

9/87

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

208

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT **Genie Civil**

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

**S U J E T**

**ETUDE D'UN PONT DALLE BIAIS  
EN  
BETON PRECONTRAIT**

5 PLANCHES

Proposé par :

**S A E T I**

Etudié par :

**vl<sup>le</sup> BELLOUI Djamila**

**vl<sup>le</sup> BOUCHAREB Sabah**

Dirigé par : **M<sup>me</sup> CHERID**

PROMOTION : **Janvier 87**



## REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de notre projet de fin d'étude, en particulier, à M<sup>R</sup> TAALBA pour nous avoir orientées, guidées et conseillées, à M<sup>R</sup> CLAUSSEM pour ces conseils précieux, à notre promotrice M<sup>me</sup> CHERID.

Que M<sup>elles</sup> ABDELLALI.H, BELLOUIN et KALI.N, ainsi que M<sup>rs</sup> ABDELLALI.K et BELLOUM trouvent ici l'expression de notre sincère reconnaissance.



Je dedie ce modeste travail ,

A ma mère , mon père , mes frères et  
sœurs , mes nièces , mon neveu ainsi qu'à  
tout (tes) mes amis (es)



## DEDICACES

- A ma mère et mon Père qui ont toujours admiré le savoir et tant souhaité que nous soyons cultivés

- A ma grande sœur Fatima
- A mes deux frères Madani et Mohamed
- A toutes mes sœurs
- A Tewfik et Hou da
- A Tous mes amis (es)
- A tous ceux que j'aime

Je dedie cet ouvrage

Sabat

## SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

### INTRODUCTION /

- Presentation de l'ouvrage .
- Caracteristiques mécanique des matériaux utilisés .
- Calcul des charges et surcharges .

### EFFORTS SOLLICITANT LA DALLE /

- Methode de RUSCH - HERGENRÖDER .
- Moments de flexions et de torsion .
- Etude des encorbellements .

### PRECONTRAINTE /

- Tracé du câble
- Calcul des pertes et chutes de tensions .
- Vérification des contraintes .
- Sécurité à la rupture par flexion .

### CALCUL DES REACTONS D'APPUI /

- Etude à l'effort tranchant .
- Vérification à l'effort tranchant .
- Ferrailage à l'effort tranchant .
- Sécurité à la rupture pour l'effort tranchant .

### FERRAILLAGE /

- Ferrailage de la section d'encastrement nervure-encorbellement .
- Ferrailage à la flexion transversale .
- Dimensionnement du ferrailage longitudinal .
- Ferrailage à la torsion .
- Calcul des armatures dans les angles obtus .

### CALCUL DES DEFORMATIONS /

- Joints de chaussée

ETUDE DE LA CULEE /

- Vérification à la stabilité .
- Etude du mur garde grève .
- Etude du chevêtre .
- Etude de la dalle de transition .
- Etude du mur en retour .
- Etude des voiles .
- Etude de la semelle .

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

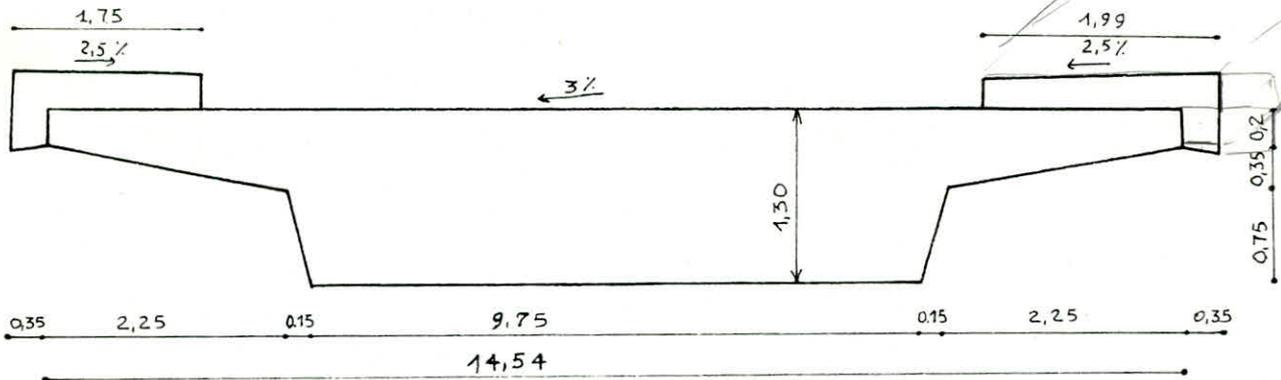
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

Le pont qui nous a été proposé est un pont à dalle biaisée, à travée unique dont le biais géométrique est de  $44,479^{\circ}$ .

Notre pont possède deux (02) tabliers identiques de 15,24m de largeur avec deux (02) encorbellements de 2,4m et supportant deux trottoirs dont l'un à 1,75m de largeur et l'autre 1,99m. Ces deux tabliers sont séparés par un joint de 2cm d'épaisseur.

Ce pont sera ferrillé transversalement et précontraint longitudinalement.

Schéma du tablier



## Hypothèse et principes de calcul des ponts dalles à larges encorbellements:

Pour ce type de structure , il convient de faire une distinction entre les parties en encorbellement et la nervure qui est appelée dalle centrale . Nous considérons par ailleurs que les encorbellements ont pour origine la première discontinuité sur l'intrados . Ainsi, nous pourrions considérer que :

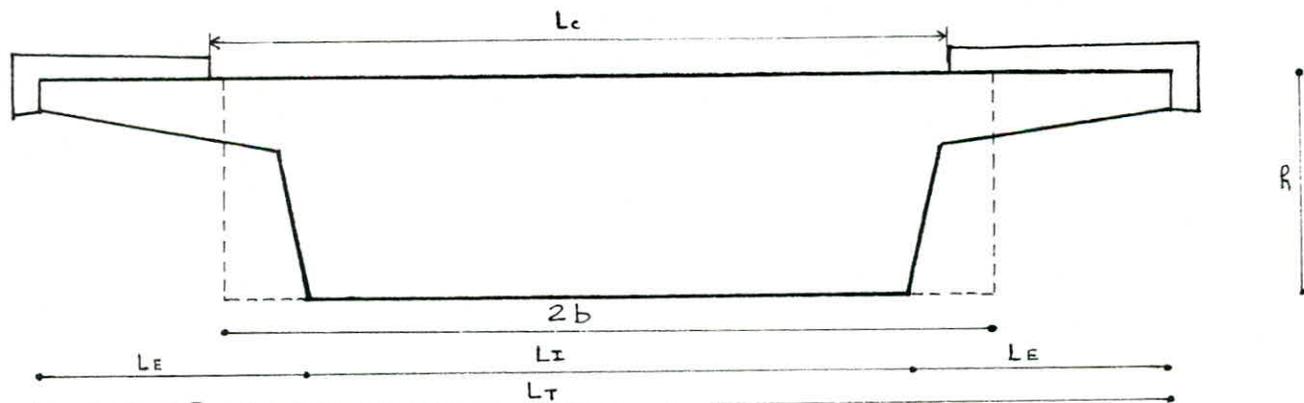
Les encorbellements travaillent comme consoles encastrées dans la dalle centrale .

C'est à dire que l'on néglige l'effet de dalle des encorbellements dans la répartition longitudinale des surcharges lors du calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants produits dans la section d'encastrement par les charges et surcharges placées sur les encorbellements .

On tient compte de la participation des encorbellements à la flexion longitudinale qui a pour effet de réduire la torsion dans la dalle .

### Dimensionnement de la dalle à encorbellement:

Nous allons substituer à la dalle avec encorbellement la dalle équivalente de section rectangulaire de même hauteur que la dalle centrale et prenant la même inertie de flexion que la structure étudiée .



$$I_x = \frac{2b \cdot h^3}{12} \quad ; \quad I_x : \text{Inertie totale de la structure .}$$

$$\text{On en deduit donc la largeur équivalente } 2b \text{ de la dalle : } 2b = \frac{12 I_x}{h^3}$$

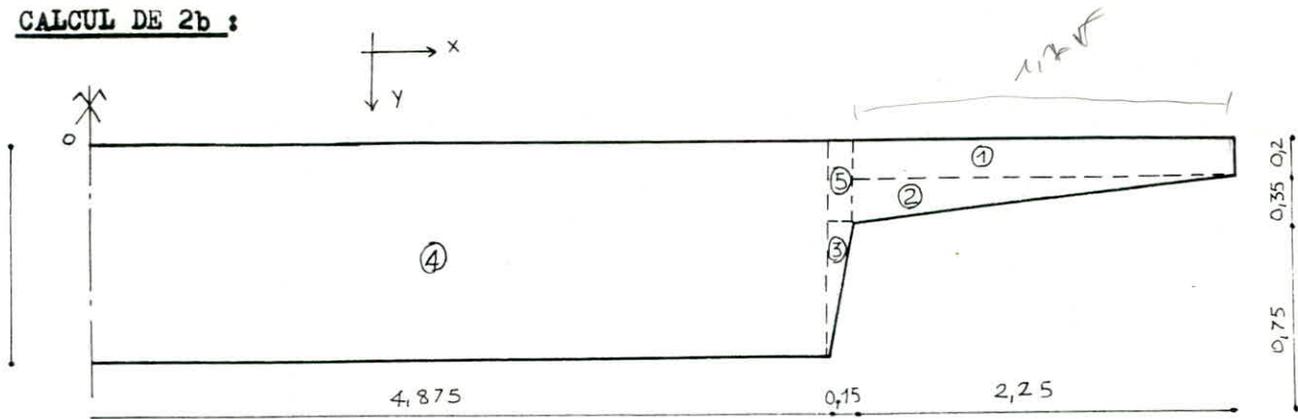
$h$  : hauteur de la dalle centrale .

$L_I$  : largeur de l'intrados .

$L_T$  : largeur totale utile de l'ouvrage .

$L_E$  : largeur d'encorbellement .

CALCUL DE 2b :



section	S(m <sup>2</sup> )	Y ( m )	si di(m <sup>3</sup> )	bi (m)	si bi <sup>2</sup> (m <sup>4</sup> )	I <sub>po</sub> ( m <sup>4</sup> )	I <sub>p</sub> (m <sup>4</sup> )
1	0,45000	0,1000	0,045	0,495	0,1106	1,5 10 <sup>-5</sup>	0,1421
2	0,39375	0,3167	0,1247	0,278	0,0306	2,68 10 <sup>-5</sup>	0,03328
3	0,05625	0,8000	0,0450	-0,205	0,0023	1,758 10 <sup>-5</sup>	0,0041
4	6,33750	0,6500	4,1194	-0,055	0,0187	0,893	0,9117
5	0,08250	0,2750	0,0227	0,320	0,00848	4,622 10 <sup>-5</sup>	0,0131
	7,32		Σ si di = 4,35675				Σ I <sub>p</sub> = 1,0742

$$Y_G = \frac{\sum si di}{si} = \frac{4,35675}{7,32} = 0,595 \text{ m}$$

$$Y_G = 0,595 \text{ m}$$

$$bi = Y_G - \frac{Y_i}{b_i h^3} ; I_p = I_{po} + si bi^2$$

$$I_{po} = \frac{12 I_p}{h^3} = \frac{12 \cdot 1,0742}{(1,3)^3} = 5,867 \text{ m}$$

$$2b = 11,735 \text{ m} .$$

Les encorbellements doivent satisfaire aux critères suivants :

• La largeur (intrados) de la nervure est supérieure à la largeur utile totale de

l'ouvrage .  $LI > 0,5 LT$

$$LI = 9,75 \text{ m} ; LT = 14,55 \text{ m} ; 9,75 \text{ m} > \frac{1}{2} \cdot 14,55 = 7,275 \text{ m}$$

• La largeur droite de l'encorbellement le plus important n'excède pas  $\frac{1}{5}$  de la portée portée biaise déterminante .

$$LE < 0,2 l ; l : \text{portée biaise} ; l = 41,98 \text{ m}$$

$$2,4 \text{ m} < 0,2 \cdot 41,98 = 8,4 \text{ m}$$

• La dalle rectangulaire équivalente élargie de 5% de chaque côté , recouvrira entièrement la largeur surchargeable de la voie portée .

$$2b = 1,1 > l_c \quad ; \quad 12,91 > 11,5$$

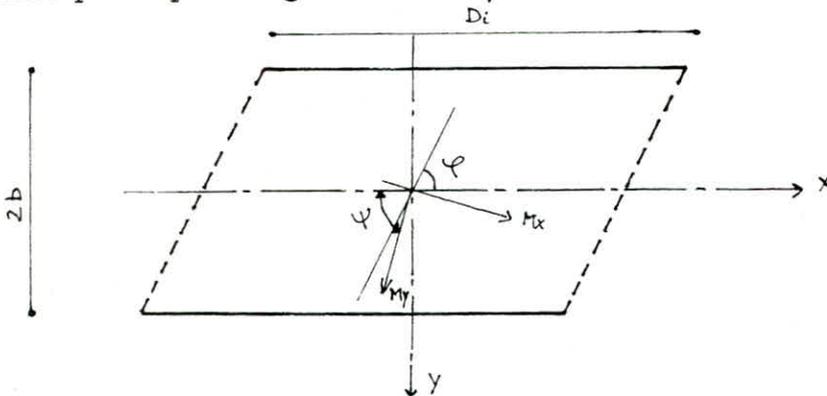
ETUDE DU BIAIS :

\* Biais géométrique : C'est l'angle que fait l'axe longitudinal du pont avec la largeur biaise .  $\varphi = 44,479^{\text{gr}}$



----- bord libre  
 ——— Appuis simple

\* Biais mécanique : C'est l'angle que fait la largeur droite avec la direction du moment principal longitudinal  $\Psi$  .



La loi empirique reliant le biais mécanique  $\Psi$  et le biais géométrique en fonction d'un coefficient  $\eta$  de la travée considérée est donnée par :

$$\Psi = \varphi \quad \text{pour } \eta < 0,5$$

$$\Psi = \varphi + \frac{\eta - 0,5}{2,2} (100 - \varphi) \quad \text{pour } 0,5 \leq \eta \leq 2,7$$

$$\Psi = 100^{\text{gr}} \quad \text{pour } \eta > 2,7$$

Avec  $\eta = \frac{D_i \sin \varphi}{2b}$

Pour ce qui concerne notre cas ,

$$\varphi = 44,479^{\text{gr}}$$

$$D_i = 27 \text{ m}$$

$$\eta = \frac{27 \sin(44,479)}{11,735} = 1,612$$

$$2b = 11,735 \text{ m .}$$

$$2b = 11,735\text{m}$$

$$0,5 < \eta = 1,612 < 2,7$$

$$\psi = \varphi + \frac{\eta - 0,5}{2,2} (100 - \varphi) = 44,479 + \frac{1,612 - 0,5}{2,2} (100 - 44,479)$$

$$\psi = 72,54^{\text{gr}}$$

### Caracteristiques mécaniques des matériaux utilisés

#### a) Béton Armé

Le béton utilisé pour le tablier qui est en béton précontraint ne diffère pas de celui qu'on emploie pour le béton armé, mais on l'utilise d'habitude sous des contraintes plus élevées.

On lui demande en conséquence une résistance plus  $S^{\text{de}}$ . Pour le B P, d'ailleurs, un supplément de qualité procure finalement, en général des économies. Donc pour la dalle (qui est en B P) on utilisera un béton dosé à  $400 \text{ kg/m}^3$  par contre pour les culées et le pieux on utilisera un béton dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$ .

Le ciment sera de classe 325 et le contrôle sera strict.

#### A- Béton Armé

##### . Resistance nominales à 28 jours:

###### a) A la compression

$$\sigma'_n = \sigma'_{28} = 350 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour la dalle}$$

$$\sigma'_n = \sigma'_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour les culées et les pieux}$$

###### b) A la traction

$$\sigma_n = \sigma_{28} = 7 + 0,06 \sigma'_{28}$$

$$\sigma_n = \sigma_{28} = 28 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour la dalle}$$

$$\sigma_n = \sigma_{28} = 23,2 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour les culées et les pieux.}$$

##### . Contraintes admissibles : (d'après l'article 94 du CCBA68)

##### - Contrainte de compression admissible:

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

$\alpha = 1$  : depend de la classe du ciment utilisé (CPA 325)

$B = 1$  contrôle strict

$\gamma = 1$  depend des épaisseurs relatives (hm)

de éléments de construction et des dimensions de granulats (cg)  $hm > 4cg$

$\delta$  depend du type de sollicitation

- flexion simple, E.S. :  $\delta = 0,3$

- flexion composée  $\delta = 0,6$

$\varepsilon$  : depend de la forme de section et de la nature des sollicitations

##### - Pour la dalle

$$\text{C.S. et F.S} = 1.1.1.0,3.350 = 105 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{flexion composée} : = 1.1.1.0,6.350 = 210 \text{ kg/cm}^2$$

- Pour la culée :

$$\begin{aligned} \text{C.S et S} : &= 0,3 \times 270 = 81 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{flexion co-p} : &= 0,6 \times 270 = 162 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

-Contraintes de traction admissibles:

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{28}$$

Avec toujours

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$$

Pour la dalle :  $\theta = 0,024$

Pour les culées :  $\theta = 0,026$

Pour la dalle :

$$\bar{\sigma}_b = 0,024 \times 350 = 8,4 \text{ kg/cm}^2$$

Pour lasculées:

$$\bar{\sigma}_b = 0,026 \times 270 = 7,02 \text{ kg/cm}^2$$

\*\* dalle ( $\sigma_n = 350 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 105 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 8,4 \text{ kg/cm}^2$$

culée ( $\sigma_n = 270 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 7,02 \text{ kg/cm}^2$$

Aciers

On a utilisé des aciers à haute adhérence Acier Fe E 40 A

$$\sigma_n = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi \leq 20 \text{ mm}$$

$$4000 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi > 20 \text{ mm}$$

Contraintes de traction imposées par la condition de fissuration (Act 49.22)

La valeur maximale de la contrainte de traction est limitée à la plus grande des valeurs suivantes

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

contrainte de fissuration systématique

contrainte de fissuration accidentelle.

Avec  $\eta = 1,6$  coefficient de fissuration pour les armatures H A.

$K = 10^6$  pour une fissuration préjudiciable.

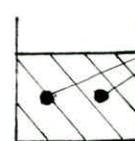
$\phi$  : diamètre de la plus grosse barre tendue exprimée en mm

$\hat{\omega}_f$  : % des armatures tendues

$$\hat{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$$

avec : A = section des armatures tendues

$B_f$  = aire de la section d'enrobage.



$B_f$  = section hachurée

Pour limiter la fissuration, on doit avoir:

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} 2/3 \sigma_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

## B- Béton précontraint:

Le procédé utilisé dans la précontrainte est dit en post tension ce qui signifie que les câbles sont tendus après prise et durcissement du béton. Après la mise en tension à l'aide de vessins, on bloque les armatures de précontrainte contre le béton à l'aide d'anrages.

### Caracteristiques du béton :

#### . Resistance nominale :

- Compression :  $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 350 \text{ kg/cm}^2$

- Traction :  $\sigma_n = \sigma_{28} = 28 \text{ kg/cm}^2$

#### . Contrainte admissibles :

- En service :  $\bar{\sigma}' = 0,42 \sigma'_n = 147 \text{ kg/cm}^2$

- En periode de construct :  $\bar{\sigma}' = 0,55 \sigma'_n = 192,5 \text{ kg/cm}^2$

. Traction : service :  $\bar{\sigma} = 0,42 \sigma_n = 11,76 \text{ kg/cm}^2$

construction:  $\bar{\sigma} = 0,55 \sigma_n = 15,4 \text{ kg/cm}^2$

La traction n'est pas admise!

#### . Module de deformation du béton:

- Courte durée :  $E_i = 21000 \sqrt{10 \sigma_n} = 3929000 \text{ t/m}^2$

- Longue durée :  $E_v = \frac{E_i}{3} = 1309580 \text{ t/m}^2$

### Caracteristiques des armatures de précontrainte

Les câbles utilisés sont du type 7T15 III TBR DYWIDAG tirés par les deux extrémités (Actif-Actif)

#### - Caracteristiques mécanique :

-Contrainte de rupture garantie.  $R_G = 18000 \text{ kg/cm}^2$

-Contrainte caracteristique de deformation garantie:  $T_G = 16000 \text{ kg/cm}^2$

-Relaxation garantie à 1000 h  $Rel\ 1000 = 2,5\%$

3000 h  $Rel\ 3000 = 3\%$

-Coefficient de frottement dans la courbes  $f = 0,21/\text{radian}$

-Perte de tension relative  $= 0,0016 \text{ rd/ml.}$

-Module d'élasticité de l'acier  $E_a = 2 \cdot 10^7 \text{ t/M}^2$

-Perte de blocage d'anrage  $g = 6 \text{ mm}$

#### - Caracteristiques géométrique:

-Section normale d'un câble  $w = 9,73 \text{ cm}^2$

-Diamètre extérieur des gaines  $\phi_e = 7 \text{ cm}$

-Diamètre intérieur des gaines  $\phi_i = 6 \text{ cm}$

## CALCUL DES CHARGES

### ET SURCHARGES

Dans le cas de ponts à larges encorbellements, les moments prépondérants sont obtenus pour les surcharges suivantes:

- Poids propre de la superstructure
- surcharge uniformément répartie A(1)
- surcharges B ( $B_c, B_t, B_r$ )
- surcharge militaire Mc 120
- surcharges sur les trottoirs.

#### Caracteristiques du pont:

- Portée droite :  $l_0 = 27\text{m}$
- Portée biaise :  $l = 41,98\text{m}$
- Largeur droite:  $2b_0 = 14,54\text{m}$
- biais géométrique :  $= 44,479 \text{ g}^{\text{r}}$
- pont comportant deux trottoirs et conformément au cahier de prescription communes, la largeur chargeable sera confondue avec la largeur roulable .  $L_c = L_R = 11,50 \text{ m}$

- nombre de voies :  $N = E \left( \frac{L_c}{3} \right) = E \left( \frac{11,5}{3} \right) = 3$
- largeur d'une voie :  $l_v = \frac{L_c}{3} = \frac{11,5}{3} = 3,83 \text{ m}$
- Classe du pont :  $L_R = 11,5 \text{ m} > 7 \text{ m}$  Pont de 1<sup>ere</sup> classe
- Largeur de trottoirs:
  - trottoir de gauche (1)  $l_t = 1,75 \text{ m}$
  - trottoir de droite (2)  $l_t = 1,99 \text{ m}$ .

#### 1- Charge permanente:

- Poids propre de la nervure:
- $$g = 9,75 \times 1,3 \times 2,5 = 31,6875 \text{ t/ml}$$
- $$g = 3,25 \text{ t/m}^2$$

- Poids de la superstructure:

$$\text{Revêtement + chappe} = 0,08 \times 2,2 = 0,176 \text{ t/m}^2$$

- Trottoirs

- Gauche :

$$2,5(0,2 \times 1,75 + 0,2 \times 0,35 + 0,03 \times \frac{0,35}{2} + 1,75 \times \frac{0,08}{2})$$

$$0,495 \text{ t/ml}$$

- Droite :  $2,5(0,2 \times 1,99 + 0,2 \times 0,35 + 0,03 \times \frac{0,35}{2} + 1,99 \times \frac{0,08}{2})$

$$0,553 \text{ t/ml}$$

- Garde corps :  $0,1 \text{ t/ml}$ .
- Glissière de sécurité  $2 \times 0,08 = 0,16 \text{ t/ml}$ .

## -2 Surcharges:

### a) Surcharge A : Article 4 du CPC

C'est une surcharge uniformément répartie, elle peut être disposée sur une ou plusieurs voies ainsi que sur une longueur L de façon à produire l'effet maximum.

La valeur de la surcharge A sera donnée par:

$$A = a_1 a_2 \cdot A(L) \text{ (KG /m}^2\text{)} \quad ; \quad \text{avec } A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12}$$

•  $a_1$  DEPEND du nombre de voies chargées et de la classe du pont

Pont de 1<sup>ère</sup> classe

nombre de voies chargées	1	2	3
$a_1$	1	1	0,9

•  $a_2$  Rapport de la largeur de voie de circulation relative à la classe du pont sur la largeur réelle de la voie de circulation.

$$a_2 = \frac{V_0}{V} \quad , \quad V_0 = 3,50 \text{ m} \quad (\text{pont de 1}^{\text{ère}} \text{ classe)}$$

$$V = \frac{L_c}{n} = 3,83 \text{ m} \quad ; \quad \text{d'où } a_2 = \frac{3,5}{11,5} \cdot 3 = 0,913$$

### Determination de A :

\* 3 voies chargées :  $a_1 = 0,9$  ,  $a_2 = 0,913$

Nous sommes obligées de charger la longueur totale du tablier, chose que nous expliquerons quelques pages plus loin.

$$A(L) = A(41,98) = 230 + \frac{36000}{41,98 + 12} = 896,91 \text{ kg /m}^2$$

$$A = 0,913 \cdot 0,9 \cdot 0,89691 = 0,737 \text{ t/m}^2 \quad A_3 = 0,737 \text{ T/m}^2$$

### \* 1 ou 2 voies chargées :

$$a_1 = 1 \quad ; \quad a_2 = 0,913 \quad ; \quad A_1 = A_2 = 0,819 \text{ t / m}^2$$

Repartissons la surcharge uniforme sur la nervure (étant donné que les abaques de RÜSCH précisent bien que le tablier doit être entièrement surchargé).

La nervure fait 9,75 m de largeur.

$$A_{3,9,75} = \frac{A_3 \cdot l(3v)}{b} = \frac{0,737 \cdot 11,5}{9,75} = 0,869 \text{ t/m}^2$$

$$A_{2v,9,75} = \frac{A_{2v} \cdot l(2v)}{b} = \frac{0,819 \cdot 11,5 \cdot 2}{3 \cdot 9,75} = 0,644 \text{ t/m}^2$$

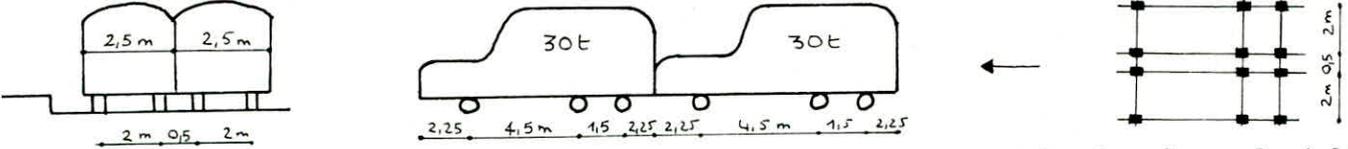
$$A_{1v,9,75} = \frac{A_{1v} \cdot l(2v)}{b} = \frac{0,819 \cdot 11,5}{3 ; 9,75} = 0,322 \text{ t/m}^2$$

Nous travaillons avec la valeur maximale de A à savoir ;  $A = 0,869 \text{ t/m}^2$

b/ Surcharges B: Arct 5 du CPC

Le système de charge B comprend 03 Systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets.

- Le système Bc : Il sera disposé dans le sens transversal autant de convois qu'il ya de voies de circulation . Dans le sens longitudinal le nombre de convois à disposer est limité à 2

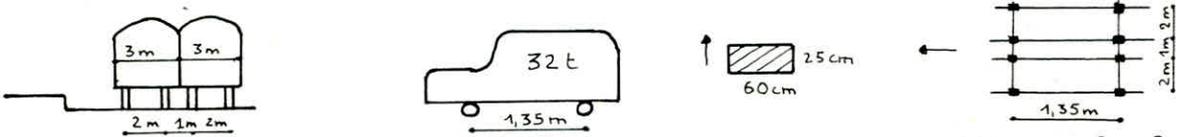


Les surcharges Bc sont pondurables par un coefficient  $b_c$  donné par le tableau ci-dessous en fonction du nombre de convois considérés et de la classe du pont.

Pont 1<sup>ère</sup> classe

n <sup>bre</sup> de voies	1	2	3
$b_c$	1,2	1,1	0,95

- Le système Bt: Il sera disposés dans le sens transversal de un ou deux convois, dans le sens longitudinal, le nombre de convoi à disposer est limité à 1.

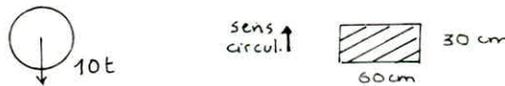


Les systèmes de surcharges Bt sont pondérables par coefficient  $b_t$  fonction de la classe du pont.

$$b_t = 1 \text{ (pont de 1<sup>ère</sup> classe).}$$

- Le système Br:

C'est une roue isolée de 10 t. Elle est disposée n'importe où sur la chaussée (1 seule à la fois). Sa surface d'impact est de (0,6 x 0,3) m



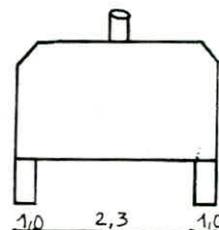
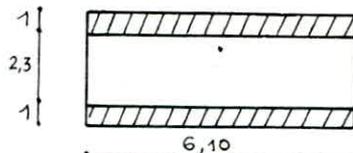
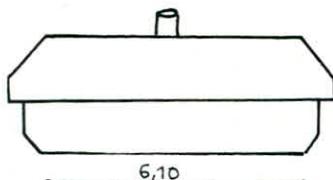
c/ Surcharge militaire:

\* M C 120

Les véhicules types militaires sont souvent plus défavorables que les systèmes A et B pour les éléments de couverture (dalle) ou d'ossature de tablier.

C'est un véhicule type à chenille qui peut circuler en convois : Dans le sens transversal, 1 seul convoi est supposé circuler quelque que soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal le nombre de véhicule du convoi n'est pas limité et la distance des 2 véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. La distance libre entre leur point de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50m.

Les majorations dynamique sont applicables aux charges militaires.



-Coefficients de majoration dynamique :

Les effets des surcharges mobiles sont affectés par un coefficient de majoration dynamique, son calcul se relève de la formule règlementaire (Art 5.5 du CPC)

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

avec L = Longueur de l'élément (L=27 m)

G = Charge permanente (G=39,93 t/ml)

S= surcharge max que l'on peut disposer sur le tablier

	Systeme B	Bt	Br	MC 120
S(t):	171	64	10	110
s	1,085	1,077	1,065	1,077
S(t):	132	32	-	-
s	1,08	1,067	-	-
S(t):	72	-	-	-
s	1,072	-	-	-

D/ Surcharge sur trottoirs:

Les surcharges à considérer sont différentes suivant les calculs envisagés. Les surcharges générales seront envisagées pour l'étude de la flexion longitudinale et les surcharges locales pour la flexion transversales. (d'après CPC art 13)

Surcharges locales:

1- Surcharge uniforme de 450 kg/m<sup>2</sup>

2- une roue isolée de 6t de surface d'impact (0,25 x 0,25m<sup>2</sup>) disposée dans la position la plus défavorable.

Remarque: L'effet de la roue de 6t n'est pas cumulable avec ceux des autres surcharges de chaussée ou de trottoirs

Surcharge générales:

C'est une surcharge uniforme de 150kg/m<sup>2</sup>

Remarque: les deux trottoirs peuvent ne pas être surchargés simultanément.

PRESENTATION DE LA METHODE :

Le professeur , docteur , ingénieur M<sup>r</sup> HUBERT RUSCH et son élève diplômé ARNFRID HERGENROTTER se sont penchés sur l'étude des plaques biaises à travée unique. De part ces expériences sur modèle en plâtre à séchage lent ou en plexiglass ect.... RUSCH et HERGENROTTER ont pu faire des abaques donnant le moment dans une direction bien déterminée et ce pour certains points particulier (voir fig 1) où l'effet le plus défavorable est ressenti (il a été démontré que c'est en ces points que les moments sont les plus défavorables)

Dès le debut des expériences , RUSCH et HERGENROTTER ont été obligés d'orienter leurs travaux en tenant compte de la forme des plaques et ce en faisant intervenir le rapport  $b/l\varphi$  et le biais géométrique  $\varphi$  .

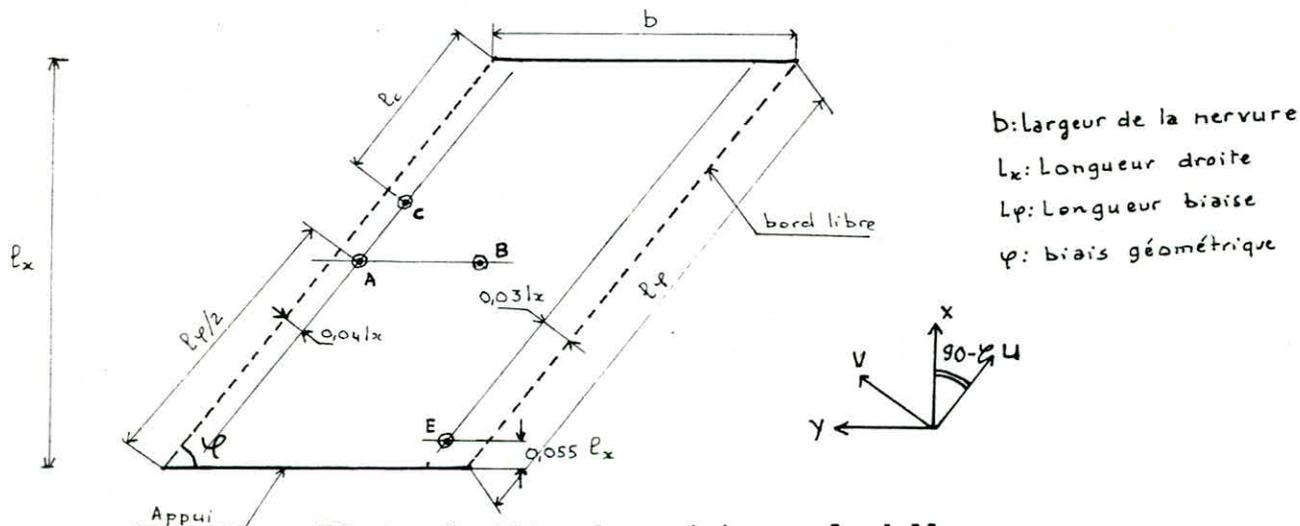


Fig 1 : Position des points sur la dalle

pour ce qui est de l'ouvrage que nous étudions

$$\varphi = 44,479 \text{ gr } (40^\circ) ; l_x = 27\text{m} ; l = 41,98\text{m} ; b = 9,75\text{m}$$

$$\frac{b}{l\varphi} = \frac{9,75}{41,98} = 0,23$$

Nous travaillons avec les abaques de RUSCH qui donnent :

$$\frac{b}{l\varphi} = 0,4 \quad \text{et} \quad \varphi = 45^\circ$$

CALCUL DES MOMENTS DE FLEXION ET DE TORSION :

a/ Sous l'effet de la charge permanente :

On déterminera les moments dus au poids propre de la nervure (G) et au revêtement situé immédiatement au dessus (g).

Ces moments exprimés en t.m/ml seront calculés par la formule

$$M_i = K_i \cdot g \cdot lx^2$$

où :  $i$  = direction considérée

$K_i$  = coefficient de flexion ou de torsion données par les abaques .

$g$  = charge considéré en t/m<sup>2</sup>

$lx$  = longueur droite .

. Les moments pour les points A et C seront calculés dans les directions UetV

. Les moments pour les points B et E seront calculés dans les directions XetY

On déterminera par la même occasion les moments principaux et les angles  $\alpha, \alpha'$

que font respectivement les directions U et X avec la direction du moment principal I.

$$M_I = K_I \cdot g \cdot lx^2$$

$$M_{II} = K_{II} \cdot g \cdot lx^2$$

Pour le point C , les abaques de RUSCH nous donnent sa position à partir de la valeur  $\frac{lc}{l\varphi}$

Resultats :

$$G = 1,3 \cdot 2,5 = 3,25 \text{ t/m}^2$$

$$g = 0,12 \cdot 2,4 = 0,29 \text{ t/m}^2$$

tableau -1- donnant les coefficients de flexion :

	$K_u$	$K_{uv}$	$K_x$	$K_y$	$K_{xy}$	$K_I$	$K_{II}$	$K_v$	
A	0,1175	0,064	-	-	-	0,146	-0,03	-	23,75
B	-	-	0,136	0,0083	-0,07	0,168	-0,024	-	156°
C	0,143	0,08	-	-	-	0,174	-0,036	-	22,4
E	-	-	0,065	-0,09	0,023	0,069	-0,098	-	8,44

avec  $lc / l\varphi = 0,362$

Tableau des moments dû à

G et g

$$G = 3,25 \text{ t/m}^2$$

$$g = 0,29 \text{ t/m}^2$$

$$(M) = \text{t.m/ml}$$

pt		Mu	Mv	Muv	Mx	My	Mxy	M <sub>I</sub>	M <sub>II</sub>	$\alpha$ ou $\alpha'$
A	G	278,39	0	151,63	-	-	-	345,91	-71,08	23,75°
	g	24,66	0	13,44	-	-	-	30,87	-6,34	23,75°
B	G	-	0	-	322,22	19,66	-165,85	398,03	-56,86	156°
	g	-	-	-	28,55	1,74	-14,70	35,52	-5,07	156°
C	G	338,80	0	189,54	-	-	-	412,25	-85,29	22,4°
	g	30,02	0	16,80	-	-	-	36,79	-7,61	22,4°
E	G	-	-	-	154,00	-213,23	54,49	163,48	-232,19	8,44°
	g	-	-	-	13,65	-18,90	4,83	14,59	-20,72	8,44

b/ Sous l'effet de la surcharge A :

Pour le calcul des moments dû à la surcharge A , on exploitera les mêmes abaques que ceux utilisés pour la charge permanente G .

La surcharge A est répartie sur toute la largeur roulable (les ~~mêmes~~ voies-chargées) . Pour pouvoir utiliser les abaques il sera nécessaire de déterminer la valeur de A équivalente à 9,75m . On a :  $A = 0,737 \text{ t/m}^2$

$$A_{eq} = \frac{0,737 \cdot 11,5}{9,75} = 0,869 \text{ t/m}^2$$

Les formules donnant les valeurs des moments sont les mêmes que celle donnés pour (a)

Vu que les coefficients de flexion , de torsion , l'angle  $\alpha$  et le rapport  $\frac{lc}{l\varphi}$  ne dépendent que du rapport  $\frac{b}{l\varphi}$  et de l'angle de biais  $\varphi$ , ils auront les mêmes valeurs que celles du tableau 1 .

c/ Calcul des moments sous l'effet des surcharges B et Mc 120 :

Les moments seront calculés par la méthode des surfaces d'influence . Tout d'abord , il convient de ramener les dimensions réelle des convois B et Mc 120 à l'échelle des abaques des surfaces d'influences . Les dimensions des roues étant négligeables , elles seront représentées par des points pour le cas de charges du système B . Pour ce qui est du système Mc 120 , on divisera la surface d'impact de chacune des chenilles en 12 parties identiques afin de se ramener à des charges concentrées :  $P = 4,58 \text{ t}$  .

Les moments les plus défavorables ont été obtenus pour le chargement maximal réglementaire , dont l'expression de la formule est donné par :

$$M = \frac{\sum \varphi_i \cdot P_i}{8\pi} \quad ; \quad \begin{cases} \varphi_i = \text{valeur de l'ordinate de la roue} \\ P = \text{poids de la roue} . \\ i \\ 8\pi = \text{Echelle ( des abaques )} \end{cases}$$

\* Calcul des moments principaux et de leur directions :

Les moments principaux sont donnés par la formule

points B et E :

$$M_{I,II} = \frac{M_x + M_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{M_x - M_y}{2}\right)^2 + M_{xy}^2}$$
$$\text{tg } 2\alpha_0 = \frac{2M_{xy}}{M_x - M_y}$$

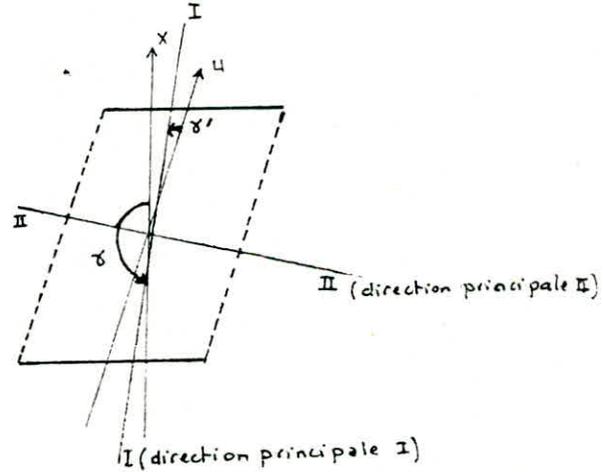
points A et C :

$$M_{I,II} = \frac{M_u + M_v}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{M_u - M_v}{2}\right)^2 + M_{uv}^2}$$

$$\text{tg } 2\alpha'_0 = \frac{2M_{uv}}{M_u - M_v}$$

Les angles  $\alpha$  et  $\alpha'$  sont déterminés à partir du tableau suivant : (Rüsch ; HEFT 166 ; page 9)

		$\alpha$ ( $\alpha'$ )
$M_{xy}$ ou $M_{uv}$	$M_x - M_y$ ou $M_u - M_v$	
+	+	$\alpha = \alpha_0$
+	-	$\alpha = \frac{\pi}{2} - \alpha_0$
-	-	$\alpha = \frac{\pi}{2} + \alpha_0$
-	+	$\alpha = \pi - \alpha_0$



Le tableau récapitulatif donnant les valeurs des moments à été dressé en tenant compte du coefficient de majoration dynamique pour toutes les surcharges .

Coefficients de majoration dynamique /

Bc	1,085
Bt	1,077
Br	1,065
Mc 120	1,078

Tableau des moments dû aux surcharges

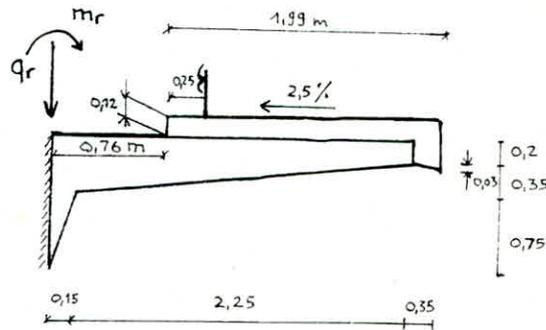
A , Bc , Bt , Br , Mc 120

point	charges	Mu	Mv	Muv	Mx	My	Mxy	M <sub>I</sub>	M <sub>II</sub>	°
A	A	74,44	0	40,54	-	-	-	92,25	-17,81	23,75
	Bc	79,98	0	25,21	-	-	-	87,26	-7,28	14,21
	Bt	47,29	0	14,39	-	-	-	51,33	-4,04	15,67
	Br	10,43	0	3,30	-	-	-	11,38	-0,96	16,17
	Mc 120	76,06	0	24,36	-	-	-	83,19	-7,13	16,32
B	A	-	-	-	86,16	5,26	-44,35	105,74	-14,32	156
	Bc	-	-	-	67,44	13,95	-30,05	80,93	0,47	204,17
	Bt	-	-	-	30,77	12,61	15,27	39,46	3,92	209,63
	Br	-	-	-	6,69	33,06	-2,67	33,32	6,43	95,73
	Mc 120	-	-	-	54,51	16,43	-26,18	67,84	3,09	206,99
C	A	90,59	0	50,68	-	-	-	113,27	-22,68	22,4
	Bc	82,98	0	33,01	-	-	-	94,51	29,97	19,25
	Bt	52,23	0	16,65	-	-	-	57,09	-4,86	16,26
	Br	10,95	0	3,89	-	-	-	12,18	-1,24	17,69
	Mc 120	79,96	0	29,38	-	-	-	89,59	-9,63	18,15
E	A	-	-	-	41,18	-57,02	14,57	43,29	-59,14	8,44
	Bc	-	-	-	33,09	-61,96	-32,02	42,87	-71,74	17,93
	Bt	-	-	-	18,99	-27,18	15,35	23,63	-31,83	16,82
	Br	-	-	-	4,77	-5,37	3,05	5,61	-6,21	15,50
	Mc 120	-	-	-	30,70	-48,31	27,32	39,23	-56,84	17,33

## Etude des encorbellements :

Détermination des moments dus aux encorbellements , revenant à la nervure .

### Encorbellement de droite .



	Encorbellement	trottoir	Revêtement	Glissière
P (t/ml)	2,46	1,159	0,134	0,08
e (m)	0,954	2,013	0,18	1,26

Détermination de  $m_r$  et  $q_r$  pour :

Efforts dus au poids propre : \* Encorbellement :

$$q_r^d = -2,46 \text{ t/ml}$$

$$m_r^d = -2,46 \cdot 0,954 = -2,34 \text{ t.m/ml}$$

\* Trottoir + revêtement + glissière :

$$q_r^d = 1,159 + 0,134 + 0,08 = -1,373 \text{ t/ml}$$

$$m_r^d = - ( 1,159 \cdot 2,013 + 0,134 \cdot 0,38 + 0,08 \cdot 1,26 ) = -2,48 \text{ t.m/ml}$$

Effort dus aux surcharges :

\* Surcharge locale de  $450 \text{ kg/m}^2$

$$q_r^d = -0,45 \cdot 1,99 = -0,9 \text{ t/ml}$$

$$m_r^d = -0,45 \cdot 1,99 \cdot 1,755 = -1,57 \text{ t.m/ml}$$

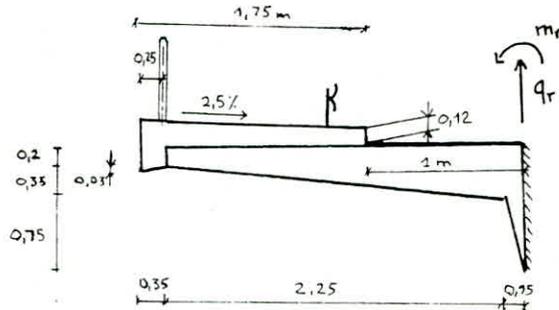
\* Surcharge générale de  $150 \text{ kg/m}^2$

$$q_r^d = 0,15 \cdot 1,99 = -0,3 \text{ t/ml}$$

$$m_r^d = -0,15 \cdot 1,99 \cdot 1,755 = -0,52 \text{ t.m/ml}$$

LA roue isolée de 6t peut ne pas être prise en considération vu que le trottoir est inaccessible .

Encorbellement de gauche :



	encorbellement	trottoir	garde corps	Gliss- secur-	revêtement
p (t/ml)	2,46	1,159	0,1	0,08	0,176
e(m)	0,954	2,0134	2,50	1,50	0,5

Détermination de  $m_r$  et  $q_r$  :

- Dûs au poids propre :

α) Encorbellement :

$$q_r^G = 2,46 \text{ t/ml}$$

$$m_r^G = -2,46 \cdot 0,954 = -2,34 \text{ t.m/ml}$$

β) Trottoir + revêtement + G.c + G.s :

$$q_r^G = 1,159 + 0,1 + 0,08 + 0,176 = 1,515 \text{ t/ml}$$

$$m_r^G = (1,159 \cdot 2,0134 + 0,1 \cdot 2,5 + 0,08 \cdot 1,5 + 0,176 \cdot 0,5) = -2,79 \text{ t.m/ml}$$

- Dûs aux surcharges :

γ) Surcharge locale de 450 kg/m<sup>2</sup>

$$q_r^G = 0,45 \cdot 1,75 = 0,79 \text{ t/ml}$$

$$m_r^G = -(0,45 \cdot 1,75 \cdot 1,875) = -1,48 \text{ t.m/ml}$$

δ) Surcharge générale de 50 kg/m<sup>2</sup>

$$q_r^G = 0,15 \cdot 1,75 = 0,26 \text{ t/ml}$$

$$m_r^G = -0,15 \cdot 1,75 \cdot 1,875 = -0,49 \text{ t.m/ml}$$

On ne prendra pas en compte la roue isolée de 6t ( comme pour le bord 2 ) car le trottoir est inaccessible .

Les moments revenant à la dalle centrale (nervure) dus à l'effet des encorbellements et des surcharges des trottoirs seront déterminé à partir des abaques de RUSCH, les expressions des moments seront les suivants

-Moment dû à  $q_r$  :

$$M = q_r \cdot l_x \cdot K$$

-Moment dû à  $m_r$  :

$$M = m_r \cdot K$$

où :

-  $q_r$  et  $m_r$  effort déterminés pour les 02 (deux) bords .

-  $K$  = coefficient de flexion ( voir tableau ) .

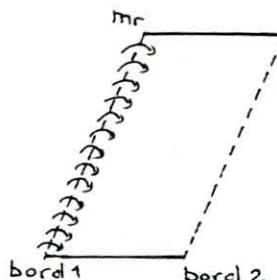
-  $l_x$  = longueur droite .

Tableau donnant les coefficients de flexion :

- Dus à  $m_r$  :

$$M = m_r \cdot K$$

$$\frac{b}{l\varphi} = 0,4 \quad \text{et} \quad \alpha = 45^\circ$$



		$K_u$	$K_v$	$K_{uv}$	$K_x$	$K_y$	$K_{xy}$
A	bord 1	-0,78	-	-0,1	-	-	-
	bord 2	0,46	-	-0,25	-	-	-
B	bord 1	-	-	-	0,06	0,38	0,29
	bord 2	-	-	-	0,06	0,38	0,29
C	bord 1	-0,18	-	-0,3	-	-	-
	bord 2	0,25	-	-0,12	-	-	-
E	bord 1	-	-	-	0,63	2,4	-1,05
	bord 2	-	-	-	0,01	-0,87	0,82

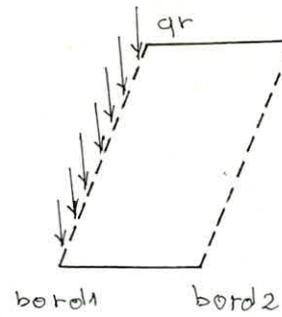
- Dus à  $q_r$  :

$$M = q_r \cdot l_x \cdot k \quad ; \quad \frac{b}{l\varphi} = 0,4 \quad ; \quad \alpha = 45^\circ$$

$$M = q_r \cdot l_x \cdot k$$

$$\frac{b}{l_y} = 0,4$$

$$\alpha = 45^\circ$$



		Ku	Kv	Kuv	Kx	Ky	Kxy
A	Rive 1	0,45	-	0,13	-	-	-
	Rive 2	0,17	-	0,18	-	-	-
B	Rive 1	-	-	-	0,32	-0,03	-0,17
	Rive 2	-	-	-	0,32	-0,03	-0,17
C	Rive 1	0,37	0,18	0,18	-	-	-
	Rive 2	0,28	-	0,17	-	-	-
E	Rive 1	-	-	-	0,2	-0,48	0,25
	Rive 2	-	-	-	0,11	0,06	-0,13

- On donnera le tableau des moments globaux revenant à la nervure .

exp : Moment dû au point A :

$$M = M_{qr}^{(1)} + M_{qr}^{(2)} + M_{mr}^{(1)} + M_{mr}^{(2)}$$

Les chiffres entre parenthèses indiquent le bord considéré .

Moment dû à l'encorbellement seul :

$$M_u(A) = 0,45 \cdot 27 \cdot 2,46 + 0,17 \cdot 27 \cdot 2,46 + (0,46 - 0,78)(-2,34) = 41,93 \text{ t.m/ml}$$

Pour la suite voir le tableau suivant .

M (q<sub>r</sub>)

		Mu	Mv	Muv	Mx	My	Mxy
A	Encorbellement	41,18	0	20,59	-	-	-
	Superstructure	24,71	0	11,99	-	-	-
	Charge locale 450	13,70	0	7,14	-	-	-
	Charge générale 150	4,57	0	2,38	-	-	-
B	Encorbellement	-	-	-	42,5	-3,98	-22,58
	Superstructure	-	-	-	24,96	-2,34	-13,26
	Charge locale 450	-	-	-	14,59	-1,37	-7,75
	Charge générale 150	-	-	-	4,86	-0,45	-2,58
C	Encorbellement	43,18	0	23,25	-	-	-
	Superstructure	25,51	0	13,66	-	-	-
	Charge locale 450	14,67	0	7,96	-	-	-
	Charge générale 150	4,89	0	2,66	-	-	-
E	Encorbellement	-	-	-	20,59	-27,89	7,98
	Superstructure	-	-	-	12,26	-17,42	5,40
	Charge locale 450	-	-	-	6,93	-8,75	2,16
	Charge générale 150	-	-	-	2,31	-2,91	0,72

M (mr)

		$M_u$	$M_v$	$M_{uv}$	$M_x$	$M_y$	$M_{xy}$
A	Encorbellement	0,75	0	0,82	-	-	-
	Superstructure	1,03	0	0,9	-	-	-
	Charge locale 450	0,43	0	0,54	-	-	-
	Charge générale 150	0,15	0	0,18	-	-	-
B	Encorbellement	-	-	-	-0,28	-1,78	-1,36
	Superstructure	-	-	-	-0,32	-2,01	-1,53
	Charge locale 450	-	-	-	-0,18	-1,16	-0,89
	Charge générale 150	-	-	-	-0,06	-0,39	-0,29
C	Encorbellement	-0,17	0	0,98	-	-	-
	Superstructure	-0,12	0	1,14	-	-	-
	Charge locale 450	-0,2	0	0,63	-	-	-
	Charge générale 150	-0,04	0	0,21	-	-	-
E	Encorbellement	-	-	-	1,45	-2,87	0,54
	Superstructure	-	-	-	1,73	-3,7	0,89
	Charge locale 450	-	-	-	0,91	-1,74	0,26
	Charge générale 150	-	-	-	0,3	-0,58	0,09

$$M(q_r) + M(m_r)$$

	Encorbellement	$M_u$	$M_v$	$M_{uv}$	$M_x$	$M_y$	$M_{xy}$	$M_I$	$M_{II}$
A	Encorbellement	41,93	0	21,41	-	-	-	50,93	-9,00
	Superstructure	25,74	0	12,89	-	-	-	31,08	-5,35
	Charge locale 450	14,15	0	7,68	-	-	-	17,52	-3,37
	Charge générale 150	4,71	0	2,56	-	-	-	5,83	-1,12
B	Encorbellement	-	-	-	42,22	-5,76	-23,94	51,66	-15,74
	Superstructure	+	-	-	24,64	-4,55	-14,79	30,85	-10,56
	Charge locale 450	-	-	-	14,41	-2,53	-8,64	18,04	-6,16
	Charge générale 150	-	-	-	4,8	-0,84	-2,87	6,00	-2,04
C	Encorbellement	43,01	0	24,23	-	-	-	53,90	-10,89
	Superstructure	25,39	0	14,80	-	-	-	32,19	-6,8
	Charge locale 450	14,55	0	8,59	-	-	-	18,53	-3,98
	Charge générale 150	4,85	0	2,87	-	-	-	6,18	-1,38
E	Encorbellement	-	-	-	22,04	-30,76	8,52	23,38	-32,10
	Superstructure	-	-	-	13,99	-21,12	6,29	15,08	-22,21
	Charge locale 450	-	-	-	7,84	-10,49	2,42	8,15	-10,81
	Charge générale 150	-	-	-	2,61	-3,49	0,81	2,72	-3,59

Connaissant les moments principaux et leurs directions, il s'avère nécessaire de déterminer les moments dans les directions de câblage (longitudinale) et de ferrailage (transversal) .

Les moments que l'on retiendra seront ceux qui donneront l'effet le plus défavorable , a savoir : - le poids propre .  
- la surcharge A

Nous adopteront la solution la plus économique qui consistera à placer les câbles de précontrainte parallèlement aux bords libres . Le ferrailage transversal sera perpendiculaire à la direction de câblage .

Le calcul des moments se fera selon les formules établies par RUSCH

Nappe inférieure :

$$\bar{M}_\xi = M_I \cos^2 \delta + M_{II} \sin^2 \delta + K | M_I \sin \delta \cos \delta - M_{II} \sin \delta \cos \delta | \quad .$$

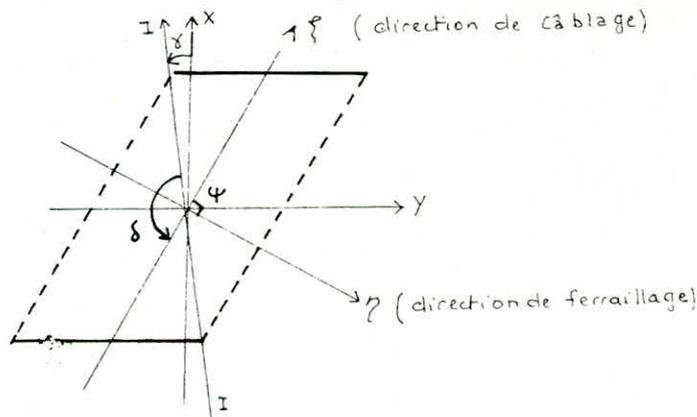
$$\bar{M}_\eta = M_I \sin^2 \delta + M_{II} \cos^2 \delta + \frac{1}{K} | M_I \sin \delta \cos \delta - M_{II} \sin \delta \cos \delta | \quad .$$

Nappe supérieure :

$$\bar{M}_\xi^o = -M_I \cos^2 \delta - M_{II} \sin^2 \delta + K | (-M_I + M_{II}) \sin \delta \cos \delta | \quad .$$

$$M_\eta^o = -M_I \sin^2 \delta - M_{II} \cos^2 \delta + \frac{1}{K} | (-M_I + M_{II}) \sin \delta \cos \delta | \quad .$$

$\delta$  : étant l'angle que fait la direction principale I avec l'axe  $\xi$  .



K étant un entier rationnel positif et non nul . Pour ce qui est des moments dans la nappe inférieure , K sera pris égal à 1 .

Pour la nappe supérieure , le moment  $\bar{M}_\xi^o$  sera pris égal à zéro , on déterminera K et on calculera  $\bar{M}_\eta^o$

On fera un exemple de calcul pour le point A et on dressera le reste des résultats sous forme de tableau .

point A :

$$\begin{aligned} M_I &= 526 \text{ tm/ml} & ; & M_{II} = -104,36 \text{ tm/ml} . \\ \delta &= 156,25^\circ & ; & \psi = 90^\circ \end{aligned}$$

Nappe inferieure :

$$\bar{M}_\xi = M_I \cos^2 \delta + M_{II} \sin^2 \delta + K \left| M_I \sin \delta \cos \delta - M_{II} \sin \delta \cos \delta \right| .$$

avec  $K = 1$

$$\begin{aligned} \bar{M}_\xi &= 526 \cos^2 156,25 - 104,36 \sin^2 156,25 + 1 \left| 526 \sin 156,25 \cos 156,25 \right. \\ &\quad \left. - 104,36 \sin 156,25 \cos 156,25 \right| \end{aligned}$$

$$\bar{M}_\xi = 579,19 \text{ tm/ml} .$$

$$\begin{aligned} \bar{M}_\eta &= M_I \sin^2 \delta + M_{II} \cos^2 \delta + \frac{1}{K} \left| M_I \sin \delta \cos \delta - M_{II} \sin \delta \cos \delta \right| \\ &= 526 \sin^2 156,25 - 104,36 \cos^2 156,25 + \frac{1}{1} \left| 526 \sin 156,25 \cos 156,25 \right. \\ &\quad \left. - 104,36 \sin 156,25 \cos 156,25 \right| \end{aligned}$$

$$\bar{M}_\eta = 153,32 \text{ tm/ml} .$$

Nappe superieure :

$$\bar{M}_\xi^o = -M_I \cos^2 \delta - M_{II} \sin^2 \delta + K \left| (-M_I + M_{II}) \sin \delta \cos \delta \right| = 0$$

$$\Rightarrow K = \frac{526 \cos^2 156,25 - 104,36 \sin^2 156,25}{\left| (-526 - 104,36) \sin 156,25 \cos 156,25 \right|} ; K = 1,824$$

$$\begin{aligned} \bar{M}_\eta^o &= -M_I \sin^2 \delta - M_{II} \cos^2 \delta + \frac{1}{K} \left| (-M_I + M_{II}) \sin \delta \cos \delta \right| . \\ &= -526 \sin^2 156,25 + 104,36 \cos^2 156,25 + \frac{1}{1,824} \left| (-526 - 104,36) \right. \\ &\quad \left. - \sin 156,25 \cos 156,25 \right| \end{aligned}$$

$$\bar{M}_\eta^o = 29,54 \text{ tm/ml} .$$

$\bar{M}_\xi$  : moment longitudinal bas .

$\bar{M}_\eta$  : moment transversal bas .

$\bar{M}_\xi^o$  : moment longitudinal haut.

$\bar{M}_\eta^o$  : moment transversal haut.

MOMENTS DANS LES DIRECTIONS DE CABLAGE ET DE FERRAILLAGE .

Les moments du tableau sont exprimés en tm/ml ; Les angles sont en degrés .

points	M <sub>I</sub>	M <sub>II</sub>	$\delta$ ( $\delta'$ )	$\delta^\circ$	$\psi^\circ$	Nappe inférieure		Nappe supérieure	
						M	M	M	M
A	526,00	-104,36	23,75	156,25	90	579,19	153,32	0	129,54
								K = 1,824	
B	592,97	-100,40	156	54	90	655,43	197,33	0	129,50
								K = 1,683	
C	614,75	-127,12	22,4	157,6	90	678,82	152,41	0	154,13
								K = 1,940	
E	246,38	-349,23	8,44	121,56	90	248,46	0	41,29	368,42
								K = 2,7	

## PRECONTRAINTE

### 1 - Introduction :

Les constructions précontraintes sont des constructions soumises à un système d'efforts permanents créés artificiellement dans le but de déterminer des contraintes permanentes qui composées avec des contraintes dues aux charges permanentes et surcharges engendrent des contraintes totales comprises entre les limites que le matériau peut supporter indéfiniment en toute sécurité .

Il faudra déterminer la valeur de la force de précontrainte qui multipliée par son excentricité donnera un moment  $M_p$  équilibrant le moment engendré par les charges permanentes et surcharges .

### 2 - Procédé par post-tension :

On désigne par post-tension , la mise en précontrainte à l'aide de câbles tendus après prise et durcissement du béton .

Les câbles sont en général disposés à l'intérieur du béton et doivent pouvoir coulisser pour la mise en tension . Ils doivent par conséquent être placés avant coulage , dans des conduits longitudinaux (gaines) débouchant sur les parois libres de la construction pour permettre la mise en traction .

Après durcissement et prise , des verrins saisissent les câbles et tirent sur ceux-ci en prenant appui sur le béton . Ils mettent donc l'élément en compression en prenant appui sur les câbles .

Quand l'opération de mise en tension de tous les câbles est déterminée , il est nécessaire d'injecter dans les gaines un coulis qui était autrefois un mortier formé de ciment , de sable et d'eau . Aujourd'hui , le sable est à peu près complètement abandonné au profit du coulis de ciment CPA , comportant un adjuvant permettant, à fluidité égale , de réduire la teneur en eau . L'injection est une opération extrêmement importante , car elle assure non seulement l'adhérence des armatures tendues au béton qui les entoure mais surtout leur protection contre la corrosion .

### 3 - Calcul des differentes contraintes :

Il faut vérifier dans les fibres des sections que les contraintes totales dans les états de charge restent comprises entre les limites admissibles .

$\bar{\sigma}$  = Contrainte admissible de compression

$\bar{\sigma}'$  = Contrainte admissible de traction

<u>Service à vide :</u>	-Fibre superieure	$\sigma = \sigma + \sigma_G$
	- Fibre inferieure	$\sigma' = \sigma'_p + \sigma'_G$
<u>service en charge :</u>	- Fibre superieure	$\sigma = \sigma_p + \sigma_G + \sigma_Q$
	- Fibre inferieure	$\sigma' = \sigma'_p + \sigma'_G + \sigma'_Q$

On doit avoir dans tous les cas :  $\bar{\sigma}' \leq \sigma_p \leq \bar{\sigma}$

#### Caractéristiques géométriques :

$$I_x = 2,148 \text{ m}^4 \quad ; \quad S = 14,64 \text{ m}^2$$

$$V_s = 0,595 \text{ m} \quad ; \quad V_i = 0,705 \text{ m}$$

#### Contraintes dues à l'effet du poids propre et de la surcharge :

##### Point A :

$$\text{Fibre superieure : } \sigma = \frac{579,19 \cdot 0,595}{2,148} = 160,44 \text{ t/m}^2 / \text{ml} .$$

$$\text{Fibre inferieure : } \sigma' = - \frac{579,19 \cdot 0,705}{2,148} = - 190,1 \text{ t/m}^2 / \text{ml}$$

##### Point B :

$$\text{Fibre superieure : } \sigma = \frac{655,43 \cdot 0,595}{2,148} = 181,56 \text{ t/m}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Fibre inferieure : } \sigma' = - \frac{655,43 \cdot 0,705}{2,148} = - 215,12 \text{ t/m}^2 / \text{ml}$$

##### Point C :

$$\text{Fibre superieure : } \sigma = \frac{678,82 \cdot 0,595}{2,148} = 188,03 \text{ t/m}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Fibre inferieure : } \sigma' = - \frac{678,82 \cdot 0,705}{2,148} = - 222,8 \text{ t/m}^2 / \text{ml}$$

##### Point E :

$$\text{Fibre superieure : } \sigma = \frac{248,46 \cdot 0,595}{2,148} = 68,82 \text{ t/m}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Fibre inferieure : } \sigma' = - \frac{248,46 \cdot 0,705}{2,148} = - 81,55 \text{ t/m}^2 / \text{ml}$$

Pour ne pas avoir de contrainte de traction , il convient que la précontrainte en service provoque sur la fibre inférieure une contrainte supérieure

$$\text{à } \sigma'_G + \sigma_p = \sigma' . \quad \text{Donc : } \sigma'_p \gg \sigma'$$

Contrainte sous la précontrainte :

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma_p = \frac{N}{B} \left( 1 + \frac{e V_s}{i^2} \right)$$

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma'_p = \frac{N}{B} \left( 1 - \frac{e V_i}{i^2} \right)$$

avec  $e =$  excentricité

$$e = - ( V' - d' )$$

$$6 \leq d \leq 15 \text{ cm}$$

$d =$  Distance du point de passage de la résultante des forces de précontrainte à la face la plus voisine .

On prendra :  $d = 14 \text{ cm}$

$$\text{donc } e = - ( 70,5 - 14 ) = - 56,5 \text{ cm}$$

$$i^2 = \frac{I}{B} = \frac{2,148 \cdot 10^8}{14,64 \cdot 10^4} = 146,21 \text{ cm}^2$$

$$e = 56,5 \text{ cm} ; \quad i^2 = 1467,21 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_p \geq \frac{N_1}{B} \left( 1 - \frac{e V_i}{i^2} \right) \implies N_1 \geq \frac{B \sigma'_p}{\left( 1 - \frac{e V_i}{i^2} \right)}$$

Les pertes sont estimés à 25% , donc  $N \geq 0,75 N_1$

Le nombre de câbles sera déterminé par :  $n = \frac{N}{\omega \sigma_0}$

$\omega =$  Section utile du câble (  $9,73 \text{ cm}^2$  )

$$\sigma_0 = \min ( 0,85 R_G ; 0,925 T_G ) .$$

$0,95 T_G \longrightarrow 100 \% \text{ de rattrapage}$

$0,9 T_G \longrightarrow \text{pas de rattrapage} .$

$$R_G = 180000 \text{ t/m}^2 ; \quad T_G = 160000 \text{ t/m}^2$$

$$\text{donc } \sigma_0 = \min ( 153000 ; 148000 )$$

$$\omega \cdot \sigma_0 = 9,73 \cdot 10^{-4} \cdot 148000 = 144,004 \text{ t}$$

On donnera les résultats en nombre de câbles par ml

Pour ne pas avoir de contrainte de traction, il convient que la précontrainte en service provoque sur la fibre inférieure une contrainte supérieure

$$\text{à } \sigma'_G + \sigma_p = \sigma' \quad \text{Donc : } \sigma'_p \geq \sigma'$$

Contrainte sous la précontrainte :

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma_p = \frac{N}{B} \left( 1 + \frac{e V s}{i^2} \right)$$

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma'_p = \frac{N}{B} \left( 1 - \frac{e V i}{i^2} \right)$$

avec  $e =$  excentricité

$$e = - ( V' - d' )$$

$$6 \leq d \leq 15 \text{ cm}$$

$d =$  Distance du point de passage de la résultante des forces de précontrainte à la face la plus voisine .

On prendra :  $d = 14 \text{ cm}$

$$\text{donc } e = - ( 70,5 - 14 ) = - 56,5 \text{ cm}$$

$$i^2 = \frac{I}{B} = \frac{2,148 \cdot 10^8}{14,64 \cdot 10^4} = 146,21 \text{ cm}^2$$

$$e = 56,5 \text{ cm} ; \quad i^2 = 1467,21 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_p \geq \frac{N_1}{B} \left( 1 - \frac{e V i}{i^2} \right) \Rightarrow N_1 \frac{B \sigma'_p}{\left( 1 - \frac{e V i}{i^2} \right)}$$

Les pertes sont estimés à 25%, donc  $N \geq 0,75 N_1$

Le nombre de câbles sera déterminé par :  $n = \frac{N}{\omega \sigma_0}$

$$\omega = \text{Section utile du câble } ( 9,73 \text{ cm}^2 )$$

$$\sigma_0 = \min ( 0,85 R_G ; 0,925 T_G ) .$$

$$0,95 T_G \longrightarrow 100 \% \text{ de rattrapage}$$

$$0,9 T_G \longrightarrow \text{pas de rattrapage .}$$

$$R_G = 180000 \text{ t/m}^2 ; \quad T_G = 160000 \text{ t/m}^2$$

$$\text{donc } \sigma_0 = \min ( 153000 ; 148000 )$$

$$\omega \cdot \sigma_0 = 9,73 \cdot 10^{-4} \cdot 148000 = 144,004 \text{ t}$$

On donnera les résultats en nombre de câbles par ml

Point A :

$$N_1 \geq \frac{14,64 \cdot 190,10}{1 + \frac{56,5 \cdot 70,5}{1467,21}} = 749,17 \text{ t/ml}$$

$$N \geq 561,88 \text{ t/ml}$$

n = 4 câbles par mètre linéaire .

Point B :

$$N_1 \geq \frac{14,64 \cdot 215,12}{1 + \frac{56,5 \cdot 70,5}{1467,21}} = 847,76 \text{ t/ml}$$

$$N \geq 635,83 \text{ t/ml}$$

n = 5 câbles/ml

Point C :

$$N_1 \geq \frac{14,64 \cdot 222,80}{1 + \frac{56,5 \cdot 70,5}{1467,21}} = 878,04 \text{ t/ml}$$

$$N \geq 658,53 \text{ t/ml}$$

n = 6 câbles/ml

Point E :

$$N_1 \geq \frac{14,64 \cdot 81,55}{1 + \frac{56,5 \cdot 70,5}{1467,21}} = 321,30 \text{ t/ml}$$

$$N \geq 241,04 \text{ t/ml}$$

n = 2 câbles par mètre linéaire .

Le nombre de câbles ramené à la section transversale est de 45 câbles .

Ce nombre de câbles est obtenu pour le point C .

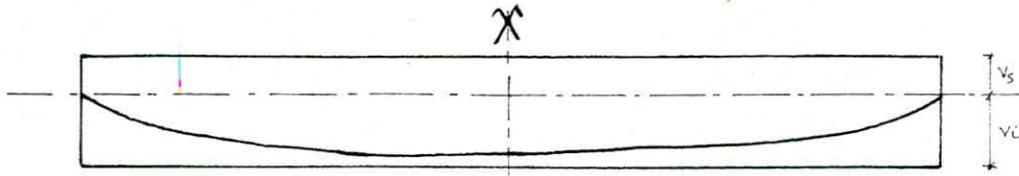
Il sera nécessaire de respecter la distance entre axe des câbles , distance donnée par les fiches DYWIDAG . Cette distance doit être minimum égale à 27cm pour les 7 T 15 et pour une résistance nominale du béton de 350 kg/cm<sup>2</sup>

Tracé du câble :

Les câbles seront placés en deux nappes ; 22 câbles dans la première nappe et 23 câbles dans la seconde .

Le câble sera parabolique pour les deux nappes .

Le câble équivalent sera tel que l'on ait une excentricité nulle à l'about et une excentricité maximale à la section médiane .



$Y = ax^2$  est l'équation de la parabole .

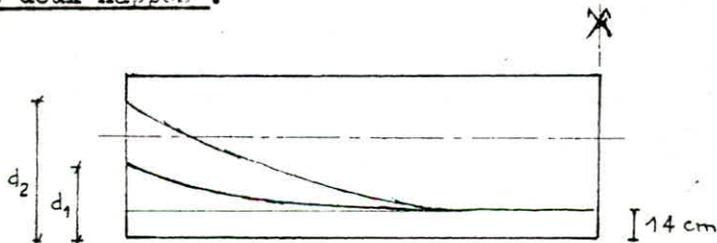
$$Y = e \text{ pour } x = l\varphi / 2 \implies e = a \frac{l\varphi^2}{4} \implies a = \frac{4e}{l\varphi^2}$$

$$y = \frac{4e}{l\varphi^2} \cdot x^2 = \frac{4 \cdot 56,5}{41,98^2} \cdot x^2 = 1,2824 \cdot 10^{-1} x^2$$

$$\alpha = \text{Arc tg } 2,5648 \cdot 10^{-1} x$$

Points	A et B	C	E	About
x ( m )	0	5,0376	18,68	20,99
y ( cm )	0	3,254	44,75	56,5
$\alpha^\circ$	0	0,74	2,7429	3,082
d ( cm )	14	17,254	58,75	70,5

Equation des deux nappes :



$$N_1 = 22 \text{ câbles} ; N_2 = 23 \text{ câbles} ; Nd = N_1 d_1 + N_2 d_2$$

On doit avoir :  $d_1 \geq 18,5 \text{ cm}$

On prendra :  $d_1 = 55 \text{ cm}$  ( enrobage minimum à l'about )

$$d'où : d_2 = \frac{45 \cdot 70,5 - 22 \cdot 55}{23} = 85,33 \text{ cm}$$

Première nappe :

$$y_1 = \frac{4e x^2}{l\varphi^2} = - \frac{4 ( 0,55 - 0,14 )}{41,98^2} x^2$$

$$y_1 = 1,6342 \cdot 10^{-3} x^2 \text{ ( m )} ; \alpha_1 = \text{Arc tg } 3,2684 \cdot 10^{-3} x \text{ ( }^\circ \text{ )}$$

Deuxième nappe :

$$y_2 = \frac{4 e}{1} \frac{x^2}{2} = \frac{4 (0,8533 - 0,14)}{41,98^2} x^2$$

$$y_2 = 0,9306 \cdot 10^{-4} x^2 \quad (\text{m})$$

$$y_2 = 1,8612 \cdot 10^{-3} x \quad (^\circ) .$$

Points	A et B	C'	E	About
x ( m )	0	15,20	18,68	20,99
y <sub>1</sub> ( cm )	0	41,59	57,03	72
y <sub>2</sub> ( cm )	0	23,68	32,47	41
α <sub>1</sub> ( ° )	0	2,843	3,494	6,8604
α <sub>2</sub> ( ° )	0	1,620	1,9919	3,9066
cos α <sub>1</sub>	1	0,998768	0,99814	0,99284
cos α <sub>2</sub>	1	0,9996	0,99940	0,99768
N <sub>1</sub> cos α <sub>1</sub>	3210,33	3206,37	3204,36	3187,34
N <sub>2</sub> cos α <sub>2</sub>	3210,33	3209,05	3208,40	3202,88
N ( t )	6420,66	6415,42	6412,76	6390,22
d ( m )	14	17,254	58,75	70,5

- CALCUL DES PERTES -

- ET CHUTE DE TENSION -

-:-

De façon générale, on désigne sous le nom de pertes de précontraintes les écarts entre la tension à l'origine et la tension qui s'exerce en un point donné d'un câble à un instant donné .

On distingue les pertes de tension instantannées et les pertes différées.

a) Pertes Instantannées : Elles sont propre au dispositif mécanique d'application de la précontrainte .

- Les pertes par frottement .
- Les pertes par raccourcissement .
- Les pertes par recul d'ancrage .

b) Les pertes différées : elles sont liées à l'évolution rhéologique des matériaux, acier et béton .

- Les pertes dûes au fluage du béton .
- Les pertes dûes au retrait .
- Les pertes dûes à la relaxation des aciers .

a) Les pertes Instantannées :

1/ Le frottement : la mise en tension du câble provoque un déplacement du câble par rapport à sa gaine et ce mouvement relatif s'accompagne inévitablement de frottement. En conséquence, la force dans le câble diminue quand on s'éloigne de la section .

En un point M, la tension est :

$$F_M = F_0 ( 1 - f\alpha - \varphi l ) , \text{ soit une contrainte de :}$$

$$\sigma_M = \sigma_0 \cdot e^{- ( f\alpha + \varphi l ) } \approx \sigma_0 ( 1 - ( f\alpha + \varphi l ) )$$

$$\Rightarrow \Delta fr = \sigma_0 ( f\alpha + \varphi l ) .$$

f : Coefficient de frottement,  $\alpha$  : angle en radian .

$\varphi$  : Coefficient de perte de tension /ml , l = longueur du câble à la section considérée .

$\sigma_0$  : Contrainte initiale à l'ancrage . (  $\sigma_0 = 148 \text{ kg/mm}^2$  ) .

La longueur  $l$  est telle que :

$$y = a x^2 \quad d_y = 2 a x dx .$$

$$l = \int ds = \int \sqrt{(dx)^2 + (dy)^2} = \int \sqrt{1 + (2 ax)^2} dx .$$

$$l = \frac{1}{4a} \left[ 2 ax \sqrt{1 + (2 ax)^2} + \ln (2 ax + \sqrt{1 + (2 ax)^2}) \right] .$$

- Première nappe :

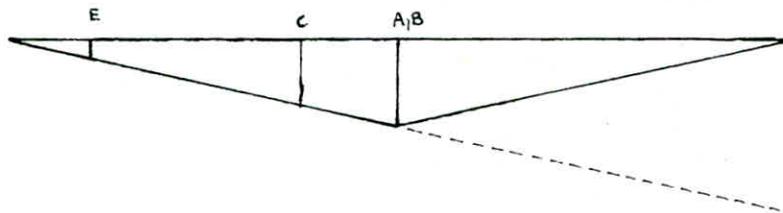
Points .	A B	C	E	A bout .
$x$ ( m ) .	20,99	15,9524	2,31025	0
$l$ ( m ) .	21,0065	16,157	2,31128	0
$\alpha$ rd .	$1,197 \cdot 10^{-1}$	$1,646 \cdot 10^{-2}$	$6,098 \cdot 10^{-2}$	0
$f\alpha + \varphi l$	0,0588	0,0293	0,0165	0
$\Delta \sigma_{fr}$ ( kg/mm <sup>2</sup> )	8,6958	4,3377	2,4425	0

- Deuxième nappe :

Points .	A B	C	E	bout .
$x$	20,99	15,9524	2,31025	0
$l$ ( m )	20,99005	15,95242	2,31025	0
$\alpha$ rd	$6,818 \cdot 10^{-1}$	$9,376 \cdot 10^{-3}$	$1,738 \cdot 10^{-3}$	0
$f\alpha + \varphi l$	0,03358	0,0275	0,0041	0
$\Delta \sigma_{fr}$ ( kg/mm <sup>2</sup> )	4,9704	4,0689	0,6010	0

- Perte par frottement moyenne :

$\Delta \sigma_{fr}^{moy}$ .	6,833	4,203	1,522	0



perces dues à  
un ancrage  
passif.

## 2 / Pertes par recul d'ancrage :

La perte de tension qui peut résulter du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage est appelée perte par recul d'ancrage. En général, la perte par recul d'ancrage n'affecte qu'une partie de la longueur de l'armature de précontrainte car la rétraction du fil est contrariée par le frottement de l'acier sur la gaine et ne s'effectue que sur quelques mètres au maximum ; sur une longueur  $X$  que nous allons déterminer.

Soit  $g$  l'intensité du recul d'ancrage ; sur la longueur  $X$ , on peut admettre que les diagrammes des tensions avant et après recul d'ancrage sont rectiligne et symétriques par rapport à la droite d'ordonnée  $\sigma$ .

Si  $\Delta\sigma$  est la perte due au recul d'ancrage,

$$g = \frac{1}{E_a} \int_0^X \Delta\sigma \cdot dx \quad ; \quad \text{avec } X = \sqrt{\frac{g \cdot E_a \cdot x}{\Delta\sigma f_r}} = \sqrt{\frac{g \cdot E_a}{\sigma_0 \left( f \frac{\alpha}{\rho} + \varphi \right)}}$$

$X$ : longueur pour laquelle l'effet du recul d'ancrage se fait ressentir.

$$\frac{\alpha}{x} = \frac{8 e_0}{l} \quad ;$$

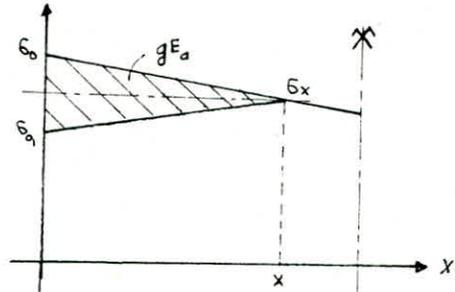
$e_0$  = excentricité à  $l/2$

$$\frac{\alpha}{l} = \frac{8 \cdot 0,565}{41,96^2} = 0,00256 \approx 26 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1}$$

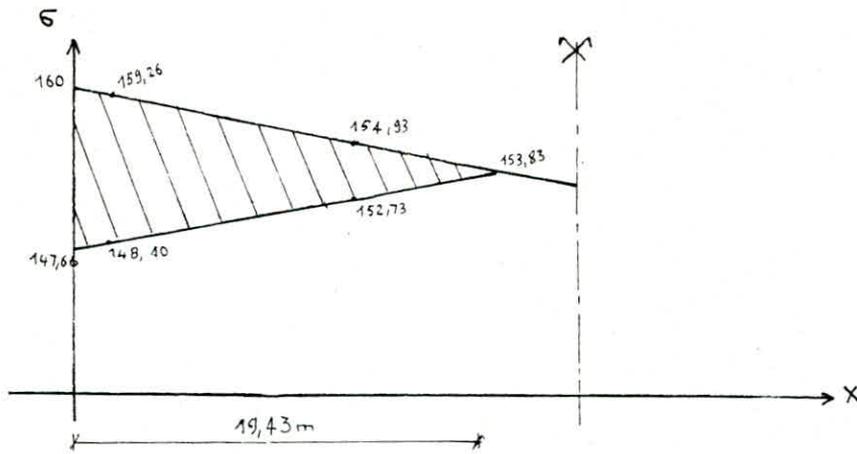
d'où :

$$X = \frac{6 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 10^7}{148 \cdot 10^3 (0,21 \cdot 0,0026 + 0,0016)} = 19,43 \text{ m}$$

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} = 2 \sigma_0 \left( f \frac{\alpha}{\rho} + \varphi \right) X$$



Points	A et B	C	E	About
$\Delta\sigma_{\text{recul}} \text{ ( kg / mm}^2 \text{ )}$	0	2,2	10,87	12,34



3) Pertes par raccourcissement instantannée du béton :  $\Delta \sigma_{racc} = \frac{1}{2} \frac{\sigma'_b}{E_i} \cdot E_a$

$E_i$  = module d'élasticité longitudinal du béton .

$\sigma'_b$  = contrainte probable du béton au niveau du CDG .

$$\sigma'_b = \frac{7,45 \times 9,73 (1600 - \Delta \sigma_{fr} - \Delta \sigma_{recul})}{975 \times 130}$$

$$E_a = 2.10^7 \text{ t/m}^2 = 20000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_i = 4.10^6 \text{ t/m}^2 = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

Points .	A, B	C	E	A bout .
$\sigma'_b$ ( kg/mm <sup>2</sup> )	3,70	3,71	3,56	3,57
$\Delta \sigma_{racc}$ ( kg/mm <sup>2</sup> )	9,26	9,29	8,92	8,93

b) Pertes différées :

\* retrait du béton :

$$\text{Région humide} \quad \frac{\Delta l}{l} = 1,5 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{Région sèche et très sèche} \quad \frac{\Delta l}{l} = 3 \cdot 10^{-4}$$

$$\epsilon_r = (1,5 + 3) \frac{10^4}{2} = 2,25 \cdot 10^{-4}$$

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_{ret} &= \epsilon_r \cdot E_a \\ &= 2,25 \cdot 10^{-4} \times 2 \cdot 10^4 = 4,5 \text{ kg/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\Delta \sigma_{ret} = 5 \text{ kg/mm}^2$$

\* Fluage du béton :

$$\Delta \sigma_{\text{fluage}} = \frac{2 \sigma'_b}{E_i} E_a$$

Avec  $\sigma'_b$  contrainte qui varie au niveau des câbles de  $60 \text{ kg/cm}^2$  à l'about et  $120 \text{ kg/cm}^2$  au milieu, on peut admettre une valeur moyenne de  $\sigma'_b = 90 \text{ kg/cm}^2$  et  $\epsilon$  à défaut de calculs précis .

$$\text{fluage} = \frac{2 \times 90}{4 \cdot 10^5} = 2 \cdot 10^{-6} = 900 \text{ kg/cm}^2 = 9 \text{ kg/mm}^2$$

\* Relaxation : La relaxation est définie conventionnellement comme la perte relative de tension que subit, au cours du temps, à une température de  $20^\circ \text{C}$  une éprouvette à longueur constante soumise à une charge initiale de  $0,7 F_R$ . La relaxation est fonction de la contrainte initiale de l'acier, du temps et de la température .

L'instruction provisoire I P2 propose pour la calcul des pertes par relaxation la plus élevée des deux valeurs suivantes :

$$\Delta \sigma_{\text{relax}}^{\infty} = \max . \left\{ \begin{array}{l} 2,4 \frac{\int 1000}{100} \times \frac{\sigma_{pi} - 0,55 R_G}{0,25 R_G} \sigma_{pi} \\ \frac{\int 3000 + 2,5}{100} \times \frac{\sigma_{pi} - 0,55 R_G}{0,25 R_G} \sigma_{pi} \end{array} \right.$$

avec  $\int 1000 = 0,025$   
 $\int 3000 = 0,03$   
 ce qui donne :  $\Delta \sigma_{\text{relax}}^{\infty} = \max . \left\{ \begin{array}{l} 0,24 \left( \frac{\sigma_{pi}}{R_G} - 0,55 \right) \sigma_{pi} \\ 0,22 \left( \frac{\sigma_{pi}}{R_G} - 0,55 \right) \sigma_{pi} \end{array} \right.$

$$\sigma_{pi} = T_G - \sum \Delta \sigma_{\text{inst}} .$$

$$R_G = 180000 \text{ t/m}^2 = 180 \text{ kg/mm}^2 .$$

$$T_G = 160000 \text{ t/m}^2 = 160 \text{ kg/mm}^2 .$$

Point .	A , B	C	E	A bout .
$\sigma_{pi}$ (kg/mm <sup>2</sup> )	143,91	144,31	138,69	138,73
$\Delta\sigma$ relax(kg/mm <sup>2</sup> )	8,62	8,72	7,34	7,35

$$\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_{rel} - \Delta\sigma_{rel} \frac{\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl}}{\sigma_{pi} - 0,55 R_G}$$

- Tableau Récapitulatif des pertes de contraintes :

Points .	A B	C	E	A bout .
$\Delta\sigma_{jr}$	6,83	4,203	1,52	0
$\Delta\sigma_r$	0	2,2	10,87	12,34
$\Delta\sigma_{rac.}$	9,26	9,29	8,92	8,93
$\Sigma \Delta\sigma_{inst.}$	16,09	15,693	21,31	21,27
$\sigma_{pi}$	143,91	144,307	138,69	138,73
$\Delta\sigma_{ret.}$	5	5	5	5
$\Delta\sigma_{fl}$	9	9	9	9
$\Delta\sigma_{rel}$	8,62	8,72	7,34	7,35
$\Delta\sigma_{diff.}$	19,93	20,93	18,75	18,76
pertes totales.	36,020	35,723	40,06	40,03

- Contraintes à rencontrer dans les différentes phases :

\* Contrainte de service à 90 jours :

$$\sigma_{p90} = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{diff. 90}$$

\* Contrainte à un temps infini :

$$\sigma_{p\infty} = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{diff. \infty}$$

avec :

$$\Delta \sigma_{\text{diff.90}} = \Delta \sigma_{\text{rel.90}} + \Delta \sigma_{\text{ret.90}} + \Delta \sigma_{\text{fl.90}}$$

Les pertes sont estimées à :

- Relaxation à 90 j .

$$\Delta \sigma_{\text{rel } 90} = 0,55 \Delta \sigma_{\text{rel}}^{\infty}$$

- Retrait à 90j .

$$\Delta \sigma_{\text{ret } 90} = 0,45 \Delta \sigma_{\text{ret}}^{\infty}$$

- fluage à 90 j .

$$\Delta \sigma_{\text{fl } 90} = 0,45 \Delta \sigma_{\text{fp}}^{\infty}$$

Tableau donnant les pertes dues à la relaxation, au retrait et au fluage à 90 jours.

( le tout étant exprimé en  $\text{kg} / \text{mm}^2$  ) .

Points .	A	B	C	E	A bout .
$\Delta \sigma_{\text{rel } 90}$	4,741		4,796	4,037	4,0425
$\Delta \sigma_{\text{ret. } 90}$	2,25		2,25	2,25	2,25
$\Delta \sigma_{\text{fp } 90}$	4,05		4,05	4,05	4,05
$\Delta \sigma_{\text{diff. } 90}$	11,041		11,096	10,337	10,343
$\sigma_p 90$	132,869		133,211	128,353	128,387
$\sigma_{p\infty}$	123,98		124,277	119,94	119,97
$\sigma_{pi}$	143,91		144,307	138,69	138,73
N 90 ( t )	5817,67		5832,64	5619,94	5621,42
N $\infty$ ( t )	5428,48		5441,47	5251,57	5252,89

## VERIFICATION DES CONTRAINTES

Pour les points A, B, C, E, aucune contrainte de traction n'est admise ;

Cependant, pour le point E qui subit un moment concentré très élevé, on admettra une traction qui ne dépassera pas en service 25j

$$\text{soit à 28 jours : } 2 \cdot 28 = 2 \times 28 = 56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{traction : } \sigma'_n = \sigma'_{28} = \frac{280 \times 10^3}{1000} = 280 \text{ t/m}^2$$

$$\text{compression : } \sigma_n = \sigma_{28} = 3500 \text{ t/m}^2$$

1/ A la mise en tension :

$$\text{Compression : } \bar{\sigma}_b = 0,55 \sigma_{28} = 0,55 \times 3500 = 1925 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Traction : } \bar{\sigma}'_b = 0,55(70 + 0,86 \sigma_{28}) = 154 \text{ t/m}^2$$

2/ En service :

$$\text{Compression : } \bar{\sigma}_b = 0,42 \cdot \sigma_{28} = 0,42 \times 3500 = 1470 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Traction : } \bar{\sigma}'_b = 0,42(70 + 0,86 \sigma_{28}) = 117,6 \text{ t/m}^2$$

3/ A la rupture :

$$\text{Compression : } \bar{\sigma}_b = 0,8 \sigma_{28} = 0,8 \times 3500 = 2800 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Traction : } \bar{\sigma}'_b = 0,8 \cdot \sigma'_{28} = 0,8 \times 280 = 224 \text{ t/m}^2$$

Verification à l'infini:

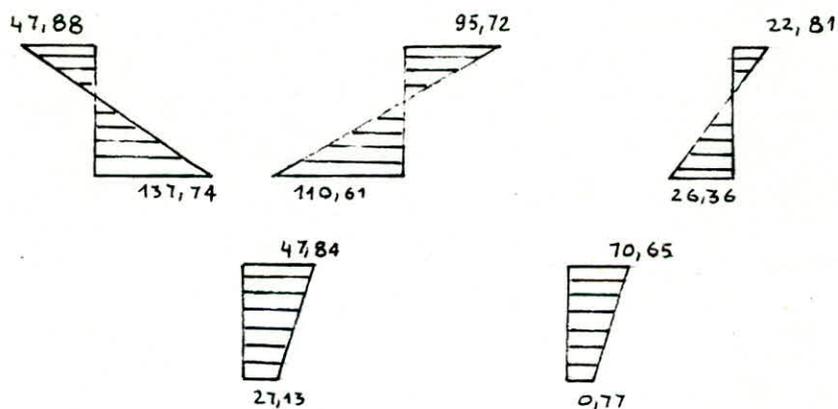
point A :

	fibre supérieure	fibre inférieure
précontrainte $\frac{N}{B} \left( I \pm \frac{ey}{I_2} \right)$	$\sigma_P = -47,88$	$\sigma'_P = 137,74$
M <sub>Q</sub> = 74,44 tm/ml Sous surcharge	$\sigma_Q = 20,62$	$\sigma'_Q = -24,42$
Poids propre M <sub>G</sub> = 320,32 tm/ml	$\sigma_G = + 88,71$	$\sigma'_G = -10,5/11$
à vide	$\sigma = 40,83$	$\sigma' = 32,63$
En charge	$\sigma = 61,45$	$\sigma' = 8,21$

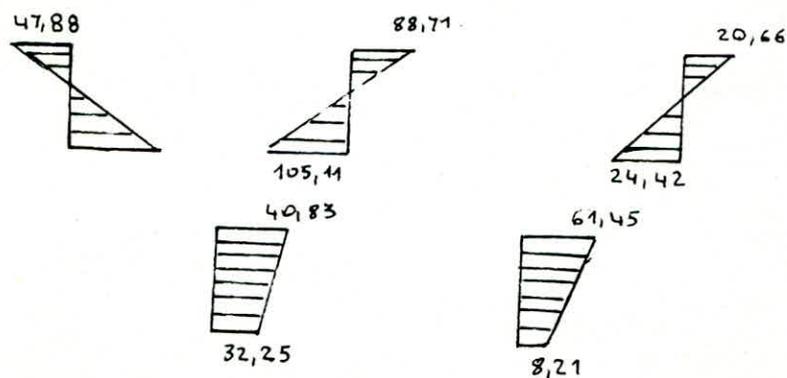
Point B :

	Fibre supérieure	Fibre Inferieure
Précontrainte $\frac{N}{B} \left( I + \frac{ey}{i^2} \right)$	$\sigma_p = - 47,98$	$\sigma_p = + 137,74$
poide propre $M_G = 345,64$	$\sigma_G = 95,72$	$\sigma_G = - 110,61$
Surcharge $M_Q = 82,36$	$\sigma_Q = + 22,81$	$\sigma_Q = - 26,36$
Avide encharge	$\sigma = 47,84$ $\sigma = 70,65$	$\sigma' = 27,13$ $\sigma' = 0,77$

point B

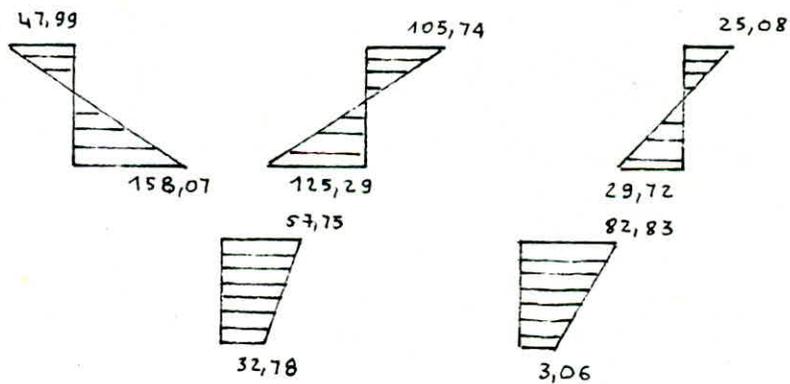


point A



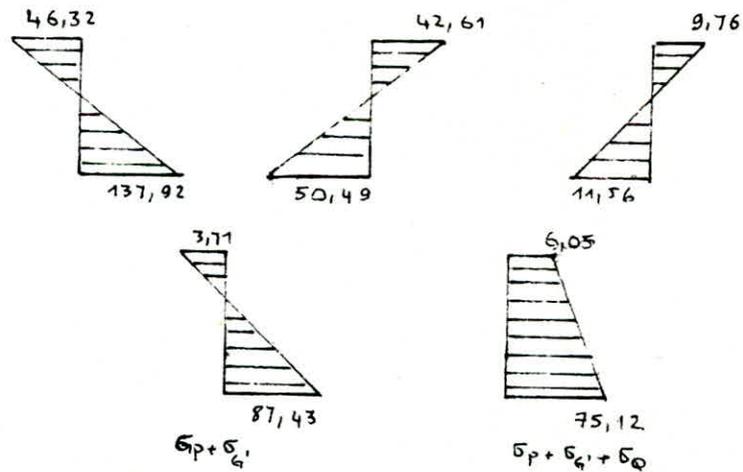
Point C :

	Fibre Supérieure	Fibre Inferieure
Précontrainte $\frac{N}{S} \left( 1 + \frac{ey}{i^2} \right)$	$\sigma_p = 47,99$	$\sigma'_p = + 158,07$
Poids propre $M_G = 381,81$	$\sigma_G = 105,74$	$\sigma'_G = - 125,29$
Surcharge $M_Q = 90,95$	$\sigma = 25,08$	$\sigma = -29,72$
Contrainte resultats vide : encharge:	$\sigma = 57,75$ $\sigma = 82,23$	$\sigma' = 32,78$ $\sigma' = 3,06$



Point E<sup>-</sup>:

	Fibre Superieure	Fibre Inferieure
Précontrainte $\frac{M}{S} \left( 1 + \frac{e \cdot v}{e^2} \right)$	$\sigma_p = - 46,32$	$\sigma'_p = = 137,92$
Poids propre $M_G = 153,87$	$\sigma_G = + 42,61$	$\sigma'_G = -50,49$
Surcharge $M_Q = 36,13$	$\sigma_Q = + 9,76$	$\sigma'_Q = -11,56$
Contrainte résultante : avide : en charge	$\sigma = -3,71$ $\sigma = 6,05$	$\sigma' = 87,43$ $\sigma' = 75,12$



 SECURITE A LA RUPTURE -  
PAR FLEXION .

-Le but de cette vérification est de s'assurer que même sous des surcharges accidentelles non prévues par le calcul, les sollicitations seront reprises par le béton et l'acier .

- Règles à observer : Le moment dû aux surcharges sera majoré de 80 % et l'on calculera le moment total  $M_G + 1,8 M_Q$  .

-1°) Sécurité par rapport au béton :

$$M_G + 1,8 M_Q \leq 0,7 M_{RB} .$$

-2°) Sécurité par rapport aux aciers :

$$M_G + 1,8 M_Q \leq \begin{cases} 0,9 M_{RA} & \text{si } M_f < M_{RA} . \\ 0,8 M_{RA} & \text{si } M_f > M_{RA} . \end{cases}$$

.  $M_f$  désigne le moment de rupture qui est en général inférieur à  $M_{RA}$  .

.  $M_f$  est le moment sous l'action duquel la contrainte de la fibre extrême tendue atteindrait la valeur  $2 \sigma_n$  .

En supposant une distribution plan des contraintes dans la section .

\* Calcul du moment de rupture par les aciers :

Le moment de rupture des armatures de précontrainte de section  $\omega$  sera égal à :

$$M_{RA} = 0,9 \cdot h \cdot \omega \cdot R_G \quad \text{avec} \quad Z = 0,9 h .$$

$R_G$  = contrainte de rupture garantie des aciers .

$$h = 1,3 - 0,14 = 1,16 \text{ m} .$$

$$R_G = 18000 \text{ kg} / \text{cm}^2 .$$

$$\omega = 45 \times 9,73 = 437,85 \text{ cm}^2 .$$

$$M_{RA} = 8228,08 \text{ t. m.}$$

\* Calcul du moment de fissuration :

Au point E , la contrainte de compression donnée par la précontrainte est de :  $\sigma_p = 119,95 \text{ kg} / \text{cm}^2$  . Le moment de fissuration ,

$M_f$  serait engendré pour que soit atteinte la contrainte résultante de  $-2\sigma_n = -2 \times 28 = -56 \text{ kg/cm}^2$ .

donc une contrainte de  $-119,95 - 56 = -175,95 \text{ kg/cm}^2$ .

$$M_f = 175,95 \times \frac{I}{V} = 175,95 \times \frac{2,148 \cdot 10^8}{0,595 \cdot 10^2} = 6352 \text{ tm}.$$

on remarque que :  $M_f < M_{RA}$ .

donc on doit vérifier :  $M_G + 1,8 M_Q \leq 0,9 M_{RA}$ .

\* Calcul du moment de rupture par le béton :

$$M_{RB} = 0,35 \cdot b_o \cdot h^2 \cdot \sigma'_n$$

$$h = 1,16 \text{ m} \quad ; \quad b_o = 9,75 \text{ m} \quad ; \quad \sigma'_n = 3500 \text{ t/m}^2.$$

$$M_{RB} = 0,35 \cdot 9,75 \cdot 1,16^2 \cdot 3500 = 16071,51 \text{ tm}.$$

$$0,7 M_{RB} = 11250,06 \text{ tm}.$$

$$0,9 M_{RB} = 14464,36 \text{ tm}.$$

$$M_G + 1,8 M_Q \leq \begin{cases} 0,9 M_{RA} = 7405,27 \\ 0,7 M_{RB} = 11250,06 \end{cases}$$

- Point A :

$$9,75 \left( \frac{278,39 + 41,93}{1,25} + 1,8 \times 74,44 \right) = 4429,54 \text{ tm}.$$

vérifiée .

- Point B :

$$9,75 \left( \frac{308 + 37,64 + 1,8 \times 82,36}{1,25} \right) = 4815,41 \text{ tm}.$$

vérifiée .

- Point C :

$$9,75 \left( 381,81 + 1,8 \times 90,59 \right) = 5312,50 \text{ tm}.$$

- Point E :

$$9,75 \left( 153,87 + 1,8 \times 36,13 \right) = 2134,31 \text{ tm}.$$

## CALCUL DES REACTIONS

### D'APPUIS

L'étude expérimentale des dalles biaisées sur appuis ponctuels élastiques s'occupe spécialement de l'influence des conditions d'appuis sur les moments et les réactions d'appuis de différents types de dalles biaisées .

En premier lieu , une définition du programme d'essai est donnée : les paramètres les plus importants, le biais et la relation des longueurs de côtés des dalles ainsi que le nombre et le comportement élastique des appuis , sont variés trois fois , tandis que l'influence d'une continuité et la saillie des bords est étudiée dans un seul essai . Suivant la loi de similarité , une formule  $N = C \frac{E d^3}{b^2}$  caractérisant le comportement élastique des appuis est introduite, comprenant la rigidité et longueur d'appui de la dalle .

Les résultats de ces expériences ont montrés que même un déplacement petit peut causer un effet important de redistribution dans la région des coins à angle obtus .

Les effets augmentent avec la longueur, le biais de la dalle et le nombre de points d'appui . l'influence du nombre d'appuis est limitée à la région immédiate des bandes d'appuis de la dalle . L'influence du comportement élastique des appuis s'étend sur le comportement statique de la dalle entière à cause de son importance pour les moments négatifs au voisinage des angles obtus .

#### Détermination du rapport des rigidités :

$$N = C \cdot \frac{E_b \cdot d_b^3}{b^3} \quad \text{avec} \quad C = \frac{h_{app}}{E_{iapp} \cdot A_{app}}$$

$E_b$  = module d'élasticité longitudinal du béton .

$E_{app}$  = module d'élasticité longitudinal de l'appui .

$d_b$  = épaisseur de la dalle .

$h_{app}$  = épaisseur de l'appareil d'appui

$A_{app}$  = aire de la surface de l'appareil d'appui .

$b$  = largeur de la dalle .

$$C = \frac{h_{app}}{E_{app} \cdot A_{app}}$$

$$E_{app} = 630 \text{ N/mm}^2 = 63000 \text{ N/cm}^2 = 6300 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad h_{app} = 63 \text{ mm}$$

$$C = \frac{63}{630 \cdot 300 \cdot 400} = 8,33 \cdot 10^{-7} \text{ mm/N} = 8,33 \cdot 10^{-7} \text{ cm/kg} .$$

$$N = C \frac{E_b \cdot d_b^3}{b^2} = 8,33 \cdot 10^{-7} \cdot \frac{364000 \cdot 130^3}{975^2} = 0,701 \approx 0,8$$

$$N = 0,8$$

$N = 0,8$  la dalle est plus rigide que l'appareil d'appui .

Les réactions d'appuis sont bien réparties sur les appuis .

REACTIONS D'APPUIS DUES AU POIDS PROPRE :

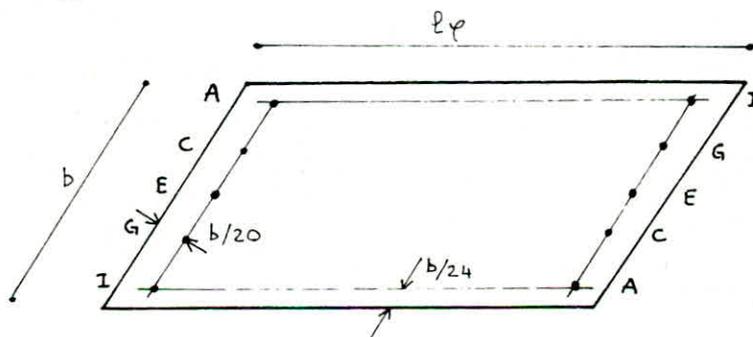
Les tables allemandes nous donnent les coefficients qui reviennent à chaque appuis, connaissant  $N$ , l'angle de biais et bien sûr le nombre d'appui .

pour ce qui est de notre cas ,

$$n = \text{nombre d'appareils d'appuis} \quad ; \quad n = 5$$

$$\varphi = 40^\circ \quad ; \quad N = 0,8 \quad ; \quad l_{\varphi}/b = 3,6$$

Il nous sera donc nécessaire de faire une interpolation pour déterminer les coefficients  $K_{40^\circ}$  , de plus on choisira les tables pour lesquels :  $l_{\varphi}/b = 2$



$$\frac{b}{24} \sim 40 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{20} \sim 50 \text{ cm}$$

appui	$\varphi = 30^\circ ; K$	$\varphi = 60^\circ ; K$	$\varphi = 40^\circ ; K$
A	0,280	0,212	0,257
C	0,143	0,134	0,140
E	0,068	0,087	0,074
G	0,021	0,050	0,031
I	-0,012	0,017	-0,002

Les valeurs de  $K$  obtenues à partir des tables seront multipliées par  $g^F$

avec :  $g =$  charge permanente ( $t/m^2$ )

$$F = b \cdot l_{\varphi} \text{ (section de la dalle en } m^2)$$

$$g = 3,75 \text{ t/m}^2 \quad ; \quad g_s = 4,019 \text{ t/m}^2$$

$$F = b \cdot l_{\varphi} = 9,75 \cdot 41,98 = 409,305 \text{ m}^2$$

$$R_i = K_i \cdot g^F$$

On appelle R la réaction d'appui due à l'effet de la nervure seule et  $R_g$  la réaction d'appui due au poids propre en service à vide.

points	K	R(t)	$R_g$ (t)
A	0,257	394,46	422,76
C	0,14	214,89	230,30
E	0,074	113,58	121,73
G	0,031	47,58	50,99
I	-0,002	-3,06	-3,29
		767,45	822,49(t)

\*Réactions d'appuis dues à la surcharge uniforme :

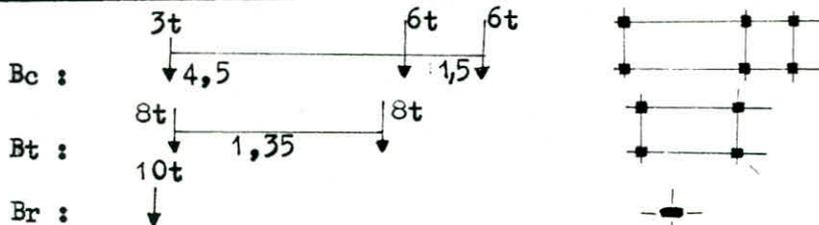
$$A(1) \text{ (pour 03 voies chargées)} ; A(1) = 0,869 \text{ t/m}^2$$

$$R_i = K \cdot A(1) \cdot F$$

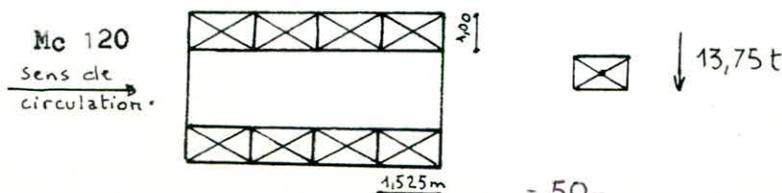
points	K	R(t)
A	0,257	91,41
C	0,140	49,80
E	0,074	26,32
G	0,031	11,03
I	-0,002	-0,71

$$R = 177,85 \text{ (t) .}$$

\*Réactions d'appuis dues aux surcharges concentrées :



Pour ce qui est de la surcharge militaire Mc 120, la charge répartie à comme surface d'impact la chenille qui sera assimilée à des charges ponctuelles afin de pouvoir utiliser les abaques mis à notre disposition :



Nous seront obligées de procéder par interpellation , vu que seule des dalles dont le biais géométrique vaut  $30^\circ$  ,  $60^\circ$  ,  $90^\circ$  ont été étudiées .

	point/surcharge	Mc 120	Bc	Bt	Br
$\varphi = 30^\circ$	A	73,21	47,37	38,84	8,20
	C	31,22	24,95	19,72	4,00
	E	32,04	22,17	19,04	3,30
	I	30,25	5,27	11,52	8,00

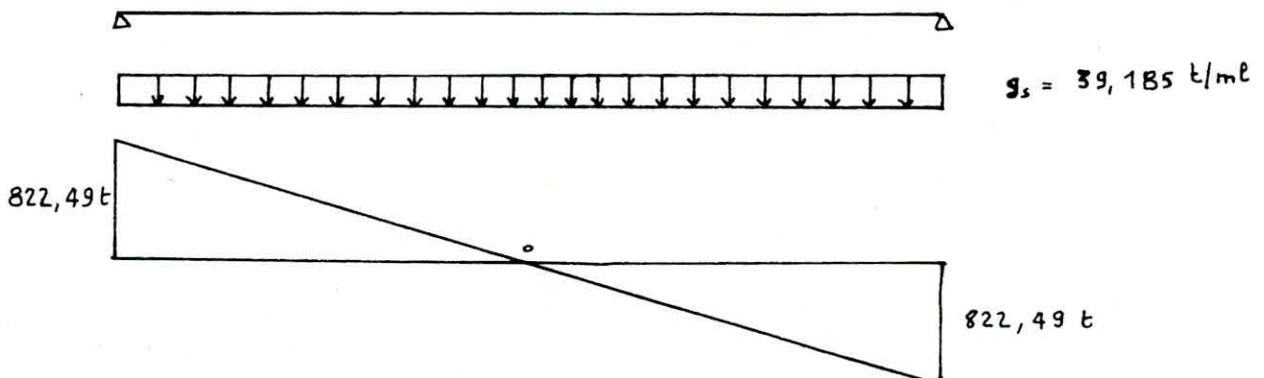
	point/surcharge	Mc 120	Bc	Bt	Br
$\varphi = 60^\circ$	A	67,65	35,63	30,69	7,40
	C	32,08	17,92	19,69	3,70
	E	29,10	18,71	15,66	3,10
	I	52,8	16,04	19,00	8,00

	point/ surcharge	Mc 120	Bc	Bt	Br
$\varphi = 40^\circ$	A	71,34	43,46	36,12	7,93
	C	31,51	22,61	19,71	3,90
	E	31,06	2,02	7,91	3,23
	I	37,77	8,86	14,01	8,00

Etude à l'effort tranchant :

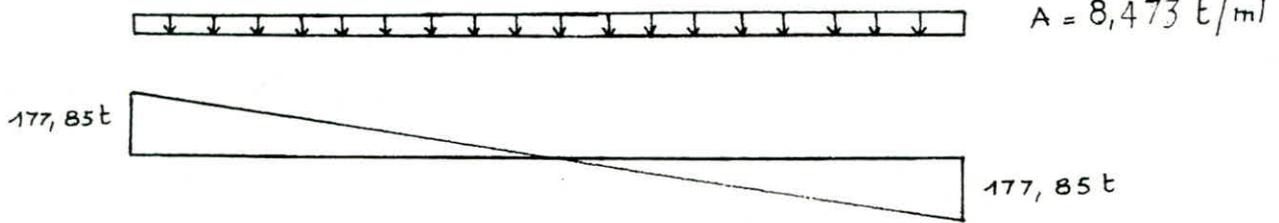
Les valeurs des efforts tranchants seront calculés à partir des réactions d'appuis calculés précédemment . On ne fera l'étude qu'au niveau des appuis car c'est là que l'effort tranchant est maximum .

\* Effort tranchant dû au poids propre :



\* Effort tranchant dû à A(l) :

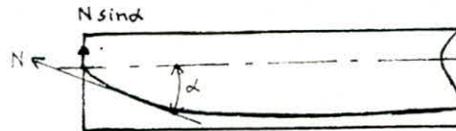
$$A(l) = 0,869 \text{ t/m}^2 = 8,473 \text{ t/ml} \quad (\text{trois voies chargées})$$



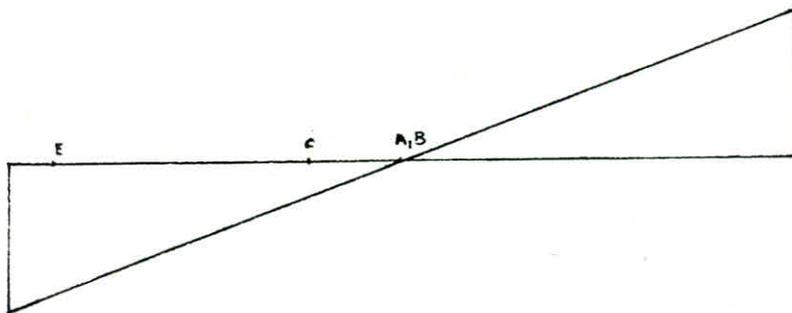
\* Effort tranchant dû à la précontrainte :

L'effort dû à la précontrainte est de sens opposé que le poids propre et la surcharge A .

$$T_p = -N \sin \alpha$$



points	A et B	C	E	about
$p : (\text{kg/mm}^2)$	143,91	144,31	138,69	138,73
$N (t) / \text{câble}$	140,02	140,41	134,95	134,98
$\alpha^\circ$	0	0,74	2,7429	3,082
$N (t) \text{ "45câbles"}$	0	6318,45	6072,75	6074,10
$T_p = -N \sin \alpha$	0	-81,61	-290,7	-326,57



Contraite de cisaillement :

$$\tau = \frac{T_s}{b_0 \cdot I}$$

avec  $T =$  effort tranchant considéré .

$b_0 =$  épaisseur nette minimale de l'âme

(déduction faite du diamètre des trous de passage des câbles) .

$s =$  moment statique par rapport à l'axe central d'inertie .

$I =$  moment d'inertie de la section .



on pourra en général avec une approximation suffisante appliquer en posant :

$$Z = \frac{I}{s}, \text{ la formule simplifiée :}$$

$$Z = \frac{T}{b_0 \cdot Z} \quad \text{avec } Z = \frac{2}{3} ht \quad \text{pour le cas de dalle}$$

Les valeurs de  $Z$  sont obtenues pour les deux cas principaux à savoir :

A vide :  $Z = Z_G + Z_P$

en charge :  $Z = Z_G + Z_P + Z_Q$

On doit vérifier que :  $Z < \bar{Z}$

avec  $\bar{Z} = \frac{\bar{\sigma}}{\sigma'} (\bar{\sigma}' - \sigma') (\bar{\sigma} - \sigma')$  ;  $\sigma' = \frac{N}{S}$

Efforts tranchants réduits :

On devra prendre en compte la plus forte des deux valeurs (en valeur absolue)

$T_{RG} = T_G - T_P$  ( a vide )

$T_{RGQ} = T_G + T_Q - T_P$  ( en charge )



- réaction due au poids propre à la construction :

$$R_{1G} = R_{2G} = 767,45 \text{ t}$$

-réaction due au poids propre en service à vide :

$$R_{1G'} = R_{2G'} = 822,49 \text{ t}$$

- réactions dues à la surcharge A(1) :

$$R_1 = R_2 = 177,85 \text{ t}$$

- réactions dues à la précontrainte :

$$R_1 = R_2 = 326,57 \text{ t}$$

Efforts réduits :

- A la construction :

$$T_R = 767,45 - 326,57 = 440,88 \text{ t}$$

- En service a vide :

$$T_R = R_{1G'} - T_P = 822,49 - 326,57 = 495,92 \text{ t}$$

- En service maximal :

$$T_R = 822,49 + 177,85 - 326,57 = 673,77 \text{ t}$$

donc l'effort tranchant maximal est obtenu pour le service en charge maximal .

$$T_R = 673,77 \text{ t}$$

### Dimensionnement en béton précontraint :

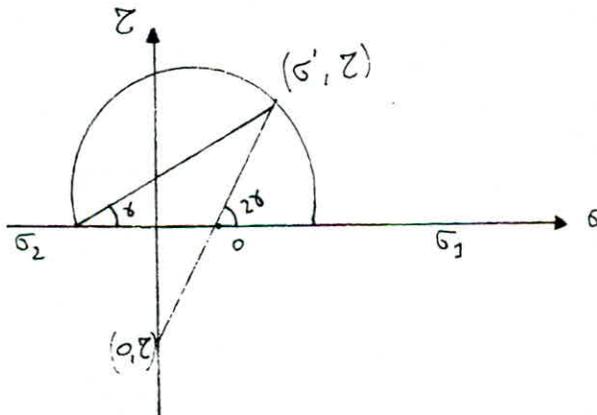
En béton précontraint, la contrainte tangentielle  $\tau$  est toujours nulle au droit des fibres extrêmes, mais la contrainte normale n'est pas nulle là où le cisaillement atteint sa valeur extrême. Il en résulte que pour l'étude du cisaillement, il faudra faire intervenir la contrainte normale concomitante au niveau considéré. Ce qui nous permet de définir les contraintes autour d'un point :

- Suivant le plan normal à la fibre moyenne s'exercent, au point considéré une contrainte normale  $\sigma'$  et une contrainte tangentielle  $\tau$ .

- Suivant le plan parallèle à la fibre moyenne et normal au plan moyen de la poutre  $\sigma' = 0$ , mais il existe une contrainte tangentielle égale à  $\tau$  (Théorème de CAUCHY).

Les deux plans sont perpendiculaires entre eux donc sur le cercle de MOHR, ils forment un angle de  $180^\circ$  (donc deux points diamétralement opposés)

Un système d'axes  $(\sigma, \tau)$  nous permet de placer les deux points diamétralement opposés, puis de faire passer le cercle de MOHR par les deux points :



Le cercle de MOHR montre qu'il existe deux contraintes principales suivant deux plans principaux :

$$\begin{aligned} \bullet \text{ l'une de compression : } \sigma_1 &= \frac{\sigma'}{2} + \sqrt{\frac{\sigma'^2}{4} + \tau^2} \\ \bullet \text{ l'autre de traction : } \sigma_2 &= \frac{\sigma'}{2} - \sqrt{\frac{\sigma'^2}{4} + \tau^2} \end{aligned}$$

L'angle  $\alpha$  formé par la direction de la contrainte principale de traction avec le plan de section normale est donné par :

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma'}$$

### Verification à l'effort tranchant :

La domaine de résistance du matériau, dans la représentation de MOHR est défini par l'ellipse :

$$\tau^2 = \frac{\sigma_{28}^2}{\sigma'_{28}} (\sigma'_{28} - \sigma') (\sigma_{28} + \sigma')$$

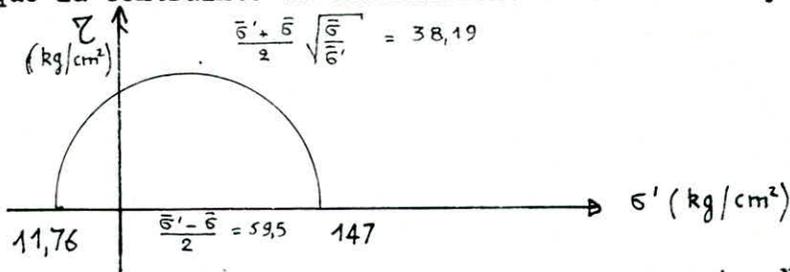
La contrainte tangentielle admissible est obtenue pour les contraintes admissibles :  $\sigma_{28}$  et  $\sigma'_{28}$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{\bar{\sigma}}{\sigma'} (\bar{\sigma}' - \sigma') (\bar{\sigma} + \sigma')$$

$$\text{avec } \bar{\sigma}' = 0,42 \cdot \sigma'_{28} = 147 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = 0,42 \cdot \sigma_{28} = 11,76 \text{ kg/cm}^2$$

On voit alors que la contrainte de cisaillement varie de la façon suivante :



La contrainte  $\sigma'$  est uniforme sur l'appui libre :

$$\sigma' = \frac{N}{S}$$

$$\sigma' = \frac{6074,1}{14,64} = 414,89 \text{ t/m}^2 = 41,49 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{11,76}{147} (147 - 41,49) (11,76 + 41,49)$$

$$\bar{\tau} = 21,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{3}{2} \frac{T}{b_0 \cdot ht} \quad \text{avec } T = T_R + 0,2 T_Q$$

C'est à dire que l'on majore l'effort tranchant dû à la surcharge de 20%

$$T = 673,77 + 0,2 \cdot 177,85 = 709,34 \text{ t}$$

$b_0$  = largeur de la nervure-trous

$$= 9,75 - 45 \cdot 0,07 = 6,6 \text{ m}$$

$$\tau = \frac{709,34 \cdot 10^3}{6,6 \cdot 1,3 \cdot 10^4} \cdot \frac{3}{2} = 12,40 \text{ kg/cm}^2$$

donc  $\tau < \bar{\tau}$  (vérifié)

### Ferraillage à l'effort tranchant :

$$\text{tg } 2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma'} = \frac{2 \cdot 12,40}{41,49} = 0,5977$$

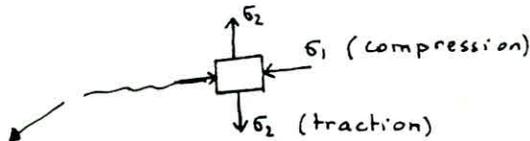
$$2\alpha = 30,868^\circ \Rightarrow \alpha = 15,434^\circ$$

La contrainte admissible des armatures transversales est donnée par :

$$\bar{\sigma}_a = \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{z}{\bar{c}}\right)^2\right) \sigma_{en} = \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{12,4}{21,2}\right)^2\right) 4200$$

$$\bar{\sigma}_a = 3721,04 \text{ kg/cm}^2.$$

On admet donc que se produit une éventuelle fissuration suivant une direction perpendiculaire à la direction de la contrainte principale de traction, ce qui revient au même, parallèle à la direction de la contrainte principale de compression qui fait un angle  $\alpha$  avec la fibre moyenne de la poutre.



fissure qui peut se produire car le béton résiste mal à la traction.

Le nombre de cadre sur la largeur  $l = \frac{z}{\text{tg } \alpha}$  est égal à  $\frac{1}{t}$ ;  $t$  = espacement des cadres

$$\text{d'où : } n = \frac{z}{t \cdot \text{tg } \alpha}$$

L'effort tranchant est repris par  $n$  cadres tels que :  $\frac{T_R}{n \cdot A_t} \leq \bar{\sigma}_a$

En appuis extrêmes, fixons un espacement de 40cm, (espacement admissible car

on verra que les cadres de torsion vont s'ajouter à ces cadres ;

$$A_t \geq \frac{t \cdot \text{tg } \alpha}{z} \cdot \frac{T_R}{\bar{\sigma}_a} = \frac{0,4 \cdot \text{tg } 15,434^\circ}{2/3 \cdot 1,3} \cdot \frac{709,34 \cdot 10^3}{3721,04}$$

$$A_t \geq 24,29 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : 8 cadres T 20 .}$$

$$h_t \left(1,25 - 0,95 \frac{z}{\bar{c}}\right) = 1,30 \left(1,25 - 0,95 \cdot \frac{12,4}{21,2}\right) = 90,26 \text{ cm}$$

$k = \max$

$$0,2 h = 24,8 \text{ cm}$$

$$\bar{E} = 90 \text{ cm} \quad ; \text{ l'espacement est donc vérifié .}$$

Ferrailage minimal à l'effort tranchant : Donné par l'IP 2

Pour les dalles d'épaisseur supérieure à 30cm et comportant des armatures minimales, l'armature minimale est définie par la condition que la quantité :

$\frac{A_t}{b_0 \cdot t} \cdot \sigma_{en} \geq 10 \text{ kg/cm}^2$  sur la largeur égale à  $0,5 h_t$  à partir des bords libres et à  $1 \text{ kg/cm}^2$  sur le reste de la dalle.

\*\* Condition sur les bords :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot t} \cdot \sigma_{en} \geq 10 \quad \Rightarrow \quad A_t \geq \frac{b_0 t}{\sigma_{en}} \cdot 10$$

$$t = 40 \text{ cm} \quad ; \quad b_0 = 0,5 h_t$$

$$A_t \geq \frac{0,5 \cdot 130 \cdot 40}{4200} \cdot 10 = 6,19 \text{ cm}^2 ; A_t \geq 6,19 \text{ cm}^2$$

soit 2 T 20 .

- Condition sur le reste de la dalle :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot t} \sigma_{en} \geq 1 \Rightarrow A_t \geq \frac{b_0 \cdot t}{\sigma_{en}} \cdot 1$$

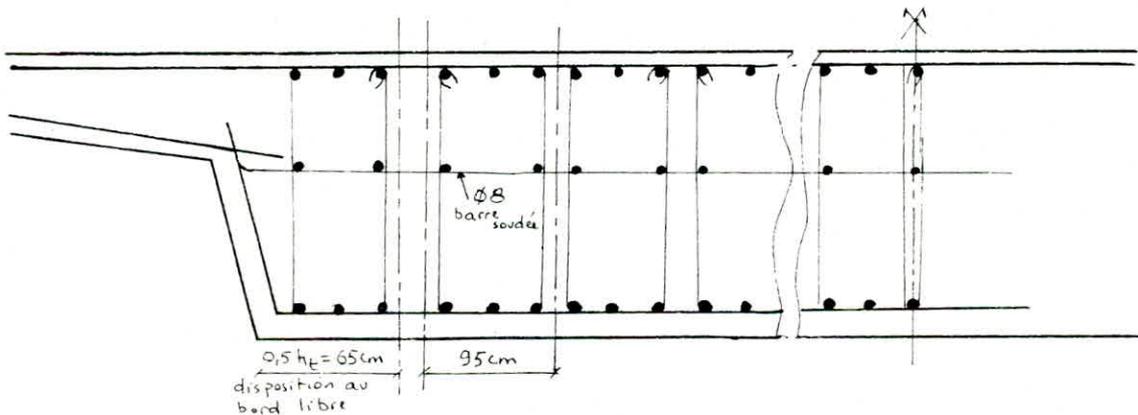
$$t = 40 \text{ cm} ; b_0 = 100 \text{ cm} ; A_t = \frac{100 \cdot 40}{4200} \cdot 1 = 0,95 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,95 \text{ cm}^2$$

Pour un espacement  $t = 30 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 0,95 \text{ cm}^2$  cette valeur est très faible ,

nous prenons donc un cadre de t 12 par bande de 95cm , cette disposition nous permettra d'attacher les câbles aux cadres sur le côté voulu par l'intermédiaire de barres de t 8

Remarque : Cette disposition est valable aussi bien sur appui qu'en travée mais on doit augmenter les espacements tout en allant de l'appui à la mi-travée. Sur 10m de part et d'autre des appuis , on prendra un espacement de 40cm, et sur les 21,98m restants , on prendra un espacement de 70cm .



Securité à la rupture pour l'effort tranchant :

$$T = T_R + 0,8 T_Q \quad (\text{ la surcharge est majorée de } 30\% )$$

$$T = 673,77 + 0,8 \cdot 177,85 = 816,05 \text{ t}$$

$$= \frac{3}{2} \cdot \frac{816,05 \cdot 10^3}{6,6 \cdot 1,3 \cdot 10^4} = 14,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tg } 2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma'} = \frac{2 \cdot 14,27}{41,49} = 0,6879$$

$$2\alpha = 34,52^\circ \Rightarrow \alpha = 17,26^\circ$$

Resistance du béton :

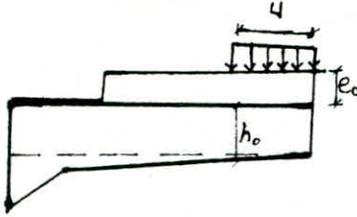
$$\sigma' = \frac{2Z}{\sin 2\alpha} = \frac{2 \cdot 14,27}{\sin 34,52} = 50,36 \text{ kg/cm}^2$$

valeur très inférieure à :

$$0,5 \sigma'_{28} = 175 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

- ENCORBELLEMENT DE DROITE :

- Efforts dûs aux surcharges :



Roue isolée de 6 t.

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

$$h_o = 0,2 + \frac{0,35 \times 0,125}{2,25} = 0,219 \text{ m .}$$

$$e_o = 0,2 + 0,025 \times 1,49 = 0,237 \text{ m .}$$

$$U' = U + e_o + \frac{h_o}{2} = 0,25 + 0,237 + \frac{0,214}{2} = 0,594 \text{ m .}$$

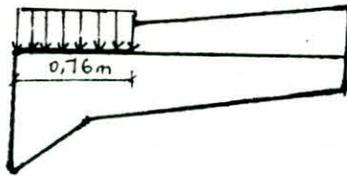
$$V' = V + 2e_o + h_o = 0,25 + 2 \times 0,237 + 0,214 = 0,938 \text{ m .}$$

$$c = 2b + v' , \text{ avec } b = l - u' = 2,4 - 0,594 = 1,806 \text{ m .}$$

$$c = 2 \times 1,806 + 0,938 = 4,55 \text{ m .}$$

$$M^d = -\frac{6}{c} \left( b + \frac{u'}{2} \right) = -\frac{6}{4,55} \left( 1,806 + \frac{0,594}{2} \right) = -2,77 \text{ tm/ml .}$$

$$T^d = -\frac{6}{c} = -1,32 \text{ t/ml .}$$

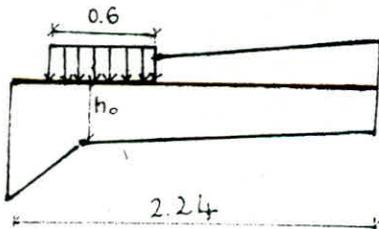


\* Surcharge A ( l )

$$A(l) = 0,869 \text{ t/m}^2 .$$

$$M^d = -0,869 \times 0,76 \times \frac{0,76}{2} = -0,251 \text{ tm/ml .}$$

$$T^d = -0,869 \times 0,76 = -0,66 \text{ t/ml .}$$



\* Surcharge B<sub>r</sub> : ( P = 10 t ) .

$$U = 0,60 \text{ m .}$$

$$e_r = 0,08 \text{ m .}$$

$$V = 0,3 \text{ m .}$$

$$h_o = 0,2 + 0,3018 = 0,5018$$

$$U' = U + 1,5 e_r + h_o = 0,6 + 1,5 \times 0,08 + 0,5018 = 1,2218 \text{ m .}$$

$$V' = V + 1,5 e_r + h_o = 0,3 + 1,5 \times 0,08 + 0,5018 = 0,9218 \text{ m .}$$

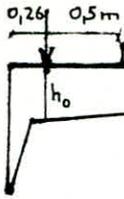
$$c = V' = 0,9218 \text{ m .}$$

$$M^d = -\frac{10}{6} \left( \frac{U'}{2} \right) = -\frac{10}{0,9218} \left( \frac{1,2218}{2} \right) = -6,63 \text{ t.m/ml .}$$

$$T^d = -\frac{10}{c} = -\frac{10}{0,9218} = -10,85 \text{ t/ml .}$$

\* Surcharge B<sub>t</sub> :

Les deux roues sont assimilées à une charge d'impact 0,25 x 1,6 m .



$$U = 0,25 \text{ m} , V = 1,6 \text{ m} , e_r = 0,08 \text{ m} .$$

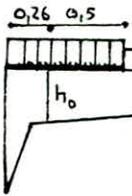
$$h_0 = 0,2 + 2,14 \times \frac{0,35}{2,25} = 0,533 \text{ m} .$$

$$C = V' = V + 1,5 e_r + h_0 = 1,6 + 1,5 \times 0,08 + 0,533 = 2,253 \text{ m} .$$

$$U' = U + 1,5 e_r + h_0 = 0,25 + 1,5 \times 0,08 + 0,533 = 0,903 \text{ m} .$$

$$M^d = - \frac{16}{c} \left( \frac{U'}{2} \right) = - \frac{16}{2,253} \left( \frac{0,903}{2} \right) = - 3,206 \text{ tm./ml} .$$

$$T^d = - \frac{16}{c} = - \frac{16}{2,253} = - 7,10 \text{ t/ml} .$$



\* Surcharge Militaire  $M_c^{120}$  :

$$U = 1,0 \text{ m} ; V = 6,1 \text{ m} ; e_r = 0,08 \text{ m} .$$

$$h_0 = 0,2 + 0,333 = 0,533 \text{ m} .$$

$$U' = U + 0,75 e_r + \frac{h_0}{2} = 1,0 + 0,75 \times 0,08 + \frac{0,533}{2} = 1,3265 \text{ m} .$$

$$V' = V + h_0 + 1,5 e_r = 6,1 + 0,533 + 1,5 \times 0,08 = 6,753 \text{ m} .$$

$$c = v' = 6,753 \text{ m} .$$

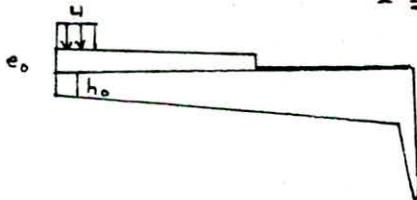
$$M^d = - \frac{55}{c} \left( \frac{U'}{2} \right) \delta = - \frac{55}{6,753} \times \frac{1,3265}{2} \times 1,078 = - 5,83 \text{ tm./ml} .$$

$$T^d = - \frac{55}{c} \times \delta = - \frac{55}{6,753} \times 1,078 = - 8,78 \text{ t/ml} .$$

- ENCORBELLEMENT DE GAUCHE :

- Efforts dûs aux surcharges :

\* Roue isolée de 6 t .



$$U' = V = 25 \text{ cm} .$$

$$h_0 = 0,2 + \frac{0,35 \times 0,125}{2,25} = 0,219$$

$$e_0 = 0,235 \text{ m} .$$

$$U' = U + e_0 + \frac{h_0}{2} = 0,25 + 0,235 + \frac{0,219}{2} = 0,5945 \text{ m} .$$

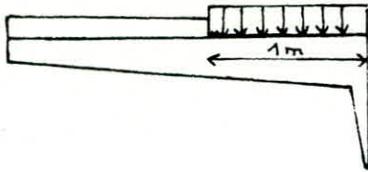
$$V' = V + 2 e_0 + h_0 = 0,25 + 2 \times 0,235 + 0,219 = 0,939 \text{ m} .$$

$$c = 2 b + v' = 2 ( 1 - U' ) + V' = 2 ( 2,4 - 0,5945 ) + 0,939 = 4,55 \text{ m} .$$

$$M_g = - \frac{6}{c} \left( b + \frac{U'}{2} \right) = - \frac{6}{4,55} \left( 2,4 - 0,5945 + \frac{0,5945}{2} \right) = - 2,77 \text{ tm/ml} .$$

$$T_g = + \frac{6}{c} = + \frac{6}{4,55} = 1,32 \text{ t/ml} .$$

\* Surcharge A (1) .

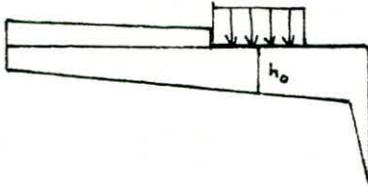


$$A(1) = 0,869 \text{ t/m}^2.$$

$$Mg = - 0,869 \times 1 \times 0,5 = - 0,4345 \text{ tm/ml} .$$

$$Tg = 0,869 \times 1 = + 0,869 \text{ t/ml} .$$

\* Surcharge Br : ( 10 t.)



$$U = 60 \text{ cm} , \quad V = 30 \text{ cm} , \quad e_r = 0,08 \text{ m} .$$

$$h_o = 0,2 + \frac{1,3 \times 0,35}{2,25} = 0,402 \text{ m} .$$

$$U' = U + 1,5 e_r + h_o = 0,6 + 1,5 \times 0,08 + 0,402 = 1,122 \text{ m} .$$

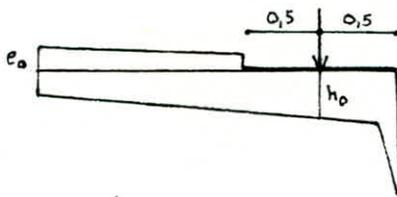
$$V' = V + 1,5 e_r + h_o = 0,3 + 1,5 \times 0,08 + 0,402 = 0,822 \text{ m} .$$

$$C = V' = 0,822 \text{ m} .$$

$$Mg = - \frac{10}{c} \left( \frac{U'}{2} \right) = - \frac{10}{0,822} \times \frac{1,122}{2} = -6,82 \text{ tm/ml} .$$

$$Tg = + \frac{10}{c} = \frac{10}{0,822} = + 12,17 \text{ t/ml} .$$

\* Surcharge Bt :



Les deux roues sont assimilées à une charge d'impact ( 0,25 x 1,6 ) m .

$$U = 0,25 \text{ m} ; \quad V = 1,6 \text{ m} ; \quad e_r = 0,08 \text{ m} .$$

$$h_o = 0,2 + 1,9 \times \frac{0,35}{2,25} = 0,496 \text{ m} .$$

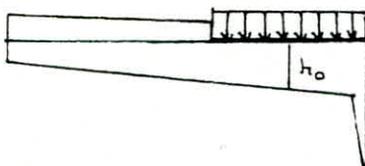
$$C = V' = V + 1,5 e_r + h_o = 1,6 + 1,5 \times 0,08 + 0,496 = 2,216 \text{ m} .$$

$$U' = U + 1,5 e_r + h_o = 0,25 + 1,5 \times 0,08 + 0,496 = 0,866 \text{ m} .$$

$$Mg = - \frac{16}{c} \left( \frac{U'}{2} \right) = - \frac{16}{2,216} \times \frac{0,866}{2} = - 3,13 \text{ tm/ml} .$$

$$Tg = + \frac{16}{c} = \frac{16}{2,216} = 7,22 \text{ t/ml} .$$

\* Surcharge Militaire Mc.120 .



$$U = 1,0 \text{ m} ; \quad V = 6,1 \text{ m} ; \quad e_r = 0,08 \text{ m} .$$

$$h_o = 0,2 + 1,9 \times \frac{0,35}{2,25} = 0,496 \text{ m}$$

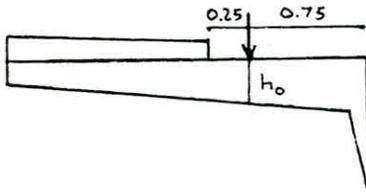
$$U' = U + 0,75 e_r + \frac{h_o}{2} = 1 + 0,75 \times 0,08 + \frac{0,496}{2} = 1,308 \text{ m} .$$

$$V' = V + h_o + 1,5 e_r = 6,1 + 0,496 + 1,5 \times 0,08 = 7,796 \text{ m} .$$

$$c = V' = 7,796 \text{ m} .$$

$$M_g = - \frac{55}{c} \times \frac{U'}{2} \times \delta = - \frac{55}{7,796} \times \frac{1,308}{2} \times 1,078 = -4,97 \text{ tm/ml} .$$

$$T_g = \frac{55}{c} \times \delta = \frac{55}{7,796} \times 1,078 = + 7,61 \text{ t/ml} .$$



\* Surcharge  $B_c$  :

La largeur roulable sur encorbellement ne permet que le passage d'une file de roue on prendra les deux essieux arrière .  
( roue de 6 t. chacune ) .

$$U = 0,25 \text{ m} ; \quad V = 1,75 \text{ m} ; \quad e_r = 0,08 \text{ m} .$$

$$h_o = 0,2 + 1,65 \times \frac{0,35}{2,25} = 0,457 \text{ m} .$$

$$U' = U + 1,5 e_r + h_o = 0,25 + 1,5 \times 0,08 + 0,457 = 0,827 \text{ m} .$$

$$V' = V + 1,5 e_r + h_o = 1,75 + 1,5 \times 0,08 + 0,457 = 2,327 \text{ m} .$$

$$M_g = - \frac{12}{V'} \left( \frac{U'}{2} \right) \times \delta \times b_c = \frac{-12}{2,327} \times \frac{0,827}{2} \times 1,085 \times 1,2 = -2,78 \text{ tm/ml} .$$

$$T_g = + \frac{12}{V'} \cdot \delta \cdot b_c = \frac{12}{2,327} \times 1,085 \times 1,2 = 6,71 \text{ t/ml} .$$

-Détermination des efforts au niveau de l'encastrement (dalle-encorbellement).

1 ) ENCASTREMENT DE GAUCHE :

$$M_g^{\max} = M_g + 1,2 ( M_{\text{trottoir}} + M_{\text{Br}} ) .$$

$$= - 2,34 - 2,79 - 1,2 ( 1,48 + 6,82 ) .$$

$$= - 15,09 \text{ tm /ml} .$$

$$T_g^{\max} = T_g + 1,2 ( T_{\text{trottoir}} + T_{\text{Br}} ) .$$

$$= 2,46 + 1,515 + 1,2 ( 0,79 + 12,17 ) = 19,527 \text{ t/ml} .$$

2 ) ENCASTREMENT DE DROITE :

$$M_d^{\max} = M_g + 1,2 ( M_{\text{tr}} + M_{\text{Br}} ) .$$

$$= - 2,34 - 2,48 - 1,2 ( 1,57 + 6,63 ) = - 14,66 \text{ tm/ml} .$$

$$T_d^{\max} = T_G + 1,2 ( T_{\text{trottoir}} + T_{B_r} )$$

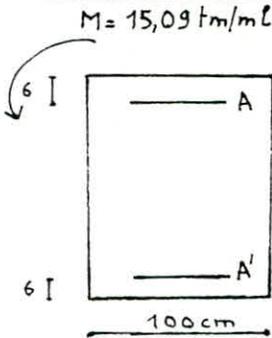
$$= - 2,46 - 1,373 - 1,2 ( 0,9 + 10,85 ) = - 17,933 \text{ t/ml .}$$

- FERRAILLAGE DE LA SECTION D'ENCASTREMENT:

( dalle centrale - encorbellement ) .

L'effet le plus défavorable au niveau des sections d'encastrement est ressenti pour la surcharge Br ( roue isolée de 6 t . ) .

- FERRAILLAGE DE L'ENCASTREMENT DE GAUCHE :



$$M = -15,09 \text{ tm/ml .}$$

$$M_{rb} = K b h^2 .$$

$$K = \frac{1}{2} \alpha \cdot \sigma \cdot \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}'_b = 210 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$\bar{\sigma}_b = 8,4 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$\alpha = \frac{15 \bar{\sigma}'_b}{15 \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,529 \quad ; \quad \sigma = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,824 \quad , \quad K = 45,778 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$M_{rb} = 45,778 \times 100 \times 124^2 = 703,89 \text{ t m} > M_{f1} .$$

$\Rightarrow A' = 0$  ( on mettra des armatures minimales ) .

- Détermination des armatures supérieures :

$$A = \frac{M}{\sigma \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{15,09 \cdot 10^5}{0,824 \times 124 \times 2800} = 5,27 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

- Condition de non fragilité :

$$A \geq \left( \begin{matrix} A_0 \\ \min ( A_1, A_2 ) \end{matrix} \right) = \left( \begin{matrix} A_0 \\ \min ( 1,2 A_0 , 0,69 \cdot bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} ) \end{matrix} \right)$$

$$A_1 = 6,324 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad , \quad A_2 = 0,69 \times 100 \times 124 \times \frac{8,4}{4290} = 17,112 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A > 6,324 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

$$\text{donc : } A = 6,324 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

soit : 4 T 16 / ml .

- Vérification à la Fissuration :

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$$

$$A = 8,04 \text{ cm}^2 .$$

$$B_f = 2 \times 100 \times 6 = 1200 \text{ cm}^2 .$$

$$\tilde{\omega}_f = 0,0067 = 0,67 \% .$$

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{en} \\ \max ( \sigma_1, \sigma_2 ) \end{array} \right.$$

$$\sigma_1 = \frac{K \gamma}{\phi} \cdot \frac{\hat{W} f}{1 + 10 \hat{\omega}_j} = \frac{10^6 \times 1,6}{16} \times \frac{0,0067}{1 + 0,067} = 627,93 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \gamma}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{10^6 \cdot 1,6}{16} \cdot 8,4} = 2199,64 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_a = 2199,64 \text{ kg/cm}^2.$$

C'est donc qu'il est nécessaire de recalculer la section avec  $\bar{\sigma}_a = 2199,64 \text{ kg/cm}^2$ .

$$K = \frac{1}{2} \alpha \cdot \sigma \cdot \bar{\sigma}'_b$$

$$\alpha = \frac{15 \bar{\sigma}'_b}{15 \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,589$$

$$M_{rb} = 764,06 \text{ tm/ml}.$$

$$\sigma = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,804$$

$$K = 49,69 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M_{rb} > M_{fl} \Rightarrow A' = 0 \quad (\text{Armatures minimales}).$$

$$A = \frac{M_{fl}}{\sigma \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{15,09 \cdot 10^5}{0,804 \times 124 \times 2199,64} = 6,88 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A \geq \begin{pmatrix} A_0 \\ \text{Min} ( A, A_2 ) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 6,88 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ \text{min} ( 8,256, 17,112 ) \end{pmatrix}.$$

$$A \geq 8,256 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$\underline{A = 5 \text{ t } 16 / \text{ml} .}$$

- Vérification des Contraintes :

$$M_s / A_n = 0$$

$$\frac{1}{2} b y^2 - n A (h-y) = 0 \Rightarrow 50 y^2 - 15 \times 10,05 (124 - y) = 0.$$

$$50 y^2 + 150,75 y - 18693 = 0$$

$$y^2 + 3,015 y - 373,86 = 0$$

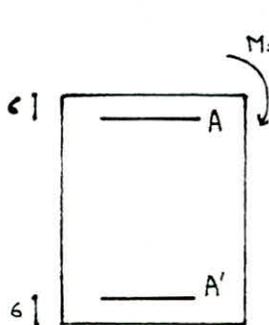
$$y = 17,87 \text{ cm} .$$

$$I = \frac{by^3}{3} + A (h-y)^2 = 1888202,565 \text{ cm}^4 .$$

$$\text{Béton : } \bar{\sigma}_b = \frac{M}{I} y = 14,28 / \text{cm}^2 . < \bar{\sigma}'_b$$

$$\text{Acier : } \sigma_a = \frac{\alpha M}{I} (h-y) = 1272,24 \text{ kg/cm}^2 .$$

- Ferraillage de l'Encastrement de droite :



$$M = -14,66 \text{ tm/ml} . \quad M^{\text{MAX}} = -14,66 \text{ tm/ml} .$$

On travaillera avec la contrainte :

$$\bar{\sigma}_a = 2199,64 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$M_{rb} = K b h^2 = \frac{1}{2} \alpha \cdot \gamma \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2$$

$$= \frac{15 \bar{\sigma}'_b}{15 \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,589$$

$$= 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,804$$

$$M_{rb} = 764,06 \text{ tm/ml} .$$

$$K = 49,69 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$M_{rb} > M_{fl} \Rightarrow A' = 0$$

on mettra des armatures minimales ( T.10 ) .

$$A = \frac{M_{fl}}{\gamma \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{14,66 \cdot 10^5}{0,804 \times 124 \times 2199,64} = 6,69 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

\* Condition de non fragilité :

$$A \geq \left( \begin{array}{c} A \\ 0 \\ \text{Min} ( A_1 , A_2 ) \end{array} \right) = \left( \begin{array}{c} 6,69 \\ \text{Min} ( 8,028 ; 17,112 ) \end{array} \right)$$

$$A \geq 8,028 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

$$\text{soit } \underline{\underline{A = 4 T.16 / ml .}}$$

- Vérification des contraintes :

$$M_s / A_n = 0$$

$$\frac{1}{2} b y^2 - n A (h - y) = 0$$

$$50 y^2 - 15 \times 8,04 (124 - y) = 0$$

$$50 y^2 + 120,6 y - 14954,4 = 0$$

$$y^2 + 2,412 y - 299,088 = 0$$

$$\underline{\underline{y = 16,13 \text{ cm}}}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A (h - y)^2 = 1543182,44 \text{ cm}^4 .$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{M}{I} y = 15,32 \text{ kg/cm}^2 . < \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{n M}{I} (h - y) = 1537,12 \text{ kg/cm}^2 . < \bar{\sigma}'_a .$$

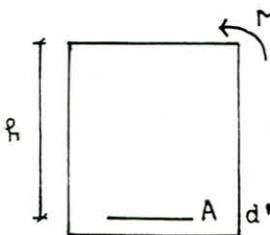
## -FERRAILLAGE A LA FLEXION TRANSVERSALE :

Le ferrailage transversal de la dalle sera disposé perpendiculairement aux armatures actives de précontrainte, c'est la solution la plus économique .

Les moments transversaux ont déjà été calculés par la méthode de HERBERT RUSCH .

### a) Ferrailage de la zone centrale:

#### . Nappe inférieure :


$$\bar{M}_\eta = 197,33 \text{ tm/ml .}$$
$$\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 197,33 \times 10^5}{4000 \times 100 \times 125^2} = 0,047$$

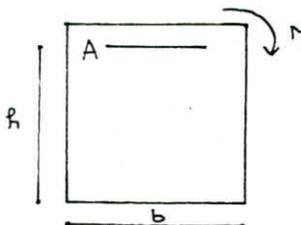
d'où :  $K = 39,6$  ,  $\varepsilon = 0,9084$  .

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4000}{39,6} = 101,01 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$A = \frac{M}{\varepsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{197,33 \times 10^5}{0,9084 \times 4000 \times 125} = 43,45 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

Soit : 9.T.25 / ml . une barre tous les 11 cm .

#### . Nappe supérieure :


$$\bar{M}_\eta = 154,13 \text{ tm/ml .}$$
$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 154,13 \times 10^5}{4000 \times 100 \times 125^2} = 0,037$$
$$K = 45,9 \quad , \quad \varepsilon = 0,9179$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4000}{45,9} = 87,15 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$A = \frac{M}{\varepsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{154,13 \cdot 10^5}{0,9179 \cdot 125 \cdot 100} = 33,58 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

soit : 7 T 25 /ml , 1 Barre tous les 14 cm .

Pour uniformiser la répartition des barres sur la nappe supérieure et la nappe inférieure, on mettra 9 T 25/ ml sur les deux nappes .

b) Ferraillage de la zone d'appui :

.Nappe inférieure :

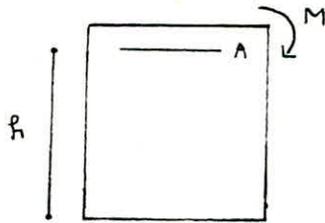
$$\bar{M}_r = 0$$

on mettra un pourcentage minimal d'acier .

11  $\emptyset$  10/ml , 1 barre tous les 10 cm .

. Nappe supérieure :

$$\bar{M}_r^o = 368,42 \text{ tm/ml} .$$



$$\mu = \frac{15 \cdot M}{b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 368,42 \times 10^5}{100 \times 125^2 \times 4000} = 0,0884$$

$$K = 26,8 \quad , \quad \varepsilon = 0,8804$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4000}{26,8} = 149,25 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$A = \frac{M}{\varepsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{368,42 \cdot 10^5}{0,8804 \cdot 125 \cdot 4000} = 83,69 \text{ cm}^2 \cdot \text{/ml} .$$

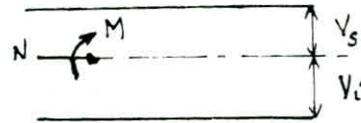
soit : 11 T.32/ ml , 1 barre tous les 10 cm .

- Dimensionnement du Ferrailage Longitudinal :

-Les sections seront calculées à la flexion composée, les efforts de calcul du ferrailage sont :

$$M = M_1 - M_{\text{prec}}$$

$$N = N_{\text{prec}}$$



le calcul se fera suivant la méthode exposée dans P. CHARON .

$$A_1 = A - \frac{N}{\sigma_a}$$

Point .	Nappe.	$M_1 = M$ tm/ml. <sup>q</sup>	$N_{\text{prec.}}$ ( t/ml ) .	v'-d (m).	$M = M_1 - M_{\text{prec.}}$
A		579,19	556,77	0,565	264,61
B		655,43	556,77	0,565	340,85
C		678,82	558,05	0,532	381,94
E		248,46	538,00	0,1175	185,25

On calcul pour chaque point :

$$\mu = \frac{n M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} \quad \text{avec } b = 100 \text{ cm} ; \quad h = 125 \text{ cm} .$$

on en déduis les valeurs de  $\epsilon$  et  $K$  .

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} \quad \text{à comparer avec } \bar{\sigma}_b' .$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} ; \quad A_1 = A - \frac{N}{\sigma_a}$$

	tm/ml. M	(t/ml). N	$\mu$	K	$\epsilon$	kg/cm $\sigma_b'$	(cm <sup>2</sup> ). A	(cm <sup>2</sup> ). A <sub>1</sub>
A	264,61	556,77	0,09	26,3	0,879	106,46	86,02	- 112,83
B	340,85	556,77	0,117	23	0,868	121,74	112,14	-86,7
C	381,94	558,05	0,131	20,7	0,860	135,27	126,91	-72,4
E	185,25	538,00	0,064	32,9	0,896	85,11	59,1	-133,04

On remarque que les armatures de précontrainte reprennent la totalité des efforts de flexion, toutefois on prévoira un ferrailage minimal .

- Calcul du Ferrailage minimal longitudinal :

Le ferrailage doit remplir la condition de non fragilité c'est à dire une section d'acier minimale. Toute pièce fléchie et faiblement sollicitée doit au moins contenir la section " A " d'acier pouvant équilibrer la sollicitation de fissuration ou de rupture par traction du béton supposé non fissuré et non armé ( 9,52 CCBA.68 ) .

Cette section doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$\frac{A}{bh} = 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$$

avec  $\bar{\sigma}_b = 8,4 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\frac{A}{b \cdot h} = 0,69 \times \frac{8,4}{4200} \quad \text{soit} : \frac{A}{b \cdot h} = 0,14 \%$$

donc la section minimale est de l'ordre de 0,14 % .

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

$$A = 0,14 \% \times 125 \times 100 = 17,5 \text{ cm}^2 . / \text{ml} .$$

$$h = 125 \text{ cm} .$$

$$\text{soit } 9 \text{ T } 16 / \text{ml} . \quad 1 \text{ barre tous les } 12 \text{ cm} .$$

Cette quantité d'acier est à prévoir en toute section où les sollicitation ne nécessitent aucune quantité d'acier .

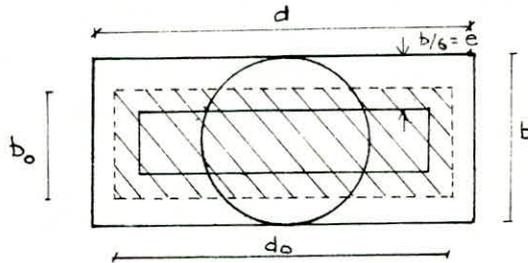
## Ferraillage à la torsion

Le moment de torsion provoque à l'intérieur de la section un flux de cisaillement.

### - Contraintes tangentielles

Le calcul rigoureux des contraintes tangentielles dues à la torsion uniforme est généralement inextricable, aussi a-t-on recours à des modèles simplifiés.

On modélise la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.



### But de la section creuse:

Des essais effectués sur poutres rectangulaires ont montré qu'avec l'accroissement du moment de torsion, il y a d'abord une redistribution des efforts intérieurs du noyau vers le bord de la section.

-Les fissures se produisent suivant une inclination voisine de  $45^\circ$  et seule, une couche de béton, proche des faces extérieures et relativement peu épaisse, contribue à la résistance. Une section pleine se comporte donc, après fissuration, comme une section creuse de même dimensions extérieures.

-Les contraintes tangentielles sont uniformes et égales à  $\tau = \frac{M_{uv}}{2 e}$

$M_{uv}$  = moment de torsion

$\Omega$  = Surface hachurée dans la figure.

$$\Omega = b_0 \cdot b_0 \quad \text{avec } b_0 = d - e = d - \frac{b}{6} \quad ; \quad \Omega = \frac{5}{6} b \left( d - \frac{b}{6} \right)$$

### Moments de torsion:

Les moments de torsions ont été calculés par la méthode de Rüsch.

Le Ferrailage à la torsion sera fait pour le moment de torsion le plus défavorable.

:	:	:	:
: Points :	A	C	:
:	:	:	:
: Muv :	192,17	240,22	:
: Tm/ml :	:	:	:
:	:	:	:

Pour les points B et E, il sera nécessaire de calculer les moments de torsion dans la direction uv.

$$M_{uv} = \frac{M_x - My}{2} \sin 2\alpha + 2xy \cdot \cos 2\alpha$$

Point B:  $M_x = 408,36 \text{ tm/ml}$  ;  $M_y = 24,92 \text{ tm/ml}$  ;  $M_{xy} = -210,2 \text{ tm/ml}$ .

$$M_{uv}^B = -225,31 \text{ tm/ml}.$$

Point E:  $M_x = 195,18 \text{ tm/ml}$  ;  $M_y = -270,25 \text{ tm/ml}$  ;  $M_{xy} = 69,06 \text{ tm/ml}$

$$M_{uv}^E = 217,19 \text{ tm/ml}.$$

### Moments rapportés à la section transversale:

Pts	A	B	C	E
Muv (tm)	1873,66	2196,77	2342,15	2117,6

### Calcul des contraintes de cisaillement admissibles:

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \quad \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 105 = 367,5 \text{ kg/mm}^2$$

$$\tau_{b \text{ max}} = \tau_{uv} + \tau_{tr}$$

$$\tau_{uv} = \frac{M_{uv}}{2 \cdot \Omega \cdot e}$$

$$P = 2(4/6b+d) = 21,23\text{m}; \quad \Omega = b_0 \cdot d_0 = \frac{5}{6} b (d - \frac{b}{6})$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{1,3}{6} = 0,22\text{m}. \quad \Omega = \frac{5}{6} \cdot 1,3 \cdot (0,75 - \frac{1,3}{6}) = 10,33 \text{ m}^2.$$

$$\sigma_{uv} = \frac{2342,15}{2 \cdot 10,33 \cdot 0,22} = 515,41 \text{ t/m}^2 = 51,54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Tr} = 21,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bmax} = \sigma_{uv} + \sigma_{Tr} = 72,74 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_{bmax} < \bar{\sigma}_b \quad \text{v\u00e9rifi\u00e9.}$$

Armature de torsion transversales:

La torsion sera reprise par des barres hautes adh\u00e9rence T32.

$$\text{On a donc : } \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2670 \text{ kg/m}^2$$

$$A_t = 1 \cdot \frac{M_{uv}}{2 \cdot n \cdot \bar{\sigma}_a} = 1 \cdot \frac{2342,15 \cdot 10^4}{2 \cdot 10,33 \cdot 26700} = 42,46 \text{ cm}^2.$$

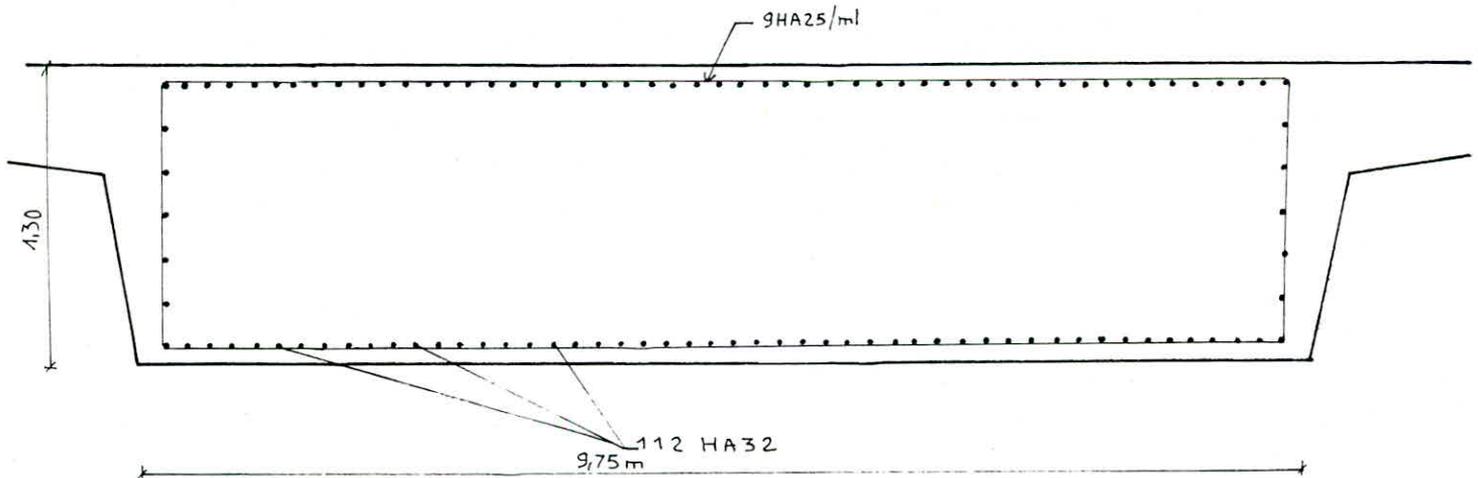
Soit  $A_t = 9HA 25$  ; 9 C\u00e2dres T 25 /ml espac\u00e9s de 11cm.

Armatures longitudinales de torsion :

$$\frac{A_l}{P} = \frac{M_{uv}}{2 \cdot n \cdot \bar{\sigma}_a} \quad A_l = P \cdot \frac{M_{uv}}{2 \cdot n \cdot \bar{\sigma}_a}$$

$$A_l = 21,23 \cdot \frac{2342,15 \cdot 10^4}{2 \cdot 10,33 \cdot 26700} = 901,41 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit } 112 \text{ H A } 32 \\ \text{1barre tous les } 18 \text{ cm.}$$

Ces armatures seront plac\u00e9es sur tout le p\u00e9rim\u00e8tre de la nervure.



### Calcul des armatures dans les angles obtus:

Nous avons vu que lors de la vérification des contraintes sous la précontrainte, il existait au niveau des angles obtus des contraintes de traction et de compression, ce qui crée un soulèvement au niveau de ces angles.

Afin de remédier à ce soulèvement, il devient nécessaire de renforcer cette zone à l'aide d'un ferrailage qui reprendra les efforts de traction, le calcul se fera en flexion composée.

### Détermination des efforts sollicitant la zone :

-Moment dû à la charge permanente (en service) .

$$M_{G'}^x = 203,68 \text{ tm/ml} ; \quad M_{G'}^y = -284,01 \text{ tm/ml} ; \quad M_{G'}^{xy} = 74,13 \text{ tm/ml}.$$

-Moment dû à la surcharge :

$$M_Q^x = 49,02 \text{ tm/ml} ; \quad M_Q^y = -67,5 \text{ tm/ml} ; \quad M_Q^{xy} = 16,99 \text{ tm/ml}.$$

-Moment dû à la précontrainte:

$$M_p = N_1 \cdot e$$

$$N_1 = N \cos \alpha = 5251,57 \cdot \cos 2,7429 = 5245,55 \text{ t}.$$

$$N_1 = 538 \text{ t/ml}$$

$$M_p = N_1 \cdot e = 538 \cdot 0,4475 = 240,76 \text{ tm/ml}.$$

Le moment  $M$  qui agit sur le centre de gravité de la section est :

$$M = M_{G'}^u + 1,2 M_Q^u + M_p ; \quad N = N_1$$

Avec :

$$M^u = \frac{M^x + M^y}{2} + \frac{M^x - M^y}{2} \cos 2\alpha + M^{xy} \sin 2\alpha$$

On a:

$$M_{G'}^u = -140,11 \text{ tm/ml} ; \quad M_Q^u = -33,68 \text{ tm/ml}.$$

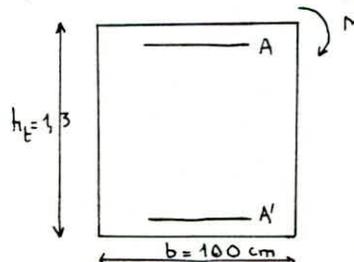
C'est donc que:

$$M = -140,11 + 1,2 (-33,68) - 240,76 = -421,286 \text{ tm/ml}.$$

$$N = 538 \text{ t/ml}.$$

$$M = -421,286 \text{ tm/ml}.$$

$$N = 538, \text{ t/ml}.$$



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{421,286}{538} = 0,783 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{1,30}{6} = 0,2167 \text{ m}$$

$e_0 > e_1 \implies$  la section est partiellement comprimée

Détermination des contraintes admissibles :

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

$$= \delta \cdot \sigma'_{28}$$

$$\delta = \min \left( 0,6 ; 0,3 \left( 1 + \frac{e_0}{3 e_1} \right) \right) = 0,6$$

$$\bar{\sigma}'_b = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul du moment résistant du béton :

$$M_{r_b} = K b h^2 \quad ; \quad h = ht - \frac{ht}{10} = 11,7 \text{ cm}$$

$$K = \frac{1}{2} \alpha \cdot \gamma \cdot \bar{\sigma}'_b \quad ; \quad \text{avec } \alpha = \frac{15 \bar{\sigma}'_b}{15 \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_a} = 0,529$$

$$\gamma = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,824$$

$$K = 47,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{r_b} = 626,66 \text{ tm/ml}$$

Moment fictif :

$$M_f = N \cdot e_a = N \left( e_0 + \frac{ht}{2} - d' \right) = 538 \left( 0,783 + \frac{1,3}{2} - 0,13 \right) = 701,014 \text{ tm/ml}$$

$M_f > M_{r_b}$  Les armatures comprimées sont nécessaires

$$\Delta M = M_f - M_{r_b} = 74,35 \text{ tm/ml}$$

Armature de compression :

$$A' = A' = \frac{\Delta M}{\sigma'_a (h - d')}$$

$$\sigma'_a = 15 \sigma'_b \left( 1 - \frac{d'}{\alpha h} \right) = 15 \cdot 210 \left( 1 - \frac{13}{0,873 \cdot 117} \right) = 2749,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Donc } A' = \frac{74,35 \cdot 10^5}{2749,1 \cdot (117 - 13)} = 26,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A' = 9 \text{ HA } 20 / \text{mètre linéaire} .$$

Armatures de traction :

$$A = \frac{M_r_b}{\sigma_s \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h - d')}$$
$$= \frac{626,66 \cdot 10^5}{0,824 \cdot 117 \cdot 2800} + \frac{74,35 \cdot 10^5}{2800 (117 - 13)} = 257,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = A - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 257,68 - \frac{538 \cdot 10^5}{2800} = 65,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

21 HA 20 / ml .

## CALCUL DES DEFORMATIONS

### I/ Liberté des deformations :

La mise en précontrainte d'une pièce engendre des déformations :  
Raccourcissements , flèches , rotations d'appuis . Des dispositions doivent être prises pour que ces déformations se produisent librement sans modifications des effets de précontrainte résultant dans les diverses sections de la pièce .

### II/ Calcul des flèches et contre flèches :

#### 2. . Flèche due au poids propre :

La flèche à la section médiane

$$f_G = \frac{5 q_G L^4}{384 ; EI} \quad \text{avec} \quad q_G = 39,93 \text{ t/ml} \quad ; \quad L = 27 \text{ m} \quad ; \quad I = 2,484 \text{ m}^4$$

d'où  $f_G = 9,70 \text{ cm}$  ;  $E = E_V = \frac{1}{3} E_L = \frac{4 \cdot 10^6}{3} \text{ t/m}^2$

#### 2;2 : Flèche due à la précontrainte ( contre flèche ) :

L'expression de la flèche à mi-portée s'écrit :

$$f_P = \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} x dx = \frac{1}{EI} \cdot S_A$$

Cette valeur représente le moment statique à EI près de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi longueur par rapport à la section d'about

On trace le diagramme de moment de précontrainte à partir des cinq (05) valeurs de moment pour les différents points . ( A, B, C, E, About ) .

- La contrainte initiale à la mise en tension  $\sigma_1 = 141,909 \text{ kg/mm}^2$
- La contrainte en service :  $\sigma_2 = \sigma_1 - \Delta \sigma_{\text{diff}} = 122,429 \text{ kg/mm}^2$
- La contrainte moyenne :  $\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = 132,17 \text{ kg/mm}^2$

L'effort de précontrainte sera donné par :

$$\begin{aligned} N &= P \sum \cos \alpha \\ &= \sum \sigma_m' \cdot S \cdot (22 \cos \alpha_1 + 23 \cos \alpha_2) \cdot \\ &= 132,7 \cdot 10^2 \cdot 9,73 (22 \cos \alpha_1 + 23 \cos \alpha_2) \end{aligned}$$

!Sections!	$x_i$ (m)	! $\cos \alpha_1$ !	$\cos \alpha_2$ !	$e$ (m)	! $N$ (t)	! $M = N \cdot e$ (tm)
! A !	0	! 1 !	! 1 !	0	! 5787,02 !	! 0
! B !	0	! 1 !	! 1 !	0	! 5787,02 !	! 0
! C !	5,04	! 0,99986 !	! 0,99996 !	0,03254	! 5786,51 !	! 188,29
! E !	18,65	! 0,99814 !	! 0,9994 !	0,4475	! 5779,99 !	! 2586,54
! About !	20,99	! 0,99284 !	! 0,99768 !	0,565	! 5759,90 !	! 3254,34

$$A_1 = -474,49 \text{ t.m}^2$$

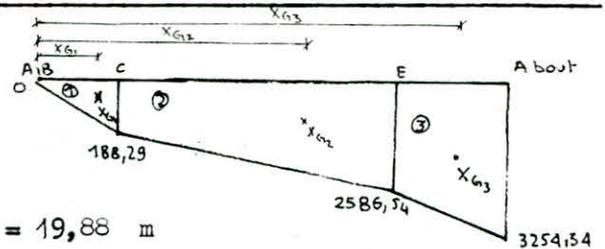
$$A_2 = -18924,34 \text{ t.m}^2$$

$$A_3 = -6746,22 \text{ t.m}^2$$

$$x_{G_1} = 3,36 \text{ m}; x_{G_2} = 13,82 \text{ m}; x_{G_3} = 19,88 \text{ m}$$

$$S_{\Delta} = \sum x_{G_i} \cdot A_i = -397243,52 \text{ t.m}^3$$

$$f_p = \frac{S_{\Delta}}{E_v \cdot I} = \frac{397243,52}{4 \cdot 10^8 / 3 \cdot 2,1484} = 13,88 \text{ cm}$$



### 2.3 Flèche de construction :

$$f_c = \frac{3}{4} (f_p - f_G) = 3,14 \text{ cm}$$

### 2.4 Flèche due aux surcharges :

Dans notre cas la surcharge A(1) est la plus défavorable . Etant donné que cette surcharge est uniformément répartie , on aura alors à utiliser la même formule que celle utilisée pour le poids propre .

$$f_Q = \frac{5 q_G L^4}{384 EI} \quad \text{avec } q_G = 8,473 \text{ t/ml} \quad ; \quad L = 27 \text{ m}$$

$$f_Q = 2,10 \text{ cm} \quad E = 4/3 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \quad ; \quad I = 2,484 \text{ m}^4$$

La flèche totale à mi-travée sera :

$$\text{à vide} : f = f_G + f_p + f_c = 9,70 - 13,88 + 3,14 = -1,04 \text{ cm}$$

$$\text{en charge: } f = f_G + f_p + f_c + f_Q = -1,04 + 2,10 = 1,06 \text{ cm}$$

### III/ Rotation d'appuis :

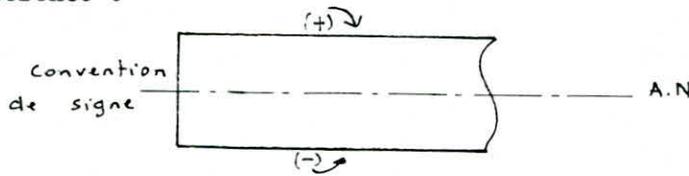
L'expression de la rotation d'appuis est donnée par :

$$\beta = \frac{M}{L \cdot EI} dx$$

Dans le cas ou le diagramme de moment est symétrique , l'expression de la rotation devient /

$$\beta = \int_0^L \frac{M}{2 \cdot EI} dx$$

$\int_0^L M dx$  : représente l'aire comprise entre la courbe de moments et l'axe horizontal de référence .



### 3.1 Sous charges permanentes :

$$\beta_G = \frac{q_G \cdot L^3}{24 \cdot EI} = \frac{39,93 \cdot (27)^3}{24 \cdot \frac{4 \cdot 10^6}{3} \cdot 2,484} = 1,143 \cdot 10^{-2} \text{ rad}$$

### 3.2 Sous l'effet de précontrainte :

$$\int_0^L M dx = 2 ( - 474,49 - 18924,34 - 6746,22 ) = - 52290,10 \text{ t.m}^2$$

$$\beta_p = \frac{1}{2 \cdot EI} \int_0^L M dx = - 9,13 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

### 3.3 Sous surcharges A (1) :

$$\beta_Q = \frac{q L^3}{24 \cdot EI} = 8,09 \cdot 10^{-4} \text{ rad} \quad ; \text{ avec } E = E_c = 4 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$I = 2,484 \text{ m}^4 \quad ; \quad L = 27 \text{ m} \quad ; \quad q = 8,473 \text{ t/ml}$$

### Rotation totale :

$$\text{à vide : } \beta = \beta_p + \beta_G = 1,143 \cdot 10^{-2} - 9,13 \cdot 10^{-3} = 2,30 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\text{en charge : } \beta = \beta_G + \beta_p + \beta_Q = 2,30 \cdot 10^{-3} + 8,09 \cdot 10^{-4} = 3,11 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

### IV/ Déplacement d'appuis :

Les causes principales qui provoquent des déplacements horizontaux de l'appuis vers le milieu de la dalle sont :

#### 4.1 Déplacement dû à la rotation d'appuis :

$$\Delta\beta = \beta \cdot \frac{ht}{2} = 2,30 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1,30}{2} \cdot 10^3 = 1,5 \text{ mm}$$

$\beta$  = Rotation d'appui

h = hauteur de la dalle

#### 4.2 Déplacement dû au retrait :

$$\Delta_r = - \epsilon_r \cdot \frac{L}{2} = - 2,25 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{27}{2} = -3,04 \text{ mm}$$

#### 4.3 Déplacement dû aux variations de température :

Nous prendrons une valeur moyenne  $\Delta_t = \pm \frac{L}{10000}$

$$\Delta_t = \pm \frac{27}{10000} = \pm 2,7 \text{ mm}$$

#### 4.4 Déplacement dû au fluage :

On considère le fluage de la membrure inférieure moyenne sous la contrainte de compression du béton  $\sigma'$ . on prendra en compte la valeur moyenne entre la contrainte de compression de la fibre inférieure au milieu  $\sigma'_m$  (au point B) et celle à l'about  $\sigma'_A$ . d'où on a :

$$\Delta_f = \frac{-L}{2} \frac{\sigma'_m}{E} = \frac{-27 \cdot 10^3}{2} \cdot \frac{27,13}{4/3 \cdot 10^5} = 2,75 \text{ mm}$$

#### Déplacement maximal :

$$\Delta_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta_p + \Delta_r + \Delta_f) + \Delta_t = \frac{2}{3} (-1,5 - 3,04 - 2,75) - 2,7 = -7,56_{\text{mm}}$$

#### Déplacement minimal :

$$\Delta_{\min} = 2,7 \text{ mm} .$$

- JOINTS DE CHAUSSEE -

Rôles des joints :

Afin d'assurer la continuité de surface de circulation entre deux éléments d'un ouvrage on utilise des joints . Ils seront placés en dépit de leur déplacement relatifs dûs à l'effet des écarts de température, au retraités différés et aux rotations .

Choix du joint :

d'après le calcul des déformations on a :

- souffle max =  $\Delta$ max = 7,56 mm .

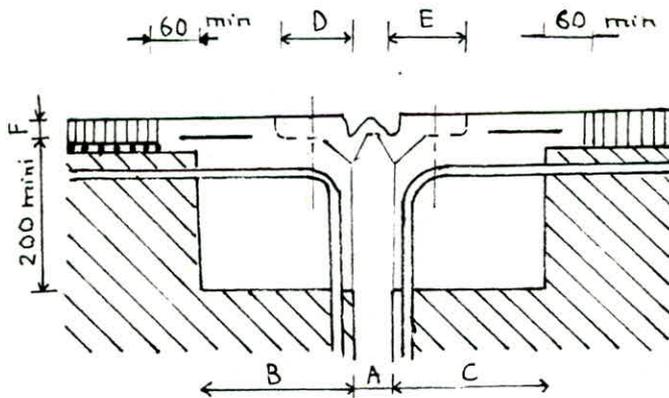
- souffle min = D min = 2,7 mm .

Nous choisissons des joints type MONO Bloc 50 système FRYSSINET .

Les caractéristiques de ces joints sont :

A ( m.m )		B (m.m)	C (m.m)	D (m.m)	E (m.m)	F (m.m)
min	max					
20	70	200	200	100	100	30

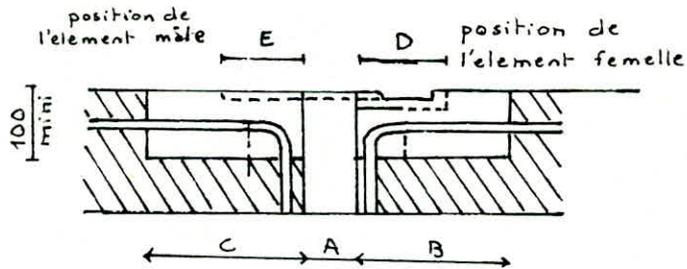
- Joint MONO Bloc :



- Les joints FREYSSINET sont fixés à l'aide de vis à haute résistance mécanique, le couple de serrage est contrôlé à la clef dynamométrique.

- Joints de Trottoir et de Bordure :

À chaque type de joint de chaussée, lui est associé un de trottoir et de bordure .



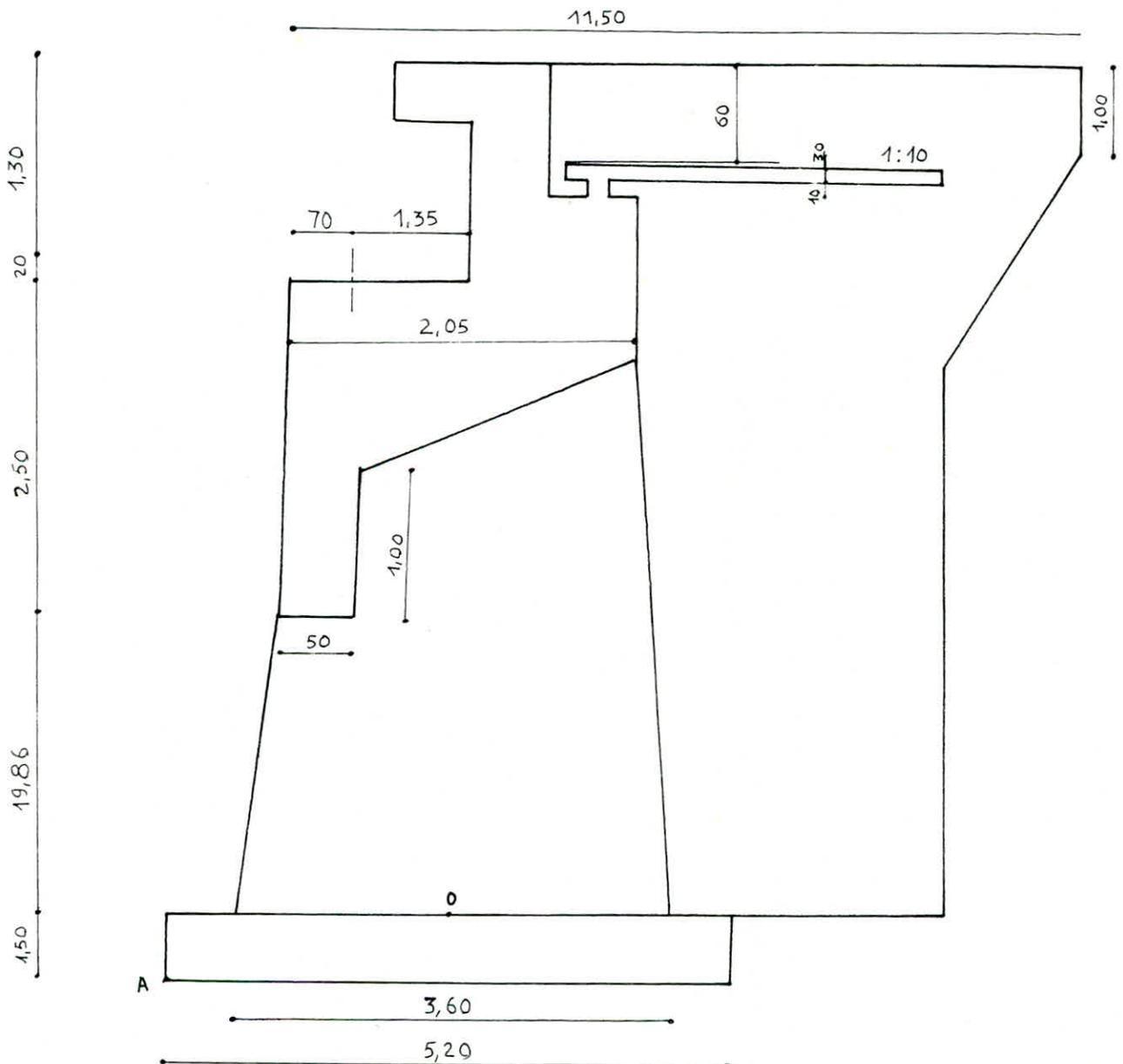
## ETUDE DE LA CULÉE

La culée est un élément fondamental de l'ensemble de la structure de l'ouvrage. Elle assure le raccordement de l'ouvrage au terrain ainsi que la continuité de la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Le choix du type de culée dépend essentiellement de la hauteur de celle-ci.

Pour une culée de hauteur élevée c'est le cas de notre pont on a opté pour une culée enterrée (noyée) qui est très économique.

Pour notre ouvrage nous avons deux culées identiques dont leurs éléments constitutifs sont mentionnés sur le schémas ci-dessous.



VERIFICATION A LA STABILITE

La culée sera soumise à des efforts ramenés par le tablier, poussée des terres, actions verticales .

\* Calcul du coefficient de poussée

- conditions normales :  $K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

- conditions sismiques :

$$K_{a_h} = \frac{\cos^2 (\varphi + \alpha - v) \cdot \cos (\delta - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos (\delta - \alpha - v) \cdot \left( 1 + \frac{\sin (\varphi + \delta) \cdot \sin (\varphi - \beta - v)}{\cos (\delta - \alpha + v) \cdot \cos (\alpha + \beta)} \right)^2}$$

Les valeurs de  $K_{a_h}$  en conditions sismiques seront resumées dans le tableau suivant

action du seisme	notations	H	v	K	V°	K <sub>a h</sub>
Horizontal →	S <sub>H</sub>	0,1	0	1,005	5,71	0,397
vertical ↑	S <sub>v</sub> ↑	0	-0,07	0,93	0	0,310
vertical ↓	S <sub>v</sub> ↓	0	+0,07	1,07	0	0,357
vertical↑+horizontal	S <sub>v</sub> ↑+ S <sub>H</sub>	0,1	-0,07	0,935	6,14	0,374
verti↓+ horizontal	S <sub>v</sub> ↓+ S <sub>H</sub>	0,1	0,07	1,075	5,34	0,42

Calcul des efforts de la culée à vide par rapport au point A :(voir schema culée)

Les efforts seront resumés dans le tableau ci-dessous

Notation:

M<sub>s</sub> = moment stabilisant

M<sub>R</sub> = moment renversant

V = force verticale

H = force horizontale

Les différentes vérifications à la stabilité sont :

\* Stabilité à l'égard au renversement .

$$M_s / M_R \geq F_S = 1,5 \quad \text{avec} \quad F_S = \text{coefficient de sécurité}$$

\* Stabilité au glissement :

$$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi \geq 1,5$$

Sollicitations	calcul des efforts	H (t)	V (t)	M <sub>R</sub> (t.m)	M <sub>S</sub> (t.m)
Poussée des terres	CN: $\frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 4^2 \cdot 30,05 \cdot 0,33$	52,84		1260,76	-
	S <sub>v</sub> ↓: 2 " " 0,31	49,18		1173,43	-
	S <sub>v</sub> ↑+H " " 0,42	66,64	/	1590,03	/
	S <sub>v</sub> ↑+H↑ " " 0,374	59,34		1415,85	
	S <sub>H</sub> : " " 0,397	62,99		502,94	
chevêtre	CN: 385,02 · 1	—	385,02	—	1001,05
	S <sub>v</sub> ↓: " " 1,07	—	411,97	—	1071,12
	S <sub>v</sub> ↑: " " 0,93	—	358,07	—	930,98
	S <sub>H</sub> : " " 0,1	38,50	—	870,49	—
mur en retour	CN: 238,6 · 1	—	238,60	—	1708,38
	S <sub>v</sub> ↓: " " 1,07	—	255,30	—	1827,95
	S <sub>v</sub> ↑: " " 0,93	—	221,90	—	1588,80
	S <sub>H</sub> : " " 0,1	23,86	—	361,24	—
mur garde grève + corbeau	CN: 61,98 · 1	—	61,98	—	206,08
	S <sub>v</sub> ↓: " " 1,07	—	66,32	—	220,51
	S <sub>v</sub> ↑: " " 0,93	—	57,64	—	191,65
	S <sub>H</sub> : " " 0,1	6,19	—	152,34	—
dalle de transition	CN: 43,99 · 1	—	43,99	—	257,34
	S <sub>v</sub> ↓: " " 1,07	—	47,07	—	275,36
	S <sub>v</sub> ↑: " " 0,93	—	40,91	—	239,32
	S <sub>H</sub> : " " 0,1	4,4	—	108,28	—
poids du remblai	CN: 70,38 · 1	—	70,38	—	839,63
	S <sub>v</sub> ↓: " " 1,07	—	75,31	—	898,45
	S <sub>v</sub> ↑: " " 0,93	—	65,45	—	780,82
	S <sub>H</sub> : " " 0,1	7,04	—	122,54	—
poids de la semelle	CN: 395,20 · 1	—	395,20	—	1027,52
	S <sub>v</sub> ↓: " " 1,07	—	422,86	—	1099,44
	S <sub>v</sub> ↑: " " 0,93	—	365,54	—	955,60
	S <sub>H</sub> : " " 0,1	39,52	—	29,64	—
poids du voile	CN: 1122,09 · 1	—	1122,09	—	2917,43
	S <sub>v</sub> ↓: " " 1,07	—	1200,64	—	3121,66
	S <sub>v</sub> ↑: " " 0,93	—	1043,54	—	2713,20
	S <sub>H</sub> : " " 0,1	112,21	—	1180,45	—

Dans le tableau suivant nous résumons les efforts agissants sur la culée par rapport au point A .

conditions	V (t)	H (t)	M <sub>R</sub> (t.m)	M <sub>S</sub> (t.m)	M <sub>S</sub> / M <sub>R</sub>	V/H tg ϕ
CN	2317,26	52,84	1260,76	7957,43	6,31	25,32
S <sub>H</sub>	2317,26	294,71	4327,92	7957,43	1,84	4,54
S <sub>V</sub> ↑ + S <sub>H</sub>	2155,05	291,06	4240,83	7400,37	1,75	4,27
S <sub>V</sub> ↓ + S <sub>H</sub>	2479,47	298,36	4415,01	16514,49	3,74	4,79

Nous remarquons ainsi que la stabilité à l'égard du renversement ainsi qu'au glissement est bien vérifiée .

## ETUDE DES DIFFERENTS ELEMENTS DE LA CULEE

### I - Etude du Mur Garde Gréve

Le Mur garde gréve est supposé en castré dans le chevêtre il sera étudié en suivant les hypothèses du buletin SETRA. Il est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arriére en contact avec les terres.

Ces forces qui produisent des efforts de flexion et de cisaillement dont les valeurs max ont lieu au niveau de la section d'encastrement dans le chevêtre.

#### Evaluation des Efforts

##### - Forces verticales

- Poids propre

- Réaction de la dalle de transition

- Réaction d'une charge directement appliquée sur le mur. L'effet de ces forces est négligeable car :

Le poids propre et la réaction d'une charge supposée centrée ne créent pas de moment dans le garde-gréve, comme leur effet est plutôt favorable vis à vis des efforts de flexion dus aux forces horizontales.

##### . Forces Horizontales:

- Poussée des terres

- Poussée d'une charge locale située à l'arriére du mur.

- Force de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

##### 1°/ Poussée des terres

$$M_t = \frac{1}{6} k_a \cdot \gamma \cdot h^3 \quad \text{avec } k_a = \frac{1}{3} = 0,33 \text{ coefficient de fousée}$$
$$\gamma = 2 \text{ t/m}^3 \text{ masse volumique du remblai}$$
$$H = 1,50 \text{ m hauteur du mur.}$$

d'ou :

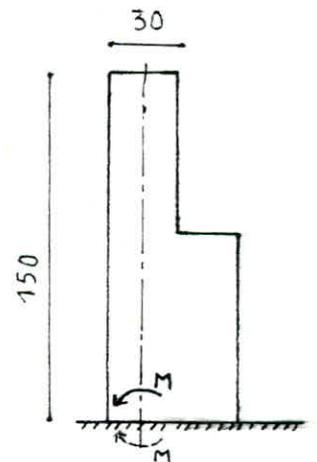
$$M_t = \frac{1}{6} \cdot \frac{1}{3} \cdot 2 \cdot (1,5)^3 = 0,975 \text{ t.m/ml.}$$

##### 2°/ Poussée des charges locales situées en arrière du mur

La sollicitation due aux camions B<sub>c</sub> (poussée des charges locales + freinage) est la plus défavorable pour le mur dans le domaine ou on a ( $0,5 \leq h \leq 3 \text{ m}$ ) que pour tout autre surcharge sans freinage.

L'effet le plus défavorable est produit par les deux roues arrières de 6t chacune accolées placées de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arriére.

du mur garde gréve. Les deux roues de 6t sont distantes de 50cm



On admet que la pression sur le rectangle d'impact ainsi définie se répartit à 45° latéralement et en arrière du mur de façon uniforme .

Le moment d'encastrement à pour expression :

$$M_p = \frac{12 \cdot k}{0,75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx \quad \text{avec } k = k_a \cdot \delta \cdot \gamma \cdot bc$$

$k_a = 0,3$  coefficient de poussée .

$\delta = 1$  coefficient de majoration dynamique

$\gamma = 1,2$  coefficient de pondération

$bc = 1,1$  coefficient de reduction pour pont de 1<sup>ere</sup> classe .

d'où  $k = 0,396$

$$M_p = \frac{12 \cdot 0,396}{0,75 + 2 \cdot 1,50} \int_0^{1,5} \frac{1,5-x}{0,25+x} dx \quad M_p = 2,417 \text{ tm/ml}$$

### 3°/ Force de freinage d'un essieu lourd (camion B<sub>c</sub>) :

On considérera un essieu lourd au contact du mur et l'on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,50m en arrière . La force de freinage sera prise égale à 6t qui est le poids d'un essieu lourd du camion B<sub>c</sub> .

$$d'où \text{ on a : } M_f = \frac{P \cdot h \cdot \delta \cdot \gamma}{L_f} = \frac{P \cdot h \cdot \gamma}{0,25 + 2h}$$

avec :  $P = 6t$  poids de l'essieu lourd

$h = 1,50m$  hauteur du mur

$L_f$  = largeur d'impact

$\gamma = 1,2$  coefficient de pondération

$$M_f = 3,323 \text{ tm/ml}$$

Le moment final à l'encastrement sera la somme des moments obtenus soit :

$$M = M_t + M_p + M_f \quad ; \quad M = 6,115 \text{ tm/ml}$$

Ce moment est appliqué à la base d'encastrement du mur et le chevron . Le moment d'encastrement dans le sens opposé est évalué quelque soit la hauteur du mur . Il est dû au freinage minoré de la poussée des terres .  $M' = 3,2 \text{ tm/ml}$

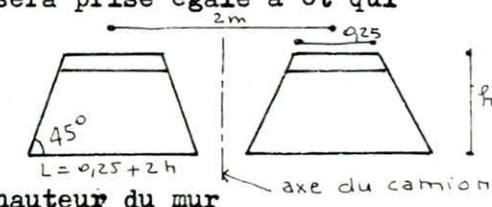
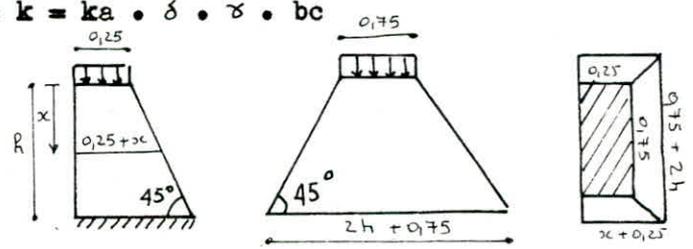
### Ferraillage:

#### a/ Ferraillage vertical arriere (côté du remblai) :

$$M = 6,115 \text{ tm/ml} \quad ; \quad \mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 6,115 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (26)^2}$$

$$\mu = 0,0485 \quad ; \quad k = 39,019 \quad ; \quad \xi = 0,9059 \quad ; \quad \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{39,019} = 71,76 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{6,115 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9059 \cdot 26} = 9,26 \text{ cm}^2$$



soit 10 T 12 espacés de 20 cm .

Ferraillage vertical avant:

$$M = - 3,2 \text{ tm/ml}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 3,2 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (26)^2} = 0,0254$$

$$K = 57,25$$

$$\varepsilon = 0,9309$$

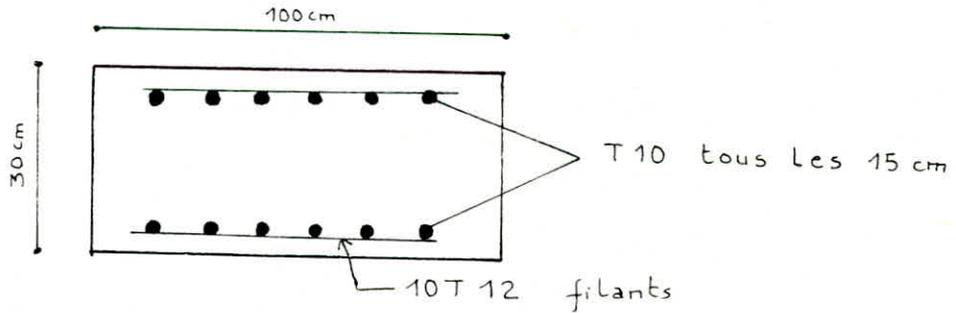
$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 48,908 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 4,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

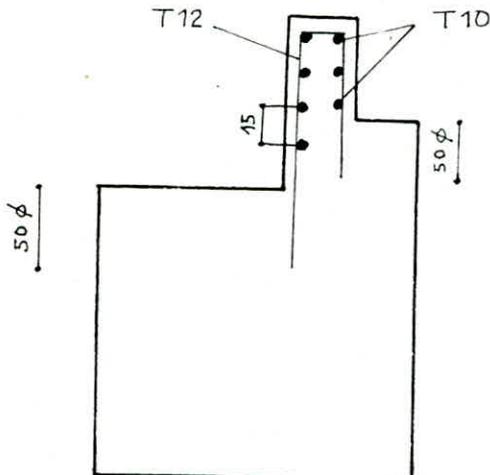
soit 5T 12 espacé de 20 cm .

Ferraillage horizontal:

Pour la condition  $1 \leq h \leq 2\text{m}$ , on pourra prévoir des T 12 tous les 15cm ,  
on opte alors pour T 12 sur les deux faces



d'où schéma de ferraillage .



## Ferraillage du Corbeau d'Appui

Pour le ferraillage du corbeau d'appui nous adopterons celui donné par le bulletin (SETRA)

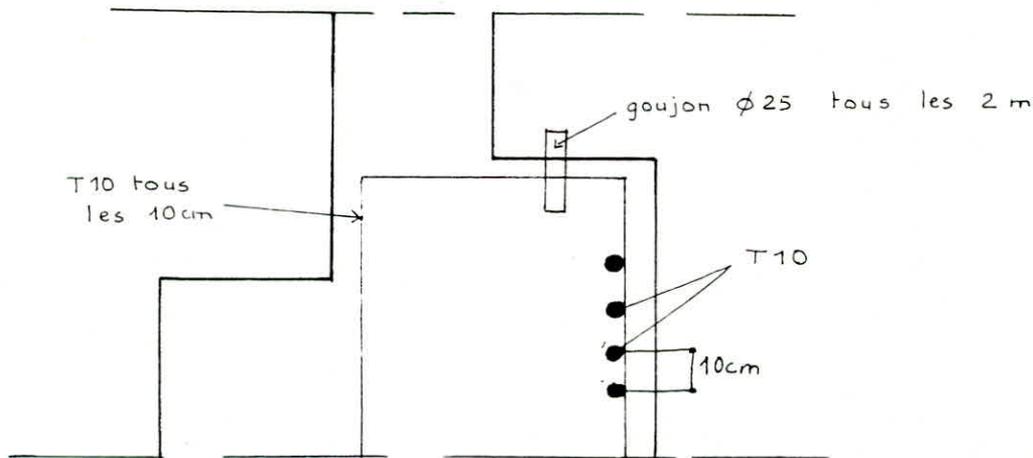
Ce pendant des 1 but de simplification et de normalisation il suffit en pratique de déterminer le chainage de telle sorte qu'il equilibre un effort égal à 0,25.

La descente de charge localisée la plus forte calculée sous sollicitations dans les plans verticaux et obliques.

d'où ce chainage sera disposé en general en 1 seule nappe.

$$A = 0,25 \cdot \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en}$$
$$R_{max} = G + 1,2 P.$$

d'où on a le shémas du ferraillage suivant :



## ETUDE DU CHEVETRE

C'est le mur sur lequel s'appuie le tablier et assure le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Son étude se fera en suivant les hypothèses de chargement dans le bulletin SETRA.

Le chevetre est soumis en plus de son poids propre à :

- Mur garde greve
- Dalle de transition
- Mur en retour
- Tablier lorsque les points d'appuis ne sont pas au droit des colonnes(ou poteaux)

Evaluation des charges transmises au chevetre:

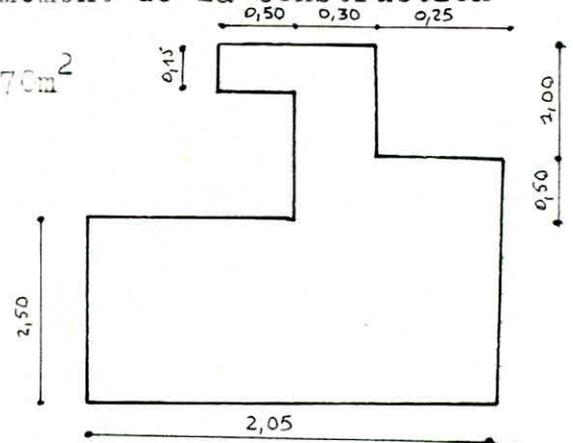
### I / Poids propre

$g = 2 \cdot 2,5 \cdot S = 5 \cdot S$        $S =$  Section totale du chevetre (y compris le garde greve)

Le coefficient 2 tient compte du poids moyen de la partie du tablier situé au droit du chevetre au moment de la construction

$$S = 2,05 \cdot 2,5 + 0,5 \cdot 0,55 + 1,0 \cdot 0,3 = 5,70 \text{ m}^2$$

$$q = 5 \cdot S = 5 \cdot 5,70 = 28,5 \text{ t/ml.}$$



### II/ MUR GARDE GREVE

#### a/Charges verticales:

Cette charge verticale sur le mur n'est en pratique à considérer que dans les seuls cas où la dalle de transition n'existe pas

#### b/Charges horizontales:

L'effet des charges horizontales (frinage, poussée des terres et des charges) ont été détaillés dans l'étude du mur garde greve dont on utilisera les resultats.

I/Poussée des terres:  $q=0,75$  t/ml

$$M_T = 0,375 \text{ t.m/ml.}$$

2/Poussée des charges locales :  $q=1,267$  t/ml

$$M_P = 2,656 \text{ t.m/ml}$$

3/ Force de Freinage:  $q=2,215$  t/ml

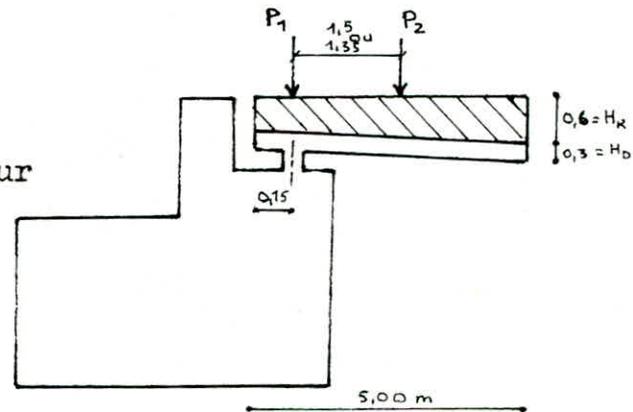
$$M_F = 3,323 \text{ t.m/ml}$$

$$q_T = 0,75 + 0,267 + 2,215 = 3,233 \text{ t/ml}$$

### III/ Dalle de transition

$H_R$  = hauteur moyenne de la chaussée sur  
la dalle de transition

$H_D$  = hauteur de la dalle de transition



\* Reaction de la charge permanente:

On admettra que la densité de charge correspondante au niveau du plan moyen du chevet règne sur toute la longueur de ce dernier

$$q = D(1,25 H_D + 1,1 H_R) \\ = 5(1,25 \cdot 0,3 + 1,1 \cdot 0,6) = 5,175 \text{ t/ml.}$$

\* Reaction des charges  $B_c$  ou  $B_t$  :

Les roues sont placées comme indiqué sur la dalle de transition avec les charges  $P_1, P_2$  qui sont calculées avec leurs coefficients respectifs 2 et 1,2 .

Or dans notre cas on prendra  $P = 11$  t pour les deux systèmes  $B_c, B_t$

$$B_c : q' = 2 \cdot P + 1,2P \left( \frac{D - 0,4 - 1,5}{D - 0,4} \right)$$

$$q'_{B_c} = 2 \cdot 5,5 + 1,25 \cdot 5 \left( \frac{5 - 0,4 - 1,5}{5 - 0,4} \right) = 15,45 \text{ t/ml}$$

$$B_t : q' = 2 \cdot P + 1,2P \left( \frac{D - 0,4 - 1,35}{D - 0,4} \right)$$

$$q'_{B_t} = 2 \cdot 5,5 + 1,25 \cdot 5 \left( \frac{5 - 0,4 - 1,35}{5 - 0,4} \right) = 15,66 \text{ t/ml}$$

On remarque que c'est la surcharge  $B_t$  qui est la plus défavorable.

d'où la reaction totale de la dalle de transition:

$$q_T = q_G + q'_{B_t} = 5,175 + 15,66 = 20,84 \text{ t/ml}$$

---


$$q_T = 20,84 \text{ t/ml}$$


---

#### IV /Mur en retour

Ses charges les plus importantes sont dues à des charges concentrées appliquées à Im de l'extrémité théorique du mur qui seront égales à :

charges horizontales :  $H_R = 2t$

charges verticales :  $V_R = 4t$

d'où on a :

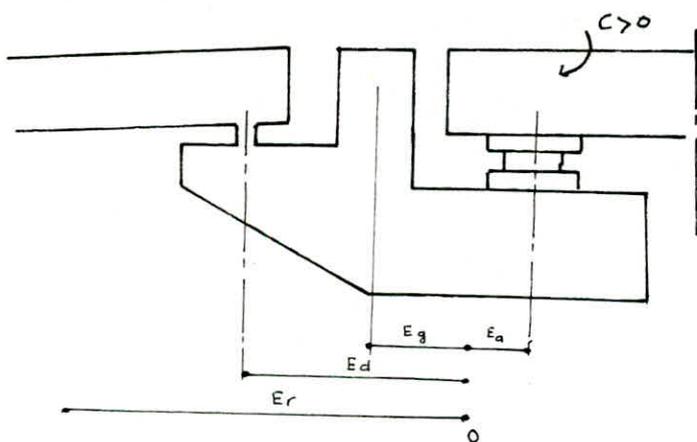
Moment d'axe horizontal :  $M_V = -a \cdot V_R = -0,8 \cdot 4 = -3,2 \text{ t.m}$

Moment d'axe vertical :  $M_H = (-e - I) \cdot V_R = (-5 - 1) \cdot 4 = -8 \text{ t.m}$

a = distance entre axe du premier pieux et l'extrémité de la dalle du pont.

e = distance entre-axe de deux pieux.

Moment de torsion :



$$E_d = 0,856 \text{ m}$$

$$E_a = 0,394 \text{ m}$$

$$E_r = 3,713 \text{ m}$$

a / Poids propre:

Les efforts correspondants sont les plus souvent négligeables

b/ Mur garde greve :

Force verticale

L'action de ces forces n'est prise en compte que dans l'absence de la dalle de transition  $C_{gv} = 0$

Force horizontale :

$$C_{\max} = \frac{M_g \cdot h}{2} = \frac{2,5 (h_g + 0,5 \cdot h_c + I) \cdot e}{2}$$

$$= \frac{2,5 (1,50 + 0,5 \cdot 2,5 + 1) \cdot 5}{2}$$

$$= 23,45 \text{ t.m}$$

avec  $h_g$  = hauteur du mur garde greve

$h_c$  = hauteur du chevêtre

$e$  = entre axe des pieux = 5m

$$C_{\min} = \frac{M'_g \cdot h}{2} = \frac{-3,5}{2} \cdot e = - \frac{3,5}{2} \cdot 5 = - 8,75 \text{ t.m}$$

c/ dalle de transition

$$C_{\max} = 0$$

$$C_{\min} = \frac{M_d'}{2} = - \frac{I}{2} (15 + D) \cdot e \cdot E_d$$

$$= - \frac{I}{2} (15 + 5) \cdot 5 \cdot 0,856 = - 42,80 \text{ t.m}$$

d/ Reaction du tablier :

Dans notre cas le chevêtre est porteur, les moments de torsion sont nuls car le tablier repose sur l'axe du chevêtre c'est à dire que les points d'appui sont disposés en face des colonnes.

e/ Mur en retour

$$C_r = - V_r \cdot E_r = 4.3,713 = - 14,85 \text{ t.m}$$

le calcul du moment de torsion dans notre cas on l'aura pour  $a \neq 0$

$$M < 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} M_1 = - q \frac{a^2}{2} \\ M_2 = - q \frac{e^2}{10} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} e = 5m \\ a = 0,8m \end{array}$$

$$M > 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} M_1 = q \frac{e^2}{I_2} \\ M_2 = q \frac{e^2}{I_2} \end{array} \right.$$

D'où  $T_{max} = 0,6 \cdot q \cdot \bar{\sigma}$ .

D'où on pourra alors dresser le tableau suivant :  
(Voir page suivante).

### FERRAILLAGE

#### I) Ferraillage de la Flexion

nappe sup :  $M = 212,83 \text{ t.m} \quad -3$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{212,83 \cdot 10^5}{2800 \cdot 205 \cdot (395)^2} = 3,5610$$

$$B = 0,973$$

$$K = 166,71$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{166,71} = 19,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot e \cdot h} = \frac{212,83 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,973 \cdot 395} = 19,79 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 7\text{T}20 \text{ cm}^2$$

nappe inf :  $M = 176,69 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 176,69 \cdot 10^5}{2800 \cdot 205 \cdot (395)^2} = 2,96 \cdot 10^{-3}$$

$$B = 0,975$$

$$K = 184,81$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 15,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot e \cdot h} = 16,39 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6\text{T}20$$

Vérification de non fissuration :

nappe sup :

$$A = 21,89 \text{ cm}^2 \quad (7\text{T}20) ; \quad w_f = A = \frac{21,89}{2b \cdot d} = \frac{21,89}{2 \cdot 205 \cdot 5} = 0,0107$$

$$\bar{\sigma}_a = \min\left(\frac{2}{3} \sigma_{at}; \max(\sigma_1, \sigma_2)\right) = \min(2800; \max(673,3; 1798,56))$$

$$\bar{\sigma}_a = 1798,56 \text{ kg/cm}^2$$

On refait alors le calcul avec  $\bar{\sigma}_a = 1798,56 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = 5,55 \cdot 10^3$$

$$B = 0,966$$

$$K = 132,50$$

Nature de la Charge	moment de flexion d'axe horiz		moment de flexion d'axe vertical		moment de Torsion		Effort Tranchant
	> 0	< 0	> 0	< 0	> 0	< 0	
Poids Propre	59,38	- 71,25	-	-	-	-	85,5
Dalle de transition	43,41	-52,09	-	-	0	-42,80	62,51
Mur garde creve	-	-	8,82	- 10,58	23,44	-8,75	12,70
Mur en retour	2	- 3,20	-	- 8	0	-14,35	-
Reaction du tablier	71,91	-86,29	-	-	0	0	103,55
Combinaison d'action	176,69	-212,83	8,82	-18,58	23,44	-66,40	264,26

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 13,57 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = 31,0 \text{ cm}^2 \text{ soit IOT20}$$

nappe inf :

$$w_f = \frac{18,84}{2.5.205} = 0,092 \quad ; \quad A = 18,84 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 1798,56 \text{ kg/cm}^2 ;$$

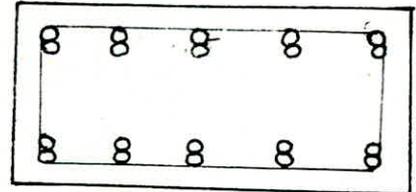
$$\epsilon = 0,969 \quad ; \quad \mu = 4,61 \cdot 10^{-3}$$

$$K = 145,93$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 19,19 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = 25,67 \text{ cm}^2$$

Soit 9T20



FERRAILLAGE A LA TORSION

nappe sup :  $M = 66,40 \text{ t.m.}$

$$\mu = 15 M = \frac{15 \cdot 66,40 \cdot 10^5}{2800 \cdot 205 \cdot (245)^2} = 2,89 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon = 0,9754$$

$$K = 188$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 14,89 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{66,40 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9754 \cdot 245} = 9,923 \text{ cm}^2 \text{ soit 5T16}$$

nappe inf :  $M = 23,44 \text{ t.m.}$

$$\mu = 1,020 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon = 0,994$$

$$K = 840$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 3,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{23,44 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,994 \cdot 245} = 3,44 \text{ cm}^2 \text{ soit}$$

Nota: Lorsque l'espacement des pieux est modéré les armatures supérieures et inférieures seront identiques (SETRA).

Vérification au Cisaillement

$$T = 264,26 \text{ T} \quad ; \quad z = 7/8 h = 7/8 \cdot 395 = 345,63 \text{ cm} \quad ; \quad b_0 = 205 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot z} = 3,73 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 = 8,073 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$  Condition vérifiée.

$$\bar{\sigma}_{at} = \beta_{at} \sigma_{ent} \text{ avec } \beta_{at} = \max \left( \frac{2}{3} ; 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} \right) = 0,94$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \beta_{at} \sigma_{ent} = 0,94 \cdot 4200 = 3948 \text{ kg/cm}^2$$

Nous utiliserons 3 cadres + 1 étrier T IO = 6,28 cm<sup>2</sup>

$$T = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 32,43 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \min \left( 0,2 \text{ h} ; \left( 1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \text{ h} \right) = 79 \text{ cm}$$

On prendra : t = 50 cm.

## ETUDE DE LA DALLE DE TRANSITION /

C'est une dalle en béton armé appuyée à une extrémité sur la culée et à l'autre sur la terre. Elle est prévue pour éviter le dénivellement qui se produit entre chaussée courante et celle du pont en cas de tassement du remblai car le compactage des remblais derrière les murs de la culée ne peut jamais être parfait. D'où le principe de calcul se fera suivant le bulletin SETRA.

Notre dalle a une longueur  $L = 5\text{m}$  et une épaisseur  $e = 30\text{ cm}$ . Elle sera calculée comme étant une poutre appuyée simplement sur deux (02) extrémités.

On considèrera une bande de un mètre (01 m) de large.

### \*Charges permanentes:

-poids propre de la dalle :  $2,5 \cdot 0,3 \cdot 1 = 0,75\text{ t/ml}$

-Revêtement de la chaussée:  $2,2 \cdot 0,12 \cdot 1 = 0,264\text{ t/ml}$

-Poids du remblai :  $2 \cdot 0,60 \cdot 1 = 1,2\text{ t/ml}$

$$q_G = 2,214\text{ t/ml}$$

### \*Surcharges:

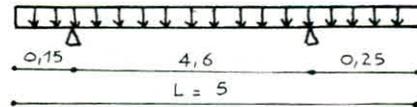
Le système  $B_t$  est le plus défavorable telque les roues sont placées comme indiquésur le schéma ci-dessous, on admet que les roues de rangées  $P_1$ ,  $P_2$  sont équivalente chacune à une charge répartie de  $5,5\text{ t/ml}$  assimilable à un rouleau indéfini.

La charge  $P_1$  est affectée d'un coefficient "2" pour tenir compte du choc d'un essieu.

La charge équivalente à la rangée  $P_2$  se repartie entre deux (02) appuis de la dalle de transition et doit être affectée d'un coefficient de majoration dynamique valant "1,2"

$$P_1 = 5,5 \cdot 2 = 11\text{ t}$$

;



$$P_2 = 5,5 \cdot 1,2 = 6,6\text{ t}$$

### EVALUATION DES EFFORTS :

a/ Charge permanente :

$$M_G = \frac{q(L - (0,15 + 0,25))^2}{8} - \frac{2,214(5 - 0,4)^2}{8} = 5,85603\text{ t.m}$$

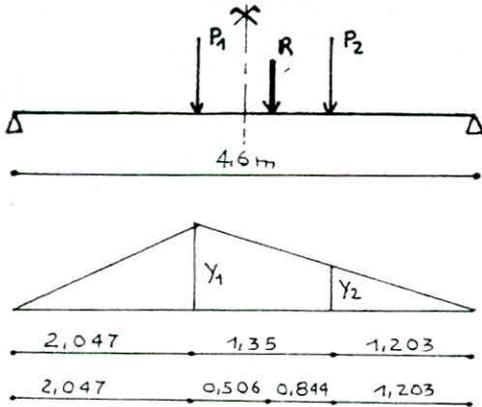
$$T_G = \frac{q(L - 0,4)}{2} = \frac{2,214(5 - 0,4)}{2} = 5,0922\text{ t}$$

b/ surcharges :

Pour avoir le moment maximal on utilisera le théorème de Barré

-La disposition la plus défavorable sera donnée comme suit :

L . I du Moment :



$$Y_1 = 1,136$$

$$Y_2 = 0,535$$

$$M_S^{\max} = 16,03 \text{ t.m / ml}$$

EFFORTS MAXIMAUX :

$$M = M_G + M_S = 5,856 + 16,03 = 21,88 \text{ tm/ml}$$

$$T = T_G + T_S = 5,09 + 15,66 = 20,75 \text{ t/ml}$$

FERRAILLAGE DE LA DALLE DE TRANSITION :

$$M = 21,88 \text{ tm/ml}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 21,88 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (27)^2} = 0,16079$$

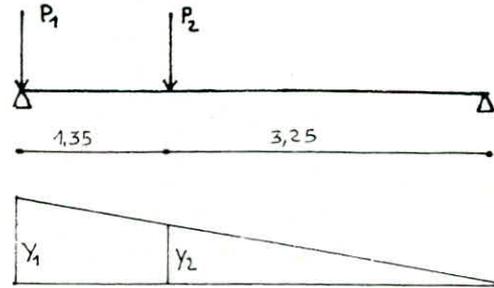
$$\epsilon = 0,848$$

$$K = 17,91$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{17,91} = 156,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 34,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

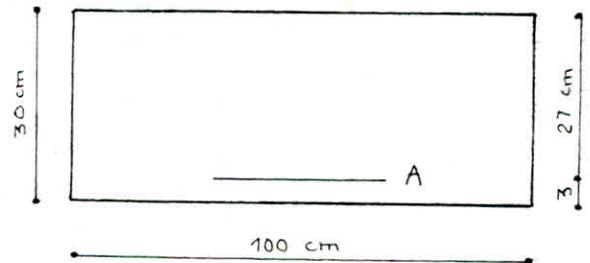
L . I de l'effort tranchant :



$$Y_1 = 1$$

$$Y_2 = 0,707$$

$$T_S^{\max} = 11 \cdot 1 + 6,6 \cdot 0,707 = 15,66 \text{ t / ml}$$



$$Y_1 = 1,136$$

$$Y_2 = 0,535$$

$$M_s^{MAX} = 16,03 \text{ t.m/ml}$$

$$T_s^{max} = 11,1 + 6,6 \cdot 0,707$$

$$= 15,66 \text{ t/ml}$$

Efforts Maximaux :

$$M = M_G + M_S = 5,856 + 16,03 = 21,88 \text{ t.m/ml}$$

$$T = T_G + T_S = 5,09 + 15,66 = 20,75 \text{ t/ml}$$

Ferraillage de la dalle de transition :

$$M = 21,88 \text{ t.m/ml}$$

$$U = \frac{15 \cdot 21,88 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (27)^2} = 0,16079$$

$$= 0,848$$

$$K = 17,91$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{17,91} = 156,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = M = 34,13 \text{ cm}^2$$

$$A = 34,13 \text{ cm}^2$$

soit 12  $\emptyset$  20 (  $37,69 \text{ cm}^2$  ) espacés de 10 cm

Dans l'autre sens nous prendrons des armatures de répartition .

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{37,69}{4} = 9,423 \text{ cm}^2$$

soit 7 T 14 (  $10,77 \text{ cm}^2$  ) espacés de 20 cm

Verification de la Fissuration :

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot 2}{\phi^6} \cdot \frac{333 \hat{W}_f}{1 + 10 \hat{W}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

$$K = 10^6 ; \quad \eta = 1,6 ; \quad \bar{\sigma}_b = 8,4 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \hat{W}_f = \frac{A}{2b\delta d} = \frac{37,69}{2 \cdot 100 \cdot 3} = 6,28 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 3066,80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1967,41 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \left( \max (\sigma_1, \sigma_2) ; \frac{2}{3} \bar{\sigma}_n \right) = \min (3066,8) = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Le calcul des armatures est bon .

Verification au cisaillement :

$$\tau = \frac{T}{b_0 \cdot z} \leq 1,15 \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot 8,4 = 9,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = 20,75 \text{ t}$$

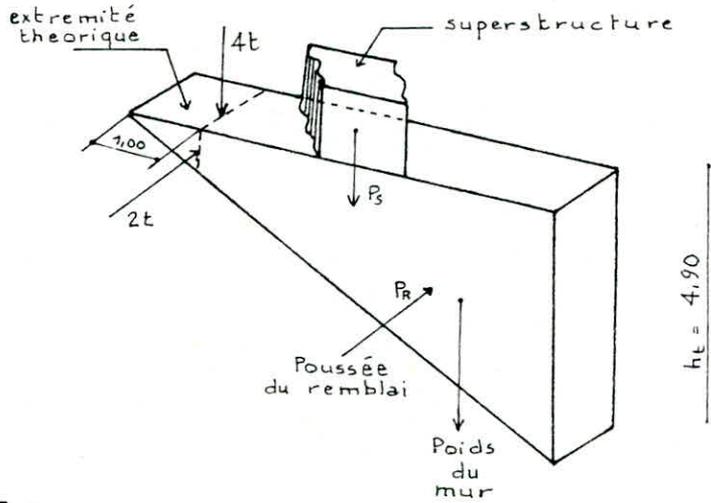
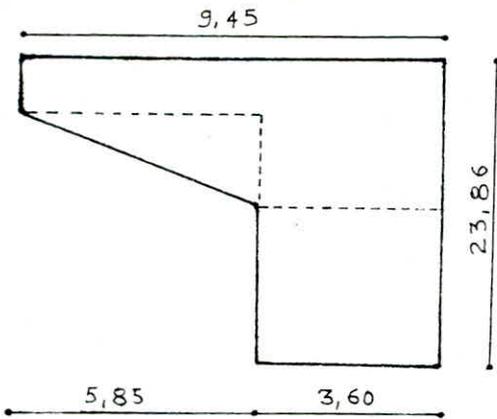
$$b_0 = 100 \text{ cm}$$

$$z = 7/8 h = 7/8 \cdot 27 = 23,63 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{20,75 \cdot 10^3}{100 \cdot 23,63} = 8,79 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 9,66 \text{ kg/cm}^2$$

**ETUDE DU MUR EN RETOUR :**

Le mur en retour sert essentiellement à soutenir les remblais situés en arrière de la culée .



**ETUDE DE LA PARTIE "I" D'ENCASTREMENT :**

**1/ Actions et sollicitations :**

Chaque mur en retour est soumis aux charges suivantes qui peuvent être appliquées ensemble :

- Poids propre y compris superstructure ( corniche , garde corps ,.....) .

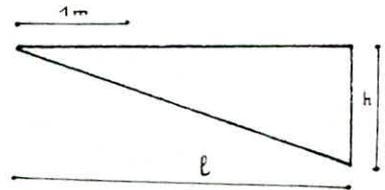
$$P = 2,5 \cdot \frac{1 \cdot h \cdot e}{2} + 0,3 \text{ l (en tonne)}$$

-Charge concentrée vers l'extrémité du mur

$$F_v = 4t \quad ; \quad F_H = 2t$$

-Poussée horizontale répartie sur toute la surface du mur

$$q = \frac{h}{3} + 0,5 \quad (\text{en } t/m^2)$$



**NOTA:**

Les charges concentrées sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une autre horizontale de 2t .

Les valeurs retenues pour ces charges sont conventionnelles.

**Effet de charges verticales :**

$$T_v = 2,5 \cdot \frac{1 \cdot h \cdot e}{2} + 0,3 \text{ l} + 4 = 2,5 \cdot \frac{6,85 \cdot 4,90}{2} \cdot 1,00 + 0,3 \cdot 6,85 + 4$$

$$T_v = 48,01 \text{ t}$$

$$M_v = 2,5 \cdot \frac{1^2 \cdot h}{6} \cdot e + 0,3 \cdot \frac{1^2}{2} + 4 (1 - 1)$$

$$M_V = 2,5 \frac{(6,85)^2}{6} \cdot 4,90 \cdot 1,00 + 0,3 \frac{(6,85)^2}{2} + 4(6,85 - 1)$$

$$M_V = 126,24 \text{ t.m}$$

Effet des charges horizontales:

$$T_H = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right) \cdot \frac{l \cdot h}{2} + 2 = \left(\frac{4,90}{3} + 0,5\right) \frac{6,85 \cdot 4,90}{2} + 2 = 37,80 \text{ t}$$

$$M_H = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right) \frac{l^2 \cdot h}{6} + 2(1 - 4) = 93,45 \text{ t.m}$$

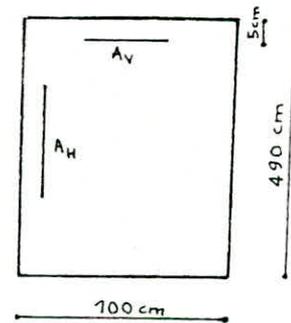
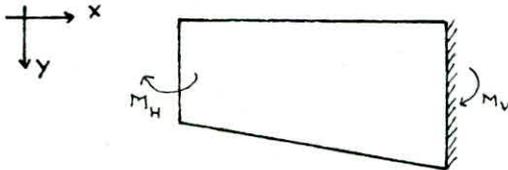
FERRAILLAGE :

$$M_V = 126,24 \text{ t.m}$$

$$M_H = 93,45 \text{ t.m}$$

$$T_V = 48,01 \text{ t}$$

$$T_H = 37,80 \text{ t}$$



FERRAILLAGE VERTICAL :

$$\mu = \frac{15 \cdot 126,24 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (485)^2} = 2,88 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon = 0,9754 \quad ; \quad K = 188,50$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 14,85 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_V = \frac{M}{\sigma'_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{126,24 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9754 \cdot 485} = 9,53 \text{ cm}^2$$

soit 4 T 20 espacés de 25 cm

FERRAILLAGE HORIZONTAL :

$$\mu = \frac{15 \cdot 93,45 \cdot 10^5}{2800 \cdot 490 \cdot (95)^2} = 0,0115$$

$$\varepsilon = 0,9524 \quad ; \quad K = 89,89$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 31,15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_H = \frac{M}{\sigma'_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 36,89 \text{ cm}^2$$

soit 12 T 20 ; Le ferrailage obtenu sera prolongé jusqu'au mur de front (chevêtre)

en choisissant un espacement adquat

VERIFICATION A LA FISSURATION :

1/ Ferraillage vertical :

$$M_V = 126,24 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{K \gamma}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \gamma}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2 \cdot d \cdot b_0} = \frac{12,56}{2 \cdot 5 \cdot 100} = 0,1256$$

$$\sigma_1 = 492,68 \text{ kg / cm}^2 \quad ; \quad \sigma_2 = 1798,56 \text{ kg / cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min(2800, 1798,56) = 1798,56 \text{ kg / cm}^2$$

On calcul la section des armatures avec :

$$\bar{\sigma}_a = 1798,56 \text{ kg / cm}^2 \quad ; \quad \mu = 4,476 \cdot 10^{-3} \quad ; \quad \varepsilon = 0,9694 \quad ; \quad K = 148,48$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 12,11 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

D'où on obtient :

$$A_V = 14,93 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5 \text{ T } 20$$

2/ Ferraillage horizontal :

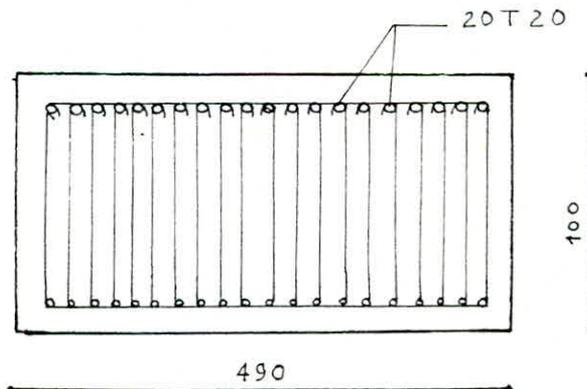
$$M_H = 93,45 \text{ t.m}$$

$$\bar{\omega}_f = 7,69 \cdot 10^{-3} \quad ; \quad \bar{\sigma}_a = 1798,56 \text{ kg / cm}^2$$

On recalcul  $A_H$  avec cette contrainte  $\bar{\sigma}_a$  ,

$$\mu = 0,0176 \quad ; \quad \varepsilon = 0,9415 \quad ; \quad K = 70,5 \quad ; \quad \sigma'_b = 25,51 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A_H = 58,09 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 20 \text{ T } 20$$



20 T 14 Armatures de construction

## VERIFICATION AU CISAILLEMENT :

1/ verticalement :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z}$$

$$\tau = \frac{48,01 \cdot 10^3}{7/8 \cdot 485 ; 100} = 1,13 \text{ kg / cm}^2$$

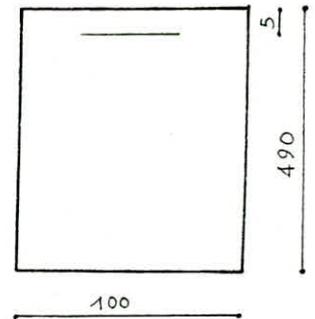
$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 7,02 = 24,57 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \quad \text{condition verifiée}$$

2/ Horizontalement :

$$\tau_b = \frac{37,80 \cdot 10^3}{7/8 \cdot 95 \cdot 490} = 0,93 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$



La contrainte de cisaillement est bien vérifiée dans les deux sens .

## ETUDE DE LA PARTIE "II" D'ENCASTREMENT :

\* Encastrement Mur - Semelle :

Pour ce calcul on supposera l'oreille totalement indépendante .

- Poussée des terres :  $P = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot (4,9)^2 \cdot \frac{1}{3} = 8,0 \text{ t / ml}$

$$M_P = \frac{1}{3} \cdot 4,9 \cdot 8,0 = 13,07 \text{ t.m / ml}$$

- Poussée due à la surcharge (  $q = 1 \text{ t/m}^2$  ) :

$$P_q = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 4,9 \cdot \frac{1}{3} = 0,82 \text{ t/ml}$$

$$M_q = 0,82 \cdot \frac{4,9}{2} = 2,00 \text{ t.m/ml}$$

$$M_t = M_P + M_q = 13,07 + 2,0 = 15,07 \text{ t.m/ml}$$

## FERRAILLAGE :

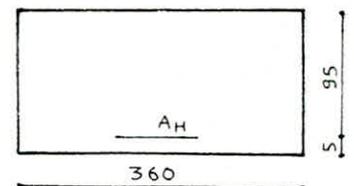
$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 15,07 \cdot 10^5}{2800 \cdot 360 \cdot (95)^2}$$

$$\mu = 0,0025 ; \quad \varepsilon = 0,977 ; \quad K = 202,5$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{202,5} = 13,83 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{15,07 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,977 \cdot 95} = 5,80 \text{ cm}^2$$

; soit 4 T 14



### VERIFICATION A LA FISSURATION :

$$\omega = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d \cdot o} = 0,0013 \quad ; \quad \sigma_1 = 141,66 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma_2 = 2149,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min (2800 ; 2149,69) = 2149,69 \text{ kg/cm}^2$$

On recalcul la section avec  $\bar{\sigma}_a = 2149,69 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = 0,0021 \quad ; \quad \varepsilon = 0,9785 \quad ; \quad K = 217,68$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 9,86 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

d'où on obtient :

$$A = \frac{15,07 \cdot 10^5}{2149,69 \cdot 0,9785 \cdot 95} = 7,54 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 5 T 14}$$

### VERIFICATION AU CISAILLEMENT :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot o_z}$$

$$T = (8,0 + 0,82) \cdot 3,6 = 31,75 \text{ t}$$

$$b \cdot o = 360 \text{ cm} \quad ; \quad z = 7/8 \cdot h = 7/8 \cdot 95$$

$$\tau_b = \frac{31,75 \cdot 10^3}{7/8 \cdot 95 \cdot 360} = 1,06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 24,57 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte de cisaillement est bien vérifiée .

### ETUDE DES VOIES DE LA CULÉE :

Les quatre voies de la culée jouent le rôle des poteaux qui transmettent les efforts provenant du tablier à la fondation .

Sollicitations à prendre en compte :

- Actions verticales :
  - réaction du tablier
  - poids propre
  - surcharges routières
- Actions horizontales :
  - freinage
  - seisme
  - poussée des terres

\*Poussées des terres :

Notre culée est noyée dans le remblai nous considérons la pousée uniquement sur le chevêtre et le mur garde grève .

Condition normale :

$$H_n = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot L \quad ; \quad K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,33 \quad ( \varphi = 30^\circ )$$

$$\gamma = 2 \text{ t/m}^3 \quad ; \quad H = 4\text{m} \quad ; \quad L = 30,05 \text{ m}$$

On trouve :

$H_n = 158,66 \text{ t}$  avec un point d'application de cette poussée qui est donnée par:

$$d = 19,86 + \frac{4}{3} = 21,19 \text{ m}$$

Condition sismique :

Le coefficient de poussée  $K_a$  est donné par la formule de MONO-OKABE

$$K_a = \frac{\cos^2 (\varphi - V - \beta)}{\cos V \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos (\delta + \beta + V) + \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - V - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + V) \cos(\alpha - \beta)}} \right)}$$

$\varphi = 30^\circ$  ( angle de frottement pour le remblai; )

$\beta = 0$  ( inclinaison de la culée par rapport à la verticale )

$\alpha = 0$  ( angle du talus naturel avec l'horizontale )

$\delta = 0$  ( angle de frottement remblai - culée )

$V = \text{arc tg} \frac{\varepsilon_H}{1 + \varepsilon_V}$  ; Avec  $\varepsilon_H = 0,1$  (coefficient sismique horizontal)

$\varepsilon_V = 0,07$  (coefficient sismique vertical)

On trouve  $K_a = 0,599$   $H_s = 195,86 \text{ t}$

EVALUATION DES EFFORTS A LA BASE DE LA CULEE :

CONDITION NORMALE .	H(t)	N (t)	d (m)	M/°(t.m)
chevêtre: 2,5.2,05.2,5.30,05	-	385,02	-	-
mur en retour: 2 . 2,5 . $\frac{1}{2}$ . 1.4 . (4+19,86)	-	238,6	3,71	885,97
mur garde grève+corbeau: 30,05.2,5.1,50.0,55	-	61,98	0,68	42,20
poids du remblai (2.0,6.5.23,46) /2	-	70,38	0,925	65,10
dalle de transition(2,5.5.0,3.23,46) /2	-	43,99	0,925	40,69
poids propre du tablier: 39,93.4,98 /2	-	838,13	-0,394	-330,22
voiles: 2,5 $\frac{1}{2}$ (2,05+3,6) . 19,86 . 8	-	1122,09	-	-
charge routière : $\frac{110}{6,1}$ . 27	-	243,43	-0,394	-95,91
poussée des terres 2; . $\frac{0,33}{2}$ . (4) <sup>2</sup> . 30,05	158,66	-	-21,19	-3362,61
freinage	15,00	-	1,5	-22,5
combinaison	173,66	3003,62	-	-2777,28

à la base de chaque voile on aura :

$$H = 21,71 \text{ t}$$

$$N = 375,45 \text{ t}$$

$$M = 347,16 \text{ t.m}$$

Condition sismique	H (t)	N (t)	d(m)	M/O (t.m)
chevêtre : 1,07 0,93	-	411,97 358,07	-	-
mur en retour : 1,07 0,93	-	255,30 221,98	3,710	947,94 823,91
mur garde grève + corbeau : 1,07 0,93	-	66,32 57,64	0,68	45,15 39,25
poids du remblai : 1,07 0,93	-	75,31 65,45	0,925	69,66 60,54
dalle de transition : 1,07 0,93	-	47,07 40,91	0,925	43,54 37,84
poids propre du tablier : 1,07 0,93	-	896,79 779,46	0,394	-353,34 -307,11
voile : 1,07 0,93	-	1200,64 1043,54	-	-
charge routière :	-	243,43	0,394	-95,91
poussée des terres :	158,66	-	21,19	-3362,61
freinage :	15	-	1,5	-22,5
seisme ± 0,1 G	107,81	-	15,03	-1619,86

à la base de chaque voile on aura :

$$N_{\min} = \frac{2567,04}{8} = 320,88 \text{ t}$$

$$; N_{\max} = \frac{3196,83}{8} = 399,60 \text{ t}$$

$$H = \frac{281,47}{8} = 35,18 \text{ t}$$

$$; H = \frac{266,47}{8} = 33,31 \text{ t}$$

$$M = \frac{4350,54}{8} = 543,82 \text{ t.m}$$

$$; M = \frac{4347,93}{8} = 543,49 \text{ t.m}$$

#### FERRAILLAGE DU VOILE :

C'est la section à la base de chaque voile qui est la plus sollicitée . Le ferrail-  
llage se fera avec les efforts de la condition sismique qui est la plus défavorable .

Le voile est sollicité en flexion composée .

$$N_{\min} = 320,88 \text{ t} ; \quad M = 543,82 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{543,82}{320,88} = 1,69 \text{ m}$$

$$e = \frac{ht}{6} = \frac{2,05}{6} = 0,342 \text{ m}$$

$e_0 > e$  la section est partiellement comprimée

$$\sigma \leq 20 \text{ mm} ; \quad \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad (2^e \text{ genre})$$

$$e_0 = 169,5 \text{ cm} > \frac{ht}{2} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 1,5 (2 \bar{\sigma}'_{b0}) = 243 \text{ kg/cm}^2$$

On calculera la section d'armature avec un moment fictif en flexion simple .

$$M = N \cdot f$$

$$f = e_0 + \frac{1}{2} ht - d = 169,5 + \frac{1}{2} \cdot 205 - 5 = 267 \text{ cm} .$$

$$M_f = 320,88 \cdot 2,67 = 856,75 \text{ t.m}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\gamma} \cdot b \cdot h^2 .$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \bar{\sigma}'_b}{15 \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 243}{15 \cdot 243 + 4200} = 0,465$$

$$\bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,845$$

$$M_{rb} = 1909,62 \text{ t.m} > M_f = 856,75 \quad A' = 0$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\gamma} \cdot \bar{\sigma}_a \cdot h} = \frac{856,75 \cdot 10^5}{0,845 \cdot 4200 \cdot 200} = 120,70 \text{ cm}^2$$

d'où la section d'acier nécessaire est :  $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$

$$A = 120,70 - \frac{320,88 \cdot 10^3}{4200} = 44,30 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 16 \text{ T } 20 .$$

Etant donné que le moment peut agir dans les deux sens nous aurons alors à mettre des armatures symétriques :  $A = A' = 16 \text{ T } 20$

Nous avons fait le calcul pour les efforts en condition normale . la section trouvée est très inférieure à la section donnée par la condition extrême . Par conséquent il n'est pas nécessaire de faire une vérification en condition normale .

#### ARMATURES TRANSVERSALES :

$$T = H = 35,18 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T}{z \cdot b} = \frac{35,18 \cdot 10^3}{7/8 \cdot 200 \cdot 100} = 2,01 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 7,02 = 24,57 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte de cisaillement est bien vérifiée .

On prendra comme armatures transversales des T 12 (  $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$  )

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{ent} \quad \text{avec} \quad \rho_{at} = \max \left( \frac{2}{3} ; \left( 1 - \frac{\sum b}{9 \bar{\sigma}_b} \right) \right) = 0,97$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,97 \cdot 4200 = 4074 \text{ kg/cm}^2$$

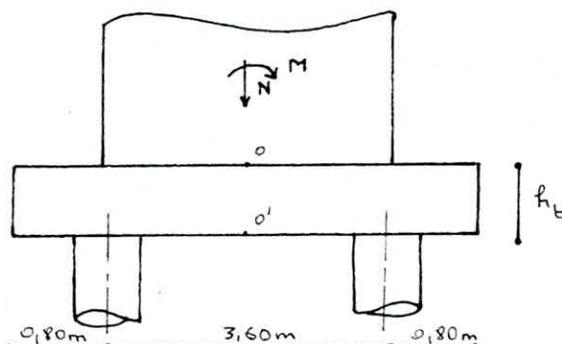
$$t = \min \left( 0,2 ; \left( 1 - 0,3 \frac{\sum b}{\bar{\sigma}_b} \right) h \right) = \min ( 40 ; 182,82 ) = 40 \text{ cm}$$

$$t \leq \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,26 \cdot 7/8 \cdot 200 \cdot 4074}{35,18 \cdot 10} = 45,8 \text{ cm}$$

On prendra  $t = 30 \text{ cm}$  .

### ETUDE DE LA SEMELLE :

La semelle est un massif déformable dont ses caractéristiques sont mentionnées sur le schéma ci-dessous .



$$h \geq \frac{l}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3,6}{2} - \frac{1,6}{4} = 1,4 \text{ m}$$

d'où on a :  $h_s = h + d = 1,4 + 0,1 = 1,50 \text{ m}$  .

### EFFORT REVENANT AU PIEUX (base de la semelle) :

	H(t)	N(t)	d (m)	M/0
chevêtre	-	385,16	-	-
mur en retour	-	238,60	3,71	885,97
mur garde grève + corbeau	-	61,98	0,68	42,20
poids du remblai	-	70,38	0,925	65,10
dalle de transition	-	43,99	0,925	40,69
poids propre du tablier	-	838,13	-0,394	-330,22
voile	-	1122,09	-	-
charge routière Mc 120	-	243,43	-0,394	-95,91
poussée des terres	158,66	-	22,69	-3599,99

freinage	15	-	-2,1	-31,5
semelle (2,5.5,20.1,5.15,20).21	-	395,20	-	-
surcharge du remblai sur la semelle $2,2(5,20.15,20 - \frac{45(1,0)^2}{4}) : 0,5$	-	151,80	-	-

d'où on obtient les différents efforts appliqués à la base de la semelle qui seront:

1/ H = 173,66 t ; N = 3307,33 t ; M = -2927,75 t.m

2/ H = 158,66 t ; N = 3550,76 t ; M = -2992,16 t.m

### FERRAILLAGE DE LA SEMELLE DE LIAISON DES PIEUX SOUS CULÉE :

Notre semelle sera appuyée sur 20 pieux dont on la calculera avec la méthode de la RDM .

#### \*Dans le sens transversal :

On calcul le moment dans la section située à une distance  $\frac{a}{4}$  de l'axe du voile

$$M_{tot} = -2992,16 \text{ t.m}$$

$$N_{tot} = 3550,76 \text{ t}$$

$$Q_{max} = \frac{N_{tot}}{20} + \frac{M}{4 \cdot d}$$

$$Q_{max} = 385,33 \text{ t}$$

$$M\left(\frac{a}{4}\right) = Q_{max} \left( \frac{d}{2} - \frac{a}{4} \right) = 346,79 \text{ t.m}$$

$$A_1 = \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a} \quad \text{avec} \quad z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 1,4$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2667 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_1 = \frac{346,79 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 140 \cdot 2667} = 106,15 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 106,15 \text{ cm}^2 \text{ soit } 14 \text{ T } 32 \quad (112,58 \text{ cm}^2)$$

c'est à dire 7 T 32 pour chaque partie de la semelle .

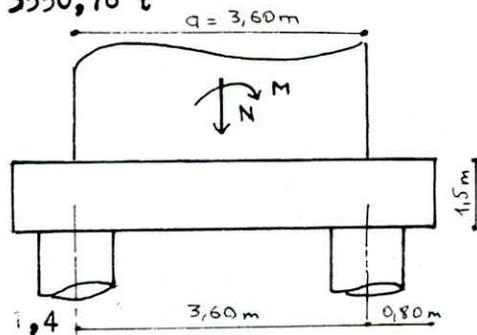
#### \* Dans le sens de la longueur :

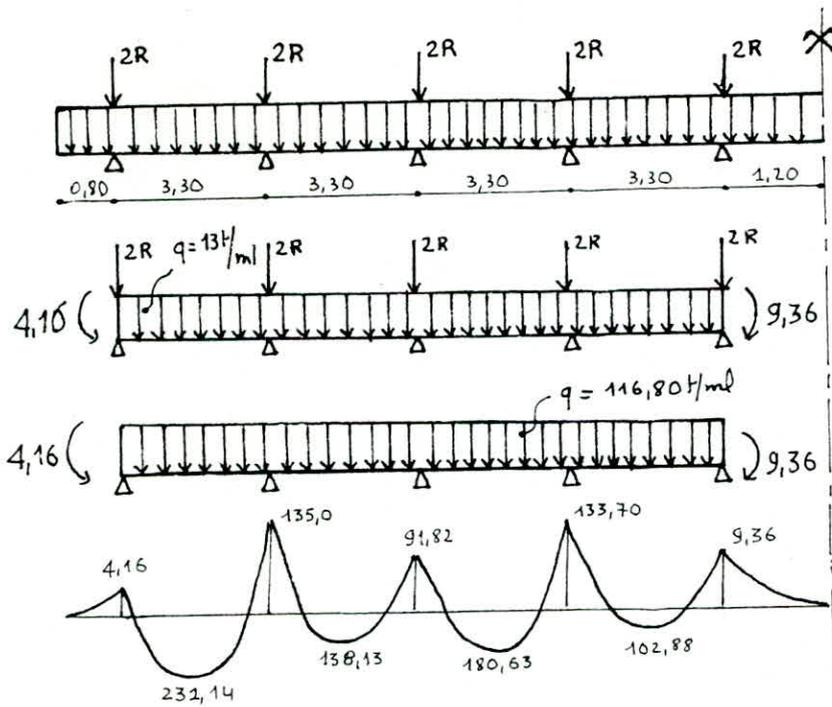
La semelle sera considérée comme une poutre s'appuyant sur les (04) voiles et sollicitée par les réactions des pieux .

$$R = \frac{N}{20} = \frac{N_{tot} - N_{semelle}}{20} = \frac{3550,76 - 395,20}{20} = 157,78 \text{ t}$$

N = effort normal sans le poids de la semelle

$$q = \frac{395,20}{15,20 \cdot 2} = 13 \text{ t/ml}$$





### CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES

#### FERRAILLAGE SUR APPUI

$$A_s = \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{135,0 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 140 \cdot 2800} = 39,36 \text{ cm}^2$$

soit 13 T 20 pour chaque partie de la semelle

$$A_i = \frac{A_s}{7} = 5,83 \text{ cm}^2 \text{ soit 13 T 10 (10,20 cm}^2\text{)}$$

#### FERRAILLAGE EN TRAVÉE

$$A_s = \frac{231,14 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 140 \cdot 2800} = 67,39 \text{ cm}^2$$

soit 22 T 20 pour chaque partie de la semelle

$$A_i = 22 \text{ T 10}$$

### VERIFICATION AU NON POINÇONNEMENT DE LA SEMELLE

- condition à vérifier :

$$\tau = \frac{p}{bz} \leq \bar{\sigma}_b$$

avec  $p = Q_{\max} = 385,33 \text{ t}$

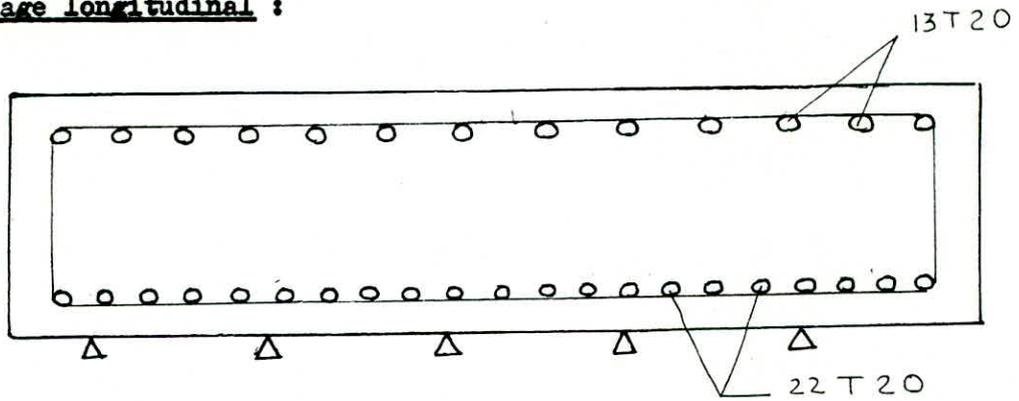
$$b = 5,20 \text{ m}$$

$$; z = 7/8 \cdot 140$$

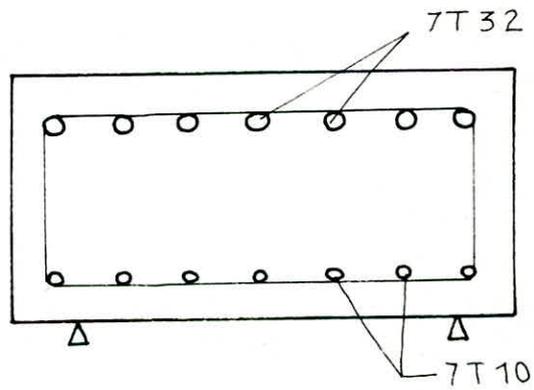
$$\tau_b = 6,05 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 7,02 \text{ kg/cm}^2$$

d'où le schéma de ferrailage sera :

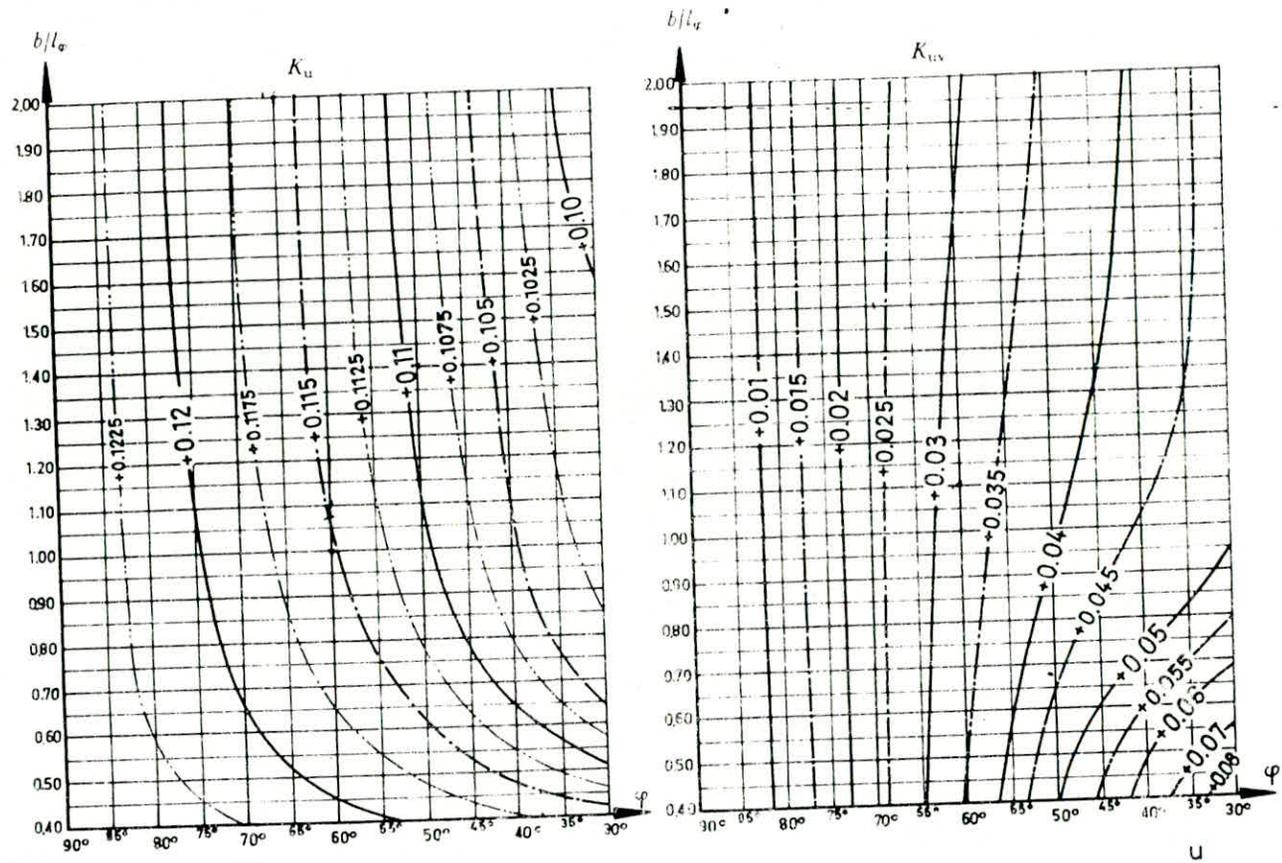
\*Ferrailage longitudinal :



\*Ferrailage transversal :





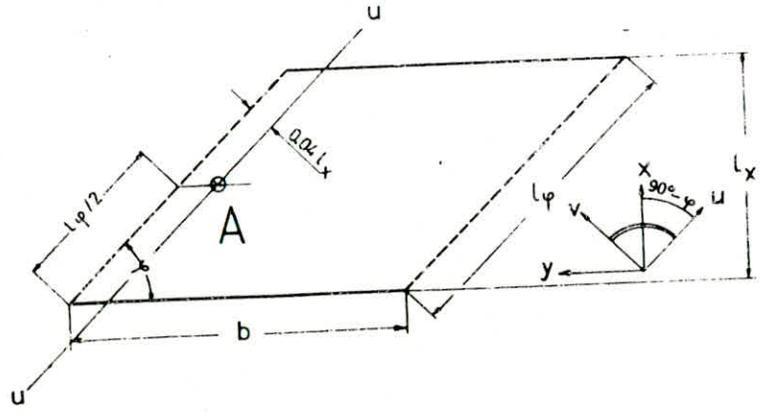


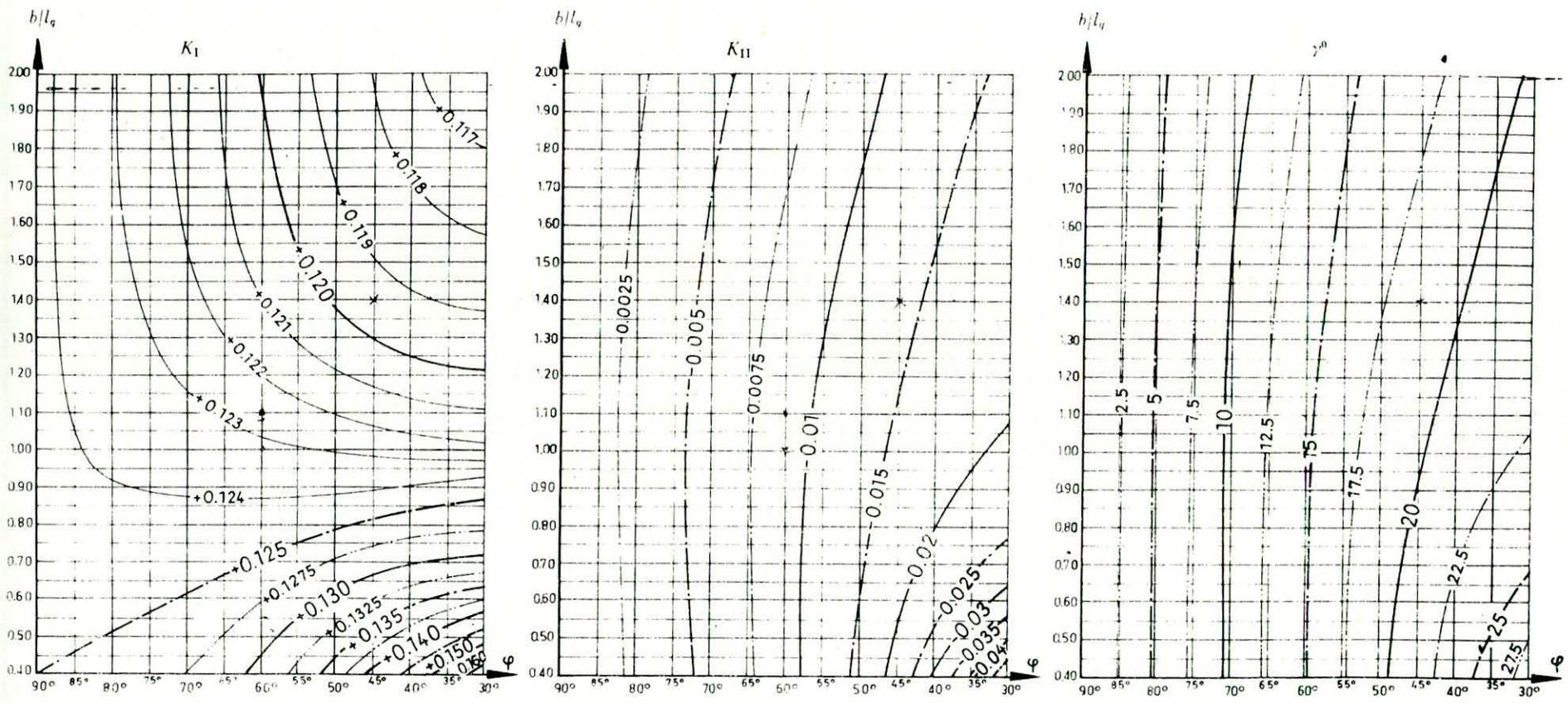
$$M_u = K_u \cdot g \cdot l_q^2$$

$$M_v \sim 0$$

$$M_{uv} = K_{uv} \cdot g \cdot l_q^2$$

Abb. 8 Momente im Aufpunkt A infolge Gleichlast g auf der gesamten Platte

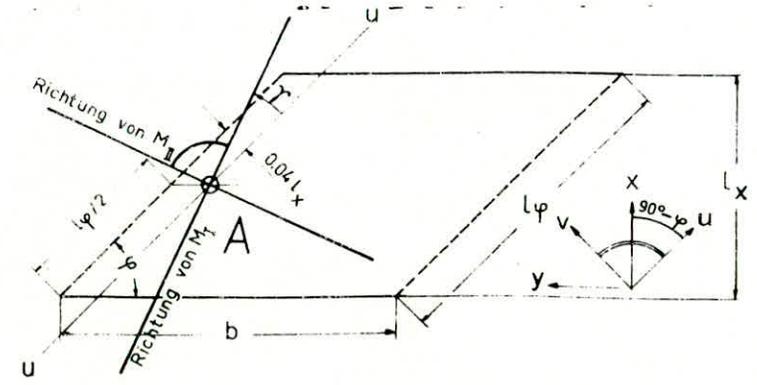


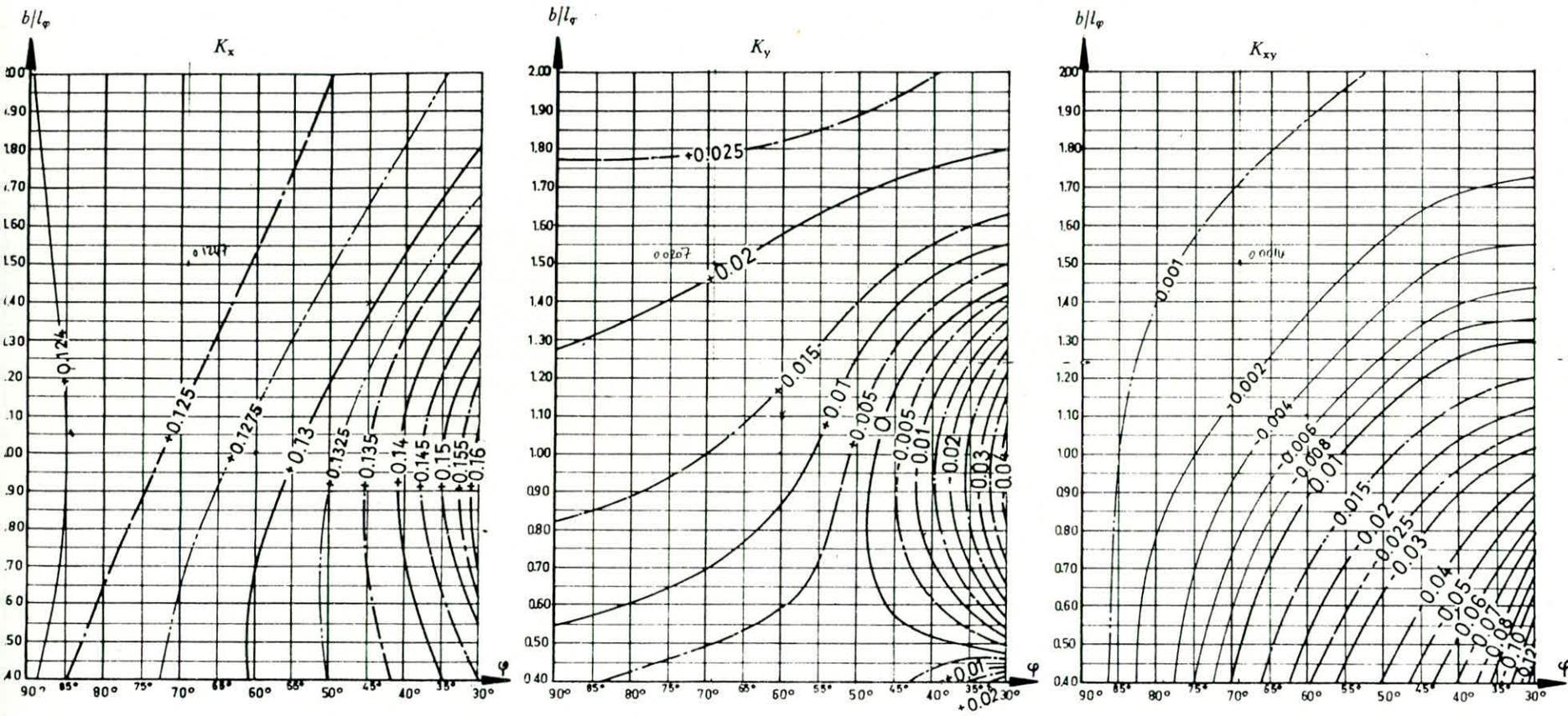


$$M_I = K_I \cdot g \cdot l_x^2$$

$$M_{II} = K_{II} \cdot g \cdot l_x^2$$

Abb. 9 Hauptmomente im Aufpunkt A infolge Gleichlast g auf der gesamten Platte



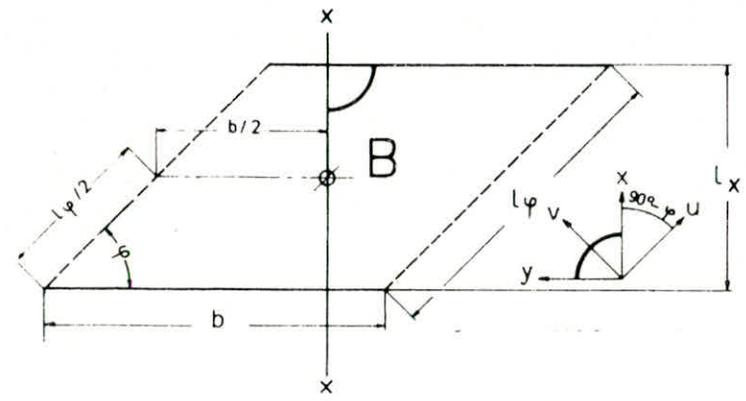


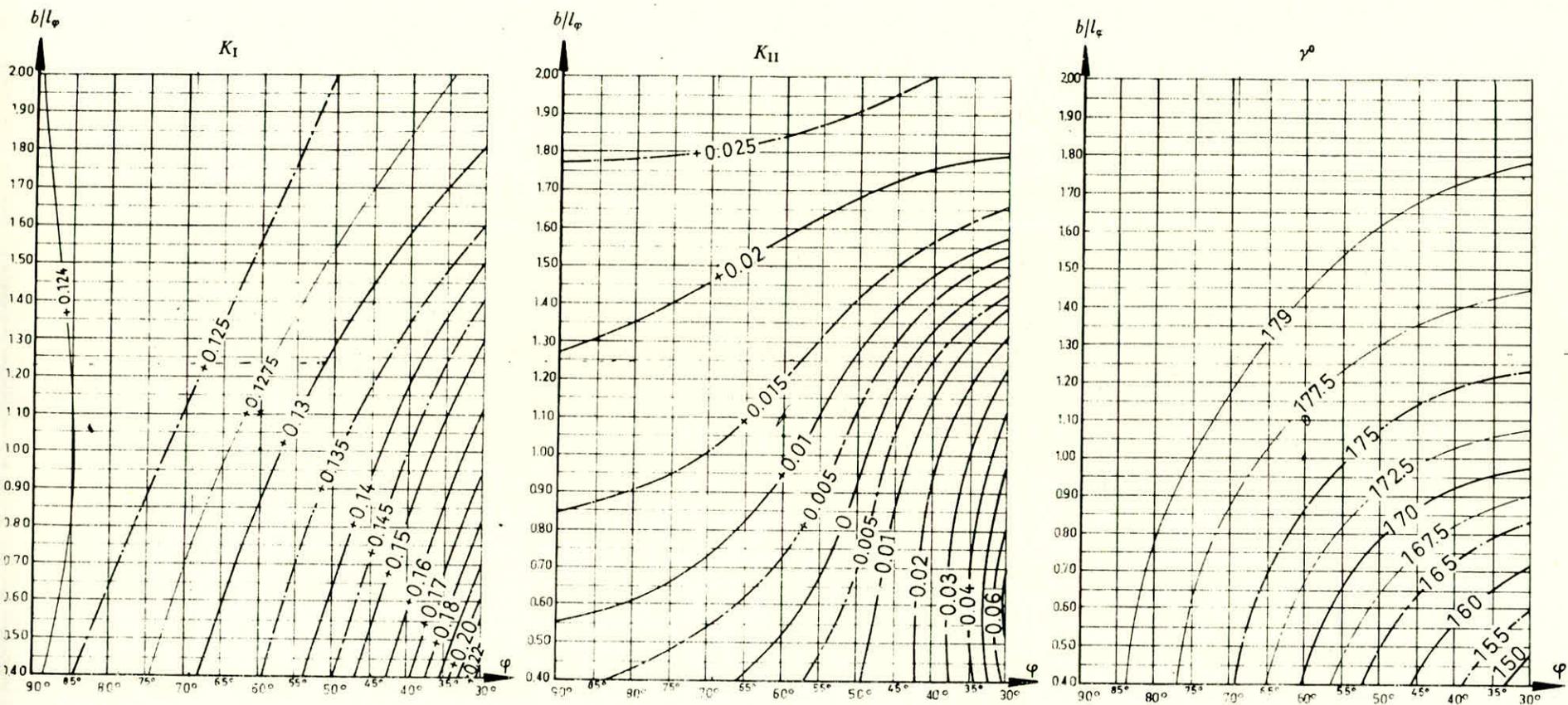
$$M_x = K_x \cdot g \cdot l_\phi^2$$

$$M_y = K_y \cdot g \cdot l_\phi^2$$

$$M_{xy} = K_{xy} \cdot g \cdot l_\phi^2$$

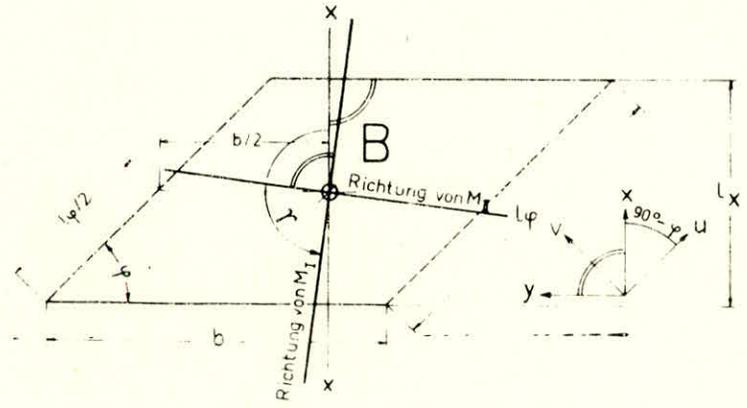
Abb. 10 Momente im Aufpunkt B infolge Gleichlast g auf der gesamten Platte

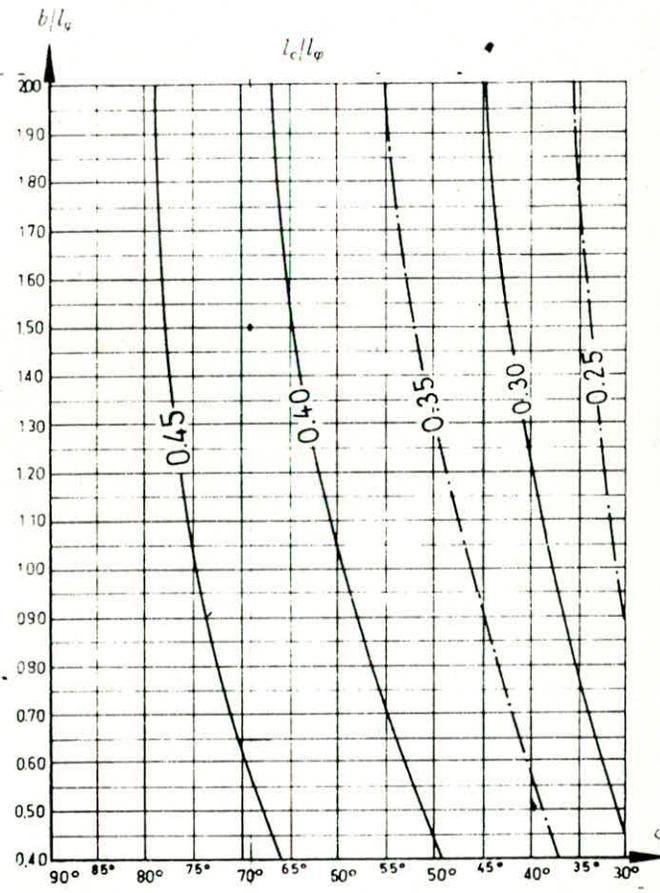
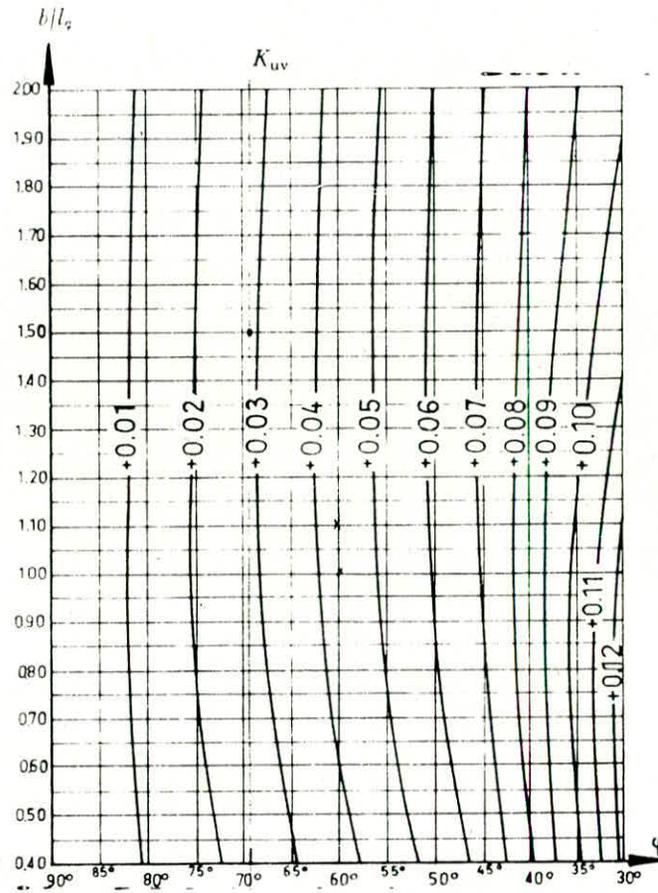
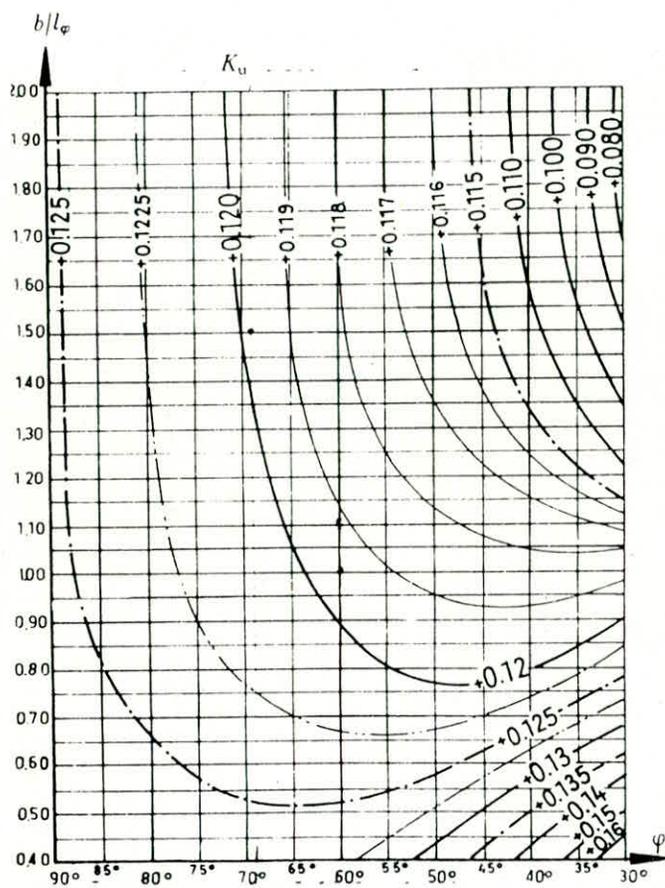




$M_I = K_I \cdot g \cdot l_x^2$   
 $M_{II} = K_{II} \cdot g \cdot l_x^2$

Abb. 11 Hauptmomente im Aufpunkt B infolge Gleichlast g auf der gesamten Platte



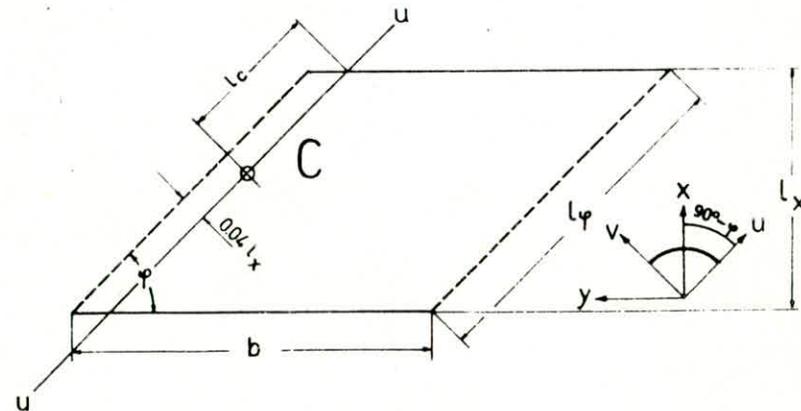


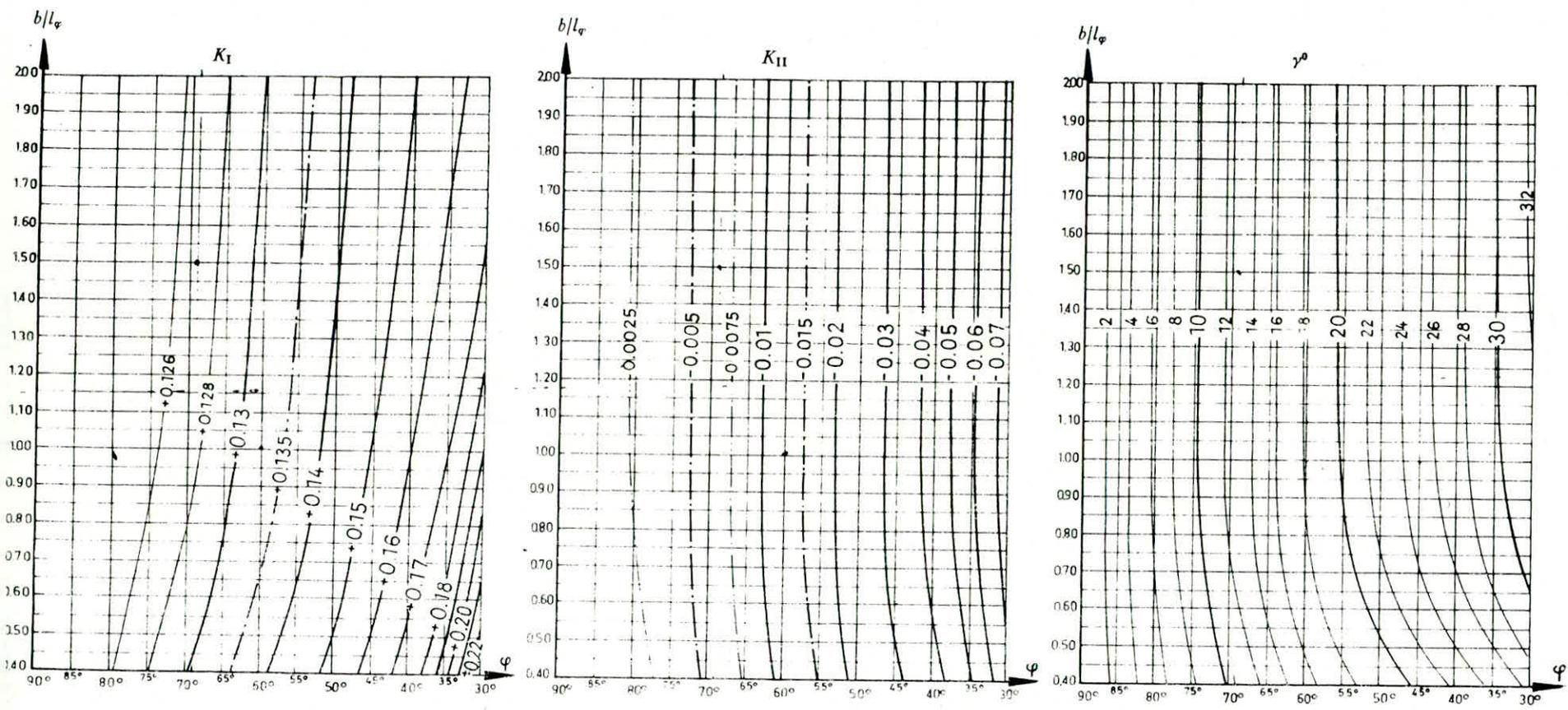
$$M_u = K_u \cdot g \cdot l_x^2$$

$$M_v \sim 0$$

$$M_{uv} = K_{uv} \cdot g \cdot l_x^2$$

Abb. 12 Momente im Aufpunkt C infolge Gleichlast g auf der gesamten Platte

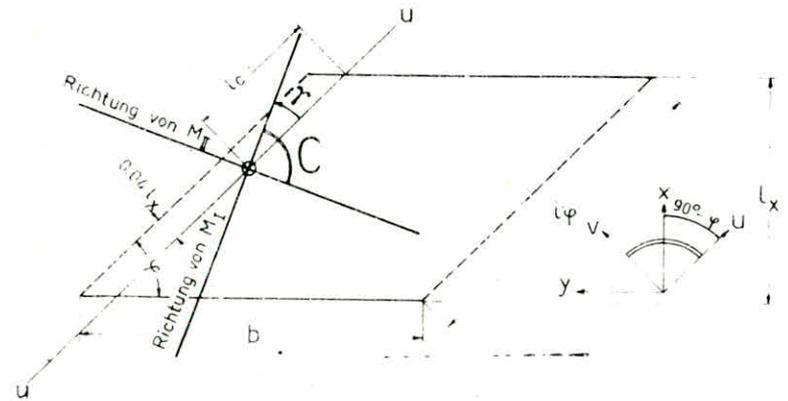


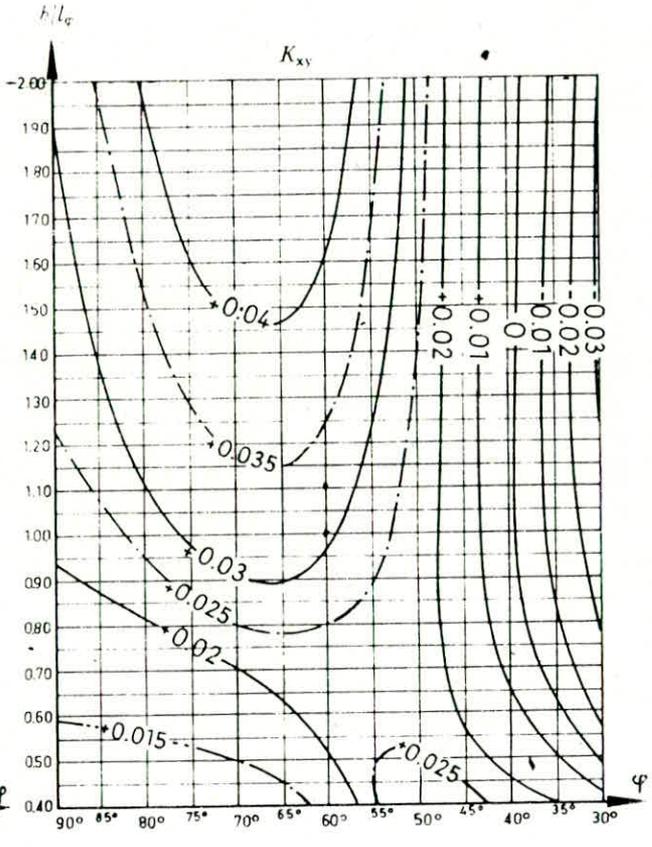
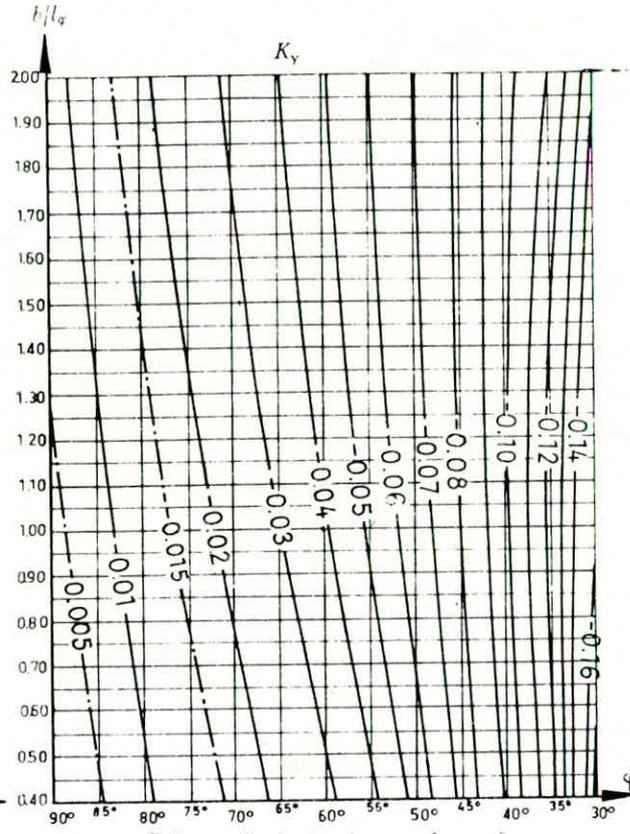
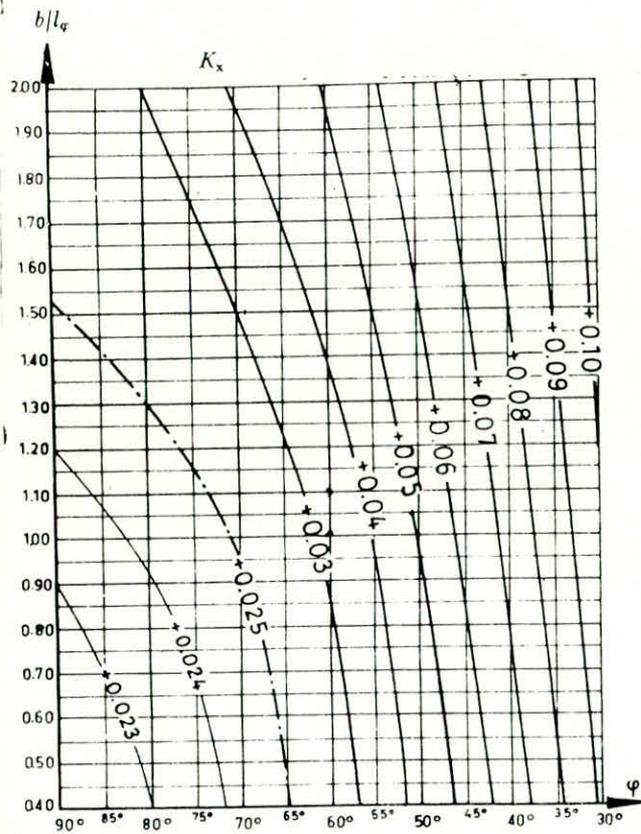


$$M_I = K_I \cdot g \cdot l_x^2$$

$$M_{II} = K_{II} \cdot g \cdot l_x^2$$

Abb. 13 Hauptmomente im Aufpunkt C infolge Gleichlast g auf der gesamten Platte



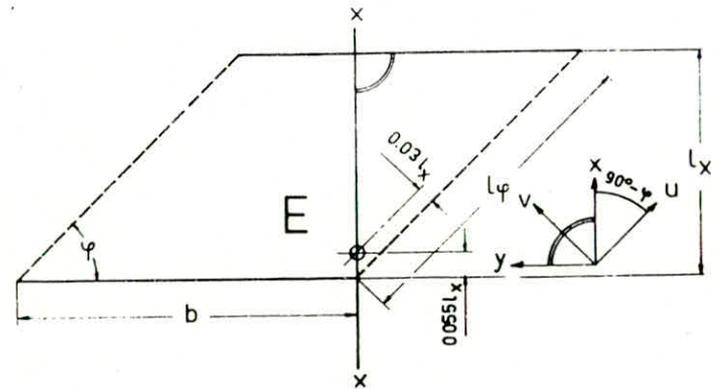


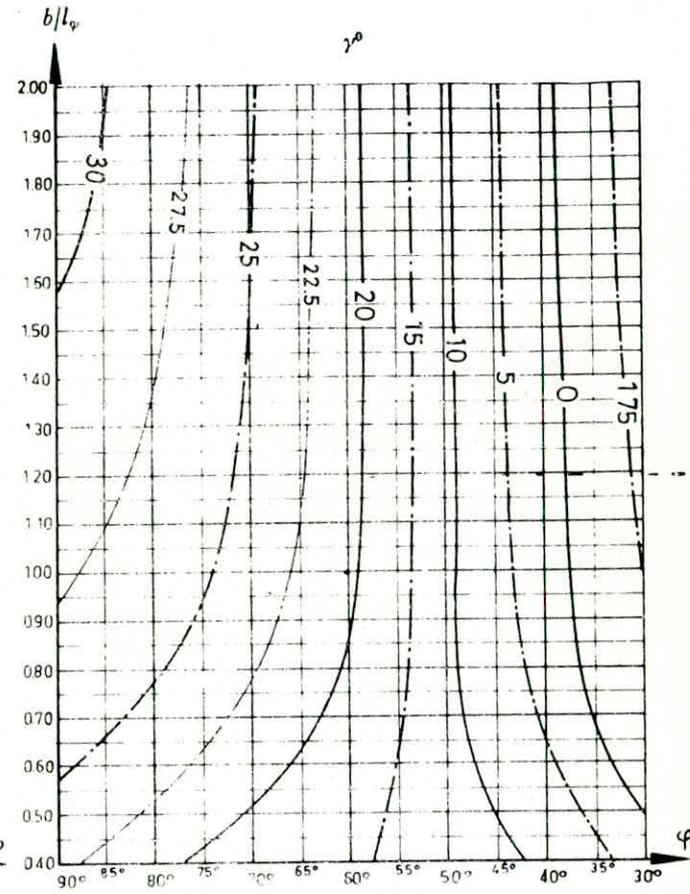
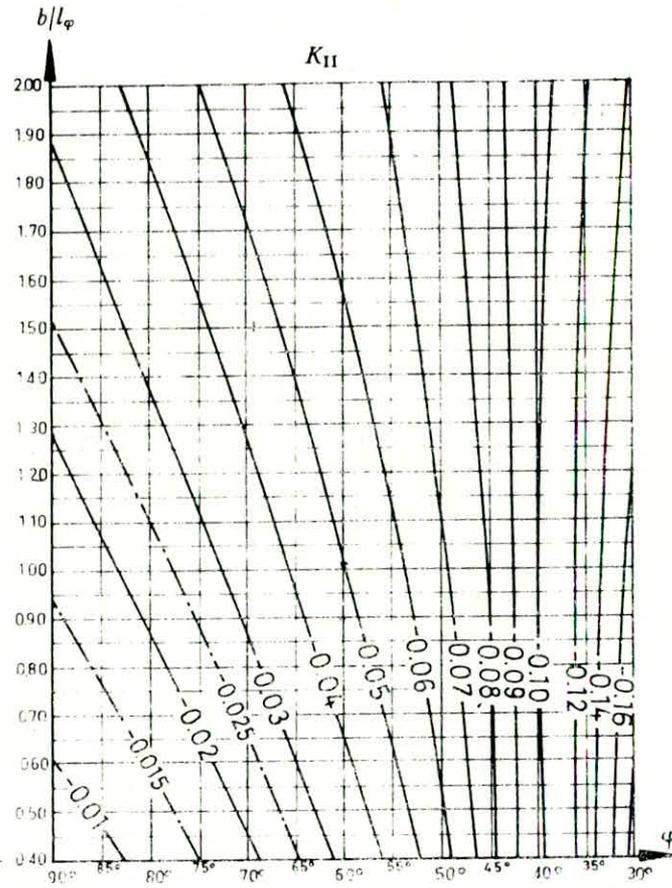
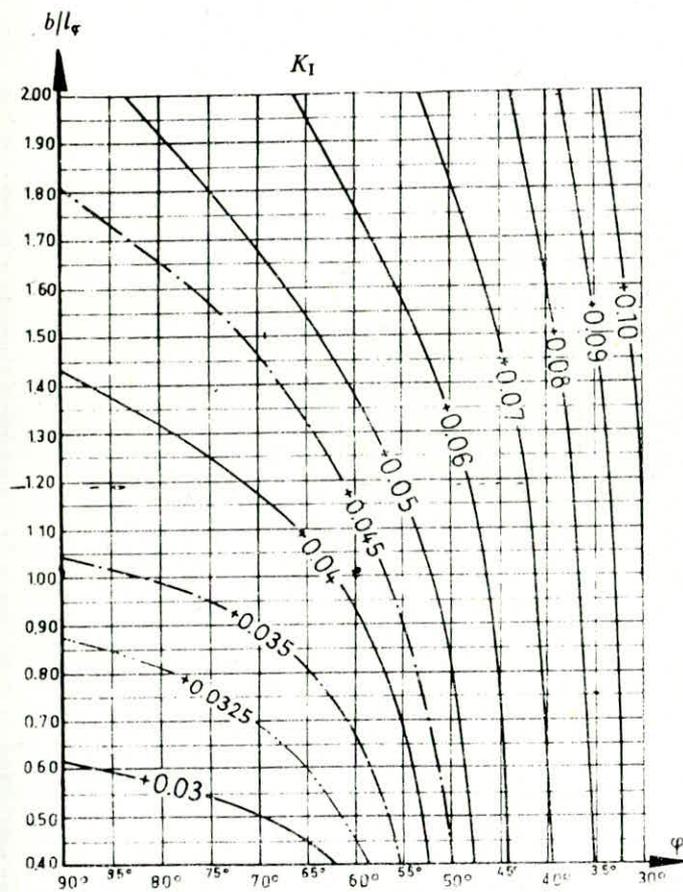
$$M_x = K_x \cdot g \cdot l_x^2$$

$$M_y = K_y \cdot g \cdot l_x^2$$

$$M_{xy} = K_{xy} \cdot g \cdot l_x^2$$

Abb. 14 Momente im Aufpunkt E infolge Gleichlast g auf der gesamten Platte

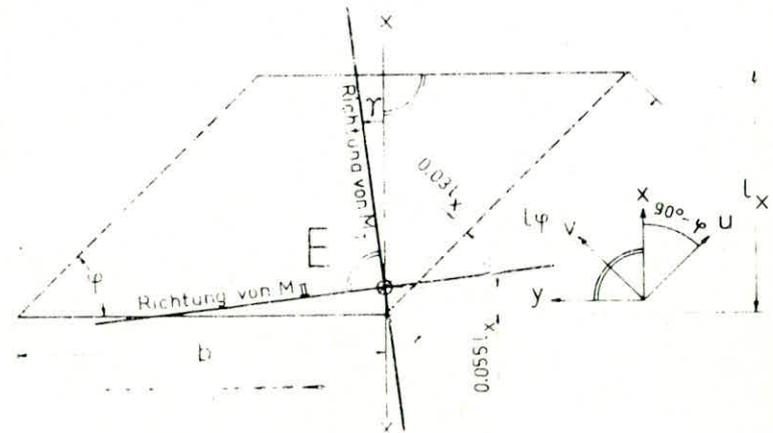


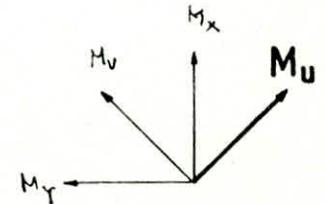
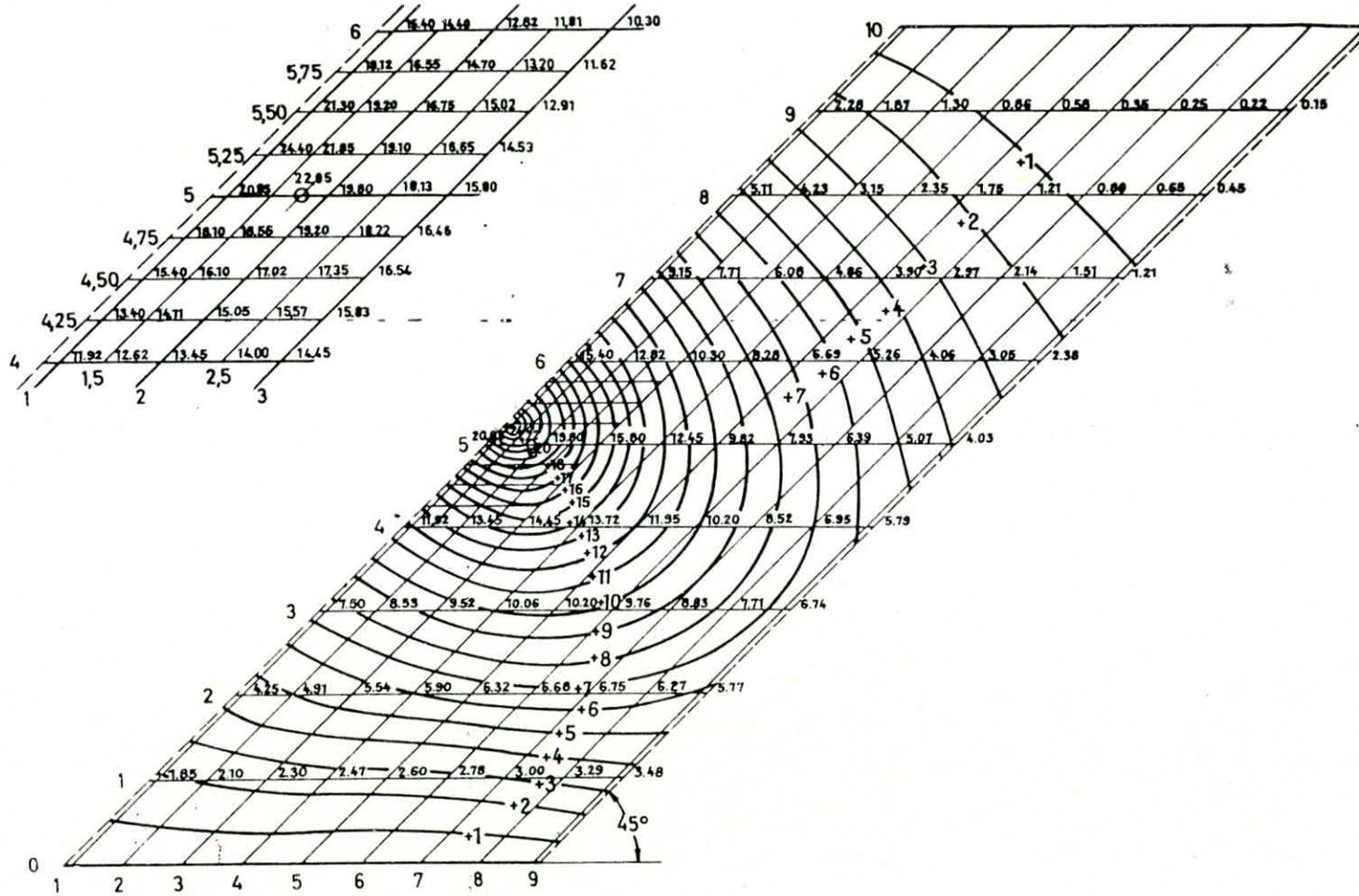


$$M_I = K_I \cdot g \cdot l_\varphi^2$$

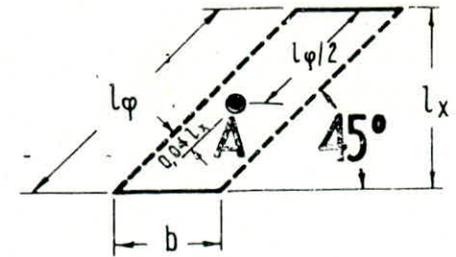
$$M_{II} = K_{II} \cdot g \cdot l_\varphi^2$$

Abb 15 Hauptmomente im Aufpunkt E infolge Gleichlast g auf der gesamten Platte





$$b : l_{\phi} = 0,4$$



$M_u$  Einflussfeld für den Punkt A

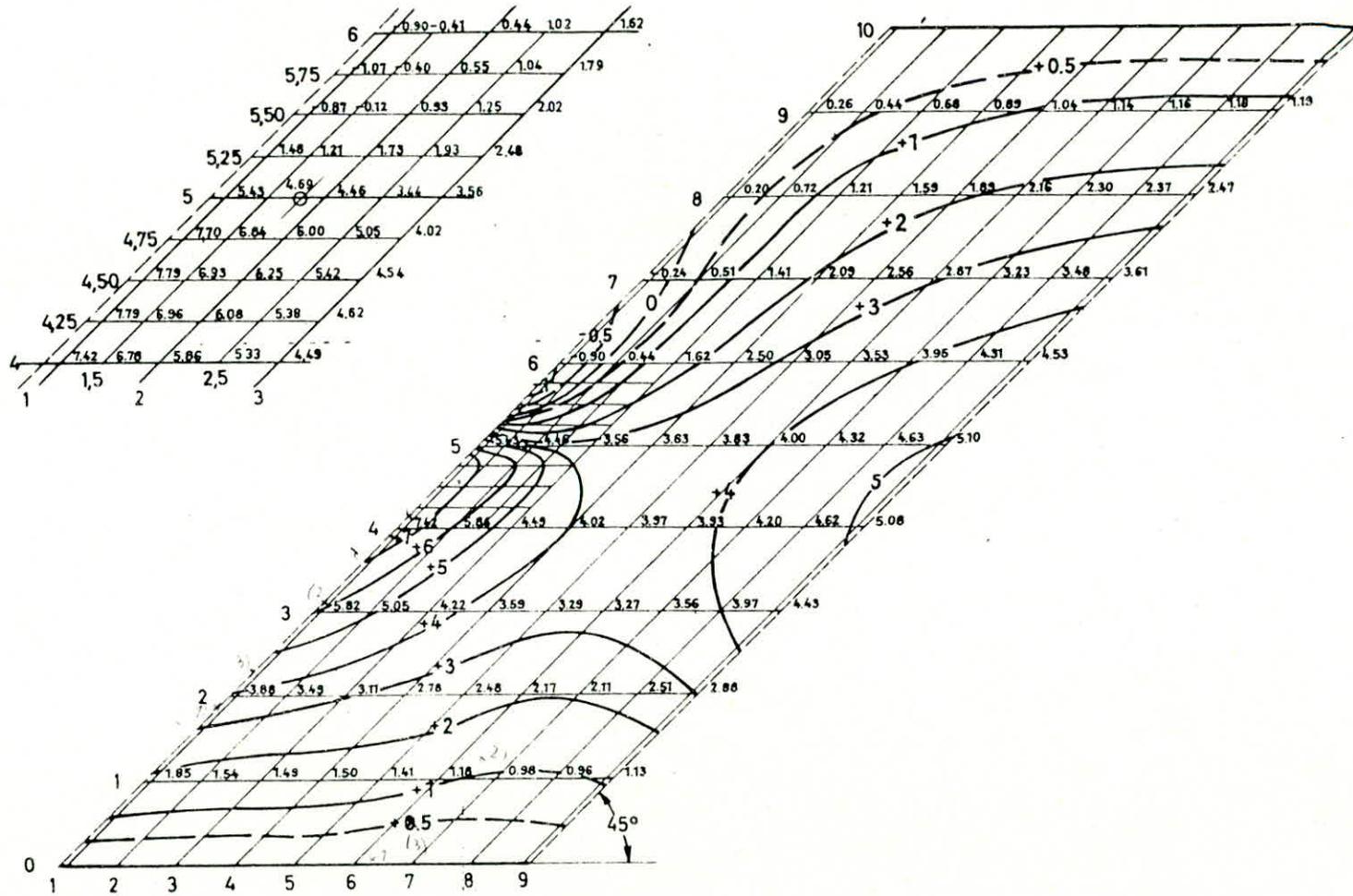
Moment = Einflusswert:  $8\pi$

$M_u$  Influence surface for point A

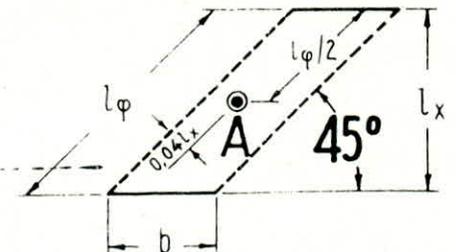
Moment = value of table:  $8\pi$

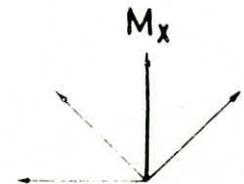
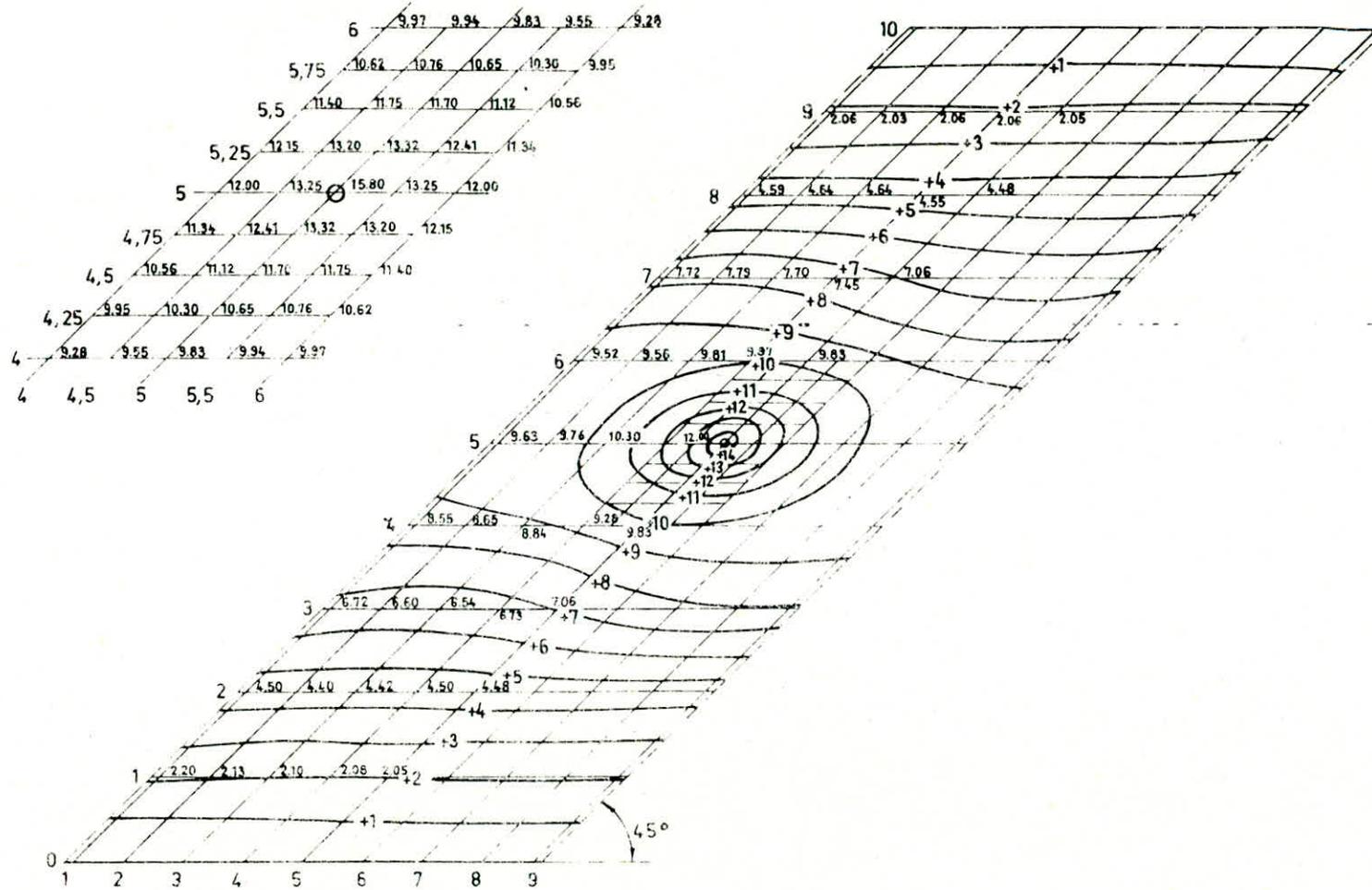
$M_u$  Superficie de influencia para el punto A

Momento = valor de la tabla:  $8\pi$

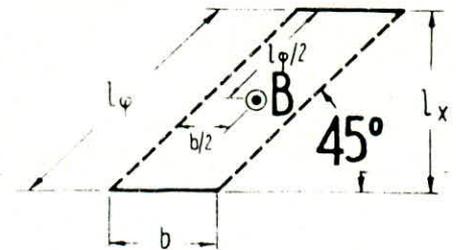


- $M_{uv}$  Drillungsmoment Einflussfeld für den Punkt A      Moment = Einflusswert:  $8\pi$
- $M_{uv}$  Influence surface of torsional moment for point A      Moment = value of table:  $8\pi$
- $M_{uv}$  Superficie de influencia del momento de torsion para el punto A      Momento = valor de la tabla:  $8\pi$

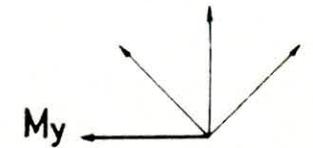
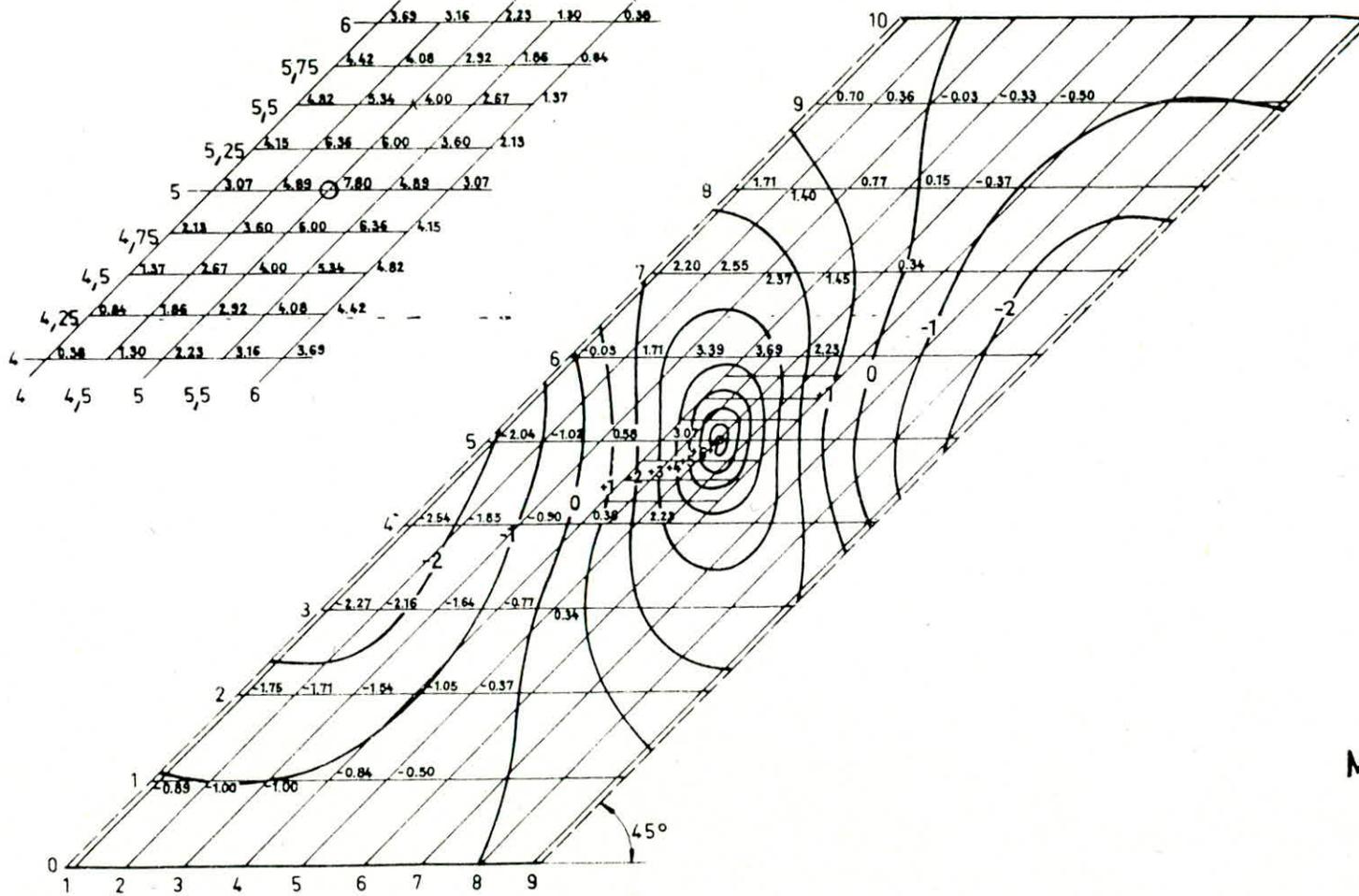




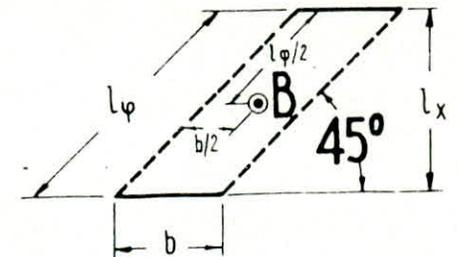
$$b : l_{\varphi} = 0,4$$



- $M_x$  Einflussfeld für den Punkt  $B$       Moment = Einflusswert:  $8\pi$
- $M_x$  Influence surface for point  $B$       Moment = value of table:  $8\pi$
- $M_x$  Superficie de influencia para el punto  $B$       Momento = valor de la tabla:  $8\pi$



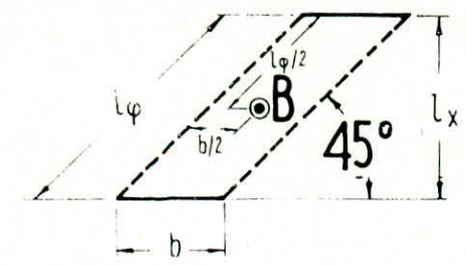
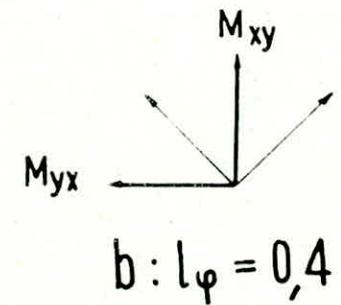
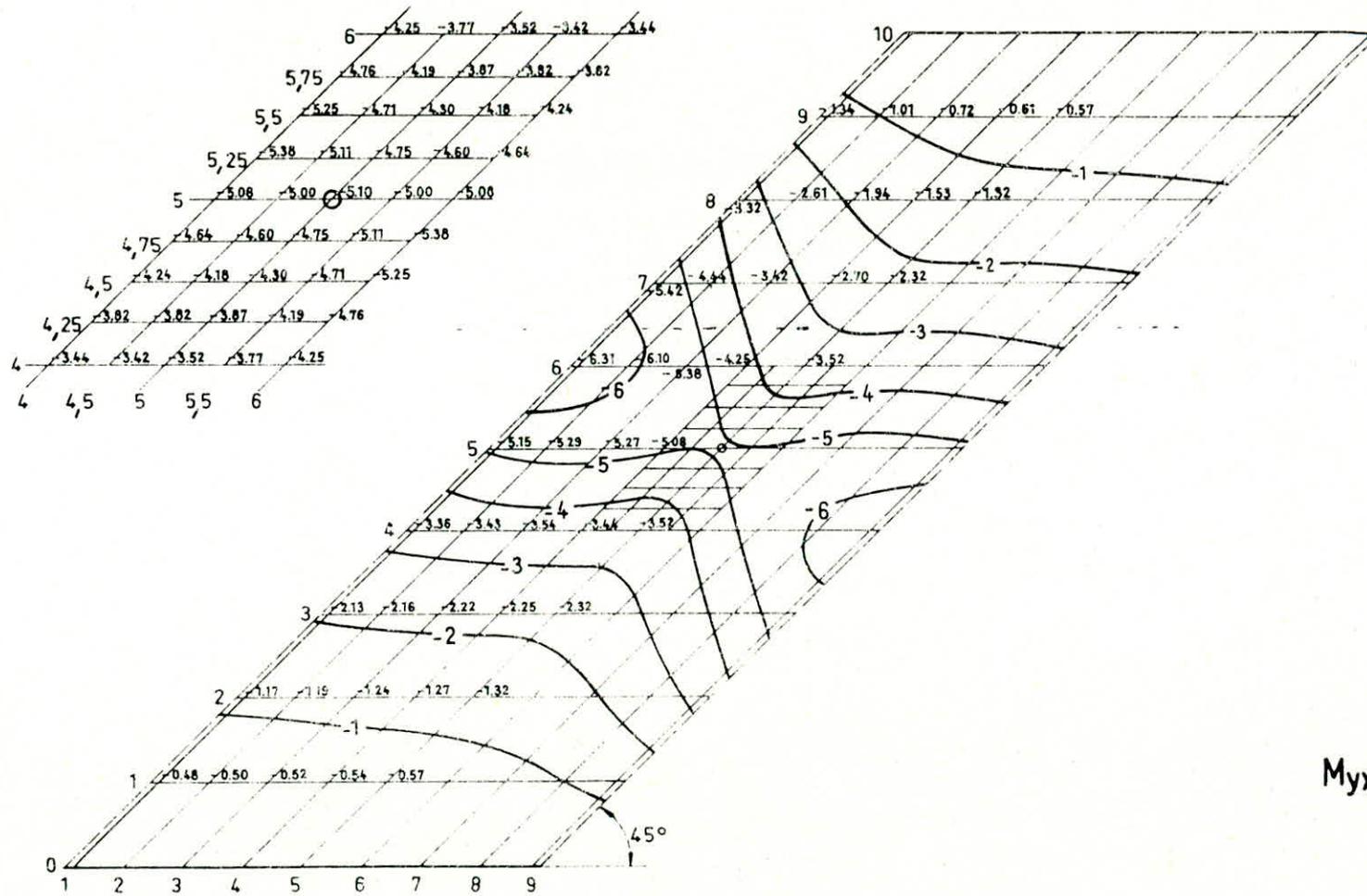
$$b : l_{\varphi} = 0,4$$



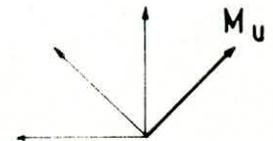
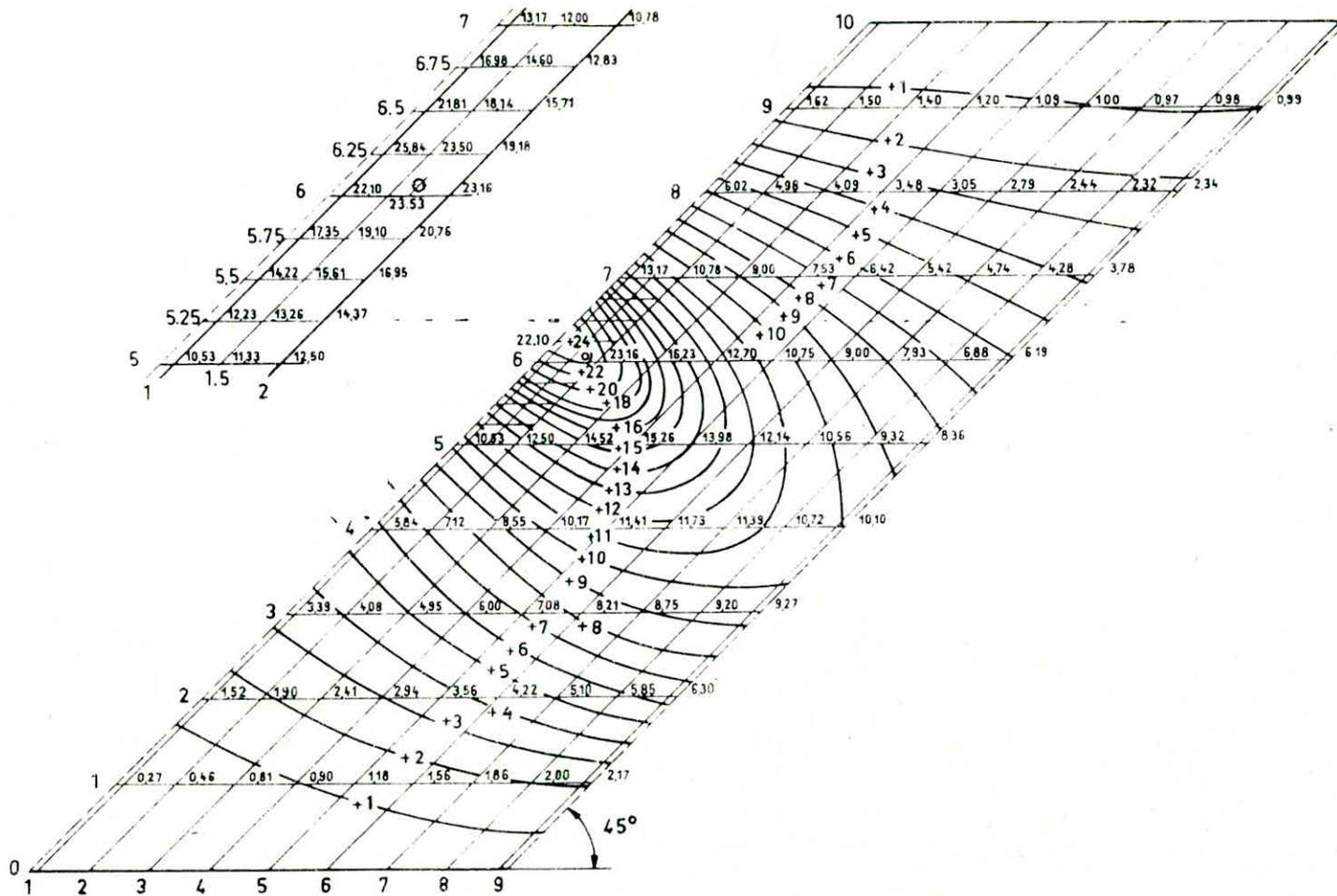
$M_y$  Einflußfeld für den Punkt  $B$  Moment = Einflußwert:  $8\pi$

$M_y$  Influence surface for point  $B$  Moment = value of table:  $8\pi$

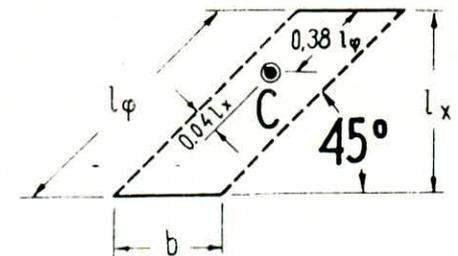
$M_y$  Superficie de influencia para el punto  $B$  Momento = valor de la tabla:  $8\pi$



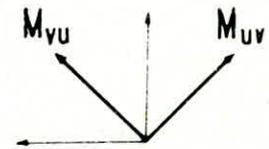
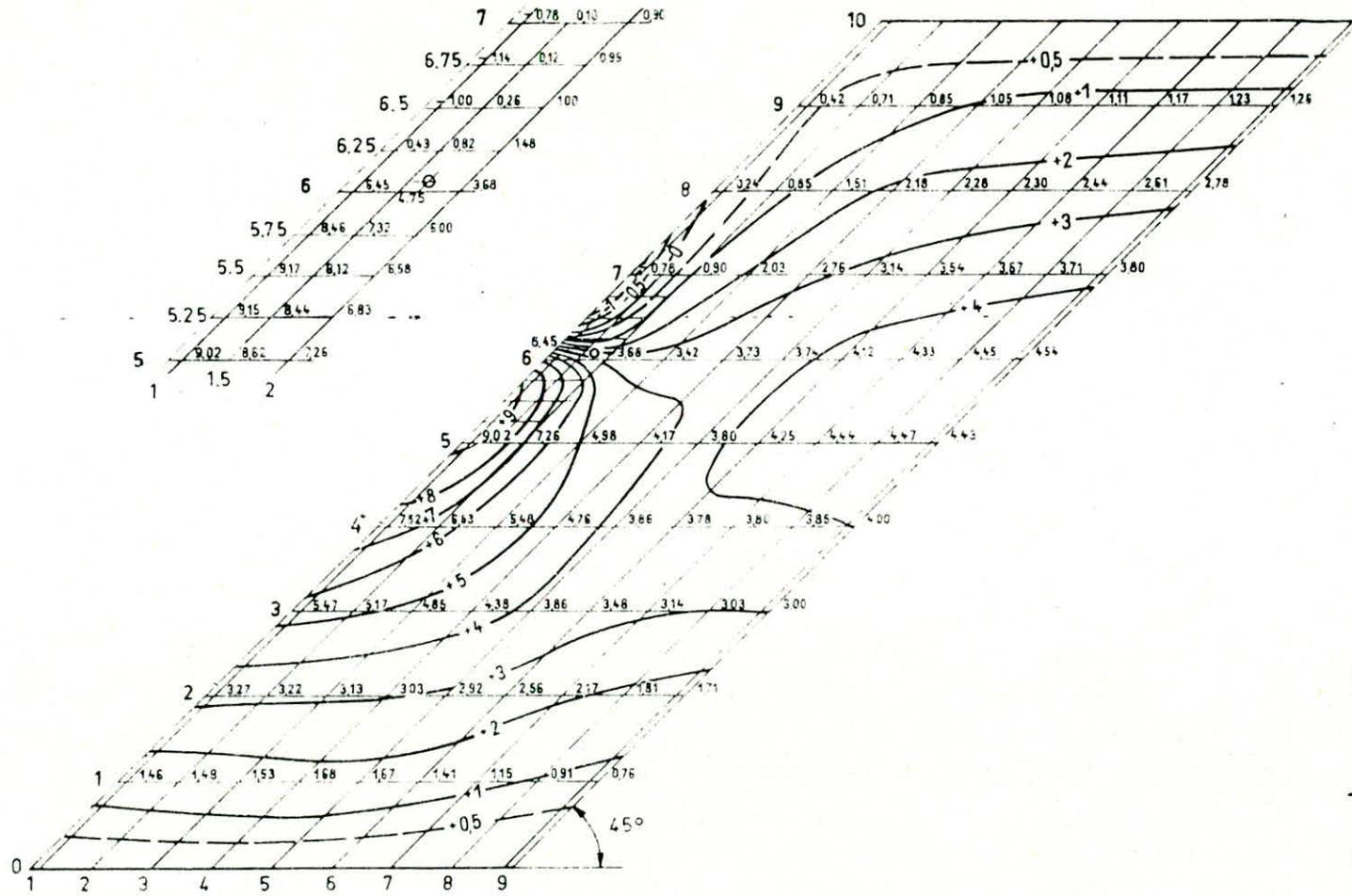
- $M_{xy}$  Drillungsmoment Einflußfeld für den Punkt  $B$       Moment = Einflußwert:  $8\pi$
- $M_{xy}$  Influence surface of torsional moment for point  $B$       Moment = value of table:  $8\pi$
- $M_{xy}$  Superficie de influencia del momento de torsion para el punto  $B$       Momento = valor de la tabla:  $8\pi$



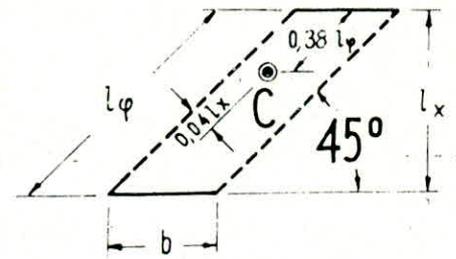
$$b : l_{\varphi} = 0,4$$



- $M_u$  Einflußfeld für den Punkt C      Moment = Einflußwert:  $8\pi$
- $M_u$  Influence surface for point C      Moment = value of table:  $8\pi$
- $M_u$  Superficie de influencia para el punto C      Momento = valor de la tabla:  $8\pi$



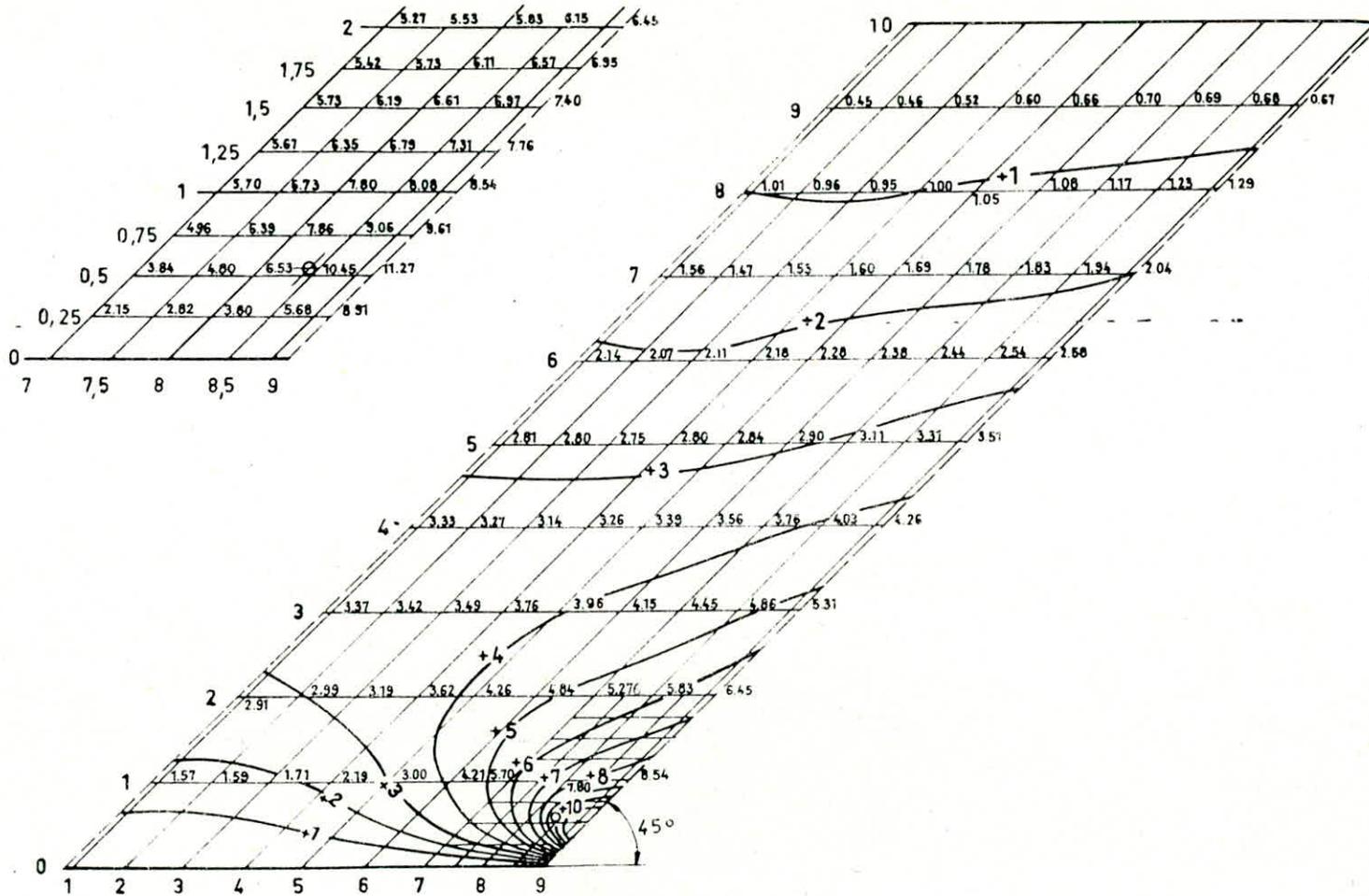
$b : l_{\varphi} = 0,4$



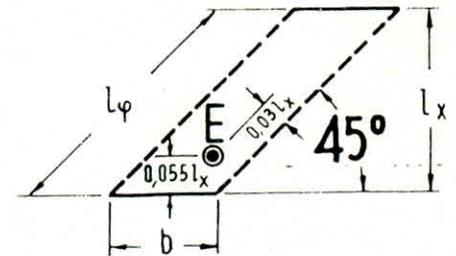
$M_{uv}$  Drillungsmoment Einflussfeld für den Punkt C Moment = Einflusswert:  $8,7$

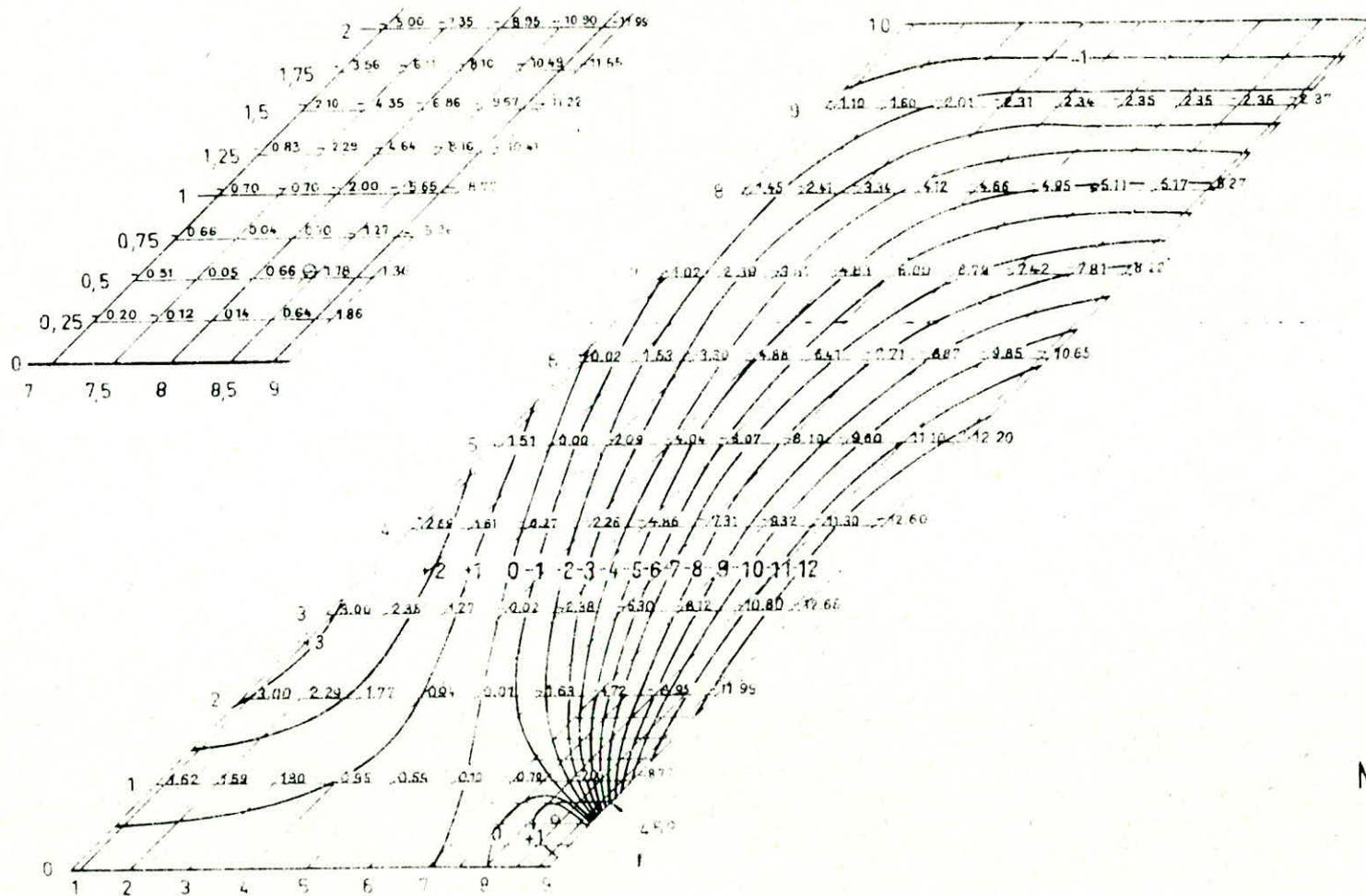
$M_{uv}$  Influence surface of torsional moment for point C Moment = value of table:  $8,7$

$M_{uv}$  Superficie de influencia del momento de torsion para el punto C Momento = valor de la tabla:  $8,7$

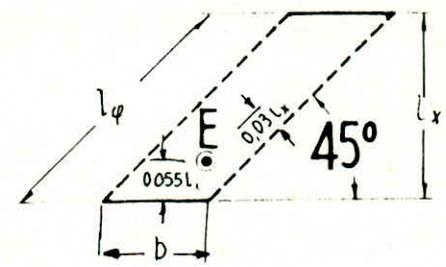


- $M_x$  Einflußfeld für den Punkt E      Moment = Einflußwert:  $8\pi$
- $M_x$  Influence surface for point E      Moment = value of table:  $8\pi$
- $M_x$  Superficie de influencia para el punto E      Momento = valor de la tabla:  $8\pi$

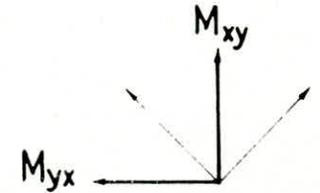
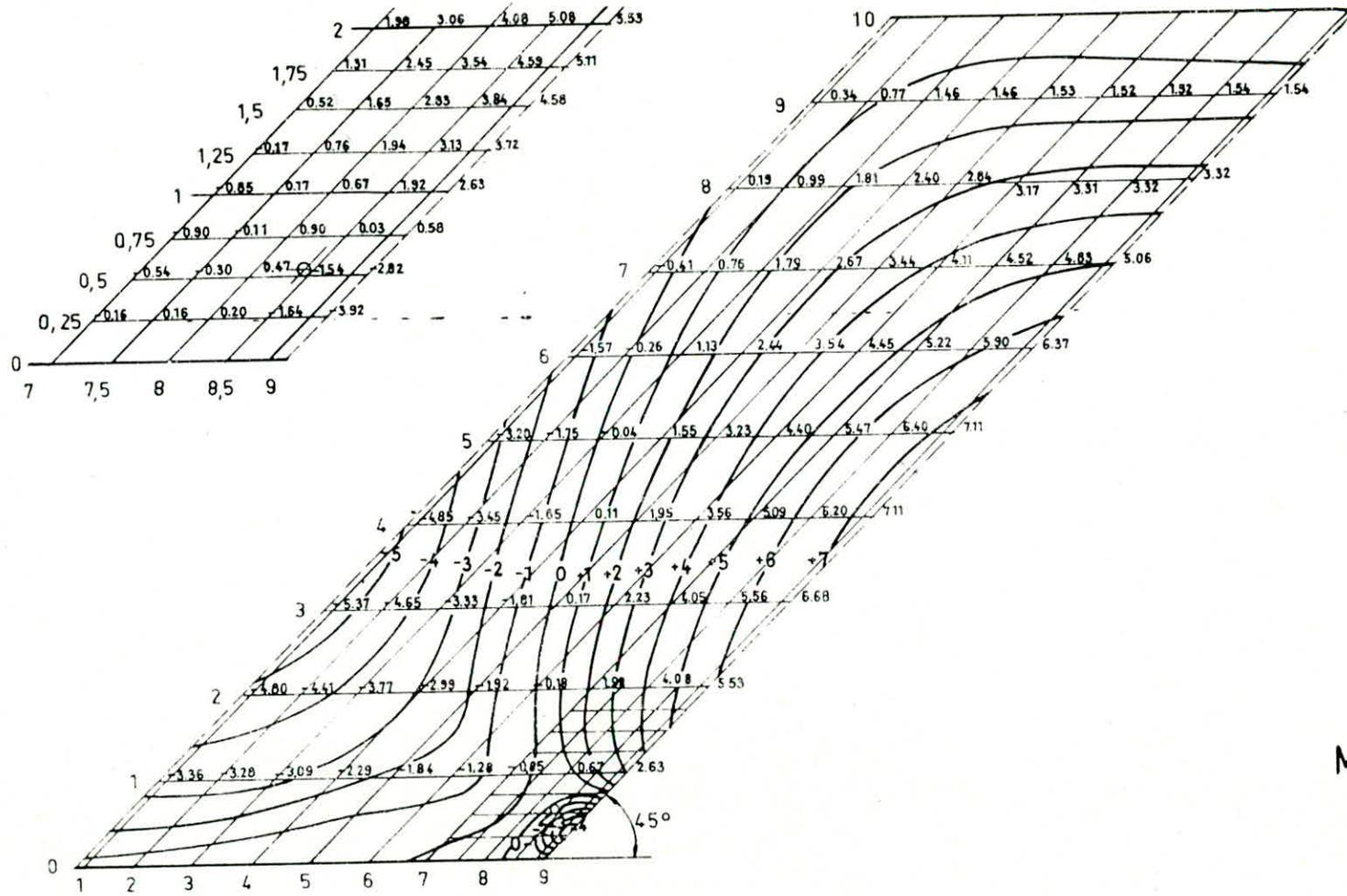




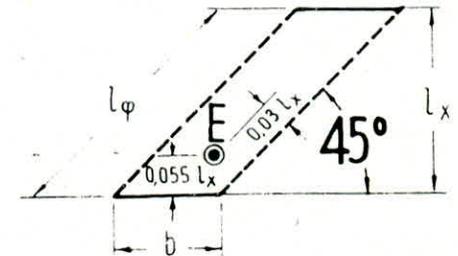
$b : l_{\varphi} = 0,4$



- $M_x$  Einflussfeld für den Punkt E      Momentwert für die Wert  $b : l_{\varphi}$
- $M_y$  Influence surface for point E      Moment value of table  $b : l_{\varphi}$
- $M_z$  Superficie de influencia para el punto E      Momento valor de la tabla  $b : l_{\varphi}$



$$b : l_{\varphi} = 0,4$$



$M_{xy}$  Drillungsmoment Einflußfeld für den Punkt  $E$  Moment = Einflußwert:  $8\pi$

$M_{xy}$  Influence surface of torsional moment for point  $E$  Moment = value of table:  $8\pi$

$M_{xy}$  Superficie de influencia del momento de torsion para el punto  $E$  Momento = valor de la tabla:  $8\pi$

## BIBLIOGRAPHIE

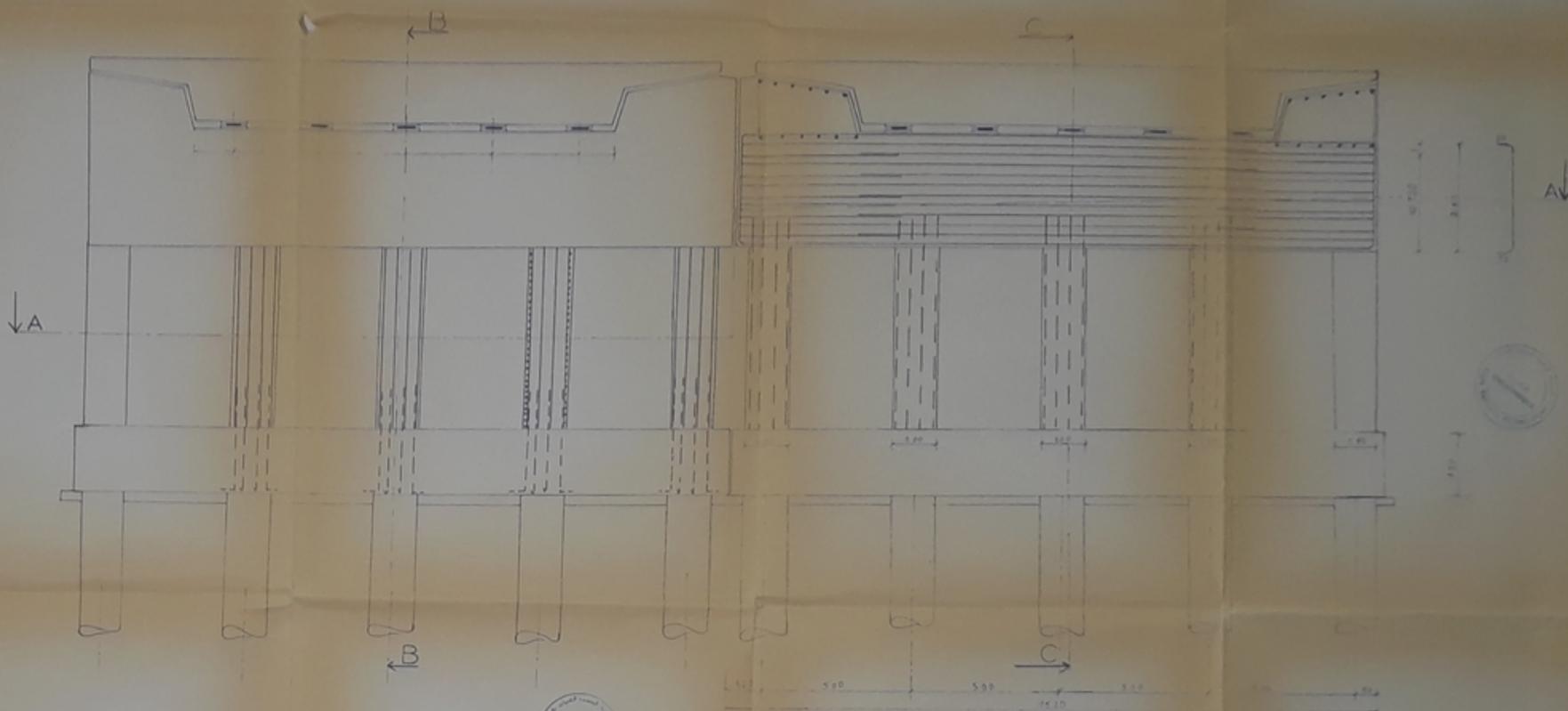
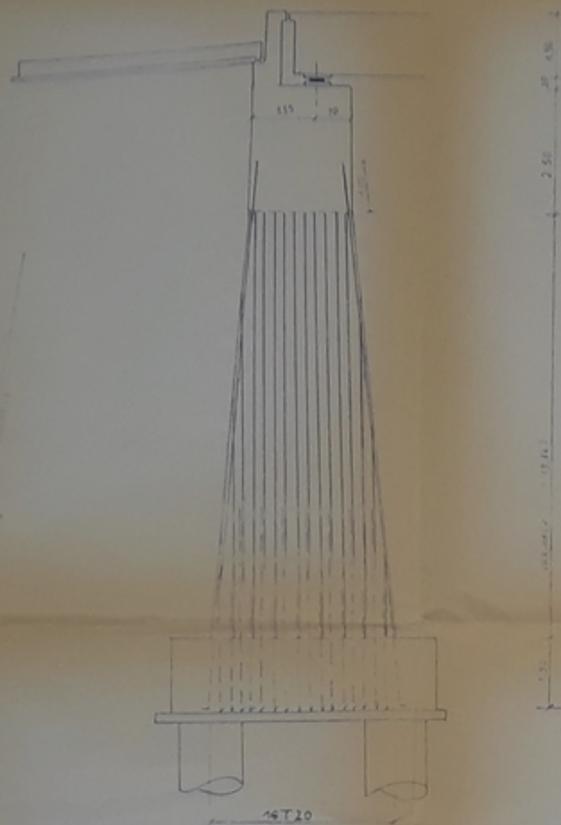
- Berechnungstafeln für schiefwinklige fahrbahnplatten von strassenbrücken  
par ( RÜSCH , HERGENRÖDER ) Heft 166 Edition 1967
- Modellstratische untersuchung punktförmig gestützter schief win klinger platten  
unter besonderer Berücksichtigung der elastischen aufla gernachgiebigkeit  
par ( Alfred MEHMEL und HANSWEISE ) . Edition 1964 .
- Influences surfaces for moments in skewslabs . (RÜSCH HERGENRÖDER )(Edition 69)
- Cahier de prescription communes CPC fascicule 61 titre II
- Instructions provisoires IP 1 - IP2
- Documentations SETRA : PSI - DP 69 (passage superieur ou inferieur en dalle  
précontrainte ) .
- Guide pratique du béton précontraint ( G - DREUX ) .
- Projet du béton précontraint (LA CROIX - FUENTES ) .
- Fiches techniques DYWIDAG ( FREYSSINET ) .
- Béton Kalender ( 1975 )
- Aide mémoire du béton armé (DAVIDOVICI )
- Règlement CCBA 68 .
- Aide mémoire de resistance des materiaux .

EN ELEVATION

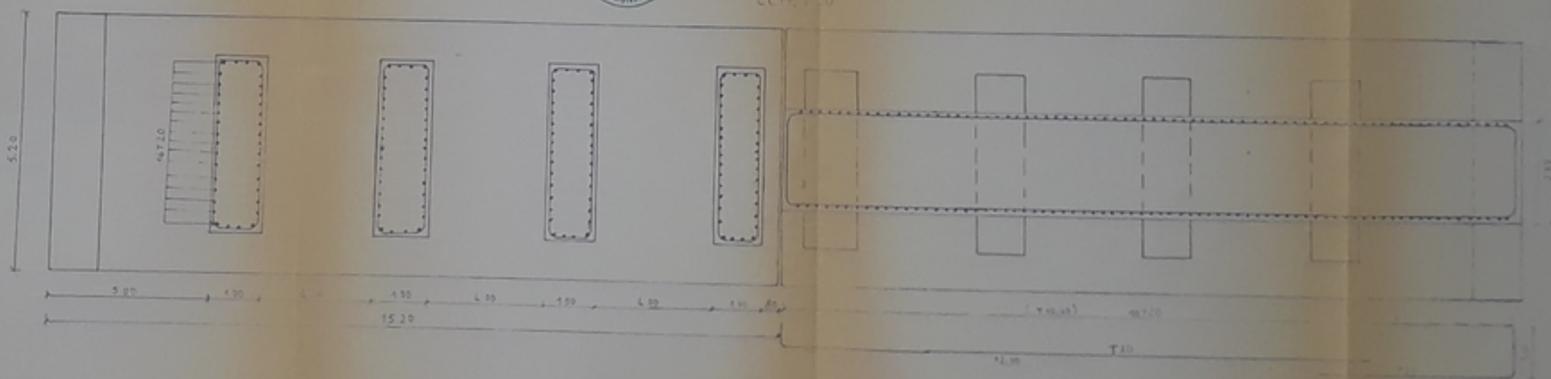
VOILES (FERRAILLAGE)  
Ech. 1/50

CHEVETRE (FERRAILLAGE)  
Ech. 1/50

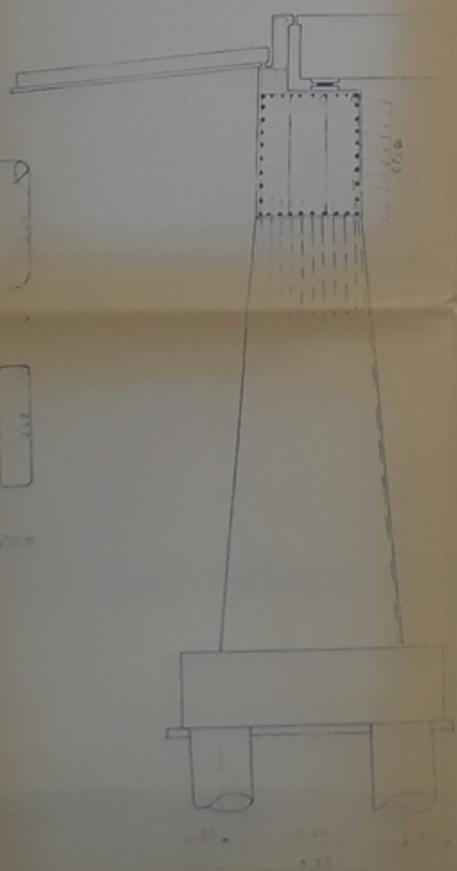
COUPE BB  
Ech. 1/50



COUPE AA  
Ech. 1/50



COUPE CC  
Ech. 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE  
ET POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

AMENAGEMENT DE LA RN 5E  
TRONCON RN5 ROCADE SUD

PLAN DE

FERRAILLAGE  
VOILES & CHEVETRE

PROPOSE PAR  
SAETI

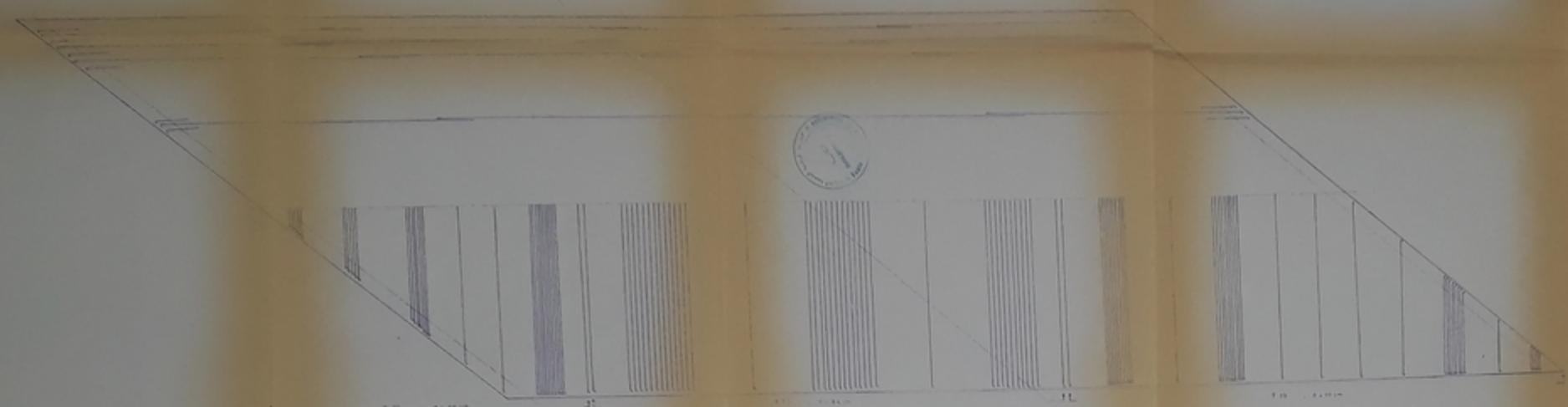
PROMOTEUR  
M<sup>re</sup> CHERID  
ETUDE PAR

S BOUCHAREB D BELLOU

PROMOTEUR

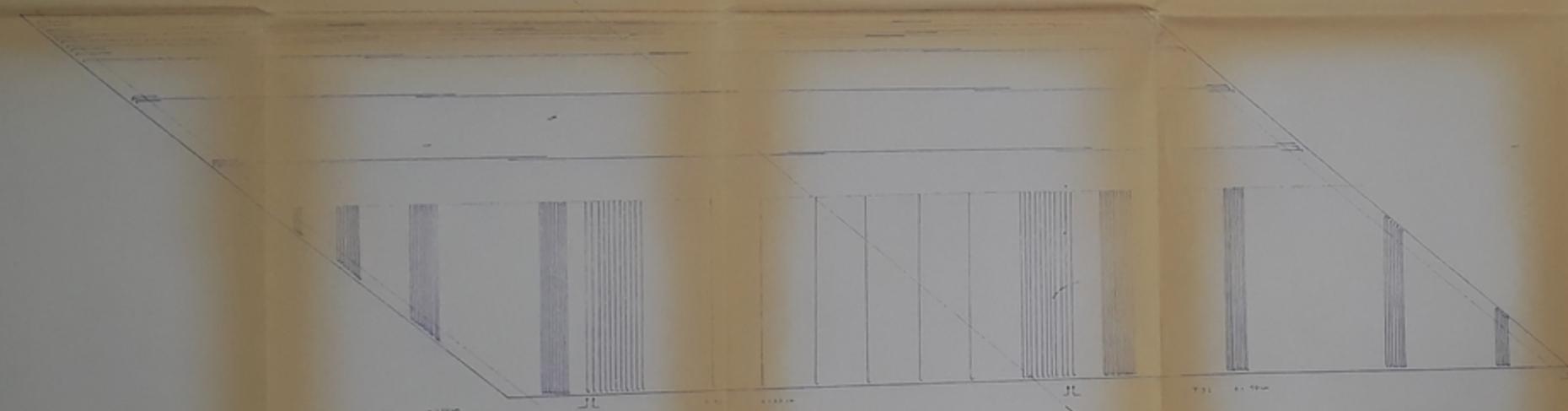
NAPPE INFÉRIEURE

ÉLÉV. 1/25 00



NAPPE SUPÉRIEURE

ÉLÉV. 1/25 00

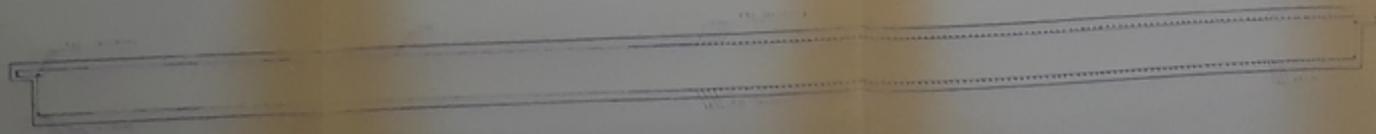


COUPE BB



COUPE LONGITUDINALE

ÉLÉV. 1/25 00



REPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE  
ET POPULAIRE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

AMÉNAGEMENT DE LA RN 5E  
TRONÇON RN 5 ROCADE SUD

FERRAILLAGE DE LA DALLE

PROPOSÉ PAR

**SAETI**

PROMOTEUR

M<sup>re</sup> CHERD

ÉTUDE PAR

BOUCHAREB

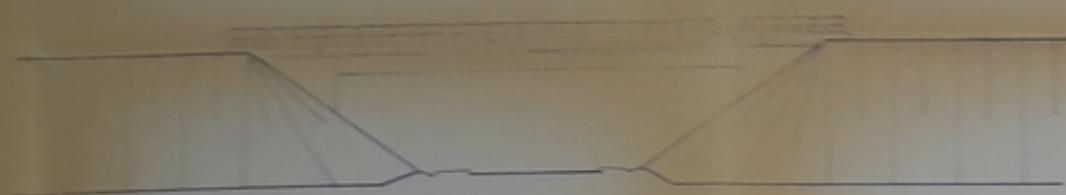
D BELLON

PROMOTION JANVIER 07

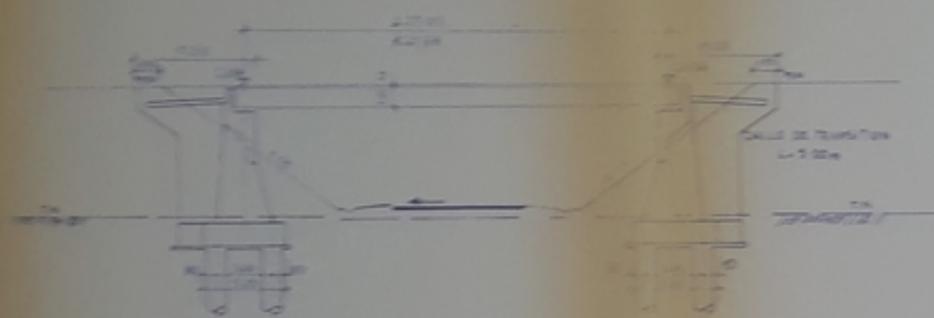
180007  
-2-



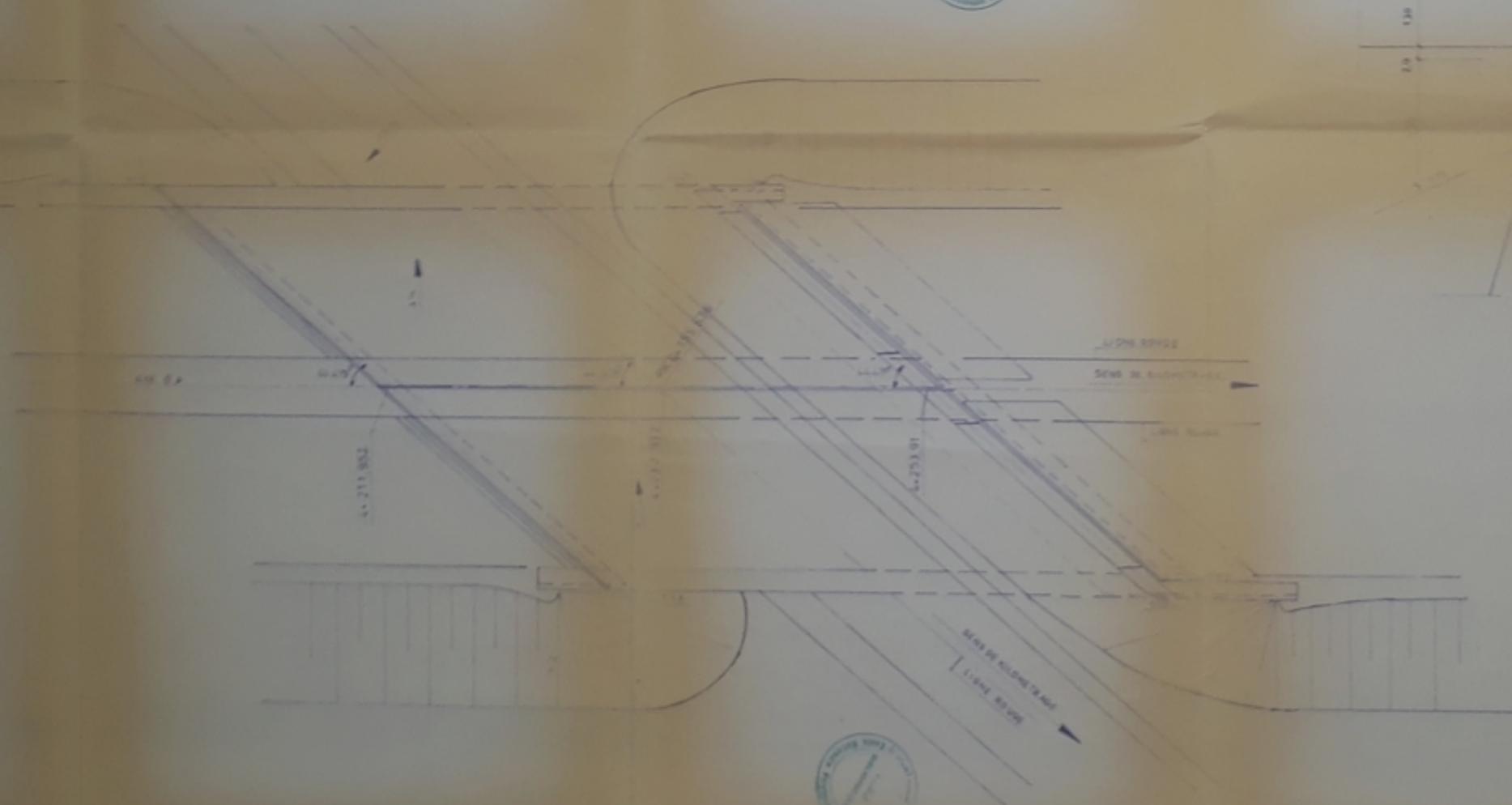
VUE EN ELEVATION  
ECH. 1/100



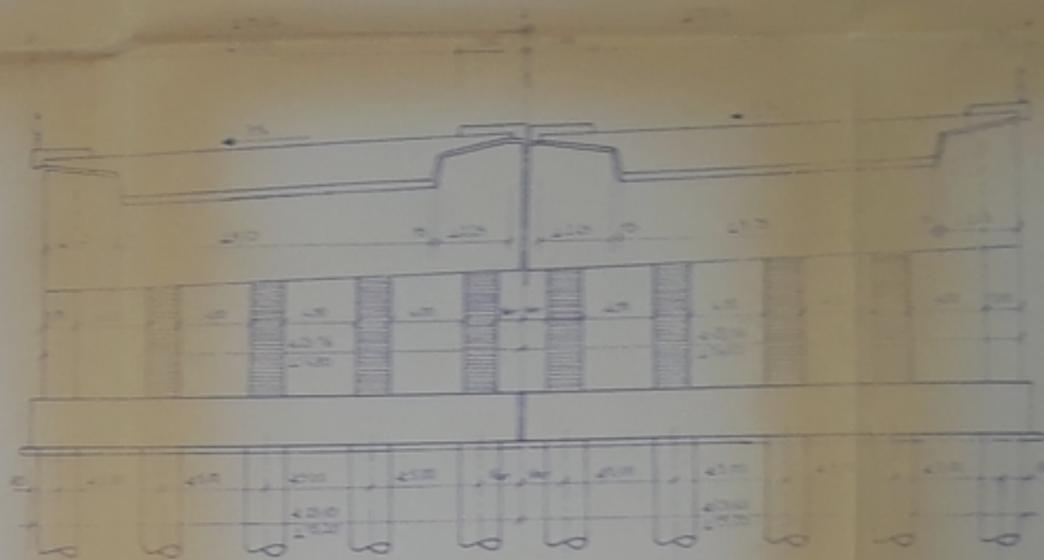
COUPE LONGITUDINALE  
ECH. 1/200



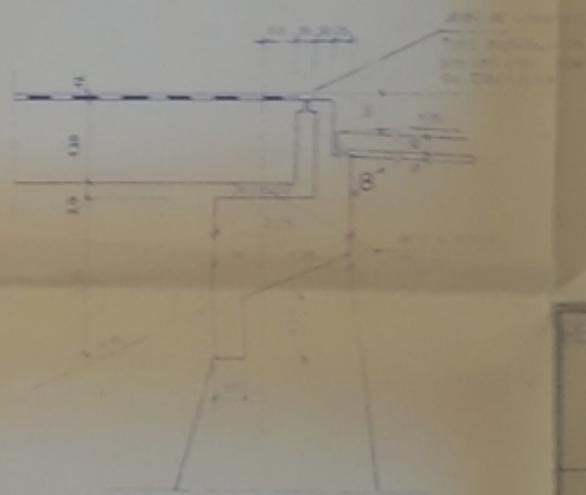
VUE EN PLAN  
ECH. 1/200



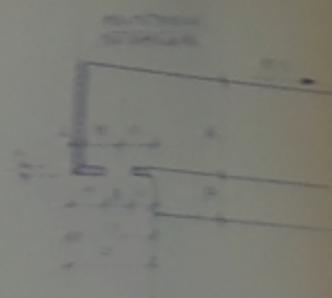
COUPE TRANSVERSALE  
ECH. 1/100



DETAIL A



DETAIL B



Plan 54

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE  
ET POPULAIRE  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

AMENAGEMENT DE LA RN 5E  
TRONCON RN 5 ROCADE SUD

PLAN GENERAL

PROPOSE PAR  
**SAETI**

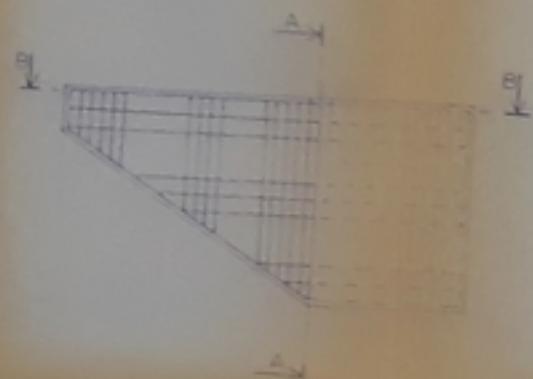
PROMOTEUR  
M<sup>r</sup> CHERID

ETUDIE PAR  
S. BOUCHAREB D. BELL OUI

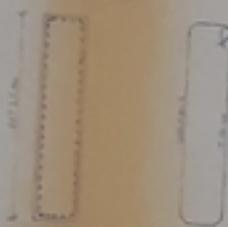
PROMOTION JANVIER 87



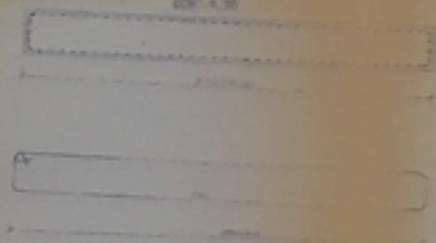
MUR EN RETOUR  
E.H. 1/20



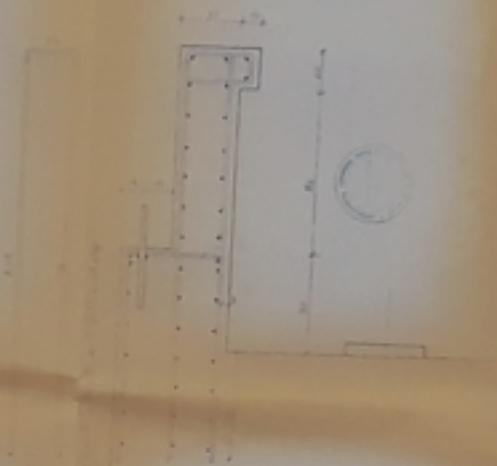
COUPE AA  
E.H. 1/20



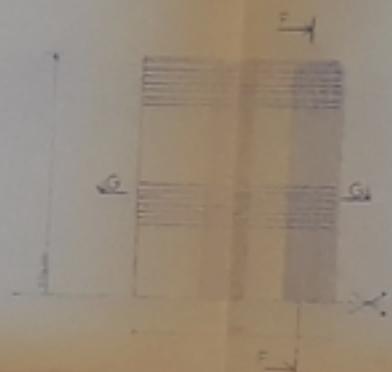
COUPE BB  
E.H. 1/20



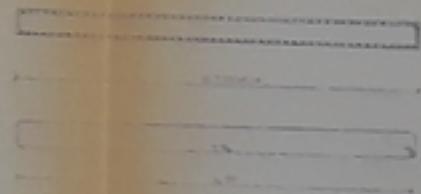
MUR GARDE GREVE - CORBEAU  
E.H. 1/10



DALLE DE TRANSITION  
E.H. 1/20



COUPE GG  
E.H. 1/20



UNIVERSITE POLYTECHNIQUE  
 DE QUÉBEC  
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
 AVANCEMENT DE LA VOIE DE  
 TRONÇON RIVS BOGARD, SU  
 PLAN DE  
 FERRAILLAGE  
 MUR EN RETOUR  
 MUR GARDE GREVE - CORBEAU  
 DALLE DE TRANSITION  
 PROPOSÉ PAR  
 SAETI  
 MONITEUR M<sup>re</sup> CHÉRI  
 ETUDIÉ PAR  
 S. BOUCHARD

