

المعهد الوطني للتكنولوجيا
المكتبة
.....
LECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

**PONT D'ARLÈRE
EN BÉTON
PRÉCÉLÉBRÉ**

Proposé par :

SAETI

Etudié par :

Abbes BELKACEMI

Belkacem BENKACIMI

Dirigé par :

M^{me} CHERRID

PROMOTION : JUIN 85

DEDICACES

A . mon père
 . ma mère
 . toute ma famille
 . tous mes amis
 Je dédie ce modeste travail

Belkacem

*Je dédie ce modeste travail,
à mes parents, mes frères et
sœurs, ainsi qu'à tous les amis.*

Abbès

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier l'ensemble des enseignants ainsi que toutes les personnes qui ont de près ou de loin contribué à notre formation.

Que notre promotrice, madame CHERRID, ainsi que monsieur BOUDERBA, trouvent dans ce modeste travail le témoignage de notre profonde reconnaissance pour toute l'aide qu'ils nous ont apportée.

SOMMAIRE

I. Présentation de l'ouvrage Caractéristiques mécaniques des matériaux	1
II. Charges et surcharges	6
III. Répartition transversale	10
IV. Moments longitudinaux	21
V. Précontrainte	24
VI. Pertes et chutes des tensions	29
VII. Vérification des contraintes de flexion	33
VIII. Efforts tranchants	37
IX. Vérification des contraintes de cisaillement	40
X. Sécurité à la rupture	42
XI. Vérification au séisme	45
XII. Flexion transversale	46
XIII. Déformations	61
XIV. Calcul des appareils d'appuis	63
XV. Etude des abouts	67
XVI. Etude de la culée	69
XVII. Etude des pieux	93

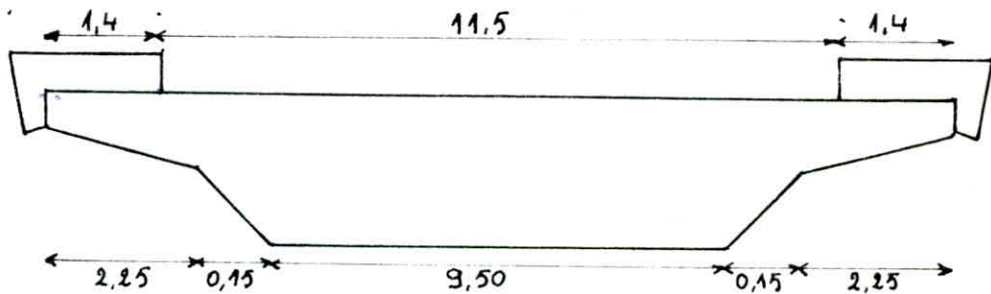
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le présent projet porte sur l'étude d'un pont dalle isostatique à 2 tabliers indépendants identiques. Il est destiné à servir comme échangeur autoroutier aux environs de DAR EL BEÏDA (R.N.N.)
Les 2 dalles sont en béton précontraint, la longueur de la travée est de 27m, la largeur d'une dalle est de 14,3m. La dalle est à encorbellements de 2,4m chacun. Chaque dalle repose aux extrémités sur 2 culées.

Longitudinalement le schéma statique est :



Coupe transversale du tablier



- Revêtement : asphalte enrobée de 8cm d'épaisseur
- Appareil d'appui : en élastomère fretté reposant sur des dés en béton armé
- Les essais effectués sur le sol ont conduit au choix de fondations sur pieux

CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

A. Béton armé

1- Béton : le béton est dosé à 400 kg/m³ en ciment CPA 325 avec un contrôle strict

La résistance nominale de compression à 28 jours est : $\sigma'_n = 350$ bars pour les dalles ; et $\sigma'_n = 300$ bars pour les culées. Dans le cas de traction on a : pour les dalles $\sigma_n = 7 + \frac{6}{100} \sigma'_n = 28$ bars ; pour les culées on aura : $\sigma_n = 25$ bars

a) Contrainte de compression admissible : (Art. 9.4 CCBA 68)

$$\sigma'_b = \rho'_b \cdot \sigma'_{20} \quad \rho'_b \text{ étant défini comme suit : } \rho'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$$

$\alpha = 1$: dépend de la classe du ciment utilisé (C.P.A. 325)

$\beta = 1$: dépend de l'efficacité du contrôle (strict)

$\gamma = 1$: dépend des épaisseurs relatives des éléments, et des dimensions des granulats (grosseur des granulats $C_g = 5/15$ mm)

δ : dépend de la nature de la sollicitation : Compression simple $\delta = 0,3$ en flexion simple $\delta = 0,6$; en flexion composée on aura : $\delta = 0,6$ si l'effort normal est une traction

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

où : e_0 : excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au centre de gravité

e_1 : distance de la limite du noyau central au centre de gravité de la section du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression

$\epsilon = 1$ on a étudié des sections rectangulaires soumises à la flexion simple ou à la compression simple.

- Contraintes admissibles en compression simple :

Dalles : $\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma_{28} = 1.1.1.0,3.350 = 105 \text{ bars}$

Culées : $\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma_{28} = 1.1.1.0,3.1.300 = 90 \text{ bars}$

- Contraintes admissibles en flexion simple :

Dalles : $\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma_{28} = 1.1.1.0,6.1.350 = 210 \text{ bars}$

Culées : $\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma_{28} = 1.1.1.0,6.1.300 = 180 \text{ bars}$

- Contraintes admissibles de traction :

$$\bar{\sigma}_b = \rho_b \cdot \sigma_{28} \quad \text{Avec } \rho_b = \alpha \beta \gamma \theta$$

α, β, γ ayant les mêmes significations et valeurs que précédemment et θ est liée à la résistance nominale du béton par la formule

$$\theta = 0,01\theta + \frac{2,1}{\sigma_{28}} \Rightarrow \begin{array}{l} \text{- Dalles: } \theta = 0,024 \\ \text{- Culées: } \theta = 0,025 \end{array}$$

Dalles : $\bar{\sigma}_b = 1.1.1.0,024.350 = 8,4 \text{ bars}$

Culées : $\bar{\sigma}_b = 1.1.1.0,025.300 = 7,5 \text{ bars}$

2. Aciers :

On a utilisé deux catégories d'aciers

- Acier doux : Fe E24 $\rightarrow \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

- Acier H.A : Fe E40 $\rightarrow \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ si $\phi \leq 20 \text{ mm}$
 $\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ si $\phi > 20 \text{ mm}$

- Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration : Art 49.22

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

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_s}{1 + 10\bar{\omega}_s} \quad \text{contrainte de fissuration systématique}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} k \cdot \bar{\sigma}_b} \quad \text{contrainte de fissuration accidentelle}$$

Avec :

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

$k = 1.10^6$: pour une fissuration préjudiciable

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

$\bar{\omega}_s$: pourcentage de fissuration défini par : $\bar{\omega}_s = \frac{A}{B^2}$

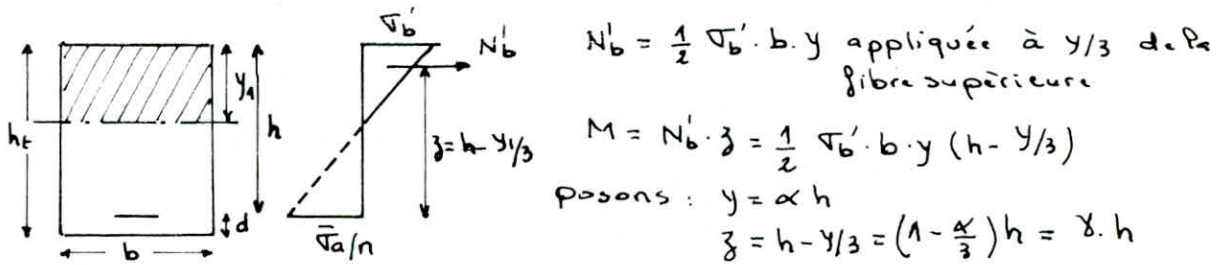
où : A : section des armatures tendues ; B : aire de la section d'enrobage

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

Pour limiter la fissuration on doit avoir :

$$\bar{\sigma}_a \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en} ; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$$

Calcul des armatures d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple : méthode élastique :



$N_b' = \frac{1}{2} \sigma_b' \cdot b \cdot y$ appliquée à $y/3$ de la fibre supérieure

$M = N_b' \cdot z = \frac{1}{2} \sigma_b' \cdot b \cdot y (h - y/3)$

posons : $y = \alpha h$

$z = h - y/3 = (1 - \frac{\alpha}{3})h = \bar{\gamma} \cdot h$

$M = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b' \cdot \alpha \cdot \bar{\gamma} \cdot b \cdot h^2$

D'après le diagramme des contraintes : $\frac{\sigma_b'}{\sigma_a/n} = \frac{y}{h-y}$

d'où $y = h \left(\frac{n \sigma_b'}{n \sigma_b' + \sigma_a} \right) = \alpha h$

d'où $\alpha = \frac{n \sigma_b'}{n \sigma_b' + \sigma_a}$

lorsque $\sigma_b' = \bar{\sigma}_b'$ Alors :

$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \sigma_a}$; $\bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}$; $M = M_{RB} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b' \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\gamma} \cdot b \cdot h^2 = \bar{K} \cdot b \cdot h^2$

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

Détermination des aciers :

Si $M > M_{RB} \Rightarrow$ prévoir des aciers comprimés ou modifier b et h ou diminuer $\bar{\sigma}_a$

Si $M < M_{RB} \Rightarrow$ pas d'armatures comprimées

et $A = \frac{N_b'}{\sigma_a} = \frac{M}{\sigma_a \cdot \bar{\gamma}} = \frac{M}{\sigma_a \cdot \bar{\gamma} \cdot h}$

Vérification des contraintes :

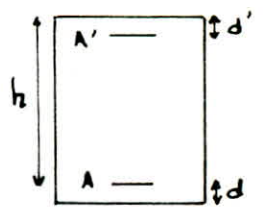
On calcule la position de l'axe neutre y_1 d'après :

$\frac{b y_1^2}{2} + n A' (y_1 - d') - n A (h - y_1) = 0$ $n = 15$

Le moment d'inertie I :

$I = \frac{b y_1^3}{3} + n A' (y_1 - d')^2 + n A (h - y_1)^2$

On calcule après : $\theta = \frac{M}{I}$



On calcule alors les contraintes :

$\sigma_b' = \theta \cdot y_1$; $\sigma_a' = n \theta (y_1 - d')$; $\sigma_a = n \theta (h - y_1)$

Et on doit vérifier que dans tous les cas on a :

$\sigma_b' \leq \bar{\sigma}_b'$

$\sigma_a' \leq \bar{\sigma}_a'$

$\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a$

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 à 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 : $\sigma'_n = \sigma'_{18} = 350$ bars
- Traction : $\sigma_n = \sigma_{28} = 28$ bars

2) Contraintes admissibles

- En service : $\sigma' = 0,42 \sigma'_n = 147$ bars
- En période de construction : $\sigma' = 0,55 \sigma'_n = 192,5$ bars

3) Traction :

La traction n'est pas admise : $\bar{\sigma} = 0$

4) Modules de déformation du béton

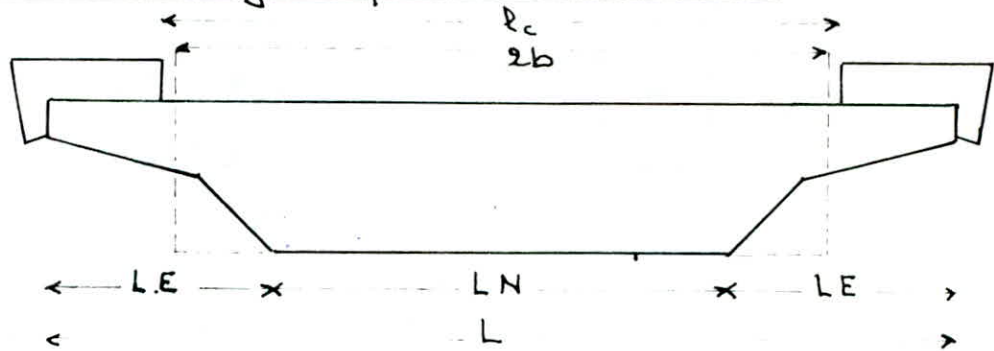
- Courte durée : $E_i = 21000 \sqrt{350} = 4 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$
- Longue durée : $E_v = \frac{1}{3} \cdot E_i = 1,33 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$

Caractéristiques des armatures de précontrainte

Les câbles utilisés sont du type FT15 III TBR Dywidag tirés des 2 extrémités (actif- actif)

- Section utile d'un câble : $\omega = 9,73 \text{ cm}^2$
- Contrainte de rupture garantie : $R_g = 18000 \text{ kg/cm}^2$
- Contrainte caractéristique de déformation garantie : $T_0 = 16000 \text{ kg/cm}^2$
- Diamètre extérieur de la gaine d'un câble : $\phi_e = 6,7 \text{ cm}$
- Diamètre intérieur de la gaine d'un câble : $\phi_i = 6 \text{ cm}$
- Coefficient de frottement : $f = 0,2$
- Perte de tension relative/mètre : $\varphi = 0,0016 \text{ rd/m}$
- Perte par blocage d'ancrage : $g = 7 \text{ mm}$
- Relaxation à 1000h : $\rho_{1000} = 0,03$
- Relaxation à 3000h : $\rho_{3000} = 0,035$

Calcul de la largeur équivalente de la dalle : $2b$



Avec:

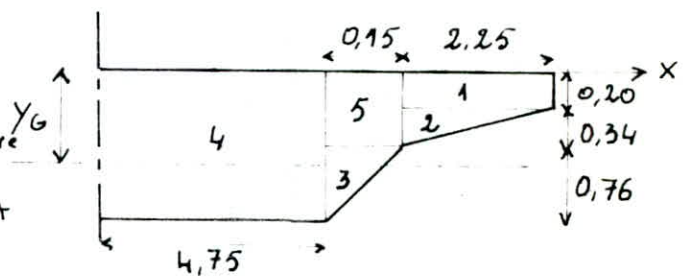
L : largeur totale de la dalle

LN : largeur de la nervure

L_c : largeur chargeable

$2b$: largeur de la dalle rectangulaire équivalente

LE : largeur de l'encorbellement



Sections	S_i (m ²)	d_i (m)	$S_i d_i$	b_i	$S_i b_i^2$	I_{P_0}	I_P
1	0,4500	0,100	0,045	0,494	0,1098	$1,50 \cdot 10^{-3}$	0,113
2	0,3825	0,3133	0,1198	0,281	0,030	$2,45 \cdot 10^{-3}$	0,0324
3	0,0570	0,7933	0,0452	0,199	$2,26 \cdot 10^{-3}$	$1,83 \cdot 10^{-3}$	$4,09 \cdot 10^{-3}$
4	6,1750	0,650	4,013	0,056	0,019	0,8696	0,8886
5	0,081	0,270	0,0219	0,324	$8,5 \cdot 10^{-2}$	$1,97 \cdot 10^{-3}$	$10,47 \cdot 10^{-3}$

$$\Sigma = 7,1455 \text{ m}^2$$

$$\Sigma = 4,2449 \text{ m}^3$$

$$\Sigma = 1,04856 \text{ m}^4$$

$$Y_G = \frac{\Sigma S_i d_i}{\Sigma S_i} = 0,594 \text{ m}$$

$$b_{\text{équiv}} = \frac{12 \cdot I_P}{h^3} = \frac{12 \cdot 1,04856}{1,3^3} = 5,727 \text{ m} \Rightarrow 2b_{\text{éq}} = 11,454 \text{ m}$$

Dans le cas de dalle 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 : $LN > 0,5 L \Rightarrow 9,5 > 0,5 \cdot 14,3 \text{ m}$ Vérifiée
2. La largeur droite de l'encorbellement n'excède pas $1/5$ de la portée du pont : $LE < 0,20 P \Rightarrow 2,4 < 0,2 \cdot 27 = 5,4 \text{ m}$ Vérifiée
3. La dalle rectangulaire équivalente élargie de 5% de chaque côté recouvrira entièrement la largeur chargeable :
 $2b \cdot 1,1 > L_c$ $11,454 \cdot 1,1 > 11,5$ Vérifiée

CHARGES ET SURCHARGES

Charge Permanente :

Le poids propre au mètre linéaire pour la moitié de la dalle :

- Dalle : $S_{tot} \cdot \rho = 7,145 \cdot 2,5 = 17,864 \text{ t/ml}$
 - Revêtement et chappe : $(5,75 + 0,08) \cdot 2,2 = 1,01 \text{ t/ml}$
 - Trottoirs : $[0,35 \cdot 0,5 + \frac{0,03 \cdot 0,35}{2} + (0,2 + 0,24) \frac{1,4}{2}] \cdot 2,5 = 1,22 \text{ t/ml}$
 - Garde corps : $= 0,1 \text{ t/ml}$
-
- $\Sigma = 20,20 \text{ t/ml}$

Le poids propre total sera donc : $20,20 \times 2 = 40,40 \text{ t/ml}$

Surcharges

1. Caractéristiques propres du pont

- Le pont possède 2 trottoirs donc la largeur routable = largeur chargeable = 11,5 m
- Le nbre de voies de circulation : $N = E[\frac{P}{3}] = \frac{11,5}{3} = 3,83 \rightarrow N = 3 \text{ voies}$
- Classe du pont $\left\{ \begin{array}{l} P_r = 11,5 \text{ m} > 7 \text{ m} \\ N = 3 \geq 2 \end{array} \right. \rightarrow \text{Pont de 1^{ère} classe}$
- Largeur d'une voie : $P_v = \frac{P_s}{N} = \frac{11,5}{3} = 3,83 \text{ m}$

2. Surcharges de chaussée à considérer

- Nous avons à considérer 2 systèmes de surcharges A et B ainsi que des surcharges militaires.

a. Système de surcharge A - Art 4 du C.P.C

- C'est une surcharge uniformément répartie ; elle peut être disposée sur une ou plusieurs voies ainsi que sur une longueur L de façon à produire l'effort maximum. Cette longueur L est arrêtée par la ligne d'influence au droit de la section à étudier de façon à avoir l'aire max de la ligne d'influence

$$A_s = k A(L) \frac{P_0}{P_v} \quad [\text{kg/m}^2] \quad \text{Avec} \quad A_L = 230 + \frac{36000}{L + 12} \quad L = 27 \text{ m}$$

$$= 1153,076 \text{ kg/m}^2$$

$P_0 = 3,5 \text{ m}$ dépend de la classe du pont

K : coefficient qui dépend du nbre de voies chargées

Nbre de voies surchargées	1	2	3
CLASSE 1	1	1	0,9

1 ou 2 voies chargées $K=1 \rightarrow A = 1,0537 \text{ t/m}^2$

3 voies chargées $K=0,9 \rightarrow A = 0,9484 \text{ t/m}^2$

b. Surcharges de trottoirs

Conformément à l'article 13 du C.P.C, la charge qu'il y a lieu d'appliquer sur les trottoirs est uniformément répartie sur toute la largeur du trottoir et vaut 150 kg/m^2 . Dans le sens longitudinal elle sera disposée comme pour le système A pour créer l'effet le plus défavorable.

$$\begin{aligned} 1 \text{ trottoir surchargé} &: q_t = 0,17 \cdot 1,4 = 0,24 \text{ t/m} \\ 2 \text{ trottoirs surchargés} &: q_t = 2 \times 0,17 \cdot 1,4 = 0,48 \text{ t/m} \end{aligned}$$

c. Surcharges B : Art 5

Le système de surcharge B comprend 3 systèmes distincts : B_c, B_t, B_R :

1- Système B_c

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou de convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation. Dans le sens longitudinal le nombre de camions par file est limité à 2. Les camions homologues des diverses files sont disposés de front; tous les camions étant orientés dans le même sens. Les surcharges B_c seront multipliées par le coefficient b_c donné en fonction du nombre de voies chargées et de la classe du pont.

Nbre de files considérées	1	2	3
1 ^{re} CLASSE	1,2	1,1	0,95

Dans notre cas, on a 3 voies de circulation donc on peut y disposer 3 files de 2 camions du type B_c

2- Système B_t

Le pont supporte 3 voies de circulation \Rightarrow 2 tandems sont placés de front sur la chaussée. Les 2 bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de sorte à obtenir la situation la plus défavorable. La valeur de la surcharge B_t doit être pondérée par un coefficient b_t qui est fonction de la classe du pont. Pour un pont de 1^{re} classe $b_t = 1$

3- Système B_R

C'est une roue isolée de 10t, dont le rectangle d'impact disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable pour avoir l'effet le plus défavorable

d. Surcharges militaires

Les ponts doivent être calculés pour supporter des véhicules du type M80 et M120 et cela sur les itinéraires classés pour permettre le passage de convois militaires lourds. Pour notre cas on ne fera que l'étude du système M120 comme il nous a été demandé, et dont les effets sont certainement plus défavorables que ceux des autres systèmes

. Système M120

Il se compose de 2 chenilles de 55t chacune. Un seul convoi est supposé circuler dans le sens transversal quelque soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal le nombre de véhicules du convoi n'est pas limité, cependant la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée doit être $\geq 30,5 \text{ m}$

e. Convoi exceptionnel Type D

C'est un convoi de masse totale égale à 240t, supposé répartie uniformément sur une surface d'impact de $(18,60 \times 3,20) \text{ m}^2$

• Calcul du coefficient de majoration dynamique

La majoration pour effet dynamique est applicable pour les systèmes B ainsi que pour les surcharges militaires. Le coefficient de majoration dynamique étant

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

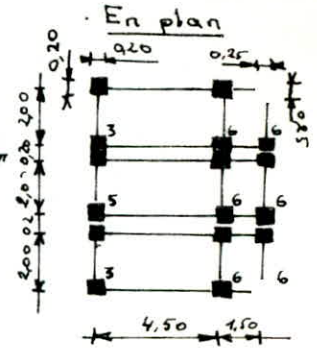
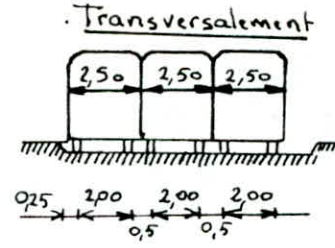
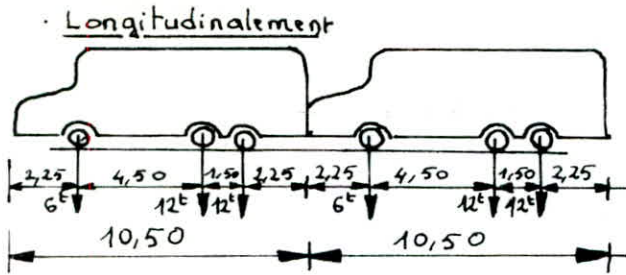
Avec : L : portée de la travée : 27 m

P : poids propre total du tablier : 1090,8 t

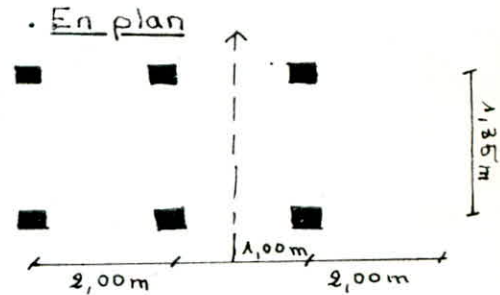
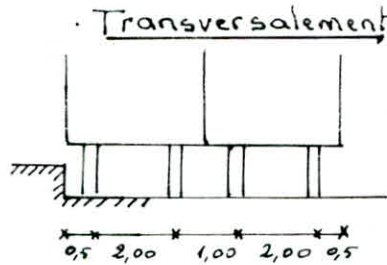
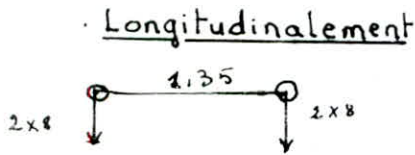
S : Surcharge max que l'on peut disposer sur le tablier. Cette surcharge étant frappée dans le cas du système B par b_c ou b_t

	Systeme B			Mc120
	b_c	b_t	b_R	
S	$180 \cdot 0,95 = 171$	64	10	110
j	1,085	1,071	1,064	1,077

Systeme Bc

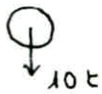


Systeme Bt

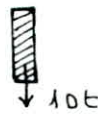


Systeme BR

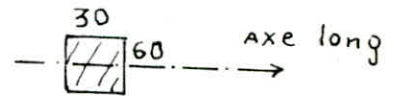
Longitudinalement



Transversalement

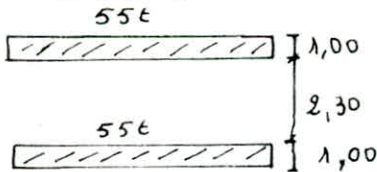


En plan

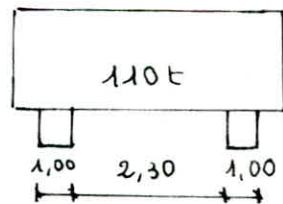


Systeme Mc120

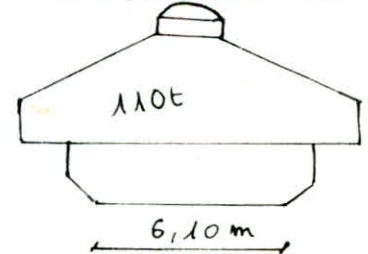
En plan



Transversalement

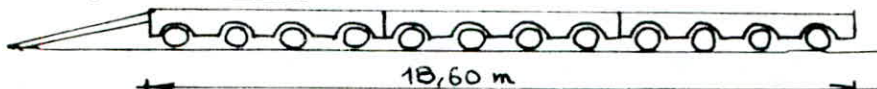


Longitudinalement

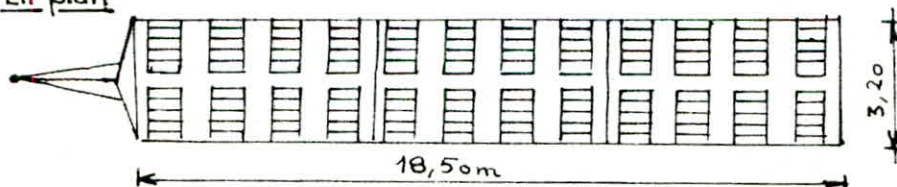


Convoi exceptionnel Type D

Longitudinalement



En plan



REPARTITION TRANSVERSALE

Repartition Transversale :

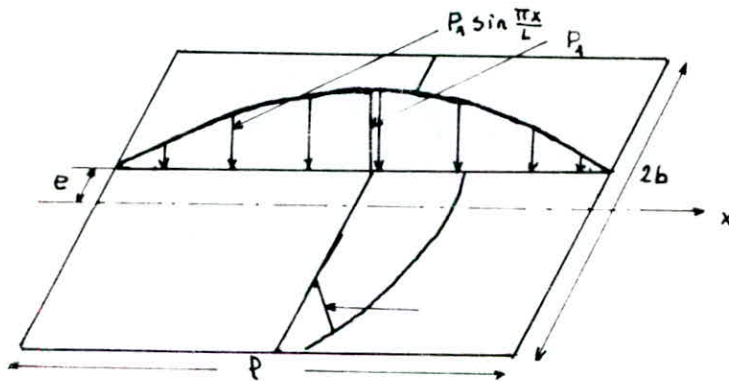
On applique la théorie de Guyon Massonet à la dalle équivalente on obtient alors les lignes d'influence du coefficient de répartition transversal K_x et du coefficient de flexion transversal μ_x

Méthode de Guyon Massonet

Cette méthode approximative est basée sur 2 hypothèses principales :

- La construction réelle est remplacée par une dalle orthotrope (ayant les mêmes rigidités moyennes de flexion et de torsion) d'épaisseur constante ayant des modules d'Young E_x et E_y dans les sens x et y
 - La répartition transversale réelle du chargement est remplacée par celle qui naît sous une charge répartie le long de l'axe x suivant la sinusoïde $P(x) = P_0 \sin \frac{\pi x}{L}$ où P_0 est la valeur constante du chargement
- Les coefficients K , μ , ν , τ , ϵ sont utilisés pour la détermination en un pt les efforts M_r , M_t , T

Détermination du coefficient de répartition transversale



Sous l'effet de la charge linéaire répartie appliquée à la construction sur une parallèle à l'axe x d'excentricité e suivant la loi sinusoïdale $P(x) = P_0 \sin \frac{\pi x}{L}$. La construction prend une déformée en demi-onde de sinusoïde selon l'équation $w(x, y) = W(y) \sin \frac{\pi x}{L}$

Si la charge $P(x)$ au lieu d'être répartie sur une droite est répartie uniformément sur la largeur $2b$ de la construction tout en restant sinusoïdale suivant le sens longitudinal, la construction prend dès lors une déformée en surface cylindrique d'équation: $w_0(x) = w_0 \sin \frac{\pi x}{L}$

Le coefficient de répartition transversale $K(y)$ sera défini comme étant le rapport entre le déplacement vertical $w(x, y)$ d'un point de la construction sous l'effet d'une charge linéaire $P(x)$ et celui $w_0(x)$ du même point mais sous l'effet de la charge $P_0(x)$ uniformément répartie sur la largeur du pont

$$K(y) = \frac{w(x, y)}{w_0(x)} = \frac{W(y)}{w_0}$$

Le coefficient k dépend de :

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

la flèche moyenne de la section transversale de la construction est donnée par : $w_0 = \frac{1}{2b} \int_{-b}^{+b} w(y) dy \Rightarrow 1 = \frac{1}{2b} \int_{-b}^{+b} \frac{w(y)}{w_0} dy = \frac{1}{2b} \int_{-b}^{+b} k(y) dy$

Ce qui signifie que l'ordonnée moyenne de la ligne d'influence de $k_m = \frac{w}{w_0}$ doit être égale à 1 ou en d'autres termes que l'ordonnée moyenne de la ligne d'influence w doit être égale à l'ordonnée w_0 d'une construction chargée uniformément sur toute la largeur : $k_m = \frac{w}{w_0} = 1$

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 :

$$0 < \theta \leq 0,1 \quad k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) \alpha^{0,05}$$

$$0,1 < \theta \leq 1 \quad k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) \alpha \left(1 - e^{-\frac{0,065 - \theta}{0,663}}\right)$$

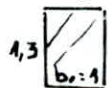
$$\theta > 1 \quad k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) \sqrt{\alpha}$$

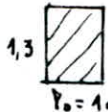
Les valeurs $k_0 = k(\alpha=0, \theta, \frac{e}{b}, \frac{y}{b})$ et $k_1 = k(\alpha=1, \theta, \frac{e}{b}, \frac{y}{b})$ sont données par des tableaux de Massonet établis pour $0,05 \leq \theta \leq 5$

Détermination des paramètres sans dimensions :

1°) Paramètre d'entretoisement : $\theta = \frac{b}{\rho} \left(\frac{\rho_P}{\rho_E} \right)^{1/4}$

• Rigidités flexionnelles par unité de longueur

 $\rho_P = \frac{C_P}{b_0} = \frac{I_P \cdot E}{b_0} = E I_P$ et $I_E = I_P = \frac{b \cdot h^3}{12}$

 $\rho_E = \frac{C_E}{h_0} = \frac{I_E \cdot E}{h_0} = E I_E$

D'où : $\theta = \frac{b}{\rho} \left(\frac{\rho_P}{\rho_E} \right)^{1/4} = \frac{b}{\rho} = \frac{11,454}{2,27} = 0,212$

• Rigidités torsionnelles par unité de longueur :

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

$\gamma_P = \frac{C_P}{b_0} = G \frac{I_P^t}{1}$ et $I_P^t = I_E^t = \frac{b h^3}{6}$

$\gamma_E = \frac{C_E}{h_0} = G \frac{I_E^t}{1}$

$$\text{D'où : } \alpha = \frac{G \cdot b h^3 \cdot 2/6}{2 \cdot E \cdot b h^3 / 12} = \frac{2G}{E} \quad \text{or } G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{avec } \nu = 0,2$$

$$\Rightarrow G = \frac{E}{2 \cdot 1,2} \quad \text{Donc } \alpha = \frac{1}{1,2} = 0,833$$

Fléxion Longitudinale

Soit une charge répartie suivant la sinusoïde $P(x) = P_1 \sin \frac{\pi x}{l}$ dans le sens de la portée et uniformément répartie sur la largeur de la construction, la surface de fléxion de la construction est une surface sinusoïdale cylindrique d'équation: $w_0(x) = w_0 \sin \frac{\pi x}{l}$. Le moment fléchissant longitudinal par unité de largeur produit par cette charge dans la section x est dès lors: $M_0(x) = w_0(x) \frac{\pi^2}{l^2} P_1 = -P_1 \frac{d^2 w_0(x)}{dx^2}$. Et d'une façon analogue le moment fléchissant longitudinal unitaire pour une charge linéaire réelle sinusoïdale dans le sens x et d'excentricité e sera donné par:

$$M(x,y) = -P_1 \frac{d^2 w(x,y)}{dx^2} = w(x,y) \frac{\pi^2}{l^2} P_1$$

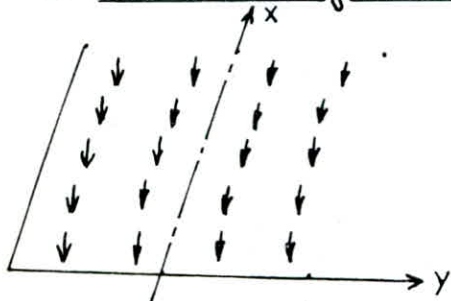
Le coefficient de répartition transversal sera égal au rapport du moment fléchissant réel sur le moment moyen

$$K(y) = \frac{w(x,y)}{w_0(x)} = \frac{w(y)}{w_0} = \frac{M(x,y)}{M_0(x)}$$

Si on a une construction chargée d'un système de n charges linéaires sinusoïdales dans le sens x et définies par les expressions $P_1 \sin \frac{\pi x}{l}, \dots, P_i \sin \frac{\pi x}{l}, \dots, P_n \sin \frac{\pi x}{l}$, le moment fléchissant longitudinal au droit du pt $P(x,y)$ est donné par

$$M(x,y) = M_0(x) \frac{\sum P_i K_i(y)}{\sum P_i} = M_0(x) K(y) \quad \text{Avec } K(y) = \frac{\sum P_i K_i(y)}{\sum P_i}$$

1. Cas de charges concentrées:



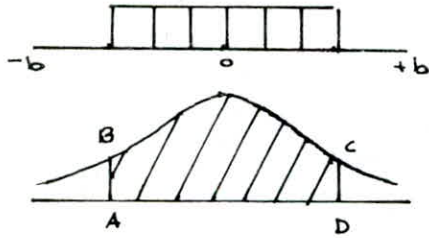
Supposons le pont chargé de plusieurs files parallèles de charges concentrées P_1, \dots, P_n . Chaque file sera représentée par la sinusoïdale de la forme $P(x) = P_k \sin \frac{\pi x}{l}$ $k \in [1, n]$. Dans notre cas présent, toutes les

charges sont égales dans le sens transversal (système Bc, Bt...) donc $P_1 = P_2 = P_i = P_n = P$ d'où $K(y) = \frac{\sum P_i K_i(y)}{\sum P_i} = \frac{P \sum K_i(y)}{nP} = \frac{\sum K_i(y)}{n}$

2. Cas de charges uniformément réparties:

On calcule l'aire correspondant à l'intervalle d'application de la charge répartie. Ces calculs ont été obtenus à l'aide des approximations de SIMPSON effectués sur le TI 59

On calculera $k(-b)$; $k(-3b/4)$; $k(-b/2)$; $k(-b/4)$; $k(0)$; $k(b/4)$
 $k(b/2)$; $k(3b/4)$; $k(b)$



Exemple:

La ligne d'influence de k pour $y=0$ à l'allure ci-contre et on a:

$$k(0) = \frac{\text{Aire } ABCD}{AD}$$

Fléxion transversale:

Le moment fléchissant transversal est donné par unité de largeur par:

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

Le moment fléchissant transversal maximal a lieu dans la bande de 1 mètre située à mi-portée: $M_y(l/2, y) = \sum_{m=1}^{\infty} M_{y_m}(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} \mu_{\alpha m} P_m \sin \frac{m\pi}{2}$

On ne va considérer que les 5 premiers termes de la série de Fourier d'où:

$$M_y(l/2, y) = b (P_1 \mu_{\alpha 1} - P_3 \mu_{\alpha 3} + P_5 \mu_{\alpha 5})$$

Analogiquement aux coefficients k_{α} les coefficients μ_{α} sont donnés par:

$$\begin{aligned} 0 < \theta &\leq 0,1 & \mu_{\alpha} &= \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^{0,07} \\ 0,1 < \theta &\leq 1 & \mu_{\alpha} &= \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^{1 - e^{\frac{0,067-\theta}{0,663}}} \\ \theta &> 1 & \mu_{\alpha} &= \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \sqrt{\alpha} \end{aligned}$$

Les valeurs $\mu_0 = \mu(\alpha=0, \theta; e/b; y/b)$ et $\mu_1 = \mu(\alpha=1, \theta; e/b; y/b)$ sont données par les tableaux de MASSONNET en prenant θ pour le calcul de $\mu_{\alpha 1}$; 3θ pour le calcul de $\mu_{\alpha 3}$ et 5θ pour calculer $\mu_{\alpha 5}$

Ainsi seront tracées les lignes d'influence de $\mu_{\alpha 1}$, $\mu_{\alpha 3}$, $\mu_{\alpha 5}$.
 Les moments de fléxion transversale seront calculés dans la bande de 1 mètre transversale située à mi-portée de la travée

1. Cas de charges concentrées

On dispose des convois transversalement, dans un premier temps au droit des ordonnées positives des lignes d'influence de μ_{α} pour avoir le moment max. Puis au droit des ordonnées négatives des lignes d'influence de μ_{α} pour avoir le moment max négatif

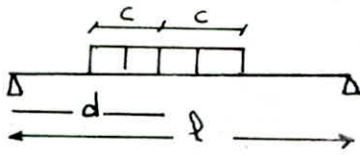
2. Cas de charges uniformément réparties:

On emploie la même méthode que précédemment (voir calcul de k_{α}) en prenant pour valeur de y l'aire de la partie correspondante de la l.i de μ

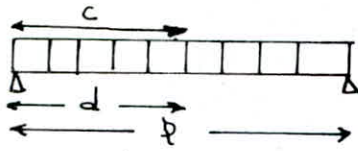
3. Cas de charges uniformément répartie sur un rectangle $2c \times 2c'$

On prend pour valeur de y l'ordonnée moyenne de la ligne d'influence correspondant à la largeur $2c'$

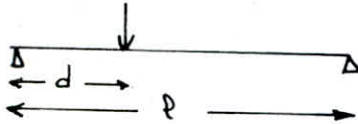
Détermination de P_m pour les différents cas de charges



$$P_m = \frac{4P}{m\pi} \sin \frac{m\pi c}{2} \sin \frac{m\pi d}{l}$$



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



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

Tableau des coefficients de répartition transversale :

$$\theta = 0,2121 \quad 0 < \theta \leq 1 \Rightarrow K_x = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha \left(1 - e^{\frac{0,067 - \theta}{0,668}}\right)$$

$$\alpha = 0,8333$$

D'après les tableaux de GUYON MASSONNET et après interpolations on tire les valeurs de K_0 et K_1 d'où les valeurs de K_x

$y \backslash e$	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	0,9896	0,9947	1,0007	1,0057	1,0079	1,0057	1,0007	0,9947	0,9896
$b/4$	0,9143	0,9368	0,9598	0,9831	1,0057	1,0258	1,0417	1,0551	1,0676
$b/2$	0,8443	0,8816	0,9201	0,9598	1,0007	1,0417	1,0810	1,1170	1,1510
$\frac{3b}{4}$	0,7789	0,8289	0,8816	0,9368	0,9947	1,0551	1,1170	1,1786	1,2383
b	0,7126	0,7775	0,8443	0,9143	0,9886	1,0676	1,1510	1,2383	1,3279

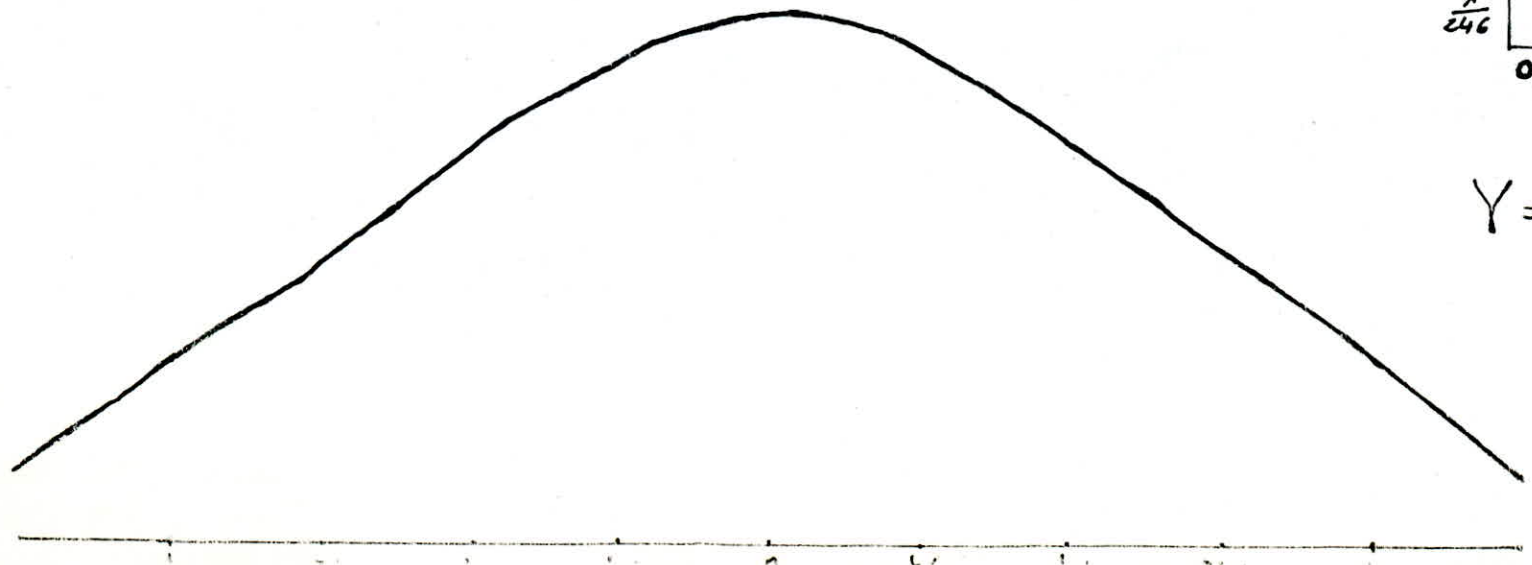
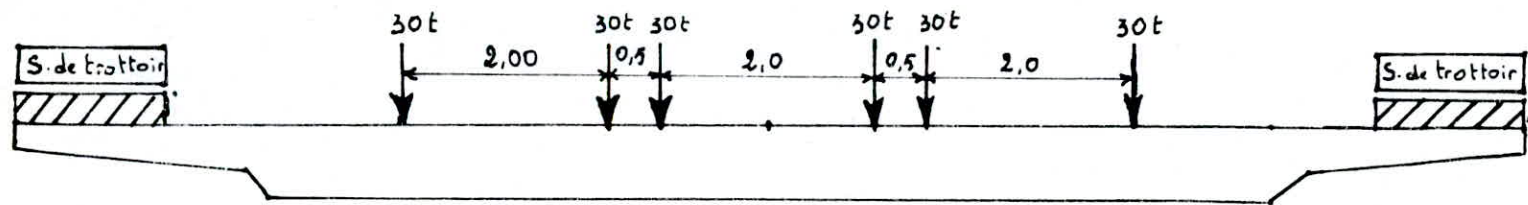
Les valeurs ci-dessus du coefficient K_x vont nous permettre de tracer ses lignes d'influence pour les différentes valeurs de y .
On disposera à chaque fois les charges puis les surcharges de la manière la plus défavorable afin d'obtenir les valeurs max du coefficient K .

Les positions transversales des différentes charges et surcharges sont représentées sur les graphes.

Charge permanente G

Surcharge A

type D



$$\frac{1}{246}$$

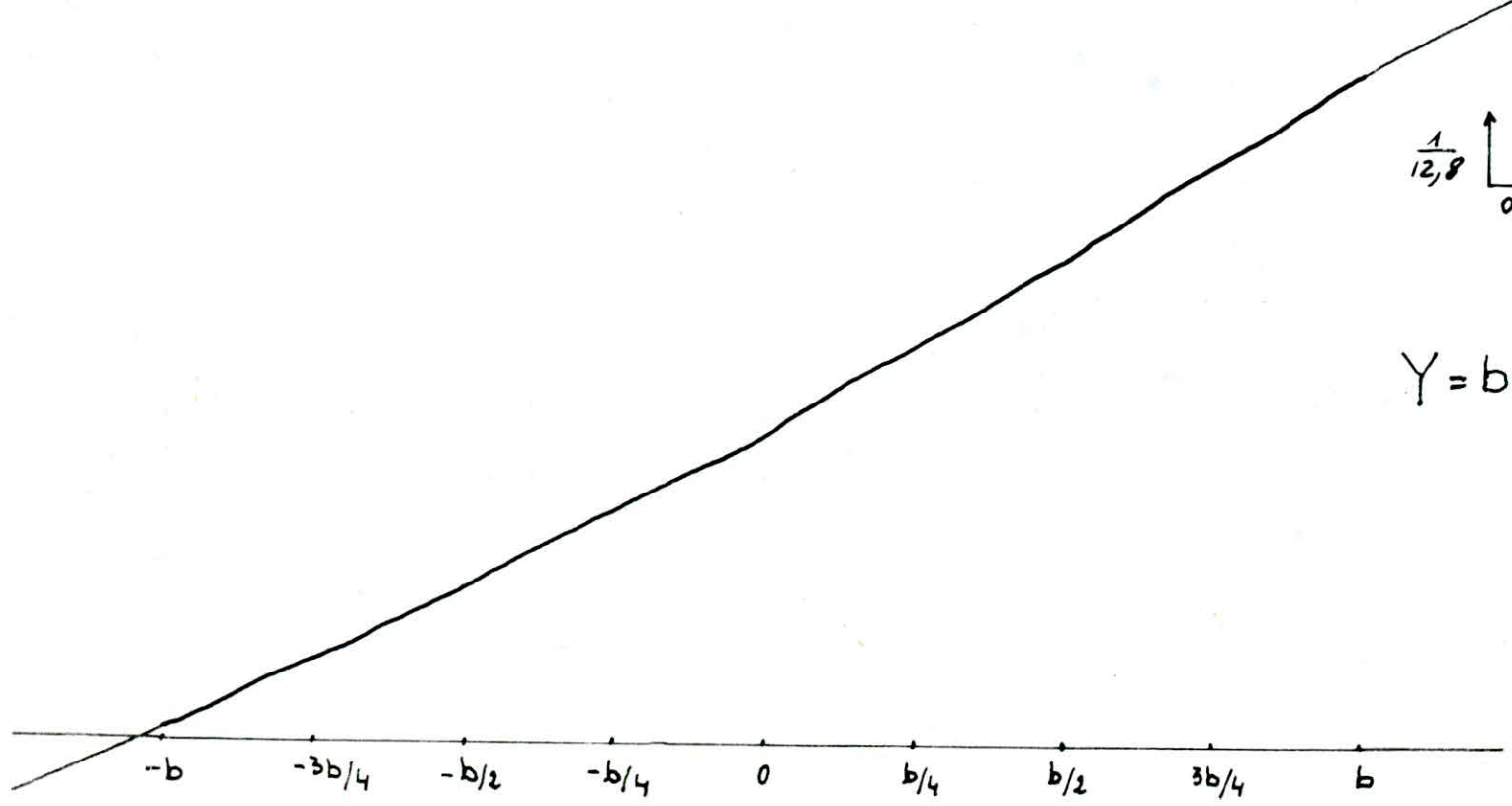
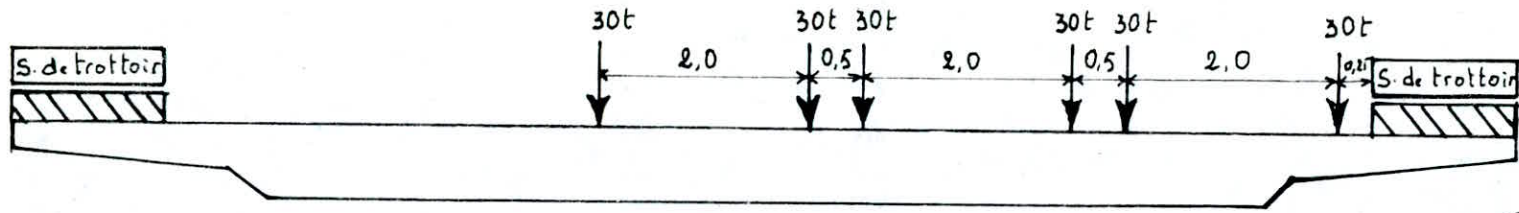
0,71

$$Y = 0$$

Charge permanente G

Surcharge A

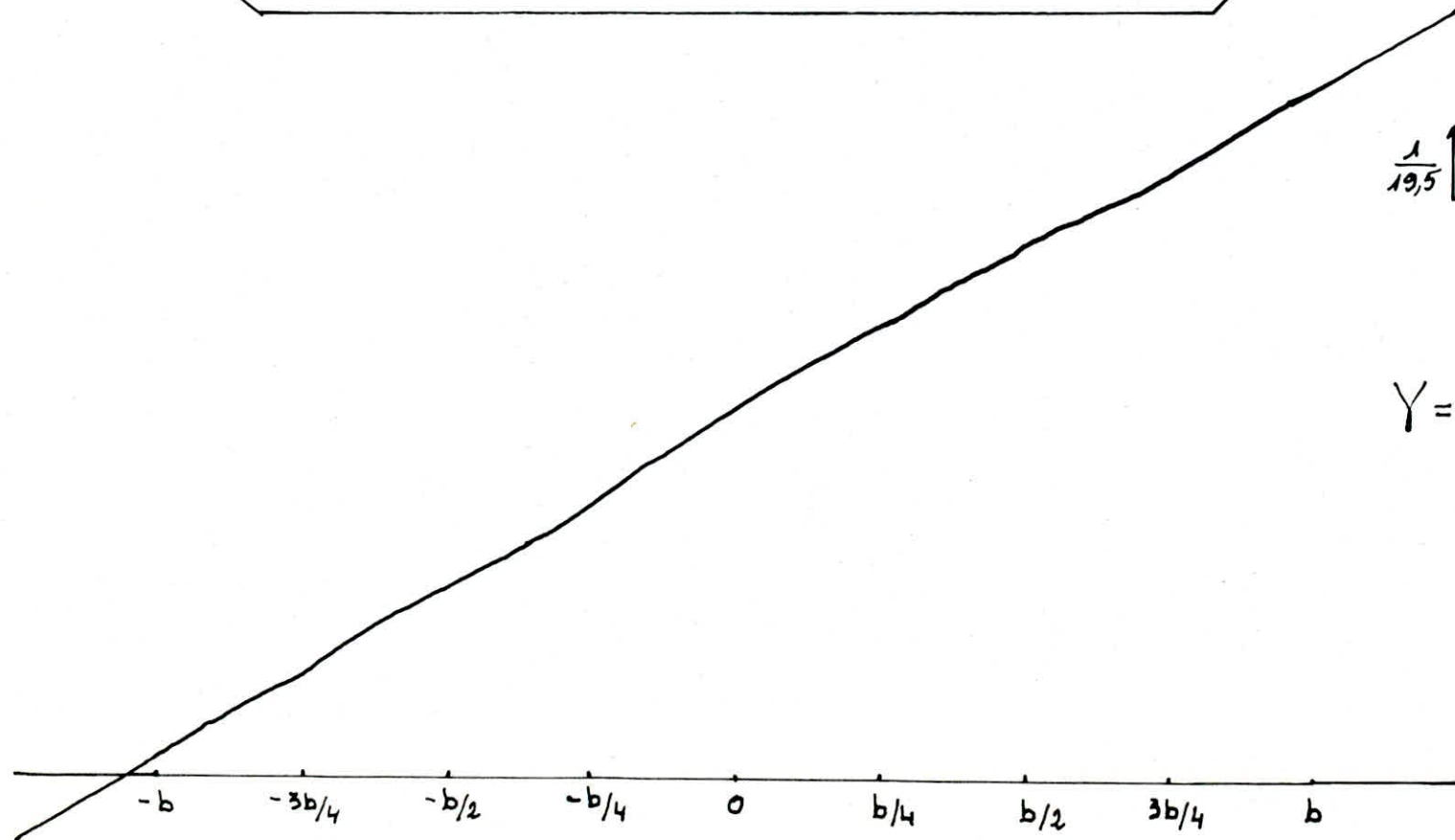
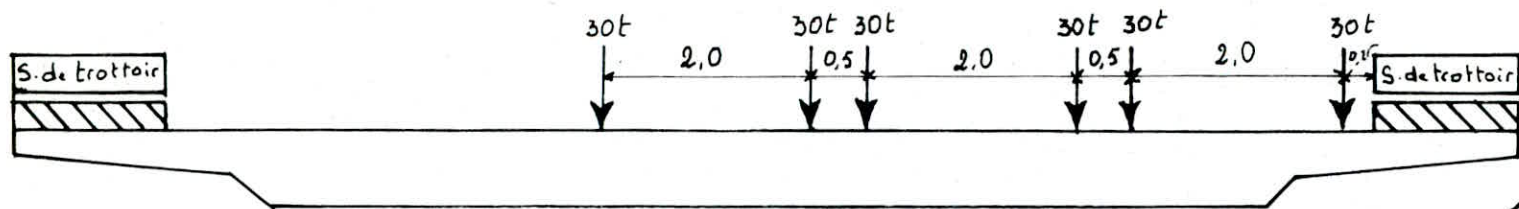
type D



Charge Permanente G

Surcharge A

Systeme D

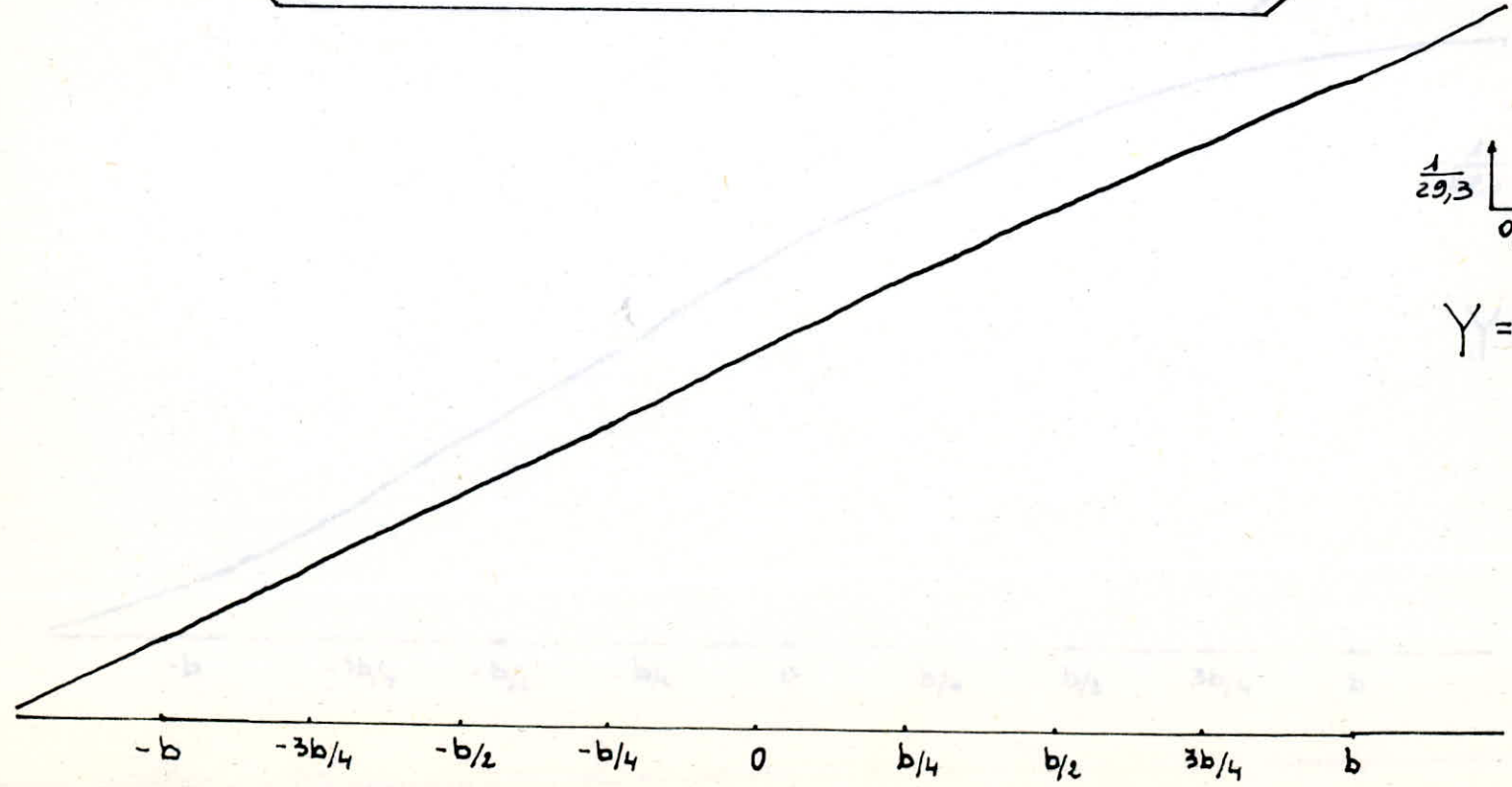
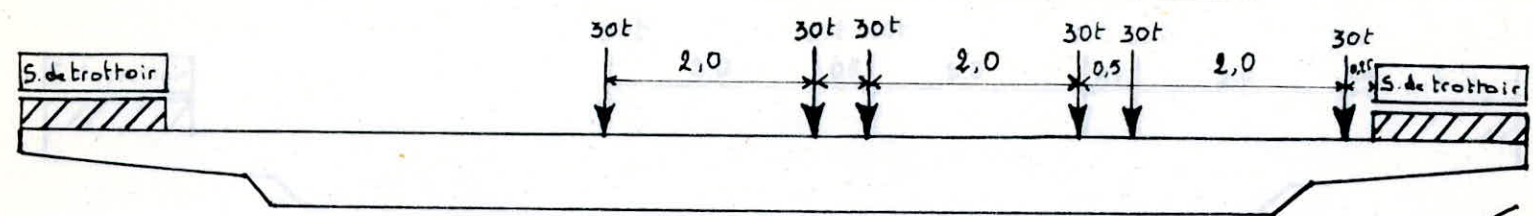


$$Y = \frac{3b}{4}$$

Charge Permanente G

Surcharge A

Surcharge B



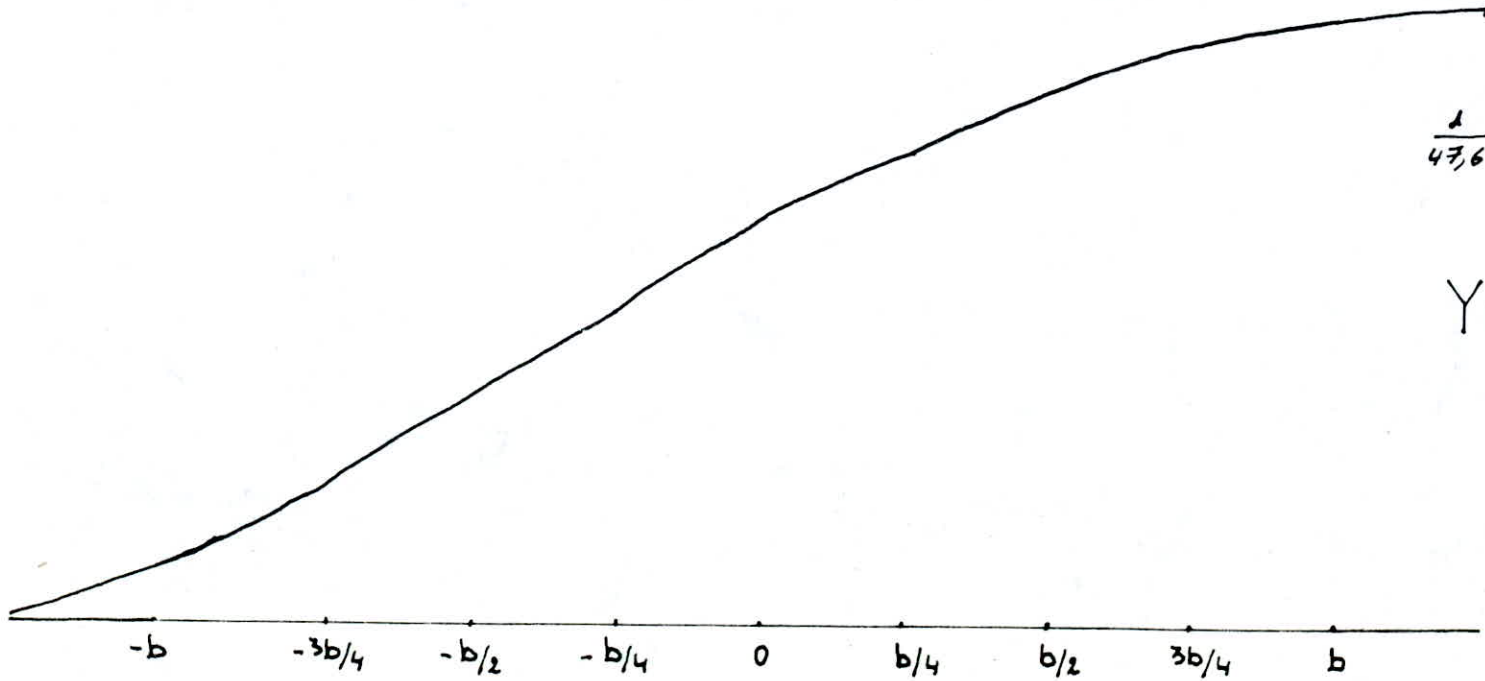
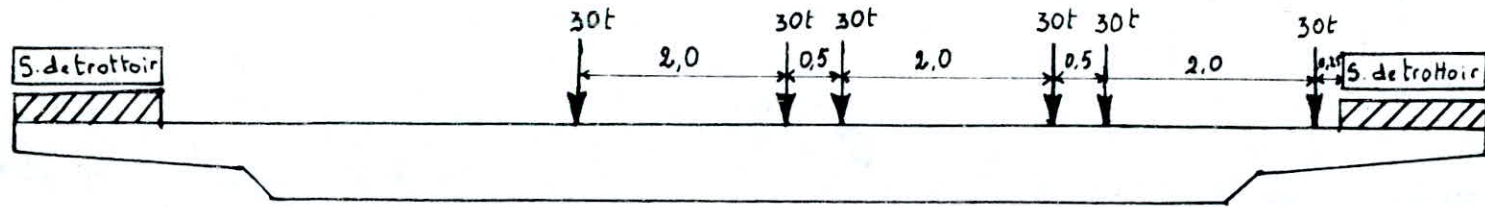
$\frac{1}{29,3}$
 $0,71$

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

Charge permanente G

Surcharge A

type D



$$\frac{1}{47,6} \begin{matrix} \uparrow \\ \downarrow \end{matrix}$$

0,71

$$Y = \frac{ql^3}{4b}$$

Tableau récapitulatif des coefficients k_a pour chaque type de chargement :

	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
Charge Permanente	1	1	1	1	1
Système Bc	1,0034	1,0281	1,0568	1,0844	1,1111
Surcharge A	1	1	1	1	1
Système Mc120	1,0050	1,0460	1,0985	1,1494	1,1988
Convoi type D	1,0061	1,0340	1,0628	1,0894	1,1163
Surcharge de trottoirs	0,9867	0,9841	1,0035	1,0137	1,0248

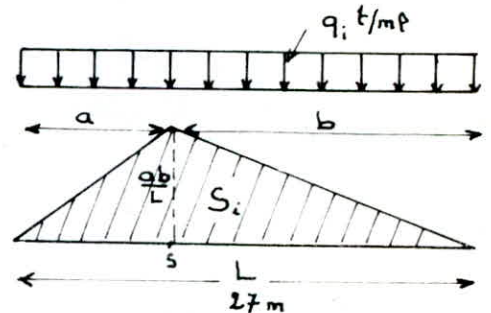
MOMENTS FLECHISSANTS

Les charges et surcharges sont placées de façon à engendrer le moment max et ceci pour chaque section. On déterminera les aires S_i pour les charges réparties et les ordonnées y_i pour les charges concentrées

1. Moments longitudinaux sous charges uniformément réparties sur L :

La ligne d'influence montre que le moment maximal au niveau de n'importe quelle section s sera obtenu en surchargeant le pont sur toute sa longueur L
D'où

$$M_{smax} = q_i \cdot S_i$$

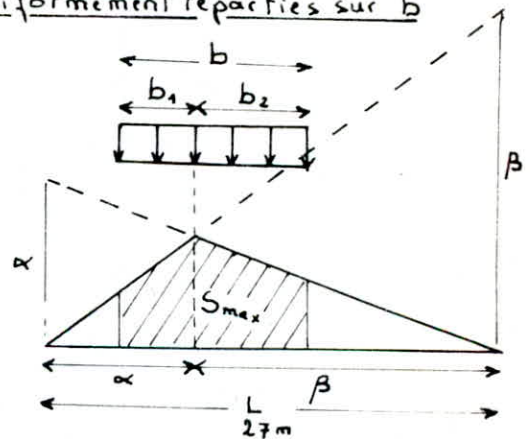


2. Moments longitudinaux sous charges uniformément réparties sur b

On est obligé dans ce cas de calculer le positionnement qui va engendrer le moment max, donc l'aire de la ligne d'influence la plus grande

$$S = \left[\frac{(\alpha - b_1)\beta}{27} + \frac{\alpha\beta}{27} \right] \frac{b_1}{2} + \left[\frac{\alpha}{27}(\beta - b_2) + \frac{\alpha\beta}{27} \right] \frac{b_2}{2}$$

$$= \left[\frac{-27b_1 + \alpha b}{2 \cdot 27} \right] b_1 + \left[\frac{2\alpha\beta - \alpha(b - b_1)}{2 \cdot 27} \right] b$$



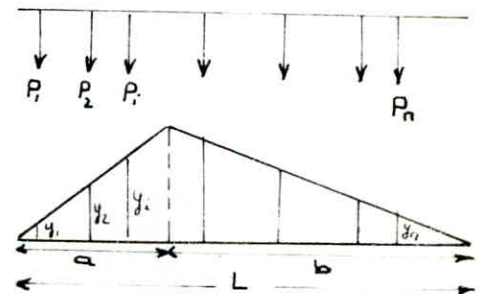
Pour avoir $S_{max} \Rightarrow \frac{dS}{db_1} = 0 \Rightarrow \frac{-2 \cdot 27 \cdot b_1 + \alpha b}{2 \cdot 27} + \frac{\alpha \cdot b}{2 \cdot 27} = 0$

D'où $b_1 = \frac{\alpha \cdot b}{27} \rightarrow S_{max} \rightarrow M_{smax} = q \cdot S_{max}$

3. Moments longitudinaux sous charges ponctuelles

La valeur d'une sollicitation dans une section S dépendra seulement de la position des véhicules dans le sens longitudinal.

Le moment fléchissant en "S" sera maximum en déplaçant une charge P_i et telle que la situation suivante soit vérifiée :



$$\frac{\sum_{\alpha=1}^L P_{\alpha}}{a} > \frac{\sum_{\alpha=1}^n P_{\alpha}}{b} \quad \text{Si } P_i \text{ est placée à gauche de } s$$

$$\frac{\sum_{\alpha=1}^L P_{\alpha}}{a} < \frac{\sum_{\alpha=1}^n P_{\alpha}}{b} \quad \text{Si } P_i \text{ est placée à droite de } s$$

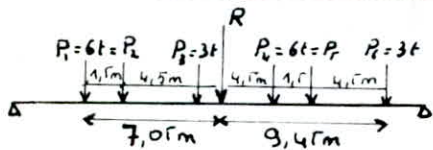
Alors le moment maximal dans la section s sera :

$$M_{smax} = \sum_{\alpha=1}^n P_{\alpha} \cdot y_{\alpha} \quad \text{avec } P_i \text{ en } s$$

. Cas du système Bc

- Recherche de la section dangereuse

. Théorème de BARRE



$$\sum M/P_1 = 0 \quad \text{avec } R = 30t$$

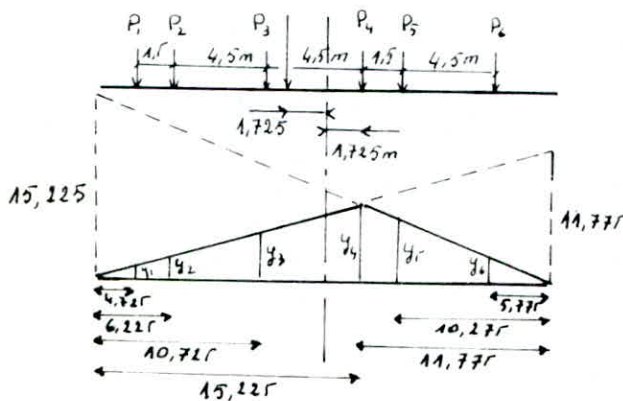
$$\frac{6 \cdot 0 + 6 \cdot 1,7 + 3 \cdot 6 + 6 \cdot 10,7 + 6 \cdot 12 + 3 \cdot 16,7}{30} = x$$

D'où $x = 7,05m$ $x' = 16,7 - 7,05 = 9,45m$

Pour trouver la charge P_i sous laquelle le moment est maximal on utilise l'inégalité suivante : $\sum_{\alpha=1}^{i-1} P_{\alpha} < R/2 < \sum_{\alpha=i}^n P_{\alpha}$ soit :

- . $P_1 : 0 < 15 > 6$. Non
- . $P_2 : 6 < 15 > 12$. Non
- . $P_3 : 12 < 15 < 15$. Convient
- . $P_4 : 15 < 15 < 21$. Convient
- . $P_5 : 21 > 15 < 27$. Non
- . $P_6 : 27 > 15 < 30$. Non

C'est au droit des charges P_3 et P_4 que le moment sera maximal, mais après avoir fait des calculs on s'est rendu compte que c'est la charge $P_4 = 6t$ qui est prépondérante



On trouve :

$$y_1 = 2,06m \quad y_2 = 2,717m \quad y_3 = 4,677m$$

$$y_4 = 6,640m \quad y_5 = 5,794m \quad y_6 = 3,276m$$

$$M = \sum P_i y_i = 127,053 \text{ tm}$$

Soit donc pour 6 files (3voies chargées)

$$M = 6 \cdot 127,053 = 762,318 \text{ tm}$$

Enfinement $M_r = M \cdot b \cdot b_c = 762,318 \cdot 0,97 \cdot 1,085 = 785,759 \text{ tm}$

Tableau des moments fléchissants longitudinaux dans les différentes sections :

Sections	Charge Permanente G	Surcharge A	Syst. Bc $\delta = 1,085$ $b_c = 0,95$	Convoi type D	Surcharge Trottoirs	Système Mc120 $\delta = 1,077$
0,0P	—	—	—	—	—	—
0,1P	1325,322	358,00	320,048	367,045	13,778	232,780
0,2P	2356,128	636,45	539,907	652,524	24,494	440,528
0,3P	3092,418	835,33	692,973	856,438	32,148	579,174
0,4P	3534,192	954,67	779,247	978,786	36,742	660,793
0,5P	3681,450	994,45	765,332	1019,569	38,272	688,327
Sect. dang = 15,225m	3621,342	977,64	785,759	1002,600	37,647	676,950

• Même tableau avec prise en compte du coefficient de répartition transversale correspondant à chaque système de charge :

Sections	Charge Permanente G	Surcharge A	Syst Bc $\delta = 1,085$ $b_c = 0,95$	Convoi type D	Surcharges Trottoirs	Système Mc120 $\delta = 1,077$
K_x	1,00	1,00	1,1111	1,1163	1,0248	1,1988
0,0P	—	—	—	—	—	—
0,1P	1325,322	358,00	355,605	409,732	14,119	297,059
0,2P	2356,128	636,45	599,891	728,412	25,100	528,105
0,3P	3092,418	835,33	769,962	956,042	32,945	693,115
0,4P	3534,192	954,67	865,821	1092,619	37,653	792,159
0,5P	3681,450	994,45	850,360	1138,145	39,221	825,166
Sect. dang = 15,225m	3621,342	977,64	873,057	1119,202	37,647	811,528

PRECONTRAINTE

Introduction

Pour exercer une précontrainte donnée dans une section, nous disposons de 2 paramètres : l'intensité de la précontrainte P et son excentricité e . Il faudra s'efforcer d'établir une sorte d'équilibre entre d'une part, les moments M_G et M_Q dus au poids propre et aux surcharges éventuelles et, d'autre part, le moment de précontrainte $M_p = N \cdot e$.

Dans notre cas nous avons une dalle, que l'on peut assimiler à une poutre en T, reposant sur 2 appuis libres, les moments M_G et M_Q sont maximaux positifs dans la zone centrale et vont en diminuant vers les appuis, où ils s'annulent; il convient donc dans ce cas, que le moment de précontrainte soit maximal et négatif dans la zone centrale et diminue en allant vers les appuis où il devra s'annuler approximativement.

Les câbles doivent être disposés en respectant les enrobages minimum ainsi que les entreaxes imposés par les règlements et ce dans le but de pouvoir assurer le bétonnage jusqu'au fond du coffrage et la parfaite vibration ainsi qu'un parfait enrobage de chaque gaine afin de protéger le câble contre la corrosion et d'assurer aussi l'adhérence des gaines au béton.

Dans la partie centrale : la totalité des câbles est placée à l'excentricité maximale négative.

Entre la partie centrale et l'appui, une zone de relevage des câbles donc une diminution de la valeur absolue de l'excentricité par relevage du centre de gravité de l'ensemble des câbles, d'où une diminution progressive du moment de précontrainte $M_p = N \cdot e$.

A l'appui : les câbles sortent ordinairement sur la face d'about; suivant une répartition à peu près uniforme de façon que leur centre de gravité coïncide approximativement avec le centre de gravité de la section, ainsi l'excentricité étant presque nulle, le moment de précontrainte s'annule à l'appui.

Calcul des différentes contraintes

Il faut vérifier que dans tous les états de charges, les contraintes totales en tout point de la section restent comprises entre les limites admissibles $\bar{\sigma}$ (compression) et $\bar{\sigma}'$ (traction) d'où :

Service à vide	- Fibre supérieure	$\sigma = \sigma_p + \sigma_G$	} $\bar{\sigma}' \leq \sigma \leq \bar{\sigma}$
	- Fibre inférieure	$\sigma' = \sigma_p' + \sigma_G'$	
Service en charge	- Fibre supérieure	$\sigma = \sigma_p + \sigma_G + \sigma_Q$	} $\bar{\sigma}' \leq \sigma \leq \bar{\sigma}$
	- Fibre inférieure	$\sigma' = \sigma_p' + \sigma_G' + \sigma_Q'$	

On a : $I_x = 2,09712 \text{ m}^4$ $S = 14,291 \text{ m}^2$ $v_s = 0,594 \text{ m}$ $v_i = v' = 0,706 \text{ m}$

. Contraintes sous poids propre : $M_G = 3681,45 \text{ tm}$

- Fibre supérieure : $\sigma_G = \frac{M_G \cdot v_s}{I} = \frac{3681,45 \cdot 10^5 \cdot 59,4}{2,09712 \cdot 10^8} = 104,27 \text{ kg/cm}^2$

- Fibre inférieure : $\sigma'_G = -\frac{M_G \cdot v_i}{I} = -\frac{3681,45 \cdot 10^5 \cdot 70,6}{2,09712 \cdot 10^8} = -123,94 \text{ kg/cm}^2$

. Contraintes sous surcharges (D+T) : $M_Q = 1177,37 \text{ tm}$

- Fibre supérieure : $\sigma_Q = \frac{M_Q \cdot v_s}{I} = \frac{1177,37 \cdot 10^5 \cdot 59,4}{2,09712 \cdot 10^8} = 33,35 \text{ kg/cm}^2$

- Fibre inférieure : $\sigma'_Q = -\frac{M_Q \cdot v_i}{I} = -\frac{1177,37 \cdot 10^5 \cdot 70,6}{2,09712 \cdot 10^8} = -39,64 \text{ kg/cm}^2$

On doit avoir : $\sigma'_p \geq \sigma'_G + \sigma'_Q = 39,64 + 123,94 = 163,58 \text{ kg/cm}^2$

Pour le calcul des contraintes élémentaires σ_p et σ'_p on applique simplement les formules de calcul relatives à la flexion composée. Si N est la force normale de précontrainte appliquée à la section avec une excentricité e. Le moment de précontrainte a pour valeur $M_p = N \cdot e$ e étant prise avec son signe : (+) au dessus du centre de gravité
(-) " dessous " " "

- Fibre supérieure $\sigma_p = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{e \cdot v}{i^2} \right)$

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

Avec : $e = -v' + d' = -70,6 + 11,5 = 59,1 \text{ cm}$ $v' = 70,6 \text{ cm}$

$i^2 = \frac{I}{B} = \frac{2,097 \cdot 10^8}{14,291 \cdot 10^4} = 1467,36 \text{ cm}^2$

$\sigma'_p = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{e \cdot v'}{i^2} \right) \geq 163,58 \Rightarrow N \geq \frac{163,58 \cdot B}{\left(1 - \frac{e \cdot v'}{i^2} \right)} = 6082,2 \text{ t}$

$N \geq 6082,2 \text{ t}$

On estime les différentes pertes à 25% $\Rightarrow N \geq 7602,75 \text{ t}$

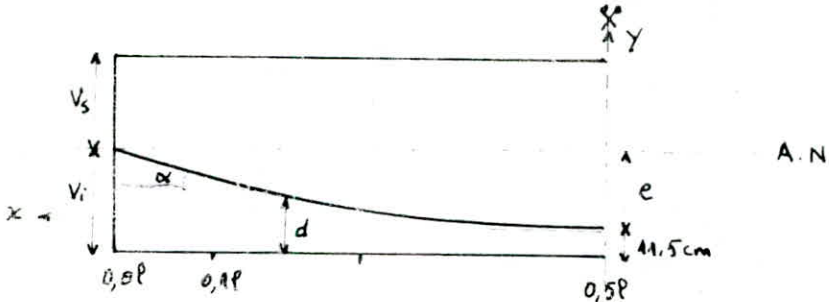
Soit P la force maximale initiale à l'ancrage : $P = \text{Min}(0,85 F_{kg}; 0,92 T_g)$
 $F_{kg} = 176,4 \text{ t}$ $T_g = 156,8 \text{ t}$ $\Rightarrow P = \text{Min}(149,94; 144,28) = 144,28 \text{ t}$

Donc le nombre de câbles de précontraint sera : $n = \frac{N}{P} = \frac{7602,75}{144,28} = 53$

Donc on aura 53 câbles de 7T15

Tracé des cables :

Dans la section médiane la totalité des cables est placée à l'excentricité maximale (bas de la nervure) en une seule nappe. Entre les sections médiane et about on a un relevage des cables suivant 2 nappes respectant des tracés réguliers à savoir dans notre cas 2 paraboles, de sorte à essayer d'avoir à l'about une excentricité nulle entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des cables et par conséquent un moment nul à l'about. Ces 2 nappes comportent respectivement 26 et 27 cables.



Parabole : $y = ax^2$ $e = a(P/2)^2 \Rightarrow a = \frac{4 \cdot e}{P^2}$

$y = \frac{4 \cdot e}{P^2} x^2$ $\alpha = \text{Arctg} \frac{8e \cdot x}{P^2}$

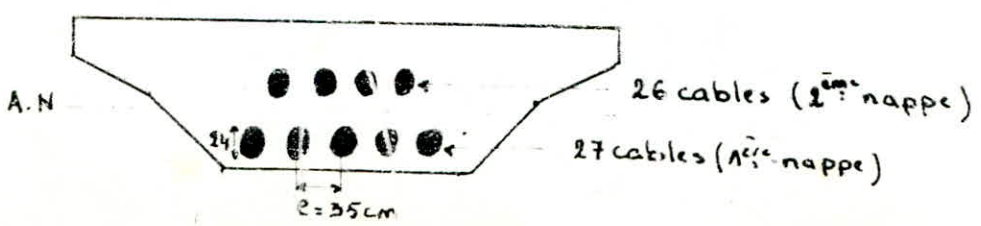
Ainsi pour chaque section on calcule y et par conséquent l'enrobage

$d : d = y + 11,5$ $y = \frac{4 \cdot 59,1}{27^2} x^2 = 32,428 \cdot 10^{-2} x^2$

Les caractéristiques du cable sont données par le tableau suivant :

Sections	0,0P x=13,5m	0,1P x=10,8m	0,2P x=8,1m	0,3P x=5,4m	0,4P x=2,7m	0,5P x=0
y (m)	59,100	37,824	21,276	9,456	2,364	0,000
α °	5,004	4,007	3,007	2,006	1,003	0,000
d (m)	70,600	49,324	32,776	20,956	13,864	11,500

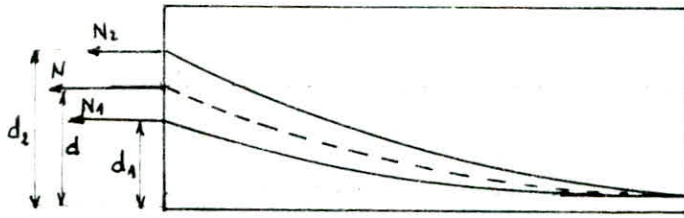
À l'about la largeur de la dalle centrale ne suffisant pas à contenir l'ensemble des cables en une seule nappe, on choisit la disposition qui consiste à disposer 2 nappes : une inférieure de 27 cables, l'autre supérieure de 26 cables.



Détermination des équations des 2 nappes :

A l'about on doit avoir une excentricité nulle.

A mi-travée on prend un encrobage minimum de $d = 11,5 \text{ cm}$



Equilibre des moments : $N \cdot d = N_1 \cdot d_1 + N_2 \cdot d_2$ Avec $N_1 = 27P$ $N_2 = 26P$ $N = 53P$

Donc l'équilibre devient : $53d = 27d_1 + 26d_2$

On choisit d_1 de telle manière que $d_1 > 18,5 \text{ cm}$ (encrobage minimum à l'about)

$$d_2 = \frac{53d - 27 \cdot d_1}{26} \quad \text{on prend } d_1 = 52 \text{ cm (à l'about)} \quad d = 70,6 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{53 \cdot 70,6 - 27 \cdot 52}{26} = 89,91 \text{ cm}$$

• Equation des cables de la 1^{ère} nappe :

$$y_1 = \frac{4(0,52 - 0,115)}{(27)^2} \cdot x^2 = \frac{x^2}{450} \quad y_1 = \frac{x^2}{450}$$

• Equation des cables de la 2^{ème} nappe

$$y_2 = \frac{4(0,8991 - 0,115)}{(27)^2} \cdot x^2 = \frac{x^2}{232,432} \quad y_2 = \frac{x^2}{232,432}$$

Si sur la 1^{ère} nappe agit une force N_1 et sur la 2^{ème} nappe N_2 , la force résultante sur le cable équivalent sera $N = N_1 \cos \alpha_1 + N_2 \cos \alpha_2$

Le tableau ci-dessous résume les caractéristiques des 2 nappes ainsi que le calcul de la force N et de l'excentricité d du cable équivalent

Sections	0,0P $x = 13,5 \text{ m}$	0,1P $x = 10,8$	0,2P $x = 8,1$	0,3P $x = 5,4$	0,4P $x = 2,7$	0,5P $x = 0$
y_1 (cm)	40,500	25,920	14,580	6,480	1,620	0,000
y_2 (cm)	78,410	50,180	28,230	12,550	3,137	0,000
α_1 °	3,3990	2,7206	2,0411	1,3611	0,6806	0,000
α_2 °	6,6220	5,3064	3,9848	2,6589	1,3301	0,000
$\cos \alpha_1$	0,9982	0,9989	0,9993	0,9997	0,9999	1,000
$\cos \alpha_2$	0,9933	0,9957	0,9976	0,9989	0,9997	1,000
$N_1 \cos \alpha_1$	3092,93	3095,10	396	3097,61	3098,28	3098,505
$N_2 \cos \alpha_2$	2963,81	2970,94	2976,58	2980,52	2982,94	2983,74
N	6056,75	6066,04	6073,08	6078,13	6081,22	6082,245
d	70,60	49,32	32,77	20,96	13,86	11,50

Fuseaux limites

1^{er} Fuseau limite : C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le tracé du câble équivalent pour qu'il n'y ait pas de traction sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes.

Coordonnées du noyau central (par rapport à l'axe neutre)

$$a = \eta \cdot V_s = 0,3499 \cdot 59,4 = 20,78 \text{ cm}$$

$$a' = -\eta \cdot V_i = -0,3499 \cdot 70,6 = -24,7 \text{ cm}$$

Limites du 1^{er} Fuseau limite :

Soient e_s = limite supérieure et e_i = limite inférieure

$$\begin{cases} e_s = a - \frac{M_G + M_Q}{N} = \eta \cdot V_s - \frac{M_G + M_Q}{N} \\ e_i = a' - \frac{M_G}{N} = -\eta \cdot V_i - \frac{M_G}{N} \end{cases}$$

2^{ème} Fuseau limite :

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le câble équivalent pour que la contrainte maximale reste inférieure ou égale à la contrainte admissible de compression sur les 2 fibres extrêmes.

Limites du 2^{ème} Fuseau limite :

$$\text{limite supérieure} : S_2 = \left(\frac{\sqrt{\sigma_b} \cdot B}{N} - 1 \right) \eta \cdot V_i - \frac{M_G + M_Q}{N}$$

$$\text{limite inférieure} : S_1 = - \left(\frac{\sqrt{\sigma_b} \cdot B}{N} - 1 \right) \eta \cdot V_s - \frac{M_G}{N}$$

Avec : $\sqrt{\sigma_b}$: contrainte de compression admissible

B : aire de la section de béton

L'excentricité du câble équivalent est déduite du précédent tableau par :
 $e = -V_i + d = -70,6 + d$. Le tracé du câble équivalent doit se trouver dans l'intersection du 1^{er}, 2^{ème} fuseau et de la dalle.

Soient : α_s : limite supérieure du fuseau résultant

α_i : limite inférieure du fuseau résultant

Les résultats sont donnés par le tableau ci-dessous :

Sections	0,0ℓ	0,1ℓ	0,2ℓ	0,3ℓ	0,4ℓ	0,5ℓ
$e = d - V_i$	0,00	-21,28	-37,83	-49,64	-56,74	-59,10
N (t)	6056,75	6066,04	6073,08	6078,130	6081,22	6082,245
M _G	0,000	1325,322	2356,128	3092,418	3534,192	3681,450
M _{G+Q}	0,000	1749,173	3109,640	4081,405	4665,462	4858,816
e_i	-24,70	-46,55	-63,49	-75,58	-82,82	-85,23
e_s	20,78	-8,05	-30,42	-46,37	-55,93	-59,1
S_{1i}	-51,3	-73,04	-89,91	-101,93	-109,15	-111,53
S_{2s}	60,97	32,00	9,54	-6,48	-16,07	-19,27
α_i	-24,70	-46,55	-63,49	-75,58	-82,82	-85,23
α_s	20,78	-8,05	-30,42	-46,37	-55,93	-59,10

On constate bien que dans tous les cas $\alpha_i < e < \alpha_s$ donc le choix du tracé est convenable.

PERTES ET CHUTES DES TENSIONS

Introduction :

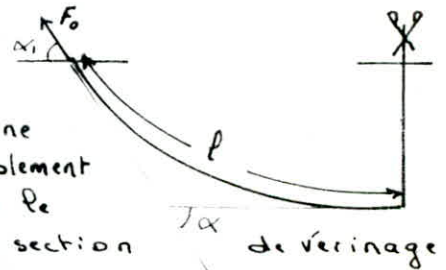
Plusieurs phénomènes inévitables tendent à réduire l'intensité de l'effort de traction dans l'acier. Ces phénomènes sont attribuables au comportement des matériaux, au mode de précontrainte et au procédé de mise en tension. En ce qui concerne les matériaux, les phénomènes qui produisent des pertes de tension sont le raccourcissement élastique, le retrait et le fluage du béton et la relaxation de l'acier. Quant au mode de précontrainte, dans le cas de précontrainte par post-tension, le frottement de l'armature sur sa gaine lors de la mise en tension cause une réduction de la force de traction dans l'acier le long du câble en s'éloignant de l'extrémité active. Enfin les pertes de tension à l'ancrage dues à la rentrée d'ancrage et à la déformation du corps d'ancrage, dépendent du procédé de mise en tension. Pour l'étude des pertes de tension on distinguera 2 types de pertes :

- Les pertes instantanées
- Les pertes différées.

A. 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 de vérinage. La tension en un point M sera donnée par :



$$F_M = F_0 (1 - f \cdot \alpha - \varphi l) \quad \text{soit en contraintes: } \sigma_M = \sigma_0 (1 - f \cdot \alpha - \varphi l)$$

D'où $\Delta \sigma_{fr} = \sigma_0 (f \alpha + \varphi l)$

Avec : σ_0 : contrainte initiale à l'ancrage $\sigma_0 = \min \{ 0,85 R_g, 0,9 T_g \} = 147 \text{ kg/mm}^2$

α : Déviation angulaire exprimée en radians

f : coefficient de frottement fils-gaine. $f = 0,2$

φ : Déviation angulaire parasite. $\varphi = 0,0016 \text{ rd/m}$

l : longueur courbe donnée par la formule ci-dessous :

$$l = \frac{1}{4\alpha} \left[2\alpha x \sqrt{1 + (2\alpha x)^2} + \text{Ln} \left(2\alpha x + \sqrt{1 + (2\alpha x)^2} \right) \right]$$

2. Recul d'ancrage

Dans tous les procédés de mise en tension, lors du transfert de l'effort de traction du vérin à l'ancrage, il se produit des pertes de tension dans l'acier au voisinage de son ancrage. Ces pertes sont dues à la déformation du mécanisme d'ancrage et au glissement dans les ancrages.

$$q = \int_0^{L_g} \Delta \sigma_y dy = \int_0^{L_g} \Delta \sigma_y dy$$

Cette intégrale mesure l'aire de la surface triangulaire hachurée

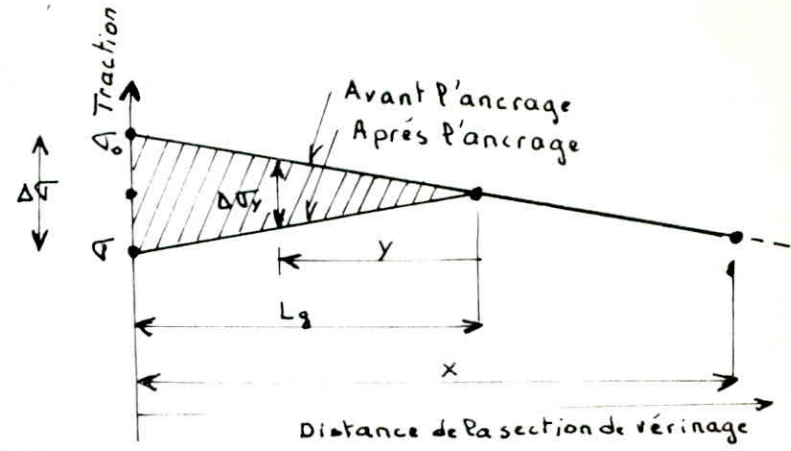
On peut écrire :

$$\Delta \sigma_y = \Delta \sigma_x \frac{y}{L_g}$$

$$\frac{\Delta \sigma_x}{x} = \frac{\sigma_i - \sigma_x}{x} = \frac{\sigma'_i - \sigma_g}{L_g}$$

$$\frac{\sigma_g - \sigma'_i}{L_g} = \frac{0,5 \Delta \sigma_i}{L_g} = \frac{\Delta \sigma_x}{x}$$

D'où $L_g = \left(\frac{g \cdot E_a \cdot x}{\Delta \sigma_x} \right)^{1/2}$



A l'about : $\Delta \sigma_i = 2 \frac{L_g}{x} \Delta \sigma_x$

A une abscisse y : $\Delta \sigma_y = \Delta \sigma_x \frac{y}{L_g}$

3. Raccourcissement

Les câbles sont de même type et ils seront mis en tension en totalité à 7 jours. La perte moyenne affectant chacune des armatures sera :

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

σ'_b : Contrainte du béton au niveau du centre de gravité dans la section considérée. Dans un premier temps on prendra forfaitairement $\Delta \sigma_{\text{racc}} = 300 \text{ kg/cm}^2$ sous réserve de vérification après calcul de σ'_b .

Evaluation numérique des pertes instantanées aux différentes sections :

1. Frottement

Sections		0,0ℓ	0,1ℓ	0,2ℓ	0,3ℓ	0,4ℓ	0,5ℓ
Cable de la 1 ^{ère} Nappe	ℓ	0	2,7000	5,4001	8,1004	10,801	13,502
	$\alpha \text{ nd}$	0	$1,18 \cdot 10^{-2}$	$2,37 \cdot 10^{-2}$	$3,56 \cdot 10^{-2}$	$4,75 \cdot 10^{-2}$	$5,93 \cdot 10^{-2}$
	$F\alpha + \varphi\ell$	0	$6,68 \cdot 10^{-3}$	$13,38 \cdot 10^{-3}$	$20,08 \cdot 10^{-3}$	$26,8 \cdot 10^{-3}$	$33,46 \cdot 10^{-3}$
	$\Delta \sigma_{\text{frot}} [\text{kg/cm}^2]$	0	0,9686	1,940	2,910	3,885	4,852
Cable de la 2 ^{ème} Nappe	ℓ	0	2,70006	5,4005	8,1016	10,804	13,507
	$\alpha \text{ nd}$	0	$2,3 \cdot 10^{-2}$	$4,61 \cdot 10^{-2}$	$6,92 \cdot 10^{-2}$	$9,24 \cdot 10^{-2}$	$11,56 \cdot 10^{-2}$
	$F\alpha + \varphi\ell$	0	$8,92 \cdot 10^{-3}$	$17,86 \cdot 10^{-3}$	$26,8 \cdot 10^{-3}$	$35,77 \cdot 10^{-3}$	$44,73 \cdot 10^{-3}$
	$\Delta \sigma_{\text{frott}} [\text{kg/cm}^2]$	0	1,29	2,59	3,89	5,19	6,49
	$\Delta \sigma_{\text{frot}} \text{ moy}$	0	1,13	2,27	3,40	4,54	5,67

2. Recul d'ancrage

		Sections						
		L_g	0,0ℓ	0,1ℓ	0,2ℓ	0,3ℓ	0,4ℓ	0,5ℓ
1 ^{ère} Nappe	$\Delta \sigma_{\text{recul}} \text{ kg/mm}^2$	19,74	14,187	12,25	10,30	8,36	6,42	4,48
2 ^{ème} Nappe	$\Delta \sigma_{\text{recul}} \text{ kg/mm}^2$	17,07	16,40	13,80	11,21	8,62	6,02	3,42
	$\Delta \sigma_{\text{recul}} \text{ moy}$		15,29	13,03	10,75	8,49	6,22	3,95

B. Pertes Différées :

1. Retrait du béton

Le retrait du béton occasionne une déformation en raccourcissement qui est en général évaluée à $\frac{\Delta P}{P} = 2,5 \cdot 10^{-4}$ en moyenne. Les câbles subiront alors une chute de tension $\frac{\Delta \sigma'_i}{E_a} = \frac{\Delta P}{P} \Rightarrow \Delta \sigma'_i = 2,5 \cdot 10^{-4} \cdot 2 \cdot 10^6 = 500 \text{ kg/cm}^2$

2. Fluage du béton

Pour le fluage du béton nous avons approximativement une déformation différée moyenne pour l'ensemble des câbles égale à $2 \frac{\Delta P}{P}$ où $\frac{\Delta P}{P}$ est la déformation instantanée du béton. Soit $\Delta \sigma'_i$ la chute de tension des fils et σ'_b la contrainte du béton au niveau des câbles en kg/cm^2

$$\frac{\Delta \sigma'_i}{E_a} = 2 \frac{\Delta P}{P} = 2 \frac{\sigma'_b}{E_i} \quad \text{Avec} \quad \begin{aligned} \sigma'_b &= 90 \text{ kg/cm}^2 \text{ en moyenne} \\ E_i &= 40 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2 \\ E_a &= 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{D'où } \Delta \sigma'_i = 900 \text{ kg/cm}^2$$

3. Relaxation

C'est une perte de tension d'un fil d'acier tendu à une contrainte relativement élevée entre 2 points fixes c'est à dire sous une longueur cte, la contrainte initiale tend à diminuer. En un point déterminé d'une armature, non tordonnée une valeur de la relaxation au moins égale à la plus élevée des 2 valeurs suivantes

$$\Delta \sigma_p = \text{Max} \left\{ \begin{aligned} &\frac{9,6}{100} p_{1000} \left(\frac{\sigma_{p_i}}{R_g} - 0,55 \right) \sigma_{p_i} \\ &4 \left(\frac{p_{3000} + 2,7}{100} \right) \left(\frac{\sigma_{p_i}}{R_g} - 0,55 \right) \sigma_{p_i} \end{aligned} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Majoration de 20\%} \\ \text{pour des armatures} \\ \text{tordonnées} \end{array}$$

Avec : - σ_{p_i} : contrainte initiale après pertes instantanées

$$\sigma_{p_i} = \sigma_0 - \Delta \sigma_{\text{grat}} - \Delta \sigma_{\text{recul}} - \Delta \sigma_{\text{tracc}}$$

- R_g : contrainte de rupture garantie : 18000 kg/cm^2

- $\sigma_0 = \min \{ 0,87 R_g ; 0,9 T_g \} = \min \{ 154,147 \} = 147 \text{ kg/mm}^2$

- $\Delta \sigma_{\text{tracc}} = 300 \text{ kg/cm}^2$

- $p_{1000} = 3\%$ et $p_{3000} = 3,5\%$

· Finalement la perte finale de tension différée sera égale à

$$\left\{ \begin{aligned} \Delta \sigma_{diff} &= \Delta \sigma_{ret} + \Delta \sigma_{flu} + \Delta \sigma_g - \Delta \sigma_g \frac{\Delta \sigma_{ret} + \Delta \sigma_{flu}}{\sigma_{p.i.} - 0,55 R_g} \\ \text{si } \Delta \sigma_{ret} + \Delta \sigma_{flu} < \Delta \sigma - 0,55 R_g &\Rightarrow 14,27 \text{ OK} \\ \Delta \sigma_g &\text{ étant majorée de } 20\% \end{aligned} \right.$$

Sections	0,0ℓ	0,1ℓ	0,2ℓ	0,3ℓ	0,4ℓ	0,5ℓ
$\Delta \sigma_{recl}$	15,29	13,03	10,75	8,49	6,22	3,95
$\Delta \sigma_{grot}$	0	113	227	340	454	567
$\sigma_{p.i.} \text{ kg/mm}^2$	126,71	127,84	128,98	130,11	131,24	132,38
$\Delta \sigma_g \text{ kg/mm}^2$	6,74	7,08	7,42	7,77	8,10	8,48
$\Delta \sigma_{différée} \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$	4,68	17,64	17,96	18,27	18,60	18,92

· Ces résultats correspondent à la phase finale au temps infini

Contraintes dans les armatures à considérer au cours des différentes phases

Connaissant les contraintes dans les armatures au cours des différentes phases nous en déduisons les forces de précontrainte correspondantes. La réglementation nous impose à considérer 3 phases distinctes :

1 - Phase initiale de la mise en tension : $\sigma_{p_i} = \sigma_0 - \Delta \sigma_{instantanées}$

2 - Phase finale au temps infini : $\sigma_{p_{\infty}} = \sigma_{p_i} - \Delta \sigma_{différées \infty}$

3 - Phase de mise en service au temps 90 jours : $\sigma_{p_{90}} = \sigma_{p_i} - \Delta \sigma_{différées 90j}$

Avec : $\Delta \sigma_{diff 90} = \Delta \sigma_{g 90j} + \Delta \sigma_{ret 90j} + \Delta \sigma_{flu 90j}$

où Relaxation à 90j $\Rightarrow \Delta \sigma_{g 90j} = 0,55 \Delta \sigma_{g \infty}$

Retrait à 90j $\rightarrow \Delta \sigma_{ret 90j} = 0,45 \Delta \sigma_{ret \infty}$

Fluage à 90j $\Rightarrow \Delta \sigma_{flu 90j} = 0,45 \Delta \sigma_{flu \infty}$

Les pertes au temps infini étant données dans le tableau ci-dessus, on en déduit facilement les pertes au temps 90j. Les contraintes ainsi que les forces de précontraintes seront données dans le chapitre qui suit sous forme de tableau.

VERIFICATION DES CONTRAINTES

Les vérifications des contraintes se feront suivant les différentes phases correspondant aux différents stades de la construction et sous divers cas de charges et surcharges les plus défavorables

Phase 1

Immédiatement après la mise en tension des armatures de précontrainte, les contraintes sont celles engendrées par :

- La précontrainte des câbles
- Le poids propre de la dalle à vide sans superstructure

Phase 2

On met en place la superstructure et à 90 jours, outre les contraintes engendrées par la précontrainte des câbles on prendra en compte celles dues au poids propre de la dalle avec superstructure

Phase 3

Application à 90 jours des surcharges civiles

Phase 4

Au temps infini, les contraintes étant celles engendrées par

- La précontrainte des câbles
- Le poids propre de la dalle avec superstructure

Phase 5

Application au temps infini des surcharges civiles et militaires

On fera les vérifications au niveau des fibres extrêmes pour chaque section

. Fibre supérieure : $\sigma_s = \frac{N}{S} + \frac{V_s}{I} (M + N \cdot e)$

. Fibre inférieure : $\sigma_i = \frac{N}{S} + \frac{V_i}{I} (M + N \cdot e)$

- Avec :
- N : Force de précontrainte au temps correspondant
 - M : Moment fléchissant engendré suivant les phases par les charges et surcharges appliquées (Dalle vide, Dalle + superstructure, dalle + superstructure + surcharges)
 - e : Excentrement du câble moyen par rapport à la fibre moyenne
 - I : Moment d'inertie net de la section

Contraintes admissibles du béton :

1. A la mise en tension $\bar{\sigma}_b = 0,55 \sigma_{ub} = 0,55 \cdot 3500 = 1925 \text{ t/m}^2$
 $\bar{\sigma}'_b = 0$
2. En service : $\bar{\sigma}_b = 0,42 \cdot \sigma_{ub} = 0,42 \cdot 3500 = 1470 \text{ t/m}^2$
 $\bar{\sigma}'_b = 0$
3. A la rupture : $\bar{\sigma}_b = 0,8 \cdot 3500 = 2800 \text{ t/m}^2$
 $\bar{\sigma}'_b = -0,8 \cdot 280 = -224 \text{ t/m}^2$

Caracteristiques nettes des différentes sections

$I_{x \text{ net}} = I - S_{\text{trous}} d^2$ $I = 2,097 \text{ m}^4$ $S_{\text{trous}} = 53 \cdot S_{\text{gaine}} = 0,1498 \text{ m}^2$

d : distance du cable équivalent à la fibre moyenne

$V_{i(x)} = \frac{(\sum S_i) V_i - S_{\text{cable}} \cdot h(x)}{(\sum S_i) - S_{\text{cable}}}$ h : distance de la fibre inférieure au cable moyen

Sections	d [cm]	I [m ⁴]	V _i [m]	V _s [m]	e [m]
0,0P	0,0	2,0970	0,706	0,594	0,0
0,1P	21,30	2,0900	0,708	0,592	0,2130
0,2P	37,83	2,0756	0,710	0,590	0,3783
0,3P	49,65	2,0601	0,711	0,589	0,4965
0,4P	56,74	2,0488	0,712	0,588	0,5674
0,5P	59,1	2,0447	0,712	0,588	0,5910

- Tableau 1 : Phase initiale. M engendré par dalle vide sans superstructure
- Tableau 2 : Phase 90j. M engendré par dalle vide avec superstructure
- Tableau 3 : Phase 90j. M engendré par dalle avec superstructure plus surcharges civiles
- Tableau 4 : Phase au temps infini. M engendré par dalle vide plus superstructure
- Tableau 5 : Phase au temps infini. M engendré par dalle plus superstructure plus surcharges civiles
- Tableau 5' : Phase au temps infini. M engendré par dalle + superstructure plus surcharges militaires

TABLEAU 1

Sections	0,0P	0,1P	0,2P	0,3P	0,4P	0,5P
∇_{P_i} kg/mm ²	126,71	127,84	128,98	130,11	131,24	132,38
N	6534,31	6592,58	6651,37	6709,64	6767,92	6826,70
M	0,00	1172,057	2083,657	2734,800	3125,485	3255,714
∇_s	462,11	400,47	347,44	303,96	273,54	258,81
∇_i	462,11	544,88	618,36	680,39	726,99	754,00

TABLEAU 2

Sections	0,0P	0,1P	0,2P	0,3P	0,4P	0,5P
$\nabla_{P_i} - \Delta \nabla_{40}$	117,546	118,498	119,456	120,403	121,345	122,296
N	6061,73	6110,82	6160,23	6209,23	6257,64	6306,68
M	0,000	1325,322	2356,128	3092,418	3534,192	3681,450
∇_s	428,69	438,88	442,97	441,85	437,84	432,85
∇_i	428,69	424,13	426,86	435,83	448,24	461,96

TABLEAU 3

Sections	0,0P	0,1P	0,2P	0,3P	0,4P	0,5P
$\nabla_{P_i} - \Delta \nabla_{40}$	117,546	118,498	119,456	120,403	121,345	122,296
N	6061,73	6110,82	6160,23	6209,23	6257,64	6306,68
M	0,000	1697,441	3017,283	3778,693	4526,515	4715,121
∇_s	428,69	544,29	630,90	638,06	722,64	730,10
∇_i	428,69	298,07	200,70	198,98	103,39	102,02

TABLEAU 4

Sections	0,0P	0,1P	0,2P	0,3P	0,4P	0,5P
$V_p - \Delta V_{d_{00}}$	109,37	110,20	111,02	111,84	112,64	113,46
N	5640,30	5683,11	5725,19	5767,48	5808,94	5851,02
M	0,000	1325,322	2356,128	3092,418	3534,192	3681,450
V_s	398,89	434,44	458,98	473,32	479,18	478,06
V_i	398,89	363,02	339,80	328,89	328,04	335,97

TABLEAU 5

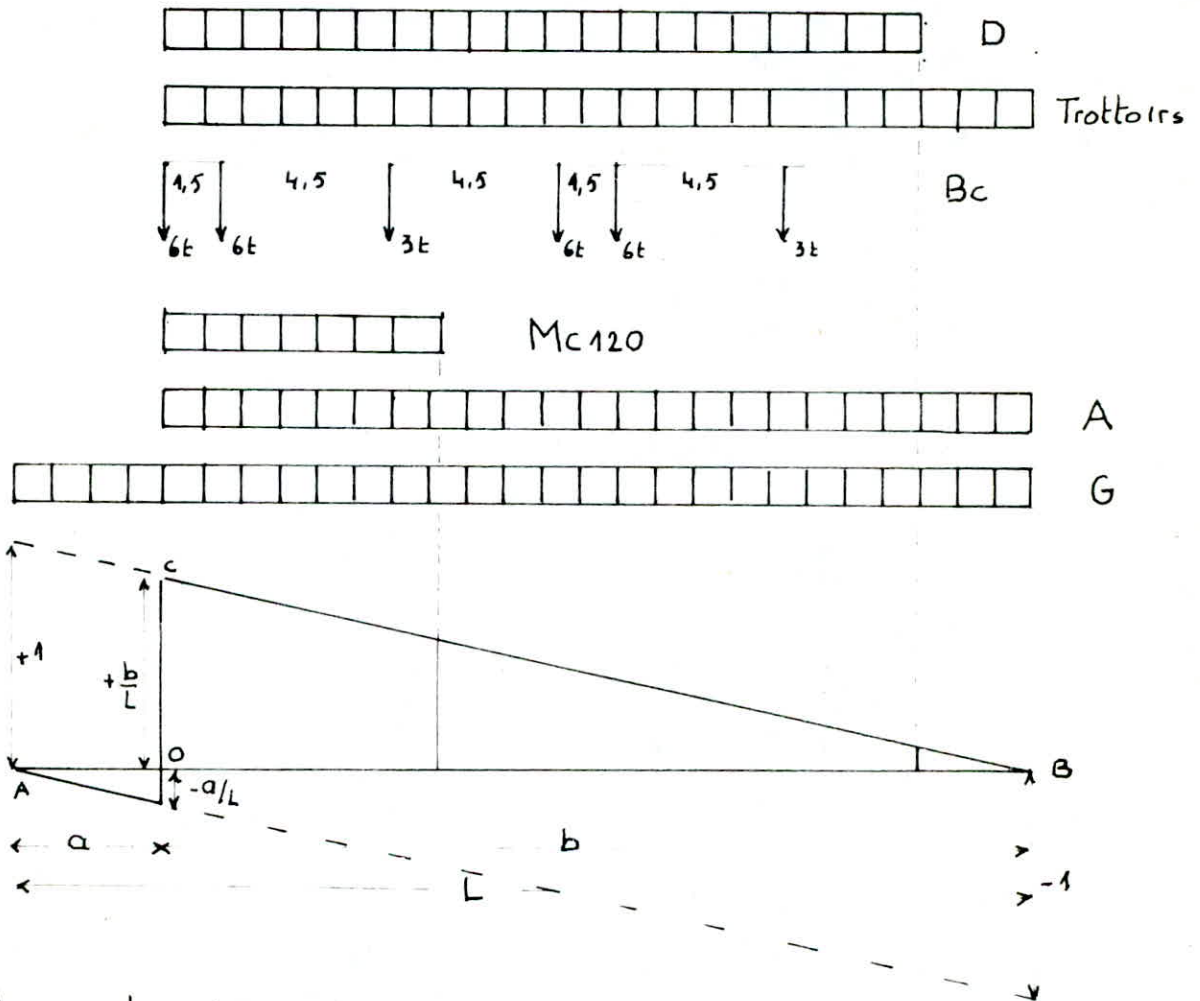
Sections	0,0P	0,1P	0,2P	0,3P	0,4P	0,5P
$V_p - \Delta V_{d_{00}}$	109,37	110,20	111,02	111,84	112,64	113,46
N	5640,30	5683,11	5725,19	5767,48	5808,94	5851,02
M	0,000	1697,441	3017,283	3778,693	4526,515	4715,121
V_s	398,89	539,84	646,92	669,53	763,97	775,32
V_i	398,89	236,96	113,64	92,04	-16,81	-23,97

TABLEAU 5'

Sections	0,0P	0,1P	0,2P	0,3P	0,4P	0,5P
$V_p - \Delta V_{d_{00}}$	109,37	110,20	111,02	111,84	112,64	113,46
N	5640,30	5683,11	5725,19	5767,48	5808,94	5851,02
M	0,000	1749,173	3109,64	4081,405	4664,464	4858,816
V_s	398,89	554,10	673,17	756,08	803,56	816,64
V_i	398,89	219,44	82,05	-12,43	-64,75	-74,01

EFFORTS TRANCHANTS

Efforts tranchants sous les différentes charges et surcharges:



Avec $b = 1,0L ; 0,9L ; 0,8L ; 0,7L ; 0,6L ; 0,5L$

Surcharges uniformément réparties:

T_{smax} sera obtenu en appliquant sur b la charge q/m du pont

$$T_{smax} = \frac{qb^2}{2L}$$

Surcharges concentrées:

On placera sur le triangle le plus grand P_c maximum de charges et en essayant de concentrer le maximum de ces charges, les plus lourdes, le plus près possible de OC

$$T_{smax} = \sum_{i=1}^n P_i y_i$$

Type D

$$M = 240 \text{ t} \quad U = 18,6 \text{ m}$$
$$V = 3,2 \text{ m}$$

après diffusion :

$$U' = U + h_0 + 1,5 e_r = 18,6 + 1,3 + 1,5 \cdot 0,08 = 20,02 \text{ m}$$

$$V' = V + h_0 + 1,5 e_r = 3,20 + 1,3 + 1,5 \cdot 0,08 = 4,62 \text{ m}$$

$$\text{D'où } q = \frac{240}{U'} = 11,99 \text{ t/ml}$$

Mc120

$$M = 110 \text{ t} \quad U = 6,10 \text{ m}$$
$$V = 2 \text{ m}$$

Après diffusion :

$$U' = 6,10 + 1,5 \cdot 0,08 + 1,3 = 7,52 \text{ m}$$

$$V' = 2 + 1,5 \cdot 0,08 + 1,3 = 3,42 \text{ m}$$

$$\text{D'où } q = \frac{110}{7,52} = 14,628 \text{ t/ml}$$

Pour les surcharges réparties sur un intervalle c , et pour avoir l'effort tranchant maximal, on multipliera la charge q/ml de l'intervalle c par la surface de la ligne d'influence correspondante à cet intervalle c .

Charge permanent : $q = 40,4 \text{ t/ml}$

Surcharge A : $q = 10,869 \text{ t/ml}$

Surcharge de trottoir : $q = 0,210 \text{ t/ml}$ pour 1 trottoir
 $q = 0,42 \text{ t/ml}$ pour 2 trottoirs

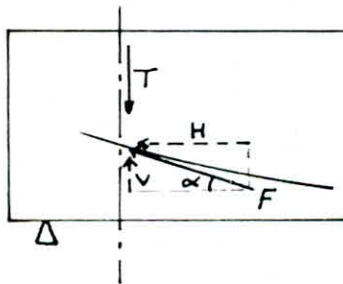
Efforts tranchants

Sections	G	A	B _c $\begin{matrix} s=1,08\text{c} \\ b_c=0,9\text{f} \end{matrix}$	D	Mc120 $b=1,077$	1 Troit	2 Troit
0,0P	545,4	146,740	137,092	151,05	101,971	2,835	5,670
0,1P	436,32	125,937	118,536	127,046	90,125	2,296	4,593
0,2P	327,24	105,996	99,982	103,042	78,278	1,814	3,629
0,3P	218,16	86,988	81,428	79,314	66,430	1,389	2,778
0,4P	109,08	69,022	68,852	58,271	54,583	1,021	2,041
0,5P	0,00	52,233	46,382	40,466	42,736	0,709	1,417

Prise en compte du coefficient de répartition transversale K_x :

Sections	G	A	B _c	D	M _{c120}	1 Trott	2 Trott
0,0P	545,4	146,740	152,309	168,617	122,243	2,9053	5,811
0,1P	436,32	125,937	131,693	141,821	108,042	2,353	4,707
0,2P	327,24	105,996	111,080	115,026	93,839	1,859	3,719
0,3P	218,16	86,988	90,467	88,538	79,637	1,423	2,847
0,4P	109,08	69,022	76,495	65,048	65,435	1,046	2,092
0,5P	0,00	52,233	51,530	45,172	51,232	0,726	1,453

Effet du relevage des cables



On a :

$$T_p = V = F \sin \alpha \quad \alpha \text{ exprimé en radians}$$

Avec : F : force de précontrainte au temps initial

α : inclinaison de F ou déviation du cable

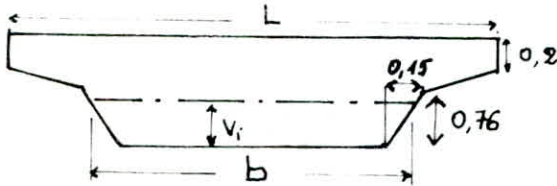
Sections	α [rad]	F [t]	$T_p = F \sin \alpha$
0,0P	0,087336	5640,30	491,98
0,1P	0,069935	5683,11	397,13
0,2P	0,052482	5725,19	300,33
0,3P	0,035011	5767,48	201,88
0,4P	0,017506	5808,94	101,68
0,5P	0	5851,02	0,00

VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT

Contraintes de cisaillement :

La contrainte de cisaillement du béton au niveau de son centre de gravité est donnée par la formule classique :

$$\tau_b = \frac{T_r \cdot S}{I \cdot b} \quad \begin{array}{l} T_r : \text{effort tranchant extrême réduit} = T_G + T_Q - T_P \\ I : \text{Moment d'inertie de la section nette} \end{array}$$



S : Moment statique par rapport à un axe horizontal passant par le c.d.g de la partie située au dessous

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

On trouve :

$$b = 9,5 + \frac{0,3}{0,76} \cdot v_i$$

$$S = \frac{v_i^2}{6} (b + 19) - S_{\text{trous}}$$

La contrainte admissible de cisaillement $\bar{\tau}$ est donnée par la formule de CHALOS-BETEILLE

$$\bar{\tau}_b = \sqrt{\frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_b} (\bar{\sigma}_b - \sigma_G) (\bar{\sigma}_b' + \sigma_G)}$$

Avec : σ_G : Contrainte de compression du béton au niveau du c.d.g de la section . $\sigma_G = F/S$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = 0,42 \cdot \sigma_{28} = 0,42 \cdot 3500 = 1470 \text{ t/m}^2 \\ \bar{\sigma}_b' = 0,42 \cdot \sigma_{28}' = 0,42 \cdot 280 = 117,6 \text{ t/m}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{En service} \\ \text{temps infini} \end{array}$$

Contrainte de traction admissible des étriers :

$$\bar{\sigma}_a' = \rho_a' \cdot \sigma_{en} \quad \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 42.000 \text{ t/m}^2$$

Pas de reprise de bétonnage $\Rightarrow \rho_a' = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right)^2$
 En cas de fissuration on sait que des fissures délimitent des bielles de béton, l'angle δ que font ces bielle avec la fibre s'exprime par : $\tan \delta = \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}$ τ_b : contrainte de cisaillement au niveau du c.d.g

La section d'étriers au mètre linéaire pour toute la largeur du pont est :

$$w = \frac{b \cdot \tau_b \cdot \tan \delta}{\bar{\sigma}_a'}$$

L'espacement t entre 2 cours successifs d'étriers sera :

$$t \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} h_t \left(1,25 - 0,95 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right) \\ b_{\text{min}} \left(5 - 2 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right) \\ 4 b_{\text{min}} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} b_{\text{min}} : \text{largeur de la dalle} \\ \text{au niveau du c.d.g} \\ h_t : \text{hauteur totale} \end{array}$$

Sections	$F \sin \alpha$	$T_{G+\varphi}$	T	b (m)	S (m ³)	I (m ⁴)	τ_b	\sqrt{G}	$\bar{\tau}_b$	$\tan \delta$	\bar{V}_a'	$\omega \cdot 10^4$	t (m)
0,0P	491,98	719,83	227,85	9,778	2,3770	2,0970	26,42	398,89	210,37	0,0659	41779,2	4,07	1,47
0,1P	397,13	582,85	185,72	9,779	2,3756	2,0900	21,59	401,39	210,69	0,0536	41853,0	2,70	1,50
0,2P	300,33	445,98	145,62	9,780	2,3677	2,0756	16,99	403,07	211,00	0,0419	41909,2	1,66	1,52
0,3P	201,88	309,54	107,62	9,7806	2,3589	2,0610	12,61	404,93	211,30	0,0308	41950,2	0,90	1,55
0,4P	101,68	176,22	74,55	9,781	2,3563	2,0488	8,77	406,81	211,60	0,0213	41976,0	0,43	1,57
0,5P	0,00	46,62	46,54	9,781	2,3532	2,0447	5,48	409,69	211,90	0,0132	41990,6	0,17	1,60

On remarque que dans toutes les sections on a :

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

SECURITE A LA RUPTURE EN FLEXION

1. Moment de rupture par les aciers

En admettant un bras de levier $z = 0,9h$ (h : hauteur utile) le moment de rupture des armatures de précontrainte de section ω sera égal à :

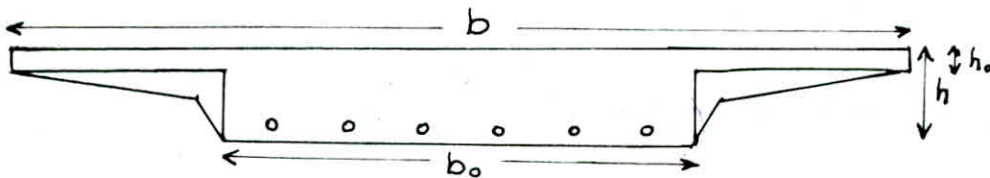
$$M_{RA} = 0,9 h \cdot \omega \cdot R_g$$

R_g : contrainte de rupture garantie
 ω : Section des armatures

h : hauteur utile : distance du câble moyen à la face comprimée

2. Moment de rupture par le béton

Dans notre cas on peut assimiler la section de la dalle à une poutre en T. On ajoutera au moment de rupture de la nervure M_{RB1} le moment de rupture des encorbellements M_{RB2}



$$M_{RB1} = 0,35 b_0 h^2 \sigma_n$$

$$M_{RB2} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 (b - b_0) h_0 (h - h_0/2) \cdot \sigma_n \\ 0,35 (b - b_0) h^2 \cdot \sigma_n \end{array} \right\} \quad M_{RB} = M_{RB1} + M_{RB2}$$

3. Moment de fissuration M_f

M_f est le moment sous l'action duquel la contrainte de la fibre extrême tendue atteindrait la valeur $2\sigma_n$ en supposant une distribution plane des contraintes dans la section.

Sur la fibre inférieure on a : $\sigma = \sigma_p + 2\sigma_n' = M_f \cdot \frac{\sigma_i}{I}$

D'où : $M_f = (\sigma_p + 2\sigma_n') \frac{I}{\sigma_i}$

σ_p : contrainte de compression sur la fibre inférieure due à la précontrainte

4. Vérfications à la rupture :

On doit avoir : $M_G + 1,8 M_Q \leq \begin{cases} 0,9 M_{RA} & \text{si } M_f < M_{RA} \\ 0,8 M_{RA} & \text{si } M_f \geq M_{RA} \\ 0,7 M_{RB} \end{cases}$

M_G : Moment dû aux charges permanentes

M_Q : Moment dû aux surcharges

$$\sigma_{28} = 3500 \text{ t/m}^2 \quad \sigma'_{28} = 70 + \frac{6}{100} \cdot \sigma_{28} = 280 \text{ t/m}^2$$

Sections	0,0P	0,1P	0,2P	0,3P	0,4P	0,5P
M _{RB1}	4106,13	7578,91	11001,71	13839,20	15697,24	16341,67
M _{RB2}	1327,87	1900,42	2344,74	2662,46	2853,04	2916,48
	2074,67	3829,34	5558,76	6992,44	7931,24	8256,84
M _{RB}	5434,00	9479,33	13346,44	16501,66	18550,28	19258,14
0,7M _{RB}	3803,80	6635,53	9342,51	11551,16	12985,20	13480,70
M _{RA}	4962,38	6741,82	8122,77	9110,23	9702,54	9899,70
V _{P00} t/m ²	398,89	811,98	1145,76	1396,18	1556,24	1408,20
M _F	2848,15	4047,16	4986,58	5667,97	6089,54	6254,46
M _G +1,8M _φ	0	2088,25	3712,45	4872,59	5568,68	5800,71
0,9M _{RA}	4466,14	6067,64	7310,49	8199,21	8732,29	8909,73

Dans toutes les sections M_G + 1,8 M_φ est inférieur à 0,9 M_{RA} donc la sécurité par rapport au béton et aux aciers, à la rupture en flexion est assurée.

RUPTURE PAR EFFORT TRANCHANT

Analogiquement à la rupture en flexion, nous avons une majoration de 80% de la contrainte de cisaillement sous les surcharges.

L'effort tranchant réduit sera : $T = T_0 + 1,8 T_φ - T_p$

T_p : composante verticale de la force de précontrainte

- La contrainte de cisaillement est : $\tau_{br} = \frac{T \cdot S}{I \cdot b}$

- La contrainte admissible de cisaillement est donnée par la formule de CHALOS et BETEILLE :

$$\tau_{br} = \left[\frac{\sigma'_{28}}{\sigma_{28}} (\sigma_{28} - \sigma_0) (\sigma'_{28} + \sigma_0) \right]^{1/2}$$

σ₀ : contrainte de compression

au niveau du centre de gravité (majoration de 80% des surcharges)

Tous les autres paramètres ont été explicités au chapitre vérification des contraintes de cisaillement.

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

$$\sigma'_{28} = 280 \text{ t/m}^2$$

En faisant le calcul de la contrainte de traction des étriers
 $\sigma'_a = \frac{b \tau t_g \gamma}{w}$ (avec w calculé au chapitre : vérification des contraintes de cisaillement)

On remarque que dans tous des cas en chaque section considérée la condition $\sigma'_a \leq 1,2 \cdot \sigma_{en}$ n'est pas vérifiée. Alors on recalcule w en prenant $\sigma'_a = 1,2 \cdot \sigma_{en} = 50400 \text{ t/m}^2$

Sections	∇ (inf) ∇ (sup)	∇_G	$T_{G+1,80}$	$F \sin \alpha$	T	τ_{br}	$t_g \gamma$	$\bar{\tau}_{br}$	$w \cdot 10^4$
0,0P	398,98 398,98	398,89	859,37	491,98	367,39	42,60	0,1056	410,39	8,73
0,1P	650,54 104,57	354,04	700,07	397,13	302,94	35,22	0,0985	399,47	6,73
0,2P	844,52 -124,15	318,46	540,98	300,33	240,65	28,07	0,0875	390,28	4,77
0,3P	982,28 -285,49	293,78	382,65	201,88	180,77	21,16	0,0716	383,63	2,94
0,4P	1063,07 -378,99	279,92	229,93	101,68	128,25	15,08	0,0537	379,79	1,57
0,5P	1087,50 -401,99	278,59	83,92	0,00	83,92	9,87	0,0354	379,41	0,68

Pour les espacements t on garde les valeurs trouvées dans l'étude au cisaillement, et on prendra $t=1,4\text{m}$ pour tout le pont

En travée on prend 3 T10 $A_t = 7,05 \text{ cm}^2$

Zone d'about : $A = 1,4 \cdot 8,73 = 12,22 \Rightarrow 13 \text{ T10 } A_t = 12,44 \text{ cm}^2$

Armatures longitudinales

On prendra des T12 espacées de 15 cm pour servir d'armatures de construction qui reprendront d'éventuelles tractions dans la dalle

VERIFICATION AU SEISME

Dans cette étude on ne tiendra compte que de la composante verticale S_v du seisme. Cet effort peut être ascendant ou descendant (plus prépondérant) et est égal à :

$$S_v = \pm E_v (G + \frac{1}{2} \varphi)$$

Avec : $E_v = 0,07$ coefficient sismique vertical

G : Charges permanentes

φ : Surcharges

La sollicitation qui tient compte de cet effort sismique est celle du 2^{ème} genre donnée par :

$$S = G + \varphi + S_v = G + \varphi + E_v (G + \frac{1}{2} \varphi) = G + \varphi + 0,07 (G + 0,5 \varphi)$$

$$S = 1,07 G + 1,035 \varphi$$

Nous considérerons des surcharges civiles et militaires

Contraintes admissibles :

Les contraintes dues à ces sollicitations doivent être inférieures aux contraintes admissibles qui sont :

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

- Traction : $\bar{\sigma}'_b = 0$

Sections	M (t.m) (civil)	M _m (militaire)	Civiles		Militaires	
			σ_s (t/m ²)	σ_i	σ_s	σ_i (t/m ²)
0,0P	0,000	0,000	398,89	398,89	398,89	398,89
0,1P	1803,24	1856,78	569,81	201,12	584,98	182,99
0,2P	3205,76	3300,94	700,49	49,17	727,55	16,60
0,3P	4207,55	4332,49	792,14	-55,97	827,86	-99,09
0,4P	4808,64	4951,42	844,94	-114,86	885,92	-164,48
0,5P	5009,00	5157,72	859,83	-126,31	902,60	-178,10

- 40 -

FLEXION TRANSVERSALE

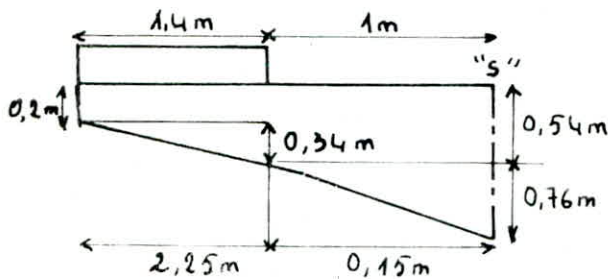
La dalle sera soumise à des efforts dus aux charges disposées sur l'encorbellement et la dalle centrale. Nous étudierons séparément la dalle centrale et les encorbellements puis nous calculerons les efforts résultants par des formules données dans la documentation SETRA

I - Etude de l'encorbellement

Les encorbellements vont être considérés encastrés à la dalle centrale. Aux extrémités agissent : un moment fléchissant et un effort tranchant

- Calcul des efforts dans la section d'encastrement

1) Poids propre :



$$P = \left[\frac{0,2 \cdot 0,54}{2} \cdot 2,25 + \frac{0,15}{2} (0,54 + 1,3) \right] 2,5$$

$$P = 2,43 \text{ t/m}$$

	Garde Corps	Trottoir	Revêtement	Poids propre de l'encorbellement
Poids/ml	0,1 t/ml	1,2 t/ml	1,01 t/ml	2,43 t/ml
Excentricité/s	2,5 m	1,7 m	0,5 m	0,72 m

- Calcul du point d'application de l'ensemble par rapport à "s" :

$$x = \frac{0,1 \cdot 2,5 + 1,2 \cdot 1,7 + 1,01 \cdot 0,5 + 2,43 \cdot 0,72}{G}$$

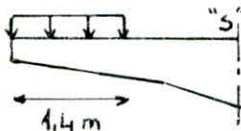
$$G : \text{poids de l'ensemble} = 4,74 \text{ t/ml}$$

$$= \frac{4,545}{4,74} = 0,959 \text{ m}$$

$$\text{D'où } M_G = -0,959 \cdot 4,74 = -4,545 \text{ tm/ml} \quad \text{et } T_G = -4,74 \text{ t/ml}$$

2) Efforts dus aux surcharges :

a) Surcharge uniforme de 450 kg/cm²



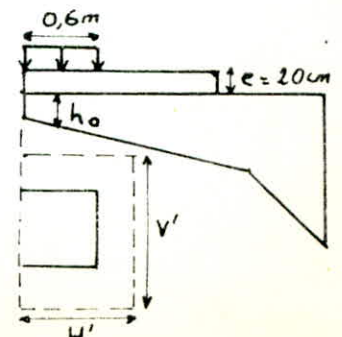
$$M_s = -0,45 \cdot 1,4 \cdot 1,7 = -1,071 \text{ tm/ml}$$

$$T_s = -0,45 \cdot 1,4 = -0,63 \text{ t/ml}$$

b) Roue isolée de 6t

On la place à l'extrémité du trottoir pour provoquer le moment maximum.

On diffuse cette surcharge sur un plan dont la distance à la fibre supérieure de l'encorbellement est déterminée par la position de la charge concentrée équivalente (milieu de la surcharge répartie)

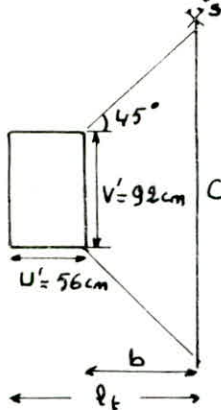


$$h_0 = 0,2 + \frac{0,27/2 \cdot 0,34}{2,25} \times 0,22 \text{ m} \quad h_0 = 0,22 \text{ m}$$

$$U' = u + e + h_0/2 = 25 + 20 + 22/2 = 56 \text{ cm}$$

$$V' = v + e + h_0 = 30 + 2 \cdot 20 + 22 = 92 \text{ cm}$$

• Diffusion longitudinale :



$$b = l_t - U' = 2,4 - 0,56 = 1,84 \text{ m}$$

$$C = V' + 2b = 0,92 + 2 \cdot 1,84 = 4,6 \text{ m}$$

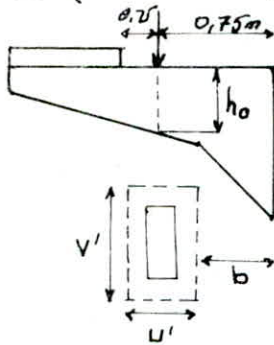
$$M_s = -\frac{6}{C} \left(b + \frac{U'}{2} \right) = -\frac{6}{4,6} \left(1,84 + \frac{0,56}{2} \right)$$

$$M_s = -2,76 \text{ t/m/m}$$

$$T_s = -\frac{6}{C} = -\frac{6}{4,6} = -1,3 \text{ t/m}$$

3- Surcharges de chaussée :

a) Surcharge Bc : la largeur de la chaussée se trouvant sur l'encorbellement ne suffit qu'à une seule file de roues. On prendra le cas le plus défavorable c'est à dire les 2 essieux arrière qui sont les plus lourds. Les 2 roues sont assimilées à 1 charge d'impact $1,75 \times 0,25$



$$u = 0,25 \text{ m} \quad v = 1,75 \text{ m}$$

$$h_0 = 24,9 \text{ cm}$$

- Diffusion verticale :

$$U' = u + 2 \cdot e_r + h_0 = 25 + 1,5 \cdot 8 + 24,9 = 61,9 \text{ cm}$$

$$V' = v + 2 \cdot e_r + h_0 = 175 + 1,5 \cdot 8 + 24,9 = 211,9 \text{ cm}$$

$$b = 75 - \frac{U'}{2} = 75 - \frac{61,9}{2} = 44,05 \text{ cm}$$

- Diffusion longitudinale :

$$C = V' + 2b = 211,9 + 2 \cdot 44,05 = 300 \text{ cm}$$

Coefficient de majoration dynamique : $f = 1,0722 \quad b_c = 1,2$

$$M_s = \frac{12}{C} \left(\frac{U'}{2} + b \right) f \cdot b_c = \frac{12}{3} \left(\frac{0,619}{2} + 0,4405 \right) 1,0722 \cdot 1,2$$

$$M_s = -3,854 \text{ t/m/m}$$

$$T_s = -\frac{12}{C} \cdot b \cdot b_c = -\frac{12}{3} \cdot 1,0722 \cdot 1,2 = -5,14 \text{ t/m}$$

b) Surcharge A : Une voie chargée $A = 1053,7 \text{ t/m}^2$

$$M_s = -1,054 \cdot 1 \cdot \frac{1}{2} = -0,527 \text{ t/m/m}$$

$$T_s = -1,054 \text{ t/m}$$

c) Surcharge Mc120

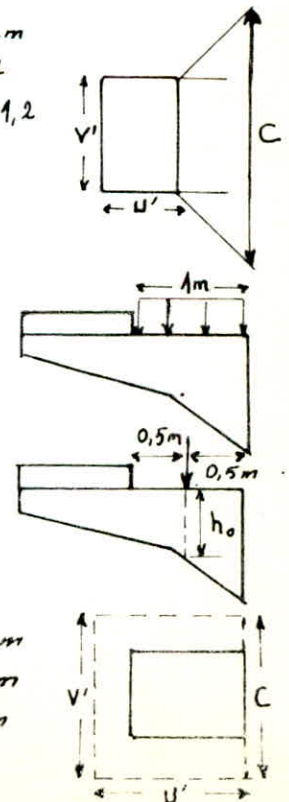
On placera la chenille au bord du trottoir pour obtenir l'effet maximum. L'impact transversal est de 1 m ; longitudinalement l'impact est de 6,1 m

$$h_0 = 28,7 \text{ cm}$$

$$U' = u + 0,75 e_r + h_0/2 = 100 + 0,75 \cdot 8 + \frac{28,7}{2} = 120,35 \text{ cm}$$

$$V' = v + h_0 + 1,5 e_r = 610 + 28,7 + 1,5 \cdot 8 = 650,7 \text{ cm}$$

Il n'y a pas de diffusion longitudinale $\Rightarrow C = V' = 650,7 \text{ cm}$



2- $M_{\alpha_3} \cdot 10^{-4}$ pour 30 $M_{\alpha} = M_0 + (M_1 - M_0) \sqrt{x}$

$y \backslash e$	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	-580,17	-399,65	-145,30	314,55	1219,44	314,55	-145,30	-399,65	-580,17
$b/4$	-421,24	-353,87	-256,65	-66,19	340,15	1191,40	220,59	-331,95	-723,72
$b/2$	-273,48	-261,14	-240,36	-184,29	-35,33	318,57	1090,24	-11,94	-786,81
$3b/4$	-138,53	-145,31	-152,21	-151,25	-121,56	-19,49	241,48	228,41	-632,34
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

3- $M_{\alpha_5} \cdot 10^{-4}$ pour 50 $M_{\alpha} = M_0 + (M_1 - M_0) \sqrt{x}$

$y \backslash e$	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	-140,82	-146,20	-123,17	55,58	773,40	55,75	-123,17	-146,20	-140,82
$b/4$	-69,98	-92,73	-117,35	-108,74	60,05	767,76	32,80	-178,35	-256,08
$b/2$	-33,16	-51,71	-77,86	-106,69	-102,70	56,16	738,03	-58,10	-397,12
$3b/4$	-14,90	-24,35	-39,42	-62,55	-91,38	-88,54	41,46	624,60	-446,16
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Ces valeurs nous permettent de tracer des lignes d'influence des M_{α} pour différentes fibres (voir graphes).

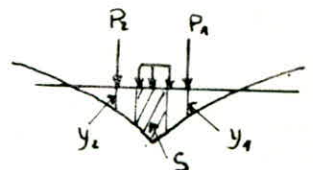
- Détermination des moments:

. Moment positif: On disposera des surcharges transversalement de telle manière que les ordonnées se trouvant au droit des surcharges soient positives maximales.

. Moment négatif: les surcharges sont disposées telle que les ordonnées de la ligne d'influence soit négative maximale.

. Pour des charges réparties : $M_{\alpha} = S$ (en mètres)

. Pour des charges concentrées : $M_{\alpha} = y_1 + y_2$



Ayant tracer les lignes d'influence, on disposera des différentes surcharges de la manière la plus défavorable pour avoir des coefficients max (M_{α}) pour chaque cas de surcharge.

Les résultats seront résumés dans des tableaux suivants:

1°) M_{α} pour avoir M^+ (positif):

	$\mu_{xi} \cdot 10^4$	A	Bc	BR	Mc120	Type D	G
$Y=0$	$\mu_{\alpha_1} \cdot 10^4$	5218,73	3420	2095,27	1770	5630,36	3262,24
	$\mu_{\alpha_3} \cdot 10^4$	2284,07	1100	1219,44	990	2351,01	1050,09
	$\mu_{\alpha_5} \cdot 10^4$	1025,85	220	773,40	630	948,53	341,28
$Y=b/4$	$\mu_{\alpha_1} \cdot 10^4$	4827,86	3730	1998,91	1050	5333,09	3126,05
	$\mu_{\alpha_3} \cdot 10^4$	2305,83	1718	1191,40	1050	2333,93	1168,31
	$\mu_{\alpha_5} \cdot 10^4$	1131,87	864	767,76	650	1080,43	488,23
$Y=b/2$	$\mu_{\alpha_1} \cdot 10^4$	3948,59	3020	1685,36	1910	4196,46	2246,63
	$\mu_{\alpha_3} \cdot 10^4$	1918,55	1260	1090,24	1002	1903,51	919,54
	$\mu_{\alpha_5} \cdot 10^4$	965,36	674	738,03	630	901,47	476,24
$Y=3b/4$	$\mu_{\alpha_1} \cdot 10^4$	2417,33	1998,4	1073,39	1294	239,20	1011,14
	$\mu_{\alpha_3} \cdot 10^4$	1220,03	884	828,41	770	989,88	403,39
	$\mu_{\alpha_5} \cdot 10^4$	619,38	390	624,6	524	423,08	258,43

2°) μ_x pour avoir M_{max} (négatifs):

	$\mu_{xi} \cdot 10^4$	A	Bc	BR	Mc120	Type D	G
$Y=0$	$\mu_{\alpha_1} \cdot 10^4$	-1884,90	-2480	-1836,91	-360	—	—
	$\mu_{\alpha_3} \cdot 10^4$	-1289,00	-1160	-580,17	-160	—	—
	$\mu_{\alpha_5} \cdot 10^4$	-677,58	-540	-140,82	-90	—	—
$Y=b/4$	$\mu_{\alpha_1} \cdot 10^4$	-1937,67	-910	-1673,95	-1110	-450,21	—
	$\mu_{\alpha_3} \cdot 10^4$	-794,44	-630	-421,24	-430	-575,56	—
	$\mu_{\alpha_5} \cdot 10^4$	-311,44	-290	-69,98	-200	-400,53	—
$Y=b/2$	$\mu_{\alpha_1} \cdot 10^4$	-1899,22	-1630	-1313,09	-1160	-1539,49	—
	$\mu_{\alpha_3} \cdot 10^4$	-685,09	-770	-273,48	-440	-939,59	—
	$\mu_{\alpha_5} \cdot 10^4$	-212,22	-322	-33,16	-156	-401,46	—
$Y=3b/4$	$\mu_{\alpha_1} \cdot 10^4$	-1269,96	-1330	-757,92	-834	-1383,42	—
	$\mu_{\alpha_3} \cdot 10^4$	-395,88	-540	-138,53	-280	-631,40	—
	$\mu_{\alpha_5} \cdot 10^4$	-104,62	-230	-14,90	-80	-229,80	—

A. Charges uniformément réparties :

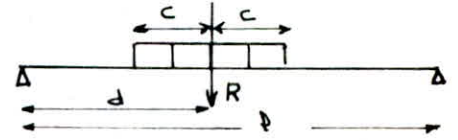
$P_1 = \frac{4P}{\pi}$; $P_3 = \frac{4P}{3\pi}$; $P_5 = \frac{4P}{5\pi}$ Avec P : poids/m²

- Poids propre : $P = 3,25 \text{ t/m}^2 \Rightarrow P_1 = 4,138 \text{ t/m}^2$ $P_3 = 1,379 \text{ t/m}^2$ $P_5 = 0,828 \text{ t/m}^2$
- Surcharge A (1 voie) : $P = 1,054 \text{ t/m}^2 \Rightarrow P_1 = 1,342 \text{ t/m}^2$ $P_3 = 0,447 \text{ t/m}^2$ $P_5 = 0,268 \text{ t/m}^2$

B. Surcharges concentrées :

$P_m = \frac{4P}{m\pi} \sin m \frac{\pi c}{l} \sin m \frac{\pi d}{l}$

c : demi distance longitudinale après diffusion de la surcharge



d : Distance du point d'application de la file de roues considérée à l'extrémité de la travée

1. Système Bc :

Diffusion sur le feuillet moyen de la dalle équivalente : $2c = 4 + 1,5e_r + h$

. Roue de 3t : $2c = 0,2 + 1,5 \cdot 0,08 + 1,3 = 1,62 \text{ m} \Rightarrow c = 0,81 \text{ m}$

$P = \frac{3}{2c} = 1,8518 \text{ t/m}$

. Roue de 6t : $2c = 0,25 + 1,5 \cdot 0,08 + 1,3 = 1,67 \text{ m} \Rightarrow c = 0,835 \text{ m}$

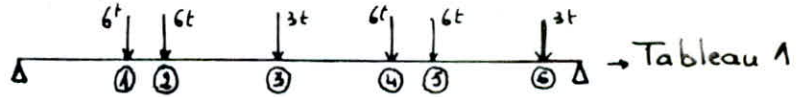
$P = \frac{6}{2c} = 3,5928 \text{ t/m}$

- Calcul de P_1, P_3, P_5 pour une file de roues :

le système Bc comporte 6 rangées de roue (2 convois) qu'on placera de telle manière que la résultante passe par le milieu de la travée.

On aura des valeurs différentes de P_m selon le sens de circulation

. Sens I :



. Sens II :

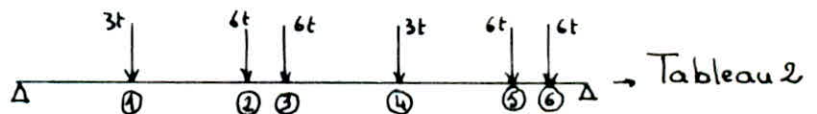


TABLEAU 1

Rangées	c (m)	P (t/m)	d (m)	P_1 (t/m)	P_3 (t/m)	P_5 (t/m)
① (6t)	0,835	3,5928	6,45	0,3026	0,3405	-0,245
② (6t)	0,835	3,5928	7,95	0,3544	0,1570	-0,4255
③ (3t)	0,810	1,8518	12,45	0,2202	-0,2047	0,17536
4 (6t)	0,835	3,5928	16,95	0,4085	-0,1570	-0,1805
5 (6t)	0,835	3,5928	18,45	0,3721	0,0685	-0,4126
⑥ (3t)	0,810	1,8518	22,95	0,1007	0,2166	0,1514
Total				1,7585	0,4209	-0,937

Prise en compte du coefficient de poisson :

Il a été prouvé que si le coefficient de poisson n'a pas une grande influence sur la flexion longitudinale, il ne peut être négligé dans la flexion transversale. On ajoutera aux moments transversaux calculés avec $\nu=0$ (coefficient de poisson) la valeur $k \nu \cdot M_x$

Avec : M_x : moment longitudinal à mi-travée / m de largeur

$k = b/\rho$ b : demi largeur équivalente

ν : coefficient de poisson $\nu = 0,2$ pour dalle précontrainte

$k = b/\rho = \frac{11,454/2}{27} = 0,212$ D'où les mts dus aux différentes charges et surcharges

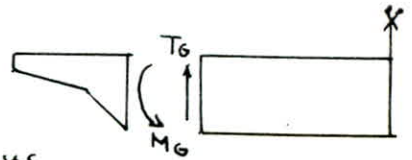
	G	A	Bc	BR	Mc120	type D	Trottoirs
$M = k \cdot \nu \cdot M_x$ (tm)	13,628	3,666	3,148	0,250	3,054	4,213	0,1452

Moments apportés dans la dalle centrale par les charges et surcharges placées sur les encorbellements :

(M_D, M_G) et (T_G, T_D) étant les moments et les efforts tranchants au niveau de la section

d'encastrement dus aux charges disposées sur

l'encorbellement. Le moment provoqué en différentes fibres de la dalle peut être calculé par les formules suivantes :



1. Pour les efforts agissant sur l'encorbellement de gauche :

$$M = \frac{4b}{\pi} \left[M_G \sum_1^r \frac{1}{n} (P_i)_{b_0} \sin \frac{n\pi c}{2a} + T_G \sum_1^r \frac{1}{n} (M_n)_{b_0} \sin n \frac{\pi c}{2a} \right]$$

2. Pour les efforts agissant sur l'encorbellement de droite :

$$M = \frac{4b}{\pi} \left[M_D \sum_1^r \frac{1}{n} (P_i)_{b_0} \sin \frac{n\pi c}{2a} + T_D \sum_1^r \frac{1}{n} (M_n)_{b_0} \sin \frac{n\pi c}{2a} \right]$$

.N.B.

Ces 2 formules sont valables pour une section située à mi-travée

b : demi largeur de la dalle équivalente

$(P_i)_{b_0}$: Pente de la tangente à la courbe M_n en b_0 (à droite)

$(P_i)_{b_0}$: Pente de la tangente à la courbe M_n en b_0 (à gauche)

M_n : Ordonnée de la ligne d'influence du coefficient transversal à la section considérée

Donc d'après les lignes d'influence M_x , on calcule les différentes pentes et les ordonnées des lignes d'influence correspondantes. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

a) Encorbellement gauche :

	$y=0$		$y=b/4$		$y=b/2$		$y=3b/4$	
n	$M_x \cdot 10^4$	Pente $\cdot 10^4$	$M_x \cdot 10^4$	Pente $\cdot 10^4$	$M_x \cdot 10^4$	Pente $\cdot 10^4$	$M_x \cdot 10^4$	Pente $\cdot 10^4$
1	-1260	599,97	-1270	405,1	-1050	265,41	-630	125,72
3	-470	111,75	-370	55,87	-260	13,97	-140	0
5	-150	-6,98	-86	-20,95	-44	-18,62	-20	-10,47

b. Encorbellement de droite :

n	y = 0		y = b/4		y = b/2		y = 3b/4	
	$\mu_x \cdot 10^4$	Pente $\cdot 10^4$	$\mu_x \cdot 10^4$	Pente $\cdot 10^4$	$\mu_x \cdot 10^4$	Pente $\cdot 10^4$	$\mu_x \cdot 10^4$	Pente $\cdot 10^4$
1	-1260	-599,97	-1000	-740,30	-440	-1071,60	+400	-1357
3	-470	-111,75	-456	-279,37	-300	-321,28	+350	-1004,7
5	-150	6,98	-210	-55,87	-200	-195,56	+270	-745

Ayant les différentes valeurs des pentes et des μ on pourra calculer les moments apportés par l'encorbellement gauche et l'encorbellement droit dans la dalle centrale en appliquant les formules précédentes.

Notations : G : moment apporté par l'encorbellement gauche
 D : moment apporté par l'encorbellement droit
 $M_{G,0}$: Moment à la section d'encastrement
 $T_{G,0}$: Effort tranchant à la section d'encastrement

Nous résumons les résultats dans le tableau suivant :

	$M_{G,0}$ (tm)	$T_{G,0}$ (t)	y = 0		y = b/4		y = b/2		y = 3b/4	
			G	D	G	D	G	D	G	D
Poids Propre	-4,540	± 4,740	2,059	-2,059	2,757	-0,897	2,509	-0,120	1,621	5,043
A	-0,527	± 1,054	0,655	-0,655	0,747	-0,431	0,648	0,095	0,404	0,709
Trottoirs 40kg/cm²	-1,071	± 0,630	0,082	0,082	0,236	+0,105	0,246	0,612	0,173	1,069
Roue de 6t	-2,810	± 1,327	0,086	-0,086	0,294	0,311	0,319	1,035	0,226	2,564
Bc	-3,854	± 5,139	1,570	-1,570	1,668	-0,961	1,403	0,3667	0,859	3,622
Mc120	-5,477	± 9,10	3,555	-3,555	3,711	-2,365	3,100	0,266	1,886	6,240
BR	-6,575	± 13,459	1,494	-1,494	1,473	-1,107	1,197	-0,153	6,716	2,452

Ayant ces différents efforts on retiendra l'effet maximum : c'est à dire que si les moments apportés par les encorbellements de gauche et de droite sont de même signe on prendra leur somme ; s'ils sont de sens contraire on prendra l'un pour le moment > 0 et l'autre pour le moment < 0

Cas exceptionnel : Le règlement n'admettant que le passage d'un seul convoi Mc120, il est exclu de prendre en compte l'effet des deux encorbellements (il ne peut y avoir de Mc120 sur les 2 encorbellements en même temps) donc on prend le plus grand effort.

Les moments retenus sont cumulés avec ceux de la dalle centrale calculés précédemment.

Les 2 tableaux suivants résument les opérations :

Notations : D : dalle centrale
 E : Encorbellement

$M > 0$ (tm)		G	A	Bc	BR	Mca20	type D	Trottoir 450 kg/cm ²
$Y=0$	D	7,063	3,584	3,061	1,694	6,248	9,115	0
	E	0	0	0	1,494	-3,555	0	0
$Y=\frac{b}{4}$	D	6,717	3,294	2,879	1,638	6,979	8,580	0
	E	1,860	0,316	0,707	1,473	-2,365	0	0,341
$Y=\frac{b}{2}$	D	4,824	2,692	2,376	1,451	6,585	6,728	0
	E	2,389	0,747	1,770	1,197	0,266	0	0,858
$Y=\frac{3b}{4}$	D	2,200	1,641	1,590	1,041	4,703	3,870	0
	E	6,664	1,113	4,481	2,452	6,240	0	1,242

$M < 0$		G	A	Bc	BR	Mca20	type D	Trottoir 450 kg/cm ²
$Y=0$	D	—	-1,223	-1,928	-0,482	-1,167	—	—
	E	0	-0,655	-1,570	-1,494	-3,555	0	-0,0822
$Y=\frac{b}{4}$	D	—	-1,361	-0,609	-0,415	-3,421	-0,590	—
	E	1,86	-0,431	-0,961	-1,107	-2,365	0	0,105
$Y=\frac{b}{2}$	D	—	-1,317	-1,283	-0,352	-3,513	-2,404	—
	E	2,389	+0,095	0,3667	-0,153	0,266	0	0,612
$Y=\frac{3b}{4}$	D	—	-0,891	-1,086	-0,218	-2,435	-2,228	—
	E	6,664	+0,709	3,622	2,452	6,240	0	1,069

Moment transversal dû à la précontrainte :

Nous calculerons ce moment à mi-travée : $M_{TRP} = K \cdot V \cdot MLP$

Avec : M_{TRP} : moment transversal de précontrainte

MLP : moment longitudinal de précontrainte

$$MLP = -N_{90} \cdot e = -6306,68 \cdot 0,591 = -3727,248 \text{ tm}$$

$K = 0,212$; $V = 0,2$; N_{90} : effort de précontrainte à 90°

$$M_{TRP} = 0,212 \cdot 0,2 \cdot \frac{-3727,248}{11,454} = -13,797 \text{ tm/m}$$

Calcul des moments finaux :

Ce sera la somme des moments apportés par les encorbellements, et ceux de la dalle ainsi que la prise en compte du coefficient de poisson. Les 2 tableaux suivants nous résument respectivement des moments positifs et négatifs.

$M > 0$	G	A	Bc	BR	Mca20	type D	Trottoir	Préent	combin- aison M
$Y=0$	20,664	7,250	6,209	3,438	5,747	13,328	0,1452	-13,797	14,439
$Y=b/4$	22,205	7,276	6,734	3,361	7,668	11,793	0,4862	-13,797	18,804
$Y=b/2$	20,841	7,105	7,194	2,898	9,905	10,941	1,0032	-13,797	20,848
$Y=3b/4$	22,492	6,420	9,219	3,743	13,997	8,083	1,3872	-13,797	28,172

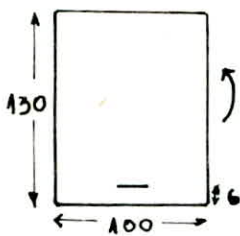
M (o)	G	A	Bc	BR	Mc120	type D	troHoir	présent	combinaison: M (tm)
y=0	0,000	-1,878	-3,498	-1,976	-4,722	0,000	-0,0822	-13,797	-19,982
y=b/4	1,860	-1,792	-1,570	-1,522	-5,786	-0,590	0,105	-13,797	-19,310
y=b/2	2,389	-1,222	-0,916	-0,505	-3,247	-2,404	0,612	-13,797	-14,992
y=3b/4	6,664	-0,182	+2,536	+2,234	3,805	-2,228	1,069	-13,797	-1,146

La combinaison qui donne M_{max} pondérée est obtenue en considérant la surcharge Mc120. M_{max} a lieu à la fibre y=0. $M = G + 1,2 \cdot g \cdot Mc120 + T + P_{ice}$.

Ferraillage :

Ayant des moments, on fait le ferraillage ; la section à considérer fait $(100 \times 130) \text{ cm}^2$, elle est sollicitée par $M^+ = 28,172 \text{ tm}$ et $M^- = -19,982 \text{ tm}$

1^{er} Cas : Armatures inférieures : $M^+ = 28,172 \text{ tm}$



$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b &= 210 \text{ kg/cm}^2 & \bar{\sigma}_a &= 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\alpha} &= 0,529 & \bar{\gamma} &= 0,823 & \bar{K} &= 45,74 \text{ kg/cm}^2 \\ M_{Rb} &= k \cdot b \cdot h^2 = 703,3 \text{ tm} > M & \Rightarrow & A' = 0 \\ \text{D'où: } A &= \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \bar{\gamma} \cdot h} = \frac{28,172 \cdot 10^7}{2800 \cdot 0,823 \cdot 124} = 9,88 \text{ cm}^2 \\ \text{soit } 4 \text{ T}20 & A = 12,56 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Vérification à la fissuration :

$$\omega_f = \frac{12,56}{12 \cdot 100} = 0,01047 \quad \sigma_1 = 758,21 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = 1967,41 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\alpha} = 0,6155 ; \bar{\gamma} = 0,7948 ; A_0 = 14,53 \text{ cm}^2$$

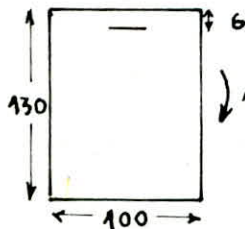
Condition de non fragilité :

$$A_1 = 1,2 \cdot A_0 = 1,2 \cdot 14,53 = 17,42 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 124 \cdot \frac{8,4}{4200} = 17,11 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \begin{cases} A_0 = 14,53 \text{ cm}^2 \\ \min(A_1, A_2) = 16,84 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A = 16,84 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ T}20 \quad A = 18,84 \text{ cm}^2$$

2^{ème} Cas : Armatures supérieures $M^- = -19,982 \text{ tm}$



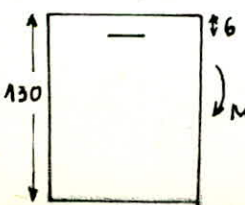
$$A_0 = \frac{19,982 \cdot 10^7}{1967,4 \cdot 0,7948 \cdot 124} = 10,31 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_1 = 1,2 \cdot A_0 = 1,2 \cdot 10,31 = 12,37 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 0,69 \cdot 100 \cdot 124 \cdot \frac{8,4}{4200} = 17,11 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A \geq \begin{cases} 10,31 \\ 12,37 \end{cases} \Rightarrow A = 12,37 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on prend la même section que les armatures inférieures} \Rightarrow 6 \text{ T}20 \quad A = 18,84 \text{ cm}^2$$

Ferraillage de la section d'encastrement :



$$M = M_0 + 1,2 (M_{BR} + M_{ratt}) = 5,567 + 1,2 (6,577 + 1,071) = 14,682 \text{ tm}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\alpha} = 0,529 ; \bar{\gamma} = 0,823 ; A = 1,138 \text{ cm}^2$$

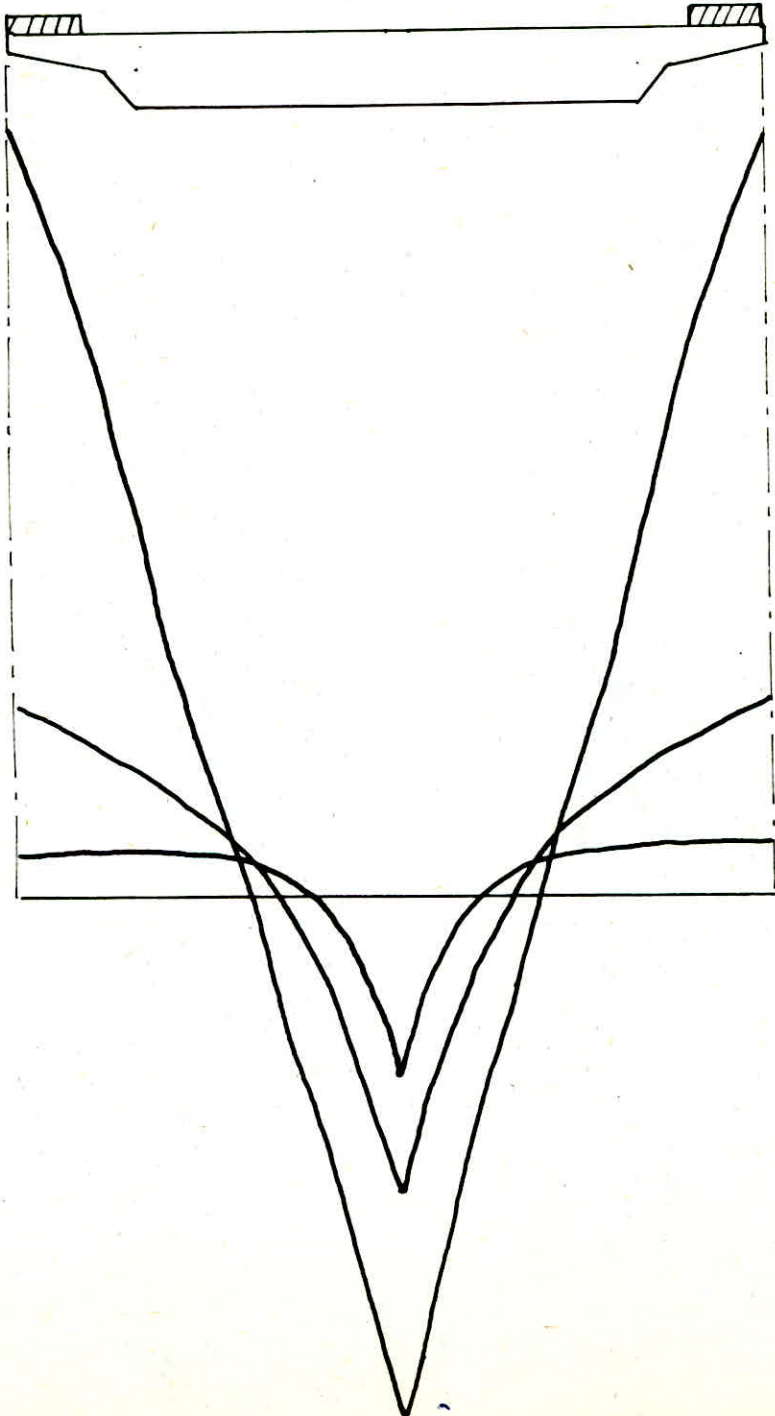
$$\text{soit } 3 \text{ T}16 \quad A = 6,03 \text{ cm}^2$$

- Fissuration

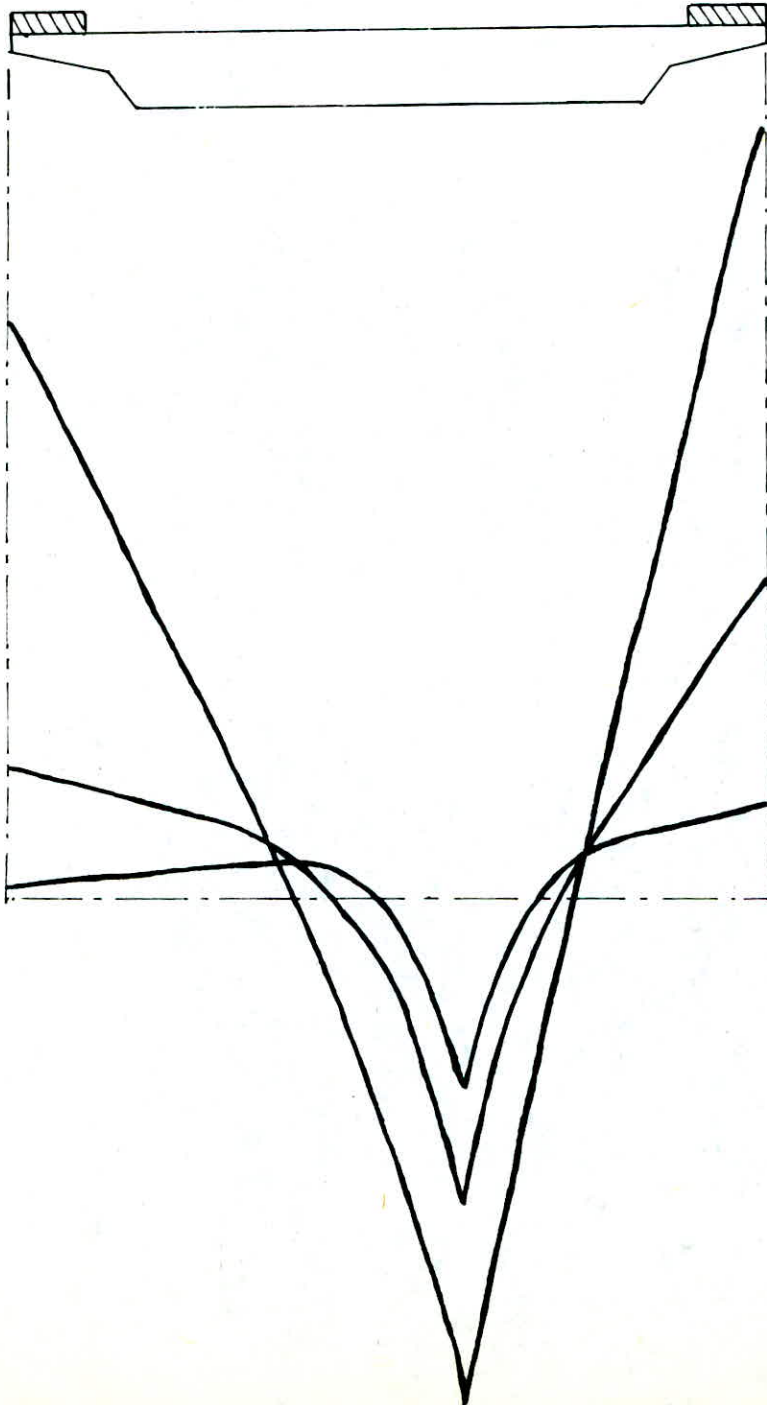
$$\bar{\sigma}_a = \sigma_2 = 2199,6 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\gamma} = 0,804 \quad A = 6,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 4 \text{ T}16 \Rightarrow A = 8,04 \text{ cm}^2$$

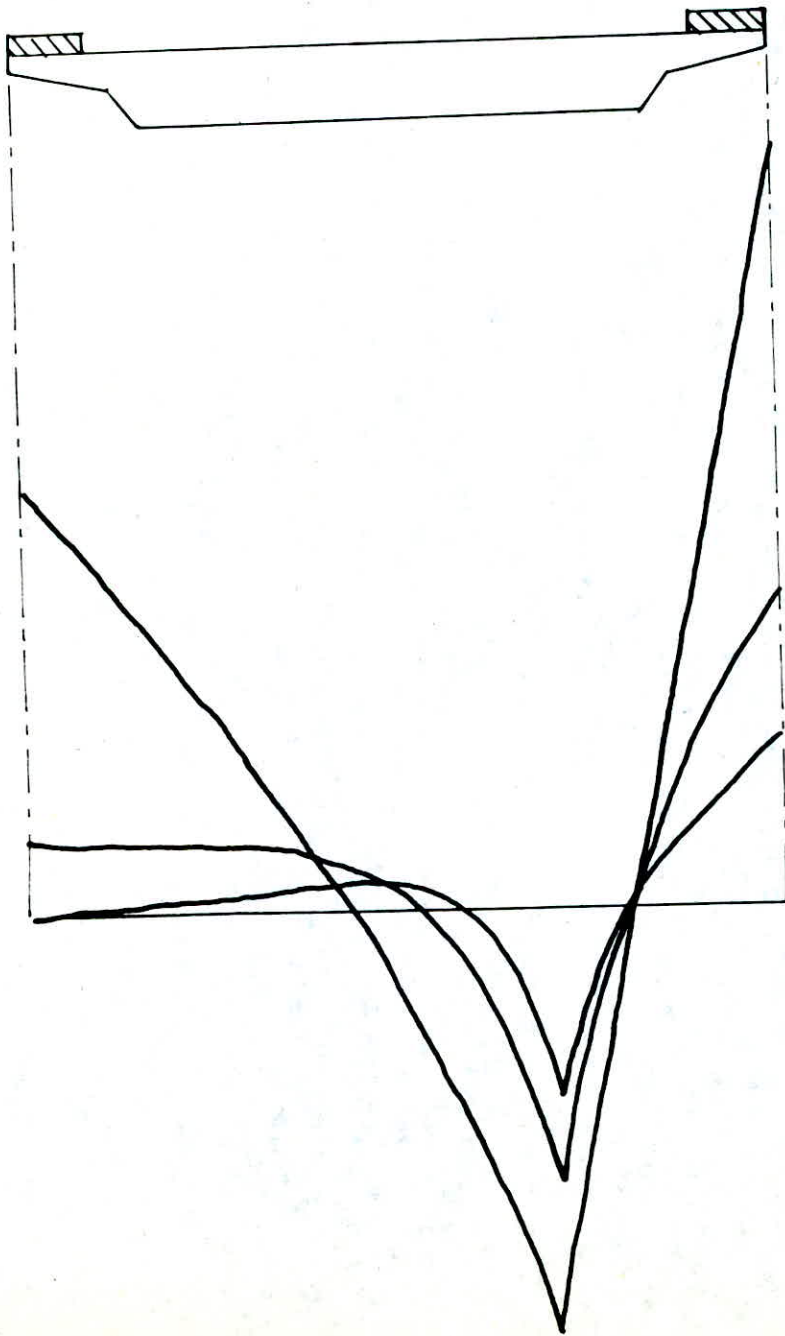
$$Y=0$$



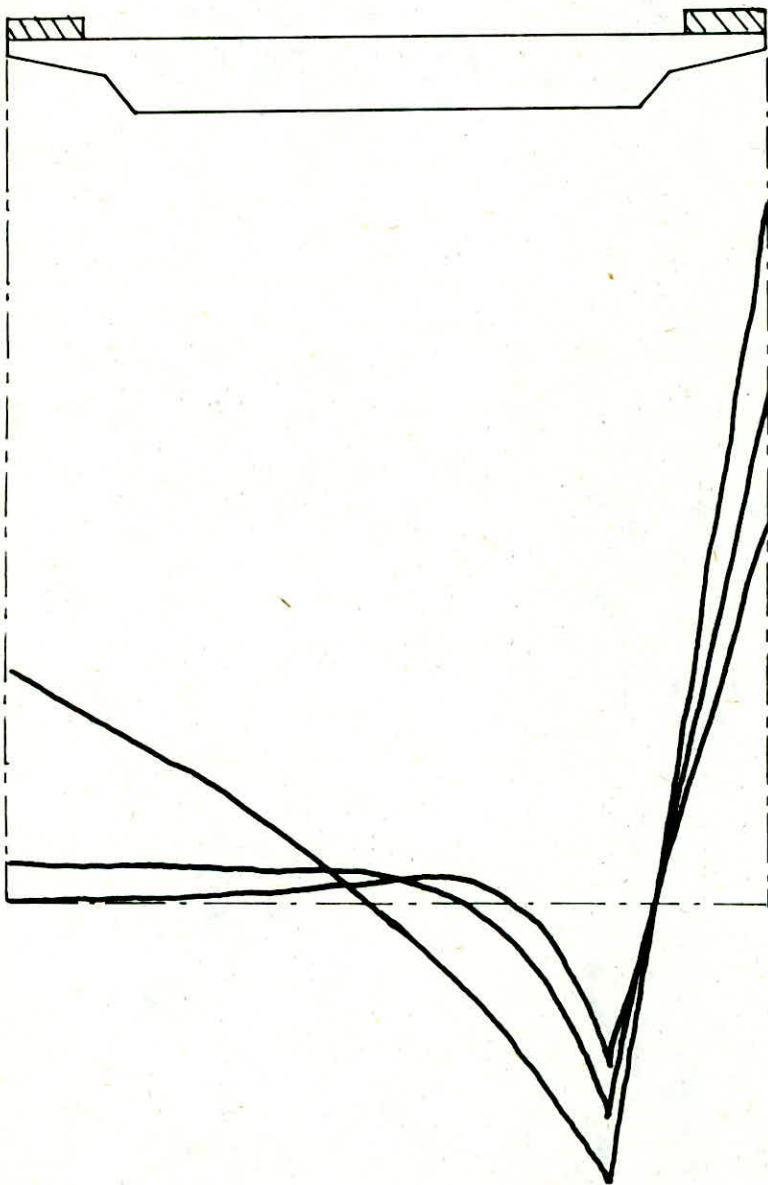
$$\gamma = \frac{b}{4}$$



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



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



DEFORMATIONS

Liberté des déformations :

La mise en précontrainte d'une pièce engendre des déformations: flèches, rotations d'appuis, raccourcissements...

Il est essentiel que ces déformations puissent librement se produire sous peine de modifier les effets de la précontrainte et par conséquent l'état de contraintes résultant dans les diverses sections de la pièce. Les valeurs des déformations ne peuvent être calculées qu'approximativement étant donné 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. Toute recherche de grande précision est donc illusoire; C'est pourquoi les méthodes pratiques de calcul sont conçues pour donner des résultats approchés par excès ce qui est conforme à la sécurité.

I. Flèches et contre-flèches

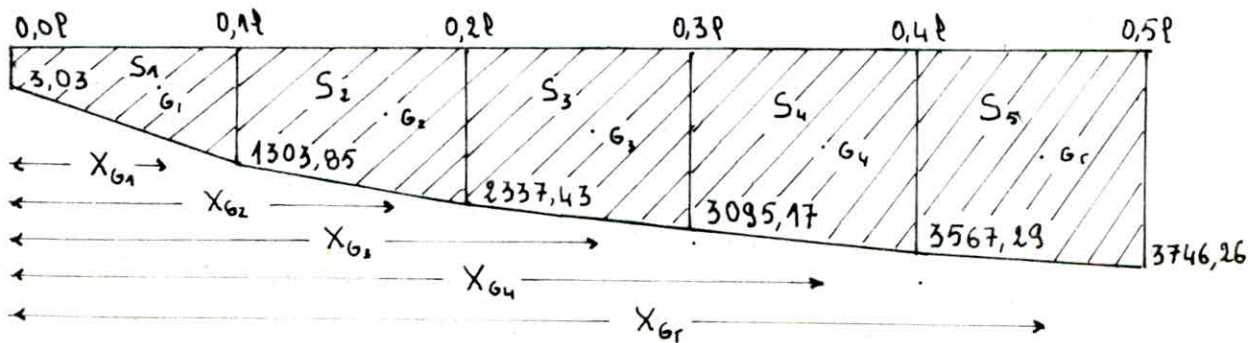
1. Contre flèche de précontrainte

$$M_p = N \cdot e \quad N = \sum \sigma_m \cdot S \cdot \cos \alpha_i = (27 \cos \alpha_1 + 26 \cos \alpha_2) \cdot \sigma_m \cdot S$$

$$\sigma_m : \text{contrainte moyenne} = \frac{\sigma_{\text{initial}} + \sigma_{\text{service}}}{2} \quad e : \text{distance cable-fibre moyenne}$$

Sect	$\cos \alpha_1$	$\cos \alpha_2$	e (m)	σ_m'	N (t)	$M_p = N \cdot e$
0,0P	0,9982	0,9933	$0,05 \cdot 10^{-2}$	118,04	6061,61	3,03
0,1P	0,9989	0,9957	$21,3 \cdot 10^{-2}$	119,02	6121,35	1303,85
0,2P	0,9993	0,9976	$37,83 \cdot 10^{-2}$	120,00	6178,78	2337,43
0,3P	0,9997	0,9989	$49,65 \cdot 10^{-2}$	120,97	6233,98	3095,17
0,4P	0,9999	0,9997	$56,74 \cdot 10^{-2}$	121,94	6287,07	3567,29
0,5P	1	1	$59,1 \cdot 10^{-2}$	122,92	6338,86	3746,26

. Diagramme simplifié du moment de précontrainte :



Le diagramme des moments étant symétrique par rapport à l'axe de la dalle, la flèche sera donnée par : $f = \int_0^{l/2} \frac{Mx dx}{EI}$
 On peut donc dire que f est à EI près le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence ; sur la demi longueur.

Il suffit alors d'additionner les moments statiques par rapport à l'appui de chacun de 5 trapèzes ainsi définis. Chaque moment statique sera obtenu en faisant le produit de l'aire considérée par la distance de son centre de gravité à l'appui.

La distance x_G du centre de gravité d'un trapèze à la petite base b peut être calculée par la formule : $x_G = \frac{h}{3} \frac{2B+b}{B+b}$ B : grand base h : hauteur

i	1	2	3	4	5
X_{Gi}	1,798	4,178	6,813	9,482	12,161
S_i	1764,288	4915,728	7334,07	8994,321	9873,292

D'où $f = \frac{\sum S_i X_{Gi}}{E_v \cdot I} = 0,1042 \text{ m}$ $E_v = 1,31 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$
 $I = 2,0447 \text{ m}^4$

2. Flèche due au poids propre

A mi-travée : $f_p = \frac{596 \cdot p^4}{384 EI} = 0,10437 \text{ m}$

$q_p = 40,4 \text{ t/m}$
 $I = 2,0447 \text{ m}^4$
 $E = E_v = 1,31 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

3. Flèche due aux surcharges

A mi-travée : $f_p = \frac{597 p^4}{384 EI} = 0,01093 \text{ m}$

$q_p = 12,92 \text{ t/m}$
 $E = E_v = 1,31 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

4. Flèche de construction

$f_c = \frac{3}{4} (f_p - f_g) = \frac{3}{4} [0,1042 - 0,10437] = -1,27 \cdot 10^{-4} \text{ m} \approx 0$

Cumul des flèches

- A vide : $f_v = f_p + f_g + f_c = 4,25 \cdot 10^{-1} \text{ m}$

- En service : $f_s = f_v + f_p = 0,01097 \text{ m}$

II. Rotation d'appuis : $\alpha = \int_0^l \frac{Mx dx}{EI}$

- Poids propre : $\alpha_p = \frac{q_p \cdot l^3}{24 EI} = \frac{40,4 \cdot 27^3}{24 \cdot 1,31 \cdot 10^6 \cdot 2,0447} = 0,01237 \text{ rd}$

- Surcharges : $\alpha_p = \frac{q_p \cdot l^3}{24 EI} = \frac{12,92 \cdot 27^3}{24 \cdot 1,31 \cdot 10^6 \cdot 2,0447} = 1,29 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$

- Précontrainte : $\alpha_p = \frac{1}{2EI} \int_0^l M dx = \frac{1}{2EI} [-2 \sum S_i] = -0,012276 \text{ rd}$

Cumul :

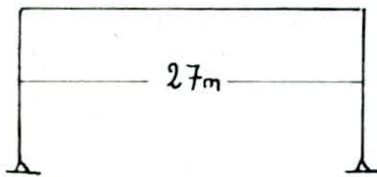
- A vide : $\alpha_v = \alpha_p + \alpha_p = 9,41 \cdot 10^{-1} \text{ rd}$

- En service : $\alpha_s = \alpha_v + \alpha_p = 1,389 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$

CALCUL DES APPAREILS D'APPUI

Pour le type d'appuis utilisé dans notre cas : appuis encadrés d'élastomère, des tôles de fretage sont complètement encadrées dans l'élastomère. Le néoprène constituant les appareils d'appuis est peu compressible mais très déformable par cisaillement. C'est cette propriété qui fait qu'il soit très souvent utilisé pour la réalisation des appuis semi-mobiles permettant la dilatation et la torsion de la section d'appui dans toutes les directions.

Evaluation des efforts dans les appuis :



1. Efforts verticaux

- Poids propre : $F = \frac{27 \cdot 40,4}{2} = 545,4 \text{ t}$

- Surcharge A : $F = \frac{1}{2} [0,9489 \cdot 27 \cdot 11,5] = 147,33 \text{ t}$

- Surcharge Bc :

$y_1 = 1 \quad y_2 = 0,944 \quad y_3 = 0,777 \quad y_4 = 0,611 \quad y_r = 0,077$

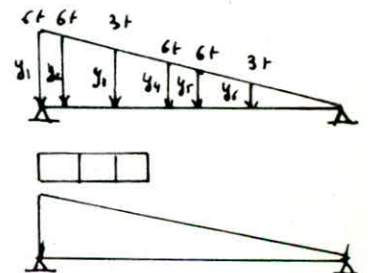
$y_c = 0,3889 \Rightarrow F = 1 \cdot b_c \sum P_i y_i = 152,309 \text{ t}$

- Mc120 : $F = 122,243 \text{ t}$

- type : $F = 168,617 \text{ t}$

- Surcharges des trottoirs : $F = 27 \cdot 0,15 \cdot 1,4 = 5,81 \text{ t}$

- Effort sismique vertical : $0,07G \cdot F = 0,07 \cdot 545,4 = 38,178 \text{ t}$



2. Efforts horizontaux

a)

- Freinage : $F_H = 30 \text{ t}$ correspondant à 1 camion Bc

- Effort sismique horizontal : $F_H = 0,1 \cdot G = 54,45 \text{ t}$

b) Efforts horizontaux engendrés par les déformations lentes du tablier :

- Détermination des déformations lentes :

Elles sont dues essentiellement à 3 phénomènes à savoir : - Le retrait - Le fluage - La température

1- Retrait : $\frac{\Delta P_R}{P} = (2,5 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{1}{2} \Rightarrow \Delta P_R = 2,5 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{27}{2}$

$\Delta P_R = 3,375 \text{ mm}$

2. Fluage

$$\frac{\Delta P_{s1}}{P} = \frac{1}{2} \frac{\sigma'_m}{E_v} \Rightarrow \Delta P_{s1} = \frac{27}{2} \frac{\sigma'_m}{E_v}$$

E_v : module de déformation lente du béton

$$E_v = 7000 \sqrt{f_{c28}} = 7000 \sqrt{350} = 1,31 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

σ'_m : contrainte moyenne de compression de la fibre neutre

$$\sigma'_m = \frac{33,597 + 39,889}{2} = 36,743 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta P_{s1} = \frac{27}{2} \cdot \frac{36,743}{1,31 \cdot 10^5} = 3,786 \cdot 10^{-3} \text{ m} \quad \Delta P_{s1} = 3,786 \text{ mm}$$

3. Température

$$\frac{\Delta P_T}{P} = (\pm 2 \cdot 10^{-4}) \frac{1}{2} \Rightarrow \Delta P_T = \pm 2,7 \cdot 10^{-3} \text{ m} \quad \Delta P_T = \pm 2,7 \text{ mm}$$

D'où finalement :

$$\Delta P_{\max} = -3,375 - 3,786 - 2,7 = 9,86 \text{ mm}$$

$$\Delta P_{\min} = 2,7 \text{ mm}$$

Chaque appareil d'appui subira une distorsion U_g telle que

$$U_g = \frac{\Delta P_{\max}}{2} \cdot \frac{P}{2} = \frac{9,86}{2} = 4,93 \text{ mm}$$

D'où effort horizontal sur chaque appui de la culée :

$$H_g = \frac{G \cdot U_g \cdot a \cdot b}{T_r} = \frac{10 \cdot 0,493 \cdot 30 \cdot 40}{5,6} = 1056,43 \text{ kg}$$

$$H_g = 1,056 \text{ t}$$

T_r : Epaisseur de l'appareil d'appui

G : Module de cisaillement

$a \times b$: section de l'élastomère

3. Vérification des appareils d'appuis

a. Limitation de la compression

Le béton étant fretté donc on doit avoir $\sigma < 150 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{\max} = \frac{F_{\max}}{a \times b}$$

F_{\max} : réaction verticale maximale revenant à chaque appareil d'appui = $\frac{F_G + F_Q}{5}$

$$\sigma_{\max} = \frac{[545,4 + (168,617 + 5,81)] \cdot 10^3}{5 \cdot 30 \cdot 40} = 119,97 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2$$

A vide : $F_{\min} = \frac{F_G}{5} = 109,08 \text{ t}$

si $\sigma_{\min} < 20 \text{ kg/cm}^2$ risque de glissement de l'appareil d'appui

$$\sigma_{\min} = \frac{109,08 \cdot 10^3}{30 \cdot 40} = 90,9 \text{ kg/cm}^2 > 20 \text{ kg/cm}^2 \text{ pas de risque de glissement}$$

b. Stabilité (non déversement)

$\frac{a}{Tr} \geq 5 \Rightarrow a \geq 5 \cdot Tr = 5 \cdot 5,6 = 28 \text{ cm}$ $a = 30 \text{ cm} > 28 \text{ cm}$
Vérfié

c. Condition de non glissement:

On doit avoir $H < f \cdot F_{max}$

H: effort horizontal reronant à un appareil d'appui

f: Coefficient de frottement pour élastomères extrêmes encrobés

$f = 0,10 + \frac{60}{T}$ $T \text{ en } t/m^2$

D'où

$H = \frac{H_{seisme} + H_{freinage}}{5} + H_g < 0,1 \cdot F_{max} + 60 \cdot a \cdot b$

$\frac{1}{5} \left[\frac{54,45}{2} + \frac{30}{2} \right] + 1,056 < 0,1 \cdot 143,96 + 60 \cdot 30 \cdot 40$

$9,50t < 21,59t$ Vérfiée

d. Distorsion

. Sous l'effet des déformations lentes: $\tau_{H_g} \ll 0,5 \cdot G$

$\tau_{H_g} = G \frac{U_g}{Tr} \ll 0,5 \cdot G \Rightarrow \frac{U_g}{Tr} \ll 0,5 \Rightarrow \frac{4,93}{56} = 0,088 < 0,5$ Vérfiée

. Sous l'effet d'un effort instantané: seisme ou freinage

$\tau_{H_i} + \tau_{H_g} \ll 0,7 \cdot G$ $G' = 20 \text{ kg/cm}^2$ (cas d'effort instantané)
 $= 2G$

$\tau_{H_i} = 2G \frac{U_i}{Tr} = \frac{H_i}{a \cdot b}$ } $\frac{U_g}{Tr} + \frac{H_i}{2 \cdot G \cdot a \cdot b} \ll 0,7$
 $\tau_{H_g} = G \frac{U_g}{Tr}$

α) Freinage: $H_i = \frac{H_f}{2 \cdot 5} = \frac{30 \cdot 10^3}{2 \cdot 5} = 3 \cdot 10^3 \text{ kg}$

$0,088 + \frac{3 \cdot 10^3}{2 \cdot 10 \cdot 30 \cdot 40} = 0,213 < 0,7$ Vérfiée

β) Seisme: $H_i = \frac{H_s}{2 \cdot 5} = \frac{54,45 \cdot 10^3}{2 \cdot 10} = 5,445 \cdot 10^3 \text{ kg}$

$0,088 + \frac{5,445 \cdot 10^3}{2 \cdot 10 \cdot 40 \cdot 30} = 0,315 < 0,7$ Vérfiée

. Sous l'effet simultané du seisme, freinage et déformations lentes

$\tau_{H_g} + \tau_{H_f} + \tau_{H_s} \ll 1,3 \cdot G \Rightarrow \frac{U_g}{Tr} + \frac{H_f}{5 \cdot G \cdot a \cdot b} + \frac{H_s}{5 \cdot G \cdot a \cdot b} \ll 1,3$

$0,088 + \frac{3 \cdot 10^3}{2 \cdot 10 \cdot 30 \cdot 40} + \frac{5,445 \cdot 10^3}{2 \cdot 10 \cdot 30 \cdot 40} = 0,44 < 1,3$ Vérfiée

e. Cisaillement du néoprène

$\tau_{max} \ll 3 \cdot G$ avec $\tau_{max} = \frac{3t \cdot F_{max} \cdot (a+b)}{(a \cdot b)^2}$

t: épaisseur d'un feuillet de néoprène

$\tau_{max} = \frac{3 \cdot 1 \cdot 143,965 \cdot 10^3 \cdot (30+40)}{(30 \cdot 40)^2} = 20,99 \text{ kg/cm}^2 < 1,3$ Vérfiée

f. Rotation

. La rotation totale pour l'ensemble des feuillet est égale à :
 $\alpha_s = 1,389 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$. Soit pour 1 feuillet : $\alpha'_s = \frac{\alpha_s}{4} = 3,472 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$

Rotation admissible par feuillet :

$$\bar{\alpha} = 3 \left(\frac{t}{a} \right)^2 \quad \begin{array}{l} t: \text{épaisseur d'un feuillet} = 1 \text{ cm} \\ a: \text{La petite dimension en plan} = 30 \text{ cm} \end{array}$$

$$\bar{\alpha} = 3 \left(\frac{1}{30} \right)^2 = 33,33 \cdot 10^{-4} \text{ rad} > \alpha'_s = 3,472 \cdot 10^{-4} \text{ rad} \quad \text{Vérfiée}$$

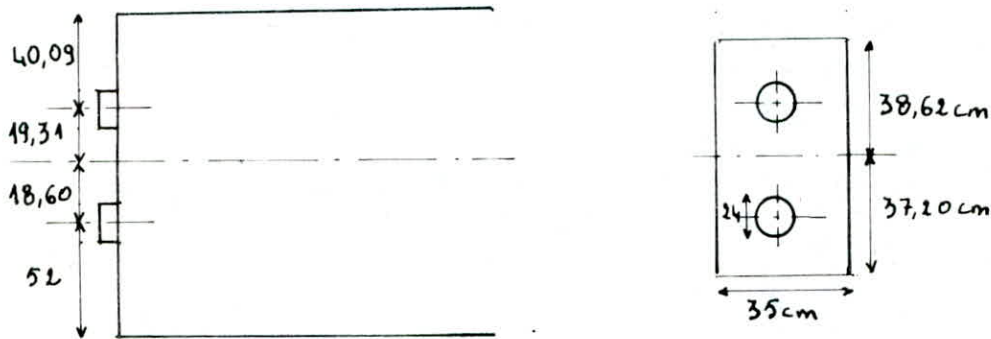
. La rotation engendre une contrainte de cisaillement donnée par :

$$\tau_x = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{E} \right)^2 \cdot \alpha'_s = \frac{10}{2} \left(\frac{30}{1} \right)^2 \cdot 3,472 \cdot 10^{-4} = 1,562 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte admissible :

$$\bar{\tau}_x = 1,5 \cdot G = 1,5 \cdot 10 = 15 \text{ kg/cm}^2 > \tau_x = 1,56 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérfiée}$$

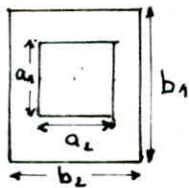
ETUDE DES AIBOUTS



Contrainte de compression sous l'ancrage

La limite admissible de la contrainte de compression sous les ancrages est donnée par : $\bar{\sigma}'_{\text{limite}} = \frac{1}{1,6} \cdot \sigma'_d \cdot k$ Avec $k = 1 + \left[3 - \frac{a_1}{b_1} - \frac{a_2}{b_2} \right] \sqrt{\left(1 - \frac{a_1}{b_1} \right) \left(1 - \frac{a_2}{b_2} \right)}$

La surface nette de la plaque d'ancrage est : $S = \frac{\pi}{4} [24^2 - 6,7^2] = 417,13 \text{ cm}^2$



$$a_1 = a_2 = 0,88d = 0,88 \cdot 24 = 21,12 \text{ cm}$$

$$b_1 = 37,2 \text{ cm}$$

$$b_2 = 35 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow k = 1 + \left[3 + \frac{21,12}{37,2} - \frac{21,12}{35} \right] \sqrt{\left(1 - \frac{21,12}{37,2} \right) \left(1 + \frac{21,12}{35} \right)} = 2,522$$

$$\text{D'où } \bar{\sigma}'_{\text{limite}} = \frac{2,522}{1,6} \cdot 350 = 551,8 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte de compression est :

$$\sigma'_c = \frac{P}{S} = \frac{144,25 \cdot 10^3}{417,13} = 345,81 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{\text{limite}} = 551,8 \text{ kg/cm}^2 \text{ Vérifiée}$$

Calcul des frettes :

Les frettes servent à reprendre des efforts de surface et sont placées juste derrière l'ancrage et doivent équilibrer un effort de $0,04 P$ P étant l'effort de précontrainte initiale à l'ancrage

$$0,04 P = 0,04 \cdot 144,25 = 5,77 \text{ t} \quad \text{On choisit des Fe 24 } (\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{D'où : } A = \frac{0,04 P}{\bar{\sigma}_a} = \frac{5,77 \cdot 10^3}{1600} = 3,61 \text{ cm}^2$$

Soit une frette à 4 branches $4 \phi 12 \quad A = 4,52 \text{ cm}^2$

- Horizontalement on disposera des frettes individuelles pour chaque ancrage

Effort d'éclatement :

On doit prévoir des armatures capables de reprendre les efforts d'éclatement dont la résultante vaut : $R = P/4 (1 - d'/d)$

Avec : d' : largeur de la plaque de répartition

d : Distance minimale entre axes de 2 plaques

Dans le plan vertical :

$$R = 0,25 \left(1 - \frac{d'}{d}\right) \cdot P = 0,25 \left(1 - \frac{24}{37,91}\right) \cdot 144,25 \cdot 10^3 = 13,232 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

$$\text{D'où : } A = \frac{13,232 \cdot 10^3}{1600} = 8,27 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8\phi 12 \Rightarrow A = 9,04 \text{ cm}^2$$

→ 4 cadres $\phi 12$

$$\frac{d'}{d} = \frac{24}{37,91} = 0,633 > 0,6 \Rightarrow a = d/2 \approx 19 \text{ cm}$$

les cadres seront donc placés respectivement à 14 ; 18 ; 22 et 25 cm

Dans le sens horizontal :

$$R = 0,25 \left(1 - \frac{24}{35}\right) \cdot 144,25 \cdot 10^3 = 11,334 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

$$A = \frac{R}{\sigma_a} = \frac{11334}{1600} = 7,08 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7\phi 12 \Rightarrow A = 7,96 \text{ cm}^2$$

$$\frac{d'}{d} = \frac{24}{35} = 0,686 > 0,6 \Rightarrow a = \frac{d}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

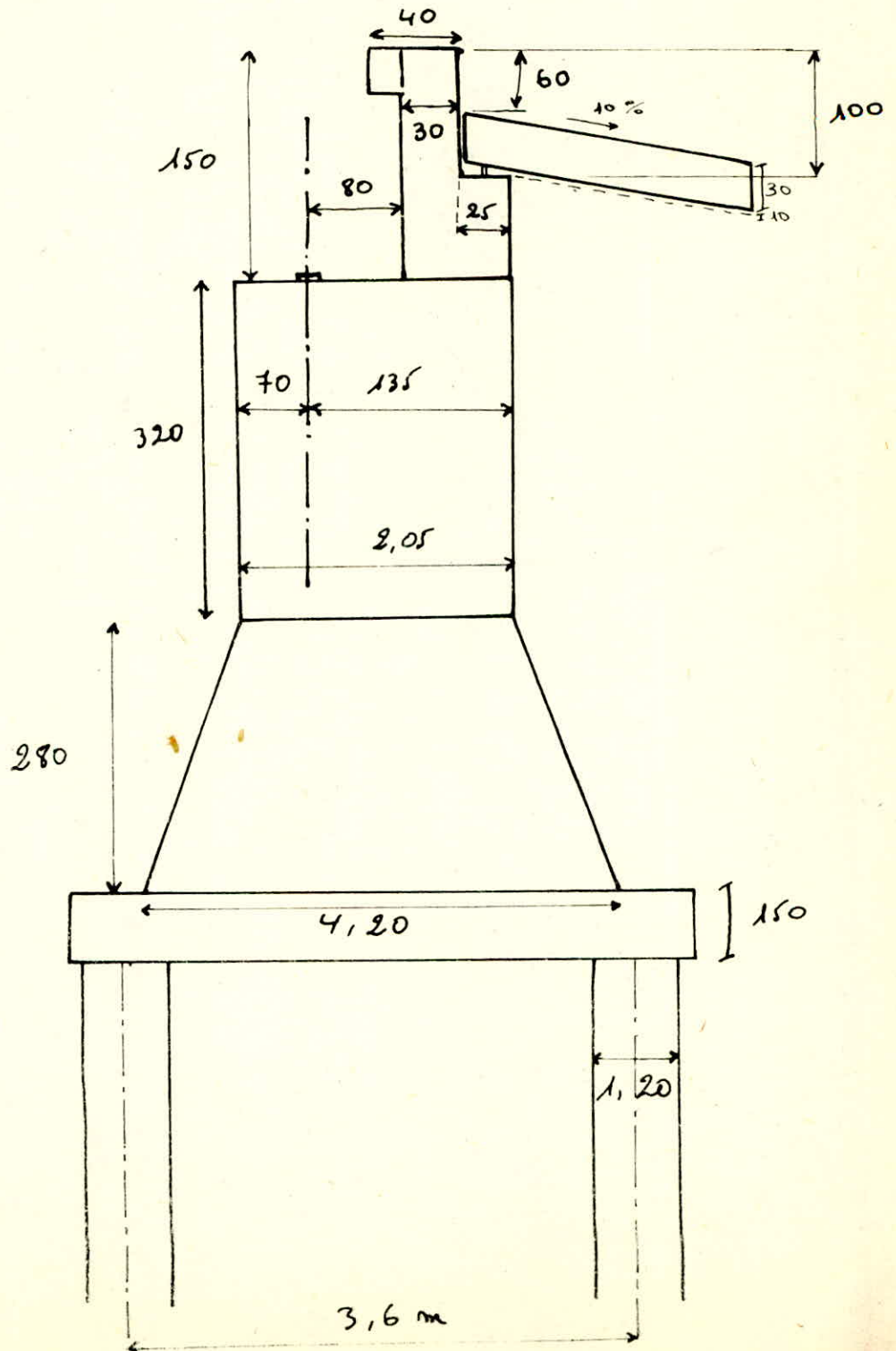
Pour la 2^{ème} zone de régularisation il faudra prévoir des armatures capables de reprendre d poussées au vide où la section d'acier est évaluée à 0,3% de la section du béton

$$A = \frac{0,3}{100} \cdot 950 \cdot 130 = 370,5 \text{ cm}^2 \text{ pour toute la section}$$

Les armatures sont disposées en cadres

ETUDE DE LA CULEE

La culee est destinée à transmettre les efforts jusqu'aux pieux elle est constituée d'un mur en retour, une dalle de transition, un mur garde grève, un chevêtre et trois voiles qui reposent sur la semelle.



CALCUL DES MURS

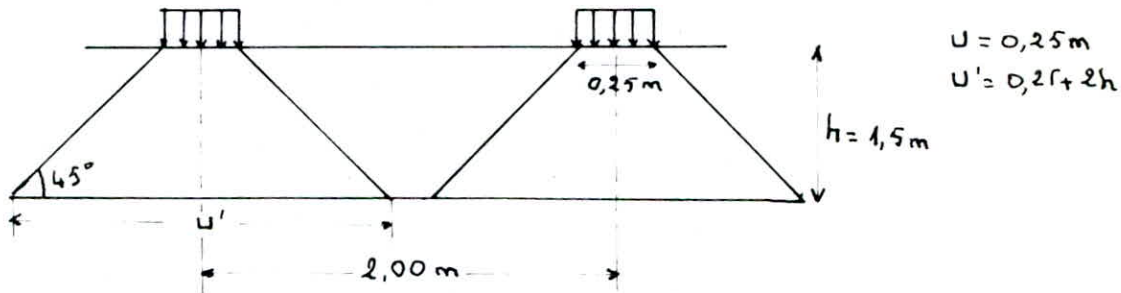
A. Mur garde grève :

Il est soumis aux charges horizontales qui viennent s'appliquer sur la face arrière du mur, on aura ainsi un moment au niveau de l'encastrement (mur-chevêtre).
Les forces verticales étant centrées, ne créent pas de moment, elles seront donc négligées.

Actions horizontales :

1- Force de freinage d'un essieu type Bc :

L'essieu arrière du camion type Bc est considéré sur le mur, on prendra l'effet d'une roue diffusée selon un angle de 45°



La force de freinage est prise égale au poids d'une roue de 6t, donc $F_R = 6t$; La force diffusée sera : $F_{R_d} = \frac{F_R}{U'}$

Le moment engendré sera $M_F = \gamma_m \cdot F_{R_d} \cdot h$ (tm/ml)
 γ_m : coefficient de sécurité

$$D'où \quad M_F = \gamma_m \frac{F_R \cdot h}{0,25 + 2h} = \frac{1,2 \cdot 6 \cdot 1,5}{0,25 + 2 \cdot 1,5} = 3,323 \text{ tm/ml}$$

2- Poussée des terres :

Les terres situées à l'arrière du mur produisent une poussée P située à $h/3$ de l'encastrement

$$P = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \quad k_a : \text{Coefficient de poussée} = 1/3$$

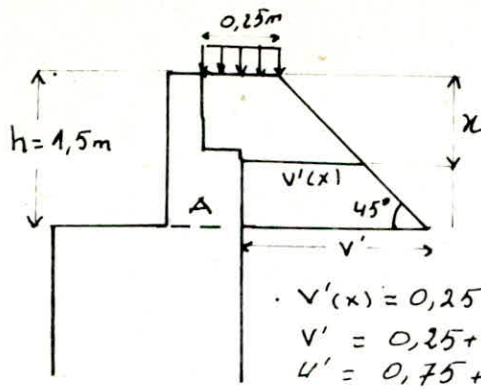
$$\gamma : \text{Densité du remblais} = 2t/m^3$$

Cette poussée créera un moment $M_T = P \cdot h/3 = \frac{1}{6} k_a \gamma h^3$

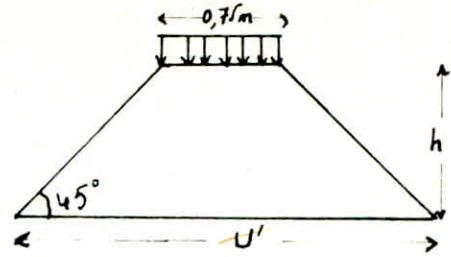
$$M_T = \frac{1}{6} \cdot \frac{1}{3} \cdot 2 \cdot 1,5^3 = 0,375 \text{ tm/ml}$$

3. Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :

Il a été prouvé que l'effet le plus défavorable est produit par les 2 roues arrière de 6t de 2 camions type Bc, accolés et placés de telle sorte que le rectangle d'impact soit en contact avec la face arrière du mur. On remplacera la charge de 2 roues de 6t distantes de 0,5m par une charge équivalente uniforme de 12t répartie sur la surface de $(0,25 \times 0,75) m^2$. D'où le schéma de la diffusion à 45° de la charge de 12t



$$\begin{aligned} \cdot v'(x) &= 0,25 + x \\ v' &= 0,25 + h \\ v' &= 0,75 + 2h \end{aligned}$$



• Diffusion transversale

Diffusion longitudinale

On calculera le moment M_p crée par la poussée de cette charge au niveau de l'encastrement A

$$M_p = \frac{12 \cdot k}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

$$I = \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx = (h+0,25) [\text{Log}(0,25+h) - \text{Log}(0,25)] - h$$

pour $h = 1,5m$ $I = 1,91$

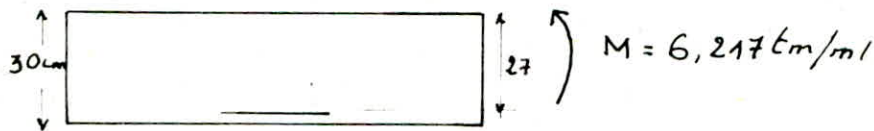
$$k = k_a \gamma_m \delta \cdot b \cdot c = \frac{1}{3} \cdot 1,2 \cdot 1,085 \cdot 0,95 = 0,412$$

D'où $M_p = \frac{12 \cdot 0,412}{0,75 + 2 \cdot 1,5} \cdot 1,91 = 2,519 \text{ tm/ml}$

On combine ces actions horizontales de la manière la plus défavorable, c'est à dire en considérant qu'elles agissent toutes dans le même sens. Donc le moment total sera :

$$M = M_F + M_T + M_p = 3,323 + 0,375 + 2,519 = 6,217 \text{ tm/ml}$$

- Ferraillage du mur garde grève : face arrière :



$$h = 27cm \quad h_f = 30cm \quad \bar{\alpha} = 0,523 \quad \bar{\gamma} = 0,823$$

$$A = \frac{M}{\bar{\gamma} \cdot h \cdot \bar{\alpha}} = \frac{6,217 \cdot 10^7}{0,823 \cdot 27 \cdot 2800} = 10 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 7714 \quad A = 10,77 \text{ cm}^2$$

- Vérification à la fissuration :

$$\omega_s = \frac{10,77}{6 \cdot 100} = 17,95 \cdot 10^{-3} \quad \bar{\sigma}_b = 7,6 \text{ kg/cm}^2$$

On trouve $\sigma_1 = 1739,23 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = 2236,73 \text{ kg/cm}^2$

D'où $\sigma_a = \sigma_c = 2236,73 \text{ kg/cm}^2$

Donc on refait les calculs avec $\sigma_a = 2236,73 \text{ kg/cm}^2$:

$\bar{\alpha} = 0,552 \quad \bar{\gamma} = 0,816$

$A = \frac{6,217 \cdot 10^5}{0,816 \cdot 27 \cdot 2236,73} = 12,61 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8T14 \quad A = 13,31 \text{ cm}^2$

Vérfications des contraintes :

Axe neutre $y = 8,3 \text{ cm} \quad I = 8,363 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 \quad \theta = 7,43$

$\sigma'_b = 61,76 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$

$\sigma_a = 2084,29 \text{ kg/cm}^2 < 2236,73 \text{ kg/cm}^2$

Donc le ferrailage est vérifié

Sur la face avant du mur on prendra $\frac{A_{arriere}}{2} = 6,15 \text{ cm}^2/m$
donc on disposera 4 T14 soit $A = 6,16 \text{ cm}^2/m$

B. Dalle de transition :

La dalle de transition est prévue pour empêcher le tassement éventuel du remblai se trouvant derrière le chevêtre, qui entraînerait une dénivellation entre la chaussée du pont et celle du remblai. La dalle de transition s'appuie sur l'extrémité du chevêtre et sur le remblai compacté.

* Evaluation des charges et surcharges /ml :

- Poids propre : $2,5 \cdot 0,3 \cdot 1 = 0,75 \text{ t/ml}$
- Remblai : $1,05 \cdot 2 \cdot 1 = 2,10 \text{ t/ml}$
- Revêtement : $0,08 \cdot 2,2 \cdot 1 = 0,176 \text{ t/ml}$

Charge totale : $Q_G = 3,026 \text{ t/ml}$

. Surcharges : Dans ce cas on assimile les roues arrières et avant du système Bt (le plus défavorable) à un rouleau de charge répartie de $5,5 \text{ t/ml}$ chacun. En tenant compte de l'effet de choc d'un essieu près d'un appui on pondérera la première charge par 2 et la 2^e, qui se répartit entre les 2 appuis par 1,2. Soit :

$P_1 = 2 \cdot 5,5 = 11 \text{ t/ml} \quad P_2 = 1,2 \cdot 5,5 = 6,6 \text{ t/ml}$

La dalle repose sur le remblai considéré comme élastique ; pour pouvoir calculer cette dalle comme étant une poutre appuyée simplement sur 2 appuis, il faut vérifier la condition $l < \frac{\pi}{2} l_e$

Avec : l : distance entre les appuis (chevêtre - remblai)

l_e : longueur élastique

- Calcul de la longueur élastique :

$$l_e = \left(\frac{4EI}{b C_u} \right)^{1/4} \quad \text{Avec: } E = 4 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,3^3}{12} = 2,25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$b = 1 \text{ m}$$

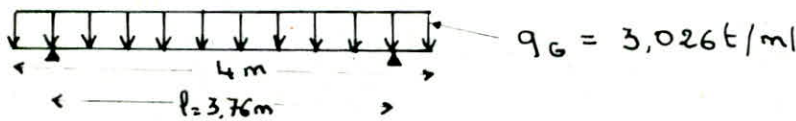
C_u : réaction élastique du remblai on prend $C_u = 1000 \text{ t/m}^3$

$$\text{D'où } l_e = \left(\frac{4 \cdot 4 \cdot 10^6 \cdot 2,25 \cdot 10^{-3}}{1000 \cdot 1} \right)^{1/4} = 2,45 \text{ m}$$

$$\frac{\pi}{2} \cdot l_e = \frac{\pi}{2} \cdot 2,45 = 3,85 \text{ m} > l = 3,76 \text{ m}$$

Donc la dalle peut être calculée comme une poutre appuyée sur 2 appuis simples et les déformations sont négligées

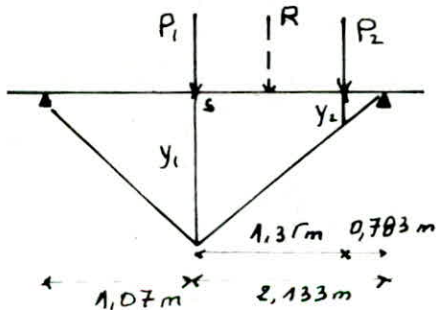
- Calcul des efforts sollicitant la dalle :



1. Moment maximum :

• Poids propre : $M_G = \frac{q_0 \cdot l^2}{8} = \frac{3,026 \cdot 3,76^2}{8} = 5,347 \text{ tm/m}$

• Surcharges :



On applique le théorème de BARRE pour déterminer le moment maximum, on placera la surcharge la plus lourde P_1 au droit de la section dangereuse (S).

$$R = P_1 + P_2 = 11 + 6,6 = 17,6 \text{ t/m}$$

$$y_1 = \frac{1,627 \cdot 2,133}{3,76} = 0,9229 \text{ m}$$

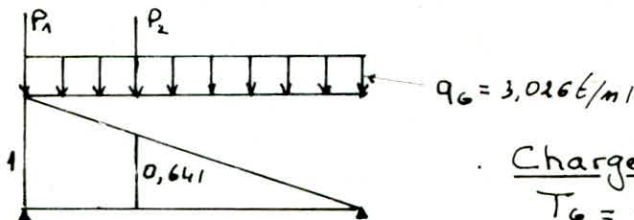
$$y_2 = 0,3388 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } M_{s \max} = 0,9229 \cdot 11 + 0,3388 \cdot 6,6 = 12,39 \text{ tm/m}$$

Finalemnt le moment max sera :

$$M_{\max} = M_G + M_s = 5,35 + 12,39 = 17,74 \text{ tm/m}$$

2. Effort tranchant maximum :



• Charge permanente :

$$T_G = q_0 \cdot l/2 = \frac{3,026 \cdot 3,76}{2} = 5,687 \text{ t/m}$$

• Surcharges (P_1, P_2) : $T_s = 11 \cdot 1 + 6,6 \cdot 0,641 = 15,23 \text{ t/m}$

D'où l'effort tranchant max :

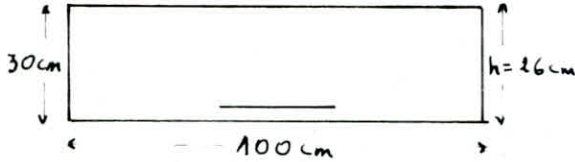
$$T_{\max} = T_G + T_s = 5,687 + 15,23 = 20,917 \text{ t/m}$$

Ferraillage de la dalle de transition :

$M_{max} = 17,74 \text{ t/m}$ $T_{max} = 20,917 \text{ t/m}$ $\phi \leq 20 \text{ mm}$ $\bar{\sigma}'_b = 210 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + G_a} = 0,529$ $\bar{\gamma} = (1 - \bar{\alpha}/3) = 0,823$ $\bar{K} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \bar{\alpha} \bar{\gamma} = 45,78 \text{ kg/cm}^2$

$M_{RB} = K b h^2 = 457,8 \cdot 1 \cdot 0,26^2 = 30,9 \text{ t/m} > M \Rightarrow A' = 0$



$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \bar{\gamma} h} = \frac{17,74 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,823 \cdot 26} = 29,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit 15 T 16 $A = 30,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Vérification à la fissuration

$\begin{cases} \sigma_1 = 2737 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2199,64 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \sigma_a = \sigma_n = 2737 \text{ kg/cm}^2$

On trouve: $\bar{\alpha} = 0,535$ $\bar{\gamma} = 0,822$ $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \bar{\gamma} h} = \frac{17,74 \cdot 10^5}{2737 \cdot 0,822 \cdot 26}$

$A = 30,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on garde le même ferraillage 15 T 16

Dans le sens transversal on prendra le quart du ferraillage longitudinal $A' = A/4 = 7,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4 T 16 $A = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$

. Vérification des contraintes :

Axe neutre $y = 11,46 \text{ cm}$ $\theta = 12,17$ $I = 145779 \text{ cm}^4$

$\sigma'_b = 139,51 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 210 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_a = 2652,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2737 \text{ kg/cm}^2$

. Vérification au cisaillement :

$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{20,917 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 26} = 9,19 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 8,4 = 9,66 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b$ Vérifiée

C. Mur en retour :

Le mur en retour sert essentiellement à soutenir les remblais situés en arrière de la culée.

En plus de la poussée des remblais il sera susceptible de reprendre :

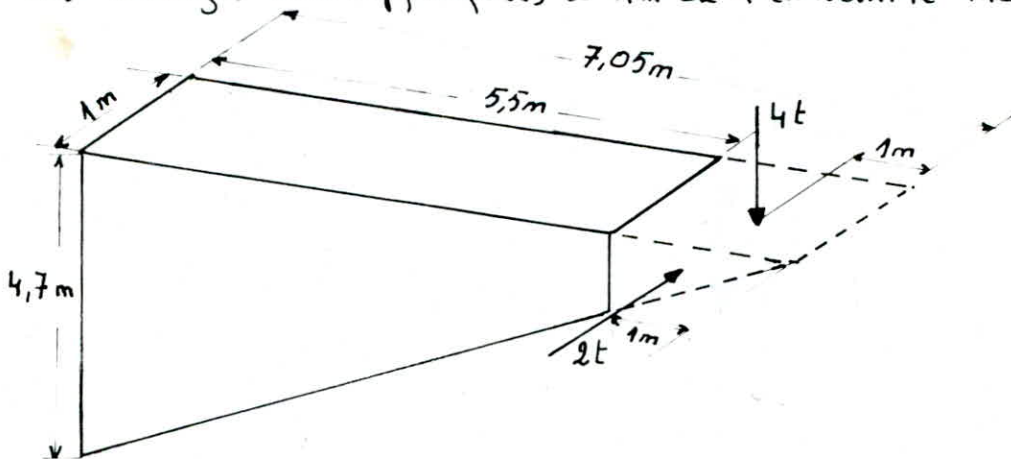
- Son poids propre et le poids de la superstructure (actions verticales)
- Charge de lit concentrée (verticale)
- Charge de lit concentrée (horizontale)

Les charges de lit et de lit sont conventionnelles, elles représentent :

- Des efforts survenus au cours de la construction

- Des charges accidentelles qui peuvent survenir à tout moment
- Poussées sur le mur dues à des charges locales sur le remblai

Ces charges sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur



1. Evaluation des sollicitations :

a) Charges horizontales :

- Charge de 2t à 1m de l'extrémité théorique et perpendiculaire au mur.
- Poussée des terres uniforme égale à $(\frac{h}{3} + 0,5) \text{ t/m}^2$
La valeur de cette poussée uniforme étant celle qui s'exercerait au niveau du centre de gravité du mur sous l'effet du poids des terres ($\gamma = 2 \text{ t/m}^3$) et d'une charge uniforme 1 t/m^2 sur le remblai avec un coefficient de poussée égal à $\frac{1}{2}$

Ces charges horizontales créent des moments par rapport à l'axe vertical de la section d'encastrement :

$$M_H = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right) \frac{\rho^2 h}{6} + 2(1-1) = \left(\frac{4,7}{3} + 0,5\right) \frac{7,05^2 \cdot 4,7}{6} + 2(7,05-1)$$

$$M_H = 92,56 \text{ tm}$$

Et un effort tranchant T_H : $T_H = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right) \frac{\rho \cdot h}{2} + 2$

$$T_H = 36,24 \text{ t}$$

b) Charges Verticales :

- Poids propre du mur : $g_1 = 2,5 [7,05 \cdot 1 \cdot 4,7] \frac{1}{2} = 41,42 \text{ t}$
 - Poids de la superstructure : $0,3 \text{ t/ml}$ donc $g_2 = 0,3 \cdot 7,05 = 2,12 \text{ t}$
 - Charge concentrée de 4t à 1m de l'extrémité théorique.
- Ces charges vont créer un moment par rapport à l'axe horizontal de la section d'encastrement :

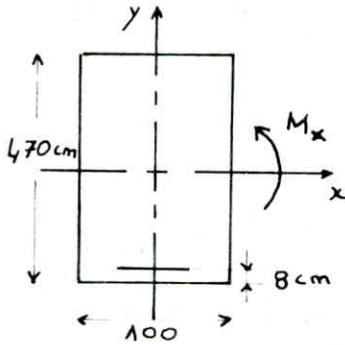
$$M_V = \frac{1}{3} \cdot 7,05 \cdot 41,42 + 2,12 \cdot 7,05 \cdot \frac{1}{2} + 4(7,05-1) = 129,01 \text{ tm}$$

Et un effort tranchant T_V :

$$T_V = 41,42 + 2,12 + 4 = 47,5 \text{ t}$$

Ferraillage du mur en retour :

a) Moment par rapport à l'axe horizontal x



$$M_x = M_v = 129,01 \text{ tm}$$

$$T_x = T_v = 47,5 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b' = 184 \text{ kg/cm}^2 \quad h = 462 \text{ cm} \quad \sigma_a = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\alpha} = 0,496 \quad \bar{\gamma} = 0,834 \quad \bar{k} = 38,11 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{RB} = 8134,3 \text{ tm} > M \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{D'où } A = \frac{M}{\sigma_a \bar{\alpha} h} = \frac{129,01 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,496 \cdot 462} = 11,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 6 \text{ T16 } A = 12,06 \text{ cm}^2$$

Vérification à la fissuration :

$$\begin{cases} \sigma_1 = 700,9 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2092,27 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \sigma_a = \sigma_2 = 2092,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{D'où } \bar{\alpha} = 0,569 \quad \bar{\gamma} = 0,81 \quad A = \frac{129,01 \cdot 10^5}{2092,27 \cdot 0,81 \cdot 462} = 16,48 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 8 \text{ T16 } A = 16,08 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes :

$$\text{Axe neutre : } y = 44,8 \text{ cm} \quad I = 449,79 \cdot 10^5 \text{ cm}^4 \quad \theta = 0,287$$

$$\sigma_b' = 12,87 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \quad \text{Vérifiée}$$

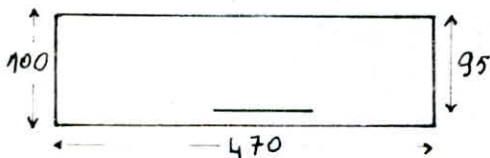
$$\sigma_a = 1794,67 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a = 2092,27 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot \delta} \quad \delta = 7/8 h \quad \tau_b = \frac{8 \cdot T}{7 b \cdot h} = \frac{8 \cdot 47,5 \cdot 10^3}{7 \cdot 100 \cdot 462} = 1,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 7,6 = 26,6 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b \quad \text{Vérifiée}$$

b) Moment par rapport à l'axe y



$$M_y = M_H = 92,56 \text{ tm} \quad T_y = 36,24 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b' = 184 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_a = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\alpha} = 0,496 \quad \bar{\gamma} = 0,834 \quad \bar{k} = 38,11 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{RB} = 1616,5 \text{ kg/cm}^2 > M \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \bar{\alpha} h} = \frac{92,56 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,496 \cdot 95} = 41,72 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 14 \text{ T20 } A = 43,78 \text{ cm}^2$$

Vérification à la fissuration :

$$\begin{cases} \sigma_1 = 463,05 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1871,38 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \sigma_a = \sigma_2 = 1871,38 \text{ kg/cm}^2$$

D'où $\bar{x} = 0,596$ $\bar{y} = 0,801$

$A = \frac{92,56 \cdot 10^5}{1871,38 \cdot 0,801 \cdot 95} = 65 \text{ cm}^2$ soit 21T20 $A = 65,67 \text{ cm}^2$

Vérification des contraintes :

Axe neutre : $y = 18,06 \text{ cm}$ $I = 658,952 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$ $\sigma = 1,253$

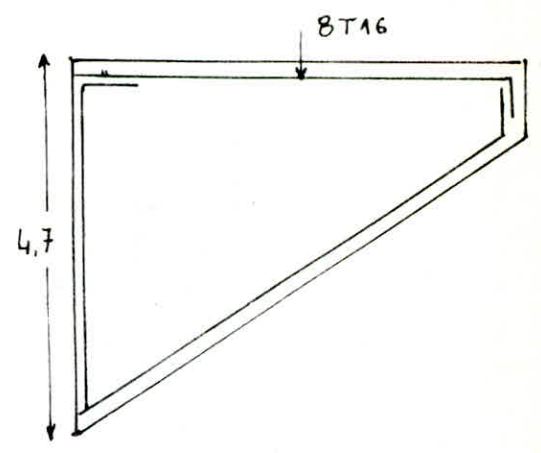
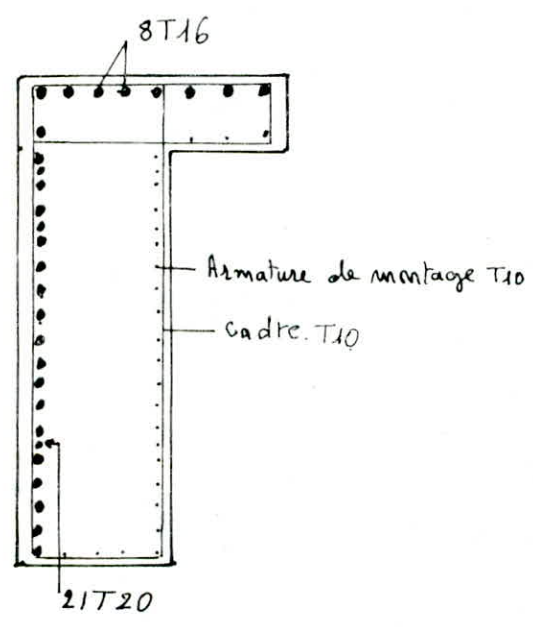
$\sigma'_b = 22,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$ Vérifiée

$\sigma_a = 1389,6 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_2$ Vérifié

Vérification au cisaillement

$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{8T}{7 \cdot b \cdot h} = \frac{8 \cdot 36,24 \cdot 10^3}{7 \cdot 470 \cdot 95} = 0,92 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\tau}_b = 3,5 \tau_b = 26,6 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b$ Vérifiée

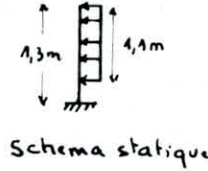
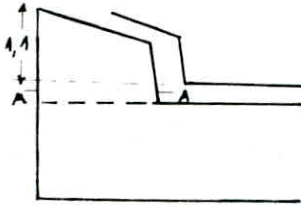
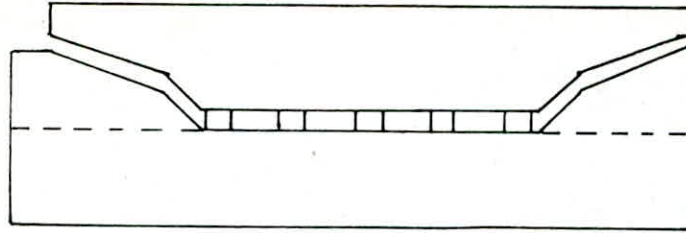


D. Plots parasismiques :

Ce sont 2 masses en béton situées aux extrémités du chevêtre, ils sont destinés à empêcher le déplacement du tablier sous l'effet d'un séisme transversal. Les 2 plots sont encastres au chevêtre.

La force sismique horizontale qui agit sur le plot est $F_H = 0,1 \cdot G$
 G : étant le poids propre du tablier revenant à 2a côtés
 $G = 545,4 \text{ t} \Rightarrow F_H = 0,1 \cdot 545,4 = 54,54 \text{ t}$

Cette force sera répartie sur la partie du plot qui sera en contact avec le tablier en cas de séisme

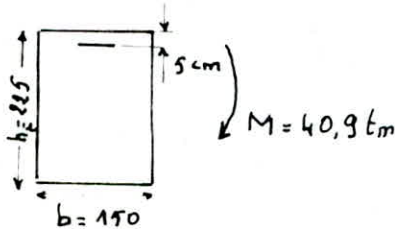


$$q = \frac{54,54}{1,1} = 49,58 \text{ t/m}$$

$$M = q \cdot 1,1 \left[\frac{1,1}{2} + 0,2 \right] = 40,9 \text{ tm}$$

$$T = q \cdot 1,1 = 54,54 \text{ t}$$

Ferraillage :



$$\bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\alpha} = 0,496 \quad \bar{\gamma} = 0,834 \quad \bar{\kappa} = 38,11 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{AB} = K \cdot b \cdot h^2 = 2766 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2 > M \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \bar{\gamma} \cdot h} = \frac{40,9 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,834 \cdot 220} = 7,96 \text{ cm}^2$$

Soit 7 T12 $A = 7,96 \text{ cm}^2$

Vérification à la fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a = 671,9 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_s = 2415,95 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_a = \sigma_s = 2415,95 \text{ kg/cm}^2$$

D'où $\bar{\alpha} = 0,533 \quad \bar{\gamma} = 0,822 \Rightarrow A = 9,36 \text{ cm}^2$ soit 9 T12 $A = 10,17 \text{ cm}^2$

Vérification au cisaillement :

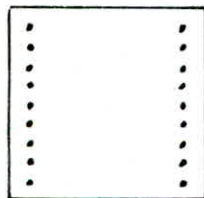
$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{8T}{7b \cdot h} = \frac{8 \cdot 54,54 \cdot 10^3}{7 \cdot 150 \cdot 220} = 1,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

Vérification des contraintes :

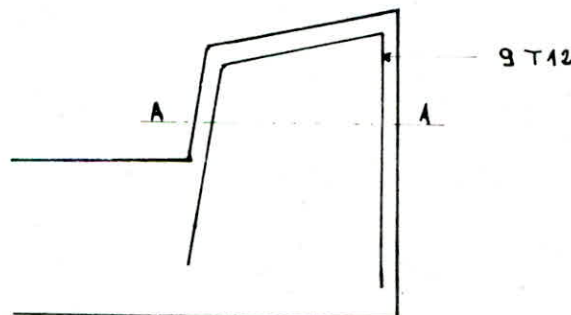
Axe neutre : $y = 20,16 \text{ cm} \quad I = 6,502 \cdot 10^6 \text{ cm}^4 \quad \theta = 0,629$

$$\sigma'_b = 12,68 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_a = 1885,6 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s \quad \text{Vérifiée}$$



Coupe A-A



E. CHEVÊTRE

Le chevêtre est soumis en plus de son poids propre, à certaines actions à savoir celles provenant du :

- Mur garde-grève, - Corbeau, - Dalle de transition, - Mur en retour, - Tablier

A. Evaluation des charges et surcharges

1) Poids propre : $q_G = 2,5 \cdot 2 \cdot 5 = 55$

S : représente la section du chevêtre y compris le mur garde-grève et le corbeau. Le poids propre est pris avec un coefficient de sécurité égal à 2 et ceci pour tenir compte du poids moyen de la partie du tablier située au droit du chevêtre pendant la phase de construction : $S = 2,05 \cdot 3,2 + 1,5 \cdot 0,3 + 0,25 \cdot 0,5 = 7,135 \text{ m}^2$
d'où $q_G = 5 \cdot 7,135 = 35,675 \text{ t/m}$

2) Surcharges transmises par le mur garde-grève :

- Surcharges verticales ; - Surcharges horizontales

L'effet maximum est obtenu en considérant les différentes actions agissant de l'arrière vers l'avant, c'est à dire dans le même sens.

a) Poussée des terres :

$$q_t = \frac{k_a \cdot \gamma \cdot h^2}{2} \quad \text{Avec } k_a = \frac{1}{3} \quad \gamma = 2 \text{ t/m}^3 \quad h = 4,7 \text{ m}$$

$$q_t = 7,3635 \text{ t/m}$$

b) Poussée de la surcharge localisée :

$$q_L = \frac{12 K}{0,75 + 2h} = \frac{12 \cdot 0,412}{0,75 + 2 \cdot 4,7} = 0,487 \text{ t/m}$$

c) Force de freinage :

On prend la force équivalente au poids d'une roue de 6t diffusée au niveau de la fibre supérieure du chevêtre

$$q_f = \frac{6 \cdot \delta_m}{0,25 + 2h} = \frac{6 \cdot 1,2}{0,25 + 2 \cdot 4,7} = 0,746 \text{ t/m} \quad \delta_m : \text{coefficient de majoration}$$

3) Dalle de transition

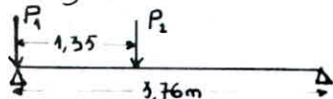
- Charge permanente

$$q_{G0} = 2 (1,25 \cdot e_b + 1,1 \cdot h_r) \quad \text{Avec } e = 4 \text{ m} \quad e_b = 0,3 \text{ m} \quad h_r = 1,05 \text{ m}$$

$$q_{G0} = 6,12 \text{ t/m}$$

- Surcharges :

Le système Bt est plus défavorable que Bc



$$\text{Avec } P_1 = 11 \text{ t} \quad P_2 = 6,6 \text{ t}$$

$$q_{Bt} = P_1 + P_2 \frac{(3,76 - 1,35)}{3,76} = 11 + 6,6 \frac{(3,76 - 1,35)}{3,76} = 15,23 \text{ t/m}$$

Finalement :

$$q_D = q_{G0} + q_{Bt} = 21,35 \text{ t/m}$$

4) Mur en retour :

- Poids propre : $P = 41,42 \text{ t}$
- Surcharges :
 - . Horizontale : 2 t
 - . Verticale : 4 t

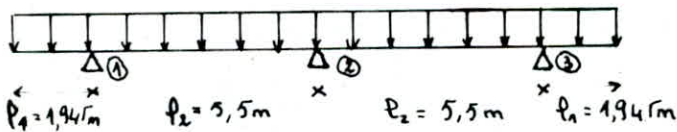
5) Tablier :

- Poids propre : On le répartit sur la longueur du chevêtre
 $q_{GT} = \frac{545,4}{14,89} = 36,63 \text{ t/ml}$
- Surcharge : On la répartit aussi sur la longueur du chevêtre
 $q_s = \frac{174,427}{14,89} = 11,71 \text{ t/ml}$ (D + trottoir)

En tenant compte de la majoration de 20% il vient :

$$q_T = q_{GT} + 1,2 q_s = 50,682 \text{ t/ml}$$

A. Calcul des efforts sollicitant le chevêtre

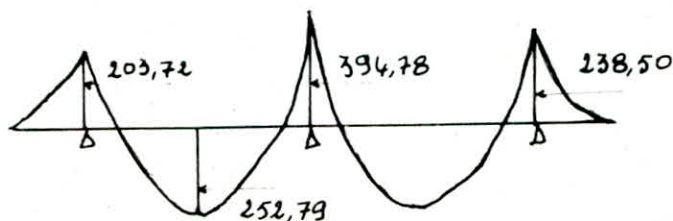


$$M_1 = -q \frac{l_1^2}{2} \quad M_2 = -q \frac{l_2^2}{8} \quad \text{En travée} \quad M_t = \frac{q l_2^2}{12}$$

$$T_{max} = 0,6 q \cdot l_2$$

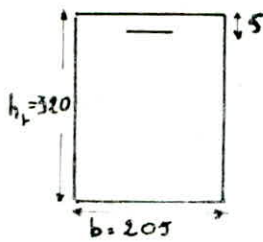
. Tableau des moments fléchissants et efforts tranchants :

Charges	Moments fléchissants (tm)			Effort tranchant (t)	Moment en travée (tm)
	Appui ①	Appui ②	Appui ③		
Poids propre	-67,48	-134,90	-67,48	117,73	89,93
Dalle de transition	-40,38	-80,73	-9,53	70,46	53,82
Mur en retour	0,00	12,49	-65,63	45,42	-18,72
Tablier	-95,86	-191,64	-95,86	167,25	127,76
Total	-203,72	-394,78	-238,50	400,86	252,79



Ferraillage en flexion :

- Armatures supérieures



M_{max} sur appui = 394,78 tm ; $\bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\alpha} = 0,436$ $\bar{\gamma} = 0,834$ $\bar{k} = 38,11 \text{ t/m}^2$

$M_{EB} = 7605 \text{ tm} > M \Rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \bar{\gamma} h} = \frac{394,78 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,834 \cdot 315} = 53,67 \text{ cm}^2$

soit 18 T20 $A = 56,52 \text{ cm}^2$

- Vérification à la fissuration :

$\sigma_1 = 1652,76 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 1871,4 \text{ kg/cm}^2$

$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = \sigma_2 = 1871,4 \text{ kg/cm}^2$

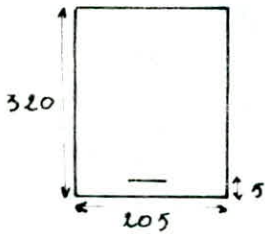
D'où :

$\bar{\alpha} = 0,536$

$\bar{\gamma} = 0,801$

$A = 83,6 \text{ cm}^2$ soit 28 T20 $A = 87,92 \text{ cm}^2$

- Armatures inférieures (en travée) :



$M = 252,79 \text{ tm}$ $\bar{\sigma}_a = \sigma_2 = 1871,4 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{\gamma} = 0,801$

$A = \frac{252,79 \cdot 10^5}{1871,4 \cdot 0,801 \cdot 315} = 53,36 \text{ cm}^2$

soit 18 T20 $A = 56,52 \text{ cm}^2$

- Vérification des contraintes

• Sur appuis :

Axe neutre : $y = 55,37 \text{ cm}$ $I = 9,25 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$ $\theta = 0,418$

$\sigma'_b = 23,16 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$ Vérifiée

$\sigma_a = 1610,4 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_2$ Vérifiée

• En Travée :

Axe Neutre : $y = 45,86 \text{ cm}$ $I = 6,46 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$ $\theta = 0,382$

$\sigma'_b = 17,52 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$ Vérifiée

$\sigma_a = 1542 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_2$ Vérifiée

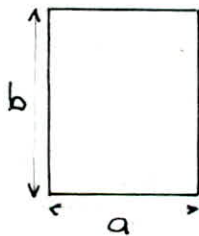
CALCUL A LA TORSION :

Les différentes charges qui s'appliquent sur le chevêtre sont excentrées (à l'exception du poids propre). Elles vont donc créer des moments de torsion dans le chevêtre.

Les résultats seront groupés dans le tableau suivant :

Charges	Excentricité [m]	Moments de torsion [tm]	
		Chevêtre en console	en travée
Poids propre	0,000	0,00	0,00
Dalle de transition	0,900	37,37	105,68
Mur garde grève	0,625	1,36	3,85
Mur en retour	3,205	161,37	0,00
Corbeau	0,900	0,54	1,54
Tablier	-0,325	-30,56	-86,41
Charge de 4t sur le mur en retour	6,275	30,51	0,00
Total		200,60	24,66

Le ferrailage sera calculé par la méthode de M^r PIERRE CHARON :



$$b = 320 \text{ cm} \quad a = 205 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{a} = 1,56 \xrightarrow{\text{Tableau}} k = 4,33$$

$$\tau_{b,m} = \frac{k \cdot M_t}{a^2 \cdot b} = \frac{4,33 \cdot M_t \cdot 10^5}{(205)^2 \cdot 320} = 0,0322 M_t \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$M_t \text{ en tm}$

$$\frac{b}{a} < 3,5 \Rightarrow \omega_t = \frac{a+b}{3b} \cdot \frac{\tau_{b,m}}{\sqrt{a}} \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\omega_t = \frac{3,2 + 2,05}{3 \cdot 3,2 \cdot 2800} \cdot 0,0322 M_t = 62,89 \cdot 10^{-7} \cdot M_t$$

Donc : $\omega_t = \omega_p = 62,89 \cdot 10^{-7} M_t \quad M_t \text{ en tm}$

Calcul du Ferrailage :

A - Partie en console :

$$M_t = 200,6 \text{ tm} \Rightarrow \omega_p = \omega_t = 1,261 \cdot 10^{-3}$$

• Armatures longitudinales :

$$A_p = a \cdot b \cdot \omega_p = 320 \cdot 205 \cdot 1,261 \cdot 10^{-3} = 82,72 \text{ cm}^2 \Rightarrow 27 \text{ T}20 \Rightarrow A = 84,78 \text{ cm}^2$$

• Armatures transversales :

On prend des T12 $1 \text{ T}12 = 1,13 \text{ cm}^2$

Le volume d'un cadre : $1,13 (315 + 200) \cdot 2 = 1163,9 \text{ cm}^3$

soit le volume/cm = $1,261 \cdot 10^{-3} \cdot 320 \cdot 205 \cdot 1 = 82,72 \text{ cm}^3$

$$t = \frac{1163,9}{82,72} = 14,07 \text{ cm} \quad \text{On adopte } t = 14 \text{ cm}$$

B. Partie en travée :

$M_t = 24,66 \text{ tm} \Rightarrow \omega_e = \omega_t = 1,55 \cdot 10^{-4}$

D'où . Armatures longitudinales :

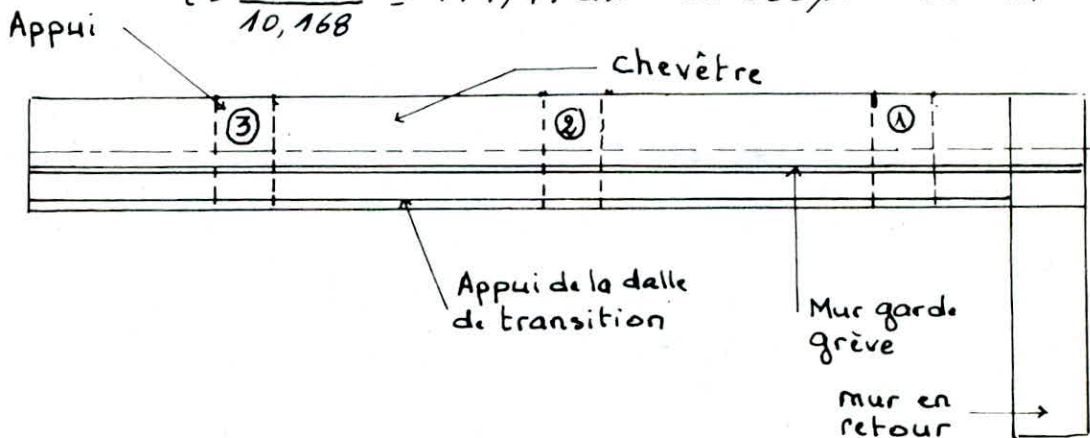
$A_p = a \cdot b \cdot \omega_e = 10,17 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ T}20 \Rightarrow A = 12,56 \text{ cm}^2$

· Armatures transversales :

On prend toujours des T12

Volume/cm = $1,55 \cdot 10^{-4} \cdot 320 \cdot 205 \cdot 1 = 10,168 \text{ cm}^3$

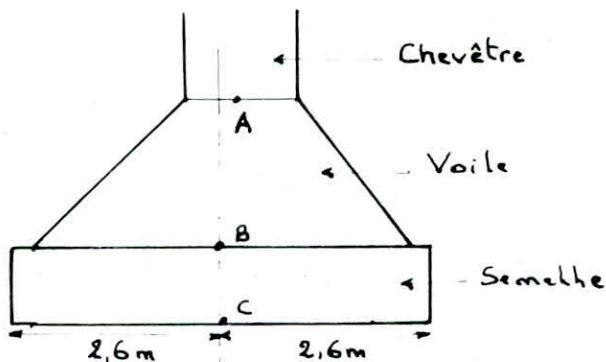
$t = \frac{1163,9}{10,168} = 114,47 \text{ cm}$. On adopte $t = 1 \text{ m}$



CALCUL DES FONDATIONS

1. Evaluation des efforts :

Nous allons déterminer les efforts agissant aux niveaux A; B etc



A ∈ à l'axe du chevêtre
B, C ∈ l'axe de la semelle

A. Efforts horizontaux :

· Freinage : $H_{fr} = \frac{30}{2} = 15 \text{ t}$

· Déformations lentes : $H_e = n \frac{G \cdot a \cdot b \cdot P_s}{T_r} = 5 \cdot 1,108 = 5,54 \text{ t}$

· Poussée du remblai (sur le chevêtre et le mur garde grève)

$H_p = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot P$ avec $\varphi = 30^\circ$: $k_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,333$ $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$

$h = 1,5 + 3,2 = 4,7 \text{ m}$ $P = 14,89 - 1 = 13,89 \text{ m} \Rightarrow H_p = 102,281 \text{ t}$

· Poussée due à la surcharge de remblai ($q_s = 1 \text{ t/m}^2$) :

$H_s = k_a \cdot q_s \cdot h \cdot P = 0,333 \cdot 1 \cdot 4,7 \cdot 13,89 = 21,76 \text{ t}$

B. Efforts verticaux :

ils sont engendrés par : - Poids propre - Réaction des différents éléments (tablier, mur en retour, mur garde grève, dalle de transition)
 - Surcharge de chaussée - Poids du remblai sur dalle de transition

. Chevêtre : $3,2 \cdot 2,05 \cdot 14,89 \cdot 2,5 = 244,196 \text{ t}$

. Voile : $(2,05 + 4,20) \frac{2,8}{2} \cdot 3 \cdot 1 \cdot 2,5 = 65,625 \text{ t}$

. Tablier : $\frac{27 \cdot 40,4}{2} = 545,4 \text{ t}$

. Surcharge de chaussée (D + Trottoirs) : $168,617 + 5,81 = 174,427 \text{ t}$

. Poids du remblai : $1,05 \cdot 13,89 \cdot 4 \cdot 2 \cdot \frac{1}{2} = 58,34 \text{ t}$

. Mur garde grève : $1,5 \cdot 0,3 \cdot 14,89 \cdot 2,5 = 16,75 \text{ t}$

. Mur en retour : $41,42 \cdot 2 = 82,84 \text{ t}$

. Corbeau : $0,25 \cdot 0,5 \cdot 14,89 \cdot 2,5 = 4,653 \text{ t}$

. Dalle de transition : $0,3 \cdot 4 \cdot 13,89 \cdot 2,5 \cdot \frac{1}{2} = 20,835 \text{ t}$

Nous étudierons séparément des efforts sollicitant des points A, B et C en condition normale et en condition sismique

① Condition normale

. Tableau résumant des différents efforts aux points A, B et C.

V : effort vertical ; H : effort horizontal ; M : mt fléchissant
 e : excentricité

	V (t)	H (t)	e _a (m)	e _B (m)	e _c (m)	M _A (tm)	M _B (tm)	M _C (tm)
Semelle	276,900	/	/	/	0,000	0,000	0,000	0,000
Remblai sur Semelle	373,860	/	/	0,378	0,378	/	141,319	141,319
Chevêtre	244,196	/	0,000	0,325	0,325	0,000	79,364	79,364
Voiles	65,625	/	/	0,144	0,144	/	9,450	9,450
Poids du Tablier	545,400	/	-0,325	0,000	0,000	-177,255	0,000	0,000
Surcharge de chaussée	174,427	/	-0,325	0,000	0,000	-56,689	0,000	0,000
Poids du remblai	58,340	/	+0,900	1,225	1,225	52,506	71,466	71,466
Mur garde-grève	16,750	/	0,625	0,950	0,950	10,469	15,912	15,912
Corbeau	4,653	/	0,900	1,225	1,225	4,188	5,700	5,700
Mur en retour	41,420	/	3,205	3,530	3,530	132,751	146,213	146,213
Dalle de transition	20,835	/	0,900	1,225	1,225	18,751	25,523	25,523

Déformations Rentes	—	5,54	-3,30	-6,10	-7,60	-18,282	-33,794	-42,104
Freinage	—	15,00	-3,30	-6,10	-7,60	-49,500	-91,500	-114,000
Poussée (+) surcharge du remblai	—	124,04	-1,70	-4,50	-6,00	-210,868	-558,180	-744,240
TOTAL POINT. A	1106,021	144,58	—	—	—	-293,930	—	—
TOTAL POINT. B	1545,506	144,58	—	—	—	—	-188,530	—
TOTAL POINT. C	1822,406	144,58	—	—	—	—	—	-405,400

II - CONDITION SISMIQUE :

On considère un séisme vertical de 0,07.G et un séisme horizontal de 0,1.G (G étant le pds propre se trouvant au dessus du point considéré). Le tableau suivant donne les efforts du séisme en différents points A, B, C

	Séisme Vertical : SI = V = 0,07.G			Séisme Horizontal : SI = H = 0,1.G		
	A	B	C	A	B	C
V ou H	±65,212	±95,976	±115,358	±93,160	±137,108	±164,798
e (m)	0,044	0,360	0,299	3,386	4,764	5,338
M (tm)	±2,869	±34,551	±34,551	±315,440	±653,182	±879,692

En condition sismique on aura un nouveau coefficient de poussée K'_a donné par la formule de MONOBE-OKABE

$$K'_a = \frac{\cos^2(\varphi - \nu - \beta)}{\cos \nu \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \nu) \left[\sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \nu - \alpha)}{\cos(\beta + \delta + \nu) \cos(\alpha - \beta)} + 1} \right]^2}$$

Avec :

- φ : angle de frottement interne
- β : angle d'inclinaison de la culée / à la verticale : $\beta = 0$
- α : inclinaison du talus du remblai
- δ : inclinaison de la résultante : $\delta = 0$

La formule devient :

$$K'_a = \frac{\cos^2(30 - \nu)}{\cos^2 \nu \left[\sqrt{\frac{\sin(30 - \nu)}{2 \cos \nu} + 1} \right]^2}$$

ν est donné par :

$$\nu = \text{Arctg} \frac{E_h}{1 + E_v} \quad \text{et} \quad E_h = \pm 0,1 \quad E_v = \pm 0,07$$

la combinaison qui donne $K'_{a \max}$ est $E_h = +0,1$ et $E_v = -0,07$
d'où $\nu = 6,137^\circ$ et $K'_a = 0,418$

Ainsi les efforts dus à la poussée du remblai et celle de la surcharge de remblai vont changer et auront les valeurs suivantes en condition sismique :

$H = 148,85t$; $M_A = -253,045tm$; $M_B = -669,825tm$; $M_C = -893,100tm$
 Ayant les résultats des efforts en condition normale (tableau 1) et en y introduisant les nouvelles valeurs des efforts dus aux poussées on va les combiner avec les efforts engendrés par le seisme (tableau 2) nous obtenons alors les efforts les plus défavorables à retenir.

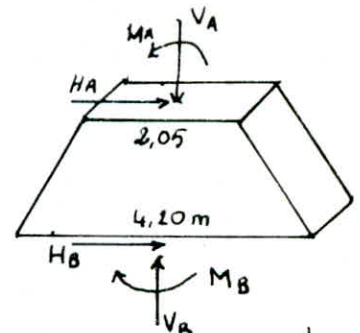
Combinaisons

Efforts Points	Seisme horizontal (SH) < 0 Seisme vertical (SV) < 0			Seisme horizontal (SH) < 0 Seisme vertical (SV) > 0		
	M (tm)	V (t)	H (t)	M (tm)	V (t)	H (t)
A	-654,415	1040,809	-262,55	-648,677	1171,233	-262,550
B	-987,905	1449,530	-306,498	-918,803	1641,482	-306,498
C	-1695,010	1707,048	-334,188	-1625,908	1937,764	-334,188

CALCUL DU VOILE

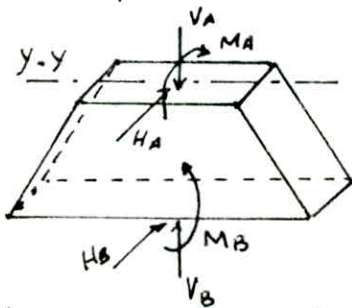
Chaque culée du pont possède 3 voiles qui transmettent les charges aux fondations. Ces voiles sont soumis à des moments longitudinaux M_A et M_B , à des efforts normaux V_A et V_B et à des efforts horizontaux H_A et H_B

A. Condition normale

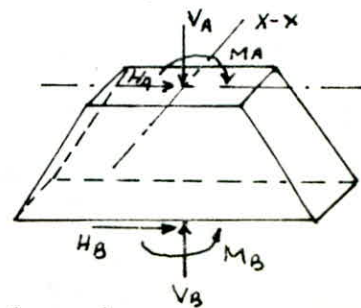


B. Condition sismique

Les voiles peuvent être soumis à des actions sismiques transversales qui vont faire fléchir le voile dans un autre plan



Fléxion transversale / y-y



Fléxion longitudinale / x-x

1°) Fléxion longitudinale :

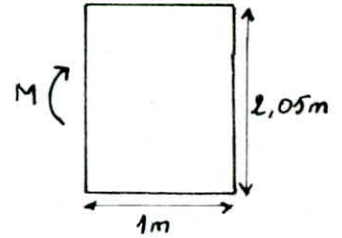
Le voile est soumis à une fléxion composée :

A- Section A :a) Condition normale :

$$M_A = \frac{293,93}{3} = 97,977 \text{ tm}$$

$$V_A = \frac{1106}{3} = 368,67 \text{ tm}$$

$$e_0 = \frac{M_A}{V_A} = 26,57 \text{ cm} < \frac{h_f}{2} = 102,5 \text{ cm}$$



$$\text{Donc } \bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b_0} \left(1 + 2 \frac{e_0}{h_f}\right) = 90 \left(1 + 2 \frac{26,57}{205}\right) = 113,33 \text{ kg/cm}^2$$

. Vérifions si le béton résiste seul

$$\bar{\tau}_{\max} = \frac{V_A}{S} + \frac{M h_f}{2I} = \frac{368,67 \cdot 10^3}{205 \cdot 100} + \frac{97,977 \cdot 10^5 \cdot 102,5}{100 \cdot \frac{205^3}{12}}$$

$$\bar{\tau}_{\max} = 31,97 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}'_b = 113,33 \text{ kg/cm}^2$$

Donc le béton peut résister seul. On disposera un ferrailage minimum des aciers en compression simple

b) Condition sismique :

$$M_A = 218,14 \text{ tm} \quad V_A = 390,41 \text{ t} \quad e_0 = \frac{M_A}{V_A} = 55,87 \text{ cm} < \frac{h_f}{2}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}'_b = 90 \left(1 + 2 \frac{55,87}{205}\right) = 139 \text{ kg/cm}^2$$

. Résistance du béton seul :

$$\bar{\tau}_{\max} = \frac{390,41 \cdot 10^3}{100 \cdot 205} + \frac{218,14 \cdot 10^5 \cdot 102,5}{100 \cdot \frac{205^3}{12}} = 50,19 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}'_b$$

Donc la section minimale d'acier suffira. On calculera cette section d'acier de compression simple d'après l'effort normal de la condition sismique (qui est la plus défavorable)

$$\text{Soit } A_{\min} \geq 1,25 \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \quad N \text{ en (t)}$$

Avec

$$\theta_1 = 1,4$$

$$\theta_2 = \frac{p_f}{4h_f - 2e} + 1 = 1,174$$

$$\text{où } h_f = 205 \text{ cm} \quad e = 8 \text{ cm}$$

$$p_f = 0,5p \text{ (encastrement de 2 côtés)} = 0,5 \cdot 280 = 140 \text{ cm}$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\bar{\tau}_{\text{en}}} = 1 + \frac{2160}{3920} = 1,551$$

$$\text{D'où } A_{\min} \geq 1,25 \cdot 1,4 \cdot 1,174 \cdot 1,551 \cdot \frac{390,41}{90} = 13,82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3T25 \Rightarrow A = 14,72 \text{ cm}^2$$

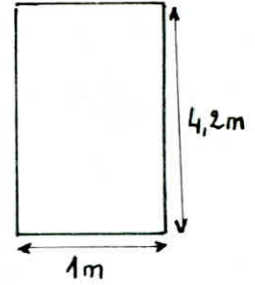
B. Section B

a) Condition normale

$$M_B = 62,84 \text{ t.m}$$

$$V_B = 515,17 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M_B}{V_B} = \frac{62,84 \cdot 10^2}{515,17} = 12,20 \text{ cm} < \frac{h_f}{2}$$



$$\text{D'où: } \bar{\sigma}'_b = 90 \left(1 + 2 \frac{12,2}{420} \right) = 95,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{\max} = \frac{515,17 \cdot 10^3}{100 \cdot 420} + \frac{62,84 \cdot 10^5 \cdot 210}{100 \cdot \frac{420^3}{12}} = 14,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Donc le ferrailage minimum suffira.

b) Condition sismique

$$M_B = \frac{987,905}{3} = 329,3 \text{ t.m}$$

$$V_B = \frac{1641,482}{3} = 547,16 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M_B}{V_B} = \frac{329,3 \cdot 10^2}{547,16} = 60,18 \text{ cm} < h_f/2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 90 \left(1 + 2 \frac{60,18}{420} \right) = 115,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{\max} = \frac{547,16 \cdot 10^3}{100 \cdot 420} + \frac{329,3 \cdot 10^5 \cdot 210}{100 \cdot \frac{420^3}{12}} = 24,23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Donc le béton seul peut résister, on calcule alors les armatures minimales de compression simple.

$$A_{\min} \geq 1,25 \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_b}$$

Avec

$$\theta_1 = 1,4$$

$$\theta_2 = \frac{P_s}{4h_f - 2e} + 1 = 1,084$$

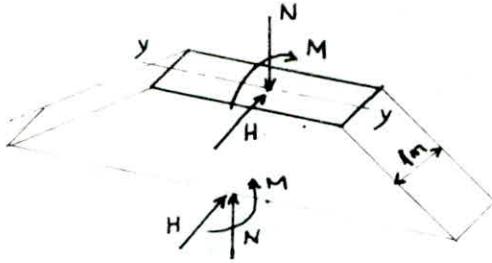
$$\theta_3 = 1,551$$

$$\text{D'où } A'_m = 17,88 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ T}25 \text{ } A = 19,63 \text{ cm}^2$$

On remarque que la section B est prépondérante par rapport à la section A. On prendra donc en haut et en bas, soit donc aux sections A et B, une section d'acier dont la valeur est :

$$4 \text{ T}25 \quad A = 19,63 \text{ cm}^2$$

2. Calcul du voile au seisme horizontal transversal :



- Section A : $b \times h_t = 205 \cdot 100$

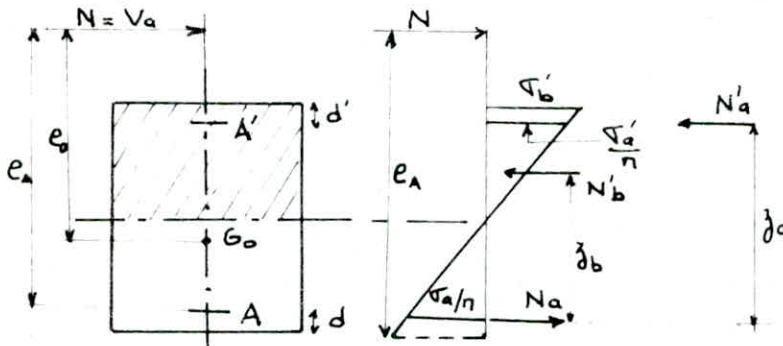
1^{er} cas : $SV < 0$

$M = 315,44 \text{ tm}$ $H = 93,16 \text{ t}$

$V_A = \frac{1040,809}{3} = 346,936 \text{ t}$

$e_0 = \frac{M}{V} = \frac{315,44 \cdot 10^2}{346,936} = 90,92 > \frac{h_t}{2} = 50 \text{ cm} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b_0} = 180 \text{ kg/cm}^2$

$e_0 > \frac{h_t}{6} = 16,67 \text{ cm} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée



$\Sigma \text{ Moments } / A = 0 \Rightarrow N \cdot e_A = N'_b \cdot z_b + N'_a \cdot z_a$

$\Sigma F = 0 \Rightarrow N = N'_b + N'_a - N_a$ ou $N_a = A \cdot \sigma_a$ $N'_a = A' \cdot \sigma'_a$

$\Rightarrow N = N'_b + A' \cdot \sigma'_a - A \cdot \sigma_a \Rightarrow N'_b + A' \cdot \sigma'_a - (A \cdot \sigma_a + N) = 0 \Rightarrow N'_b + A' \cdot \sigma'_a - (A + \frac{N}{\sigma_a}) \cdot \sigma_a = 0$

On pose $A + \frac{N}{\sigma_a} = \mathcal{A}$ et $N \cdot e_A = \mathcal{M}_A$ On aura alors :

$$\begin{cases} N'_b + A' \cdot \sigma'_a - \mathcal{A} \cdot \sigma_a = 0 \\ N'_b \cdot z_b + N'_a \cdot z_a = \mathcal{M}_A \end{cases}$$

Ces 2 équations traduisent une flexion simple avec armatures comprimées A' et armatures tendues A .

On aura ainsi un système équivalent en flexion simple.

On calculera \mathcal{A} puis $A = \mathcal{A} - \frac{N}{\sigma_a}$

Dans notre cas : $e_A = e_0 + \frac{h_t}{2} - d$ on prend $d = 4 \text{ cm}$

$e_A = 90,92 + 50 - 4 = 136,92 \text{ cm}$ $\mathcal{M}_A = N \cdot e_A = 346,936 \cdot 136,92 = 475,025 \text{ tm}$

- Calcul en flexion simple

$\bar{\alpha} = \frac{n \cdot \bar{\sigma}'_b}{n \cdot \bar{\sigma}'_b + \sigma_{ten}}$ $\bar{\sigma}'_b = 180 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{ten} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ ($\phi \geq 20$)

$\bar{\alpha} = 0,4029$ $\bar{\gamma} = 0,865$ $\bar{k} = 31,33 \text{ kg/cm}^2$

$M_{RB} = \bar{k} \cdot b \cdot h^2 = 31,33 \cdot 205 \cdot 96^2 = 593 \cdot 10^5 \text{ kgcm} > \mathcal{M}_A = 475,025 \cdot 10^5 \text{ kgcm}$

$\Rightarrow A' = 0$. Donc $A = \frac{\mathcal{M}_A}{\bar{\gamma} \cdot h \cdot \sigma_{ten}} - \frac{N}{\sigma_{ten}} = \frac{475,025 \cdot 10^5}{0,865 \cdot 96 \cdot 4000} - \frac{346,936 \cdot 10^3}{4000}$

$A = 56,27 \text{ cm}^2$

2^{ème} Cas : $SV > 0$

$M = 315,44 \text{ tm}$ $H = 93,86 \text{ t}$ $V_A = \frac{1171,233}{3} = 390,411 \text{ t}$

$e_0 = \frac{M}{V} = 80,79 \text{ cm} > h_t/2$ donc $\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b_0} = 180 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\gamma} = 0,865$ $d = 4 \text{ cm}$ $e_A = 80,79 + 50 - 4 = 126,79 \text{ cm}$
 $M_A = N \cdot e_A = 390,411 \cdot 126,79 \cdot 10^2 = 495 \cdot 10^5 \text{ kg cm} < M_{RB} = 593 \cdot 10^5 \text{ kg cm}$
 Donc $A' = 0$. $A = \frac{M}{\gamma \cdot h \cdot \sigma_{\text{ten}}} - \frac{N}{\sigma_{\text{ten}}} = \frac{495 \cdot 10^5}{0,865 \cdot 96 \cdot 4000} - \frac{390,411 \cdot 10^3}{4000}$
 $A = 51,52 \text{ cm}^2$

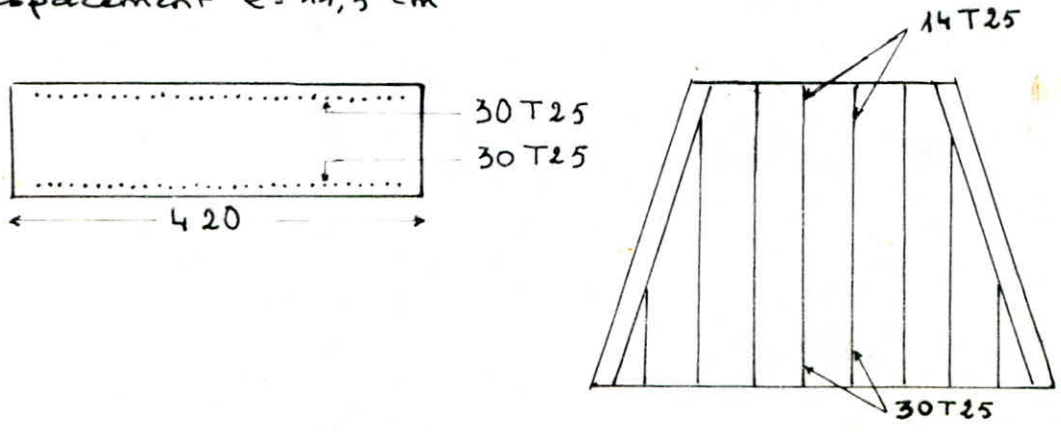
On remarque que c'est le premier cas qui est le plus prépondérant avec $A = 56,27 \text{ cm}^2$ soit 12 T25

- Section B :

1^{er} cas : $S_v < 0$
 $M = 653,182 \text{ tm}$ $V_B = 483,177 \text{ t}$ $H = 137,11 \text{ t}$
 $e_0 = \frac{653,182 \cdot 10^2}{483,177} = 135,2 \text{ cm} > ht/2 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b_0} = 180 \text{ kg/cm}^2$
 $e_A = 135,2 + 50 - 4 = 181,2 \text{ cm}$
 $M_{RA} = N \cdot e_A = 483,177 \cdot 1,812 = 875,517 \text{ tm}$
 $M_{RB} = k \cdot b \cdot h^2 = 1215 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2 > M_{RA} \Rightarrow A' = 0$
 $A = \frac{M_{RA}}{\gamma \cdot h \cdot \sigma_{\text{ten}}} - \frac{N}{\sigma_{\text{ten}}} = \frac{875,517 \cdot 10^5}{0,865 \cdot 96 \cdot 4000} - \frac{483,177 \cdot 10^3}{4000} = 142,79 \text{ cm}^2$

2^{ème} cas $S_v > 0$
 $M = 653,182 \text{ tm}$ $V_B = \frac{1641,482}{3} = 547,16 \text{ t}$ $H = 137,11 \text{ t}$
 $e_0 = \frac{M}{N} = 119,4 \text{ cm} > ht/2 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b_0} = 180 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{\gamma} = 0,865$
 $e_A = 119,4 + 50 - 4 = 165,4 \text{ cm}$ $M_{RA} = N \cdot e_A = 547,16 \cdot 1,654 = 905 \text{ tm}$
 $M_{RA} > M_{RB} \Rightarrow A' = 0$. Et $A = \frac{M_{RA}}{\gamma \cdot h \cdot \sigma_{\text{ten}}} - \frac{N}{\sigma_{\text{ten}}} = 135,67 \text{ cm}^2$

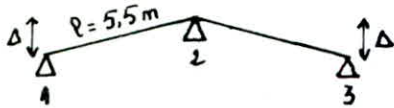
On remarque que le 1^{er} cas est plus prépondérant avec $A = 142,79 \text{ cm}^2$
 Soit 30 T25 $A = 147 \text{ cm}^2$ $e = 11,5 \text{ cm}$
 Comme le moment peut se renverser (cas d'un séisme dans l'autre sens) on disposera alors le même ferrailage sur l'autre côté.
 Pour la section en A on aura 14 T25 en gardant le même espacement $e = 11,5 \text{ cm}$



CALCUL DE LA SEMELLE

La semelle ne supporte aucun effort transmis par la superstructure aux voiles, en effet ces voiles transmettent directement les efforts aux pieux se trouvant sous la semelle. Pour le ferrailage longitudinal de la semelle nous allons considérer un tassement éventuel des appuis de rive (pieux) qui crée un moment important, ainsi que le moment dû au poids propre de la semelle et le poids du remblai sur semelle.

Soit Δ le tassement :



Moment résultant : $M_2 = \frac{-3 E_v I \Delta}{l^2}$

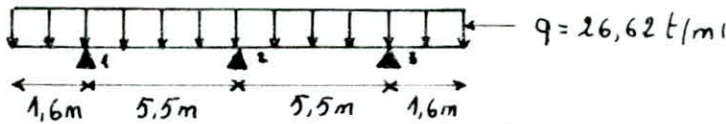
Si l'on considère un tassement de $\Delta = 0,5 \text{ cm}$
 et $E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_v} = 7000 \sqrt{300} = 1,21 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$
 $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{5,2 \cdot 1,7^3}{12} = 1,4625 \text{ cm}^4$
 $l = 5,5 \text{ m}$

D'où : $M_2 = \frac{-3 \cdot 1,21 \cdot 10^6 \cdot 1,4625 \cdot 0,5 \cdot 10^{-2}}{5,5^2} = -877,5 \text{ tm}$

Soit le moment par mètre linéaire : $M_2 = -\frac{877,5}{5,2} = -168,75 \text{ tm/ml}$

Moment dû au poids propre :

- Semelle : $q_s = 2,5 \cdot 5,2 \cdot 1,5 = 19,5 \text{ t/ml}$
 - Remblai : $q_r = \frac{101}{14,2} = 7,112 \text{ t/ml}$ } $q = q_s + q_r = 26,62 \text{ t/ml}$



$M_3 = M_1 = -q \frac{l^2}{2} = \frac{26,62 \cdot 1,6^2}{2} = 34,07 \text{ tm}$

$M_2 = \frac{q l^2}{4} - q \frac{l^2}{8} = \frac{26,62 \cdot 1,6^2}{4} - \frac{26,62 \cdot 5,5^2}{8} = -83,62 \text{ tm}$

Equation du moment : $M(x) = -\frac{26,62}{2} (x+1,6)^2 + 122x$

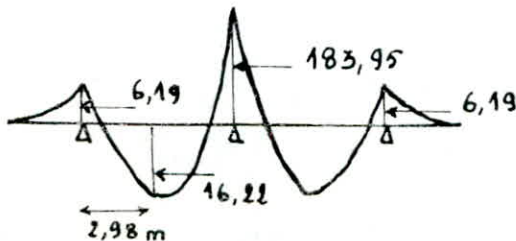
moment en travée max : $\frac{\partial M}{\partial x} = 0 \Rightarrow x = 2,98 \text{ m} \Rightarrow M_t = 84,36 \text{ tm}$

Soit par mètre linéaire : $M_t = 16,22 \text{ tm/ml}$

Moment sur appuis / ml :

$M_1 = M_3 = -\frac{34,07}{5,2} = -6,55 \text{ tm/ml}$

$M_2 = -168,75 - \frac{83,62}{5,2} = -184,83 \text{ tm/ml}$



Ferrailage longitudinal :

On utilise la méthode approchée :

$A = \frac{M}{\gamma \sigma_a}$ avec $\gamma = \frac{7}{8} h$ $\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$h = 145 \text{ cm}$

Armatures supérieures: $A_s = \frac{184,83 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 145 \cdot 2800} = 52,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$

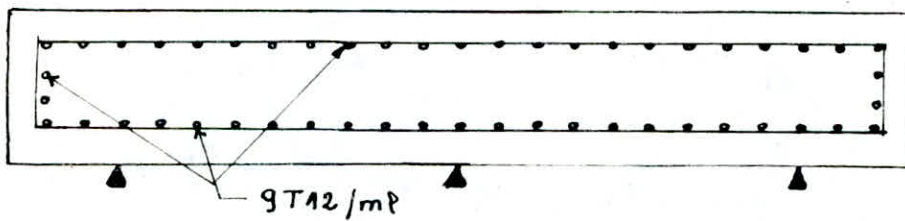
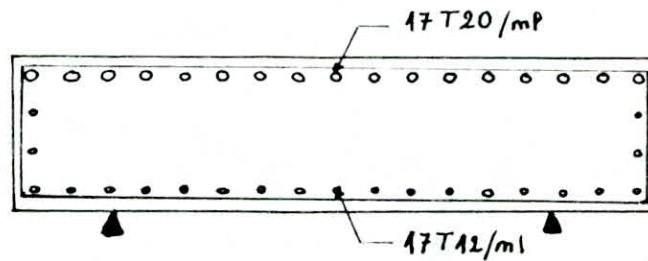
Armatures inférieures: $A_i = \frac{16,22 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 145 \cdot 2800} = 4,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc on prendra pour A_s : 17 T20 / ml

Pour A_i on prendra au moins de ferrailage minimal $10 \text{ cm}^2/\text{ml}$
soit 9 T12

Ferrailage transversal:

Pour le ferrailage transversal. La section minimale de $10 \text{ cm}^2/\text{ml}$ suffit
donc on prendra $A_i = A_s = 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 9 T12 / ml



ETUDE des pieux

Vu l'état du sol (argile) et l'importance des efforts transmis par la super-structure des fondations sur pieux s'avèrent nécessaires. Chaque cuée sera dotée de 2 files de pieux rigidifiés en tête par la semelle. Le système de fondation sera sollicité en flexion composée, en effet, l'effort vertical étant excentré, créera un moment qui sera décomposé en couples de forces sur chaque pieu; ces pieux seront sollicités aussi par un effort horizontal H.

Hypothèses de calculs :

- Le massif de fondation est infiniment rigide devant la rigidité des pieux
- Tous les pieux sont supposés avoir la même longueur
- La semelle est horizontale

I. Efforts sollicitant les pieux : Méthode de WERNER

Les pieux, sous l'effet des sollicitations se déplacent horizontalement, ce qui provoque une réaction latérale du sol notée q . Soit δ le déplacement des têtes des pieux; en un point de profondeur z on peut exprimer le comportement du pieu par une équation différentielle :

$$EI \frac{d^4 \delta}{dz^4} + q \cdot d = 0 \quad d: \text{diamètre du pieu} \quad E: \text{module d'élasticité}$$

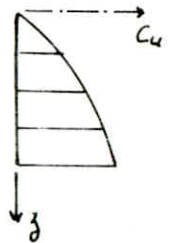
z : profondeur du point considéré I : inertie du pieu

$$q = \delta \cdot C_u$$

C_u : coefficient de réaction élastique du sol

La solution de l'équation conduit au calcul d'un coefficient appelé longueur élastique : $\alpha = \left(\frac{4EI}{C_u \cdot d} \right)^{1/4}$

Le diagramme de la réaction élastique C_u dépend de la forme des fondations et la nature de l'ouvrage. Le diagramme ci-contre est le plus utilisé.



Les 2 files de pieux étant encastrées à la semelle le système ainsi formé sera indéformable vu la grande rigidité de la semelle donc la rotation d'ensemble sera nulle.

Cette situation est traduite par l'équation suivante :

$$EI \varphi(0) = EI \varphi_{H^*}(0) + EI M^* \varphi_{M^*=1}(0) = 0$$

Avec: $\varphi(0)$: rotation d'ensemble en tête du pieu

$\varphi_{H^*}(0)$: rotation d'un pieu due à H (effort horizontal) unitaire

$\varphi_{M^*=1}(0)$: rotation d'un pieu due à un moment unitaire

Ainsi on aura le moment en tête de pieu : $M^* = \frac{-\varphi_{H^*}(0)}{\varphi_{M^*=1}(0)}$

Le moment le long du pieu sera donné par

l'expression en fonction de la profondeur :

$$M(z/l) = \chi_{MM^*} M^* + \chi_{MH^*} \frac{H^*}{\lambda}$$

χ_{MM^*} et χ_{MH^*} étant des coefficients de rotation dus respectivement à M^* et H^* qui sont donnés par les abaques de WERNER en fonction de la profondeur z

- Calcul de $\varphi_{M^*}(0)$ et $\varphi_{H^*}(0)$

Longueur élastique du pieu : $\alpha = \left(\frac{4EI}{C_u \cdot d} \right)^{1/4} = 3,88 \text{ m}$

$$E_i = 4 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \quad C_u = 6000 \text{ t/m}^3$$

$$I = \frac{\pi \phi^4}{64} = \frac{\pi \cdot 1,2^4}{64} = 0,10179 \text{ m}^4$$

$$d = \phi = 1,2 \text{ m}$$

$\alpha = 3,88 \text{ m} ; \lambda = \frac{1}{\alpha} = 0,2578 \text{ m}^{-1} ; \lambda^2 = 66,46 \cdot 10^3 \text{ m}^{-2} ; \lambda P = 6,445$

$\varphi_{H^*}(0) = \frac{\chi_{\varphi H^*} H^*}{EI \lambda^2} \quad \varphi_{M^*}(0) = \frac{\chi_{\varphi M^*} M^*}{EI \lambda} \quad M^*_{z=1} = 1 \text{ tm}$

$\Rightarrow M^* = \frac{-\varphi_{H^*}(0)}{\varphi_{M^*}(0)} = \frac{-\chi_{\varphi H^*} \cdot H^*}{\lambda \chi_{\varphi M^*}}$

D'après les tableaux de WERNER: $\lambda P = 6$ Tableau $\chi_{\varphi H^*} = 1,45$
 $\chi_{\varphi M^*} = 1,65$

A. Condition normale:

$H^* = \frac{H}{n} = \frac{144,58}{6} = 24,097 \text{ t}$

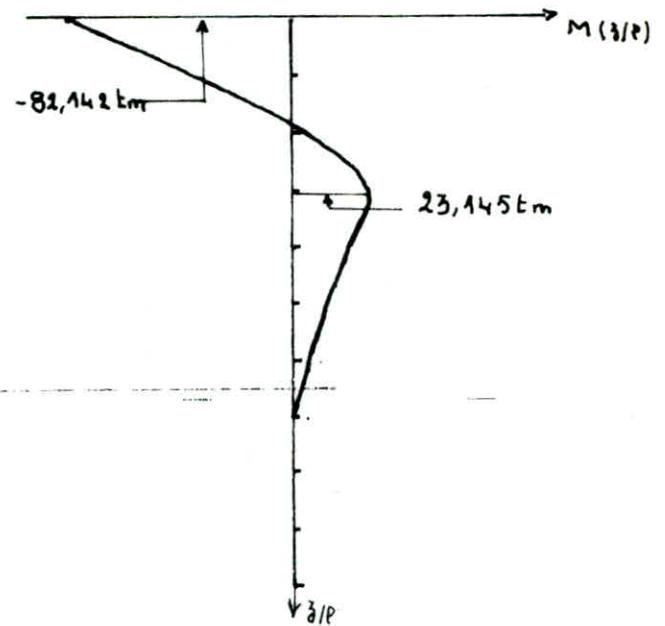
D'où: $M^* = \frac{-\chi_{\varphi H} H^*}{\chi_{\varphi M} \cdot \lambda} = \frac{-1,45 \cdot 24,097}{1,65 \cdot 0,2578} = -82,142 \text{ tm}$

- Moment de long du pieu:

$M(z/P) = \chi_{MH} \frac{H^*}{\lambda} + \chi_{MM} \cdot M^* = 98,47 \chi_{MH} - 81,142 \chi_{MM}$

χ_{MH} et χ_{MM} sont donnés par les abaques de WERNER. Les moments résultants de long du pieu sont mentionnés dans le tableau ci-dessous

z/P	χ_{MH}	χ_{MM}	$M(z/P)$
0,0	0,000	1,000	-82,142
0,1	0,525	0,950	-26,338
0,2	0,700	0,800	3,2154
0,3	0,600	0,4375	23,145
0,4	0,400	0,200	22,960
0,5	0,1875	0,0425	6,758
0,6	0,050	0,000	4,923
0,7	0,000	0,000	0,000
0,8	0,000	0,000	0,000



B. Condition sismique

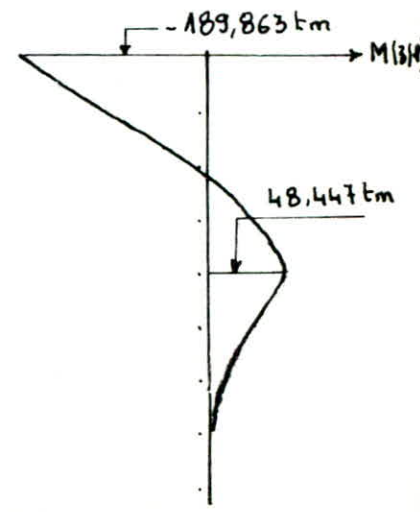
$H^* = \frac{H}{6} = \frac{334,188}{6} = 55,698 \text{ t}$

$M^* = -\frac{1,47 \cdot 55,698}{1,65 \cdot 0,2578} = -189,863 \text{ tm}$

$M(z/P) = 216,05 \chi_{MH} - 189,863 \chi_{MM}$

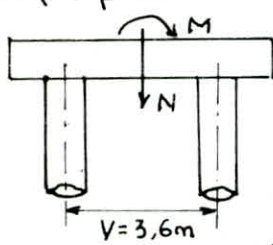
D'où le tableau ci-contre donnant le moment de long du pieu

z/P	χ_{MH}	χ_{MM}	$M(z/P)$
0,0	0,000	1,000	-189,863
0,1	0,525	0,950	-66,940
0,2	0,700	0,800	-0,655
0,3	0,600	0,4375	46,565
0,4	0,400	0,200	48,447
0,5	0,1875	0,0425	32,440
0,6	0,050	0,000	10,800
0,7	0,000	0,000	0,000
0,8	0,000	0,000	0,000



Ferraillage des pieux : A- Condition normale :

Soit N_{max} et N_{min} les efforts normaux et M_{max} le moment sollicitant chaque pieu.



$$\begin{cases} N_{max} = \frac{N}{6} + \frac{M}{3 \cdot V} = \frac{1822,406}{6} + \frac{554,257}{3 \cdot 3,6} = 355,05 \text{ t} \\ N_{min} = \frac{N}{6} - \frac{M}{3 \cdot V} = \frac{1822,406}{6} - \frac{554,257}{3 \cdot 3,6} = 252,41 \text{ t} \\ M_{max} = 82,142 \text{ tm} \end{cases}$$

Le ferraillage se fera par la méthode de P. CHARRON.

1) M_{max} et N_{max} : $S = \frac{\pi D^2}{4} = 11309,7 \text{ cm}^2$

$e = \frac{M_{max}}{N_{max}} = 23,13 \text{ cm} > R/4 = 15 \text{ cm} \Rightarrow$ section partiellement comprimée

$\eta = \frac{e}{2R} = \frac{23,13}{120} = 0,193$

$\bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{8e}{3D}\right) \cdot \bar{\sigma}_{b0} = \left(1 + \frac{8 \cdot 23,13}{3 \cdot 120}\right) \cdot 90 = 136,26 \text{ kg/cm}^2$

$\rho' = \frac{M}{\bar{\sigma}'_b \cdot S \cdot D} = \frac{4M}{\bar{\sigma}'_b \cdot \pi \cdot D^3} = \frac{4 \cdot 82,142 \cdot 10^8}{136,26 \cdot \pi \cdot 120^3} = 0,044$

Abaque $\rightarrow \bar{\omega} < 0,50\% \Rightarrow$ on prend $\bar{\omega} = 0,50\%$ soit $A = \bar{\omega} \cdot \frac{S}{100} = 56,55 \text{ cm}^2$

Donc $\rho' = 0,0815$ $k = 2,5$

Vérifications : $\bar{\sigma}'_b = \frac{M}{\rho' \cdot S \cdot D} = 74,26 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 136,26 \text{ kg/cm}^2$ vérifiée

$\bar{\sigma}_a = k \cdot \bar{\sigma}'_b = 185,67 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ vérifiée

2) M_{max} et N_{min} : $M_{max} = 82,142 \text{ tm}$ $N_{min} = 252,41 \text{ t}$

$e = \frac{M_{max}}{N_{min}} = 32,54 \text{ cm} > R/4 \Rightarrow$ section partiellement comprimée

$\bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{8 \cdot 32,54}{3 \cdot 120}\right) \cdot 90 = 155,08 \text{ kg/cm}^2$

$\eta = \frac{e}{2R} = 0,271$

$\rho' = \frac{82,142 \cdot 10^8}{155,08 \cdot 11309,7 \cdot 120} = 0,039$

$\left. \begin{matrix} \eta = 0,271 \\ \rho' = 0,039 \end{matrix} \right\} \rightarrow \bar{\omega} = 0,50\% \Rightarrow \begin{cases} \rho' = 0,0825 \\ k = 7,5 \end{cases}$

$A = \bar{\omega} \cdot \frac{S}{100} = 56,55 \text{ cm}^2$

Vérifications : $\bar{\sigma}'_b = \frac{82,142 \cdot 10^8}{0,0825 \cdot 11309,7 \cdot 120} = 73,36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$ vérifiée

$\bar{\sigma}_a = k \cdot \bar{\sigma}'_b = 7,5 \cdot 73,36 = 550,22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$ vérifiée

B. Condition sismique :

Pour calculer N_{max} et N_{min} on choisira les effets les plus défavorables d'où :

$N_{max} = \frac{1937,764}{6} + \frac{1625,91}{3 \cdot 3,6} = 473,5 \text{ t}$

$N_{min} = \frac{1707,048}{6} - \frac{1695,01}{3 \cdot 3,6} = 127,56 \text{ t}$

$M_{max} = 189,863 \text{ tm}$

Ferraillage :

1) M_{max} et N_{max}

$e = \frac{M_{max}}{N_{max}} = 40,097 \text{ cm} > R/4 = 15 \text{ cm} \Rightarrow$ section partiellement comprimée

$$\bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{8 \cdot 40,097}{3 \cdot 120}\right) \cdot 90 = 170,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} \eta &= \frac{e}{D} = 0,334 \\ \mu' &= \frac{109,863 \cdot 10^5}{170,19 \cdot 11309,7 \cdot 120} = 0,0823 \end{aligned} \right\} \rightarrow \bar{\omega} = 0,59\% \Rightarrow k = 11 \Rightarrow A = 66,73 \text{ cm}^2$$

Vérifications:

$$\sigma'_b = 170,19 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}'_b \quad \text{Vérfiée}$$

$$\sigma_a = k \cdot \sigma'_b = 1872,09 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} \quad \text{Vérfiée}$$

2°) M_{max} et N_{min}

$$e = \frac{M_{max}}{N_{min}} = 148,84 \text{ cm} > R/4 \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 2 \cdot \bar{\sigma}'_{b0} = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} \eta &= \frac{e}{D} = 1,24 \\ \mu' &= 0,078 \end{aligned} \right\} \text{abaque} \rightarrow \bar{\omega} = 0,75\% \Rightarrow k = 28$$

Vérifications:

$$\sigma'_b = 180 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}'_b \quad \text{Vérfiée}$$

$$\sigma_a = k \cdot \sigma'_b = 28 \cdot 180 = 5040 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Donc le ferrailage sera conditionné par ce dernier cas :

On diminue $\bar{\sigma}'_b$; on prend $\bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2$ d'où :

$$\mu' = 0,0863 \rightarrow \bar{\omega} = 0,92\% \rightarrow k = 25,5 \rightarrow A = 104,05 \text{ cm}^2$$

Soit 34 T20 $A = 106,76 \text{ cm}^2$

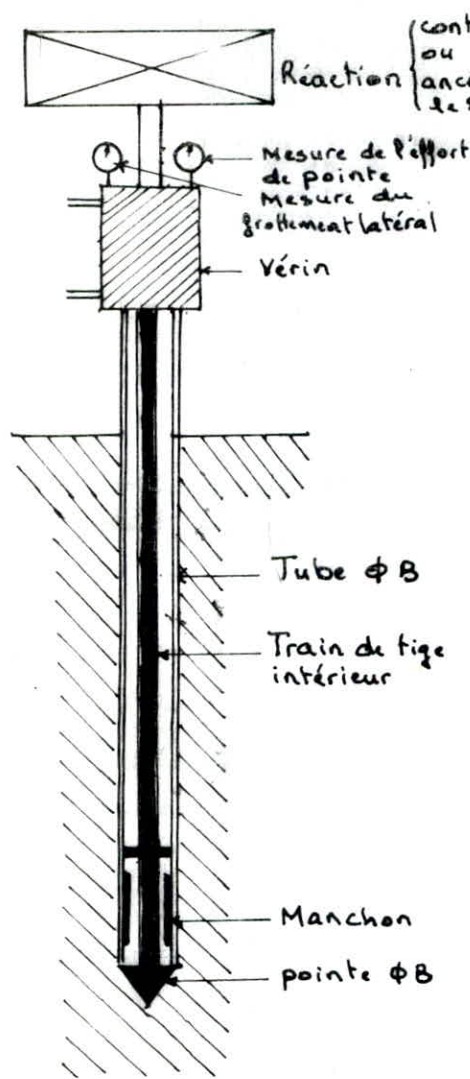
Vérifications:

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

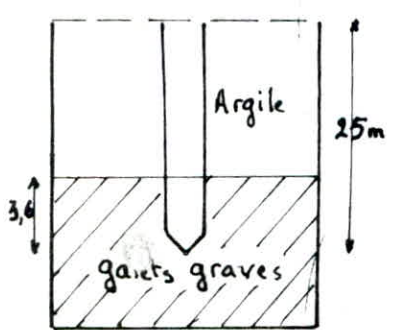
$$\sigma_a = k \cdot \sigma'_b = 4131 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} \quad \text{Vérfiée}$$

Pour les armatures transversales on prend des cerces $\phi 12$ espacés de $t = 25 \text{ cm}$. Cependant pour les sections en tête et pointe des pieux on renforce les armatures transversales et on prendra des cerces $\phi 12$ espacés de $12,5 \text{ cm}$

Détermination de la charge portante



pénétrömètre statique



Nous utiliserons la méthode exposée dans le paragraphe IX du G. PHILIPPONNAT. Cette méthode est basée sur des essais de pénétration statique pour 1 pieu isolé. La charge admissible du sol est :

$Q = Q_{\text{pointe}} + Q_f$ Avec
 Q_p : résistance de pointe admissible
 Q_f : frottement latéral total admissible

1°) Résistance de pointe :

$$Q_p = \frac{A \cdot q_p}{f_{s1}}$$

Avec : A : aire de la section droite du pieu
 q_p : résistance de pointe à la rupture
 f_{s1} : coefficient de sécurité = 2

$$q_p = \alpha_p \cdot q_c \cdot \frac{D}{D_c}$$

D : ancrage dans la couche porteuse
 D_c : ancrage critique : dans notre cas on a 2 couches (argile et galets graves) on prendra : $D = \max(1,5m, 3 \cdot \phi)$ (bicouche)
 $D = \max(1,5m, 3,6m) = 3,6m$

On doit vérifier que σ'_v (contrainte effective due à la couche supérieure) est supérieure à $10t/m^2$: $\sigma'_v = \gamma \cdot h = 2(25 - 3,6) = 42,8t/m^2 > 10$
 On prend $D = D_c = 3,6m$.

q_c : résistance unitaire de pointe au pénétromètre statique, on la relève d'après les courbes d'essais qui nous ont été communiquées par le bureau d'étude.

α_p : coefficient qui lie la résistance de pointe limite du pieu à la résistance du pénétromètre statique. La valeur de α_p est relevée dans le tableau A du philipponnat :
 $\alpha_p = 0,35$ pour les graves

La résistance unitaire de pointe du pénétromètre à 25m est : $q_c = 1500t/m^2$

$$Q_{\text{Pointe}} = \frac{\pi d^2}{4 \cdot f_{s1}} \cdot \alpha_p \cdot q_c \cdot \frac{D}{D_c} = \frac{\pi (1,2)^2}{4 \cdot 2} \cdot 0,35 \cdot 1500 \cdot 1 = 296,88t$$

2°) frottement latéral : Q_f

Le frottement latéral est donné par : $Q_f = \frac{P}{f_{s2}} \sum f_{ui} \cdot h_i$ Avec

$f_{s2} = 2$ (coefficient de sécurité)

P : périmètre du pieu

f_{ui} : frottement unitaire mobilisable dans la couche i

h_i : épaisseur de la couche i

Dans notre cas on choisit 4 épaisseurs et on détermine d'après le graphe donné par le pénétromètre statique on tire les différents q_c

$$\left. \begin{array}{l} h_1 = 10,1 \text{ m} \rightarrow q_{c1} = 400 \text{ t/m}^2 \\ h_2 = 7,1 \text{ m} \rightarrow q_{c2} = 200 \text{ t/m}^2 \\ h_3 = 4,2 \text{ m} \rightarrow q_{c3} = 100 \text{ t/m}^2 \\ h_4 = 3,6 \text{ m} \rightarrow q_{c4} = 1500 \text{ t/m}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Argile} \\ \text{Grave} \end{array}$$

$f_{ui} = \alpha_s \frac{q_{ci}}{\alpha_{s_i}}$ α_s : coefficient fonction du gût du pieu, il est donné dans le tableau C pour pieux forés $\phi < 1,5 \text{ m} \rightarrow \alpha_s = 0,87$

α_s : coefficient en fonction du sol:

Argile $\rightarrow \alpha_{s1} = 50$; grave $\rightarrow \alpha_{s2} = 200$

D'où

$$Q_F = \pi d \alpha_s \left(\frac{q_{c1} h_1 + q_{c2} h_2 + q_{c3} h_3}{\alpha_{s1}} + \frac{q_{c4} h_4}{\alpha_{s2}} \right)$$

$$= \frac{\pi \cdot 1,2 \cdot 0,87}{2} \left(\frac{400 \cdot 10,1 + 200 \cdot 7,1 + 100 \cdot 4,2}{50} + \frac{1500 \cdot 3,6}{200} \right)$$

$$Q_F = 231,68 \text{ t}$$

$$\text{D'où: } Q = Q_F + Q_P = 296,88 + 231,68 \text{ t} = 528,56 \text{ t}$$

L'effort maximum sollicitant le pieu en compression est égal à: 473,5 t (d'après chapitre précédent)

On voit bien que $473,5 \text{ t} < 528,56 \text{ t}$ vérifiée

CONCLUSION

Suite à l'étude que nous avons faite, il en résulte que la précontrainte de la dalle n'engendre pas de fissurations dans le béton en conséquence il conserve son homogénéité et son élasticité, ce qui permet une large gamme de charges appliquées, et d'utiliser les équations de la résistance des matériaux classique. En plus de ces propriétés, le béton précontraint offre une meilleure économie, due à sa légèreté $\rho = 2 \text{ t/m}^3$ (B.A. $\rho = 2,5 \text{ t/m}^3$), néanmoins pour pouvoir réaliser convenablement une pièce en béton précontraint il faudra que la main-d'œuvre soit hautement qualifiée et le béton de très bonne qualité. Malheureusement ce n'est pas le cas dans notre pays et c'est ce qui amène souvent les bureaux d'études à donner des ferraillements plus conséquents que ceux évalués théoriquement. Pour ce qui est de l'infrastructure elle est réalisée en béton armé. Vu la faible portance du sol, l'ouvrage est fondé sur pieux forés à 25m dont la portance a été déterminée par une méthode assez récente et très utilisée, à savoir le pénétrogramme statique.

BIBLIOGRAPHIE

- . Cahier des prescriptions communes
- . Calcul de grillages de poutres et de dalles orthotropes
BARRES
MASSONNET
- . Calcul pratique du béton précontraint
G. DREUX
- . Le projet de béton précontraint
R. LACROIX
A. FUENTES
- . Calcul et vérifications des ouvrages en B.A
P. CHARON
- . Règles - C.C.B.A. 68
- . Documentation SETRA
- . Cours de béton armé
M. BELAZOUGUI
- . Béton précontraint
Y. Guyon
- . Fondations et ouvrages en terre
G. PHILIPPONNAT

