

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOGRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

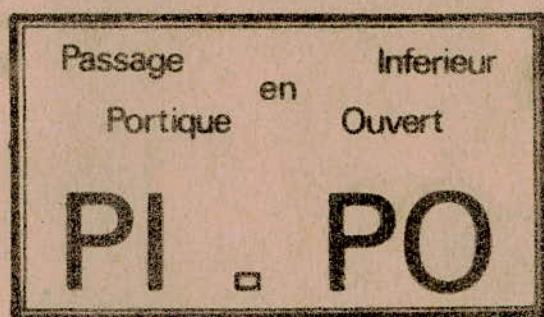
10/81

U. S. T  
H AOUARI B OUIMEDIENNE

E COLE N ATIONALE P OLYTECHNIQUE

**DEPARTEMENT GENIE CIVIL**

**THESE DE FIN D'ETUDES**



Proposé par:  
SONATRO

Dirigé par:  
M<sup>e</sup>. KETFI

Etudié par:

M. BOUDEBOUA  
R. MITICHE

**SESSION Janvier 1981**

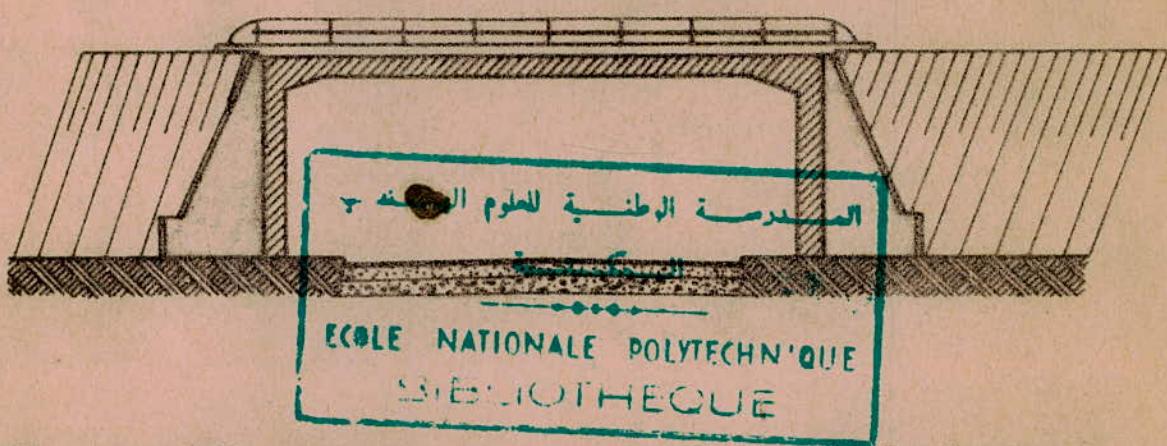
10/81

U. S. T  
H AOUARI B OUIMEDIENNE

E COLE N ATIONALE P OLYTECHNIQUE

**DEPARTEMENT GENIE CIVIL**

**THESE DE FIN D'ETUDES**



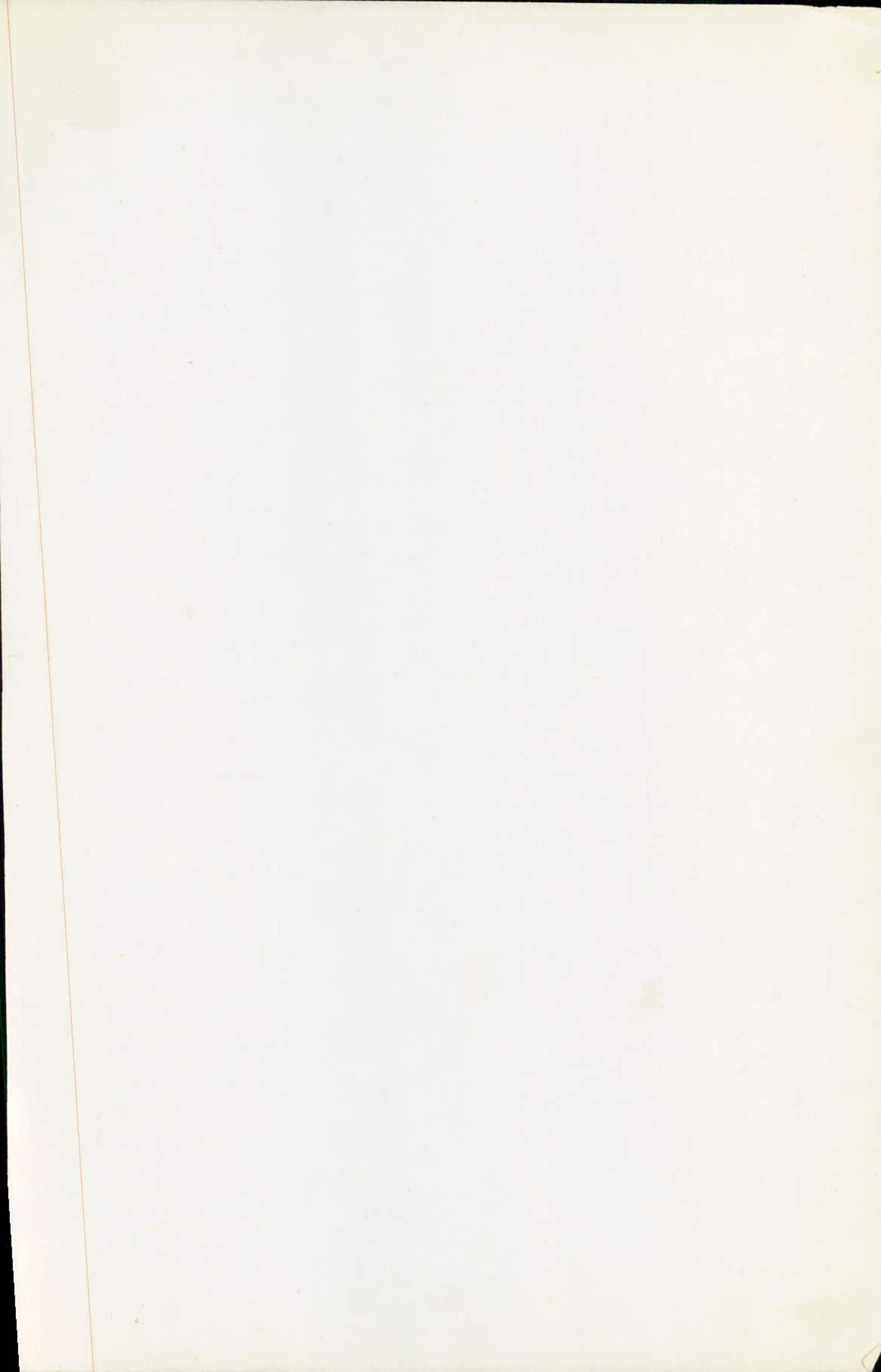
**Proposé par:**  
SONATRO

**Dirigé par:**  
M. KETFI

**Etudié par:**

M. BOUDEBLOUA  
R. MITICHE

**SESSION Janvier 1981**



## Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier M<sup>E</sup> KETFI pour avoir accepté de nous encadrer et pour les conseils et encouragements qu'il nous a prodigés  
Nos sincères remerciements à M<sup>E</sup> CHIHA  
Nous remercions également les membres du bureau d'études de la SONATRO et plus particulièrement :

M<sup>E</sup> KENNANE M'hamed.  
M<sup>E</sup> BOUABID Smail  
M<sup>E</sup> BOURAÏ Ali  
M<sup>E</sup> SAÏD J.  
Mr NASRI

Toute notre gratitude à nos professeurs qui nous ont guidé au cours de nos études.

Mouloud  
et  
Rakiba.

je dedie ce modeste travail  
A mon pere  
pour avoir toujours su me guider sur le droit chemin

A ma mere  
pour sa comprehension et ses sacrifices consentis

A mes freres et soeurs  
pour l'affection qu'ils m'ont donnée

A mes beaux frères et ma belle soeur

A mon ami

Puissent tous ceux que j'aime trouver en cette thèse  
de fin d'études un témoignage de ma reconnaissance

Ratiba.

je dedie cette thèse qui est le fruit de tant d'années  
de souffrances (19 ans d'études !!)

- à tous mes parents et en particulier à  
mon frère Mokhtar
- à tous mes amis(es) , en souhaitant à  
ceux qui terminent du Succès et aux autres  
beaucoup de Courage et de Chance

Mouloud

## **TABLE DES MATIERES**

- CHAPITRE 1**  
introduction
- CHAPITRE 2**  
contraintes admissibles et materiaux utilises
- CHAPITRE 3**  
dimensionnement
- CHAPITRE 4**  
charges et surcharges
- CHAPITRE 5.**  
efforts longitudinaux
- CHAPITRE 6**  
efforts tranchants
- CHAPITRE 7**  
methode de guyon massonet
- CHAPITRE 8**  
courbes enveloppes
- CHAPITRE 9**  
efforts dans le sens transversal
- CHAPITRE 10**  
ferraillage
- CHAPITRE 11**  
etude du sol et calcul de la semelle

## ch 1

# introduction

1 description de l'ouvrage

2 mode de construction

3 choix de la structure

## Introduction:

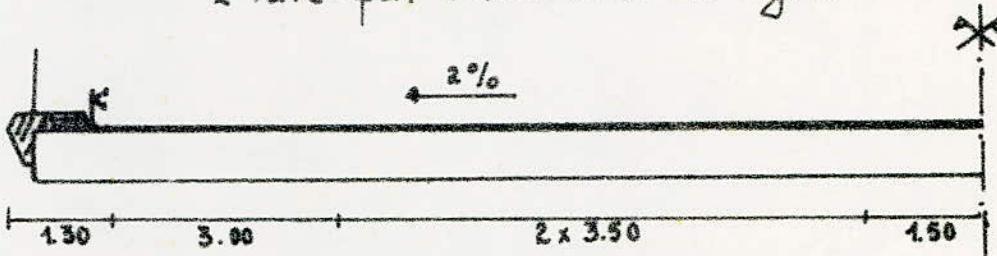
L'ouvrage est un passage inférieur en portique ouvert, droit, destiné à assurer le franchissement d'une route de 18.35 m de largeur par une autoroute de 25 m de largeur, situé dans la région de Birkhadem.

## Description de l'ouvrage:

### Dispositions Générales:

- Voie portée: Elle Comportera:

- 4 voies de circulation de 3.50m de largeur chacune.
- 2 bandes d'arrêt d'urgence de 3m chacune.
- 2 trottoirs de largeur 1m chacun
- 1 Terre-plain central de 3m de largeur.



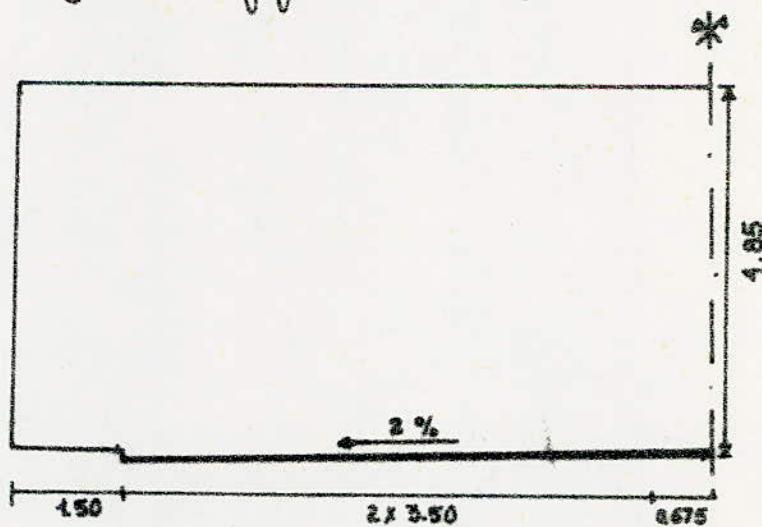
1/2 Coupe Transversale (1/100)

- Voie franchie: Elle Comportera:

- 4 voies de circulation de 3.50m de largeur chacune
- 2 trottoirs de 1.50m chacun
- 1 Terre-plain central de 1.35m de largeur.

La largeur totale de la voie franchie est 18.35

Le gabarit dégagé sous l'ouvrage est de 4.85 m.



Vue en Elevation.

## Dispositions particulières:

Dalles de Transition: On utilisera pour la continuité de la chaussée 2 dalles de Transition, de longueur 4.5 m et de largeur, la largeur de la chaussée augmentée de 1m de chaque côté ( $18\frac{1}{2}$  m). Ce sont des dalles profondes appuyées, côté ouvrage, sur des corbeaux solidaires des piedroits. Elles sont fixées aux corbeaux par des goujons constitutifs de  $\varnothing 25$  de 45cm de longueur espacés de 2m.

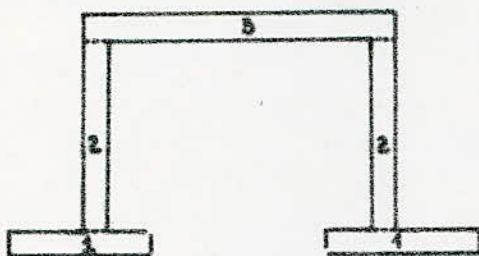
Pour l'application des charges sur les dalles de Transition nous avons admis les hypothèses simplificatrices suivantes:

- Le coefficient de répartition transversale est le même pour chaque type de charge, sur la dalle que sur l'ouvrage. La charge est appliquée sur toute la largeur de la dalle.
- Les lignes d'influence sont prolongées sur les dalles de Transition à partir des valeurs aux angles pour s'annuler linéairement aux extrémités de celles-ci (ceci n'a d'effet que lorsque l'ouvrage est fondé sur semelles non centrées)

Garde-Corps: Le garde-corps prévu est du type tubulaire à lisse unique du type I<sub>3</sub> (voir planche)

Glissières de Sécurité: On prendra des glissières couplées avec ancrage transversant. (voir planche)

## Mode de Construction



Les phases de construction du portique sont:

1. Les semelles
2. Les piedroits.
3. La traverse

La traverse est seule à considérer dans le calcul du poids propre car c'est la seule qui donne en A et D des moments fléchissants une fois construite et décentrée.

## Choix de la Structure:

Deux critères nous ont poussés à opter pour un passage inférieur à portique ouvert

- Le bon sol
- L'ouverture droite 19m

Le pont dalle à plusieurs travées fournit une meilleure solution dans le cas où l'ouverture dépasse les 20m.

Un passage inférieur à cadre ferme n'est conseillé que pour des bords médiotres de contrainte inférieure à 2 bars et pour des ouvertures inférieures à 10m.

## ch. 2

contraintes  
admissibles  
et  
matériaux  
utilisés

## Materiaux et Contraintes admissibles:

### Dosage du beton:

dosage	Ciment	Contrôle	Granulats
350 kg/m <sup>3</sup>	CPA 325	strict	c <sub>g</sub> = 25 mm.

### Résistance Nominale:

Elle est définie comme la moyenne arithmétique des mesures obtenues pour chaque épreuve diminuée des 8/10 de leur écart quadratique moyen  $s'$ . Les mesures sont faites en général par écrasement en compression axiale d'épreuves cylindriques de béton de 159,6 mm de diamètre (section droite = 200 cm<sup>2</sup>) et de 320 mm de hauteur. La résistance en traction-flexion est en général mesurée sur épreuves prismatiques à section carré de côté 'b', le moment de rupture étant M on a:

$$\sigma'_{28} = 0,6 \frac{6M}{b^3} = 3,6 \frac{M}{b^3}$$

Nous rappelons que pour un nombre "n" de mesures m ( $m_1, m_2, \dots, m_n$ ) la moyenne arithmétique étant  $m_a = \frac{\sum m_i}{n}$ ; l'écart quadratique moyen sera

$$s' = \sqrt{\frac{\sum (m_i - m_a)^2}{n}}$$

d'où  $\sigma_n$ : résistance nominale en compression =  $\sigma'_{28} - \frac{8}{10} s'$

$$\sigma_n = \text{||} \quad \text{||} \quad \text{en traction} = \sigma'_{28} - \frac{8}{10} s'$$

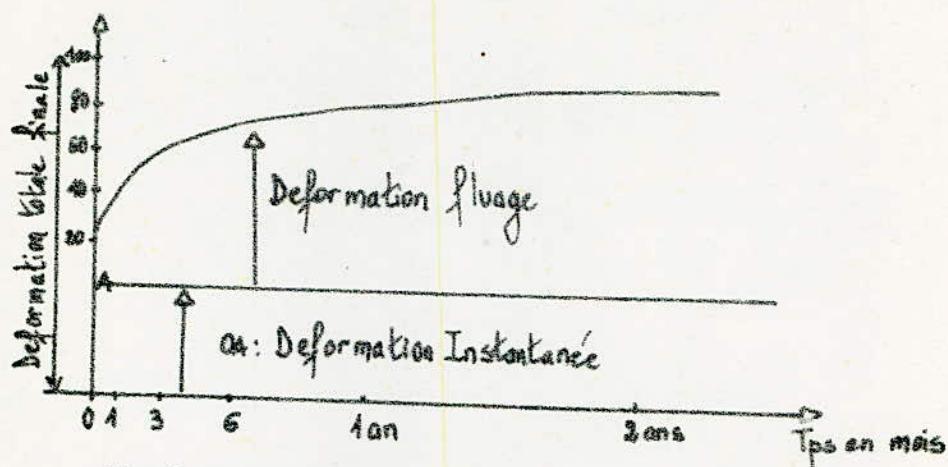
C'est cette résistance dite nominale, calculée à la base des résultats à 28 jours, qui constitue la base technique et contractuelle des justifications de sécurité

Retrait: C'est un phénomène de raccourcissement qui accompagne la prise du ciment, on peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de température entraînant un raccourcissement  $\Delta l$ .

- en moyenne  $\Delta l/l = 3 \cdot 10^{-4}$
- Dans les régions très humides  $\Delta l/l = 2 \cdot 10^{-4}$
- Dans les // // seches  $\Delta l/l = 5 \cdot 10^{-4}$

On peut en première approximation calculer la valeur du retrait à un âge donné d'après la courbe donnée pour le fluage. Le durcissement dans l'eau diminue beaucoup les effets de retrait. C'est pourquoi il convient de tenir les pièces humides en les arrosant pendant leur durcissement (on l'appelle cure du béton qui entraîne en particulier des fissurations prematurées).

Fluage: C'est un phénomène de déformation différenci sous charge fixe indéfiniment appliquée.



### Coefficient d'Elasticité:

Dans le cas de charges instantanées ou rapidement variables (durée d'application inférieure à 24 heures) le module de déformation instantané  $E_i$  est, en bars égal à :

$$E_i = 21.000 \sqrt{f'_j}$$

$f'_j$  représente la résistance à la compression du béton à l'âge de  $j$  jours.  
Sous l'action de charges de longue durée d'application on définit le module de déformation longitudinal  $E_v$ , comme ci-dessous :

$$E_v = 7.000 \sqrt{f'_j}$$

Les valeurs des modules de déformation croissent avec la résistance à la compression du béton, qui augmente avec l'âge. On pourra admettre qu'au-delà de 90 jours  $f'_j = 1,00 f_{28}'$  pour les bétons à base de ciment de la classe 325 et  $f'_j = 1,10 f_{28}'$  pour les bétons à base de ciment de classe supérieure.

Pour notre béton  $f'_{28} = 270$  bars

$$E_i = 21.000 \sqrt{1,2 \times 270} \times 1,00 = 38,556 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_v = 7.000 \sqrt{1,2 \times 270} \times 1,10 = 12,852 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

## Contraintes admissibles utilisées:

### 1. Béton armé:

\* Contrainte de compression admissible: (CCBA 68 Art 9.4)

$$\bar{\sigma}_b' = (\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \epsilon_0) \bar{\sigma}_{28}'$$

avec  $\alpha = 1$  Ciment de classe 325

$\beta = 1$  Contrôle strict.

$\gamma = 1$  granulat  $\phi > 4$  cm.

$\delta = \begin{cases} 0.30 & \text{Compression Simple. (C.S)} \\ 0.60 & \text{flexion Simple. (F.S)} \end{cases}$

$\epsilon = 1$  en compression simple.

$\epsilon$  varie de 0,5 à 1 en flexion simple.

$$\bar{\sigma}_{28}' = 270 \text{ bars pour un dosage de } 350 \text{ kg/m}^3.$$

Ainsi donc:

- en compression simple:  $\bar{\sigma}_b' = \bar{\sigma}_{b_0}' = 0.30 \times 270 = 81 \text{ bars}$

- en flexion simple:  $\bar{\sigma}_b' = 0.60 \times 270 \times \epsilon = \epsilon \times 162 \text{ bars.}$

On exigeira une contrainte de compression en flexion simple

$$\bar{\sigma}_b' \geq 135 \text{ bars.}$$

\* Contrainte de référence de traction: (C.C.B.A 68 Art 9.5)

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

$\alpha, \beta, \gamma$  ont les mêmes valeurs que précédemment et

$$\theta = 0.018 + \frac{2.1}{\bar{\sigma}_{28}} = 0.018 + \frac{2.1}{270} = 0.0255$$

$$\bar{\sigma}_b = 270 \times 0.0255 \simeq 7 \text{ bars.}$$

### 2. Aciers utilisés

\* Contrainte admissible de traction pour les armatures:

$$\bar{\sigma}_a = f_a \bar{\sigma}_{en}$$

$\bar{\sigma}_{en}$  étant la contrainte d'élasticité nominale de l'acier.

$f_a$  étant un coefficient égal à  $2/3$  pour les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre

On utilisera des aciers à haute-adhérence (H.A.)

Classe	$\emptyset \leq 20$	$\emptyset > 20$
$\sigma_{en}$ (bars)	4200	4000
$\sigma_a$ (bars)	2800	2670

La valeur de la Contrainte admissible définie ci-dessus est fonction des caractéristiques mécaniques de l'acier, qu'on peut être amené à utiliser pour une valeur inférieure afin de limiter la fissuration du béton (règles C.C. 61/68 Art 49). La valeur à considérer pour  $\sigma_a$  est alors limitée à la plus grande des valeurs suivantes exprimées en bars.

$$\sigma_1 = k \frac{\pi}{\emptyset} \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 2.4 \sqrt{2 \frac{k \tilde{\sigma}_b}{\emptyset}}$$

avec  $k$ : coefficient dépendant des conséquences de la fissuration.

$k = 1.5 \times 10^6$  si la fissuration est peu visible.

$k = 10^6$  " " " " préjudiciable.

$k = 0.5 \times 10^6$  " " " " très préjudiciable.

$\eta$ : étant un coefficient de fissuration  $\Rightarrow \eta = 1$  pour les ronds lisses  
 $\eta = 1.6$  pour les H.A.

$\emptyset$ : diamètre, en mm, de la plus grosse des barres tendues.

$\tilde{w}_f$ : étant le pourcentage de fissuration défini par  $\tilde{w}_f = \frac{A}{B_f}$   
 où  $A$ : section totale des barres tendues.

$B_f$ : section d'enrobage des barres tendues.

#### \* Contrainte de traction admissible pour les armatures transversales:

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \sigma_{en}$  avec  $\sigma_{en}$ : limite d'élasticité nominale de l'acier constituant les armatures transversales.

$\rho_{at}$ : coefficient ayant les valeurs suivantes si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

$$\rho_{at} = 1 - \frac{2k}{9\tilde{\sigma}_b} \quad \text{si } \rho_{at} > \frac{2}{3}$$

$$\rho_{at} = \frac{2}{3} \quad \text{dans le cas contraire.}$$

Pour pouvoir utiliser ce type d'armatures, il faut que la contrainte de cisaillement  $\tau_b$  soit inférieure aux valeurs suivantes:

$$\tau_b \leq 3.5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}_b' < \bar{\sigma}_{b0}'$$

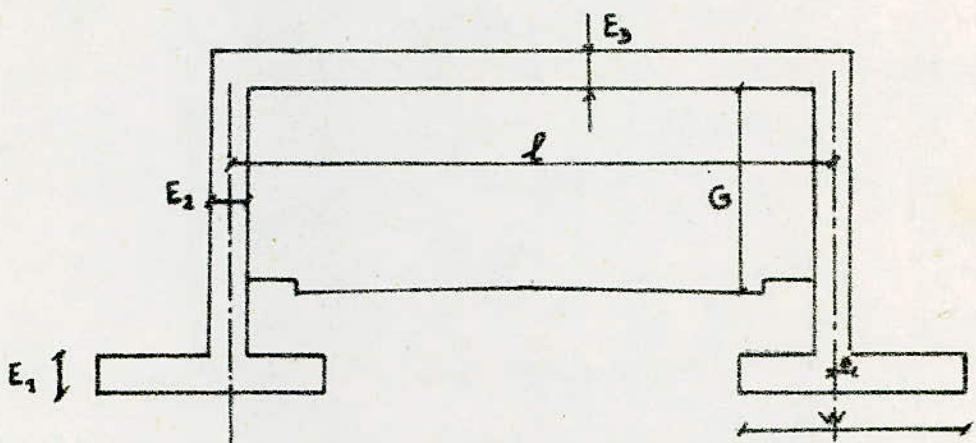
$$\tau_b \leq \left(4.5 - \frac{6k}{\bar{\sigma}_{b0}'}\right) \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}_{b0}' < \bar{\sigma}_b' \leq 2 \bar{\sigma}_{b0}'$$

## ch\_3

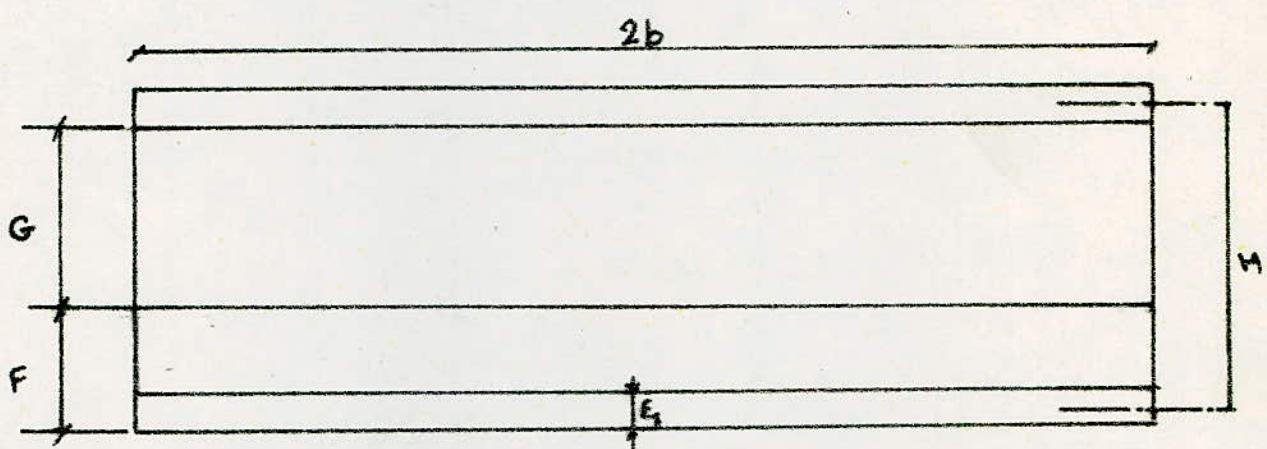
# dimensionnement

1. traverse et piedroit
2. semelles
3. définition de la structure adoptée pour les calculs

## COUPE LONGITUDINALE



## COUPE TRANSVERSALE



## Dimensionnement:

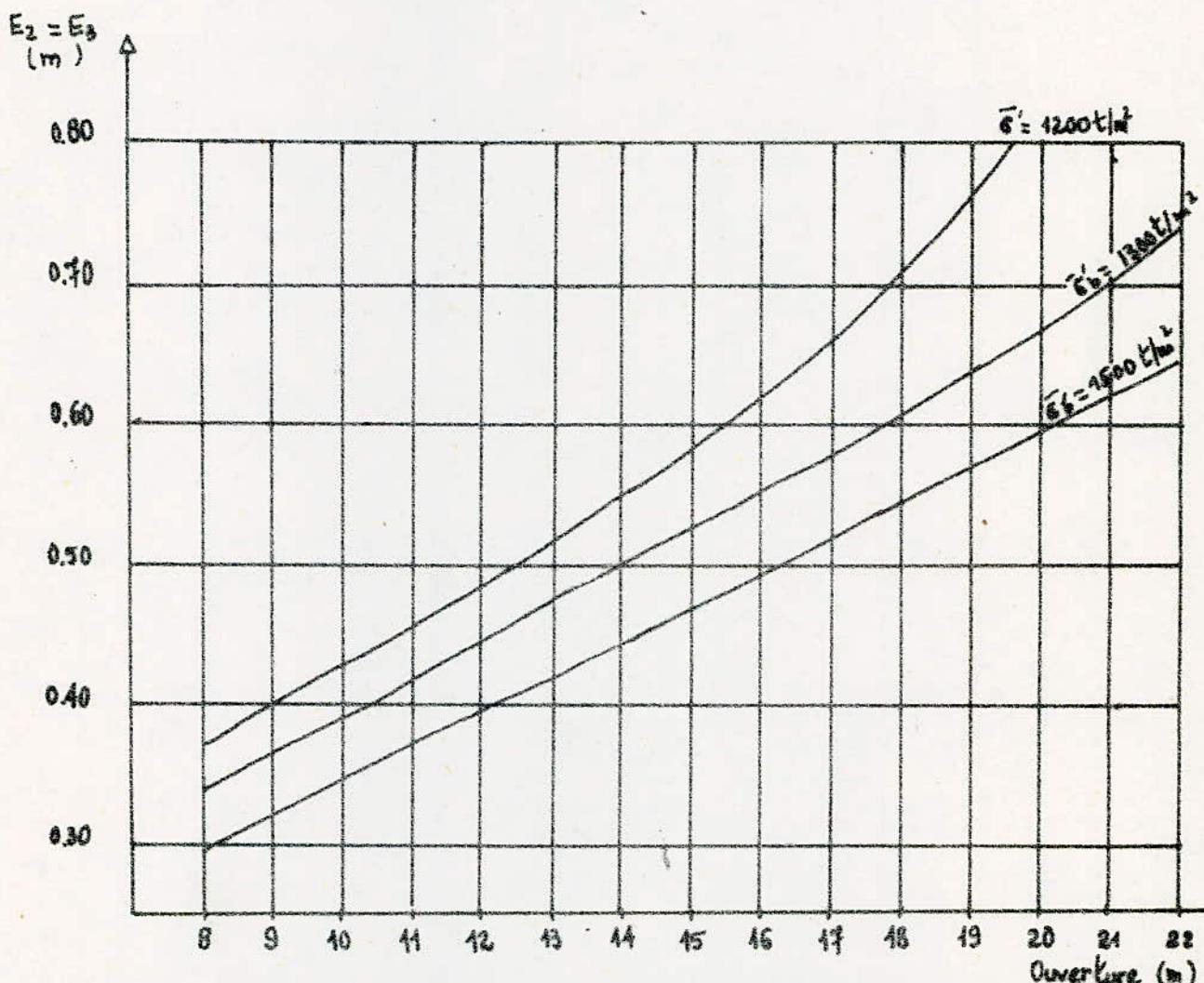
### Traverse et Piedroit:

L'abaque ci-dessous donne les épaisseurs droites des piedroits et de la traverse en fonction de l'ouverture (il a été établi pour 3 valeurs de  $\bar{\sigma}_b^c$ , contrainte de compression admissible du béton travaillant en flexion) et dans l'hypothèse d'une section ferme à l'optimum.

Domaine d'utilisation de l'abaque:

- Portique fondé sur semelles ou articulé ou encastré.
- Hauteur libre inférieure à l'ouverture.
- Ouvrage sans rebord sur la traverse supérieure.

Nota: 1/ pour les ouvertures considérées on a généralement  $E_2 = E_3$ .  
 2/ La contrainte admissible  $\bar{\sigma}_b^c = 1500 \text{ t/m}^2$  doit être considérée comme un maximum dans les conditions économiques actuelles.



Pour notre ouvrage avec une contrainte admissible de compression en flexion simple du béton  $\bar{\sigma}_b^c = 1350 \text{ t/m}^2$  et une ouverture de 19 m, on trouve une épaisseur  $E_2 = E_3 = 0.62 \text{ m}$ .

On gardera pour nos calculs

$$\underline{E_2 = E_3 = 0.65 \text{ m.}}$$

### Semelles:

Les abaques ci-après ont été établis pour des valeurs de la pression admissible PREMAX sur le sol de fondation comprise entre  $20 \text{ t/m}^2$  et  $45 \text{ t/m}^2$  et des valeurs de fiche F variant de  $1.5 \text{ m}$  à  $4 \text{ m}$ .

### Domaine d'Utilisation

- Ouverture 8 à 22m.
- Gabarit dégagé standard pour R.I (4 à 5m)
- Pas de remblai sur la traverse.
- Poids spécifique du remblai derrière les piedroits  $1,8 \text{ t/m}^3$  à  $25 \text{ t/m}^3$
- Coefficients de poussée : 0,25... et 0,50 ont été retenus pour réaliser les abaques.
- $\Delta$  négatif (cas normal) correspond à une semelle excentrée vers l'extérieur par rapport au piedroit.

### Epaisseur de la Semelle:

Elle sera prise égale à 60 cm lorsque  $E_2$  (épaisseur du piedroit) sera  $\leq 60 \text{ cm}$  et égale à  $E_2$  lorsque  $E_2 > 60 \text{ cm}$ .

### Présentation des abaques:

L'abaque du haut donne la largeur de la semelle en fonction de la pression admissible sur le sol et celui du bas l'excentrement de la semelle pour la même variable. Du fait que certains paramètres autres que ceux retenus interviennent sur le dimensionnement de la semelle. (Ex: E.Sol) Nous avons découpé l'abaque en zones à degré de Confiance Variable:

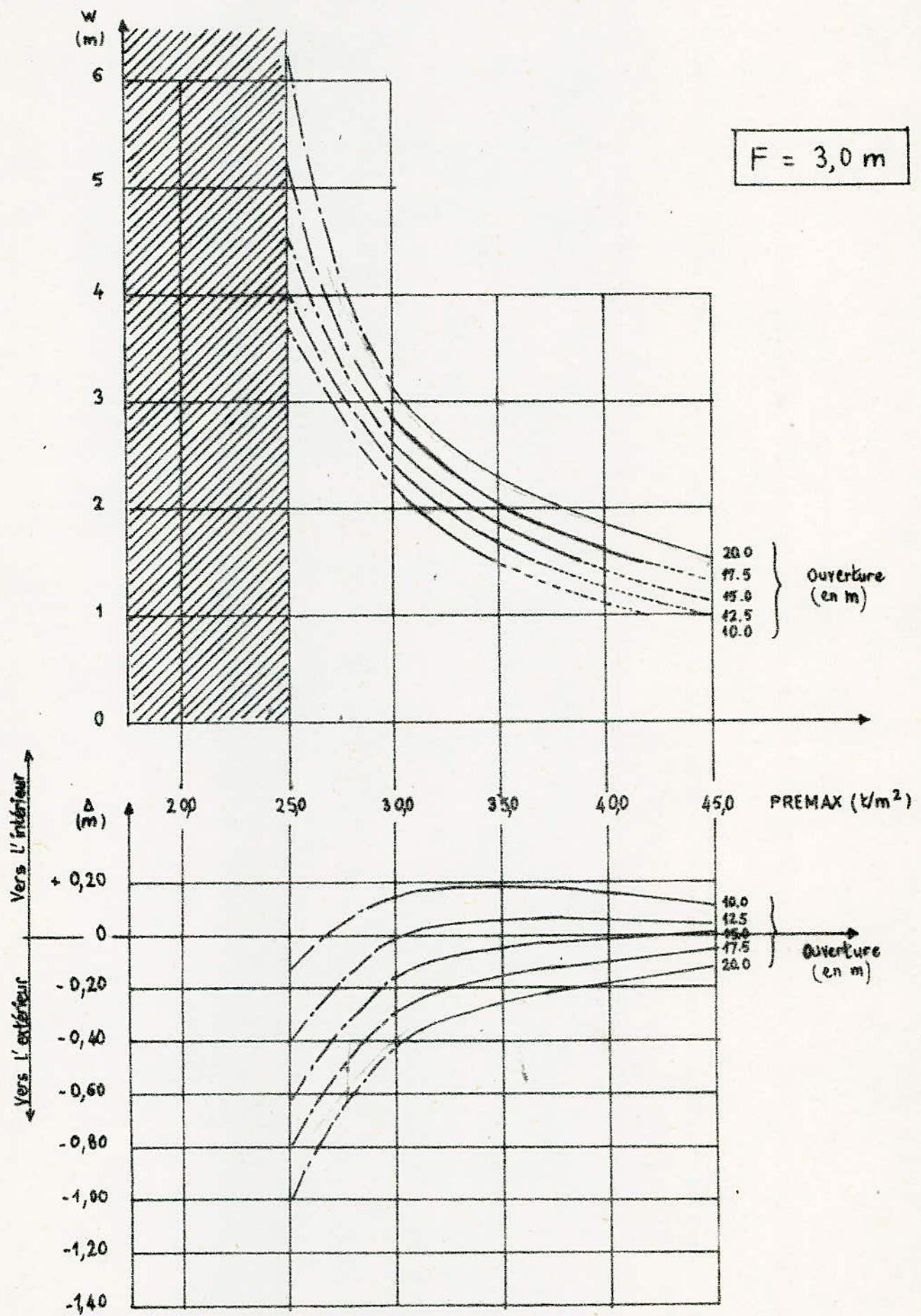
- a- Zone hachurée en noir: le dimensionnement de la semelle ne peut être donné à priori par abaque. Toute extrapolation des courbes dans cette zone serait donc illusoire.
- b- Zone des courbes en trait noir discontinu: l'abaque peut être utilisé, mais suivant la valeur de certains paramètres.
- c- Zone des courbes en trait noir continu: c'est le domaine normal d'emploi de la structure.
- d- lorsque la largeur de la semelle atteint des valeurs inférieures à 1,5m il est nécessaire de porter son attention sur la stabilité des piedroits lorsque la traverse n'est pas réalisée (Zone de pointillé des courbes) Dans ce cas il faudra diminuer la pression admissible de calcul PREMAX pour obtenir une semelle d'environ 1,5m.

Notre Ouvrage répond à toutes les conditions du domaine d'utilisation des abaques. On a une fiche de 3m, une ouverture de 19m, et comme contrainte sur le sol on se limitera entre 2,5 et 3 bars.

Résultats : - largeur droite de la Semelle  $3 \leq W \leq 4$ .

On fera les calculs avec  $W = 3,5 \text{ m}$ .

- Excentricité  $\Delta = -0,60 \text{ m}$



### Définition de la Structure adaptée pour le Calcul

Le calcul sera fait pour un portique droit, partiellement encastré sur ses appuis, ses caractéristiques sont les suivantes:

- Portée ( $l = 19m$ ): entre plans moyens des piedroits, origine des abscisses en A, sens positif vers B.
- Hauteur ( $h = 7,85m$ ): entre plans moyens de la traverse et des semelles
- Largeur ( $2b = 25m$ )

Semelles: \* Largeur  $W = 3,50m$ .

\* Excentrement  $\Delta = -0,60m$  (compté positivement si le centre de la semelle est à l'intérieur du portique, négativement dans le sens contraire)

$$\delta = \frac{\Delta}{l} = -\frac{0,60}{19} = -0,03$$

Modulus d'Élasticité du béton:

Sous charge de longue durée d'application  
 $E_b = 12.852 \times 10^9 \text{ kg/cm}^2$ .

- du Terrain

Sous charge de longue durée d'application, il est calculé par la formule suivante:

$$E_{sol} (t/m^2) = 4 \times K (t/m^2) \times R (m) \quad \text{avec:}$$

$$K = \frac{E_p}{4 \alpha R_0} \left\{ \frac{2R + 0,3}{4R} \right\}^2 \quad (t/m^2)$$

$E_p$ : module pressiométrique moyen de la couche portante.

$R_0$ : rayon de référence égal à 0,16 m.

$\alpha$ : coefficient de structure du sol.

- sable et gravier  $\alpha = \frac{1}{3}$
- liasons, argiles sableuses  $\alpha = \frac{1}{2}$  et sables argileux
- Argiles normalement consolidées  $\alpha = \frac{2}{3}$
- Terres surconsolidées  $\alpha = 1$

On prendra une valeur de  $E_{sol}$  intermédiaire entre celle des argiles normalement consolidées et des sables et graviers

AN.  $E_p = 2380 t/m^2$

$$K = \frac{2380 \times 3}{4 \times 0,16} \left( \frac{3,5 + 0,3}{4 \times 3,5} \right)^2 = 3287,67 \text{ t/m}^3$$

$$E_{sol} = 4 \times 3287,67 \times \frac{3,5}{2} = \underline{23013,69 \text{ t/m}^2}$$

$$K = \frac{2380 \times 3}{4 \times 0,16 \times 2} \left[ \frac{3,5 + 0,3}{2 \times 3,5} \right]^2 = 1643,84 \text{ t/m}^3$$

$$E_{sol} = 4 \times 1643,84 \times \frac{3,5}{2} = 11506,88 \text{ t/m}^3$$

On gardera pour la suite des calculs  $E_{sol} = 17000 \text{ t/m}^3$

Coefficients:

$$k = \left( \frac{e_3}{e_2} \right)^3 \times \frac{h}{l}$$

$$k' = 12 \frac{E}{E_{sol}} \times \frac{\bar{e}_3^3}{l w^2}$$

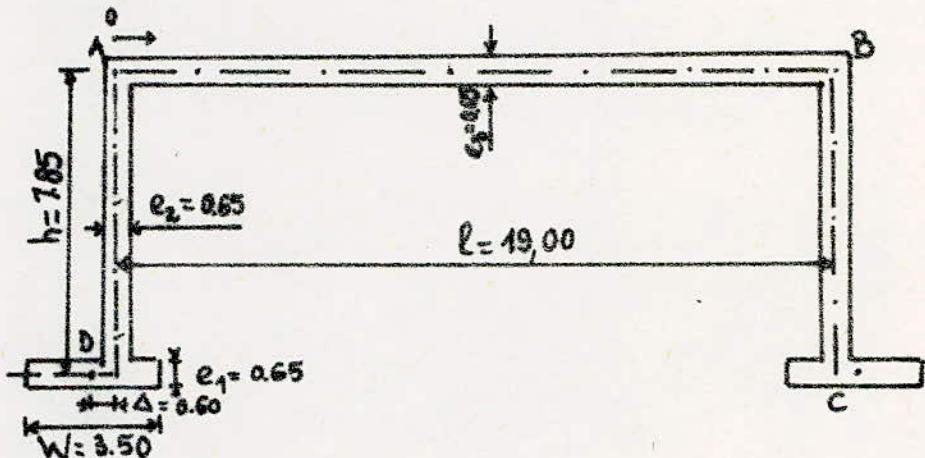
Note:

1. Cas d'un poutre parfaitement encastré sur ses appuis :  $k' = 0$
2. Cas d'un poutre articulé sur ses appuis :  $S = 0$  et  $k' \rightarrow \infty$

AN:

$$k = \left( \frac{0,65}{0,65} \right)^3 \times \frac{1,85}{19} = 0,41$$

$$k' = 12 \times \frac{20852 \times 10^4}{17000} \times \frac{(0,65)^3}{19 (3,5)^2} = 107.$$



# ch\_4

## charges et surcharges

1. charges permanentes

2. surcharges sur la chaussee

- A<sub>f</sub>
- B
- surcharges militaires
- ... exceptionnelles
- ... du trottoir
- effort de freinage

3. coefficient de majoration dynamique

## Charges permanentes et Surcharges

### A. Charges permanentes:

#### \* Ossature resistante

$$\text{dalle : } 2,5 \times 0,65 \times 25 \times 19 = 771,875 \text{ t}$$

#### \* Superstructure

Revêtement:	$2,2 \times 0,04 \times 23 \times 19 =$	67,298 t
- Chape d'Etanchéité:	$2,2 \times 0,02 \times 23 \times 19 =$	9,614 t
- Garde Corps :	$2 \times 0,024 \times 19 =$	0,912 t
- Gliissière de Sécurité:	$2 \times 0,050 \times 19 =$	1,900 t
- Corniches :	$19 \times 2 \times 2,5 \times 0,30 \times 0,15 =$	12,825 t
- Bordure Granit:	$2 \times 2,5 \times 0,15 \times 0,20 \times 19 =$	2,85 t
- - - - - Trottair:	$2 \times 2,5 \times 0,20 \times 0,05 \times 19 =$	1,025 t
- Jardette Trottair:	$2 \times 2,5 \times 0,75 \times 0,10 \times 19 =$	7,125 t

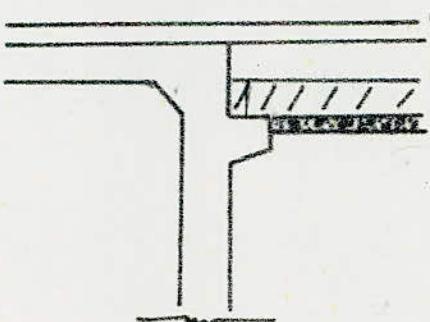
$$- \text{Sable : } 1,6 \times 9,70 \times 0,10 \times 2 \times 19 = 4,856 \text{ t}$$

$$\text{Total: } 880,035 \text{ t}$$

Charge par "m<sup>2</sup>" de dalle  $Q_p = 1,85 \text{ t/m}^2$ .

#### \* Dalle de Transition:

La chaussée étant étroite, la dalle sera profonde et elle supportera les diverses couches de la chaussée.



- ① Couche de revêtement  $\epsilon = 0,08 \text{ m}$ .
- ② Corps de chaussée  $\approx 0,65 \text{ m}$ .
- ③ dalle de Transition  $\approx 0,70 \text{ m}$ .
- ④ béton de propreté  $\approx 0,10 \text{ m}$ .

dalle :	$2,5 \times 0,70 \times 25 \times 4,5 =$	84,375 t
- Beton de propreté :	$2,5 \times 0,10 \times 25 \times 4,5 =$	28,125 t
- Corps de chaussée :	$2 \times 0,65 \times 25 \times 4,5 =$	146,25 t
- Couche de revêtement :	$2,2 \times 0,08 \times 25 \times 4,5 =$	19,8 t

$$\text{Total: } 278,55 \text{ t.}$$

\* Charge par "ml" de largeur  $Q_{DT} = 21,142 \text{ t/ml}$ .

\* Réaction revenant au piedroit:  $R = \frac{Q_{DT}}{2} = 5,571 \text{ t/ml}$ .

### b. Surcharges sur la chaussée:

1. Système de Surcharges A: (Art 4 C.H.II C.P.C)  
 - C'est une charge uniformément répartie en  $\text{kg/m}^2$  donnée par la formule suivante:
- $$A = k \cdot A(l) \cdot \frac{l_0}{l_v}$$
- ou:
- $$A = a_1 \cdot A(l) \cdot a_2$$

formule dans laquelle:

$l_v$ : étant le largeur d'une voie

$a_1$ : ayant les valeurs suivantes en fonction de la classe du pont.

3,5 m pour les ponts de 1<sup>ère</sup> classe.

3,0 m pour les ponts de 2<sup>ème</sup> classe.

2,75 m pour les ponts de 3<sup>ème</sup> classe.

$a_2$  ou  $k$ : coefficient donné par le tableau suivant:

Nbre de voies chargées	1	2	3	4	$\geq 5$
Classe du pont	1 <sup>ère</sup> 2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>	1 1 0,9	1 0,9 0,8	0,9 0,75 0,7	

Expression de  $A(l)$ : Elle est donnée en  $\text{kg/m}^2$ .

$$A(l) = 230 + \frac{36.000}{L + 12}$$

$L$ : longueur surchargé donné par la ligne d'influence.

2. Système de Surcharges B: (Art 5 C.P.C)

Le système de surcharges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément du pont.

- Le système  $B_c$  se compose de camions types.
- Le  $B_r$  se compose d'une roue isolée.
- Le  $B_t$  se compose de groupe de deux essieux appelés essieux tandem.

$B_c$  et  $B_r$  s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe,  $B_t$  ne s'applique qu'aux ponts de 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> classe.

Note: On ne fera les calculs qu'avec  $B_c$  et  $B_t$  car ce sont les plus défavorables.

### \* Système Bc :

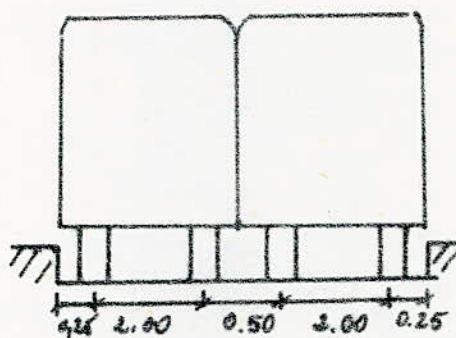
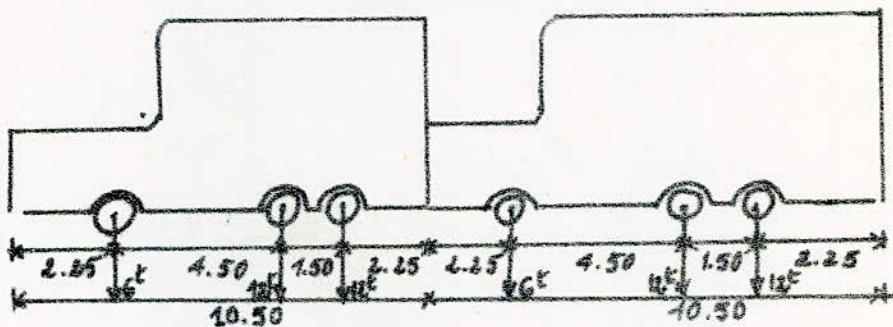
On dispose sur le chaussé autant de convois de camions que de voies de circulation.

Dans le sens longitudinal le nombre de camions par file est limité à deux.

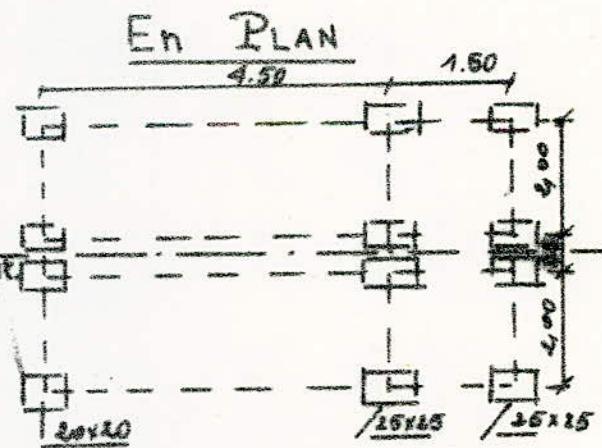
La distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus favorable. Les camions homologues des diverses files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens. Les charges  $B_c$  doivent être pondérées par le coefficient  $b_c$  donné par le tableau ci-dessous.

Nbre de Voies Considérées	1	2	3	4	7,5
Classe du pont	1,2	1,10	0,95	0,80	0,70
	2	1	1		
	3	1	0,90		

### LONGITUDINALEMENT.



### TRANSVERSALEMENT



### \* Système Bt :

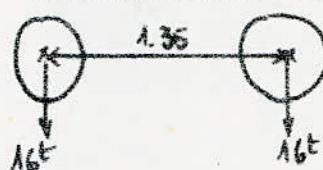
Un Tandem du système Bt Comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et dont les caractéristiques sont :

- Masse portée par chaque essieu: 16t.
  - distance des 2 essieux : 1,35 m.
  - distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu: 2m.
  - Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3m de large.
- Transversalement pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems, au plus sont placés le front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent peuvent être contigües ou séparées de façon à produire l'effet le plus défavorable.
- Les charges  $B_t$  sont pondérées par le coefficient  $b_t$

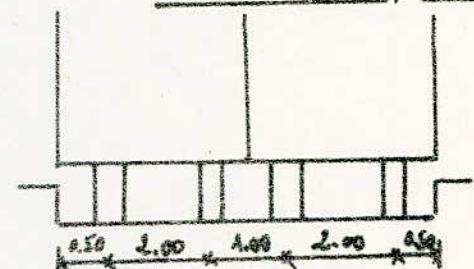
$b_t = 1$  pour un pont de 1<sup>re</sup> Classe.

$b_t = 0,9$  " " " 2<sup>me</sup> Classe.

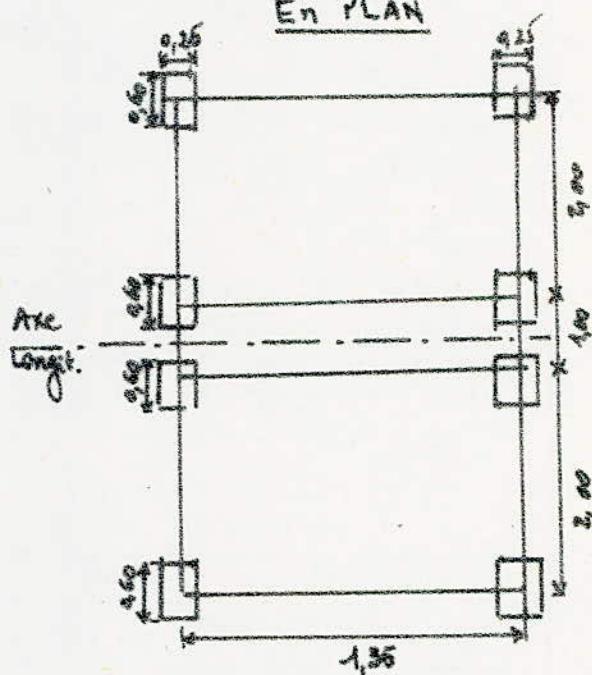
#### LONGITUDINALEMENT.



#### TRANSVERSEMENT.



#### En PLAN



### 3. Surcharges Militaires: (Art 9 page 41 C. P. C)

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation des convois militaires, les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules militaires du type M30 et M40.

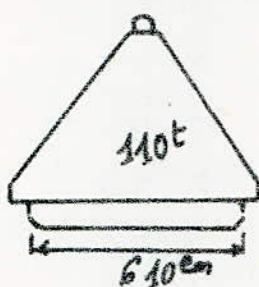
Chaque classe se compose de deux systèmes distincts M<sub>c</sub> et M<sub>cc</sub>, dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément du pont, chaque système étant exclusif de toute autre surcharge routière.

les effets du système M<sub>120</sub> étant plus défavorables que les effets du système M<sub>80</sub>, donc on ne considérera que le M<sub>120</sub>.

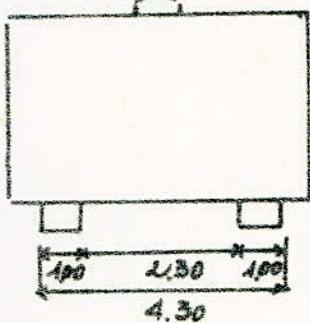
\* M<sub>120</sub>: il se compose de véhicules à chenilles dont les caractéristiques sont les suivantes:

Surface d'impact d'une chenille est un rectangle uniformément chargé d'intensité 55 t / (6,10 x 1 m)

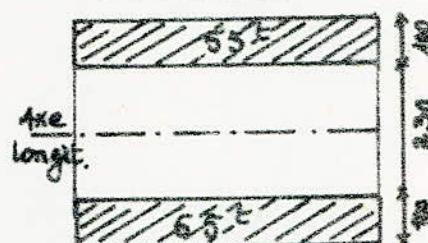
#### LONGITUDINALEMENT



#### TRANSVERSEMENT.



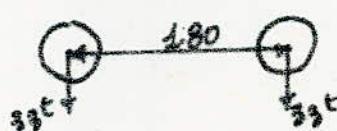
Vue en PLAN



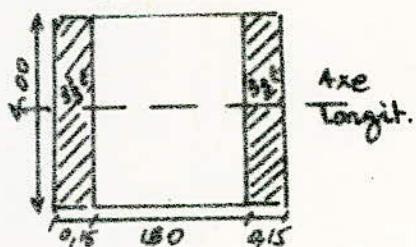
\* M<sub>120</sub>: il se compose de deux essieux dont les caractéristiques sont les suivantes:

Chaque essieu est assimilé à un rouleau dont la surface d'impact est un rectangle uniformément chargé d'intensité 33 t / (0,18 x 4 m)

#### LONGITUDINALEMENT



#### EN PLAN



#### 1. Surcharges Exceptionnelles : (Surcharges de Travaux publics)

On a affaire à 2 types lourds, l'un est le type E l'autre D. Elles sont appliquées dans les itinéraires classés.

Les caractéristiques de E sont les suivantes:

Une remorque de 360t reparties sur une Surface de 18,60 x 5,40 m. Elle est plus défavorable que le type D.

### 5. Surcharges Générales (sur les trottoirs) [Art 11 C.P.C]

On applique sur les trottoirs  $150 \text{ kg/m}^2$  de façon à obtenir l'effet le plus défavorable.

Dans le cas de 2 trottoirs, l'effet le plus défavorable pourra être obtenu en surchargeant seulement un trottoir.

### 6. Effort de Freinage

La force de freinage étant contre-traitée de part et d'autre par la chaussée, c'est cette dernière qui absorbe directement la plus grande partie de l'effort. On pourra donc négliger l'effort de freinage.

### CALCUL des Coefficients de majoration dynamique:

Les charges du système B et les surcharges militaires sont frappées de majorations dynamiques.

Le coefficient de majoration applicable à  $B_c$  et  $B_t$  sera le maximum entre celui de  $B_c$  et  $B_t$ , ainsi que pour  $M_{c10}$  et  $M_{t10}$ , on gardera le maximum des deux.

Expression du coefficient:

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

#### \* Pour $B_c$ et $B_t$

L: portée de la dalle.

P: poids propre total du tablier.

S: Surcharge maximale qu'on peut appliquer sur la largeur L conformément à la classe du pont et au nombre de voies surchargées [ $B_c$ ;  $B_t \times b_t$ ]

$B_c$ : - Longitudinalement : 6 essieux ... 60t  
- Transversalement : 4 caisses ... 240t

$$b_c = 0,80 \quad (\text{pont de 1ère classe } N=4)$$

$$S = 0,80 \times 240 = 192 \text{ t}$$

$$L = 19 \text{ m}$$

$$P = 1,85 \times 25 \times 19 = 878.75 \text{ t}$$

$$S = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 19} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{878.75}{192}} = 1.114$$

$B_t$ :  $b_t = 1$        $S = 1 \times 2 \times 32$        $\left\{ \begin{array}{l} \text{LONGITUDINALEMENT: 2 Essieux... 32t} \\ \text{TRANSVERSALEMENT: 2 Caisses... 64t} \end{array} \right.$

$$S = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 19} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{64}{878.75}} = 1.094$$

M<sub>c120</sub>:  $S = 110^t$

$$S = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 19} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{878.75}{110}} = 1.101$$

M<sub>e120</sub>:  $S = 66^t$

$$S = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 19} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{878.75}{66}} = 1.094$$

Coefficients retenus pour les calculs:

- $S = 1.114$  pour le système B.
- $S = 1.101$  pour le système militaire.

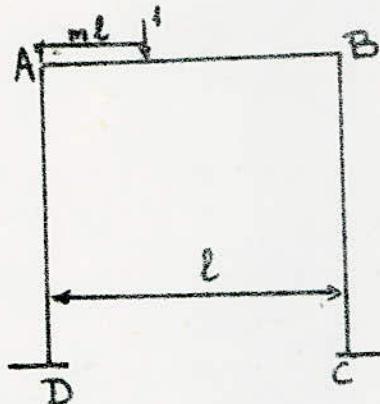
## ch\_5

# determination des efforts dans le sens longitudinal

1. expressions et allures des lignes d'influence
2. moments dûs au poids propre et charges permanentes
3. ... ... aux surcharges routières

## Efforts dans le sens Longitudinal:

I. Expressions des Ordonnées des Lignes d'influence des moments fléchissants; relatives aux sections A, B, C, D (pour des charges sur la traverse)



posons:

$$N_1 = (2k+3)(2k+k') - k^2$$

$$N_2 = 6k + k' + 1 - 2k's$$

$$\frac{AN}{N_1} = \frac{(2 \times 0,41 + 3)(2 \times 0,41 + 1,07) - 0,41^2}{2 \times N_1} = 7,05.$$

$$N_2 = 6 \times 0,41 + 1,07 + 1 + 2 \times 1,07 \times 0,03 = 9,59.$$

a. Moment à la base du portique en C:

$$M_C = +l \left[ \frac{3km(1-m)}{2N_1} - \frac{(2k+3)k's}{2N_1} + \frac{(1-2m)[k's + m(1-m)]}{2N_2} \right]$$

$$m=0 \quad M_C = +19 \left[ + \frac{(2 \times 0,41 + 3) \times 1,07 \times 0,03}{2 \times 7,05} - \frac{1,07 \times 0,03}{2 \times 9,59} \right] = 0,10$$

$$m=0,25 \quad M_C = +19 \left[ \frac{3 \times 0,41 \times 0,25 \times 0,75}{2 \times 7,05} + \frac{(2 \times 0,41 + 3) \times 1,07 \times 0,03}{2 \times 7,05} + \frac{(1-0,25)[1,07 \times 0,03 + 0,25(1-0,25)]}{2 \times 9,59} \right]$$

$$M_C = 0,64.$$

$$m=0,5 \quad M_C = +19 \left[ \frac{3 \times 0,41 \times 0,5^2}{2 \times 7,05} + \frac{(2 \times 0,41 + 3) \times 1,07 \times 0,03}{2 \times 7,05} \right] = 0,58$$

$$m=0,75 \quad M_C = +19 \left[ \frac{3 \times 0,41 \times 0,75 \times 0,25}{2 \times 7,05} + \frac{(2 \times 0,41 + 3) \times 1,07 \times 0,03}{2 \times 7,05} + \frac{(1-0,75)[1,07 \times 0,03 + 0,75(1-0,75)]}{2 \times 9,59} \right]$$

$$M_C = 0,31.$$

$$m=1 \quad M_C = +19 \left[ \frac{3(2k+k')m(1-m)}{2N_1} - \frac{k'k's}{2N_1} + \frac{1,07 \times 0,03}{2 \times 9,59} \right] = 0,23$$

b. Moment sur la traverse en A:

$$M_A = -l \left[ \frac{3(2k+k')m(1-m)}{2N_1} - \frac{k'k's}{2N_1} + \frac{(1-2m)[k's + m(1-m)]}{2N_2} \right]$$

On fera varier  $m$  entre 0 et 1 (ou  $m$  pour  $M_C$ ) et on trace ainsi la ligne d'influence (Voir papier millimètre)

Remarque: Vue la symétrie du portique et pour un chargement symétrique, on obtient les mêmes résultats aussi bien pour  $M_A$  et  $M_B$  que pour  $M_C$  et  $M_D$  c.c.d.

$$M_{m=0}^A = M_{m=1}^B ; M_{m=0,25}^A = M_{0,25}^B ; M_{0,5}^A = M_{0,5}^B .$$

### Convention de Signe

Les moments fléchissants sont comptés positivement s'ils tendent la face intérieure du portique.

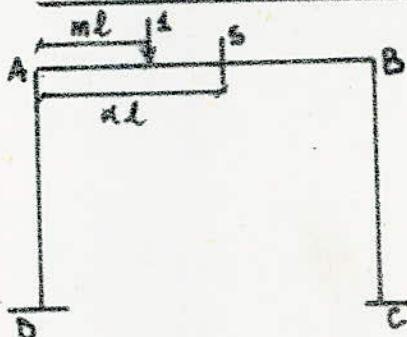
Les charges appliquées sont comptées positivement si elles agissent sur les faces extérieures du portique.

### Tableau des Ordonnées des lignes d'influence.

$\frac{m}{M}$	0.00	0.25	0.5	0.75	1
$M_A$	+ 0.05	- 1,61	- 1,93	- 1,29	- 0,08
$M_B$	- 0,08	- 1,29	- 1,93	- 1,61	+ 0.05
$M_C$	+ 0.10	+ 0.64	+ 0.58	+ 0.31	+ 0.23
$M_D$	+ 0.23	+ 0.31	+ 0.58	+ 0.64	+ 0.10

On tracerai les lignes d'influence et on cherchera la position du convoi qui nous donnera le moment maximum et celle qui nous donnera le moment minimum et cela pour les différentes surcharges à savoir : A, Bt, Bc, Mc120, Mc100, E (charge exceptionnelle) et trottoir (150 kg/m²)

### c. Section dans la traverse:



Moment fléchissant produit dans une section S d'abscisse  $\alpha l$ , par une charge unitaire située à l'abscisse  $m l$ .

1. Charge située entre A et S :

$$M_S = l m (1-\alpha) + M_A (1-\alpha) + M_B \alpha .$$

2. Charge située entre B et S :

$$M_S = l (1-\alpha) \alpha + M_B (1-\alpha) + M_D \alpha .$$

La section qui nous intéresse étant celle du milieu donc  $\alpha = 0.5$ .

AN:

$$m=0 \quad \begin{cases} M_A = 4,87 \times 10^{-2} \\ M_B = -0,08 \\ M_S = 19 \times 0,5 \times (1-0,5) + 4,87 \times 10^{-2} \times 0,5 - 0,08 \times 0,5 = -0,16 \times 10^{-2} \end{cases}$$

$$m=0,25 \quad \begin{cases} M_A = -1,61 \\ M_B = -1,29 \\ M_S = 19 \times 0,25 \times 0,5 - (1,61 + 1,29) \times 0,5 = +9,25 \times 10^{-2} \end{cases}$$

$$m=0,5 \quad \begin{cases} M_A = -1,93 \\ M_B = -1,93 \\ M_S = 19 \times 0,5^2 - (1,93 + 1,93) \times 0,5 = +28,2 \times 10^{-2} \end{cases}$$

$$m=0,75 \quad \begin{cases} M_A = -1,29 \\ M_B = -1,61 \\ M_S = 19 \times (1-0,75) \times 0,5 - (1,29 + 1,61) \times 0,5 = +9,25 \times 10^{-2} \end{cases}$$

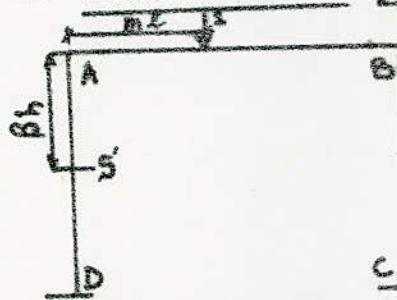
$$m=1 \quad \begin{cases} M_A = -0,08 \\ M_B = 4,87 \times 10^{-2} \\ M_S = 19 \times (1-1) \times 0,5 + (-0,08 + 4,87 \times 10^{-2}) \times 0,5 = -0,16 \times 10^{-2} \end{cases}$$

Tableau Récapitulatif

m	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
M <sub>S</sub>	-0,16x10 <sup>-2</sup>	+9,25x10 <sup>-2</sup>	+28,2x10 <sup>-2</sup>	+9,25x10 <sup>-2</sup>	-0,16x10 <sup>-2</sup>

pour le tracé de la ligne d'influence (voir papier millimétré)

d. Section dans les piedroits:



La ligne d'influence du moment fléchissant dans la section  $S$  située à la profondeur  $p$  h Comptée positivement à partir de A, par une charge unitaire se déplaçant sur la traverse, est donnée par l'expression  $M'_S = M_A (1-p) + M_B p$ .

On ne fera les calculs que pour la section du milieu  $p=0,5$  et la section  $p=0,61$ .

m	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
M <sub>A</sub>	+4,87x10 <sup>-2</sup>	-1,61	-1,93	-1,29	-0,08
M <sub>B</sub>	+0,23	+0,31	+0,58	+0,64	+0,10
M <sub>S'</sub>	+0,14	-0,65	-0,68	-0,33	+0,01
M <sub>B+M_A</sub>	+0,159	-0,439	-0,400	-0,113	+0,03

## II. Calcul des moments sous l'effet des surcharges:

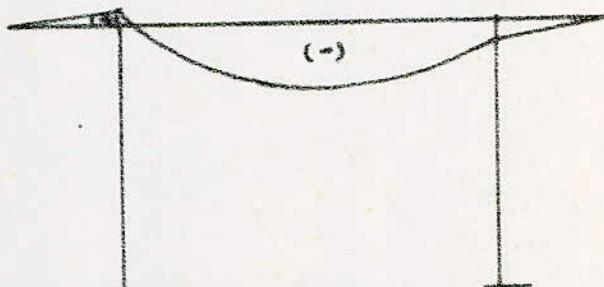
### A. Moment $M_A$

#### 1. Sous la Surcharge A(l):

Vue l'allure de la ligne d'influence on aura 2 surfaces à calculer la première nous donnera le moment positif et la deuxième le moment négatif.

Les surfaces seront calculées par la méthode de Simpson (Intégration parabolique).

L'effet de la surcharge A sur les dalles de transition n'est pris en compte que si il est plus défavorable que celui obtenu sur la traverse seule.



$$S_1 = 25$$

$$S_2 = 25,18$$

$$S^+ = 0,113$$

\* En surchargeant la traverse uniquement. ( $L = 19 \text{ m}$ )

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{19+12} \approx 1391,3 \text{ kg/m}^2 \approx 1,4 \text{ t/m}^2.$$

$$M_1^+ = A(l) \times S_1^- = 1,4 \times 25 = 35 \text{ t.m.}$$

\* En surchargeant la traverse et une dalle de transition  $L = 23,5 \text{ m}$ .

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{23,5+12} = 1244 \text{ kg/m}^2 \approx 1,2 \text{ t/m}^2.$$

$$M_2^+ = A(l) \times S_2^- = 1,2 \times 25,18 = 30,32 \text{ t.m.}$$

\* En surchargeant la dalle de transition:  $L = 4,5 \text{ m}$ .

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{4,5+12} = 2411,82 \text{ kg/m}^2 \approx 2,41 \text{ t/m}^2.$$

$$M^+ = A(l) \times S^+ = 2,41 \times 0,113 = 0,27 \text{ t.m.}$$

Conclusion:

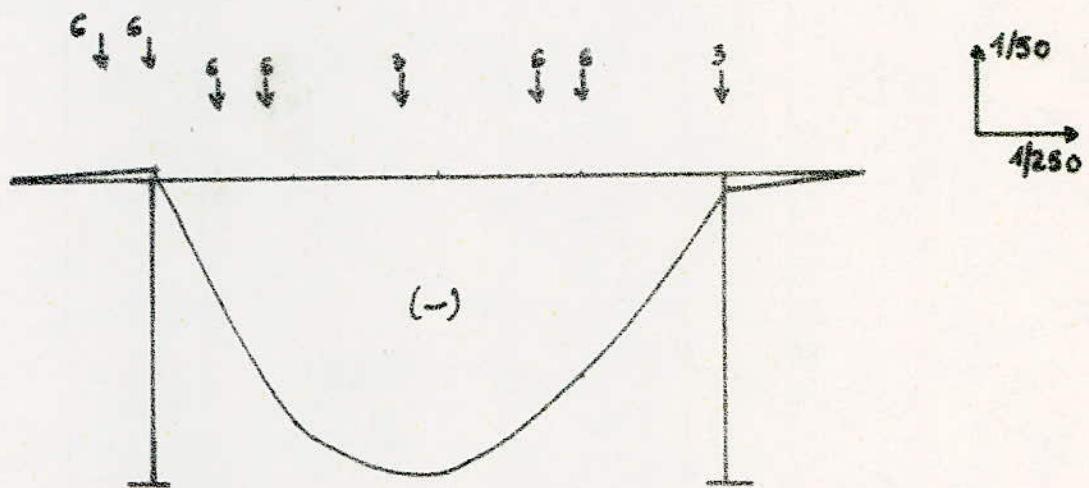
$$\begin{cases} M^- = 35 \text{ t.m.} \\ M^+ = 0,27 \text{ t.m.} \end{cases}$$

#### 2. Sous la Surcharge du trottoir $150 \text{ kg/m}^2$ :

$$\begin{cases} M^- = 25 \times 0,15 \approx 3,75 \\ M^+ \approx 0 \end{cases}$$

### 3. Sous la Surcharge Bc:

La chaussée comporte 4 voies de circulation, donc on pourra placer 4 convois et 2 camions chacun qui ont une portée de 11,5 m. Le problème revient à rechercher la position la plus défavorable pour ces convois, on déplacera les 2 camions de façon à obtenir  $(\sum P_i y_i)$  maximum,  $P_i$  étant le poids de la roue,  $y_i$  l'ordonnée correspondante sur la ligne d'influence.



$$M^- = \sum P_i y_i = 10^{-1} \times 2 [6(12,5 + 15,4 + 14,75 + 10,9) + 3(48 + 139)]$$

$$M_{\max}^- = \underline{76,38 \text{ t.m.}}$$

$$M^+ = \sum P_i y_i = 10^{-1} (0,5 + 0,33) \times 10^{-1} = 0,896 \approx \underline{1 \text{ t.m.}}$$

### 4. Sous la Surcharge Bt:

On ne placera que 2 tandems de front transversalement car c'est le maximum prévu par le règlement et longitudinalement un seul. Pour  $M_{\max}^+$ , les 2 rives du tandem occuperont le milieu de la portée et elles seront distantes de 1,35 m. Pour  $M_{\max}^-$ , la première rive sera placée sur le piedroit et la 2<sup>e</sup> à 1,35 m plus loin.

$$M_{\max}^+ = \sum P_i y_i = 2 \times 8 \times 10^{-1} (19,4 + 19,30) = \underline{61,92 \text{ t.m.}}$$

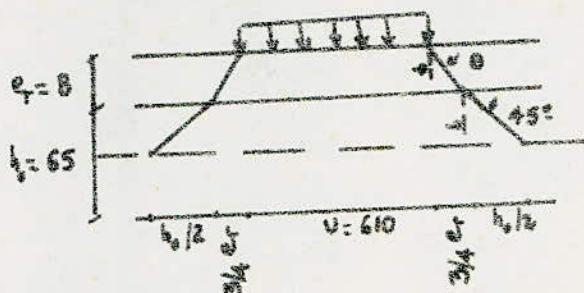
$$M_{\max}^- = \sum P_i y_i = 2 \times 8 \times 10^{-1} (0,5 + 0,35) = \underline{1,36 \text{ t.m.}}$$

### 5. Surcharges militaires:

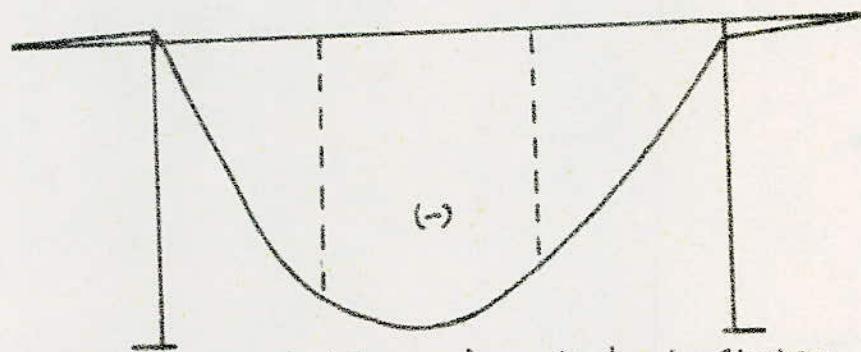
a)  $M_{120}$ : On calculera d'abord la répartition de la charge sur le plan moyen de la dalle (B.A.G.B Art 30 §1). Pour un revêtement peu rigide on prendra  $\beta_0 = 3/4$  on obtiendra ainsi:

$$U' = U + h_0 + 1,5 \times r_f = 610 + 65 + 1,5 \times 8 = 687 \text{ cm}$$

$$V' = V + h_0 + 1,5 \times r_f = 100 + 65 + 1,5 \times 8 = 177 \text{ cm.}$$



On aura à déplacer une charge uniformément répartie de 6,87 m de longueur de façon à obtenir  $M_{\max}$  et  $M^+_{\max}$ .



Les surfaces sont calculées par la méthode de Simpson, comme pour  $M(l)$ .  
Les moments résultants seront donnés par la formule suivante.

$$M = \frac{\text{aire de la ligne d'influence} \times P_c}{l_c}$$

$P_c$ : étant le poids des 2 chevilles pour le  $M_{\max}$  et le poids d'une remarque pour la surcharge exceptionnelle E,  
 $l_c$ : la longueur de répartition

$$\underline{\text{AN}}: \quad S^- = 12,8 \quad S^+ = 0,1125.$$

$$M^- = \frac{110}{6,87} \times 12,8 = 204,95 \text{ t.m.}$$

$$M^+ = \frac{110}{6,87} \times 0,1125 = 1,80 \text{ t.m.}$$

b.  $M_{120}$ : Longitudinalement on a 2 charges concentrées distantes de 1,80 m donc on procédera de la même manière que pour  $\Delta t$ .

$$M_{\max} = \sum P_i y_i = 33 (19,5 + 19) \times 10^{-1} = 127,05 \text{ t.m.}$$

$$M^+_{\max} = \sum P_i y_i = 33 (0,5 + 0,3) \times 10^{-1} = 2,64 \text{ t.m.}$$

## 6. Surcharges Exceptionnelles (E) :

De même que pour la surcharge Mero, on devrait tenir compte de la surface d'étalement sur le plan moyen de la dalle.

$$U = U + h_0 + 1,5 \epsilon_r = 1860 + 65 + 1,5 \times 8 = 1937 \text{ cm.}$$

$$V = V + h_0 + 1,5 \epsilon_r = 510 + 65 + 1,5 \times 8 = 587 \text{ cm.}$$

Le moment est calculé à partir de la formule

$$M = \frac{\text{Aire de la ligne d'influence} \times P_c}{2c}$$

A.N:

$$S^- = 25.03 ; S^+ = 0.1125$$

$$M^- = \frac{360}{19.37} \times 25.03 = 465.19$$

$$M^+ = \frac{360}{19.37} \times 0.1125 = 2.09$$

Tableau Recapitulatif:

<u>M / S</u>	A	B <sub>c</sub>	B <sub>t</sub>	M <sub>CUB</sub>	M <sub>E120</sub>	E	trottoir
M <sub>A</sub> <sup>-</sup>	35	76.38	61.92	204.95	127.05	465.19	3.75
M <sub>A</sub> <sup>+</sup>	0.27	1.00	1.36	1.80	2.64	2.09	0

### B. Moment $M_D$

#### 1. Sous A(l)

\* En surchargeant la traverse uniquement.

$$A(l) = 230 + \frac{36.000}{12+19} = 1391,3 \text{ kg/m}^2 \approx 1,4 \text{ t/m}^2.$$

$$S^t = 8,24$$

$$M^t = 1,4 \times 8,24 = 11,54 \text{ tm.}$$

#### 2. Surcharge du Trottoir:

$$M^t = 0,15 \times 8,24 = 1,24 \text{ tm.}$$

#### 3. Sous Bc :

$$M^t = \sum P_i y_i = 2 \times 10^{-1} [3(2,22 + 4,46) + 6(6,60 + 6,82 + 2,77 + 2,5)]$$

$$M^t \approx 13,18 \text{ tm.}$$

#### 4. Sous Bl :

$$M^t = \sum P_i y_i = 2 \times 8 \times 10^{-1} (6,8 + 6,76) = 21,70 \text{ tm.}$$

#### 5. Surcharges Militaires:

##### a. $M_{C120}$ :

$$S^t = 4,28$$

$$M^t = \frac{110}{6,87} \times 4,28 = 60,53 \text{ tm.}$$

##### b. $M_{E120}$ :

$$M^t = \sum P_i y_i = 33(6,64 + 6,76) \times 10^{-1} = 44,22 \text{ tm.}$$

#### 6. Sous E:

$$S^t = 8,51$$

$$M^t = \frac{360}{19,37} \times 8,51 \approx 158,62 \text{ tm.}$$

Rémarque: \* Vue l'allure de la ligne d'influence, toutes les surfaces sont positives et par conséquent le moment négatif est nul.

\* le calcul a été mené de la même manière que Ma sauf les cas défavorables ont été retenus.

### C. Moment $M_{L/2}$ :

#### 1. Sous A(l):

\* En surchargeant la travée uniquement: ( $L = 19 - 0,45$ )

$$A(l) = 230 + \frac{36.000}{12 + (19 - 0,45)} = 4408,4 \text{ kg/m}^2 \approx 1,4 \text{ t/m}$$

$$S^+ = 20,6$$

$$M^+ = 20,6 \times 1,4 = 28,84 \text{ t.m.}$$

\* En surchargeant la date de transition

$$A(l) = 230 + \frac{36.000}{12 + 4,5} = 2411,8 \text{ kg/m}^2 \approx 2,41 \text{ t/m}$$

$$S^- = 2 \times 10^{-1} \times \frac{0,16 \times 9,5}{2} = 0,072$$

$$M^- = 0,072 \times 2,41 = 0,17 \text{ t.m.}$$

#### 2. Surcharge du Trottoir:

$$M^+ = 9,15 \times 20,6 = 3,09 \text{ t.m.}$$

#### 3. Sous Bc:

$$M^+ = \sum P_i y_i = 2 \times 10^{-1} [3(5,9 + 9,8) + 6(20,75 + 28,2 + 0,4)] = 68,64$$

$$M^- = \sum P_i y_i = 2 \times 10^{-1} [6(0,16 + 0,11)] = 0,324 \text{ t.m.}$$

#### 4. Sous Bt:

$$M^+ = 2 \times 10^{-1} \times 8(24,25 + 24,25) = 37,60 \text{ t.m.}$$

$$M^- = 2 \times 10^{-1} \times 8(0,16 + 0,11) = 0,435 \text{ t.m.}$$

#### 5. Surcharges Militaires:

a.  $M_{120}$ :  $S^+ = 14,17$

$$M^+ = \frac{110}{6,87} \times 14,17 = 226,89 \text{ t.m.}$$

$$S^- = 0,036$$

$$M^- = \frac{110}{6,87} \times 0,036 = 0,576 \text{ t.m}$$

#### b. $M_{120}$

$$M^- = 33(0,16 + 0,036) \times 10^{-1} = 0,84 \text{ t.m.}$$

$$M^+ = 33(23,25 + 23,25) \times 10^{-1} = 153,45 \text{ t.m.}$$

6. Sous E:  $M^+ = \frac{360}{19,37} \times 0,036 = 0,669 \text{ t.m.}$

$$M^+ = \frac{360}{19,37} \times 20,6 = 382,86 \text{ t.m.}$$

#### D. Moment $M_p = 0,5$

##### 1. Sous A(l):

\* En surchargeant la traverse ( $L = 10,225$ )

$$A(l) = 230 + \frac{36\,000}{12 + 10,225} = 1421,1 \text{ kg/m} \approx 1,42 \text{ t/m.}$$

$$S^+ = 8,24$$

$$M^+ = 8,24 \times 1,42 = 11,70 \text{ t.m.}$$

$$M^t = M_1^t + M_2^t = (0,37 \times 2,33) + (0,0225 \times 2,41) = 0,91 \text{ t.m.}$$

##### 2. Sous la surcharge du trottoir:

$$M^- = 0,15 \times 8,24 = 1,236 \text{ t.m.}$$

##### 3. Sous Bc:

$$M^+ = 6 (7,36 \times 10^{-1}) + 12 (3,24 + 4,36 + 5,66 + 3,62) \times 10^{-1} = 24,67 \text{ t.m.}$$

$$M^t = 12 (1,4 + 0,93) \times 10^{-1} = 2,796 \text{ t.m.} \approx 2,80 \text{ t.m.}$$

##### 4. Sous Bt:

$$M^t = 16 (1,4 + 0,98) 10^{-1} = 3,81 \text{ t.m.}$$

$$M^- = 16 (7,60 + 7,62) \times 10^{-1} = 24,35 \text{ t.m.}$$

##### 5. Sous les Surcharges militaires:

###### a. $M_{e120}$ :

$$M^t = \frac{110}{6,87} \times 0,39 = 6,24 \text{ t.m.}$$

$$M^- = \frac{110}{6,87} \times 4,8 = 76,90 \text{ t.m.}$$

###### b. $M_{e110}$ :

$$M^t = 33 (1,4 + 0,84) 10^{-1} = 7,39 \text{ t.m.}$$

$$M^- = 33 (7,56 + 7,52) 10^{-1} = 49,76 \text{ t.m.}$$

###### c. Sous E:

$$M^t = \frac{360}{19,37} \times 0,39 = 7,25 \text{ t.m}$$

$$M^- = \frac{360}{19,37} \times 8,24 = 153,14 \text{ t.m}$$

#### D. Moment $M_B = 0.61$

##### 1. Sous A(L):

\* En Surchargeant la traverse ( $L = 16.35$ )

$$A(L) = 2.50 + \frac{36.000}{16.35 + 12} = 1499.8 \text{ Kg/m} \approx 150 \text{ t/m}$$

$$S^- = 4.62$$

$$M^- = 4.62 \times 1.50 = \underline{6.93 \text{ tm}}$$

$$M^+ = M_1^+ + M_2^+ = (2.354 \times 3.935 \times 10^{-1}) + (2.155 \times 0.4625) = \underline{1.176 \text{ tm}}$$

##### 2. Sous la Surcharge du trottoir:

$$M^- = 0.15 \times 4.62 = \underline{0.693 \text{ tm}}$$

$$M^+ = 0.15 \times 8.45 \times 10^{-2} = \underline{1.27 \times 10^{-2} \text{ tm}}$$

##### 3. Sous Bc:

$$M^- = 6 \times 4.36 \times 10^{-1} + 12 (1.50 + 2.40 + 3.52 + 2.00) \times 10^{-1} = \underline{13.92 \text{ tm}}$$

$$M^+ = 12 (1.59 + 1.06) 10^{-1} = \underline{3.18 \text{ tm}}.$$

##### 4. Sous Bt:

$$M^- = 16 (4.52 + 4.54) 10^{-1} = \underline{14.496 \text{ tm}}$$

$$M^+ = 16 (1.59 + 1.166) 10^{-1} = \underline{4.410 \text{ tm}}.$$

##### 5. Sous les Surcharges Militaires:

a.  $M_{C120}$   $M^- = \frac{110}{6.87} \times 2.912 \approx \underline{46.63 \text{ tm}}$

$$M^+ = \frac{110}{6.87} \times 3.935 \times 10^{-1} \approx \underline{6.30 \text{ tm}}$$

##### b. $M_{E60}$

$$M^- = 33 (4.44 + 4.56) \times 10^{-1} = \underline{29.70 \text{ tm}}$$

$$M^+ = 33 (1.59 + 0.954) 10^{-1} = \underline{8.395 \text{ tm}}.$$

##### 6. Sous E:

$$M^+ = \frac{360}{19.37} \times 3.935 \times 10^{-1} = \underline{7.314 \text{ tm}}.$$

$$M^- = \frac{360}{19.37} \times 4.620 = \underline{85.865 \text{ tm}}.$$

## Calcul des moments dûs à la Superstructure

### 1/ par les lignes d'influence

$$M_A = -25 \times 1.85 = -46.25 \text{ t.m./m}$$

$$M_{W_2} = +20.6 \times 1.85 = +38.11 \text{ t.m./m}$$

$$M_B = +8.24 \times 1.85 = +15.24 \text{ t.m./m}$$

$$M_{p=0.5} = -8.24 \times 1.85 = -15.24 \text{ t.m./m}$$

$$M_{p=0.61} = -4.62 \times 1.85 = -8.47 \text{ t.m./m}$$

### 2/ par les formules:

aux angles:  $M_A = M_B = -\frac{\rho l^2}{4 N_1} \frac{2k+k'-2kk's}{}$

$$M_c = M_d = \frac{\rho l^2}{4 N_1} \frac{k-2(2k+3)ks}{}$$

en travée:  $M_s = \frac{\rho l^2}{2} \left[ \frac{\alpha(1-\alpha)}{2} - \frac{2k+k'-2kk's}{4 N_1} \right]$

AN:

$$M_A = M_B = -1.85 \times 10^2 \frac{2 \times 0.41 + 1.07 + 2 \times 0.41 \times 1.07 \times 0.03}{4 \times 2.05} = -45.38 \text{ t.m./m}$$

$$M_c = M_d = +1.85 \times 10^2 \frac{0.41 + 2(2 \times 0.41 + 3)1.07 \times 0.03}{4 \times 2.05} = 15.52 \text{ t.m./m}$$

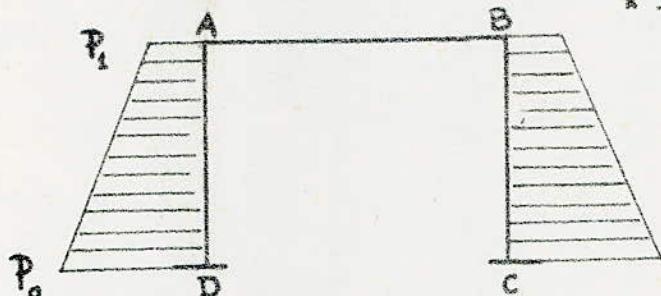
$$M_s = 1.85 \times 10^2 \left[ \frac{0.5(1-0.5)}{2} - \frac{2 \times 0.41 + 1.07 + 2 \times 0.41 \times 1.07 \times 0.03}{4 \times 2.05} \right] = 38.10$$

$$M_{s'} = M_{p=0.51} = -45.38(1-0.51) + 15.52 \times 0.62 = -8.23 \text{ t.m./m}$$

$$M_{p=0.5} = -45.38(1-0.5) + 15.52 \times 0.5 = 14.93 \text{ t.m./m.}$$

## Calcul des moments fléchissants permanents (poussée normale)

a) Poussée des terres s'exerçant symétriquement sur chacun des pieds



\* Expressions des moments

1/ aux angles

$$M_A = M_B = -h^2 k \frac{P_0(6k + 7k') + P_1(9k + 8k')}{60N_1}$$

$$M_C = M_D = -h^2 k \frac{P_0(9k + 8k') + P_1(6k + 7k')}{60N_1}$$

2/ Section quelconque S du pied

$$M_S = \frac{h^2}{6} \beta (1-\beta) [P_0(1+\beta) + P_1(2-\beta)] + M_A(4-\beta) + M_D\beta$$

Calcul de P\_0 et P\_1

L'effet des surcharges sur la chaussée se transmet à la structure sous la forme d'une poussée exercée sur les pieds, pour la simplification des calculs, on admettra que l'effet d'une charge appliquée sur un rectangle de largeur  $b_0$  au niveau de la chaussée se transmet uniformément sur le pied sur une largeur  $b_1$  définie par:

$$b_1 = b_0 + h_g + e_3 + h_{ch} \quad \text{avec: } \begin{cases} h_g = 4,85 + 2,35 = 7,2 \text{ m.} \\ h_{ch} = 0,08 \text{ m} \\ e_3 = 0,65 \text{ m} \end{cases}$$

$$P = p \frac{b_0}{b_1} = p x \frac{1}{1 + \frac{h_g + e_3 + h_{ch}}{b_0}}$$

AN: pour le char  $M_{C120}$ :

$$p = \frac{110}{6,1 \times 4,3} = 4,2 \text{ t/m}^2$$

$$I = 4,2 \times \frac{4,3}{4,3 + 7,93} = 1,48 \text{ t/m}^2$$

\* pour la surcharge E:

$$p = \frac{360}{5,1 \times 18,6} = 3,8$$

$$I = 3,8 \times \frac{5,1}{5,1 + 7,93} = 1,49 \text{ t/m}^2$$

On gardera pour la suite des calculs  $p = 1,5 \text{ t/m}^2$

La valeur de la poussée au niveau du plan moyen de la semelle est, par unité de largeur

$$P_0 = p + i \cdot g$$

dans la formule :  
*i*" étant le coefficient de RANKINE, on considérera 2 valeurs

$$i = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \begin{cases} 0,33 & \text{pour } \varphi = 30^\circ \\ 0,27 & \text{pour } \varphi = 35^\circ \end{cases}$$

et  $\gamma'$  le poids spécifique des terres, si on a un remblai bien adapté  
 $\gamma' = 2 \text{ t/m}^3$  sinon  $\gamma' = 1,8 \text{ t/m}^3$

On retiendra pour la suite des calculs "iγ'" qui donnera l'effet le plus défavorable.

AN:  $\begin{cases} \varphi = 30^\circ \\ \gamma' = 2 \text{ t/m}^3 \end{cases} P_0 = p_1 + i\gamma' h = 1,5 + 0,33 \times 2 \times 7,85 = 6,68 \text{ t/m}^2$

$$M_A = M_B = -7,85^2 \times 0,41 \frac{6,68(6 \times 0,41 + 7 \times 1,07) + 1,5 (9 \times 0,41 + 8 \times 1,07)}{60 \times 7,05} = -5,07 \text{ t.m/m}$$

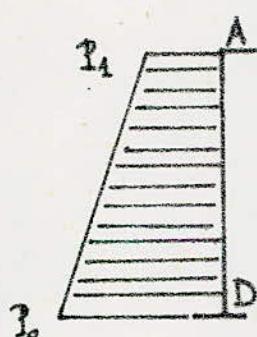
$$M_C = M_D = -7,85^2 \times 0,41 \frac{6,68(9 \times 0,41 + 24) + 1,5 (6 \times 0,41 + 24)}{60 \times 7,05} = -13,15 \text{ t.m/m}$$

Pour la section au milieu du piedroit ( $\beta = 0,5$ )

$$M_S = \frac{7,85^2}{8} \times 0,5^2 [6,68 \times (10 + 0,5) + 1,5 (2 - 0,5)] - 5,07 \times 7,05 - 13,15 \times 0,5 = 22,39 \text{ t.m}$$

Pour la section déterminante du piedroit ( $\beta = 0,61$ )  $M_S = +21,87 \text{ t.m/m}$

a. Roussée des terres s'exerçant sur un piedroit:



$$\begin{aligned} M_A &= \frac{h^2}{24} \left[ p_0 \left( -\frac{k(6k+7k')}{5N_1} + \frac{3k+2k'}{N_2} \right) + p_1 \left( \frac{k(3k+8k')}{5N_1} + \frac{9k+4k'}{N_2} \right) \right] \\ M_B &= \frac{h^2}{24} \left[ p_0 \left( \frac{k(6k+7k')}{5N_1} + \frac{3k+2k'}{N_2} \right) + p_1 \left( \frac{k(9k+8k')}{5N_1} + \frac{9k+4k'}{N_2} \right) \right] \\ M_C &= \frac{h^2}{8} \left[ p_0 \left( -\frac{k(3k+8)}{5N_1} + \frac{9k+2-4k's}{3N_2} \right) + p_1 \left( -\frac{k(2k+7)}{5N_1} + \frac{15k+4-8k's}{3N_2} \right) \right] \\ M_D &= \frac{h^2}{8} \left[ p_0 \left( \frac{k(3k+8)}{5N_1} + \frac{9k+2-4k's}{3N_2} \right) + p_1 \left( \frac{k(2k+7)}{5N_1} + \frac{15k+4-8k's}{3N_2} \right) \right] \end{aligned}$$

AN:

$$M_A = \frac{7,85^2}{24} \left[ 6,68 \left( -\frac{0,41(6 \times 0,41 + 7 \times 1,07)}{5 \times 7,05} + \frac{(3 \times 0,41 + 2 \times 1,07)}{4,59} \right) + 1,5 \left( -0,41 \frac{(9 \times 0,41 + 8 \times 1,07)}{5 \times 7,05} + \frac{(9 \times 0,41 + 9 \times 1,07)}{4,59} \right) \right]$$

$$M_A = 16,73 \text{ t.m/m}$$

$$M_B = \frac{7,85^2}{24} \left[ 6,68 \left( \frac{0,41(6 \times 0,41 + 7 \times 1,07)}{5 \times 7,05} + \frac{(3 \times 0,41 + 2 \times 1,07)}{4,59} \right) + 1,5 \left( \frac{0,41(9 \times 0,41 + 8 \times 1,07)}{5 \times 7,05} + \frac{(9 \times 0,41 + 9 \times 1,07)}{4,59} \right) \right]$$

$$M_B = 21,82 \text{ t.m/m}$$

$$M_c = \frac{7,85^2}{8} \left[ 6,68 \left( \frac{0,41(3 \times 0,41 + 8)}{5 \times 7,05} + \frac{9 \times 0,41 + 2 + 4 \times 1,07 \times 0,03}{3 \times 4,59} \right) + \right. \\ \left. 1,5 \left( \frac{0,41(2 \times 0,41 + 7)}{5 \times 7,05} + \frac{15 \times 0,41 + 4 + 8 \times 1,07 \times 0,03}{3 \times 4,59} \right) \right] = \underline{\underline{23,94 t/m^2}}$$

$$M_g = \frac{7,85^2}{8} \left[ 6,68 \left( \frac{0,41(3 \times 0,41 + 8)}{5 \times 7,05} + \frac{9 \times 0,41 + 2 + 4 \times 1,07 \times 0,03}{3 \times 4,59} \right) + \right. \\ \left. 1,5 \left( \frac{0,41(2 \times 0,41 + 7)}{5 \times 7,05} + \frac{15 \times 0,41 + 4 + 8 \times 1,07 \times 0,03}{3 \times 4,59} \right) \right] = \underline{\underline{37,06}}$$

$$M_{(b=0,5)} = \frac{7,85^2}{6} \times 0,5 \times 0,5 \left[ 6,68(1+0,5) + 1,5(2-0,5) \right] + 16,73(1-0,5) + 37,06(0,5) \\ M_{(b=0,5)} = \underline{\underline{58,40 t/m^2}}$$

$$M_{(b=0,61)} = \frac{7,85^2}{6} \times 0,61 \times 0,39 \left[ 6,68(1+0,61) + 1,5(2-0,61) \right] + 16,73 \times 0,39 + 37,06 \times 0,61 \\ M_{(b=0,61)} = \underline{\underline{60,50 t/m^2}}$$

## CALCUL de la poussée des terres sous l'effet du Séisme:

On utilisera pour ce calcul, la formule de MONOBE - OKABE  
le coefficient de poussée est donné par la formule suivante:

$$\lambda = \left[ \frac{\cos(\varphi + \alpha - \beta)}{\cos \alpha \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \gamma)}{\cos(\delta - \alpha + \beta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]} \right]^2 \times \frac{k \cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta + \alpha + \beta)}$$

Avec, dans notre cas:  $\alpha = 0$ ;  $\beta = 0$ ;  $\varphi = 30^\circ$

$$k = \sqrt{\varepsilon_1^2 + (1 - \varepsilon_1)^2}$$

$$\gamma = \operatorname{Arctg} \frac{\varepsilon_1}{(1 - \varepsilon_1)}$$

On prendra  $\varepsilon_1 = 0.13$  et  $\varepsilon_1 = 0.08$ .

AN:

$$k = \sqrt{0.13^2 + (1 - 0.08)^2} \approx 0.93.$$

$$\gamma = \operatorname{Arctg} \frac{0.13}{(1 - 0.08)} \approx 8.04$$

$$\lambda = \left[ \frac{\cos(30 - 8.04)}{1 + \sqrt{\frac{\sin 30 \sin(30 - 8.04)}{\cos 8.04}}} \right]^2 \times \frac{0.93}{\cos 8.04} \approx 0.392.$$

Nouvelle poussée des terres à la base du piedroit:

$$\frac{P}{b} = p_1 + \lambda \gamma h = 1.5 + 0.392 \times 2 \times 7.85 = 7.65 \text{ t/m}^2.$$

Les moments seront calculés à partir des mêmes formules que précédemment:

\* Poussée des terres n'exerçant pas sur aucun des piedroits:

$$M_R: M_B = - (7.65)^2 \times 0.41 \frac{7.65 (6 \times 0.41 + 7 \times 1.07) + 1.5 (9 \times 0.41 + 8 \times 1.07)}{60 \times 7.05} = - \frac{5.64}{\text{Nm/m}}$$

$$M_C: M_D = - (7.65)^2 \times 0.41 \frac{7.65 (9 \times 0.41 + 2.1) + 1.5 (6 \times 0.41 + 2.1)}{60 \times 7.05} = - \frac{14.75}{\text{Nm/m}}$$

$$M_{(p=0.61)} = \frac{(7.65)^2}{6} \times 0.61 (1 - 0.61) \left[ 7.65 (1 + 0.61) + 1.5 (2 - 0.61) \right] - 5.64 (1 - 0.61) - 14.75 \times 0.61 = \underline{23.99 \text{ Nm/m}}$$

\* Poussée des terres n'exerçant pas sur un piedroit:

$$M_R = \frac{7.65^2}{24} \left[ 7.65 \left( \frac{-0.41 (6 \times 0.41 + 7 \times 1.07)}{5 \times 7.05} + \frac{3 \times 0.41 + 2 \times 1.07}{4.59} \right) \right]$$

$$+ 1.5 \left( \frac{-0.41 (9 \times 0.41 + 8 \times 1.07)}{5 \times 7.05} + \frac{9 \times 0.41 + 4 \times 1.07}{4.59} \right) = \underline{18.29 \text{ Nm/m}}$$

$$M_B = \frac{(7.85)^2}{24} \left[ +65 \left( \frac{0.41(6 \times 0.41 + 7 \times 1.07)}{5 \times 7.05} + \frac{(3 \times 0.41 + 2 \times 1.07)}{4.59} \right) + 1.5 \left( \frac{0.41(3 \times 0.41 + 8 \times 1.07)}{5 \times 7.05} + \frac{(9 \times 0.41 + 4 \times 1.07)}{4.59} \right) \right] = \underline{\underline{23.93 \text{ t/m}}}$$

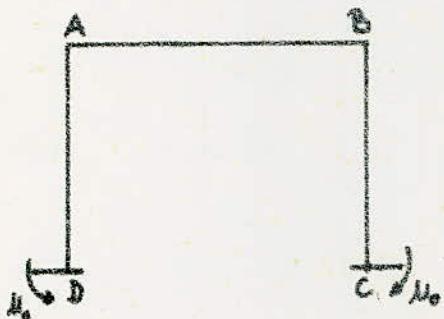
$$M_C = \frac{(7.85)^2}{8} \left[ +65 \left( \frac{-0.41(3 \times 0.41 + 8)}{5 \times 7.05} + \frac{(9 \times 0.41 + 2 + 4 \times 1.07 \times 0.03)}{3 \times 4.59} \right) + 1.5 \left( \frac{-0.41(2 \times 0.41 + 7)}{5 \times 7.05} + \frac{(15 \times 0.41 + 4 + 8 \times 1.07 \times 0.03)}{3 \times 4.59} \right) \right] = \underline{\underline{26.25}}$$

$$M_D = \frac{(7.85)^2}{8} \left[ +65 \left( \frac{0.41(3 \times 0.41 + 8)}{5 \times 7.05} + \frac{(9 \times 0.41 + 2 + 4 \times 1.07 \times 0.03)}{3 \times 4.59} \right) + 1.5 \left( \frac{0.41(2 \times 0.41 + 7)}{5 \times 7.05} + \frac{(15 \times 0.41 + 4 + 8 \times 1.07 \times 0.03)}{3 \times 4.59} \right) \right] = \underline{\underline{41.02}}$$

$$M_{B=0.61} = \frac{(7.85)^2}{6} \times 0.39 \times 0.61 \left[ 2.65(1+0.61) + 1.5(2-0.61) \right] + 18.29(4-0.61) + 71.01 \times 0.61$$

$$M_B = \underline{\underline{67.34 \text{ t/m}}}$$

## Effet dû à un moment $M_0$ appliquée aux Semelles de fondation (cas d'efforts symétriques)



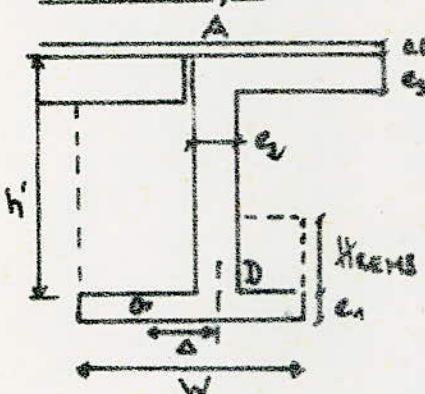
Le poids des terres sur les semelles leur impose une rotation qui se transmet à la base des piedroits. Soit  $M_0$  le moment de ces forces par rapport au centre O de la Semelle; les moments fléchissants qui en résultent à la base des piedroits et aux angles supérieurs ont pour expressions:

$$M_A = M_B = \frac{k k' da}{N_1}$$

$$M_C = M_D = \frac{(2k+3) k' da}{N_1}$$

Convention:  $M_0$  est compté positivement s'il tend, pour la semelle de gauche, à la faire tourner dans le sens trigonométrique.

### Calcul de $M_0$ :



Le calcul est présenté sous forme de tableau pour un mètre de largeur d'ouvrage.

avec:  $y = \frac{d \cdot t}{m^3}$   
 $d = 1,85 \text{ m}$   
 $t = 3,50 \text{ m}$   
 $E_d = 0,65 \text{ m}$   
 $D = 0,60 \text{ m}$   
 $H_{SEM} = 2,35 \text{ m}$

	Poids (t)	Bras de levier par rapport à O (m)	Moment $M_0$ (t.m)
Exterior	$\frac{W}{2} \left[ \frac{y}{2} + (\Delta - \frac{c}{2}) \right] = \frac{31.792}{2} \left[ \frac{y}{2} - (\Delta - \frac{c}{2}) \right] =$	$\frac{1}{2} \left[ \frac{W}{2} - (\Delta - \frac{c}{2}) \right] =$	+ 23.44%
Interior	$\frac{W}{2} \left[ \frac{y}{2} - (\Delta + \frac{c}{2}) \right] = \frac{31.792}{2} \left[ \frac{y}{2} + (\Delta + \frac{c}{2}) \right] =$	$\frac{1}{2} \left[ \frac{W}{2} + (\Delta + \frac{c}{2}) \right] =$	- 5.186

### Calcul des moments:

$$M_A = M_B = \frac{0.41 \times 1.07 \times 18.261}{\frac{7.05}{2}} = 1.136 \text{ t.m / ml.}$$

$$M_C = M_D = \frac{(2 \times 0.41 + 3) 1.07 \times 18.261}{\frac{7.05}{2}} = 10.587 \text{ t.m / ml.}$$

$$M_{(B=0.61)} = M_A (1-\beta) + M_D \beta = 6.901 \text{ t.m / ml}$$

## Variations Linéaires

Une variation de longueur des seuilles ou des piedroits ne produit pas d'efforts dans le portique : Seules, les variations linéaires de la traverse sont à considérer :

- Un raccourcissement de la traverse produit un moment positif aux angles A et B (face intérieure tordue) et un moment négatif à la base en C (et).

- Un allongement de la traverse produit des effets de signe opposé.

Les moments fléchissants à la base et aux angles produits par une variation de longueur uniforme de la traverse de l, sont donnés par les expressions suivantes :

$$M_A = M_B = - \frac{\alpha E \bar{e}_3^3}{4h} \times \frac{3k + k'}{N_1}$$

$$M_C = M_D = - \frac{\alpha E \bar{e}_3^3}{4h} \times \frac{3k + 3}{N_2}$$

AN: on prendra pour le calcul:  $\alpha E = 200 \text{ t/m}^2$ .

$$M_A = M_B = - \frac{200 \times (0.65)^3}{4 \times 7.85} \times \frac{3 \times 0.41 + 3.07}{7.05} = -1.572 \text{ txm/ml}$$

$$M_C = M_D = \frac{200 \times (0.65)^3}{4 \times 7.85} \times \frac{3 \times 0.41 + 3}{7.05} = 1.050 \text{ txm/ml}$$

$$\begin{aligned} M_{(B=0.6A)} &= M_A (1 - \beta) + M_D \beta \\ &= -0.572 \times 0.39 + 1.050 \times 0.61 = 0.417 \text{ t.m/ml} \end{aligned}$$

$$et \frac{A_1}{T_p} = \frac{A_2}{B_2}$$

$t^6$

$t^{12}$

$t^8$

$t^4$

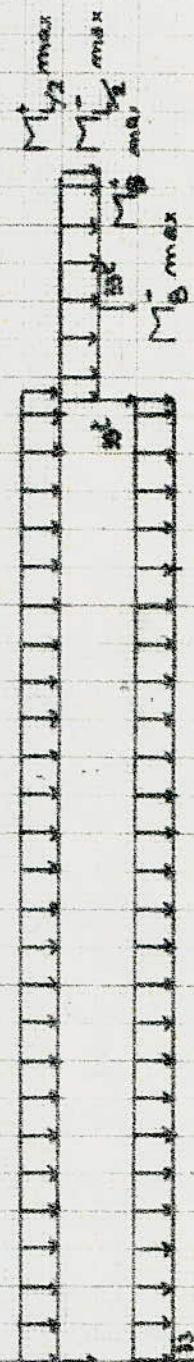
$$M_{c120}$$

$$B_2$$

$$M_{e20}$$

$$E$$

Ligne d'influence de  $M_A$



$M_A$  max

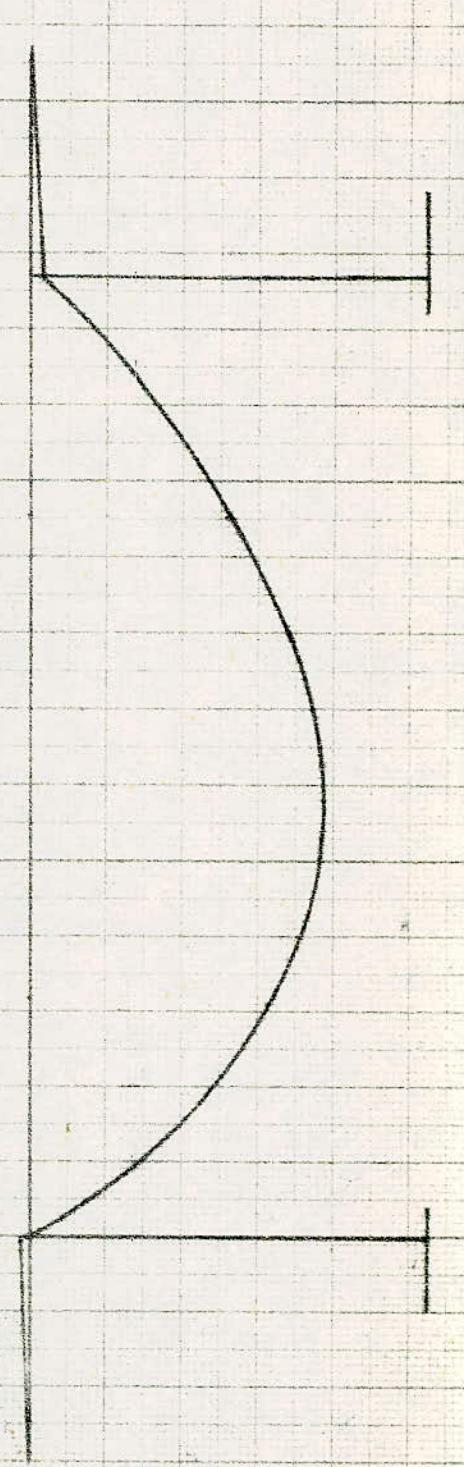
$M_A$  min

$t^{120}$

$t^8$

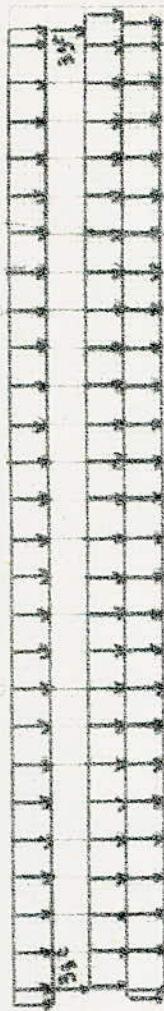
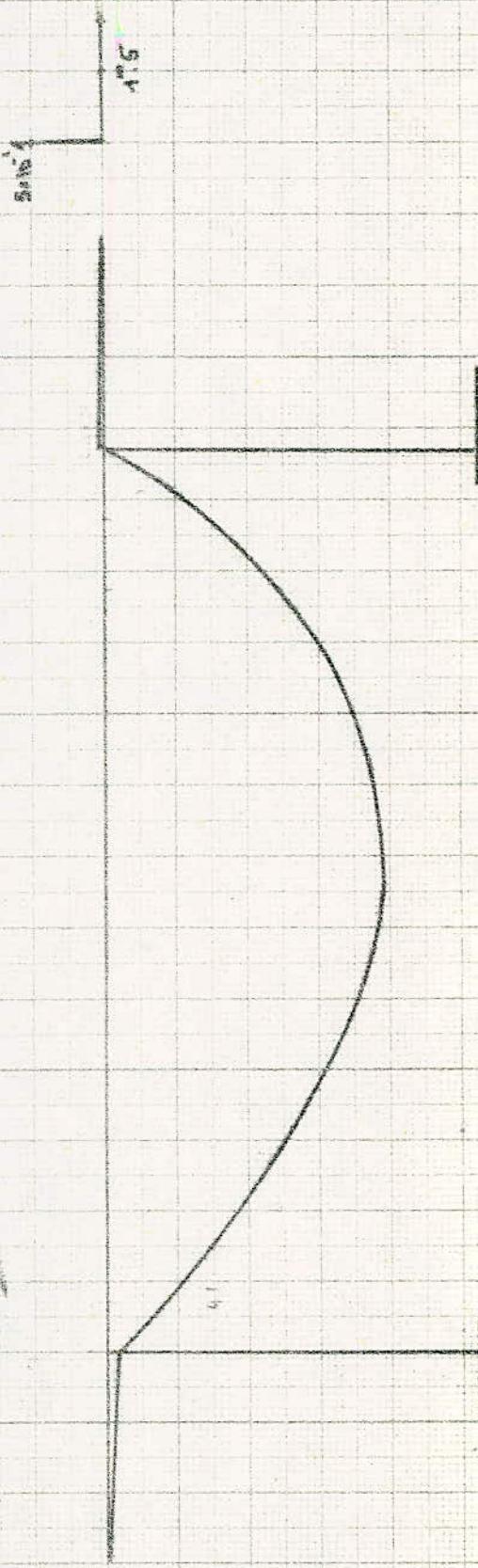
$t^4$

$t^0$



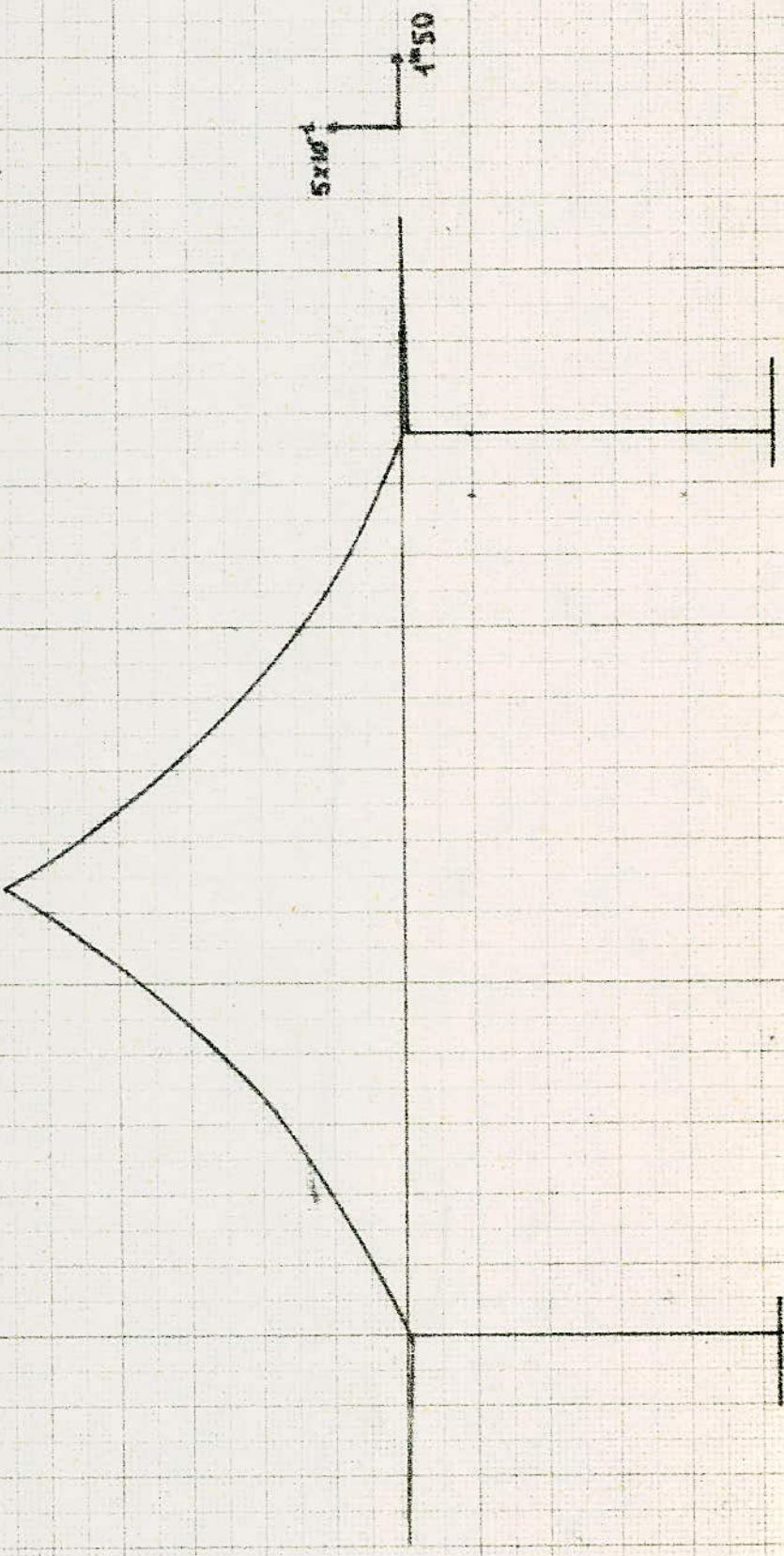
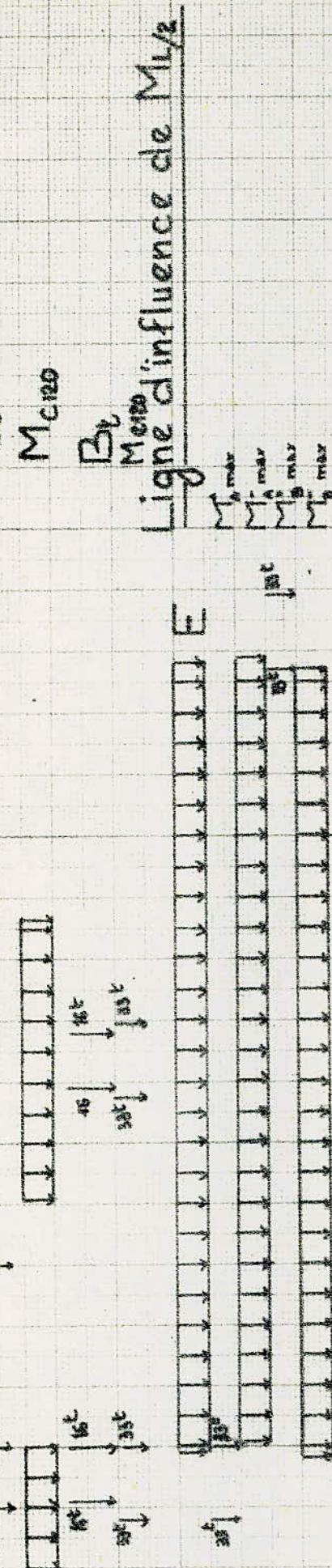
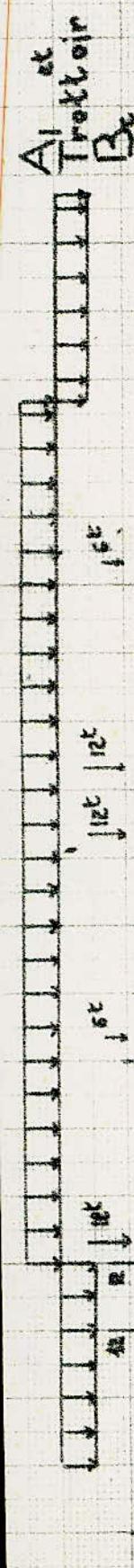
66

## Ligne d'influence M<sub>B</sub>

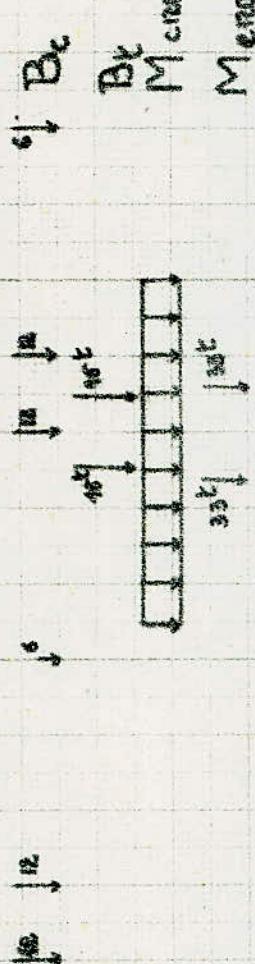


10

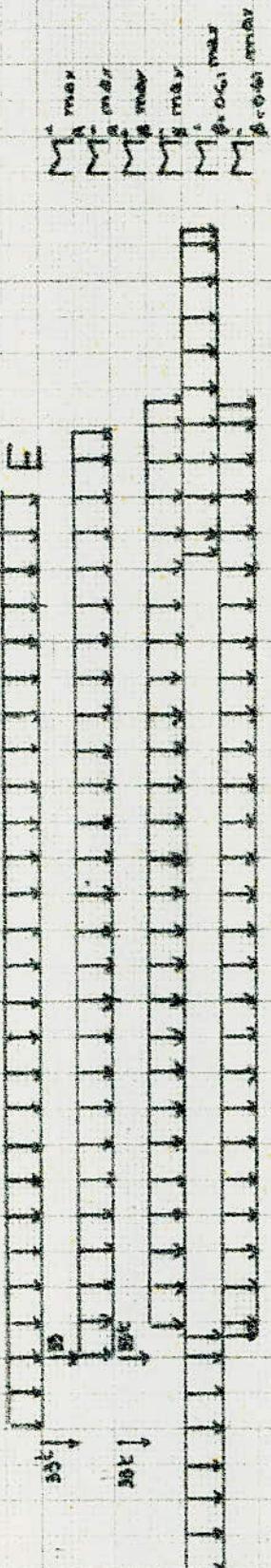
$$\sum \sum \sum F_{\text{max}}$$



$\Delta A$  et  $\Delta T$



Ligne d'Influence de  $M_D$



$A \propto T^n$



$M_{\text{ceto}}$

$B_{\text{ceto}}$

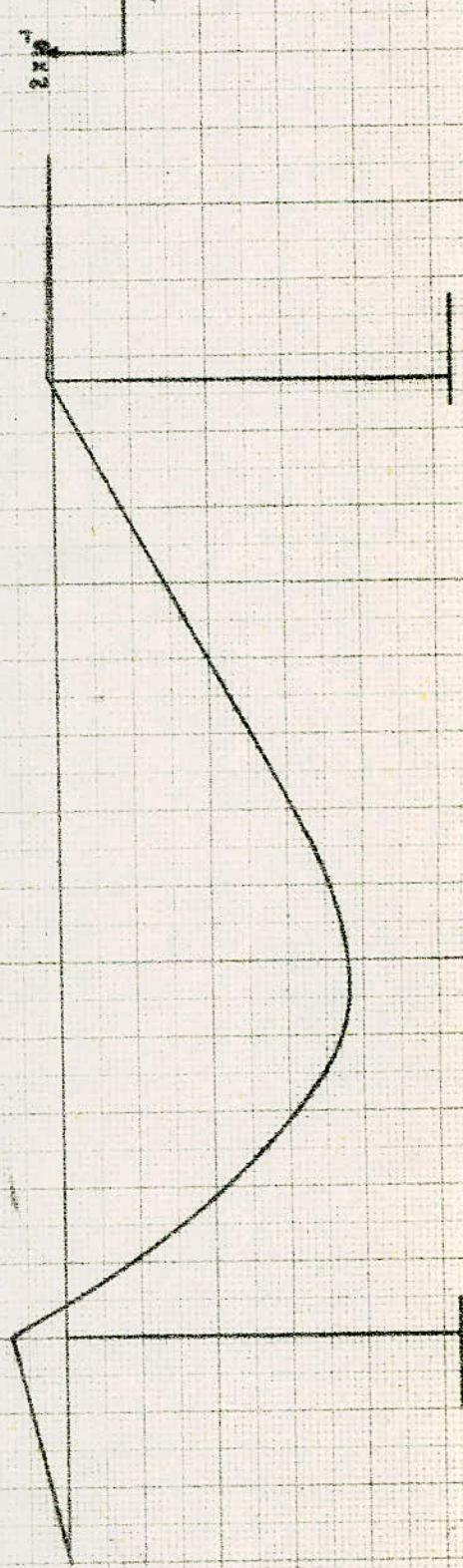


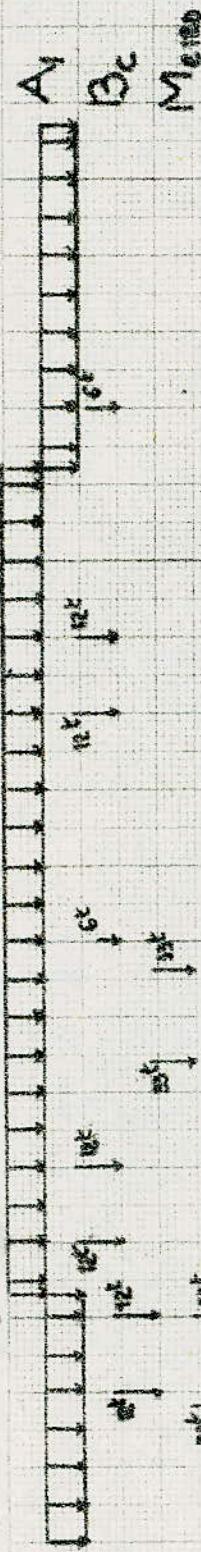
Ligne d'influence  $M_{\text{ceto}}$

"pied droit gauche"



$M_{\text{ceto}}$





$M_{C\text{ext}}$

$B_t$

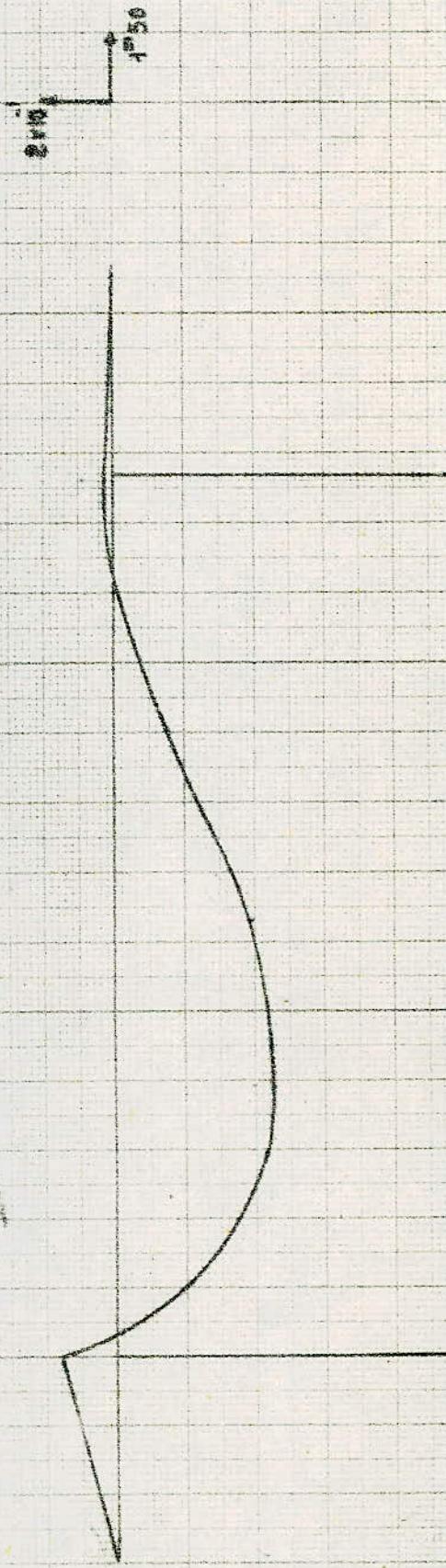
$E$

$M_1^{\text{max}}$   
 $M_2^{\text{max}}$   
 $M_3^{\text{max}}$

$M_1^{\text{max}}$   
 $M_2^{\text{max}}$   
 $M_3^{\text{max}}$

$M_1^{\text{max}}$   
 $M_2^{\text{max}}$   
 $M_3^{\text{max}}$

Ligne d'influence  $M_{B\text{ext}}$   
"piedrot gauch"



# ch\_6

## efforts tranchants

1. ligne d'influence de  $T_A$  (traverse)
2. ... ... de  $H$  (piedroit)
3. expression des réactions verticales

## CALCUL de l'Effort Tranchant

1. Expressions des ordonnées de la ligne d'influence de l'effort tranchant dans la section A (charge sur la traverse à l'abscisse  $m$ )

$$T_A = 1 - m + \frac{M_B - M_A}{N_2} \quad \text{en remplaçant } M_B \text{ et } M_A \text{ par leur expression}$$

$$T_A = 1 - m + \frac{(1-2m)[k's + m(1-m)]}{N_2}$$

AN:  
 $k' = 1,07$   
 $s = -0,03$   
 $N_2 = 4,59$

$\Leftarrow m=0 \quad T_A = 1 - \frac{1,07 \times 0,03}{4,59} = 0,99t$

$m=0,25 \quad T_A = 1 - 0,25 + \frac{(1-0,25)[-1,07 \times 0,03 + 0,25 \times (1-0,25)]}{4,59} = 0,77t$

$m=0,5 \quad T_A = 1 - 0,5 = 0,5t$

$m=0,75 \quad T_A = 1 - 0,75 + \frac{(1-2 \times 0,75)[-1,07 \times 0,03 + 0,75(1-0,75)]}{4,59} = 0,23t$

$m=1 \quad T_A = \frac{(1-2 \times 1)[-1,07 \times 0,03]}{4,59} = 0,007t$

Remarque: pour obtenir l'effet le plus défavorable on procédera de la même manière que pour les moments, c.a.d: on déplacera les surcharges sur la traversé jusqu'à obtention de  $T_{\max}$ .

2. Expressions de la ligne d'influence de l'effort tranchant sur le pédant H

Sous divers cas de charge:

$$H = -\frac{3l}{2N_2h} [(3k+k')m(1-m) - (k+1)k's]$$

AN:  
 $l = 19m$   
 $h = 7,85m$   
 $N_2 = 4,05$   
 $k = 0,41$

$\Leftarrow q=0 \quad H = -\frac{3 \times 19}{2 \times 4,05 \times 7,85} [(3 \times 0,41 + 1,07) \times 0 + (0,41 + 1) \times 1,07 \times 0,03]$

$H = -0,023t$

$$m=0.25 \quad H = -\frac{3 \times 19}{2 \times 7.05 \times 7.85} \left[ (3 \times 0.41 + 1.07) 0.25 \times 0.45 + (0.41+1) 1.07 \times 0.03 \right] = -0.25 t$$

$$m=0.5 \quad H = -\frac{3 \times 19}{2 \times 7.05 \times 7.85} \left[ (3 \times 0.41 + 1.07) 0.5 \times 0.5 + (0.41+1) 1.07 \times 0.03 \right] = -0.31 t$$

$$m=0.75 \quad H = -\frac{3 \times 19}{2 \times 7.05 \times 7.85} \left[ (3 \times 0.41 + 1.07) 0.75 \times 0.25 + (0.41+1) 1.07 \times 0.03 \right] = -0.25 t$$

$$m=1 \quad H = -\frac{3 \times 19}{2 \times 7.05 \times 7.85} \left[ (1+0.41) \times 1.07 \times 0.03 \right] = -0.023 t$$

### a. CALCUL des efforts Tranchants sous l'effet des Surcharges

#### i/ Sur la traverse $T_A$ :

- sous  $A(l)$ :

$$S = 9.5$$

$$T_A = 9.5 \times 1.4 = 13.3 t$$

- sous  $B_C$ :

$$T_A = 12 \left[ 1 + 0.91 + 0.44 + 0.37 \right] + 6 \left[ 0.67 + 0.13 \right] = 37.44 t$$

- sous  $B_X$ :

$$T_A = 16 \left[ 1 + 0.91 \right] = 30.72 t$$

- sous  $M_{120}$ :

$$S = 5,63$$

$$T_A = \frac{110}{6.87} \times 5,63 = 90,14 t$$

- sous  $M_{600}$ :

$$T_A = 33(1+0.6) = 62.7 t$$

- sous  $E$ :

$$S = 9.5$$

$$T_A = 9.5 \times \frac{360}{18.37} = 176.56 t$$

- sous la Surcharge du Trottoir

$$S = 9.5$$

$$T_A = 9.5 \times 0.15 = 1.425 t$$

- sous l'effet du poids propre: (Superstructure)

$$T_A = 1.85 \times 9.5 = 17.58 t$$

#### ii/ Sur le pied droit (à la base) $H$ :

- sous  $A(l)$ :  $S = -4.32$

$$H = -4.32 \times 1.4 = -6.1 t$$

- sous  $B_C$ :

$$H = -12 \left[ 0.24 + 0.27 + 0.24 + 0.18 \right] - 6 \left[ 0.32 + 0.03 \right] = -13.26 t$$

- Sous Bé :

$$H = -16 [0.32 + 0.32] = -1024 \text{ t}$$

- Sous Merzo :

$$H = .33 [0.31 + 0.32] = -20.79 \text{ t}$$

- Sous MC120 :

$$H = -2 \times \frac{110}{6.87} = -32.02 \text{ t}$$

- Sous E :

$$H = -4.32 \times \frac{350}{49.37} = -30.3 \text{ t}$$

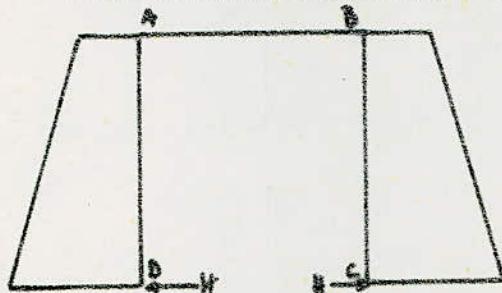
- Sous la Surcharge du trottoir

$$H = -4.32 \times 0.15 = -0.65 \text{ t}$$

- Sous l'effet du poids propre:

$$H = -4.32 \times 1.85 = -80.0 \text{ t}$$

### b. Pousée des terres s'exerçant symétriquement (



$$H = \frac{h}{6} (2p_b + p_t) + M_A - M_B$$

$$= \frac{h}{6} \left[ 2p_b + p_t + k \frac{(3k - 7k' + 21) - k(3k + 2k' - 21)}{10N_1} \right]$$

AN  $\uparrow = 6.68 \text{ t/m}^2 ; p_t = 1.5 \text{ t/m}^2$

$$H = \frac{2.85}{6} \left[ 2 \times 6.68 + 1.5 + 0.41 \frac{6.68 (3 \times 0.41 - 7 \times 1.07 + 21) - 1.5 (3 \times 0.41 + 8 \times 1.07 - 21)}{10 \times 7.06} \right]$$

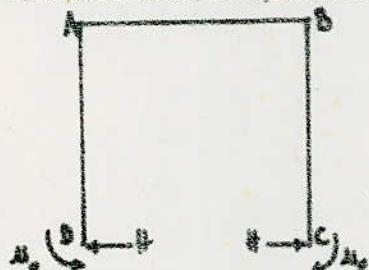
$$H = 20.47 \text{ t.}$$

- Sous l'effet du Séisme:  $p_s = 1.5 \text{ t/m}^2 ; p_t = 2.65 \text{ t/m}^2$

$$H = \frac{2.85}{6} \left[ 2 \times 2.65 + 1.5 + 0.41 \frac{2.65 (3 \times 0.41 - 7 \times 1.07 + 21) - 1.5 (3 \times 0.41 + 8 \times 1.07 - 21)}{10 \times 7.06} \right]$$

$$H = 23.14 \text{ t.}$$

### c. Effet dû à un moment $M_o$ appliqué à la pilelle de fondation:

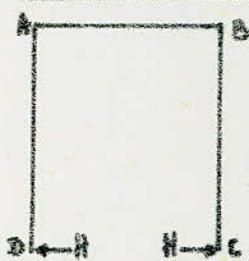


$$H = \frac{M_A - M_B}{h} = \frac{3(k+1) k' M_o}{N_1 h}$$

AN  $M_o = 18.261 \text{ t.m/m}$

$$H = \frac{3(0.41 + 1) 1.07 \times 18.261}{7.05 \times 7.05} = 1.49 \text{ t/m}$$

d. Variations Linéaires:



$$H = \frac{\alpha E b^3}{4h^2} \times \frac{6k+k'+3}{N_1}$$

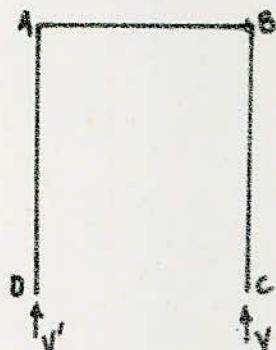
$\alpha l$  est la variation de longueur de la traverse

$$\underline{AN:} \quad \alpha E = 200 \text{ k/m}^2$$

$$H = \frac{200 \times 0.65^3}{4 \times 7.05^2} \times \frac{6 \times 0.41 + 1.07 + 3}{7.05} = -0.206 \text{ k/m}$$

Convention de Signe: Les réactions horizontales ( $H$ ) en  $D$  sont comptées positivement vers la gauche.

3. Expressions des réactions verticales à la base du portique:  
(tous divers cas de charge)



$$V' = (1-m) \left[ 1 + \frac{m(1-2m)}{N_2} \right] + \frac{k's(1-2m)}{N_2}$$

$$V = m \left[ 1 - \frac{(1-m)(1-2m)}{N_2} \right] - \frac{k's(1-2m)}{N_2}$$

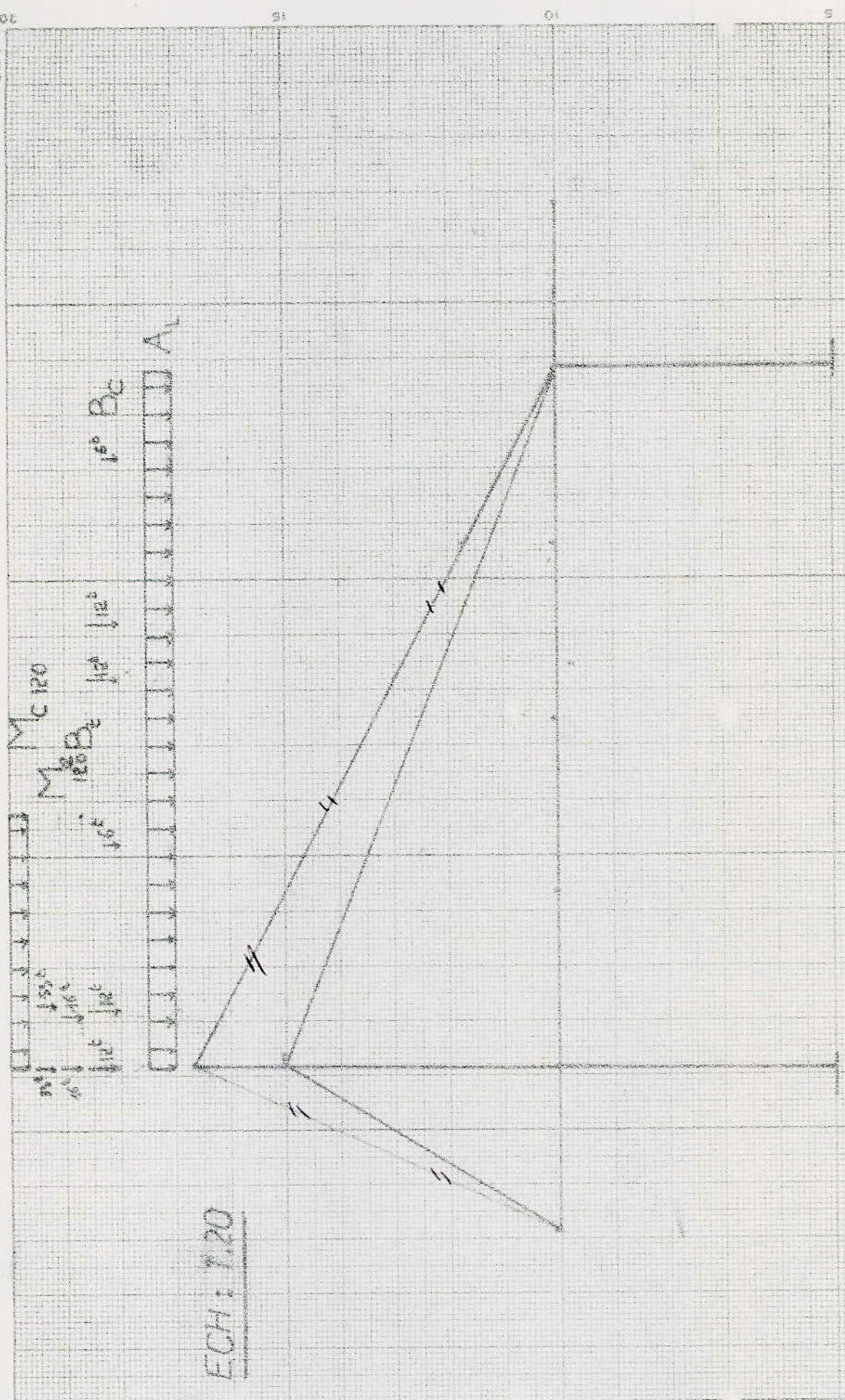
Convention de Signe: Les réactions verticales  $V$  sont comptées positivement vers le haut.

Remarques:

- \* Les expressions de  $V'$  et de l'effet flançant  $T_A$  sont les mêmes donc les résultats trouvés pour  $T_A$  seront reportés pour  $V'$
- \* Par raison de symétrie dans le mode de chargement, les valeurs de  $V$  seront les mêmes que celles de  $V'$
- \* Pour la passerelle des terres, l'effet dû au moment  $M_0$  et à la variation de température et retrait  $V = V' = 0$

LIGNE D'INFLUENCE de TA

ECH: 1/20



LIGNE d'Influence de H

ECR: 10

$M_{c120}$

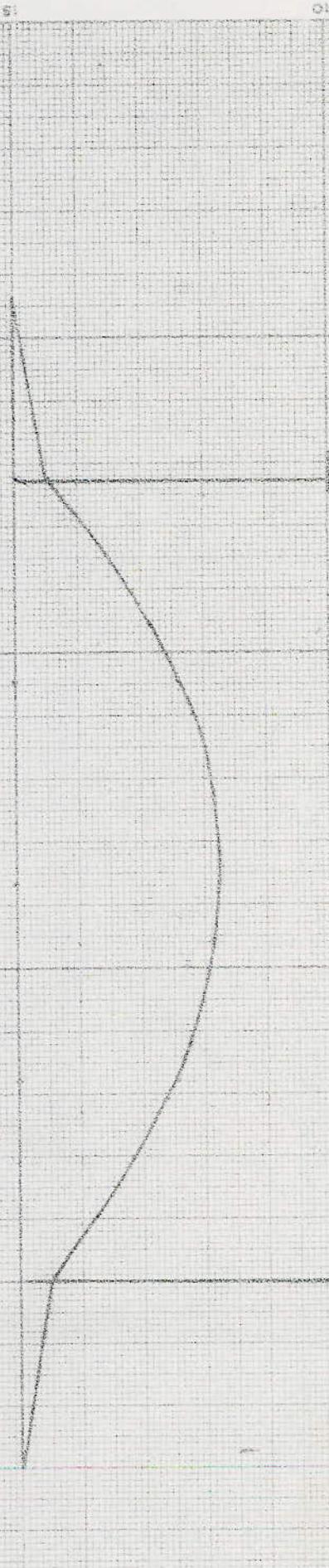
$M_{120}$

$B_t$

$\theta_1$

$\theta_2$

$\theta_3$



# ch. 7

## méthode de guyon massonet

### 1. exposé théorique

- introduction
- le coefficient de répartition transversale
- flexion longitudinale
- ... transversale

### 2. applications

- lignes d'influence et détermination de  $K$
- tableaux récapitulatifs
  - $K$
  - des moments pondérés
  - ... efforts tranchants

## Méthode "Guyon - Massonet"

### Introduction

Dans ces dernières années, on est passé du calcul de grillage, comme construction formée de barres à cette considérant le grillage comme une construction plane homogène calculée par analogie à une plaque orthotrope.

Dans la pratique le procédé de calcul des plaques orthotropes qui semble le plus convenable est celui utilisant les coefficients de répartition transversale, ce procédé étant clair, rapide, et pouvant parvenir à une exactitude quelconque.

Une construction soumise à l'action de lourdes charges concentrées est d'autant plus économique que l'aide des éléments non sollicités directement apportée à ces charges est plus sensible de ce que la répartition transversale est plus grande.

Ce procédé a été utilisé par "Guyon" pour le calcul des dalles orthotropes à rigidité torsionnelle négligeable, ainsi que pour le calcul des plaques isotropes. Massonet généralise les relations trouvées par Guyon en introduisant l'effet de la torsion dans les calculs.

Plusieurs auteurs ont vérifié expérimentalement sur modèle réduit, cette méthode rigoureuse, rapide et avantageuse.

### Théorie de la plaque anisotrope:

Pour l'étude de la plaque anisotrope, on introduit certaines hypothèses et limitations, qui ne portent pas seulement sur la plaque elle-même et le matériau dont elle est constituée mais aussi sur le comportement de la dalle sous charge.

On se fait de la théorie de Poisson-Kirchhoff, définie par les hypothèses suivantes:

a) Le matériau dont la plaque est faite, est parfaitement élastique et suit la loi de Hooke et son comportement est toujours le même sous une charge quelconque.

b) La plaque est un matériau homogène.

c) La plaque à une épaisseur constante, elle est nulle c.à.d son épaisseur est nulle devant ses autres dimensions.

d) Les éléments de normale au plan moyen restent, même après déformation rectilignes et perpendiculaires au feuillet moyen de formé.

e) La plaque est incompressible dans le sens perpendiculaire au feuillet moyen, on néglige donc les tensions normales perpendiculaires à ce feuillet.

f) Les déformations ( $\psi$ ) du plan moyen de la dalle sont d'un ordre plus faible que l'épaisseur de la dalle et par conséquent la courbure dans un sens quelconque est donnée par la dernière seconde de la déformée ( $\psi''$ ) dans ce sens.

g) La tension dans le plan moyen de la dalle est nulle, par cette supposition les déformations sont limitées beaucoup plus sensiblement que par la précédente.

- g) Les composantes de forces de volumes sont négligées si l'il y a lieu de considérer des forces de volume uniforme, on peut les inclure dans la charge.  
 h) La charge agit perpendiculairement à la surface de la plaque.

### Equation aux dérivées partielles d'une plaque anisotrope:

Elle est obtenue en écrivant d'abord la loi de Hooke ( $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$  en fonction des modules d'élasticité et des déformations) par intégration de ces tensions on obtient les moments de flexion et de torsion ( $M_x, M_y, M_{xy}$ ) en dérivant ces moments on obtient les efforts tranchants

( $Q_{xx} = \frac{\partial M_x}{\partial x} + 2M_{xy}; Q_{yy} = \frac{\partial M_y}{\partial y} - 2M_{xy}$ ) et enfin on exprimera l'équation d'équilibre  $\frac{\partial Q_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial Q_{yy}}{\partial y} + p(x, y) = 0$ , on obtient ainsi l'équation fondamentale de la dalle anisotrope.

$$\boxed{-P_{11} \frac{\partial^4 W}{\partial x^4} - 4P_{14} \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} - 2(P_{12} + 2P_{14}) \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} - 4P_{24} \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^3} - P_{22} \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} + p(x, y)} = 0 \quad (1)$$

### Equations aux dérivées partielles des dalles Orthotrope et Isotrope:

\* Dalle orthotrope: Elle s'obtient d'une façon analogue à l'équation (1) la seule différence consiste en ce qu'on exprime la loi de Hooke sous une forme simplifiée. On suppose que le matériau de la dalle possède 3 plans de symétrie par rapport à ses propriétés élastiques.

L'équation trouvée s'écrit:

$$\boxed{P_x \frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + P_y \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} - p(x, y) = 0} \quad (2)$$

$$\text{avec } H = \frac{d^3}{24(1-\nu_x\nu_y)} [E_x \nu_x + E_y \nu_y + 4G(1-\nu_x\nu_y)]$$

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

\* Dalle Isotrope: L'équation de cette dalle est obtenue en posant

$$E_x = E_y = E, \quad \nu_x = \nu_y = \nu \quad \text{et} \quad p = \frac{d^3}{12(1-\nu^2)}$$

$$\boxed{\frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} = \frac{1}{p} P(x, y)} \quad (3)$$

Les équations (1), (2), (3) sont les équations fondamentales des dalles; une fois trouvée, la fonction de la déformation  $W(x, y)$  pour une charge donnée  $p(x, y)$  le problème est complètement déterminé.

## 59

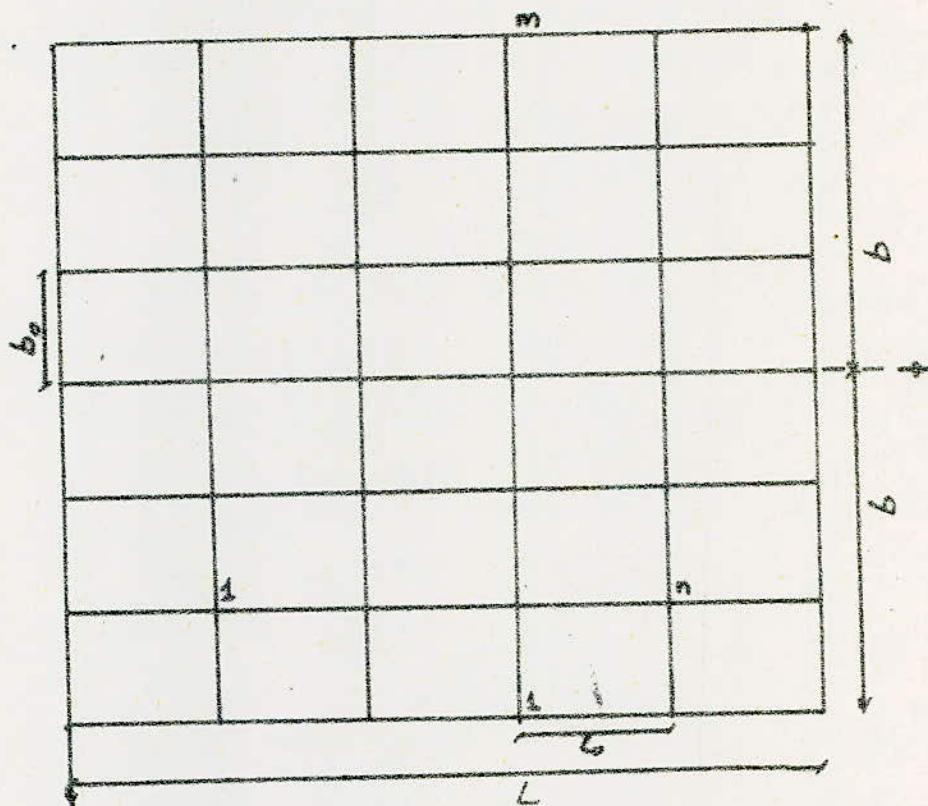
### Application de la théorie de la plaque Orthotrope à des grillages:

Le grillage consiste en deux familles de poutres pouvant, en général se couper sous un angle quelconque, les familles sont ordinairement perpendiculaires l'une à l'autre.

De plus l'une ou l'autre et plus souvent toutes les deux sont solidaires d'une dalle constituant le plancher ou le tablier du pont. La dalle est relativement épaisse et il n'est pas possible de négliger son effet dans la transmission d'une charge extérieure en flexion ainsi qu'en torsion.

On rencontre souvent des constructions formées de familles de poutres et d'une dalle d'épaisseur moyenne dont le comportement est intermédiaire entre celui d'un grillage simple (sans dalle) et celui d'une dalle anisotrope.

\* Grillage Simple: Soit un grillage simple constitué dans le sens  $y$  par "m" poutres (longerons) espacés les unes des autres de  $b_0$  et dans le sens  $x$  de "n" poutres (entretoises) espacées de  $b_1$ , les poutres sont dans les deux sens faites du même matériau résistant à la torsion et assemblées aux nœuds rigidement l'une à l'autre.



Designons par :

$B_p = E I_p$  la rigidité flexionnelle des longerons.

$B_E = E I_E$  la rigidité " entretoises".

$C_p =$  la rigidité torsionnelle des longerons.

$C_E =$  " " " " des entretoises

Et si nous remplaçons cette construction par une construction équivalente où les rigidités sont réparties continûment sur la longueur et la largeur, les rigidités flexionnelles seront par unité de longueur

$$\epsilon_p = \frac{B_p}{b_0} \quad ; \quad \epsilon_E = \frac{B_E}{L_0}$$

Les rigidités torsionnelles par unité de longueur de la construction seront :

$$\gamma_p = \frac{\epsilon_p}{b_0} \quad ; \quad \gamma_E = \frac{\epsilon_E}{L_0}$$

Paramètres sans dimension :

Dans la pratique, le coefficient de rigidité torsionnelle  $\gamma_p + \gamma_E$  est toujours compris entre les valeurs correspondant aux deux cas extrémis, celui de la dalle et celui du grillage simple.

Paramètre de Torsion  $\alpha$ : l'effet de la torsion est caractérisé par le paramètre de torsion  $\alpha$  donné par :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\epsilon_p \epsilon_E}} \quad 0 \leq \alpha \leq 1$$

Paramètre d'Entretorsement  $\theta$ :

Le second paramètre sans dimension a été donné par M Guyon en calculant les grillages sans tenir compte de l'effet de la torsion.

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt{\frac{\epsilon_p}{\epsilon_E}}$$

Le paramètre  $\theta$  détermine la complexité de l'entretorsement, plus grand est  $\theta$ , plus simple est l'entretorsement.

Par ces deux paramètres  $\theta$  et  $\alpha$ , le comportement de la construction est complètement défini.

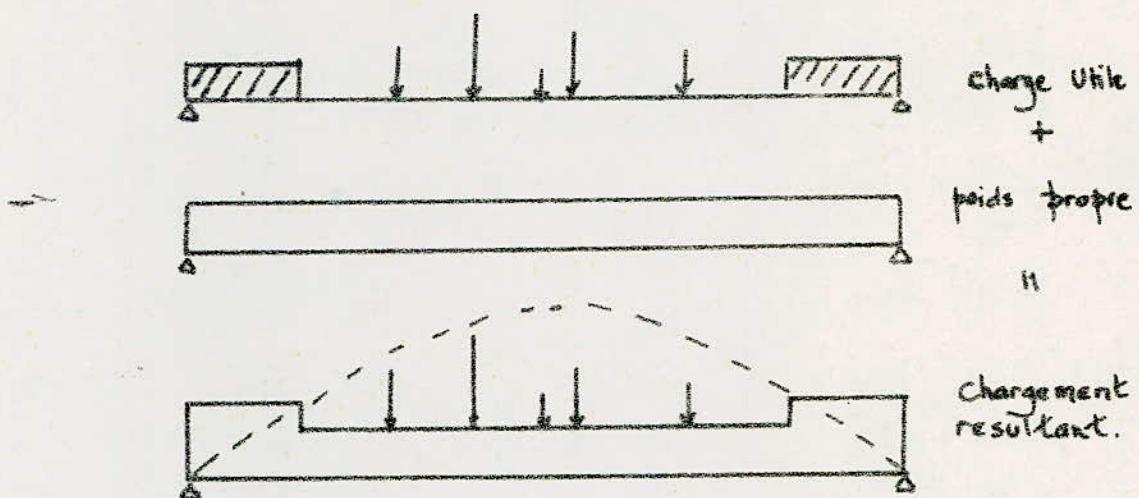
Méthode des Coefficients de Répartition :

La méthode des coefficients de Répartition, connue sous le nom de la méthode de "Guyon - Massonet" est basée sur deux hypothèses :

1- La construction réelle est remplacée par une dalle orthotrope présentant les mêmes rigidités moyennes de flexion et de torsion et qui, au sens technique est exactement soluble par le Calcul différentiel.

2- La répartition réelle du chargement est remplacée par celle qui fait sous une charge répartie le long de l'axe  $X$  de la construction suivant la fonction  $\varphi(x) = \varphi_1 \sin \frac{\pi x}{l}$  où  $\varphi_1$  est une valeur constante du chargement. Massonet justifie cette hypothèse par le fait qu'on obtient, dans une poutre, les moments fléchissants

maxima en chargeant la construction entière sur toute sa longueur dans une bande d'une certaine largeur et en situant la charge maximum aux environs du milieu de la portée. En ajoutant à ces charges utiles, le poids mort uniformément réparti nous constatons que la charge totale est répartie presque sinusoidalement.



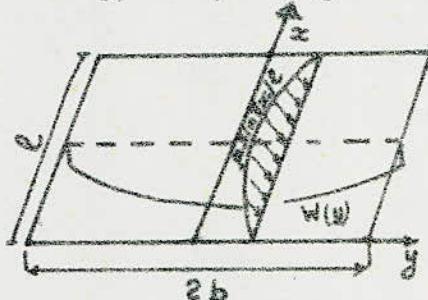
On peut en général (si la charge ne correspond pas à cette supposition) développer la charge en série de fourches dans le sens longitudinal ce qui entraîne quelques complications dans les calculs.

Les hypothèses citées n'influencent que le calcul de la répartition transversale, une fois déterminée, les autres calculs obéissent aux règles ordinaires de la stabilité des constructions c.a.d de la résistance des matériaux.

## Le Coefficient de Répartition transversale

Sous l'effet d'une charge linéaire répartie sur une parallèle à l'axe du pont d'excentricité  $e$ , suivant la loi sinusoidale  $p = p_0 \sin \frac{\pi x}{l}$ .  
On peut montrer que le pont prend une déformation de la forme

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



Si la charge  $p$ , au lieu d'être répartie sur une ligne, était uniformément étalée sur la largeur  $2b$  du pont tout en restant sinusoidale dans le sens de l'axe, le pont prendrait une déformation cylindrique d'équation

$$w_m(x, y) = W_m \sin \frac{\pi x}{l}$$

On appelle par définition coefficient de répartition transversale, le rapport sans dimension:

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

Le coefficient  $K$  est donc le rapport du déplacement vertical d'un point du pont sous l'effet de la charge linéaire  $p(x)$  au déplacement que prendrait ce point si la charge  $p$  était uniformément répartie sur toute la largeur du pont.

Le coefficient  $K$  dépend:

- c) de la valeur du paramètre d'entretoisement  $\theta$ .
- z) de la valeur du paramètre de torsion  $\alpha$ .
- z) de l'excentricité relative  $e/b$  de la charge linéaire  $p(x)$ .
- z) de l'ordonnée relative  $y/b$  du point du pont considéré.

L'étude numérique de nombreux cas a permis de montrer que, si l'on fait varier seulement  $\alpha$ , le coefficient  $K$  obéit avec une très bonne approximation à la loi d'interpolation simple:

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

$K_0$  correspond à  $\alpha=0$

$K_1$       "      à  $\alpha=1$

Les valeurs de  $K_0$  et  $K_1$  sont consignées dans les tableaux de Massonet établis pour des valeurs de  $\theta$  allant de 0,05 à 5.

## Flexion Longitudinale:

Le moment fléchissant longitudinal par unité de largeur produit par une charge répartie suivant la sinusoidale  $p(x) = p_0 \sin \frac{\pi x}{l}$ , dans la section  $x$  est :

$$(1) M_b(x) = -p_0 \frac{d^2 W_0(x)}{dx^2} = \frac{\pi^2}{l^2} p_0 W_0 \sin \frac{\pi x}{l} = \frac{\pi^2}{l^2} p_0 W_0(x)$$

Le moment fléchissant longitudinal unitaire pour une charge réelle sinusoidale dans le sens  $x$  et d'excéntricité " $e$ ", est :

$$(2) M_x(x,y) = -p_0 \frac{d^2 w(x,y)}{dx^2} = \frac{\pi^2}{l^2} W(y) p_0 \sin \frac{\pi x}{l} = \frac{\pi^2}{l^2} p_0 w(x,y)$$

En faisant le rapport entre (2) et (1) on obtient :

$$\frac{M_x(x,y)}{M_b(x)} = \frac{W(y)}{W_0(x)} = \frac{W(y)}{W_0} = K_y$$

Si nous considérons une construction chargée de "n" charges linéaires sinusoidales dans le sens  $x$ , définies par  $(p_1 \sin \frac{\pi x}{l}; \dots; p_n \sin \frac{\pi x}{l})$

les équations (1) et (2) deviendront :

$$(1') M_b(x) = \frac{\pi^2}{l^2} p_0 \sum p_i W_0^{(i)} \sin \frac{\pi x}{l}$$

$$(2') M_x(x,y) = \frac{\pi^2}{l^2} p_0 \sum p_i W_i^{(i)}(y) \sin \frac{\pi x}{l}$$

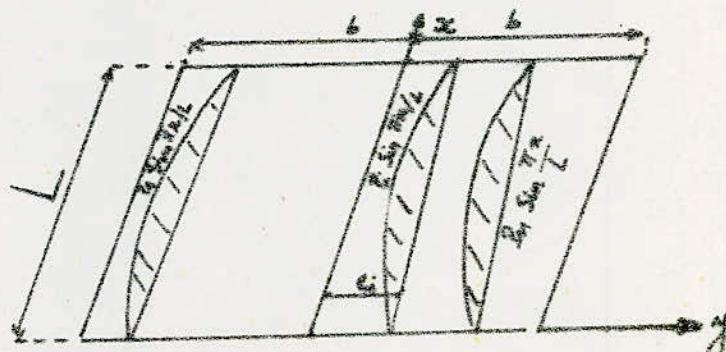
avec  $W_i^{(i)}(y) \sin \frac{\pi x}{l}$  flèche produite par une charge sinusoidale unitaire.

alors  $K_i(y) = \frac{W_i^{(i)}(y)}{W_0} \Rightarrow W_i^{(i)}(y) = W_0 K_i(y)$

En remplaçant  $W_i^{(i)}(y)$  par sa valeur dans (2') on obtient :

$$(2'') M_x(x,y) = \frac{\pi^2}{l^2} p_0 \sum p_i W_0 K_i(y) \sin \frac{\pi x}{l}$$

Comme  $K_y = \frac{M_x(x,y)}{M_b(x)} = \frac{\pi^2}{l^2} \frac{p_0 \sum p_i W_0 K_i(y) \sin \frac{\pi x}{l}}{\sum p_i W_0 \sin \frac{\pi x}{l}} = \frac{\sum p_i K_i(y)}{\sum p_i}$



Le moment fléchissant longitudinal sera donné finalement par

$$M_x(x,y) = M_b(x) K_{xy} \quad \text{avec } K_{xy} = \frac{\sum p_i k_{iy}}{\sum p_i}$$

et  $M_b(x)$  étant le moment moyen.

### Remarques concernant le calcul de $K_{xy}$

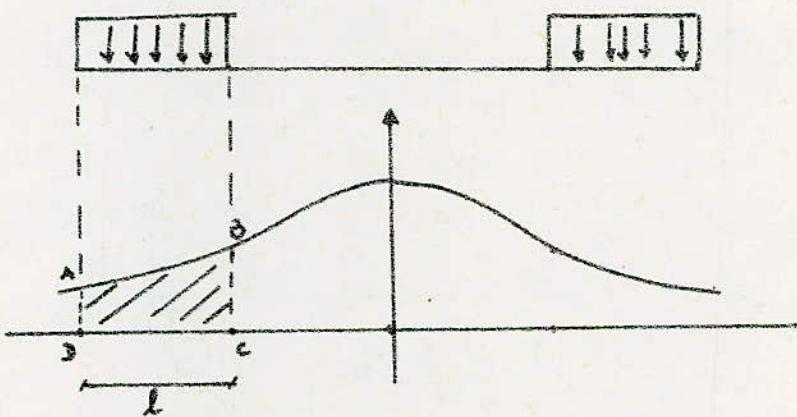
#### \* Cas des charges concentrées:

Dans le sens transversal les charges étant égales c.a.d  $p_1 = p_2 = \dots = p_n = p$ , la relation deviendra alors:

$$K_{xy} = \frac{\sum p_i k_{iy}}{\sum p_i} = \frac{P \sum_{i=1}^n k_i(y)}{n P} = \frac{\sum_{i=1}^n k_i(y)}{n}$$

#### \* Cas d'une charge uniformément répartie:

le coefficient sera donné par le rapport de l'aire de la ligne d'influence limitée par la largeur de la charge sur cette largeur.  
exemple: cas de la surcharge du trottoir ( $0,15 \text{ t/m}$ )



$$K = \frac{\text{Aire de ABCD}}{l}$$

## Flexion Transversale:

Dans le cas de la charge sinusoïdale  $p = p_1 \sin \frac{\pi x}{L}$ , appliquée sur la parallèle à Ox, excentrée de  $e$ , le moment transversal par unité de largeur, vaut :

$$M_y(x, y) = -P_E \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} = -P_E \frac{\partial^2 W(y)}{\partial y^2} \sin \frac{\pi x}{L} = \mu_1(\theta, y, e) b p_1 \sin \frac{\pi x}{L}$$

Dans le cas de la charge réelle :

$$M_y(x, y) = b \sum_{m=1}^{\infty} \mu_m p_m \sin m \frac{\pi x}{L}$$

Soit à mi-portée où le moment est maximum :

$$M_y\left(\frac{L}{2}, y\right) = b \sum_{q=1}^{\infty} \mu_{2q+1} p_{2q+1} (-1)^{q+1}$$

En fatigue, on se contente du 1<sup>er</sup> terme ( $m=1$ ) ou des 3 premiers

sont

$M_y\left(\frac{L}{2}, y\right) = b \left( p_1 \mu_1 - p_3 \mu_3 + p_5 \mu_5 \right)$
---

Les tables de Massonet donnent les valeurs de  $\mu$ :

$\mu_1$	est	le coefficient correspondant au paramètre	$\theta$
$\mu_3$	"	"	" " " 30
$\mu_5$	"	"	" " " 50

\* Pour une charge linéaire uniforme complète :

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

$$p_1 = \frac{4P}{\pi}$$

$$p_3 = \frac{4P}{3\pi}$$

$$p_5 = \frac{4P}{5\pi}$$

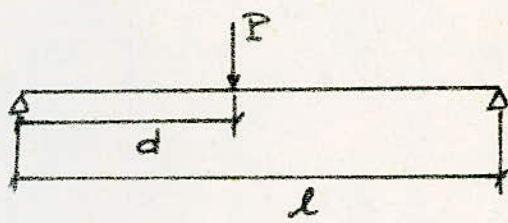
\* Pour une charge concentrée :

$$p_m = \frac{2P}{l} \sin m \frac{\pi d}{l}$$

$$p_1 = \frac{2P}{l} \sin \frac{\pi d}{l}$$

$$p_3 = \frac{2P}{l} \sin \frac{3\pi d}{l}$$

$$p_5 = \frac{2P}{l} \sin \frac{5\pi d}{l}$$



## Application de la théorie de Massonnet:

On considère que la traverse est une dalle isotrope, le paramètre de torsion  $\alpha = 1$  et le paramètre d'entretorsement  $\theta_1$  est donné par :

$$\theta = \frac{b}{\lambda} \quad \lambda \text{ (étant la portée fictive)}$$

$$\lambda = l \sqrt{\frac{1}{N_1} [(2k+0,6)(2k+k') - k(k-2,9k's)]}$$

$$\lambda = 14,64$$

$$\theta = \frac{12,5}{14,64} = 0,85$$

Des tableaux de Massonnet, on tire les valeurs de  $k$  correspondant à  $\alpha = 1$  et  $\theta = 0,85$  pour les différentes excentricités des charges et pour des sections bien déterminées

$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/4	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,5852	0,7432	0,9723	1,2604	1,4420	1,2604	0,9723	0,7432	0,5852
b/4	0,3524	0,4703	0,6517	0,9242	1,2604	1,4941	1,3716	1,1478	0,9678
b/2	0,2170	0,3809	0,4343	0,6517	0,9723	1,3716	1,6892	1,6753	1,5660
3b/4	0,1400	0,2019	0,3009	0,4703	0,7432	1,1478	1,6753	2,1851	2,4385
b	0,0949	0,1409	0,2170	0,3524	0,5852	0,9678	1,5660	2,4385	3,5623

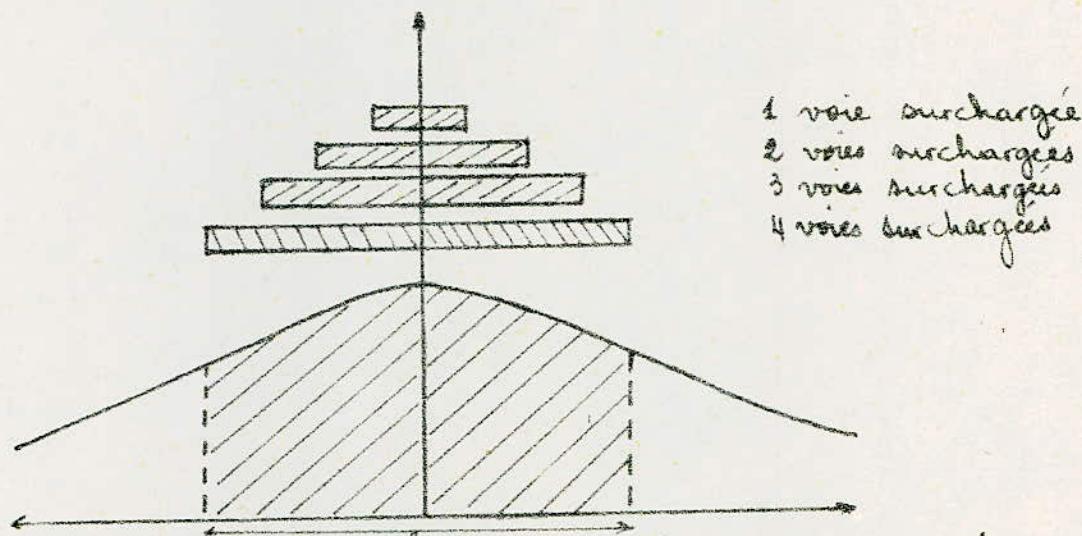
Le tracé des lignes d'influence de force dans les pages suivantes.

Exemple de Calcul du coefficient de répartition transversale pour un mètre de largeur de dalle.

\* Sous le poids propre: Si nous considérons le poids propre comme une charge uniformément répartie le coefficient de répartition transversale sera  $K=1$ .

\* Sous la surcharge A:

Prenons la ligne d'influence de K pour la position  $y=0$ .  
Comme la courbe est une cloche (symétrique), on doit disposer nos charges au milieu pour avoir les plus grandes valeurs de K.



Pour le calcul de la surface hachurée, on utilisera la méthode de Simpson:

$$\int_{x_0}^{x_2} f(x) dx = \frac{h}{3} (1,25y_0 + 2y_1 - 0,25y_2)$$

Notre Coefficient de répartition sera alors:

$$K = \frac{\text{Surface hachurée}}{2b}$$

Les résultats trouvés sont recapitulés dans le tableau à la fin de l'exemple.

\* Sous la Surcharge Bc:

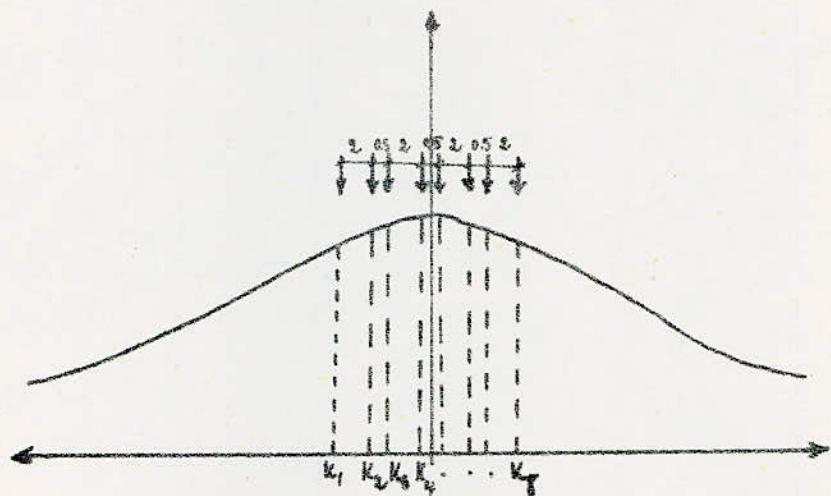
On peut disposer sur notre pont 4 convois de 2 camions chacun puisqu'on a 4 voies et la portée nous le permet. alors on aura 8 roues à déplacer transversalement pour obtenir la plus grande valeur de K.  
Cette valeur sera donnée par l'expression suivante:

$$K = \left[ \frac{\sum_{i=1}^8 K_i}{8} \right] \times \frac{1}{2b}$$

mais elle peut être donnée par les 3 convois seulement alors  $K = \left[ \frac{\sum_{i=1}^6 K_i}{6} \right] \times \frac{1}{2b}$

ou par 2 convois  $K = \left[ \frac{\sum_{i=1}^4 K_i}{4} \right] \times \frac{1}{2b}$

ou par 1 convoi  $K = \left[ \frac{\sum_{i=1}^2 K_i}{2} \right] \times \frac{1}{2b}$



Pour les résultats obtenus voir tableau récapitulatif à la fin de l'exemple

\* Sous la Surcharge Bt:

On procédera de la même manière que Bc, sauf que le nombre de convois est limité à deux (2) même si on a 4 voies; donc il suffira de déplacer les 2 convois ou un seul, de manière à obtenir les plus grands valeurs de K.

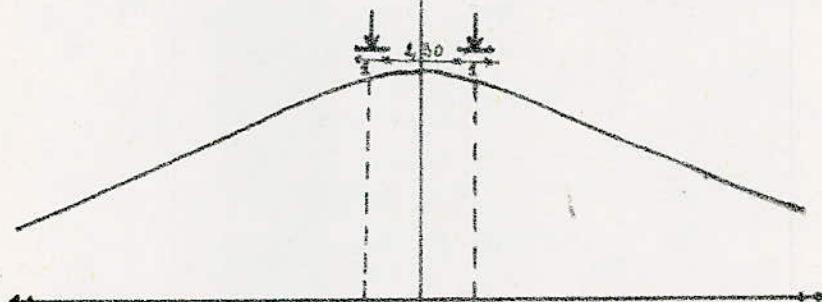
$$\text{Pour 2 convois } K = \left[ \frac{\sum K_i}{4} \right] \times \frac{1}{2b}$$

$$\text{Pour 1 Convoi } K = \left[ \frac{\sum K_i}{2} \right] \times \frac{1}{2b}$$

\* Sous la Surcharge M<sub>120</sub>:

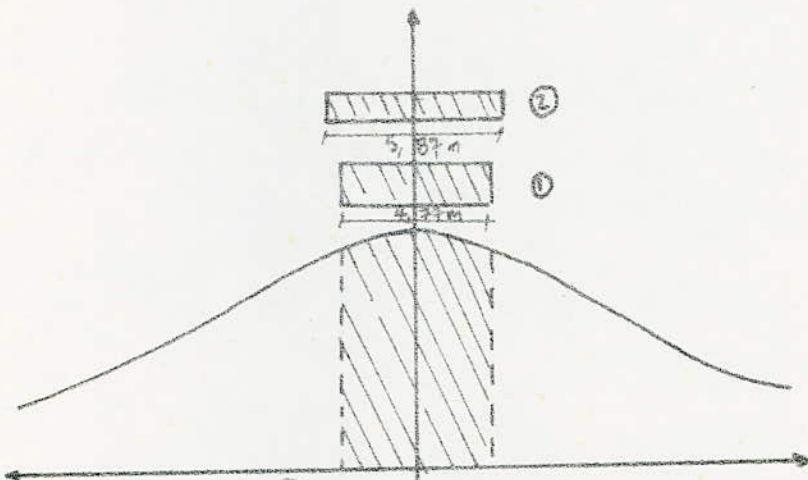
Sur notre pont on ne pourra disposer qu'un seul char transversal et ce, aura 2 charges réparties sur une largeur de 1m chacune et espacées de 2,30m. Pour le calcul de K on prendra une charge concentrée au milieu de la largeur de 1m; donc notre coefficient sera égal à :

$$K = \left[ \frac{\sum K_i}{2} \right] \times \frac{1}{2b}$$



\* Sous La Surcharge M<sub>120</sub> et la surcharge exceptionnelle E:

Comme les surcharges M<sub>120</sub> et E sont uniformément réparties, donc on calculera d'abord les surfaces correspondantes par la méthode de Simpson, et on divisera par la largeur des charges (largeur de diffusion sur le plan moyen de la dalle) pour obtenir le coefficient K.



$$k_1 = \left[ \frac{\text{Surface correspondant à } M_{120}}{4,77} \right] \times \frac{1}{2b}$$

$$k_2 = \left[ \frac{\text{Surface correspondant à } E}{5,87} \right] \times \frac{1}{2b}$$

\*Sous la Surcharge du trottoir

La surcharge de trottoir est uniformément répartie d'intensité 150 kg/ft  
Le Coefficient K est égal à la demi somme de  $k_1$  et  $k_2$ .

$$K = \left[ \frac{k_1 + k_2}{2} \right] \times \frac{1}{2b}$$

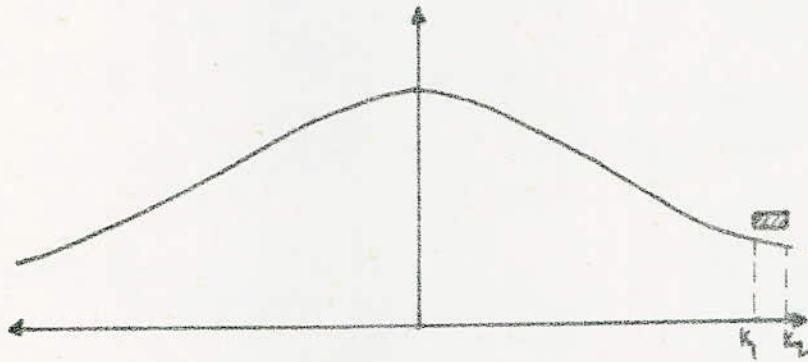


Tableau récapitulatif des Valeurs de k.

Voies \ g	0	b/4	b/2	3b/4	b
4	A      B <sub>c</sub>				
3	0.689 0.002	0.71 0.05	0.77 0.062	0.794 0.066	0.780 0.077
2	0.540 0.033	0.56 0.055	0.64 0.065	0.649 0.073	0.705 0.087
1	0.390 0.056	0.39 0.057	0.46 0.067	0.549 0.082	0.590 0.096
B <sub>t</sub>	2      0.055	0.055	0.066	0.078	0.089
	1      0.056	0.058	0.068	0.087	0.1064
M <sub>c120</sub>	0.055	0.058	0.068	0.083	0.092
M <sub>e120</sub>	0.089	0.058	0.067	0.082	0.094
E	0.058	0.057	0.066	0.079	0.086
Trottoir	2      0.0212	0.024	0.034	0.052	0.069
	1      0.021	0.036	0.061	0.097	0.132

Coefficients réglementaires

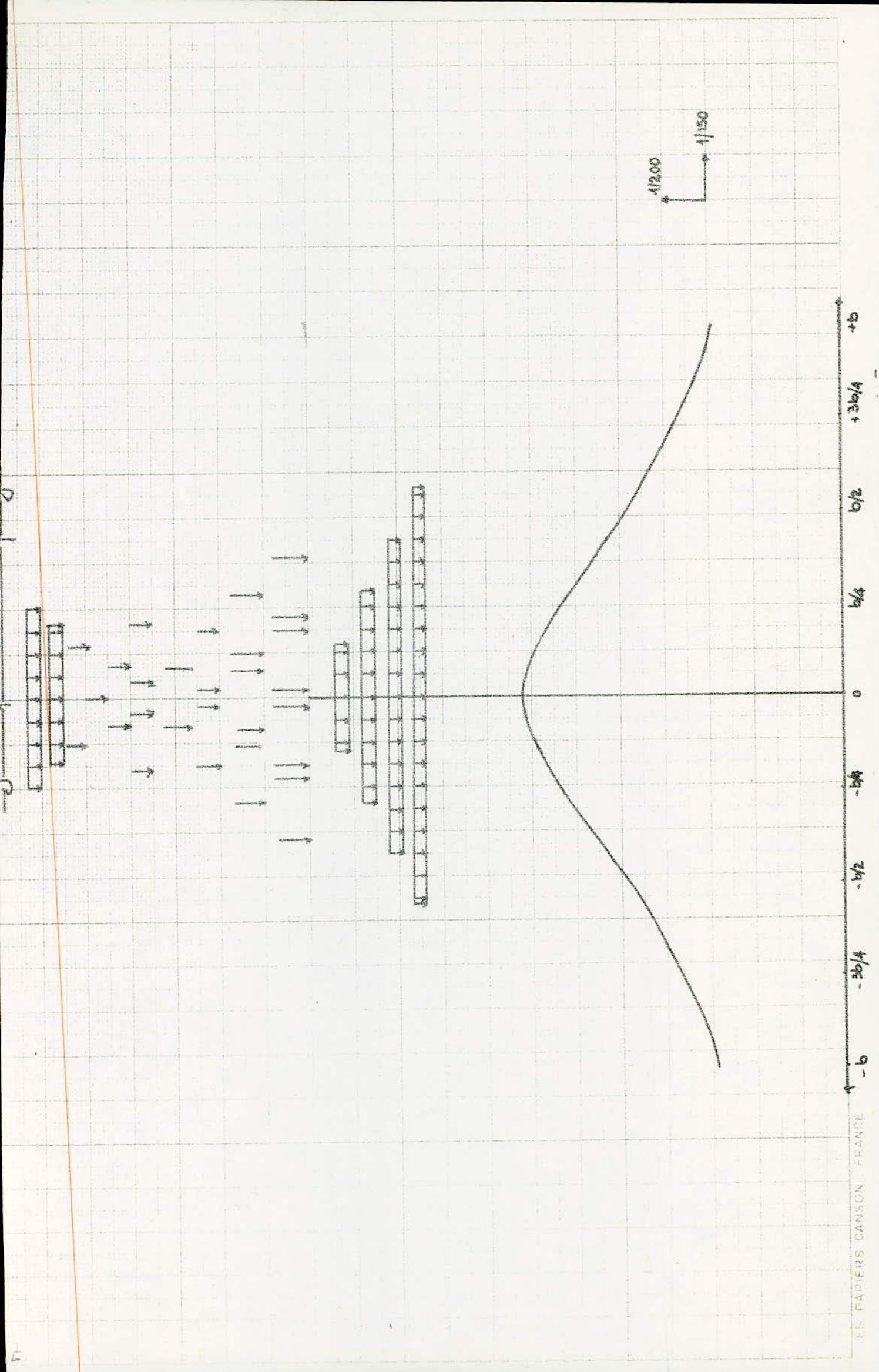
$$a_2 = \frac{l_0}{l_y} = 1 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{pont de première classe} \Rightarrow l_0 = 3,5 \text{m.} \\ l_y = 3,5 \text{m.} \end{array} \right.$$

Sollicitations	Nombre de voies chargées (Pont de 1 <sup>re</sup> classe)			
	1	2	3	4
A(l): a <sub>1</sub>	1	1	0,9	0,75
B <sub>c</sub> : b <sub>c</sub>	1,2	1,1	0,95	0,8
B <sub>t</sub> : b <sub>t</sub>	1	1	1	1

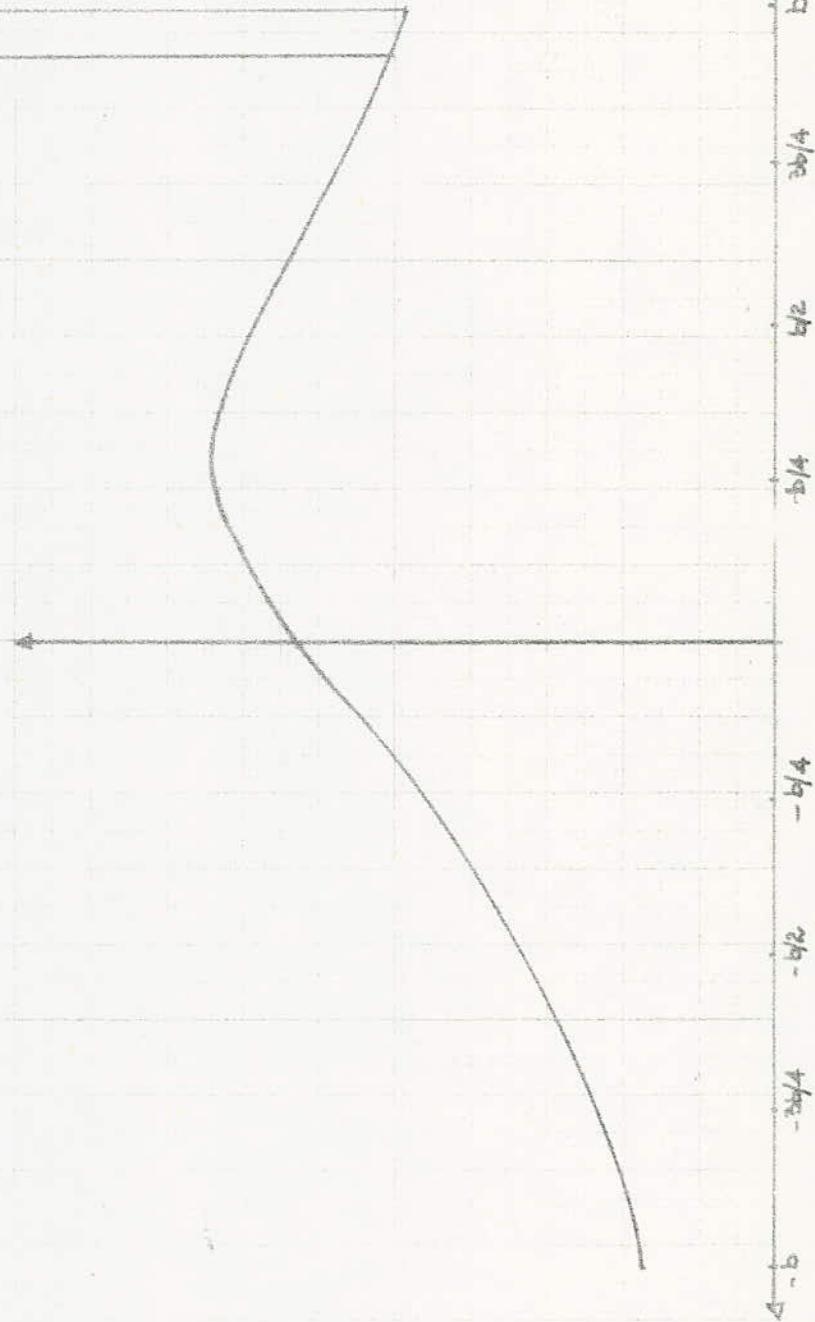
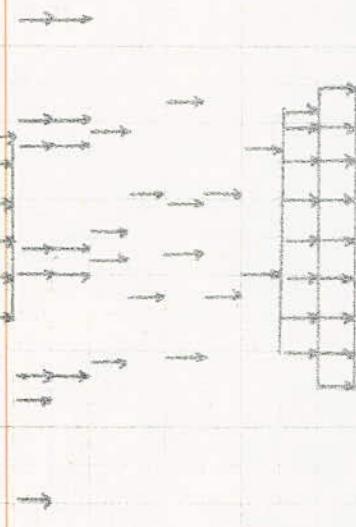
pour avoir la combinaison la plus défavorable  $\Sigma a_1 \times a_2 \times k_{b_c}$  et  $k_{b_t}$  on doit considérer le coefficient des 3 voies chargées pour A(l) pour B<sub>c</sub> et B<sub>t</sub> on gardera celui d'une voie chargée.

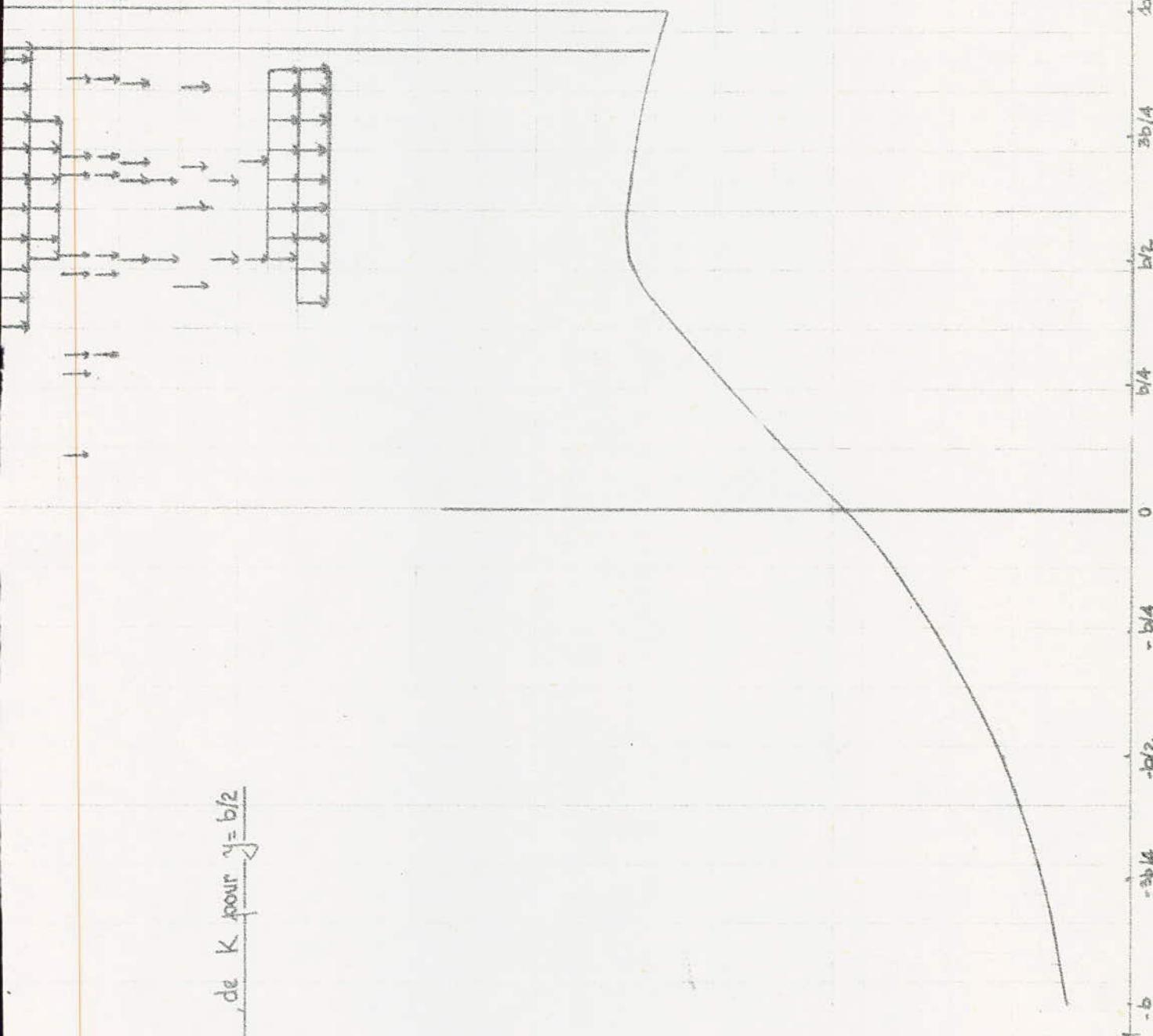
Tableau des Valeurs de k à prendre pour les Calculs :

Sollicitation	A(l)	B <sub>c</sub>	B <sub>t</sub>	M <sub>c120</sub>	M <sub>e120</sub>	E	Trottoirs
K	0.705	0.112	0.106	0.092	0.094	0.086	0.132
Combinaison	0.635	0.134	0.106	0.092	0.094	0.086	0.132



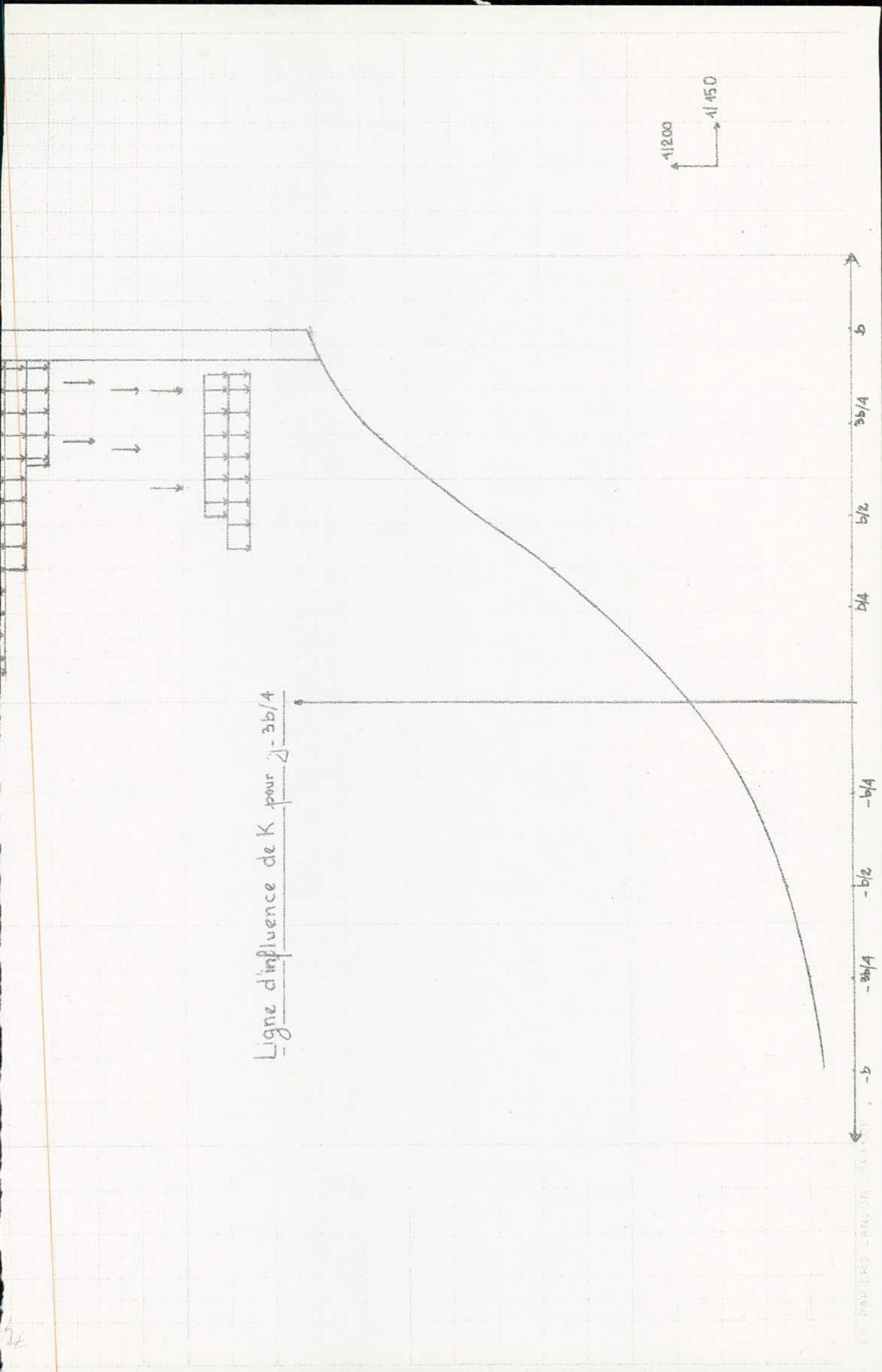
Ligne d'influence de K pour  $y = b/4$





Ligne d'influence de K pour  $y = b/2$

4/200  
4/450



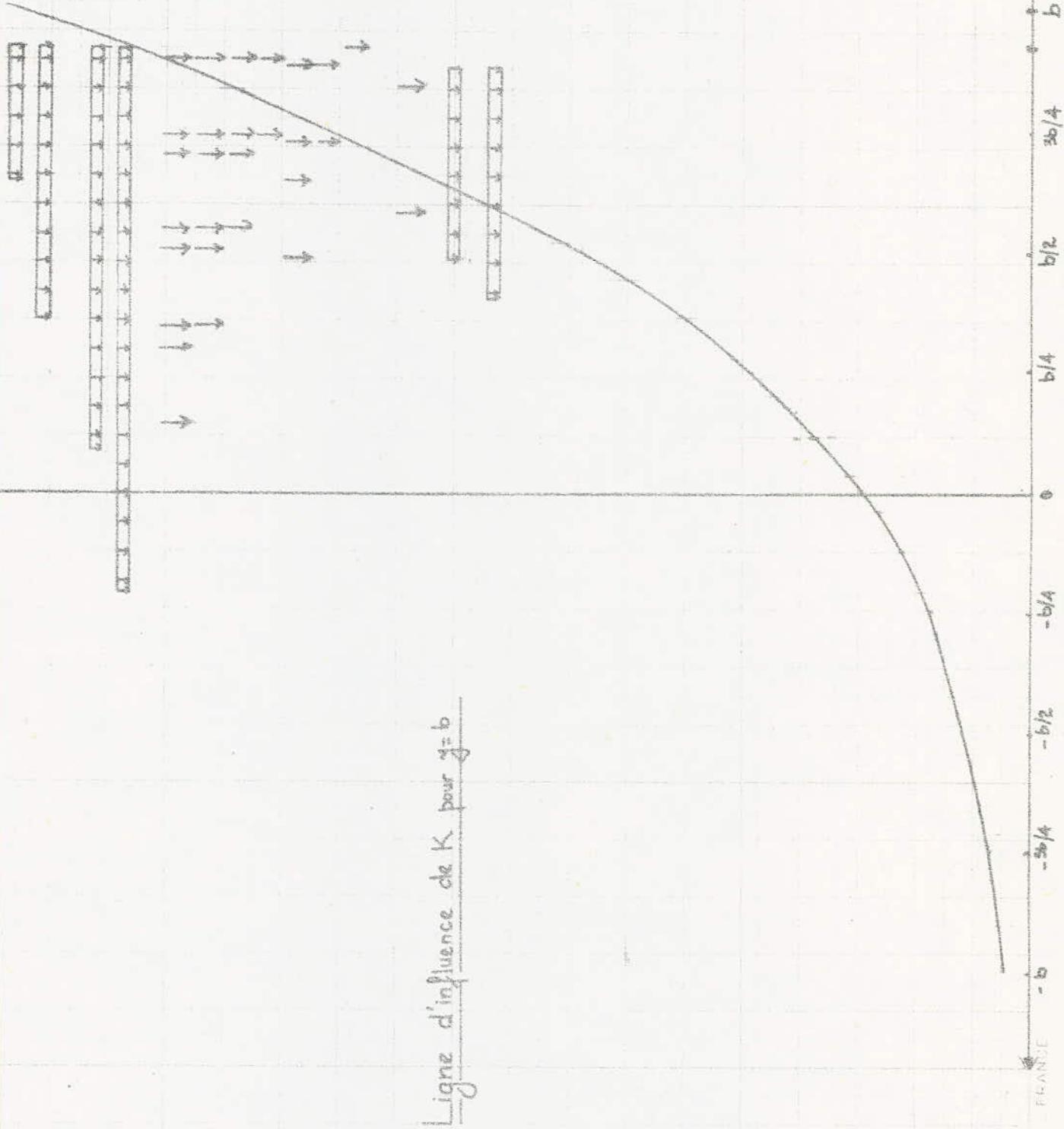


TABLEAU Recapitulatif des Moments ponderés:

Moment CHARGE \	$M_A^+$ -	$M_D^+$ -	$M_{4/2}^+$ -	$M_{h/2}^+$ -	K	$\delta$
poids propre	- 50.414	+ 10.11	+ 33,248	+ 11.344		
	<u>- 28.614</u>	+ 60.32	+ 57,593	+ 15.849	1	
A(l)	+ 0.205	+ 7.742	+ 21.955	+ 0.693		
	- 26.645	0	<u>- 0.129</u>	- 8.907	0.635	
B C	+ 0.150	+ 1.980	+ 10.314	+ 0.421		
	- 11.477	0	- 0.048	- 3.707	0.134	1.114
B $t$	+ 0.193	+ 3.086	+ 11.037	+ 0.542		
	- 8.807	0	- 0.063	- 3.463	0.106	1.114
$M_{C120}$	+ 0.183	+ 6.972	+ 23.082	+ 0.635		
	- 20.850	0	- 0.059	- 7.823	0.092	1.104
$M_{C120}$	<u>+ 0.274</u>	+ 4.596	+ 15.945	<u>+ 0.768</u>		
	- 13.205	0	- 0.087	- 5.172	0.094	1.104
E	+ 0.180	<u>+ 13.662</u>	<u>+ 33.064</u>	+ 0.626		
	<u>- 40.174</u>	0	- 0.058	<u>- 13.225</u>	0.086	
Trottoir	+ 0	+ 0.164	+ 0.408	0		
	- 0.495	0	0	- 0.164	0.132	
Maximum	+ 0.274 - 40.174	+ 49.662 0	+ 33.064 - 0.129	+ 0.768 - 13.225		

Tableau recapitulatif des Efforts Tranchants:

	Efforts obtenus par les lignes d'influence		Efforts affectés de K8	
	T <sub>A</sub>	H	T <sub>A</sub>	H
A	13.3	- 6.1	7.91	- 3.63
B <sub>t</sub>	30.72	- 10.24	3.5	- 1.2
B <sub>c</sub>	37.44	- 13.26	4.4	- 1.6
M <sub>cro</sub>	9.01	- 32.02	8	- 2.9
M <sub>ext</sub>	62.7	- 20.79	6	- 2
E	176.56	- 80.3	44.35	- 6.53
Trot.	1.4	- 0.65	0.18	- 0.08
poids propre	17.58	- 7.99		

Sollicitations du 1<sup>er</sup> Genre:

$$T_A = 17.58 + (44.35 + 0.18 \times 1) - 32,146 \text{ t/m}.$$

$$H = 16.934 - 6.53 - 0.08 \times 1 = 9,808 \text{ t/m}$$

## ch\_ 8

# courbes enveloppes

1. normales
2. sous l'effet du seisme

## Courbes Enveloppes (Normales)

Sollicitations du premier genre:

$$S_1 = \text{charge permanente} + T^{\circ} \text{ et Retrait} + \max \begin{cases} 1/8 \text{ charge A ou B} \\ \text{charge militaire ou Exceptionnel} \end{cases}$$

\* Traverse: les calculs sont présentés sous forme de Tableaux

	G	T <sup>°</sup> et Retrait	Surcharges	Total
M <sub>A</sub> <sup>max</sup>	- 49.842	- 0.572	+ 0.274 - 40.174	- 50.138 - 90.586
M <sub>A</sub> <sup>corr.</sup>	+ 58.165	- 0.572	- 0.088 + 33.064	+ 57.505 + 90.657
M <sub>B</sub> <sup>corr.</sup>	- 49.842	- 0.572	- 0.439 - 40.136	- 50.851 - 90.548

	G	T <sup>°</sup> et Retrait	Surcharges	Total
M <sub>B</sub> <sup>max</sup>	- 49.842	- 0.572	+ 0.274 - 40.174	- 50.138 - 90.586
M <sub>A</sub> <sup>corr.</sup>	+ 58.165	- 0.572	- 0.088 + 33.064	+ 57.505 + 90.657
M <sub>A</sub> <sup>corr.</sup>	- 49.842	- 0.572	- 0.439 - 40.103	- 50.851 - 90.515

	G	T <sup>°</sup> et Retrait	Surcharges	Total
M <sub>A</sub> <sup>max</sup>	- 49.842	- 0.572	+ 33.064 - 0.139	+ 50.657 + 57.464
M <sub>A</sub> <sup>corr.</sup>	+ 58.165	- 0.572	- 40.126 - 0.014	- 90.538 - 50.426
M <sub>B</sub> <sup>corr.</sup>	- 49.842	- 0.572	- 40.126 - 0.014	- 90.538 - 50.426

\* Pied droit:

	G	T <sup>°</sup> et Retrait	Surcharges	Total
M <sub>A</sub> <sup>max</sup>	- 49.842	- 0.572	+ 0.274 - 40.174	- 50.138 - 90.586
M <sub>B</sub> <sup>corr.</sup>	+ 11.105 15.61	0.234	+ 0.768 - 13.150	+ 12.112 - 1.806
M <sub>D</sub> <sup>corr.</sup>	+ 59.27	1.050	+ 1.262 + 13.551	61.582 73.871

	G	T <sup>o</sup> et Retrait	Surcharges	Total
$M_A^{\text{Corr}}$	- 49.842	- 0.572	+ 0.274 - 40.415	- 50.14 - 90.529
$M_A^{\text{Max}}$	+ 15.105 + 11.105	0.239	+ 0.768 - 13.225	+ 16.617 - 1.881
$M_B^{\text{Corr}}$	59.27	1.050	1.262 13.183	61.582 73.463

	G	T <sup>o</sup> et Retrait	Surcharges	Total
$M_A^{\text{Corr.}}$	- 49.842	- 0.572	- 40.015 0	- 90.429 - 50.414
$M_B^{\text{Corr.}}$	+ 11.105 + 15.61	0.239	- 12.840 0	- 1.496 + 15.849
$M_B^{\text{Max.}}$	59.27	1.050	+ 13.660 0	+ 73.980 60.320

# Courbes Enveloppes (En introduisant l'effet du Séisme) S

Sollicitations du premier genre :

$$S_1 = \text{Charge permanente} + T^{\circ} \text{ et retrait} + \max \begin{cases} 1,2 \text{ charge A ou B} \\ \text{charge militaire ou Exceptionnelle} \end{cases}$$

\* Traverse:

	G	T° et Retrait	Surcharges	Total
$M_A^{\max}$	- 49.986	- 0.572	+ 0.274 - 40.174	- 50.284 - 90.732
$M_{L/2}^{\text{Corres}}$	+ 60.426	- 0.572	- 0.088 + 33.064	+ 59.766 + 92.918
$M_B^{\text{Corres}}$	- 49.986	- 0.572	- 0.439 - 40.136	- 50.997 - 90.694

	G	T° et Retrait	Surcharges	Total
$M_A^{\text{Corres}}$	- 49.986	- 0.572	- 40.126 - 0.014	- 90.684 - 50.572
$M_{L/2}^{\max}$	+ 60.426	- 0.572	+ 33.064 - 0.129	92.918 59.725
$M_B^{\text{Corres}}$	- 49.986	- 0.572	- 40.126 - 0.014	- 90.684 - 50.572

	G	T° et Retrait	Surcharges	Total
$M_A^{\text{corr}}$	- 49.986	- 0.572	- 0.439 - 40.103	- 50.997 - 90.661
$M_{L/2}^{\text{corr}}$	+ 60.426	- 0.572	- 0.088 + 33.064	59.766 92.918
$M_B^{\max}$	- 49.986	- 0.572	+ 0.274 - 40.174	- 50.284 - 90.732

\* Pieddroit:

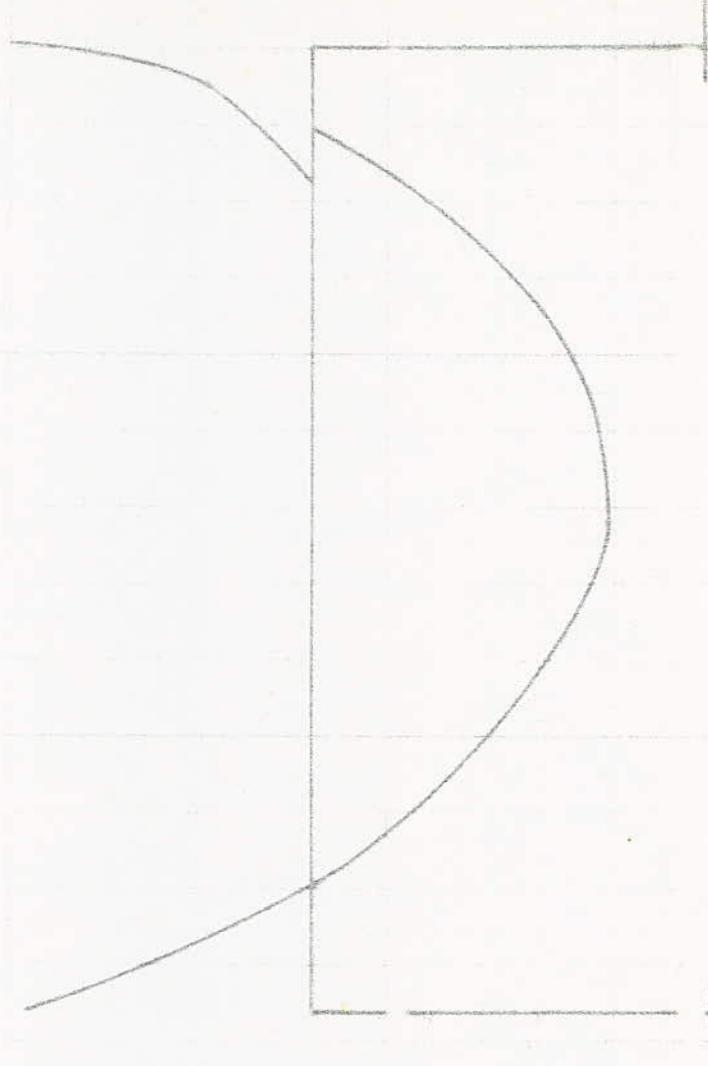
	G	T° et retrait	Surcharges	Total
$M_A^{\max}$	- 49.986	- 0.572	+ 0.274 - 40.174	- 50.284 - 90.732
$M_{A=0.61}^{\text{corr}}$	+ 65.989	+ 0.417	+ 0.872 - 2.291	67.278 59.135
$M_D^{\text{corr}}$	+ 67.147	+ 1.050	+ 1.262 + 13.551	69.459 81.748

	G	T° et Retrait	Surcharges	Total
$M_A^{\text{corr}}$	- 49.986	- 0.572	- 1.746 - 40.157	- 52.304 - 90.415
$M_B^{\text{MAX}}$	+ 65.989	+ 0.417	+ 0.895 - 7.415	67.301 58.391
$M_B$	+ 67.147	+ 1.050	+ 2.372 + 12.642	70.569 80.839

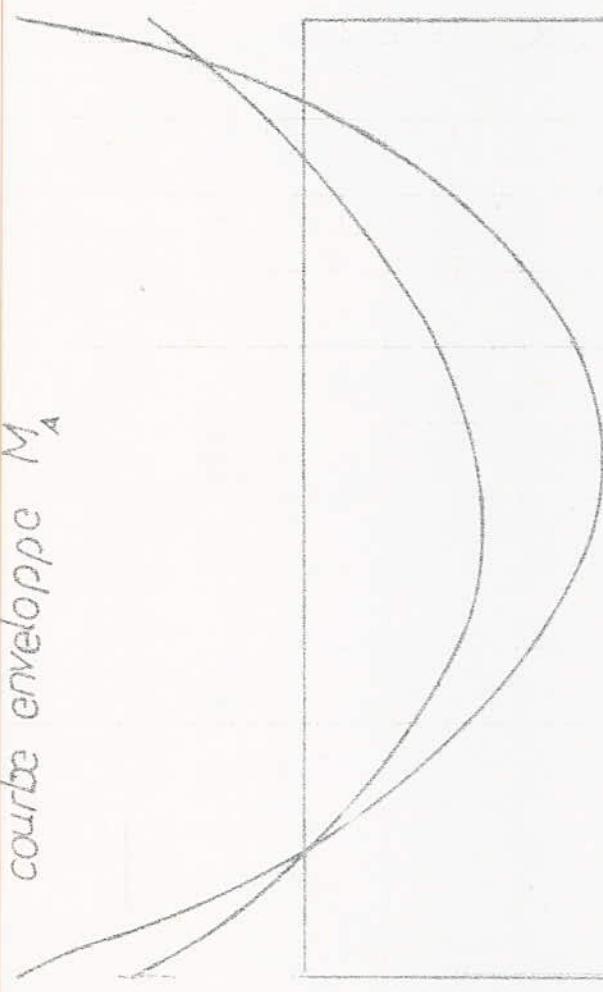
	G	T° et Retrait	Surcharges	Total
$M_A^{\text{corr}}$	- 49.986	- 0.572	- 40.015 0	- 90.573 - 90.558
$M_B^{\text{corr}}$	+ 65.989	+ 0.417	- 7.03 0	59.376 66.406
$M_B^{\text{MAX}}$	+ 67.147	+ 1.050	+ 13.662 0	81.859 68.197

COURBE ENVELOPPE FINALE

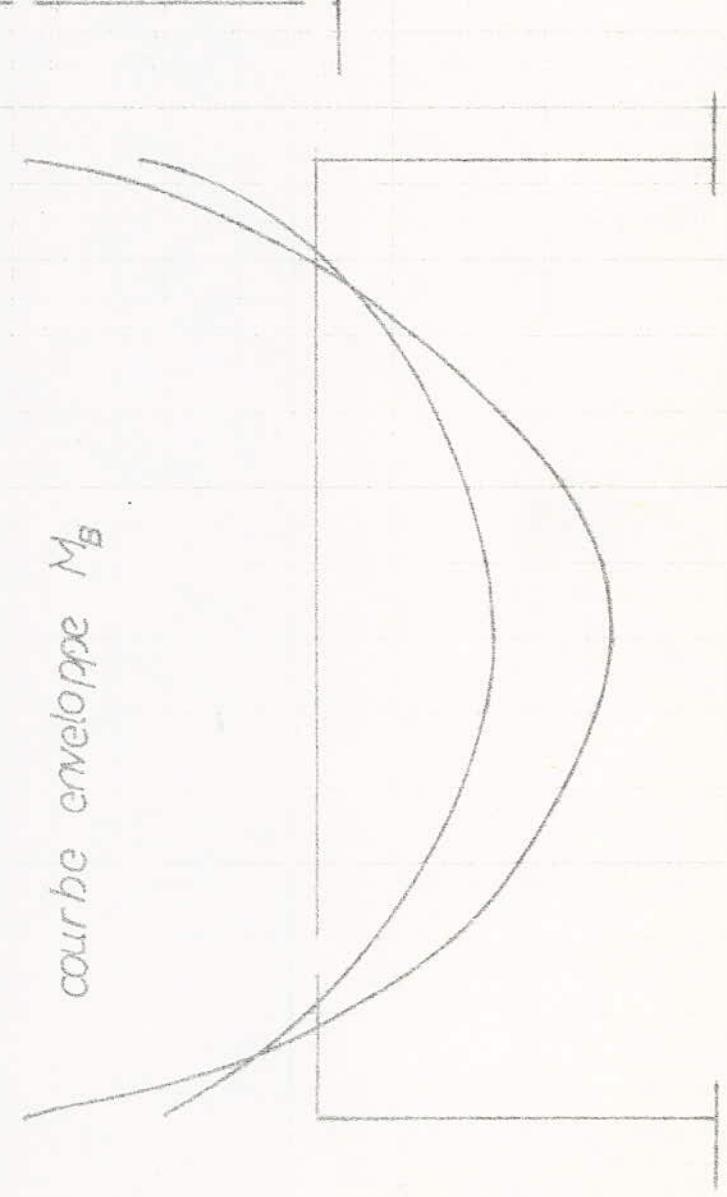
(traverse) N



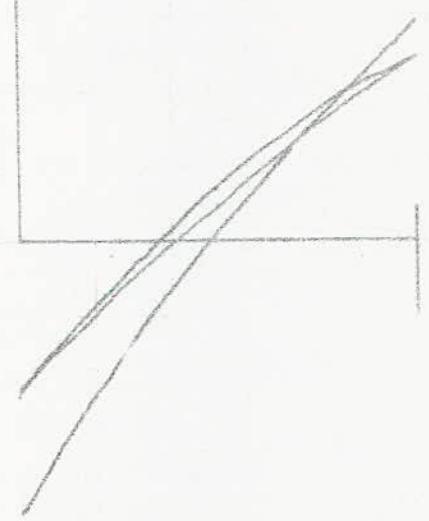
courbe enveloppe  $M_A$



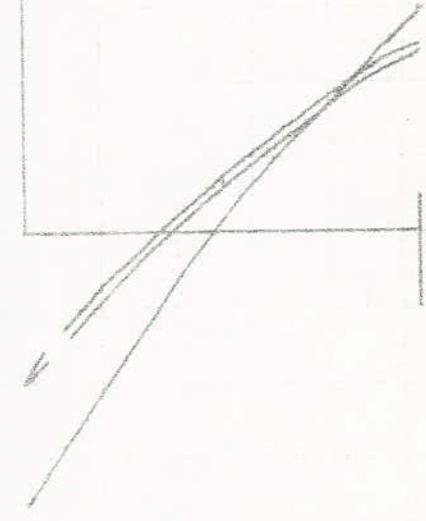
courbe enveloppe  $M_B$



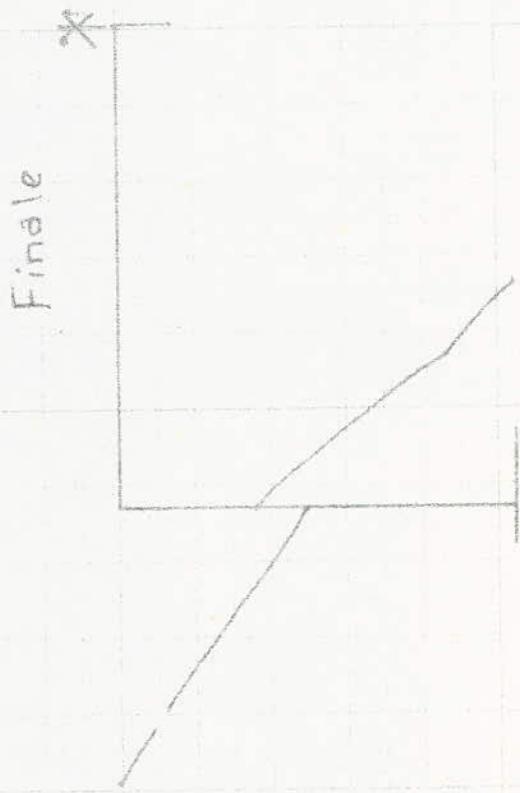
Courbe Enveloppe de  $M_A$



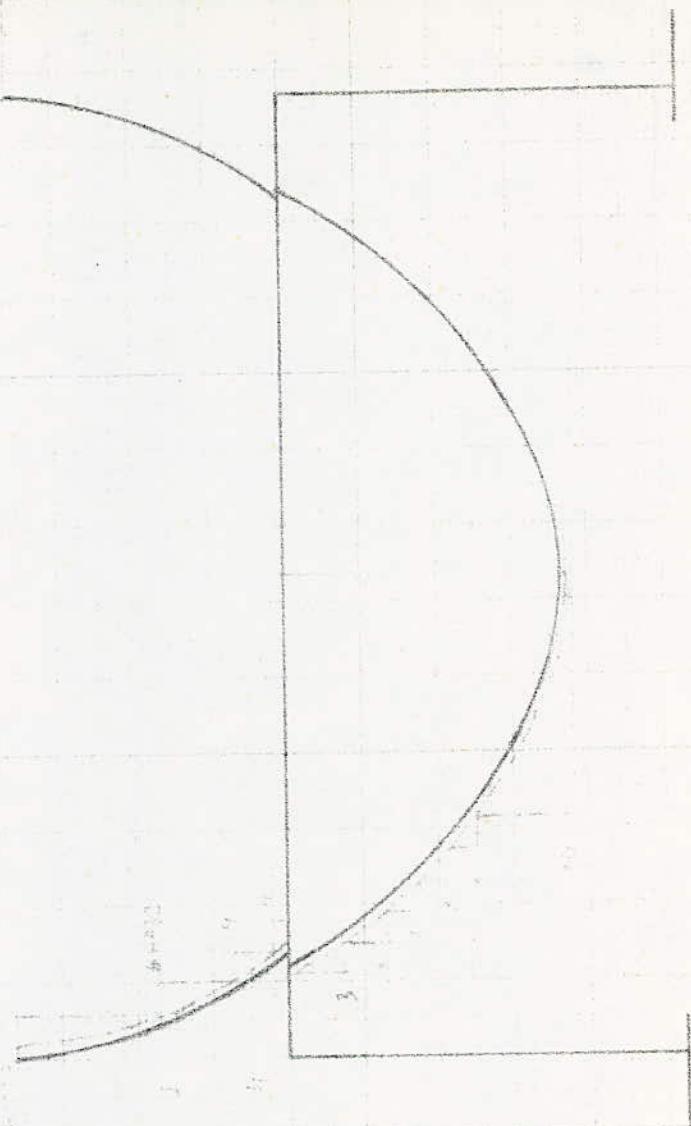
Courbe Enveloppe de  $M_D$



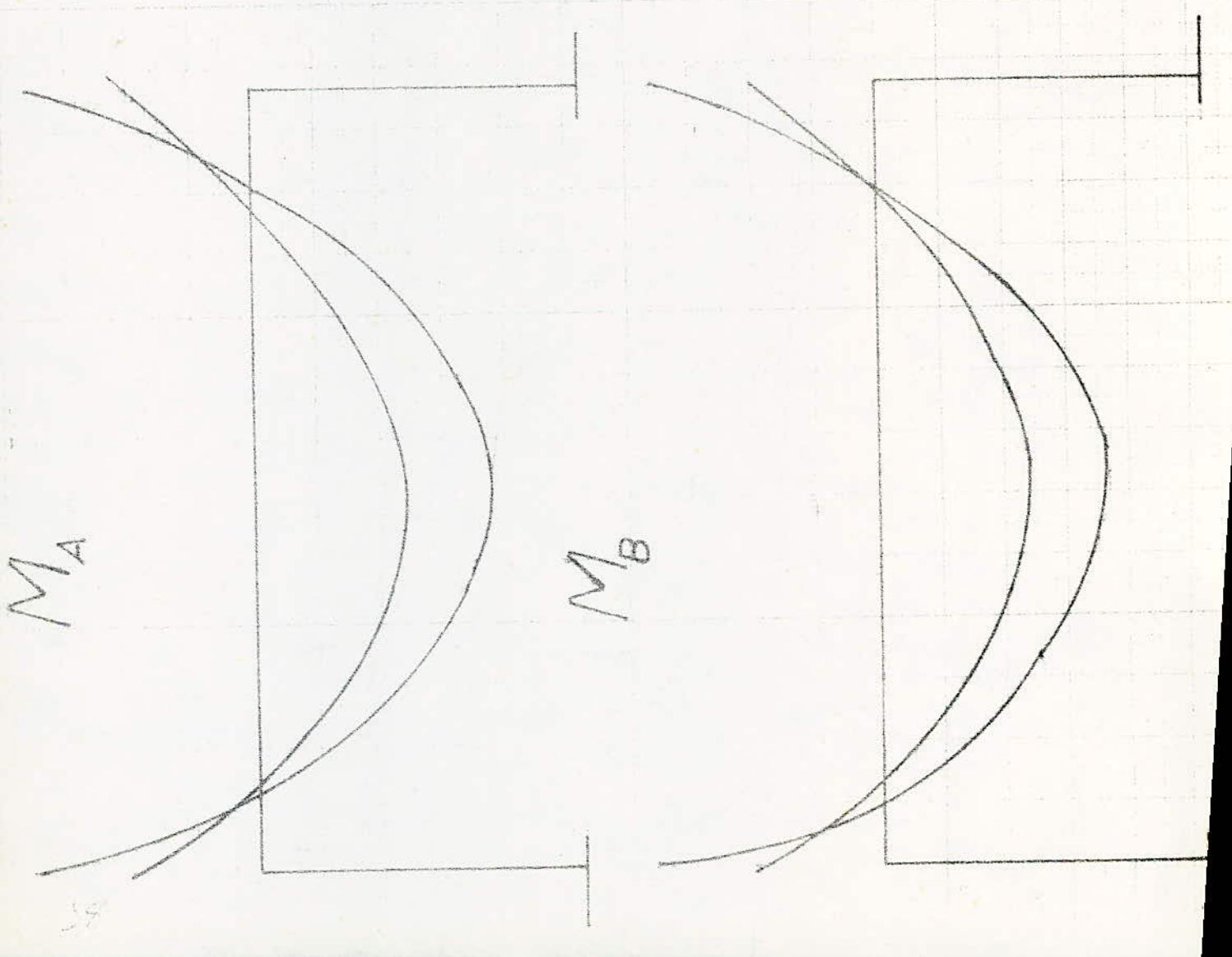
Courbe Enveloppe normale



COURBE ENVELOPPE DU MOMENT  
DANS LA TRAVERSE S



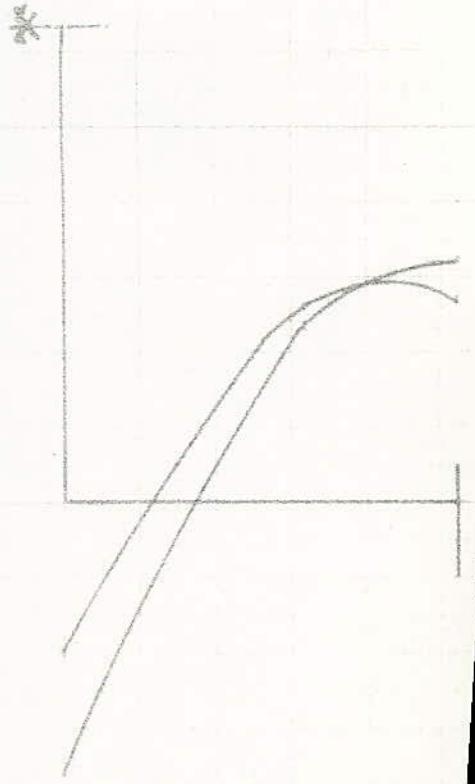
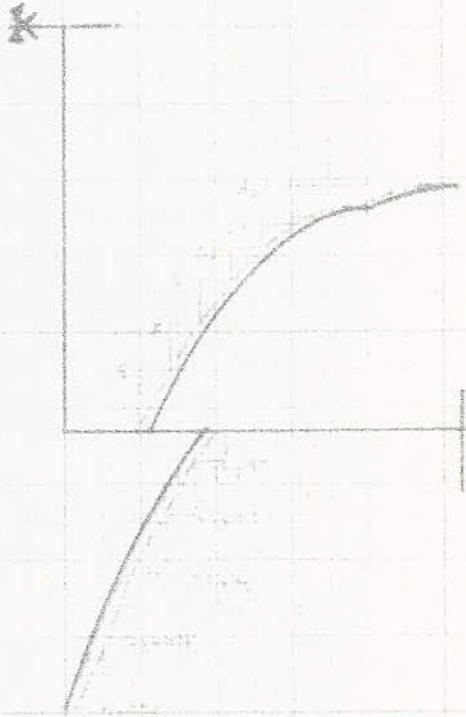
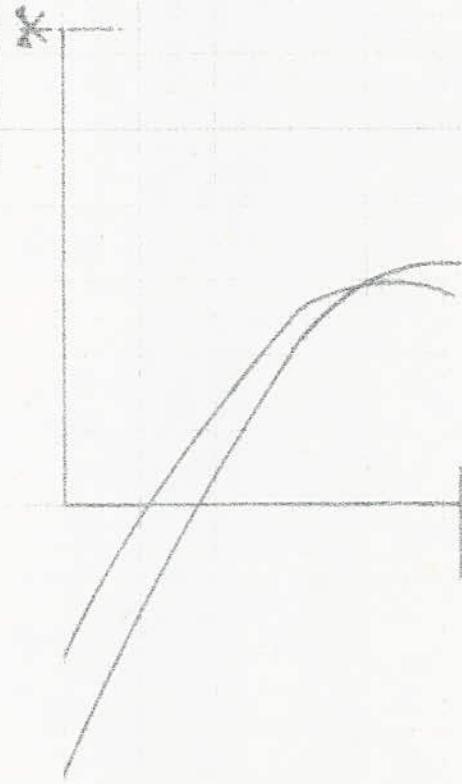
Ech : 1/25



COURBE ENVELOPPE DU MOMENT

DANS LE PIÉDROIT

**S**



Ech: 1/25

ch\_ 9  
efforts dans le sens  
transversal

1. calcul de  $M_y$
2. ... --  $M_x$
3. ... --  $M_t$

## Efforts dans le sens Transversal

### Expression du moment de flexion Transversale:

$$M_f = M_y + k \cdot J \cdot M_x$$

formule valable pour les ouvrages droits

- $M_y$  est le terme de flexion transversal selon MM Gyon et Massonet Calculé en supposant la dalle isotrope rectangulaire sur appuis simples et sans coefficient de Poisson ( $\nu = 0$ ), sous le chargement considéré développé en série de Fourier dans la section considérée.
- $M_x$  est le moment fléchissant longitudinal produit au centre de la dalle par le même système de chargement.
- $J$  désigne le coefficient de Poisson du matériau, pris égal à 0,15 dans le cas du béton armé.
- $k$  est le coefficient de forme de la dalle, pris égal à 1 (cas d'un pont large)

La formule deviendra  $M_f = M_y + 0,15 M_x$

Remarque:  $M_y$  est nul sous la charge permanente, on calculera donc  $M_y$  aux différentes surcharges,  $M_x$  sous les mêmes surcharges et le  $M_f$  total par la formule ci-dessus.  
Le moment transversal retenu sera le maximum des valeurs de  $M_f$  correspondant aux différentes surcharges

#### 1. Calcul de $M_y$ :

$$\text{L'expression générale du moment } M_y = \delta \sum_m b \mu_m H_m \frac{\sin m \pi x}{l_0}$$

dans laquelle:

$b$ : demi-largeur de la dalle.

$\mu_m$ : coefficient mesurant l'influence cumulé d'une charge considérée et des autres charges qui s'en déduisent par la translation transversale. (ex: 1<sup>ere</sup> chenille et 2<sup>eme</sup> chenille d'un char)

$H_m$ : terme de rang " $m$ " du développement en série de la charge

$x$ : abscisse de la bande étudiée en flexion transversale

$l_0$ : portée

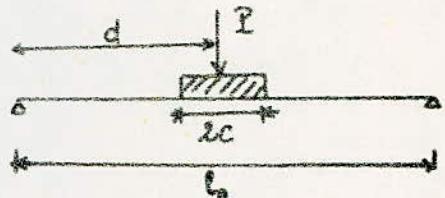
$\delta$ : coef. de majoration dynamique

## Calcul des différents termes de l'expression de M:

### Terme H:

La théorie de M. Guyon conduit à développer la charge en série de Fourier.

$$H_m = \frac{4}{\pi} \frac{P}{2c} \sin \frac{m\pi c}{l_0} \times \frac{1}{m} \times \sin \frac{m\pi d}{l_0}$$



où P est le poids de la charge.

2c Son étalement longitudinal

d Son abscisse longitudinal

On se limitera aux cinq premiers harmoniques (termes) du développement ( $m = 1, 2, 3, 4, 5$ ) qui donnent:

$$H_1 = \frac{4}{\pi} \frac{P}{2c} \sin \frac{\pi c}{l_0} \sin \frac{\pi d}{l_0}$$

$$H_2 = \frac{4}{\pi} \frac{P}{2c} \sin \frac{2\pi c}{l_0} \sin \frac{2\pi d}{l_0} \times \frac{1}{2}$$

$$H_3 = \frac{4}{\pi} \frac{P}{2c} \sin \frac{3\pi c}{l_0} \sin \frac{3\pi d}{l_0} \times \frac{1}{3}$$

$$H_4 = \frac{4}{\pi} \frac{P}{2c} \sin \frac{4\pi c}{l_0} \sin \frac{4\pi d}{l_0} \times \frac{1}{4}$$

$$H_5 = \frac{4}{\pi} \frac{P}{2c} \sin \frac{5\pi c}{l_0} \sin \frac{5\pi d}{l_0} \times \frac{1}{5}$$

### Remarque:

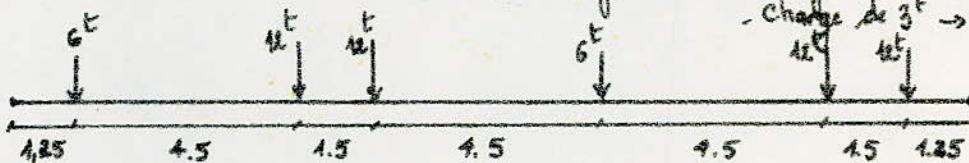
Le calcul étant fait au centre de la dalle, il ne reste plus que les harmoniques impairs.

### AN:

#### \* Surcharge Bc:

Étalement longitudinal: - charge de 6t  $\rightarrow 2c = 1,02$ .

- charge de 3t  $\rightarrow 2c = 0,97$ .



#### Charge de 6t à d = 1.25 m

$$H_1 = \frac{4}{\pi} \times \frac{6}{0.97} \sin \frac{\pi \times 0.97}{19} \sin \frac{\pi \times 1.25}{19} = 0.129$$

$$H_3 = \frac{4}{\pi} \times \frac{6}{0.97} \sin \frac{3\pi \times 0.97}{19} \times \frac{1}{3} \times \sin \frac{3\pi \times 1.25}{19} = 0.363$$

$$H_5 = \frac{4}{\pi} \times \frac{6}{0.97} \sin \frac{5\pi \times 0.97}{19} \times \frac{1}{5} \times \sin \frac{5\pi \times 1.25}{19} = 0.528$$

- Charge de 12t à d = 5.75 m

$$H_1 = \frac{4}{\pi} \times \frac{12}{1.02} \times \sin \frac{\pi \times 1.02}{2 \times 19} \sin \frac{5\pi \times 5.75}{19} = + 1,024$$

$$H_3 = \frac{4}{\pi} \times \frac{12}{1.02} \times \sin \frac{3\pi \times 1.02}{2 \times 19} \times \frac{1}{3} \sin \frac{3\pi \times 5.75}{19} = + 0.357$$

$$H_5 = \frac{4}{\pi} \times \frac{12}{1.02} \times \sin \frac{5\pi \times 1.02}{2 \times 19} \times \frac{1}{5} \times \sin \frac{5\pi \times 5.75}{19} = - 1.225$$

- Charge de 12t à d = 9.25 m

$$H_1 = \frac{4}{\pi} \times \frac{12}{1.02} \sin \frac{\pi \times 1.02}{2 \times 19} \sin \frac{\pi \times 9.25}{19} = + 1,495$$

$$H_3 = \frac{4}{\pi} \times \frac{12}{1.02} \sin \frac{3\pi \times 1.02}{2 \times 19} \times \frac{1}{3} \sin \frac{3\pi \times 9.25}{19} = - 0.549$$

$$H_5 = \frac{4}{\pi} \times \frac{12}{1.02} \times \sin \frac{5\pi \times 1.02}{2 \times 19} \times \frac{1}{5} \times \sin \frac{5\pi \times 9.25}{19} = - 0.350$$

- Charge de 6t à d = 11.75 m

$$H_1 = \frac{4}{\pi} \times \frac{6}{0.94} \sin \frac{\pi \times 0.94}{2 \times 19} \sin \frac{\pi \times 11.75}{19} = + 0.590$$

$$H_3 = \frac{4}{\pi} \times \frac{6}{0.94} \times \sin \frac{3\pi \times 0.94}{2 \times 19} \times \frac{1}{3} \times \sin \frac{3\pi \times 11.75}{19} = - 0.375$$

$$H_5 = \frac{4}{\pi} \times \frac{6}{0.94} \times \sin \frac{5\pi \times 0.94}{2 \times 19} \times \frac{1}{5} \times \sin \frac{5\pi \times 11.75}{19} = - 0.195$$

- Charge de 12t à d = 16.25 m.

$$H_1 = \frac{4}{\pi} \times \frac{12}{1.02} \sin \frac{\pi \times 1.02}{2 \times 19} \sin \frac{\pi \times 16.25}{19} = + 0.554$$

$$H_3 = \frac{4}{\pi} \times \frac{12}{1.02} \sin \frac{3\pi \times 1.02}{2 \times 19} \times \frac{1}{3} \times \sin \frac{3\pi \times 16.25}{19} = + 1.223$$

$$H_5 = \frac{4}{\pi} \times \frac{12}{1.02} \times \sin \frac{5\pi \times 1.02}{2 \times 19} \times \frac{1}{5} \times \sin \frac{5\pi \times 16.25}{19} = + 0.936$$

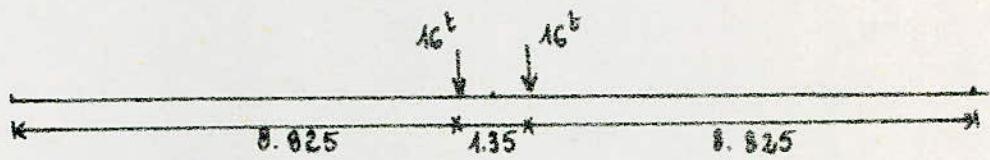
- charge de 12t à d = 14.75 m

$$H_1 = \frac{4}{\pi} \times \frac{12}{1.02} \times \sin \frac{\pi \times 1.02}{2 \times 19} \sin \frac{\pi \times 14.75}{19} = + 0.259$$

$$H_3 = \frac{4}{\pi} \times \frac{12}{1.02} \times \sin \frac{3\pi \times 1.02}{2 \times 19} \times \frac{1}{3} \times \sin \frac{3\pi \times 14.75}{19} = + 0.726$$

$$H_5 = \frac{4}{\pi} \times \frac{12}{1.02} \times \sin \frac{5\pi \times 1.02}{2 \times 19} \times \frac{1}{5} \times \sin \frac{5\pi \times 14.75}{19} = + 1.053$$

\* Surcharges BT: Etirement longitudinal:  $\epsilon_c = 1.02$ .



- Charge de 16t à d = 3.825 m

$$H_1 = \frac{4}{\pi} \times \frac{16}{1.02} \sin \frac{\pi \times 1.02}{2 \times 19} \sin \frac{\pi \times 3.825}{19} = + 1.672$$

$$H_3 = \frac{4}{\pi} \times \frac{16}{1.02} \sin \frac{3\pi \times 1.02}{2 \times 19} \times \frac{1}{3} \sin \frac{3\pi \times 3.825}{19} = - 1.574$$

$$H_5 = \frac{4}{\pi} \times \frac{16}{1.02} \sin \frac{5\pi \times 1.02}{2 \times 19} \times \frac{1}{5} \sin \frac{5\pi \times 3.825}{19} = + 1.387$$

- Charge de 16t à d = 10.175 m

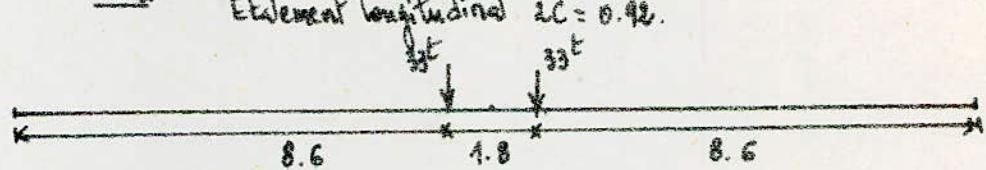
$$H_1 = \frac{4}{\pi} \times \frac{16}{1.02} \sin \frac{\pi \times 1.02}{2 \times 19} \sin \frac{\pi \times 10.175}{19} = + 1.672$$

$$H_3 = \frac{4}{\pi} \times \frac{16}{1.02} \sin \frac{3\pi \times 1.02}{2 \times 19} \times \frac{1}{3} \sin \frac{3\pi \times 10.175}{19} = - 1.574$$

$$H_5 = \frac{4}{\pi} \times \frac{16}{1.02} \sin \frac{5\pi \times 1.02}{2 \times 19} \times \frac{1}{5} \sin \frac{5\pi \times 10.175}{19} = + 1.387$$

\* Surcharges Militaires:

- Mémo Etirement longitudinal  $\epsilon_c = 0.92$ .



- Charge de 33t à d = 8.6 m

$$H_1 = \frac{4}{\pi} \times \frac{33}{0.92} \sin \frac{\pi \times 0.92}{2 \times 19} \sin \frac{\pi \times 8.6}{19} = + 3.432$$

$$H_3 = \frac{4}{\pi} \times \frac{33}{0.92} \sin \frac{3\pi \times 0.92}{2 \times 19} \times \frac{1}{3} \sin \frac{3\pi \times 8.6}{19} = - 3.106$$

$$H_5 = \frac{4}{\pi} \times \frac{33}{0.92} \sin \frac{5\pi \times 0.92}{2 \times 19} \times \frac{1}{5} \sin \frac{5\pi \times 8.6}{19} = + 2.494$$

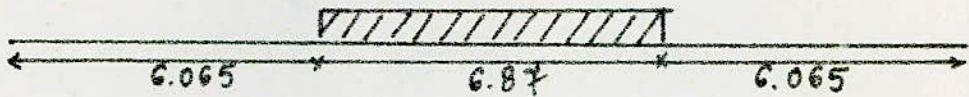
- Charge de 33t à d = 10.4 m

$$H_1 = \frac{4}{\pi} \times \frac{33}{0.92} \sin \frac{\pi \times 0.92}{2 \times 19} \sin \frac{\pi \times 10.4}{19} = + 3.432$$

$$H_3 = \frac{4}{\pi} \times \frac{83}{0.92} \sin \frac{3\pi \times 0.92}{2 \times 19} \times \frac{1}{3} \sin \frac{3\pi \times 10.4}{19} = -3.106$$

$$H_5 = \frac{4}{\pi} \times \frac{83}{0.92} \sin \frac{5\pi \times 0.92}{2 \times 19} \times \frac{1}{5} \sin \frac{5\pi \times 10.4}{19} = +2.494$$

-  $M_{CRO}$ : Etalement longitudinal  $\varepsilon_c = 0.8\%$ .



$$H_1 = \frac{4}{\pi} \times \frac{5.5}{0.87} \sin \frac{\pi \times 0.87}{2 \times 19} \times (1) = +5.483.$$

$$H_3 = \frac{4}{\pi} \times \frac{5.5}{0.87} \sin \frac{3\pi \times 0.87}{2 \times 19} \times (-1) \times \left(\frac{1}{3}\right) = -3.368$$

$$H_5 = \frac{4}{\pi} \times \frac{5.5}{0.87} \sin \frac{5\pi \times 0.87}{2 \times 19} \times (1) \times \left(\frac{1}{5}\right) = +0.606$$

\* Surcharge Exceptionnelle E:

Remarque: Son etalement longitudinal dépasse la portée, alors on considérera la longueur réelle.  $L = 18.60 \text{ m.}$

$$H_1 = \frac{4}{\pi} \times \frac{360}{18.6} \sin \frac{\pi \times 18.6}{2 \times 19} \times (1) = +24.630$$

$$H_3 = \frac{4}{\pi} \times \frac{360}{18.6} \sin \frac{3\pi \times 18.6}{2 \times 19} \times (-1) \times \left(\frac{1}{3}\right) = +8.174$$

$$H_5 = \frac{4}{\pi} \times \frac{360}{18.6} \sin \frac{5\pi \times 18.6}{2 \times 19} \times (+1) \times \left(\frac{1}{5}\right) = +4.861$$

\*  $A(1)$

$$H_1 = \frac{4}{\pi} \times \frac{93.1}{19} \times (1) \times (1) = +6.239.$$

$$H_3 = \frac{4}{\pi} \times \frac{93.1}{19} \times (-1) \times (+1) \times \frac{1}{3} = +2.070$$

$$H_5 = \frac{4}{\pi} \times \frac{93.1}{19} \times (1) \times (1) \times \frac{1}{5} = +1.248$$

\*

- Terme  $\sin \frac{m\pi x}{L_0}$

Le calcul étant fait au centre de la dalle  $x = \frac{L_0}{2}$  et ce terme prendra les valeurs  $\sin \frac{m\pi}{2}$

$m$	1	2	3	4	5
$\sin \frac{m\pi}{2}$	1	0	-1	0	1

- Terme  $\Sigma \mu_m$ :

Les harmoniques de  $\Sigma \mu_m$  se calculent suivant la méthode de M. Guyon de la même façon que les  $\Sigma k$  (cas des dalles isotropes, paramètre de Torsion  $a = 1$ )

Les valeurs de  $\mu_m \times 10^4$  ont été prises des tables de Massonet, après interpolation.

TABLEAU des Valeurs de  $\mu_m \times 10^4$  en fonction de  $m\theta$  ( $m = 1, 3, 5$ )

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$0 = 0.85$	-336.76	-212.62	-139.02	+120.06	+901.98	+120.06	-1.182	-212.62	-336.76
$3\theta = 2.65$	-0.7616	-3.6175	-16.56	-51.9275	+332.23	-51.9275	-16.56	-3.6175	-0.7625
$5\theta = 4.25$	0	-0.08	-1.355	-15.5785	+184.3175	-15.5785	-1.355	-0.08	0

TABLEAU des Valeurs de  $\mu_m \times 10^4$  pour les différentes Surcharges:

	A	Bc	Bt	$M_{C120}$	$M_{E20}$	E	
$m=1$	4						
	3	893.14	246%				
	2			1932			
	1				1002	565.4	494.89
$m=3$	4						
	3						
	2	202.17	484	870			
	1				282.23	142.5	105.1
$m=5$	4						
	3						
	2	118.91	317.3	25%			
	1				172	88	61.1

Notes: Ces valeurs sont obtenues

- soit par le rapport de la ligne d'influence de la charge à la longueur de la charge pour les charges dont l'effet est reparti transversalement.
- soit le nombre des ordonnées pour les charges à effet ponctuel.

\* Calcul de  $M_y$  pour les différentes Surcharges:

$$\frac{B_c}{M_y} = 12,5 \left[ 2467 \times 0,8 \times 10^{-4} (0,129 + 1,027 + 1,175 + 0,59 + 0,554 + 0,259) - 484 \times 10^{-4} \times 1,1 (0,363 + 0,357 - 0,543 - 0,275 + 1,223 + 0,426) + 317,3 \times 10^{-4} \times 1,1 (0,528 - 1,225 - 0,350 - 0,175 + 0,936 + 1,053) \right]$$

$$M_y = 8,32 \text{ t.m./m.}$$

$$\frac{B_t}{M_y} = 12,5 \left[ 1932 \times 10^{-4} \times 2 \times 1,672 + 2 \times 1,574 \times 370 \times 10^{-4} + 2 \times 1,387 \times 257 \times 10^{-4} \right]$$

$$M_y = 10,42 \text{ t.m./m.}$$

-  $M_{e20}$

$$M_y = 12,5 \left[ 2697 \times 10^{-4} \times 2 \times 3,432 + 10 \times 2 \times 3,106 \times 680 + 2 \times 1,4794 \times 120 \times 10^{-3} \right] \times \frac{1}{4,77}$$

$$M_y = 7,16 \text{ t.m./m.}$$

-  $M_{c120}$

$$M_y = 12,5 \left[ 5,483 \times 1002 \times 10^{-4} + 3,368 \times 282,63 \times 10^{-4} + 0,606 \times 176 \times 10^{-4} \right]$$

$$M_y = 8,19 \text{ t.m./m.}$$

-  $E$ :

$$M_y = 12,5 \left[ 2463 \times 494,09 - 8,144 \times 105,1 + 4,861 \times 61,1 \right] \times 10^{-4}$$

$$M_y = 14,53 \text{ t.m./m.}$$

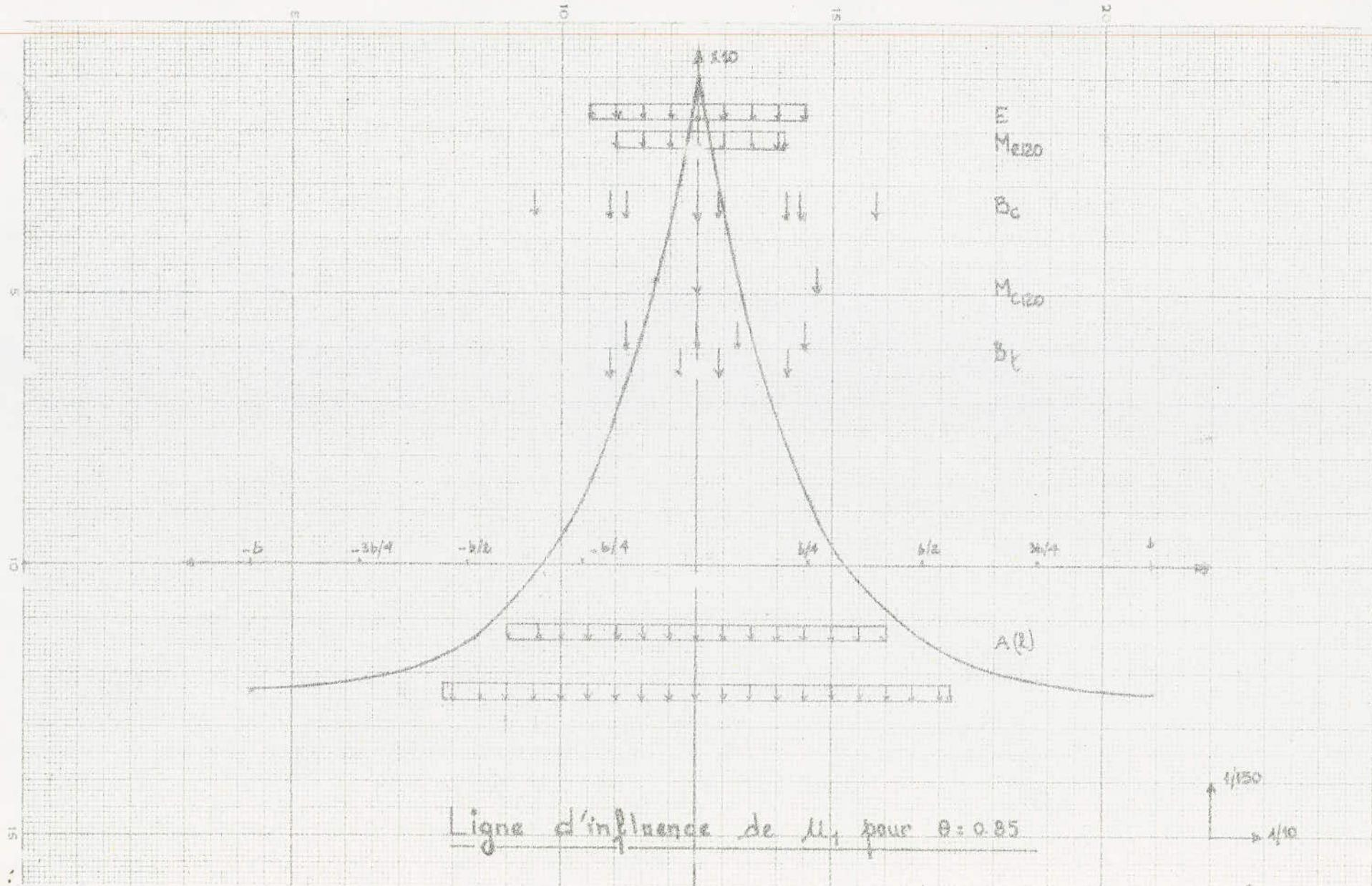
-  $A(l)$ :

$$M_y = 12,5 \left[ 6,239 \times 893,14 \times 0,9 - 2,07 \times 202,17 + 1,348 \times 110,91 \right] \times 10^{-4}$$

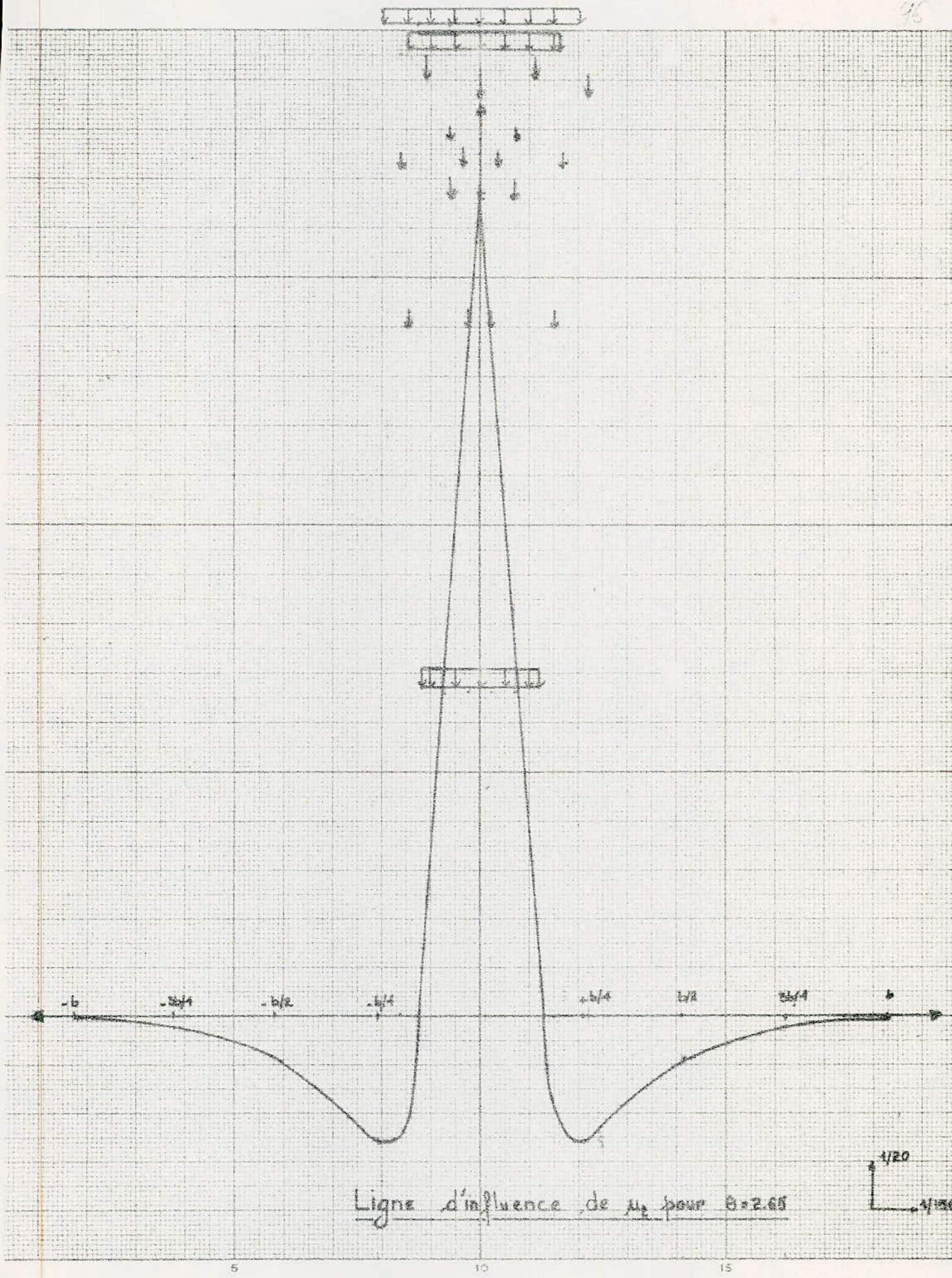
$$M_y = 5,93 \text{ t.m./m.}$$

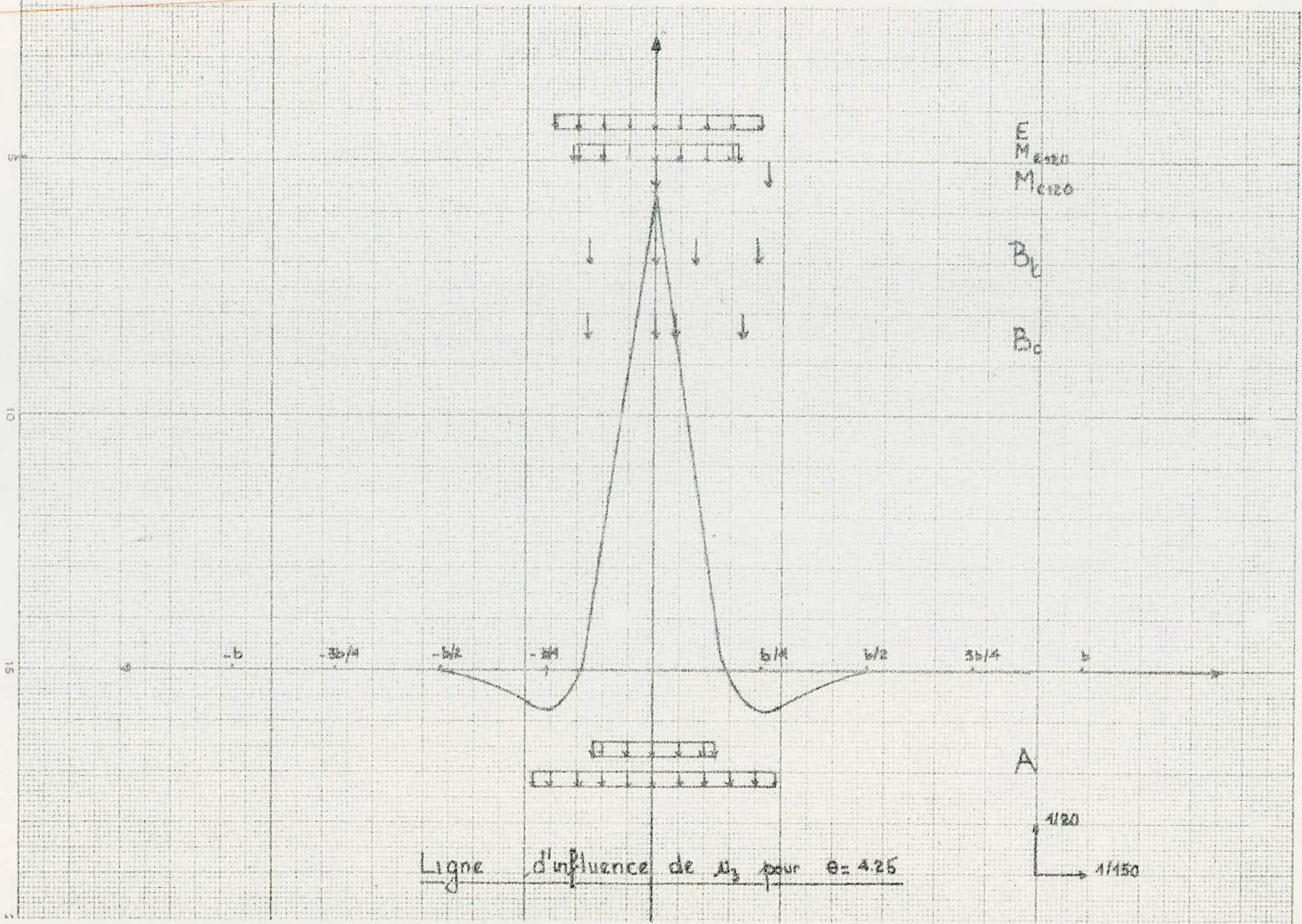
TABLEAU des Moments pondérés :

	$A(l)$	$B_c$	$B_t$	$M_{c120}$	$M_{e20}$	$E$
$M_y$	5,93	9,27	11,61	9,01	7,89	14,5



Ligne d'influence de  $M_x$  pour  $\theta = 0.85$





## 2. Calcul du moment longitudinal $M_x$

$M_x$  étant le moment fléchissant longitudinal produit au centre de la dalle par le même système de chargement.

Ces valeurs ont été calculées pour toutes les surcharges à l'exception de  $B_c$  puisqu'on a une nouvelle position du convoi. Cette dernière position nous donne un moment

$$M_x = 12(1.65 + 4.60 + 14.50 + 12) \times 10^{-1} + 6(14.4 + 1.7) \times 10^{-1} = 54.36$$

Avec majoration :  $M_x = 54.36 \times 0.134 \times 1.114 = 8.11 \text{ t m / ml.}$

## TABLEAU des Valeurs du moment $M_x$ pour les différentes Surcharges

	G	$A(l)$	$B_c$	$B_t$	$M_{c20}$	$M_{t20}$	E
$M_x$	59.318	21.955	+ 8.11	+ 11.037	+ 23.082	+ 15.949	+ 33.064

## 3. Moment Transversal final:

$$M_t = M_y + 0.15 M_x$$

$$M_t = 14.5 + 0.15 (59.318 + 33.064) = 28.36 \text{ t m / ml}$$

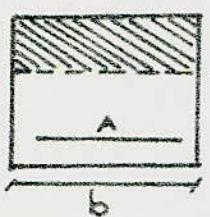
ch\_ 10

ferraillage

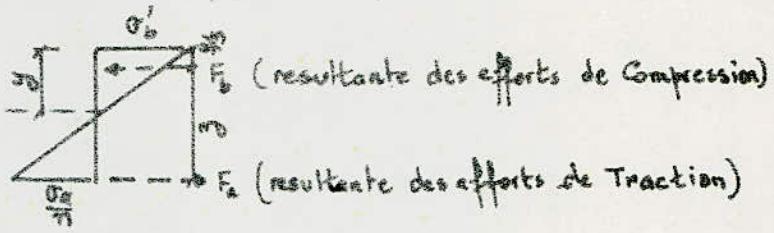
## CALCUL du Ferrailage

Le calcul des armatures est fait d'après la méthode de CHARON pour une section rectangulaire soumise à une flexion simple.

Formulaire:



$$\begin{bmatrix} h \\ \frac{h}{2} \\ d \end{bmatrix}$$



(résultante des efforts de Compression)

(résultante des efforts de Traction)

- On calcule  $M = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2}$  on tire les valeurs de  $k$  et  $\varepsilon$  des tableaux de P. CHARON

- On calcule la section d'acier nécessaire à partir de  $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h}$

- On vérifie les conditions de non fissuration en calculant,

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= k \times \frac{n}{\phi} \times \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} \\ \sigma_2 &= 2.4 \sqrt{k \frac{n}{\phi} \tilde{\sigma}_b} \end{aligned} \right\} \text{ avec}$$

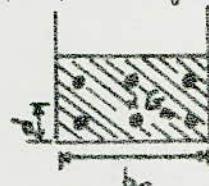
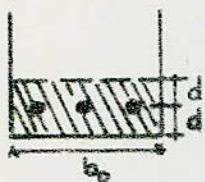
$k = 10^6$  fissuration préjudiciable.

$n = 1.6$  on utilise des barres à haute adhérence.

$\tilde{\sigma}_b$  = Contrainte de traction de référence du béton en bars.

$\phi$  = diamètre nominal, en millimètres

$\tilde{\omega}_f$  : pourcentage de fissuration  $\rightarrow \tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$



$B_f = d b d$ .

$A$  = section totale des armatures tendues

- On gardera pour le calcul de la section d'acier la plus petite contrainte entre  $\text{Max}(\sigma_1, \sigma_2)$  et  $\bar{\sigma}_a$  c.a.d

$$\sigma_a = \min \left\{ \frac{\text{Max}(\sigma_1, \sigma_2)}{\tilde{\sigma}_b} \right\}$$

- On vérifie enfin la contrainte de compression du béton en flexion simple, si

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} < \bar{\sigma}'_b \quad \text{on n'aura pas besoin d'armatures comprimées.}$$

Vérification des contraintes une fois la section d'acier connue on peut procéder à une vérification de contraintes.

- On calcule la position de l'axe neutre à partir de l'équation du moment statique  
 $y = \frac{-nA + \sqrt{n^2 A^2 + 2nAbh}}{b}$

- le moment d'inertie:  $I = \frac{b y^3}{3} + 15 A(h-y)^2$

$$\text{d'où } K = \frac{M}{I} \quad \text{et} \quad \sigma'_b = Ky \quad , \quad \sigma_a = nK(h-y)$$

$n$  étant le coefficient d'équivalence acier-béton pris égal à 15.

CALCUL des Etriers: ①  $T_A = 32.146 \text{ t/m}$  (Traverse)

Contrainte de Cisaillement

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{32.146 \times 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 60.5} = 6.072 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 2.5 \bar{\sigma}_b = 2.5 \times 7 = 17.5 \text{ kg/cm}^2$$

Espacement admissible maximal:

$$\bar{t}_1 = h \left(1 - 0.3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_b}\right) = 60.5 \left(1 - 0.3 \frac{6.072}{7}\right) = 44.76 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm.}$$

$$\bar{t}_1 > \bar{t}_2 = 0.2h$$

Armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne

$$t = \frac{A_f \times z \times \bar{\sigma}_{at}}{T} = \quad \text{on prendra des HA10} \rightarrow A_f = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \sigma_{en} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \rho_a = 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9\bar{\sigma}_b} & \text{si } \rho_a > \frac{2}{3} \\ \rho_a = \frac{2}{3} & \text{autrement.} \end{cases}$$

AN:

$$\rho_a = 1 - \frac{6.072}{9 \times 7} = 0.904 > \frac{2}{3} \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0.904 \times 4200 = 3796.8 \approx 3797 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{157 \times 7 \times 60.5 \times 3797}{8 \times 32.146 \times 10^3} = 9.82 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

②  $H = 9.808 \text{ t/m}$  (base du piedroit)

Contrainte de Cisaillement

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{9.808 \times 10^3 \times 8}{100 \times 7 \times 60.5} = 1.853 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Espacement admissible

$$\bar{t}_1 = 60.5 \left(1 - 0.3 \frac{1.853}{7}\right) \approx 60 \text{ cm.} > \bar{t}_2 = 0.2h$$

$$t = \frac{157 \times 7 \times 3992.52 \times 60.5}{8 \times 9.808 \times 10^3} \approx 35 \text{ cm}$$

Disposition des Etriers:

La gamme des espacements à respecter étant la suivante:

6-8-10-12-16-20-25-32-40-50-60 cm.

## Résistance à l'effort tranchant:

Contrainte admissible de cisaillement: pour une section rectangulaire.

$$\tau_b = \frac{I}{b z} \leq 2.5 \bar{\sigma}_b \quad \text{avec } z = \frac{T}{8} h$$

Etriers et cadres perpendiculaires à la ligne moyenne:  
l'écartement est donné par la formule:

$$t = \frac{A_s \bar{\sigma}_{bat}}{T}$$

Cet écartement doit être inférieur au maximum de  $t_1$  et  $t_2$  tq:

$$t_1 = h \left(1 - \frac{0.3 C_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \quad \text{et } t_2 = 0.2 h$$

et il sera au plus égal à  $h$ .

## Arrêt des barres longitudinales:

L'arrêt des armatures longitudinales est d'un intérêt économique pour les pièces de longues portées, en effet la section d'armatures longitudinales calculée avec le moment maximum devient très surabondante quand on s'éloigne de l'endroit de ce moment.

Pour cette opération, on procède de la manière suivante:

- On décale la courbe enveloppe du moment de  $z/2$  dans la direction où il augmente en valeur absolue (BA 68 Art 35, 21)
- On prend une première nappe d'armatures de section  $A_1$
- On calcule: \* la position de l'axe neutre

$$y_1 = \frac{n A_1 + \sqrt{n^2 A_1^2 + 2 n A_1 b h_1}}{b}$$

\* le moment d'inertie

$$I_1 = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_1 (h_1 - y_1)^2$$

\* le bras de levier

$$z_1 = \left(h_1 - \frac{y_1}{3}\right)$$

\* le moment résistant de cette nappe d'acier

$$M_{ra} = A_1 \bar{\sigma}_a z_1$$

Ce moment doit être supérieur au moment réel ( $M$ ) sollicitant cette zone.

\* On peut faire aussi des vérifications de contraintes

$$\bar{\sigma}'_b = k y_1 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_a = n k (h_1 - y_1) < \bar{\sigma}_a$$

avec  $k = \frac{M}{I_1}$  (moment réel sollicitant la zone)

Nota: les barres arrêtées seront prolongées de  $l_d$  (longueur de scellement droit)

$$l_d = \frac{\psi_d}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}'_d = 2.5 \psi_d \bar{\sigma}_b \quad (\psi_d = 1.5 \text{ pour des H.A.})$$

## Ferraillage à la flexion longitudinale:

1/ Armatures Supérieures de la traverse:  $M = 91 \text{ cm}$ ;  $\bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kg/cm}^2$  pour des HA 20  
 $d = 6.5 \text{ cm}$ ;  $b = 100 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 91 \times 10^5}{2670 \times 100 \times (65 - 6.5)^2} = 0.1491 \rightarrow k = 18.9 \text{ et } E = 0.8525$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{91 \times 10^5}{2670 \times 0.8525 \times 58.5} = 68.34 \text{ cm}^2 \rightarrow 9H432 = 72.38 \text{ cm}^2$$

Vérification de la non fissuration:

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{d} \frac{\bar{\sigma}_f}{1 + 10 \bar{\sigma}_f} = 10^6 \times \frac{1.6}{32} \times \frac{0.05568}{1 + 10 \times 0.05568} = 1788.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{k \frac{\eta}{d} \bar{\sigma}_b} = 2.4 \sqrt{10^6 \times \frac{1.6}{32} \times \frac{1}{4}} = 1420 \text{ kg/cm}^2.$$

$\sigma_1 > \sigma_2$  et  $\sigma_2 < \bar{\sigma}_b \Rightarrow$  on refait les calculs avec  $\bar{\sigma}_a = 1788.3 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\mu = \frac{15 \times 91 \times 10^5}{1788.3 \times 100 \times (58.5)^2} = 0.2230 \rightarrow k = 14.3 \text{ et } E = 0.8894$$

$$A = \frac{91 \times 10^5}{1788.3 \times 0.8894 \times 58.5} = 104.88 \text{ cm}^2 \rightarrow 14 H A 32 = 112.6 \text{ cm}^2$$

On les placera par paquets de 2 l'espacement sera  $d = 14.29 \text{ cm}$ . (axe-axe)  
 $d' = 7.88 \text{ cm}$  (nu-nu)

Vérification des armatures Comprimées:

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{1788.3}{14.3} = \frac{125,06}{\text{pas d'armatures comprimées}} < 135$$

Vérification des contraintes:

$$y = \frac{-nA + \sqrt{n^2 A^2 + 2bhAn}}{b} = \frac{-45 \times 112.6 + \sqrt{45^2 \times 112.6^2 + 2 \times 100 \times 58.5 \times 112.6 \times 15}}{100} = 30.66 \text{ cm}$$

moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + nA(h-y)^2 = \frac{100 \times (30.66)^3}{3} + 15 \times 112.6 (58.5 - 30.66)^2 = 22,7 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$\text{Coefficient } k = \frac{M}{I} = \frac{91 \times 10^5}{22,7 \times 10^5} = 4,009 \text{ kg/cm}^3$$

$$\sigma'_b = ky = 4,009 \times 30.66 = 122,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_a = nk(h-y) = 15 \times 4,009 (58.5 - 30.66) = 1674 < \bar{\sigma}_a = 1788 \text{ kg/cm}^2$$

Moment résistant total:

$$M_R = 3 A \bar{\sigma}_a = \left(\frac{h \sigma_a}{3}\right) A \bar{\sigma}_a = (58.5 - \frac{30.66}{3}) \times 16 \times 1788.3 = 97,22 \text{ t.m}$$

2/ Armatures Inferieures de la traverse:  $M = 93 \text{ t m}$

$$u = \frac{93 \times 10^5 \times 15}{2670 \times 100 \times (65 - 6.5)^2} = 0.1527 \rightarrow k = 18.6, \epsilon = 0.8512$$

$$A = \frac{93 \times 10^5}{2670 \times 0.8512 \times (65 - 6.5)} = 69.95 \text{ cm}^2 \rightarrow 9HA32 = 72.38$$

On remarque que le nombre trouve' est le même que pour les armatures Superieures et on va voir que la condition de non fissuration n'etait pas verifiee, on doit refaire les calculs avec  $\bar{\sigma}_a = 5, \bar{\sigma}_b = 1788.3 \text{ kg/cm}^2$ .

$$u = \frac{15 \times 93 \times 10^5}{1788.3 \times 100 \times (65 - 6.5)^2} = 0.2279 \rightarrow k = 14.1, \epsilon = 0.8282$$

$$A = \frac{93 \times 10^5}{1788.3 \times 982.82 \times 58.5} = 107.33 \text{ cm}^2 \rightarrow 14HA32 = 112.6 \text{ cm}^2$$

On prendra les mêmes dispositions que pour les armatures superieures.

Vérification des Contraintes:

$$y = 30.66 \text{ cm}$$

$$I = 22.7 \times 10^5 \text{ cm}^4 \Rightarrow k = \frac{M}{I} = \frac{93 \times 10^5}{22.7 \times 10^5} = 4.09 \text{ g/cm}^3$$

$$\bar{\sigma}'_b = Ky = 4.09 \times 30.66 = 125.39 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_a = nk(h-y) = 15 \times 4.09 (58.5 - 30.66) = 1698.5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 1788.3 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul du moment resistant:

$$M_{R_a} = A_z \bar{\sigma}_a = 112.6 \left( \frac{58.5 - 30.66}{3} \right) \times 1788.3 = 97,22 \times 10^5 \text{ kg cm}$$
$$\approx \underline{97.22 \text{ t m}}$$

## Ferraillage du piedroit:

\* Base du piedroit:  $M_b = 82 \text{ t.m}$

$$M = \frac{15 \times 82 \times 10^5}{2670 \times 100 \times 58.5^2} = 0.1346 \rightarrow k = 20.3, \epsilon = 0.8584.$$

$$A = \frac{82 \times 10^5}{2670 \times 0.8584 \times 58.5} = 61.16 \text{ cm}^2 \rightarrow 8HA32 \rightarrow 64.34 \text{ cm}^2$$

Condition de non fissuration:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 1655,52 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1420 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_1 < \bar{\sigma}_a$$

d'où:  $M = \frac{15 \times 82 \times 10^5}{1655,52 \times 100 \times 58.5^2} = 0.2371 \rightarrow k = 14.55, \epsilon = 0.8308$

$$\sigma'_b = \frac{1655,52}{14.55} = 113.78 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kg/cm}^2$$

pas d'armatures comprimées.

$$A = \frac{82 \times 10^5}{1655,52 \times 0.8308 \times 58.5} = 101.9 \text{ cm}^2 \rightarrow 13HA32 = 104.55 \text{ cm}^2$$

par mesure de sécurité, on prendra  $14HA32 = 12.6 \text{ cm}^2$ , puisqu'il n'a pas tenu compte des rotations et translations de la semelle

\* Sommet du piedroit:

Comme le sommet du piedroit est sollicité par le même moment que la face supérieure de la traverse, le ferraillage est donc le même.

$$14HA32 \rightarrow 112.6 \text{ cm}^2$$

Ferraillage transversal:  $M = 28.36 \text{ t.m}$

$$M = \frac{m M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 28.36 \times 10^5}{2800 \times 100 \times (65-4)^2} = 0.0407 \rightarrow k = 43.4, \epsilon = 0.9144$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{28.36 \times 10^5}{2800 \times 0.9144 \times 61} = 18.13 \text{ cm}^2 \rightarrow 6HA20 = 18.85 \text{ cm}^2$$

Condition de non fissuration:  $\sigma_{11} = 1558.8 \cong 1560 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma_1 < \bar{\sigma}_a$

$$M = \frac{15 \times 28.36 \times 10^5}{1560 \times 100 \times 61^2} = 0.0780 \rightarrow k = 30.3, \epsilon = 0.8896$$

$$A = \frac{28.36 \times 10^5}{1560 \times 0.8896 \times 61} = 33.43 \text{ cm}^2 \rightarrow 12HA10 = 37.69 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{1560}{30.3} \cong 51.5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kg/cm}^2.$$

Verification des Contraintes:

$$y = \frac{-nA + \sqrt{n^2A^2 + 2nbhA}}{b} = \frac{-15 \times 37.69 + \sqrt{15^2 \times 37.69^2 + 2 \times 100 \times 15 \times 61 \times 37.69}}{100}$$

$$y = 21.21 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA(h-y)^2 = \frac{100 \times 21.21^3}{3} + 15 \times 37.69 \times (61 - 21.21)^2 = 12.13 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M}{I} = \frac{28.26 \times 10^5}{12.13 \times 10^5} = 2.33 \text{ kg/cm}^3$$

$$\sigma_b' = kg = 2.33 \times 21.21 = 49.92 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = nk(h-y) = 15 \times 2.33 (61 - 21.21) = 1391 < \bar{\sigma}_a = 1560 \text{ kg/cm}^2.$$

Moment résistant des aciers:

$$M_{ra} = \bar{\sigma}_a A = (61 - \frac{21.21}{3}) \times 1560 \times 37.69 = 31.8 \text{ kNm}$$

Arrêt des barres longitudinales  
 les calculs sont présentés sous forme de tableau.

I. Traverse: a/ Armatures Supérieures:

M <sub>s</sub>	S	y cm	I cm <sup>4</sup>	K	G <sub>b</sub> kg/cm <sup>2</sup>	G <sub>a</sub> kg/cm <sup>2</sup>	M <sub>ra</sub> t <sub>m</sub>
91	14HA32	30.66	$22.7 \times 10^5$	4.009	122.9	1674.0	97.22
42	8HA32	25.31	$16.04 \times 10^5$	2.619	66.3	1304.0	57.60
19	4HA32	19.42	$9.81 \times 10^5$	1.937	37.6	9135.5	30.00
5	2HA32	14.56	$5.69 \times 10^5$	0.879	13	580.0	15.43

b/ Armatures Inferieures:

M <sub>s</sub>	S	y cm	I cm <sup>4</sup>	K	G <sub>b</sub> ' kg/cm <sup>2</sup>	G <sub>a</sub> kg/cm <sup>2</sup>	M <sub>ra</sub> t <sub>m</sub>
93	14HA32	30.66	$22.7 \times 10^5$	4.097	125.64	1688.5	97.22
62	10HA32	27.39	$18.5 \times 10^5$	3.347	92.00	1562.0	71.00
53	8HA32	25.31	$16.04 \times 10^5$	3.305	84.00	1645.4	57.60
18	3HA32	17.28	$7.87 \times 10^5$	2.287	39.51	1414.2	23.00

II. Piedroit: a/ Armatures Supérieures: extremité

91	14HA32	30.66	$22.7 \times 10^5$	4.009	122.9	1674.00	97.22
67	10HA32	27.39	$18.5 \times 10^5$	3.617	99.1	1688.00	71.00
46	7HA32	24.10	$14.66 \times 10^5$	3.138	75.6	1619.10	50.80
27	4HA32	19.42	$9.81 \times 10^5$	2.752	53.4	1613.22	30.00
10	2HA32	14.56	$5.68 \times 10^5$	1.759	25.6	867.80	15.43

b) Armatures Inferieures: intérieur

82	14HA32	30.66	$22.7 \times 10^5$	3.613	110.8	1508.60	97.22
68	10HA32	27.39	$18.5 \times 10^5$	3.671	100.5	1713.07	71.00
50	8HA32	25.31	$16.04 \times 10^5$	3.118	79.0	1552.30	57.60
36	7HA32	24.10	$14.66 \times 10^5$	2.456	59.2	1267.20	51.00
20	3HA32	17.28	$7.87 \times 10^5$	2.541	44.0	1571.30	23.00

## Ferraillage Auxiliaire:

Ces aciers ne font pas l'objet d'un calcul de résistance de matériaux ils sont évalués directement ou par déduction à partir de nappes existantes.

- Dans la traverse supérieure: on trouve les aciers longitudinaux qui assurent le prolongement d'une barre sur deux du ferrailage longitudinal (intérieur et extérieur). Ils se déduisent donc directement du calcul du ferrailage principal. Transversalement sur la face supérieure, on place automatiquement un ferrailage mortie (c.a.d. à l'espacement double) du ferrailage transversal calculé pour la face intérieure de la traverse.
- Dans les goussets: on place longitudinalement des fers de 1.80m de long (longueur évaluée à partir de la dimension normale du gousset) à un espacement double de celui du ferrailage principal de la traverse; transversalement on place un ferrailage de principe (8 barres par gousset)
- Dans les piedroits: on place transversalement sur chacune des deux faces des fers espacés de 0.40m; toutefois, sur les deux premiers mètres à partir de la reprise de bétonnage de la base, pour éviter des fissures de retrait différentiel, les fers sont espacés de 0.20m. sur chaque face.
- Dans les semelles: on place longitudinalement sur la face supérieure des aciers à l'espacement double de l'espacement du ferrailage principal du piedroit. Transversalement on place des aciers espacés de 0.20m, sur la face inférieure et 0.40m sur la face supérieure.

## Vérification de la dalle au poinçonnement: (C.C.BA 68 Art 39.54)

La condition de sécurité suivante vis-à-vis du poinçonnement sous charges localisées doit être satisfaites sous les sollicitations pondérées du premier genre:

$$1,5 \frac{Q}{P_c h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b \quad \text{inégalité dans laquelle:}$$

$Q$ : représente la valeur de la charge localisée.

$P_c$ : périmètre du contour à considérer d'après le paragraphe 39.51. ( $v(v'+v)$ )

$h_t$ : épaisseur totale de la plaque.

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

- Sous Br :  $Q = 1,2 \times 10^4 \text{ kg.}$

$$h_t = 65 \text{ cm.}$$

$$v = 60 + 65 + 1,5 \times 8 = 137 \text{ cm.}$$

$$v' = 30 + 65 + 1,5 \times 8 = 107 \text{ cm.}$$

$$P_c = 2(137 + 107) = 488 \text{ cm.}$$

$$1,5 \frac{Q}{P_c h_t} = 1,5 \frac{1,2 \times 10^4}{488 \times 65} = 0,507 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \bar{\sigma}_b = 8,4 \text{ kg/cm}^2$$

- Sous Bt :  $Q = 1,2 \times 8 \times 10^3 \text{ kg}$

$$v = 25 + 65 + 1,5 \times 8 = 102 \text{ cm}$$

$$v' = 60 + 65 + 1,5 \times 8 = 137 \text{ cm}$$

$$P_c = 2(137 + 102) = 478 \text{ cm}$$

$$1,5 \frac{Q}{P_c h_t} = 1,5 \times \frac{1,2 \times 8 \times 10^3}{478 \times 65} = 0,309 \text{ kg/cm}^2 < 8,4 \text{ kg/cm}^2$$

- Sous Mc120 :  $Q = 55 \times 10^3 \text{ kg}$

$$v = 100 + 65 + 1,5 \times 8 = 177 \text{ cm}$$

$$v' = 610 + 65 + 1,5 \times 8 = 687 \text{ cm.}$$

$$P_c = 2(687 + 177) = 1728 \text{ cm}$$

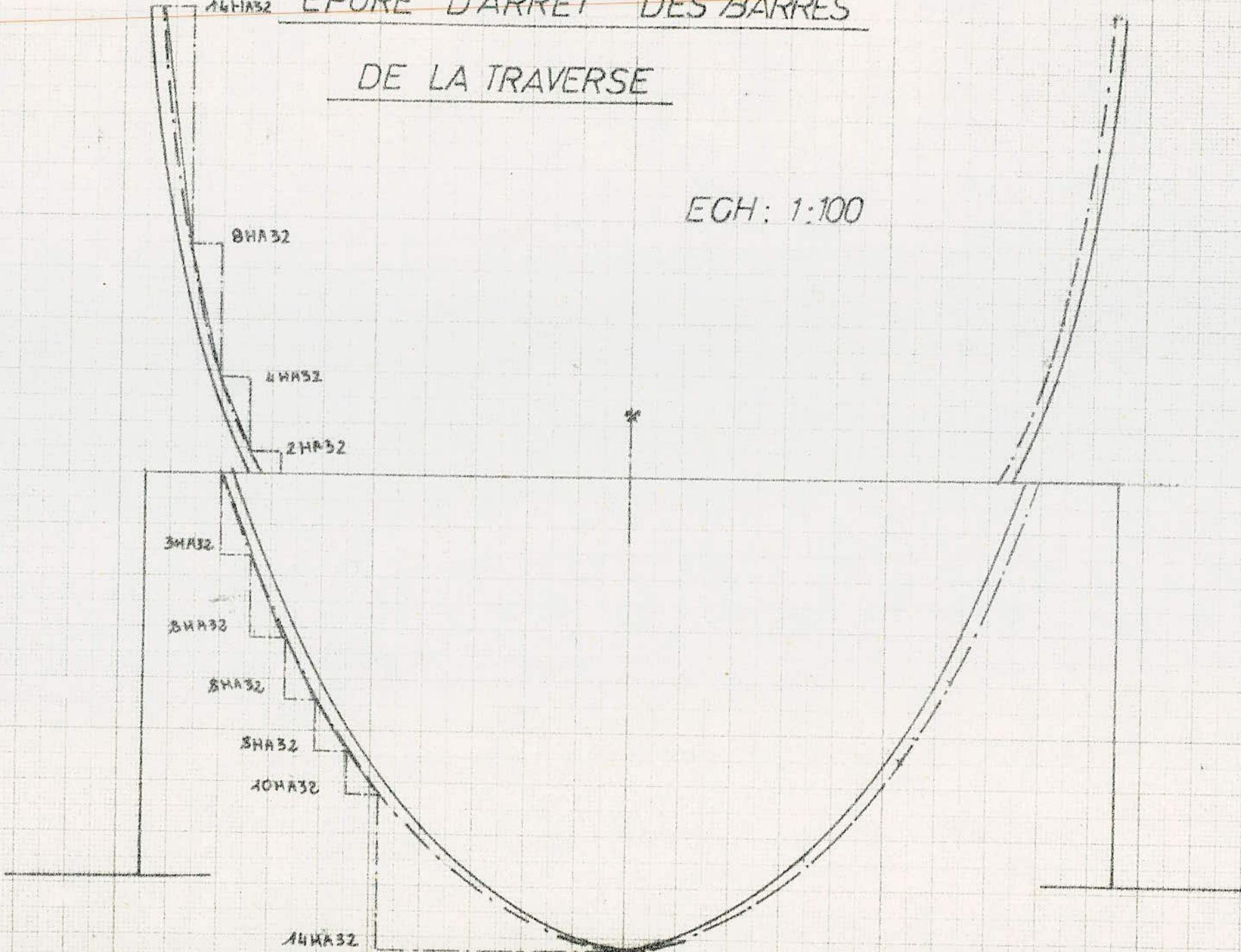
$$1,5 \frac{Q}{P_c h_t} = 1,5 \frac{55 \times 10^3}{1728 \times 65} = 0,734 \text{ kg/cm}^2 < 8,4 \text{ kg/cm}^2$$

Conclusion: Pas de risque de poinçonnement

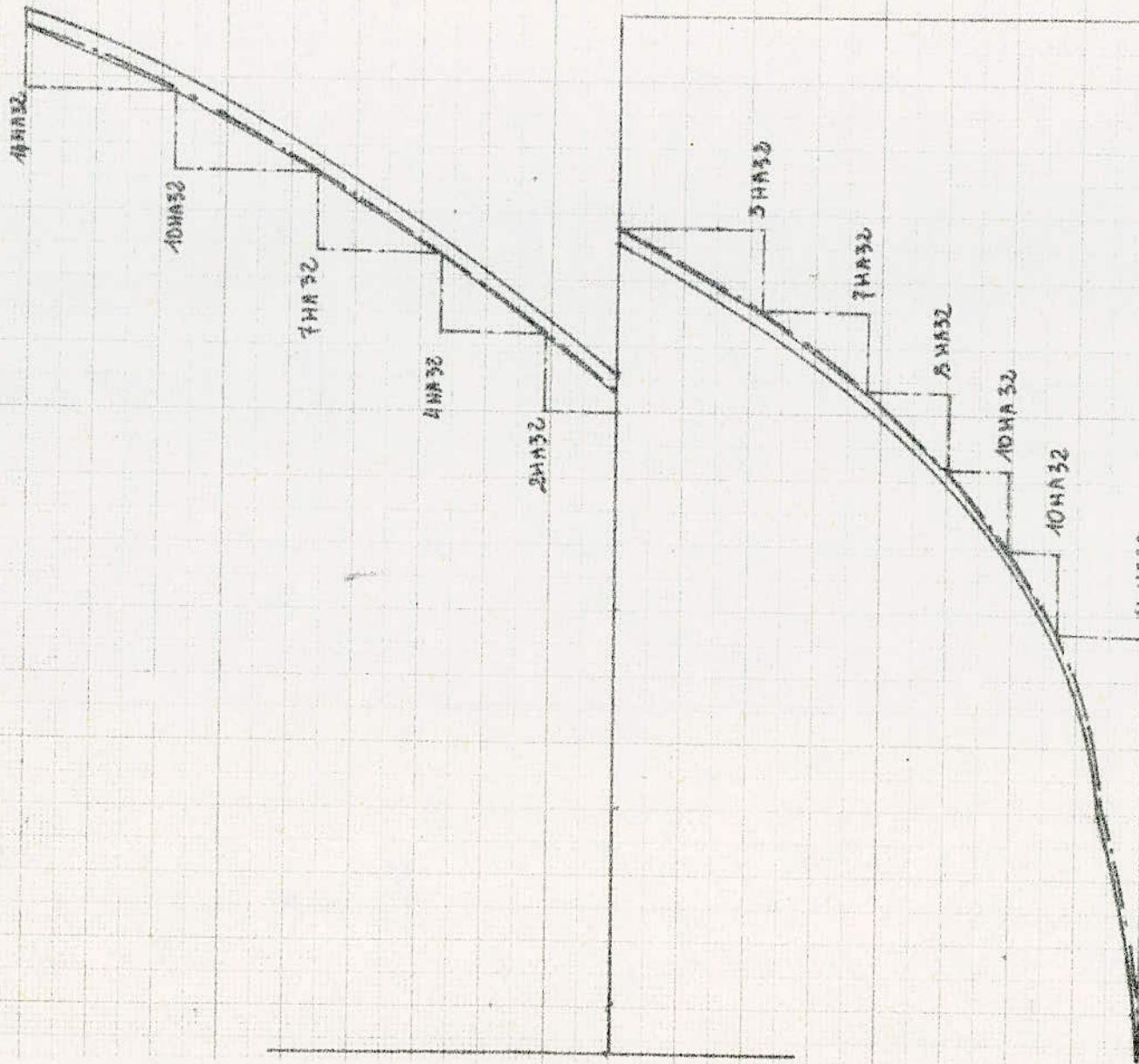
16HA32

# ÉPURE D'ARRÊT DES BARRES DE LA TRAVERSE

ECH: 1:100



# EPURE D'ARRET DES BARRES DU PIEDROIT



ECH: 1/50 portique  
110 mt

## Etude de la Semelle:

On a opté pour une semelle de largeur 3,5 m et une excentricité  $\delta = -0,60 \text{ m}$ .  
Cette semelle est soumise d'une part à un effort normal "N" du aux:

- poids propre de la structure
- la surcharge routière
- poids des terres reposant sur la semelle.
- et d'autre part à un moment "M" du aux:
- moment d'encaissement du piedrit
- moment des charges citées ci-dessus par rapport au centre de la semelle
- moment de l'effort horizontal à la base du piedrit par rapport à la base de la semelle.

AN:

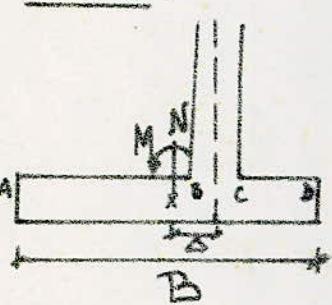
$$N = 93.094 \text{ t/m}$$

$$M = 62.305 \text{ t.m/m}.$$

nous aurons une excentricité  $e = \frac{M}{N}$  égale à

$$e = \frac{62.305}{93.094} = 0.669 \text{ m} > \frac{B}{6} = 0.58 \text{ m}.$$

ce qui entraînera une traction dans le Sd



Cette traction sera diminuée en augmentant la largeur de la semelle légèrement et en restant toujours dans le cadre de l'utilisation des abraques, cette solution n'engendre aucune variation dans les efforts dus aux poids propre et à la surcharge routière, donc on prendra  $B = 4 \text{ m}$  on aura alors:

$$N = 97.7 \text{ t/m}.$$

$$M = 67.47 \text{ t.m/m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{67.47}{97.7} = 0.69 > \frac{B}{6} = 0.67$$

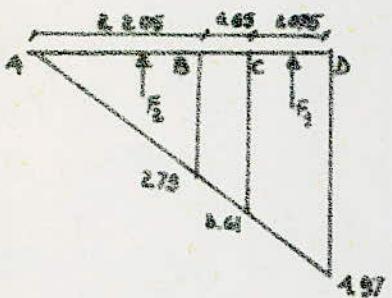
Avec cette nouvelle excentricité on aura les contraintes suivantes:

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{97.7}{4} \left( 1 + \frac{6 \times 0.69}{4} \right) = 49.7 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{97.7}{4} \left( 1 - \frac{6 \times 0.69}{4} \right) = -0.85 \text{ t/m}^2.$$

La contrainte de traction ( $\sigma_2 = 0.085 \text{ bar}$ ) étant très faible, elle sera reprise par le béton

Le diagramme des contraintes qu'on retiendra est triangulaire et s'étend sur une largeur de  $3,93 \text{ m} = 1,5 (B - 2e)$   
Les parties AB et BC de la semelle seront considérées comme des courbes.  
Calculons les moments d'encaissement en B et C



Console CD :

$$F_1 = 10(3.61 + 4.97) \times 1.075 = 46.1 \text{ t/m}$$

bras de levier

$$z = \frac{2 \times 4.97 + 3.61}{4.97 + 3.61} \times \frac{1.075}{3} = 0.57 \text{ m}$$

$$M_C = 10 \times 4.61 \times 0.57 = 26.3 \text{ t.m/m}$$

Console AB :

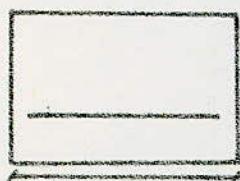
$$F_2 = 10 \times 2.75 \times 2.205 = 30.76 \text{ t/m}$$

$$\text{bras de levier } z = \frac{h}{3} = \frac{4.205}{3} = 1.35 \text{ m}$$

$$M_B = 30.76 \times 1.35 = 41.1 \text{ t.m/m.}$$

Les armatures seront calculées pour résister au moment d'encastrement  $M_c = 26.3 \text{ t.m}$  et seront prolongées sur toute la largeur (le calcul est fait pour un mètre de longueur)

On utilisera la méthode du CHARON :



$$59 \quad \text{par des HA} \leq 20 \quad \bar{\sigma}_a = 2800$$

$$6 \quad M_e = \frac{15 \times 26.3 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 59^2} = 0.0405 \rightarrow k = 43.4 \quad E = 0.9144$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a h} = \frac{26.3 \times 10^5}{2800 \times 0.9144 \times 59} = 17.41 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ HA} 20 = 11.86 \text{ cm}$$

$$\text{Condition de non fissuration: } \left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 1085 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 1795 \text{ bars} \end{array} \right\} \rightarrow \sigma_2 < \bar{\sigma}_a$$

$$M_e = \frac{15 \times 26.3 \times 10^5}{1795 \times 100 \times 59^2} = 0.063 \rightarrow k = 39.2 \quad E = 0.8963$$

$$A = \frac{26.3 \times 10^5}{1795 \times 0.8963 \times 59} = 26.3 \rightarrow 9 \text{ HA} 20 = 26.27$$

Pour plus de sécurité et pour avoir une symétrie dans la disposition des barres en groupe de deux, on prendra  $10 \text{ HA} 20 = 31.41 \text{ cm}^2$ , on aura un espacement de 15 cm (nu-nu).

La valeur maximale de l'effort Tranchant est :  $T = 16.1 \text{ t}$   
comme  $z = \frac{1}{8} h = \frac{1}{8} \times 59 = 51.6 \text{ cm}$

$$T_b = \frac{16.1 \times 10^3}{100 \times 51.6} = 8.9 \text{ kg/cm}^2 < 35 \bar{\sigma}_b$$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## Dalle de Transition:

La dalle de transition est considérée comme une travée indépendante simplement appuyée d'un côté sur le corbeau du piedroit et de l'autre sur du remblai bien compacté.

La dalle avec une épaisseur de 30 cm est soumise à :

- son poids propre :  $0,30 \times 1,00 \times 1,00 \times 2,5 = 0,75 \text{ t/m}^2$ .

- Poids de la chaussée :  $\begin{cases} 0,08 \times 1,00 \times 1,00 \times 2,2 = 0,176 \text{ t/m}^2 \\ 0,65 \times 1,00 \times 1,00 \times 2 = 1,3 \text{ t/m}^2 \end{cases}$

- Surcharge routière :  $: 1,5 \text{ t/m}^2$

$$G + P = 3,7 \text{ t/m}^2$$

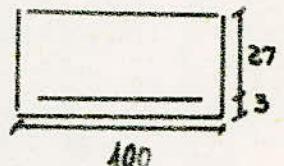
a) Calcul du moment en travée isostatique:

$$M = g \frac{\ell^2}{8} = 3,7 \times \frac{4,5^2}{8} = 9,4 \text{ tm/m}$$

On utilisera des armatures à haute-adhérence  $\phi \leq 20 \rightarrow \bar{e}_a = 2800$

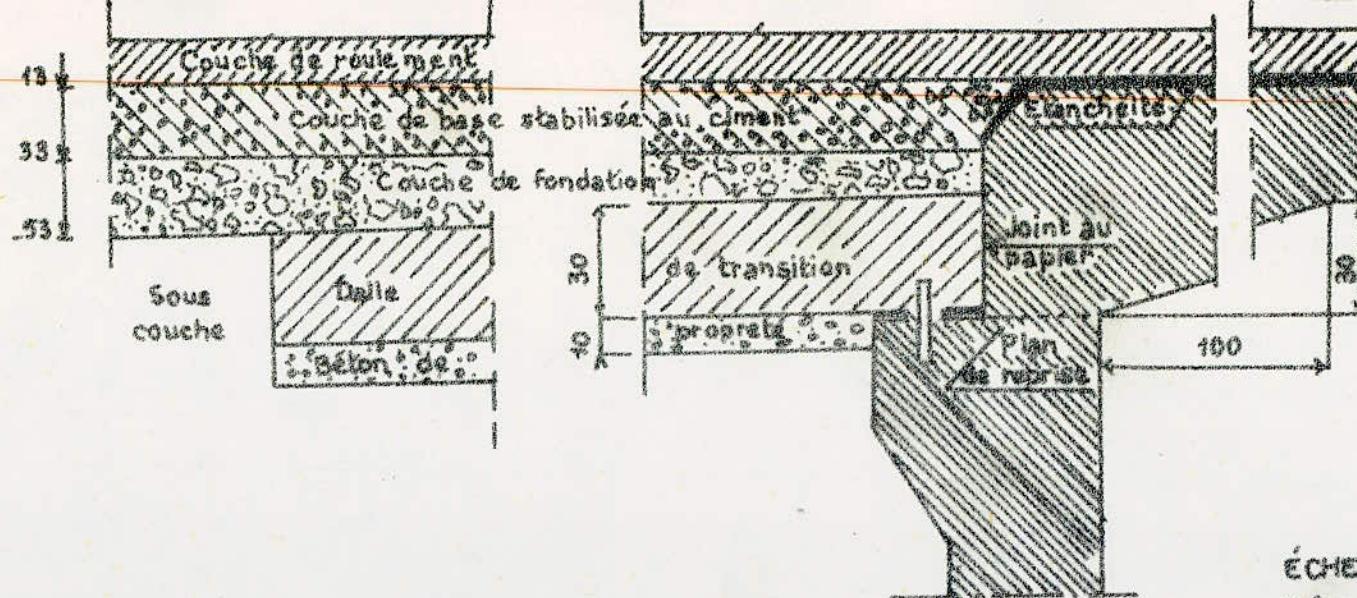
$$A = \frac{M}{\bar{e}_a \times \frac{7}{8} h} = \frac{9,4 \times 10^5}{2800 \times \frac{7}{8} \times 27} = 14,2 \text{ cm}^2$$

On prendra 5 HA20



pour les armatures supérieures on prendra des HA10 1 barre par mètre de longueur tandis que pour les armatures transversales on disposera 5 HA12 dans la face inférieure et 5 HA10 dans la face supérieure. (par mètre de longueur)

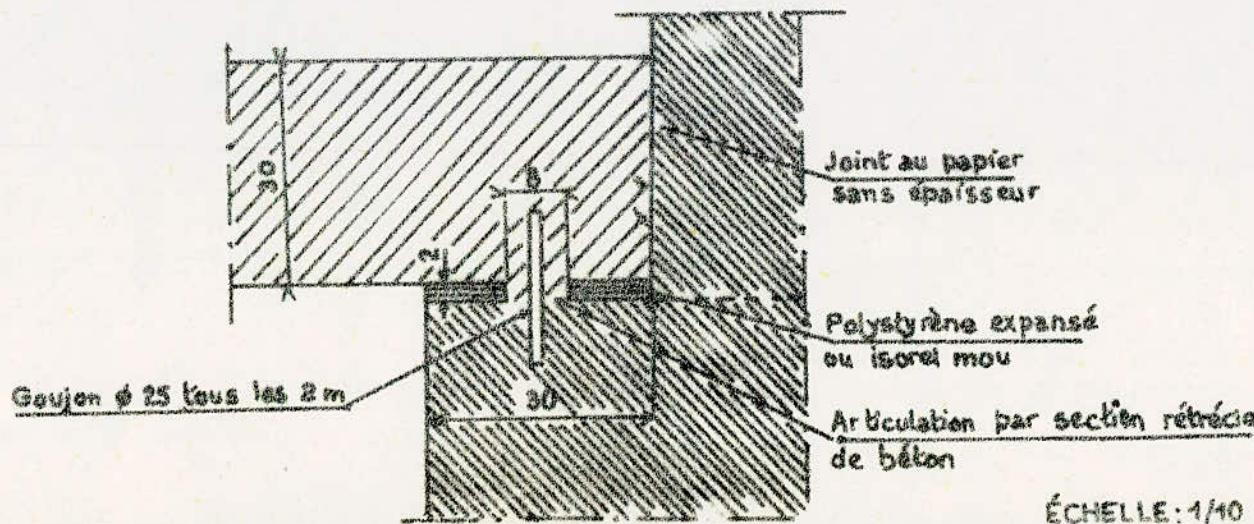
b) Dans les dalles de transition aucun étier n'est nécessaire, mais pour des raisons de commodité de construction on placera des chaises T8 (une par mètre de longueur.)



ÉCHELLE : 1/20  
Cotes en cm

L'appui est au niveau de l'amorce du gousset.  
La dalle aura une dénivellation relative d'une dizaine de centimètres au maximum.

#### DETAIL DE L'ABOUT DE LA DALLE



ÉCHELLE : 1/10

# CH.11

## etude du sol

1. principe de l'essai
2. résultats pressiométriques

## Les Sondages Pressiométriques:

### Principe de l'essai:

- a. Definition: Il s'agit d'un essai de chargement rapide du sol par expansion d'une cellule cylindrique. L'uniformité du champ de contrainte est assurée par deux cellules de garde. La tonde est mise en œuvre dans un avant-trou ou foncéé directement, la qualité de l'avant-trou (remaniement, calibrage) et celle du fonçage (refoulement, méthode de fonçage) sont primordiales pour assurer la représentativité de l'essai. Les pressions prises en compte sont les pressions totales appliquées au sol.

### b. Caractéristiques principales:

- L'essai tend à solliciter le sol comme le ferait une fondation; l'exploitation est donc basée sur des corrélations directes, sans qu'on ait besoin de passer par l'intermédiaire des caractéristiques mécaniques traditionnelles ( $\phi$ ,  $c$ ). Le calcul des fondations dépend des formules semi-empiriques.

### c. Schéma de déroulement:

On note les variations de volume  $V$  de la tonde 15, 30 et 60 secondes après chaque montée en pression (lesquelles doivent être rapides). Un sondage pressiométrique comporte une phase de mise en place et une série d'essais de chargement effectués à différents niveaux. Ces essais, qui vont à proprement parler les essais pressiométriques, sont réalisés tous les deux par paliers de pression d'une minute. Pour chaque essai, on trace la courbe pressiométrique (variation de volume en fonction de la pression appliquée). Elle permet de déduire, après correction, les valeurs des paramètres pressiométriques:

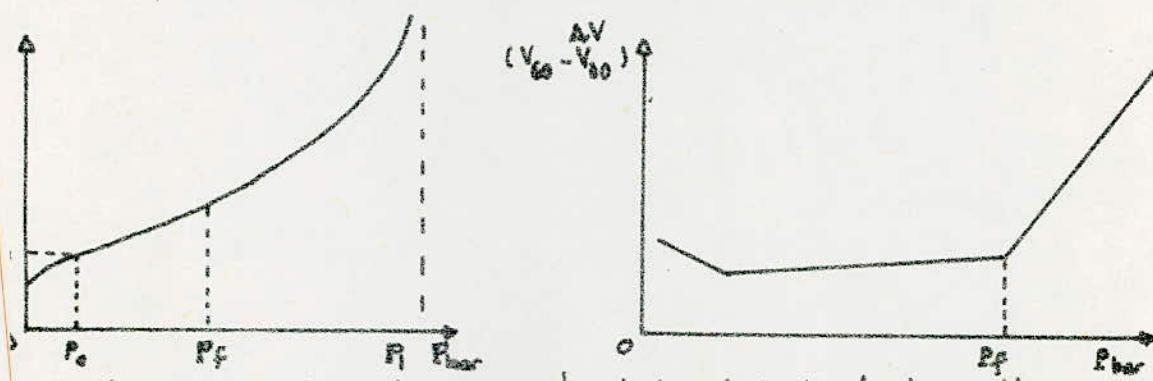
$E$ : module pressiométrique standard.

$p_l$ : pression limite pressiométrique.

$p_f$ : pression de flage.

Pour s'assurer de la valeur de l'essai, on vérifie l'ordre de grandeur du volume injecté pour recomprimer le matériau du sol et le rapport  $E/p_l$ .

$p_l$ : sera par définition la pression telle que  $\frac{V - V_0}{V_0 - V_0} = 1$  où  $V_0$  est le volume de la cellule centrale à vide (593 cm³ environ)

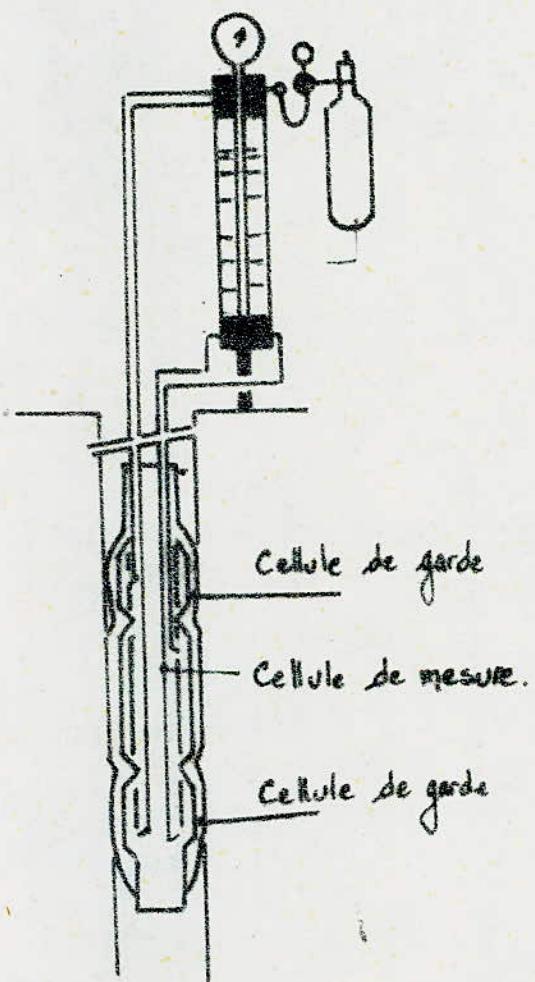


$V_0$  est le volume initial sous la pression atmosphérique la tonde étant en place.

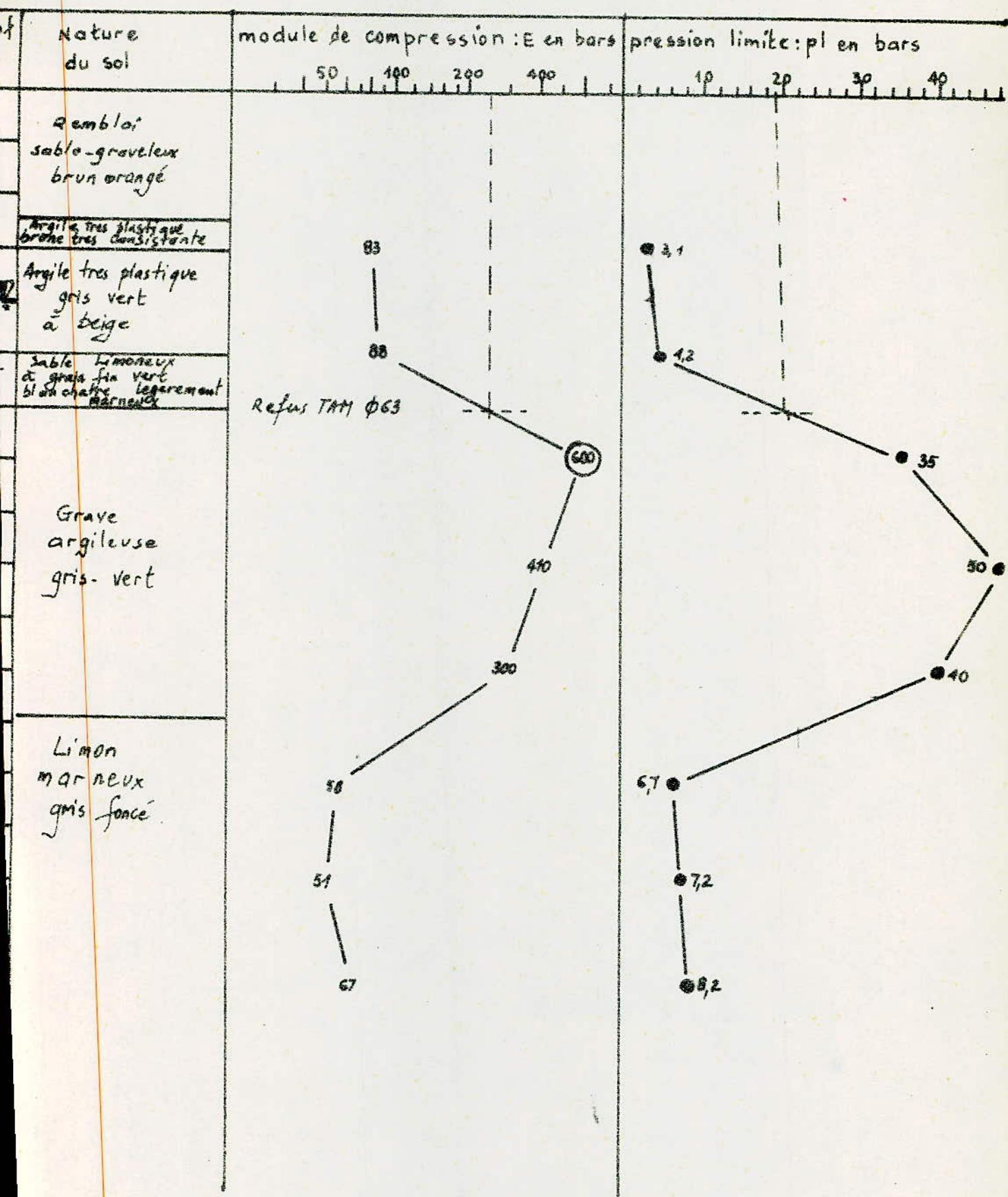
Courbe pressiométrique.

Courbe de flage

Le module pressiométrique  $E$  est déduit de la pente ( $\frac{dp}{dv}$ ) de la partie linéaire de la courbe pressiométrique, à partir d'une forme d'anneau en élasticité, qui comporte les caractéristiques géométriques de la bande et le volume  $V_m$  injecté au milieu de la partie linéaire de la courbe pressiométrique  $E = 2(1+J)(Y_0 + V_m) \frac{dp}{dv}$



profil pressiométrique



## Resultats du Sondage pressiométrique

Profondeur	Nature du Sol
0 - 1,2	Remblai Sablo-graveux
1,2 - 1,5	Argile très plastique brune très consistante
1,5 - 2,5	Argile très plastique gris vert à beige.
2,5 - 3	Sable limoneux à grain fin vert blanchâtre Légerement marneux
3,6 - 6	Grave argileuse gris-vert.
6 - 10	Limon marneux gris foncé

Niveau de la nappe : 2m (voir profil pressiométrique)

Conclusion: On opte pour une fondation superficielle sur socelles de  $3,5 \times 25,6$  m, elle sera ancrée à 3m de profondeur.

Calcul de la Contrainte admissible:

La contrainte est donnée par la formule suivante

$$\bar{q} = q_0 + \frac{k}{3} (p_l - p_0)$$

avec:  $p_l$ : pression horizontale totale (sur le plan vertical) des terres au moment de l'essai.

$q_0$ : pression verticale totale (sur un plan horizontal) des terres au niveau de fondation envisagée après remblayement.

$$p_0 = u + (\sigma_{v_0} - u) k_0$$

$\sigma_{v_0}$ : pression verticale totale au moment de l'essai au niveau de fondation  $\sigma_{v_0} = \sum \gamma_i h_i$

$u$ : pression de l'eau au niveau de fondation envisagée

$k_0$ : Coefficient de pression des terres au repos très généralement égal à 0,5 et 1 pour certains limons et argiles sur consolidées

$p_{le}$ : pression limite équivalente définie comme suit:

$$p_{le} = \sqrt[3]{p_l (+R) \times p_l (0R) \times p_l (-R)}$$

$p_l (+R)$ : étant la pression limite se trouvant à une demi largeur plus haut que la base de fondation.

$p_{l(0)}$ : pression limite à la base de la fondation.

$p_{l(-R)}$ : pression limite à une demi largeur plus bas que la base de la fondation

$K$ : coefficient de portance du sol, donné par l'abaque en fonction de  $\frac{h_e}{R}$ ;  $\frac{L}{2R}$

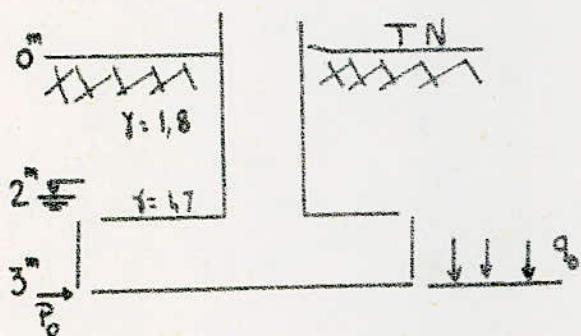
$h_e$ : profondeur d'encaissement calculée par la formule

$$h_e = \sum h_i \left( \frac{p_{li}}{p_{le}} \right)$$

$L$ : longueur de la semelle

$R$ : largeur de la semelle.

AN:



$$G_b = q_b = 1.8 \times 1.2 + 17 \times 1.8 = 5.22 \text{ t/m}^2$$

$$p_b = 1 + (5.22 - 1) \times 0.5 = 3.11 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{L}{2R} = \frac{25.6}{3.5} = 7.3$$

$$p_{le} = \sqrt[3]{3.11 \times 19 \times 44} = 10.6 \text{ bars.}$$

$$h_e = \frac{1}{K} \left[ \frac{9.3 \times 3.1 + 1 \times 3.2 + 3.1}{2} + 0.5 \frac{4.2 + 1.9}{2} \right]$$

$$h_e = 0.6 \text{ m.}$$

$$\frac{h_e}{R} = \frac{0.6 \times 2}{3.5} = 0.34$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L}{2R} = 7.3 \\ \frac{h_e}{R} = 0.34 \end{array} \right\} \Rightarrow K \approx 1$$

$$\bar{q} = 5.22 + \frac{1}{3} [190 - 3.11] = 67.5 \text{ t/m}^2$$

Vérification:

- charge permanente :  $40.55 \text{ t/m}^2$   $\Rightarrow q = \frac{40.55}{3.5} = 11.5 \text{ t/m}^2$

- charge routière :  $54.21 \text{ t/m}^2$

$q < \bar{q} \Rightarrow$  La Semelle est bien dimensionnée.

Calcul du tassement

On applique la formule générale du tassement :  $W = W_1 + W_2 + W_3$

\*  $W_1$ : tassement instantané, il n'est pas calculé car il est lié essentiellement aux conditions d'exécution (remaniement du fond de fouille)

$$* W_2 = \frac{1.33}{3 E_B} \times P \times R_0 \times \left( \lambda_2 \times \frac{R}{R_0} \right)^{\alpha}$$

Domaine deviatorique

$$* W_3 = \frac{\alpha}{4.5 E_A} \times P \times \lambda_3 \times R$$

Domaine Sphérique

$R$  : demi largeur de la semelle rectangulaire  
 $R_0 = 30 \text{ cm}$ , dimension de référence

$P$  (bars) : surpression moyenne due à la fondation par rapport à l'état naturel 0 (avant terrassements), calculée sous les charges permanentes seules

$\lambda_1$  et  $\lambda_2$  : coefficients de forme dépendant des dimensions de la semelle dans les domaines sphérique et desiaotrique

$\alpha$  : coefficient du sol donné par le tableau suivant.

Type	Tourbe 1/α	Argile E/pl 1/α	Limon E/pl 1/α	Sable E/pl 1/α	Sable et graine E/pl 1/α	
Surconsolidé ou très serré	-	>16	1	>14 2/3	>12 1/2	>10 1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9,16	2/3	8.14 1/2	7.12 1/3	6.10 1/4
Desconsolidé altéré et remanié ou lâche	-	7,9	1/2	5.8 1/2	5.7 1/3	-

Détermination de  $E_A$  et  $E_B$ : modules pressiométriques équivalents correspondant aux domaines sphériques et desiaotriques (en bars)

$E_A = E_1$  et  $E_1$  est la moyenne harmonique des valeurs des modules pressiométriques à la Côte 0 (niveau de la semelle) et à la Côte  $(-R)$

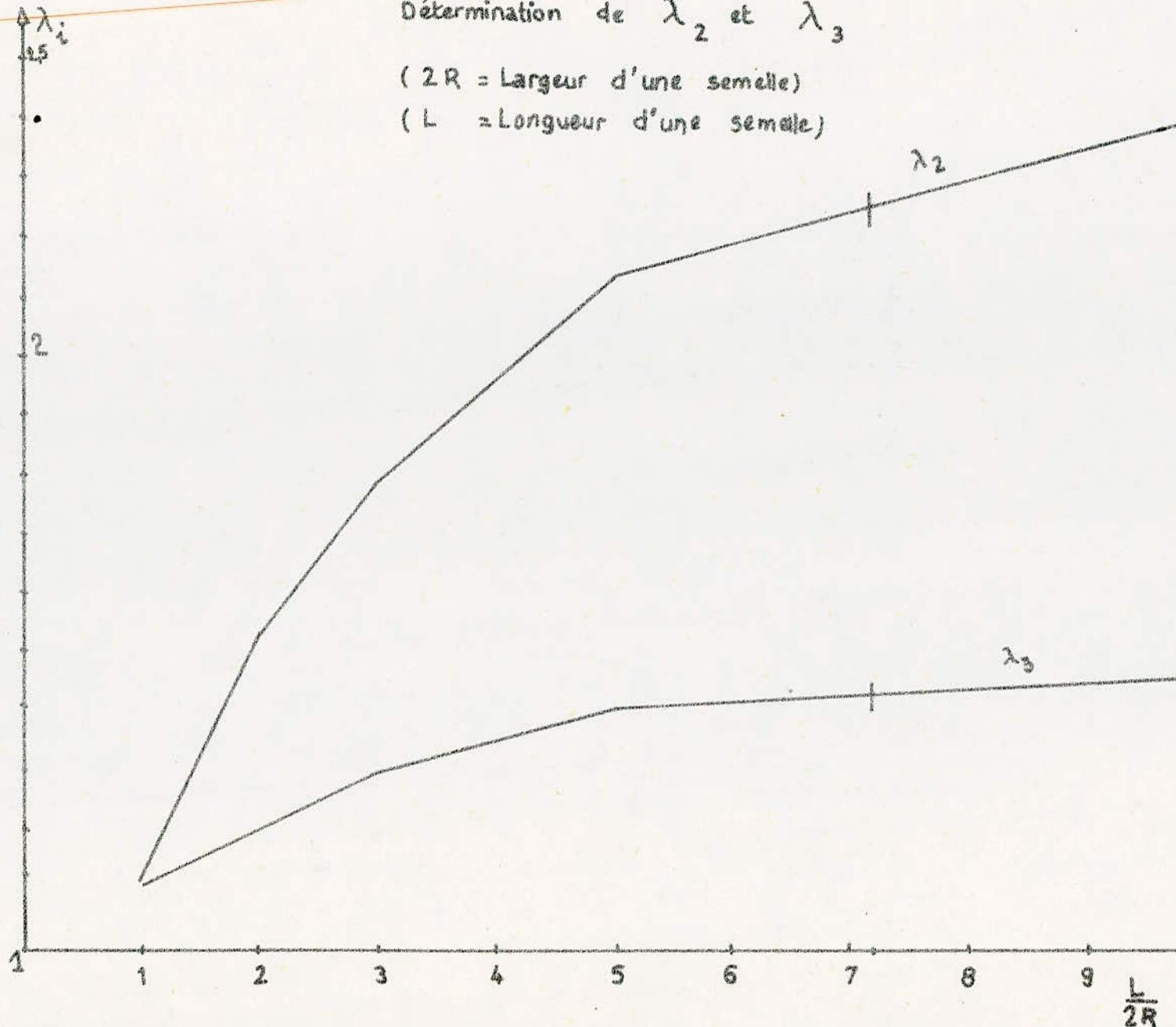
$$\frac{2}{E_1} = \frac{1}{E_0} + \frac{1}{E(-R)}$$

$$E_B = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,95 E_2} + \frac{1}{E_{3/4} 1/5} + \frac{1}{2,5 E_{6/7} 1/8} + \frac{1}{2,5 E_{9 \text{ à } 16}}$$

$E_2$  étant la moyenne harmonique des modules aux Cotes  $-R$  et  $-2R$ .

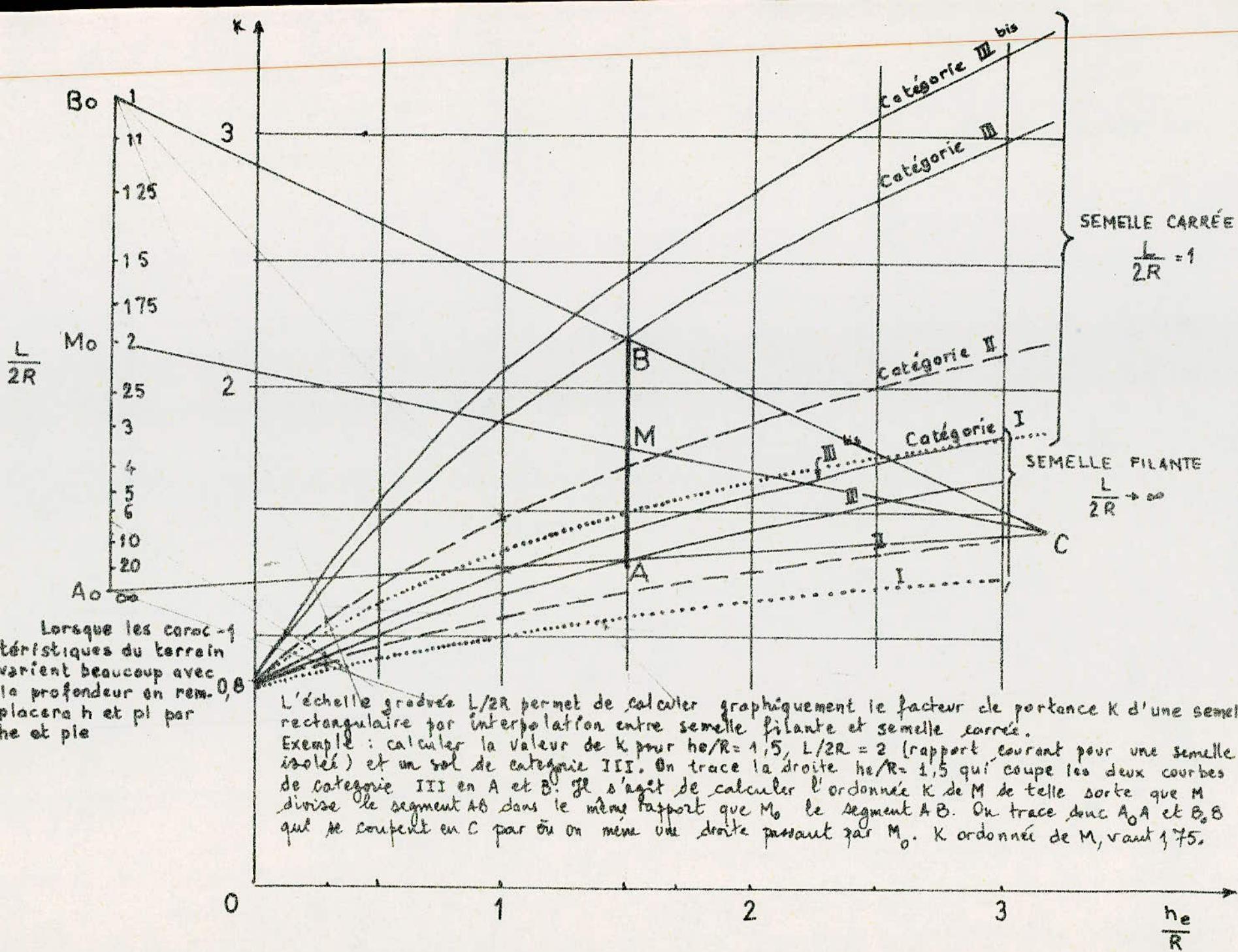
$$\frac{2}{E_2} = \frac{1}{E(-R)} + \frac{1}{E(-2R)}$$

$$\left. \begin{array}{l} E_{3/4/5} \\ E_{6/7/8} \\ E_{9 \text{ à } 16} \end{array} \right\} \text{moyenne harmonique des modules des tranches 3 à 16}$$



Dans notre cas  $\frac{L}{2R} = \frac{25,6}{3,5} = \frac{7,2}{1}$   $\Rightarrow \begin{cases} \lambda_2 = 2,24 \\ \lambda_3 = 1,45 \end{cases}$

Détermination du facteur de portance K pour des fondations superficielles



CIL - 12

MURS DE TETE

## Murs de Tête :

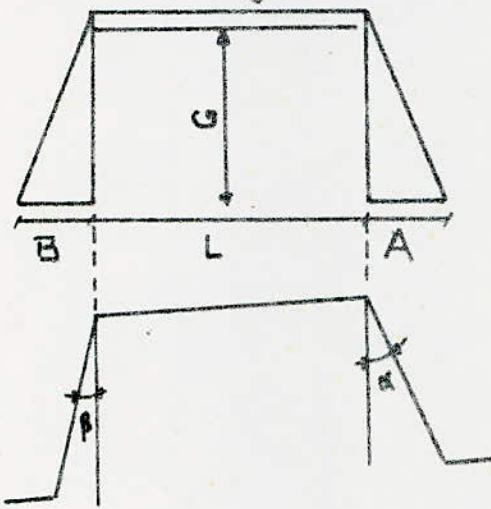
### Présentation:

La fonction des murs de tête est d'assurer le soutienement des remblais situés derrière les piedroits. On distingue deux types de murs en aile et en retour suivant l'angle qu'ils font avec l'axe de la voie portée.

On adoptera pour des murs de tête en aile car ils constituent en général la solution la mieux adoptée ainsi que la plus économique. L'implantation des murs répondra aux conditions suivantes:

- Créer un effet de Tremble.
- Equilibrer l'ouvrage par l'égalité des surfaces vues, quelque soit le biais.
- Proportionner les parties apparentes des murs à l'ouverture de l'ouvrage.

des angles d'inclinaison des murs par rapport aux piedroits  $\alpha$  et  $\beta$  sont donnés par les formules suivantes en fonction de l'angle de biais de l'ouvrage et de l'ouverture.



$$\alpha = 45 + 0,03 L^2$$

$$\beta = 0,008 (4 + 25) \alpha$$

AN:  $\alpha = 45 + 0,03 \times 7^2 = 25,83$  grade  
 $\alpha = \beta$  puisque notre ouvrage est droit

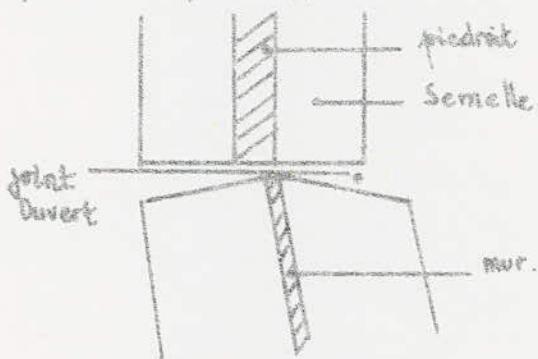
- Note: - quelque soit le type des murs disposés de part et d'autre de l'ouvrage, ceux-ci devront être indépendants de la nature du portique.
- Les eaux de ruissellement ne devront pas venir tacher les faces vues et les eaux d'infiltration seront évacuées par des barbacanes.
  - Le niveau des semelles doit être choisi indépendamment de celles des semelles de portique. (pressions exercées sur le sol ne sont pas les mêmes et, ces murs sont assez rustiques pour accepter sans dommage certains tassements inadmissibles pour le portique.)

### Disposition:

Le mur se compose d'un voile vertical de hauteur variable encastré sur une semelle, la face avant du voile est verticale on prévoit un fruit de 2%, la face arrière du voile (côté remblai) aura un fruit déterminé par l'épaisseur que doit avoir le mur à sa base pour reprendre le moment fléchissant qui lui sera appliqué.

13

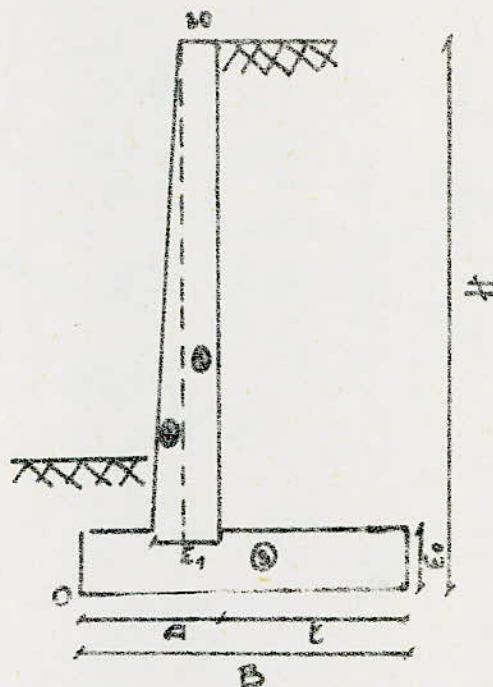
Disposition par rapport au pieddroit:



Epaisseur en tête du voile : 20 cm pour  $H \leq 6$  m.  
30 cm pour  $H > 6$  m.

Le remblai est supposé pulvérulent et n'est le siège d'aucune nappe aquifère

## Calcul du mur:



$$\begin{aligned}H &= 7.00 \\S &= 4.70 \\t &= 3.10 \\e &= 1.60 \\E_r &= E_i = 0.70\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Remblai : } q &= 30^{\circ} \\&\gamma = 2 \text{ t/m}^3 \\K_a &= 0.37\end{aligned}$$

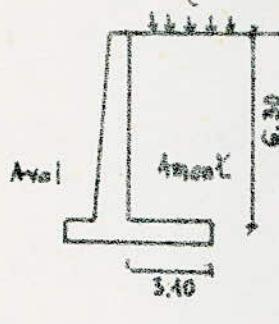
- \* Calcul des poussées (horizontale et verticale) des terres et des charges de remblai sur l'écran fictif et sollicitations correspondantes par rapport à l'arête 0.

	$Q$ (t/m)	$M_e^c / 0$ (tm/m)
Poussée des Terres	$\frac{1}{2} \gamma K_a h^3 = 18.43$	$h_f \times Q = 42.303$
Poussée de la Surcharge de remblai ( $1 \text{ t/m}^2$ )	$q K_a h = 2.59$	$h_f \times Q = 9.065$
Total :		51.368

- \* Calcul des sollicitations par rapport à l'arête 0 sous le poids du mur:

Poids (t/m)	bras de levier (m)	$M_e^c / 0$ (tm/m)
① $1 \times 0.30 \times 7 \times 2.4 = 5.04$	$1.6 - \frac{0.3}{2} = 1.45$	7.31
② $1 \times \frac{0.40 \times 7}{2} \times 2.4 = 3.36$	$1.6 - 0.2 - \frac{0.4}{2} = 1.17$	3.93
③ $1 \times 0.70 \times 4.70 \times 2.4 = 7.90$	$\frac{4.70}{2} = 2.35$	18.56
Total :		29.80

\* Calcul des sollicitations / 0 sous le poids des terres et charges de remblai (amont)



	$Q + l_w$	bras de lever	$M^e / 0 \text{ km}_w$
Poids des terres	$40013.10 \times 6.10 \times 2 = 39.06$	3.15	123.039
charge ( $10/m^2$ )	$310 \times 1 \times 3.2 = 3.72$	3.15	11.718
			134.757

\* Calcul des sollicitations en présence du Séisme:

Le coefficient de poussée a été déjà calculé avec un  $\epsilon_H = 0.13$  et  $\epsilon_V = 0.08$  d'où la poussée des terres :

$$E_S = \frac{1}{2} \lambda_{\alpha_H} \times \gamma \times h^2 = \frac{1}{2} \times 0.392 \times 2 \times 7^2 = 19.21 \text{ k/m}$$

$$M = \frac{19.21 \times 7}{3} = 44.82 \text{ t m/m}$$

Poussée due aux surcharges:

$$E = \lambda_{\alpha_H} \times q \times h = 0.392 \times 1 \times 7 = 2.74 \text{ k/m}$$

$$M = 2.74 \times \frac{7}{2} = 9.6 \text{ t m/m}$$

Tableau Récapitulatif:

NORMAL	Poussée	Remblai	Surch $10/m^2$	Total	$\Sigma E$	$\Sigma M$
	charges Horizont.	18.13	2.59			
Moment / 0	Moment / 0	123.039	9.065	51.368	$\Sigma E$	$\Sigma M$
	Poids	Remblai	Surch $10/m^2$	Mur	$\Sigma E$	$\Sigma M$
SÉISMES	charges Vertic.	39.06	3.72	16.30	59.08	$\Sigma E$
	Moment / 0	123.039	11.718	29.80	164.557	$\Sigma M$
SÉISMES	Poussée	Remblai	Surch $10/m^2$	$\Sigma E$	$\Sigma M$	$\Sigma M$
	charges Horizont.	19.21	2.74			
SÉISMES	Moment / 0	44.82	9.60	54.42	$\Sigma E$	$\Sigma M$
	Poids	Remblai	Surch $10/m^2$	Mur	$\Sigma E$	$\Sigma M$
SÉISMES	charges Vert.	36.33	3.48	15.14	55.19	$\Sigma E$
	Moment / 0	114.439	11.718	27.68	153.837	$\Sigma M$

$$\gamma^* = k \times \gamma = \begin{cases} \text{béton} = 0.93 \times 2.4 = 2.23 \\ \text{remblai} = 0.93 \times 2 = 1.86 \end{cases}$$

\* Securité au renversement

- Normal:  $\frac{M_V}{M_H} = \frac{164.557}{51.368} = 3.2$

- Seisme:  $\frac{M_V}{M_H} = \frac{153.837}{54.42} = 2.8$

\* Glissement:

- Normal:  $\frac{H}{V} = \frac{20,42}{39,08} = 0,35$  admissible

- Seisme:  $\frac{H}{V} = \frac{21,95}{55,19} = 0,39$  admissible

\* CALCUL des Contraintes sur le sol:

- Normal:

- excentricité / O :  $e = \frac{M_V - M_H}{V} = 1,92 \text{ m.}$

- excentricité / G :  $e' = 2,35 - 1,92 \text{ m} = 0,43 \text{ m.}$

-  $\sigma_1 = \frac{59,08}{4,7} \left( 1 + \frac{6 \times 0,43}{4,7} \right) = 19,47 \text{ t/m}^2 \rightarrow \sigma_1 = 1,9 \text{ bars}$

-  $\sigma_2 = \frac{59,08}{4,7} \left( 1 - \frac{6 \times 0,43}{4,7} \right) = 5,67 \text{ t/m}^2 \rightarrow \sigma_2 = 0,6 \text{ bars.}$

- Seisme:

$\sigma_1 = \frac{55,19}{4,7} \left( 1 + \frac{6 \times 0,55}{4,7} \right) = 19,98 \text{ t/m}^2 \rightarrow \sigma_1 = 2 \text{ bars.}$

$\sigma_2 = \frac{55,19}{4,7} \left( 1 - \frac{6 \times 0,55}{4,7} \right) = 3,50 \text{ t/m}^2 \rightarrow \sigma_2 = 0,35 \text{ bars.}$

On gardera le deuxième cas de contrainte, pour la suite des calculs.

CALCUL des Armatures:

Contrainte d'acier  $\sigma_s = 2,4 \sqrt{\frac{n K \bar{\sigma}_b}{\phi}}$  avec:

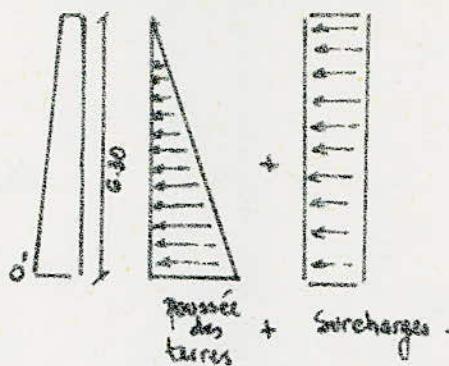
$K = 10^6$  fissuration préjudiciable car l'ouvrage est exposé à l'eau et aux intempéries.

$\Omega = 1,6$  Acier à haute adhérence.

$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}$ , béton peu contrôlé dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$   
 $\phi = 25 \text{ mm.}$

Cette contrainte sera majorée de 180 bars = 300 bars, donc  $\sigma_s = 1943,6 \text{ bars}$

## 19 Armatures du Voile:



Poussées:

$$\text{Remblai} = \frac{1}{2} \lambda_{ah} \times \gamma \times h^2 = \frac{1}{2} \times 0,392 \times 2 \times 6,3^2 = 45,56 \text{ T/m}$$

$$\text{Surcharge} = \lambda_{ah} \times q \times h = 0,392 \times 1 \times 6,3 = 2,47 \text{ T/m}$$

Moment/0':

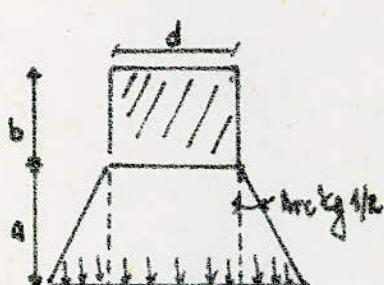
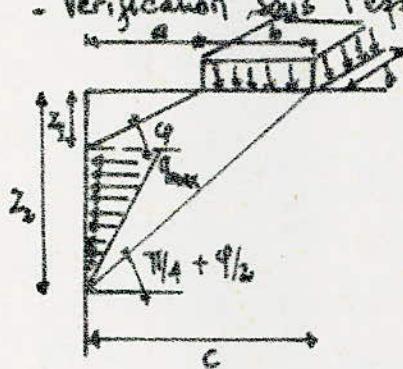
- Remblai :  $\frac{15,56 \times 6,30}{3} = 32,68 \text{ Tm/m.}$

- Surcharge:  $\frac{2,47 \times 6,30}{2} = 7,48 \text{ Tm/m.}$

Total = 41,46 Tm/m.

d'au la section:  $A = \frac{M}{\gamma g a} = \frac{40,46 \times 10^5}{\frac{1}{8} \times 66 \times 19,44} = 36,04 \text{ cm}^2 \rightarrow 811425 : 39,27$

- Vérification sous l'effet de  $M_{1000}$ :



Méthode de M. Krey:

l'influence de la charge sur remblai se transmet à l'écran fictif entre 2 plans dont les traces passent par les limites de la zone chargée et faisant sur l'horizontale des angles égaux à  $\varphi$  et  $\pi/4 + \varphi/2$ .

$$Z_1 = a \operatorname{tg} \varphi$$

$$Z_2 = (a+b) \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{4P}{(2d+a)(Z_2-Z_1)}$$

$$\text{avec } I = \rho bd \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$P = \frac{25}{6,181} \times 6,1 \times 1 \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 31,75 \text{ T}$$

$$q_{\max} = \frac{4 \times 31,75}{(2 \times 6,1 + 1,0) (3,464 - 0,577)} \approx 3,47 \text{ T}$$

$a = 100$   
avec  $b = 100 \text{ cm.}$   
 $d = 610 \text{ cm.}$

$$\text{d'ici la poussée : } \frac{1}{2} q_{\text{max}} h = \frac{1}{2} \times 3,4 \times (3,46 - 0,56) \approx 5 \text{ t/m}$$

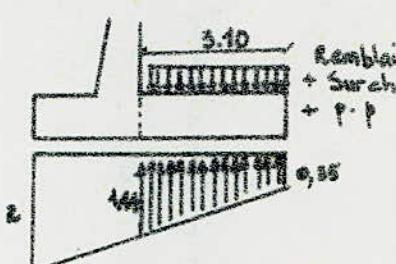
$$\text{Le moment / }_0 : 5 \times 1,5 \approx 22,5 \text{ t.m/m.}$$

$$M_{\text{total}} = 22,5 + 32,68 = 55,18 \text{ t.m/m}$$

On fait travailler les aciers à leur contrainte admissible ( $\bar{\sigma} = 2670 \text{ b}$ )

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_{\text{ad}}} = \frac{55,18 \times 10^5 \times 8}{7 \times 66 \times 2670} = 35,78 \text{ cm}^2, \text{ donc ça vérifie}$$

### 2.1 Armatures des Semelles:



$$\begin{aligned} \text{g remblai : } & 6,30 \times 3,10 \times 2 = 39,06 \\ \text{p.p.s : } & 3,10 \times 0,70 \times 2,4 = 5,208 \\ \text{Surch : } & 3,10 \times 1 \times 1,2 = \underline{\underline{3,72}} \\ & \underline{\underline{47,988 \text{ T/m}}} \end{aligned}$$

$$\text{Moment : } 47,988 \times \frac{3,10}{2} = \underline{\underline{74,38 \text{ Tm/m}}}$$

2) Effet de la Contrainte du Sol:

$$N_1 = 3,5 \times 3,10 \times 1,00 = 10,85 \text{ t/m}$$

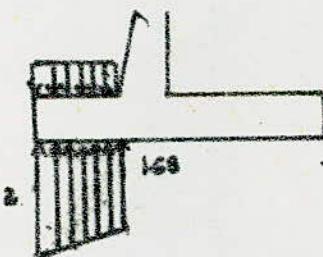
$$N_2 = \frac{(14,4 - 3,5) \times 3,10 \times 1,00}{2} = 16,9 \text{ t/m}$$

$$M_1 = \frac{10,85 \times 3,10}{2} = 16,82 \text{ t.m/m}$$

$$M_2 = \frac{16,9 \times 3,10}{3} = \underline{\underline{17,46 \text{ t.m/m}}}$$

$$M_E = \underline{\underline{34,28 \text{ t.m/m}}}.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_{\text{ad}}} = \frac{40,4 \times 8 \times 10^5}{7 \times 66 \times 1944} = 35,72 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \text{ HA25}$$



$$\begin{aligned} \text{g remblai : } & (1,5 - 0,7) \times 0,9 \times 2 = 1,44 \\ \text{p.p.s : } & 0,7 \times 0,9 \times 2,4 = 1,51 \\ \text{Surch : } & 0,15 \times 0,9 \times 1,2 = 0,16 \\ & \underline{\underline{3,11 \text{ t/m}}} \end{aligned}$$

$$\text{Moment : } \frac{3,11 \times 0,9}{2} = \underline{\underline{1,4 \text{ t.m/m}}}$$

2) Effet du Sol:

$$N_1 = 1,68 \times 0,9 \times 1,00 = 15,12$$

$$N_2 = (20,0 - 16,8) \times \frac{0,9 \times 1,00}{2} = 1,44$$

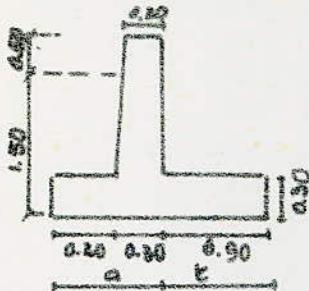
$$M_1 = \frac{15,12 \times 0,9}{2} = 6,8 \text{ t.m/m.}$$

$$M_2 = \frac{1,44 \times 0,9}{3} = \underline{\underline{0,4 \text{ t.m/m}}}$$

$$M_E = \underline{\underline{7,2 \text{ t.m/m}}}.$$

$$A = \frac{5,8 \times 8 \times 10^5}{7 \times 66 \times 1944} = 5,17 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \text{ HA25}$$

## Dimensions de la partie Avant du mur:



$$h = 3.00 \text{ m} \rightarrow B = \frac{2}{3}H = 1.33 \Rightarrow B = 1.40 \text{ m}.$$

$$t = 0.90 \text{ m}$$

$$a = 0.50 \text{ m}$$

$$E = 0.30 \text{ m}$$

Remarque: On refait les mêmes calculs que précédemment pour 1 mètre du centre du mur, en supposant que toutes les dimensions varient linéairement

$$h = \frac{t+2}{2} = 4.5 \text{ m.}$$

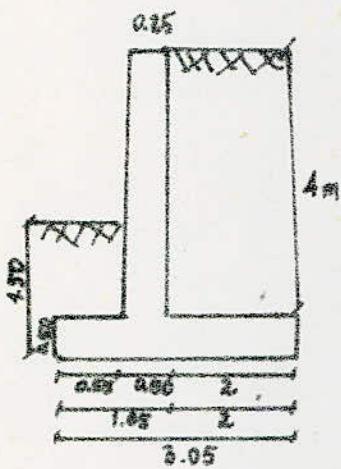
$$t = \frac{3.1 + 0.3}{2} = 2 \text{ m}$$

$$B = \frac{1.40 + 4.40}{2} = 3.05 \text{ m.}$$

$$a = \frac{0.50 + 1.00}{2} = 0.75 \text{ m}$$

$$E_0 = \frac{0.70 + 0.20}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$E_1 = \frac{0.70 + 0.30}{2} = 0.50 \text{ m}$$



	Poussées	Ramblai	Surcharge	Total
H	7.45	1.66		9.11
M <sub>H</sub> /o	11.24	3.75		15
Réids	Ramblai	Surch.	Mur	
V	19.2	2.4	7.26	28.86
M <sub>V</sub> /o	39.36	4.92	8.71	52.03

	Poussées	Ramblai	Surch.	Total
H	7.94	1.76		9.7
M <sub>H</sub> /o	11.91	3.97		15.88
Réids	Ramblai	Surch.	Mur	
V	19.86	2.40	6.74	" " "
M <sub>V</sub> /o	36.61	4.92	7.94	I > Σ

## Ferraillage du voile:

Poussées: ramblai  $\frac{1}{2} \times 0.392 \times 2 \times 4^2 = 6.27 t$   $\Rightarrow$  Moment  $= 6.27 \times \frac{4}{3} = 8.36 \text{ tm/m}$

Surch:  $1 \times 0.392 \times 4 \times 1.2 = 1.57 t$   $\Rightarrow$  Moment  $= 1.57 \times \frac{4}{3} = 3.14 \text{ tm/m}$

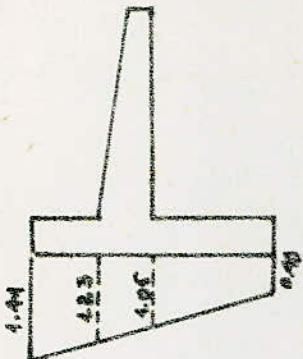
$$M_L = 4.5 \text{ tm/m.}$$

$$A = \frac{M}{M_L} = \frac{11.5 \times 10^5 \times 8}{4.5 \times 46 \times 1944} = 17,68 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA25 = 19,63 \text{ cm}^2$$

## Ferraillage de la semelle:

Calcul des contraintes sur le rebours l'effet du séisme:

$$\sigma_y = \frac{24}{3.05} \left( 1 \pm \frac{6 \left( \frac{3.05}{2} - 1.2 \right)}{3.05} \right) = \begin{cases} \sigma_1 = 1.41 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 0.4 \text{ bars.} \end{cases}$$



\* Remblai:  $4 \times 2 \times 2 = 16$   
 p.p.s :  $2 \times 0,5 \times 2,4 = 2,4$   
 Surcharge:  $1 \times 2 \times 1,2 = 2,4$   
 $\underline{20,8 \text{ t/m}}$

Moment/C:  $\frac{20,8 \times 2,00}{2} = 20,8 \text{ tm/m}$

\* Effet du Sol:

$$N_1 = 4 \times 2 \times 1,00 = 8 \Rightarrow M_1 = \frac{8 \times 2}{2} = 8 \text{ tm/m}$$

$$N_2 = \frac{(10,6 - 4) \times 2 \times 1,00}{2} = 6,62 \Rightarrow M_2 = \frac{6,62 \times 2}{3} = 4,41$$

Le ferrailage sera calculé alors avec:

$$M = 20,8 - 12,41 = 8,39 \text{ tm/m.}$$

$$A = \frac{8,39 \times 10^5 \times 8}{\pi \times 46 \times 1944} = 10,7 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ HA25} = 14,73 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage du Patin: (en ne tiendra pas compte du remblai et de la surcharge)

$$A = \frac{1,86 \times 10^5 \times 8}{\pi \times 46 \times 1944} = 2,38 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \text{ HA25} = 4,91 \text{ cm}^2$$

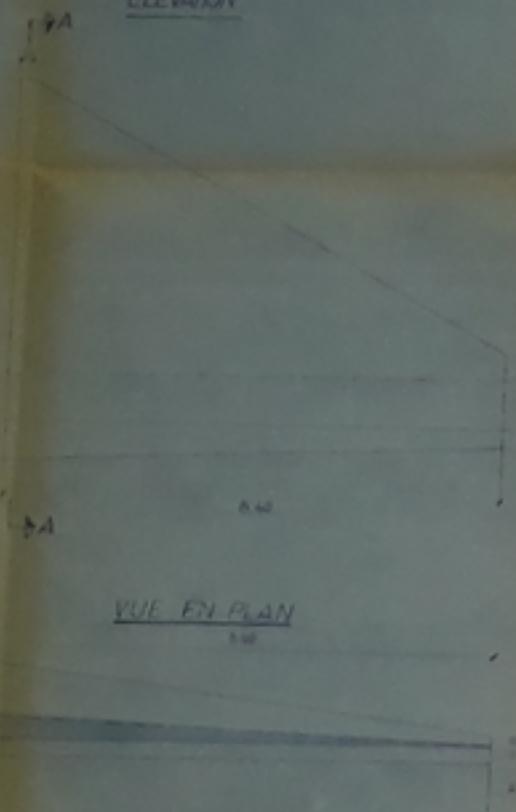
TABLEAU Recapitulatif du ferrailage:

	Gambelle		Voile face interieure
	face interieure	face exterieure	
H=7 m	8 HA25	2 HA25	8 HA25
H=15 m	3 HA25	1 HA25	4 HA25

## Bibliographie:

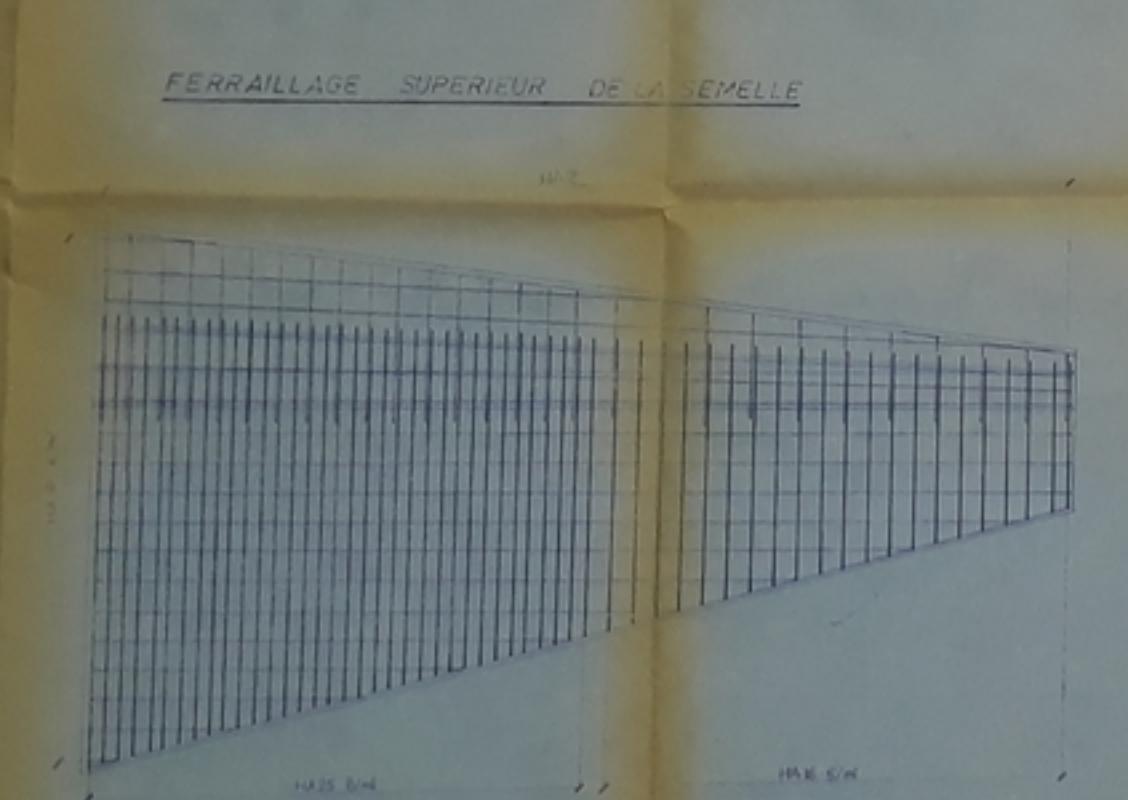
- Calcul des grillages de poutre et des dalles orthotropes  
méthode de Guyon et Massonet par Barès.
- Documents S.E.T.R.A (Service d'études techniques des routes et Autoroutes)
- Aide-mémoire Résistance des matériaux
- Fascicule 61 du C.P.C
- C.C.B.A 68
- Calcul et vérification des ouvrages en béton-armé par P. CHARON

ELEVATION



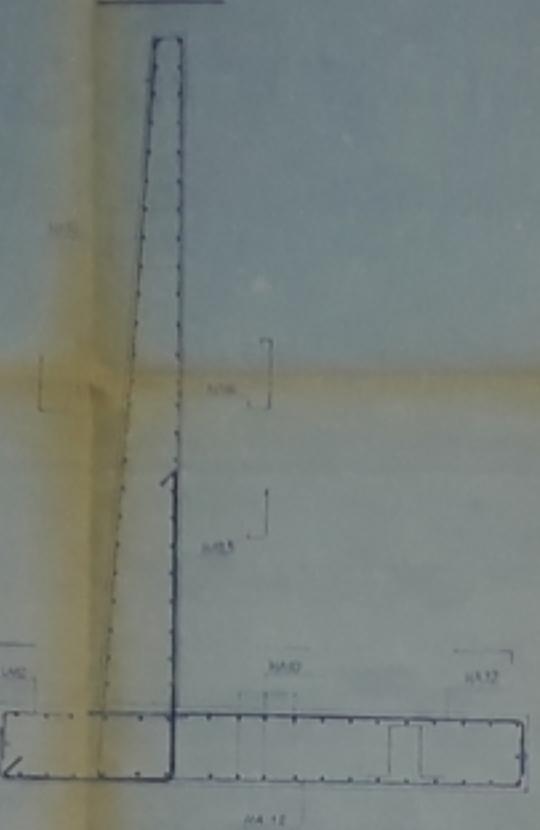
VUE EN PLAN

FERRAILLAGE SUPERIEUR DE LA SEMELLE

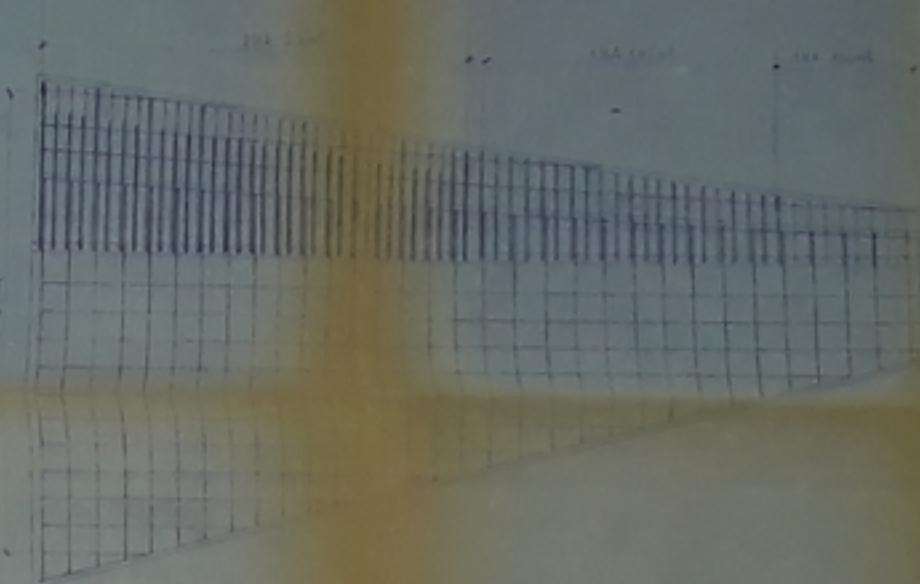


FERRAILLAGE PRINCIPAL DU VOILE

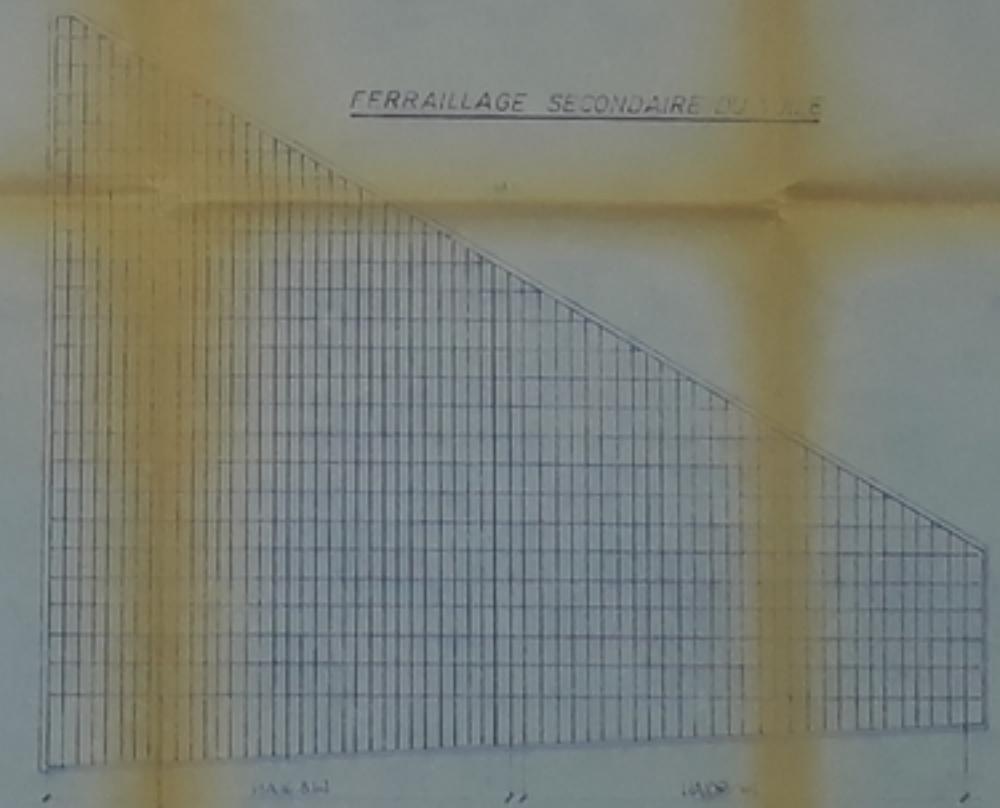
COUPE BB



FERRAILLAGE INFERIEUR DE LA SEMELLE



FERRAILLAGE SECONDAIRE DU VOILE

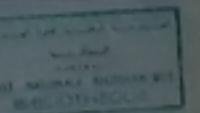


PB-1031

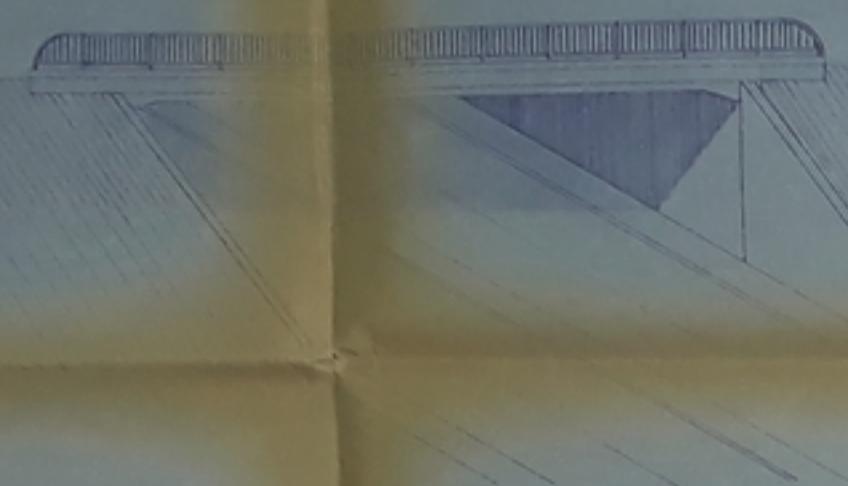
PASSAGE INFERIEUR A PORTIQUE OUVERT

COUFAGE ET FERRAILLAGE

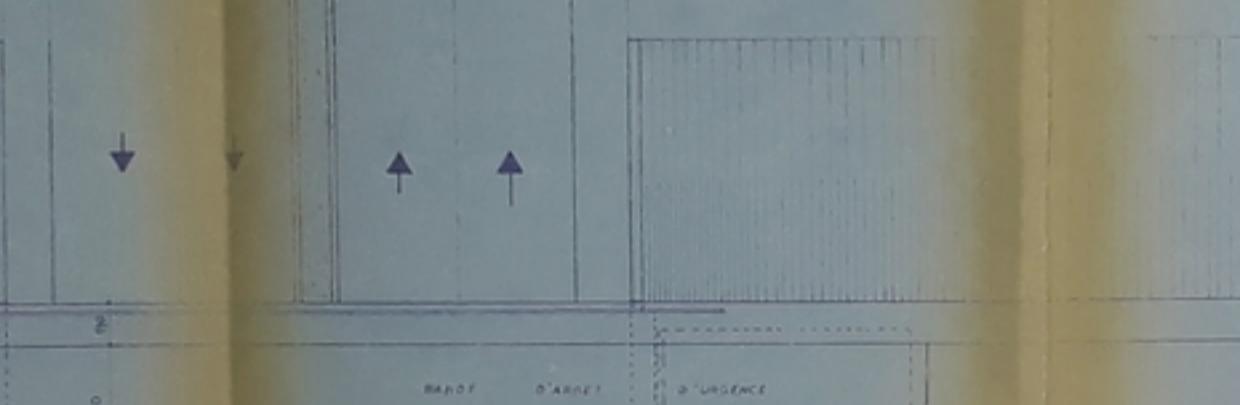
CE MUR DE TAI



VUE EN PERSPECTIVE Ech 1/400



VUE EN PLAN Ech 1/400

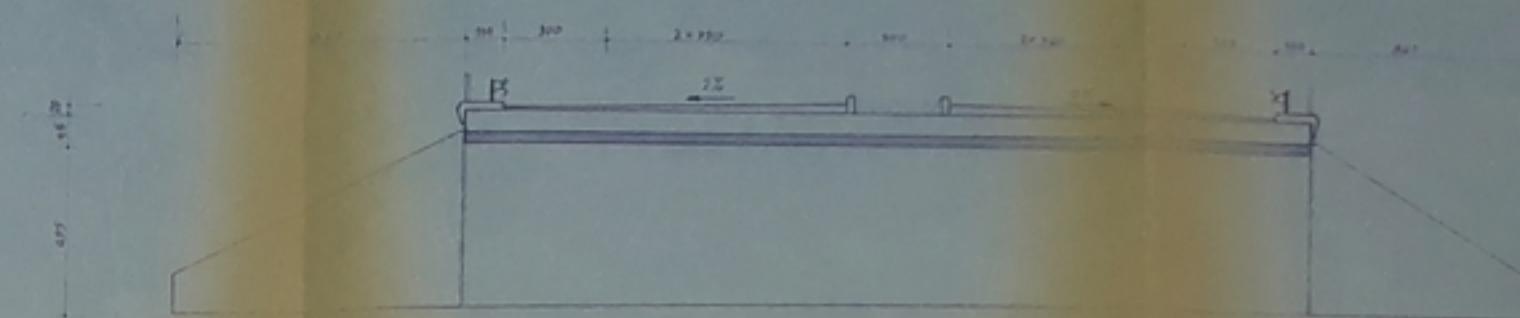


BAIE D'ABRÉGÉ

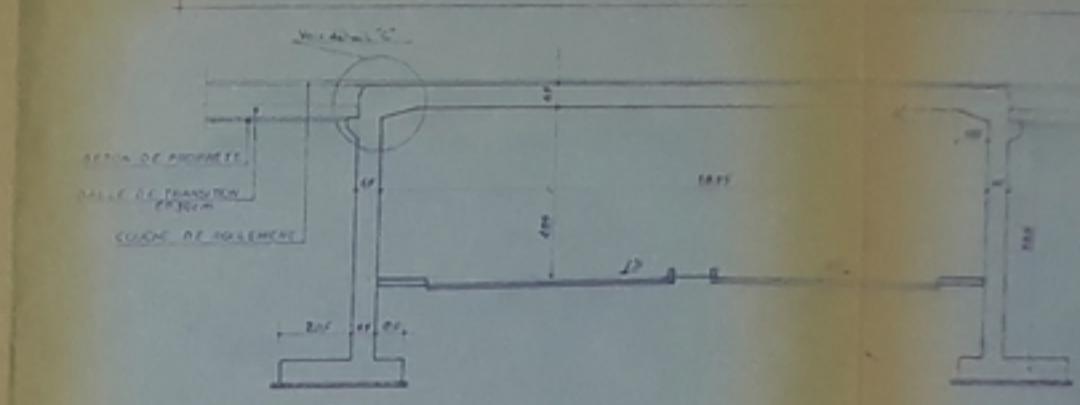
D'ABRÉGÉ

ETAT DE SERVICE

COUPE TRANSVERSALE Ech 1/400

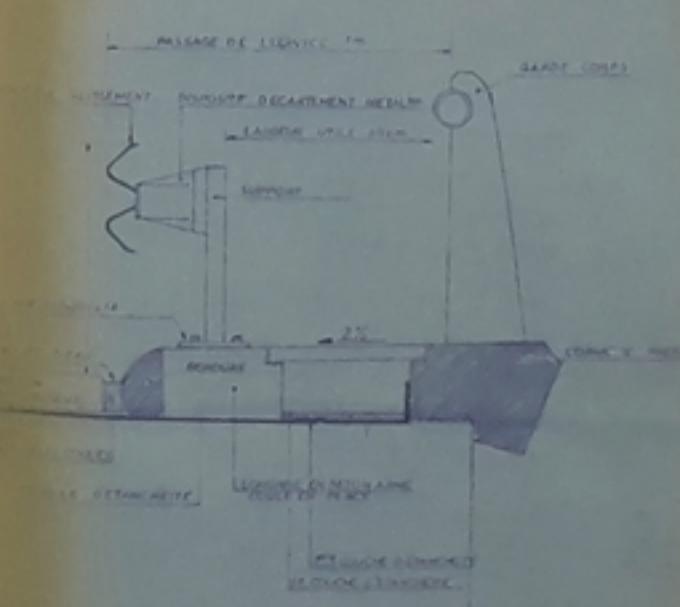


COUPE LONGITUDINALE Ech 1/400



PB 010 34  
- 3 -

DETAIL GLISSEUR  
GARDE-CORPS Ech 1/10



REPUBLIQUE DEMOCRATIQUE DU CONGO  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE HOUARI SOUNESS

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT GENIE CIVIL

THESE DE FIN D'ETUDES

PASSAGE INFÉRIEUR A PORTIQUE OUVERT

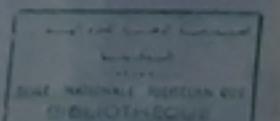
— PLAN DE COFFRAGE —

DETAILS

— PLAN DE COFFRAGE —

DETAILS

## NOMENCLATURE DES ACIERS



Ech 1.

## NOMENCLATURES des ACIERS

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

**PASSAGE INFERIEUR**

**PORTIQUE OUVERTE**

EDUCATION

