

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
EN
BETON PRECONTRAIT

Proposé par : E N G O A

Etudié par :

Dirigé par :

SLIEM Mohamed
NAIT-DJOUDI Djilali

PROMOTION : JUIN 86

Remerciements

En premier lieu nous tenons à exprimer nos remerciements les plus sincères à l'égard de tous les enseignants ayant contribué à notre formation.

Notre profonde gratitude va à tout le personnel de L'ENGOA, plus particulièrement M. GUERBI pour toute son aide et Monsieur KHODJA pour tous ses conseils techniques.

DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Je dedie ce travail modestement accompli à mes parents
en guise de reconnaissance pour tous leurs sacrifices
concentris à mon egard .

Egalement, à tous mes frères et sœur ainsi qu'à tous
mes amis(es)

Johanes

Je dedie modestement mon travail à
ma chere mère , a mes parents et grands parents
mes frères et sœurs, et Samir
tous mes amis(es)

Djilali

SOMMAIRE

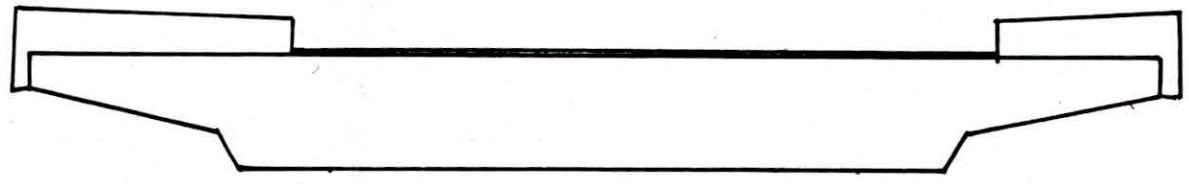
- I. Presentation de L'ouvrage
- II. Caracteristiques mecaniques des materiaux 1-3
- III. Calcul des charges et Surcharges 4-6
- IV. Repartition transversale 7-11
- V. Calcul des Efforts Longitudinaux Sous L'effet des charges et Surcharges 12-18
- VI. Precontrainte 19-23
- VII. Pertes et chutes de tension 24-27
- VIII. Verification des Contraintes 28-30
- IX. Efforts tranchants 31
- X. Verifications des Contraintes de Cisaillements 32-33
- XI. Securité à la rupture 34-36
- XII. Verification au Seisme 37
- XIII. Etude de la torsion 38-39
- XIV. Etude de la flexion transversale 40-60
- XV. Appareils d'Appui 61-65
- XVI. Joints de chaussée 66-67
- XVII. Deformations 68-69
- XVIII. Etude des Culées 70-76
- XIX. Calcul et ferrailage des différents éléments des Culées 77-90
- XXI. Calcul et ferrailage des Semelles 91-94

Bibliographie

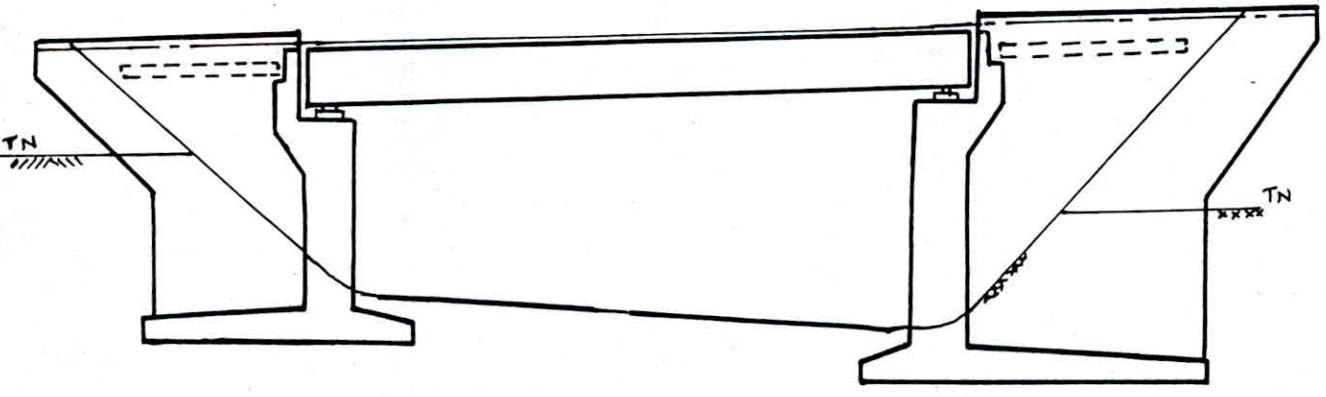
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Le present projet consiste en l'etude d'un pont dalle isostatique.
Cet ouvrage est situé à la pénétrante des ANNASSERS Nord.
La dalle en Béton précontraint est à encorbellements de 2,4 m chacun.
Elle comporte deux trottoirs différents de largeur 2m et 3,25m, pour
une portée de 25,46m et une largeur de 12,55m.
Le Tablier de 1,2 m de hauteur repose sur deux Culées massives, à mur
frontal à l'aide d'appareils d'appui en elastomere fretté.
L'ouvrage est fondé sur des fondations superficielles.

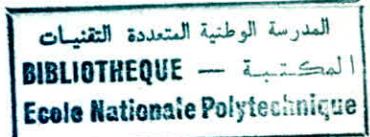


COUPE TRANSVERSALE



COUPE LONGITUDINALE

caracteristiques mecaniques des materiaux



A. Beton armé

Le beton est dosé à 400 kg/m^3 en Ciment CPA 325 avec un contrôle strict.

La resistance nominale de Compression à 28 jours est de :

- $\sigma_n = \sigma'_{28} = 350 \text{ bars}$ pour la dalle
- $\sigma_n = \sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$ pour les culées.

dans le cas de traction

- $\sigma_n = \sigma_{28} = 7 + \frac{6}{100} \sigma'_{28}$
- $\sigma_n = 28 \text{ bars}$ pour la dalle
- $\sigma_n = 23,2 \text{ bars}$ pour les culées.

a) Contraintes de compression admissibles en Compression Simple

$\bar{\sigma}'_b = \beta'_b \sigma'_{28}$ avec β'_b étant définie comme suit : $\beta'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon$

- $\alpha = 1$ depend de la classe du ciment utilisé (CPA 325)
- $\beta = 1$ depend du contrôle (contrôle strict)
- $\gamma = 1$ depend des épaisseurs relatives des elements et des dimensions des granulats (grosueur des granulats $e_g = 5/15 \text{ mm}$)
- δ : depend de la nature de la sollicitation

- * compression simple $\delta = 0,3$
- * flexion simple $\delta = 0,6$
- * en flexion composé on aura $\delta = 0,6$ si l'effort normal est une traction

$$\delta = \begin{cases} 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{2e_1}\right) & \text{si } \delta < 0,6 \\ 0,6 & \text{si } \delta \geq 0,6 \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{si l'effort normal est une} \\ \text{Compression} \end{matrix}$$

avec : e_0 : excentricité de la résultante des forces extérieures / centre de gravité
 e_1 : distance de la limite du noyau central au CG de la section du beton seul dans le plan radial passant par le centre de pression

- $\varepsilon = 1$ Section rectangulaire soumise à la flexion simple ou la compression simple.

on aura donc

- dalle : $\bar{\sigma}'_{b0} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 350 = 105 \text{ bars}$
- culée : $\bar{\sigma}'_{b0} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 270 = 81 \text{ bars}$

b) Contraintes admissibles en flexion Simple

1) contraintes de compression

- dalle : $\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 350 = 210 \text{ bars}$
- culée : $\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 270 = 162 \text{ bars}$

2) contraintes de traction

$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28}$ avec $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$ \Rightarrow dalle : $\theta = 0,024$; culée $\theta = 0,026$
 \rightarrow dalle $\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,024 \cdot 350 = 8,4 \text{ bars}$; culée : $\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,026 \cdot 270 = 7 \text{ bars}$

Aciers

on a utilisé des armatures σ haute adhérences Acier Fe 40 A

$$\sigma_{en} = \begin{cases} 4200 \text{ kg/cm}^2 & \phi \leq 20 \\ 4000 \text{ kg/cm}^2 & \phi > 20 \end{cases}$$

Contraintes de traction imposée par la condition de fissuration (Art. 4.9.22)
La valeur maximale de la contrainte de traction est limitée à la plus grande des valeurs suivantes exprimées en bars

$$\sigma = \max \begin{cases} \sigma_1 = \kappa \frac{y}{\phi} \frac{\bar{\sigma}_F}{1+10\bar{\sigma}_F} & \text{contrainte de fissuration systématique} \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{y}{\phi} \kappa \cdot \bar{\sigma}_B} & \text{contrainte de fissuration accidentelle.} \end{cases}$$

avec : $y = 1,6$: coeff de fissuration pour les armatures H.A

$\kappa = 1,10$: pour une fissuration préjudiciable

ϕ : diamètre de la plus grosse barre tendue, exprimée en mm.

$\bar{\sigma}_F$: % des armatures tendues, $\bar{\sigma}_F = A/B_p$

avec : A : section des armatures tendues

B_p : aire de la section d'écrasage.

pour limiter la fissuration on doit avoir

$$\bar{\sigma}_A \leq \min \left[\frac{2}{3} \sigma_{en} ; \max (\sigma_1, \sigma_2) \right]$$

B. Béton précontraint

Le procédé utilisé dans la précontrainte est dit en post-tension, c'est à dire que les câbles sont tendus après durcissement du béton.

Après la mise en tension et l'aide de vérins, on bloque les armatures de précontrainte contre le béton à l'aide d'ancrages.

Caractéristiques du Béton

1) Résistance nominale

- compression : $\sigma'_h = \sigma'_{28} = 350$ bars

- traction : $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 29$ bars

2) Contraintes admissibles

- en service : $\bar{\sigma}' = 0,42 \sigma'_h = 147$ bars

- en période de construction : $\bar{\sigma}' = 0,55 \sigma'_h = 192,5$ bars

3) Traction

La traction n'est pas admise

4) Modules de déformation du béton

- courte durée

$$E_c = 7000 \sqrt{f_c} = 7000 \sqrt{3500} = 4141255,848 \text{ t/m}^2$$

- longue durée

$$E_v = \frac{1}{3} E_c = 1380418,616 \text{ t/m}^2$$

Caracteristiques des armatures de precontrainte

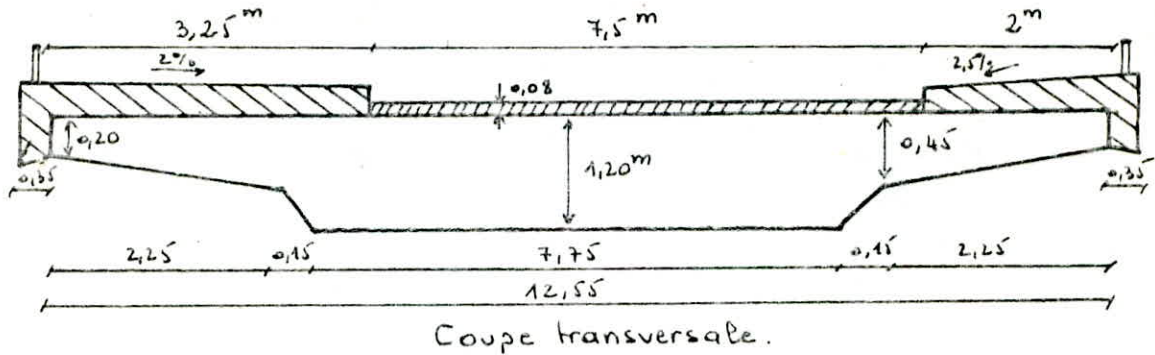
Les Cables utilisés sont du Types 7T15 III TBR Dywidag, tirés des 2 extrémités (Achif-Achif)

- Section utile d'un cable : $w = 9,73 \text{ cm}^2$
- Contrainte caractéristique de déformation garantie : $T_g = 16000 \text{ kg/cm}^2$
- Contrainte de rupture garantie : $R_g = 18000 \text{ kg/cm}^2$
- Diamètre extérieur de la gaine d'un cable : $\phi_e = 7 \text{ cm}$
- Diamètre intérieur de la gaine du cable : $\phi_i = 6 \text{ cm}$
- Coefficient de frottement : $f = 0,18$
- Perte de tension relative/mètre : $\mu = 0,0016 \text{ rd/m}$
- Perte de blocage d'ancrage : $\gamma = 6 \text{ mm}$
- Relaxation à 1000h : $\beta_{1000} = 0,026$
- Relaxation à 3000h : $\beta_{3000} = 0,03$

CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

1. Charges Permanentes:

a. Ossature résistante (dalle)



Largeur : $l = 12,55 \text{ m}$

$$g = 2 \times 2,5 \left[(1,20 \times 4,025) - (0,5 \times 0,15 \times 0,75) + \frac{(0,20 + 0,45)}{2} \times 2,25 \right] \times 25,46 = 696,97 \text{ t}$$

b. Superstructure :

- revêtement : $2,2 \times 0,08 \times 25,46 \times 7,5 = 33,6 \text{ t}$
- trottoirs : - gauche : $2,5 \times 25,46 \times [(3,5 \times 0,8) + (0,5 \times 0,07 \times 3,5) + (0,35 \times 0,3)] = 76,38 \text{ t}$
- droite : $2,5 \times 25,46 \times [(0,3 \times 2,25) + (0,5 \times 2,25 \times 0,056) + (0,35 \times 0,194)] = 50,92 \text{ t}$
- garde corps : $0,1 \times 2 \times 25,46 = 5,09 \text{ t}$

ponds total $G_1 = 862,96 \text{ t}$

soit la charge par mètre linéaire $q_1 = \frac{862,96}{25,46} = 33,89 \text{ t/ml}$.

2. Surcharges:

a. Caractéristiques du Pont

- portée : $L = 25,46 \text{ m}$
- pont comportant deux trottoirs, la chaussée est encadrée par 2 bordures, et conformément au cahier de prescriptions communes, la largeur chargeable sera confondue avec la largeur roulable : $l_s = l_r = 7,5 \text{ m}$.
- nombre de voies : $N = E\left(\frac{l_s}{3}\right) = E\left(\frac{7,5}{3}\right) = 2$
- largeur d'une voie : $l_v = \frac{l_s}{3} = \frac{7,5}{3} = 3,75 \text{ m}$.
- classe du pont : $l_r \geq 7 \text{ m} \Rightarrow$ Pont de 1^{ère} classe.
- largeur de trottoirs : $\begin{cases} \text{trottoir de gauche } \textcircled{1} & l_t = 3,25 \text{ m} \\ \text{trottoir de droite } \textcircled{2} & l_t = 2,00 \text{ m} \end{cases}$

b. Surcharges sur chaussée

- Système de Surcharge A

C'est une charge uniformément répartie exprimée en kg/m^2 donnée par la formule:

$A = K \cdot A_L \cdot \frac{L_0}{L_v}$ avec $K = 1$ (coefficient qui dépend de la classe du pont et du nombre de voies chargées)

$L_0 = 3,50$ (fonction de la classe du pont)

$L_v = 3,75$ (largeur de la voie)

où $A_L = 230 + \frac{36000}{L+12}$ avec $L =$ longueur déterminée par la ligne d'influence

dans notre cas $L = 25,46 \text{ m} \Rightarrow A_L = 1191 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow A = \underline{1111,6 \text{ kg/m}^2}$

- 1 voie chargée : $q = A \cdot L_v = 4,169 \text{ t/ml}$

- 2 voies chargées : $q = 2 \cdot A \cdot L_v = 8,337 \text{ t/ml}$

- Système de Surcharges "B"

C'est un système de charges concentrées, il comprend 3 systèmes distincts :

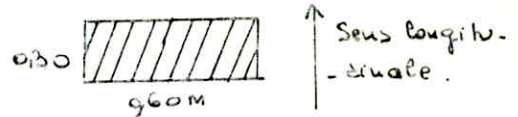
- Le Système Bc :

Se composant de Camions types : ils sera disposés dans le sens transversal autant de convois qu'il y a de voies de circulation. Dans le sens longitudinal, le nombre de convois à disposer est limité à deux (2).

Les surcharges Bc sont pondérables par un coefficient b_c , qui est fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées.

- Système Br :

C'est une roue isolée de 10t. Sa surface d'impact est de $(0,60 \times 0,30)$. Elle est disposée n'importe où sur la chaussée.



- Système Bt :

il se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tendems. Un tendem du système Bt comporte 2 essieux, tous deux à roues simples munis de pneumatiques. La masse de chaque essieu est de 16t. On disposera au maximum 2 tendems de front. Dans le sens longitudinal, on disposera qu'un tendem Bt.

Le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classe. Ce système est pondérable par un coefficient b_t (fonction de la classe du pont)

- $b_t = 1$ (pont de 1ère classe)

Coefficient de majoration dynamique pour le système "B"

Ce coefficient est donné par la formule suivante

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

$L = 25,46 \text{ m}$

$S = n \cdot b_c \cdot 60$ { 1 convoi : $S = 1 \times 1,2 \times 60 = 72t$
 2 convois : $S = 2 \times 1,1 \times 60 = 132t$; $P = 862,96t$

\Rightarrow 1 convoi Bc : $\delta = \underline{1,078}$; 2 convois Bc : $\delta = \underline{1,089}$

- Surcharges Militaires

Dans notre cas, nous nous intéresserons uniquement au système M120. C'est un véhicule type à chenille. Sa masse totale est de 110 t, et comporte 2 chenilles dont la surface d'impact est $(6,10 \times 1) \text{ m}^2$ chacune. Dans le sens transversal un convoi est supposé circuler, dans le sens longitudinal le nombre de véhicules est illimité et la distance entre deux véhicules successifs est au moins égale à 30,50 m. Les majorations dynamiques sont applicables aux charges militaires.

Calcul du coefficient dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4 \cdot \frac{P}{S}} ; \quad \begin{array}{l} L = 25,46 \text{ m} \\ P = 862,96 \text{ t} \\ S = 110 \text{ t} \end{array} \Rightarrow \underline{\delta = 1,085}$$

C. Surcharges 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 transversale.

- Surcharges Locales :

- 1- surcharge uniforme de 450 kg/m^2
- 2- une roue isolée de 6 t de surface d'impact $(0,25 \times 0,25) \text{ m}^2$, dis posée dans la position la plus défavorable.

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

- Surcharges Générales

C'est une charge uniforme de 150 kg/m^2

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

repartition transversale

Nous utiliserons la theorie de Guyon MASSONNET pour la repartition transversale, et en vu de determiner le coefficient de repartition transversale "K".

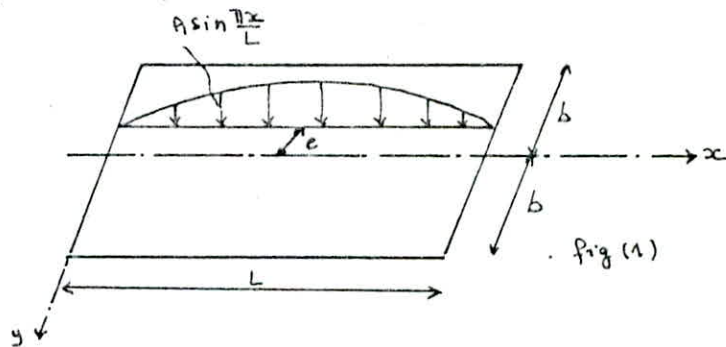
Cette methode est approximative et est basé sur deux hypotheses principales

- La construction réelle est remplacé par une dalle orthotrope, ayant les mêmes rigidites de flexion et de torsion, d'épaisseur constante et de même module d'Young (E_x, E_y)

(dans le calcul de notre ouvrage nous déterminerons une dalle équivalente qui aura ces propriétés)

- La repartition transversale réelle du chargement sera remplacé par celle qui naît sous une charge répartie le long de l'axe x de la construction, suivant la sinusoïde de la forme

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



sous l'effet de la charge linéaire répartie appliquée à la construction (Fig 1)

sur une parallèle à l'axe x d'excentricité "e" suivant $p(x) = p_1 \sin \frac{\pi x}{L}$, la construction prend une déformée $w(x, y)$, avec $w(x, y) = \chi(y) \sin \frac{\pi x}{L}$.

Si la charge $p(x)$ est répartie sur la largeur $2b$ uniformément, la construction prendra une déformée en surface cylindrique $w_0(x)$, où $w_0(x) = \chi_0 \sin \frac{\pi x}{L}$.

Le coefficient de repartition $K(y)$ sera égale à: $K(y) = \frac{w(x, y)}{w_0(x)} = \frac{\chi(y)}{\chi_0}$

Le coefficient de repartition K dépendra de plusieurs paramètres

- Le paramètre d'entretoisement θ
- du paramètre de torsion α
- de l'excentricité relative $\frac{e}{b}$ de la charge linéaire
- de l'ordonnée relative $\frac{y}{b}$

La flèche moyenne de la section transversale est donnée par l'égalité

$$\chi_0 = \frac{1}{2b} \int_{-b}^{+b} \chi(y) dy; \text{ Si l'on divise membre à membre cette égalité par } \chi_0$$

$$\text{et en introduisant la définition de } K, \text{ on aura } \frac{1}{2b} \int_{-b}^{+b} K(y) dy = 1$$

c'est à dire pour une construction chargée uniformément sur toute la largeur on aura $\chi_m = \frac{w}{w_0} = 1$

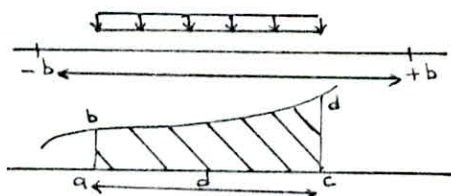
Le calcul exacte de la Surface d'influence est en generale difficile, pour cela on divisera la construction dans le sens transversal en 8 bandes de même largeur, et il sera facile de la Calculée à l'aide de la formule de SIMPON, ou la methode des trapezes. (on utilisera la methode des trapezes).

* pour des charges Concentrées, on a : $K(y) = \frac{\sum P_i K_i(y)}{\sum P_i} = \frac{P \sum K_i(y)}{nP} = \frac{\sum K_i(y)}{n}$

* pour les charges uniformement réparties :

$$K(y) = \frac{\text{surface de la ligne d'influence due à la charge}}{\text{La largeur de la charge répartie}}$$

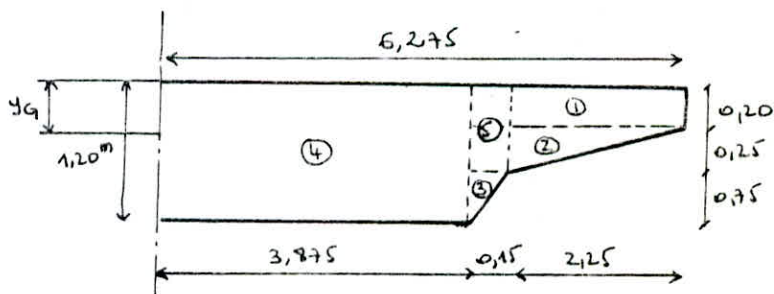
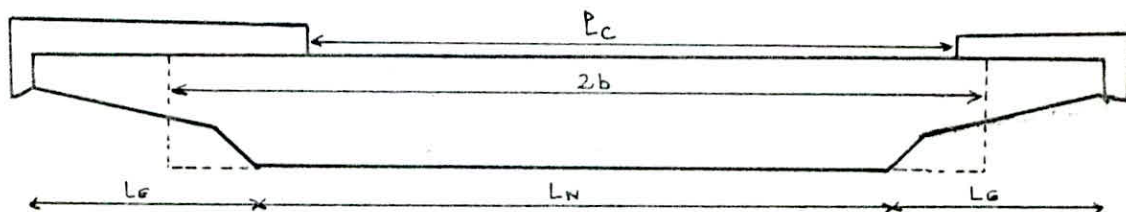
ex :



$$K(y) = \frac{\text{aire (abcd)}}{d}$$

Une fois le coefficient de repartition K est déterminé pour chaque cas de charge, il sera utilisé pour l'étude de la flexion longitudinale.

Calcul de La dalle Equivalente (Largeur 2b)



Section	S_i (m ²)	d_i (m)	$S_i d_i$ (m ³)	b_i (m)	$S_i b_i^2$ (m ⁴)	I_{P_0} (m ⁴)	I_P (m ⁴)
①	0,4500	0,1000	0,0450	0,4394	0,0869	$1,5 \times 10^{-3}$	0,0884
②	0,2813	0,2833	0,0797	0,2561	0,0184	$0,976 \times 10^{-3}$	0,0194
③	0,0563	0,7000	0,0394	-0,1606	0,0015	$1,75 \times 10^{-3}$	0,0033
④	4,6500	0,6000	2,7900	-0,0606	0,0171	0,558	0,5751
⑤	0,0675	0,2250	0,0152	0,3144	0,0067	$1,139 \times 10^{-3}$	0,0078

$$\sum S_i = 5,5051 \text{ m}^2; \quad \sum S_i d_i = 2,9693 \text{ m}^3; \quad \sum I_p = 0,6940 \text{ m}^4$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i d_i}{\sum S_i} = 0,5394; \quad b_i = y_G - d_i$$

$$b_{eq} = \frac{12 I_p}{h^3} = \frac{12 \times 0,6940}{1,2^3} = 4,8194 \text{ m} \Rightarrow \underline{2b_{eq} = 9,6389 \text{ m}}$$

dans le cas de dalles à encorbellements, on doit satisfaire 3 conditions:

- 1 - La largeur de la nervure est supérieure à la moitié de la largeur totale de la dalle : $L_N > 0,5 L$ $7,75 > 0,5 \times 12,55 = 6,275$ (Vérifié)
- 2 - La largeur droite de l'encorbellement n'excede pas $1/5$ de la portée du pont $L_E < 0,2 L$: $2,4 < 0,20 \times 25,46 = 5,09$ (Vérifié)
- 3 - La dalle rectangulaire équivalente élargie de 5% de chaque côté recouvrira entièrement la largeur surchargeable $2b \times 1,1 > L_c$: $10,60 > 7,5$ (Vérifié)

pour faire un calcul rigoureux du coefficient de répartition K , on doit appliquer les formules établies par SATTLER et qui dépendent aussi de la valeur de θ

$$\begin{aligned} - 0 < \theta \leq 0,1 & \rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0,05} \\ - 0,1 < \theta \leq 1 & \rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha \left(1 - e^{-\frac{0,065 - \theta}{0,663}}\right) \\ - \theta > 1 & \rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \sqrt{\alpha} \end{aligned}$$

Les valeurs : $K_0 = K(\alpha=0, \theta, e/b, y/b)$ et $K_1 = K(\alpha=1, \theta, e/b, y/b)$ sont données par les tableaux de MASSONNET établis pour θ variant de 0 à 5

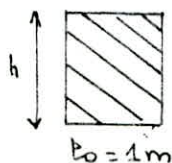
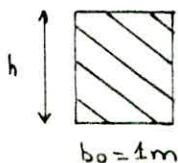
Détermination des paramètres sans dimensions

1) paramètre d'entretoisement " θ "

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{I_p}{I_E}}$$

- Rigidité flexionnelle (I_p, I_E)

$$I_p = \frac{E_p I_p}{b_0}; \quad I_E = \frac{E_E I_E}{L_0}; \quad I_p = I_E \quad \text{et} \quad I_E = I_p = \frac{1 \times h^3}{12} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} h = 1,20 \text{ m} \\ b_0 = L_0 = 1 \text{ m} \end{cases}$$



$$\Rightarrow \theta = \frac{b}{L} = \frac{9,6389}{2 \times 25,46} = 0,1893 = 0,19$$

$\theta = 0,19$

2) Parametre de Torsion " α "

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \times \sqrt{J_p \times J_E}}$$

- Rigidité torsionnelle (γ_p, γ_E)

$$\left. \begin{aligned} \gamma_p &= \frac{C_p}{b_0} = G \times \frac{I_p^t}{b_0}, \quad b_0 = 1m \Rightarrow \gamma_p = G \times \frac{I_p^t}{1} \\ \gamma_E &= \frac{C_E}{b_0} = G \times \frac{I_p^t}{b_0} = G \times \frac{I_p^t}{1} \end{aligned} \right\} I_p^t = I_E^t = \frac{4 \times h^3}{6} = I$$

$$\Rightarrow \gamma_p = \gamma_E = G \cdot I$$

dans le cas generale, nous pouvons calculer par cette formule le parametre de torsion α . L'evaluation des rigidites de torsion γ_p, γ_E etant tres difficile, il faudrait introduire des hypotheses simplificatrices et se contenter d'une valeur approximative de α .

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \sqrt{J_p \cdot J_E}} = \frac{2 \cdot \gamma_p}{2 \cdot J_p} = \frac{G \times \frac{h^3}{6}}{E \cdot \frac{h^3}{12}} = \frac{2G}{E} \quad \text{avec } G = \frac{E}{2(1+\eta)}$$

$$\text{On prend une valeur de } \eta = 0,2 \Rightarrow \alpha = \frac{2E}{2E(1+\eta)} = \frac{1}{1+\eta} = \frac{1}{1+0,2} = 0,833$$

$$\alpha = 0,833$$

η : coefficient de poisson.

Tableau donnant K_0, K_1 pour $\theta = 0,19$, en fonction de l'excentricité " e " et l'ordonnée " y "

$y \setminus e$		$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	b
0	K_0	0,9900	0,9955	1,0008	1,0049	1,0067	1,0049	1,0008	0,9955	0,9900
	K_1	0,9923	0,9965	1,0005	1,0038	1,0053	1,0038	1,0005	0,9965	0,9923
$\frac{1}{4}b$	K_0	0,2432	0,4341	0,6251	0,8155	1,0049	1,1922	1,3765	1,5589	1,7408
	K_1	0,9516	0,9645	0,9776	0,9910	1,0038	1,0151	1,0234	1,0301	1,0362
$\frac{1}{2}b$	K_0	-0,5007	-0,1256	0,2496	0,6251	1,0008	1,3765	1,7512	2,1243	2,4966
	K_1	0,9138	0,9343	0,9555	0,9776	1,0005	1,0234	1,0453	1,0648	1,0831
$\frac{3}{4}b$	K_0	-1,2429	-0,6844	-0,1256	0,4341	0,9955	1,5589	2,1243	2,6908	3,2570
	K_1	0,8783	0,9058	0,9343	0,9645	0,9965	1,0301	1,0648	1,0992	1,1384
b	K_0	-1,9847	-1,2429	-0,5007	0,2432	0,9900	1,7408	2,4966	3,2570	4,0202
	K_1	0,8441	0,8783	0,9138	0,9516	0,9923	1,0362	1,0831	1,1324	1,1832

Determination du coefficient de repartition transversale "K_x"

$$\theta = 0,19 \text{ et } \alpha = 0,933$$

d'après les tableaux de Guyon MASSONNET donnant les valeurs de K₀, K₁, et après interpolation, on détermine la valeur de K_x

$$\text{pour } 0 < \theta \leq 1 \rightarrow K_x = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha \left(1 - e^{\frac{0,065 - \theta}{0,665}}\right) = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot 0,969$$

Les valeurs de K_x sont données dans le tableau suivant

y \ e	-b	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	b
0	0,9922	0,9965	1,0005	1,0038	1,0053	1,0038	1,0005	0,9965	0,9922
b/4	0,9296	0,9481	0,9667	0,9856	1,0038	1,0206	1,0343	1,0465	1,0580
b/2	0,8700	0,9014	0,9336	0,9667	1,0005	1,0343	1,0672	1,0976	1,1269
3b/4	0,8125	0,8565	0,9014	0,9481	0,9965	1,0465	1,0976	1,1485	1,2041
b	0,7564	0,8125	0,8700	0,9276	0,9922	1,0580	1,1269	1,1983	1,2711

Les valeurs ci-dessus du coefficient K_x, nous permettra de tracer les lignes d'influences pour les différentes valeurs de y.

On disposera à chaque fois les charges et surcharges de la manière la plus défavorable afin d'obtenir les valeurs maximum du coefficient K_x

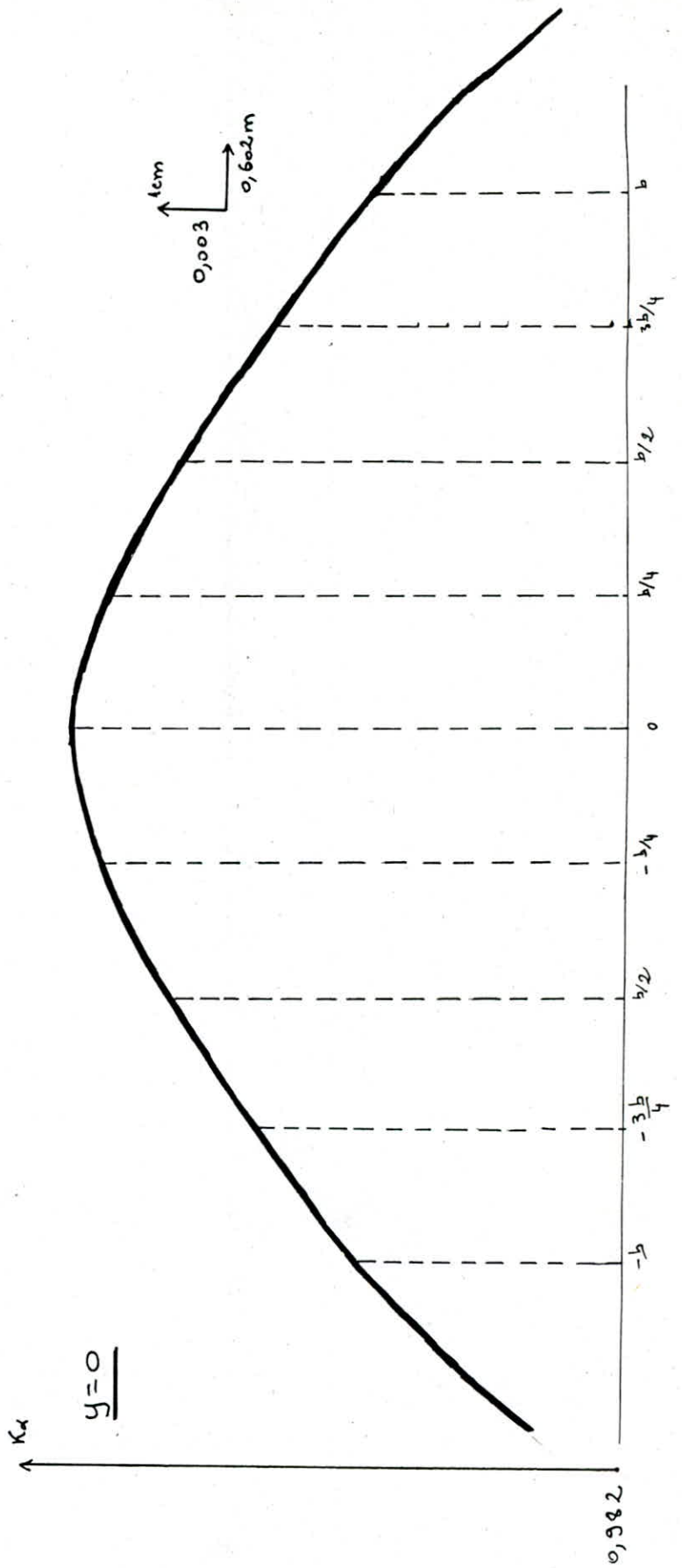
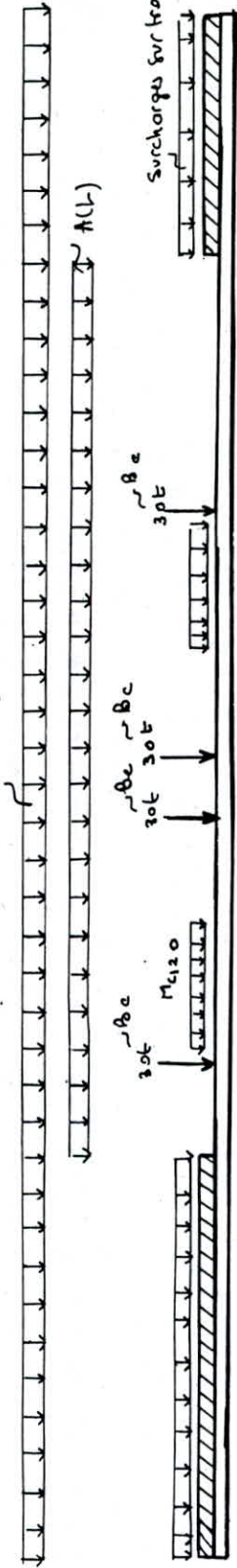
Nous tracerons les lignes d'influences pour les fibres (y=0, y= $\frac{b}{4}$, y= $\frac{b}{2}$, y= $\frac{3b}{4}$, y=b) les positions transversales des différentes surcharges sont représentées sur les graphes

Tableau donnant les différentes valeurs du coefficient K_x correspondant à chaque type de chargement.

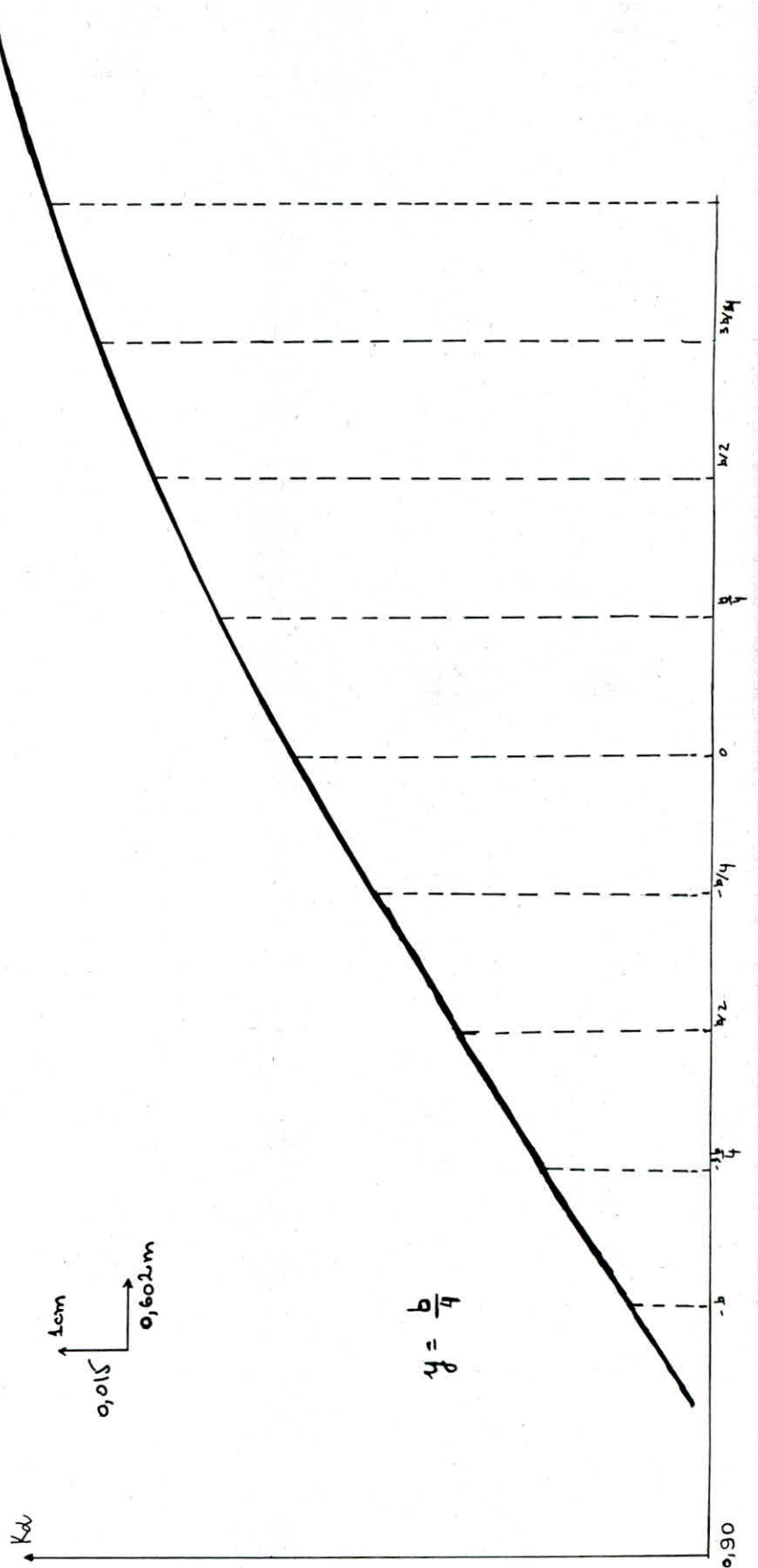
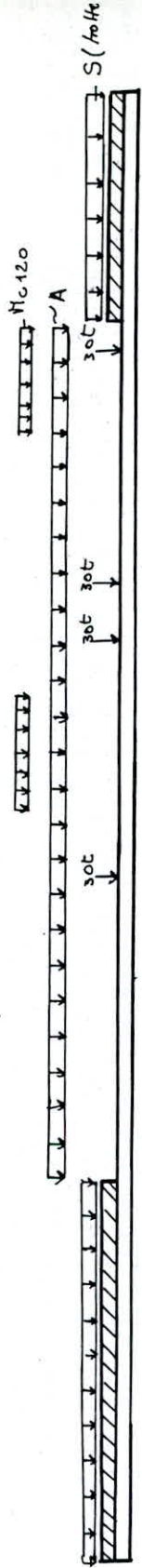
	b	$\frac{3}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{1}{4}b$	0
G	1	1	1	1	1
Bc - 1 convoi	1,1558	1,1252	1,0820	1,0405	1,0042
2 convois	1,0850	1,0729	1,0493	1,0259	1,0031
AIL - 1 voie	1,1260	1,1007	1,0662	1,0336	1,0035
2 voies	1,0282	1,0244	1,0162	1,0096	1,0017
Mc120	1,1090	1,0903	1,0595	1,0300	1,0028
surcharges sur trottoir (1) (3,25m)	0,7647	0,8193	0,8727	0,9320	0,9927
surcharges sur trottoir (2) (2m)	1,2973	1,2243	1,1388	1,0605	0,9916
surcharge sur les 2 trottoirs	1,0295	1,0218	1,0058	0,9963	0,9922

Les valeurs de K_x trouvées seront prise en compte pour le calcul des moments longitudinaux dans les différentes sections.

charges permanentes G

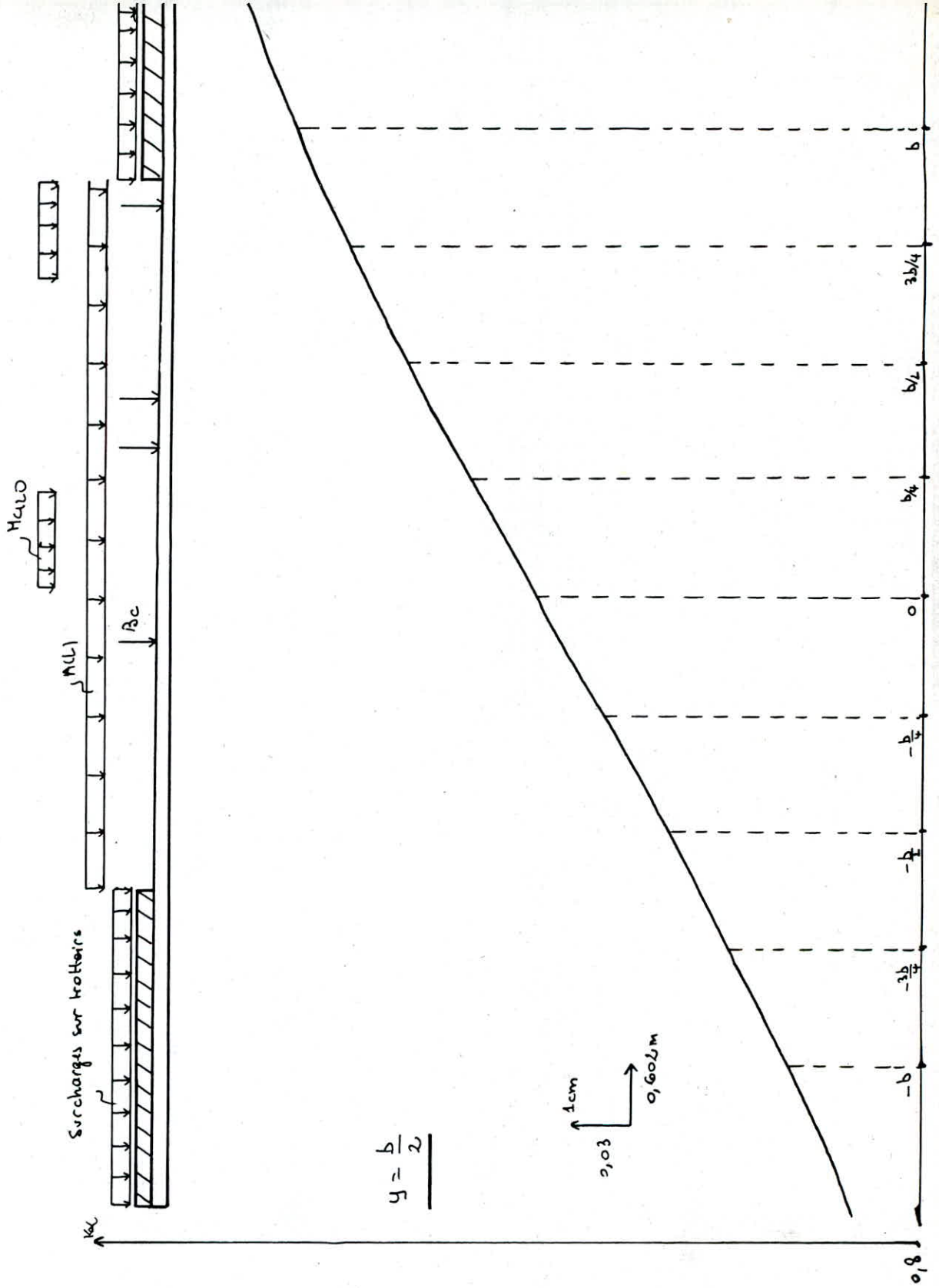


0,982



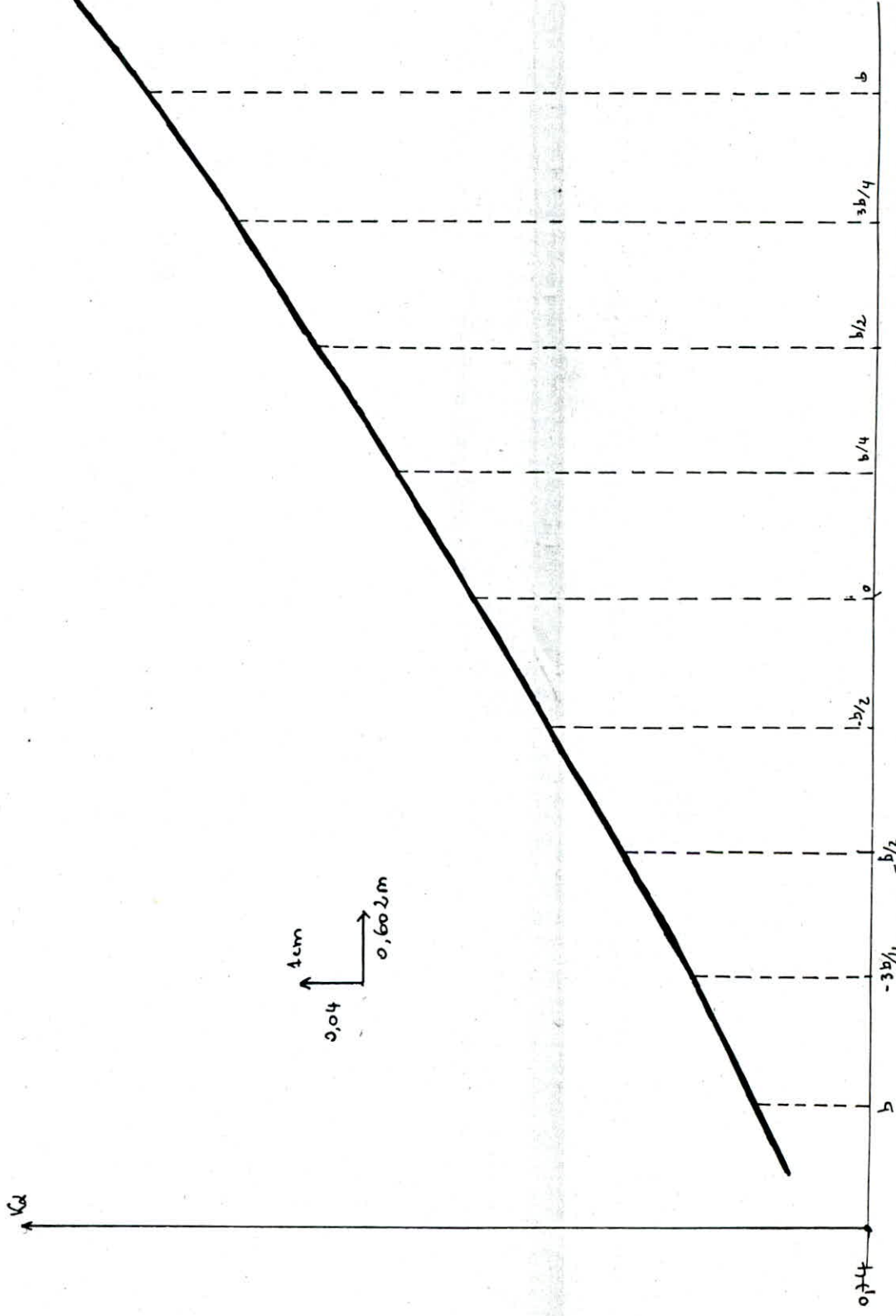
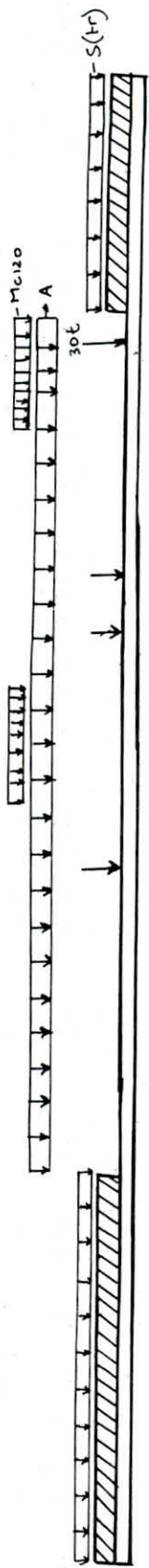
$0,015$
 1 cm
 $0,602 \text{ m}$

$$y = \frac{b}{4}$$



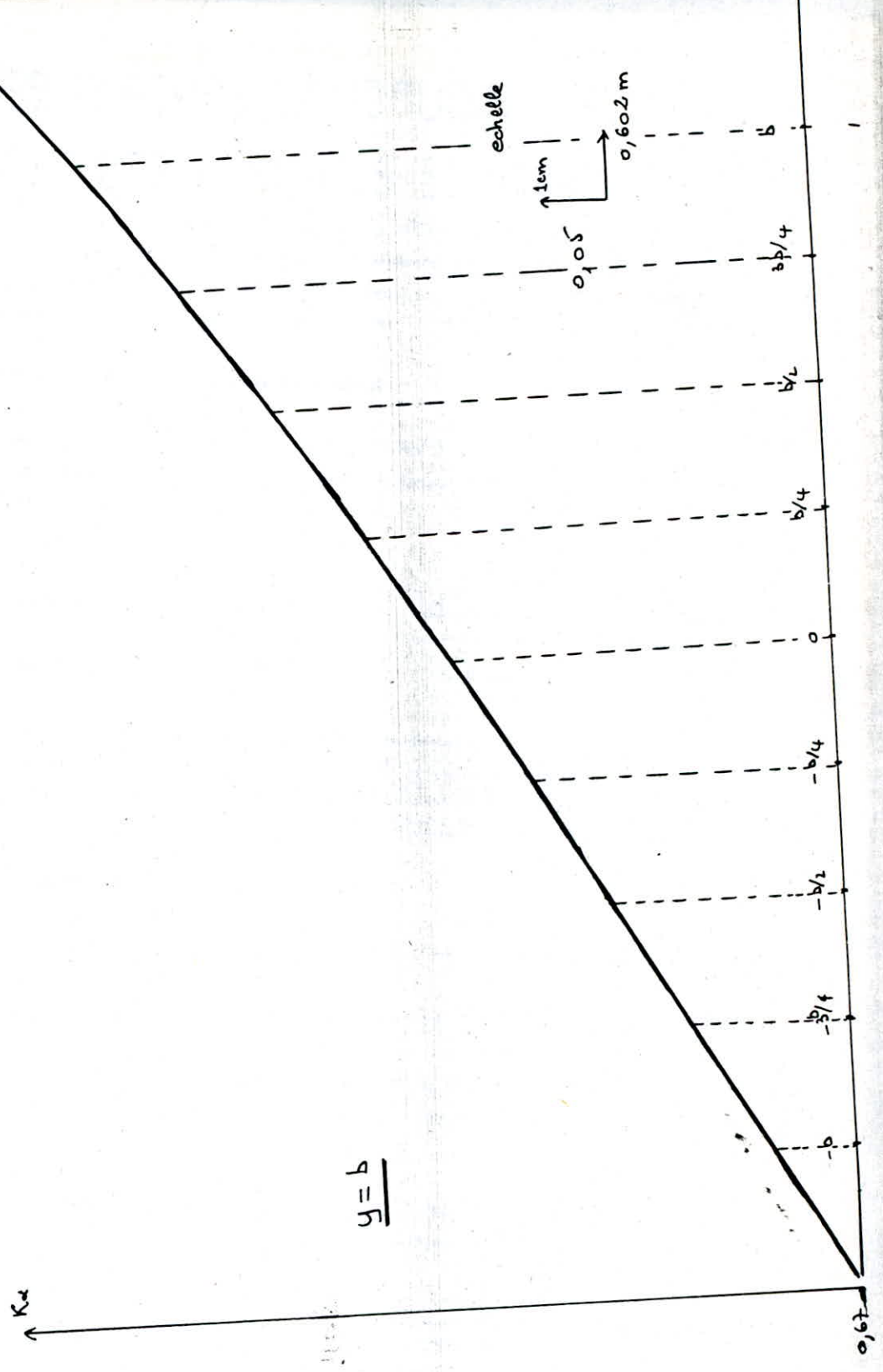
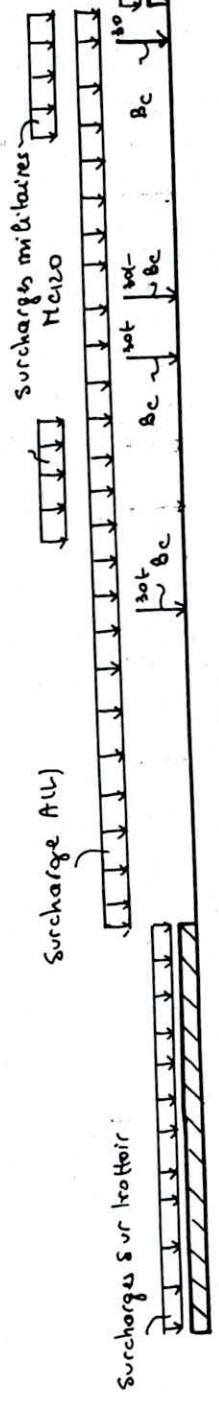
$$y = \frac{b}{2}$$

2,03
1cm
0,600m



1 cm
 $0,04$
 $0,60 \text{ m}$

$$y = \frac{3}{4} b$$



$$y = b$$

CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX

SOUS L'EFFET DES CHARGES ET SURCHARGES

Notre pont est constitué donc seule travée de portée L , et il est isostatique. Nous déterminerons les moments et les efforts tranchants pour différentes sections : permanente et des différentes surcharges soit (A ; Bc ; Hc10 ; surcharges sur trottoirs) (0L (à l'appui), 01L, 02L, 03L, 04L, 05L (mi-portée)), sous l'effet de la charge

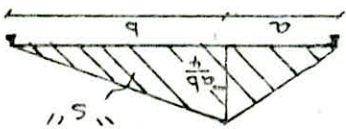
1. Calcul des moments longitudinaux

- a. Sous la surcharge $H(L)$ ($A = 1,112 \text{ t/m}^2$)

nous tracerons la ligne d'influence pour chaque section à chute, et nous déterminerons le moment au droit de celle-ci.

une voie chargée : $q = A \times L = 1,112 \times 3,75 = 4,169 \text{ t/m}$
 deux voies chargées : $q = 2 \times A \times L = 8,337 \text{ t/m}$

$$M = q \cdot S \text{ (t.m)} \quad \text{avec } S = \frac{a \cdot b}{2}$$



$$L = a + b = 25,4 \text{ m}$$

- b. Sous les surcharges du système Bc

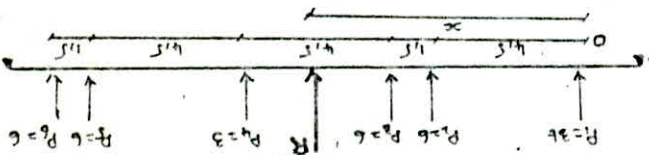
- détermination de la section dangereuse :

pour déterminer cette section, nous utiliserons le théorème de BARRÉ

$$R : \text{ la résultante des charges appliquées} \quad \sum_{k=1}^{k=n} R_k \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{k=1}^{k=n} R_k$$

cette relation nous permet de trouver la charge sous laquelle la section est dangereuse. Or la plaque sera symétriquement à la résultante R par rapport à la section médiane.

Remarque : pour le calcul, on considère une seule poutre de route.



$$R = 2 \times 3 + 4 \times 6 = 30 \text{ t}$$

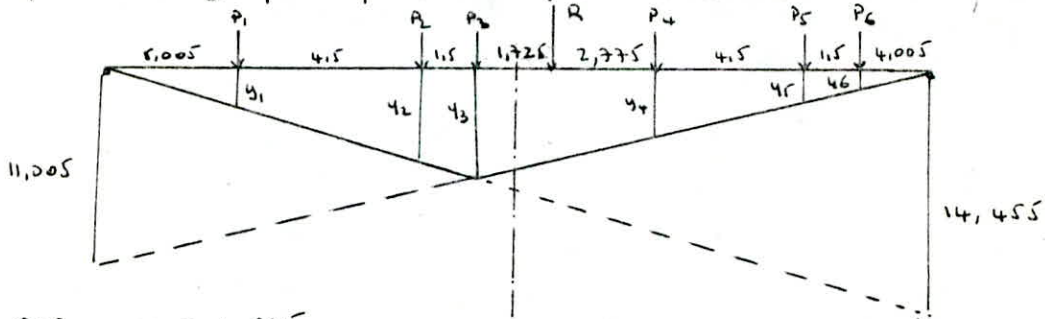
$$\sum H / 0 = 0 \Rightarrow R \cdot x = 6 \times 4,5 + 6 \times 6 + 3 \times 4,5 + 6 \times 4,5 + 6 \times 4,5 \rightarrow x = 9,45 \text{ m}$$

en utilisant la relation de BARRÉ pour chaque surcharge P_i , nous obtenons les résultats suivants

- $P_1 : 0 < 15 < 3 \text{ non}$
- $P_2 : 3 < 15 < 9 \text{ non}$
- $P_3 : 9 < 15 < 15 \text{ oui}$
- $P_4 : 15 < 15 < 18 \text{ oui}$
- $P_5 : 18 < 15 < 24 \text{ non}$
- $P_6 : 24 < 15 < 30 \text{ non}$

Il apparaît que l'une des poutres chargées P_3 ou P_4 est en mesure de produire le moment maximum.

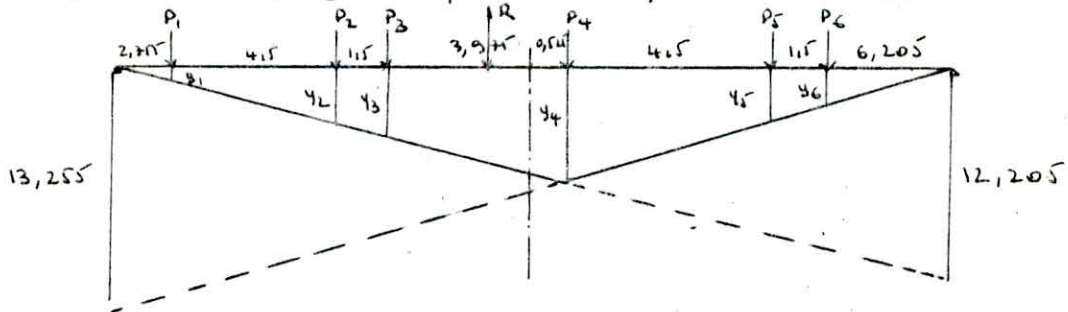
1) Nous placerons P_3 Symétriquement à R / à la médiane.



$$\begin{aligned} y_1 &= 2,842 & ; & & y_4 &= 4,325 \\ y_2 &= 5,396 & ; & & y_5 &= 2,380 \\ y_3 &= 6,248 & ; & & y_6 &= 1,731 \end{aligned}$$

- pour 2 piles de roues : $M^{\max} = 2 \cdot \sum P_i y_i = 232,062 \text{ t.m.}$
- pour 4 piles de roues : $M^{\max} = 4 \sum P_i y_i = 464,124 \text{ t.m.}$

2) Nous placerons P_4 Symétriquement à R / à la médiane.



$$\begin{aligned} y_1 &= 1,321 & , & & y_4 &= 6,354 \\ y_2 &= 3,478 & ; & & y_5 &= 4,011 \\ y_3 &= 4,197 & ; & & y_6 &= 3,230 \end{aligned}$$

- pour 2 piles de roues : $M^{\max} = 225,042 \text{ t.m.}$
- pour 4 piles de roues : $M^{\max} = 450,084 \text{ t.m.}$

Il apparaît que la section sous la surcharge $P_3 = 6t$ provoque un moment maximum, d'où c'est la section dangereuse recherchée.

Calcul des moments sous B_c pour différentes sections :

une charge P_i au droit d'une section à une distance "a" de l'appui de gauche provoque un moment maximum, si elle vérifie les deux inéquations suivantes :

- $\frac{1}{a} \sum_{k=1}^i P_k \geq \frac{1}{b} \sum_{k=i+1}^n P_k$ (lorsque P_i est placé à gauche de la section)
- $\frac{1}{a} \sum_{k=1}^{i-1} P_k < \frac{1}{b} \sum_{k=i}^n P_k$ (lorsque P_i est placé à droite)

avec $a+b=L$. (portée du pont) .

① au droit de la Section se situant à 0,1L (a = 2,546 ; b = 22,914 m)

$$P_1 = 6t \begin{cases} \frac{6}{2,546} \geq \frac{24}{22,914} & \text{oui} \\ \frac{0}{2,546} < \frac{30}{22,914} \end{cases} ; P_2 = 6t \begin{cases} \frac{12}{2,546} \geq \frac{18}{22,914} & \text{non} \\ \frac{6}{2,546} < \frac{24}{22,914} \end{cases} ; P_3 = 3t \begin{cases} \frac{15}{2,546} \geq \frac{15}{22,914} & \text{non} \\ \frac{12}{2,546} < \frac{18}{22,914} \end{cases}$$

$$P_4 = 6t \begin{cases} \frac{21}{2,546} \geq \frac{9}{22,914} & \text{non} \\ \frac{15}{2,546} < \frac{15}{22,914} \end{cases} ; P_5 = 6t \begin{cases} \frac{27}{2,546} \geq \frac{3}{22,914} & \text{non} \\ \frac{21}{2,546} < \frac{9}{22,914} \end{cases} ; P_6 = 3t \begin{cases} \frac{30}{2,546} \geq \frac{0}{22,914} & \text{non} \\ \frac{27}{2,546} < \frac{3}{22,914} \end{cases}$$

Seule la surcharge $P_1 = 6t$ est susceptible de provoquer un moment max au droit de la Section 0,1L.

de la même manière nous déterminerons pour chaque Section la surcharge P_i qui au droit de celle-ci provoque un moment max.

Section	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
P_i	$P_1 = 6t$	$P_1 = 6t$	$P_4 = 6t$	$P_4 = 6t$	$P_4 = 6t$

Dans le Tableau suivant nous résumons les résultats en différentes Sections sous l'effet des surcharges B_c , pour les positions les plus défavorables.

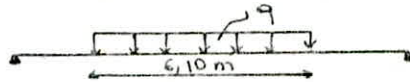
Section	Position défavorable	M_{max} (k.m) 4 Piles de roues	
0,1L		$y_1 = 2,291 ; y_4 = 1,241$ $y_2 = 2,141 ; y_5 = 1,091$ $y_3 = 1,691 ; y_6 = 0,641$	190,320
0,2L		$y_1 = 4,074 ; y_4 = 1,974$ $y_2 = 3,774 ; y_5 = 1,668$ $y_3 = 2,874 ; y_6 = 0,774$	319,536
0,3L		$y_1 = 1,147 ; y_4 = 3,997$ $y_2 = 4,297 ; y_5 = 2,647$ $y_3 = 5,347 ; y_6 = 2,197$	409,44
0,4L		$y_1 = 2,510 ; y_4 = 4,310$ $y_2 = 5,210 ; y_5 = 2,510$ $y_3 = 6,110 ; y_6 = 1,910$	459,6
0,5L		$y_1 = 3,365 ; y_4 = 4,115$ $y_2 = 5,615 ; y_5 = 1,865$ $y_3 = 6,365 ; y_6 = 1,115$	448,8

dans ce tableau nous résumons les différentes valeurs des moments majorés et pondérés.

	1 convoi: $\delta = 1,078$; $bc = 1,2$			2 convois: $\delta = 1,089$; $bc = 1,1$			
$M = M^{max} \times \delta \times bc$	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	sect dangereuse (0,432L)
un convoi	0	123,099	206,676	264,826	297,269	290,284	300,195
deux convois	0	227,984	282,772	490,468	550,555	537,618	555,974

c. Sous la surcharge militaire M_{c120}

$$q = \frac{110}{6,10} = 18,03 \text{ t/m}$$



Détermination du moment max, pour une section quelconque.

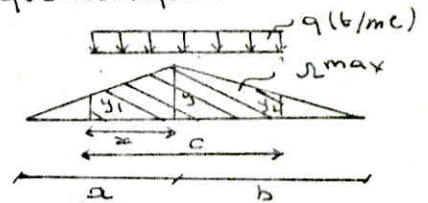
Cas Générale

on a

$$x = \frac{ac}{L} \text{ et}$$

$$c = 6,10 \text{ m}$$

$$L = a + b = 25,46 \text{ m}$$



$$s_{max} = \Omega_{max} = \frac{y_1 + y_2}{2} x + \frac{y + y_2}{2} (c - x) = \frac{2Lc - c^2}{2L} y$$

$$\text{donc } \Omega_{max} = \frac{2Lc - c^2}{2L} y \text{ soit } \underline{\Omega_{max} = 5,369 y}$$

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

Tableau donnant les moments pondérés

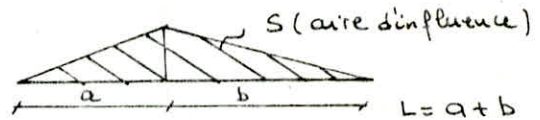
$\delta = 1,085$						
Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
$M = M^{max} \times \delta$	0	240,669	427,856	561,560	641,560	668,525

d. Sous les surcharges de trottoirs

$$q = 0,150 \text{ t/m}^2$$

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

On observe 3 cas de chargement



- trottoir ① chargé (3,25 m) : $q = 0,15 \times l_{t1} = 0,15 \times 3,25 = 0,488 \text{ t/m}$
- trottoir ② chargé (2 m) : $q = 0,15 \times l_{t2} = 0,15 \times 2,00 = 0,30 \text{ t/m}$
- 2 trottoirs ① + ② chargés : $q = 0,15 \times (l_{t1} + l_{t2}) = 0,15 (3,25 + 2) = 0,788 \text{ t/m}$

	Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
$M = q \times s$	trott n°1	0	14,235	25,306	33,214	37,959	39,541
	trott n°2	0	8,751	15,557	20,419	23,336	24,308
	2 trottoirs	0	22,986	40,863	53,635	61,295	63,849

e. Sous la charge permanente G

$q_G = 33,89 \text{ t/ml}$

$M = \frac{qL}{2} x - q \frac{x^2}{2}$

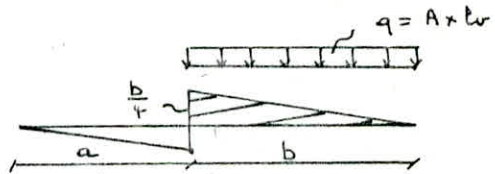


Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
M en t.m	0	588,52	1757,30	2306,34	2635,63	2745,18

2. Calcul des Efforts tranchants

a. Sous la Surcharge A

$T = q \times S^{\max} = q \times \frac{b^2}{2L}$



Remarque : La valeur de A est fonction de la ligne d'influence.

Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
A (t/m ²)	1,112	1,177	1,253	1,341	1,447	1,573
1 voie chargée	59,015	50,597	42,559	34,873	27,646	20,870
2 voies chargées	118,03	101,193	85,118	69,745	55,292	41,741

- b Surcharge Bc

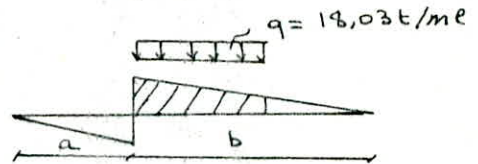
Section	Position défavorable	T max en (t)
0,0L	<p>$y_1 = 1 ; y_4 = 0,588$ $y_2 = 0,941 ; y_5 = 0,529$ $y_3 = 0,764 ; y_6 = 0,352$</p>	86,784
0,1L	<p>$y_1 = 0,9 ; y_4 = 0,488$ $y_2 = 0,841 ; y_5 = 0,429$ $y_3 = 0,664 ; y_6 = 0,252$</p>	74,784
0,2L	<p>$y_1 = 0,8 ; y_4 = 0,388$ $y_2 = 0,741 ; y_5 = 0,329$ $y_3 = 0,564 ; y_6 = 0,152$</p>	62,784
0,3L	<p>$y_1 = 0,7 ; y_4 = 0,288$ $y_2 = 0,641 ; y_5 = 0,229$ $y_3 = 0,464 ; y_6 = 0,052$</p>	50,784
0,4L	<p>$y_1 = 0,6 ; y_4 = 0,188$ $y_2 = 0,541 ; y_5 = 0,129$ $y_3 = 0,364$</p>	39,360
0,5L	<p>$y_1 = 0,5 ; y_4 = 0,088$ $y_2 = 0,441 ; y_5 = 0,029$ $y_3 = 0,264$</p>	28,56

Tableau resumant l'effort tranchant pondéré, majoré en 6^4

Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
1 convoi	56,132	45,370	40,609	32,847	25,458	18,1473
2 convois	103,959	89,584	75,209	60,834	47,149	34,212

c- Sous la surcharge militaire Mc120

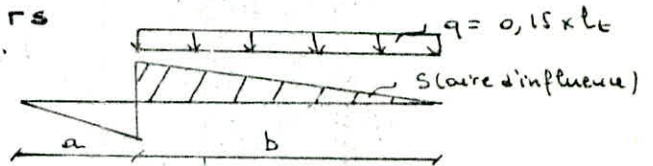
$$T = S \times T^{\max}, \text{ avec } T^{\max} = q \times S^{\max}$$



Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Ten (t)	105,037	93,103	81,170	69,237	57,303	45,370

d- Sous les Surcharges de trottoirs

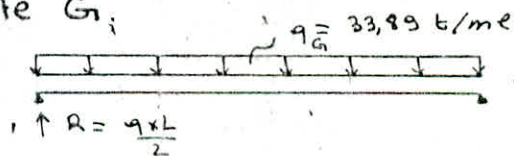
$$T = q \times S = q \times \frac{b^2}{2 \times L}$$



Ten (t)	Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
	trottoir N°1	6,212	5,032	3,971	3,044	2,236	1,553
trottoir N°2	3,819	3,093	2,444	1,871	1,375	0,955	
trottoirs (M1)	10,031	8,125	6,420	4,915	3,611	2,508	

e- Sous la charge permanente G_i

$$T = \frac{q \times L}{2} - q \times x$$



Section	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Ten (t)	431,42	345,136	258,852	172,568	86,284	0

Nous resumons dans le Tableau suivant les valeurs des moments flechissants dans les différentes sections, sous l'effet de tout les cas de charges

Section	chargement	G_i	A (L)	B_c $S = 1,099, b=1$	Mc120 $S = 1,085$	surcharge sur trottoir
0,0L		0	0	0	0	0
0,1L		988,52	243,216	227,984	240,669	22,926
0,2L		1757,30	422,383	282,772	427,856	40,863
0,3L		2306,34	561,503	490,468	561,560	53,635
0,4L		2635,63	648,575	550,555	641,783	61,295
0,5L		2745,18	675,599	537,618	668,525	63,849
Sect dangereux $= 11,005m$		2694,96	663,114	555,974	656,249	62,676

Les valeurs sont en (t.m)

Tableau donnant les moment longitudinaux, en tenant compte du coefficient de repartition transversale correspondant à chaque système de charge.

	G_1	ALL)	B_c $\delta = 1,089, b_c = 1,1$	M_{c120} $\delta = 1,085$	trottoirs
K_d Section	1,00	1,0282	1,085	1,1090	1,0295
0,0 L	0	0	0	0	0
0,1 L	988,52	250,075	247,363	266,902	23,664
0,2 L	1757,30	444,576	306,808	474,492	42,069
0,3 L	2306,34	583,507	532,158	622,770	55,217
0,4 L	2635,63	666,865	597,352	711,737	63,103
0,5 L	2745,18	694,651	583,316	741,394	65,733
Sect dangereux 11,005 m	2694,96	681,814	603,232	727,780	64,525

PRECONTRAINTE

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 indifféremment 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.
- dans notre cas, il s'agit d'une dalle - elle sera assimilée, à une poutre en T reposant sur deux appuis

procède par post-tension (précontrainte par câbles tendus après durcissement de béton)

- on crée artificiellement une réservation à l'intérieur de la structure à l'aide de gaine ou de tube placé dans le coffrage avant la mise en place du béton. Une fois que le béton durcit, on fait la mise en tension à l'aide de vérins prenant appui sur le béton. puis on remplit les gaines ou tubes de coulis de ciment qui sert à protéger les câbles contre la corrosion et à assurer l'adhérence du câble à la structure du béton
- le procédé comporte des moyens d'ancrages actifs et passifs
 - un système de vérins
 - un système d'injection de coulis de ciment
 - des gaines
 - et naturellement des câbles

son avantage réside dans la souplesse d'adaptation au projet offerte par la liberté du tracé du câble, il exige une main-d'œuvre qualifiée, les zones de diffusion de la précontrainte doivent être frettées soigneusement par des aciers ordinaires pour éviter le poinçonnement du béton par l'ancrage du béton

Calcul des différentes 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

$$\text{Service à vide} \left\{ \begin{array}{l} \text{fibre supérieure} \quad \sigma = \sigma_p + \sigma_{G_1} \\ \text{fibre inférieure} \quad \sigma' = \sigma_p' + \sigma_{G_1}' \end{array} \right.$$

$$\text{Service en charge} \left\{ \begin{array}{l} \text{fibre supérieure} \quad \sigma = \sigma_p + \sigma_{G_1} + \sigma_Q \\ \text{fibre inférieure} \quad \sigma' = \sigma_p' + \sigma_{G_1}' + \sigma_Q' \end{array} \right.$$

il faut avoir dans tous les cas $\bar{\sigma}' \leq \sigma \leq \bar{\sigma}$

Caractéristiques Géométriques.

$$I_x = 1.388 \text{ m}^4 ; S = 11,0102 \text{ m}^2 ; V_s = 0,5394 \text{ m} ; V_i = 0,6606 \text{ m}$$

* Contrainte sous l'effet du poids propre

- fibre supérieure $\sigma_g = \frac{M_g V_s}{I} = \frac{2745,18 \times 10^5 \times 53,94}{1,388 \cdot 10^8} = 106,68 \text{ Kg/cm}^2$

- fibre inférieure $\sigma_g' = \frac{M_g V_i}{I} = \frac{2745,18 \times 10^5 \times 66,06}{1,388 \cdot 10^8} = -130,65 \text{ Kg/cm}^2$

* Contrainte sous l'effet des surcharges (Mc120 + trottoirs)

- fibre supérieure : $\sigma_q = \frac{M_q V_s}{I} = \frac{(741,394 + 65,733) 10^5 \times 53,94}{1,388 \cdot 10^8} = 31,36 \text{ Kg/cm}^2$

- fibre inférieure : $\sigma_q' = \frac{M_q V_i}{I} = \frac{(741,394 + 65,733) 10^5 \times 66,06}{1,388 \cdot 10^8} = -38,41 \text{ Kg/cm}^2$

- pour ne pas avoir de contraintes de traction, il convient que la précontrainte en service provoque sur la fibre inférieure, une contrainte supérieure à $\sigma_q' + \sigma_g'$
alors $\sigma_p \geq \sigma_g' + \sigma_q' = 130,65 + 38,41 = 169,06 \text{ Kg/cm}^2$

* Contrainte sous la précontrainte

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

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

- fibre inférieure : $\sigma_p' = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{e V_i}{i^2} \right)$

$b \leq d \leq 15 \text{ cm}$: distance du point de passage de la résultante des forces de précontrainte à la fibre la plus voisine

soit $d = 11,5 \text{ cm}$ alors $e = - (66,06 - 11,5) = -54,56 \text{ cm}$

$$i^2 = \frac{I}{B} = \frac{1.388 \cdot 10^8}{11,0102 \cdot 10^4} = 1260,65 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_p = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{e V_i}{i^2} \right) \geq 169,06 \Rightarrow N \geq \frac{169,06 \times 11,0102 \cdot 10^4}{\left(1 + \frac{54,56 \times 66,06}{1260,65} \right)}$$

$N \geq 4823,45 \text{ t}$, nous estimons les pertes à 25%, alors on aura $N \geq 6029,32 \text{ t}$

$P = \text{mini} (0,85 F_{Rk}; 0,925 T_g; T_o)$: force maximale à l'ancrage

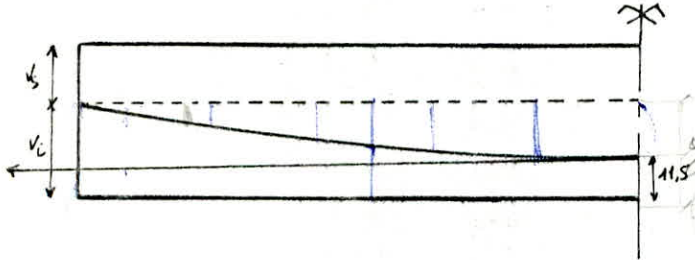
$\left\{ \begin{array}{l} 0,95 T_g : \text{si l'on a } 100\% \text{ de rattrapage} \\ 0,90 T_g : \text{si il n'y a pas de rattrapage} \end{array} \right.$

$$P = \text{mini} (0,85 \times 18000 \times 9,73 \cdot 10^{-3}; 0,925 \times 16000 \times 9,73 \cdot 10^{-3}; 15725 \times 9,73 \cdot 10^{-3}) = 144 \text{ t}$$

le nombre de cable $n = N/P = 6029,32 / 144 = 41,87 \approx 42 \text{ cables}$

Trace de Cable

on utilisera deux nappes de 21 cables chacune, le trace de cable sera parabolique pour les deux nappes de façon a avoir une excentricité nulle a l'about et une autre, maximale, a la section mediane pour le cable equivalent vu que le moment dû aux charges permanentes et surcharges est maximal au milieu, décroît progressivement pour s'annuler aux abouts



$$y = ax^2 ; e = a\left(\frac{l}{2}\right)^2 \Rightarrow a = \frac{e}{\left(\frac{l}{2}\right)^2} = \frac{4e}{l^2}$$

$$y = \frac{4e}{l^2} x^2 \Rightarrow \alpha = \text{Arctg}\left(\frac{8ex}{l^2}\right)$$

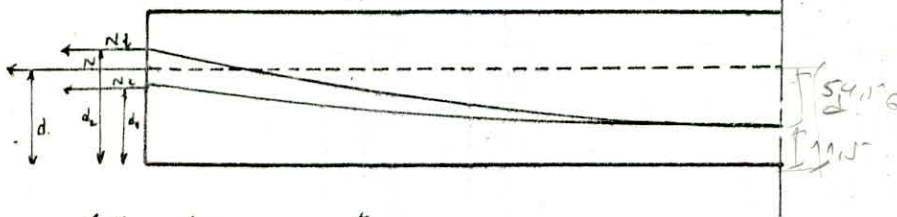
$$e \quad \alpha = y - 11,5 \quad y = \frac{4 \times 54,56 x^2}{(25,46)^2} = 33,66 \cdot 10^{-2} x^2 \text{ (cm)}$$

x sections	0,0l	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l
y	54,56°	34,918	19,642	8,729	2,182	0
α°	4,899	3,923	2,944	1,964	0,982	0
d(cm)	66,06	46,418	31,142	20,229	13,682	11,5

$$y_s = 0,5394 \cdot 76$$

$$y_c = 0,16606$$

Determination des équations des 2 nappes



équilibre des moments

$$Nd = N_1 d_1 + N_2 d_2 \text{ avec } N_1 = N_2 = \frac{N}{2} = 21P$$

$$d_1 \geq 18,5 \text{ (ensolage minimum, à l'about)} \text{ on prend } d_1 = 50 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{42d - 21d_1}{21} = \frac{42 \times 66,06 - 21 \times 50}{21} = 82,12 \text{ cm}$$

1^{re} nappe

$$y_1 = \frac{4(0,5 - 0,115) x^2}{(25,46)^2} = \frac{1}{420,916} x^2$$

2^{eme} nappe

$$y_2 = \frac{4(0,8212 - 0,115) x^2}{(25,46)^2} = \frac{1}{229,47} x^2$$

N_1 agit sur la 1^{re} nappe } $N = N_1 \cos \alpha_1 + N_2 \cos \alpha_2$ agit sur la nappe
 N_2 agit sur la 2^{eme} nappe } équivalente

sections	0,0l	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l
$x = 12,73$		10,184	7,638	5,092	2,546	0
$y_1(\text{cm})$	38,5	24,64	13,86	6,16	1,54	0
$y_2(\text{cm})$	70,62	45,19	25,42	11,30	2,82	0
α_1°	3,4614	2,7704	2,6785	1,3859	0,6931	0
α_2°	6,3311	5,0723	3,8086	2,5411	1,2712	0
$\cos \alpha_1$	0,9982	0,9988	0,9993	0,9997	0,9999	1
$\cos \alpha_2$	0,9939	0,9961	0,9978	0,999	0,99975	1
$N_1 \cos \alpha_1$	2407,384	2408,831	2410,037	2411,001	2411,484	2411,725
$N_2 \cos \alpha_2$	2397,013	2402,319	2406,419	2409,313	2411,122	2411,725
N	4804,397	4811,15	4816,456	4820,314	4822,606	4823,45
$d(\text{cm})$	66,06	46,418	31,142	20,229	13,682	11,5

$$\alpha_1 = \text{Arctg} \frac{2x}{420,916}$$

$$\alpha_2 = \text{Arctg} \frac{2x}{229,47}$$

fuseaux limites

1^{er} fuseau limite :

c'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le trace' du cable equivalent pour qu'il n'y ait pas de traction (quelque soit le cas de chargement) sur l'une ou l'autre des fibres extremes.

$$e_i = a' - \frac{M_G}{N} ; e_s = a - \frac{M_G + M_Q}{N}$$

$$\text{avec } a' = \frac{i^2}{V_s} = \frac{1260,65}{53,94} = 23,37 \text{ cm et } a = \frac{i^2}{V_i} = \frac{1260,65}{66,06} = 19,08 \text{ cm}$$

2^{eme} fuseau limite

c'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le cable equivalent pour que la contrainte maximale reste inferieure ou egale à $\bar{\sigma}$ (contrainte admissible de compression) sur l'une ou l'autre des fibres extremes quelque soit le cas de chargement

- sur la fibre superieure

$$\bar{\sigma}_p + \bar{\sigma}_q + \bar{\sigma}_G \leq \bar{\sigma} \text{ (service eu charge)} \Leftrightarrow \frac{N}{B} \left(1 + e \frac{V_s}{i^2} \right) + \frac{M_G + M_Q}{B} \frac{V_s}{i^2} \leq \bar{\sigma}$$

$$\Leftrightarrow e \leq \left(\frac{\bar{\sigma} B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{V_s} - \frac{M_G + M_Q}{N} = S_{\text{sup}}$$

- sur la fibre inferieure

$$\bar{\sigma}_p + \bar{\sigma}_q \leq \bar{\sigma} \text{ (service a vide)} \Leftrightarrow \frac{N}{B} \left(1 - e \frac{V_i}{i^2} \right) - \frac{M_G}{B} \frac{V_i}{i^2} \leq \bar{\sigma}$$

$$\Leftrightarrow e \geq - \left(\frac{\bar{\sigma} B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{V_i} - \frac{M_G}{N} = S_{\text{inf}}$$

- le trace de ces deux fuseaux limites sert particulierement au cas de delevage des cables. le cable equivalent doit rester dans la zone commune a ces deux fuseaux.

section	M_G (tm)	M_q (tm)	$N(t)$	$M_0 + M_q$	M_0/N (cm)	$(M_0 + M_q)/N$ (cm)	e_i (cm)	e_s	$e = -v_i + d$	S_{sup}	S_{inf}
0,02	0	0	4804,397	0	0	0	-23,37	19,0	0	55,47	-45,28
0,12	988,52	290,566	4811,15	1279,086	20,55	26,59	-43,92	-7,51	-19,642	28,77	-65,74
0,22	1757,30	516,561	4816,456	2273,861	36,48	47,21	-59,85	-34,918	-34,918	8,06	-81,60
0,32	2306,34	677,987	4820,314	2984,327	47,85	61,91	-71,22	-42,83	-46,831	-6,70	-92,92
0,42	2635,68	774,84	4822,606	3410,52	70,72	70,72	-78,02	-51,64	-52,318	-15,55	-99,69
0,52	2745,18	871,127	4823,45	3552,307	73,91	73,91	-80,28	-54,57	-54,59	-18,5	-101,94

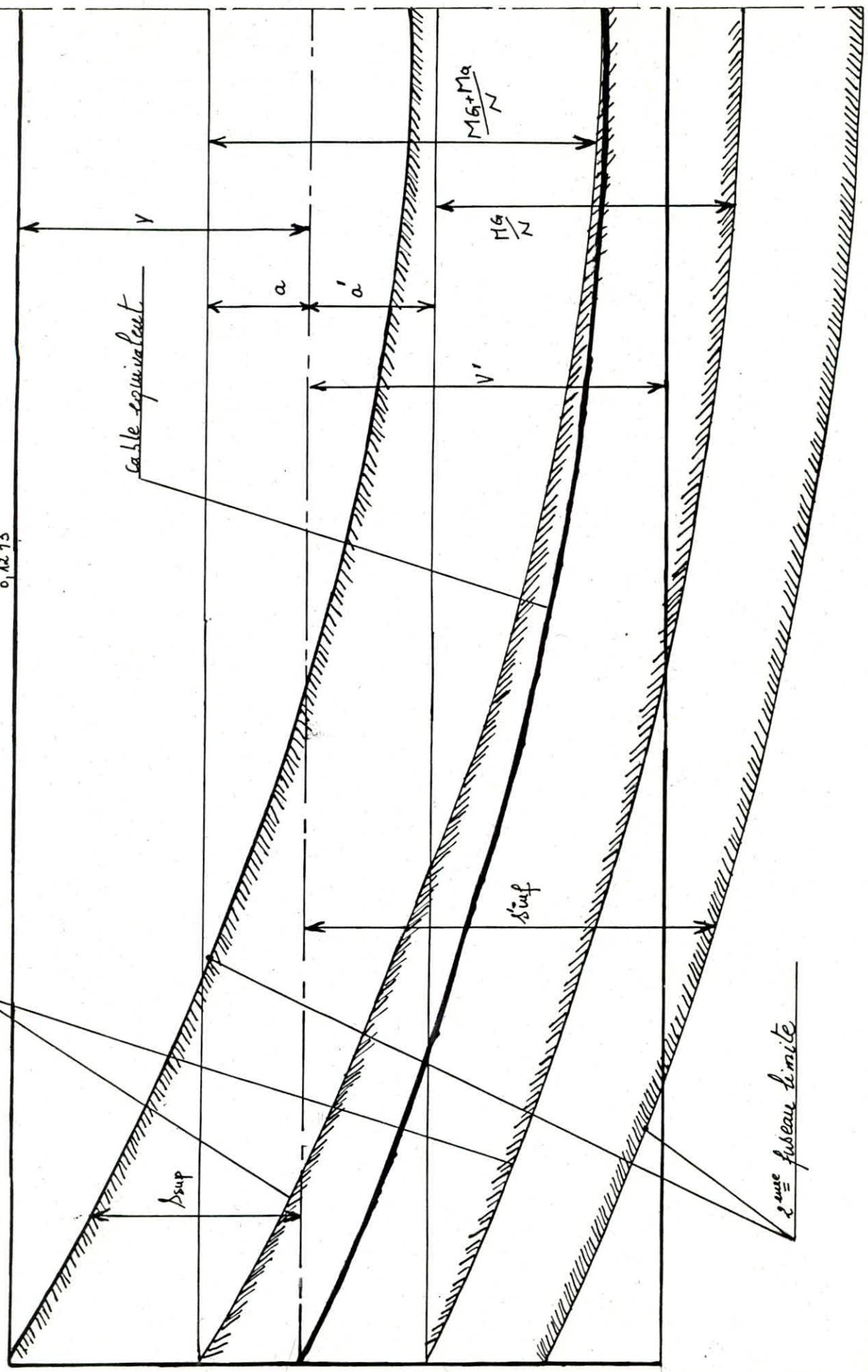
dans tous les cas on a : $e_i \leq e \leq e_s$ et $S_{inf} \leq e \leq S_{sup}$

$$e_i = a' - \frac{M_0}{N}$$

$$e_s = a - \frac{M_0 + M_q}{N}$$

10 mm
0,1273

1² fusseau limite



δ_{sup}

δ_{sup}

2^{me} fusseau limite

PERTES-ET-CHUTES-DE-TENSION

plusieurs phénomènes inévitables réduisent l'intensité de la tension de traction des aciers et ceux se traduisent par les pertes de tensions suivantes

1) Pertes instantanées

elles sont propres au dispositif mécanique d'application de la précontrainte (frottement, raccourcissement, recul d'ancrage)

2) pertes différées

elles sont liées à l'évolution rhéologique des matériaux, acier et béton, comme pertes ou à des pertes dues au fluage du béton, au retrait et à la relaxation des aciers

1) Pertes instantanées

1) frottement :

la mise en tension d'un câble produit 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 à mesure qu'on s'éloigne de la section en un point, la tension est $F_m = F_0 (1 - f \cdot d - \int l)$ soit en contrainte

$$\sigma_m = \sigma_0 e^{-(fd + \int l)} \text{ approximativement } \sigma_m = \sigma_0 (1 - (fd + \int l)) \text{ d'où}$$

$$\Delta \sigma_f = \sigma_0 (fd + \int l)$$

$$f = 0,2$$

\int = déviation angulaire parasite $\int = 0,0018 \text{ rad/m}$

σ_0 = Contrainte initiale à l'ancrage : $\sigma_0 = \text{mini} (0,85 F_{RA} ; 0,92 T_y ; T_0)$

$$\sigma_0 = (0,85 \times 180 ; 0,92 \times 160 ; 157,25) = 147,5 \text{ Kg/mm}^2$$

la tension Courbe du câble est parabolique de déviation $y = ax^2$
 $dy = 2ax dx$; $L = \int ds = \int \sqrt{(dx)^2 + (dy)^2} = \int \sqrt{1 + (2ax)^2} dx$

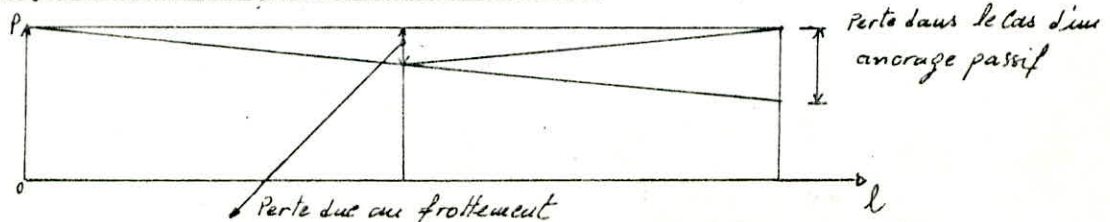
$$L = \frac{1}{4a} [2ax \sqrt{1 + (2ax)^2} + \ln (2ax + \sqrt{1 + (2ax)^2})]$$

L : longueur courbe

x	0,0	2,546	5,092	7,638	10,184
sections	0,02	0,14	0,24	0,34	0,42
l	0	2,5461	5,0925	7,6397	10,188
d^2	0	$1,21 \cdot 10^{-2}$	$2,4 \cdot 10^{-2}$	$3,63 \cdot 10^{-2}$	$4,84 \cdot 10^{-2}$
$Fd + \int l$	0	$7,00 \cdot 10^3$	$13,92 \cdot 10^3$	$21,01 \cdot 10^3$	$28,2 \cdot 10^3$
$\Delta \sigma_f$ Kg/mm ²	0	1,0308	2,0559	3,0929	4,123
l	0	2,5462	5,0951	7,6436	10,1974
d^2	0	$2,22 \cdot 10^{-2}$	$4,44 \cdot 10^{-2}$	$6,65 \cdot 10^{-2}$	$8,85 \cdot 10^{-2}$
$Fd + \int l$	0	$9,023 \cdot 10^3$	$18,05 \cdot 10^3$	$27,06 \cdot 10^3$	$36,06 \cdot 10^3$
$\Delta \sigma$	0	1,3282	2,6571	3,9830	5,3073
$\Delta \sigma_{\text{moy}}$	0	1,1795	2,3565	3,5380	4,7158

$$a_1 = \frac{1}{420,916}$$

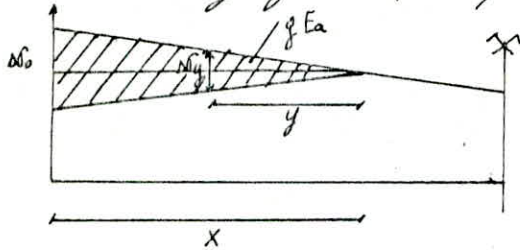
$$a_2 = \frac{1}{229,147}$$



Perte par rouil d'ancrage

La perte par rouil d'ancrage est celle qui apparaît lorsque la force de traction de l'armature exercée par le versé est reportée directement au béton par l'ancrage. elle intervient donc au moment où l'ancrage de l'armature est constitué. La tension du versé étant relâchée.

Le rouil d'ancrage y est défini par $y = \frac{1}{E_a} \int_0^x \Delta \sigma dx$ représentant l'aire hachurée



$$x = \sqrt{\frac{f \cdot E_a \cdot x}{\Delta \sigma_{frott}}}$$

1^{ère} nappe $x_1 = \left(\frac{0,006 \times 20000 \times 12,7378}{5,1532} \right)^{1/2} = 17,205 \text{ m}$

2^{ème} nappe $x_2 = \left(\frac{0,006 \times 20000 \times 12,7560}{6,6329} \right)^{1/2} = 15,175 \text{ m}$

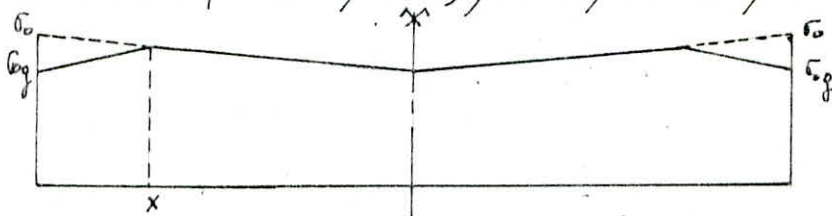
$x_1 \rightarrow \Delta \sigma_1 = 2 \sigma_0 \left(f \cdot \frac{d}{f} + f \right) x_1 = 2 \times 147,2 \left(\frac{0,2 \times 0,0604}{25,46} + 0,0018 \right) = 11,52 \text{ Kg/mm}^2$

de même pour x_2 : $\Delta \sigma_2(x_2) = 11,92 \text{ Kg/mm}^2$

à partir du diagramme on tire $\Delta \sigma y$: $\Delta \sigma y = \frac{y}{x} \cdot \Delta \sigma_x$ qu'on donnera sous forme de tableau

	X	0,0l	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l	0,6l
1 ^{ère} nappe	17,205	11,52	9,815	8,11	6,406	4,701	2,996	1,2916
2 ^{ème} nappe	15,175	11,92	9,920	7,920	5,92	3,920	1,921	0
$\Delta \sigma_{moy}$		11,72	9,868	8,015	6,163	4,311	2,459	0,645

les valeurs de x_1 et x_2 dépassent $\frac{l}{2}$, on devrait mettre en tension des câbles d'une façon active-passive, mais vu que la perte est nulle sur une nappe à la fibre 0,6l. on pourrait admettre de ne plus la moyenne arithmétique sur cette fibre et mettre en tension (active - passive) pour répartir les pertes d'une façon symétrique.



Perte par raccourcissement

Lorsque, dans un élément, plusieurs armatures sont tendues successivement, le raccourcissement instantané du béton s'effectue au fur et à mesure de la tension des différentes armatures, et la mise en tension de la i ^{ème} armature provoque un raccourcissement du béton au droit des $i-1$ premières armatures, et par conséquent une diminution de leur force de traction. Dans le cas de n armatures identiques, donnant lieu chacune, à un raccourcissement unitaire du béton ϵ_i , la perte de tension totale a pour valeur :

$$\Delta \sigma_{rac} = \epsilon_i \cdot E_a \cdot A [(n-1) + (n-2) + \dots + 2 + 1] = \frac{1}{2} (n-1) \epsilon_i \cdot E_a \cdot A$$

A: section d'une armature

cette perte de tension peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans la section a;

$$\Delta\sigma_{\text{moy}} = \frac{1}{2} \frac{\sigma_b}{E_s} E_a$$

E_s : module d'élasticité longitudinale

σ_b = contrainte probable du béton au niveau du centre de gravité

- On admettra une contrainte forfaitaire de $\Delta\sigma_{\text{moy}} = 3 \text{ kg/mm}^2$ sous réserve de vérification après le calcul de σ_b

II Pertes différées

1) Retrait du béton

pour estimer l'effet du retrait, on adopte le plus souvent des valeurs forfaitaires, fonction du climat seulement, on admet généralement que le raccourcissement unitaire du retrait ϵ_r est de $2 \cdot 10^{-4}$ dans les régions tempérées, avec un minimum de $1,5 \cdot 10^{-4}$ dans les régions humides et 3, et même $4 \cdot 10^{-4}$ dans les régions sèches et très sèches

$$\frac{\Delta l}{l} = \epsilon_r \Rightarrow \Delta\sigma_r = E_a \frac{\Delta l}{l}$$

$$\Delta\sigma_r = 2,5 \cdot 10^{-4} \cdot 2 \cdot 10^6 = 5 \text{ kg/mm}^2$$

fluage du béton

comme dans la plupart des cas, la contrainte σ varie au niveau des cables de 60 kg/cm^2 à l'about à 120 kg/cm^2 au milieu, on peut admettre une valeur moyenne de $\sigma = 90 \text{ kg/cm}^2$ et tout cela, à défaut de calcul précis

$$\Delta\sigma_{\text{flu}} = \frac{2 \sigma}{E_s} E_a = \frac{2 \times 90 \times 2 \cdot 10^6}{4 \cdot 10^5} = 900 \text{ kg/cm}^2 = 9 \text{ kg/mm}^2$$

Relaxation

la relaxation est fonction de la contrainte initiale de l'acier, du temps, à la température ordinaire, la contrainte d'un acier ne se stabilise qu'après de longs mois, n'évoluant que lentement après un début rapide

l'évaluation de la relaxation d'une armature tendue à sa tension initiale $\sigma_{pi}(x)$ s'évalue par la plus élevée des deux données ci-dessous

$$S_{1000} = 0,025 \quad ; \quad S_{3000} = 0,03$$

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

$$\Delta\sigma_{\text{relax}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{9,6 S_{1000}}{100} (\frac{\sigma_{pi}}{R_g} - 0,55) \sigma_{pi} \\ 4 (\frac{S_{3000} + 2,5}{100}) (\frac{\sigma_{pi}}{R_g} - 0,55) \sigma_{pi} \end{array} \right.$$

Tableau récapitulatif des Pertes de Contraintes

rect	0,0l	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l
$\Delta\sigma_{\text{reud}}$	11,72	9,868	8,015	6,163	4,311	2,459
$\Delta\sigma_{\text{pro}}$	0	1,1795	2,3563	3,5330	4,7158	5,8931
$\Delta\sigma_{\text{relax}}$	7,0967	7,2918	7,5375	7,700	7,8202	8,0058
$\Delta\sigma_{\text{diff}}$	18,13	18,30	18,53	18,68	18,79	18,90
σ_{pi}	132,48	133,1525	133,8285	134,499	135,1732	135,8419

σ_{pi} = contrainte initiale après les pertes instantanées

$$R_g = 18 \cdot 10^3 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_g = 16 \cdot 10^3 \text{ kg/cm}^2$$

$$+ / \text{m}^2 = \frac{10^3}{10^6} \text{ kg/mm}^2$$

$$1 / \text{m}^2 = 10^{-3} \text{ kg/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flua} + \Delta\sigma_{relax} - \Delta\sigma_{relax} \frac{\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flua}}{\sigma_{pi} - 0,55 Rg}$$

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - (\Delta\sigma_{prok} + \Delta\sigma_{reuil} + \Delta\sigma_{rauc})$$

Contraintes à rencontrer dans les différentes phases

Contrainte dans les armatures après la mise en tension

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{instantanee}$$

Contrainte de service à 90 jours

$$\sigma_{p90j} = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{diff90j}$$

Contrainte à un temps infini

$$\sigma_{px} = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{diff\infty}$$

$$\text{avec } \Delta\sigma_{diff90j} = \Delta\sigma_{relax90j} + \Delta\sigma_{ret90j} + \Delta\sigma_{flua90j}$$

On estime ces pertes à :

$$\text{- relaxation à 90 jours : } \Delta\sigma_{rel90j} = 0,55 \Delta\sigma_{relax\infty}$$

$$\text{- retrait à 90 jours : } \Delta\sigma_{ret90j} = 0,45 \Delta\sigma_{ret\infty}$$

$$\text{- fluage à 90 jours : } \Delta\sigma_{flua90j} = 0,45 \Delta\sigma_{flua\infty}$$

Sections	0,0l	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l
$\Delta\sigma_{rel90j}$	3,9032	4,0105	4,1456	4,235	4,3011	4,4032
$\Delta\sigma_{ret90j}$	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
$\Delta\sigma_{flua90j}$	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05
$\Delta\sigma_{diff90j}$	10,2032	10,3105	10,4456	10,5356	10,6011	10,7032

VERIFICATION-DES-CONTRAINTES

Contraintes admissibles du béton

$$1) \text{ à la mise en tension } \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,55 \sigma_{28} = 0,55 \times 3500 = 1925 \text{ t/m}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = (70 + 0,06 \sigma'_{28}) \times 0,55 = 154,0 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$$2) \text{ en service } \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,42 \sigma_{28} = 0,42 \times 3500 = 1470 \text{ t/m}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 0,42 (70 + 0,06 \sigma'_{28}) = 117,6 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$$3) \text{ Rupture } \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,8 \times 3500 = 2800 \text{ t/m}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 0,8 \times 280 = 224 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

devant la difficulté de définir la valeur de la résistance en traction du béton, le règlement prévoit la prise en compte d'une valeur conventionnelle calculée à partir de la résistance en compression

$$\sigma_{28} = (70 + 0,06 \sigma'_{28}) \quad (\text{t/m}^2)$$

des différentes phases, à considérer

Phase I

après mise en tension de précontrainte, les moments sont engendrés par

- la précontrainte
- poids propre de la dalle sans trottoirs, sans garde corps $q = 28,29 \text{ t/m}^2$

Phase II

- on met les trottoirs et garde corps, outre les contraintes engendrées par la précontrainte, on prendra en compte celles dues au poids propre de la dalle avec trottoirs et garde corps

Phase III

application des surcharges civiles

Phase IV

au temps infini, les contraintes sont celles engendrées par

- la précontrainte
- poids propre de la dalle avec (trottoirs + garde corps)

Phase V

Application à un temps infini des surcharges civiles et militaires

les contraintes engendrées sur la fibre supérieure et sur la fibre inférieure

$$\text{- fibre inférieure : } \sigma_i = \frac{N}{S} + \frac{V_i}{I} (M + N e)$$

$$\text{- fibre supérieure : } \sigma_s = \frac{N}{S} + \frac{V_s}{I} (M + N e)$$

I : moment d'inertie

des variables V_i , V_s et e sont prises en mesure ou en valeur algébrique.

Caractéristiques Géométriques Nettes des sections

$$I_{x \text{ Net}} = I - \sum_{\text{trous}} d^2$$

avec $I = 1,388 \text{ m}^4$ $S_{trous} = 42 S_{gaine} = 0,11875 \text{ m}^2$

$d \equiv$ distance du cable equivalent a la fibre moyenne (neutre)
 $h \equiv$ distance de la fibre inferieure au cable moyen

$$V_i = \frac{(\sum S_i) V_i - S_{cable} h(x)}{(\sum S_i) - S_{cable}}$$

$9,75 \text{ cm}^2$
 $\sum S_i = 408,66 \text{ cm}^2$
 $53,94 = V_s$

sections	0,0l	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l
d (cm)	0	19,64	34,92	45,83	52,38	54,56
I (m ⁴)	1,388	1,3832	1,3735	1,3631	1,3554	1,3527
V _i (cm)	66,06	66,54	66,91	67,18	67,34	67,39
V _s (cm)	53,94	54,12	54,49	54,76	54,92	54,97
h (cm)	66,06	46,418	31,142	20,229	13,682	11,5

Tableau 1: Contraintes engendrees par la precontrainte et la dalle seule (sans trottoirs et sans garde-corps)

sections	0,0l	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l
ρ_{pi} (kg/mm ³)	132,48	133,1525	133,8285	134,199	135,1732	135,8479
N	5413,9277	5441,41	5469,035	5496,4361	5523,988	5551,5603
M	0	836,8736	1487,7753	1952,705	2231,6629	2324,65
σ_s	497,08	408,20	336,41	280,56	243,81	228,88
σ_c	497,08	610,32	705,06	779,12	829,74	853,66

$M_p = N e$

Tableau 2: Contraintes engendrees par : - precontrainte a 90 jours
 - dalle avec (trottoirs et garde-corps)

sections	0,0l	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l
$\rho_{pi} - \rho_{diff}$	122,28	122,84	123,38	123,96	124,57	125,14
N	4996,97	5020,06	5042,17	5065,91	5090,76	5114,16
M	0	988,52	1717,43	2306,34	2635,68	2745,18
σ_s	458,80	464,92	445,95	459,05	455,13	451,57
σ_c	458,80	459,69	483,77	472,58	482,45	491,59

$$\sigma_c = \frac{N}{S} + \frac{V_i}{I} (M + N e)$$

Tableau 3: Contraintes engendrees par : - precontrainte a 90 jours
 - poids propre
 - surcharge $S = 11,0102$
 N

sections	0,0l	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l
$\rho_{pi} - \rho_{diff}$	122,28	122,84	123,38	123,96	124,57	125,14
N	4996,97	5020,06	5042,17	5065,91	5090,76	5114,16
M	0	1289,63	2232,61	3008,94	3438,64	3581,60
σ_s	458,80	579,35	671,87	737,08	774,68	785,10
σ_c	458,80	315,88	206,87	132,08	91,99	83,11

$\sigma = (\sigma_p) + (\sigma_G)$

Tableau 4: Contraintes engendrees par : - precontrainte a un temps infini
 - dalle + trottoirs + garde-corps

sections	0,0l	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l
$\sigma_{pi} - \sigma_{0,25l}$	114,35	114,85	115,30	115,82	116,38	116,89
N	4673,63	4693,80	4711,79	4733,06	4756,12	4776,74
M	0	988,52	1757,43	2306,34	2635,68	2745,18
σ_s	429,055	456,87	476,63	488,85	494,16	494,00
σ_i	429,055	399,24	379,09	368,09	366,29	370,73

tableau 5 : Contraintes engendrees avec l'application des surcharges, a un temps infini, « surcharges civiles »

sections	0,0l	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l
$\sigma_{pi} - \sigma_{0,25l}$	114,35	114,85	115,30	115,82	116,38	116,89
N	4673,63	4693,80	4711,79	4733,06	4756,12	4776,74
M	0	1289,63	2292,61	3008,94	3488,64	3581,60
σ_s	429,055	574,38	685,15	766,89	813,71	827,53
σ_i	429,055	255,32	119,66	27,59	-25,06	-37,77

tableau 5' : Contraintes engendrees avec l'application des surcharges militaires a un temps infini

sections	0,0l	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l
$\sigma_{pi} - \sigma_{0,25l}$	114,35	114,85	115,30	115,82	116,38	116,89
N	4673,63	4693,80	4711,79	4733,06	4756,12	4776,74
M	0	1279,09	2273,86	2984,33	3410,52	3552,31
σ_s	429,055	570,27	679,44	757,14	802,52	815,85
σ_i	429,055	260,36	130,33	39,51	-11,35	-23,47

EFFORT-TRANCHANT

Definition

Dans une section quelconque à plan moyen flechie, l'effort tranchant est la composante normale à la fibre moyenne de la résultante des forces par coupure au droit de la section. Nous écrivons de façon générale

$$F = F_p + F_q + F_r$$

F_p et F_q designant respectivement les efforts tranchants dus aux actions permanentes et intermittentes et F_r l'effort tranchant de precontrainte

Tableau donnant l'effort tranchant sous les différents chargements dans toutes les sections

sections	0,0l	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l
G	431,42	345,14	258,85	172,57	86,28	0
A : 2 voies chargées	118,03	101,19	85,12	69,75	55,29	41,74
Bc	109,96	89,58	75,21	60,83	47,15	34,21
Mc120	105,04	93,10	81,17	69,83	57,30	45,37
travail 1 charge	6,21	5,03	3,97	3,04	2,24	1,55
deux travails chargés	10,03	8,13	6,42	4,92	3,61	2,51

même tableau, en tenant compte du coefficient de répartition transversal

sections	0,0l	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l
G	431,42	345,14	258,85	172,57	86,28	0
A	121,36	104,05	87,52	71,71	56,85	42,92
Bc	112,80	97,20	81,60	66,01	51,16	37,12
Mc120	116,49	103,25	90,02	76,78	63,55	50,32
travail 1 charge	6,40	5,18	4,09	3,13	2,30	1,60
deux travails chargés	10,03	8,13	6,42	4,92	3,61	2,51

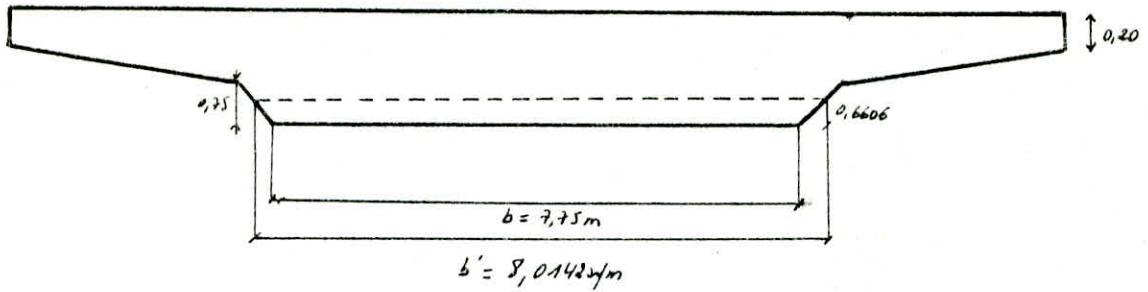
effort tranchant dû à la precontrainte - à 90 jours

sections	0,0l	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l
α (rd)	0,0855	0,0685	0,0514	0,0343	0,0171	0
F_p (t)	4996,97	5020,06	5041,17	5065,91	5090,76	5114,16
F_p (t) mod	426,74	343,45	259,14	173,62	87,26	0

effort tranchant dû à la precontrainte à un temps infini

sections	0,0l	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l
α (rd)	0,0855	0,0685	0,0514	0,0343	0,0171	0
F_p (t)	4873,03	4693,80	4711,79	4733,06	4756,12	4776,74
F_p (t) mod	399,06	321,27	242,08	162,31	81,33	0

verification des contraintes de cisaillements



la contrainte de cisaillement est donnée par la formule $\tau_b = \frac{T.S}{I.b}$

I : moment d'inertie de la section

S : moment statique par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la partie située au dessus

b : largeur de la dalle au niveau du centre de gravité

$$b = 7,75 + \frac{2,32}{0,75} V_i$$

le domaine de résistance du matériau est défini par :

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

et en posant :

$$\bar{\sigma} = 0,42\sigma_{28} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}' = 0,42\sigma'_{28}$$

on peut définir la frontière du domaine de sécurité

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

$$\text{d'où} \quad \tau = \left(\frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}'} (\bar{\sigma}_b - \sigma)(\bar{\sigma}'_b + \sigma) \right)^{1/2}$$

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

$$\bar{\sigma}' = 0,42 \sigma'_{28} = 0,42 \times (70 + 0,06 \times 3500) = 117,6 \text{ t/m}^2$$

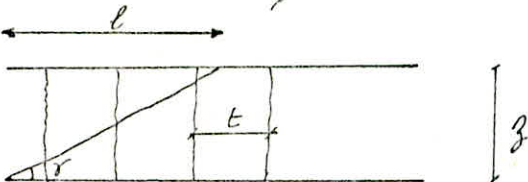
Contrainte de traction admissible des étriers

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_a \sigma_{en} \quad \text{ou} \quad \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 42000 \text{ t/m}^2$$

$$\text{pour les dalles on n'a pas de reprise de béton} \quad \sigma_a = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_a} \right)^2$$

en admettant que les fissures pourront se produire parallèlement à la direction de la contrainte principale extrême de compression au niveau du centre de gravité, ces fissures délimitent des bielles de béton. soit δ l'angle que font les bielles de béton avec la fibre moyenne

$$\text{contrainte de compression des bielles} \quad \sigma_b = \frac{2 \tau_b}{\sin 2\delta}$$



soit $z \cot \delta$ horizontale de la fissure

la section d'étriers par mètre linéaire de tablier pour toute la largeur du pont est :

$$w = \frac{T}{\sigma_a' z \cot \delta} = \frac{T \sin \delta}{\sigma_a' z} = \frac{b \tau_b \tan \delta}{\sigma_a'}$$

sections	F_{wind}	F_{G+Q}	F	$b(m)$	$S(m^2)$	$I(m^4)$	$\bar{\sigma}_b (t/m^2)$	σ_a	$\bar{\sigma}_b$	t_{gr}	σ_b	σ_a	$t(m)$	$w \cdot 10^4 (m^2)$
0,0l	399,06	575,25	176,19	8,01424	1,7102	1,388	27,09	429,055	213,36	0,0628	432,46	41808,08	1,35	3,26
0,1l	321,27	468,79	147,52	8,01616	1,702	1,3832	22,64	430,91	213,53	0,0524	433,28	41842,56	1,379	2,27
0,2l	242,08	362,39	120,31	8,01764	1,6960	1,3735	18,53	432,61	213,69	0,04275	434,20	41894,74	1,40	1,52
0,3l	162,31	257,02	94,71	8,01872	1,6915	1,3631	14,66	434,57	213,87	0,03368	435,56	41934,25	1,42	0,94
0,4l	81,33	153,55	72,23	8,01936	1,6888	1,3554	11,22	436,68	214,06	0,02568	437,28	41961,52	1,44	0,55
0,5l	0	52,90	52,90	8,01956	1,6879	1,3527	8,23	438,58	214,06	0,01876	438,89	41979,3	1,46	0,29

l'espacement maximal de deux cours successifs d'étriers est:

$$t = \min \left\{ \begin{array}{l} h_t \left(1,25 - 0,95 \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}_b} \right) \\ 3 \text{ } \min \left(5 - 2 \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}_b} \right) \leq 4 \text{ } \min \end{array} \right.$$

h_t : hauteur totale de la section

$3 \text{ } \min$ = l'épaisseur brute minimale de l'âme

33

SECURITE-A-LA-RUPTURE

1) Sécurité à la rupture par flexion

- Calcul du moment de rupture par les aciers

en admettant un bras de levier $z = 0,9h$ ($h = h_t - d'$: hauteur utile), le moment de rupture des armatures de précontrainte de section w sera égal à :

$$M_{RA} = 0,9 h w R_G$$

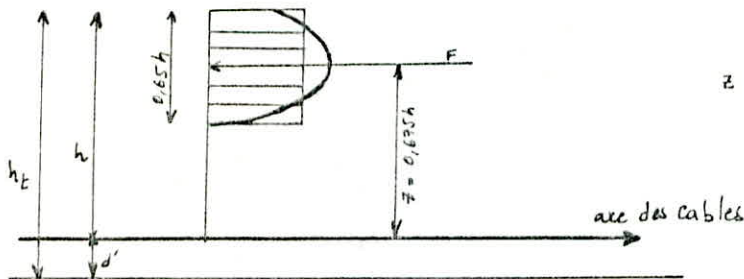
R_G : Contrainte de rupture garantie pour ces aciers

- Calcul du moment de rupture par le béton

- pour une section rectangulaire (dalle ou âme d'une poutre en T) le moment de rupture du béton sera égal à :

$$M_{RB} = 0,35 b_0 h_0^2 \sigma_n$$

On peut retrouver cette formule d'une manière très simple. En effet, à un moment, le diagramme des contraintes dans la partie comprimée n'est plus linéaire, on admet en général qu'il se présente sous une forme partiellement parabolique



$$z = h - \frac{0,65}{2} h = 0,675 h$$

la force totale de compression est égale à :

$$F = 0,65 h \cdot b_0 \cdot 0,8 \sigma_n$$

le moment de rupture est égale à $F \times z$

$$M_{RB1} = 0,65 h \cdot b_0 \cdot 0,8 \sigma_n \cdot 0,675 h = 0,35 b_0 h^2 \sigma_n$$

- section en T :

On ajoutera, au moment de rupture de l'âme calculé précédemment la plus faible de :

$$M_{RB2} = \min \begin{cases} M_{RB21} = 0,8 (b - b_0) h_0 \left(h - \frac{h_0}{2} \right) \sigma_n \\ M_{RB22} = 0,35 (b - b_0) h_0^2 \sigma_n \end{cases}$$

Règles à observer

le moment dû aux surcharges sera majoré de 80% et l'on conclura $M_G + 1,8 M_Q$

1) sécurité par rapport au béton

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

2) sécurité par rapport aux aciers

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

M_f désigne le moment de fissuration qui est en général inférieur à M_{RA} , c'est le moment sous l'action duquel la contrainte de la fibre extrême tendue atteindrait la valeur $2 \sigma_n$ en supposant une distribution plane des contraintes dans la section

$$\sigma_{pi} = N \left(1 - \frac{e V_i}{i^2} \right)$$

$$M_f = \left(2 \sigma_n \right) \times \frac{I}{V_i}$$

sections	0,0l	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l
M _{RA1}	2722,23	5140,21	7496,02	9460,32	10731,23	11176,28
M _{RA2}	1181,11	1709,08	2119,70	2413,04	2589,03	2916,48
0,7M _{RA}	2760,34	4194,51	6731,01	8304,35	9324,21	9864,93
M _{RA}	3570,99	4871,34	5882,66	6605,13	7038,56	7183,02
σ _{ps}	429,055	877,72	1234,42	1495,90	1669,01	1717,73
M _f	2078,12	2988,65	3683,51	4171,47	4486,49	4572,01
M _q + 1,8M _q	0	1511,54	2687,11	3526,72	4030,39	4198,01
0,8M _{RA}	2856,78	3897,07	4706,13	5284,71	5630,85	5746,41
0,9M _{RA}	3213,83	4384,21	5294,39	5944,62	6334,71	6464,72

pour les différentes sections, le moment $1,8M_q + M_q$ est resté inférieur à $0,7M_{RA}$ pour le béton et à $0,9M_{RA}$ pour les aciers, alors la sécurité, par rapport aux aciers et au béton, à la rupture en flexion est assurée.

II) Sécurité à la rupture par effort tranchant

Analogiquement à la rupture en flexion, les surcharges sont affectées d'un coefficient de 1,8. On doit vérifier que la contrainte des bêtiles ne dépasse pas $0,5\sigma_{28}$ et que la contrainte des armatures transversales ne dépasse pas 1,2 fois leur limite élastique.

$$T = T_q + 1,8T_q - T_p$$

la contrainte de cisaillement $\tau = \frac{T \cdot S}{I_{zb}}$ + $\tau_{torsion}$

la contrainte admissible de cisaillement est donnée par la formule de Charlos et Beteille

$$\bar{\tau}_b = \left(\frac{\sigma_{28}}{\sigma_{28}'} (\sigma_{28} - \sigma_a) (\sigma_{28}' + \sigma_a) \right)^{1/2}$$

avec $\sigma_{28} = 3500 \text{ t/m}^2$ et $\sigma_{28}' = 280 \text{ t/m}^2$

on détermine $\sigma_a = \frac{\tau_b \cdot b \cdot t_{g\delta}}{3w}$ avec w calculée précédemment (effort tranchant)

on remarque - dans le tableau - que toutes les valeurs de la contrainte des aciers dépassent $1,2\sigma_{eu}$, alors on déterminera w en fonction de $\sigma_a = 1,2\sigma_{eu} = 50400 \text{ t/m}^2$

sections	τ_b	$\bar{\tau}_b$	$t_{g\delta}$	$\sigma_a (\text{t/m}^2)$	$w (10^{11})$ m ²
0,0l	41,42	417,37	0,09565	120004,42	7,76
0,1l	34,72	417,79	0,08006	120784,27	5,44
0,2l	29,37	418,17	0,06758	129277,30	3,89
0,3l	24,39	418,61	0,05595	144455,26	3,24
0,4l	19,58	419,09	0,04475	159481,83	1,74
0,5l	14,81	419,51	0,03373	172372,97	0,99

les valeurs de w données ci-dessus sont calculées pour une valeur de σ_a égale à 50400 t/m^2

en tenant compte de la torsion

à l'appui :

$$\bar{\sigma}_b = 41,42 + 65,67 = 107,09 \text{ t/m}^2$$

$$w = \frac{\bar{\sigma}_b \times b \times t_{98}}{3 \sigma_a} = \frac{107,09 \times 8,01424 \times 0,09565}{\frac{1,388}{1,7102} \times 50400} = 20,07 \text{ cm}^2$$

à 0,2ℓ :

$$\bar{\sigma}_b = 29,37 + 46,43 = 75,82 \text{ t/m}^2$$

$$w = \frac{75,82 \times 8,01872 \times 0,05595}{\frac{1,3631}{1,6915} \times 50400} = 8,37 \text{ cm}^2$$

espacement

à l'appui

$$E = \min \left\{ \begin{array}{l} h_c \left(1,25 - 0,95 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_a} \right) \\ b_{\text{omini}} \left(5 - 2 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_a} \right) \leq 4 b_{\text{omini}} \end{array} \right. = 1,15 \text{ m}$$

à 0,2ℓ :

$$\bar{E} = \min \left\{ \begin{array}{l} h_c \left(1,25 - 0,95 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_a} \right) \\ b_{\text{omini}} \left(5 - 2 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_a} \right) \leq 4 b_{\text{omini}} \end{array} \right. = 1,25 \text{ m}$$

VERIFICATION-AU - SEISME

Dans cette étude on tiendra compte seulement de la composante verticale S_v
 Cet effort peut être ascendant, Comme il peut être descendant

$$S_v = \pm E_v (G + 1,2 Q)$$

avec $E_v = 0,07$ coefficient sismique vertical

G : charges permanentes

Q : surcharges

la sollicitation qui tient compte de cet effort sismique est celle du deuxième genre

$$S = G + Q + S_v = G + Q + 0,07(G + 0,5Q) = 1,07G + 1,035Q$$

nous avons à considérer les surcharges civiles et les surcharges militaires
 Les contraintes engendrées par les surcharges dans les fibres supérieures
 et inférieures doivent rester inférieures aux contraintes admissibles

	$Q \equiv A$	$\sigma_s (t/m^2)$	$\sigma_i (t/m^2)$	$Q \equiv Hc_{120}$	$\sigma_s (t/m^2)$	$\sigma_i (t/m^2)$
0,0l	0	429,055	429,055	0	429,055	429,055
0,1l	1341,87	593,30	228,91	1359,28	600,02	220,54
0,2l	2385,47	718,69	72,07	2416,43	718,69	56,99
0,3l	3130,80	807,48	-39,37	3171,43	823,24	-59,39
0,4l	3577,92	858,87	-103,20	3624,36	876,92	-126,28
0,5l	3726,67	874,35	-119,62	3775,02	893,17	-143,72

ETUDE DE LA TORSION

Les efforts dus à la torsion seront déterminés comme pour les efforts transversaux et longitudinaux, soit par la méthode de H. H. Guyon HASSONNET.

L'expression du moment de Torsion dans les 2 sens est donné par l'expression

$$M_{xy} = -M_{yx} = \sum_{m=1}^{\infty} \zeta_{\alpha m} \times \frac{4P}{\pi} \times \sin \frac{m\pi d}{l} \times \cos \frac{m\pi x}{l} \times \frac{l}{m\pi} \quad \text{avec}$$

$$P = \frac{P}{2c} \quad \text{ou } c: \text{ demi-étagement de la charge}$$



$\zeta_{\alpha m}$: coefficient de répartition relatif à la torsion

charges	charges permanentes G	surcharges de trottoir	ALLI	BC	MC120
20 cm)	25,46	25,46	25,46	2,31	6,64
P (t/m)	33,89	0,9	8,340	5,195	16,566

On déterminera les moments dans les sections ($x=0$; $x = \frac{l}{4}$)
 Le moment extrême est obtenu lorsque la charge est centrée sur la section médiane, c'est-à-dire pour $d = \frac{l}{2}$.

On ne considérera que la première harmonique ($m=1$)

$$\text{On aura: } M_{xy} = -M_{yx} = \zeta_{\alpha} \times \frac{4P}{\pi} \times \sin \frac{\pi c}{l} \times \sin \frac{\pi d}{l} \times \cos \frac{\pi x}{l} \times \frac{l}{\pi}$$

$$\text{- Section } x=0 : M_{xy} = \zeta_{\alpha} \times \frac{4P}{\pi} \times \frac{l}{\pi} \times \sin \frac{\pi c}{l}$$

$$\text{- Section } x = \frac{l}{4} : M_{yx} = \zeta_{\alpha} \times \frac{4P}{\pi} \times \frac{l}{\pi} \times \sin \frac{\pi c}{l} \times \frac{\sqrt{2}}{2}$$

pour déterminer les différentes valeurs de ζ_{α} correspondant aux différents cas de charges, nous devons tracer les lignes d'influences de ζ_{α} :

ζ_{α} dépend de :

- d : paramètre de torsion
- θ : paramètre d'entretoisement
- e/b : excentricité relative de la charge linéaire
- y/b : ordonnée relative du point considéré de la construction

les valeurs de θ et d sont ceux utilisés dans la détermination du coefficient ζ_{α} : soit $\theta = 0,19$ et $d = 0,833$

Les fibres considérées sont les fibres d'ordonnées ($y=0$; $y=b$)

dans le tableau suivant nous donnons les différentes valeurs de ζ_{α} qui sont fonction de θ et d pour les 2 fibres considérées

$$\zeta_{\alpha} = \zeta_1 \sqrt{\alpha}$$

y \ e	-b	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	b
0 Z_1	-0,2351	-0,1827	-0,1279	-0,068	0	0,068	0,1279	0,1827	0,2351
b Z_1	-0,1899	-0,1525	-0,1134	-0,0710	-0,022	0,034	0,1015	0,1631	0,2228
0 Z_2	-0,2146	-0,1668	-0,1167	-0,062	0	0,062	0,1167	0,1668	0,2146
b Z_2	-0,1734	-0,1332	-0,1035	-0,065	-0,020	0,032	0,0931	0,1670	0,2581

On disposera les surcharges sur les lignes d'influences de Z_2 de telle sorte à obtenir des valeurs du coefficient de répartition relatif à la Torsion maximale.

Tableau donnant les moments (M_{xy}) en tm/m

Z_2	y=0	0,2368	0,1396	0,1684	0,1342	0	
	y=b	0,3786	0,1129	0,1739	0,1251	0	
		Surch trottoir 450 kg/m ²	All)	Bc	Malo	G ₁	Combinaison
$x = \frac{p}{4}$	y=0	1,555	8,495	0,907	6,461	0	$G_1 + 1,2(A+tr) = 12,06$
	y=b	2,486	6,870	0,936	6,023	0	$G_1 + 1,2(A+tr) = 11,227$
$x=0$	y=0	2,199	12,014	1,282	9,137	0	$G_1 + 1,2(A+tr) = 17,056$
	y=b	3,516	9,716	1,324	8,517	0	$G_1 + 1,2(A+tr) = 15,878$

Détermination des Contraintes de Cisaillement (σ_{xy})

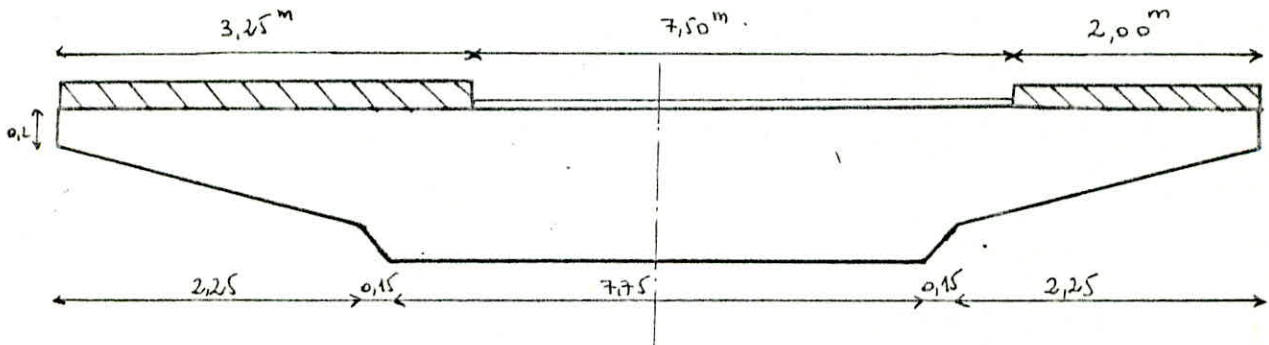
D'après le CCBA68 art 5.3 pour une section rectangulaire $a \leq b$ la contrainte est maximale au milieu de b

$$\sigma_{xy} = \frac{M_{xy}}{a^2 \times b} \left(4,81 - 1,81 \frac{b-a}{\sqrt{2a^2+b^2}} \right) \quad \text{avec} \quad \begin{matrix} b = 1,20 \text{ m} \\ a = 1,00 \text{ m} \end{matrix}$$

On aura $\underline{\sigma_{xy} = 3,85 M_{xy}} \Rightarrow \sigma_{xy} = 3,85 \cdot 17,056 = 65,67 \text{ t/m}^2$

Remarque : Pour la vérification des Contraintes de Cisaillement, la Contrainte de Cisaillement due à la Torsion doit être Composée avec la Contrainte de Cisaillement due à l'effort tranchant éventuellement concomitant.

ETUDE DE LA FLEXION TRANSVERSALE



La dalle sera soumise à des efforts dus aux charges placées sur les encorbellements et sur la dalle centrale.

dans le calcul des moments transversaux, on distinguera trois (3) cas

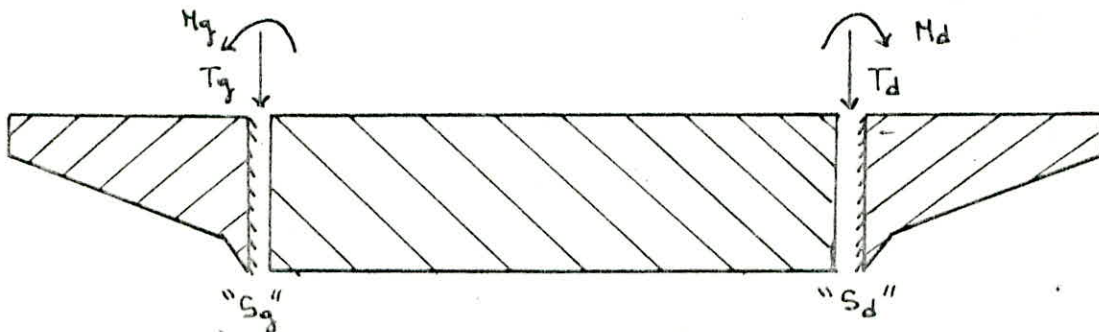
- Les charges placées en tout, ou en partie sur les encorbellements.
- Les éléments de ces charges qui empiètent la dalle centrale
- Les charges placées sur la dalle centrale

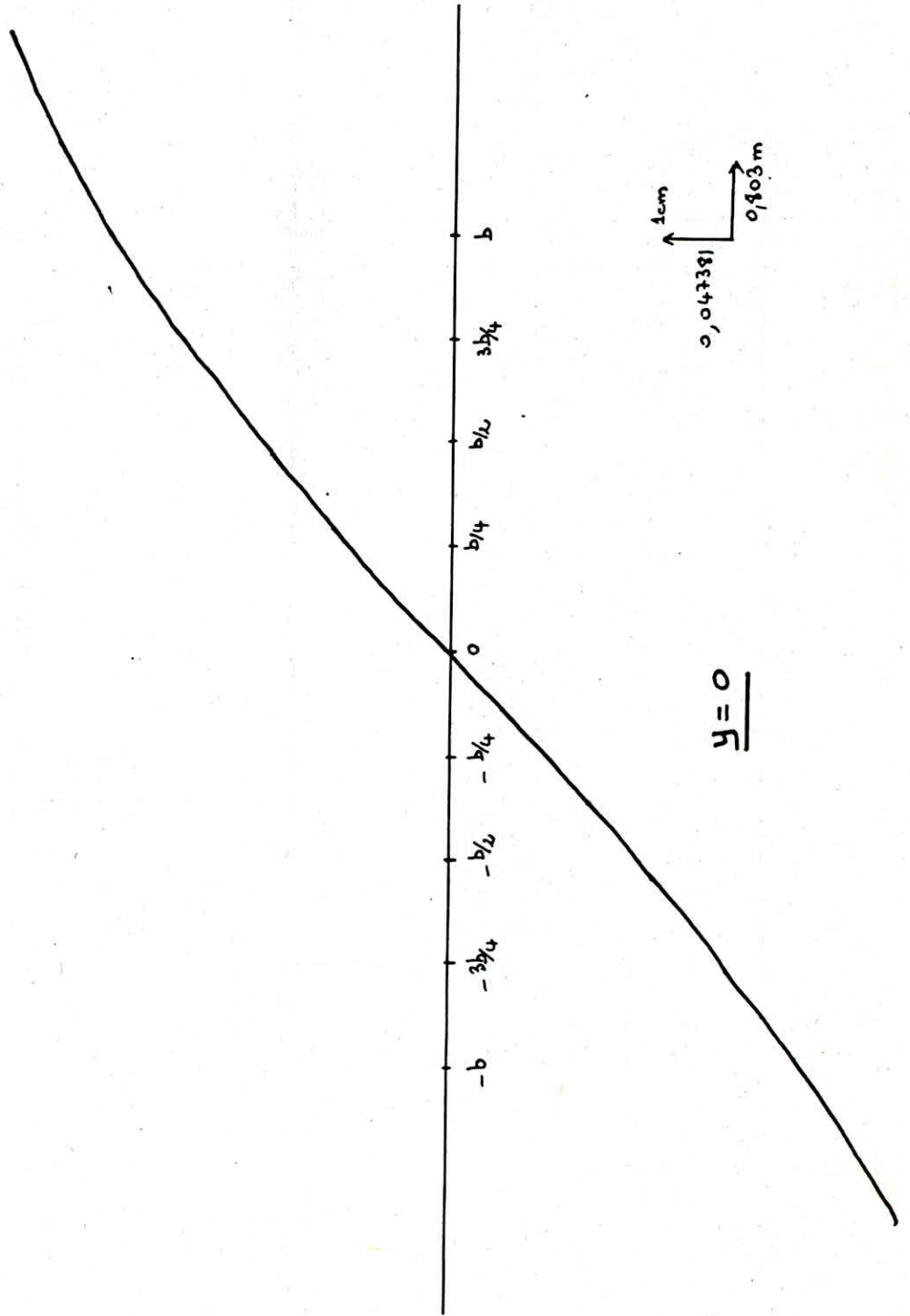
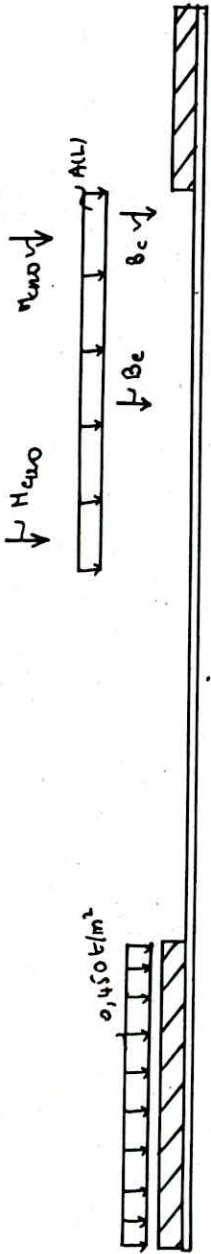
puis nous déterminerons les moments résultants, par des formules données dans les documents "SETRA"

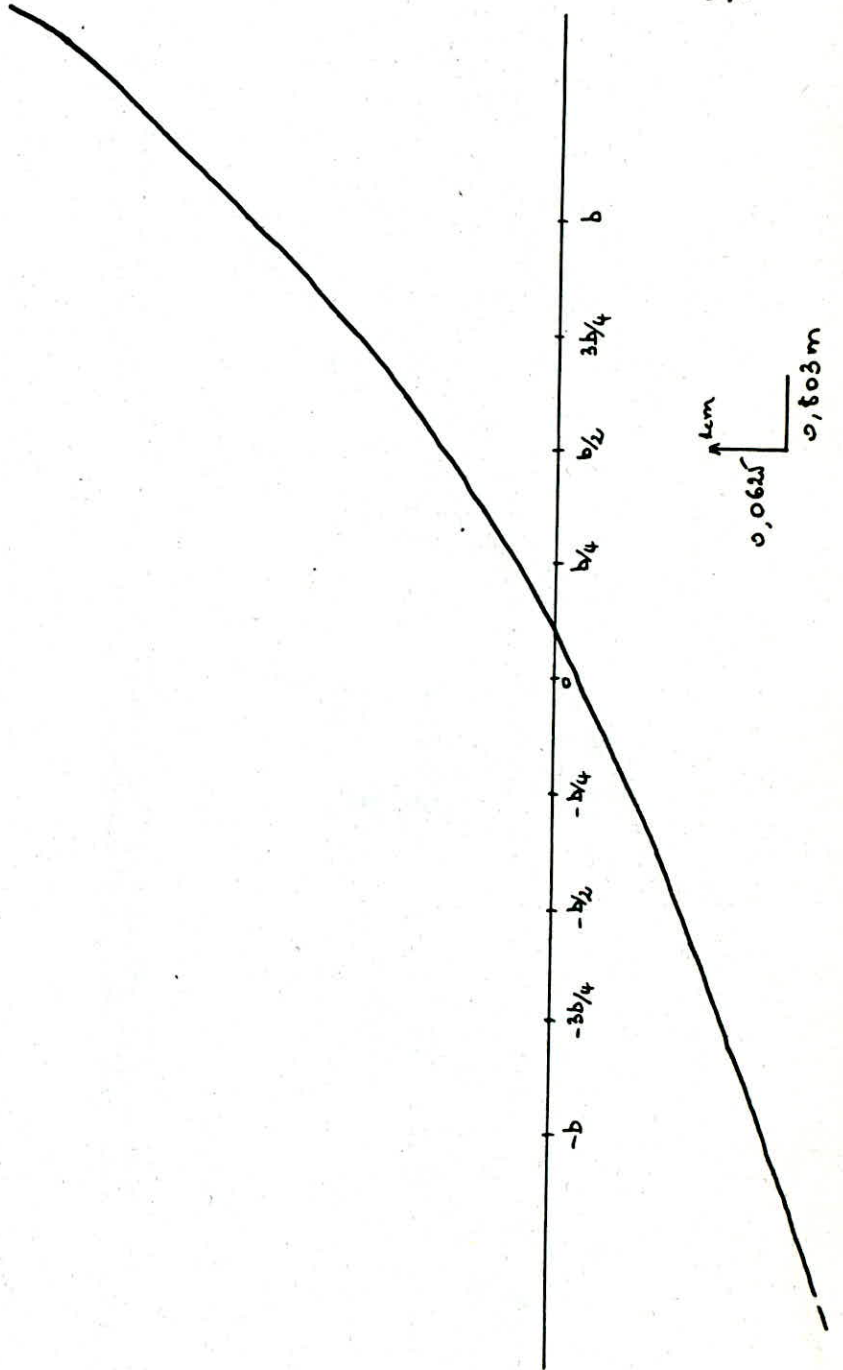
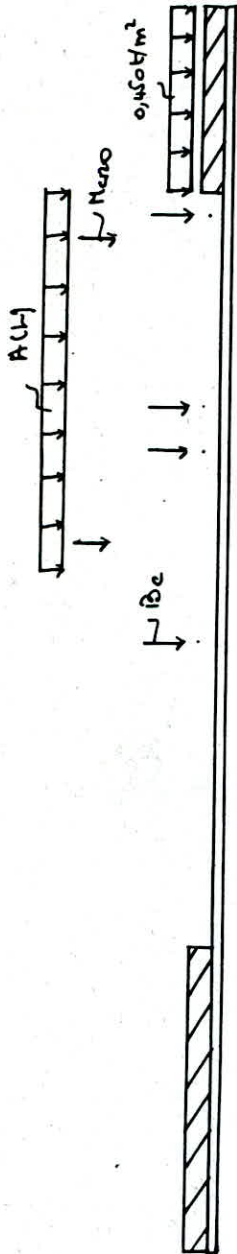
Remarque:

Les moments apportés dans la dalle centrale par les 2 premiers cas sont cumulés car ils sont indissociables. Ils s'ajouteront au 3ème cas, s'ils donnent un effet défavorable

Nous supposerons que les encorbellements sont parfaitement encastrés dans la dalle centrale. Nous aurons des moments (M_g, M_d) et des efforts tranchants (T_g, T_d) dans les sections (S_g, S_d) respectivement.



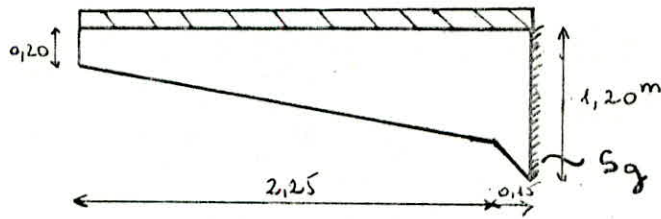




$$y = b$$

I. Etude des Encorbellements

1. Etude de L'encorbellement de gauche



a) - Efforts dûs au poids propre

	trottoir	poids propre de l'encorbellement	garde corps
pois/ml	2,20	2,14	0,18
e	1,25	0,98	2,5

avec : e - L'excentricité de la résultante par rapport à la section d'encastrement "S"

"Sg"

$$M_G = 2,20 \times 1,25 + 2,14 \times 0,98 + 0,18 \times 2,5 = - 5,30 \text{ t.m/ml}$$

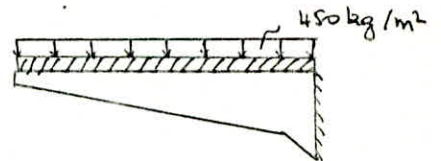
$$T_G = - 4,52 \text{ t/ml}$$

b. Efforts dûs aux Surcharges

* Surcharge uniforme de 450 kg/m^2

$$M^{Sg} = - 0,450 \times 2,5 \times \frac{2,5}{2} = - 1,406 \text{ t.m/ml}$$

$$T^{Sg} = - 0,450 \times 2,5 = - 1,125 \text{ t/ml}$$



* Roue isolée de 6t

on place la roue à l'extrémité du trottoir, c'est à dire tangent avec le garde corps, pour provoquer un moment max en "Sg"

on a $u = v = 25 \text{ cm}$

$$h_0 = 0,20 + \frac{0,25 \times 0,125}{2,25} = 0,214 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,347 \text{ m}$$

$$u' = u + e_0 + \frac{h_0}{2} = 25 + 34,7 + \frac{21,4}{2} = 70,4 \text{ cm}$$

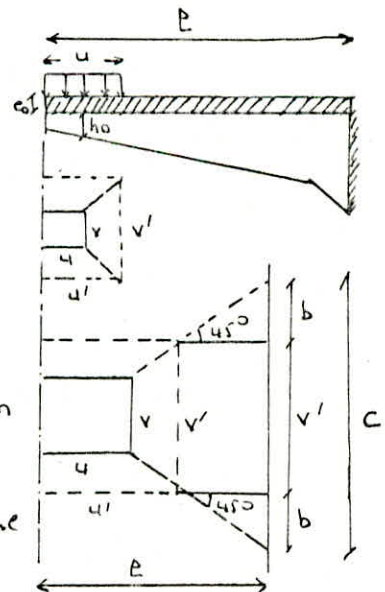
$$v' = v + 2 \cdot e_0 + h_0 = 25 + 2 \times 34,7 + 21,4 = 115,8 \text{ cm}$$

$$c = 2b + v', \text{ avec } b = l - u' = 2,5 - 0,704 = 1,796 \text{ m}$$

$$\Rightarrow c = 2 \times 1,796 + 1,16 = 4,752 \text{ m}$$

$$M^{Sg} = - \frac{6}{c} (b + \frac{u'}{2}) = - \frac{6}{4,752} (1,796 + \frac{0,704}{2}) = - 2,714 \text{ t.m/ml}$$

$$T^{Sg} = - \frac{6}{c} = - \frac{6}{4,752} = - 1,26 \text{ t/ml}$$



Remarque : La roue de 6t n'est pas cumulée avec les autres types de surcharges ou celles de trottoirs.

2. Etude de l'encorbellement de droite

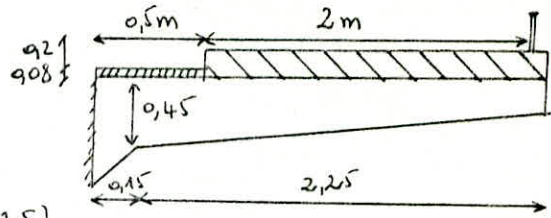
a) Efforts dus au poids propre

	encorbellement	trottoir	revêtement	garde corps
pp propre/m ^l	2,14	2	1,32	0,18
e	0,98	1,5	0,25	2,5

$$M_{G1}'' = -(2,14 \times 0,98 + 2 \times 1,5 + 1,32 \times 0,25 + 0,18 \times 2,5)$$

$$S_{G1}'' = -5,88 \text{ tm/m}$$

$$T_{G1}'' = +5,64 \text{ t/m}$$

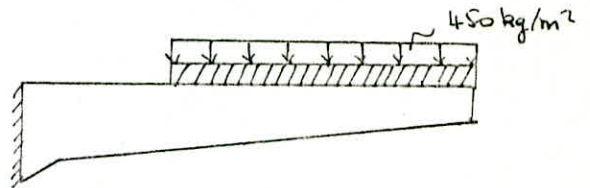


b) Efforts dus aux Surcharges

* Surcharges de trottoirs: 450 kg/m^2

$$M = -0,450 \times 2 \times 1,5 = -1,35 \text{ tm/m}$$

$$T = +0,450 \times 2 = +0,9 \text{ t/m}$$



* Roue isolée de Gt

on a: $u = v = 25 \text{ cm}$

$$\begin{cases} e_0 = 0,327 \text{ m} \\ h_0 = 0,203 \text{ m} \end{cases}$$

$$u' = u + e_0 + \frac{h_0}{2} = 0,25 + 0,327 + \frac{0,203}{2} = 0,679 \text{ m (diffusion dans le sens transversal)}$$

$$v' = v + 2e_0 + h_0 = 0,25 + 2 \times 0,327 + 0,203 = 1,107 \text{ m (" " " longitudinal)}$$

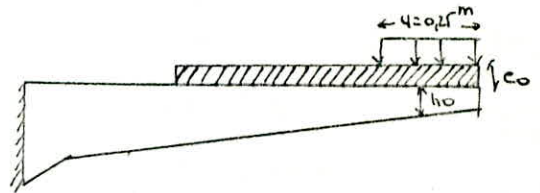
même démonstration que pour l'étude de l'encorbellement gauche, on trouve

$$b = l - u' = 2,5 - 0,679 = 1,821$$

$$c = 2b + v' = 2 \times 1,821 + 1,107 = 4,749 \text{ m}$$

$$\rightarrow M = -\frac{S}{c} \left(b + \frac{u'}{2} \right) = -2,71 \text{ tm/m}$$

$$T = +\frac{S}{c} = +1,26 \text{ t/m}$$



* Surcharges du système "Bc"

La largeur roulable sur l'encorbellement ne permet que le passage d'une file de roues, on prendra les 2 tiers arrière de Gt

$$u = 0,25 \text{ m} \quad e_r = 8 \text{ cm}$$

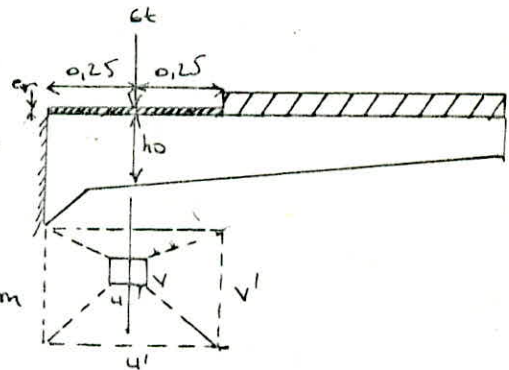
$$v = 1,75 \text{ m} \quad \text{et} \quad h_0 = 0,20 + 0,24 = 0,44 \text{ m} = 44 \text{ cm}$$

$$u' = u + 1,5 e_r + h_0 = 25 + 1,5 \times 8 + 44 = 81 \text{ cm}$$

$$v' = v + 1,5 e_r + h_0 = 175 + 1,5 \times 8 + 44 = 231 \text{ cm (diffusion longitudinale)}$$

$$M^{Sd} = -\frac{12}{v'} \left(\frac{u'}{2} \right) \times \delta \times b_c = -\frac{12}{231} (0,41) \times 1,078 \times 1,2 = -2,72 \text{ tm/m}$$

$$T^{Sd} = +\frac{12}{v'} \times \delta \times b_c = +\frac{12}{231} \times 1,078 \times 1,2 = +6,72 \text{ t/m}$$

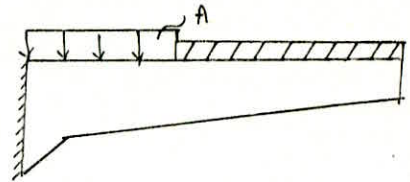


* Surcharge ALL ($1,112 \text{ t/m}^2$)

on placera cette surcharge au bord du trottoir

$$M_{sd}'' = -1,112 \times 0,5 \times 0,25 = -0,139 \text{ t.m/m}$$

$$T_{sd}'' = +1,112 \times 0,5 = +0,556 \text{ t/m}$$



* Surcharge Militaire (Mc120)

- impact transversale $u = 0,5 \text{ m}$

- impact longitudinale $v = 6,1 \text{ m}$

- $e_r = 8 \text{ cm}$

- $h_0 = 42 \text{ cm}$

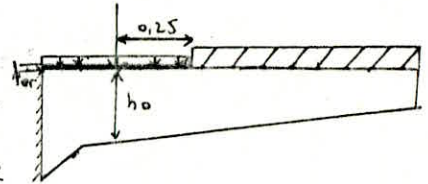
$$u' = u + 0,75 e_r + \frac{h_0}{2} = 0,5 + 0,75 \times 0,08 + \frac{0,42}{2} = 0,77 \text{ m}$$

$$v' = v + h_0 + 1,5 e_r = 6,10 + 0,42 + 1,5 \times 0,08 = 6,64 \text{ m}$$

$$c = v' = 6,64 \text{ m} \Rightarrow$$

$$M_{sd}'' = -\frac{55}{c} \times 0,25 \times \delta = -\frac{55}{6,64} \times 0,25 \times 1,085 = -3,46 \text{ t.m/m}$$

$$T_{sd}'' = +\frac{55}{c} \times \delta = +\frac{55}{6,64} \times 1,085 = +8,987 \text{ t/m}$$



* Surcharge Br ($P = 10 \text{ t}$)

$u = 60 \text{ cm}$ $e_r = 8 \text{ cm}$

$v = 30 \text{ cm}$ $h_0 = 20 + 24,5 = 44,5 \text{ cm}$

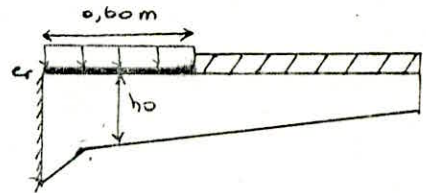
$$u' = u + 1,5 e_r + h_0 = 0,60 + 1,5 \times 0,08 + 0,445 = 1,165 \text{ m}$$

$$v' = v + 1,5 e_r + h_0 = 0,30 + 1,5 \times 0,08 + 0,445 = 0,865 \text{ m}$$

$$c = v' = 0,865$$

$$M_{sd}'' = -\frac{10}{c} \left(\frac{u'}{2} \right) = -\frac{10}{0,865} \times 0,583 = -6,73 \text{ t.m/m}$$

$$T_{sd}'' = +\frac{10}{c} = +\frac{10}{0,865} = +11,56 \text{ t/m}$$



* Surcharges Bt

les 2 roues sont assimilés à une charge d'impact ($0,25 \times 1,6$)

$u = 0,25 \text{ m}$ $e_r = 0,08 \text{ m}$

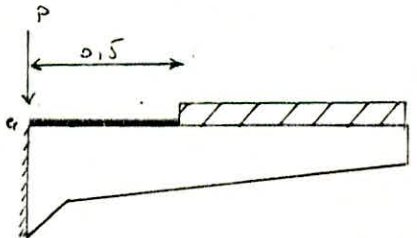
$v = 1,6 \text{ m}$ $h_0 = 1,20 \text{ m}$

$$c = v' = v + 1,5 e_r + h_0 = 1,6 + 1,5 \times 0,08 + 1,20 = 2,92 \text{ m}$$

$$u' = u + 1,5 e_r + h_0 = 0,25 + 1,5 \times 0,08 + 1,20 = 1,57 \text{ m}$$

$$M_{sd}'' = -\frac{16}{c} \left(\frac{u'}{2} \right) = -\frac{16}{2,92} \times 0,785 = -4,16 \text{ t.m/m}$$

$$T_{sd}'' = +\frac{16}{c} = +\frac{16}{2,92} = 5,48 \text{ t/m}$$



II. Etude de la dalle Centrale

Le moment flechissant dans la dalle centrale est donné par l'expression suivante:

$$M_y(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} \Gamma_{1m} \times P_m \times b \times \sin \frac{m\pi x}{L} \quad , \quad (\text{par unité de longueur})$$

avec: Γ_{1m} : coefficient de flexion transversale
 P_m : charge décomposée en série de fourier
 b : demi largeur équivalente

Nous calculons les moments dans une bande située à mi-portée ($x = \frac{L}{2}$), et nous prendrons les 3 premiers termes de la série de fourier

on aura: $M_y(\frac{L}{2}, y) = (\Gamma_{11} P_1 - \Gamma_{13} P_3 + \Gamma_{15} P_5) \times b$
 analogiquement au coefficient Γ_{11} , les coefficients Γ_{1i} sont donnés comme suit:

$$\begin{aligned} 0 < \theta \leq 0,1 & \quad \Gamma_{1i} = \Gamma_0 + (\Gamma_1 - \Gamma_0) \alpha^{0,05} \\ 0,1 < \theta \leq 1 & \quad \Gamma_{1i} = \Gamma_0 + (\Gamma_1 - \Gamma_0) \alpha^{1 - e^{-\frac{0,065 - \theta}{0,663}}} \\ \theta > 1 & \quad \Gamma_{1i} = \Gamma_0 + (\Gamma_1 - \Gamma_0) \sqrt{\alpha} \end{aligned}$$

avec:

$$\Gamma_0 = \Gamma(\alpha=0, \theta, e/b, y/b)$$

$$\Gamma_1 = \Gamma(\alpha=1, \theta, e/b, y/b)$$

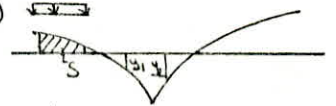
Ces 2 valeurs sont données par les tableaux de MASSONNET en prenant

- θ pour le calcul de Γ_{11}
- 3θ pour le calcul de Γ_{13}
- 5θ pour le calcul de Γ_{15}

Une fois que les valeurs de Γ_{1i} seront calculées, on tracera les lignes d'influence pour les différentes fibres, puis nous disposerons les surcharges transversalement de telle manière à obtenir

- les ordonnées Γ_{1i} positives maximales
- les ordonnées Γ_{1i} négatives (maximales)

Remarque: pour les charges réparties $\Gamma_0 = 3$ (en mètre)
 pour les charges concentrées $\Gamma_0 = \sum y_i$



dans les tableaux suivant nous donnerons les valeurs de (Γ_0, Γ_1) par

- ① $\theta = 0,19$; $\alpha = 0,833$
- ② $3\theta = 0,57$; $\alpha = 0,833$
- ③ $5\theta = 0,95$; $\alpha = 0,833$

γ_0 et γ_1 ($\times 10^4$) pour $\theta = 0,19$; $\alpha = 0,833$

y \ e	-b	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b	
0	γ_0	-2487,31	-1244,58	-1,22	1243,97	2482,19	1243,97	-1,22	-1244,58	-2487,31
	γ_1	-1913,26	-1005,70	-56,82	976,74	2143,11	976,74	-56,82	-1005,70	-1913,26
$\frac{b}{4}$	γ_0	-1747,17	-962,11	-176,61	610,26	1399,49	2191,74	486,92	-125,96	-2918,14
	γ_1	-1769,99	-1130,35	-461,67	267,04	1089,91	2045,45	658,96	-613,93	-1831,47
$\frac{b}{2}$	γ_0	-931,07	-543,98	-156,66	231,43	620,84	1071,05	1405,19	-700,18	-2804,94
	γ_1	-1408,04	-1003,69	-570,96	-120,11	400,76	1006,50	1725,83	73,38	-1507,13
$\frac{3b}{4}$	γ_0	-271,38	-165,08	-58,70	47,90	154,91	262,48	370,69	479,46	-1911,47
	γ_1	-823,07	-629,60	-427,16	-203,76	43,26	334,15	670,35	1099,46	-910,72
b	γ_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	γ_1	0	0	0	0	0	0	0	0	0

γ_0 et γ_1 ($\times 10^4$) pour $\theta = 0,57$; $\alpha = 0,833$

y \ e	-b	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b	
0	γ_0	-1794,85	-947,94	-67,05	914,14	2064,21	914,14	-67,05	-947,94	-1794,85
	γ_1	-586,75	-410,11	-150,63	323,89	1240,22	323,89	-150,63	-410,11	-586,75
$\frac{b}{4}$	γ_0	-1173,00	-706,52	-27,10	342,89	1029,64	1884,87	408,03	-956,05	-1794,85
	γ_1	-466,84	-398,90	-293,90	-85,51	347,45	1222,14	253,44	-298,46	-681,55
$\frac{b}{2}$	γ_0	-586,90	-386,45	-174,20	75,20	294,17	811,98	1340,98	-59,11	-2381,02
	γ_1	-377,14	-321,92	-293,63	-221,98	-47,08	342,44	1148,47	60,65	-703,84
$\frac{3b}{4}$	γ_0	-162,28	-114,14	-62,68	-0,54	82,18	195,38	345,51	530,91	-1764,23
	γ_1	-190,52	-194,83	-196,86	-186,23	-139,73	-10,57	285,85	905,12	-545,82
b	γ_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	γ_1	0	0	0	0	0	0	0	0	0

γ_0 et γ_1 ($\times 10^4$) pour $\theta = 0,95$ et $\alpha = 0,833$

y \ e	-b	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b	
0	γ_0	-507,89	-382,58	-177,31	289,69	1238,46	289,69	-177,31	-382,58	-507,89
	γ_1	-172,04	-168,69	-129,09	77,05	817,85	77,05	-129,09	-168,69	-172,04
$\frac{b}{4}$	γ_0	-190,26	-229,56	-233,06	-101,83	328,95	1242,48	203,42	-456,14	-980,13
	γ_1	-103,51	-120,06	-125,88	-112,25	19,60	808,18	49,83	-183,90	-324,04
$\frac{b}{2}$	γ_0	-381,26	-99,29	-149,65	-150,30	-19,22	370,38	1134,32	-234,92	-1437,06
	γ_1	-58,64	-75,99	-100,19	-124,89	-110,43	70,02	774,66	-32,71	-376,54
$\frac{3b}{4}$	γ_0	2,12	-23,15	-47,13	-61,69	-44,62	44,19	257,75	621,76	-1407,50
	γ_1	-29,33	-39,97	-57,08	-82,25	-107,66	-98,41	56,83	673,41	-395,70
b	γ_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	γ_1	0	0	0	0	0	0	0	0	0

1) Tableau donnant K_1 pour $\theta = 0,19$; $\alpha = 0,833$
 $-0,1 < \theta \leq 1 \rightarrow K_1 = Y_0 + (Y_1 - Y_0) \alpha^{1 - \frac{e^{0,065} - \theta}{0,663}}$

($K_1 \times 10^4$)

y \ e	-b	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	b
0	-1931,00	-1013,08	-55,10	985,00	2153,90	985,00	-55,10	-1013,08	-1931,00
$\frac{b}{4}$	-1769,28	-1125,15	-452,86	277,65	1099,48	2049,97	653,64	-632,54	-1865,06
$\frac{b}{2}$	-1393,30	-989,48	-567,85	-109,24	407,56	1006,67	1715,92	49,47	-1547,24
$\frac{3b}{4}$	-806,02	-615,24	-415,77	-195,98	46,71	331,93	670,78	1079,33	-941,75
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

2) Tableau donnant K_3 pour $\theta = 0,57$; $\alpha = 0,833$
 $-0,1 < \theta \leq 1 \rightarrow K_3 = Y_0 + (Y_1 - Y_0) \alpha^{1 - \frac{e^{0,065} - \theta}{0,663}}$

($K_3 \times 10^4$)

y \ e	-b	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	b
0	-698,88	-460,09	-142,87	378,68	1316,70	378,68	-142,87	-460,09	-698,88
$\frac{b}{4}$	-532,38	-427,36	-286,77	-45,75	410,77	1283,65	267,79	-359,50	-784,89
$\frac{b}{2}$	-360,32	-327,91	-282,54	-194,40	-6,21	386,01	1166,34	4,98	-859,24
$\frac{3b}{4}$	-187,90	-187,34	-184,41	-168,99	-119,13	8,55	291,39	870,38	-658,91
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

3) Tableau donnant K_5 pour $\theta = 0,95$; $\alpha = 0,833$
 $-0,1 < \theta \leq 1 \rightarrow K_5 = Y_0 + (Y_1 - Y_0) \alpha^{1 - \frac{e^{0,065} - \theta}{0,663}}$

($K_5 \times 10^4$)

y \ e	-b	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	b
0	-214,31	-195,63	-135,16	103,71	870,83	103,71	-135,16	-195,63	-214,31
$\frac{b}{4}$	-114,44	-133,85	-148,12	-110,94	58,57	862,88	69,18	-218,19	-406,69
$\frac{b}{2}$	-56,07	-78,99	-106,42	-128,09	-98,83	107,85	819,96	-58,27	-510,12
$\frac{3b}{4}$	-25,37	-37,85	-55,83	-79,66	-99,72	-70,45	81,71	666,90	-523,23
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

On va de déterminer les moments positifs et négatifs, nous disposerons les surcharges de telle façon à obtenir les ordonnées γ_i positifs maximaux et négatifs (maximaux) respectivement

Remarque : Notre pont comporte deux trottoirs de largeur différentes, par cela la disposition des surcharges doit se faire à partir des deux trottoirs et retenir la disposition qui donne le coefficient γ_i maximum ou minimum, en vue de déterminer les moments maximum positifs et (maximum) négatifs.

et pour cette raison, nous devons étudier les fibres ($y=0, y=\frac{b}{4}, y=\frac{3b}{4}$
 $y=\frac{b}{2}$) et les fibres ($y=-\frac{b}{4}, y=-\frac{b}{2}, y=-\frac{3b}{4}$)

et ensuite retenir les moments les plus défavorables

Détermination des moments dans les différentes fibres

a) Détermination des γ_i (max) positifs en disposant les surcharges sur la dalle centrale.

$\gamma_i \times 10^4$	Surcharges						
	All	M _{c120}	charge permanente G	B _c (2 convois)	B _c (1 convoi)	B _r	
y=0	γ_{i1}	4461,96	1345,47	2895,5	3909,13	2400,02	2145,48
	γ_{i3}	2269,74	909,10	1200,64	2000,02	1054,56	1318,20
	γ_{i5}	1117,11	672,73	530,14	1090,92	400	863,65
y= $\frac{b}{4}$	γ_{i1}	4343,50	1781,84	2737,12	3854,58	2618,21	2054,57
	γ_{i3}	2071,12	1045,47	1111,67	2218,20	1372,74	1281,83
	γ_{i5}	932,74	727,28	360,82	1027,28	800,01	854,55
y= $\frac{b}{2}$	γ_{i1}	3504,50	1709,11	2022,57	2218,20	2300,20	1709,11
	γ_{i3}	1717,38	1018,19	874,10	981,83	1254,56	1163,65
	γ_{i5}	949,10	700,01	531,82	572,73	781,83	818,19
y= $\frac{3b}{4}$	γ_{i1}	2008,93	1181,83	801,83	1700,01	1509,11	1072,74
	γ_{i3}	942,74	781,83	292,13	818,19	963,65	872,74
	γ_{i5}	441,73	563,64	151,89	472,73	618,19	654,55
y= $-\frac{b}{4}$	γ_{i1}	4343,50	1781,84	2737,12	3236,40	2618,21	2054,57
	γ_{i3}	2071,12	1045,47	1111,67	1345,47	1372,74	1281,83
	γ_{i5}	932,74	727,28	360,82	618,19	800,01	854,55
y= $-\frac{b}{2}$	γ_{i1}	3621,85	1672,74	2022,57	2218,20	2300,20	1709,11
	γ_{i3}	1680,56	963,65	874,10	981,83	1254,56	1163,65
	γ_{i5}	639,28	663,64	531,82	572,73	781,83	818,19
y= $-\frac{3b}{4}$	γ_{i1}	962,19	509,10	801,83	690,92	945,46	745,46
	γ_{i3}	104,46	118,18	292,13	36,36	309,09	363,64
	γ_{i5}	-100,91	-9,09	151,89	-45,46	109,09	163,64

b) détermination des $\gamma_{di}(\max)$ négatifs

Surcharge $\gamma_{di} \times 10^4$	Surcharge		charge permanente G_1	B_c (2bonvois)	B_c (1bonvois)	B_r	
	ALL)	M _{CL20}					
$y=0$	γ_{di}	/	/	/	-527,28	-1236,38	
	γ_{di}	/	/	/	-427,28	-490,91	
	γ_{di}	/	/	/	-263,64	-218,18	
$y = \frac{b}{4}$	γ_{di}	/	/	/	/	-872,74	
	γ_{di}	/	/	/	-181,82	-454,55	
	γ_{di}	/	/	/	-181,82	-263,64	
$y = \frac{b}{2}$	γ_{di}	/	/	/	-527,28	-618,19	
	γ_{di}	-443,64	/	/	-400,00	-290,92	
	γ_{di}	-353,09	-54,55	/	/	-218,18	-109,09
$y = \frac{3b}{4}$	γ_{di}	-567,64	-145,46	/	/	-545,46	-454,55
	γ_{di}	-507,28	-200,00	/	-290,92	-327,28	-181,82
	γ_{di}	-331,09	-145,46	/	-236,37	-145,46	-63,64
$y = -\frac{b}{4}$	γ_{di}	-753,83	-509,10	/	/	-1345,47	-1272,74
	γ_{di}	-587,10	-290,9	/	/	-654,55	-454,55
	γ_{di}	-407,73	-163,64	/	/	-254,55	-127,28
$y = -\frac{b}{2}$	γ_{di}	-1431,65	-890,92	/	-854,55	-1418,12	-1054,56
	γ_{di}	-805,64	-418,19	/	-600,01	-581,82	-327,28
	γ_{di}	-247,64	-181,82	/	-309,09	-190,91	-72,73
$y = -\frac{3b}{4}$	γ_{di}	-1265,74	-763,64	/	-1027,28	-1000,01	-672,73
	γ_{di}	-611,73	-318,19	/	-572,73	-345,46	-181,82
	γ_{di}	-256,37	-127,28	/	-263,64	-109,09	-36,36

Les charges disposées sur la dalle centrale seront remplacées par des charges développées en série de FOURIER

- pour une charge unitaire partielle on a :

$$P_m = \frac{4P}{m\pi} \sin \frac{m\pi c}{l} \times \sin \frac{m\pi d}{l} \quad \text{avec } m = (1,3,5)$$

- charges uniformément réparties on a :

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

a) Surcharge (A) (une voie chargée) $A = 1,112 \text{ t/m}^2$, $P = 1,112 \text{ t/m}^2$

$$P_1 = \frac{4P}{\pi^2} = 1,416 \text{ t/m}^2; \quad P_2 = \frac{4P}{3\pi^2} = 0,472 \text{ t/m}^2; \quad P_5 = \frac{4P}{5\pi^2} = 0,283 \text{ t/m}^2$$

b) Charges permanentes (G_1) : $P = 2,5 \times 1,2 = 3 \text{ t/m}^2$

$$P_1 = 3,8197 \text{ t/m}^2; \quad P_3 = 1,2332 \text{ t/m}^2; \quad P_5 = 0,7639 \text{ t/m}^2$$

- Surcharges Concentrées : $P_m = \frac{4P}{m\pi} \sin \frac{m\pi c}{L} \times \sin \frac{m\pi d}{L}$ avec

c : demi-distance longitudinale (après diffusion)

d : distance du point d'application de la pile de roue considéré à l'extrémité de la travée.

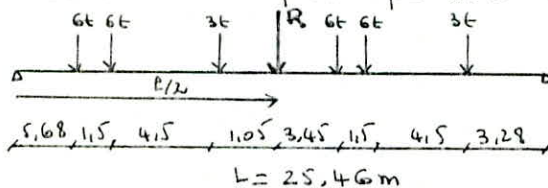
a) Surcharge Bc

- pour une roue de 3t : $2c = 0,20 + 1,5 \times 0,08 + 1,2 = 1,520 \text{ m} \Rightarrow c = 0,760 \text{ m}$

- pour une roue de 6t : $2c = 0,25 + 1,5 \times 0,08 + 1,2 = 1,570 \text{ m} \Rightarrow c = 0,785 \text{ m}$

$$P = \frac{P_i}{2c} \Rightarrow \begin{cases} \text{roue de 3t: } P = \frac{3}{1,520} = 1,974 \text{ t/m} \\ \text{roue de 6t: } P = \frac{6}{1,570} = 3,822 \text{ t/m} \end{cases}$$

Nous allons calculer P_1, P_3, P_5 du système Bc par une pile de roue avec d : distance du point d'application d'une roue de la pile à l'extrémité de la travée. Le système Bc comporte 2 convois (longitudinale) qu'on les placera de telle sorte que la résultante passe par le milieu de la travée.



Les résultats sont résumés dans ce Tableau.

Rangée	C(m)	P(t/m)	d(m)	P_1 (t/m)	P_3 (t/m)	P_5 (t/m)
① 6t	0,785	3,822	5,680	0,3035	0,4006	-1,1608
② 6t	0,785	3,822	7,180	0,3645	0,2161	-0,4352
③ 3t	0,760	1,974	11,680	0,2334	-0,2153	0,1811
④ 6t	0,785	3,822	16,180	0,4286	-0,1345	-0,2398
⑤ 6t	0,785	3,822	17,680	0,3855	0,1202	-0,4514
⑥ 3t	0,760	1,974	22,180	0,0927	0,2180	0,2043
Total				1,8082	0,6051	-0,9018

b) Surcharge Br (10t)

$$2c = 0,3 + 1,5 \times 0,08 + 1,2 = 1,62 \text{ m} \Rightarrow c = 0,81 \text{ m}$$

$$P = \frac{10}{2c} = \frac{10}{1,62} = 6,173 \text{ t/m} ; d = \frac{P}{L} = \frac{25,46}{2} = 12,73 \text{ m (roue appliqué à mi-travée)}$$

$$P_1 = 0,7843 \text{ t/m} ; P_3 = -0,7738 \text{ t/m} ; P_5 = 0,7533 \text{ t/m}$$

c) Surcharge Militaire M20

- diffusion : $2c = 6,10 + 1,5 \times 0,08 + 1,20 = 7,420 \text{ m} \Rightarrow c = 3,710 \text{ m}$

$$P = \frac{55}{2c} = \frac{55}{7,420} = 7,412 \text{ t/m}$$

$$P_1 = 4,1709 \text{ t/m} ; P_3 = -3,0846 \text{ t/m} ; P_5 = 1,4213 \text{ t/m (pour une seule chenille)}$$

Les valeurs des moments trouvés sont résumés dans ce Tableau
 Ces valeurs des moments sont dus aux charges et surcharges entièrement disposées sur la dalle centrale

		A(L)	M _{cl20}	G ₁	B _c (1convoi)	B _c (2convois)	B _r
	P ₁	1,416	8,342	3,820	3,616	7,233	0,784
	P ₃	0,472	-6,169	1,273	1,210	2,420	-0,774
	P ₅	0,283	2,843	0,764	-1,804	-3,607	0,753
y=0	M ⁺ (mm)	2,681	9,035	4,771	3,221	9,398	1,616
	M ⁻ (u)	/	/	/	-0,441	/	-0,729
y = $\frac{b}{4}$	M ⁺ (u)	2,621	11,27	4,490	3,068	9,064	1,565
	M ⁻ (u)	/	/	/	/	/	-0,256
y = $\frac{b}{2}$	M ⁺ (u)	2,131	10,859	3,383	2,598	5,592	1,377
	M ⁻ (u)	/	/	/	-0,496	/	-0,165
y = $\frac{3b}{4}$	M ⁺ (u)	1,217	7,849	1,353	1,531	4,110	0,969
	M ⁻ (u)	-0,317	-1,379	/	-0,633	/	-0,127
y = $\frac{b}{4}$	M ⁺ (u)	2,621	11,27	4,490	3,068	8,639	1,565
	M ⁻ (u)	-0,437	-3,128	/	/	/	-0,697
y = $\frac{b}{2}$	M ⁺ (u)	2,197	10,501	3,383	2,598	5,592	1,377
	M ⁻ (u)	-0,828	-5,075	/	/	-1,742	-0,547
y = $\frac{3b}{4}$	M ⁺ (u)	0,619	2,386	1,353	1,373	2,445	0,447
	M ⁻ (u)	-0,760	-4,191	/	-1,448	-2,455	-0,335

III Étude des moments apportés dans la dalle Centrale par les Charges et Surcharges placées sur les encorbellements

Les moments provoqués en différentes fibres de la dalle Centrale dû à ces surcharges sont données par les formules suivantes (documentation SETRA)

1. Pour les Efforts agissant sur l'encorbellement de gauche

$$M = \frac{4b}{\pi} \left[M^{s_d} \sum_{n=1}^5 \frac{1}{n} (P_c)_{s_d} \times \sin \frac{n\pi c}{2a} \times \sin \frac{n\pi d}{2a} \times \sin \frac{n\pi x}{2a} + T^{s_d} \sum_{n=1}^5 \frac{1}{n} (\mu)_{s_d} \times \sin \frac{n\pi c}{2a} \times \sin \frac{n\pi d}{2a} \times \sin \frac{n\pi x}{2a} \right]$$

2. pour les Efforts agissant sur l'encorbellement de droite

$$M = \frac{4b}{\pi} \left[M^{s_d} \sum_{n=1}^5 \frac{1}{n} (P_c)_{s_d} \times \sin \frac{n\pi c}{2a} \times \sin \frac{n\pi d}{2a} \times \sin \frac{n\pi x}{2a} + T^{s_d} \sum_{n=1}^5 \sin \frac{n\pi c}{2a} \times \sin \frac{n\pi d}{2a} \times \sin \frac{n\pi x}{2a} \right]$$

avec :

- b: demi-largeur équivalente
- $(\mu)_{s_d}$: ordonnée de la ligne d'influence du coefficient transversal pour la fibre considérée au niveau de la section.
- $(P_c)_{s_d}$: pente de la tangente à la courbure de la fibre considérée au niveau de la section.
- (M^{s_d}, T^{s_d}) ; $(\bar{M}^{s_d}, \bar{T}^{s_d})$: sont les Efforts dans la section d'encastrement gauche et droite (encorbellement - dalle centrale)
- c: demi-diffusion longitudinale
- d: position longitudinale du centre de gravité de la surcharge
- x: abscisse de la section considérée: $x = a$ (mi-portée)

Nous Calculerons les moments apportés dans la dalle Centrale pour les différentes fibres soit : ($y=0, y=\frac{b}{4}, y=\frac{b}{2}, y=\frac{3b}{4}, y=-\frac{3b}{4}, y=-\frac{b}{2}, y=-\frac{b}{4}$)

- Calcul des pentes et ordonnées γ_n correspondant à la Section "S₂"

$x \cdot 10^4$	$y=0$		$y=\frac{b}{4}$		$y=\frac{b}{2}$		$y=\frac{3b}{4}$	
	γ_n	Pente	γ_n	Pente	γ_n	Pente	γ_n	Pente
$n=1$	-1236,38	+636,98	-1272,74	363,64	-1072,74	303,03	-672,73	151,52
$n=3$	-509,10	+212,12	-454,55	32,73	-327,28	36,36	-200,00	6,06
$n=5$	-203,64	30,30	-136,37	-36,36	-72,73	-27,27	-45,46	-18,18
$x \cdot 10^4$	$y=-\frac{b}{4}$		$y=-\frac{b}{2}$		$y=-\frac{3b}{4}$			
	γ_n	Pente	γ_n	Pente	γ_n	Pente		
$n=1$	-909,10	515,16	-290,91	1636,38	490,91	1333,35		
$n=3$	-454,55	363,64	-200,00	666,67	472,73	1090,92		
$n=5$	-272,73	169,70	-163,64	363,64	327,28	969,71		

- Calcul des pentes et ordonnées γ_n correspondant à la Section "S_d"

$x \cdot 10^4$	$y=0$		$y=\frac{b}{4}$		$y=\frac{b}{2}$		$y=\frac{3b}{4}$	
	γ_n	Pente	γ_n	Pente	γ_n	Pente	γ_n	Pente
$n=1$	-1236,38	-696,98	-909,10	-515,16	-290,91	-1636,38	490,91	-1333,35
$n=3$	-509,10	-212,12	-454,55	-363,64	-200,00	-666,67	472,73	-1090,92
$n=5$	-203,64	-30,30	-272,73	-169,70	-163,64	-363,64	327,28	-969,71
$x \cdot 10^4$	$y=-\frac{b}{4}$		$y=-\frac{b}{2}$		$y=-\frac{3b}{4}$			
	γ_n	Pente	γ_n	Pente	γ_n	Pente		
$n=1$	-1272,74	-363,64	-1072,74	-303,03	-672,73	-151,52		
$n=3$	-454,55	-32,73	-327,28	-36,36	-200,00	-6,06		
$n=5$	-136,37	-36,36	-72,73	27,27	-45,46	18,18		

Dans les 2 Tableaux suivants nous donnons les valeurs des moments apportés dans la dalle Centrale par les charges placées sur les encorbellements pour différentes fibres.

	$y=0$		$y=\frac{b}{4}$		$y=\frac{b}{2}$		$y=\frac{3b}{4}$					
	M_{Eg}	M_{Ed}	M_{Eg}	M_{Ed}	M_{Eg}	M_{Ed}	M_{Eg}	M_{Ed}				
G	-5,30	-4,52	-5,98	5,64	1,015	-1,552	2,063	-1,267	1,785	4,477	1,232	5,581
A	/	/	-0,189	0,556	/	-0,324	/	-0,220	/	0,039	/	0,235
Bc	/	/	-2,72	6,72	/	0,903	/	-0,695	/	0,248	/	0,447
M _{elo}	/	/	-3,46	8,99	/	-3,055	/	-2,310	/	0,819	/	4,439
Br	/	/	-6,73	11,56	/	-0,527	/	-0,386	/	0,488	/	1,228
traitoir 4104,12	-1,406	-1,125	-1,35	0,9	0,219	-0,088	0,495	-0,094	0,429	1,090	0,299	1,185
ruée de BT	-2,71	-1,26	-2,71	1,26	-0,195	0,195	0,057	0,032	0,042	0,274	0,450	0,032
BT	/	/	-4,16	5,48	/	-0,721	/	-0,543	/	0,808	/	2,214

	M_{sg}''	T_{sg}''	M_{sd}''	T_{sd}''	$y = -b/4$		$y = -b/2$		$y = -3b/4$	
					M_{eg}	M_{ed}	M_{eg}	M_{ed}	M_{eg}	M_{ed}
G ₁	-5,30	-4,52	-5,88	5,64	0,867	-2,677	-4,124	-2,356	-4,893	-1,603
A	/	/	-0,139	0,556	/	-0,361	/	-0,309	/	-0,197
Bc	/	/	-2,72	6,72	/	-0,976	/	-0,780	/	-0,499
M _{clw}	/	/	-3,46	8,99	/	-3,991	/	-2,724	/	-1,743
Br	/	/	-6,73	11,56	/	-0,606	/	-0,485	/	-0,315
travail 450 kg/m ²	-1,406	-1,115	-1,35	0,9	0,191	-0,038	-1,106	-0,304	-1,280	-0,219
raie isolée 6t	-2,71	-1,26	-2,71	1,26	-0,084	-0,289	-2,274	-0,282	-2,244	-0,233
Bt	/	0	-4,16	5,48	/	-0,905	/	-0,729	/	-0,249

NOTATION : - (M_{sg}'' , T_{sg}'') : Efforts d'encastrement gauche
 - (M_{sd}'' , T_{sd}'') : " " " " droit
 - M_{eg} : moment apporté dans la dalle centrale par les charges placées sur l'encorbellement gauche
 - M_{ed} : moment apporté dans la dalle centrale par les charges placées sur l'encorbellement de droite.

IV. Étude des moments dus aux éléments de Surcharges Sur l'encorbellement empiétant la dalle centrale

Nous devons calculer les moments dus à ces surcharges dans les différentes fibres.

- détermination des coefficients γ_{ci} correspondant à ces surcharges.

Les valeurs des coefficients de flexion transversale γ_{ci} correspondant aux charges empiétant la dalle centrale seront données dans les tableaux suivants :

NOTATION :

- γ_{ci}^g : ordonné de la ligne d'influence du coefficient transversal correspondant aux charges empiétant la dalle centrale à partir de l'encorbellement de gauche
- γ_{ci}^d : à partir de l'encorbellement de droite

	$y=0$		$y=b/4$		$y=b/2$		$y=3b/4$	
	γ_c^g	γ_c^d	γ_c^g	γ_c^d	γ_c^g	γ_c^d	γ_c^g	γ_c^d
$(\gamma_c \times 10^4)$ trattoir 450kg/ha	γ	-820,92	/	-934,37	/	-867,83	/	-562,37
	β	-624,55	/	-389,46	/	-274,64	/	-177,49
	γ	-136,86	/	-136,69	/	-85,64	/	-42,33
B_c	γ	/	218,18	/	1000,01	/	1509,11	/
	β	/	-27,27	/	490,91	/	927,28	/
	γ	/	-81,82	/	318,19	/	-563,64	/
M_{c10}	γ	/	1636,38	/	1490,92	/	654,55	/
	β	/	820,92	/	800,01	/	136,37	/
	γ	/	509,10	/	309,09	/	-18,19	/
B_r	γ	/	/	/	/	/	/	/
	β	/	/	/	/	/	/	/
	γ	/	/	/	/	/	/	/
B_t	γ	/	454,55	/	1090,92	/	1309,10	/
	β	/	54,55	/	626,37	/	781,83	/
	γ	/	-63,64	/	363,64	/	418,19	/
A	γ	/	148,09	/	2410,93	/	3005,48	/
	β	/	-80,18	/	1303,10	/	1646,74	/
	γ	/	-148,37	/	678,55	/	890,74	/
poids propre trattoir	γ	-820,92	/	-934,37	/	-867,83	/	-562,37
	β	-624,55	/	-389,46	/	-274,64	/	-177,49
	γ	-136,86	/	-136,69	/	-85,64	/	-42,33
	$y=-b/4$		$y=-b/2$		$y=-3b/4$			
$(\gamma_c \times 10^4)$	γ_c^d	γ_c^g	γ_c^d	γ_c^g	γ_c^d	γ_c^g		
trattoir 450kg/ha	γ	/	-309,46	/	268,37	/	848,74	
	β	/	-226,91	/	164,73	/	657,28	
	γ	/	-152,73	/	102,55	/	449,46	
B_c	γ	-272,73	/	-454,55	/	-381,82	/	
	β	-236,73	/	-272,73	/	-181,82	/	
	γ	-145,46	/	-109,09	/	-54,55	/	
M_{c20}	γ	745,46	/	163,64	/	-90,91	/	
	β	163,64	/	-90,91	/	-145,46	/	
	γ	-27,27	/	-109,09	/	-90,91	/	
B_r	γ	/	/	/	/	/	/	
	β	/	/	/	/	/	/	
	γ	/	/	/	/	/	/	
B_t	γ	-127,27	/	-363,64	/	-327,28	/	
	β	-190,91	/	-254,55	/	-181,82	/	
	γ	-127,27	/	-109,09	/	-63,64	/	
A	γ	-1287,61	/	-1726,38	/	-1461,83	/	
	β	-757,64	/	-841,37	/	-541,91	/	
	γ	-423,65	/	-355,09	/	-189,00	/	
poids propre trattoir	γ	/	-309,46	/	268,37	/	848,74	
	β	/	-226,91	/	164,73	/	657,28	
	γ	/	-152,73	/	102,55	/	449,46	

Tableaux donnant les moments positifs et négatifs

$M > 0$	G	A	M_{c10}	B_c	B_r	G_t	trottoir 450 kg/m ²	poids propre trottoir
$y=0$	D	4,771	2,681	9,035	9,398	1,616	/	/
	E_y	1,015	/	/	/	/	0,042	/
	E_d	-1,552	/	1,908	/	/	0,027	/
$y = \frac{b}{4}$	D	4,490	2,621	11,27	9,064	1,565	/	/
	E_y	2,063	/	/	/	/	0,057	0,280
	E_d	-1,267	1,222	2,089	/	/	0,032	/
$y = \frac{b}{2}$	D	3,383	2,131	10,859	5,592	1,377	/	/
	E_y	1,785	/	/	/	/	0,042	0,210
	E_d	4,477	1,937	2,325	1,306	0,488	0,234	1,090
$y = \frac{3b}{4}$	D	1,353	1,217	7,849	4,10	0,969	/	/
	E_y	1,232	/	/	/	/	0,450	0,158
	E_d	5,581	1,393	4,579	0,613	1,228	0,032	0,032
$y = -\frac{b}{4}$	D	4,490	2,621	11,27	8,639	1,565	/	/
	E_d	0,861	/	0,347	/	/	/	/
	E_y	/	/	/	/	/	0,118	/
$y = -\frac{b}{2}$	D	3,383	2,177	10,501	5,592	1,377	/	/
	E_d	/	/	/	/	/	/	/
	E_y	/	/	/	/	/	/	0,102
$y = -\frac{3b}{4}$	D	1,353	0,619	/	/	/	/	/
	E_d	/	/	/	/	/	/	/
	E_y	/	/	/	/	/	/	0,315

$M < 0$	G	A	M_{c10}	B_c	B_r	G_t	trottoir 450 kg/m ²	poids propre trottoir
$y=0$	D	/	/	/	-0,441	-0,729	/	/
	E_y	1,015	/	/	/	/	-0,027	-0,290
	E_d	-1,552	-0,227	/	-0,254	-0,527	/	-0,088
$y = \frac{b}{4}$	D	/	/	/	/	-0,256	/	/
	E_y	2,063	/	/	/	/	/	-0,364
	E_d	-1,267	/	/	-0,105	-0,386	/	-0,094
$y = \frac{b}{2}$	D	/	/	/	-0,496	-0,165	/	/
	E_y	1,785	/	/	/	/	/	-0,347
	E_d	4,477	/	/	/	/	/	/
$y = \frac{3b}{4}$	D	/	-0,317	-1,379	-0,633	-0,127	/	/
	E_y	1,232	/	/	/	/	/	-0,224
	E_d	5,581	/	/	/	/	/	/
$y = -\frac{b}{4}$	D	/	-0,437	-3,128	/	-0,697	/	/
	E_d	-2,677	-1,127	-4,117	-4,471	-0,606	-0,239	-0,038
	E_y	0,861	/	-2,268	-1,081	/	-0,084	-0,116
$y = -\frac{b}{2}$	D	/	-0,828	-5,075	-1,742	-0,547	/	/
	E_d	-2,356	-0,284	-4,614	-4,009	-0,485	-0,292	-0,304
	E_y	-4,124	/	-2,335	-1,049	/	-2,274	-1,041
$y = -\frac{3b}{4}$	D	/	-0,760	-4,191	-2,455	-0,335	/	/
	E_d	-1,603	-1,097	-3,222	-2,643	-0,315	-0,233	-0,219
	E_y	-4,893	/	-1,772	-0,755	/	-2,244	-1,081

VI Prise en Compte du Coefficient de poisson

Si le coefficient de poisson ν a une très faible influence sur la flexion longitudinale, dans la flexion transversale son influence n'est pas négligeable. On ajoutera aux moments transversaux la valeur du moment :

$$M = K \times \nu \times M_x \quad \text{avec} \quad - M_x : \text{moment longitudinal à mi-travée par mètre linéaire de largeur } (x = \frac{L}{2})$$

$$K = \frac{b}{L} = \frac{4,92}{25,46} = 0,193$$

$$- K = \frac{b}{L} \quad \text{avec} \quad \frac{b}{L} < 1 \quad \left(\frac{4,92}{25,46} = 0,19 < 1 \right)$$

où : b = demi-largeur équivalente
 L = portée du pont

- ν : coefficient de poisson ($\nu = 0,2$ pour les dalles en béton précontraint)

Les moments transversaux dus aux différentes charges et surcharges en tenant compte de l'influence du coefficient de poisson seront résumés dans ce tableau.

	G	A	Bc	Br	Mezo	trottoir
$M = K \cdot \nu \cdot M_x$	10,764	2,724	2,283	0,250	2,907	0,258

en tm/m largeur

VII Moment transversal dû à la précontrainte

nous calculerons le moment dû à la précontrainte à mi-travée avec

$$M_{TRP} = K \times \nu \times M_{Lp} \quad - M_{Lp} : \text{moment longitudinal de précontrainte}$$

$$- K = \frac{b}{L} = 0,193$$

$$- \nu : \text{coefficient de poisson } (\nu = 0,2)$$

$$M_{Lp} = - N_{90j} \times e$$

$$\text{ou} \quad - N_{90j} : \text{force de précontrainte à } 90^\circ$$

$$- e : \text{excentricité de la force de précontrainte par rapport à l'axe neutre}$$

d'où le moment transversal par mètre linéaire de largeur est

$$M_{TRP} = 0,193 \times 0,2 \times \frac{-2790,286}{9,64} = -10,941 \text{ tm/m}$$

$$\underline{M_{TRP} = -10,941 \text{ tm/m}}$$

Determination des moments transversaux maximaux

- Moment transversal positif

Le moment maximum pondéré est obtenu dans la fibre ($y = \frac{b}{2}$) en faisant la combinaison suivante : $G_1 + 1,2 \times \delta \times M_{C120}$

$$M_{(+)}^{\max} = M_{G_1} + \delta M_{C120} + M_{TRP} \\ = (20,409) + 1,085 \times (13,766) - 10,941 = +24,406 \text{ tm/m de largeur}$$

$$\underline{M_{(+)}^{\max} = 24,406 \text{ tm}} \quad \text{obtenu dans la fibre } (y = \frac{b}{2})$$

- Moment transversal négatif

Le moment (maximum) négatif est obtenu dans la fibre ($y = -\frac{b}{2}$) en faisant la combinaison : $G_1 + 1,2 (b_c \times \delta \times M_{bc} + M_{tr})$

$$M_{(-)}^{\max} = M_{G_1} + 1,2 (b_c \times \delta \times M_{bc} + M_{tr}) + M_{TRP} \\ = -6,48 - 1,2 (12 \times 1,078 \times 4,009 + 1,35) - 10,941 = -25,26 \text{ tm/m}$$

$$\underline{M_{(-)}^{\max} = -25,26 \text{ tm/m}}$$

Remarque : le moment dû à l'influence du coefficient de poisson ne sera pris en compte s'il donne un cas plus défavorable.

Determination des efforts au niveau de l'encastrement (dalle encastrement)

1) - au niveau de l'encastrement gauche ("S_g")

$$M^{\max} = M_{G_1} + 1,2 M_{trattoir} = -5,30 - 1,2 \times 1,406 = \underline{-6,99 \text{ tm/m}}$$

$$T^{\max} = T_{G_1} + 1,2 T_{trattoir} = -4,52 - 1,2 \times 1,125 = \underline{-5,87 \text{ t/m}}$$

2) - au niveau de l'encastrement de droite ("S_d").

$$M^{\max} = M_{G_1} + 1,2 (M_{Br} + M_{tratt}) = -5,88 - 1,2 (6,73 + 1,35) = \underline{-15,58 \text{ tm/m}}$$

$$T^{\max} = T_{G_1} + 1,2 (T_{Br} + T_{trattoir}) = +5,64 + 1,2 (11,56 + 0,9) = \underline{+20,59 \text{ t/m}}$$

Ferrailage transversal de La dalle

Les armatures transversales de la dalle seront déterminées à partir des fibres les plus sollicitées. Après l'étude de la flexion transversale à mi-travée nous avons obtenus les résultats suivants:
(solicitations pondérées du 1^{er} genre)

$$M_{(+)}^{\max} = 24,40 \text{ tm/m largeur} \quad \text{pour la fibre } y = \frac{b}{2}$$

$$M_{(-)}^{\max} = -25,26 \text{ tm/m largeur} \quad \text{" " " } y = -\frac{b}{2}$$

On aura à étudier une section rectangulaire de $(1,20 \times 1) \text{ m}^2$ qui pourra être soumise à un moment de flexion positif ou négatif.

① Calcul de la section sollicitée par un moment positif $M = +24,40 \text{ tm}$

$$h = h_t - d = 120 - 6 = 114 \text{ cm} \quad \text{avec } d = 6 \text{ cm}$$

Calcul du moment résistant du béton M_{RB}

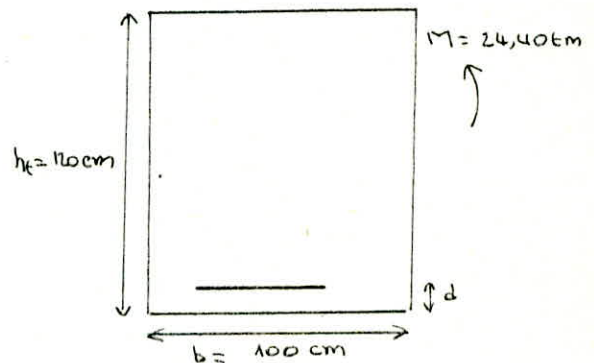
$$M_{RB} = K b h^2; \quad K = \frac{1}{2} \alpha \delta \bar{\sigma}_b \quad \text{ou} \quad \alpha = \frac{15 \bar{\sigma}_b}{15 \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_a}$$

$$\bar{\sigma}_b' = 210 \text{ kg/cm}^2; \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} \delta = 1 - \frac{\alpha}{3} \\ \bar{\sigma}_b = 0,14 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \alpha = 0,529; \quad \delta = 0,824$$

$$K = 45,743 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{RB} = 594,44 \text{ t.m} > M \Rightarrow A' = 0$$



- Détermination des Armatures inférieures

$$A = \frac{M}{\delta k \bar{\sigma}_a} = \frac{24,40 \cdot 10^5}{0,824 \cdot 114 \cdot 2800} = 9,277 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3T20 = 9,42 \text{ cm}^2$$

Vérification à la fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \quad \text{avec } A: \text{section des aciers tendus}$$

B_f : Surface susceptible à être fissurée

$$A = 9,42 \text{ cm}^2; \quad B_f = 2 \cdot b \cdot d = 2 \cdot 100 \cdot 6 = 1200 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\omega}_f = 0,0078 = 0,78\%$$

$$\text{ou doit vérifier: } \bar{\sigma}_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{K \cdot \alpha \cdot \bar{\omega}_f}{\phi (1 + 10 \bar{\omega}_f)} = \frac{106 \cdot 1,6 \cdot 0,0078}{20 (1 + 0,078)} = 578,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \alpha \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{106 \cdot 1,6 \cdot 0,14}{20}} = 1967,41 \text{ kg/cm}^2$$

$\Rightarrow \bar{\sigma}_1 < \bar{\sigma}_a \Rightarrow$ la fissuration n'est pas vérifiée, donc on doit faire un calcul exact c.-à-d travailler avec la contrainte $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_2 = 1967,41 \text{ kg/cm}^2$

$$\alpha = 0,616 \rightarrow \delta = 0,795 \rightarrow$$

$$A = \frac{M}{\delta k \bar{\sigma}_a} = \frac{24,40 \cdot 10^5}{0,795 \cdot 114 \cdot 1967,41} = 13,68 \text{ cm}^2$$

- Vérification à la condition de non fragilité (art 52. CCBA GT)

on doit avoir

$$A \geq \begin{cases} A_0 \\ \min(A_1, A_2) \end{cases}$$

$$A_0 = 13,68 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 1,2 A_0 = 1,2 \times 13,68 = 16,42 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,69 b \times h \times \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{bc}} = 0,69 \times 100 \times 114 \times \frac{14}{4200} = 15,732 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = 15,73 \text{ cm}^2 \text{ soit } \underline{GT20 = 18,84 \text{ cm}^2}$$

- Détermination des Armatures Supérieures

$$A = \frac{M}{\sigma_s \bar{\sigma}_a} = \frac{25,26 \times 10^5}{0,824 \times 114 \times 2800} = 9,60 \text{ cm}^2$$

- vérification à la fissuration

$$\text{on trouve } \bar{\sigma}_a > \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = \bar{\sigma}_2 = 1967,41 \text{ kg/cm}^2$$

\Rightarrow La fissuration n'est pas évitée

donc on fera le calcul avec la contrainte $\bar{\sigma}_2 = 1967,41 \text{ kg/cm}^2$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \bar{\sigma}_a} = \frac{25,46 \times 10^5}{0,795 \times 114 \times 1967,41} = 14,25 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_1 = 17,14$$

$$A_2 = 15,732$$

$$A_0 = 14,28$$

$$\Rightarrow A = A_2 = 15,732 \text{ ou prendra } \underline{A = 18,84 \text{ cm}^2 \text{ soit } GT20}$$

- Vérification des Contraintes

1) dû au moment $M = +24,40 \text{ tm}$

$M^{\text{stat}} / \text{axe neutre} = 0$

$$\Rightarrow \frac{1}{2} b y^2 - n A (h - y) = 0 \rightarrow y = 22,71 \text{ cm}$$

$$I \text{ (mm}^2 \text{ d'inertie)} = \frac{b y^3}{3} + n A (h - y)^2 = 2745568,28 \text{ cm}^4$$

beton

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{M}{I} y = 20,182 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Acier } \bar{\sigma}_a = n \frac{M}{I} (h - y) = 1216,95 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

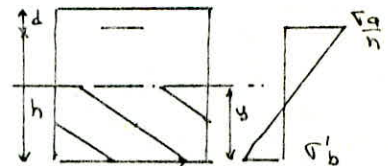
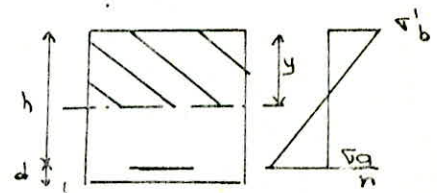
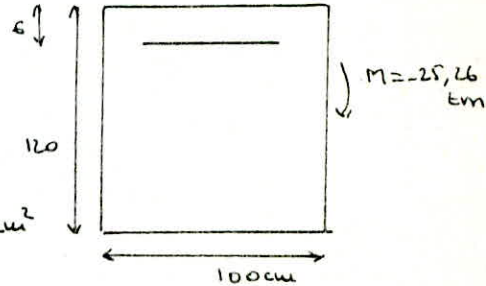
2) dû au moment $M = -25,26 \text{ tm}$

$$M^{\text{stat}} / \text{AN} = 0 \rightarrow y = 22,71 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A (h - y)^2 = 2745568,28 \text{ cm}^4$$

$$\text{beton : } \bar{\sigma}'_b = \frac{M}{I} y = 19,97 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\text{acier : } \bar{\sigma}_a = n \frac{M}{I} (h - y) = 1259,84 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$



Ferraillage de la Section d'encastrement (dalle centrale encorbellement)

L'effet le plus défavorable au niveau de la section d'encastrement droite est sous la surcharge Br (roue isolée de 10t)

- $M_{max} = -15,58 \text{ tm/me}$

- $T_{max} = 20,59 \text{ t/me}$

au niveau de la section d'encastrement de gauche

- $M_{max} = -6,99 \text{ tm/me}$

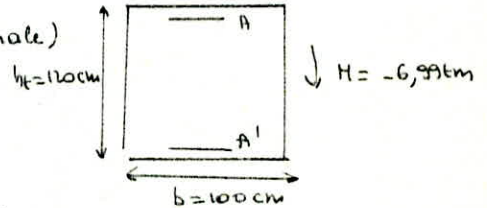
- $T_{max} = -5,87 \text{ t/me}$

1) Ferraillage de l'encastrement de gauche ("Sg")

$M = -6,99 \text{ tm}$

$M_{BR} = \frac{1}{2} \times b h^2 = 594,144 \text{ tm} > M \Rightarrow A' = 0$ (armature minimale)

$A = \frac{M}{\sigma_s \eta \sigma_{s1}} = \frac{6,99 \times 10^5}{0,824 \times 114 \times 2100} = 2,66 \text{ cm}^2$



- Vérification à la fissuration

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 1967,41 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$ non vérifiée

on aura $A = \frac{M}{\sigma_s \eta \sigma_2} = \frac{6,99 \times 10^5}{0,795 \times 114 \times 1967,41} = 3,92 \text{ kg/cm}^2$

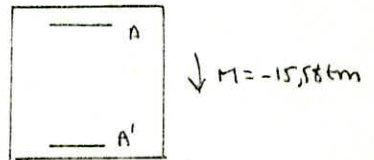
- Vérification à la condition de non fragilité

$A > \begin{cases} A_0 \\ \min(A_1, A_2) \end{cases} \rightarrow A \geq 4,70 \text{ cm}^2$ on prendra $A = 6,03$ Soit 3T16

c) Ferraillage de l'encastrement de droite ("Sd")

$M = -15,58 \text{ tm}$

étant donné que la fissuration n'est pas vérifiée on travaillera avec la contrainte $\sigma_2 = 1967,41 \text{ kg/cm}^2$



$A = \frac{M}{\sigma_s \eta \sigma_2} = \frac{15,58 \times 10^5}{0,795 \times 114 \times 1967,41} = 8,74 \text{ cm}^2$

- Vérification de la condition de non fragilité

$A \geq \begin{cases} A_0 \\ \min(A_1, A_2) \end{cases} \geq \begin{cases} 8,74 \\ \min(10,49; 15,732) \end{cases} \geq 10,49 \text{ cm}^2$

on prendra $A = 12,06 \text{ cm}^2$ Soit 6T16

- Vérification des contraintes

1) encastrement de gauche

$M_x / M_N = 0 \rightarrow y = 13,48 \text{ cm}^2$

$I = \frac{b y^3}{3} + n A (h-y)^2 = 995579,80 \text{ cm}^4$

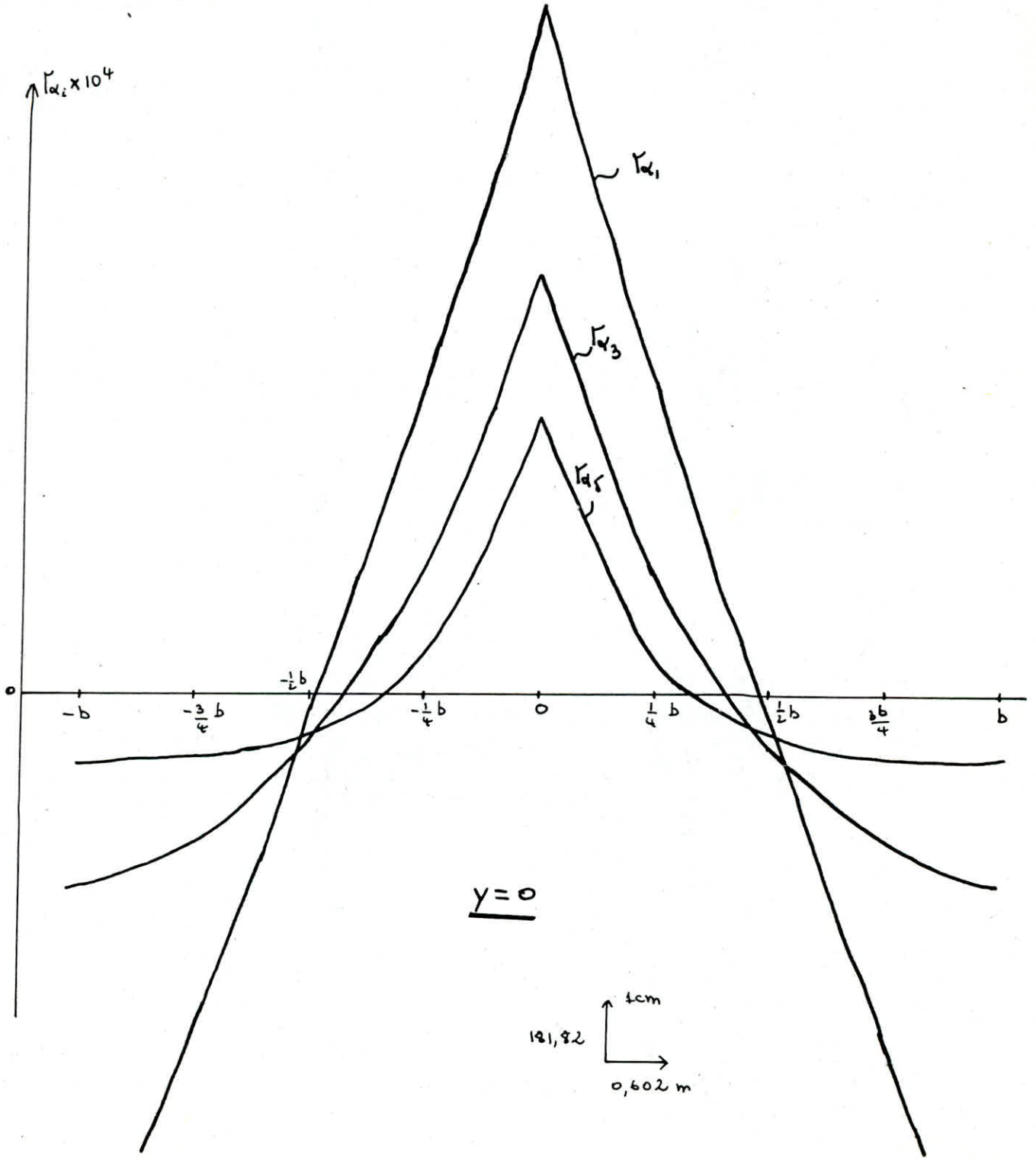
- $\sigma'_b = \frac{3}{I} M y = 9,42 < \bar{\sigma}'_b$ et $\sigma_a = n \frac{M}{I} (h-y) = 1058,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

2) encastrement de droite

$y = 18,18 \text{ cm}^2$

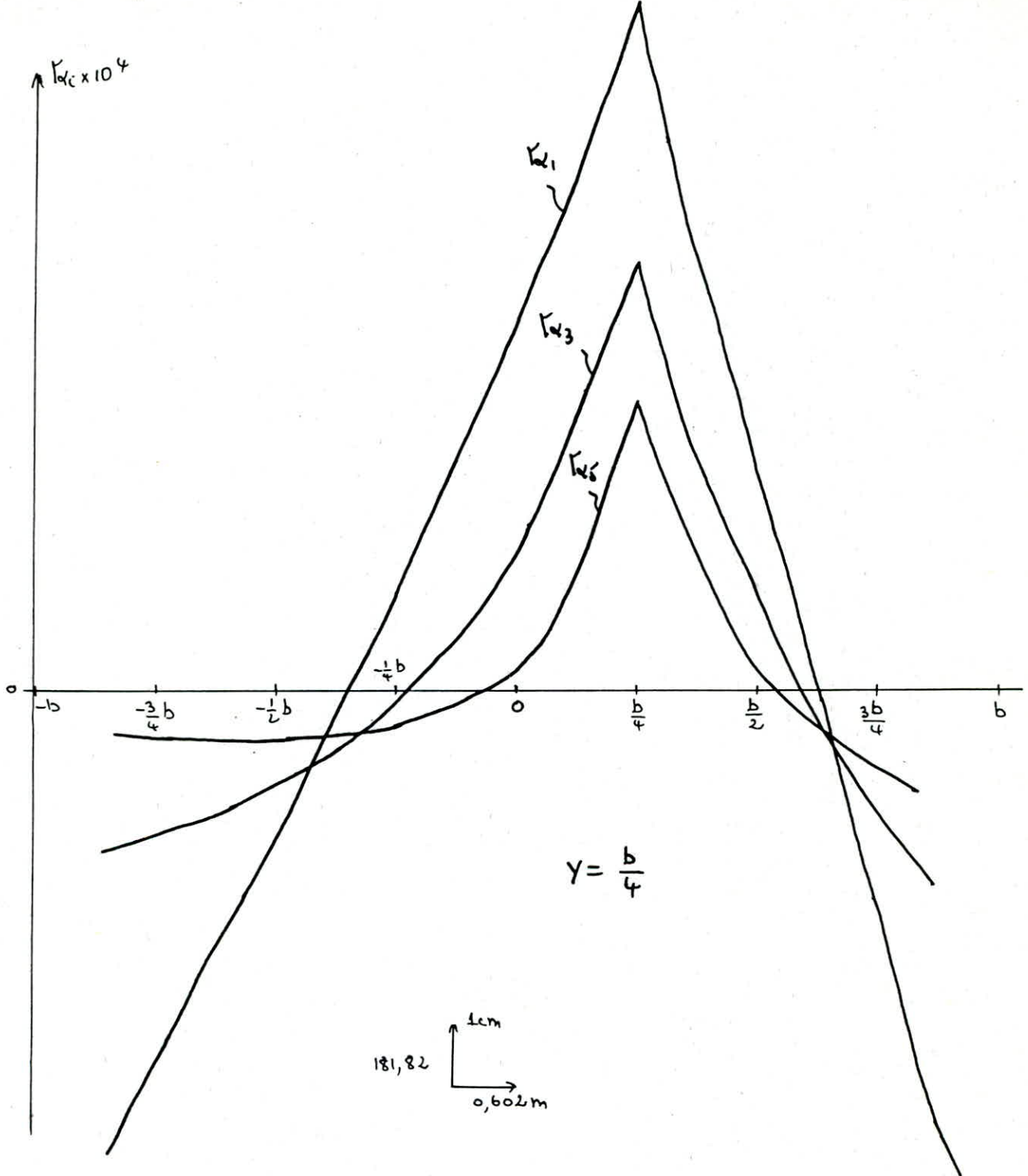
$I = 1864348,36 \text{ cm}^2$

beton: $\sigma'_b = \frac{3}{I} M y = 15,53 < \bar{\sigma}'_b$; acier: $\sigma_a = n \frac{M}{I} (h-y) = 1196,11 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800$

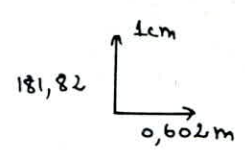


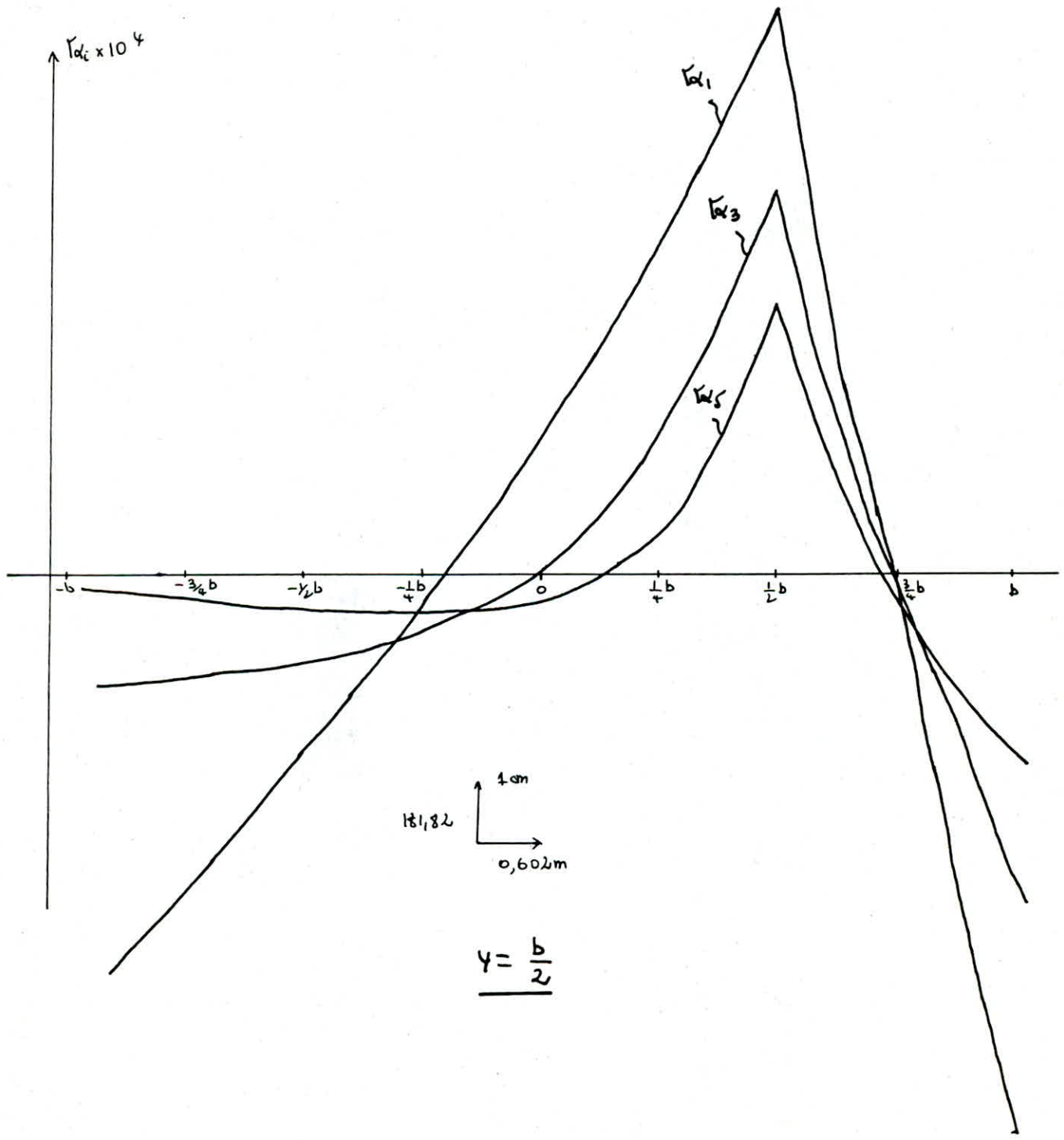
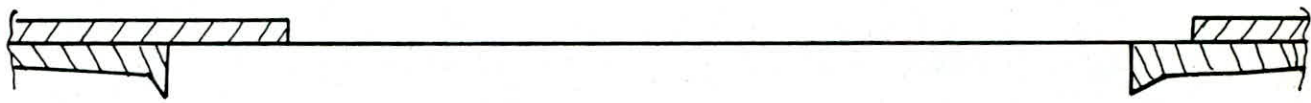
121,82
 0,602 m

A small coordinate system is shown with a vertical axis labeled "1cm" and a horizontal axis labeled "0,602 m".



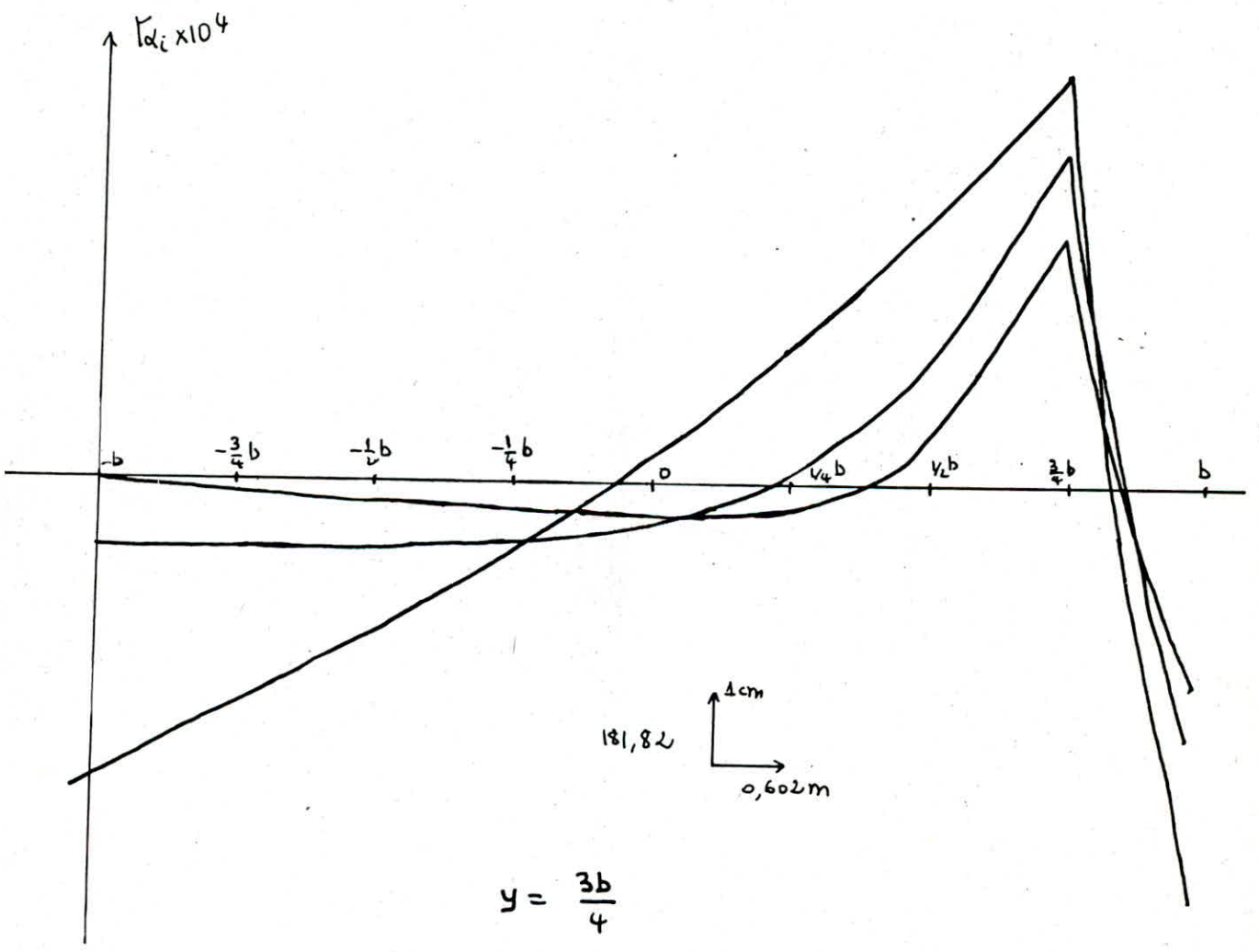
$$y = \frac{b}{f}$$

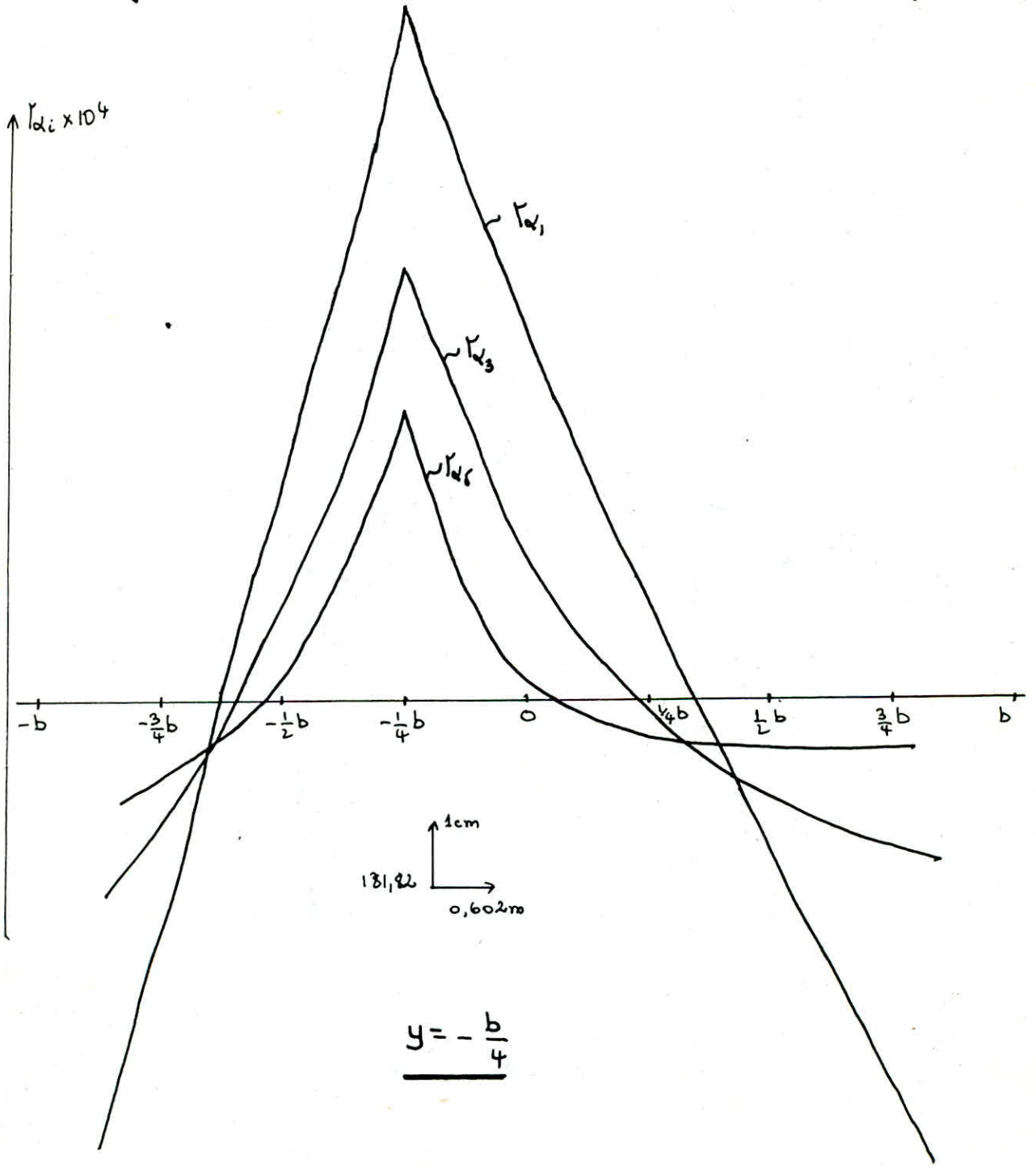
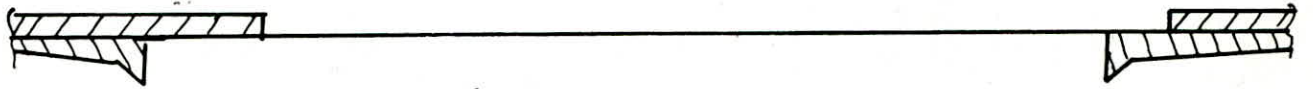


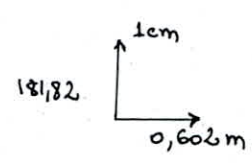
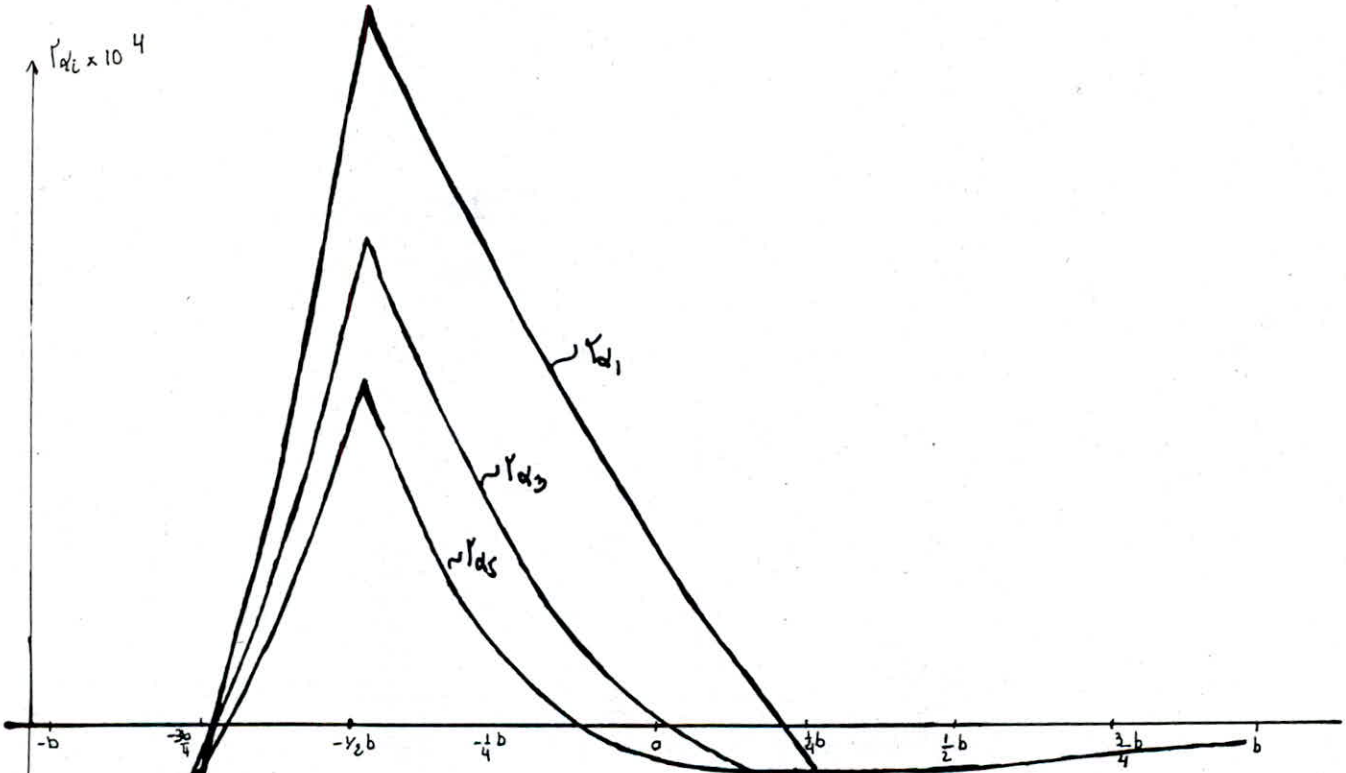
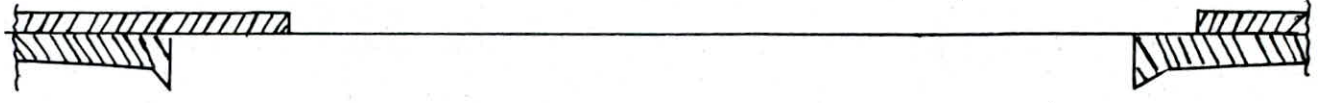


18,82
 4cm
 0,602m

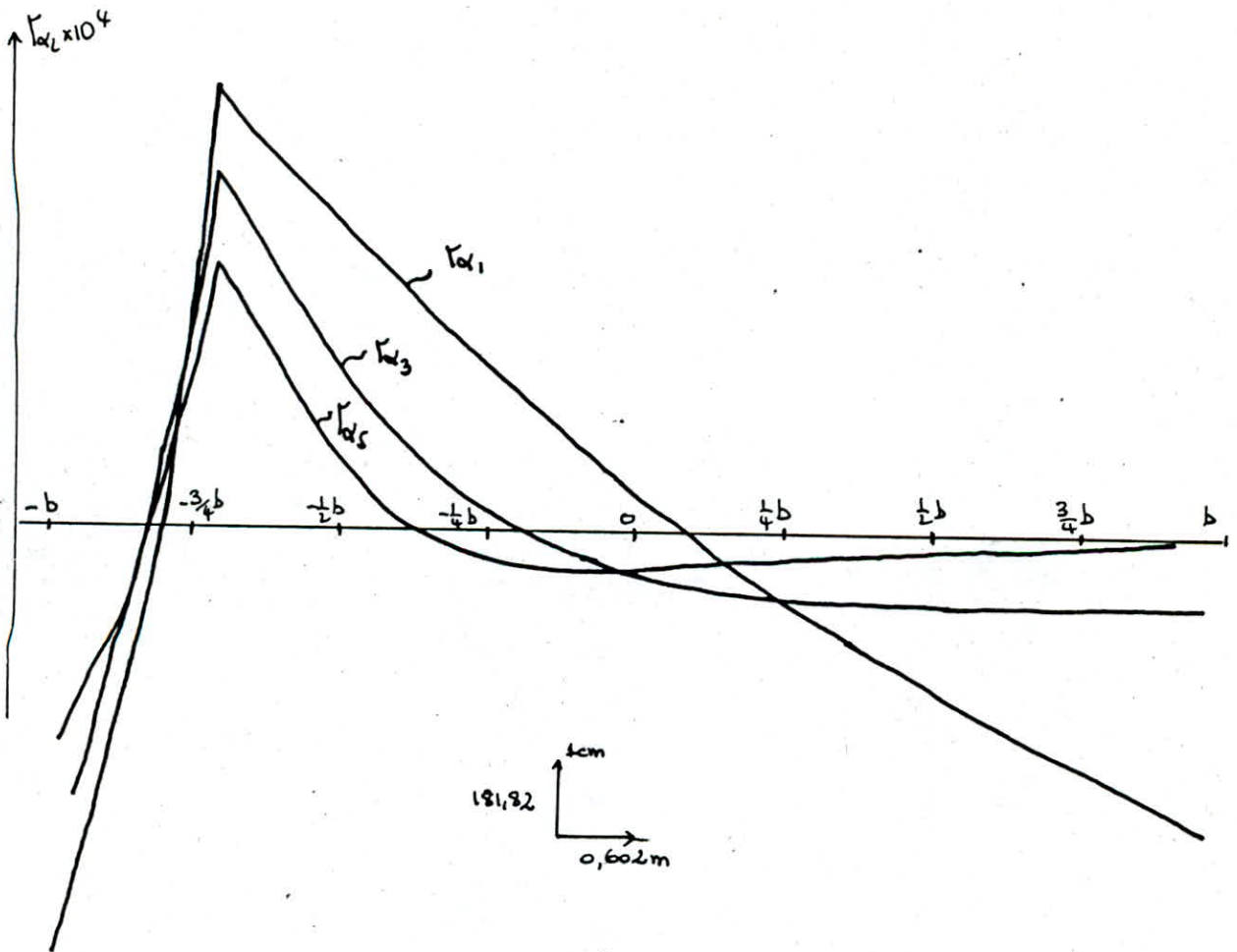
$$\underline{y = \frac{b}{2}}$$







$$\underline{y = -\frac{b}{2}}$$



$$y = -\frac{3b}{4}$$

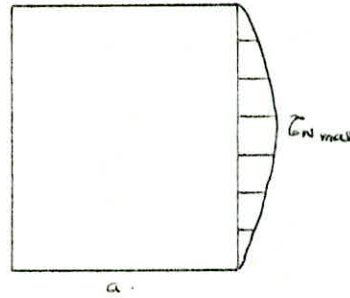
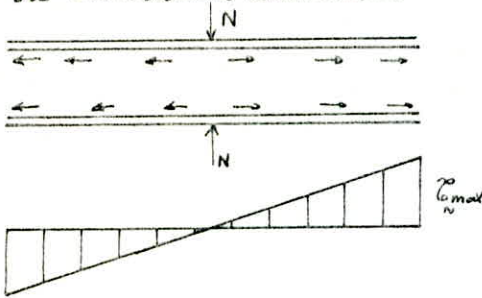
APPAREILS-D'APPUI

Principe

de but du dimensionnement des appareils d'appuis est de limiter les contraintes qui se développent dans le caoutchouc au niveau des plans de frottement et celles qui sont dues aux efforts appliqués ou de déformations imposées par les appareils.

a/ Compression

sous l'effet de l'effort normal apparaissent des contraintes de cisaillement τ_N au niveau du plan de frottement. Tandis qu'au milieu de chaque feuillet se développent des contraintes maximales.



$$\tau_N = \frac{1,5 \beta m}{\beta}$$

avec $\tau_m = \frac{N}{a \cdot b}$ Contrainte de Compression ; $\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)}$: coefficient de forme

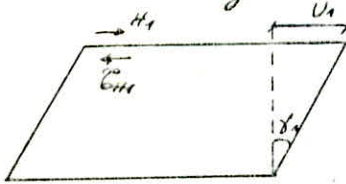
$a \times b$: dimension en plan de l'appui ($a \leq b$)

b/ Distorsion

dans le cas d'une distorsion, la distribution des contraintes au niveau du plan de frottement est uniforme.

Deux cas se présentent

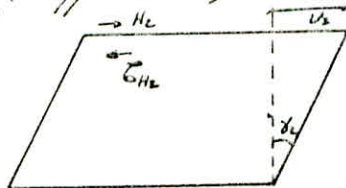
1) la déformation U_1 de l'appareil est lente (dilatation, retrait, fluage). Elle permet de déterminer l'angle de distorsion, la contrainte et l'effort correspondant



$$\tan \delta_1 = \frac{U_1}{T} \quad \tau_{H1} = G \cdot \tan \delta_1 = G \frac{U_1}{T}$$

$$H_1 = a \times b \quad \tau_{H1} = G \times a \times b \cdot \frac{U_1}{T}$$

2) l'appareil est soumis à un effort dynamique (freinage, séisme, vent, force centrifuge)



$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \cdot b}$$

dans le cas d'un effort dynamique, il a été constaté expérimentalement que le module élastique transversal vaut deux fois la valeur de G correspondant à un effort statique.

$$\tan \delta_2 = \frac{\tau_{H2}}{2G} = \frac{U_2}{T} = \frac{H_2}{2G \times a \times b}$$

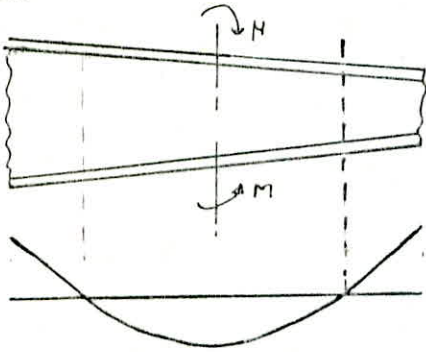
dans le cas où les deux cas se présentent simultanément

$$U = U_1 + U_2 \quad \text{et} \quad H = H_1 + H_2$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5 \tau_{H2} = G \frac{U_1}{T} + \frac{H_2}{2 \times a \times b}$$

Rotation

soit une frette, solidaire d'un feuillet, accomplit une rotation par rapport à l'autre frette solidaire du même feuillet, la répartition des contraintes de cisaillement est comme suite. la contrainte maximale apparaît généralement sur les bords parallèles à l'axe de rotation



$$\tau_x = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 dt \quad \text{avec } dt = \frac{dT}{n}$$

M: moment de rappel créé par la rotation

$$M = G, \frac{dT}{n} \frac{a^5 b}{t^3} \frac{1}{k_L}$$

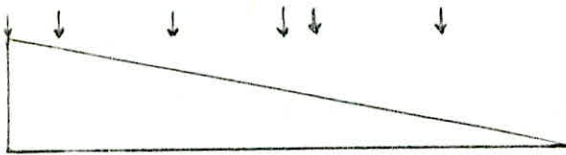
il est tenu compte des défauts de pose, pour le dimensionnement et la détermination des contraintes. la valeur de la rotation à introduire dans les calcul: $\alpha_T = \alpha_0 + \alpha$ avec α : rotation calculée ($\alpha_0 = 3/1000$ rad): tablier en béton coulé en place

efforts verticaux

- poids propre $F = \frac{25,46 \times 33,89}{2} = 431,49^t$

- surcharge A: $F = \frac{1,0282 \times [1,112 \times 25,46 \times 7,5]}{2} = 121,36^t$

surcharge BC



$$F_{BC} = 112,80^t$$

$$F_{BC} = k_{bc} \cdot \eta \cdot b_{bc} \cdot \sum P_i y_i = 1,085 \times 4 \times 1,1 \times 1,089 \times [6(1+0,9411+0,5876+0,5287+3(0,7643+0,3579))]$$

- Mc120



$$F = 116,49^t$$

- surcharges trottoir $F = (25,46 \times 0,15 \times (3,25 + 2)) / 2 = 10,025^t$

- effort sismique vertical: $F = 0,076 \times 431,419 = 30,20^t$

dans les calculs, on prendra l'effort de surcharge BC, car le freinage de BC est le plus défavorable.

effort horizontal

- freinage (BC) $F = 30^t$ correspondant correspondant à un camion BC (plus défavorable)

sous A: $F_A = \frac{A \cdot \Omega}{20 + 0,0035 \cdot \Omega} = \frac{1111,6 \times 190,95}{20 + 0,0035 \times 190,95} = 10,27^t$

effort sismique horizontal: $F = 0,16 \times 431,419 = 43,14^t$

de limitation de la contrainte moyenne de compression, on tuc l'axe de l'appareil d'appui

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 150 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow a \times b \geq \frac{N_{max}}{\sigma = 150}$$

$$a \times b \geq \frac{[431,42 + 112,87 + 10,03 + 15,1] \cdot 10^3}{4 \times 150} = 949,02 \text{ cm}^2$$

on choisit comme modele (type SEMDERLI) 300/400/37/52

a x b (mm) x (mm)	surface de base (cm ²)	charge verticale admissible (KN)	module Ei N/mm ²	épaisseur des couches d'elastomère (mm)	nbre de couches d'elastomère	deplace- ment admissible (mm)	hauteur démontage type I (mm)	nbre de tole intermedi- aire	hauteur d'elasto- mere (mm)	épaisseur des feuillet d'acier (mm)
300 x 400	1200	1800	765	8	4	25,9	52	5	37	3

Verification à faire

- Condition à la stabilité (Non deversement)

$$\left(\frac{a}{t_r}\right) \geq 5 \Rightarrow a \geq 5t_r ; 30 \geq 5 \times 5,2 = 26 \text{ cm verifie}$$

Condition au non glissement

$$1) \sigma_m = \frac{N_{min}}{4(a \times b)} = \frac{431,419 \cdot 10^3}{4(30 \times 40)} = 89,88 \text{ Kg/cm}^2 \geq 20 \text{ Kg/cm}^2 \text{ verifie}$$

$$2) \begin{cases} H \leq f \cdot N & (a) \\ f = 0,1 + \frac{60}{\sigma(t/m^2)} \end{cases} : \text{coefficient de frottement pour elastomeres extremes eurobes}$$

$$(a) \Leftrightarrow H = \frac{H_{seisme} + H_{freinage}}{4} + H_g \leq 0,1 F_{max} + 60 \times a \times b$$

determination de H_g

$$\text{- retrait: } \frac{\Delta l}{l} = \frac{1}{2} \cdot 2,5 \cdot 10^{-4} \Rightarrow \Delta l = 2,5 \cdot 10^{-4} \times \frac{25,46}{2} = 3,1825 \text{ mm}$$

$$\text{- temperature: } \frac{\Delta l}{l} = \pm (2 \cdot 10^{-4}) \frac{1}{2} \Rightarrow \Delta l = \pm (2 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{25,46}{2} = \pm 2,55 \text{ mm}$$

$$\text{- fluage: } \Delta l = \frac{1}{2} \frac{\sigma_m}{E_v}$$

à la mise en tension : à l'appui au milieu

$$497,081 \text{ t/m}^2$$

$$853,658$$

en service : $\frac{429,055}{463,07}$

$$\frac{370,725}{612,19}$$

contrainte moyenne

$$\sigma_m = \frac{423,07 + 612,19}{2} = 537,629 ; \Delta l_f = \frac{25,46}{2} \times \frac{537,629}{1380418,616} = 4,96 \text{ mm}$$

$$\Delta l_{max} = 4,96 + 2,55 + 3,18 = 10,69 \text{ mm}$$

$$\Delta l_{min} = 2,55 \text{ mm}$$

$$H_g = \frac{G_v U_g a \times b}{T_r} = \frac{10 \times 0,5345 \times 30 \times 40}{3,7} = 1733,5 \text{ Kg}$$

revenant à l'équation :

$$\frac{1}{2} \left[\frac{43,14 + 30}{2} \right] + 1,73 \leq 0,1 \times 142,623 + 60 \times 0,3 \times 0,4$$

$$10,87 \leq 21,46 \text{ t verifie}$$

Distorsion:

deformation lente:

$$t_{p\delta_1} = \frac{U_1}{T} ; \sigma_{H1} = G t_{p\delta_1} = G \frac{U_1}{T} ; H_1 = a \times b \times \sigma_{H1} = G \cdot a \cdot b \frac{U_1}{T}$$

$$\sigma_{H1} = G \frac{U_1}{T} \leq 0,5 G \Rightarrow \frac{U_1}{T} \leq 0,5 \Leftrightarrow \frac{5,345}{52} = 0,102 < 0,5 \text{ verifie}$$

Sous l'effet de l'effort instantane

$$\sigma_{H1} + \sigma_{H2} \leq 0,7 G \text{ (seisme + freinage)}$$

seisme:

$$H_i = \frac{H_s}{8} = \frac{43,14 \cdot 10^3}{8} = 5392,5 \text{ Kg}$$

freinage:

$$H_i = H_f = \frac{30 \cdot 10^3}{8} = 3750 \text{ Kg}$$

$$\frac{U_1}{T} + \frac{H_1}{2G \cdot a \cdot b} \leq 0,7 \Leftrightarrow 0,102 + \frac{3750}{2 \times 10 \times 30 \times 40} = 0,258 < 0,7 \text{ verifie (freinage)}$$

$$\frac{U_1}{T} + \frac{H_1}{2G \cdot a \cdot b} \leq 0,7 \Leftrightarrow 0,102 + \frac{5392,5}{2 \times 10 \times 30 \times 40} = 0,225 < 0,7 \text{ verifie (seisme)}$$

Sous l'effet simultane

$$0,102 + 0,153 + 0,22 = 0,475 < 1,3 \text{ verifie}$$

On doit aussi verifier la condition: $\sigma_N + \sigma_H + \sigma_d \leq 5G = 50 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma_N = 1,5 \frac{\sigma_m}{\beta} \text{ avec } \sigma_m = \frac{1}{4} \frac{[431,419 + 112,873 + 10,025 + 15,1] \cdot 10^3}{30 \times 40} = 118,63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\beta = \frac{30 \times 40}{2 \times 8(30 + 40)} = 10,71$$

$$\sigma_N = \frac{1,5 \times 118,63}{10,71} = 16,64 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_H = \sigma_{H1} + 0,5 \sigma_{H2} = G t_{p\delta_1} + 0,5 H_2 = 0,45 G = 4,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Rotation:

$$\text{Sous } G : \alpha_t = \frac{q l^3}{24 E_v I} = \frac{33,89 \times (25,46)^3}{24 \times 1380418,616 \times 1,388} = 0,0122 \text{ rad}$$

Sous A:

$$\alpha_A = \frac{7,5 \times 1,12 (25,46)^3}{24 \times 4141255,848 \times 1,388} = 0,001 \text{ rad}$$

trottoir:

$$\alpha_t = \frac{7,5 \times 0,15 (25,46)^3}{24 \times 4141255,848 \times 1,388} = 0,000135 \text{ rad}$$

Sous Bc

$$\alpha_{BC} = \frac{603,232 \times 25,46}{24 \times 4141255,848 \times 1,388} = 0,000117 \text{ rad}$$

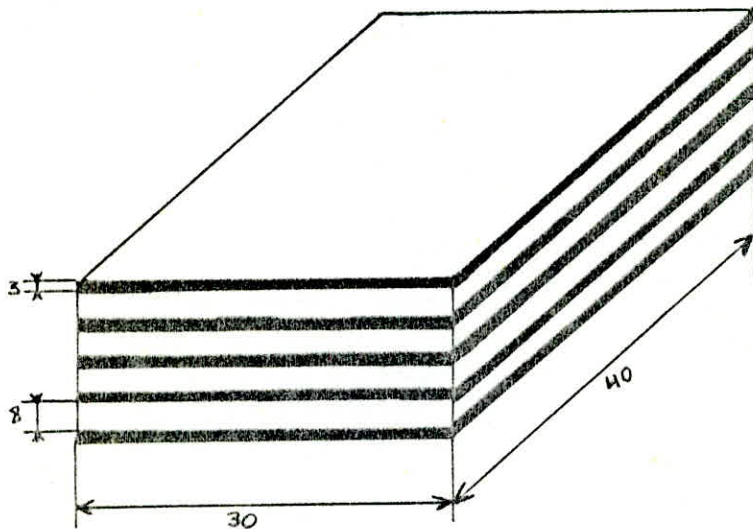
Sous M1A20

$$\alpha_M = \frac{727,78 \times 25,46}{24 \times 4141255,848 \times 1,388} = 0,00013 \text{ rad}$$

$$\Delta t = \frac{0,0122 + 0,000135 + 0,001 + 0,002}{4} = 0,00383 \text{ s}$$

$$\sigma_d = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \Delta t = \frac{10}{2} \left(\frac{30}{0,8} \right)^2 3,83 \cdot 10^{-3} = 26,929 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_N + \sigma_H + \sigma_d = 16,61 + 4,5 + 29,93 = 48,04 \text{ kg/cm}^2 \leq 50 \text{ kg/cm}^2$$

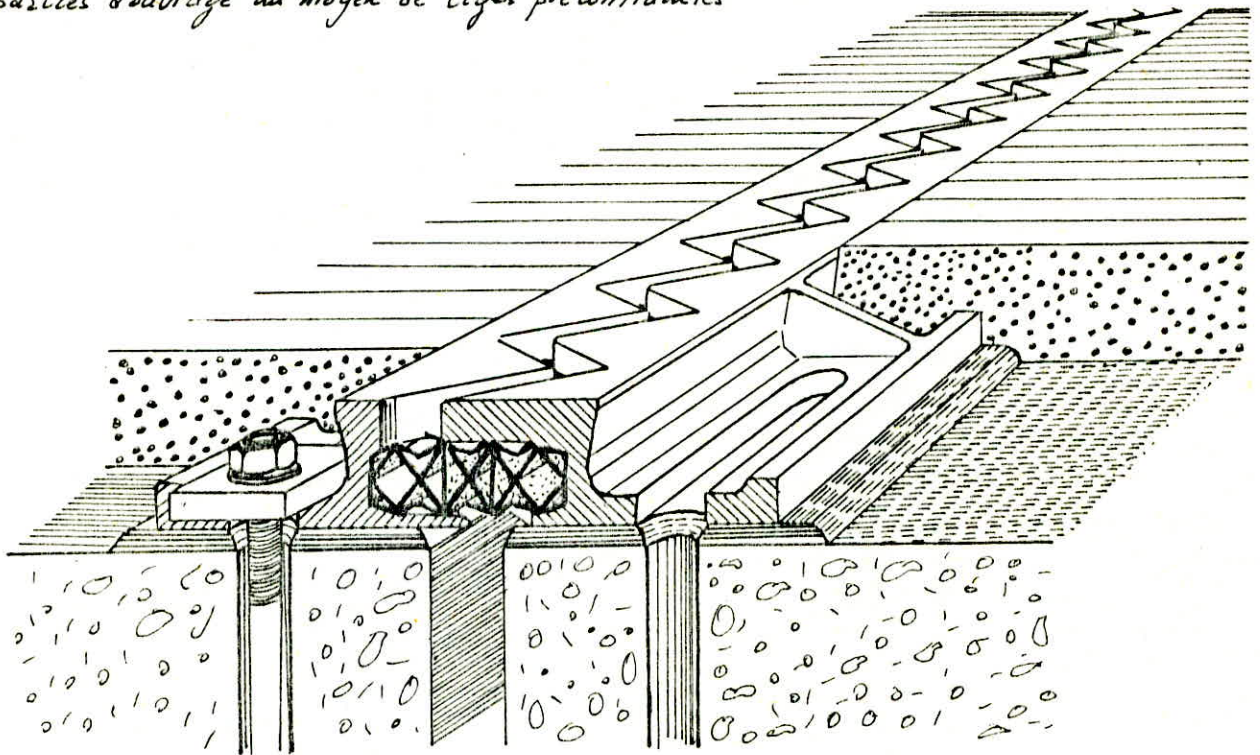


JOINTS-DE-CHAUSSEE

Les joints CIPEC sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments d'ouvrage, en dépit de leurs déplacements relatifs dus à l'effet des écarts de température, au retrait différentiel, aux glissements ou aux rotations, ils conviennent pour tous les ouvrages réalisés en béton armé, en béton précontraint, ou en construction métallique, et en particulier pour les tabliers de pont, ils sont étudiés pour supporter des circulations lourdes et intenses.

Description

Les joints se composent de deux éléments métalliques indépendants solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes.



Dans la plupart des cas est inséré entre les éléments métalliques un profilé en élastomère qui empêche la pénétration de corps étrangers. Le réglage des éléments métalliques au niveau de la chaussée finie s'effectue au moyen de règles de pose alignées sur celle-ci. Des relevés d'extrémité peuvent être prévus suivant les cas.

Mise en place

Les éléments métalliques sont posés sur mortier ou béton à une hauteur convenable correspondant au niveau de la chaussée finie. La décomposition en longueurs courtes permet l'adaptation parfaite au profil en travers réel. Lors de la mise en place des tiges, on procède au réglage de l'écartement des éléments en fonction des conditions de température, de retrait. En raison des difficultés d'obtenir des revêtements de chaussée respectant le profil exacte en long et en travers, ainsi que de réaliser un raccordement parfait à un joint en place, il est vivement recommandé de poser les joints de chaussée après exécution du revêtement. On découpe alors une bande de revêtement à l'emplacement du joint.

Calcul des déplacements

$$\text{Rotation} : \Delta l_p = -\beta \frac{h}{2} = 0,00283 \times \frac{1,2}{2} = -2,29 \text{ mm}$$

$$\text{- Retrait} : -3,18 \text{ mm ou prend } 60\% \rightarrow \Delta l_r = 1,91 \text{ mm}$$

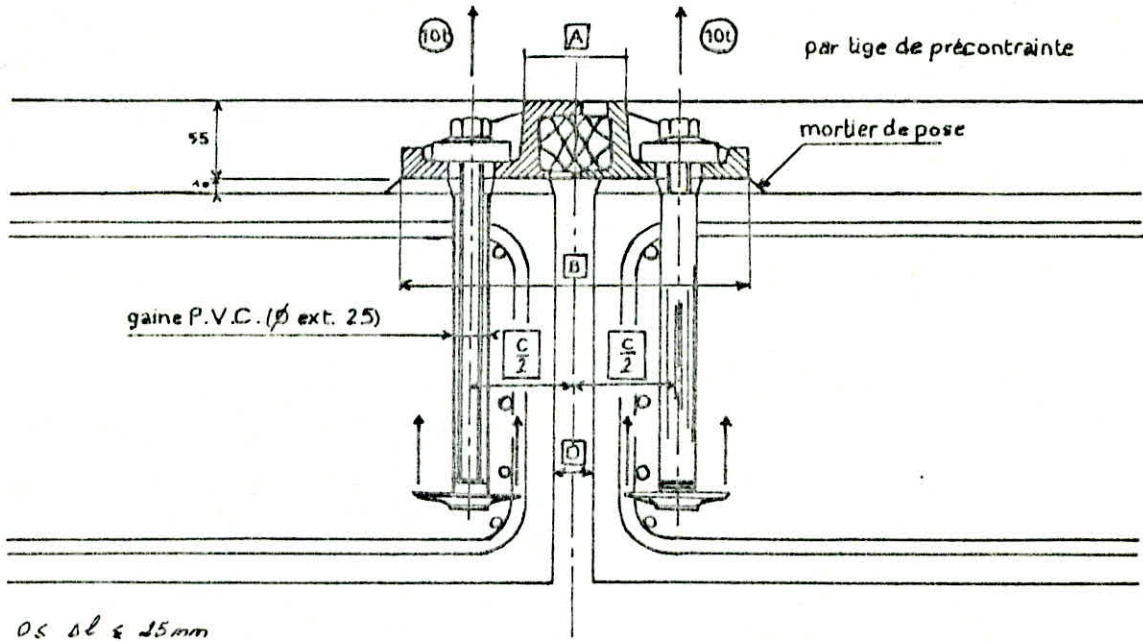
fluage $\Delta l_f = \frac{l}{2} \frac{\sigma_m}{E_v} = -4,96 \text{ mm}$ on prend 40% $\rightarrow \Delta l_f = 1,98 \text{ mm}$

Température :

$\Delta l_t = \pm 2 \cdot 10^{-4} \frac{l}{2} = \pm 2,55 \text{ mm}$

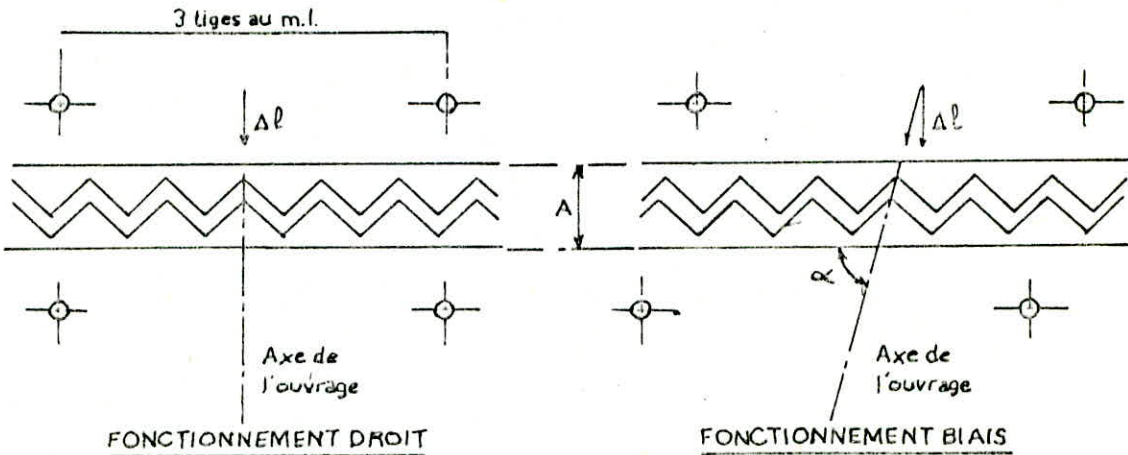
$\Delta l_{\text{max}} = (\Delta l_t \Delta l_{\text{rot}} + \Delta l_{\text{set}} + \Delta l_{\text{flu}}) = 8,43 \text{ mm}$

On choisit un joint de chaussée W25



A	B	C	D
$68 \pm \frac{\Delta l}{2}$	$242 \pm \frac{\Delta l}{2}$	$139,2 \pm \frac{\Delta l}{2}$	$25 \pm \frac{\Delta l}{2}$

La capacité Δl peut être légèrement augmentée si l'on admet, qu'en position ouverte, les pointes des dents ne sont plus en alignement



DE FORMATIONS

la mise en précontrainte d'une pièce engendre des déformations. Rotation d'appui et flèche. Les valeurs des déformations ne peuvent être calculées qu'approximativement étant donnée l'incertitude des hypothèses qu'il convient de faire sur les valeurs du module d'élasticité et des contraintes qui diminuent partiellement entre la mise en tension et la période de service.

pour le calcul de flèche on adoptera E_i (module instantané), par contre pour la flèche du poids propre et la contre flèche de précontrainte, on adoptera E_v : module d'élasticité différée.

flèche et Contre flèche

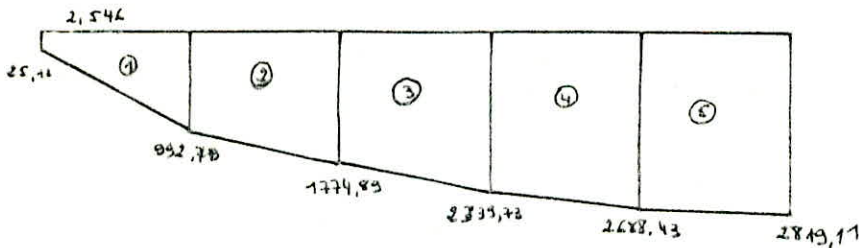
- Contre flèche de précontrainte

$$f = \frac{1}{2} \int_0^{l/2} \frac{M \cdot x \, dx}{EI} + \frac{1}{2} \int_{l/2}^l \frac{M \cdot (l-x) \, dx}{EI} = \int_0^{l/2} \frac{M \cdot x \, dx}{EI}$$

on peut dire que $f_{est} = a \cdot E_s$ pris - le moment statique par rapport à l'appui gauche de l'axe limité par le diagramme des moments de précontrainte N_e de chaque section à l'axe de référence - la précontrainte est déterminée à partir de la contrainte moyenne σ_{am} entre la contrainte initiale σ_{ai} et la contrainte $\sigma_{as} = (\sigma_{ai} + \sigma_{as})/2$

la distance du centre de gravité d'une trapèze - à la petite base: $x = \frac{h}{3} \frac{2a+b}{B+b}$

sections	cos α_1	cos α_2	σ_{am}	$N(t)$	$e \text{ (m)} \cdot 10^{-2}$	$r_1 = N_e$
0,0l	0,9982	0,9939	123,415	5023,56	0,5	25,12
0,1l	0,9988	0,9961	124,00	5054,46	19,64	992,70
0,2l	0,9993	0,9978	124,565	5083,05	34,918	1774,89
0,3l	0,9997	0,9990	125,159	5111,42	46,831	2393,73
0,4l	0,9999	0,99975	125,778	5138,63	52,318	2688,43
0,5l	0,999	1	126,368	5164,15	54,59	2819,11



$$E_i = 7000 \sqrt{\sigma_n} = 7000 \sqrt{3500} = 4141255,848 \text{ t/m}^2$$

$$E_v = E_i/3 = 1380418,616 \text{ t/m}^2$$

	1	2	3	4	5
X_G	1,676	3,939	6,428	8,936	11,467
S_i	1295,649	3529,142	5306,653	6469,59	7011,09

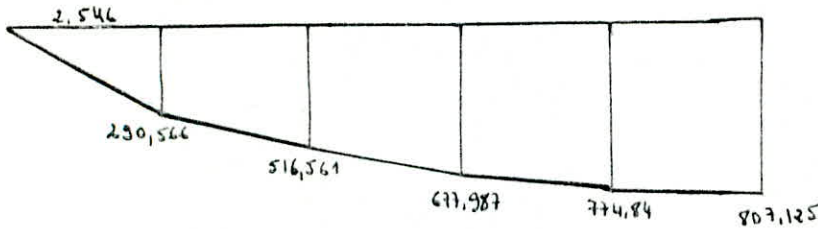
$$f = \frac{\sum S_i X_G}{E, I} = 0,0983 \text{ m}$$

flexion du pont propre

charge uniformément répartie $f_g = \frac{5 \text{ kN/m}^2}{384 E_v I}$

$$f_g = \frac{5(33,89) \cdot (25,42)^4}{384 \times 1380418,616 \times 1,388} = 0,0968 \text{ m}$$

flexion de surcharge



$$f_s = \frac{\sum S_i \cdot x_i}{E_s \cdot I} = 0,00094 \text{ m}$$

flexion de construction : $f_c = \frac{3}{4} (f_p - f_g) = \frac{3}{4} (0,0983 - 0,0968) = 0,001125 \text{ m}$

- à vide :

$$f = f_p + f_g + f_c = -0,0983 + 0,0968 + 0,001125 = -0,000375 \text{ m}$$

- en charge :

$$f = f_p + f_g + f_c + f_s = 0,0983 + 0,0968 + 0,001125 + 0,00094 = 0,0094 \text{ m}$$

Rotation d'appuis :

$$\beta = \int_0^l \frac{M \cdot x}{E I l} dx$$

On peut dire aussi pour β qu'il est - à $E I$ près - égal au moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'ensemble de l'aire limitée par le diagramme des moments et l'axe horizontal de référence.

$$\beta = \frac{1}{E I l} \int_0^l M dx \cdot \frac{l}{2} = \frac{1}{2} \frac{1}{E I} \int_0^l M dx ; \int_0^l M dx \text{ représente l'aire comprise entre la courbe des}$$

moments et l'axe horizontal de référence.

$$\beta = \frac{f \cdot l^2}{24 E I} = 0,00383$$

Déplacements d'appuis

Les déplacements horizontaux d'appuis sont dus à quatre causes principales qui provoquent chacune un déplacement de l'appui vers le milieu

1) Rotation : $\Delta l_B = -\beta \frac{l}{2} = -0,00383 \times \frac{1,2}{2} = -2,29 \text{ mm}$

2) Retrait : $-3,18 \text{ mm}$ ou prend 60% $\rightarrow \Delta l_r = 1,91 \text{ mm}$ (voir chapitre : appareils d'appuis)

3) Fluage : $\Delta l_f = 4,96 \text{ mm}$ " 40% $\rightarrow \Delta l_f = 1,98 \text{ mm}$

4) Température : $\Delta l_t = +2,55 \text{ mm}$

$$\Delta l_{\max} = (\Delta l_{\text{rot}} + \Delta l_{\text{ret}} + \Delta l_f + \Delta l_t) = 8,43 \text{ mm}$$

si l'ox prend pas de pourcentage : $\Delta l_{\max} = 12,68 \text{ mm}$

etude de la culee

La culee est un element fondamental de l'ensemble de la structure de l'ouvrage. Elle assure le raccordement de l'ouvrage au terrain, et assure la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Outre les sollicitations dont elle est sujette, elle doit aussi reprendre les actions exceptionnelles presque totalement.

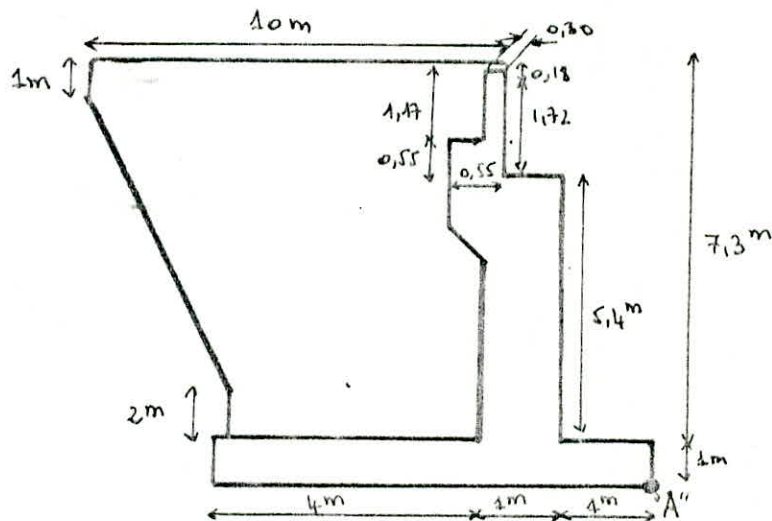
Le choix du type de culee depend essentiellement de la hauteur de celle-ci, pour notre ouvrage nous avons deux culees massives, et l'etude se fera pour les deux.

La culee massive est constituée par différents elements

- Mur de front
- Murs en retour
- Mur garde grève
- dalle de transition

① Etude de la Culee de gauche

Nous baserons nos calculs sur le schema suivant



② Verification à la stabilité

La culee est fondée superficiellement, on devra vérifier la stabilité à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions exceptionnelles (sismiques)

En plus des efforts ramenés par le tablier, il sera tenu compte de la poussée des terres, d'une surcharge de $16/m^2$ et des actions verticales.

Les différentes vérifications à la stabilité sont

① Stabilité à l'égard du renversement : $M_s/M_R \geq F_s = 1,5$ (coefficient de sécurité)

② Stabilité au glissement : $\frac{V}{H} \text{tg} \phi \geq 1,5$ - avec : M_s : moment stabilisant
 M_R : " renversant

③ Vérification de la résistance du terrain de fondation (poissonnement)

$$\sigma(B/4) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{avec} \quad \sigma_{1,2} = \frac{V}{S} \pm \frac{M_G \cdot y}{I}$$

ou $M_G = V \cdot e_0$ (moment par rapport au centre de gravité de la semelle)

④ résultante des forces doit passer par le tiers central

$$e_0 = \frac{B}{2} - e_1 \leq B/6 \quad \text{avec} \quad e_1 = \frac{M_S - M_R}{V}$$

poussée des terres : $P = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h^2$

- en conditions normales : $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

- en conditions sismiques : le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONDRE-OKHIBÉ

$$k_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \nu) \times \cos(\delta - \alpha)}{\cos^2 \alpha \times \cos(\delta - \alpha - \nu) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha - \nu)}{\cos(\delta - \alpha + \nu) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \times K$$

avec : φ : angle de frottement ($\varphi = 30^\circ$)

β : inclinaison de la culée ($\beta = 0^\circ$)

α : angle du talus naturel avec l'horizontale ($\alpha = 0^\circ$)

δ : angle de frottement sol-béton ($\delta = 0^\circ$)

ν : $\arctg \frac{E_H}{1 \pm E_V}$ avec : $E_H = 0,1$ coefficient sismique horizontal
 $E_V = 0,07$ " " " vertical

l'équation devient :

$$k_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi - \nu)}{\cos \nu \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \nu)}{\cos \nu}} \right]^2} K$$

en conditions normales $K_a = 0,333$

en conditions sismiques, les valeurs de K_{ah} calculées sont résumées dans le tableau suivant

Action du Seisme	Notation	E_H	E_V	K	ν°	K_{ah}
Horizontal	S_H	0,1	0	1,005	$5,71^\circ$	0,335
Vertical ↑	$S_V \uparrow$	0	-0,07	0,930	0	0,357
Vertical ↓	$S_V \downarrow$	0	+0,07	1,070	0	0,310
Vertical ↑ + Horizontal	$S_V \uparrow + H$	0,1	-0,07	0,935	6,14	0,374
Vertical ↓ + Horizontal	$S_V \downarrow + H$	0,1	+0,07	1,075	$5,34^\circ$	0,420

Calcul des efforts de la culée "à vide", par rapport au point A (voir schéma culée)

Les efforts seront résumés dans le tableau ci-dessous

Notation

- M_S : moment stabilisant
- M_R : moment renversant
- V : Force Verticale
- H : Force Horizontale

Sollicitations	Calcul des efforts	Horizontal (t)	Vertical (t)	MR (t.m)	Ms (t.m)
poussées des Terres $P = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cdot k_{act}$	CN : 0,5.2.6,8 ² .11,37.0,333 SV↑ : " 0,357 V↓+H : " 0,420 V↑+H : " 0,374 SH : " 0,395	175,07 177,89 220,81 186,63 207,67	/	336,83 425,43 500,50 445,69 470,72	/
poussée de la surcharge t/m ² q.l.h kah	CN : 1,2.1.11,37.6,8.0,333 SV↑ : " 0,357 V↓+H : " 0,420 V↑+H : " 0,374 SH : " 0,395	30,90 33,12 38,97 34,70 36,65	/	105,06 112,61 132,50 117,98 124,61	/
pois des terres	CN : 4.3,3.11,37.2.1 SV↓ : " 1,070 SV↑ : " 0,930 SH : " 0,10	/ / / 66,40	664,01 710,49 611,53 /	/ / / 242,36	2656,04 284,96 2470,12 /
pois des surcharges sur remblai : q.l.x.h	CN : 1,2.11,37.4.1 SV↓ : " 1,070 SV↑ : " 0,930 SH : " 0,10	/ / / 5,46	54,58 58,40 50,76 /	/ / / 45,32	218,32 233,60 203,40 /
pois du mur garde grève	CN : 18,58.1 SV↓ : " 1,070 SV↑ : " 0,930 SH : " 0,10	/ / / 0,96	18,58 19,88 17,28 /	/ / / 6,48	44,56 47,68 41,44 /
pois du mur frontal	CN : 183,06.1 SV↓ : " 1,070 SV↑ : " 0,930 SH : " 0,10	/ / / 18,31	183,06 195,88 170,25 /	/ / / 73,97	300,01 321,01 379,01 /
pois du mur en retour	CN : 77,14.1 SV↓ : " 1,070 SV↑ : " 0,930 SH : " 0,1	/ / / 15,42	154,28 165,06 142,90 /	/ / / 73,34	1002,36 1071,70 929,54 /
pois de la Semelle	CN : 219.1 SV↓ : " 1,070 SV↑ : " 0,930 SH : " 0,1	/ / / 21,90	219 234,33 203,67 /	/ / / 10,95	657 702,99 611,01 /

dans le tableau suivant nous résumons les efforts agissant sur la culée "à vide" par rapport au point "A"

condition	V (t)	H (t)	MR (t.m)	Ms (t.m)	Ms/MR	V/H kg/c
CN	1293,51	205,97	501,89	4878,29	9,72	3,63
SH	1293,51	372,77	1114,55	4878,29	4,38	2,00
SV↑+SH	1202,39	359,78	1084,89	4534,16	4,15	1,93
SV↓+SH	1394,04	384,61	1152,22	5218,94	4,53	2,08

nous remarquons que la stabilité à l'égard du renversement et du glissement de la culée à vide est vérifiée.
on doit vérifier les 2 autres conditions

- Verification au "poisonnement"

Conditions	V (t)	M _G (t.m)	σ ₁ (bars)	σ ₂ (bars)	σ (B/4)	1,25 σ _s
CN	1293,51	-491,53	0,920	2,040	1,20	σ _s = 3,00
SH	1293,51	116,42	1,61	1,34	1,54	3,99
SV ↑ + SH	1202,39	156,31	1,55	1,19	1,46	3,99
SV ↓ + SH	1394,04	83,04	1,67	1,49	1,63	3,99

- Resultante des forces passe par le tiers central

$$e_0 = \frac{B}{2} - e_1 \leq B/6 \text{ avec } e_1 = \frac{M_S - M_R}{V}$$

conditions	e ₁	e ₀	B/6
CN	3,38	-0,38	1
SH	2,91	0,09	1
SV ↑ + SH	2,87	0,13	1
SV ↓ + SH	2,94	0,06	1

Verification de la stabilité en service en "condition normales"

	V (t)	H (t)	d (m)	M _R (tm)	M _S (tm)
Poids du Tablier	431,42	/	1,9	/	819,70
Surcharge B c	86,25	/	1,9	/	163,88
Freinage	/	15	8,3	124,50	/
variation linéaire	/	6,93	8,3	57,52	/
cube d'air	1293,51	205,97	/	501,89	4878,29
Totale	1811,18	227,90	/	683,91	5861,87

- $\frac{M_S}{M_R} = 8,53 > 1,5$; $\frac{V}{H} \tan \alpha = 4,59 > 1,5$ (Verifiés)

- $e_0 = \frac{B}{2} - e_1 = 0,14 < \frac{B}{6} = 1$ (Verifié)

- $M_G = V \cdot e_0 = 1811,18 \times 0,14 = 253,57$; $\sigma_1 = 2,36$; $\sigma_2 = 1,78 \Rightarrow \sigma (B/4) = 2,21 < \bar{\sigma}_s = 3 \text{ bars}$

Verification de la stabilité en service "Condition Sismique"

dans le tableau suivant nous donnons les différentes valeurs des efforts de la culée en service en condition sismique.

	V(t)	H(t)	d(cm)	MR (t.m)	Ms (t.m)	Ms/MR	V/H kg/k
Culée à vide	SH 1293,51	372,77		1114,55	4878,29		
	SV↑+SH 1202,39	359,78	/	1084,89	4534,16		
	SV↓+SH 1384,04	384,61		1152,22	5218,94		
Tablier	CN 431,42		1,9	/	819,70		
	SV↑ 401,22		1,9	/	762,32		
	SV↓ 461,62	SH 43,14	8,3	358,06	877,08		
Surcharge Be	SV↑ 80,21		1,9	/	152,40		
	SV↓ 92,29		1,9	/	175,35		
	CN 86,25	SH 8,63	8,3	71,63	/		
Freinage	/	15	8,3	124,5	/		
Variation linéaire	/	6,93	8,3	57,52	/		
TOTAL	SH 1811,18	446,67		1659,86	4878,29	2,83	2,34
	SV↑ 1683,82	433,48	/	1636,60	5793,01	3,41	2,24
	SV↓ 1937,95	458,31		1763,93	6271,37	3,56	2,44

La stabilité à l'égard du renversement et du glissement est vérifiée.

- résultante des forces passe par le tiers central.

Condition	e ₀	B/6
SH	0,83	1
SV↑+SH	0,78	1
SV↓+SH	0,92	1

Vérifié

- vérification au poinçonnement

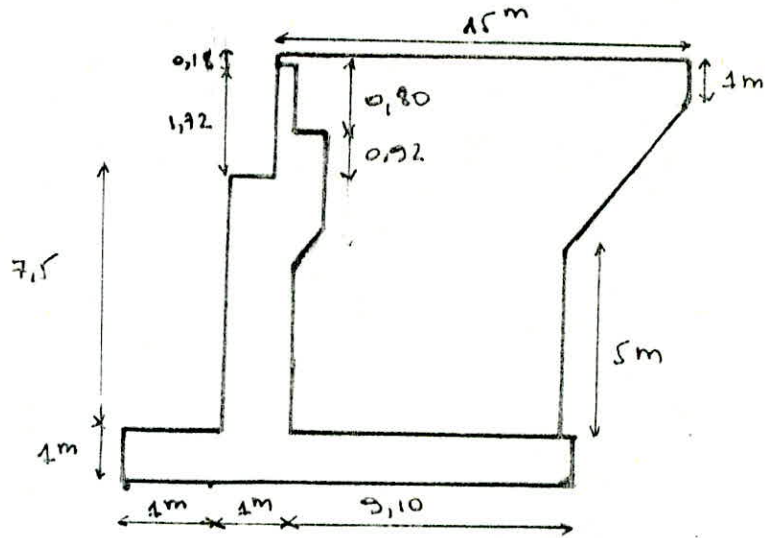
$$\bar{\sigma}_s = 3 \text{ bars}$$

Conditions	M _G (t.m)	V(t)	σ_1 bars	σ_2 bars	$\sigma(B/4)$	$1,33 \bar{\sigma}_s$
SH	1503,28	1811,18	3,78	0,35	2,92	3,99
SV↑+SH	1313,38	1683,82	3,42	0,42	2,67	3,99
SV↓+SH	1782,91	1937,95	4,42	0,18	3,36	3,99

Toutes les conditions étant vérifiées que se soit en service ou à vide en conditions normales ou sismique nous en concluons que la Culée de gauche est stable.

② Etude de la culée de droite

Les calculs sont basés sur le schéma suivant



Sollicitations	calcul des efforts		H (t)	V (t)	MR (t.m)	MS (t.m)
poussée des Terres	CN	$\frac{1}{2} \cdot 2,9,95^2 \cdot 11,37,033$	371,47		1603,51	
	SV↓	" 0,357	401,86		1736,04	
	SV↓+H	" 0,42	471,78	/	2036,52	/
	SV↑+H	" 0,374	421,00		1871,32	
	SH	" 0,395	444,64		1919,36	
poussée de la surcharge de 1t/m²	CN	$1 \cdot 11,37,995 \cdot 0,33$	37,33		244,51	
	SV↓	" 0,357	40,39		264,55	
	SV↓+H	" 0,420	43,52	/	311,26	/
	SV↑+H	" 0,374	42,31		277,13	
	SH	" 0,395	44,69		267,25	
poids des Terres	CN	$2,9,95 \cdot 9,10 \cdot 11,37,1$	/	2058,99	/	13486,38
	SV↓	" 1,07	/	2203,12	/	14430,44
	SV↑	" 0,93	/	1914,86	/	12542,34
	SH	" 0,10	205,90	/	1231,28	/
	poids des surcharges sur remblai	CN	$1,2,11,37,995 \cdot 1$	/	135,76	/
SV↓		" 1,07	/	145,26	/	951,45
SV↑		" 0,93	/	126,26	/	827,00
SH		" 0,10	13,58	/	81,14	/
poids du Mur garde grève		CN	19,9	1	19,9	/
	SV↓	21,28	1,07	21,28	/	53,53
	SV↑	18,5	0,93	18,5	/	46,54
	SH	1,99	0,1	1,99	18,17	/
	Mur en retour	CN	519,76	1	519,76	/
SV↓		556,14	1,07	556,14	/	4342,24
SV↑		483,38	0,93	483,38	/	3774,26
SH		51,97	0,1	51,97	234,68	/
Mur de front		CN	250,14	1	250,14	/
	SV↓	267,65	1,07	267,65	/	425,99
	SV↑	232,63	0,93	232,63	/	370,24
	SH	25,02	0,1	25,02	126,91	/
	Semelle	CN	405,15	1	405,15	/
SV↓		433,51	1,07	433,51	/	2405,98
SV↑		376,79	0,93	376,79	/	2091,18
SH		40,52	0,10	40,52	20,26	/

on prendra les deux Tableaux récapitulatifs qui rentrent dans les vérifications

- Stabilité en Condition Sismique (Culée à vide)

		H(t)	V(t)	M _R (tm)	M _S (tm)
a	CN	408,8	3389,7	1848,02	21130,53
b	SH	828,31	3389,7	3999,15	2130,53
c	SV↑+SH	802,29	3152,42	3906,99	19651,56
d	SV↓+SH	858,28	3626,96	4160,32	22609,63

1) Renversement

a) $M_S/M_R = 11,43$; b) $M_S/M_R = 5,28$; c) $M_S/M_R = 5,03$; d) $M_S/M_R = 5,43$

2) Glissement

a) $\frac{V}{H} \tan \varphi = 4,78$; b) 2,36 ; c) 2,27 ; d) 2,44

3) résultante des forces passe par le tiers central $e_0 < B/6 = 1,85$

a) $\frac{M_S - M_R}{V} = 5,68 \rightarrow e_0 = -0,18$; b) $\frac{M_S - M_R}{V} = 5,05 \rightarrow e_0 = 0,45$

c) $\frac{M_S - M_R}{V} = 4,99 \rightarrow e_0 = 0,51$; d) $\frac{M_S - M_R}{V} = 5,08 \rightarrow e_0 = 0,42$

4) poinçonnement

a) $\pi_q = V \cdot e_0 = 3389,7 \times (-0,18) = -610,5 \rightarrow \sigma_1 = 2,05$; $\sigma_2 = 2,13$; $\sigma(B/4) = 2,07 < \bar{\sigma}_s$

c) $\pi_q = 3152,42 \times 0,51 = 1607,73 \rightarrow \sigma_1 = 2,03$; $\sigma_2 = 1,86$; $\sigma(B/4) = 1,99 < 1,33 \bar{\sigma}_s$

b) $\pi_q = 3389,7 \times 0,45 = 1525,37 \rightarrow \sigma_1 = 2,18$; $\sigma_2 = 2,01$; $\sigma(B/4) = 2,13 < 1,33 \bar{\sigma}_s$

d) $\pi_q = 3626,96 \times (0,42) = 1747,33 \rightarrow \sigma_1 = 2,34$; $\sigma_2 = 2,14$; $\sigma(B/4) = 2,29 < 1,33 \bar{\sigma}_s$

- Stabilité en Service en Condition Sismique.

		V(t)	H(t)	d(m)	M _R (tm)	M _S (tm)
Culée à vide	SV↓	3626,96	858,28	/	4160,32	22609,63
	SV↑	3152,42	802,29			
	SH	3389,7	828,31			
Tablier	SV↓	461,62	/	117	/	784,75
	SV↑	401,22	/	117	/	682,07
	SH	/	43,14	101,5	90,62	733,41
Precinage	/	/	15	101,5	157,5	/
V linéaire	/	/	6,93	101,5	72,77	/
TOTAL	SV↓	4190,77	881,98	/	4934,18	23551,29
	SV↑	3633,75	875,99			
	SH	3909,33	902,01			

1) renversement a) $M_S/M_R = 4,77$; b) $M_S/M_R = 4,37$; c) $M_S/M_R = 4,61$

2) glissement a) $V/H \tan \varphi = 2,59$; b) 2,40 ; c) 2,5

3) ZF → 1/3 central : a) $e_1 = 4,45 \rightarrow e_0 = 1,05$; b) $e_1 = 4,26 \rightarrow e_0 = 1,14$; c) $e_1 = 4,42 \rightarrow e_0 = 1,08$

4) poinçonnement

a) $\pi_q = V e_0 = 4389,91$; b) $\pi_q = 4142,56$; c) $\pi_q = 4219,96$

a) $\sigma_1 = 2,82$; $\sigma_2 = 2,34 \rightarrow \sigma(B/4) = 2,17 < 1,33 \bar{\sigma}_s$

b) $\sigma_1 = 2,47$; $\sigma_2 = 2,01 \rightarrow \sigma(B/4) = 2,36 < 1,33 \bar{\sigma}_s$

c) $\sigma_1 = 2,65$; $\sigma_2 = 2,17 \rightarrow \sigma(B/4) = 2,53 < 1,33 \bar{\sigma}_s$

Toutes les conditions étant vérifiées on peut dire que la stabilité est vérifiée.

etude et ferrailage des differents elements de la culee gauche

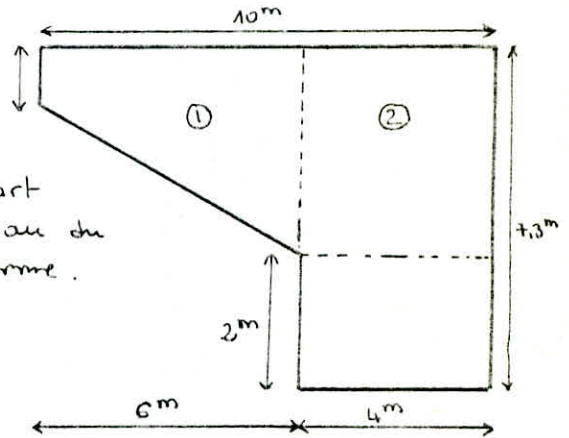
① Etude du Mur en Retour

Les mur en retour sont des murs lateraux 1m paralleles à l'axe longitudinal du pont. D'une part, ils assurent le soutènement des terres du remblai d'accès au pont, d'autre part ils permettent au remblai d'atteindre le niveau du Tablier, sur toute la largeur de la plate forme. Les differentes sollicitations sont :

- poids propre y compris la Superstructure
 $P = 2,5 \frac{E \cdot h}{2} \times e + 0,3 E$ en (tonnes)

- pousée horizontale répartie (Remblais)
 $q_r = (\frac{h}{3} + 0,5) (t/m^2)$

- charge concentrée vers l'extrémité du mur ; $F_v = 4t$, $F_H = 2t$



Remarque: Les charges concentrées sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur, et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t. Les valeurs retenues pour les charges sont conventionnelles.

② Les schémas ci-dessous définissent les forces appliquées, ainsi que la géométrie du mur prise en compte pour le calcul.

- Effet des charges verticales

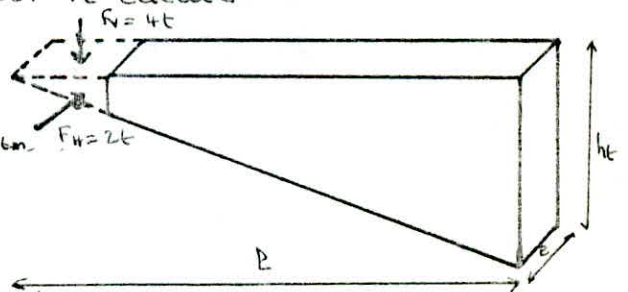
$$T_v = 2,5 \times 7,4 \times \frac{5,3}{2} \times 1 + 0,3 \times 7,4 \times 4 = 55,25t$$

$$M_v = 2,5 \times 7,4^2 \times \frac{5,3}{2} \times 1 + 0,3 \times \frac{7,4^2}{2} + 4(7,4 - 1) = 153,46m$$

- Effet des charges Horizontales

$$T_H = (\frac{5,3}{3} + 0,5) \times \frac{7,4 \times 5,3}{2} + 2 = 47,05t$$

$$M_H = (\frac{5,3}{3} + 0,5) \times \frac{7,4^2 \times 5,3}{6} + 2 \times (7,4 - 1) = 122,46m$$



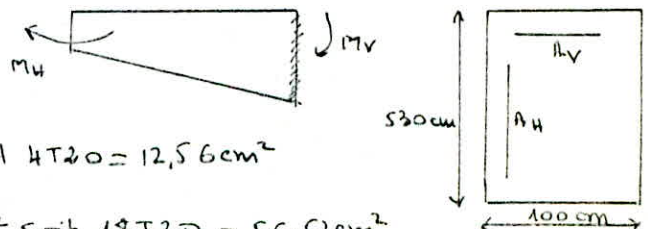
Ferrailage

$$M_v = 153,46m ; T_v = 55,25t$$

$$M_H = 122,46m ; T_H = 47,05t$$

$$A_v = \frac{M_v}{\sigma_{k\bar{\sigma}_a} \cdot 0,845 \times 525 \times 2800} = \frac{153,4 \times 10^5}{0,845 \times 525 \times 2800} = 12,35em^2 \text{ soit } 4T20 = 12,56em^2$$

$$A_H = \frac{M_H}{\sigma_{k\bar{\sigma}_a} \cdot 0,845 \times 95 \times 2800} = \frac{122,4 \times 10^5}{0,845 \times 95 \times 2800} = 54,46em^2 \text{ soit } 18T20 = 56,62em^2$$



Le ferrailage obtenu est prolongé jusqu'au mur de front, en choisissant un espacement σ de quart.

(b). Etude de la partie ② (eucastrement Mur - Semelle)

pour cette étude, on supposera l'oreille totalement indépendante, le schéma de calcul est le suivant

- En condition normale

- poussée des terres: $P = \frac{1}{2} \times 2 \times (5,3)^2 \times 0,33 = 9,35 \text{ t/m}$

$M_p = 9,35 \times \frac{1}{3} \times 5,3 = 16,52 \text{ tm/m}$

- poussée due à la surcharge ($q = 1 \text{ t/m}^2$)

$P_q = \frac{1}{2} \times 5,3 \times 0,33 = 0,875 \text{ t/m}$

$M_q = 0,875 \times \frac{5,3}{2} = 2,32 \text{ tm/m}$

- En condition sismique

- $p = \frac{1}{2} \times 2 \times (5,3)^2 \times 0,4 = 11,23 \text{ t/m}$

- $M_p = 19,84 \text{ tm/m}$

- $P_q = 1,06 \text{ t/m}$

- $M_q = 2,81 \text{ tm/m}$

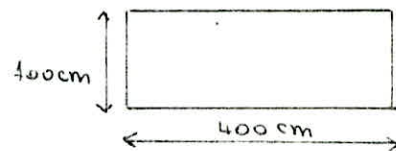
$M_t = 19,84 + 2,81 = 22,65 \text{ tm/m}$

Ferraillage

$$A = \frac{M}{\sigma_b \bar{\sigma}_a} = \frac{22,65 \times 10^5}{0,345 \times 95 \times 4200} = 6,72 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ soit } 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

avec $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \bar{\sigma}'_b = 2,43 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$



Vérification à l'effort tranchant

1) (section de la partie ① du mur)

$T_v = 55,25 \text{ t} \rightarrow \tau_{bv} = \frac{T}{\sigma_{bv}} = \frac{55,25 \times 10^3}{\frac{2}{3} \times 95 \times 730} = 0,91 \text{ kg/cm}^2$

$T_H = 47,05 \text{ t} \rightarrow \tau_{bH} = \frac{47,05 \times 10^3}{\frac{2}{3} \times 95 \times 100} = 0,74 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b = \sqrt{\sigma_{bH}^2 + \sigma_{bv}^2} = 1,17 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 24,50 \text{ kg/cm}^2$

les efforts tranchants sont relativement faibles, on disposera un ferraillage constructif minimal soit des HA R

② Etude et ferraillage du Mur de Front

Le mur de front est un mur sur lequel s'appuie le tablier et assure le soutènement des terres du remblai dévers au pont

Pour l'évaluation des efforts, on fera l'étude en condition normale et en condition sismique, en étudiant la culée à vide et en service.

- condition normale $k_{ah} = 0,333$

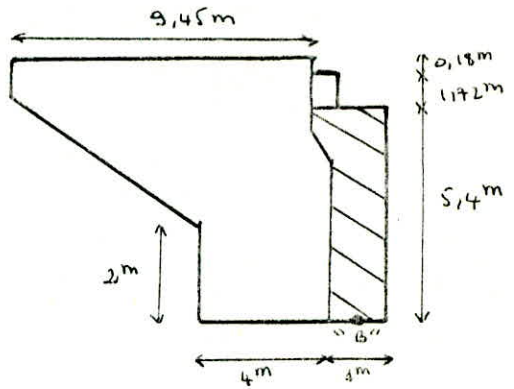
- " sismique $k_{ah} = 0,40$

L'étude du mur de front se fera suivant les hypothèses exposées dans (La documentation SETRA)

- Evaluation des efforts agissant sur le mur

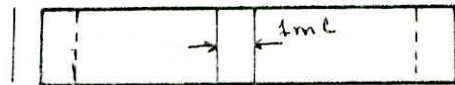
a) Culée à vide (condition normale)

- poussée des terres : $\frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2 \alpha / l$ (par m linéaire) 1 m
- " (4 t/m²) : $q l h \tan^2 \alpha / l$ (par m linéaire)



	H (t/m)	V (t/m)	M (tm/m)
Mur garde grève	/	2,37	-1,54
mur de front	/	15,39	+1,17
poussée des terres	11,87	/	23,76
Poussée (4t/m ²)	1,98	/	5,94

b) Culée en condition sismique



	H (t/m)	V (t/m)	M (tm/m)
mur garde grève	0,24	2,54	-1,05 +1,17
mur de front	1,54	16,44	-0,66 +6,67
poussée des terres	14,40	/	+26,80
poussée (4t/m ²)	2,40	/	+7,20

Culée en Service

	H (t/m)	V (t/m)	M (tm/m)
charge permanente	/	32,27	-6,45
Surcharge BC	/	6,45	-1,29
Variation linéaire	0,52	/	+3,80
freinage	1,12	/	+8,18
Séisme	3,23	/	+20,49

Les efforts les plus défavorables à la base du mur de front, sont en condition sismique

$$H = 23,45 \text{ t/m}$$

$$V = 60,44 \text{ t/m}$$

$$M = 66,05 \text{ tm/m}$$

Ferraillage du Mur

Le mur est sollicité en flexion composée, et les sollicitations sont de second genre.

$$e_0 = \frac{M}{V} = 109 \text{ cm} > \frac{ht}{6} = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

$$e_0 > \frac{ht}{2} = 50 \text{ cm} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 2 \times \bar{\sigma}'_{b0} = 243 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\phi \leq 20 \text{ mm}) \Rightarrow \bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Nous calculons la section en flexion simple, avec un moment de flexion fictif rapporté au centre de gravité des armatures tendues

$$M = V \times e_1 \quad \text{avec} \quad e_1 = e_0 + \frac{ht}{2} - d$$

$$e_1 = 109 + 50 - 5 = 154 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \mathcal{M}^l = 60,44 \times 1,54 = 93,08 \text{ tm/m}$$

$$\mathcal{M}^l_{rb} = k b h^2 ; k = \frac{1}{2} \alpha \gamma \bar{\sigma}_b ; \alpha = \frac{15 \times 24^3}{15 \times 24^3 + 4200} = 0,465 \rightarrow \gamma = 0,845$$

$$\rightarrow \mathcal{M}^l_{rb} = 430 \text{ tm} > \mathcal{M}^l \Rightarrow A' = 0 \text{ (Armatures minimales)}$$

$$A(\text{reelle}) = A - \frac{V}{\bar{\sigma}_a} = 27,61 - \frac{60,44 \times 10^3}{4200} = 13,22 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T20 = 15,70 \text{ cm}^2$$

Comme le moment peut agir dans les deux sens, nous mettrons en place des armatures symétriques $A = A' = 5T20$, avec un espacement de: $e = 15 \text{ cm}$

Armatures transversales

en conditions normales on a $H = 18,73 \text{ t/m}$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \times z} = \frac{18,73 \times 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 95} = 2,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}_b \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 3,5 \times 7 = 24,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ donc } \bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}_b$$

On choisira des cadres T12 ($A_t = 2,26 \text{ cm}^2$)

$$\bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{at} \times \bar{\sigma}_{ext} \text{ avec } \bar{\sigma}_{at} = \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) = 0,95 \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 4008 \text{ kg/cm}^2$$

$$t \leq \frac{A_t \times z \times \bar{\sigma}_{at}}{T} = 31,41 \approx 32 \text{ cm} ; \bar{t} = \min\left[\left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h, 0,2h\right] = 19 \text{ cm} \rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

Ferraillage du Sommier d'appui

Les forces agissant sur la partie supérieure du sommier (Mur de front) sont constituées par des descentes de charges locales R_i sous l'action de ces surcharges il y a risque de fissuration suivant les plans verticaux et obliques

- Armature de chaînage: $R_{max} = G + 1,2P = 141,69 \text{ t}$

on a déjà disposé sur la partie supérieure 9HA espacées de 10 cm, on vérifie si ces armatures suffisent pour reprendre d'éventuelles fissures dues aux efforts localisés, les armatures peuvent jouer le rôle de chaînage dans le cas ou

$$A = 0,25 R_{max} / \bar{\sigma}_a = 12,65 \text{ cm}^2 \rightarrow 12HA \text{ espacées } 7 \text{ cm}$$

l'armature trouvée pour le mur 12HA va suffire pour reprendre l'effort agissant

- Armatures de surface d'éclatement

on disposera au droit de chaque appareil d'appui (Bossage) une frotte supérieure de surface, dont la section totale est capable de reprendre un effort égal à $0,04 R$. 5T12 A2x suffisent pour équilibrer cet effort en profondeur, on disposera des 5T12.

3. Dalle de transition

La dalle de transition a pour but d'eviter la denivellation chaussée courante - pont. En cas de tassement du remblai, ce qui est probable, car le compactage des remblais derrière les murs de la culée ne peut jamais être parfait.

Le principe de calcul se base d'après le bulletin (SETRA)

La dalle de transition sera calculée comme étant une poutre appuyée simplement sur 2 extrémités.

- Evaluation des efforts sur La dalle de transition

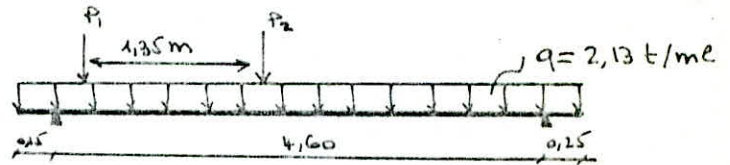
- Charges permanentes :

- poids propre de la dalle : $2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/m}$

- poids du remblai : $2 \times 0,60 \times 1 \times 1 = 1,2 \text{ t/m}$

- revêtement de la chaussée : $2,2 \times 0,08 \times 1 = 0,176 \text{ t/m}$

$\Rightarrow q = 2,13 \text{ t/m}$



- Surcharges

Le cas de surcharges le plus

défavorable, c'est le système Bt, où P_1, P_2 sont équivalentes chacune à une repartie de $5,5 \text{ t/m}$, assimilable à un rouleau indéfini.

P_1 est affectée d'un coefficient égale à 2 (choc du véhicule au voisinage du appui) et P_2 est affectée d'un coefficient valant 1,2.

$P_1 = 2 \times 5,5 = 11 \text{ t}$

$P_2 = 1,2 \times 5,5 = 6,6 \text{ t}$

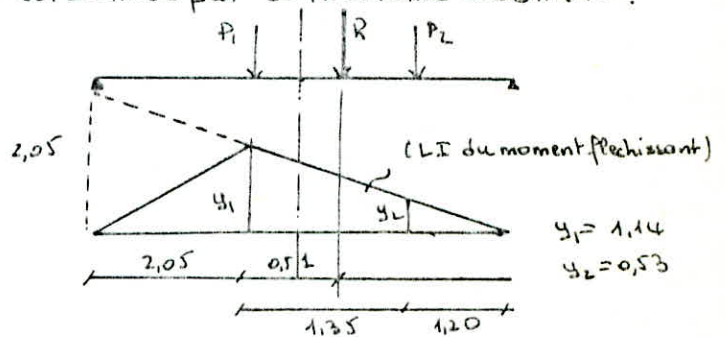
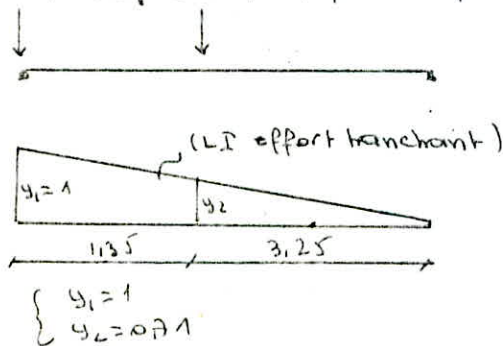
Calcul des Efforts :

- charges permanentes : $M_G = q \frac{(L-0,4)^2}{8} = 5,63 \text{ tm/m}$

$T_G = \frac{q}{2} (L-0,4) = 4,90 \text{ t/m}$

- Surcharge Bt

La disposition la plus défavorable est donnée par le théorème de BARRÉ.



$M_S = 11 \times 1,14 + 6,6 \times 0,53 = 16,04 \text{ tm/m}$

$T_S = 15,69 \text{ t/m}$

Efforts Totales

- $M_T = M_G + M_S = 21,67 \text{ tm/m}$; $T_T = T_G + T_S = 20,58 \text{ t/m}$

Ferraillage de la dalle de transition.

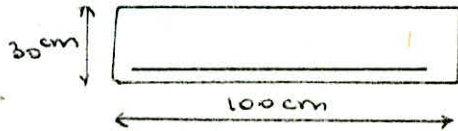
$$A = \frac{M}{8k\bar{\sigma}_a} = \frac{21,67 \times 10^5}{0,845 \times 27 \times 2800} = 33,92 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 11T20 = 34,54 \text{ cm}^2$$

espacés de 10cm.

dans l'autre sens nous prendrons des armatures de repartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 8,64 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3T20 = 9,42 \text{ cm}^2$$

(espacés de 35cm)



Vérification au cisaillement

$$\bar{\sigma} = \frac{T}{b_0 \times z} = \frac{20,58 \times 10^3}{100 \times \frac{2}{3} \times 27} = 8,71 \text{ kg/cm}^2 \leq 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,80 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification à la fissuration

$$\sigma_1 = \frac{k \times \bar{\sigma}}{\phi} \frac{\bar{\omega} \rho}{1 + 10 \bar{\omega} \rho} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \times \bar{\sigma} \times \bar{\omega} \rho}{\phi}} ; \quad k = 10^6 ; \quad \nu = 1,6 ; \quad \bar{\omega} \rho = 0,056$$

$$\rightarrow \sigma_1 = 2872 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \sigma_2 = 1877,5 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \sigma_a \leq \begin{cases} \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2872 \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \end{cases}$$

\Rightarrow La contrainte de fissuration n'est pas atteinte, donc la vérification à la fissuration est vérifiée.

4. Calcul du Mur garde-grève

Le mur garde-grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres: (poussée des terres, poussée de charges locales en arrière du mur, freinage, et des efforts moindres sur la face avant)

de plus le calcul ne peut pas être dissocié de l'environnement des murs garde-grève: structure de chaussée, conditions de remblaiement, de sorte que toutes hypothèses de calcul restent incertaines.

- Les forces verticales sont négligeables.

dans notre cas, où la dalle de transition est appuyée sur le mur garde-grève, des efforts supplémentaires due à cette dalle s'exercent sur le mur.

c'est efforts étant de sens contraires aux poussées des terres, on disposera sur la face avant au moins les mêmes armatures que celles déterminées pour la face arrière.

Évaluation des Efforts

- forces verticales

1. x poids propre

2. x réaction de la dalle de transition R.

3. x réaction d'une charge directement appliquée sur le mur garde-grève

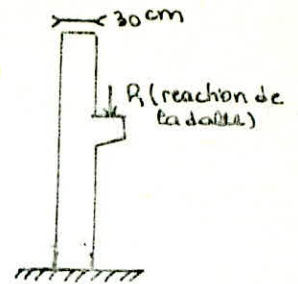
① et ③ étant supposés centrés ne créent pas de moments dans le garde-grève

② exerce un moment indépendant de la hauteur du mur qui vient en deduction des moments max dus aux forces horizontales.

en conclusion on pourra dire que l'effet des forces verticales sont négligeables.

- Forces Horizontales

- ① poussée des terres.
- ② poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur.
- ③ force de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.



1 - Poussée des terres :

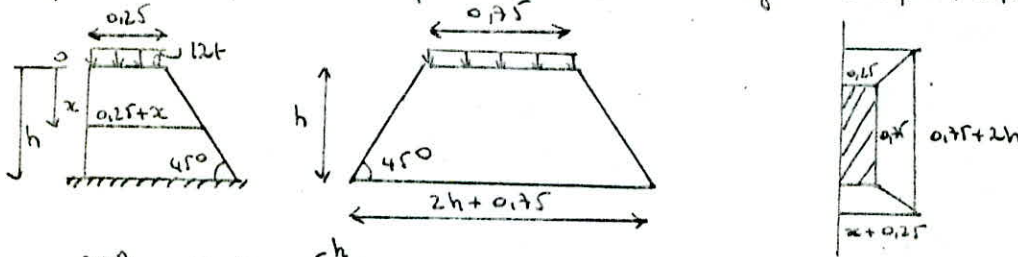
$$M_T = \frac{c \times \Delta \times h^3}{6} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} c: \text{coefficient de poussée } (c = 0,3) \\ \Delta: \text{poids volumique du remblai } (\Delta = 2,0 \text{ t/m}^3) \\ h: \text{hauteur du mur.} \end{array}$$

$$\Rightarrow M_T = 0,1 h^3 = 0,1 \times 1,72^3 = 0,509 \text{ tm/m}$$

2 - Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève pour des hauteurs de murs ($0,5 \leq h \leq 3 \text{ m}$) les sollicitations dû au camion Bc (poussée des charges + freinage) est plus défavorable que par les autres surcharges sans freinage.

L'effet le plus défavorable est produit par 2 roues arrière de Gt de 2 camions accolés, placés de telle manière que les rectangles d'impact soient en contact de la face arrière du mur.

Les 2 roues de Gt distantes de 50 cm sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12t répartie sur un rectangle de $0,25 \times 0,75 \text{ m}$



$$M_p^{enA} = \frac{12 \cdot K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx \quad \text{en tm/m}$$

avec $K = c \gamma \delta bc$; où c : coeff de poussée
 γ : coeff de pondération
 bc : coeff (fonction du nombre de roues)
 δ : coeff de majoration dynamique.

$$K = 0,3 \times 1,2 \times 1 \times 1,1 = 0,396$$

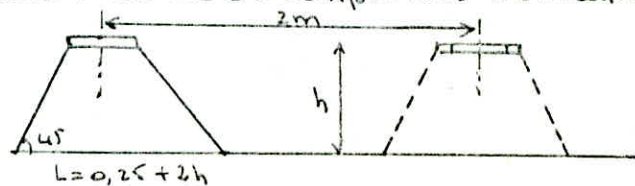
On trouve $M_p^A = 2,436 \text{ tm/m}$

3 - Force de freinage d'un essieu lourd du camion Bc

ou considère un essieu lourd au contact du mur et l'on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,50 m en arrière.

on ne considère que l'effet d'une seule roue de Gt compte tenu de l'écartement des roues (2m)

La force de freinage est prise égale au poids d'une roue, soit Gt



$$M_F = \frac{G h \delta}{0,25 + 2h} \quad \text{avec } \delta = 1,2$$

$$\Rightarrow M_F = \frac{7,2 h}{0,25 + 2h} = \frac{7,2 \times 1,72}{0,25 + 2 \times 1,72} = 3,356 \text{ tm/m}$$

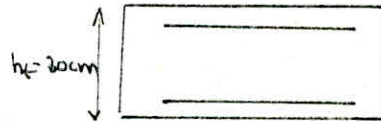
Le moment final à l'encastrement est la somme des moments obtenue soit :

$$M_T = 0,509 + 2,43 + 3,356 = 6,295 \text{ tm/m} \quad M_T = 6,295 \text{ tm/m}$$

Ce moment est appliqué à la base (encastrement mur garde grèze - mur de front)

Remarque : L'effet des efforts tranchants peut être négligeable, compte tenu du taux relativement faible des contraintes de cisaillement...

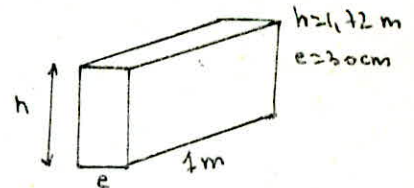
Ferraillage Vertical (Face arrière)



$$M = 6,295 \text{ tm}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s h \bar{\sigma}_a} \quad \alpha = 0,465 \rightarrow \gamma = 0,445 ; \bar{\sigma}_b = 16,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow A = \frac{6,295 \times 10^5}{0,445 \times 27 \times 2800} = 9,854 \text{ cm}^2$$



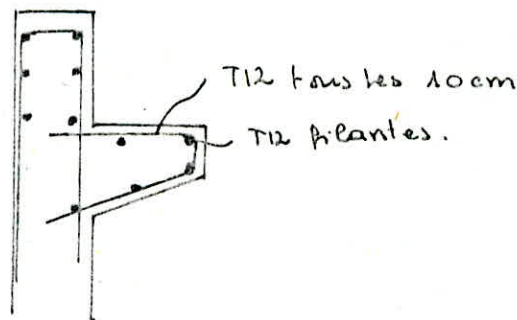
on choisira 7T14 soit $A = 10,78 \text{ cm}^2$ espacés tous les 20 cm

Ferraillage Horizontal

$1 \leq h \leq 2 \text{ m} \Rightarrow$ on peut prévoir des T10 ou T12 tous les 15 cm
on opte pour les T12

Ferraillage Corbeau d'appui

pour le ferraillage du corbeau d'appui de la dalle de transition, nous adopterons celui donné dans le bulletin (SETTRA), il est défini en coupe transversale ci-dessous



Ferraillage Vertical (Face avant)

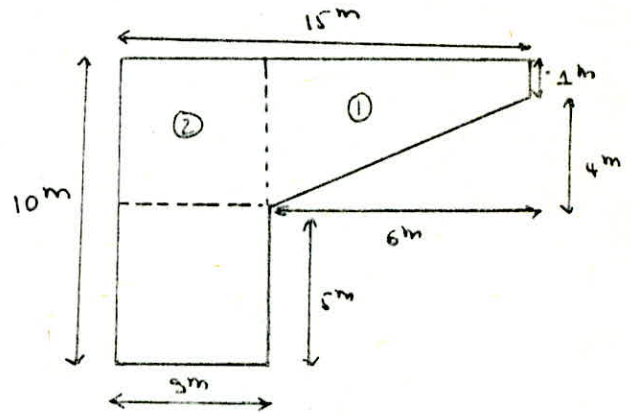
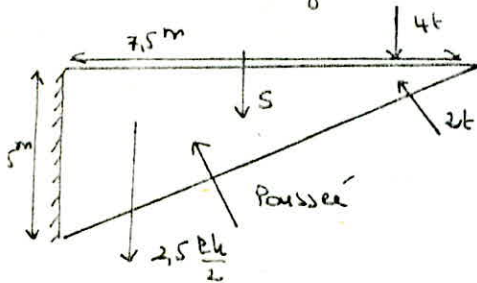
$$M = 3,2 \text{ tm/m} \Rightarrow$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s h \bar{\sigma}_a} = \frac{3,2 \times 10^5}{0,445 \times 27 \times 2800} = 5 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ soit } 4 \text{ T14}$$

ferrailage de la culée droite

① Etude du Mur en Retour

Etude et Ferrailage de L'oreille (①)



- Efforts verticaux

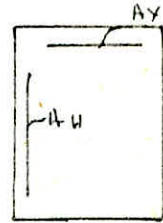
$$T_v = 2,5 \frac{\rho h}{2} \cdot e + 0,3 \rho + 4 = \frac{2,5 \cdot 7,5 \cdot 5}{2} + 0,3 \cdot 7,5 + 4 = 53,13 \text{ t}$$

$$M_v = \frac{2,5 \rho^2 h}{6} \cdot e + \frac{0,3 \rho^2}{2} + 4(\rho - 1) = \frac{2,5(7,5)^2 \cdot 5 \cdot 1}{6} + \frac{0,3(7,5)^2}{2} + 4 \times 6,5 = 151,63 \text{ tm}$$

- Efforts horizontaux

$$T_H = \left(\frac{h}{3} + 0,5 \right) \frac{\rho h}{2} + 2 = \left(\frac{5}{3} + 0,5 \right) \cdot \frac{7,5 \cdot 5}{2} + 2 = 42,63 \text{ t}$$

$$M_H = \left(\frac{h}{3} + 0,5 \right) \frac{\rho^2 h}{2} + 2(\rho - 1) = 119,25 \text{ tm}$$



Ferrailage

$$A_v = \frac{M_v}{\frac{7}{8} h \sigma_a} = \frac{151,63 \times 10^5}{\frac{7}{8} (495) \times 2900} = 12,50 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T20 = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \frac{M_H}{\frac{7}{8} h \sigma_a} = \frac{119,25 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} (95) 2900} = 51,24 \text{ cm}^2 \text{ soit } 17T20 = 53,39 \text{ cm}^2$$

Etude de la section d'encastrement Mur-Semelle (②)

L'oreille est supposée totalement indépendante.

- Condition Normale

- poussée des terres = $\frac{1}{2} \times 2 \times 5 \times 0,33 = 8,25 \text{ t/m}$
 $M_p = 13,75 \text{ tm/m}$

- surcharge 1 t/m^2 : $\frac{1}{2} \times 5 \times 0,33 = 0,825 \text{ t/m}$
 $M_q = 1,375 \text{ tm/m}$

- Condition Sismique

- poussée des terres : $T_p = 10 \text{ t} \rightarrow M_q = 16,66 \text{ tm/m}$

- surcharges 1 t/m^2 : $T_q = 4 \text{ t} \rightarrow M_q = 1,66 \text{ tm/m}$

$$M_t = M_p + 1,2 M_q = 18,65 \text{ tm/m}$$

Ferraillage

$$A = \frac{M}{\frac{2}{3} k \bar{\sigma}_a} = \frac{18,65 \times 10^5}{\frac{2}{3} \times 95 \times 2900} = 5,34 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2T20 = 6,28 \text{ cm}^2$$

② Étude du mur de Front

Culéé en Service

	H (t/m ^l)	V (t/m ^l)	M _H (tm/m ^l)	M _V (tm/m ^l)
mur garde grève	0,15	1,46	1,25	13,67
mur de front	1,87	18,33	1,81	/
poussée des terres	2,870	/	84,57	/
poussée de la surcharge 1t/m ²	3,36	/	14,11	/
Tablier	3,23	31,62	29,94	6,92
surcharge Bc	0,65	6,32	5,95	1,38
freinage	1,12	/	10,32	/
variation linéaire	0,52	/	4,79	/
Tota l.	39,6	57,73	152,34	13,56

$$T_V = 63,1 \text{ t/m} \quad M = 138,79 \text{ tm/m}$$

$$T_H = 39,6 \text{ t/m}$$

$$e_0 = \frac{M}{V} = 2,20 \rightarrow e_1 = e_0 + \frac{h}{2} - 0,05 = 2,65$$

$$N = N \cdot e_1 = 63,1 \cdot 2,65 = 167,22 \text{ tm/m}$$

$$A = \frac{167,22 \times 10^5}{0,875 \times 95 \times 4200} = 47,89 \text{ cm}^2$$

$$A = 47,89 - 15,023 = 32,86 \text{ cm}^2 \text{ soit } \begin{cases} 2T20 = 25,12 \text{ cm}^2 \\ 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Armatures transversales

$$T_H = 39,6 \text{ t/m}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{39,6 \times 10^3}{100 \times \frac{2}{3} \times 95} = 4,76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b^{\text{lim}} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \times 2 = 24,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ donc } \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b^{\text{lim}}$$

on choisira des cadres T12 ($A_t = 2,26 \text{ cm}^2$)

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \times \bar{\sigma}_{at} \text{ avec } \rho_{at} = \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b^{\text{lim}}}\right) = 0,95 \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 4008 \text{ kg/cm}^2$$

$$t \leq \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,26 \cdot \frac{2}{3} \cdot 95 \cdot 4008}{39,6 \cdot 10^3} = 19 \text{ cm on prendra } t = 15 \text{ cm}$$

etude des semelles

Semelle sous la culée gauche

Les culées reposent sur des semelles superficielles, et l'étude se fera en service en conditions normales.

Le calcul sera fait par la méthode des consoles en considérant les patins AC et BD parfaitement encastrés.

Les contraintes σ_1, σ_2 du sol ont été déjà calculées dans l'étude de la stabilité.

$$\sigma_1 = 17,8 \text{ t/m}^2$$

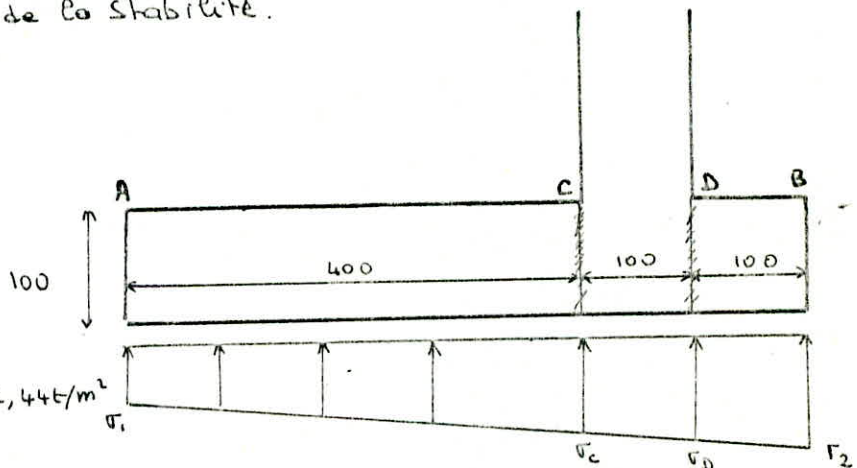
$$\sigma_2 = 23,6 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{\sigma_2 - \sigma_1}{AB} = \frac{\sigma_D - \sigma_1}{AD}$$

$$\Rightarrow \sigma_D = 22,63 \text{ t/m}^2$$

de la même manière

$$\frac{\sigma_2 - \sigma_1}{AB} = \frac{\sigma_C - \sigma_1}{AC} \Rightarrow \sigma_C = 22,44 \text{ t/m}^2$$



① Etude du patin AC

pois des terres : $2 \times 7,3 = 14,6 \text{ t/m}^2$

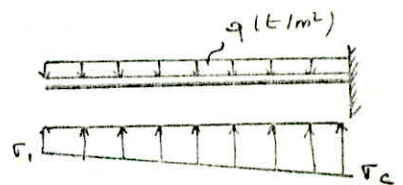
surcharges de 1 t/m^2

Semelle

$$2,5 \times 1 = 2,5 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow q = 14,6 + 1 + 2,5 = 18,1 \text{ t/m}^2$$

$$M = 17,8 \times \frac{4^2}{2} + (22,44 - 17,8) \cdot \frac{4^2}{2} \cdot \frac{1}{3} - 18,1 \cdot \frac{4^2}{2} = 9,97 \text{ t.m/m}$$

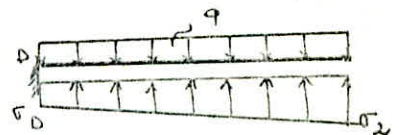


② Etude du patin BD

propre de la semelle

$$q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ t/m}^2$$

$$M = 22,63 \times \frac{1^2}{2} + (23,6 - 22,63) \cdot \frac{1^2}{3} \cdot \frac{1}{2} - 2,5 \cdot \frac{1^2}{2} = 10,39 \text{ t.m}$$



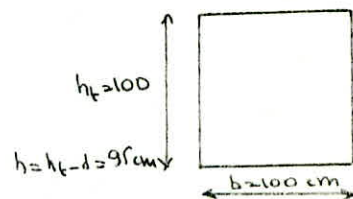
Ferraillage de la nappe inférieure

- patin AC :

$$A = \frac{M}{\gamma_s \cdot h \cdot \sigma_s} = \frac{9,97 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 95 \cdot 2800} = 4,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

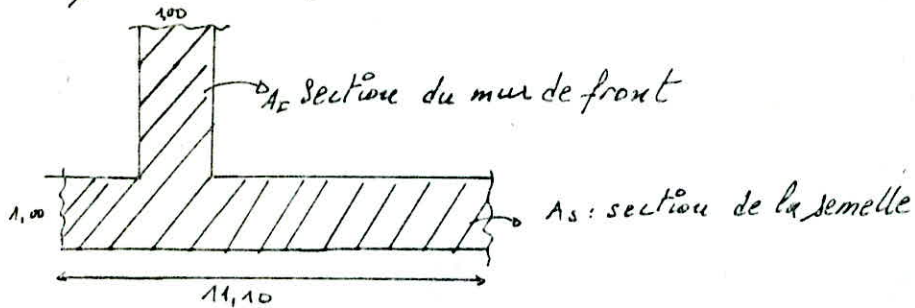
- patin BD

$$A = \frac{10,39 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 95 \cdot 2800} = 4,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



$$A = \frac{11,04 \times 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 95 \cdot 2800} = 4,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le ferrailage étant faible, on cherchera un ferrailage minimum que l'on prendra pour les deux sens



$$A = \frac{0,12 \text{ (section hachurée)}}{14,6} = \frac{0,12 \times (A_s + A_E)}{14,6} = \frac{0,12 (11,1 + 7,5)}{14,6} = 15,38 \text{ cm}^2$$

pour les deux sens 5T20 = 15,70 cm²

ferrailage supérieur:

$$N = \frac{3907,37}{14,6} = 267,63 \text{ t/ml}$$

$$\frac{0,04F}{A} \leq \bar{\sigma}_a \Rightarrow A \geq \frac{0,04F}{\bar{\sigma}_a} ; A \geq \frac{0,04 \times 267,63 \cdot 10^3}{2800} = 3,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prendra 5T12 = 5,65 cm²/ml e (espacement = 20 cm).

BIBLIOGRAPHIE

- BARÈS R ; MASSONNET CH
"Le calcul des grillages de poutres et dalle isothotropes" DUNOD 1966
- DREUX G
"Pratique du beton precontraint" editions Eyrolles 1981
- LACROIX R ; FUENTES A
"Le projet du beton precontraint" editions Eyrolles 1981
- M. LORRAIN, G PONS
"Le beton precontraint" Editions du moniteur
- Ministère de travaux Public
"Cahier de prescriptions Communes"
- Aide memoire Beton arme, Edition DUNOD
- Documents SETRA : fiches Techniques
 - Appareils d'appuis
 - culées
 - fondations
- Document CIPEC : Fiches Techniques
 - joints de chaussée
- Document DYWIDAG, Fiches Techniques
"Precontrainte par Cable"
- CHARON P
"Calcul et verification des ouvrages en Beton arme : Editions Eyrolles 1981"
- Documents SETRA,
"flexion transversale"

