{array}{l} 4t (1,25 - 0,95 \cdot \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}}) \\ 60 (5 - 2 \cdot \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}}) \\ 4b_0 \end{array} \right.$$

la contrainte admissible de ces armatures sera égale:  $\bar{\sigma}'_a = \rho'_a \cdot \sigma'_{cu}$   
avec:

$$\rho'_a = 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right)^2 \text{ si la section ne comporte pas de reprise de } \text{bétonnage}$$

et avec  $\rho'_a = 2/3$  dans le cas contraire.

### APPLICATION

Notre poutre fabriqué a été coulé sans reprise de bétonnage.

$$\rho'_a = 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right)^2 \quad \sigma_{cu} = 4200 \text{ Kg/cm}^2, \text{ on choisit un caduc } \tau 10 (1,97 \text{ cm}^2) \quad h_t = 230 \text{ cm.}$$

#### Section d'appui

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b &= 13,96 \text{ Kg/cm}^2 & \bar{\sigma}_c &= 27,33 \text{ Kg/cm}^2 \\ V_r &= 119209,20 \text{ Kg.} & \sigma_q &= 55,04 \text{ Kg/cm}^2 \\ z &= 160,17 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$\delta$ , angle, d'une éventuelle fissure par rapport, au plan de la fibre moyenne  
 $\tan 2\delta = \frac{2 \cdot 13,96}{55,04} = 0,797 \rightarrow \delta = 19,30^\circ ; \tan \delta = 0,340$

$$\bar{\sigma}'_a = 4200 \times \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{13,96}{27,33} \right)^2 \right) = 3834,725 \text{ Kg/cm}^2$$

#### Espacement minimal

$$t = \frac{\bar{\sigma}'_a \cdot A_s \cdot z}{V_r \cdot \tan \delta} = \frac{3834,725 \cdot 1,97 \cdot 160,17}{119209,20 \cdot 0,34} = 27,0 \text{ cm}$$

#### Espacement limite:

$$\begin{cases} \bar{t}_1 = 230 \left( 1,25 - 0,95 \frac{13,96}{27,33} \right) = 175,89 \text{ cm.} \\ \bar{t}_2 = 53,30 \left( 4 - 2 \frac{13,96}{27,33} \right) = 212,05 \\ \bar{t}_3 = 213,20 \end{cases}$$

#### Pourcentage minimal:

$$\bar{\omega}_t = 0,25 \cdot \frac{h_t}{h_t + 360} = \frac{230}{230 + 360} \cdot 0,25 = 0,147\% \quad \bar{\omega}_t \leq 0,20\%$$

$$\bar{t} = \frac{A_s}{\bar{\omega}_t \cdot b_0} = \frac{1,97}{0,147 \cdot 53,30} \cdot 100 = 20,0 \text{ cm.}$$

Conclusion: on adoptera un espacement de  $t = 20,0 \text{ cm}$ .

#### Section d'émergence du câble N° 5"

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b &= 18,73 \text{ Kg/cm}^2 & \bar{\sigma}_c &= 29,90 \text{ Kg/cm}^2 & \sigma_q &= 48,49 \text{ Kg/cm}^2 \\ V_r &= 65567,6 \text{ Kg.} & z &= 194,90 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$\tan 2\delta = \frac{2 \cdot \bar{\sigma}_b}{\sigma_q} = 0,7729 \quad \delta = 18,84^\circ \rightarrow \tan \delta = 0,3412$$

$$\bar{\sigma}'_a = \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_c} \right)^2 \right) \cdot \sigma_{cu} = 3635,63 \text{ Kg/cm}^2$$

#### Espacement minimal:

$$t = \frac{\bar{\sigma}'_a \cdot A_s \cdot z}{V_r \cdot \tan \delta} = 49,62 \text{ cm.}$$

#### Espacement limite:

$$\begin{aligned} \bar{t}_1 &= 148,77 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 &= 42,19 \text{ cm} \\ \bar{t}_3 &= 49,3 \text{ cm.} \end{aligned}$$

#### Pourcentage min

$$\bar{\omega} = 0,2024\% \quad \text{d'où } \bar{t} = 43,0 \text{ cm.}$$

l'espacement adopté au niveau de cette section:  $t = 42,0 \text{ cm}$ .

. Section d'émergence du Cable N° 6

$\bar{\sigma} = 24,99 \text{ Kg/cm}^2$ ;  $\bar{\sigma} = 31,01 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\sigma_q = 60,42 \text{ Kg/cm}^2$ .  $V_r = 87375,36 \text{ Kg/cm}^2$   $z = 197,24 \text{ cm}$ .  
 . angle, de une éventuelle fissure:  
 $\tan 2\delta = \frac{2\bar{\sigma}}{\sigma_q} = 0,814$   $\delta = 19^\circ 57'$   $\tan \delta = 0,355$ .

. Contrainte admissible de l'acier:

$$\bar{\sigma}'_a = 3319,11 \text{ Kg/cm}^2.$$

. Espacement minimal:  $t = 33,16 \text{ cm}$ .

. Espacement admissible.

$$\bar{t}_1 = 114 \text{ cm}; \quad \bar{t}_2 = 61 \text{ cm}; \quad \bar{t}_3 = 72 \text{ cm}.$$

On choisit un espacement  $t = 37,0 \text{ cm}$ , ce dernier satisfait l'ensemble de ces conditions, nous avons choisi de l'acier TOR pour des raisons de sécurité à la rupture par effort tranchant.

ARMATURES LONGITUDINALES: art 18. I.P1.

Le fourchage d'armatures longitudinales pourra être fixé à la moitié environ du fourchage minimal d'armatures transversales.

$$\delta_L = 0,7 \cdot \bar{w} = 0,7 \cdot 0,1402 = 0,0701$$

La Section min de l'âme à l'appui:  $S = b_0 \cdot h_t = 60 \cdot 230 = 13800 \text{ cm}^2$ .

$$A_{\min} = S \cdot \delta_L = 9,67 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisira } 14T10 \text{ (19,99 cm}^2\text{)}.$$

CADRES DU TALON

d'après des dispositions de l'I.P1

$$\sigma'_{28} = 7 + 0,06 \cdot 0,28 = 31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Enrobage dans la section médiane  $c = 7 \text{ cm}$ .

. Section Médiane:

$$\frac{\bar{w}_t \cdot c}{t} = c \cdot \frac{\sigma'_{28}}{\sigma_{en}} \times 100 \quad \rightarrow \quad \frac{\bar{w}_t}{t} = 7 \cdot \frac{31}{4200} \cdot 100 = 3,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on choisit 9T10 par ml. (0,789 cm<sup>2</sup>)

Espacement: dans la zone d'about:  $t = \frac{0,789 \cdot 100}{3,69} = 21,27 \text{ cm}$   
 on prend  $t = 22 \text{ cm}$ .

. Section d'about:

$c \approx 1,3d$  ( $d$ : diamètre d'une gaine)

$$t = \frac{0,789}{1,3 \cdot 3,69} \times 100 = 16,36 \text{ cm}$$

on prend  $t = 16,0 \text{ cm}$ .

# VERIFICATION A LA RUPTURE

Le caractère particulier des ouvrages en béton précontraint, pour lesquels 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. En effet ces contraintes des éléments précontraints varient en fonction linéaire des charges. Mais non de façon proportionnelle en raison des contraintes dues à l'action des armatures actives qui viennent compenser l'effet des charges et sur charges la vérification à la rupture, constitue donc une étape obligatoire pour la vérification d'un ouvrage.

## RUPTURE EN FLEXION

Sécurité par rapport au béton:

La condition s'écrit, concernant la sécurité par rapport au béton.

$$M_m + 1,8 \Delta M \leq 0,7 MRB.$$

MRB: moment fléchissant max, que peut supporter la section

$$MRB = MRB(\text{âme}) + MRB(\text{Hourdis})$$

$$MRB(\text{âme}) = 0,39 \cdot b_0 \cdot h^2 \cdot \sigma_u \quad ; \quad MRB(\text{hourdis}) = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8(b-b_0) \cdot h_0(h-h_0/2) \sigma_u \\ 0,39 \cdot (b-b_0) \cdot h^2 \cdot \sigma_u \end{array} \right.$$

Sécurité par rapport aux Aciers:

Il faudra vérifier les inégalités suivantes:

$$MRA = 0,9 \sigma_s \cdot w R_q.$$

$w$ : Section des armatures.

$h$ : hauteur utile

$R_q$ : contrainte de rupture garantie

$$M_m + 1,8 \Delta M \leq$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,9 MRA \text{ si } M_f < MRA \\ 0,8 MRA \text{ si } M_f > MRA \end{array} \right.$$

$M_f$ : moment de fissuration de la section, contrainte considérée, celui sous l'action duquel la contrainte de la fibre extrême tendue, atteindrait la valeur  $2 \times \sigma_b$ .

## RUPTURE PAR L'EFFORT TRANCHANT

Compression des bielles:

La contrainte de compression des bielles est donnée par  $\sigma = \frac{2 \cdot T_b}{5 \sin 2\alpha}$ .  
La vérification de la sécurité à la rupture pour l'effort tranchant se fait en calculant  $\sigma_b$  où le cas des surcharges majorés de 0,89.

Vérification à la résistance des armatures trans.

La contrainte des armatures transversales d'âmes tendues ne devra dépasser 1,20  $\sigma_{st}$ .

$$\sigma_a = \frac{t \cdot V_r}{A't} \cdot \frac{t_g \delta}{\lambda} \leq 1,20 \sigma_{st}.$$

## APPLICATION

Ruption en flexion:

Béton

$$h = h_f - d = 290 - 19,065 = 234,935 \text{ cm.}$$

$$MRB(\text{âme}) = 0,39 \cdot 18 \cdot (234,935)^2 \cdot 400 = 139090024,60 \text{ kg.cm.}$$

$$MRB(\text{Hourdis}) = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8(290-18)20(234,935-20/2) \cdot 400 = 391966848 \text{ kg.cm.} \\ 0,39(290-18)234,935^2 \cdot 400 = 210804817 \text{ kg.cm.} \end{array} \right.$$

$$MRB = MRB(\text{âme}) + MRB(\text{hourdis}) = 391966848 + 139090024,60 = 530656872,6 \text{ kg.cm.}$$

$$Mm = 843.02 + m \cdot 10^7 \text{ Kg.cm}$$

$$\Delta M = 376.19 \cdot 10^7 \text{ Kg.cm.}$$

$$Mm + 1,8 \Delta M = 1,9009 \cdot 10^8 \text{ Kg.cm} < 0,7 M_{RB}$$

$$= 3,71 \cdot 10^8 \text{ Kg.cm.}$$

$$Mm + 1,8 \cdot \Delta M < 0,70 \cdot M_{RB}.$$

• Aciers:

$\bar{\omega} = 98.80 \text{ cm}^2$ . le moment de fissuration, calculé pour une traction ultime :  $2\sigma_u = 2 \cdot 31 = 62 \text{ Kg/cm}^2$ .

La contrainte de compression ramenée par l'effet de précontrainte

$$\sigma_p = 291,30 \text{ Kg/cm}^2$$

finale nous obtenons sur la fibre inf :  $\sigma_i = \sigma_p + 2\sigma_u = 313,30 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma = \frac{M_f}{w_i} \Rightarrow M_f = \frac{\sigma \cdot I}{V_i} \Rightarrow M_f = 169017146,60 \text{ Kg.cm.}$$

$$M_{RA} = 0,9 \cdot k \cdot w \cdot R_g$$

$$R_g = 18.000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = 234,939 \text{ cm}$$

$$w = 98,80 \text{ cm}^2$$

$$M_{RA} = 223789683,6 \text{ Kg.cm.} \Rightarrow M_f < M_{RA}.$$

$$Mm + 1,8 \Delta M = 1,92 \cdot 10^8 \text{ Kg.cm} \leq 0,7 M_{RA} = 1,97 \cdot 10^8 \text{ Kg.cm}$$

Nous concluons que la sécurité par rapport au béton et aux aciers est parfaitement assurée.

• Rupture par l'effort tranchant:

l'effort tranchant réduit  $V_r = V_u + V_Q \cdot 1,8 - V_p$ .

$$V_m = 96339 \text{ Kg}; V_Q = 43030 \text{ Kg}; V_p = -140148,89 \text{ Kg.}$$

$$V_r (\text{majoré}) = 96339 + 1,8(43030) - 140148,89 = 33640,19 \text{ Kg.}$$

$$V_r (\text{N. majoré}) = 96339 + (43030) - 140148,89 = -789,89 \text{ Kg.}$$

$$\tau_c (\text{majoré}) = -0,10 \text{ Kg/cm}^2; \tau_c (\text{N. majoré}) = 3,93 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tan 2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma} = 0,318 \quad \alpha = 9^\circ \quad \tan \alpha = 0,158.$$

$$\sigma = \frac{2 \cdot \tau}{\sin 2\alpha} = \frac{2 \cdot 3,93}{\sin 18} = 27,20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma = 23,20 \text{ Kg/cm}^2 \leq 0,5 \cdot \sigma_{28} = 200 \text{ Kg/cm}^2.$$

• Verification de la résistance des Armatures Trans.

$$t = 20 \text{ cm.}$$

$$V_r = 33640,19 \text{ Kg.}$$

$$A'_t = 2T10 = 1,97 \text{ cm}^2$$

$$\bar{z} = 160,17 \text{ cm.}$$

$$\alpha = 9^\circ.$$

$$\sigma'_a = \frac{t \cdot V_r}{A'_t} \cdot \frac{\tan \alpha}{\bar{z}}$$

$$\sigma'_a = \frac{20 \cdot 33640,19}{1,97} \cdot \frac{\tan 9^\circ}{160,17} = 424 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 424 \text{ Kg/cm}^2 \leq 1,20 \cdot \sigma_{en}.$$



## -XII- CALCUL DES DEFORMATIONS

### DEFORMATION DE FLEXION

la mise en précontrainte, d'une poutre engendrée, des déformations : fleches rotation d'appuis, ...

Il est primordial, que, ces déformations puissent se produire librement sans peine, de modifier les effets de la précontrainte et par conséquent l'état de contrainte résultant, dans les, diverses sections, de la poutre

#### Calcul, des fleches:

les fleches, de, charges permanentes et, d'exploitation se, calculent suivant les règles et formules usuelles, de la R.D.M.

• Sous, charge permanente:

$$q_g = 4,93 \text{ t/ml.}$$

$$f_g = \frac{q_g \cdot l^4}{384 E_v I}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 14 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I = 0,97 \text{ m}^4$$

$$f_g = 7,397 \cdot 10^{-2} \text{ m} \quad \text{soit } f_g = 7,40 \text{ cm.}$$

• Sous précontrainte:

La fleche à mi-portée est égale à:

$$f_p = \frac{1}{2} \int_0^{l/2} \frac{M}{E \cdot I} x dx + \frac{1}{2} \int_{l/2}^l \frac{M}{E \cdot I} (l-x) dx$$

Dans le, cas où le, diagramme est symétrique par rapport à l'axe de la poutre nous, avons :

$$f_p = \int_0^{l/2} \frac{M}{E \cdot I} x \cdot dx$$

• Contrainte initiale : 14166,8 Kg/cm<sup>2</sup>

• Contrainte de service : 10289,12 Kg/cm<sup>2</sup>

La, contrainte moy à prendre en, compte, dans le, calcul:

$$\sigma_{\text{moy}} = 12227,962 \text{ Kg/cm}^2$$

la précontrainte par, câble, au droit des sections suivantes:

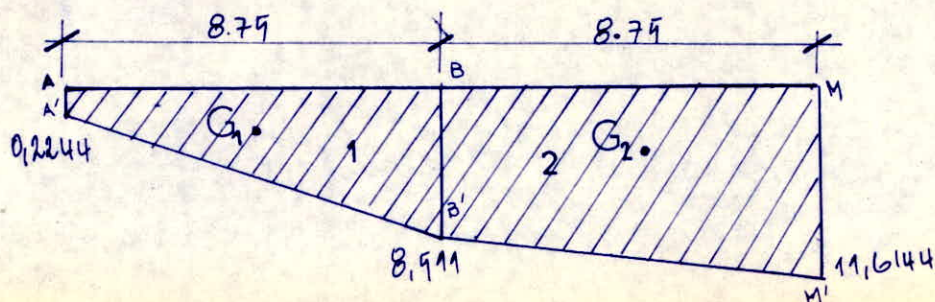
Milieu :  $N = P \cdot \sum \cos \alpha = 12227,962 \times 6,98 = 719004,17 \text{ Kg}$

Quart :  $N = P \sum \cos \alpha = 590182,97 \text{ Kg.}$

About :  $N = P \sum \cos \alpha = 3,822 \times 12227,962 = 458009,64 \text{ Kg.}$

SECTIONS	N (Kg)	e (cm)	Mp = N.e (Kg.cm)
l/2	719004,170	1,61,979	1161443,40
l/4	590182,970	144,210	851102,280
0	458009,64	0,49	2244,220

Diagramme de Mp:



$$G = \frac{2B+b}{B+b} \frac{h}{3} \quad G_1 = 5,829 \text{ m} ; \quad G_2 = 4,996 \text{ m}$$

le moment statique  $S_{AA'} = S_1 \cdot G_1 + S_2 \cdot G_2$  avec  $\left\{ \begin{array}{l} S_1 = -3742,31 \text{ t.m}^2 \\ S_2 = -8822,37 \text{ t.m}^2 \end{array} \right.$   
 $S_{AA'} = -12564,68 \text{ t.m}^3$

la flèche de précontrainte :

$$f_p = \int_0^{l/2} \frac{M}{EI} \cdot x \cdot dx = \frac{1}{EI} \sum S_i \cdot G_i = -0,107 \text{ m.}$$

$f_p = -10,7 \text{ cm}$   
 le signe (-) signifie que la flèche est vers le haut, ce type de flèche est souvent, appelé : contre flèche

flèche de construction

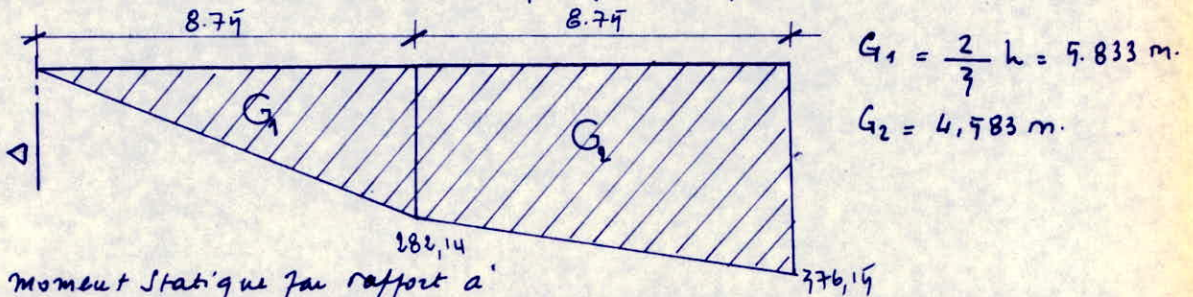
on adoptera pour le fond, de coffrage une flèche de construction  $f_c$  vers le bas.

$$f_c = \frac{3}{4} (f_p - f_G) = 2,479 \text{ cm.}$$

La contre flèche de précontrainte est supérieur, à la  $f_G$ . La poutre prend une forme, cambrée, ce phénomène est aggravé par le gradient thermique qui se produit, dans la hauteur, de la poutre (telle, ou, compression)

• Sous Surcharges:

On raisonne, de la même façon que pour la précontrainte.



le moment statique par rapport à l'axe Δ :  $S_{\Delta} = S_1 \cdot G_1 + S_2 \cdot G_2 = 45599,327 \text{ t.m}^3$

$$f_s = \int_0^{l/2} \frac{M}{EI} dx = \frac{S_{\Delta}}{EI} = \frac{45599,327}{4 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 9,30163} = 0,01167 \text{ m} \Rightarrow f_s = 1,167 \text{ cm.}$$

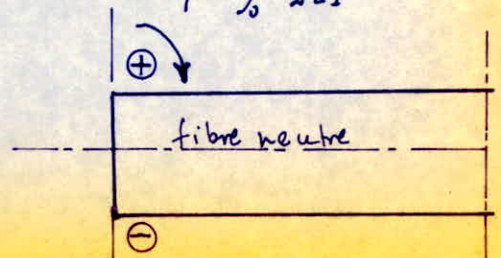
ETAT	$f_G$ (cm)	$f_P$ (cm)	$f_C$ (cm)	$f_S$ (cm)	$f_E$ (cm)
A VIDE	7,40	-10,70	2,479		-0,829
EN CHARGE.	7,40	-10,70	2,479	1,167	+0,742.

CALCUL DES ROTATIONS

l'expression, de la rotation, est :  $\beta = \int_0^l \frac{M}{E \cdot I} \cdot x dx$  (en radians).

Cas où le diagramme du moment présente une symétrie l'expression, devient :  $\beta = \int_0^l \frac{M}{2EI} \cdot dx$

la convention, de signe est représentée par la figure :  
 $\int_0^l M \cdot dx$  : aire comprise par la courbe du moment et l'axe horizontal de référence.



• Rotation sous charges permanentes:

$$\beta_G = \frac{q_G \cdot l^3}{24 E_v I} = \frac{4.93 \cdot (39)^3}{24 \cdot 1.4 \cdot 10^6 \cdot 9.3016} = 0.00676$$

$\beta_G = 0.00676 \text{ rd.}$

• Rotation sous précontrainte:

$$\beta_P = \frac{1}{2 E_v I} \int_0^l M \cdot dx = -2 \frac{(S_1 + S_2)}{2 E_v I} = \frac{-2(3742.31 + 8822.37)}{2 \cdot 1.4 \cdot 10^6 \cdot 9.30163} = -0.00964$$

$\beta_P = -0.00964 \text{ rd.}$

• Rotation sous les surcharges:

$$\beta_S = \frac{1}{2 E_s I} \int_0^2 M \cdot dx = \frac{2(1234.362 + 2880.019)}{2 \cdot 4.2 \cdot 10^6 \cdot 0.93016368} = 0.00109$$

$\beta_S = 0.00109 \text{ rd.}$

ETAT	$\beta_G$ (rd)	$\beta_P$ (rd)	$\beta_S$ (rd)	$\beta_T$ (rd)
A VIDE	0.00676	-0.00964		-0.00288
EN CHARGE	0.00676	-0.00964	0.00109	-0.001830

## -XII-A CALCUL DES JOINTS DE CHAUSSEE

### ROLE DES JOINTS

Les joints W sont, conçus et réalisés pour, assurer la, continuité, de surface de, circulation entre deux éléments, d'ouvrage en, dépit, de leur, déplacements relatifs dus, à l'effet, des écarts, de température, au retrait différentiel, au glissement et, au rotation.  
Ils peuvent supporter les, circulations lourdes et vitesses.

#### Description et mise en place:

Les joints se, composent, de deux éléments métalliques en, alliage d'Alu-  
-minium non, corrosif. Ils sont munis, de dents triangulaires et  
solidarisés aux deux parties de l'ouvrage, au moyen de tige  
précontraintes entièrement filetées.

Entre les éléments métalliques est inséré un profil en élastomère  
empêchant, ainsi la pénétration, de, corps étrangers.

#### • Evaluation, du Souffle $\Delta l$ .

• Déplacement dû à la rotation:

$$\Delta l_{\beta} = +\beta \cdot \frac{h}{2} = -0,00288 \cdot \frac{2 \cdot 9 \cdot 10^3}{2} = -3,6 \text{ mm.}$$

les déplacements horizontaux sont plus essentiellement, aux variations  
linéaires:

• Déplacement dû, au retrait.

$$\Delta l_r = -\epsilon \cdot \frac{L}{2} = -0,96 \left( \frac{100-42}{100} \right) \cdot 10^{-4} \cdot 140 \cdot 10^3 = -7,8 \text{ mm.}$$

• Déplacement dû au fluage:

$$\Delta l_f = 3\epsilon_c = 3 \cdot \frac{\sigma'_{m}}{E_b} \quad \sigma'_{m}: \text{contrainte moy au niveau de la fibre moy.}$$

$$\Delta l_f = - \left( \frac{100-60}{100} \right) \cdot 3 \cdot \frac{94,2}{1,4 \cdot 10^4} \cdot 140 \cdot 10^3 = -79,12 \text{ mm.}$$

• Déplacement dû à la température:

$$\Delta l_t = \pm \epsilon \cdot L = \pm 2,5 \cdot 10^{-4} \cdot 140 \cdot 10^3 = \pm 35 \text{ mm.}$$

Total, des variations linéaires:

Allongement :  $\Delta l_1 = +35 \text{ mm.}$

Retrecissement :  $\Delta l_2 = -121,92 \text{ mm.}$

#### • choix du joint:

D'après la fiche technique CYPEC, nous avons :

- appuis (culés)  $|\Delta l| = 121,92 \text{ mm.}$  nous prenons des joints  
W50 dont les, caractéristiques et les suivantes:

A	B	C	D.
$111 \pm 60,76$	$289 \pm 60,76$	$199 \pm 60,76$	$39 \pm 60,76$

$$\Delta l \leq 100 \text{ mm.}$$

nous adopterons le même type de joint W50 pour les autres appuis  
(piles).

# -XIII- ETUDE DE LA ZONE D'ABOUT

## INTRODUCTION

### Rôles des fretages et armatures:

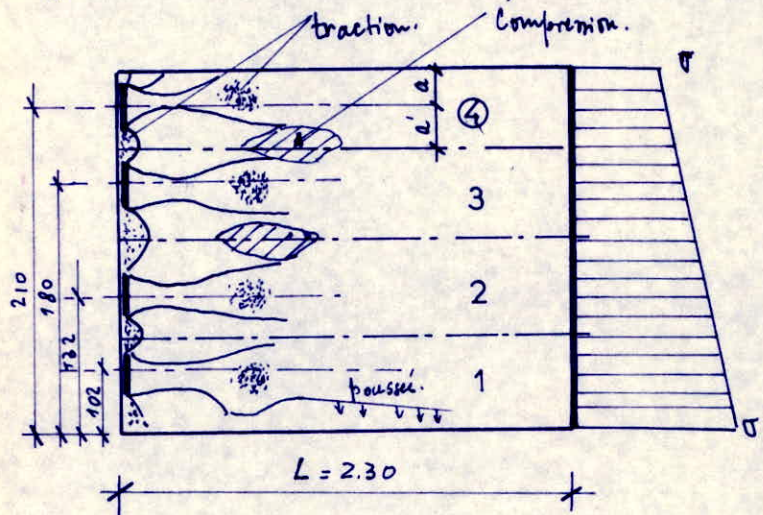
Ils doivent résister, aux résultantes, des, contraintes, de traction, dues, aux effets, de la localisation, des forces exercées par les ancrages.

On, considèrera surtout le, cas, des zones voisines, des faces, d'about. il est donc utile, d'exiger un, certain nombre, de justification, concernant la résistance, du béton et le, dimensionnement, des armatures, à prévoir.

Il est, aussi, à noter que pour le cas de diffusion considérée les, contraintes se répartissent. Selon l'hypothèse, de MM. Navier. Bernoulli.

## DETERMINATION DES EFFORTS

On peut, admettre que, au voisinage immédiat de la face, d'about, le flux, d'effort issu, de chaque, ancrage est reparti uniformément, à l'intérieur, d'un faisceau conique par 2 plans à 45°. issus des C.G de la moitié, supérieure et de la moitié, inf, de l'ancrage.



④ : prisme, associé, à l'ancrage 4.  
a, a', distances, de l'ancrage aux bords du prisme.

L: zone de régularisation des, contraintes supposés, égale, à la hauteur de la frette.

### Effort de surface : $T_s$

l'effort de surface traction, dans le menuis, augmente, avec la, diff, entre, a et, a' en parallèle.

D'après la thèse, de M. GUYON:  $T_s = \left(0,04 + 0,2 \left| \frac{a-a'}{a+a'} \right|^3\right) \cdot P$ .

P: force utile par, câble.

Dans le, cas d'un, ancrage incliné, comme le note la valeur de P doit être majorée, de 10%.

### Effort, d'éclatement $T_e$ :

requ du prisme symétrique : il est défini, de la façon :

le prisme symétrique est un prisme fictif ayant même, axe, que l'ancrage et une longueur la plus petite longueur  $2a$  ou  $2a'$ .

$a_1$  : largeur de l'ancrage

$2a$  : largeur du prisme fictif, avec  $a < a'$  sinon  $2a'$

P: force utile du, câble

S: surface, du prisme fictif.

$f_r$  : contrainte moy d'éclatement.

$\sigma_{y \max}$  : contrainte maximale, d'éclatement.

$$\gamma = \frac{a_1}{2a} \quad ; \quad f_r = \frac{P}{S} \quad \sigma_{y \max} = 264 f_r (1-\gamma) \quad k = 1 - \left( \frac{8}{\sigma_{y \max}} \right)^2$$

Contrainte Maximale sous l'anneau

On admet que :  $\sigma = \frac{1}{1,6} \cdot \sigma_j \cdot K$  ;  $K$  : coef, défini, comme suit :

$$K = 1 + \left( 3 - \frac{a_1}{b_1} - \frac{a_2}{b_2} \right) \sqrt{\left( 1 - \frac{a_1}{b_1} \right) \left( 1 - \frac{a_2}{b_2} \right)}$$

$a_1, a_2$  : dim de la plaque d'anneau

$b_1, b_2$  : dim de la section du prisme aux m centres de gravité que la plaque.

APPLICATION

la force de précontrainte développée par câble, à la section d'about

$P = 139,698 \text{ t}$  (Phase 1) on devra majorer cet effort

$P = 1,10 \times 139,698 = 149,224 \text{ t}$ .

PRISME	a (cm)	a' (cm)	P (t)	0.04.P	$0,2 \left  \frac{a-a'}{a+a'} \right ^3 \cdot P$	$T_s$ (t)
4	20	19	149,224	5,969	0,0870	6,056
3	19	24	149,224	5,969	0,3668	6,3358
2	24	19	149,224	5,969	0,3668	6,3358
1	19	102	149,224	5,969	12,27	18,239

le fretage qu'on disposera au droit des anneaux pour les anneaux 4, 2, 3, on prendra  $T_s = 6,5 \text{ t}$ .

avec  $\bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot \sigma_{su} = 2800 \text{ kg/cm}^2$ .  $A = \frac{T_s}{\bar{\sigma}_a} = 2,72 \text{ cm}^2$

on adopte alors une frette verticale en T10, à 4 branches. ( $4T10 : 3,14 \text{ cm}^2$ )

par contre pour l'anneau 1, la surface du béton exposé autour de l'anneau est beaucoup plus importante :  $A = \frac{T_s}{\bar{\sigma}_a} = \frac{18,239}{2800} = 6,51 \text{ cm}^2$

Soit une frette  $\phi 10$ , constitué de 10 branches.  $10T10 (7,85 \text{ cm}^2)$ .

Effort d'éclatement :

$P = 139,698 \text{ t}$	Prisme 4	Prisme 2	Prisme 3	Prisme 1.
Largeur du prisme fictif (kg/cm)	0,70	0,70	0,70	0,70
$\gamma = \frac{a_1}{2a}$	0,80	0,80	0,80	0,80
$T_e = P/3 (1-\gamma)$	9,09	9,09	9,09	9,09
Dim de la barre du prisme	0,70 x 0,60	0,70 x 0,60	0,70 x 0,60	0,70 x 0,60
Contrainte moy : $\tau = P/5$	79,87	79,87	79,87	79,87
Valeur max : C. d'éclat $\sigma_y = 0,69 \tau (1-\gamma) \text{ kg/cm}^2$	9,86	9,86	9,86	9,86
Coef de red. $1 - (8/\sigma_y)$	0,742	0,742	0,742	0,742
Effort à l'équilibre $T_e \times K$	3,1122	3,1122	3,1122	3,1122

Les efforts secondaires, de traction, ou d'éclatement, qui apparaissent au dessus et au dessous des anneaux. Des armatures en acier doux (S. forme de U) et les branches il a la fibre neutre sont nécessaires. une cage en forme de U  $\phi 10$  suffit largement pour reprendre l'effort :  $T_e \times K = 3,1122 \text{ t}$ .

Dans le plan horizontal le coef  $\delta$  devient :  $\delta = \frac{a_1}{2a} = \frac{a_2}{0.6} = 0.4$ .

$$T_e = P/3(1-\delta) = 27.14 \text{ t.} \quad \sigma_m = 79.87 \text{ Kg/cm}^2. \quad \sigma_y = 0.69 f_{c0}(1-\delta) = 29.99 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$k = 0.926.$$

$$T_e \cdot k = 27.16 \text{ t.}$$

La section d'acier nécessaire pour équilibrer cet effort :

$$A = \frac{27.31 \cdot 10^3}{2800} = 9.03 \text{ cm}^2 \quad \text{soit (8T12 (9.04 cm}^2\text{)) d'adhérence améliorée.}$$

### • Vérification des contraintes :

Les plaques d'armages sont circulaires et ont un diamètre de  $\phi = 24 \text{ cm}$ .

La surface nette où la plaque est donc  $A = \pi(24^2 - (6.7)^2) = 417.13 \text{ cm}^2$

La contrainte admissible de compression est donnée par :

$$\bar{\sigma}' = 290 \text{ kg/cm}^2.$$

• Calcul des coef  $K_i$ .

Plaque d'armage 4.

$$K_1 = K_4 = 1 + \left(3 - \frac{24}{60} - \frac{24}{40}\right) \sqrt{\left(1 - \frac{24}{60}\right)\left(1 - \frac{24}{40}\right)} = 1.979.$$

$$K_2 = K_3 = 1.624.$$

### Vérification :

$$\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3 = \sigma'_4 = \frac{139.698 \cdot 10^3}{417.13} = 329.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_1 = \bar{\sigma}'_4 = 1.979 \times 290 = 494.79 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma'_i < \bar{\sigma}'_{1,4}$$

$$\bar{\sigma}'_2 = \bar{\sigma}'_3 = 1.624 \times 290 = 406 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma'_i = 329.3 < \bar{\sigma}'_{2,3}$$

Pour la deuxième zone de régularisation : on doit prévoir des armatures capables de reprendre les forces aux vides où la section d'acier est évalué à 0.3% de la section transversale du béton d'âme

$$A = 0.003 \cdot 230 \cdot 60 = 41.40 \text{ cm}^2$$

On dispose en cadre entre les distancés  $h/3 = 76 \text{ cm}$  et  $5h/6 = 171 \text{ cm}$  de l'armage

On prendra 28 HA 14 (43.12 cm<sup>2</sup>) soit 14 cadres disposés à partir de 79 cm tous les 8 cm.

On dispose dans le plan vertical des armatures capables de reprendre

les efforts d'éclatement dont la résultante vaut approximativement

$$\frac{P}{4} \left(1 - \frac{a'}{a}\right) = \frac{139.698 \cdot 10^3}{4} \left(1 - \frac{20}{24.0}\right) = 5.089 \text{ t}$$

$$A = \frac{5.089 \cdot 10^3}{7600} = 3.14 \text{ cm}^2 \quad 4 \phi 10 (3.14 \text{ cm}^2).$$

On dispose donc ceux, cadre  $\phi 10$ .

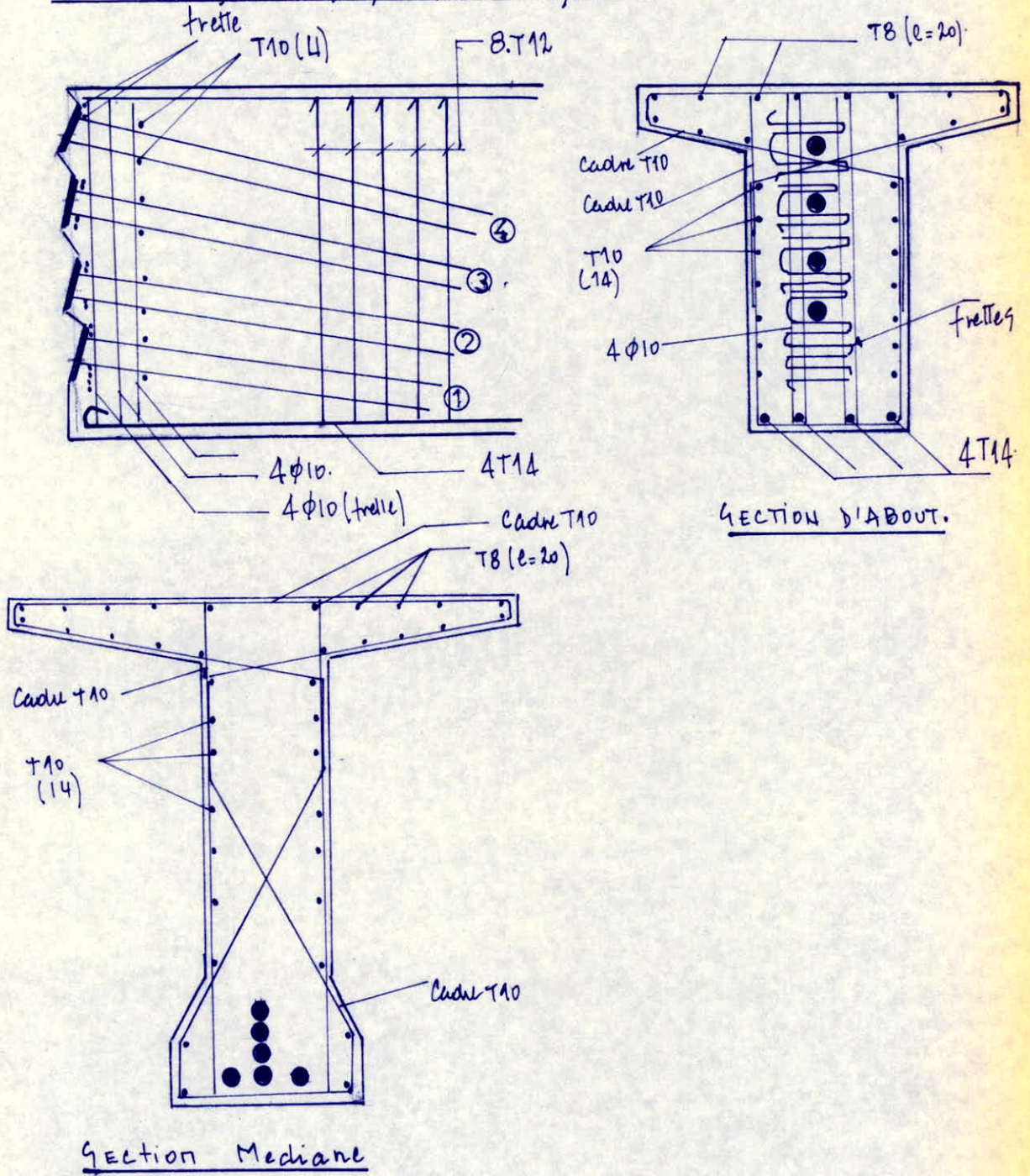
Ces cadres seront placés à une distance  $d = a/2 = 12 \text{ cm}$  de l'armage

### • Armatures de talon :

Des armatures supplémentaires prévues à chaque extrémité des talons (Art. 20. I P1). Les armatures doivent reprendre l'effort tranchant maximal dû à une partie de la force de précontrainte du câble le plus bas.

l'effort tranchant max, au niveau, de l'appui  $T_{max} = 119,209t$ .  
 La force de précontrainte développée par le câble de tendage bas  
 $P = 139,658t$ . D'où  $V = T_{max} - P = 119,20 - 139,658 = -16,458t$ .  
 $|V| = 16,458t$ .  
 La section, d'acier nécessaire :  $A = \frac{16,458 \cdot 10^3}{2800} = 5,87cm^2$   
 $4T14 (6,16cm^2)$ .

Detail, du ferrailage partiel, de la poutre:





## -XIV- CALCUL de l'ENTRETOISE d'ABOUT

### Caractéristiques géométriques:

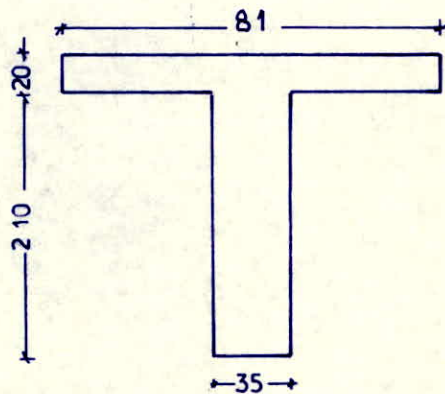
La hauteur à prendre en considération sera la hauteur de la poutre diminuée de la hauteur du talon soit:  $h = h_f - 20 = 210 \text{ cm}$ .

base:  $b_0 = 35 \text{ cm}$

La dimension de la table de compression devra satisfaire l'égalité suivante  
 $b = b_0 + 2b_1$ ,  $b_1$  étant donnée par  $b_1 \leq \frac{l}{10}$   $l$  étant la distance  
 entre axe de 2 poutres soit:  $l = 240 - 60 = 230 \text{ cm}$   
 d'où  $b_1 \leq 23 \text{ cm}$

$$\text{donc } b = b_0 + 2b_1 = 81 \text{ cm}$$

la section de calcul à considérer sera la suivante:



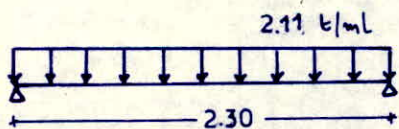
### Charges permanentes:

Poids propre de la Nervure :	$2,9 \cdot 0,35 \cdot 2,10 = 1,83 \text{ t/ml}$
Poids propre du foudris :	$2,9 \cdot 0,35 \cdot 0,2 = 0,179 \text{ t/ml}$
" " Predalle :	$2,9 \cdot 0,35 \cdot 0,09 = 0,0477 \text{ t/ml}$
REVETEMENT + ETANCHEITE :	$2,2 \cdot 0,35 \cdot 0,08 = 0,061 \text{ t/ml}$

---


$$G = 2,11 \text{ t/ml}$$

### Schema statique:

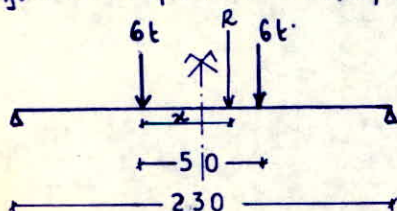


$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = 1,382 \text{ t.m}$$

$$X_0 = \frac{q l}{2} = 2,271 \text{ t}$$

### Surcharges:

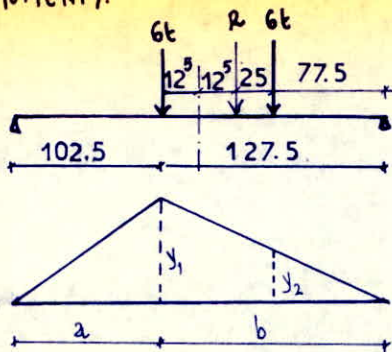
On ne considèrera que la surcharge  $B_c$  (plus défavorable). Etant donné les dimensions assez réduites de l'entretoise on ne s'intéressera qu'aux 2 roues arrières d'un Camion circulant normalement. On devra donc rechercher la disposition la plus défavorable sur l'entretoise, celle-ci sera donnée par le théorème de BARRÉ



$$R x = 6 \cdot 90 \quad R = 12 \text{ t}$$

$$x = 25 \text{ cm} \quad \text{d'où } e = 12,5 \text{ cm}$$

MOMENTS.

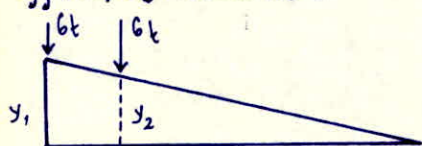


$$y_1 = \frac{2b}{L} = 0,568$$

$$y_2 = y_1 \frac{72,5}{127,5} = 0,349$$

$$\left. \begin{matrix} \\ \\ \end{matrix} \right\} \sum P \sum y_i = 9,48 \text{ t.m}$$

Efforts tranchants :



$$y_1 = 1$$

$$y_2 = 0,78$$

$$\left. \begin{matrix} \\ \\ \end{matrix} \right\} \sum P \sum y_i = 10,695 \text{ t.}$$

Le coefficient de majoration dynamique etant deja calculé on aura donc à considerer la combinaison d'efforts suivante :

$$\text{Moment resultant} = M_0 + 1,2 \delta b_c M_s = 8,03 \text{ t.m.}$$

$$\text{Effort tranchant} = T_0 + 1,2 \delta b_c T_s = 19,398 \text{ t.}$$

En tenant compte du semi encastrement nous aurons :

$$M_f = 0,8 M_0 = 6,424 \text{ t.m.}$$

$$M_a = 0,9 M_0 = 7,227 \text{ t.m.}$$

FERRAILLAGE (LONG<sup>t</sup>).

Gravé :  $\mu = 0,001$   $E = 0,9891$   $k = 720$  ;  $\alpha = 0,0448$   $y = \alpha h = 9,18 \text{ cm}$   
 l'axe neutre tombe dans la table, la section sera calculée comme une section rectangulaire de hauteur utile  $h = 209 \text{ cm}$  et  $b = 81 \text{ cm}$   
 d'ou  $A_f = 1,17 \text{ cm}^2$  nous choisissons 2T10 (1,97 cm<sup>2</sup>)

appui :  $\mu = 0,0014$   $E = 0,9825$   $k = 270$   $A_a = 0,41 \text{ cm}^2$

VERIFICATIONS

Condition d'about

nous devons verifier que  $A_f \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M_a}{z}$  avec  $z = \frac{1}{8} L = 159,375$   
 $T = 19398 \text{ kg}$

et  $\sigma = -4,049 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2$   $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

on a  $4396 < 19199$  condition non verifiée

On devra donc reconsiderer une autre section d'armature inferieure de façon qu'elle puisse verifier cette condition. d'ou  $A_f \geq \frac{1}{\bar{\sigma}_a} (T + \frac{M_a}{z})$ .  
 compte tenu du diametre des barres choisies ( $\phi 10$ ).

on aura les contraintes d'acier (en fissuration). suivante :  $\sigma_1 = 1716 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma_2 = 2646,93 \text{ kg/cm}^2$

condition de non fissuration  $\bar{\sigma}_a = \max \left\{ \begin{matrix} 2/3 \sigma_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{matrix} \right.$

cette condition nous impose  $\sigma_2 = \bar{\sigma}_a = 2646,93 \text{ kg/cm}^2$  d'ou  $A_f \geq 4,97 \text{ cm}^2$   
 on choisit 7  $\phi 10 \text{ HA}$  (9,9 cm<sup>2</sup>).

sur appui :  $\mu = 0,014 \cdot \frac{2800}{2646,93} = 0,0148$   $E = 0,946$   $k = 77,9$

$A_a = 0,78 \text{ cm}^2$  on choisit 3  $\phi 10 \text{ HA}$  (2,79 cm<sup>2</sup>).

## FERRAILLAGE (L'ESPACEMENT).

Contrainte de cisaillement:  $\tau = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau} = 26,6 \text{ kg/cm}^2$

Comme  $\tau = 2,49 \rightarrow$  condition vérifiée

### Espacement:

On choisit un cadre + un étrier  $\phi 6 \text{ Adx}$   $A = 0,848 \text{ cm}^2$   
 $\sigma_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_w$  ( reprise de bétonnage, jonction. Hourdis nervure ).  
 $= 1600 \text{ kg/cm}^2$

d'où  $t = \frac{A \cdot 2 \cdot \sigma_{at}}{T} = 19,8 \text{ cm} = 16 \text{ cm.}$

### Espacement admissible:

$$t \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h = 41 \text{ cm} \\ h \left( 1 - 0,3 \frac{\tau}{\bar{\sigma}_b} \right) = 189 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On retient  $t = 16 \text{ cm.}$

### Adherence.

La contrainte d'adhérence s'exprime par la relation suivante:  $\tau = \frac{T}{n \mu z}$

$$\left. \begin{array}{l} T = 19398 \text{ kg} \\ n \mu = 7,9,14 \text{ cm} \\ z = 179,379 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau = 2,78 \text{ kg/cm}^2.$$

Contrainte d'adhérence admissible  $\bar{\tau}_d$  vis à vis de l'entraînement:

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 22,8 \text{ kg/cm}^2 \quad \psi_d = 1,9$$

Contrainte d'adhérence admissible  $\bar{\tau}_a$  vis à vis de l'ancrage:

$$\bar{\tau}_a = 1,29 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 21,79 \text{ kg/cm}^2$$

Conclusion:

$$\tau < \bar{\tau}_d$$

$$\tau < \bar{\tau}_a$$

## -XV- TORSION

Nous ne vérifierons pas notre ouvrage, à la torsion, car, celle-ci est négligeable, dans le cas présent pour les raisons suivantes

\* l'ouvrage est, un pont, droit

\* La torsion due, à la précontrainte ne peut exister, car nous avons utilisé les mêmes caractéristiques, de précontrainte (nombre, de, câbles, nature, des, câbles, force de mise en tension). pour toutes les poutres.

Il ne peut, donc pas y, avoir de torsion par différence, d'intensité, de précontrainte.

\* l'entre-axe, des poutres ( $x = 2,90m$ ) n'est pas très important les différents, cas de, charges ne peuvent provoquer, de torsion, des poutres.

- les, charges uniformément réparties ne, créent pas de torsion.

- les, charges, concentrées, créent, vu l'espacement restreint, des poutres une torsion négligeable.

On peut, considérer notre tablier, comme un grillage formé, longitudinalement de  $n$  poutres infiniment rapprochées (dalle) et de  $q$  poutres transversalement, que la torsion ne touche pas. -

## -XVI- ASSURANCE ANTI SISMIQUE

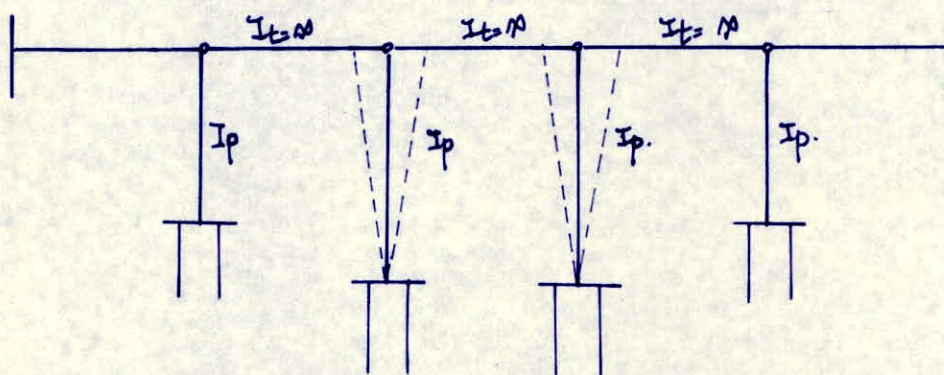
### INTRODUCTION

Dans les règles parasismiques algériennes (R.P.A. 81) et les règles parasismiques françaises (P.S.69), on ne trouve pas de recommandations spéciales pour des portiques à un seul niveau, tandis que les règles russes préconisent un modèle mathématique (schéma de calcul) représentant une console, avec une masse concentrée au sommet.

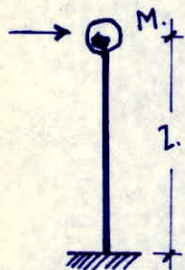
### ETUDE DYNAMIQUE

On présentera le four à un schéma de calcul portique en supposant

1. l'encastrement parfait au niveau des fondations.
2. Le tablier four et dalle est absolument rigide.
3. la liaison tablier - file ou culé est en rotule.



On choisit une déformée approximative, qui reflète la réalité, on suppose que les poteaux du portique auront un déplacement de même sens. Vu le fait que la poutre est infiniment rigide et la liaison fourte poteau est en rotule, on peut simplifier le calcul en assimilant le système au modèle mathématique suivant.



le modèle équivalent vient à étudier le comportement dynamique de la console système oscillant comportant une masse  $M$  en tête, correspondant au poids total du tablier revenant à la file plus une fraction ( $1/3$  du poids propre de la file).

$K$ : rigidité du support élastique

En outre les règles parasismiques françaises nous permettent de calculer la période propre fondamentale à partir de la formule:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P}{g \cdot K}}$$

$\left. \begin{array}{l} P: \text{ poids de la masse oscillante} \\ K: \text{ constante de rappel du support.} \\ \text{La flèche est donnée } f = \frac{H \cdot l^3}{3EI} \end{array} \right\}$

$$M = M_t + M_p/3 = 807,96 + 367,9/3 = 930,06 \text{ t}$$

$$P = 9114,6 \text{ kN}$$

$$E_i = 21.000 \sqrt{\sigma_j} = 398446,99 \text{ kg/cm}^2 = 3984669,90 \text{ t/m}^2$$

$$E_i = 39047804,99 \text{ kN/m}^2$$

$$I = \frac{7 \times 1,2^3}{12} = 1,008 \text{ m}^4$$

$$L = 17,50 \text{ m}$$

$$g = 9,814/9^2$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P \cdot L^3}{g \cdot 3EI}} = 1,29 \text{ s}$$

façade, contre dans le sens transversale, l'intensité de la force est beaucoup plus importante, cette dernière est très raide

$$I_t = \frac{1.2 \times 7^3}{12} = 34.3 \text{ m}^4.$$

$$P = 9114,60 \text{ kN}.$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P \cdot I^3}{g \cdot 3EI}} = 0,22 \text{ s}.$$

### EVALUATION DES CHARGES SISMQUES

Le programme des charges sismiques est fixé par le C.P.S. La charge sismique est, à classer parmi les actions, accidentelles.

On assimilera le séisme nominal aux forces statiques équivalentes selon les recommandations des règles parasismiques françaises P6 69 pour les ouvrages d'arts des valeurs couramment utilisés

$$\text{Sont } \sigma_h = 0,10 \text{ et } \sigma_v = 0,070$$

On les majorera, compte tenu des premières conclusions des experts suite au séisme d'EL ASNAM 80, notamment ceux indiquant l'importance des accélérations verticales la deuxième raison qui nous a poussés à majorer ces coefficients c'est que notre ouvrage est implanté en zone II (forte sismicité).

#### Calcul des coefficients réglementaires:

##### 1. Coef. d'intensité $\alpha$ :

l'intensité  $I_N = 8 \div 9$ , correspondant à une valeur  $\alpha = 1,250$ .

##### 2. Coef de réponse $\beta$ .

caractère de réponse de la structure, à la réponse, ayant l'intensité  $\alpha$  retenue.

- Art 5.1 de la file N°1 Juin 72 du dossier sur charge A1 du Setra indique que pour les ouvrages d'art, on peut appliquer les règles P.5 69 -officielles principalement pour les bâtiments en prenant un coef  $\beta = 0,10$

• Amortissement faible | période propre au mode fondamental  $T \approx 1,04$  d'où

$$\beta = \frac{0,104}{\sqrt{T}} = 0,104 \quad \beta = 0,104$$

##### 3. Coef de distribution:

Un ouvrage d'art peut être considéré comme une construction à un seul étage. Dans ce cas art 3.112 du P.5 69: nous donne

$$\delta_r = \frac{3 \times r}{2n+1} \text{ avec } \eta = r = 1 \quad \delta = 1.$$

##### 4. Coef de fondation:

Étant compte du type de sol et du mode de fondation. notre ouvrage est fondé sur pieux (1,0m  $\phi$ ) terrain et la teneur en eau est assez forte  $\delta = 1,150$

#### Valeurs des coefficients sismiques:

$$\sigma_h = \alpha \beta \delta \cdot \sigma = 1,25 \times 0,104 \times 1,0 \times 1,15 = 0,15.$$

$$\sigma_v = \frac{1}{\sqrt{2}} \times \sigma_h$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_h = \pm 0,15 \\ \sigma_v = \pm 0,15. \end{array} \right\}$$

### Actions Statiques equivalentes au séisme

Pour un élément, considéré, de poids total  $W$  soumis à une action sismique caractérisée par les coefficients sismiques  $\gamma_H$  et  $\gamma_V$  les forces statiques équivalentes représentant le séisme, ont les valeurs suivantes selon l'article 3.11 du P.S 69.

#### . Effort horizontal.

Il peut s'exercer, dans n'importe quelle direction :  $S_H = \gamma_H \cdot W \rightarrow \left. \begin{array}{l} \text{sens Long} \\ \text{sens Trans} \end{array} \right\}$

#### . Effort Vertical.

Il peut être, ascendant ou descendant les deux possibilités sont, à prendre en compte indépendamment l'une, de l'autre.

$$S_V = \pm \gamma_V \cdot W$$

#### . Couple de Torsion:

On peut admettre que la forme massive des tabliers, appuis (piles ou culées), qui sont des sections rectangulaires, assure la coïncidence des centres de gravité et de torsion.

On aura alors  $S_T = \gamma_H \times 0 = 0$ .

D'autre part l'article 3.11.13 du P.S 69 prévoit un excentrement  $e$  pour le calcul des bâtiments. On ne prendra pas en compte cet excentrement  $e$ , car la grande rigidité en plan des tabliers, d'une part et la grande rigidité des éléments porteurs piles, d'autre part assurent la redistribution des efforts horizontaux  $S_H$ .

### Conclusion:

L'ensemble des ouvrages d'art implantés, dans la zone III (zone épicentrale) n'ont pas été endommagés, au cours du séisme d'Élasmán 80.

Il a été de même pour les ouvrages à travers indépendantes où des joints suffisamment larges ont été prévus au préalable, ces derniers, se sont bien comportés.

Enfin les ouvrages sur (appui) et appareils d'appuis neoprene<sup>®</sup> sollicitent les sollicitations sismiques horizontales. Ceci est une constatation du C.T.C. faite en 80. On peut donc, d'ores et déjà, affirmer que notre pont ne risque pas grand-chose vis à vis du séisme.

## - XVII - REPARTITION LONGITUDINALE

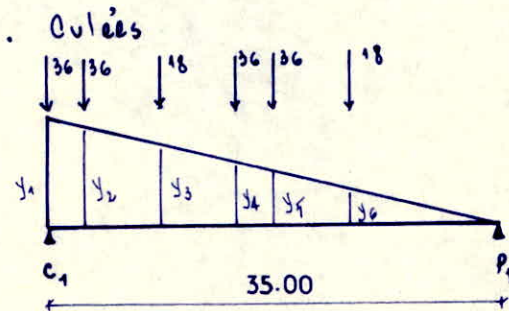
L'étude du système longitudinal va nous conduire au calcul des efforts globaux qui sollicitent l'ensemble de l'ouvrage.

### EFFORTS VERTICAUX

Les efforts proviennent des actions du tablier. Ils sont déterminés en chargeant une travée ou 2 travées.

Exemple de calcul.

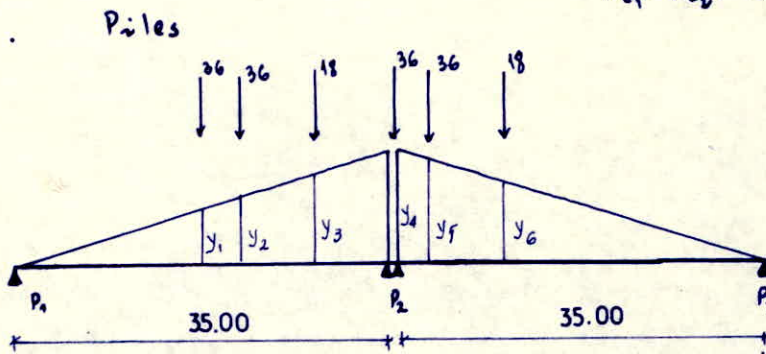
#### Cas des Surcharges Bc.



$$\begin{aligned} y_1 &= 1 & y_5 &= 0,697 \\ y_2 &= 0,997 & y_6 &= 0,928 \\ y_3 &= 0,898 & & \\ y_4 &= 0,7 & & \end{aligned}$$

$$\text{donc } R_{c_1} = 36 \sum_{i=1}^2 y_i + 18 \sum_{i=3}^6 y_i$$

$$R_{c_1} = R_{c_2} = 143,71 \text{ t.}$$



$$\begin{aligned} y_1 &= 0,7 & y_4 &= 1 \\ y_2 &= 0,743 & y_5 &= 0,997 \\ y_3 &= 0,874 & y_6 &= 0,828 \end{aligned}$$

$$R_{P_2} = P_2 \sum y_i = 192,98 \text{ t}$$

cette réaction est valable pour toutes les piles

Évaluation des efforts résultant des différents systèmes de charge.

	G	A	trottoirs	Bc	Mc120
$R_c$ (t)	403,778	164,893	3,679	143,71	100,39
$R_{P_i}$ (t)	807,496	269,282	7,39	192,98	110

G: charge permanente  
y compris entretoises

### EFFORTS HORIZONTALS

Le pont a une longueur totale de 291,10 m.

• Vent (perpendiculaire à l'axe longitudinal du pont).

$$q = 0,2 \text{ t/m}^2 \quad \text{donc } \mathcal{W}_v = 0,2 \cdot d \cdot L = 164,27 \text{ t.}$$

$$d = 2,77 \text{ m}$$

• freinage

$$\mathcal{W}_{fr} = 30 \text{ t} \quad (\text{camion Bc}).$$

• Seisme

$$E_H = 0,19 \quad (\text{coefficient sismique}).$$

$$G = 22,623 \text{ t/m}$$



$G_e = 7,879 \text{ t}$  (poids d'une entretoise).

$$\chi_s = 22,623 \cdot 0,19 \cdot 201,1 + 16 \cdot 7,879 \cdot 0,19 = 1006,73 \text{ t}$$

## VARIATION LINEAIRE

### - a. Retrait

Le retrait varie en fonction du temps en cas de conditions climatiques constantes. On suppose que 42% du retrait se soit produit avant la mise en place des poutres préfabriquées ce qui correspond à 90 jours

$\Delta l_r = \epsilon_r l$  avec  $\epsilon_r = 0,96 \cdot 10^{-4}$   $l = 201,10 \text{ m}$   
 mais comme on a placé un joint de chausseé au milieu du pont, on travaillera sur cette portion (mi-portée). en réalité  $l = 100 \text{ m}$ .

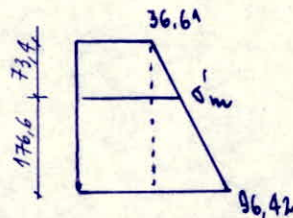
$$\Delta l_r = - 0,96 \left( \frac{100 - 42}{100} \right) \cdot 10^{-4} \cdot 14010^3 = -7,8 \text{ mm}$$

### - b. flage.

$$\Delta l_f = 3 \epsilon_j = \frac{3 \sigma'_m}{E_b}$$

$\sigma'_m$ : contrainte moyenne au niveau de la fibre moyenne.

à vide on a:



$$\sigma'_m = \frac{73,4}{290} (96,42 - 36,61) + 36,61 = 94,2 \text{ kg/cm}^2$$

la contrainte moyenne de calcul sera  $\sigma'_m = 94,2 \text{ kg/cm}^2$ .

nous admettrons que 60% du flage se soit produit:

$$\Delta l_f = - \left( \frac{100 - 60}{100} \right) \cdot 3 \cdot \frac{94,2}{1,4 \cdot 10^4} \cdot 14010^3 = -79,12 \text{ mm}$$

### - c. Température.

$$\Delta l_t = \pm \epsilon l = \pm 2,9 \cdot 10^{-4} \cdot 14010^3 = \pm 39 \text{ mm}$$

### - d. Total des variations linéaires.

- Allongement:  $\Delta l_1 = + 39 \text{ mm}$
- Retraitement:  $\Delta l_2 = - 117,92 \text{ mm}$

RÔLE

Les appareils d'appui sont chargés de transmettre aux appuis les actions provenant du tablier. Ils permettent aussi les mouvements de translation et de rotation du tablier par rapport aux appuis.

ACTIONS VERTICALES

Les actions verticales qui sollicitent les appareils d'appui sont les réactions de chaque poutre. Les valeurs des réactions sont consignées ci-dessous.

Charges Poutres	G (t)	A (t)	$k_{roH}$ (t)	$g_c$ (t)	$M_{c120}$ (t)	Obs <sup>s</sup>
P	74,862	42,33	0,026	47,722	37,69	
P <sub>1</sub>	76,949	36,79	0,434	46,607	78	Combinaison Max
P <sub>2</sub>	80,914	29,67	1,779	76,178	47,07	Combinaison Min

La combinaison des réactions servira au dimensionnement de l'appareil d'appui :

$$R_{max} = 76,949 + 0,434 + 46,603 = 124 \text{ t.}$$

$$R_{min} = 80,914 + 29,67 + 1,339 = 111,92 \text{ t.}$$

Le catalogue GUMBY nous donne les dimensions de l'appareil 400.900. La hauteur nette d'élastomère sera déterminée par la condition souvent prépondérante.  $\mu_{H1} \leq 0,99$  soit  $T \geq u_1$ .

T: hauteur nette de l'élastomère

$u_1$ : déformation linéaire:

$$\text{donc } T \geq 117,92 \text{ mm.}$$

on choisira donc:

. Culée : 400.900.209 (AA.19).

. pile : 400.900.143 (AA.17).

Vérifications des contraintes normales

$$\sigma_{max} = \frac{R_{max}}{a \cdot b} < \sigma_m = 190 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{R_{min}}{a \cdot b} < \sigma_m = 190 \text{ kg/cm}^2.$$

$$a = 400 \text{ mm}$$

$$b = 900 \text{ mm.}$$

$$\sigma_{max} = 62 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_m$$

$$\sigma_{min} = 93,9 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_m$$

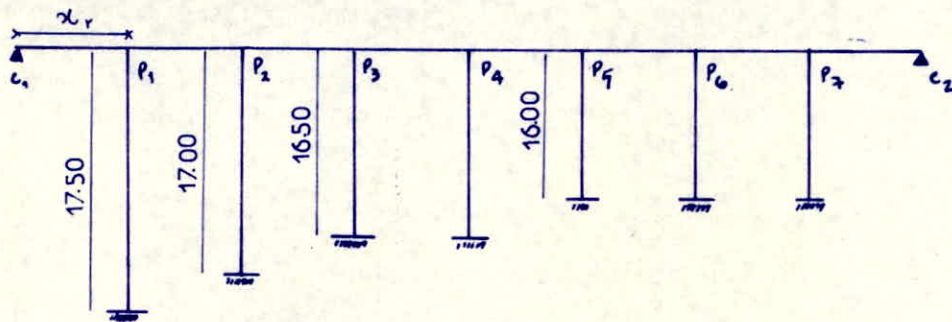
Les actions horizontales qui interviennent sont :

- . freinage
- . glissement
- . Variation Linéaire.

ACTIONS HORIZONTALES

La répartition de ces efforts au niveau des différents appareils d'appui se fera en tenant compte de l'influence des déformations des piles, du sol et des pieux

## schéma et notations utilisés



- A : Section de l'elastomère
- $E_b$  : module d'élasticité du beton. ( $363730 \text{ kg/cm}^2$ ).
- G : module de cisaillement de l'elastomère ( $10 \text{ kg/cm}^2$ )
- T : hauteur nette de l'elastomère
- $I_r$  : Inertie des appuis (culées; piles)
- $h_r$  : hauteur de l'appui
- n : nombre d'appareil d'appui
- $\delta_i$  : deformation de l'ensemble (appareil d'appui, appui, fondation).

### Calcul des deformations

Les deformations sont calculées pour un effort horizontal unitaire ( $\mathcal{H} = 1t$ ).  
La deformation totale sera:

$$\delta_i = \delta_{1i} + \delta_{2i} + \delta_{3i}$$

$$\delta_i = \frac{T \cdot \mathcal{H}}{n G A} + \frac{h_r^3 \mathcal{H}}{3 E_b I_r} + \delta_{3i}$$

### . Culée

- a. deformation de l'appareil d'appui :  $\delta_{1i} = 1,046 \text{ mm.}$
- b. deformation de l'appui :  $\delta_{2i} = 0 \text{ (} I \rightarrow \infty \text{)}.$
- c. " de la semelle : idem.

### . pile

On ne presentra que le calcul de la deformation de la fondation, les formules donnant les deformations des appareils d'appuis et appuis restent valables.

L'exposé de la theorie utilisée figure au chapitre "fondations"

La deformation est donnée par:

$$E I \delta(0) = x_w p^* \frac{p^*}{\lambda^3} + x_w m^* \frac{\mathcal{H}^*}{\lambda^2}$$

$$\text{ou } \mathcal{H}^* = - \frac{x_w p^*}{x_w m^*} \frac{p^*}{\lambda}$$

d'où:

$$\delta(0) = \frac{1}{EI} \frac{P^*}{\lambda} \left( \frac{1}{\lambda^2} x_{wP^*} - x_{wM^*} \frac{x_{\varphi P^*}}{x_{\varphi M^*}} \right)$$

avec:  $P^*$ : fraction de l'effort horizontal passant dans un pieu soit  $\frac{1}{8} t$ .

$\lambda$ : inverse de la longueur élastique.

$I$ : Inertie du pieu.

$E$ : module d'élasticité du Béton

$x_{wP^*}; x_{wM^*}; x_{\varphi P^*}; x_{\varphi M^*}$ : paramètres de Wierwer. (respect deplet et rotation).

Tous les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous:

Appuis	$x_r$ (m)	$\delta_{1i}$ ( $10^{-3}$ m)	$\delta_{2i}$ ( $10^{-3}$ m)	$\delta_{3i}$ ( $10^{-5}$ m)	$\delta = \sum \delta_i$ ( $10^{-3}$ m)	$1/\delta$ ( $10^3$ m $^{-1}$ )	$x_r / \delta$	H % (%)	$H_s$ (t)	$H_f$ (t)
C <sub>1</sub>	0	1,046	0	0	1,046	0,956	0	21,20	106,7	6,988
P <sub>1</sub>	79	0,719	0,49	1,99	1,2249	0,818	28,63	18,79	94,98	9,637
P <sub>2</sub>	70	0,499	0,44	1,99	0,9949	1,047	73,29	24	120,8	7,2
P <sub>3</sub>	109	0,719	0,41	1,99	1,174	0,859	88,779	19,64	98,86	9,892
P <sub>4</sub>	140	1,046	0,41	1,99	1,4799	0,677	94,78	19,99	78,27	4,669
P <sub>5</sub>	109	0,719	0,37	1,99	1,104	0,909	99,029	19,79	99,616	9,937
P <sub>6</sub>	70	0,499	0,37	1,99	0,8849	1,17	79,1	24,71	124,38	7,41
P <sub>7</sub>	79	0,719	0,37	1,99	1,104	0,909	31,679	19,79	99,616	9,937
C <sub>2</sub>	0	1,046	0	0	1,046	0,956	0	20,90	109,2	6,27

note: le pourcentage d'effort repris par chaque Appui est donné par l'expression suivante:

$$\% = \frac{1/\delta_i}{\sum 1/\delta_i}$$

l'effort sur chaque appui sera égal à:

$$H_i = H \frac{1/\delta_i}{\sum 1/\delta_i}$$

exemple: appui P<sub>3</sub>:

$$\% = \frac{0,859}{4,393} \cdot 100 = 19,64\%$$

$$X_{fj} = 70 \cdot \frac{19,64}{100} = 9,802 \text{ t.} \quad (\text{effort du au freinage}).$$

$$X_{1j} = 903,769 \cdot \frac{19,64}{100} = 98,86 \text{ t.} \quad (\text{effort du au Seisme}).$$

## VARIATION LINEAIRE

### 1. Determination du centre elastique

En plaçant un joint de chaussée au milieu du pont de façon à respecter la symétrie de la structure, revient à étudier une nouvelle structure indépendante composée de 4 travées avec continuité de la dalle.

Le centre élastique de la nouvelle structure est donné par la formule suivante:

$$x_{e0} = \frac{\sum x_{ri} / \delta_i}{\sum 1 / \delta_i}$$

structure "1":  $x_{r01} = 69,81 \text{ m}$   
 structure "2":  $x_{r02} = 69,77 \text{ m}$

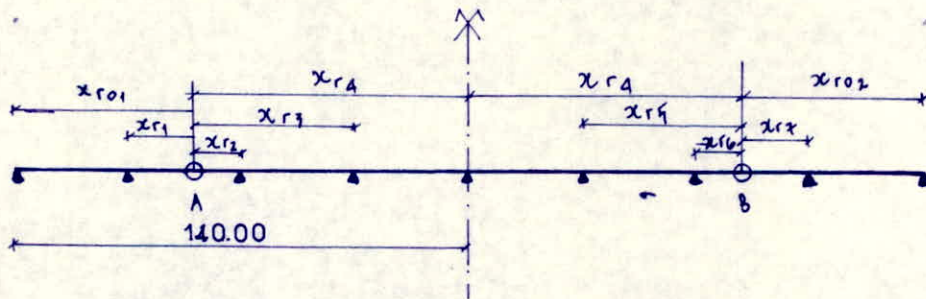
### 2. Variation linéaire $U_{li}$

Cette variation est fonction de la position élastique, elle est donnée par:

$$U_{li} = \Delta l_{\max} \frac{x_{ri}}{l} \quad \text{avec: } \Delta l_{\max} = 117,92 \text{ mm}$$

$l = 140 \text{ m.}$

Les valeurs de  $x_{ri}$  sont calculées, d'après le schéma ci dessous, A et B designant le centre élastique de la structure "1" et la structure "2".



### 3. Effort horizontal engendré par la variation linéaire dans les appareils d'appui

$$H_{vi} = n q \frac{U_{li}}{T} \quad \text{a-b}$$

Resultats:

	$C_1$	$P_1$	$P_2$	$P_3$	$P_4$	$P_5$	$P_6$	$P_7$	$C_2$
$x_r \text{ (m)}$	69,81	70,81	4,19	79,19	74,19   74,27	79,27	4,27	70,77	69,71
$U_l \text{ (mm)}$	99,47	29,99	7,93	33	62,49   62,96	79,078	7,6	29,88	99,36
$H_{vi} \text{ (t)}$	26,46	76,29	7,17	46,19	29,9   29,93	46,26	8,67	76,2	26,9

exemple de calcul: appui  $P_3$ .

$$x_{r3} = 140 - 69,81 - 39 = 39,19 \text{ m.}$$

$$u_3 = 117,92 \cdot \frac{39,19}{140} = 33 \text{ mm}$$

$$\Delta = 10 \cdot 10 \cdot \frac{33}{143} \cdot 40 \cdot 90 = 46193 \text{ kg}$$

### VERIFICATION des APPAREILS

Cisaillement

• Sous variation linéaire

on doit vérifier que  $C_{H1} = G + tg \delta_1 \leq 0,9 G$  avec  $tg \delta_1 = \frac{u_i}{T}$

$$\text{d'où : } tg \delta_1 = \frac{u_i}{T} \leq 0,1.$$

	$C_1$	$P_1$	$P_2$	$P_3$	$P_4$	$P_5$	$P_6$	$P_7$	$C_2$
$u_i$	59,47	29,09	7,97	77	62,49 / 62,46	77,078	7,6	29,88	59,76
$T$	209	147	99	147	209 / 209	147	99	147	209
$tg \delta_1$	0,26	0,18	0,07	0,27	0,3 / 0,3	0,27	0,07	0,18	0,26

• Pour tous les appuis la condition est vérifiée

• Sous variation linéaire + freinage.

on doit vérifier que :  $C_{H2} \leq 0,7 G \Rightarrow G + tg \delta_1 + \frac{\Delta_f}{n \cdot ab} \leq 0,7 G$

$$\text{d'où } tg \delta_1 + \frac{\Delta_f}{G \cdot n \cdot ab} \leq 0,7 \Rightarrow tg \delta_1 + tg \delta_2 \leq 0,7$$

	$C_1$	$P_1$	$P_2$	$P_3$	$P_4$	$P_5$	$P_6$	$P_7$	$C_2$
$\Delta_f$	6,60	9,64	7,2	9,9	0,66	9,94	7,41	9,94	6,21
$tg \delta_2$	0,066	0,029	0,036	0,029	0,046	0,029	0,077	0,029	0,0627
$tg \delta_1$	0,26	0,18	0,07	0,27	0,7	0,27	0,07	0,18	0,26
$tg \delta_1 + tg \delta_2$	0,326	0,208	0,066	0,26	0,746	0,26	0,067	0,209	0,322

• Pour tous les appuis la condition est vérifiée

• Sous variation linéaire + Seisme

on doit vérifier que :  $C_{H3} \leq 1,33 G \Rightarrow G + tg \delta_1 + \frac{\Delta_s}{n \cdot ab} \leq 1,33 G$

$$\text{d'où } tg \delta_1 + \frac{\Delta_s}{G \cdot n \cdot ab} \leq 1,33 \Rightarrow tg \delta_1 + tg \delta_3 \leq 1,33$$

	$C_1$	$P_1$	$P_2$	$P_3$	$P_4$	$P_5$	$P_6$	$P_7$	$C_2$
$\Sigma S$	106,7	94,98	120,80	98,86	78,27	99,62	124,78	99,61	109,2
$+g S_3$	1,067	0,477	0,604	0,494	0,7827	0,4981	0,622	0,498	1,092
$+g S_1$	0,26	0,18	0,07	0,23	0,7	0,23	0,07	0,18	0,26
$+g S_1 + g S_3$	1,327	0,657	0,67	0,724	1,08	0,728	0,692	0,678	1,312

pour tous les appuis, la condition est vérifiée

- sous charge verticale + charge horizontale + rotation d'appui

il faut vérifier que:  $\sigma_N + \sigma_H + \sigma_\alpha \leq \bar{\sigma} = 9 G = 900 \text{ t/m}^2$

- $\sigma_N = 1,5 \frac{G_m}{\beta}$  (contrainte due à la charge verticale).

avec  $\beta = \frac{a b}{2 t (a+b)}$

$t$  = épaisseur d'un feuillet élémentaire de l'élastomère  
 $a$  et  $b$  : dimensions de l'appareil d'appui

- $\sigma_H = \sigma_{H_3}$  (contrainte maximale due à la force horizontale).

- $\sigma_\alpha = \frac{1}{2} \frac{a^2}{t^2} \left( \frac{\alpha_T + \alpha_0}{n} \right) \cdot G$  (contrainte due à la rotation d'appui).

avec:  $n$  = nombre de feuillets d'élastomère  
 $\alpha_0 = \frac{10}{1000}$  rd.

$\alpha_T$  = rotation calculée

application:

- $\sigma_N = 1,5 \frac{62}{\beta}$        $\beta = \frac{40 \cdot 90}{2 \cdot 1,1 (40+90)} = 10,1$  d'où  $\sigma_N = 92,1 \text{ t/m}^2$

- $\sigma_H = +g S_3 G = \sigma_{H_3} = 172,7 \text{ t/m}^2$

- $\sigma_\alpha$

$\alpha_0 = 10 \cdot 10^{-3}$   
 $\alpha_T = 2,88 \cdot 10^{-3}$

$t = 11 \text{ mm}$

$n = 19$

$a = 400 \text{ mm}$

$G = 100 \text{ t/m}^2$

d'où  $\sigma_\alpha = 44,819 \text{ t/m}^2$

donc:  $\sigma_N + \sigma_H + \sigma_\alpha = 269,62 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}$  .ok.

- Vérification des dimensions des frettes

1.  $t_s \geq \frac{A}{\beta} \frac{G_m}{G_e}$

2.  $t_s \geq 2 \text{ mm}$

$t_s$  = épaisseur d'une frette = 6 mm

$G_m$  = contrainte max = 62 kg/cm<sup>2</sup>

$G_e$  = contrainte d'acier de la frette 2490 kg/cm<sup>2</sup>

$\beta = 10,1$

$a = 400 \text{ mm}$

1<sup>ère</sup> condition:  $t_s = 6 \text{ mm} > 0,22 \text{ mm}$   
 2<sup>ème</sup> "  $t_s = 6 \text{ mm} > 2 \text{ mm}$

Vérifiée

• Condition de non soulèvement

$$\alpha_f = \frac{\alpha_T + \alpha_0}{n} \leq \frac{\gamma}{\beta} \frac{t^2}{a^2} \frac{\sigma_m}{\gamma} = 1,79 \cdot 10^{-3}$$

• Culée  $\alpha_f = 0,678 \cdot 10^{-3} < 1,79 \cdot 10^{-3}$

• pile  $\alpha_f = 0,99 \cdot 10^{-3} < 1,79 \cdot 10^{-3}$

Verifiée.

• Condition de non cheminement et de non glissement

1<sup>ere</sup> condition  
2<sup>eme</sup> condition

$$\sigma_m \text{ mini} \geq 20 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Verifiée}$$

$$\lambda < f \cdot N \quad \text{ou } N = \text{Valeur minimal de l'effort normal}$$

et  $f$ : coefficient de frottement donné par:

$$f = 0,1 + \frac{0,6}{\sigma_m}; \quad \text{il est à noter qu'il faudra ajouter un}$$

frottement naturel dû à la rugosité de l'appareil choisi (0,15).

$$f = 0,1 + \frac{0,6}{62} = 0,109 \quad \Rightarrow \quad f_f = 0,259$$

• Culée :  $C_1 : \lambda = \frac{1}{9} (6,988 + 106,7) = 22,697 < 27,713 \text{ t} \quad \text{ok}$

• pile :  $P_6 : \lambda = \frac{1}{10} (7,41 + 124,38) = 13,179 < \text{ " } \quad \text{ok}$

\* efforts horizontaux engendrés par la variation linéaire au niveau de l'ensemble (pile + fond + app). :  $\lambda_i = K_i U_i = \frac{1}{8_i} U_i$

Ces efforts sont une fraction qui passent dans les piles et les culées ils servent à la justification de celles-ci.

$$C_1 = 92,98 \text{ t}$$

$$P_1 = 21,23 \text{ t}$$

$$P_2 = 3,70 \text{ t}$$

$$P_3 = 28,22 \text{ t}$$

$$P_4 = 42,39 \text{ t}$$

$$P_5 = 29,94 \text{ t}$$

$$P_6 = 4,068 \text{ t}$$

$$P_7 = 23,42 \text{ t}$$

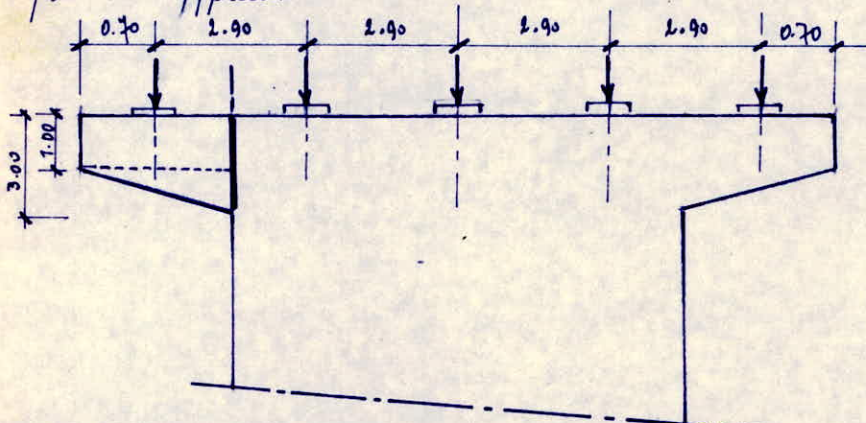
$$C_2 = 92,92 \text{ t}$$



# -XIX- ETUDE DU CHEVETRE

## ROLE ET EVALUATION DES EFFORTS

Le rôle du chevêtre est de transmettre à la pile les efforts induits par les poutres.



Le chevêtre se trouve soumis à une flexion longitudinale due au système de force concentrées ramené par chacune des poutres constituant le tablier. On étudiera les deux parties extrêmes, constituant le chevêtre, comme des consoles sollicitées par des forces concentrées. Vis à vis desquelles il faut des armatures en face supérieure du chevêtre.

### Détermination des armatures:

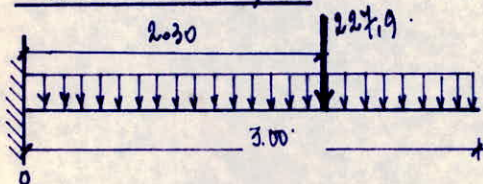
La section la plus sollicitée est la section d'encastement de la partie libre du chevêtre. Les efforts qui y interviennent en condition normale sont:

$$S_1 = G + 1,2P = 80,756 + 1,2 \times 27,662 = 113,99 \text{ t.}$$

$$P = 2 \times 113,99 = 227,90 \text{ t.}$$

$$x_G = 1,797 \text{ (C.G. de la console).}$$

### Schema Statique:



$$M_0 = M_G + M_P = 227,9 \times 2,3 + 34,69 \times 1,797$$

$$M_0 = 989,09 \text{ tm.}$$

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a \cdot b h^2} = 0,0172 \rightarrow \left. \begin{array}{l} \epsilon = 0,9482 \\ k = 71,90 \end{array} \right\}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot k} = 78,92 \text{ cm}^2. \text{ On choisit } 19 \text{ HA}(32) = 120,60 \text{ cm}^2.$$

### Vérification des Contraintes:

Condition de non fissuration:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2b \cdot d} = \frac{120,6}{2 \cdot 220,9} = 0,2729 \rightarrow \left. \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{k \sigma_a}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 1770,41 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \sigma_a}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 1478 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

$\bar{\sigma}_a > (\sigma_1, \sigma_2)_{\max} = \sigma_1$ . Il y a risque de fissuration fine faible, à ce phénomène, on est ramené, à augmenter la section d'acier. On adopte 22 HA32

Le nouvelles contraintes, qui conditionnent la non fissuration

$$\sigma_1 = 2228,4 \text{ kg/cm}^2, \text{ ce qui revient à prendre } \bar{\sigma}_a = \sigma_1 = 2228,4 \text{ kg/cm}^2$$

### Condition normale:

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot d} = 0,2729 \rightarrow \left. \begin{array}{l} \epsilon = 0,9179 \\ k = 49,60 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot k} = 1122 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2228,4 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_b = 66,0 \text{ kg/cm}^2$$

Condition dimensionnelle:

$$N_g = 0.15 (80.756 + 0.9 \times 27.6622) = 14.26 \text{ t.}$$

$$S_2 = G + P + SI (\downarrow) = 249.24 \text{ t.}$$

le moment, au niveau, ou la section, d'encastrement

$$M_0 = 249.24 \times 2.30 + 1.19 \times 34.69 \times 1.757 = 634.06 \text{ t.m.}$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \text{ A}}{b \cdot h} = 0.2729 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0.9979 \\ k = 4.960 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \sigma_a = 1740 \text{ Kg} < \bar{\sigma}_a \\ \sigma'_b = 70 \text{ Kg/cm}^2 < 1.9 \cdot \bar{\sigma}'_b \end{array} \right.$$

Armatures transversales

Verification, au cisaillement:

$$\text{l'effort tranchant } T_{\text{max}} = 227.9 + 34.69 = 262.59 \text{ t.}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \text{ et, comme } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3 \cdot \bar{\sigma}'_b.$$

$$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}'_b.$$

Verification vis a vis de l'entraînement des armatures

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{u \cdot \sum \phi^2} = 6.323 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 24 \cdot \bar{\sigma}'_b = 22.8 \text{ Kg/cm}^2.$$

Armatures transversales dues a l'effort a l'effort tranchant:

nous, allons déterminer la section, d'armatures transversales nécessaires pour équilibrer l'effort tranchant et la, compare, avec le pourcentage min.

$$\frac{A_t}{t} \geq \frac{T}{z \cdot \bar{\sigma}_a}$$

$$\bar{\sigma}_a = (1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}'_b}) \cdot \bar{\sigma}_a = 2610.88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$z = \min \left\{ \begin{array}{l} h (1 - 0.3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_b}) = 24 \text{ cm} \\ 0.2h = 9.9 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$t, \text{ adoptée} = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 7.79 \text{ cm}^2$$

On choisit 2 cadres  $\phi 12$  ( $4.72 \text{ cm}^2$ )

On disposera en plus un système, d'attache  $\phi 12$  pour maintenir les, armatures formant ainsi, une cage, d'armatures.

Ferrailage Min Transversale:

la section, d'armatures transversales par plan horizontal et par ml doit être égale, a 0.02 fois l'aire, du béton, comme pendant soit  $4.4 \text{ cm}^2/\text{ml}$

ce, qui nous ramène, a disposer tout, au long, du chent hé et, cela dans les deux sens, des, armatures, qui permettront de maintenir les, armatures supérieurs.

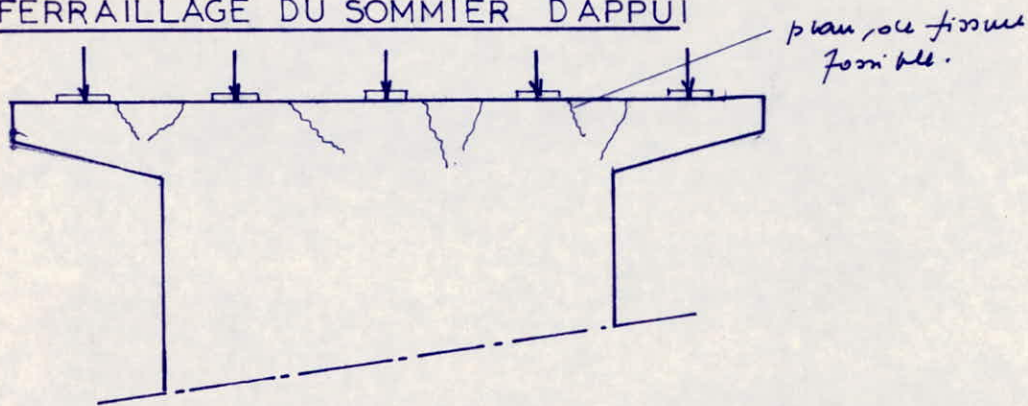
Ferrailage Constructif Minimal:

comme prévu a 0.9% , ou la section totale, d'air 22 HA32

$$0.9/100 \times 22 \times 8.04 = 0.8844 \text{ cm}^2.$$

on placera, des, armatures longitudinales HA 14 sur le pourtour du, chevet, de manière symétrique pour faciliter l'exécution de, cet élément porteur.

FERRAILLAGE DU SOMMIER D'APPUI



Les forces, agissant sur la partie supérieure d'une voûte sont, constituées par des sous-entées, de charges localisées  $P_i$  sous l'action de ces charges il y a risque, de fissuration suivant les plans verticaux, et autre fait suivant des plans, obliques.

Il, contient, de disposer, des armatures, de chaînage, à la partie supérieure, qui s'opposent à la fissuration et des armatures de surface d'éclatement, qu'on dispose sous les appuis, et affuis.

Armatures de chaînage:

La section peut être déterminée par des règles, analogues à la méthode des billes. En pratique il suffit, de déterminer le chaînage de telle sorte, qu'il équilibre un effort égal:

$$A = 0.25 \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_a}$$

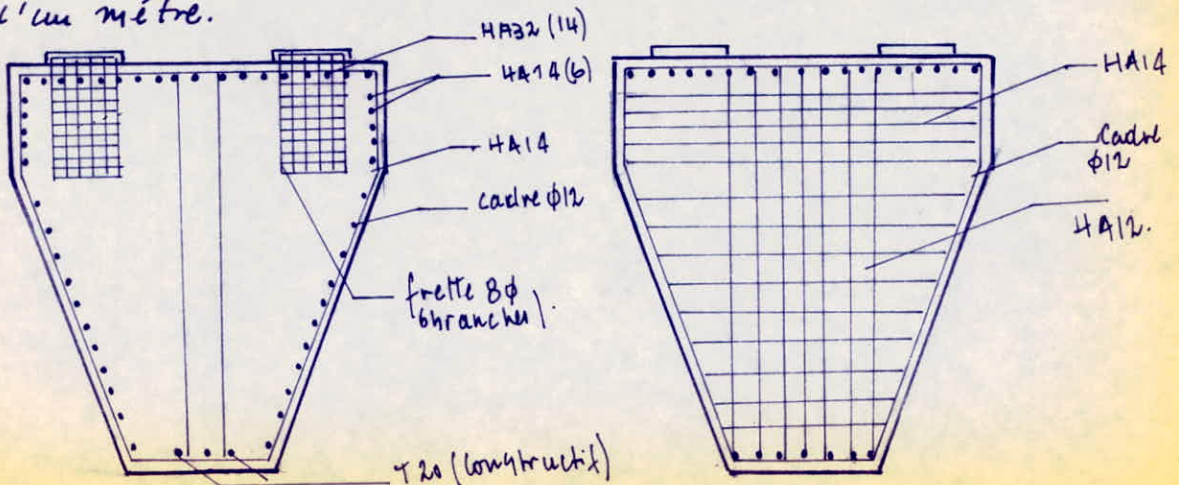
Le ferrailage, qu'on dispose à la face supérieure 10 T32/m<sup>3</sup> peut jouer de rôle d'un chaînage.

$$\bar{\sigma}_a = \frac{0.25 \cdot R_{max}}{A} = \frac{0.25 \cdot 113.07 \cdot 10^3}{10.8,04} = 260 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ Kg/cm}^2$$

Armature de Surface d'éclatement:

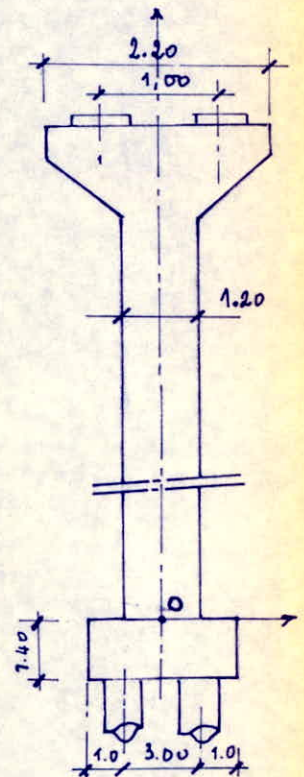
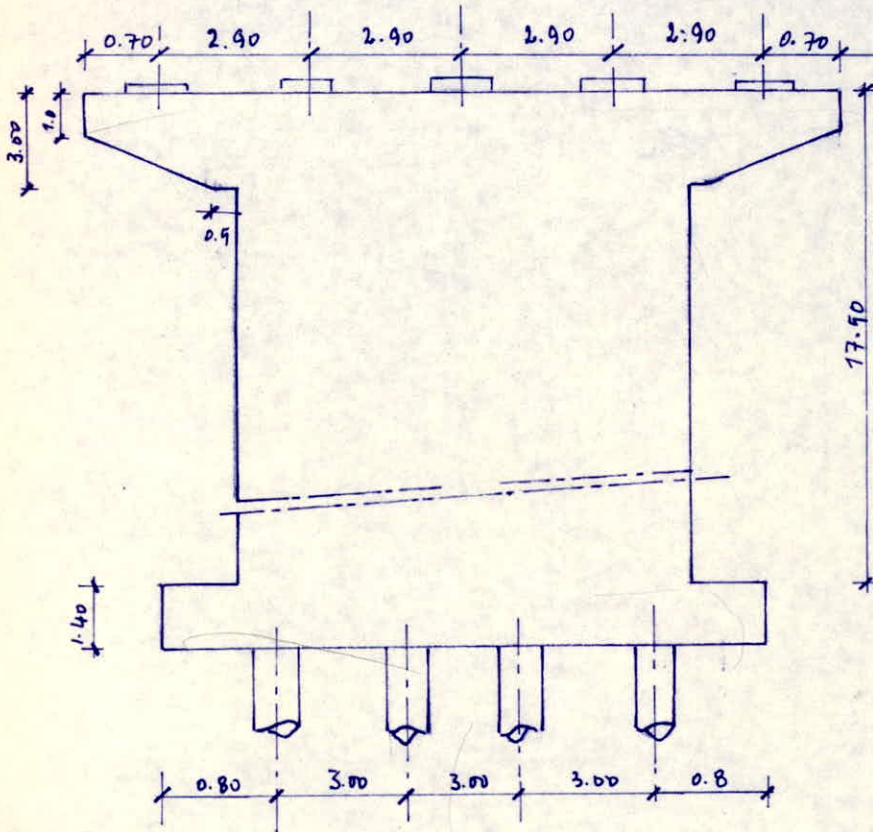
Elles sont, constituées par des nappes ou frettes disposés, au droit des appuis d'affui (frette  $\phi 8$ ). dont la section totale est, capable de reprendre un effort égal, à 0,04 R.

6  $\phi 8$  en plan suffisent pour équilibrer, cet effort. Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures. on dispose des frettes  $\phi 8$  en 6 branches espacées de 10 cm sur une profondeur d'un mètre.



# - XX - ETUDE DES PILES

## DETERMINATION DES EFFORTS PILE P1



• Sollicitations à prendre en compte :

• Sollicitations du premier genre :  $S_1 = G + 1/2P + T$   
 $S'_1 = G + V + T$

• Sollicitation du 2<sup>e</sup> genre :

$$S_2 = G + P + S + T.$$

• Sollicitation fondéris du 1<sup>er</sup> genre (avec Vent)

$$S'_1 = G + V + T.$$

Condition Normale	H (t)	R (t)	Z (m)	M Long (tm)	M Trans (tm)
Poids propre de la pile		767,90			
Vent // à l'axe Long	24,90		11,667	289,83	
Vent ⊥ à l'axe du pont	4p2		11,667		49,0014
total en phase de construction	24,9 4,20	767,90		289,83	49,004
Poids propre du tablier		807,96			
Variation linéaire	21,23		17,90	371,929	
Total à Vide	49,73 4,20	1179,06		697,359	49,004

La sollicitation fondéris du 1<sup>er</sup> genre agissant sur la section horizontale de la pile au niveau de son encastrement sur la fondation : engendré les efforts suivants :

$$\left. \begin{array}{l} N = 1179,06t \\ T_L = 49,73t \\ T_E = 4,20t \end{array} \right\} \begin{array}{l} M_L = 697,359tm \\ M_E = 49,004tm \end{array}$$

Sollicitation pondérée du 1<sup>er</sup> genre (Sans Vent)

$$S_1 = G + P(1,2) + T.$$

Condition Normale	H (t)	R (t)	Z (m)	M (t.m)
Poids propre de la file		367,90		
Poids propre du tablier Variation linéaire	21,23	807,96	17,90	371,929
Total à vide:	21,23	1175,06		371,929
Surcharge (A+brot) x 1,2 Freinage (1,20)	7,142	331,958	17,90	729,0
Total en charge	28,372	1507,018		496,929

la section, d'encastrement se trouve sollicitée en flexion, composé :

$$\left. \begin{aligned} N &= 1507,018 \text{ t} \\ T &= 28,372 \\ M &= 496,929 \text{ tm.} \end{aligned} \right\}$$

Détermination des contraintes.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \quad \left\{ \begin{aligned} B &= 7 \times 1,20 = 8,4 \text{ m}^2 \\ I &= 7 \times \frac{1,2^3}{12} = 1,008 \text{ m}^4 \\ V &= 0,6 \text{ m.} \end{aligned} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{aligned} \sigma_1 &= 47,90 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 &= -11,61 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \right.$$

Nous remarquons, qu'en condition normale, la section, d'encastrement de la file est faiblement sollicitée. On étudiera des conditions exceptionnelles dont le moment qui vaut la plus petite valeur est le plus fort.

Sollicitation pondérée du 2<sup>e</sup> genre:

$$S_2 = G + P + T + SI$$

$$SI \downarrow (= 197,0 \text{ t})$$

$$SI \rightarrow = 0,19 \cdot G = 59,129 \text{ t.}$$

Condition Sismique.	H (t)	R (t)	Z (m)	M (t.m)
SI (H)		197		
Poids propre tablier file (pds propre) Variation linéaire		807,96		
Sisme: } 94,98 } 59,129	21,24 149,709	367,90	17,90 17,90 8,79	371,929 1659,19 482,24
Total à vide	170,939	1772,06		2909,02
Surcharge		276,632		
Total en charge	170,939	1648,70		2909,02

La section, d'encastrement, de la file se trouve toujours sollicitée en flexion, composé :

$$\left. \begin{aligned} N &= 1648,70 \text{ t} \\ T &= 170,939 \text{ t} \\ M &= 2909,02 \text{ tm.} \end{aligned} \right\}$$

Détermination des contraintes:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M.V}{I} \quad \Rightarrow \left\{ \begin{aligned} \sigma_1 &= 169 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 &= -129,72 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \right.$$

Etude, de La Section, d'encastrement:

$N = 1648,7t$ ;  $M = 2509,02tm$ .  
 l'excentricité ramenée par le moment:  $e_0 = \frac{M}{N} = 1,52 m > \frac{h}{6} = 0,2m$ .  
 notre section est partiellement comprimée  
 et, comme le moment fléchissant ramené par l'effort normal, change  
 de sens, on disposera un ferrailage symétrique  $A_1 = A_2 = A$   
 au droit de cette section.

On déterminera la section d'acier nécessaire pour reprendre un  
 effort à partir de la théorie du moment fictif exposée par  
 Pierre Charon.

$$e = 1,52 + 0,99 = 2,07m. \quad K = N \cdot e = 1648,7 \times 2,07 = 3412,81 tm$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_{cu} \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 3412,81 \cdot 10^5}{4000 \times 700 (119)^2} = 0,138 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,8971 \\ k = 20,0 \end{array} \right. \Rightarrow \sigma'_b = \sigma_{cu} / k = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_1 = \frac{3412,81 \cdot 10^5}{4000 \cdot 0,8971 \cdot 119} = 869,61 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b < 1,5 \cdot \bar{\sigma}'_b \\ \text{pas d'A'}$$

La section d'armature  $A$ , nécessaire pour reprendre }  $N = 1648,70t$   
 $M = 2509,2tm$ .

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_{cu}} = 493,90 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisit } 47 \text{ HA } 32 (498,28 \text{ cm}^2)$$

qu'on disposera symétriquement au  
 droit de la section, d'encastrement.

Verifications: des contraintes

on vérifiera nos contraintes à partir des abaques établies par P. Charon.

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot A} = 0,969 \quad ; \quad \rho = \frac{M_s}{M_{ta}} = 0,444 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_2 = 0,064 \\ k = 19,50 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{15 \cdot M_s}{\mu_2 \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1648,7 \cdot 0,92 \cdot 10^5}{0,064 \cdot 700 (119)^2} = 3840,2 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 196,93 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \cdot \bar{\sigma}'_b$$

Condition Normale

: sollicitation fondue du 1<sup>er</sup> genre (avec vent).

$$N = 1179,06t \quad ; \quad M = 697,399 tm$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,591 m > \frac{h}{6} = 0,20. \quad \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\rho = \frac{M_s}{M_{ta}} = 0,010. \quad \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_2 = 0,0090 \\ k = 19,0 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{15 \cdot 1179,06 \cdot 0,041 \cdot 10^3}{0,009 \cdot 700 \cdot 119} = 1799,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \sigma_a / k = 163,22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Sollicitation fondue du 1<sup>er</sup> genre (sans vent).

$$N = 1907,09t$$

$$M = 496,929 tm$$

Il est inutile de procéder à une deuxième vérification plus que  
 la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre avec vent est beaucoup plus déterminante  
 que celle-ci. en conclusion: le ferrailage de la file P1 47 HA 32  
 vérifie toutes les conditions, donc on maintiendra ce ferrailage.

Condition de non fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2b \cdot d} = \frac{498}{700 \times 9} = 0.731 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 2820,27 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 1470,90 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2836,27 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ Kg/cm}^2$$

Etude de la section, d'encastrement par rapport, à la plus grande inertie

$$N = 1648,70 \text{ t.}$$

$$M = 94,98 \cdot 17,90 + 99,129 \times 8,79 = 2137,44 \text{ tm.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 1,296 \text{ m} > h/6 = 1,167 \text{ m.} \quad \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\text{On appliquera la formule utilisée précédemment : } N_c = N \cdot c = 1648,70 (1,296 + 0,99) = 3043,90 \text{ tm.}$$

$$\mu = 0,0197 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9383 \\ \kappa = 66,0 \end{array} \right.$$

$$A_s = 116,67 \text{ cm}^2 \quad \text{La section, d'armature nécessaire pour reprendre}$$

$$N = 1648,70 \text{ t ; } M = 2137,44 \text{ tm.}$$

$$A = A_s - \frac{N}{\sigma_{ch}} = -299,9 \quad \text{résultat négatif.}$$

cela ne nécessite pas, d'armature, dans le 2<sup>e</sup> sens le béton seul suffit pour reprendre, ces efforts néanmoins il est plus pratique, d'armer toute la section sollicitée, dans les deux sens de façon symétrique.

• Vérification, au cisaillement :

les forces horizontales qui agissent sur la pile : En condition dynamique force horizontales en tête : 94,98 t.

21,23 t. Variation linéaire.

force horizontale, appliquée, au centre, de gravité : 99,129 t.

la valeur, de l'effort tranchant à la section, d'encastrement

$$T = 94,98 + 21,23 + 99,129 = 179,935 \text{ t.}$$

contrainte ou, au cisaillement :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_0 \cdot z} = \frac{179,935}{700 \cdot 0,879119} = 2,49 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{et, comme } \bar{\sigma}'_b < \sigma_b \leq \bar{\sigma}'_b \cdot 2. \quad \bar{\sigma}'_b = \left(4,90 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \cdot \bar{\sigma}_b = 17,013 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}'_b.$$

On, détermine la section, d'armatures transversales pour reprendre l'effort tranchant, dans les deux sens en condition dynamique. En condition normale d'effort tranchant n'est pas aussi déterminant.

On, doit poser, dans, ce, cas le pourcentage min.

Ces, armatures horizontales seront disposés, en cours successifs plans dans, chaque, cours elle forment, une, ceinture, continue sur le pourtour de la pile et embrassent les armatures verticales. la section, totale d'armature horizontales est, au moins, égales, à 0,09% de la section verticale de béton. et la distance max de deux, armatures sur, une même face est, au plus égale, à 40cm.

$$\text{la section, d'armature est, donc supérieur, à : } \left. \begin{array}{l} 0,09 \left( \frac{700 \cdot 179 \cdot 10^2}{100} \right) = 612,9 \\ \text{soit par ml. } 79 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

En, moyens, on, disposera 9 cadre  $\phi 14$  par ml jusqu'à, de 20cm en zone de recouvrement 40cm en zone normale.

$$\left. \begin{array}{l} 0,09 \left( \frac{120 \times 179 \cdot 10^2}{100} \right) = 105 \end{array} \right\}$$

ETUDE ET FERRAILLAGE DES PILES

PILES	Contraintes au 2 <sup>eme</sup> Genre		Solllicitations du 2 <sup>eme</sup> Genre		Sollcitation du 1 <sup>er</sup> genre (avec Vent)		SECTION d'acier adoptee	Verification C. Non figurative	Verification 1 <sup>er</sup> genre
	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>		M (tm)		M (t.m)				
P 2 hauteur: 17m	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	172,90	M (tm)	2571,70	M (t.m)	670,64	59 HA 32	$\bar{\sigma}_a = 2667 \text{ Kg/cm}^2$ $\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 2881,4 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1479,9 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\}$ $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$	$\sigma'_b = 90 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$ $\sigma_a = 1700 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma_a < \bar{\sigma}_a$
	$\sigma_2$ Kg/cm <sup>2</sup>	-133,60	N (t)	1676,62	N (t)	1164,96			
			T (t)	178,09	T (t)	49,03			
P 3 hauteur: 16,9m	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	169,70	M (tm)	2526,0	M (t.m)	604,40	57 HA 32	$\bar{\sigma}_a = 2667 \text{ Kg/cm}^2$ $\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 2879 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1479,9 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\}$ $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$	$\sigma'_b = 44 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$ $\sigma_a = 1292 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma_a < \bar{\sigma}_a$
	$\sigma_2$ Kg/cm <sup>2</sup>	-131,02	N (t)	1624,77	N (t)	1194,0			
			T (t)	170,10	T (t)	44,33			
P 4 hauteur: 16,9m	$\sigma_1$ Kg/cm <sup>2</sup>	167,31	M (tm)	2418,70	M (t.m)	604,40	57 HA 32	idem que la P3	idem que la P3
	$\sigma_2$ Kg/cm <sup>2</sup>	-124,67	N (t)	1624,73	N (t)	1194,0			
			T (t)	172,06	T (t)	44,70			



# -XXI- VERIFICATION du FLAMBEMENT

## INTRODUCTION

L'élanement  $\lambda$  de la pile est donné par :  $\lambda = \frac{2l_0}{l_c}$  où  $2l_0 =$  longueur de flambement  
 $l_c =$  rayon de giration

$$l_c = \left(\frac{I}{A}\right)^{1/2} \quad \left. \begin{array}{l} I = \frac{7 \cdot 1,2^3}{12} = 1,008 \text{ m}^4 \\ A = 7 \cdot 1,2 = 8,4 \text{ m}^2 \end{array} \right\} l_c = (0,12)^{1/2}$$

$$\left. \begin{array}{l} l_0 = 17,5 \text{ m} \\ l_c = (0,12)^{1/2} \end{array} \right\} \lambda = 101,04. \text{ , notre pile devra être vérifiée au flambement.}$$

D'une façon générale les règles BA 68 permettent en leur article 66. de substituer des justifications par le calcul aux états limites aux justifications par le calcul des contraintes.

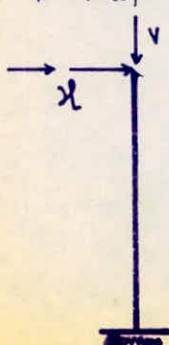
En matière de flambement des poteaux et colonnes de section constante, les règles BA 68 vont en leur article 33 plus loin qu'en leur article 66 en ce qu'elles permettent en tous les cas le recours au calcul aux états limites sans aucune restriction d'ordre formel (par. 33.3). Disposition logique puisque les prescriptions des par. 33.1. 33.2 reposent sur une transposition en calcul des contraintes de la méthode approchée du C.E.B.

Le par. 33.3 du BA 68 dispose que « les justifications relatives au flambement peuvent éventuellement reposer sur l'évaluation des charges ultimes », sous la réserve essentielle : « les méthodes employées doivent avoir été confrontées de manière probante aux données expérimentales ». Or, c'est justement le cas de la méthode qui sera utilisée. On peut ainsi conclure que l'usage de celle-ci est autorisé par le BA 68. Mais suivant quelles modalités ? nous citons les règles : « la recherche d'une sécurité convernable peut dans ces conditions s'appuyer sur la considération d'états limites et prendre en compte plusieurs coefficients de sécurité partiels relatifs, les uns aux matériaux, les autres aux sollicitations et à l'approximation du calcul ». c'est là désigner clairement les recommandations du C.E.B. Mais cela ne suffit pas entièrement. Les règles BA 68 demandent en sus, en commentaire du par. 33.3 le respect d'un coefficient de sécurité global. Il s'agit là d'une justification complémentaire

## CAS de CHARGES

nous avons à considérer différents cas de charges, mais nous ne retiendrons que le cas le plus défavorable. ils sont schématisés de la façon suivante.

⊙ 2 travées chargées



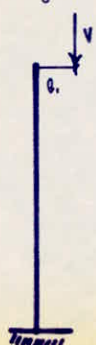
$\approx \rightarrow$



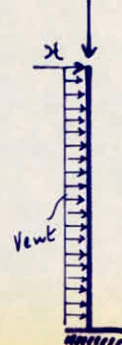
⊙ 1 travée chargée



$\approx \rightarrow$



⊙ sollicitation avec vent



$\approx \rightarrow$



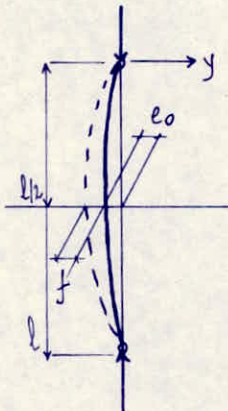
nous nous limiterons aux cas (a) et (b). Nous ferons l'étude de la pile en condition normale et nous la vérifierons en condition sismique.

### EXPOSE de la METHODE de CALCUL EMPLOYEE

La méthode de calcul appliquée est connue sous le nom de méthode de P. FRESSEL. Cette méthode s'applique exclusivement à des poteaux (Piles) en béton armé de section constante, à plan moyen, articulés aux 2 extrémités dans ce plan.

#### Hypothèses

L'hypothèse fondamentale de la méthode est que la déformée de la pile peut être assimilée à une courbe géométrique définie en fonction d'un paramètre et convenablement choisie. Elle implique que l'équilibre de l'ensemble du poteau découle de celui d'une section, en principe quelconque, en fait la section médiane parce que la plus commode et la plus significative, et implique en outre une relation entre la flèche et la courbure de déformation au droit de cette section. La courbe choisie pour représenter la déformée est une  $1/2$  onde de sinus, choix que justifie les essais. Son équation s'écrit  $y - y_0 = f \sin \frac{\pi x}{L}$  [1]



$y$  = ordonnée de la déformée  
 $y_0$  = ordonnée de la fibre moyenne avant déformation  
 $f$  = flèche à mi-hauteur  
 $L$  = hauteur entre articulations

dans la section médiane :  $e = e_0 + f$   
 la courbure de déformation est la dérivée seconde de  $(y - y_0)/x$  soit :  $\frac{1}{r} \approx | (y - y_0)''(x = L/2) | = \frac{\pi^2}{L^2} f$   
 d'où l'excentricité totale  $e = e_0 + \frac{L^2}{\pi^2} \frac{1}{r}$  [2]

Par ailleurs, il existe une relation d'équilibre interne d'ordre mécanique entre  $N$ ,  $e$  et  $1/r$  notée :  $\Phi(N, e, 1/r) = 0$  [3]

Les relations (2) et (3) résolvent le problème de l'équilibre du Poteau. Sous réserves d'hypothèses auxiliaires adéquates en vue de définir  $\Phi$ , celles-ci sont :

- Conservation de section plane.
- absence de glissement relatif Acier - Béton
- non intervention du béton tendu.
- loi contrainte déformation du Béton (loi adoptée, celle proposée par MM. DEGANI et KRISHNAM).
- loi contrainte déformation de l'acier (loi idéalisée des Aciers naturels).

## notations utilisées

- ELG : élanement géométrique, rapport de la longueur de flambement à la hauteur  $h$
- EO : excentricité relative initiale de la force extérieure
- ALPHA : distance relative des Aciers définie comme suit: la section droite comporte 2 lits d'acier de même aire.  $\alpha$  est le rapport de la distance de ces 2 lits d'acier à la hauteur totale de la section
- EPSU : déformation relative  $\epsilon_u$  du béton sous la contrainte max  $\sigma_f$
- PIMEC : pourcentage mécanique du poteau (pile), c'est  $\bar{\omega} = \frac{A \sigma_a}{B \sigma_b}$  où  $B$  désigne l'aire de la section (sans déduction de l'aire des aciers).  
 $A$  = section d'acier.
- SIG<sub>a</sub> =  $R_a^*$  : résistance de calcul de l'acier
- SIG<sub>b</sub> =  $R_b^*$  : résistance de calcul du béton
- $S^*$  : sollicitation de calcul
- $N_u^*$  : effort normal ultime
- $\gamma_s$  : Coefficient de Sécurité
- $\gamma_c$  : Coefficient de Comportement
- $\xi$  : fraction de la surcharge susceptible de longue durée d'application

- Les sollicitations de calcul sont celles proposées par le FIP-CEB.  
 $R_a^*$  et  $R_b^*$  sont fixées par le C.E.B.
- Tous les calculs sont fait à partir des tables de FRESSER

## DETERMINATION DES EFFORTS ULTIMES

### CONDITION NORMALE <sup>er</sup> CAS DE CHARGE

• Sollicitation, de, calcul, de, courte, durée.

$$S_i^* = \gamma_s \cdot \gamma_c (G + P) + \gamma_c \cdot 1.2T. \quad \left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1.4, \text{ coefficient, de Sécurité} \\ \gamma_c = 1.10 \text{ Coef tenant compte du Comportement, de la fibre.} \end{array} \right\}$$

$$S^* = 1.40 \cdot 1.10 (1175.06 + 276.632) = 2399.29t$$

en condition normale le moment de la section d'encastrement dû aux efforts horizontaux (variation linéaire, freinage), qui agissent au tête de la fibre

$$M_g = 1.2 \times M(VL) + \gamma_g \times M(\text{freinage}) = 1.20 \times 371.929 + 1.29 \times 1.4 = 633.33 \text{ tm}$$

$$M_g^* = \gamma_c \cdot M = 696.663 \text{ tm}$$

l'excentricité ramenée par le moment qui nous permettra, dans nos calculs

$$e_0 = \frac{M_g^*}{S_i^*} = 0.29 \text{ m}$$

les caractéristiques géométriques qui nous permettront d'évaluer l'effort ultime

EO	$EO = \frac{e_0 + h/30}{h} = 0.279$
ELG	$ELG = \frac{2t}{h} = \frac{2 \cdot 17.9}{1.20} = 30.0$
ALPHA	$ALPHA = \frac{h - 2d}{h} = 0.90$
SIGE	$SIGE = R_{cu}^* = 0.89 \text{ fcm} = 3960 \text{ kg/cm}^2$
SIGJ	$SIGJ = R'_b = 0.97 \cdot \sigma_u = 171 \text{ kg/cm}^2$
PIMEC	$PIMEC = \frac{A \cdot R_{cu}^*}{b \cdot h \cdot R'_b} = 0.227$

• Sollicitation, de, calcul, de longue durée

Pour une sollicitation, de, calcul, de longue durée, d'application au arguments, à introduire:

$$SIGJ = R'_b \cdot \gamma_u / \gamma_c = 142.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$PIMEC = 0.273$$

$$\eta = 0.290$$

### APPLICATION

• Sollicitation, de, calcul, de, courte, durée.

$$S_i^* = 2399.29t$$

à partir des arguments d'entrées (EO, ELG, ALPHA, SIGE...).

On détermine les charges ultimes, de, calcul, données par les tables de Faessel

$$ELG = 30$$

$$EPSU = 0.002$$

$$EO = 0.279$$

$$PIMEC = 0.227$$

$$ALPHA = 0.90$$

Cas où les valeurs n'existent pas sur les tables on a recours, aux interpolations linéaires.

Dans notre cas la valeur de EO n'existe pas sur les tables, ce qui nous ramène à faire une interpolation de une fonction à deux variables (PIMEC, SIGE). Soit en passant, au tableau EO.

$$f(SIGE, PIMEC) = A \cdot B \cdot f(a_1, b_1) + A \cdot \beta \cdot f(a_1, b_2) + \alpha \cdot B \cdot f(a_2, b_1) + \alpha \cdot \beta \cdot f(a_2, b_2)$$

$$\text{avec } \alpha = \frac{x - a_1}{a_2 - a_1} ; \beta = \frac{y - b_1}{b_2 - b_1} ; A = 1 - \alpha ; B = 1 - \beta ; x = 3960 ; y = 0.227$$

pour une Excentricité relative de  $EO = 0.20$ .  
 après interpolation on obtient  $f(3960, 0, 227) = 387,62$ .

et pour une Excentricité de  $EO = 0.30$

$$f(3960, 0, 227) = 308,98.$$

et, comme dans notre cas l'excentricité  $EO = 0.2790$   
 , qui nous ramène, à faire une deuxième interpolation sur les  
 deux expressions définies, ci-dessus.

fonction d'une seule variable :  $f(x) = f(a_1) \cdot A + d \cdot f(a_2)$ .

$$d = \frac{x - a_1}{a_2 - a_1} ; A = 1 - d \quad x = 0.279.$$

finallement pour les arguments suivants.

$$\left\{ \begin{array}{l} ELG = 30 \\ EO = 0.2790 \\ ALPHA = 0.90 \\ PIMEC = 0,2270 \\ EPSU = 0.002 \\ SIGE = 3960 \text{ Kg/cm}^2 \\ SIGJ = 17109 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{1000 Nu^*}{B^2 \cdot SIGJ} = 328,64 \\ Nu^* = 4721,09t \end{array} \right.$$

. Sollicitation de longue durée :

les arguments qui interviennent, dans le calcul

$$SIGJ = 142,50 \text{ Kg/cm}^2 \quad PIMEC = 0.273 \quad EPSU = 0.006.$$

On procède de la même manière pour la détermination de  $Nu^*$ .

. Excentricité relative  $EO = 0.30$ .

$$f(3960, 0, 273) = 263,63.$$

. Excentricité relative  $EO = 0.20$

$$f(3960, 0, 273) = 310,770.$$

soient finalement pour les arguments d'entrée :

$$\left\{ \begin{array}{l} ELG = 30 \\ EO = 0.279 \\ ALPHA = 0.90 \\ PIMEC = 0.273 \\ EPSU = 0.006 \\ SIGJ = 142,50 \text{ Kg/cm}^2 \\ SIGE = 3960 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{1000 Nu^*}{B^2 \cdot SIGJ} = 279,419 \\ Nu^* = 3296,720t \end{array} \right.$$

## CONDITION NORMALE 2° CAS DE CHARGE

. Sollicitation de calcul de courte durée.

$$S^* = \gamma_c \cdot \gamma_s (G + P) + \gamma_c \cdot 1,2T$$

$$S_i^* = 1,5 \cdot 1,1 (403,78 + 367,5 + 138,316) = 1500,89t$$

$$M = \gamma_c (1,2 M_L + 1,5 \cdot M_f) = 696,663 \text{ tm}.$$

l'excentricité ramené par le moment  $e_{01} = \frac{M}{S_i^*} = 0.464 \text{ m}$ .  
 l'excentrement, de la charge verticale

$$e_{02} = 0,96 \text{ m}; \quad e_{02} = e_{01} + e_{02} = 0,964 \text{ m}.$$

$$EO = \frac{e_i + h/30}{h} = 0.837$$

$ELG = 30$  les autres arguments restent inchangés.  
 $ALPHA = 0.90$

pour une excentricité relative  $EO = 0.79$   
 $f(3960, 0.227) = 146,974$   
 et pour  $EO = 1,00$   $f(3960, 0.227) = 109,189$ .  
 Soient finalement pour les arguments suivants:

$$\left\{ \begin{array}{l} EO = 0.837 \\ ALPHA = 0.90 \\ SIGE = 3960 \\ SIGJ = 177 \\ DIMEC = 0.227 \\ EPSU = 0.002 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{1000 Nu^*}{B^* SIGJ} = 122,20 \\ Nu^*(0.002) = 1793,0t \end{array} \right.$$

Sollicitation de longue durée  
 On procède toujours de la même manière, à partir des mêmes arguments.

$$\begin{array}{l} EPSU = 0.006 \\ DIMEC = 0.273 \\ EO = 0.837 \\ SIGJ = 142,90 \text{ Kg/cm}^2 \end{array}$$

pour  $EO = 0.79$   
 $f(3960, 0.273) = 199,02$

pour  $EO = 1,00$   
 $f(3960, 0.273) = 121,13$ .

En définitif, on obtient pour:

$$\left\{ \begin{array}{l} EO = 0.837 \\ EPSU = 0.006 \\ SIGJ = 142,9 \text{ Kg/cm}^2 \\ DIMEC = 0.273 \\ SIGE = 3960 \text{ Kg/cm}^2 \\ ALPHA = 0.90 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{1000 Nu^*}{B^* SIGJ} = 143,23 \\ Nu^*(0.006) = 1714,90t \end{array} \right.$$

### VERIFICATION DES SOLLICITATIONS VIS-A-VIS DE LEFFORT $N_u$

Les sollicitations de calcul recommandées par la méthode de calcul des poutres aux états limites sont affectés par des coef  $\gamma_c$ ,  $\gamma_s$  définis ci-dessous.

#### 1<sup>er</sup> CAS DE CHARGE

Sollicitation de calcul de courte durée  
 $S_i = \gamma_s \cdot \gamma_c (G + P) + T = 1,5 \times 1,10 (1179,06 + 276,632) = 2399,29t$   
 La charge ultime de calcul  $N_u^*(0.002) = 1721,0t$

$$S_i^* < N_u^*(0.002).$$

Sollicitation de calcul de longue durée  
 $S_i^* = \gamma_s (G + \rho \cdot P) + T = 1,5 (1179,06 + 0,29 \cdot 276,632) = 1866,32t$   
 La charge ultime de calcul  $N_u^*(0.006) = 1714,90t$

$$S_i^* < N_u^*(0.006).$$

#### 2<sup>ème</sup> CAS DE CHARGE

Sollicitation de Calcul en Courte durée

$$S_i^* = \gamma_s \cdot \gamma_c (G+P) + \gamma_c 1.2 T = 1,5 \cdot 1,4 (403,78 + 367,9 + 178,316) = 1500,29 \text{ t}$$

La charge ultime de Calcul est :  $N_u^*(0,002) = 1793,00 \text{ t}$

$$S_i^* < N_u^* \quad \text{"ok"}$$

Sollicitation de Calcul en Longue durée

$$S^* = \gamma_s (G + \xi P) + T = 1,5 (403,78 + 367,9 + 0,25 \cdot 178,316) = 1209,23 \text{ t}$$

La charge ultime de Calcul est :  $N_u^*(0,006) = 1714,50 \text{ t}$

$$S^* < N_u^*(0,006) \quad \text{"ok"}$$

JUSTIFICATION COMPLEMENTAIRE des REGLES C.C.BA. 68

nous avons signalé dans l'introduction l'exigence d'une justification complémentaire par les règles B.A. 68. Voici le texte de ces règles : le rapport entre la charge ultime calculée pour une courte durée d'application de celle-ci et la charge de sollicitation pondérée ne doit pas être, en principe, inférieur aux valeurs indiquées ci-dessous

charge de sollicitation pondérée de	du 1 <sup>er</sup> genre	du 2 <sup>nd</sup> genre
Courte durée d'application	$\gamma_{11} = 2,7$	$\gamma_{21} = 2$
longue durée d'application	$\gamma_{12} = 2,8$	$\gamma_{22} = 2,5$

1<sup>er</sup> cas :

en condition normale le moment à la section d'encastrement due aux efforts horizontaux ( $V.L + fr$ ) est :  $M = 371,929 + 129 = 496,929 \text{ t.m}$

la sollicitation à prendre en compte est celle du C.C.BA soit :

$$S = G + 1,2 P + T = 807,96 + 367,9 + 331,998 = 1507 \text{ t}$$

l'excentricité ramené par le moment est :  $e_{0i} = 0,329 \text{ m}$ .

les arguments à introduire sont :

- $E_0 = 0,30$
- $ELG = 30$
- $ALPHA = 0,9$
- $SI G = G_{em} = 4000 \text{ kg/cm}^2$
- $SI G J = G' = 300 \text{ kg/cm}^2$
- $PIMEC = 0,19$
- $EP4U = 0,002$

$$\begin{aligned} f(4000, 0,19) &= 224 \\ \frac{1000 N_u^*}{8 \cdot 4149} &= 224 \end{aligned}$$

$$N_{0,002}^* = 9644,8 \text{ t}$$

2<sup>ème</sup> cas

$$S = 937,30 \text{ t} \quad \left. \begin{array}{l} \eta = 496,429 \text{ t.m} \\ \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} e_{0i} = 0,929 \\ e_{0iv} = 0,9 \end{array} \quad e_{0i} = 1,029$$

Arguments à introduire:

$$\left\{ \begin{array}{l} E_0 = 0,89 \\ E_{Lq} = 30 \\ \text{ALPHA} = 0,9 \\ \text{EP}_{qu} = 0,002 \\ q_{Lq} = 4000 \\ q_{Lqj} = 300 \\ \text{DIMEC} = 0,19 \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{ll} \text{pour } E_0 = 0,79 & f(4000, 0,19) = 118,36 \\ \text{" } E_0 = 1,00 & f(4000, 0,19) = 88,28 \\ \text{pour } E_0 = 0,89 & f(4000, 0,19) = 101,92 \end{array}$$

$$\frac{1000 N_u^*}{8,6} = 101,92$$

$$N_{u,0,002}^* = 2920 \text{ t}$$

Les charges ultimes calculées pour une durée d'application sont:

$$1^{\text{er}} \text{ cas: } N_u(0,002) = 9644,8 \text{ t}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ cas } N_u(0,002) = 2920 \text{ t}$$

Les charges des sollicitations totales pondérées du 1<sup>er</sup> ou du 2<sup>ème</sup> genre (indice 1 ou 2) sous courte ou sous longue durée d'application (indice i ou v) sont respectivement (voir 94 68 art 7):1<sup>er</sup> cas:

$$\begin{array}{l} S_{1i} = q + 1,2P + T = 1914,17 \text{ t} \\ S_{1v} = q + 1,2qP + T = 1290,84 \text{ t} \\ S_{2i} = q + P + S + T = 1648,77 \text{ t} \\ S_{2v} = q + qP + S + T = 1441,27 \text{ t} \end{array}$$

2<sup>ème</sup> cas

$$\begin{array}{l} S_{1i} = 944,400 \text{ t} \\ S_{2v} = 819,92 \text{ t} \\ S_{2i} = 1189,90 \text{ t} \\ S_{2v} = 976,438 \text{ t} \end{array}$$

Calculons les rapports de la charge ultime à ces dernières charges et comparons les aux valeurs minimales requises

1<sup>er</sup> cas:

$$\begin{array}{l} N_{u,0,002} / S_{1i} = 3,72 > 2,3 \\ N_{u,0,002} / S_{2v} = 4,48 > 2,8 \\ N_{u,0,002} / S_{2i} = 3,42 > 2 \\ N_{u,0,002} / S_{2v} = 3,91 > 2,9 \end{array}$$

2<sup>ème</sup> cas

$$\begin{array}{l} N_{u,0,002} / S_{1i} = 2,67 > 2,3 \\ N_{u,0,002} / S_{2v} = 3,00 > 2,8 \\ N_{u,0,002} / S_{2i} = 2,12 > 2 \\ N_{u,0,002} / S_{2v} = 2,98 > 2,9 \end{array}$$

Les prescriptions réglementaires sont bien vérifiées

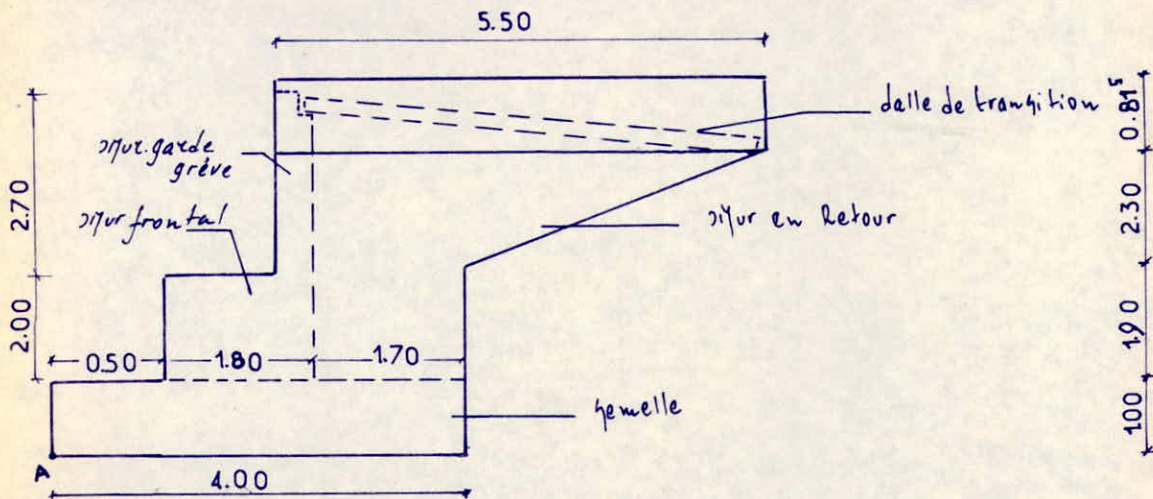
Conclusion: toutes les conditions étant remplies, la stabilité de la pile vis à vis du flambement est assurée



## -XXII- ETUDE de la CULEE

### INTRODUCTION

La culee est l'un des elements fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont. elle assure la liaison entre la chaussée de la route et celle qui est portée par le pont nous basons nos calculs sur le schéma suivant :



### STABILITE DE LA CULEE

La Culee étant fondée superficiellement, On devra vérifier sa stabilité au glissement en service et en conditions sismiques, En plus des efforts ramené par le tablier on tiendra compte des poussées des terres, d'une surcharge de  $1 \text{ t/m}^2$  et des actions verticales

Poussée des terres :

Condition normale :

$$P = \frac{1}{2} k_a \gamma h^2 l \quad \text{avec } k_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

Condition sismique :

Le coefficient de poussée sera donnée par la formule de MONDGE-OKAGE

$$k_{aH} = \frac{\cos^2(\phi + \alpha - \nu) \cdot k \cos(\delta - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha + \nu) \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \nu)}{\cos(\delta - \alpha + \nu) \cos(\alpha + \beta)}} \right)^2} \quad [1]$$

avec:  $\phi$ : Angle de frottement  
 $\beta$ : inclinaison de la culee par rapport à la verticale  
 $\alpha$ : Angle du talus naturel avec l'horizontal  
 $\delta$ : Angle de frottement sol. retour  
 $\nu$ :  $\arctg \frac{E_H}{1 \pm E_V}$

$$k = \sqrt{E_H^2 + (1 \pm E_V)^2}$$

PB04784

Avant P. 140

	OPERATIONS	EFFORTS HORIZONTALS (t)	EFFORTS VERTICAUX (t)	BRAS de LEVIER (m)	MOMENTS RENVERSANT (t-m)	MOMENTS STABILISANT (t-m)
poussée des terres	$\frac{1}{2} \delta h^2 k_{at}$					
	CN: $\frac{1}{2} \cdot 2 \cdot (6,019)^2 \cdot 0,33133$	196,62		2,009	394,023	
	SV: $\frac{1}{2} \cdot 2 \cdot (6,019)^2 \cdot 0,3323$	180,09		2,009	361,08	
	VH: $\frac{1}{2} \cdot 2 \cdot (6,019)^2 \cdot 0,4809$	226,09		2,009	453,31	
	VH: $\frac{1}{2} \cdot 2 \cdot (6,019)^2 \cdot 0,3844$	181,32		2,009	363,94	
SH: $\frac{1}{2} \cdot 2 \cdot (6,019)^2 \cdot 0,4728$	201,37		2,009	403,79		
poussée due à la surcharge de 1 km²	$q \cdot L \cdot k_{at}$					
	CN: $1,2 \cdot 19 \cdot 6,019 \cdot 0,3333$	31,29		3,0079	93,98	
	SV: $1,13 \cdot 6,019 \cdot 0,3329$	39,93		3,0079	108,06	
	VH: $1,19 \cdot 6,019 \cdot 0,4809$	49,13		3,0079	139,73	
	VH: $1,13 \cdot 6,019 \cdot 0,3844$	36,17		3,0079	108,78	
SH: $1,19 \cdot 6,019 \cdot 0,4728$	40,61		3,0079	122,14		
poids des terres	$P_3 = 228,16 \text{ t}$					
	C.N: $P_3$		228,16	3,19		718,67
	SV: $P_3 \cdot 1,19$		262,38	3,19		826,24
	: $P_3 \cdot 1$		228,16	3,19		718,67
	SV: $P_3 \cdot 0,89$		197,94	3,19		610,89
SH: $P_3 \cdot 0,19$	74,224			3,9079	120,040	
poids des surcharges sur remblai	$P_4 = q \cdot L \cdot L$					
	CN: $1,2 \cdot 19 \cdot 6,019$		78,29	3,19		246,61
	SV: $P_4 \cdot 1,19$		90,07	3,19		287,99
	: $P_4 \cdot 1$		78,29	3,19		246,61
	SV: $P_4 \cdot 0,89$		66,94	3,19		209,60
SH: $P_4 \cdot 0,19$	11,74			3,9079	41,18	
poids mur garde greve	$P_5 = 43,24 \text{ t}$					
	C.N: $P_5$		43,24	2,948		110,179
	SV: $P_5 \cdot 1,19$		49,726	2,948		126,702
	: $P_5 \cdot 1$		43,24	2,948		110,179
	SV: $P_5 \cdot 0,89$		36,794	2,948		93,649
SH: $P_5 \cdot 0,19$	6,486			4,729	28,092	
poids mur en retour	$P_6 = 48,76 \text{ t}$					
	CN: $P_6$		48,76	3,66		178,46
	SV: $P_6 \cdot 1,19$		96,074	3,66		209,23
	: $P_6 \cdot 1$		48,76	3,66		178,46
	SV: $P_6 \cdot 0,89$		41,446	3,66		191,692
SH: $P_6 \cdot 0,19$	7,714			4,117	30,111	
poids mur frontal	$P_7 = 110,223 \text{ t}$					
	CN: $P_7$		110,223	1,49		199,823
	SV: $P_7 \cdot 1,19$		126,796	1,49		237,797
	: $P_7 \cdot 1$		110,223	1,49		199,823
	SV: $P_7 \cdot 0,89$		93,689	1,49		195,940
SH: $P_7 \cdot 0,19$	16,933			1,08	32,336	
poids semelle	$P_8 = 170 \text{ t}$					
	CN: $P_8$		170	2		260
	SV: $P_8 \cdot 1,19$		199,9	2		299
	: $P_8 \cdot 1$		170	2		260
	SV: $P_8 \cdot 0,89$		190,9	2		221
SH: $P_8 \cdot 0,19$	10,9			0,9	9,79	

TABLEAU n° 1 STABILITE "a vide"

Le remblai utilisé a un angle de frottement  $\varphi = 30^\circ$  et  $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$ .  
 Dans le cas de notre projet on travaillera avec:

$\varphi = 30^\circ$ ,  $\beta = 0$ ,  $\delta = 0$  et  $\alpha = 0$  la formule [1] se ramènera à la formule suivante.

$$k_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi - v)}{\cos v \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - v)}{\cos v}} \right)^2} \cdot k$$

application:

Condition normale:  $k_a = 0,333$ .

Condition générale:

Seigne horizontal:  $k = 1,019$   $v = 8,93^\circ$   $\varphi = 30^\circ$   
 $k_{ah} = 0,4328$

SV↑ + SH:  $k = 0,863$   $v = 10^\circ$   $\varphi = 30^\circ$   $k_{ah} = 0,3899$   
 SV↓ + SH:  $k = 1,1997$   $v = 7,43^\circ$   $\varphi = 30^\circ$   $k_{ah} = 0,48097$   
 SV↓:  $k = 1,19$   $v = 0$   $\varphi = 30^\circ$   $k_{ah} = 0,3829$

N.B: tous les efforts sont consignés dans le tableau "1" stabilité "à vide"  
 Les moments renversant et stabilisant sont calculés par rapport au point A.

On pourra dire que la culée est stable que si les vérifications suivantes seront satisfaites:

- \* stabilité de la culée à l'égard du renversement
- \* stabilité de la culée à l'égard du glissement
- \* vérification de la résistance du terrain de fondation (Poinçonnement).
- \* résultante des forces agissantes passe dans le tiers central

#### 1. STABILITÉ au Renversement

on devra vérifier que:  $\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq F_s$  (coefficient de sécurité).

#### 2. STABILITÉ au Glissement

La condition de non glissement s'écrit  $\frac{\sum tg \varphi}{\sum} \geq F_s$   
 avec  $\varphi = 40^\circ$

#### 3. Détermination de l'excentricité de la résultante

$e_1 = \frac{\sum M_s - \sum M_r}{V}$  d'où  $e_0 = \frac{B}{2} - e_1 \leq \frac{B}{6}$  dans notre cas on peut aller à  $\frac{B}{4}$

#### 4. Résistance du terrain de fondation.

On calcule le moment par rapport au centre de gravité de la semelle

$$\text{soit } \sigma'_{q_1} = V Q_0 = \frac{B}{2} V + \sigma'_{q_1} - \sigma'_{q_2}$$

On vérifie que la contrainte maximale provoquée sur la culée reste acceptable en regard au risque de poinçonnement du sol, on veillera donc à ce qu'elle ne dépasse pas la contrainte admissible du sol. Le terrain de fondation étant constitué de GRÈS (Roche) on prendra  $\bar{\sigma}_s = 4,9 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes sous la Semelle :

$$\sigma_{1,2} = \frac{V}{S} \pm \frac{\sigma'_{q_1} \cdot V}{I}$$

$$\text{on vérifiera ensuite que: } \sigma(B/4) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} \leq \bar{\sigma}_s$$

application:

Le tableau "1" nous donne les résultats suivants :

tab n°2

efforts cas	V (t)	$\mathcal{M}$ (t)	$\sigma'_{q_2}$ (t.m)	$\sigma'_{q_1}$ (t.m)
SV ↑ + SH Ⓐ	542,87	317,70	734,189	1422,78
SH Ⓑ	678,673	377,777	787,798	1673,74
SV ↓ + SH Ⓒ	734,466	271,22	890,908	1924,96
C.N Ⓓ	678,673	187,87	408,007	1673,74

On remarquera que le cas le plus défavorable est donné par la sollicitation où agissent au même temps le séisme horizontal et vertical, le séisme vertical étant dirigé vers le bas.

Vérification de la stabilité

1. RENSENEMENT

$$\begin{aligned} \text{Ⓐ } \sigma'_{q_1} / \sigma'_{q_2} &= 1,93 \\ \text{Ⓑ } \sigma'_{q_1} / \sigma'_{q_2} &= 2,12 \\ \text{Ⓒ } \sigma'_{q_1} / \sigma'_{q_2} &= 2,26 \\ \text{Ⓓ } \sigma'_{q_1} / \sigma'_{q_2} &= 4,1 > 1,5 \end{aligned}$$

2. GLISSEMENT

$$\begin{aligned} \text{Ⓐ } V \tan \varphi / H &= 1,5 \\ \text{Ⓑ } V \tan \varphi / H &= 1,58 > 1,5 \\ \text{Ⓒ } V \tan \varphi / H &= 2,27 > 1,5 \\ \text{Ⓓ } V \tan \varphi / H &= 2,89 > 1,5 \end{aligned}$$

3. EXCENTRICITE

$$\begin{aligned} \text{Ⓐ } e_1 &= \sigma'_{q_1} - \sigma'_{q_2} / V = 1,268 & e_0 &= 0,73 < 1 \\ \text{Ⓑ } e_1 &= \sigma'_{q_1} - \sigma'_{q_2} / V = 1,387 \text{ m} & e_0 &= 0,61 < 1 \\ \text{Ⓒ } e_1 &= \sigma'_{q_1} - \sigma'_{q_2} / V = 1,462 \text{ m} & e_0 &= 0,598 < 1 \\ \text{Ⓓ } e_1 &= \sigma'_{q_1} - \sigma'_{q_2} / V = 1,98 \text{ m} & e_0 &= 0,018 < 1 \end{aligned}$$

4. POINÇONNEMENT

$$\begin{aligned} \text{Ⓐ } \sigma'_{q_1} &= 397,42 \text{ t.m} \\ \text{Ⓑ } \sigma'_{q_1} &= 391,76 \text{ t.m} \\ \text{Ⓒ } \sigma'_{q_1} &= 399,28 \text{ t.m} \\ \text{Ⓓ } \sigma'_{q_1} &= 11,609 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Contraintes sous la semelle.

$$\begin{aligned} \textcircled{a} \quad \sigma_1 &= 2,074 \text{ kg/cm}^2 & \sigma_2 &= 0,099 \text{ kg/cm}^2 \\ \textcircled{b} \quad \sigma_1 &= 2,189 \text{ kg/cm}^2 & \sigma_2 &= 0,092 \text{ kg/cm}^2 \\ \textcircled{c} \quad \sigma_1 &= 2,37 \text{ kg/cm}^2 & \sigma_2 &= 0,29 \text{ kg/cm}^2 \\ \textcircled{d} \quad \sigma_1 &= 1,172 \text{ kg/cm}^2 & \sigma_2 &= 1,10 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

verifications:

$$\begin{aligned} \textcircled{a} \quad \sigma(B/4) &= 1,9 < 1,33 \bar{\sigma}_s \\ \textcircled{b} \quad \sigma(B/4) &= 1,6 < 1,33 \bar{\sigma}_s \\ \textcircled{c} \quad \sigma(B/4) &= 1,84 < 1,33 \bar{\sigma}_s \\ \textcircled{d} \quad \sigma(B/4) &= 1,19 < \bar{\sigma}_s \end{aligned}$$

Conclusion: Toutes les conditions étant vérifiées, la culée "à vide" est stable.

VERIFICATION DE LA STABILITE de la CULÉE "en service" C. normales

tab n°3

	V (t)	$\phi$ (t)	bras de levier (m)	$\Sigma M_R$ (t.m)	$\Sigma M_S$ (t.m)
Tablier	407,778		1,279		514,81
Variation linéaire		92,99	3,169		167,71
Frottement		7,9096	3,169	29,02	
Surcharge routière	202,27		1,279		297,84
Culée à vide	678,673	187,87		408,003	1673,74
Total	1244,68	142,78		437,003	2679,12

1. Renversement:  $\Sigma M_S / \Sigma M_R = 6,09 > 1,5$
  2. Glissement:  $\sqrt{V + G} / H = 7,3 > 1,5$
  3. excentricité:  $e_1 = \frac{\Sigma M_S - \Sigma M_R}{V} = 1,77 \text{ m}$        $e_0 = 0,23 < 1$
  4. poinçonnement:  $\Sigma M_G = V \cdot e_0 = 286,27 \text{ t.m}$        $\sigma_1 = 29,89 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma_2 = 1,49 \text{ kg/cm}^2$
- $$\sigma(B/4) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = 2,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

Conclusion: Culée stable

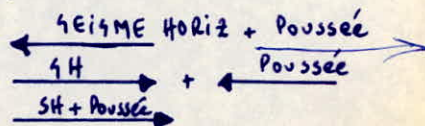
## STABILITE "en service et en condition sismique"

Table 4

	$V$ (t)	$\Sigma Z$ (t)	$\Sigma Z$ (m)	$\Sigma M_R$ (t.m)	$\Sigma M_S$ (t.m)
POUSSEE des TERRES		229,09	2,009	493,31	
POUSSEE due à La SURCHARGE		49,13	3,0079	139,73	
POIDS des TERRES	262,78		3,19		826,24
POIDS des SURCHARGES SUR REMBLAI	90,03		3,19		283,99
POIDS GARDE CRÈVE					
SV	126,796		2,948		126,702
SH		6,486	4,329	28,092	
POIDS MUR EN RETOUR					
SV	96,074		3,66		209,23
SH	7	7,714	4,117	30,111	
POIDS MUR FRONTAL					
SV	126,796		1,49		183,707
SH		16,933	1,98	32,736	
POIDS SEMELLE					
SV	149,9		2,00		299
SH		11,9	0,9	9,79	
POIDS TABLIER	464,344		1,279		592,09
POIDS SURCH ROUTIERE	168,928		1,279		214,87
VARIATION LINEAIRE		92,99	3,169		167,71
FREINAGE		6,988	3,169	20,89	20,89
GEI4ME		106,7	3,169	337,71	337,71

On a étudié le cas le plus défavorable à savoir : SV + SH, on distinguera 3 variantes suivant que le sisme horizontal soit dans telle ou telle directions :

On considérera les cas suivants :



Cas ①  $\Sigma V = 1767,338$  t     $\Sigma Z = 381,39$  t     $\Sigma M_R = 1048,29$  t.m  
 $\Sigma M_S = 2900$  t.m

Vérification de la stabilité :

1. Renversement :  $\sum X_S / \sum X_R = 2,76 > 1,5$
2. Glissement :  $v \tan \phi / \sum H = 3,00 > 1,5$
3. Excentricité :  $e_1 = \sum M_1 - \sum M_2 / \sum V = 1,754 \text{ m}$   $e_0 = 0,646 < 1$
4. Poinçonnement :  $\sum M_G = 883 \text{ t.m}$   $\sigma_1 = 4,8 \text{ kg/cm}^2$   $\sigma_2 = 0,076 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma(B/4) = 3,624 < 1,33 \bar{\sigma}_3$

cas ②  $\sum V = 1767,738 \text{ t}$  ;  $\sum H = 59,109 \text{ t}$   $\sum X_R = 584,04 \text{ t.m}$   
 $\sum X_S = 3398,478 \text{ t.m}$

Vérifications :

1. Renversement :  $\sum X_S / \sum X_R = 5,7 > 1,5$
2. Glissement :  $v \tan \phi / \sum H = 20 > 1,5$
3. Excentricité :  $e_1 = 2,029 \text{ m}$   $e_0 = -0,029 < 1$
4. Poinçonnement :  $\sum M_G = -34,722 \text{ t.m}$   $\sigma_2 = 2,35 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma_1 = 2,94 \text{ kg/cm}^2$   $\sigma(B/4) = 2,4 < 1,33 \bar{\sigma}_3$

cas ③  $\sum V = 1767,738 \text{ t}$  ;  $\sum H = 487,731 \text{ t}$   $\sum X_R = 0$  ;  $\sum X_S = 3947,9 \text{ t.m}$

Vérifications :

1. Renversement :  $\sum X_S / \sum X_R = \infty > 1,5$
2. Glissement :  $v \tan \phi / \sum H = 2,37 > 1,5$
3. Excentricité :  $e_1 = 2,887 \text{ m}$   $e_0 = 0,887 < 1$
4. Poinçonnement :  $\sum M_G = -1212,824 \text{ t.m}$   $\sigma_2 = 0,8069 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma_1 = 9,69 \text{ kg/cm}^2$   $\sigma(B/4) = 4,066 < 1,33 \bar{\sigma}_3$

Conclusion Générale : Toutes les conditions requises étant vérifiées, la Culée sera stable sous quelque cas de charges.

CALCUL des ELEMENTS CONSTITUANT la CULEEMur Garde-GrèveActions

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur sa face arrière :

- Poussée des terres
- Poussée des charges locales en arrière du mur
- Effort de freinage

Évaluation des efforts

- Poussée des terres : le moment engendré par cette poussée aura pour expression

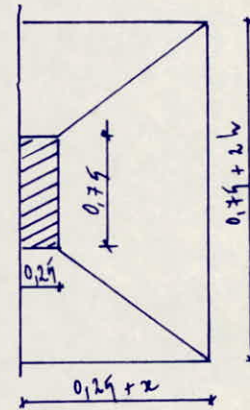
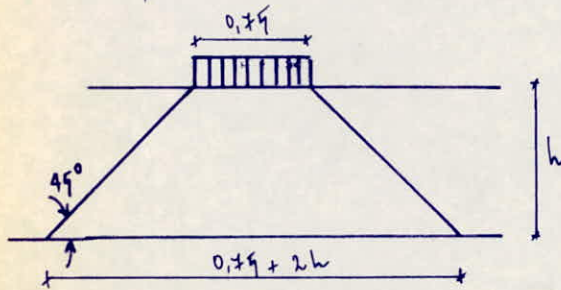
$$\sum M_T = \frac{1}{6} k_0 \gamma h^2$$

où  $k_{ah}$  = Coefficient de Poussée 0,333 en C.N.  
 $\gamma$  = masse volumique du remblai 2 t/m<sup>3</sup>  
 $h$  = hauteur du garde-grève 2,7 m

Poussée des charges locales

Pour  $0,9 \text{ m} \leq h \leq 7 \text{ m}$ , il a été vérifié que seule la sollicitation totale due aux camions type Bc (poussées locales + freinage) était la plus défavorable que d'autres charges sans freinage. L'effet le plus défavorable est produit par 2 roues arrières de Bc de 2 camions accolés placés de telle manière que les impacts soient au contact de la face arrière du garde-grève. En tenant compte des incertitudes de transmissions des efforts on procédera de la manière suivante.

Les charges réelles, soit 2 roues de Bc distantes de 0,9 m sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12 t répartie sur un rectangle de  $0,29 + 0,9 \text{ m}$ . On admet que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartit suivant la figure suivante:



Le moment flechissant à l'encastrement avec le mur frontal a pour valeur:

$$M_p = \frac{12k}{0,9+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,29+x} dx \quad \text{dans laquelle } k \text{ est un coefficient ayant pour valeur:}$$

$$k = k_{ah} \cdot 1,2 \cdot \delta \cdot b_c \quad \text{avec: } k_{ah} = 0,333$$

$\delta = 1$  (charge sur remblai)  
 $b_c = 1,1$

d'où  $k = 0,479$ .  
 on aura donc pour  $h = 2,70 \text{ m}$

$$M_p = 0,896 \int_0^{2,7} \frac{2,7-x}{0,29+x} dx$$

Force de freinage d'un essieu lourd de type Bc

$$M_F = \frac{6h}{0,29+2h} \cdot 1,2 = \frac{7,2h}{0,29+2h}$$

application:

$$\left. \begin{aligned} M_T &= 2,19 \text{ t.m/m} \\ M_p &= 7,92 \text{ t.m/m} \\ M_F &= 3,44 \text{ t.m/m} \end{aligned} \right\} \text{Total } M = 9,9 \text{ t.m/m}$$

la formule approchée donne:  $M = 2,9(h+1) = 9,29 \text{ t.m/m}$

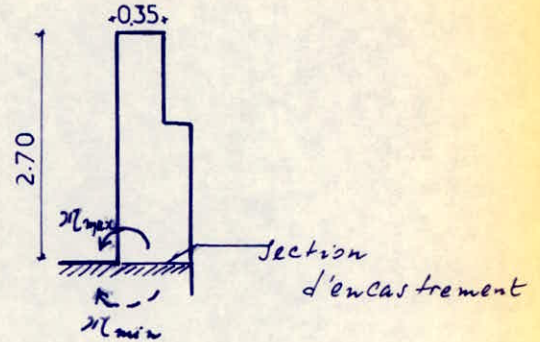


l'effet de favorable sollicitant la section d'encastrement du mur garde grève est donc  $M_{max} = 9,9 \text{ t.m/m}$

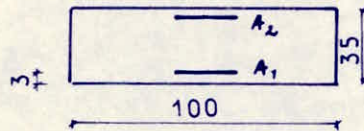
le moment à l'encastrement dans le sens opposé est évalué à

$$M_{min} = 7,2 \text{ t.m/m}$$

et ceci quelle que soit la hauteur du mur.



### ferrailage



-a. ferrailage vertical:  $M_{arrière} = 9,9 \text{ t.m/m}$

$$\mu = 0,0497 \quad E = 0,9064 \quad k = 38,4 \Rightarrow A_1 = \frac{M}{\sigma_a E h} = 14,69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

on choisit  $8 \phi 14 \text{ HA}$  ( $12,72 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

la contrainte de fissuration étant  $<$  à  $\bar{\sigma}_a$  on travaillera avec  $\sigma_2 = \bar{\sigma}_a$   
 $\sigma_2 = 2334,21 \text{ kg/cm}^2$  d'où  $A_1' = A_1 \frac{\sigma_a}{\sigma_2} = 14,78 \text{ cm}^2/\text{m}$  on choisira

$10 \phi 14 \text{ HA}$  ( $19,4 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

-b. vérification des contraintes

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = 0,481 \quad E = 0,8992 \rightarrow \sigma_a = \frac{M}{A E h} = 2193 < \bar{\sigma}_a$$

$$k = 32,7 \rightarrow \sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 71,4 < \bar{\sigma}_b'$$

-c. face avant:  $M_{avant} = 7,2 \text{ t.m/m}$

$$\mu = 0,02 \quad E = 0,9779 \quad k = 69,9 \quad A_2 = 4,97 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{choix: } 3 \phi 14 \text{ HA}$$

$$4,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

-d. vérification des contraintes

$$\bar{\omega} = 0,144 \quad E = 0,9779 \quad \sigma_a = 2108,8 < \bar{\sigma}_a$$

$$k = 69 \quad \sigma_b' = 36 < \bar{\sigma}_b'$$

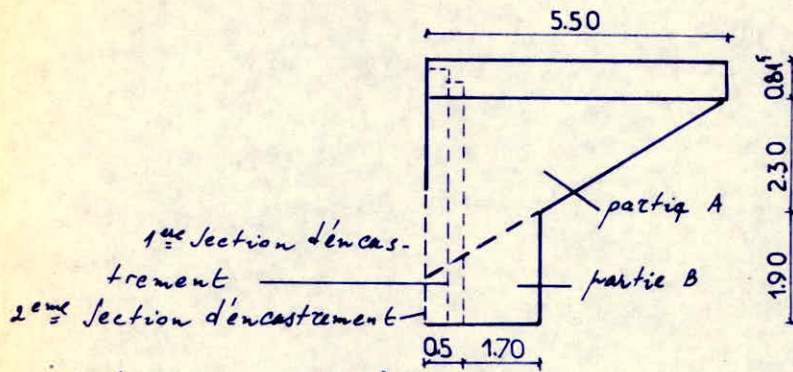
-e. ferrailage horizontal:

on met des  $\phi 10 \text{ HA}$  tous les 0,19 m sur les 2 faces

\* Remarque: les moments obtenus en condition sismique sont inférieurs aux moments en condition normale, il n'y a pas lieu donc de faire une vérification.

## Mur en Retour.

Schema à Considerer.



### Etude de La partie "A"

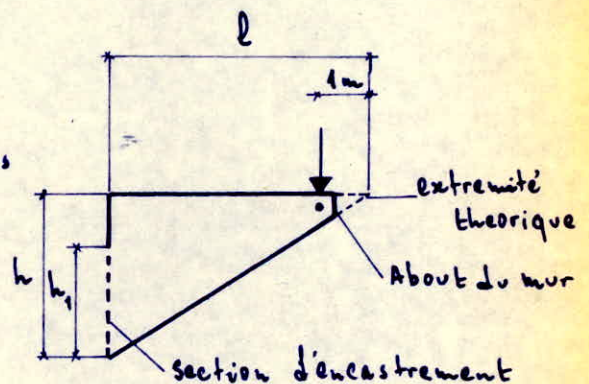
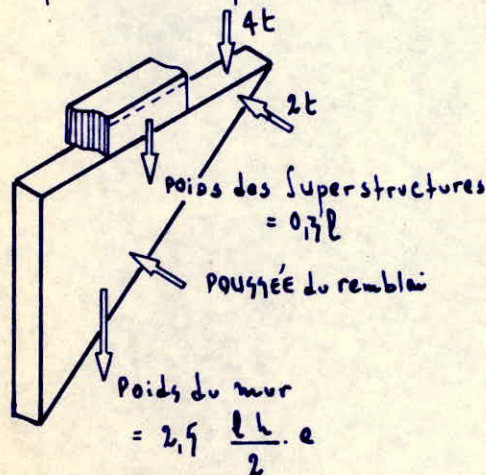
#### a. Charges

chaque mur en retour est soumis aux charges suivantes, qui peuvent être appliquées ensemble:

- Poids Propre, y compris Superstructures
- Poussée horizontale répartie
- Charges Concentrées vers l'extrémité du mur

Remarque: Les charges Concentrées sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de  $4t$  et une charge horizontale de  $2t$

Les schémas ci dessous définissent les forces appliquées, ainsi que la géométrie du mur prise en compte dans le calcul.



#### b. Evaluation des efforts

##### 1. effet des Charges Verticales

Les forces Verticales exercent à l'encastrement ( pour l'ensemble du mur):  
un effort tranchant  $T = 2,9 \frac{l \cdot h}{2} \cdot e_2 + 2,9 l \cdot h \cdot e_1 + 0,7 l + 4$ .

$$T = 2,9 (6,669 \cdot 0,819) \cdot 0,69 + 2,9 (6,669 \cdot 3,489) \cdot 0,9 + 0,7 \cdot 6,669 + 4 = 29,76t$$

un moment d'axe horizontal:  $M_v = 2,9 \frac{l^2 \cdot h}{6} \cdot e_2 + 2,9 \frac{l^2 \cdot h}{2} \cdot e_1 + 0,3 \frac{l^2}{2} + 4(l-1)$

$$M_v = 94,1 \text{ t} \cdot \text{m}$$

##### 2. effet des charges horizontales

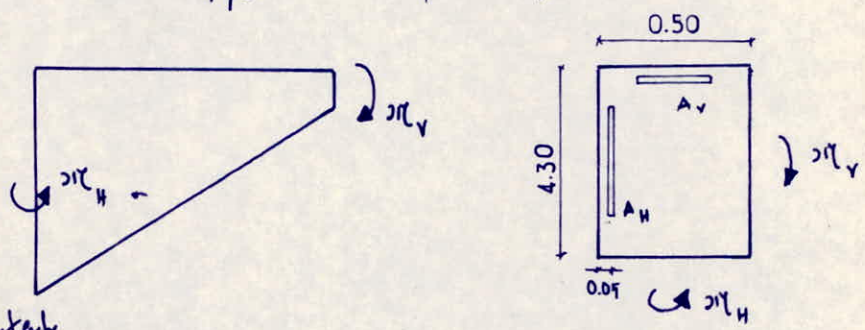
Les forces horizontales agissant normalement au parement du mur

produisent des moments d'axe vertical sollicitant la section d'encastrement. Conventionnellement, elles sont constituées d'une force concentrée de 2 t et d'une poussée répartie sur toute la surface du mur, d'intensité égale à :  $\frac{h}{3} + 0,9$  (en t/m<sup>2</sup>). Ces forces horizontales exercent à l'encastrement un effort tranchant  $\mathcal{H} = \left(\frac{h}{3} + 0,9\right) \cdot \frac{l \cdot h}{2} + 2$

un moment d'axe vertical  $\mathcal{M} = 29,72 \text{ t}$   
 $\mathcal{M}_y = \left(\frac{h}{3} + 0,9\right) \frac{l \cdot h}{6} + 2(l-1)$   
 $\mathcal{M}_y = 72,97 \text{ t.m.}$

ferraillage

on a :  $\mathcal{M}_y = 91,1 \text{ t.m.}$        $\mathcal{M}_x = 72,97 \text{ t.m.}$   
 $T = 29,76 \text{ t}$                $\mathcal{H} = 29,72 \text{ t}$



axe horizontal

$\mu = 0,0094$  ;  $\epsilon = 0,9664$   
 $k = 17,4$

$G'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 20,89 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$  pas d'A'

$A_v = 7,97 \text{ cm}^2$

nous adoptons 4  $\phi 20$  HA (12,56 cm<sup>2</sup>).

Remarque : la contrainte de la béton est très faible ; le béton peut reprendre à lui seul les efforts d'axe horizontal

axe vertical

$\mu = 0,0449$        $\epsilon = 0,9104$   
 $k = 40,8$

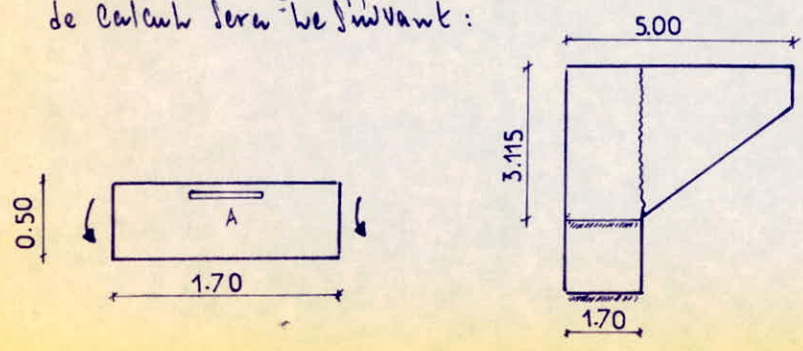
$G'_b = 68,62 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

$A_h = 67,61 \text{ cm}^2$  choix : 21  $\phi 20$  HA (69,94 cm<sup>2</sup>)

Remarque : ce ferraillage est obtenu pour la partie A, il peut être étendu à la partie B en choisissant un espacement adéquat qui sera dans notre cas  $a = 19 \text{ cm}$  on obtiendra ainsi 31  $\phi 20$  HA sur toute la hauteur du mur en retour

Etude de la section d'encastrement mur. Semelle.

Pour cette étude on supposera l'oreille totalement indépendante, le schéma de calcul sera le suivant :



Conditions normales:

$$\text{poussée des terres: } \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot (3,119)^2 \cdot 0,737 = 7,23 \text{ t/ml}$$

$$\text{d'où } \sigma_{lp} = 7,76 \text{ t/ml}$$

$$\text{poussée due à surcharge de } 1 \text{ t/m}^2: 1,2 \cdot 3,119 \cdot 0,737 = 2,749 \text{ t/ml}$$

$$\text{d'où } \sigma_{lq} = 1,44 \text{ t/ml}$$

Conditions sismiques:

$$\text{poussée des terres: } \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot (3,119)^2 \cdot 0,48097 = 4,67 \text{ t/ml}$$

$$\sigma_{lp_s} = 4,89 \text{ t/ml}$$

$$\text{poussée due à surcharge de } 1 \text{ t/m}^2: 1,2 \cdot (3,119) \cdot 0,48097 = 1,78 \text{ t/ml}$$

$$\sigma_{lq_s} = 2,77 \text{ t/ml}$$

$$\text{Moment total: } 7,62 \text{ t.m/ml}$$

Le moment qui agira sur la section considérée aura pour Valeur:  $7,62 \cdot 9,00$

$$= 68,58 \text{ t.m. d'où } \mu = 0,0399; \epsilon = 0,9193; k = 49$$

$$\text{On adopte la section d'acier: } \sigma'_b = 9,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \quad A = 22,03 \text{ cm}^2$$

$$9 \phi 20 \text{ HA } (28,26 \text{ cm}^2) \quad e = 20 \text{ cm.}$$

Verification des Contraintes

partie "1"

$$\text{i) (axe horizontal: } \sigma_{lx} = 91,1 \text{ t.m} \quad A_v = 4 \phi 20 \text{ HA } (12,56 \text{ cm}^2)$$

$$\bar{\omega}_v = \frac{100 A_v}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 12,56}{90 \cdot 406,9} = 0,0906 \quad \epsilon = 0,9619 \quad \sigma_{av} = 1920 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 17,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

ii) (axe vertical:

$$\sigma_{lx} = 72,97 \text{ t.m.} \quad A_H = 97,34 \text{ cm}^2 \quad (71 \phi 20 \text{ HA}).$$

$$\bar{\omega}_H = \frac{100 \cdot 97,34}{901,9 \cdot 49} = 0,431 \quad \epsilon = 0,8998 \quad \sigma_{aH} = 1891 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = 34,9$$

$$\sigma_a = (\sigma_{av}^2 + \sigma_{aH}^2)^{1/2} = 2799 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \quad .ok.$$

partie "2" sur semelle.

$$\text{i) C.S: } \bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = 0,769 \quad \epsilon = 0,906 \quad \sigma_a = 7707 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$k = 38,2$$

$$\sigma'_b = 86,96 \text{ " } < 1,5 \bar{\sigma}_b$$

$$\text{ii) C.N: } \bar{\omega} = 0,359 \quad \sigma_{lx} = 24 \text{ t.m}$$

$$\sigma_a = 2083 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = 94,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Verification à l'effort Tranchant

partie "1"

$$\text{(axe horizontal: } T = 29,76 \text{ t}$$

$$\tau_{bv} = \frac{T}{b_0 z} = \frac{29,76 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 0,879 \cdot 496,9} = 1,39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{(axe vertical: } T = 29,72 \text{ t} \quad \tau_{bH} =$$

$$\frac{29,72 \cdot 10^3}{901,9 \cdot 0,879 \cdot 49} = 1,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = (\tau_{bv}^2 + \tau_{bH}^2)^{1/2} = 2,018 < 7,9 \bar{\tau}_b = 26,6 \text{ kg/cm}^2$$

les efforts tranchants étant faibles on disposera un ferrailage transversal minimum soit:  $16 \phi 10$  HA  $e = 20$  ces cadres reprendront les  $4 \phi 20$  HA d'axe horizontal et  $2 \phi$  cadres  $\phi 10$  HA qui reprendront les barres d'axe vertical (sur le petit chevetre).

ii) partie "2"

$$C.N: T = 7,61 \text{ t} \quad \tau_b = \frac{7,61 \cdot 10^3}{170 \cdot 0,879 \cdot 49} = 1,9 < 3,9 \bar{\tau}_b.$$

note: le ferrailage d'axe vertical peut être obtenu d'une autre façon, d'après les recommandations de la SETRA il faudrait prendre le 0,4% de la section participante soit:

$$909,9 \times 90 = 0,4/100 = 100,3 \text{ cm}^2 = 32 \phi 20 \text{ HA ce qui correspond à la section trouvée}$$

### Mur de Front ou chevetre.

#### évaluation des efforts

1<sup>er</sup> Cas: Culée à vide

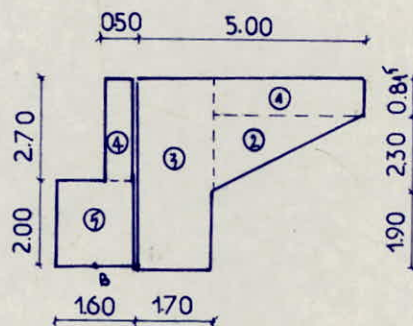
\* schéma de Galamb;

n poids propre des différents éléments

$$Q_1 = 3,30 \cdot 0,819 \cdot 0,69 \cdot 2,9 = 4,37 \text{ t}$$

par ml on aura

$$Q_1 = \frac{4,37}{12} = 0,369 \text{ t/ml}$$



$$Q_2 = \frac{1}{2} \cdot 2,30 \cdot 3,30 \cdot 2,9 = 0,9 \cdot \frac{1}{12} = 0,79 \text{ t/ml.}$$

$$Q_3 = (0,819 \cdot 0,69 \cdot 2,9 \cdot 1,7 + 4,2 \cdot 0,9 \cdot 1,7 \cdot 2,9) \cdot \frac{1}{12} = 0,931 \text{ t/ml.}$$

$$Q_4 = 2,7 \cdot 0,9 \cdot 2,9 = 3,379 \text{ t/ml}$$

$$Q_5 = 2 \cdot 2,9 \cdot 1,6 = 8 \text{ t/ml.}$$

Tabulation des efforts sollicitant la Section B.

	OPERATIONS /ml	$\mathcal{L}$ (t/ml)	V (t/ml)	$Z_c$ (m)	$\sigma_{tr}/A$ (t.m/ml)
POUSSÉE des terres	$\frac{1}{2} \gamma h^2 \cdot ka$				
	C.N: $\frac{1}{2} \cdot 2 \cdot (9,019)^2 \cdot 0,33$	8,379		1,672	14,003
	S: $\frac{1}{2} \cdot 2 \cdot (9,019)^2 \cdot 0,48$	12,1		1,672	20,23
POUSSÉE due à la SURCH	C.N: $1,2 \cdot 9,019 \cdot 0,33$	2,004		2,9079	9,024
	S: $1 \cdot 9,019 \cdot 0,48$	2,89		2,9079	8,26
POIDS des éléments	C.N: $Q_1$		3,379	0,99	- 1,896
	S: $Q_1 \cdot 1,19$		7,88	0,99	- 2,199
	S: $0,19 \cdot Q_4$	0,9		3,379	1,7

Suite du tableau.

		$\lambda$	$v$	$z$	$\sigma_{\text{C/B}}$
mur en retour	SH: $Q_1 \cdot 0,19 \cdot 2$	0,10		4,6079	0,46
	: $Q_2 \cdot 0,19 \cdot 2$	0,23		3,43	0,79
	: $Q_3 \cdot 0,19 \cdot 2$	0,28		2,9079	0,70
$Q_4$	CN: $Q_5$		8	0	0
	SH: $Q_6 \cdot 0,19$	1,2		1	1,2
	SV: $Q_7 \cdot 1,19$		9,2	0	0

nota: On n'a pas fait intervenir les efforts sismiques verticaux des éléments du mur en retour car d'une part ils ne sollicitent pas la section "B" et d'autre part ils induisent des moments qui ne sont pas défavorables par rapport au choix qu'on a fait.  
La combinaison d'efforts donne:

Condition normale:  $\lambda = 10,379 \text{ t/ml}$   
 $v = 11,379 \text{ t/ml}$   
 $\sigma_{\text{C}} = 17,172 \text{ t.m/ml}$

Condition sismique:  $\lambda = 17,3 \text{ t/ml}$   
 $v = 13,08 \text{ t/ml}$   
 $\sigma_{\text{C}} = 30,2 \text{ t.m/ml}$

2<sup>ème</sup> Cas: Culois en Service

	$\lambda$ (t)	$v$ (t)	$z$ (m)	$\sigma_{\text{C/B}}$ (t.m)	$\sigma_{\text{C/B}}$ (t.m/ml)
charge (G) permanente		403,78	0,229	90,80	7,96
(S) Surcharge		202,233	0,229	37,92	3,16
variation linéaire	92,99		2,00	109,98	-8,83
freinage	7,92		2,00	19,84	1,32
Séisme	106,7		2,00	213,4	17,78

Condition normale:  $\lambda = 9,076 + 10,379 = 19,45 \text{ t/ml}$   
 $v = 90,9 + 11,379 = 61,87 \text{ t/ml}$   
 $\sigma_{\text{C}} = 17,172 + 3,21 = 20,382 \text{ t.m/ml}$

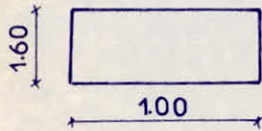
Condition sismique:  $G = 403,78 \cdot 1,19 = 464,34 \text{ t}$  d'où  $G' = 38,7 \text{ t/ml}$   
 $S = 168,92 \text{ t}$  d'où  $S' = 14,04 \text{ t/ml}$

on aura  $\sigma_{q/b} = 38,7 \cdot 0,229 = 8,70 \text{ t.m./ml}$   
 $\sigma_{s/b} = 14,04 \cdot 0,229 = 3,199 \text{ t.m./ml}$

d'où  $\chi = 17,3 + (-) \frac{52,90}{12} + \frac{106,7}{12} = 30,6 \text{ t./ml}$   
 $V = 13,08 + 38,7 + 14,04 = 65,82 \text{ t./ml}$   
 $\sigma_{\chi} = 30,2 + 20,809 = 51,009 \text{ t.m./ml}$

La section d'encastrement (B) se trouve sollicitée par :  $V$  et  $\sigma_{\chi}$   
 Le calcul du mur de front se fera en flexion composée

$e_0 = \frac{\sigma_{\chi}}{V} = 0,77 > \frac{h}{6} = 0,266$  section partiellement comprimée



$e_1 = e_0 + \frac{h}{2} - d = 1,92 \text{ m}$  d'où  $\sigma_{\chi}' = V \cdot e_1 = 100 \text{ t.m./ml}$

$\mu = 0,0145$   $\epsilon = 0,9469$   $k = 78,9$   
 $G'_b = 58,5 < \bar{G}'_b$

$A = 16,229 \text{ cm}^2$  d'où  $A_1 = A \cdot \frac{V}{G_{en}} = 0,99 \text{ cm}^2$

La section d'acier obtenue est négligeable, on adoptera le ferrailage minimal conseillé par SETRA qui consiste à prendre comme ferrailage 0,002 fois l'aire du béton coupé par un plan horizontal ce qui correspondra à :  $0,002 \cdot 100 \cdot 160 = 32 \text{ cm}^2/\text{ml} = 14 \phi 14 \text{ HA p.ml}$   
 $e = 10 \text{ cm}$

On disposera par ailleurs un ferrailage constructif de manière à former une cage on adoptera donc des  $\phi 10 \text{ HA}$  espacés de 10 cm

### ferrailage du sommier d'appui

Les forces agissant sur la partie supérieure du sommier (mur de front) sont constituées par les descentes de charges locales  $R_{li}$ . Sous l'action de ces charges il y a risque de fissuration suivant les plans verticaux et les plans obliques

1. armatures de chaînage

$R_{max} = G + 1,2P = 80,756 + 1,2 \cdot 33,71 = 121,21 \text{ t}$

On a déjà disposé sur la partie supérieure 10  $\phi 10 \text{ HA}$   $e = 10 \text{ cm}$  (armatures constructives). On vérifie si ces armatures suffisent pour reprendre d'éventuelles fissures dues aux efforts localisés. Les armatures peuvent jouer le rôle de chaînage dans le cas où :  $A = 0,29 \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_a}$

$A = 0,29 \frac{121,21 \cdot 10^3}{2800} = 10,82 \text{ cm}^2$  ce qui correspond à 14  $\phi 10 \text{ HA}$

On ajoutera donc 4  $\phi 10 \text{ HA}$  aux armatures constructives du mur de front

2. armatures de surfaces d'éclatement

On disposera au droit de chaque appareil d'appui (bossage) : une frette sup de surface dont la section totale est capable de reprendre un effort égal à 0,04 R. 9  $\phi 10 \text{ Adx}$  suffisent pour équilibrer cet effort (en plan).

en profondeur on disposera 9  $\phi 10$  Adx sur 90cm ( $e = 10$ cm).

### Dalle de Transition

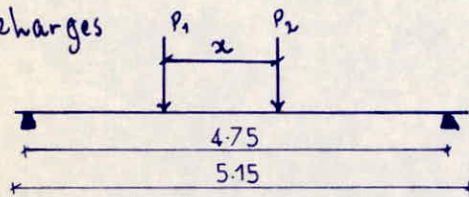
Rôle : C'est une dalle placée sous la chaussée aux entrées de pont, sa présence a pour but d'éviter le dénivellement qui se produira éventuellement entre la chaussée courante et celle du pont en cas de tassement du remblai.  
Elle sera calculée comme étant une poutre appuyée simplement sur ces 2 extrémités.

### Evaluation des charges et surcharges

#### \* Charges permanentes

$$\begin{aligned} \text{Poids propre de la dalle :} & \quad 2,5 \cdot 0,3 = 0,75 \text{ t/m}^2 \\ \text{Remblai + revêtement :} & \quad 2,2 \cdot 0,919 = 1,933 \text{ t/m}^2 \\ \hline q & = 1,983 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

#### \* Surcharges



On admettra que les roues des rangées  $P_1$  et  $P_2$  sont équivalentes chacune à une charge répartie de  $9,9 \text{ t/m}$  assimilable à un rouleau indéfini.

Seule la charge  $P_1$  est affectée d'un coefficient dynamique égal à 2 (pour tenir compte du choc d'un essieu au voisinage de l'appui). 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 de 1,2.

$$B_c : \quad R = 2 \cdot 9,9 + \frac{9,9 (5,15 - 0,4 - 1,9)}{5,15 - 0,4} \cdot 1,2 = 19,919 \text{ t/ml}$$

$$B_t : \quad R = 2 \cdot 9,9 + \frac{9,9 (5,15 - 0,4 - 1,35)}{5,15 - 0,4} \cdot 1,2 = 19,724 \text{ t/ml}$$

Conclusion: le système  $B_t$  est le plus défavorable

### Evaluation des efforts

#### \* Charges permanentes

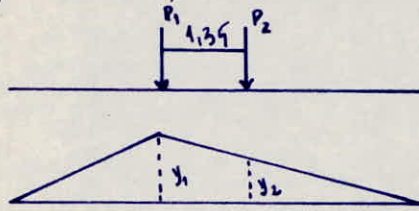
$$\sigma_{l0} = \frac{q l^2}{8} = 9,31 \text{ t.m/ml}$$

$$E_0 = \frac{q l}{2} = 4,47 \text{ t/ml}$$



## \* Surcharges:

La disposition la plus défavorable nous sera donnée par le théorème de Barré:



$$kx = 1,35 P_1 = 1,35 \cdot 6,6$$

$$x = 0,906 \text{ m}$$

$$e = 29,3 \text{ cm}$$

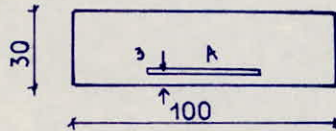
$$y_1 = 1,174 \quad \left. \begin{array}{l} y_2 = 0,977 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \sigma_1 = 11 \cdot 1,174 + 6,6 \cdot 0,977 \\ \sigma_2 = 96,67 \text{ t.m/m}^2 \end{array}$$

l'effort tranchant a été calculé auparavant  $T_s = 19,724 \text{ t/m}$

$$\text{finalement on aura: } \sigma_1 = \sigma_1 + \sigma_2 = 21,98 \text{ t.m/m}^2$$

$$T_0 = T_0 + T_0 = 20,2 \text{ t/m}$$

## ferraillage:



$$\phi \leq 30 \quad \bar{\sigma}_w = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 0,162 \quad \epsilon = 0,848 \quad k = 17,9$$

$$A = 34,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 11 \phi 20 \text{ HA p/ml}$$

$$\sigma'_b = 196,4 < \bar{\sigma}'_b$$

## Vérification des contraintes:

• fissuration:  $\bar{w}_f = 0,097$   $\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 2922 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1871 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \sigma_{1,2}(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a \\ \text{pas de risque} \end{array}$

•  $\bar{w} = \frac{100}{b} \frac{A}{k} = 1,274$   $\left. \begin{array}{l} \epsilon = 0,848 \\ k = 17,9 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \sigma_a = 2779 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \\ \sigma'_b = 196 < \bar{\sigma}'_b \end{array}$

• effort  $T$  tranchant

$$\tau = \frac{T}{b z} \leq \bar{\tau} = 1,19 \bar{\sigma}_b$$

$$b = 100$$

$$z = 7/8 h = 23,63 \text{ cm}$$

$$\tau = 8,94 < \bar{\tau}_b = 8,74 \text{ kg/cm}^2$$

## -XXIII- ETUDE des FONDATIONS

Les fondations sont généralement classées du point de vue de leur calcul en 2 catégories :

- fondations superficielles
- fondations profondes.

Cette distinction tient compte d'un comportement et donc de méthode de calcul différente. Ce comportement n'est pas lié uniquement à la distance entre le niveau du terrain naturel et celui de l'assise de la fondation, mais il dépend également de la géométrie de celle-ci. Dans le cadre de ce projet, nous avons été amené à considérer ces 2 sortes de fondations

### FONDATIONS des PILES

#### Choix de la fondation

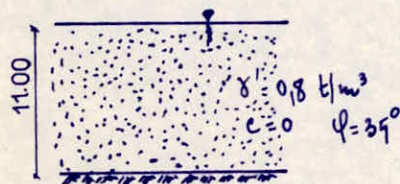
L'étude préliminaire du site faite par le L.N.T.P.B. a permis de connaître la nature et les caractéristiques des terrains existant. La nature du terrain rencontré (sable, gravier, cailloux), les conditions hydrauliques associées au moyen d'exécution technique envisageable conduisent à adopter des fondations profondes de type "pieux forés" ancrés dans le bon sol.

#### Dimensionnement de la fondation.

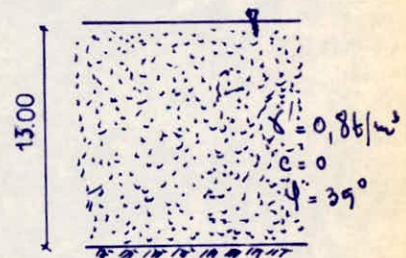
Le carottage, la coupe géologique du terrain et la distribution des efforts trouvée dans les piles nous ont amené à étudier les fondations des Piles P<sub>1</sub> et P<sub>4</sub>.

#### Coupe du terrain.

au droit de la P<sub>1</sub>



au droit de la P<sub>4</sub>



#### Capacité portante des Pieux

Comme pour toute fondation, on doit définir la charge maximale qu'on peut appliquer à une fondation profonde sans risque de la voir se rompre. Il convient tout d'abord de se représenter que 2 catégories de ruptures peuvent entraîner la destruction d'une fondation.

- Rupture du terrain porteur
- Rupture du corps de la fondation

Dans un calcul de portance, il convient de s'assurer qu'on est simultanément à l'abri de ces 2 causes de destruction. Compte tenu de l'habituelle confusion qui existe à ce sujet dans les esprits - et dans le langage - il convient de préciser quelques définitions.

1. Concernant la rupture du terrain.
  - charge limite  $Q_p$ : charge de rupture du sol dans lequel est établie la fondation.
  - charge nominale  $Q_n$ : charge limite divisée par un Coefficient de Sécurité  $F$
2. Concernant la rupture du matériau constituant la fondation
  - charge ultime  $Q_u$ : charge de rupture du matériau.
  - charge intrinsèque  $Q_i$ : charge ultime divisée par un Coefficient de Sécurité  $F_1$
3. Valeurs à prendre en compte dans les calculs
  - charge de rupture du pieu sera la plus petite des charges ultimes et limite
  - charge admissible  $Q_a$  du pieu sera la plus petite des charges intrinsèque et nominale

### Méthode d'évaluation de la charge portante admissible

La capacité portante sera évaluée à partir des formules dites statiques on a coutume d'admettre que le terrain s'oppose à l'enfoncement d'une fondation profonde en mobilisant 2 termes de résistance distincts.

- une résistance sous la base (de pointe).  $Q_p$
- une résistance qui se manifeste le long de la paroi verticale (terme de frottement latéral).  $Q_f$

Les formules dites statiques admettent que la charge limite  $Q_L$  est:

$$Q_L = Q_p + Q_f$$

- terme de Pointe  $Q_p$   
on utilise les formules des fondations superficielles en remarquant que le terme de surface est négligeable

$$Q_p = \frac{\pi B^2}{4} \left( N(q) \sum_{i=1}^n \gamma_i D_{fi} + 1,7 c N(c) + 0,3 B \gamma N(\gamma) \right)$$

c. a. d. :  $Q_p = \frac{\pi B^2}{4} \gamma' N(q) D_f \quad c=0$

- terme de frottement latéral  $Q_f$   
il est spécifique des fondations profondes, le frottement latéral ne sera pris en compte que sur la hauteur  $D_f - h_c = D$  où  $h_c$  est l'ancrage minimum dans le bon sol donné par:

$$h_c = \frac{B}{4} N_q^{2/3}$$

en s'enfonçant dans le sol le pieu refoule le terrain en engendrant dans le massif une réaction de butée telle que:

$$q_f = \gamma' D k_p \sin \delta \quad \text{où } k_p = \text{Coefficient de Butée}$$

d'où  $Q_f = \frac{\pi B}{2} D^2 \gamma' k_p \sin \delta$

appli cat'ion au projet:

Nous avons opté pour un diamètre  $B = 1.00 \text{ m}$  donc  $h_c = \frac{1}{4} \cdot 33,3^{2/3}$   
 $N_q = 33,3 \quad (\varphi = 39^\circ)$

$$h_c = 2,6 \text{ m}$$

$$D_f = 13,6 \text{ m} \quad Q_L = \frac{3,14 \cdot 1,00^2}{4} \cdot 33,3 \cdot 0,8 \cdot 13,6 = 284,4 \text{ t}$$

$$D' = 11,00 \text{ m} \quad Q_f = \frac{3,14 \cdot 1,00}{2} \cdot 3,27 \cdot 11^2 = 496,96 \text{ t}$$

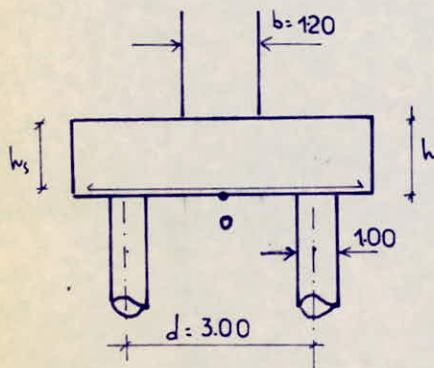
d'où  $Q_L = 789,36 \text{ t}$ .  
 Il est d'usage d'adopter les Coefficients de Sécurité ci dessous :  
 2. pour l'effort de Pointe Seul  
 3. pour le frottement lateral

d'où charge nominale  $Q_w = \frac{Q_L}{2} + \frac{Q_f}{3} = 307,89 \text{ t}$

Charge intrinsèque :  $Q_i = \sigma_b \cdot \frac{\pi \cdot B^2}{4} = 900 \cdot \frac{3,14 \cdot 1}{4} = 392,9 \text{ t}$

### Dimensionnement de la semelle de liaison et détermination du nombre de pieux

- La 1<sup>ère</sup> estimation du nombre de pieux à utiliser sera obtenue en divisant la charge totale max (obtenue en descente de charge) à supporter par la charge nominale soit :  $\frac{1977}{307,89} = 6,42$  on prend 6 pieux
- 6 pieux on ajoutera des pieux supplémentaires pour tenir compte des efforts axiaux dus aux moments, soit au total : 8 pieux.
- La semelle sera dimensionnée de la manière suivante :



sa largeur dépend du nombre de files de pieux choisis,  $n$ , et de leur entraxe,  $d$ .  
 Pour assurer une liaison correcte, on compte, de chaque côté, un débord  $\approx 0,5n$  si  $B$  est le diamètre des pieux, on en déduit :

$$l = 2 \cdot n \cdot \left\{ [(n-1)d + 2B] \right\} \left\{ [(n-1)d + B + 1,00] \right\}$$

avec 2 files cela donne :  $l = 2 \cdot n \cdot \left\{ (d + 2B) \cdot (d + B + 1) \right\}$

soit  $l = 9,00 \text{ m}$ .

en ce qui concerne l'épaisseur de la semelle, on a intérêt à ce que l'inclinaison des bielles ne dépasse pas  $45^\circ$ . on doit donc avoir

$$h_s \geq \frac{d}{2} - \frac{b}{4} \quad \text{soit } h_s \geq 1,20 \text{ m}$$

en raison des espacements minimaux recommandés pour les pieux on aura  $h_s = 1,4B = 1,40 \text{ m}$  d'où  $h_s = h - d' = 1,39 \text{ m}$

Les dimensions de la semelle seront :

$$L = 10,80 \text{ m}$$

$$l = 9,00 \text{ m}$$

$$h = 1,40 \text{ m}$$

efforts sollicitants la fondation

• Pile P<sub>1</sub>.

Condition normale : sollicitation :  $G + A, 2P + T$ .

C.N	$\lambda$ (t)	$\nu$ (t)	$Z$ (m)	$M/I_0$ (t.m)
chevêtre		69,3		
Pile		767,9		
semelle		189		
terre sur semelle		91,2		
Variation linéaire	21,23		18,9	401,247
Poids propre du tablier		807,96		
surcharge		771,998		
freinage	7,142		18,9	174,98
$\Sigma$ total	28,372	1842,12		976,27

Condition sismique :  $G + P + 1/2 T$

C.S	$\lambda$ (t)	$\nu$ (t)	$Z$ (m)	$M/I_0$ (t.m)
chevêtre		79,649		
Pile		422,629		
semelle		217,39		
terre sur semelle		104,88		
tablier 5H	94,98		18,9	1787,96
Pile + chevêtre semelle	69,129 28		9,45 0,7	619,43 19,6
tablier		928,694		
surcharge		276,632		
Variat. lin	21,23		18,9	467
$\Sigma$ total	208,93	2029,69		2889,6

pile P<sub>3</sub> condition normale: sollicitation C<sub>9</sub>+A, 2P+T

C.N	$\mathcal{L}$ (t)	V (t)	$\mathcal{L}$ (m)	$\mathcal{L}/0$ (t.m)
chevêtre		69,3		
pile		346,4		
gemelle		189		
terre pour gemelle		91,2		
Variation linéaire	29,22		17,9	509,14
Tablier		807,96		
pour charge		771,998		
freinage	7,07		17,9	126,99
Total	39,7	1879,92		631,7

condition sismique:

C.S	$\mathcal{L}$ (t)	V (t)	$\mathcal{L}$ (m)	$\mathcal{L}/0$ (t.m)
chevêtre		79,694		
pile		798,4		
gemelle		247,39		
terre pour gemelle		104,88		
tablier	98,86		17,9	1769,99
pile + chevêtre gemelle	62,3 28		8,94 0,7	997,98 10,6
tablier		928,694		
pour charge		276,694		
Variat. lin	29,22		17,9	509,14
Total	217,49	2009,79		2892

## ferraillage de la semelle de liaison

Les réactions dans les pieux sont déterminées par :  $R = \frac{V}{n} \pm \frac{2 \cdot \Sigma M}{d \cdot n}$   
 $n$  = nombre de pieux.  
 Les réactions en tête de pieux sont :

	$R_{\max}^{CN}$ (t)	$R_{\min}^{CN}$ (t)	$R_{\max}^{CS}$ (t)	$R_{\min}^{CS}$ (t)
$P_1$	279	189,6	494	17,2
$P$	282	176,8	488,4	13

• armatures inférieures transversales de la semelle : " $A_1$ "

$N$  = effort de traction dans les Aciers  
 Les triangles semblables nous permettent d'écrire :  $\frac{N}{R} = \frac{d/2 - b/4}{h_s}$

d'où  $N = R \frac{d/2 - b/4}{h_s}$

La section d'acier  $A_1$  est donnée par

$$A_1 = \frac{N}{\sigma_a} = \frac{R}{\sigma_a} \frac{d/2 - b/4}{h_s} \quad \text{où } R \text{ désigne la réaction max en tête de pieu.}$$

Condition normale :  $R_{\max} = 282 \text{ t} \Rightarrow A_1 = \frac{282}{2667} \frac{120}{139} = 93,98 \text{ cm}^2$   
 qui correspondent à  $12 \phi 32 \text{ HA}$  ( $96,48 \text{ cm}^2$ ).

Vérification en Condition Sismique :  $N = \frac{488,4 \cdot 120}{135} = 434 \text{ t}$

$$\sigma_a = \frac{N}{A_1} = \frac{4618 \text{ kg/cm}^2}{93,98} > \sigma_{ew} \quad \text{Condition Sismique prépondérante}$$

La nouvelle section d'acier  $A_1$  sera :  $A_1 = \frac{N}{\sigma_{ew}} = 108,9 \text{ cm}^2$  soit  $14 \phi 32 \text{ HA}$

Ces armatures devront être placées dans des bandes axées sur les pieux et de largeur  $L = B + h = 2,40 \text{ m}$ . entre les différentes bandes on a des armatures de répartition  $A'_1$  tel que :  $A'_1 = \frac{1}{3} A_1 = 5 \phi 32 \text{ HA}$

• armatures longitudinales " $A_2$ "

des armatures longitudinales sont à disposer dans le sens de la longueur de la semelle  
 $A_2 = \frac{1}{3} A_1 = 5 \phi 32 \text{ HA}$  par ml.

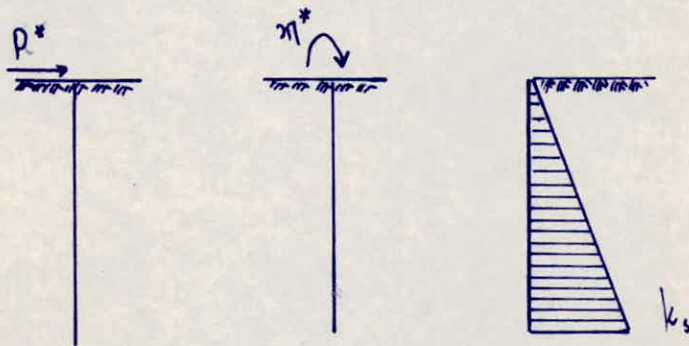
## ETUDE des PIEUX

### Remarques:

- nous ferons l'étude des pieux de la pile "P3"
- la capacité portante de ces pieux se déterminera de la façon exposée précédemment d'où  $Q_M = 394,48 \text{ t}$ .
- la vérification du dimensionnement des pieux se fera comme suit :  $\sigma'_b = \frac{Q_M}{S} = 90,2 \text{ bars} \approx \bar{\sigma}'_b = 90 \text{ bars} \approx 0,1 \text{ k}$

### Méthode de calcul.

Nous utiliserons la méthode du docteur WERNER, pour déterminer les moments le long des pieux. Schémas de calcul du pieu sont les suivants



Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle suivante.

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + k_s B y = 0$$

où  $B =$  diamètre du pieu

$k_s =$  module de réaction du sol.

$y =$  déplacement en tête du pieu

La résolution de cette équation nous donne:

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k_s B}}$$

appelée longueur de transfert ou longueur élastique du pieu.

Le pieu étant encasturé en tête, la rotation est supposée nulle d'où

$$EI \varphi(0) = \alpha \varphi_{p^*} \frac{P^*}{\lambda^2} + \alpha \varphi_{M^*} \frac{M^*}{\lambda}$$

$M^*$  est obtenu avec la condition  $EI \varphi(0) = 0$

$$M^* = - \frac{\alpha \varphi_{p^*}}{\alpha \varphi_{M^*}} \frac{P^*}{\lambda}$$

$\alpha \varphi_{p^*}$ ;  $\alpha \varphi_{M^*}$ : sont des paramètres obtenus dans les tableaux de Werner

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_s B}{4EI}}$$



d'après le dr WERNER toujours, l'expression du moment le long du pieu sera :

$$\mathcal{M}(x/l) = \chi_{mm^*} \mathcal{M}^* + \chi_{mp^*} \frac{P^*}{\lambda}$$

$\chi_{mm^*}$  et  $\chi_{mp^*}$  sont donnés par les abaques de WERNER.

application :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{B k_s}{4 E I}}$$

$$\begin{aligned} B &= 1.00 \text{ m} \\ k_s &= 10000 \text{ t/m}^3 \\ E &= 76779000 \text{ t/m}^2 \\ I &= 0,049 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\lambda = 0,194 \text{ m}^{-1} \rightarrow \lambda l = 3.02$$

les tables donnent :

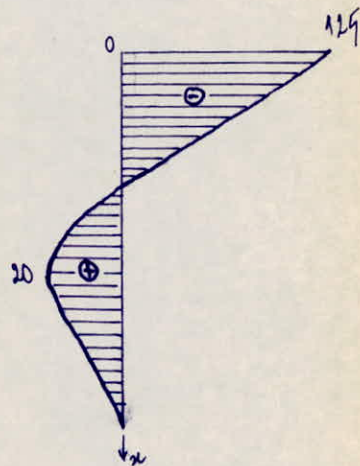
$$\begin{aligned} \chi_{p^*} &= 1,90 \\ \chi_{m^*} &= 1,68 \end{aligned}$$

nous avons d'autre part:  $P^* = \frac{217,49}{8} = 27,18 \text{ t}$  d'où  $\mathcal{M}^* = -129 \text{ t.m}$

$$\text{on aura } \mathcal{M}(x/l) = 140 \chi_{mp^*} - 129 \chi_{mm^*}$$

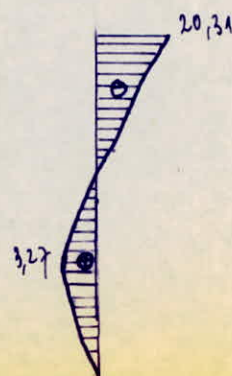
Remarque: les efforts sont ceux obtenus en condition sismique.

$x/l$	$\chi_{mp^*}$	$\chi_{mm^*}$	$\mathcal{M}(x/l)$ (t.m)
0.0	0.00	1.00	-129.00
0.1	0.30	0.99	-84,79
0.2	0,41	0,99	-61,39
0.3	0,62	0,89	-19,49
0.4	0,68	0,72	9,20
0.5	0,62	0,57	19,99
0.6	0,40	0,40	20,00
0.7	0,34	0,29	16,39
0.8	0,18	0,12	10,00
0.9	0.00	0.00	0.00
1.00	0.00	0.00	0.00



e.N:  $P^* = \frac{39,3}{8} = 4,91 \text{ t}$   $\mathcal{M}^* = 20,31 \text{ t.m}$   $\mathcal{M}(x/l) = 22,78 \chi_{mp^*} - 20,31 \chi_{mm^*}$

$x/l$	$\chi_{mp^*}$	$\chi_{mm^*}$	$\mathcal{M}(x/l)$ (t.m)
0.0	0.00	1.00	-20,31
0.1	0.30	0.99	-13,28
0.2	0,41	0,99	-9,99
0.3	0,62	0,89	-7,9
0.4	0,68	0,72	+0,86
0.5	0,62	0,57	6,99
0.6	0,40	0,40	3,27
0.7	0,34	0,29	2,66
0.8	0,18	0,12	1,66
1.00	0.00	0.00	0.00



ferraillage.

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à une flexion composée et doit donc être armé sur toute sa longueur. Le calcul et la vérification des contraintes se feront d'après la méthode de DAVIDOVICI exposée dans "Aide-memoire Béton Armé".

Le ferraillage se fera avec la réaction minimale dans le pieu, en toute rigueur. On tiendra compte du poids propre du pieu soit :

$$N = R_{\min} = 13 + (2,9 - 1) 0,789 \cdot 19,6 = 31,37 \text{ t.}$$

$$\text{excentricité } e = \frac{\sigma l}{N} = 3,9 > e_0 = \frac{r}{4} = 0,129 \quad r = \text{rayon du pieu} = 0,9 \text{ m}$$

La section est donc partiellement comprimée

$$k_e = \frac{N r}{\sigma l} = 0,12$$

$$k_a = \frac{\sigma l}{r^3 \bar{\sigma}_a} = 0,037$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{d'où } \bar{\omega} = 2,39 \\ k = 21,84 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{\bar{\omega} \pi r^2}{100} = 184,47 \text{ cm}^2 \text{ soit } 23 \text{ } \phi 32 \text{ HA}$$

$$\sigma'_b = \frac{1}{k} \bar{\sigma}_a = 183,19 \text{ kg/cm}^2 < 1,9 \bar{\sigma}'_b$$

Vérification des contraintes:

$$\sigma'_b = \frac{\sigma l}{k_b r^3}$$

$$\text{et } \sigma_a = k \sigma'_b$$

$k_b$  et  $k$  sont tabulés

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{\pi r^2} = 2,39 \quad \left\{ \begin{array}{l} k_b = 0,72 \\ k = 23,63 \end{array} \right.$$

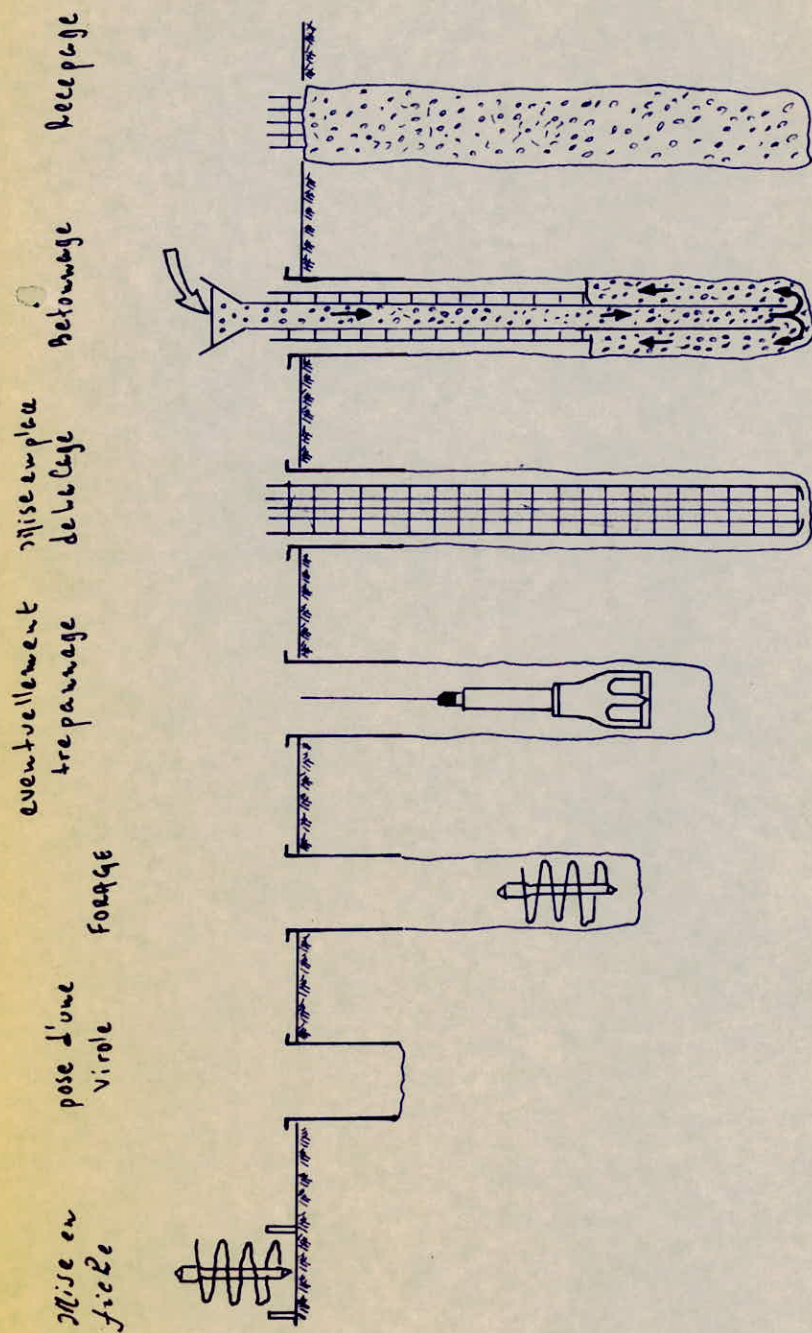
$$\sigma'_b = 139 \text{ kg/cm}^2 < 1,9 \bar{\sigma}'_b = 0,6$$

$$\sigma_a = 3282 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

nota : la section minimale imposée par le DTU est de :

$$s = 0,789 \text{ m}^2 \Rightarrow 0,9 \text{ m}^2 < s < 1 \text{ m}^2 \text{ le ferraillage minimal est de } 29 \text{ cm}^2 \text{ en condition}$$

normale. la section d'acier trouvée reste valable en condition normale



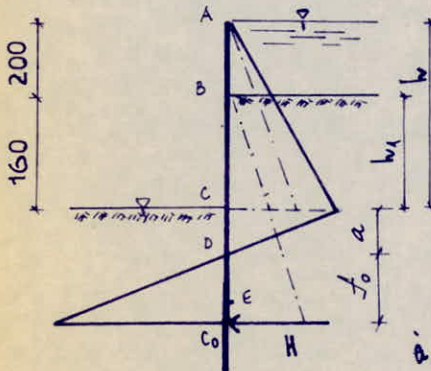
Principe d'exécution d'un pieu foré

## CALCUL des PALPLANCHES

Les palplanches que nous avons prévues tout autour des pieux serviront d'une part d'enceinte destinée à permettre la réalisation de la pile et de la semelle de liaison et d'autre part elles serviront éventuellement de parafouille. Ce genre d'enceinte est appelée batardeau.

### Méthode de Calcul

La plupart des batardeaux sont considérés comme des rideaux de palplanches sans ancrages dans ce cas, la stabilité du rideau est assurée uniquement par les réactions du sol sur la partie enterrée que l'on appelle fiche. Le calcul se fera en considérant que le rideau pivote autour d'un axe situé légèrement au dessus de son extrémité inférieure. Nous noterons  $C_0$  le centre de rotation, nous aurons à considérer le diagramme suivant



La palplanche métallique présente une surface lisse, l'angle  $\delta$  que fait la contrainte de poussée avec la normale à l'écran est  $\approx 0$ .  
 Pour la butée on peut admettre un angle  $\delta$  tel que  $\delta/\varphi = -1/2$ .  
 Les coefficients de butée et de poussée sont ceux proposés par Caquot. Kerisel. c'est-à-dire

$$k_a = 0,27 \\ k_p = 6,61$$

en butée à partir de la coté "c" la contrainte de butée fait avec la normale un angle  $\delta = -17,9^\circ$  le coefficient permettant de déterminer la composante horizontale de la butée étant  $k_p \cos \delta = 6,3$

nota: il n'y a pas lieu de tenir compte de la poussée hydrostatique en butée puisque nous en tiendrons pas compte en poussée au dessous du point c

• position du point de pression nulle

cette position est donnée par les contraintes horizontales qui règnent au point D, soit:

$$\sigma_p = \sigma_a \quad \text{d'où}$$

$$k_p \gamma' a = k_a (h+a) \gamma' + \gamma_w h$$

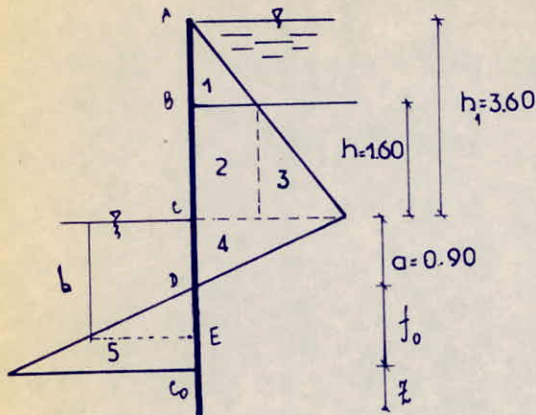
$$a = \frac{(k_a \gamma' + \gamma_w) h}{(k_p - k_a) \gamma'} = \frac{(0,27 \cdot 0,8 + 1) 3,6}{(6,61 - 0,27) 0,8} = 0,9 \text{ m}$$

nota: on notera  $k_c$  la différence  $k_p - k_a$  appelé coefficient poussée-butée

La profondeur  $f_0$  est calculée à partir de l'équation d'équilibre de rotation

autour du centre  $C_0$ . Cette equation n'interesse que les forces situees au dessus du point  $C_0$  car on admet que la resultante  $\Sigma$  de butee agissant a droite sur le pied de la ficelle est transportee en ce point  $C_0$

Contraintes de Calcul :



point A:  $\sigma_A = 0$   
 point B:  $\sigma_B = \sigma_A + \gamma_w (h_1 - h)$   
 point c:  $\sigma_c = \sigma_B + k_a \gamma' h + \gamma_w h$   
 point d:  $\sigma_d = 0$   
 point  $C_0$ :  $\sigma_{C_0} = (k_p - k_a) \gamma' (f_0 + a) - k_a \gamma' h_1$

$R^*$ :  $\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$

$f_0$  sera determinee a partir du tableau suivant :

ZONES	FORCES (t)	Bras de LEVIER (m)	$\Sigma M / C_0$ (t.m)
1	$\frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 2 = 2$	$\frac{1}{3} \cdot 2 + 1,6 + 0,9 f_0$	$6,33 + 2 f_0$
2	$2 \cdot 1,6 = 3,6$	$\frac{1}{2} \cdot 1,6 + 0,9 + f_0$	$9,44 + 3,2 f_0$
3	$\frac{1}{2} \cdot 1,94 \cdot 1,6 = 1,99$	$\frac{1}{3} \cdot 1,6 + 0,9 + f_0$	$2,63 + 1,99 f_0$
4	$\frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot 3,94 = 1,77$	$\frac{2}{3} \cdot 0,9 + f_0$	$1,06 + 1,77 f_0$
5	$\frac{1}{2} (4,824 f_0 + 3,996)$	$-\frac{1}{3} f_0$	$-0,804 f_0^3 - 0,666 f_0^2$

A:  $\sigma_A = 0$   
 B:  $\sigma_B = 2 \text{ t/m}^2$   
 c:  $\sigma_c = 3,94 \text{ t/m}^2$   
 d:  $\sigma_d = 0$   
 $C_0$ :  $\sigma_{C_0} = 4,824 f_0 + 3,996$

La somme des  $\Sigma M / C_0$  nous donnera l'equation qui nous permettra de determiner la ficelle soit :

$$-0,804 f_0^3 - 0,666 f_0^2 + 8,92 f_0 + 19,46 = 0$$

equation nous donne :  $f_0^3 + 0,828 f_0^2 - 10,99 f_0 - 19,22 = 0$   
 $f_0 = 3,60 \text{ m}$

La resolution de cette

La valeur de la surprofondeur  $z$  est donnee par  $z = 0,2 f_0 = 0,72 \text{ m}$   
 la longueur totale de la palplanche sera :  $L = h_1 + a + 1,2 f_0 = 8,82 \text{ m}$ .

dimensionnement de la palplanche.

Il faut calculer le moment flechissant max, il suffit pour cela de trouver le point E ou l'effort tranchant est nul. si la poussee sur le trouzon AE est egale a la butee sur le meme trouzon on aura :

$$(k_c \gamma' b - k_a \gamma' h) \cdot \frac{1}{2} b = \bar{\Sigma} F_p$$

$\bar{\Sigma} F_p = 8,92 \text{ t}$  ; on aura a resoudre l'equation suivante :

$$\frac{1}{2} k_c \gamma' b^2 - \frac{1}{2} k_a \gamma' h b - \bar{\Sigma} F_p = 0$$

$$2,412 b^2 - 0,1728 b - 8,92 = 0 \quad \text{la resolution de cette equation nous donne}$$

$$b = 1,96 \text{ m}$$

le moment  $M_{\max}$  est obtenu / à E. c'est le moment de toutes les forces situées au dessus de cette section.

$$M_{\max} = 29,92 \text{ t.m}$$

la contrainte de l'acier utilisée étant de  $1800 \text{ kg/cm}^2$  d'où

$$W \geq \frac{M_{\max}}{\sigma_a} = 1477,8 \text{ cm}^3$$

Nous adoptons une palplane de type  
W 1844 EN III Nev.  $W = 1600 \text{ cm}^3$

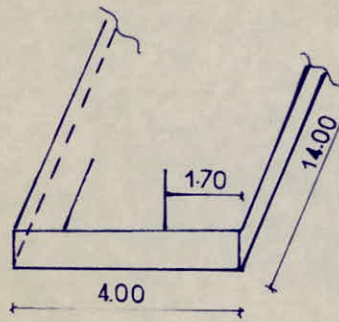
nota: La condition de Beward a été vérifiée, la stabilité est assurée que si  $i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \geq i = \frac{h}{2f}$

$$f = \frac{\gamma_w}{2\gamma'} h = 2,29 \text{ m} \quad .0k.$$

FONDATION de la CULEE

choix de la fondation

La nature du terrain rencontré au droit de la Culee (roche) nous a poussé à adopter une fondation superficielle dont les dimensions sont regies par la forme de la Culee. La largeur de la Semelle est comprise entre  $\frac{h}{2}$  et  $\frac{2}{3}h$ , nous adoptons  $B = 4.00$  m. (en 1<sup>ere</sup> approximation).



L'étude de la Semelle se fera en 2 étapes: Culee à vide / Culee en service

Remarque: l'étude de la stabilité de la Culee prouve que le dimensionnement que nous avons fait est bon

Calcul de la Semelle

1<sup>er</sup> cas: Culee à vide

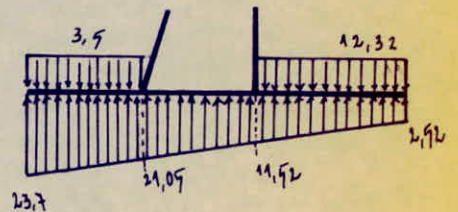
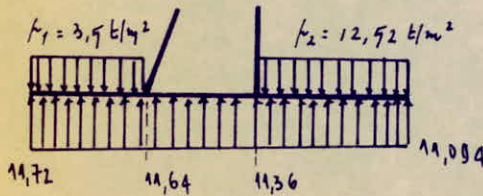
La Semelle est soumise à la réaction du Sol qui présente une répartition trapézoïdale (voir stabilité de la Culee). nous nous intéresserons qu'aux cas défavorables. Les contraintes qui sollicitent notre Semelle sont consignés dans le tableau ci-dessous.

sollicitations	$\sigma_{1a}$ (t/m)	$\sigma_1$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma$ (B/4)
S: $\nabla + 4$	399,28	23,70	2,923	18,40
C. normale	11,609	11,72	11,094	11,96

La répartition des contraintes sous la Semelle est la suivante:

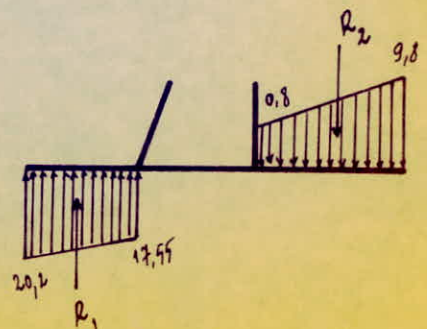
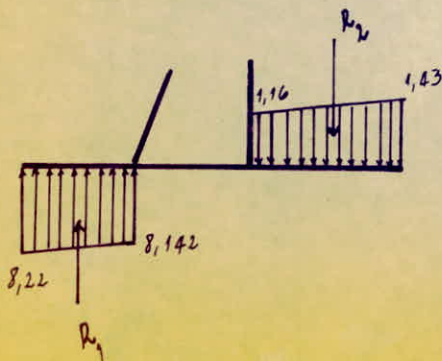
• condition normale.

• condition sismique



Schema de Calcul.

Schema de calcul



Remarque:  $p_1$  = poids des terres sur le patin avant + poids propre  
 $p_2$  = poids des terres sur le patin arrière + poids propre + surcharge  $1t/m^2$   
 Le ferrailage de la semelle se fera par la méthode des consoles.

Les moments régnants au niveau de la semelle sont:

Condition normale:  $M_{p_1} = 8,142 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 0,9/2 + 0,078 \cdot 0,9/2 \cdot 1 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,9$   
 $= 1,029 \text{ t.m/m}$

$M_{p_2} = 1,94 \text{ t.m/m}$

Condition sismique:  $M_{p_1} = 2,419 \text{ t.m/m}$   
 $M_{p_2} = 10,119 \text{ t.m/m}$

2<sup>ème</sup> cas: Colée en service.

Condition normale:  $\sigma_1 = 2,989 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\sigma_2 = 1,496 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\sigma(B/4) = 2,6 \text{ kg/cm}^2$   
 Condition sismique:  $\sigma_1 = 0,8069 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\sigma_2 = 9,69 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\sigma(B/4) = 4,066 \text{ kg/cm}^2$

répartition des contraintes.

Condition normale.

Condition sismique

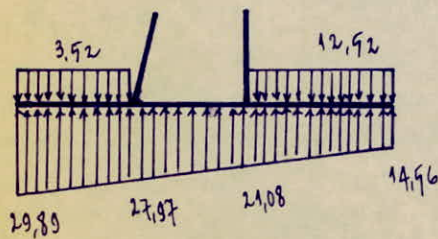


schéma de calcul

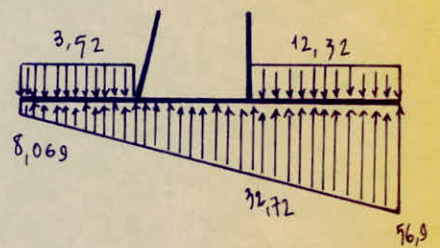
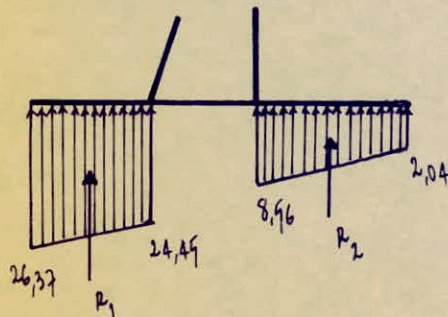
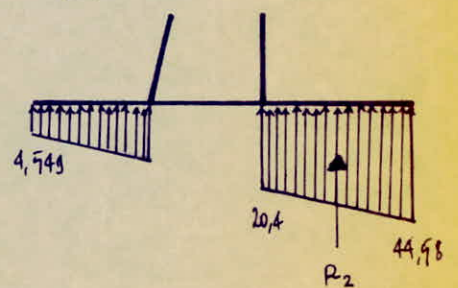


schéma de calcul



On ne s'intéressera qu'aux moments max:

Condition normale:  $M_{p_2} = 2,04 \cdot 1,7 \cdot 1 \cdot 1,7/2 + 6,92 \cdot 1,7 \cdot 1,7/3 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1 = 6,1 \text{ t.m/m}$

Condition sismique:  $M_{p_2} = 20,4 \cdot 1,7 \cdot 1 \cdot 1,7/2 + 24,18 \cdot 1,7 \cdot 1,7 \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot 1 = 92,77 \text{ t.m/m}$

le ferrailage se fera par la méthode "charon"



$\mu = 0,0218$  ;  $\varepsilon = 0,9391$  ;  $k = 62$ . (Le ferrailage se fait en condition sismique).

$$A = 14,8 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_{cm}}{k} = 64 \text{ kg/cm} < \bar{\sigma}'_b$$

Nous adoptons 11  $\phi 14$  HA par ml Soit  $16,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$

verification des contraintes :  $\bar{w} = \frac{100 A}{b w} = \frac{100 \cdot 16,94}{100 \cdot 99} = 0,178$   $k = 98$   
 $\varepsilon = 0,9391$

$$\sigma_a = 3902 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = 68,96 < \bar{\sigma}'_b$$

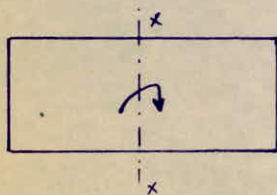
verification en condition normale :  $\bar{w} = 0,178$   $\sigma_a = 406,9 < \bar{\sigma}_a$   
 $\sigma_b = 48 < \bar{\sigma}'_b$

Remarque: On tiendra compte d'un seisme horizontal qui peut éventuellement avoir lieu dans le 2<sup>ème</sup> sens (par rapport à la plus grande inertie) engendrant ainsi des contraintes qu'on déterminera.

Poids de l'ouvrage (culée) = 332,22 t  $S_{V1} = 382 \text{ t}$  (✓)

$S_{H1} = 49,8 \text{ t}$  (H).

$$M_{H1} = 49,8 \cdot 6,019/2 = 149,87 \text{ t.m}$$



Inertie  $I = \frac{4 \cdot 14^3}{12} = 914,666 \text{ m}^4$

$$V = \frac{14}{2} = 7 \text{ m}$$

d'où  $\sigma_1 = 7,96 \text{ t/m}^2$

$\sigma_2 = 9,7 \text{ t/m}^2$

Les contraintes ramenées par le moment agissant dans le 2<sup>ème</sup> sens en condition sismique sont faibles comparées à celles déjà calculer par rapport à la plus petite inertie. L'hypothèse déjà considérée, répartition uniforme des contraintes dans le 2<sup>ème</sup> sens est vérifiée. Le ferrailage étant maintenant sans que l'espacement des armatures diffère comparé à celui déterminé dans le 1<sup>er</sup> sens.

En définitive on aura: lit sup et inf HA 14  $e = 10 \text{ cm}$  sur 14,00 m (sens de la petite inertie).

(sens de la grande inertie) on adoptera un ferrailage minimum

soit: lit sup et inf HA 10  $e = 20 \text{ cm}$

On prévoira en outre un ferrailage constructif sur le pourtour de la semelle. 4 HA 10  $e = 20 \text{ cm}$ .

## BIBLIOGRAPHIE

- Le Calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes par:  
R. BARES, Ch. MAFONNET edit: DUNOD
- Le Projet de Beton precontraint par: R. LAEROIX, A. FUENTES edit: EYROLLES
- Constructions en Beton Precontraint: Y. GUYON edit: EYROLLES
- Guide pratique du Beton Precontraint par: G. DREUX edit: EYROLLES
- Cours de Beton Precontraint par: G. DREUX CHEBAQ
- Cours de Beton Precontraint par: BELAZOUQI MAQISTER ENPA
- Calcul et Verification des ouvrages en Beton Arme par: P. CHARON Edit: EYROLLES
- Les Gabliers des Ponts par: B. GREZES, P. LECROQ Cours E.N.T.P.E
- Tables d'etats limites ultimes des poteaux en Beton Arme par:  
P. FRESSEL, J.R. ROBINSON et A. MORISSET edit: S.D.T.B.T.P
- POUSSEE, BUTEE et Portance des sols par: E. DEMBICKI
- La Pratique des sols et des fondations par: FILLIAT edit: LE MONITEUR
- Cours pratique de mecanique des sols par: J. COSTET, G. SANGLERAT Edit: DUNOD
- FOND 72 edit: L.C.P.C. SETRA.
- DIE GRÜNDUNG VON BAUWERKEN par: W. PLAGEMANN, W. LANGNER edit: T.G. BERLIN
- FONDATIONS Speciales par: M. FORNI edit: EYROLLES.
- C.C.B. 9 68
- P. 5 69
- Cahier de Prescription Commune. C.P.C
- instruction provisoire n° 1
- Aide-memoire Beton Arme par: DAVIDOVICI
- DOCUMENTS. S.E.T.R. 9 (Bulletin n° 2 et 4).

