

وزارة التعليم و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

•>||<•
Département : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

PONT A POUTRES MULTIPLES
EN BETON PRECONTRAINTE

Proposé par :

SAETI

Etudié par :

S. AMARA

B. BOUTOUTAOU

Dirigé par :

M^R MOKDAD

Remerciements.

- Tout d'abord nous tenons à remercier notre promoteur M^R MOKDAD pour l'intérêt qu'il nous a apporté.
- Nous remercions également M^R BOUDERBA et M^R TOUATI qui nous ont orienté dans le travail et dont les conseils nous ont été d'un grand apport.
- Que tous les professeurs et assistants qui ont contribué à notre formation trouvent dans ce modeste travail l'expression de notre reconnaissance.



Dédicaces

A . ma famille
 . mes amis

Salah.

A ..mes parents
 . mes frères et sœurs
 .mes amis

Boualem.

TABLES DES MATIERES

Chapitre 1 :	Présentation de l'ouvrage	1
Chapitre 2 :	Matériaux utilisés - Contraintes admissibles	2
Chapitre 3 :	Caractéristiques géométriques des Sections	7
Chapitre 4 :	Evaluation des Charges et Surcharges	13
Chapitre 5 :	Etude du platelage	21
Chapitre 6 :	Répartition transversale des efforts	41
Chapitre 7 :	Disposition et tracé des Cables	70
Chapitre 8 :	Pertes et chutes de tension	81
Chapitre 9 :	Vérification des Contraintes	87
Chapitre 10 :	Vérification à la rupture	105
Chapitre 11 :	Calcul des déformations	107
Chapitre 12 :	Ferraillage de la poutre	109
Chapitre 13 :	Etude de la zone d'about	113
Chapitre 14 :	Calcul de l'entretoise d'about	116
Chapitre 15 :	Calcul des Appuis	119
Chapitre 16 :	Etude des fondations	159

CHAPITRE 1

PRESENTATION

DE

L'OUVRAGE

-1- PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet qui nous a été confié par la SAETI consiste en l'étude d'un pont à passage supérieur en béton précontraint de longueur totale 61,150m. Le pont franchit le chemin de wilaya n°11 dans la région de Ouad Smar; il comporte 2 travées de 25,375 m de portée reposant sur 2 culées extrêmes et une pile intermédiaire.

- L'étude de l'avant projet nous a fourni les renseignements suivants:

Le tablier est constitué par:

- * une dalle de 25cm d'épaisseur en béton armé coulé sur place avec un ripage transversal de 2,5%. Le revêtement est une couche d'asphalte enrobé de 8cm d'épaisseur.
- * 6 poutres principales en béton précontraint, prefabriquées, solidarisées entre elles par des entretoises d'about. Ces entretoises sont coulées en même temps que la dalle.
- Les appareils d'appui sont en élastomère frettés conformément aux prescriptions des constructeurs. Ils sont fixés sur des dés en béton armé.
- la pile comporte un chevrete en béton armé supporté par 3 fûts. Ces derniers reposent sur une semelle en béton armé:
- Les culées sont composées des éléments suivants:
 - Mur garde grève.
 - Mur en retour
 - 3 poteaux
 - Massif de fondations.

L'étude du sol a conduit pour la solution de fondations profondes. Ces fondations seront constituées de pieux forés en béton armé.

CHAPITRE 2

MATÉRIAUX UTILISÉS

CONTRAINTES

ADMISSIBLES

2. MATERIAUX UTILISES CONTRAINTES ADMISSIBLES

I/ BETON ARME

I. 1. Beton :

le beton utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux prescriptions réglementaires CCBA 68

- ciment CPA/325
- Dosage 400 Kg/m³
- Contrôle strict
- Diamètre des plus gros Granulats Cg = 25 mm

I. 1.1. Contrainte admissible de compression

Art 94 du CCBA 68

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{28} \quad \text{et: } \sigma'_{28} = 300 \text{ bars}$$

α : Coefficient qui tient compte de la vitesse de prise. Il dépend donc de la classe du ciment ($\alpha = 1$ pour un ciment de classe 250/325)

- β = Coefficient dépendant de la nature du contrôle. ($\beta = 1$ pour un contrôle strict)
- γ = Coefficient qui dépend de l'épaisseur relative des éléments et des dimensions des Granulats

$$\gamma = \frac{h_m}{4C_g} \quad \text{avec } \gamma_{\max} = 1$$

σ'_b : C_g = diamètre des plus gros granulats
 h_m = épaisseur de la pièce étudiée.

- δ dépend de la distribution des contraintes dans la section étudiée.

$$\delta = \begin{cases} 0,3 & \text{pour une compression simple} \\ 0,6 & \text{pour une flexion simple} \end{cases}$$

- ϵ dépend de la forme de la section.

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

- Compression simple :

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1 \times 1 \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 300 = 90 \text{ bars}$$

- Flexion simple :

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \times 1 \times 1 \times 0,6 \times 1 \times 300 = 180 \text{ bars}$$

I. 1.2. Contrainte admissible de traction.

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28} \quad \text{avec } \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_h}$$

-3-

$$\sigma'_h = \sigma'_{28} = 300 \text{ bars} \Rightarrow \theta = 0,018 + \frac{2,1}{300} = 0,0255$$

$$\bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ bars}$$

I.2. Aciers

• Armatures longitudinales : on utilise des aciers à haute adhérence.
 Fe E40 HA $\Rightarrow \bar{\sigma}_{en} = \begin{cases} 4200 \text{ kg/cm}^2 & \text{si } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 4000 \text{ kg/cm}^2 & \text{si } \phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$

• Armatures transversales : $\phi \leq 20 \text{ mm} \Rightarrow \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 • Contrainte admissible de traction pour les armatures longitudinales

$\bar{\sigma}_a =$ est la plus petite des limites imposées ; la première est imposée par les caractéristiques mécaniques de l'acier ; la deuxième est imposée par les conditions de fissuration du béton.

1°) Limite imposée par les caractéristiques mécaniques de l'acier
 $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 & \text{si } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4000 = 2670 \text{ kg/cm}^2 & \text{si } \phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$

2°) Limite imposée par la condition de fissuration du béton

cette limite est la plus grande des deux valeurs $\bar{\sigma}_1$ et $\bar{\sigma}_2$

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

$k = 10^6$: fissuration préjudiciaire (élément exposé aux intempéries)

$\eta =$ Coefficient de fissuration : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.

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

$\phi =$ diamètre de la plus grosse barre tendue.

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

• Contrainte de traction admissible pour les armatures transversales.

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} * \bar{\sigma}_{en}$$

$$f_{at} = \begin{cases} 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} & \text{si } 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} > \frac{2}{3} \text{ et s'il n'y a pas risque de bétonnage} \\ \frac{2}{3} & \text{si non} \end{cases}$$

en outre, la contrainte de cisaillement du béton doit répondre aux exigences suivantes si non les formules ci-dessus ne seront plus applicables

$$\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

• Contrainte d'adhérence admissible. $\bar{\tau}_d$

$$\bar{\tau}_d = \begin{cases} 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b & \text{pour les poutres} \\ 2,5 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b & \text{pour les dalles et hourdis} \end{cases}$$

où ψ_d = Coefficient de scellement droit ($\psi_d = 1,5$ pour les H.A)

• Contrainte d'adhérence admissible pour les ancrages

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b$$

II / BETON PRECONTRAINT

II.1. Principe : le béton est un matériau qui résiste bien à la compression et très mal à la traction, c'est pour cette raison qu'on introduit des aciers dans la zone tendue pour pallier la défaillance du béton en traction. le béton précontraint consiste à utiliser au mieux les propriétés mécaniques du béton et de l'acier. En effet le procédé de précontrainte fait travailler le béton uniquement à la compression et l'acier uniquement à l'extension. Ainsi le béton sera précomprimé ou précontraint avant action des surcharges de telle sorte que l'action combinée de la précontrainte et des surcharges ne laissera plus subsister que des zones comprimées.

II.2. Avantage du béton précontraint.

- Contrairement au béton armé, le béton précontraint permet d'éviter la fissuration (qui fait un grand défaut au B-A)
- le béton précontraint permet de construire d'une façon assez économique des ouvrages minces (moins lourds)
- avec le béton précontraint on peut atteindre des portées importantes tout en gardant des dimensions acceptables de l'élément (faible hauteur)

II.3. Réalisation des ouvrages en béton précontraint

- La réalisation des ouvrages en béton précontraint est assez délicate, et elle nécessite beaucoup de soin dans tous les stades d'exécution, il convient en effet que les câbles soient mis en place dans l'ouvrage exactement aux emplacements déterminés par les calculs, il convient en outre que l'on soigne tout particulièrement la composition du béton pour qu'il atteigne la résistance à la rupture escomptée. et que l'on soigne son exécution et sa mise en œuvre.

II.4. Réalisation de la précontrainte.

• Précontrainte par post-tension.

- Dans le procédé les cables sont tendus après durcissement du béton. le béton est coulé dans le coffrage servant de moule. Quand le béton a suffisamment durci, on tend les cables grâce à des verins. Ces verins prennent appui sur le béton qui sera en conséquence comprimé.

Après la mise en tension on bloque les cables tendus sur le béton au moyen des ancrages et on récupère ces verins. la permanence de compression sera assurée par les ancrages.

• cables de précontrainte :

le cable est constitué de plusieurs fils (ou torons). Pour être protégé contre la corrosion, le cable est suffisamment enrobé dans le béton. Pour pouvoir s'allonger lors de la mise en tension, le cable doit coulisser par rapport au béton sans qu'il y ait écrasement de ce dernier, il faut donc isoler les cables dans des gaines disposées dans le coffrage avant bétonnage. Le vide qui reste entre les cables et la gaine qui l'entoure doit être rempli, et cela en injectant un coulis de ciment, ce ciment injecté protège le cable contre la corrosion et assure l'adhérence du cable au béton.

II. 5. Béton utilisé en béton précontraint.

• resistance nominale

- Compression : $\sigma_n = \sigma_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$.

- Traction : $\sigma_n = \sigma_{28} = 7 + 0,06 \sigma_{28} = 31 \text{ kg/cm}^2$.

• Contraintes admissibles.

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

• Compression $\bar{\sigma}' = \begin{cases} 0,42 \sigma_n = 0,42 \times 400 = 168 \text{ kg/cm}^2 : \text{en service} \\ 0,55 \sigma_n = 0,55 \times 400 = 220 \text{ kg/cm}^2 : \text{en construction} \end{cases}$

• Traction : la traction n'est pas admise ; $\bar{\sigma} = 0$.

• Module de déformation :

- sous charges de courte durée : $E_i = 21000 \sqrt{\sigma_n} = 420000 \text{ kg/cm}^2$

- sous charges de longue durée : $E_v = \frac{1}{3} E_i = 140000 \text{ kg/cm}^2$.

II. 6. Armatures précontraintes

- les cables seront tendus par les deux extrémités (ancrage type actif-actif)

- les cables utilisés sont du type 7T15 III TBR - DYWIDAG.

Les caractéristiques données par les constructeurs sont les suivantes.

- section utile d'un câble
 - contrainte de rupture garantie
 - contrainte caractéristique de déformation garantie
 - Diamètre intérieur de la gaine
 - Diamètre extérieur de la gaine
 - coefficient de frottement câble-gaine
 - Perte de tension relative par mètre
 - Perte par blocage d'ancrage
 - relaxation à 1000 heures
 - relaxation à 3000 heures
- | |
|-------------------------------|
| $w = 9,80 \text{ cm}^2$ |
| $R_g = 18000 \text{ kg/cm}^2$ |
| $T_g = 16000 \text{ kg/cm}^2$ |
| $\phi_i = 6,0 \text{ cm}$ |
| $\phi_e = 6,7 \text{ cm}$ |
| $f = 0,19$ |
| $\psi = 0,0018$ |
| $g = 7 \text{ mm}$ |
| $S_{1000} = 0,050$ |
| $S_{3000} = 0,060$ |
-

CHAPITRE 3

CHARACTERISTIQUES

GEOMETRIQUES

DES SECTIONS

3. ETUDE DE LA POUTRE PREFABRIQUEE

Caracteristiques géométriques des sections

I. Dimensionnement des poutres

le dimensionnement consiste en la détermination de la hauteur et l'épaisseur de l'âme ; il concerne aussi les dimensions du talon et des membrures supérieures et inférieures de la poutre.

I.1. Hauteur de la poutre.

En l'absence des conditions particulières d'épaisseur du tablier, la hauteur h_t peut être choisie a priori à fin de satisfaire la condition :

$$\frac{L}{20} \leq h_t \leq \frac{L}{17} \quad ; \quad L = 25 \text{ m}$$

$$1,25 \text{ m} \leq h_t \leq 1,47 \text{ m} \quad ; \quad \text{Dans notre projet}$$

$h_t = 1,30 \text{ m}$; ce qui conduit à un dimensionnement économique.

I.2. Epaisseur de l'âme

elle est déterminée d'une façon approximative à fin de respecter les conditions :

- Fragilité de bétonnage (et sa vibration)
- Enrobage convenable des armatures de précontrainte lorsque celles-ci sont relevées dans l'âme.
- Limitation de la contrainte de cisaillement à une valeur admissible.

Il convient d'épaissir progressivement l'âme dans le dernier quart de la portée de manière à obtenir aux appuis une épaisseur suffisante pour la résistance aux efforts tranchants et aux contraintes locales sous les ancrages qui doivent être correctement enrobés.

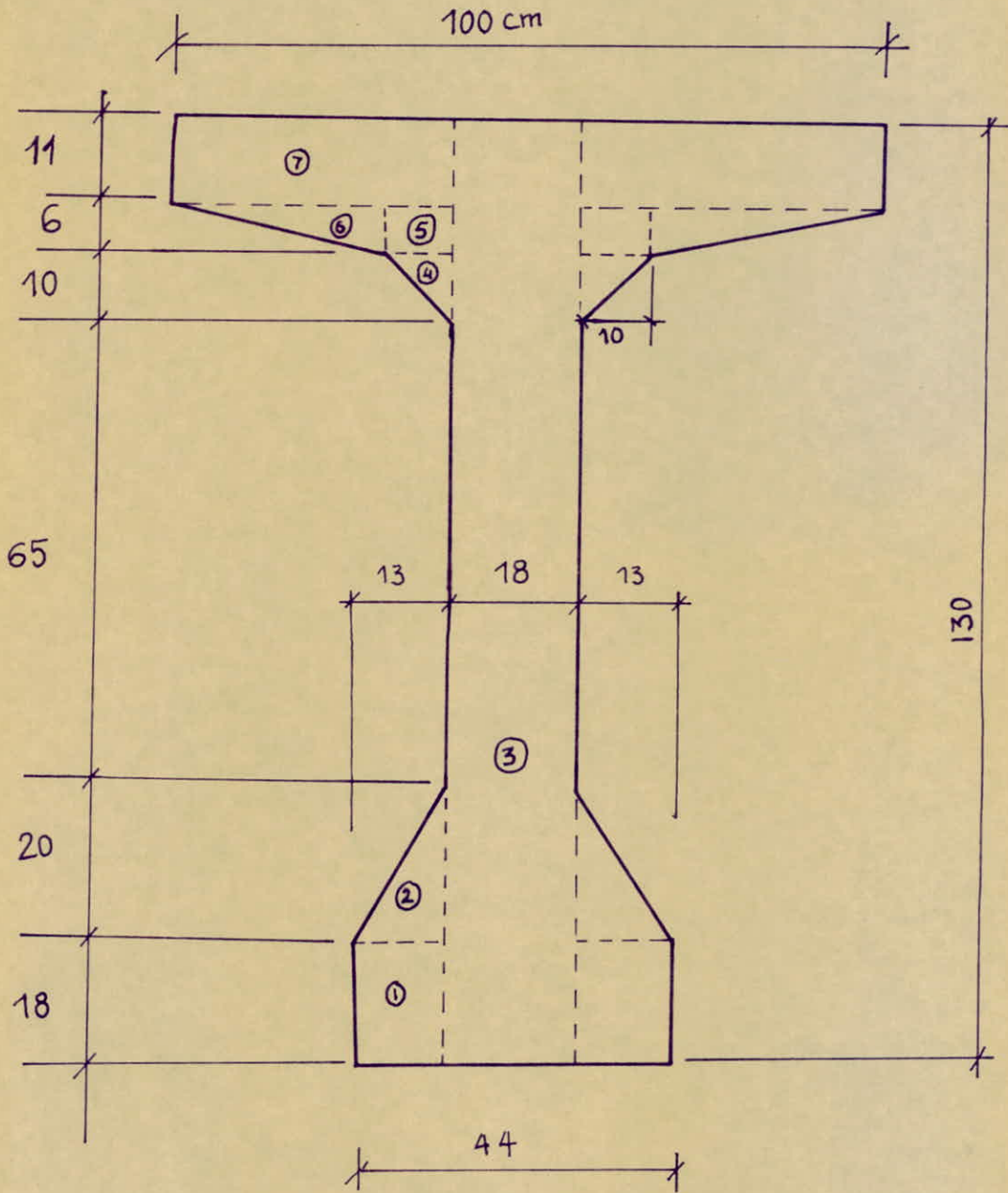
I.3. Talon de poutre: Dans le talon de la section médiane, on doit loger tous les cables ; on prendra 44 cm comme largeur du talon. La jonction des membrures inférieures à l'âme présente des pentes suffisantes pour faciliter le bétonnage. La membrure supérieure présente une largeur $b = 100 \text{ cm}$.

Des moules métalliques répondant à ces restrictions sont disponibles chez les réalisateurs. les dimensions principales d'un moule sont les suivantes :

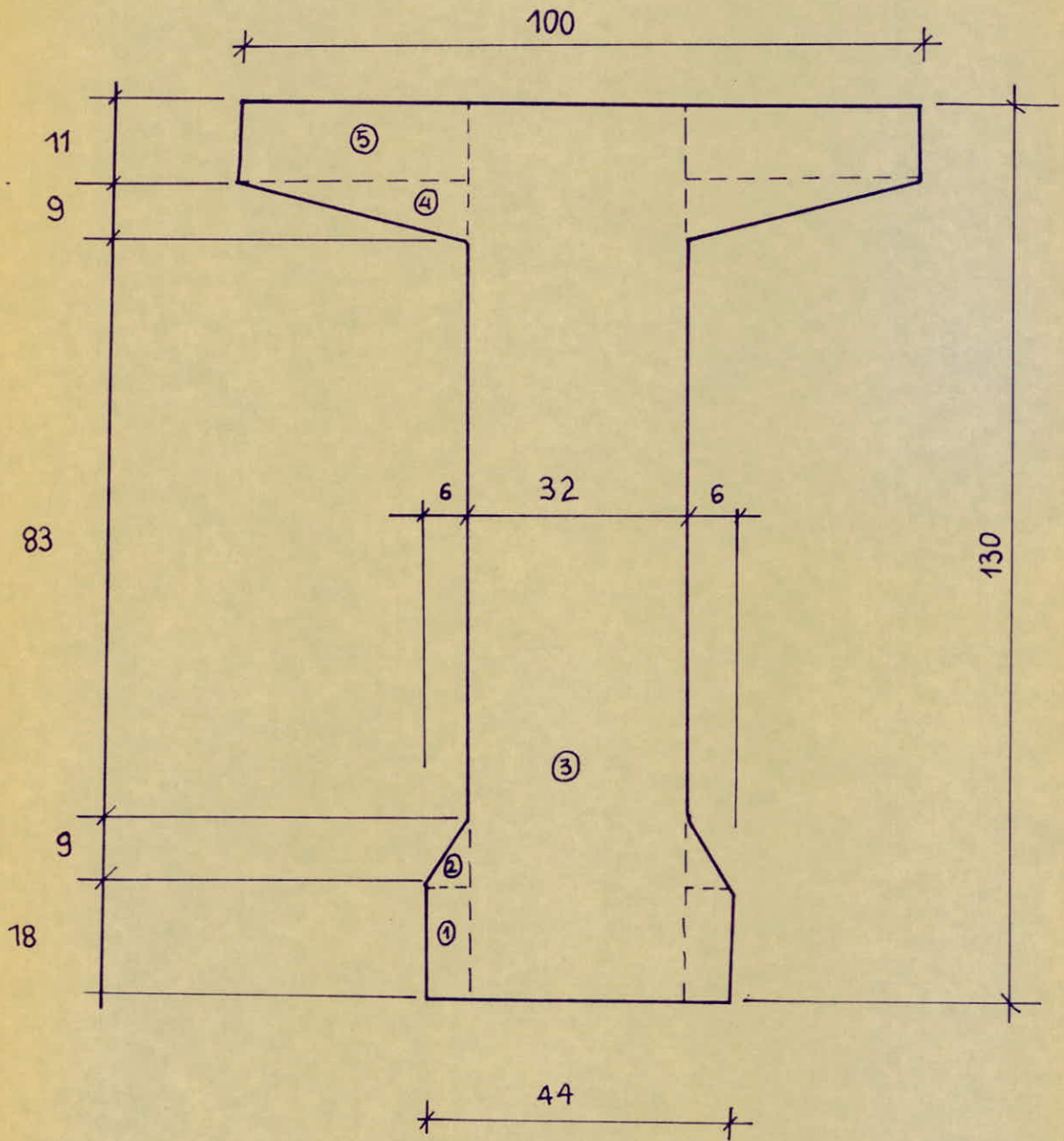
- hauteur totale : $h_t = 1,30 \text{ m}$
- largeur de la table : $b = 1,00 \text{ m}$
- épaisseur de l'âme en travée : $e = 182 \text{ cm}$
- épaisseur de l'âme à l'about : $e = 32 \text{ cm}$
- largeur du talon : $b' = 44 \text{ cm}$.

II. Caracteristiques Géométriques des sections brutes.

. Section mediane de la poutre seule.



. section d'about de la poutre seule.



II-1. Section médiane

• poutre seule.

Section	Dimensions	A [cm ²]	Y [Cm]	S _D = A.Y [cm ³]	I: inertie / CDG de chaque section
①	13 x 18 x 2	468	9	4212	6318 x 2
②	13 x 20	260	24,66	6411,6	2889,0 x 2
③	18 x 130	2340	65	152100	32955 00
④	10 x 10	100	109,66	10966	277,78 x 2
⑤	10 x 6 x 2	120	116	13920	180 x 2
⑥	6 x 31	186	117	21762	186 x 2
⑦	41 x 11 x 2	902	124,5	112299	4547,6 x 2
Σ	/	4376	73,51	321679,76	91000 00

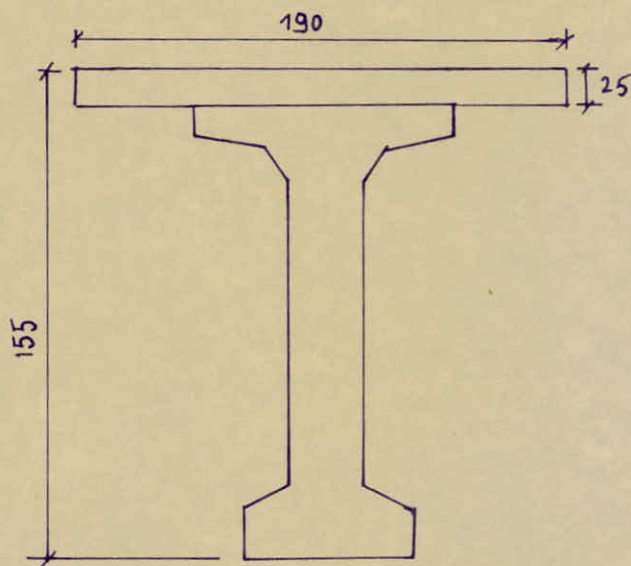
$I_G = \bar{I}_{G_i} + \bar{A}_i z_i^2$
moment d'inertie.

I_{G_i} : ~~Centre de gravité~~ de la section (i) par rapport à l'axe qui passe par son centre de gravité.

z_i : distance entre le centre de gravité de la section (i) et le centre de gravité de la section totale

A_i : Aire de la section (i).

• poutre + dalle.



Section	$A (\text{cm}^2)$	$Y (\text{cm})$	$S_A = Y \cdot A (\text{cm}^3)$	$I (\text{cm}^4)$
poutre	4376	73,51	321679,76	9100000
dalle	4750	142,5	676875	247395,84
poutre + dalle	9126	109,42	998566,92	20200000

II. 2. Section d'about.

• poutre seule.

	Dimensions	$A (\text{cm}^2)$	$Y (\text{cm})$	$S_A (\text{cm}^3)$	$I_G (\text{cm}^4)$
1	6x18x2	216	9	1944	2916 x 2
2	6x9	54	21	1134	121,5 x 2
3	32x130	4160	65	270400	5858666,67
4	34x9	306	116	35496	688,5 x 2
5	34x11x2	748	124,5	93126	3771,17 x 2
\bar{Z}	/	5484	73,3224	402100	9719760,009

• poutre + dalle.

	$A (\text{cm}^2)$	$Y (\text{cm})$	$S_A (\text{cm}^3)$	$I_G (\text{cm}^4)$
poutre	5484	73,3224	402100	9719760,009
Dalle	4750	142,5	676875	247395,84
poutre + dalle	10234	105,43	1078974,713	22147978,62

• Dressons un tableau récapitulatif des caractéristiques brutes pour les différentes sections.

. Tableau récapitulatif des caractéristiques des sections brutes.

sections ↓		A [cm ²]	S [cm ³]	I [cm ⁴]	V' [cm]	V [cm]	i [cm]
section d'about.	poutre-seule	5484	402100	9719760,009	73,3224	56,6776	42,0997
	poutre+dalle	10234	1078974,713	22147978,62	105,4304	49,5696	46,5205
section médiane	poutre-seule	4376	321679,76	9100000	73,51	56,490	45,6020
	poutre+dalle	9126	998566,92	20200000	109,42	45,58	47,0474

$V = \frac{S_0}{A}$: position de la fibre tendue.

$V' = h_t - V$: position de la fibre comprimée.

$i = \text{rayon de giration} = \sqrt{\frac{I}{A}}$

$S_0 = \text{moment statique de la section considérée}$

$y = \text{ordonnée du centre de gravité compté à partir de l'axe (A) (axe passant par la membrure inférieure de la section)}$

. III - Caractéristiques des sections nettes.

les caractéristiques des sections nettes sont déduites des caractéristiques des sections brutes en considérant que les trous des armatures ne participent pas à la résistance même s'ils sont remplis par du mortier injecté.

Ces caractéristiques seront calculées après la détermination du nombre de cables.

CHAPITRE 3

CHARACTERISTIQUES

GEOMETRIQUES

DES SECTIONS

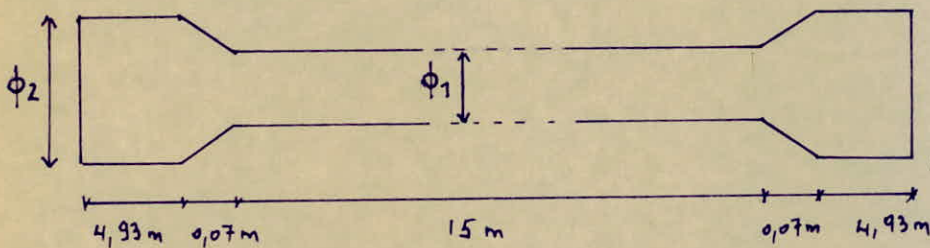
.13.
4. CHARGES ET SURCHARGES

I/ charges permanentes.

1/ ossature resistente: l'ossature resistente est formée par les poutres, la dalle, les prédalles préfabriquées et les entretoises.

a/ poutres.

la section de la poutre n'étant pas la même au milieu et à l'about pour le calcul de son poids propre, on doit calculer la section de la poutre équivalente.



$$S_1 = \text{Section mediane} = 0,4376 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \text{Section d'about} = 0,5484 \text{ m}^2$$

la section équivalente est :

$$25 \cdot S = 2 \left(4,93 \cdot S_2 + \frac{S_1 + S_2}{2} \cdot 0,07 \right) + 15 \cdot S_1$$

$$\text{d'où : } S_{eq} = \frac{1}{25} \left[2 \left(4,93 \cdot 0,5484 + \frac{0,4376 + 0,5484}{2} \cdot 0,07 \right) + 15 \cdot 0,4376 \right]$$

$$\text{soit } \underline{S_{eq} = 0,4816 \text{ m}^2}$$

le poids propre d'une poutre sera donc : $2,5 \cdot 0,4816 = 1,204 \text{ t/ml}$
pour les 6 poutres $G_1 = 6 \cdot 1,204 = 7,224 \text{ t/ml}$.

b/ Dalle et prédalles.

$$G_2 = \left[0,25 \cdot (5 \cdot 1,90 + 1) + 2 \cdot (0,25 + 0,11) \cdot 0,79 \right] \cdot 2,5 = 7,9845 \text{ t/ml}$$

c/ Entretoises. (deux entretoises).

$$G_3 = 2,5 \cdot 0,40 \cdot 0,83 \left[5 \cdot (1,90 - 0,32) \right] \cdot 2 = 13,114 \text{ t}$$

$$\text{calcul de } G_3 \text{ au ml du pont : } G_3 = \frac{13,114}{25} = 0,52456 \text{ t/ml}$$

2/ Superstructure.

- Revêtement : réparti sur la largeur roulable ($L_r = 8 \text{ m}$)
 - sa densité $\rho = 2,2 \text{ t/m}^3$
 - épaisseur $e = 7 \text{ cm}$

$$G'_1 = 0,07 * 8 * 2,2 = 1,232 \text{ t/ml.}$$

- chape: repartie sur toute la largeur du pont; son épaisseur $e = 1 \text{ cm.}$

$$\text{soit } G'_2 = 0,01 * 2,2 * 12,08 = 0,2658 \text{ t/ml.}$$

- Garde-corps: $G'_3 = 2 * 0,1 = 0,2 \text{ t/ml.}$

- Corniches + trottoirs:

$$G'_4 = 2,5 \left[0,62 * 0,21 + \frac{0,21 * 0,03}{2} + (2,25 - 0,21) * 0,27 \right] * 2 = 3,42075 \text{ t/ml.}$$

D'où le poids total du tablier.

$$G = \sum G_i + \sum G'_i = 20,8516 \text{ t/ml.}$$

II/ Surcharges.

II.1: Caracteristiques du pont.

- la largeur roulable $L_r = 8 \text{ m}$; $L_r > 7 \text{ m} \Rightarrow$ pont de 1^{ère} classe.

- le pont possède deux trottoirs; donc la largeur chargeable est égale à la largeur roulable $L_s = L_r = 8 \text{ m.}$

- nombre de voies $N = E\left(\frac{L_s}{3}\right) = 2$; soit deux (2) voies.

- largeur de la voie:

$$L_v = \frac{L_s}{N} = \frac{8}{2} = 4 \text{ m.}$$

II.2. Surcharges de chaussée:

a/ Surcharge A: (CPC - Art 4)

elle est uniformément répartie et disposée sur une ou plusieurs voies et sur une longueur L de façon qu'elle crée l'effort maximal.

$$A = K * A(l) * \frac{l_0}{L_v} \quad [\text{kg/m}^2]$$

avec: l_0 : dépend de la classe du pont
 $l_0 = 3,50 \text{ m}$ pour pont de 1^{ère} classe.
 K : coefficient donné par le tableau suivant.

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
classe du pont	1 ^{ère}	1	1	0,9	0,75	0,7
	2 ^{ème}	1	0,9	-	-	-
	3 ^{ème}	0,9	0,8	-	-	-

$A(l) = 230 + \frac{36000}{L + 12}$ - où L est arrêté par la ligne d'influence au droit de la section à étudier de façon à avoir l'aire maximale de la ligne d'influence.

.15.

Dans notre projet $L = 25$ m.

$$\text{D'où } A(L) = 230 + \frac{36000}{25+12} = 1,203 \text{ t/m}^2$$

la valeur de A est donnée en fonction de K .

$$A = K \times 1,203 \times \frac{3,50}{4,00} = 1,0526 \cdot K \text{ t/m}^2$$

Dans le cas d'une voie chargée ou de deux voies ; $K = 1$.

D'où la valeur de A : $A = 1,0526 \text{ t/m}^2$.

b/ surcharges de trottoirs :

surcharges uniformément réparties sur toute la largeur du trottoir, elles s'appellent aussi charges générales, elles ne sont pas frappées de coefficient de majoration dynamique.

la surcharge à prendre en compte vaut : $S_t = 150 \text{ kg/m}^2$.

Dans le sens de la largeur, chaque trottoir est chargé dans sa totalité, mais les deux trottoirs peuvent ne pas être chargés simultanément.

Dans le sens longitudinal, la longueur L du chargement est arrêtée par la ligne d'influence de façon à produire l'effet maximum envisagé.

$$1 \text{ trottoir chargé} : S_t = 0,15 \times 2,04 = 0,306 \text{ t/ml.}$$

$$2 \text{ trottoirs chargés} : S_t = 0,15 \times 2,04 \times 2 = 0,612 \text{ t/ml}$$

c/ Surcharges B.

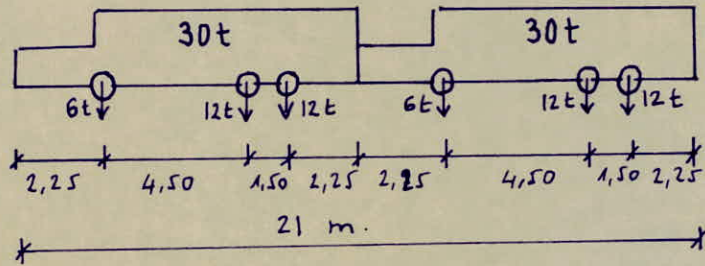
1^{er} système Bc : on dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de Camions que la chaussée comporte de voies de circulation. Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux. Les camions homologues des dernières files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens. les surcharges Bc prises en compte seront multipliées par le coefficient b_c qui est donné dans le tableau suivant.

Nombre de convois		1	2	3	4	≥ 5
classe du pont	1 ^{er}	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
	2 ^e	1	1	/	/	/
	3 ^e	1	0,8	/	/	/

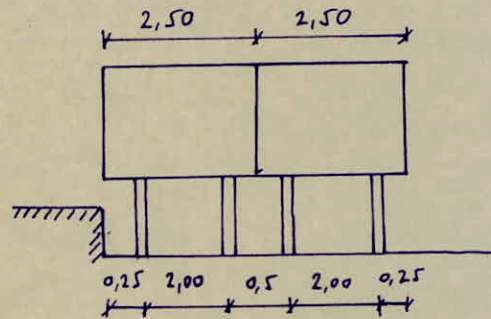
Dans notre projet : la chaussée comprend 2 voies \Rightarrow on peut disposer 2 convois dans le sens transversal. on a donc deux convois et chaque convoi comprend de camions soit 4 camions du type Bc.

La surcharge qui en résulte vaut 120t, et disposée suivant le schéma qui suit :

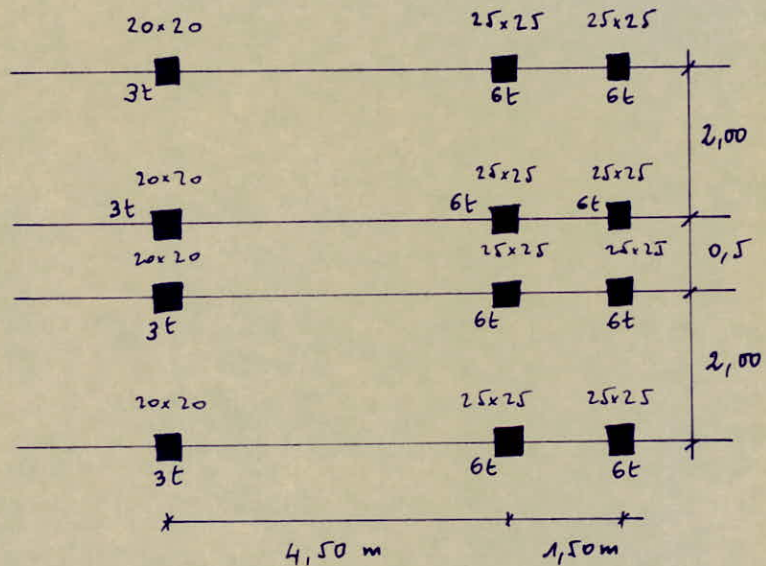
- Longitudinalement :



- transversalement.



- EN plan.



d'où la surcharge S_{Bc} :

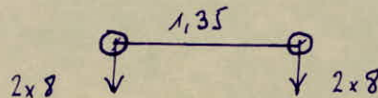
$$S_{Bc} = b_c \times B_c$$

- cas d'une voie chargée : $S_{Bc} = 1,2 \times 60 = 72 \text{ t}$

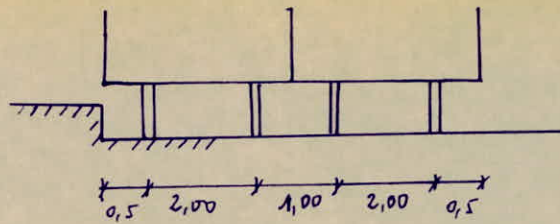
- cas de deux voies chargées : $S_{Bc} = 1,1 \times 120 = 132 \text{ t}$

2°) Systeme BT : La chaussée comprend deux voies \Rightarrow on peut disposer deux tendems.

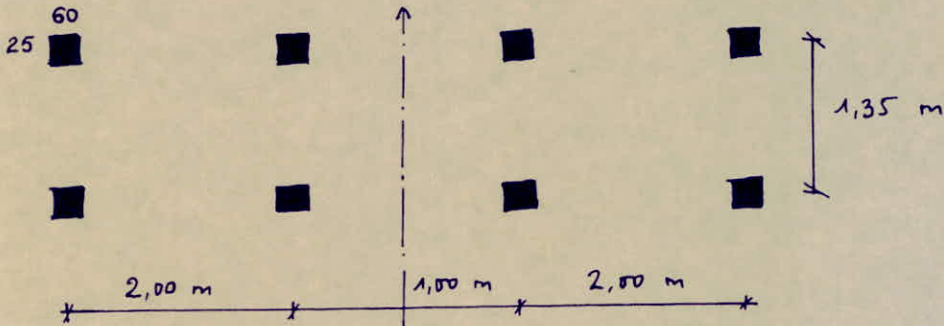
- Longitudinalement :



Transversalement :



EN plan :



le poids total des essieux est 64 t.

La surcharge du système Bt est pondérable par le Coefficient b_t qui est fonction de la classe du pont.

• pour un pont de 1^{ère} classe : $b_t = 1$.

Donc $S_{B_t} = 64t$.

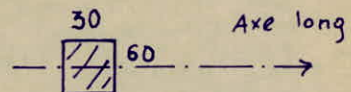
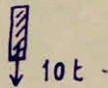
2^{ème} système Br: Il représente une roue isolée de 10t

La surcharge du système Br n'est pas pondérable.

Longitudinalement :

transversalement

EN plan :



$S_{B_r} = 10t$.

d) Surcharges militaires.

sur les itinéraires classés pour permettre la circulation des convois militaires, les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules du type M80 et M120.

chaque classe comprend deux systèmes { système Mc
système Me.

• Le système Mc représente des véhicules à chenilles

• Le système Me représente un groupe de deux essieux.

Donc il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément de l'ouvrage, chaque système est exclusif de toute autre surcharge routière.

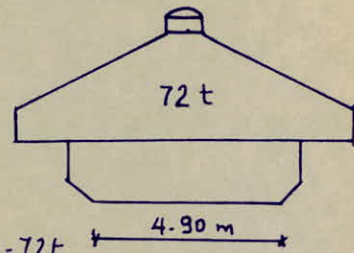
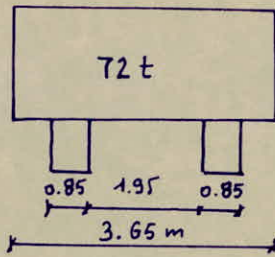
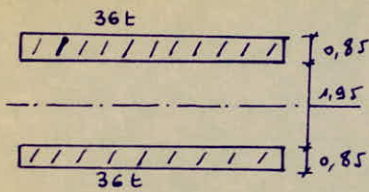
• convoi à chenilles Mc80 : Il comprend 2 chenilles de 36t chacune

18.

EN plan

transversalement

Longitudinalement.



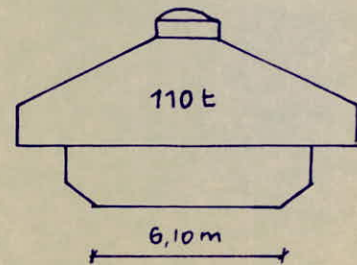
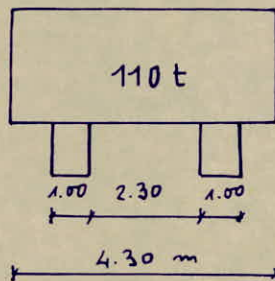
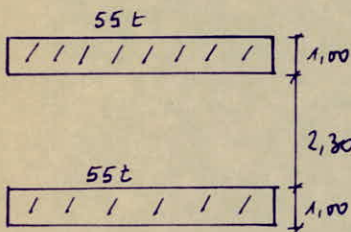
La surcharge développée par les deux chenilles: $S=72t$.

Convoi à chenilles Mcl20 : Il comprend deux chenilles de 55t chacune.

EN plan

transversalement

Longitudinalement.



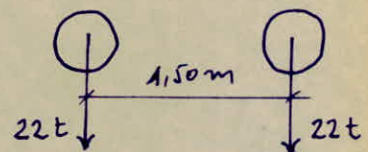
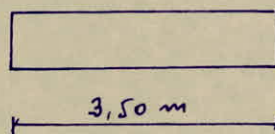
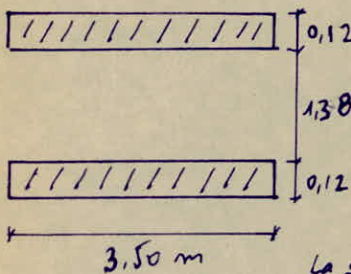
La surcharge totale développée par les deux chenilles est : $S=110t$.

Convoi à essieux Me 80.

EN plan

transversalement

Longitudinalement.



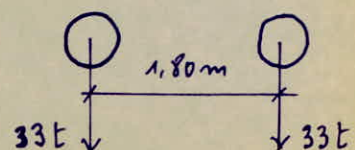
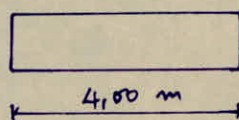
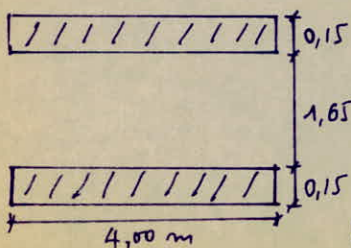
La surcharge des deux essieux est de 44t.

Convoi à essieux Mcl20

EN plan

transversalement

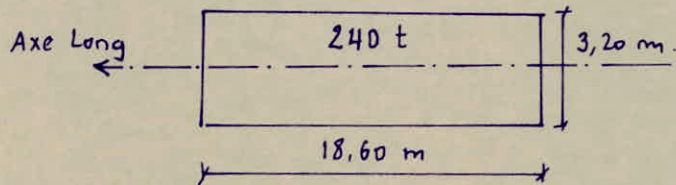
Longitudinalement.



La surcharge des deux essieux est de 66t.

e) Convoi exceptionnel.

c'est un convoi de 240 t disposé suivant une surface d'impact : (18,60 * 3,20)



Calcul du coefficient de majoration dynamique pour les différentes surcharges.

Il ya lieu de prendre en consideration le fait que les surcharges étant appliquées rapidement donc les efforts sont plus grands que si les surcharges étaient appliquées d'une manière lente et en outre il ya production des chocs, on en tient compte alors de ces phénomènes en multipliant les différentes surcharges par un coefficient de majoration dynamique δ .

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

L, P, S ont des significations différentes suivant qu'il s'agit des poutres principales ou bien de la dalle.

.Calcul de δ pour la surcharge Bc.

a) pour le calcul des dalles.

L_r = Largeur roulable = 8 m.

l = distance entre axes des poutres de rives = 9,5 m

L' = portée des poutres principales = 25 m.

Soit $l_1 = \max(l_r, l) = 9,5$ m.

et $L = \min(l_1, L') = 9,5$ m.

P = poids total du tablier à l'exception des poutres principales et entretoises correspondant à la surface (L) (déterminée après comparaison) que multiplie la largeur totale du pont.

$P = (7,9845 + 1,232 + 0,2658 + 3,42075 + 0,2) * 9,5 = 124,479$ t.

S = surcharge que l'on peut disposer sur la distance L (après comparaison)

$S = 1,1 * 60 = 66$ t.

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 9,5} + \frac{0,6}{1 + 4 * \frac{124,479}{66}} = 1,208$$

b) pour le calcul des poutres.

L = portée de la poutre = 25 m

P = poids propre total de l'ouvrage correspondant à cette travée.

S = surcharge maximale que l'on peut appliquer sur le tablier de cette travée.

$P = 20,8516 * 25 = 521,29$ t.

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 25} + \frac{0,6}{1 + 4 * \frac{521,29}{1,1 * 120}} = 1,103$$

Calcul de δ pour les surcharges militaires.

le calcul de δ pour les différents systèmes sera donné sous forme d'un tableau.

	Me80	Me120	Mc80	Mc120
Calcul de dalle	1,1866	1,208	1,214	1,247
Calcul de poutres	1,079	1,085	1,087	1,097

Calcul de δ pour le convoi exceptionnel L.

. δ pour le calcul des dalles.

la surcharge "S" correspondant à la longueur $L = 9,5$ m. est :

$$S = \frac{240}{18,60} \times 9,50 = 122,58 \text{ t.}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 9,5} \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{124,479}{122,58}} = 1,256 .$$

. δ pour le calcul des poutres.

$$S = 240 \text{ t}$$

$$L = 25 \text{ m.}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 25} \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{521,29}{240}} = 1,13$$

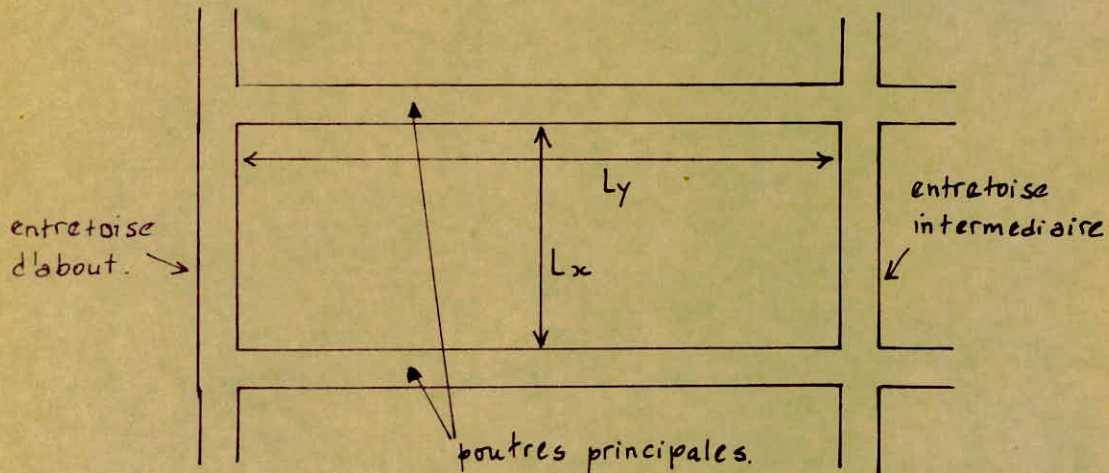
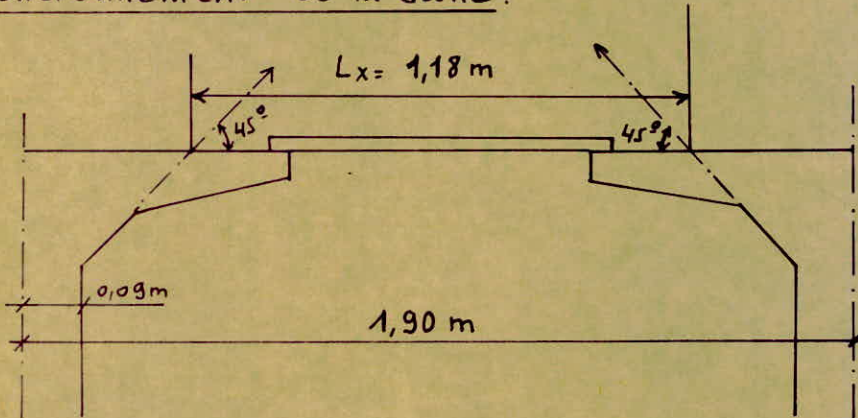
CHAPITRE 5

ETUDE DU PLATELAGE

5. CALCUL DU PLATELAGE

le platelage est constitué par une dalle en béton armé coulé en place, d'épaisseur 25 cm (la prédalle est prise en compte). Pour le calcul on considère la dalle de 20 cm d'épaisseur, la prédalle sert uniquement de coffrage, elle sera donc calculée à part, telle qu'elle peut supporter la surcharge d'exploitation (poids des ouvriers) estimée à $0,15 \text{ t/m}^2$, et évidemment son poids propre, et le poids du hourdis avec revêtement.

I/ Dimensionnement de la dalle.



$$\left. \begin{aligned} L_x &= 1,90 - 2 \times 0,36 = 1,18 \text{ m} \\ L_y &= 25 - 2 \times 0,20 = 24,6 \text{ m} \end{aligned} \right\} \frac{L_x}{L_y} = 0,048 \ll 0,4 \Rightarrow \text{il s'agit d'un panneau très allongé qui travaille seulement suivant } L_x.$$

Le calcul se fait sur un panneau de dalle intermédiaire de dimensions L_x et L_y . Ce panneau s'appuie sur 2 poutres principales dans le sens L_x , et sur les deux entretoises d'about dans le sens L_y . On a donc continuité dans les deux sens.

II/ Calcul des efforts.

1° charges permanentes.

- hourdis: $0,20 \times 2,5 \times 1 = 0,5 \text{ t/ml}$
- revêtement + chape (8cm): $0,08 \times 2,2 \times 1 = 0,176 \text{ t/ml}$.

D'où $q_g = 0,5 + 0,176 = 0,676 \text{ t/ml}$.

On prendra au milieu de L_y une bande de 1m de large suivant L_x ce qui revient à étudier une poutre de 1m de largeur, de hauteur $h_0 = e = 20 \text{ cm}$ et de portée $L_x = 1,18 \text{ m}$.

Moments flechissants.

En travée : $M_{tx} = 0,8 \frac{q_g \cdot L_x^2}{8} = 0,8 \frac{0,676 \cdot 1,18^2}{8} = 0,094 \text{ t-m/ml}$.

Sur appui : $M_{ax} = -0,5 \frac{q_g \cdot L_x^2}{8} = -0,5 \frac{0,676 \cdot 1,18^2}{8} = -0,0588 \text{ t-m/ml}$.

$M_{ty} = \frac{1}{4} M_{tx} = 0,0235 \text{ tm/ml}$.

$M_{ay} = M_{ax} = -0,0588 \text{ t-m/ml}$.

Efforts tranchants.

En prenant deux bandes de 1m de large dans les deux sens (au milieu de L_x et au milieu de L_y); et on aura d'après la théorie de M^r Pigeaud

Au milieu de L_x : $T_y = \frac{1}{3} q L_x = \frac{1}{3} \times 0,676 \times 1,18 = 0,266 \text{ t/ml}$.

Au milieu de L_y : $T_x = q \cdot \frac{L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 0,676 \times \frac{1,18 \times 24,6}{2 \times 24,6 + 1,18} = 0,34 \text{ t/ml}$.

2^o Calcul des efforts M, T dus aux différentes surcharges.

a) surcharge uniformément répartie A.

$A = 1,0526 \text{ t/m}^2$.

On prend transversalement une bande de 1m de large; on aura ainsi une poutre de section 1m x h_0 et de portée $L_x = 1,18 \text{ m}$.

$q_A = 1,0526 \times 1 = 1,0526 \text{ t/ml}$.

Moments flechissants.

$M_{tx} = 0,8 \cdot \frac{q_A \cdot L_x^2}{8} = 0,8 \cdot \frac{1,0526 \cdot 1,18^2}{8} = 0,1465 \text{ tm/ml}$.

$M_{ax} = -0,5 \frac{q_A \cdot L_x^2}{8} = -0,5 \frac{1,0526 \cdot 1,18^2}{8} = -0,0916 \text{ tm/ml}$.

$M_{ty} = \frac{1}{4} M_{tx} = 0,0366 \text{ tm/ml}$.

$M_{ay} = M_{ax} = -0,0916 \text{ tm/ml}$.

Efforts tranchants

Au milieu de L_x : $T_y = q_A \cdot \frac{L_x}{3} = 1,0526 \times \frac{1,18}{3} = 0,414 \text{ t/ml}$.

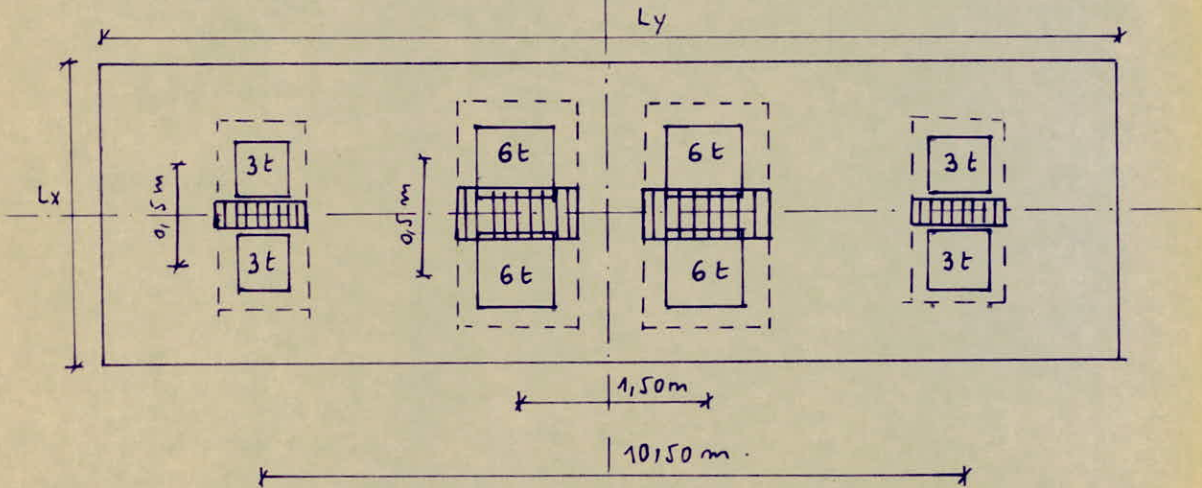
Au milieu de L_y : $T_x = q_A \cdot \frac{L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 1,0526 \frac{1,18 \times 24,6}{2 \times 24,6 + 1,18} = 0,6065 \text{ t/ml}$.

b) Surcharges localisées

Dans le cas des charges localisées, les calculs sont effectués d'après la répartition des charges sur le plan moyen (L2) de la dalle situé à mi-hauteur (CCBA-68). Les surfaces d'impact de ces surcharges doivent donc être diffusées sur ce plan en respectant les différents angles de répartition de chaque élément constituant la dalle.

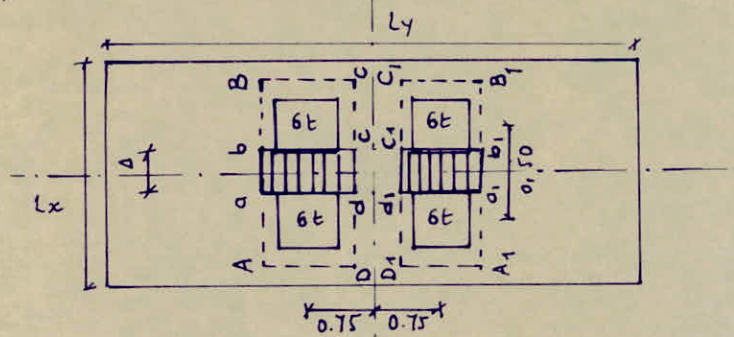
b) Système Bc:

Le moment flechissant max est obtenu dans la section médiane de la plaque, lorsque les 4 roues des essieux arrières d'un camion Bc se trouvent dans la position symétrique (deux à deux) par rapport aux axes principaux, orthogonaux de la plaque. On tiendra compte aussi des roues avants de deux camions du même convoi.

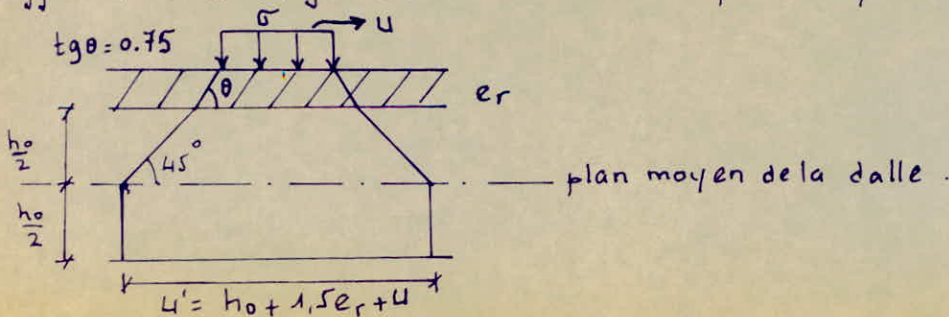


En vérité seulement les 4 roues du centre qui entraînent des efforts significatifs. Les roues de 3t nous donnent des efforts très faibles. En plus de leur difficulté dans le calcul, les roues de 6t qui sont éloignées du centre et même débordent du panneau, donnent des efforts pratiquement nuls.

Donc la disposition utile devient.



Diffusion de la charge localisée dans le plan moyen de la dalle (CCBA68)



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

$e_r = \text{épaisseur du revêtement peu rigide} = 8 \text{ cm}$

$h_0 = \text{épaisseur de la dalle} = 20 \text{ cm}$

$U = 25 \text{ cm}$

d'où $U' = 25 + 20 + 1,5 \times 8 = 57 \text{ cm}$.

Interférence des diffusions.

selon L_x

On a interférence lorsque l'entre-axe des roues est inférieur à U' .

$\alpha = 50 \text{ cm}$, $U' = 57 \text{ cm} \Rightarrow \alpha < U'$

Donc il y a interférence selon L_x ; $\Delta = U' - \alpha = 57 - 50 = 7 \text{ cm}$.

selon L_y .

$\alpha = 150 > 57 \Rightarrow$ Pas d'interférence selon L_y .

$L_x = 118 \text{ cm}$
 $L_y = 2460 \text{ cm}$ } $\Rightarrow f = \frac{118}{2460} = 0,048$

- Surface ABB_1A_1 .

$U'_1 = 2U' - \Delta = 2 \times 57 - 7 = 107 \text{ cm}$.

$V'_1 = 150 + U' = 150 + 57 = 207 \text{ cm}$.

Contrainte:

$\sigma = \frac{P}{U' + V'} = \frac{6}{(57 \cdot 10^{-2})^2} = 18,4672 \text{ t/m}^2$.

d'où $P_1 = U'_1 \times V'_1 \times \sigma = 18,4672 \times 1,07 \times 2,07 = 40,903 \text{ t}$.

$\left[\begin{array}{l} \frac{U'_1}{L_x} = \frac{107}{118} = 0,907 \\ \frac{V'_1}{L_x} = \frac{207}{118} = 1,754 \end{array} \right. \rightarrow f \approx 0 \rightarrow \left[\begin{array}{l} M_1 = 6,75 \cdot 10^{-2} \\ M_2 = 0,75 \cdot 10^{-2} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} M_1 \text{ et } M_2 \text{ sont donnés par} \\ \text{l'abaque de PIGEAUD} \end{array}$

d'où $\left\{ \begin{array}{l} M_{1xc} = (M_1 + \nu \cdot M_2) P_1 = (6,65 + 0,15 \cdot 0,75) \cdot 10^{-2} \times 40,903 = 2,766 \text{ t-m/ml.} \\ M_{1y} = (M_2 + \nu \cdot M_1) P_1 = (0,75 + 0,15 \cdot 6,65) \cdot 10^{-2} \times 40,903 = 0,7148 \text{ t-m/ml.} \end{array} \right.$

- Surface CC_1D_1D

$U'_2 = U'_1 = 107 \text{ cm}$

$V'_2 = 150 - 57 = 93 \text{ cm}$

$P_2 = U'_2 \cdot V'_2 \cdot \sigma = 1,07 \times 0,93 \cdot 18,4672 = 18,3767 \text{ t}$

$\left[\begin{array}{l} f \approx 0 \\ \frac{U'_2}{L_x} = \frac{107}{118} = 0,907 \\ \frac{V'_2}{L_x} = \frac{93}{118} = 0,8 \end{array} \right. \rightarrow \left[\begin{array}{l} M_1 = 9 \cdot 10^{-2} \\ M_2 = 3 \cdot 10^{-2} \end{array} \right.$

d'où $\left\{ \begin{array}{l} M_{2xc} = (9 + 0,15 \cdot 3) \cdot 10^{-2} \times 18,3767 = 1,7366 \text{ t-m/ml.} \\ M_{2y} = (3 + 0,15 \cdot 9) \cdot 10^{-2} \times 18,3767 = 0,8 \text{ t-m/ml.} \end{array} \right.$

d'où les moments flechissants sans tenir compte de l'interférence.

$M_{xg} = M_{1xc} - M_{2xc} = 2,766 - 1,7366 = 1,0294 \text{ t-m/ml.}$

$M_{yg} = M_{1y} - M_{2y} = 0,7148 - 0,8 = -0,0852 \text{ t-m/ml.}$

Moments dus à la zone d'interférence.

• surface abba1.

$$\begin{aligned} u'_3 &= \Delta = 7 \text{ cm} \\ v'_3 &= v'_1 = 207 \text{ cm} \\ P_3 &= u'_3 \cdot v'_3 \cdot B = 0,07 \cdot 2,07 \cdot 18,4672 = 2,676 \text{ t.} \end{aligned}$$

$$\begin{cases} \frac{u'_3}{L_x} = \frac{7}{118} = 0,06 \approx 0 \\ \frac{v'_3}{L_x} = \frac{207}{118} = 1,754 \\ \beta \approx 0 \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_1 = 12,45 \cdot 10^{-2} \\ M_2 = 1,15 \cdot 10^{-2} \end{cases}$$

D'où

$$\begin{cases} M_{3x} = (12,45 + 0,15 \times 1,15) \cdot 10^{-2} \times 2,676 = 0,3378 \text{ tm/ml.} \\ M_{3y} = (1,15 + 0,15 \times 12,45) \cdot 10^{-2} \times 2,676 = 0,0807 \text{ tm/ml.} \end{cases}$$

• surface cc1d1d

$$\begin{aligned} u'_4 &= \Delta = 7 \text{ cm} \\ v'_4 &= v'_2 = 93 \text{ cm} \\ P_4 &= 0,07 \times 0,93 \times 18,4672 = 1,2022 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{cases} \frac{u'_4}{L_x} = \frac{7}{118} = 0,06 \approx 0 \\ \frac{v'_4}{L_x} = \frac{93}{118} = 0,8 \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_1 = 19,7 \cdot 10^{-2} \\ M_2 = 4,7 \cdot 10^{-2} \end{cases}$$

D'où

$$\begin{aligned} M_{4x} &= (19,7 + 0,15 \times 4,7) \cdot 10^{-2} \times 1,2022 = 0,2453 \text{ tm/ml.} \\ M_{4y} &= (4,7 + 0,15 \times 19,7) \cdot 10^{-2} \times 1,2022 = 0,09203 \text{ tm/ml.} \end{aligned}$$

D'où les moments dus à l'interférence.

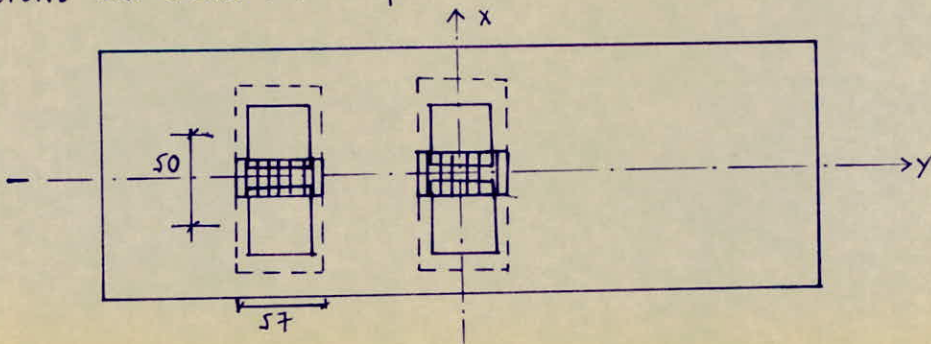
$$\begin{aligned} M_{xp} &= M_{3x} - M_{4x} = 0,3378 - 0,2453 = 0,0925 \text{ tm/ml.} \\ M_{yp} &= M_{3y} - M_{4y} = 0,0807 - 0,09203 = -0,0113 \text{ tm/ml.} \end{aligned}$$

Moments flechissants resultants pour le système.

$$\begin{aligned} M_x &= M_{xp} + M_{xg} = 1,0294 + 0,0925 = 1,1219 \text{ tm/ml.} \\ M_y &= M_{yp} + M_{yg} = -0,0852 - 0,0113 = -0,0965 \text{ tm/ml.} \end{aligned}$$

• Efforts tranchants sous le système de charge Bc.

L'effort tranchant est max sur un panneau quand deux roues de deux véhicules voisins rapprochés au maximum (véhicules en contact) se trouveront sur l'axe x-x du panneau.



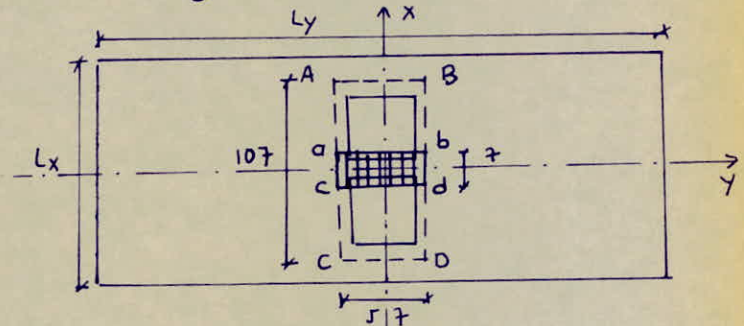
En réalité on peut disposer d'autres roues dans le panneau, mais ces dernières sont très éloignées, leur effet est faible, donc négligeable.

• Pour faciliter le calcul on décompose le système en deux (Artifice de Resal).

• système - I - La surcharge est localisée.

$$f = \frac{L_x}{L_y} \approx 0$$

$$\sigma = 18,4672 \text{ t/m}^2$$



• surface ABCD

$$u'_1 = 107 \text{ cm}$$

$$v'_1 = 57 \text{ cm}$$

$$P_1 = u'_1 \cdot v'_1 \cdot \sigma = 1,07 \cdot 0,57 \cdot 18,4672 = 11,2631 \text{ t}$$

$$u'_1 > v'_1 \rightarrow \begin{cases} T_{u'_1} = \frac{P_1}{2u'_1 + v'_1} = \frac{11,2631}{2 \cdot 1,07 + 0,57} = 4,1561 \text{ t/ml.} \\ T_{v'_1} = \frac{P_1}{3u'_1} = \frac{11,2631}{3 \cdot 1,07} = 3,5087 \text{ t/ml.} \end{cases}$$

• surface abcd.

$$u'_2 = a = 7 \text{ cm}$$

$$v'_2 = v'_1 = 57 \text{ cm}$$

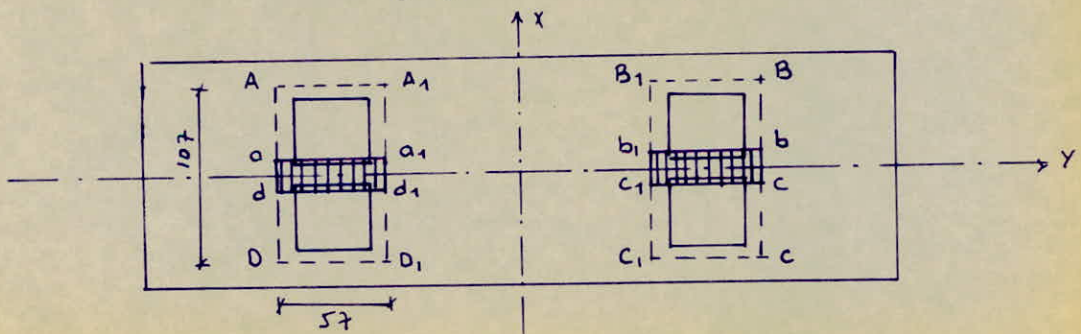
$$P_2 = u'_2 \cdot v'_2 \cdot \sigma = 0,07 \cdot 0,57 \cdot 18,4672 = 0,7368 \text{ t}$$

$$u'_2 < v'_2 \rightarrow \begin{cases} T_{u'_2} = \frac{P_2}{3v'_2} = \frac{0,7368}{3 \cdot 0,57} = 0,4308 \text{ t/ml.} \\ T_{v'_2} = \frac{P_2}{3v'_2 + u'_2} = \frac{0,7368}{3 \cdot 0,57 + 0,07} = 0,609 \text{ t/ml.} \end{cases}$$

d'où pour le système I :

$$\begin{cases} T_{u'}^I = T_{u'_1} + T_{u'_2} = 4,1561 + 0,4308 = 4,5869 \text{ t/ml.} \\ T_{v'}^I = T_{v'_1} + T_{v'_2} = 3,5087 + 0,609 = 4,1177 \text{ t/ml.} \end{cases}$$

• système - II : la surcharge n'est pas localisée, donc on doit introduire une charge fictive symétrique.



• Surface ABCD

$$\sigma = 18,4672 \text{ t/m}^2$$

$$u'_1 = 107 \text{ cm}$$

$$v'_1 = 300 + v' = 357 \text{ cm}$$

$$P_1 = 1,07 \times 3,57 \times 18,4672 = 70,543 \text{ t}$$

$$u'_1 < v'_1 \rightarrow \begin{cases} T_{u'_1} = \frac{P_1}{3v'_1} = \frac{70,543}{3 \times 3,57} = 6,587 \text{ t/ml.} \\ T_{v'_1} = \frac{P_1}{2v'_1 + u'_1} = \frac{70,543}{2 \times 3,57 + 1,07} = 8,5923 \text{ t/ml.} \end{cases}$$

• Surface A₁B₁C₁D₁

$$\sigma = 18,4672 \text{ t/m}^2$$

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

$$v'_2 = 300 - 57 = 243 \text{ cm}$$

$$P_2 = 1,07 \times 2,43 \times 18,4672 = 48,0165 \text{ t}$$

$$u'_2 < v'_2 \rightarrow \begin{cases} T_{u'_2} = \frac{48,0165}{3 \times 2,43} = 6,587 \text{ t/ml.} \\ T_{v'_2} = \frac{48,0165}{2 \times 2,43 + 1,07} = 8,0972 \text{ t/ml.} \end{cases}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} T_{u'}^{\text{II}} = \frac{1}{2} (T_{u'_1} - T_{u'_2}) = 0 \\ T_{v'}^{\text{II}} = \frac{1}{2} (T_{v'_1} - T_{v'_2}) = 0,5 (8,5923 - 8,0972) = 0,2475 \text{ t/ml.} \end{cases}$$

• Zone d'interference.

• Surface abcd.

$$u'_1 = \Delta = 7 \text{ cm}$$

$$v'_1 = 357 \text{ cm}$$

$$P_1 = 0,07 \times 3,57 \times 18,4672 = 4,615 \text{ t}$$

$$T_{u'_1} = \frac{P_1}{3v'_1} = \frac{4,615}{3 \times 3,57} = 0,431 \text{ t/ml}$$

$$T_{v'_1} = \frac{P_1}{2 \cdot v'_1 + u'_1} = \frac{4,615}{2 \times 3,57 + 0,07} = 0,64 \text{ t/ml.}$$

• Surface a₁b₁c₁d₁

$$u'_2 = \Delta = 7 \text{ cm}$$

$$v'_2 = 243 \text{ cm}$$

$$P_2 = 0,07 \times 2,43 \times 18,4672 = 3,1413 \text{ t.}$$

$$T_{u'_2} = \frac{3,1413}{3 \times 2,43} = 0,431 \text{ t/ml.}$$

$$T_{v'_2} = \frac{3,1413}{2 \times 2,43 + 0,07} = 0,64 \text{ t/ml.}$$

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

D'où pour le système II :

$$T_U^{II} = T_U^{II_1} + T_U^{II_2} = 0 + 0 = 0$$

$$T_V^{II} = T_V^{II_1} + T_V^{II_2} = 0,2475 + 0 = 0,2475 \text{ t/ml.}$$

. Pour le système entier.

$$T_U = T_U^I + T_U^{II} = 4,5869 + 0 = 4,5869 \text{ t/ml.}$$

$$T_V = T_V^I + T_V^{II} = 4,1177 + 0,2475 = 4,3652 \text{ t/ml.}$$

finalément pour trouver T_x et T_y on doit majorer les efforts T_u et T_v par 25%.

$$\begin{cases} T_x = 1,25 \times 4,5869 = 5,7336 \text{ t/ml.} \\ T_y = 1,25 \times 4,3652 = 5,4565 \text{ t/ml.} \end{cases}$$

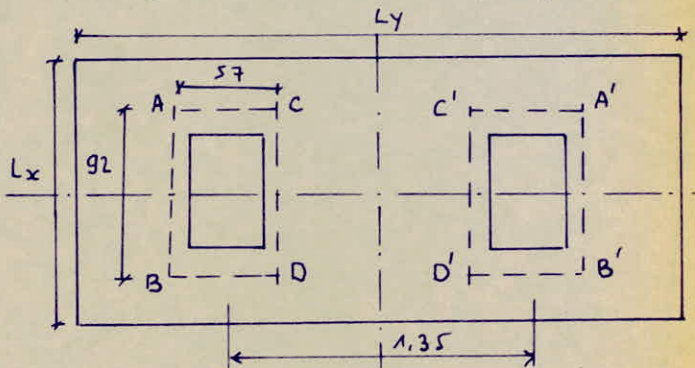
b2 / système Bt.

on ne peut disposer qu'une seule file de roues sur la plaque.

$$u' = 60 + 1,5 \times 8 + 20 = 92 \text{ cm}$$

$$v' = 25 + 1,5 \times 8 + 20 = 57 \text{ cm}$$

Comme $v' = 57 < \alpha = 135$
Donc il n'y a pas d'interférence.



. Contrainte :

$$\sigma' = \frac{P}{u'v'} = \frac{8}{0,92 \times 0,57} = 15,256 \text{ t/m}^2$$

. Moments fléchissants

. Surface $ABB'A'$

$$u'_1 = 92 \text{ cm}$$

$$v'_1 = 57 \text{ cm}$$

$$P_1 = 0,92 \times 0,57 \times 15,256 = 26,95 \text{ t}$$

$$f = 0$$

$$\begin{cases} \frac{u'_1}{L_x} = \frac{92}{118} = 0,779 \\ \frac{v'_1}{L_x} = \frac{192}{118} = 1,627 \end{cases} \rightarrow$$

$$\begin{cases} M_1 = 7,66 \cdot 10^{-2} \\ M_2 = 0,9 \cdot 10^{-2} \end{cases}$$

$$\text{D'où } \begin{cases} M_{x_1} = (M_1 + v H_2) P_1 = (7,66 + 0,15 \times 0,9) \cdot 10^{-2} \times 26,95 = 2,10 \text{ tm/ml.} \\ M_{y_1} = (M_2 + v H_1) P_1 = (0,9 + 0,15 \times 7,66) \cdot 10^{-2} \times 26,95 = 0,55 \text{ tm/ml.} \end{cases}$$

. Surface COO_1C_1

$$u'_2 = 92 \text{ cm}$$

$$v'_2 = 78 \text{ cm}$$

$$P_2 = 15,256 (92 \times 78) \cdot 10^{-4} = 10,948 \text{ t.}$$

$$f = 0$$

$$\frac{u'_2}{L_x} = 0,779$$

$$M_1 = 10,45 \cdot 10^{-2}$$

$$\frac{v'_2}{L_x} = \frac{78}{118} = 0,66$$

$$M_2 = 3,3 \cdot 10^{-2}$$

où

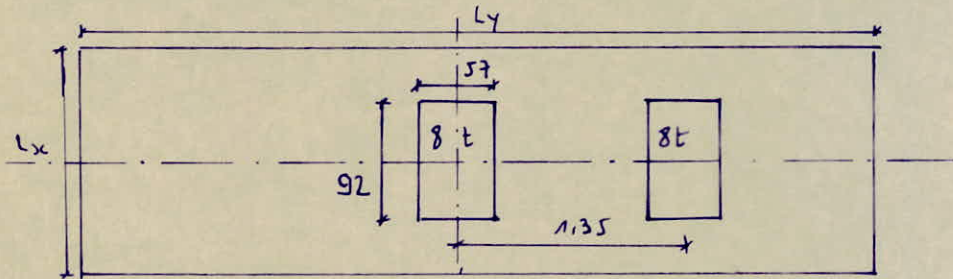
$$\begin{cases} M_{x2} = (10,45 + 0,15 \cdot 3,3) \cdot 10^{-2} = 10,948 = 1,198 \text{ t-m/ml} \\ M_{y2} = (3,3 + 0,15 \cdot 10,45) \cdot 10^{-2} = 10,948 = 0,533 \text{ t-m/ml} \end{cases}$$

finalement :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} - M_{x2} = 2,10 - 1,198 = 0,902 \text{ t-m/ml} \\ M_y = M_{y1} - M_{y2} = 0,55 - 0,533 = 0,017 \text{ t-m/ml} \end{cases}$$

• Efforts tranchants.

La position la plus défavorable pour l'effort tranchant est obtenue lorsqu'une roue se trouve au centre de la plaque.

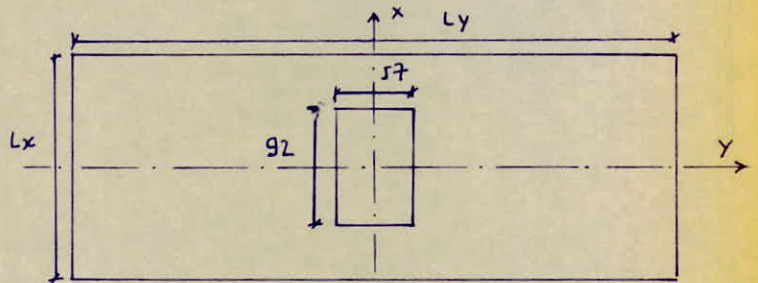


on décompose ce système en deux sous-systèmes.

a) système I.

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

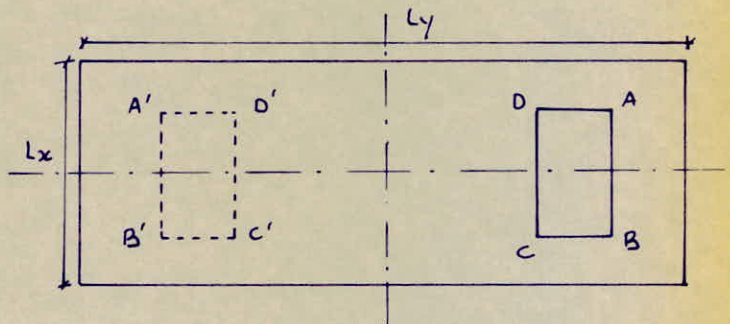
$$v' = 57 \text{ cm}$$



$$u' > v' \rightarrow \begin{cases} T_{1u'} = \frac{8}{2 \cdot 0,92 + 0,57} = 3,32 \text{ t/ml} \\ T_{1v'} = \frac{8}{3 \cdot 0,92} = 2,9 \text{ t/ml} \end{cases}$$

b) système II

• Contrainte: $\sigma = 15,256 \text{ t/m}^2$



• surface ABB'A'

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

$$v' = 327 \text{ cm}$$

$$P_2 = 0,92 \times 3,27 \times 15,256 = 45,896 \text{ t}$$

$$u' < v' \rightarrow \begin{cases} T_{2u'}^* = \frac{45,896}{3 \cdot 3,27} = 4,6785 \text{ t/ml} \\ T_{2v'}^* = \frac{45,896}{2 \cdot 3,27 + 0,92} = 6,1522 \text{ t/ml} \end{cases}$$

Surface CC'D'O.

$u' = 92 \text{ cm}$

$v' = 213 \text{ cm}$

$P_3 = 0,92 \times 2,13 \times 15,256 = 29,8956 \text{ t}$

$T_{3u'}^* = \frac{29,8956}{3 \times 2,13} = 4,6785 \text{ t/ml.}$

$T_{3v'}^* = \frac{29,8956}{2 \times 2,13 + 0,92} = 5,77 \text{ t/ml.}$

- pour le système II: $T_{2u'} = \frac{1}{2} (4,6785 - 4,6785) = 0$
 $T_{2v'} = \frac{1}{2} (6,1522 - 5,77) = 0,19 \text{ t/ml.}$

- pour le système entier

$T_u' = T_{1u'} + T_{2u'} = 3,32 + 0 = 3,32 \text{ t/ml.}$

$T_v' = T_{1v'} + T_{2v'} = 2,9 + 0,19 = 3,09 \text{ t/ml.}$

• Compte tenu de la majoration de 25% des efforts T_u' et T_v' nous aurons finalement:

- Au milieu de L_x : $T_x = 1,25 \times T_u' = 1,25 \times 3,32 = 4,15 \text{ t/ml.}$

- Au milieu de L_y : $T_y = 1,25 \times T_v' = 1,25 \times 3,09 = 3,8625 \text{ t/ml.}$

.b3/ Système Br

des efforts seront max lorsque la roue se trouve au centre de la plaque.

$u = 60 \text{ cm}$

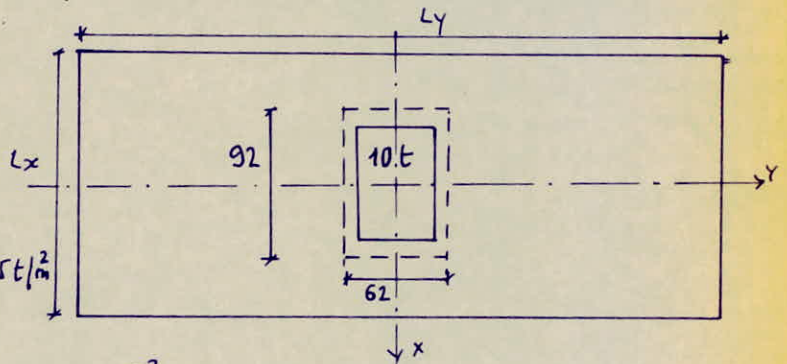
$v = 30 \text{ cm.}$

- après diffusion:

$u' = 60 + 1,5 \times 8 + 20 = 92 \text{ cm}$

$v' = 30 + 1,5 \times 8 + 20 = 62 \text{ cm}$

• contrainte: $\sigma = \frac{10}{0,92 \times 0,62} = 17,5315 \text{ t/m}^2$



$\left[\begin{array}{l} \frac{u'}{L_x} = \frac{92}{118} = 0,78 \\ \frac{v'}{L_x} = \frac{62}{118} = 0,525 \end{array} \right. \rightarrow \left[\begin{array}{l} M_1 = 10,75 \cdot 10^{-2} \\ M_2 = 5,25 \cdot 10^{-2} \end{array} \right.$

$M_x = (10,75 + 0,15 \times 5,25) \cdot 10^{-2} \times 10 = 1,15375 \text{ t·m/ml.}$

$M_y = (5,25 + 0,15 \times 10,75) \cdot 10^{-2} \times 10 = 0,68 \text{ t·m/ml.}$

- Efforts tranchants sous Br.

$\sigma = 17,5315 \text{ t/m}^2.$

$u' = 92 \text{ cm}$

$v' = 62 \text{ cm.}$

$T_u' = \frac{P}{2u' + v'} = \frac{10}{2 \times 0,92 + 0,62} = 4,065 \text{ t/ml.}$

$T_v' = \frac{P}{3u'} = \frac{10}{3 \times 0,92} = 5,376 \text{ t/ml.}$

Au milieu de L_y : $T_y = 1,25 \cdot T_v' = 1,25 \cdot 5,376 = 6,72 \text{ t/ml.}$

Asit

Au milieu de L_x : $T_x = 1,25 \cdot T_u' = 1,25 \cdot 4,065 = 5,08125 \text{ t/ml.}$

Surface CC'D'O.

$u' = 92 \text{ cm}$

$v' = 213 \text{ cm}$

$P_3 = 0,92 \times 2,13 \times 15,256 = 29,8956 \text{ t}$

$T_{3u}'^* = \frac{29,8956}{3 \times 2,13} = 4,6785 \text{ t/ml.}$

$T_{3v}'^* = \frac{29,8956}{2 \times 2,13 + 0,92} = 5,77 \text{ t/ml.}$

- pour le système II: $T_{2u}' = \frac{1}{2} (4,6785 - 4,6785) = 0$
 $T_{2v}' = \frac{1}{2} (6,1522 - 5,77) = 0,19 \text{ t/ml.}$

- pour le système entier

$T_u' = T_{1u}' + T_{2u}' = 3,32 + 0 = 3,32 \text{ t/ml.}$

$T_v' = T_{1v}' + T_{2v}' = 2,9 + 0,19 = 3,09 \text{ t/ml.}$

- compte tenu de la majoration de 25% des efforts T_u' et T_v' nous aurons finalement:

- Au milieu de L_x : $T_x = 1,25 \times T_u' = 1,25 \times 3,32 = 4,15 \text{ t/ml.}$

- Au milieu de L_y : $T_y = 1,25 \times T_v' = 1,25 \times 3,09 = 3,8625 \text{ t/ml.}$

.b3/ Système Br

des efforts seront max lorsque la roue se trouve au centre de la plaque.

$u = 60 \text{ cm}$

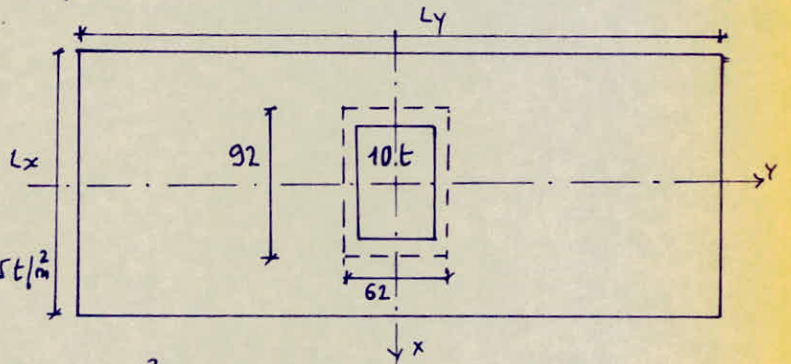
$v = 30 \text{ cm.}$

- après diffusion:

$u' = 60 + 1,5 \times 8 + 20 = 92 \text{ cm}$

$v' = 30 + 1,5 \times 8 + 20 = 62 \text{ cm}$

- contrainte: $\sigma = \frac{10}{0,92 \times 0,62} = 17,5315 \text{ t/m}^2$



$\left[\begin{array}{l} \frac{u'}{L_x} = \frac{92}{118} = 0,78 \\ \frac{v'}{L_x} = \frac{62}{118} = 0,525 \end{array} \right. \rightarrow \left[\begin{array}{l} M_1 = 10,75 \cdot 10^{-2} \\ M_2 = 5,25 \cdot 10^{-2} \end{array} \right.$

$M_x = (10,75 + 0,15 \times 5,25) \cdot 10^{-2} \times 10 = 1,15375 \text{ t-m/ml.}$

$M_y = (5,25 + 0,15 \times 10,75) \cdot 10^{-2} \times 10 = 0,68 \text{ t-m/ml.}$

- Efforts tranchants sous Br.

$\sigma = 17,5315 \text{ t/m}^2.$

$u' = 92 \text{ cm}$

$v' = 62 \text{ cm.}$

$T_u' = \frac{P}{2u' + v'} = \frac{10}{2 \times 0,92 + 0,62} = 4,065 \text{ t/ml.}$

$T_v' = \frac{P}{3u'} = \frac{10}{3 \times 0,92} = 5,376 \text{ t/ml.}$

Au milieu de L_y : $T_y = 1,25 \cdot T_v' = 1,25 \times 5,376 = 6,72 \text{ t/ml.}$

soit

Au milieu de L_x : $T_x = 1,25 \cdot T_u' = 1,25 \times 4,065 = 5,08125 \text{ t/ml.}$

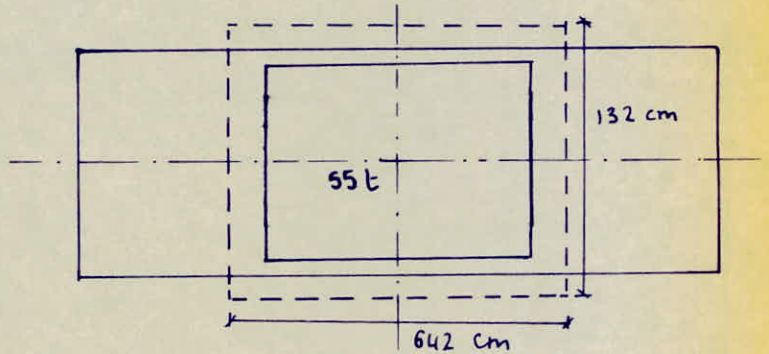
b4/ Surcharges militaires.

1^o Efforts dûs au convoi Mc120

La position la plus défavorable est obtenue lorsque l'une chenille est placée au centre de la plaque.

On ne peut pas placer les deux chenilles.

$u = 100 \text{ cm}$
 $v = 610 \text{ cm}$



Après diffusion :

$u' = 100 + 1,5 \times 8 + 20 = 132 \text{ cm}$
 $v' = 610 + 1,5 \times 8 + 20 = 642 \text{ cm}$
 $\sigma = \frac{55}{1,32 \times 6,42} = 6,49 \text{ t/m}^2$

$P = 1,18 \times 6,42 \times 6,49 = 49,1657 \text{ t}$

$\frac{u'}{Lx} = \frac{132}{118} = 1$
 $\frac{v'}{Ly} = \frac{642}{118} = 5,42$

→ $M_1 = 0,040$
 $M_2 = 0,0009$

$M_x = (0,04 + 0,15 \times 0,0009) \times 49,1657 = 1,97 \text{ t-m/ml}$
 $M_y = (0,0009 + 0,15 \times 0,04) \times 49,1657 = 0,34 \text{ t-m/ml}$

Efforts tranchants

$u' = 132 \text{ cm}$
 $v' = 642 \text{ cm}$
 $u' < v'$

Au milieu de u

$T_u' = \frac{P}{3v'} = \frac{49,1657}{3 \times 6,42} = 2,5527 \text{ t/ml}$

Au milieu de v

$T_v' = \frac{P}{2v' + u'} = \frac{49,1657}{2 \times 6,42 + 1,32} = 3,506 \text{ t/ml}$

Au milieu de Lx

$T_x = 1,25 \times T_u' = 3,1908 \text{ t/ml}$

Au milieu de Ly

$T_y = 1,25 \times T_v' = 4,3835 \text{ t/ml}$

2^o Efforts dûs au convoi Mc80

Le procédé de calcul reste le même ; les résultats sont les suivants.

$M_x = 1,4448 \text{ t-m/ml}$

$M_y = 0,2484 \text{ t-m/ml}$

$T_x = 2,8735 \text{ t/ml}$

$T_y = 3,875 \text{ t/ml}$

3^o Efforts dûs au convoi Mc120

La disposition des deux essieux dans le panneau en vu d'avoir le moment maximal est la suivante.

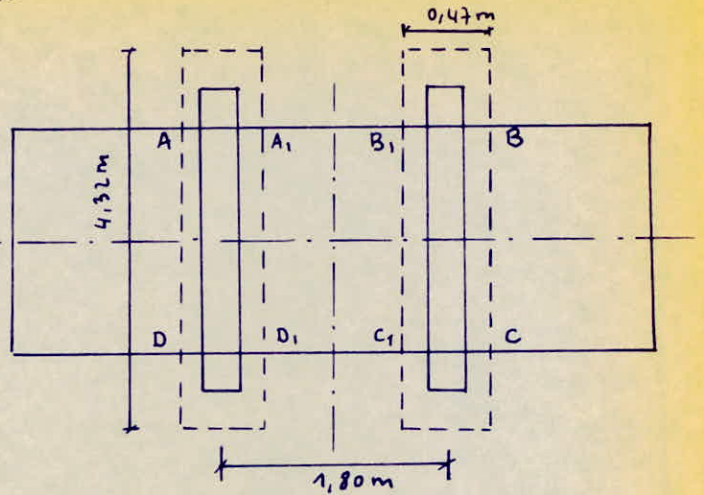
$u = 4 \text{ m}$
 $v = 0,15 \text{ m}$

Après diffusion .

$$u' = 400 + 1,5 \times 8 + 20 = 432 \text{ cm}$$

$$v' = 15 + 1,5 \times 8 + 20 = 47 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{33}{0,47 \times 4,32} = 16,253 \text{ t/m}^2$$



• surface ABCD.

$$u' = L_x = 118 \text{ cm}$$

$$v' = 118 + 47 = 227 \text{ cm}$$

$$P_1 = 1,18 \times 2,27 \times 16,253 = 43,5353 \text{ t}$$

$$\frac{u'}{L_x} = \frac{118}{118} = 1$$

$$M_1 = 0,05776$$

$$M_{x_1} = 2,5472 \text{ t-m/ml}$$

$$\frac{v'}{L_x} = \frac{227}{118} = 1,9237$$

$$M_2 = 0,005$$

$$M_{y_1} = 0,5948 \text{ t-m/ml}$$

• surface A₁B₁C₁D₁.

$$u' = L_x = 118 \text{ cm}$$

$$v' = 180 - 47 = 133 \text{ cm}$$

$$P_2 = 1,33 \times 1,18 \times 16,253 = 25,5074 \text{ t}$$

$$\frac{u'}{L_x} = 1$$

$$M_1 = 0,0752$$

$$M_{x_2} = 1,9850 \text{ t-m/ml}$$

$$\frac{v'}{L_x} = \frac{133}{118} = 1,127$$

$$M_2 = 0,01746$$

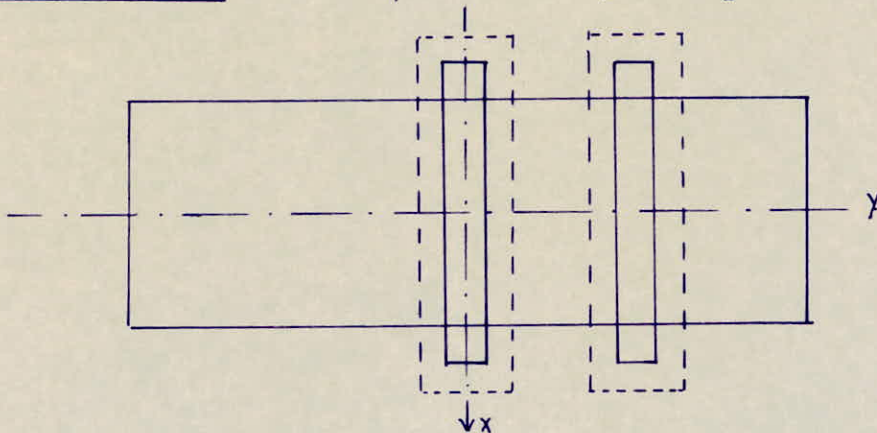
$$M_{y_2} = 0,7331 \text{ t-m/ml}$$

finalement : $M_x = M_{x_1} - M_{x_2} = 0,5622 \text{ t-m/ml}$

$$M_y = M_{y_1} - M_{y_2} = -0,1383 \text{ t-m/ml}$$

• Efforts tranchants

- Disposition la plus défavorable est la suivante.



on décompose ce système en deux sous-systèmes ; le premier la charge étant localisée ; le second concerne la charge excentrée .

systeme I

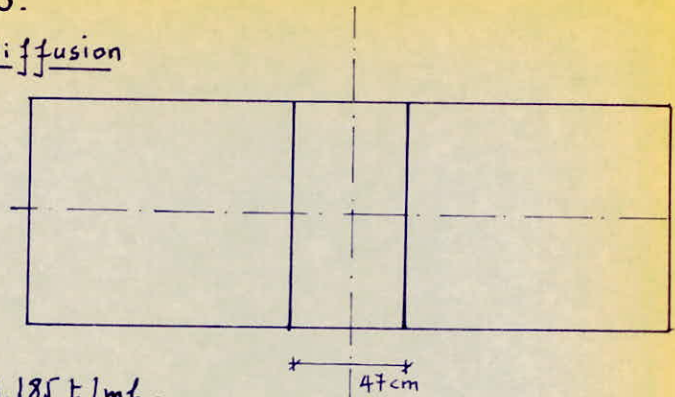
Après diffusion

$$u' = L_{oc} = 118 \text{ cm}$$

$$v' = 47 \text{ cm}$$

$$u' > v'$$

$$P_1 = 16,253 \times 1,18 \times 0,47 = 9,014 \text{ t}$$

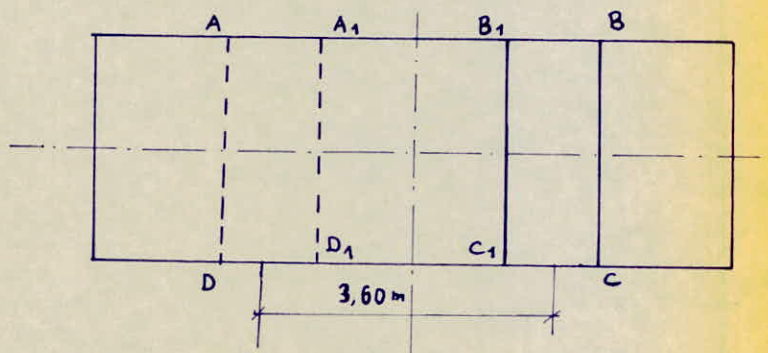


$$T_{u_1}^I = \frac{P_1}{2u'_1 + v'_1} = \frac{9,014}{2 \times 1,18 + 0,47} = 3,185 \text{ t/ml}$$

$$T_{v_1}^I = \frac{P_1}{3u'_1} = \frac{9,014}{3 \times 1,18} = 2,546 \text{ t/ml}$$

systeme II

Après diffusion



surface ABCD

$$u' = 118 \text{ cm}$$

$$v' = 360 + 47 = 407 \text{ cm}$$

$$P_2 = 16,253 \times 1,18 \times 4,07 = 78,0566 \text{ t}$$

$$u' < v' \rightarrow \begin{cases} T_{u'}^{II_1} = \frac{P_2}{3v'} = 6,393 \text{ t/ml} \\ T_{v'}^{II_1} = \frac{P_2}{2v' + u'} = 8,3752 \text{ t/ml} \end{cases}$$

surface A1B1C1D1

$$u' = 118 \text{ cm}$$

$$v' = 360 - 47 = 343 \text{ cm}$$

$$P_2 = 16,253 \times 1,18 \times 3,43 = 60,03 \text{ t}$$

$$u' < v' \rightarrow \begin{cases} T_{u'}^{II_2} = \frac{P_2}{3v'} = 6,393 \text{ t/ml} \\ T_{v'}^{II_2} = \frac{P_2}{2v' + u'} = 8,0685 \text{ t/ml} \end{cases}$$

$$\text{donc } \begin{cases} T_{u'}^{II} = \frac{1}{2} (T_{u'}^{II_1} - T_{u'}^{II_2}) = 0 \\ T_{v'}^{II} = \frac{1}{2} (T_{v'}^{II_1} - T_{v'}^{II_2}) = \frac{1}{2} (8,3752 - 8,0685) = 0,1533 \text{ t/ml} \end{cases}$$

pour le systeme entier (I + II)

$$\begin{cases} T_{u'} = T_{u'}^I + T_{u'}^{II} = 3,185 + 0 = 3,185 \text{ t/ml} \\ T_{v'} = T_{v'}^I + T_{v'}^{II} = 2,546 + 0,1533 = 2,6993 \text{ t/ml} \end{cases}$$

Après majoration des efforts par 25% on aura finalement:

- Au milieu de L_x : $T_x = 1,25 \cdot T_u' = 3,98 \text{ t/ml}$
- Au milieu de L_y : $T_y = 1,25 \cdot T_v' = 3,374 \text{ t/ml}$

4° Efforts dus au convoi Me 80

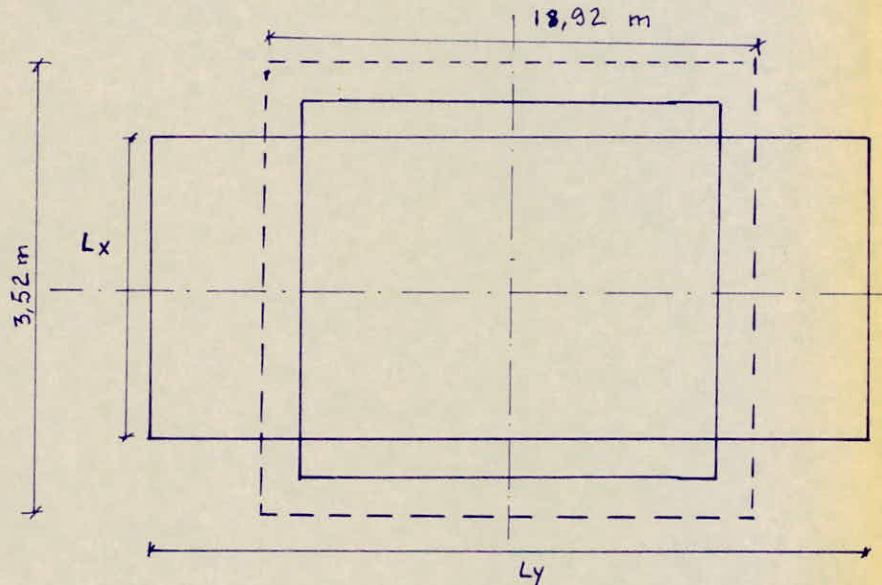
Le procédé de calcul reste le même ; les résultats sont les suivants.

$$\begin{aligned} M_x &= 0,5566 \text{ t-m/ml} \\ M_y &= -0,0792 \text{ t-m/ml} \\ T_x &= 3,0337 \text{ t/ml} \\ T_y &= 2,5975 \text{ t/ml} \end{aligned}$$

b5/ Efforts sous le convoi exceptionnel (système D)

1° Moments fléchissants :

la disposition donnant l'effet le plus défavorable est schématisée comme suit :



$u = 3,20 \text{ m}$
 $v = 18,60 \text{ m}$
 Après diffusion

$u' = 320 + 12 + 20 = 352 \text{ cm}$
 $v' = 1860 + 12 + 20 = 1892 \text{ cm}$

$\sigma' = \frac{P}{u' \cdot v'} = \frac{240}{3,52 \times 18,92} =$

$\sigma' = 3,623 \text{ t/m}^2$

$P_1 = \sigma' \times u' \times v'$

$P_1 = 3,623 \times 18,92 \times 1,18$

$P_1 = 80,886 \text{ t}$

$\frac{u'}{L_x} = 1$

$\frac{v'}{L_y} = \frac{1892}{118} = 16,03$

$M_1 = 0,04$

$M_2 = 0,0009$

$M_x = 3,246 \text{ t-m/ml}$

$M_y = 0,558 \text{ t-m/ml}$

2° Efforts tranchants

la disposition du convoi pour l'obtention de l'effort tranchant max reste la même que celle des moments fléchissants.

- le principe de calcul de T_u' et T_v' reste toujours le même, donc on donne directement les valeurs de T_x et T_y .

- Au milieu de L_x : $T_x = 1,7813 \text{ t/ml}$

- Au milieu de L_y : $T_y = 2,5912 \text{ t/ml}$

- Pour le calcul des moments en travée et sur appui on a :

- suivant la petite portée : compte tenu de l'influence du trottoir

en porte à faux sur la continuité suivant (x-x) et pour un panneau intermédiaire on a :

- suivant la grande portée L_y :
 $M_{Ex} = 0,75 M_x$; $M_{Ax} = 0,5 M_x$.
 $M_{Ey} = 0,85 M_y$; $M_{Ay} = M_{Bx} = 0,5 M_x$.
 où M_x et M_y sont les moment isostatiques.

- Tableau récapitulatif donnant les valeurs des efforts des différents cas de charges ($b_c = 1,1$; $b_E = 1$) .

/	charge permanente	surcharge A	B _c	B _E	B _r
δ	/	/	1,208	1,206	1,15
M _x	0,1176	0,1832	1,4951	1,0896	1,3268
M _{Ex}	0,0882	0,1374	1,1180	0,18172	0,995
M _{ax}	0,0588	0,0916	0,7455	0,5448	0,6633
M _y	0,0294	0,0458	0,1159	0,0205	0,7820
M _{Ey}	0,02205	0,03435	0,0985	0,0174	0,86
M _{ay}	0,0588	0,0916	0,7455	0,5448	0,6633
T _x	0,34	0,6065	7,6188	5,0132	5,8434
T _y	0,266	0,414	7,2509	4,6659	7,728
/	M _{c120}	M _{c80}	M _{e120}	M _{e80}	SYSTÈME -D-
δ	1,247	1,214	1,208	1,1866	1,256
M _x	2,4566	1,754	0,6791	0,6604	4,0769
M _{Ex}	1,8424	1,3155	0,5093	0,4953	3,0577
M _{ax}	1,2283	0,877	0,3395	0,3302	2,0384
M _y	0,424	0,3015	0,1671	0,094	0,7008
M _{Ey}	0,3604	0,2563	0,1420	0,08	0,5957
M _{ay}	1,2283	0,877	0,3395	0,3302	2,0384
T _x	3,9789	3,4884	4,8078	3,60	2,2373
T _y	5,4662	4,7042	4,0759	3,0822	3,2545

Ferrailage de la dalle.

Détermination des sollicitations maximales.

Moments fléchissants.

- suivant L_x : le système -D- donne le moment max .
 - suivant L_y : le système B_r donne le moment max .
- Efforts tranchants.

- suivant L_x : (au milieu de L_y) : B_r est plus défavorable.
- suivant L_y : (au milieu de L_x) : B_c est plus défavorable.
- Dressons un tableau donnant les sollicitations max pondérées :
 - $G + 1,2P$ (cas de surcharges civiles)
 - $G + P$ (cas de surcharges militaires)

Moments	G	B _c	B _t	B _r	M _{c120}	D	Effort total
M _{Ex}	0,0882	1,118	0,18172	0,995	1,8424	<u>3,0577</u>	3,1459
Max	0,0588	0,7455	0,5448	0,6633	1,2283	<u>2,0384</u>	2,0972
M _{by}	0,02205	0,0985	0,0174	<u>0,860</u>	0,3604	0,5957	0,86
M _{ay}	0,0588	0,7455	0,5448	0,6633	1,2283	<u>2,0384</u>	2,0972
Efforts tranchants	G	B _c	B _t	B _r	M _{c120}	M _{c120}	Effort total
T _x	0,34	<u>7,6188</u>	5,0132	5,8434	3,9789	4,8078	9,4825
T _y	0,266	7,2500	4,6659	<u>7,728</u>	5,4662	4,0759	9,54

ferraillage de la dalle.

- diamètre des barres : $\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{20}{10} = 20 \text{ mm}$

$h_0 = 20 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$e = 1 \text{ cm}$

$h_x = h_0 - e - \frac{\phi}{2} = 18 \text{ cm}$

$h_y = h_x - \phi = 16 \text{ cm}$

- Calcul des armatures principales (inférieures) : (Méthode de P. CHARON)

suitant L_x :

$$\mu_{tx} = \frac{15 M_{Ex}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 3,1459}{2800 \times 100 \times 18^2} = 0,052$$

$\mu_{tx} = 0,052 \rightarrow K = 37,4 ; \epsilon = 0,9046$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{37,4} = 74,866 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$

$A_{tx} = \frac{M_{Ex}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{3,1459 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9046 \times 18} = 6,9 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

poit 7T12 ($A = 7,92 \text{ cm}^2$) ; $t = 14 \text{ cm}$

- Condition de fissuration

$\sigma_1 = \frac{kn}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega} f}{1 + 10\bar{\omega} f} \quad \bar{\omega} \phi = 12 \text{ mm} ; \bar{\omega} f = \frac{A}{B_f} = \frac{7,92}{2 \times 2 \times 100} = 0,0198$

$\bar{\sigma}_1 = \frac{1 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{12} \times \frac{0,0198}{1 + 10 \cdot 0,0198} = 2203,67 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_2 = \sqrt{\frac{k\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} \times 2,5 = \sqrt{\frac{1 \cdot 10^6 \times 1,6}{12} \times 7,6} \times 2,5 = 2516,61 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cn} = 2800 > \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2516,61 \text{ kg/cm}^2.$$

donc on prend $\bar{\sigma}_a = 2516,61 \text{ kg/cm}^2$.

on doit donc recalculer la valeur de A_{tx} .

$$A_{tx} = 7,92 \times \frac{2800}{2516,6} = 8,8 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{soit } 8T12/\text{ml} \rightarrow (A = 9,05 \text{ cm}^2) \text{ avec } t = 12,5 \text{ cm}.$$

- Calcul des armatures supérieures.

• Suivant L_x .

$$\mu_{max} = \frac{15 \text{ Max}}{\bar{\sigma}_a \times b \times h_x^2} = \frac{15 \times 2,0972 \cdot 10^5}{2516,6 \times 100 \cdot 18^2} = 0,0379$$

$$\mu_{max} = 0,0379 \rightarrow (k = 45,2; \epsilon = 0,9169)$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2516,6}{45,2} = 55,68 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$A_{ax} = \frac{2,0972 \cdot 10^5}{2516,6 \times 0,9169 \times 18} = 5,05 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ soit } 5T12/\text{ml}.$$

($A = 5,65 \text{ cm}^2; t = 20 \text{ cm}$)

- Vérification des espacements.

espacements réglementaires suivant L_x
 $t \leq 2h$ et 22 cm soit $t \leq 22 \text{ cm}$.

• Donc tous les espacements choisis sont vérifiés.

• Calcul des armatures inférieures

• Suivant L_y .

$$\mu_{Ly} = \frac{15 \times 0,86 \cdot 10^5}{2516,6 \times 100 \cdot 16^2} = 0,02 \rightarrow (k = 65,5; \epsilon = 0,9379)$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2516,6}{65,5} = 38,42 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$A_{Ly} = \frac{0,86 \cdot 10^5}{2516,6 \times 0,9379 \times 16} = 2,277 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ soit } 5T8 (A = 2,51 \text{ cm}^2)$$

avec $t = 20 \text{ cm}$.

L'espacement réglementaire dans le sens L_y est :

$$t \leq 3h \text{ et } 33 \text{ cm} \text{ soit } t \leq 33 \text{ cm}$$

Donc le choix est bon.

• Vérification de la condition de non fragilité.

Pour le cas des armatures inférieures (en travée) disposées selon L_x la section d'armatures qui résiste aux sollicitations est :

$$A_0 = A_{tx} = 9,05 \text{ cm}^2/\text{ml}; \text{ cette section majorée de } 20\% \rightarrow$$

$A_1 = 1,2 A_0 = 10,86 \text{ cm}^2$; d'où la section d'armatures qui résiste à la sollicitation de fissuration est:

$$A_2 = b \cdot h \cdot 0,69 \cdot \frac{2-f}{2} \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 100 \times 20 \times 0,69 \cdot \frac{2-0,048}{2} \cdot \frac{7,6}{4200} = 2,437 \text{ cm}^2$$

d'où la section d'acier qu'on doit utiliser

$$A = \text{Max} [A_0; \text{min}(A_1, A_2)] = \text{max}(9,05; 2,437)$$

soit $A = 9,05 \text{ cm}^2/\text{mL}$.

on doit en outre avoir dans les deux sens: $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \geq \frac{1,2}{\sigma_{en} - 2200}$
 $\Rightarrow \frac{9,05}{2 \times 2 \times 100} = 0,0226 \geq \frac{1,2}{4200 - 2200} = 6 \cdot 10^{-4}$: c'est vérifié.

• Vérification au poinçonnement

c'est un phénomène qui est dû à l'application des surcharges localisées (surface d'impact de la surcharge est faible devant celle du panneau), et aussi quand l'élément qui supporte la surcharge présente une épaisseur (hauteur) insuffisante. Dans notre cas, seules les surcharges du système B (B_c, B_r, B_t) peuvent provoquer un poinçonnement.

D'après le règlement CEB-FIP-68 on a:
 La contrainte de cisaillement due au poinçonnement

$$\tau_p = 1,5 \frac{P}{L_c \cdot h_0}$$

où L_c : périmètre du contour de diffusion de la surcharge P sur le plan moyen de la dalle; $L_c = 2(u' + v')$
 La vérification au poinçonnement est $\tau_p \leq 1,2 \bar{\sigma}_b = 9,12 \text{ kg/cm}^2$.

1°) Sous B_c .

$$L_c = 2(u' + v') = 2 \cdot (57 + 57) = 228 \text{ cm}$$

$$P_{Bc} = 6000 \text{ kg}; h_0 = 20 \text{ cm}.$$

$$\Rightarrow 1,5 \times \frac{6000}{228 \times 20} = 1,97 < 9,12 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

• sous B_c (3t) $\rightarrow L_c = 208 \text{ cm} \rightarrow 1,5 \times \frac{3000}{208 \times 20} = 1,08 < \tau_p$.

2°) sous B_t ($P_{Bt} = 8t$)

$$L_c = 2(92 + 57) = 298 \text{ cm} \left. \vphantom{L_c} \right\} \rightarrow 1,5 \times \frac{8000}{298 \times 20} = 2,013 < 9,12 \text{ kg/cm}^2$$

Vérifié.

3°) sous B_r

$$P_{Br} = 10t$$

$$L_c = 2(92 + 62) = 308 \text{ cm} \left. \vphantom{L_c} \right\} \rightarrow 1,5 \times \frac{10000}{308 \times 20} = 2,435 < 9,12$$

Vérifié.

. Verification au Cisaillement.

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot z} \leq \bar{\tau}_b$$

pour les dalles: $\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 7,6 = 8,74 \text{ Kg/cm}^2$.

Suivant Lx

$$\left[\begin{array}{l} T_y = 9,54 \text{ t/ml} \\ b_0 = 100 \text{ cm} \\ h_x = 20 - 1 - 0,6 = 18,4 \text{ cm} \\ z = \frac{7}{8} h_x = 16,1 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \tau_b = \frac{9,54 \cdot 10^3}{100 \times 16,1} = 5,93 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 5,93 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 8,74 \text{ Kg/cm}^2 : \text{verifié.}$$

Suivant Ly.

$$\left[\begin{array}{l} T_x = 9,4825 \text{ t/ml} \\ b_0 = 100 \text{ cm} \\ h_y = 18,4 - 1,2 = 17,2 \text{ cm} \\ z = \frac{7}{8} h_y = 15,05 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \tau_b = \frac{9,4825 \cdot 10^3}{100 \times 15,05} = 6,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 6,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 8,74 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

. Verification de L'adhérence Acier-Béton (entraînement des armatures)

la Contrainte d'adhérence est $\tau_d = \frac{T}{P \cdot z}$

où $P = \sum \text{perimètres des armatures tendues} = n \pi \phi$.

$$\bar{\tau}_d = 2,5 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2,5 \times 1,5 \times 7,6 = 28,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Application au projet.

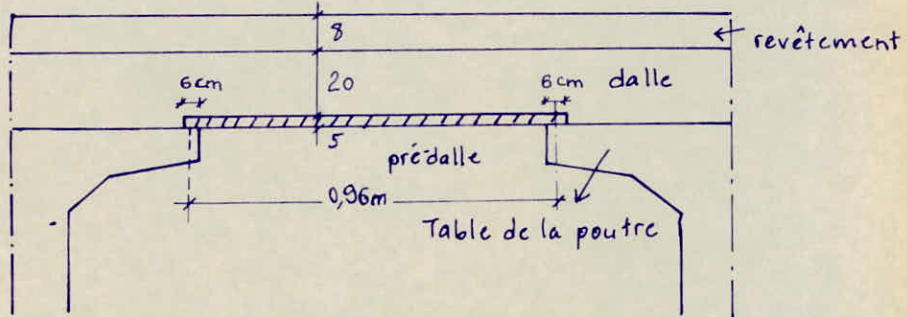
$$n \pi \phi = 30,16 \text{ (8T12)}$$

$$d'où \frac{T_y}{n \pi \phi \cdot z} = \frac{9540}{30,16 \cdot 16,1} = 19,65 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \tau_d < \bar{\tau}_d$$

ETUDE DE LA PRE-DALLE.

Rôle, charges et surcharges

Le rôle essentiel de la prédalle est de servir comme coffrage de la dalle. Le coffrage ne sera plus récupérable, de plus la prédalle permet aux ouvriers de circuler plus facilement pendant la mise en oeuvre du hourdis.



charges et surcharges revenant à la prédalle :

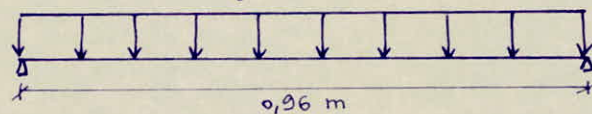
- poids propre du revêtement : $2,2 \times 0,08 = 0,176$
 - poids du hourdis $2,5 \times 0,2 = 0,5$
 - poids propre de la pré-dalle $2,5 \times 0,05 = 0,125$
- $G = \sum G_i = 0,801 \text{ t/m}^2$
 $P = 0,150 \text{ t/m}^2$

sollicitation du 1^{er} genre : $G + 1,2 P = 0,981 \text{ t/m}^2$.

les prédalles utilisées ont des longueurs comprises entre (1,5m et 2,00m) la prédalle est appuyée sur deux côtés seulement, donc elle travaille uniquement dans le sens de la largeur.

on peut assimiler la prédalle à une poutre de longueur $L_x = 0,96 \text{ m}$ sur deux appuis simples, soumise à une charge uniformément répartie $q = 0,981 \times 1 \text{ m} = 0,981 \text{ t/ml}$.

$$M_{max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{0,981 \times 0,96^2}{8} =$$



$$M_{max} = 11300 \text{ kg-cm}$$

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

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

Ferraillage et vérification

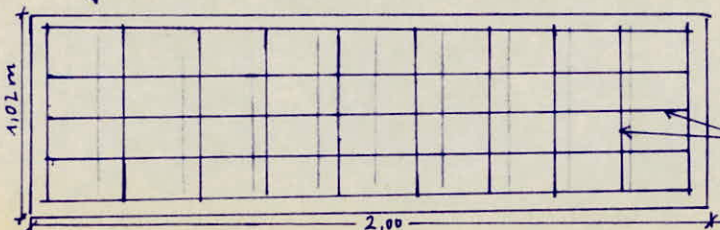
$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \times 11300}{2800 \cdot 100 \cdot 4^2} = 0,0378 \rightarrow (\epsilon = 0,9169, k = 45,2)$$

$$A = \frac{M}{\epsilon h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{11300}{0,9169 \cdot 4 \cdot 2800} = 1,1 \text{ cm}^2$$

la section étant très faible, nous prenons ST6 ($A = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ (ml)}$) - $t = 20 \text{ cm}$.
 vérification de la contrainte du béton :

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{45,2} = 61,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Dans le sens de la longueur nous mettons également ST6.



CHAPITRE 6

REPARTITION

TRANSVERSE

DES EFFORTS

6. REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS DANS LES POUTRES.

I/ Introduction :

La répartition transversale des charges dans une construction plane dépend essentiellement de l'efficacité de liaison transversale des éléments portants constituant la construction.

Ainsi avec une liaison transversale parfaite, l'élément directement chargé va reprendre qu'un faible pourcentage du chargement.

II/ Rigidité de l'entretoise.

Le choix de la méthode dépend essentiellement de la rigidité relative de l'entretoise ; cette rigidité est définie par la relation :

$$r = \frac{m}{2} \cdot \frac{b_0}{L} \cdot 4 \sqrt{\frac{I_p}{I_E}} \quad \text{avec: } m: \text{ nombre de poutres principales}$$

b_0 : entre axe des poutres
 L : portée des poutres principales.
 I_p : moment d'inertie propre d'une poutre.
 I_E : moment d'inertie propre d'une entretoise.

* si $r > 3 \cdot 10^{-1}$ la rigidité de l'entretoise est prise en compte. La méthode de Guyon - Massonnet est l'une des meilleures méthodes pour le calcul des ponts à poutres multiples en tenant compte de l'effet de la résistance à la torsion.

* si $r < 3 \cdot 10^{-1}$: l'entretoise est infiniment rigide, ainsi on ne tient pas compte de la résistance à la torsion. Dans ce cas on utilise la méthode de Courbon.

- Calcul de la rigidité de l'entretoise.

Nous avons.

$$\left[\begin{array}{l} m = 6 \\ b_0 = 1,9 \text{ m} \\ L = 25 \text{ m} \\ I_p = 9100000 \text{ cm}^4 \\ I_E = \frac{100 \cdot 25^3}{12} = 130208,33 \text{ cm}^4 \end{array} \right. \rightarrow r = 0,659 > 0,3$$

Par conséquent nous utiliserons la méthode de Guyon - Massonnet.

III/ Théorie de la plaque orthotrope et des grillages.

Le grillage est formé de deux familles de poutres en général perpendiculaires, et qui sont en plus solidaires de la dalle qui constitue le platelage. Le comportement de la construction dans ce cas est intermédiaire entre celui d'une dalle anisotrope et celui d'un grillage simple.

1° plaque orthotrope.

L'orthotropie de la plaque est produite par des renforcements divers dans les deux sens perpendiculaires. Pour pouvoir suivre le comportement

de la plaque, on suppose qu'elle est faite d'un matériau homogène et orthotrope fictif dont les propriétés élastiques sont symétriques par rapport aux 3 plans orthogonaux.

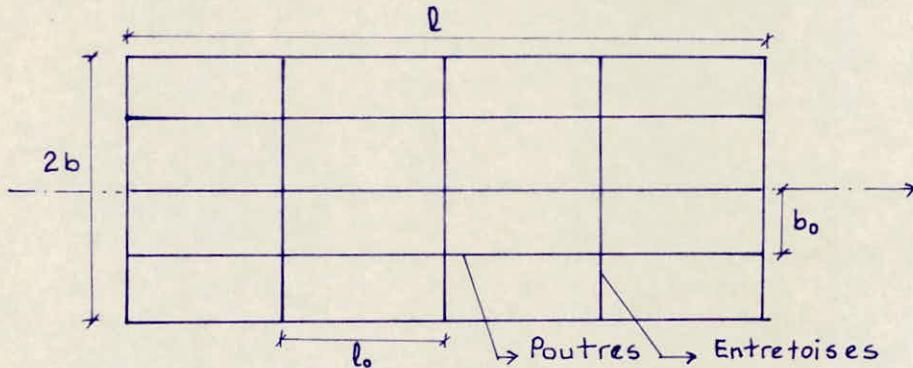
L'équation différentielle résultante de la plaque orthotrope est :

$$P(x,y) = J_x \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2(\gamma + J_{xy}) \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + J_y \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial y^4}$$

où J_x : rigidité de flexion par unité de longueur
 γ : résistance à la torsion par unité de longueur.
 w : déformée dans le sens vertical.
 $P(x,y)$: charge.

2°) Grillage Simple.

Un grillage est constitué par les poutres principales dans le sens de la largeur (espacées de b_0). Dans le sens de longueur il est constitué par les entretoises (espacées par l_0). Les poutres principales et les entretoises sont assemblées rigidement aux noeuds et donc résistent aussi efficacement à la flexion qu'à la torsion. Soient $B_p = EI_p$ la rigidité flexionnelle des poutres et $B_E = EI_E$ la rigidité flexionnelle des entretoises. On désigne par C_p et C_E les rigidités à la torsion des poutres et des entretoises.



des rigidités flexionnelles par unité de longueur des poutres principales et des entretoises seront respectivement :

$$J_p = \frac{B_p}{b_0} \quad ; \quad J_E = \frac{B_E}{l_0}$$

Par définition : J_p = rigidité de renforcement longitudinale.
 J_E = rigidité de renforcement transversale.

Les rigidités de torsion par unité de longueur des poutres principales et des entretoises sont respectivement :

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_0} \quad ; \quad \gamma_E = \frac{C_E}{l_0}$$

L'équation différentielle d'un grillage simple dont les rigidités sont réparties continument.

$$J_p \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + (\gamma_p + \gamma_E) \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + J_E \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = P(x,y)$$

3° Paramètres sans dimensions

si on pose $\delta_P + \delta_E = 2\alpha \sqrt{J_P \cdot J_E}$

L'équation devient: $J_P \cdot \frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + 2\alpha \sqrt{J_P \cdot J_E} \cdot \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + J_E \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} = P(x, y)$

L'effet de torsion se traduit par le paramètre de torsion.

$$\alpha = \frac{\delta_P + \delta_E}{2\sqrt{J_P \cdot J_E}}$$

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{J_P}{J_E}}$$

le paramètre θ tient compte uniquement de la flexion. Il s'appelle paramètre d'entretoisement, il détermine la souplesse de l'entretoisement (plus est grand θ , plus est souple l'entretoisement) Par ces deux paramètres α et θ , le comportement de la construction est complètement défini.

IV METHODE DES COEFFICIENTS DE REPARTITION.

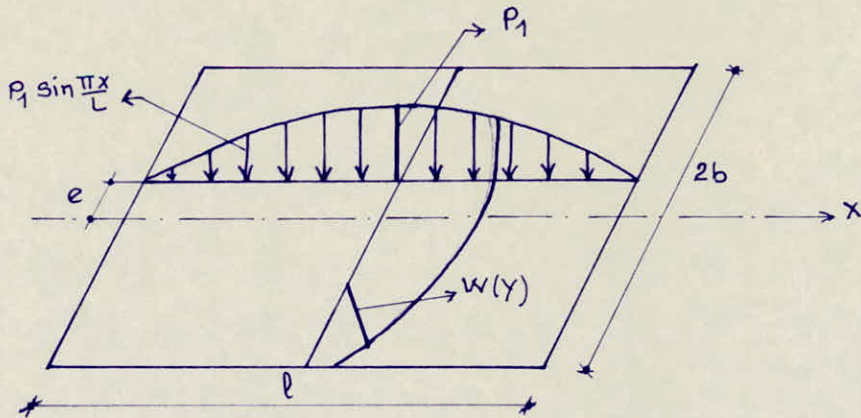
Elle s'appelle aussi méthode de GUYON-MASSONNET.

La méthode consiste en la détermination des coefficients de répartition transversale en tenant compte de l'effet de torsion. La méthode se base sur deux hypothèses fondamentales

- La construction réelle est remplacée par une dalle orthotrope présentant les mêmes rigidités moyennes de torsion et de flexion et qui au sens technique est soluble par le calcul différentiel.
- la répartition transversale réelle du chargement est remplacée par celle qui se produit d'une charge répartie le long de l'axe XX de la construction suivant la sinusoïde de la forme :

$$P(x) = P_1 \sin \frac{\pi x}{L} \quad \text{ou } P_1 = \text{Valeur constante du chargement.}$$

1° Détermination du coefficient de répartition transversale.



Soit une charge linéaire répartie sur la construction sur une droite parallèle à l'axe $x-x$ excentrée de e . Cette charge est supposée répartie suivant la sinusoïde: $P(x) = P_1 \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$. La construction prend alors une déformée en demi-onde de sinusoïde selon l'équation :

$$W(x, y) = W(y) \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$$

doit maintenant la charge $P(x)$ répartie uniformément sur la largeur $2b$ (tout en restant sinusoidale dans le sens longitudinal). La construction prend dans ce cas une déformée en surface cylindrique d'équation : $W_0(x) = W_0 \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$.

Par définition, le coefficient de répartition transversale est le rapport :

$$k(y) = \frac{W(x,y)}{W_0(x)} = \frac{W(y)}{W_0}$$

Ce coefficient k dépend de θ , α , $\frac{e}{b}$ (excentricité relative de la charge Linéaire)

et de $\frac{y}{b}$ (ordonnée relative du point considéré de la construction).

la flèche moyenne de la section transversale de la construction est :

$$W_0 = \frac{1}{2b} \int_{-b}^{+b} W(y) dy.$$

En divisant membre à membre par W_0 l'équation devient :

$$1 = \frac{1}{2b} \int_{-b}^{+b} \frac{W(y)}{W_0} dy = \frac{1}{2b} \int_{-b}^{+b} k(y) dy.$$

L'étude des nombreux cas a permis à MASSONNET d'établir la formule d'interpolation :

$$k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) \sqrt{\alpha}$$

Mais dans le calcul rigoureux, il est nécessaire d'appliquer la formule de SATTLER qui tient compte des deux paramètres α et θ .

• k_0 correspond à $\alpha = 0$

k_1 correspond à $\alpha = 1$

k_0 et k_1 sont données par les tableaux de MASSONNET.

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

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

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

où $k_0 = K(\alpha = 0; \theta; \frac{e}{b}; \frac{y}{b})$; $k_1 = K(\alpha = 1; \theta; \frac{e}{b}; \frac{y}{b})$.

II/ Calcul des moments flechissants et des efforts tranchants.

les charges transmises aux poutres sont proportionnelles aux déformées w : on a donc :

$$k = \frac{P(x)}{P_0(x)}$$

$P_0(x)$ = la valeur de $P(x,y)$ uniformément répartie sur toute la largeur.

De ce fait le moment flechissant longitudinal réel dans une poutre est donné par la formule :

$$M_x = M_{0x} \frac{\bar{\Sigma} P_k}{\bar{\Sigma} P}$$

M_{0x} : moment longitudinal provoqué par $P_0(x)$

• l'effort tranchant réel dans une poutre : $T_x = T_{0x} \cdot \frac{\bar{\Sigma} P_k}{\bar{\Sigma} P}$

T_{0x} = effort tranchant provoqué par $P_0(x)$.

DETERMINATION DES COEFFICIENTS DE REPARTITION.

I) Determination des paramètres sans dimensions.

1° paramètre d'entretoisement.

- a) rigidité flexionnelle par unité de longueur.
- poutre rigidifiée : (poutre + dalle).

$$J_p = \frac{C_p}{b_0} = \frac{I_p \cdot E}{b_0}$$

Comme notre poutre est à inertie variable, nous utilisons pour le calcul du paramètre d'entretoisement, le moment d'inertie équivalent.

$$\bar{I}_e = I_{ab} + (I_{med} - I_{ab}) \frac{8}{3\pi} \quad \text{ou}$$

I_e = moment d'inertie équivalent.

I_{ab} = moment d'inertie net de la section d'about

I_{med} = moment d'inertie net de la section médiane.

$$I_{ab} = 0,90 \times 22147978,62 = 19933180,75 \text{ cm}^4$$

$$I_{med} = 0,90 \times 20200000 = 18180000 \text{ cm}^4$$

$$\bar{I}_p = 19933180,75 + (18180000 - 19933180,75) \cdot \frac{8}{3 \times 3,14} =$$

$$\bar{I}_p = 18444279,9 \text{ cm}^4$$

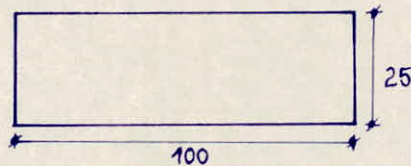
$$b_0 = 1,90 \text{ m (entre axe des poutres principales)}$$

$$\text{d'où } J_p = \frac{\bar{I}_e \cdot E}{b_0} = 0,097 E$$

- Entretoise: la dalle joue le rôle d'entretoise.

$$J_E = \frac{C_E}{l_0} = \frac{I_E \cdot E}{l_0}$$

$$I_E = \frac{1 \times 0,25^3}{12} = 0,001302 \text{ m}^4$$



$$J_E = 0,001302 \times E$$

$$\text{d'où } \theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{J_p}{J_E}} \quad \text{avec :}$$

$$2b = \text{largeur totale du pont} = 12,08 \text{ m} \Rightarrow b = 6,04 \text{ m}$$

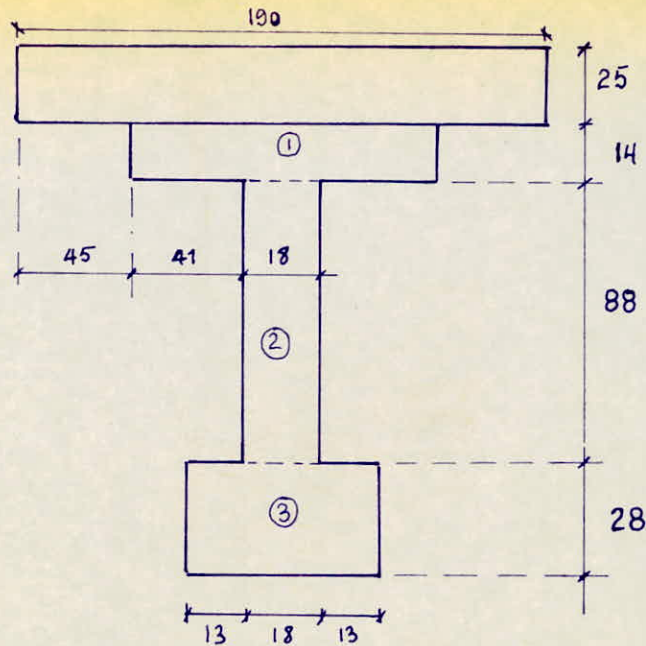
$$l = \text{portée des poutres principales} = 25 \text{ m}$$

$$\theta = \frac{6,04}{25} \sqrt[4]{\frac{0,097}{0,001302}} = 0,71 \quad \text{on prend } \theta = 0,70$$

2° paramètre de torsion.

- a) rigidité torsionnelle par unité de longueur.

-(poutre + dalle) : Pour simplifier les calculs on modifie légèrement la géométrie de la section. la section de calcul sera la suivante.



D'après Guyon-Nassonnet, la formule d'inertie de torsion est :

$$I_p = \underbrace{\sum \frac{1}{n} \frac{1}{2} d_n^3 b_0 C_n}_{\text{dalle}} + \underbrace{\sum b_n^3 (h_n - d_n) C_n}_{\text{poutre.}} \quad \text{avec: } \begin{cases} d_n < b_0 \\ b_n < h_n - d_n \end{cases}$$

- C_n : Coefficient numérique de torsion dépendant du rapport : $\frac{h}{b}$
- d_n : épaisseur de la dalle
- h_n : hauteur de la poutre
- b_n : largeur de la nervure
- b_0 : écartement des axes des poutres.

• Détermination des coefficients C_n à partir du tableau donnant le coefficient C en fonction du rapport h/b .

h/b	1	1,5	1,75	2	2,5	3	4	6	8	∞
C	0,141	0,196	0,214	0,229	0,249	0,263	0,281	0,299	0,307	0,333

• pour la dalle : $\frac{h}{b} = \frac{190}{25} = 7,6 \Rightarrow C_n = 0,303$

• pour la poutre :

étudions chaque rectangle à part, et faisons la somme.

(1) : $\frac{100}{14} = 7,14 \rightarrow C_n = 0,303$ (après interpolation du tableau)

(2) : $\frac{88}{18} = 4,89 \rightarrow C_n = 0,289$ "

(3) : $\frac{44}{28} = 1,57 \rightarrow C_n = 0,201$ "

donc $I_p = \left(\frac{1}{2} \cdot 0,25^3 \cdot 1,90 \cdot 0,305 \right) + \left[\left(0,14^3 \cdot 1,00 \cdot 0,303 \right) + \left(0,18^3 \cdot 0,88 \cdot 0,289 \right) + \left(0,28^3 \cdot 0,44 \cdot 0,201 \right) \right]$

$I_p = 0,00878 \text{ m}^4$.

-47-

d'où $\delta_P = \frac{C_P}{L_0} = \frac{I_P G}{L_0} = \frac{0,00878 \cdot G}{1,90} = 0,00462 G$.

- Entretoise: $\delta_E = \frac{CE}{b_0} = \frac{I_E \cdot G}{b_0}$.

$\frac{100}{25} = 4 \rightarrow C_n = 0,281$ (Tableau)

$I_E = \frac{1}{2} \cdot 0,25^3 \cdot 1,00 \cdot 0,281$

$I_E = 0,00220 \text{ m}^4$.

d'où $\delta_E = 0,0022 G$.

• Paramètre de torsion :

$$\alpha = \frac{1}{2} \frac{\delta_E + \delta_P}{\sqrt{\rho_P \cdot \rho_E}} \quad \text{et} \quad G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

μ = Coefficient de poisson

$\mu = 0,2$ (Béton précontraint) $\rightarrow G = 0,417 E$.

d'où la valeur de α : $\alpha = \frac{1}{2} \frac{(0,0022 + 0,00462) \cdot 0,417}{\sqrt{0,001302 \cdot 0,097}} = 0,1265$

$\alpha = 0,1265$

II/ Tableaux des coefficients de répartition transversale K_0 , K_1 et K_α .

$\theta = 0,70$ alors $0,1 < \theta \leq 1 \Rightarrow K_\alpha$ est donné par la formule d'interpolation suivante.

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha \left(1 - e^{-\frac{0,065 - \theta}{0,663}} \right) = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \gamma$$

$$\gamma = 0,1265 \left(1 - e^{-\frac{0,065 - 0,7}{0,663}} \right) = 0,2797$$

Connaissant γ et θ (K_0, K_1) on peut déterminer les valeurs de K_α . K_0 et K_1 sont donnés par les tableaux de Guyon - Massonnet en fonction de θ et y ($y=0$; $y=b/4$; $y=b/2$; $y=0$; ect.....).

$y=0$	$\theta = 0,70$; $\alpha = 0,1265$; $\gamma = 0,2797$								
e	$-b$	$-3\frac{b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$+\frac{b}{4}$	$+\frac{b}{2}$	$+3\frac{b}{4}$	$+b$
K_0	0,0216	0,5464	1,0580	1,4938	1,6955	1,4938	1,0580	0,5464	0,0216
K_1	0,7080	0,8319	0,9923	1,1737	1,2783	1,1737	0,9923	0,8319	0,7080
K_α	0,2136	0,6263	1,0396	1,4042	1,5788	1,4042	1,0396	0,6263	0,2136

$y = \frac{b}{4}$	$\theta = 0,70$			$\alpha = 0,1265$			$\gamma = 0,2797$		
e	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3}{4}b$	b
K_0	-0,3589	+1095	+0,5862	1,0670	1,4938	1,7118	1,5548	1,1934	0,7809
K_1	0,4808	0,5905	0,7407	0,9437	1,1737	1,3307	1,2824	1,1589	1,0461
K_α	-0,1240	0,2440	0,7294	1,0325	1,4042	1,6052	1,4786	1,1837	0,855

$y = \frac{b}{2}$	$\theta = 0,70$			$\alpha = 0,1265$			$\gamma = 0,2797$		
e	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3}{4}b$	b
K_0	-0,5114	-0,1754	0,1798	0,5862	1,0580	1,5548	1,9392	2,0554	2,0618
K_1	0,3342	0,4253	0,5535	0,7407	0,9923	1,2824	1,5134	1,5539	1,5262
K_α	-0,2749	-0,0075	0,2843	0,6294	1,0396	1,4786	1,82	1,915	1,912

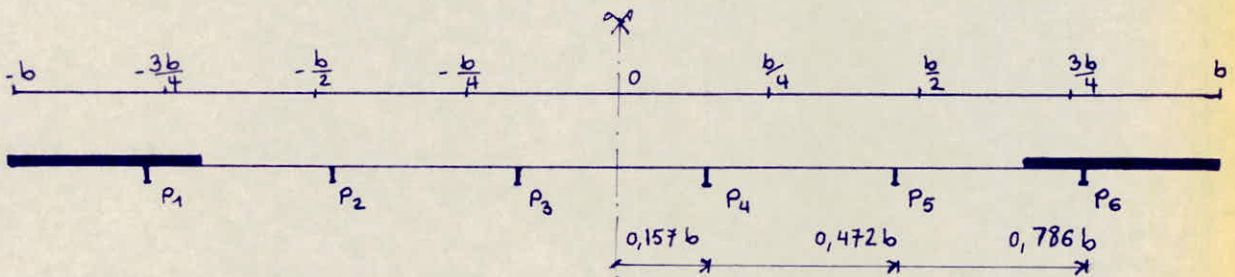
$y = \frac{3b}{4}$	$\theta = 0,70$			$\alpha = 0,1265$			$\gamma = 0,2797$		
e	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3}{4}b$	b
K_0	-0,5575	-0,3794	-0,1756	0,1095	0,5465	1,1934	2,0554	3,0254	3,9282
K_1	0,2417	0,3171	0,4253	0,5905	0,8319	1,1589	1,5539	1,9305	2,1668
K_α	-0,334	-0,1846	-0,0075	0,244	0,6263	1,1837	1,915	2,719	3,435

$y = b$	$\theta = 0,70$			$\alpha = 0,1265$			$\gamma = 0,2797$		
e	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3}{4}b$	b
K_0	-0,5733	-0,5575	0,5114	-0,3589	0,0216	0,7809	2,0618	3,9282	6,2464
K_1	0,1782	0,2417	0,3342	0,4808	0,7080	1,0461	1,5262	2,1668	2,9395
K_α	-0,363	-0,334	-0,2748	-0,124	0,2136	0,855	1,912	3,435	5,3214

Tableau récapitulatif des valeurs de K_α .

$y \backslash e$	$-b$	$-3\frac{b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$3\frac{b}{4}$	b
0	0,2136	0,6263	1,0396	1,4042	1,5788	1,4042	1,0396	0,6263	0,2136
$\frac{b}{4}$	-0,1240	0,2440	0,7294	1,0325	1,4042	1,6052	1,4786	1,1837	0,855
$\frac{b}{2}$	-0,2749	-0,0075	+0,2843	0,6294	1,0396	1,4786	1,82	1,915	1,912
$3\frac{b}{4}$	-0,334	-0,1846	-0,0075	0,244	0,6263	1,1837	1,915	2,719	3,435
b	-0,363	-0,334	-0,2749	-0,124	0,2136	0,855	1,912	3,435	5,3214

nous allons alors obtenir les nouvelles valeurs de K_α correspondant aux positions réelles des poutres P_i .



le calcul de K_α a été fait au moyen du programme avec un ordinateur de poche : TI-58C ou TI-59.

Poutres: 3-4 $y = \pm 0,157b$	-0,02654	0,3676	0,7745	1,1791	1,5026	1,5646	1,3179	0,9551	0,5741
Poutres: 2-5 $y = \pm 0,472b$	-0,284	0,16	0,3200	0,6743	1,0847	1,5050	1,7935	1,8261	1,7697
Poutres: 1-6 $y = 0,786b$	-0,339	-0,2071	-0,047	0,1897	0,5657	1,1363	1,9168	2,8289	3,6933
$y \uparrow \backslash e \rightarrow$	$-b$	$-3\frac{b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$3\frac{b}{4}$	b

Lignes d'influence de K_α .

les valeurs de K_α obtenus vont nous permettre de tracer sa ligne d'influence pour chaque poutre. la symétrie du tablier nous épargne l'étude des poutres de la deuxième moitié du tablier.

- Calcul des Coefficients K_α

pour les surcharges localisées, on calcule les ordonnées y_i pour pouvoir ensuite

en déduire K_α par la formule: $K_\alpha = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i}$

Dans les sens transversal: P_i reste le même: d'où $K_\alpha = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i$

pour les charges et surcharges uniformément réparties dans le sens transversal:

nous avons: $K_\alpha = \frac{R}{L}$ avec R : aire d'influence
 L : largeur chargée.

III - Remarques.

chaque cas de charge représenté sous la ligne d'influence de $K\alpha$ correspond au chargement le plus défavorable pour ce type de surcharge.

- Pour les camions Bc on tiendra compte du coefficient b_c qui est fonction du nombre de convois considérés.

IV/ calcul

on donne un exemple de calcul des aires ou somme des ordonnées de K ; cet exemple concerne la poutre: $y=0,157b$.

Système Bc:

cas d'un seul convoi: $\sum K_i = 1,5024 + 1,5026 = 3,005$

Système Mcizo:

$\sum K_i = 1,4095 + 1,3708 = 2,7733$

- surcharge uniformément répartie.

Pour le calcul des aires de la ligne d'influence de $K\alpha$ qui correspond à une charge uniformément répartie, on divise la partie chargée en bandes ou intervalles de largeur (h).

soit: $n =$ nombre d'intervalles.
 $f_i =$ ordonnée ($i = 0 \div n$).

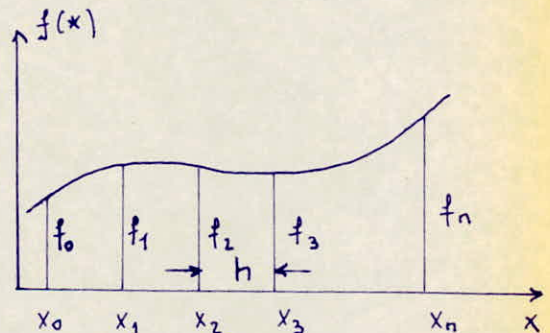
les calculs reposent sur la méthode de SIMPSON.

$$\int_{x_0}^{x_n} f(x) dx \approx \frac{h}{3} (f_0 + 4f_1 + 2f_2 + 3f_3 + 2f_4 + \dots + 2f_{n-2} + 4f_{n-1} + f_n)$$

où $h = \frac{x_n - x_0}{n}$; $x_n > x_0$

$n =$ nombre d'intervalles

$h =$ largeur de l'intervalle



les résultats sont donnés par programmation dans la TI 58-c.

- surcharge répartie A:

une seule voie chargée

$$\left[\begin{array}{l} n=8; h=0,5; f_0=1,0895; f_1=1,2114 \\ f_2=1,3179; f_3=1,3867; f_4=1,5024; f_5=1,5646 \\ f_6=1,5695; f_7=1,5543; f_8=1,5 \end{array} \right.$$

$\rightarrow \Omega_1 = 5,7062$

2^{ème} voie chargée

$$\left[\begin{array}{l} n=8; h=0,5; f_0=1,50; f_1=1,4019; f_2=1,2952 \\ f_3=1,1791; f_4=1,0438; f_5=0,9066; f_6=0,7745 \\ f_7=0,6324; f_8=0,518 \end{array} \right.$$

$\rightarrow \Omega_2 = 4,121$

2 voies chargées $\rightarrow \Omega = \Omega_1 + \Omega_2 = 9,8272$.

Tableau des valeurs de Ω ou de $\sum K_i$ pour chaque poutre et pour chaque type de chargement.

poutres		$y = 0,157 b$			$y = 0,472 b$			$y = 0,786 b$		
charges et surcharges ↓		Ω ou $\sum K_i$	l (m)	N	Ω ou $\sum K_i$	l (m)	N	Ω ou $\sum K_i$	l (m)	N
poids propre: dalle + poutres + chape (G ₁)		12,075	12,08	/	12,04	12,08	/	12,07	12,08	/
poids propre: revêtement (G ₂)		9,8272	8	/	8,5068	8	/	6,234	8	/
poids propre: trottoirs (G ₃)		2,1815	4,08	2	3,2324	4,08	2	5,8216	4,08	2
surcharge: A(l)	1 voie chargée	5,7062	4	1	6,26	4	1	5,717	4	1
	2 voies chargées	9,8272	8	2	8,5068	8	2	6,234	8	2
surcharge - trottoirs	1 trottoir chargé	1,699	2,04	1	3,681	2,04	1	6,347	2,04	1
	2 trottoirs chargés	2,1815	4,08	2	/	/	/	/	/	/
système: Bc	1 voie chargée	3,005	/	1	3,3909	/	1	3,581	/	1
	2 voies chargées	5,6342	/	2	5,6818	/	2	4,9523	/	2
système Mc120		2,7733	/	1	2,9546	/	1	2,8191	/	1
Convoi-exceptionnel - D -		4,8476	3,2	/	3,91	3,2	/	2,4787	3,2	/

Ω = aire de la ligne d'influence
 $\sum K_i$ = somme des ordonnées de K

l (m) = largeur chargée
 N = Nombre de voies ou de trottoirs chargés.

Tableau des Valeurs de $\frac{\sum P_i K_i}{\sum P_i}$ ou $\frac{\Omega}{L}$ pour chaque poutre et pour chaque type de chargement.

poutres \longrightarrow		$y = 0,157 b$	$y = 0,472 b$	$y = 0,786 b$
charges et surcharges. \downarrow		$\frac{\sum P_i K_i}{\sum P_i}$ ou $\frac{\Omega}{L}$	$\frac{\sum P_i K_i}{\sum P_i}$ ou $\frac{\Omega}{L}$	$\frac{\sum P_i K_i}{\sum P_i}$ ou $\frac{\Omega}{L}$
poids propre: dalle + poutres + chape (G ₁)		0,99958 \approx 1	0,9966 \approx 1	0,999 \approx 1
poids propre: revêtement (G ₂)		1,2284	1,06335	0,779
poids propre: trottoirs (G ₃)		0,5347	0,7922	1,42686
surcharge A(0)	1 voie chargée	1,42655	1,565	1,4292
	2 voies chargées	1,2284	1,0634	0,779
surcharge trottoirs	1 trottoir chargé	0,8328	1,8044	3,1113
	2 trottoirs chargés	0,5347	/	/
système Bc	1 voie chargée	1,5025	1,6955	1,7905
	2 voies chargées	1,40855	1,4205	1,2381
système Mc120		1,38665	1,4773	1,40955
Convoi exceptionnel - D.		1,5149	1,2219	0,7746

CALCUL DES EFFORTS REELS DANS LES POUTRES

I/ Introduction

pour les charges ponctuelles, l'effort réel est donné en fonction de l'effort moyen par la formule :

$$F_x = F_{ox} \cdot \frac{\sum P_i \cdot K_i}{\sum P_i}$$

F_{ox} = effort moyen par poutre.

• Pour les charges uniformément réparties sur une largeur l du pont l'effort réel en fonction de l'effort moyen est donné par la formule :

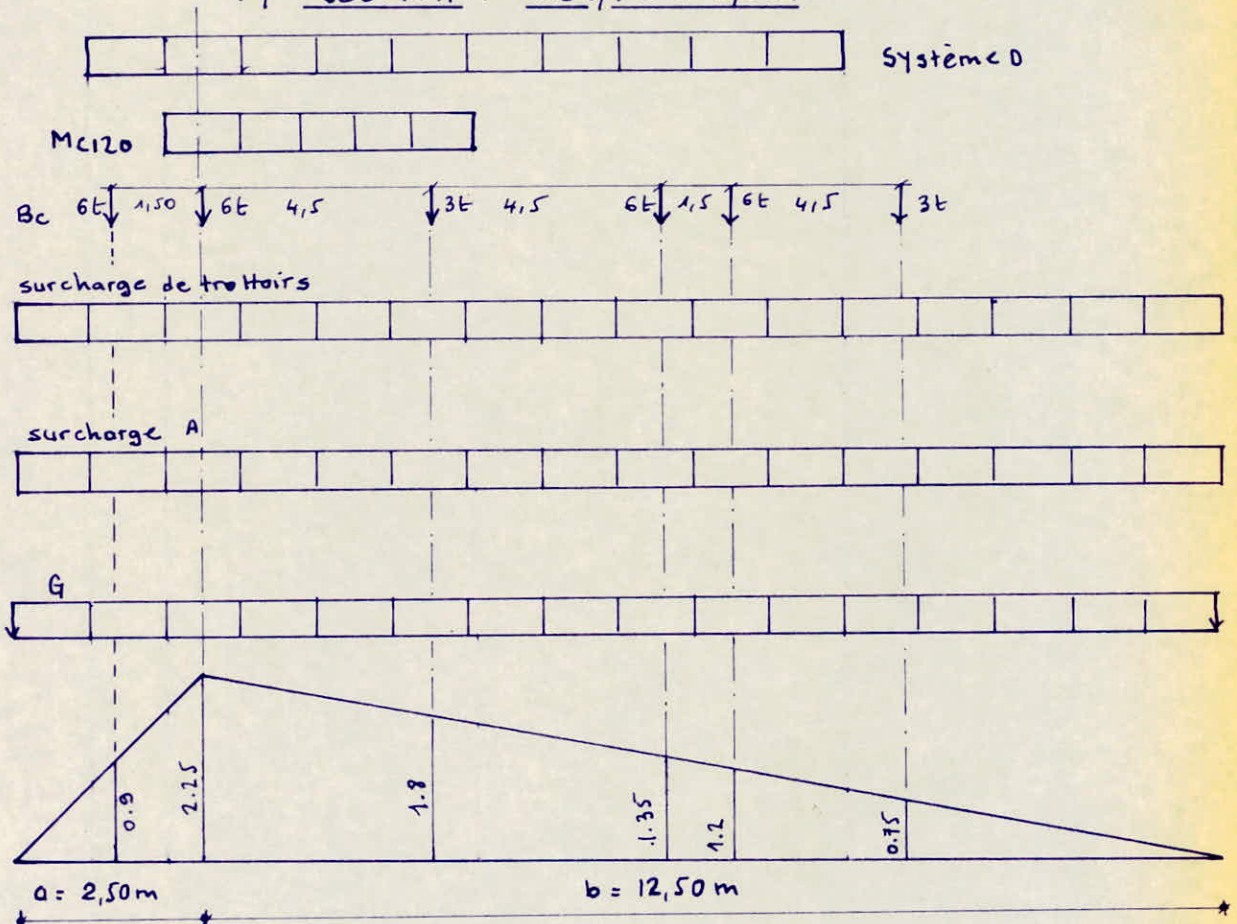
$$F_x = F_{ox} \frac{l}{L}$$

• les résultats de tous ces calculs seront donnés dans des tableaux.

II/ Moments flechissants.

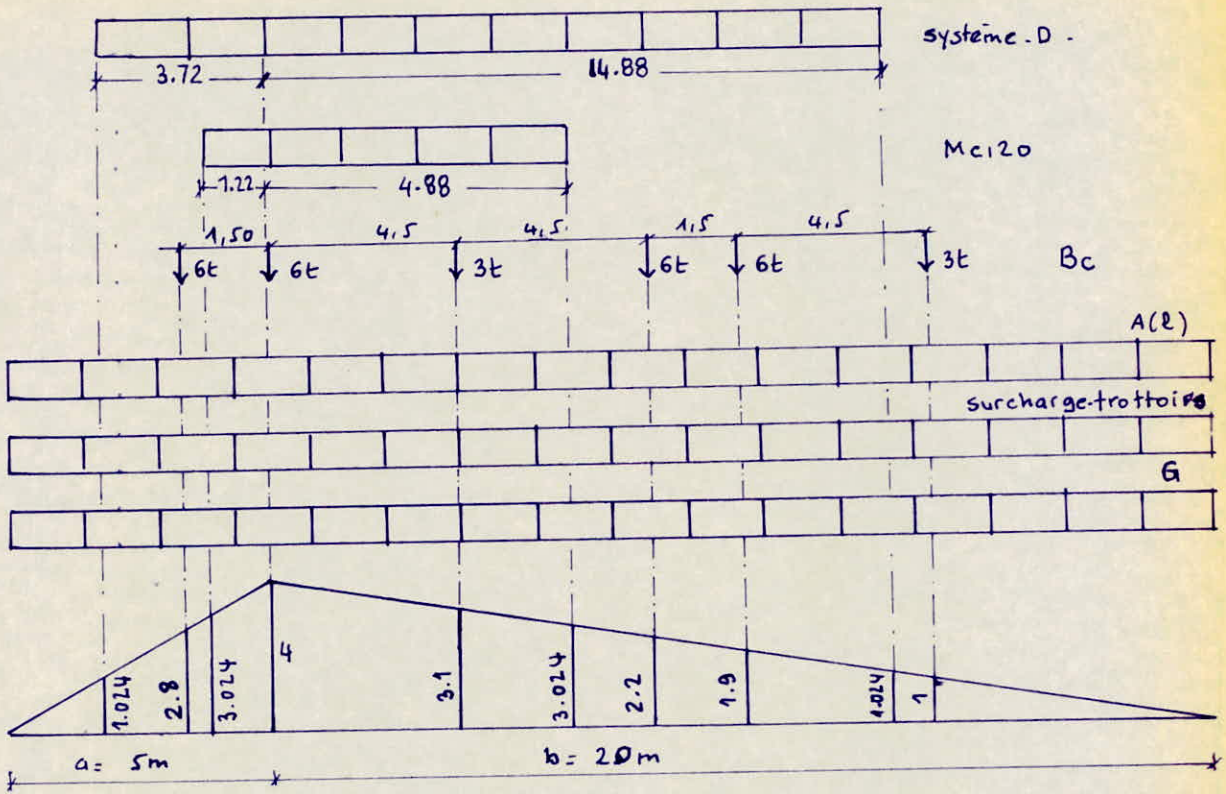
pour chaque section la surcharge est placée de telle sorte qu'elle engendre le moment max d'où la détermination des ordonnées y_i des charges ponctuelles et des aires S_i pour les charges uniformément réparties.

1°/ section : $x = 0,1L = 2,5m$.

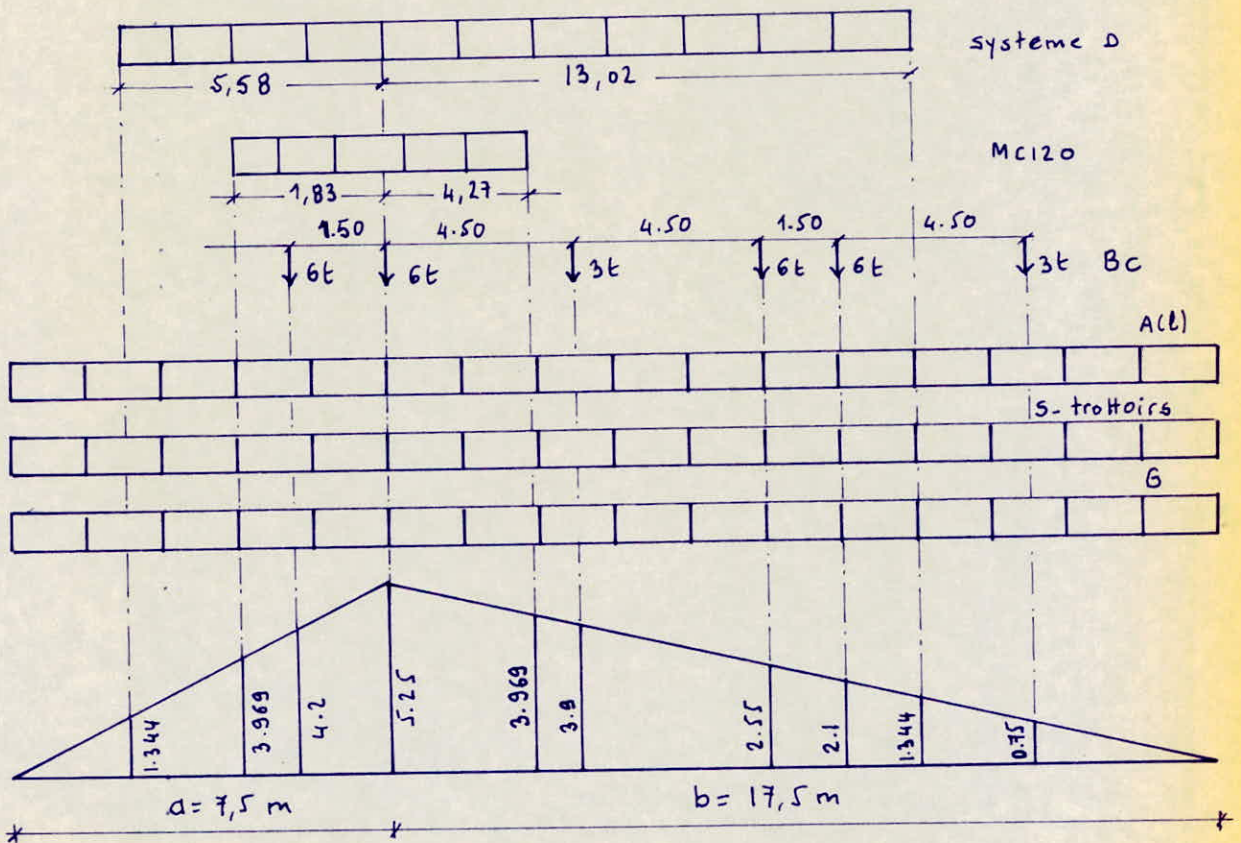


$$y_{max} = \frac{a \cdot b}{L} = \frac{2.5 \times 12.5}{25} = 2.25$$

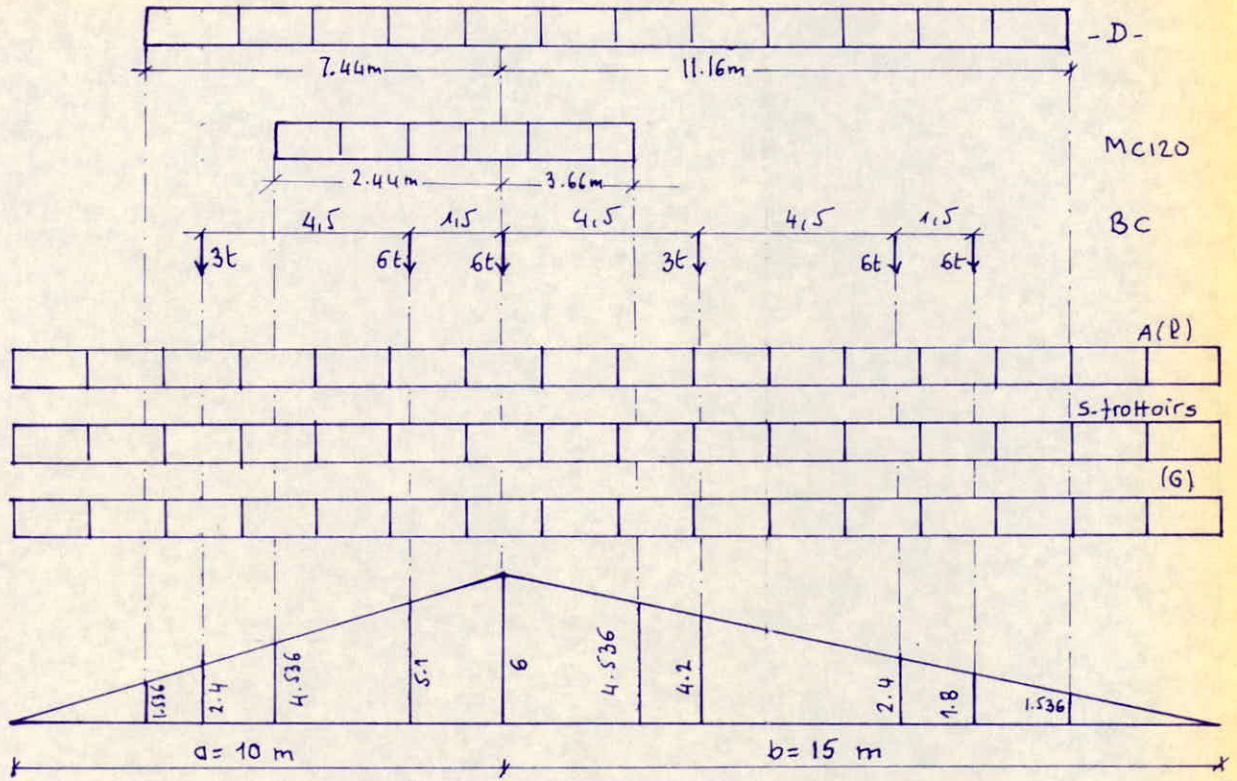
2^o Section : $x = 0,2L = 5m$.



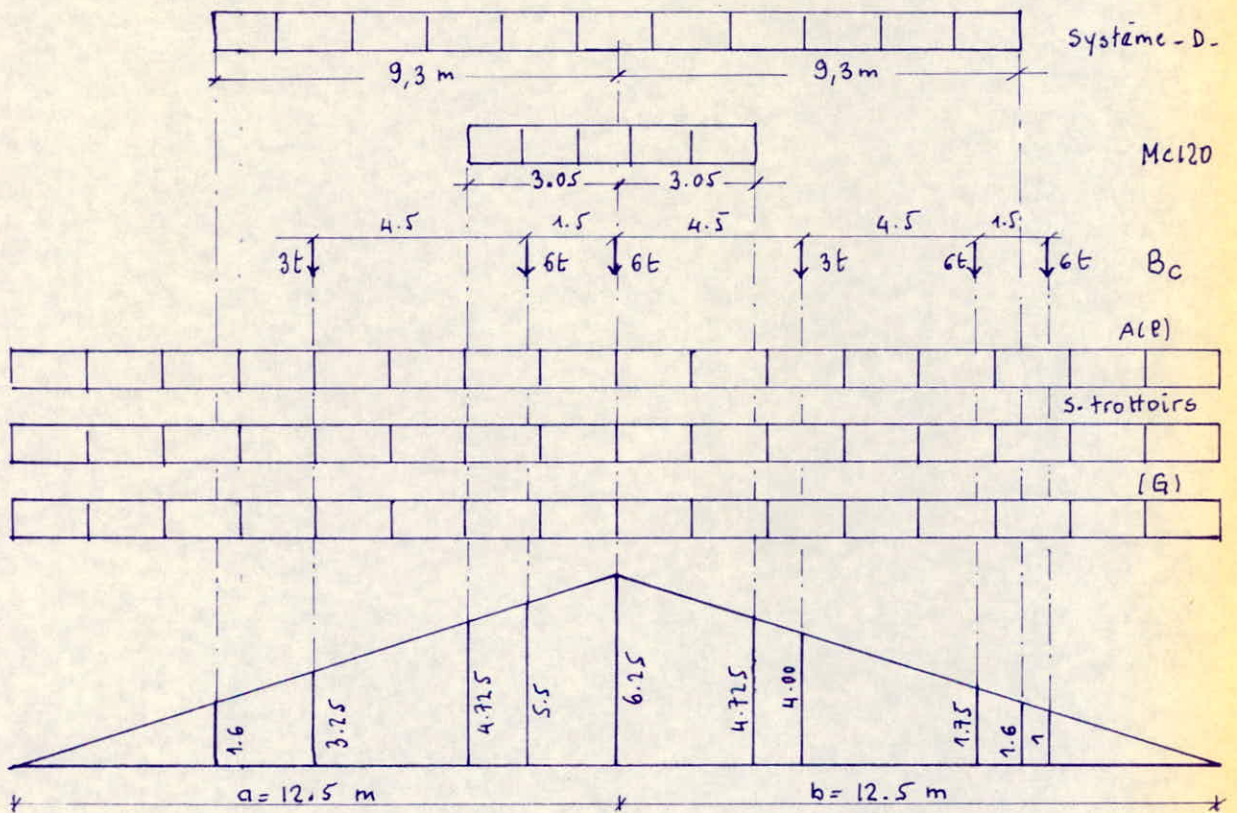
3^o Section $x = 0,3L = 7,5m$.



4°/ section : $x = 0,4L = 10m$.



5°/ section : $x = 0,5L = 12,5\text{ m}$.



Tableaux des moments flechissants (t-m).

. section $x = 0.1L$

	G_1	G_2	G_3	A(B)		B _c				M _{C120}	D	surch. trottoirs	
				1 voie	2 voies	1 voie bc = 1,2		2 voies bc = 1,1				1 trot charge	2 trot chargés
$P_i(t)$ ou $q_i(t/m)$	15,344	1,232	3,620	4,210	8,420	6	12	12	24	18,033	12,9	0,306	0,612
$\bar{Z}(y_i)$ ou $\bar{Z}(A_i)$ (m ²)	28,125	28,125	28,125	28,125	28,125	2,55	5,70	2,55	5,70	12,050	26,28	28,125	28,125
δ	/	/	/	/	/	1,104		1,104		1,098	1,131	/	/
M_0	431,566	34,65	101,8125	118,406	236,8125	110,886		203,29		238,593	383,422	8,606	17,2125
M_0 moyen	71,928	5,775	16,9687	19,734	39,468	18,481		33,882		39,765	63,904	1,434	2,868

. section $x = 0.2L$

	G_1	G_2	G_3	A(B)		B _c				M _{C120}	D	Surch. trottoirs	
				1 voie	2 voies	1 voie bc = 1,2		2 voies bc = 1,1				1 trot chargé	2 trot chargés
$P_i(t)$ ou $q_i(t/m)$	15,344	1,232	3,620	4,21	8,42	6	12	12	24	18,033	12,9	0,306	0,612
$\bar{Z}(y_i)$ ou $\bar{Z}(A_i)$	50	50	50	50	50	4,1	10,9	4,1	10,9	21,423	46,723	50	50
δ	/	/	/	/	/	1,104		1,104		1,098	1,131	/	/
M_0	767,228	61,60	181	210,5	421	205,874		377,355		424,18	681,6868	15,3	30,6
M_0 moyen	127,871	10,267	30,17	35,083	70,167	34,312		62,906		70,697	113,614	2,55	5,1

y_i = ordonnée correspondant à une charge localisée.
 A_i = aire sous la ligne d'influence

• Section $x = 0,3 L$

	G_1	G_2	G_3	A(R)		B _C				M _{C120}	D	Surch. trottoirs	
				1voie	2voies	1voies <small>$b_c = 1,2$</small>		2voies <small>$b_c = 1,1$</small>				1 trot chargé	2 trot chargés
$P_i(t)$ ou $q_i(t/m)$	15,344	1,232	3,620	4,21	8,42	6	12	12	24	18,033	12,9	0,306	0,612
$\sum Y_i(m)$ ou $\sum (Z_i)$ <small>m^2</small>	65,625	65,625	65,625	65,625	65,625	4,65	14,1	4,65	14,1	28,1179	61,3242	65,625	65,625
δ	/	/	/	/	/	1,104	1,104	1,098	1,131	/	/	/	/
M_0	1006,987	80,85	237,56	276,28	552,56	261,118	478,716	565,742	894,714	20,0812	40,1625		
M_0 moyen	167,8311	13,475	39,594	46,047	92,094	43,520	79,786	92,79	149,119	3,3469	6,6937		

• Section $x = 0,4 L$

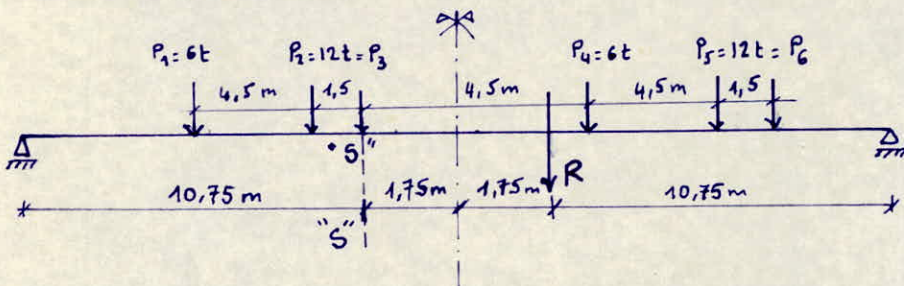
	G_1	G_2	G_3	A(R)		B _C				M _{C120}	D	Surch. trottoirs	
				1voie	2voies	1voies <small>$b_c = 1,2$</small>		2voies <small>$b_c = 1,1$</small>				1 trot chargé	2 trot chargés
$P_i(t)$ ou $q_i(t/m)$	15,344	1,232	3,620	4,21	8,42	6	12	12	24	18,033	12,9	0,306	0,612
$\sum Y_i(m)$ ou $\sum (Z_i)$ <small>m^2</small>	75,0	75,0	75,0	75,0	75,0	6,6	15,3	6,6	15,3	32,135	70,085	75,0	75,0
δ	/	/	/	/	/	1,104	1,104	1,088	1,131	/	/	/	/
M_0	1150,84	92,4	271,5	315,75	631,5	295,695	542,108	636,276	1022,533	22,95	45,9		
M_0 moyen	191,807	15,4	45,25	52,625	105,25	49,2825	90,3513	106,046	170,422	3,825	7,65		

• Section : $x = 0,5 L$

	G_1	G_2	G_3	A(P)		Bc				M _{C120}	D	surch. trottoirs	
				1 voie	2 voies	1 voie $b_c = 1,2$	2 voies $b_c = 1,1$	12	24			1-trott charge	2 trott chargés
$P_i(t)$ ou $q_i(t/m)$	15,344	1,232	3,620	4,21	8,42	6	12	12	24	18,033	12,9	0,306	0,612
$\bar{Z}(Y_i)$ $\bar{Z}(Z_i)$	78,125	78,125	78,125	78,125	78,125	7,25	14,5	7,25	14,5	33,4737	73,005	78,125	78,125
δ	/	/	/	/	/	1,104	1,104	1,098	1,131	/	/	/	/
M_0	1198,794	96,25	282,812	328,906	657,8125	288,144	528,264	662,787	1065,1356	23,906	47,812		
M_0 moyen	199,799	16,0466	47,1354	54,8177	109,6354	48,0240	88,044	110,465	177,5226	3,9843	7,9687		

• Recherche de la section dangereuse sous Bc.

Théorème de Barré (énoncé du théorème)



$$R \cdot x = 6 \cdot 0 + 12 \times 4,50 + 12 \times 6 + 6 \times 10,5 + 12 \times 15 + 12 \times 16,50 \Rightarrow x = 9,45 \text{ m}$$

Pour trouver la charge P_i sous laquelle le moment est maximum qui est susceptible de créer le moment max on doit exploiter la double inégalité suivante :

$$\sum_{1}^{n-k-1} P_i \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{1}^n P_i$$

- P_1 : $0 \leq 30 \leq 6$ non convenable
- P_2 : $6 \leq 30 \leq 18$ non convenable
- P_3 : $18 \leq 30 \leq 30$ oui
- P_4 : $30 \leq 30 \leq 36$ oui
- P_5 : $36 \leq 30 \leq 48$ non convenable.
- P_6 : $48 \leq 30 \leq 60$ non convenable.

• Calcul du moment fléchissant dans la section "S"

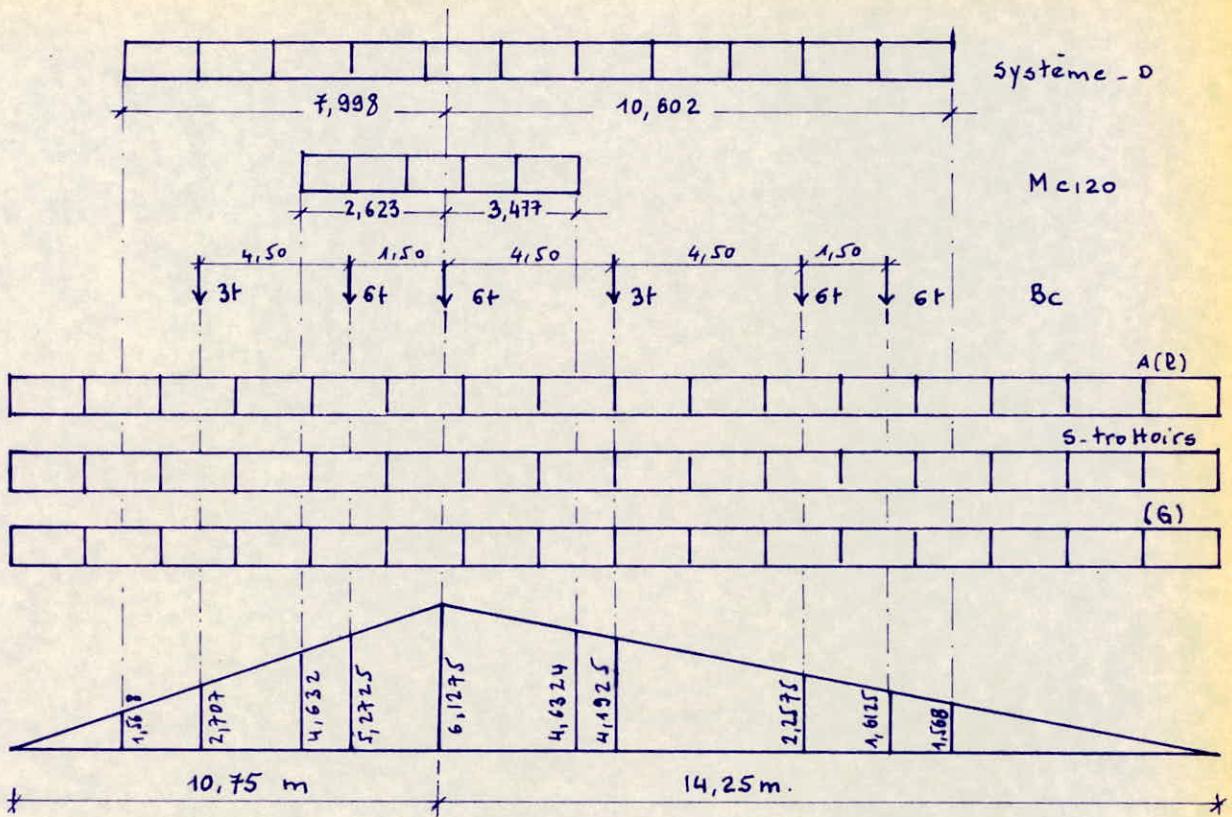
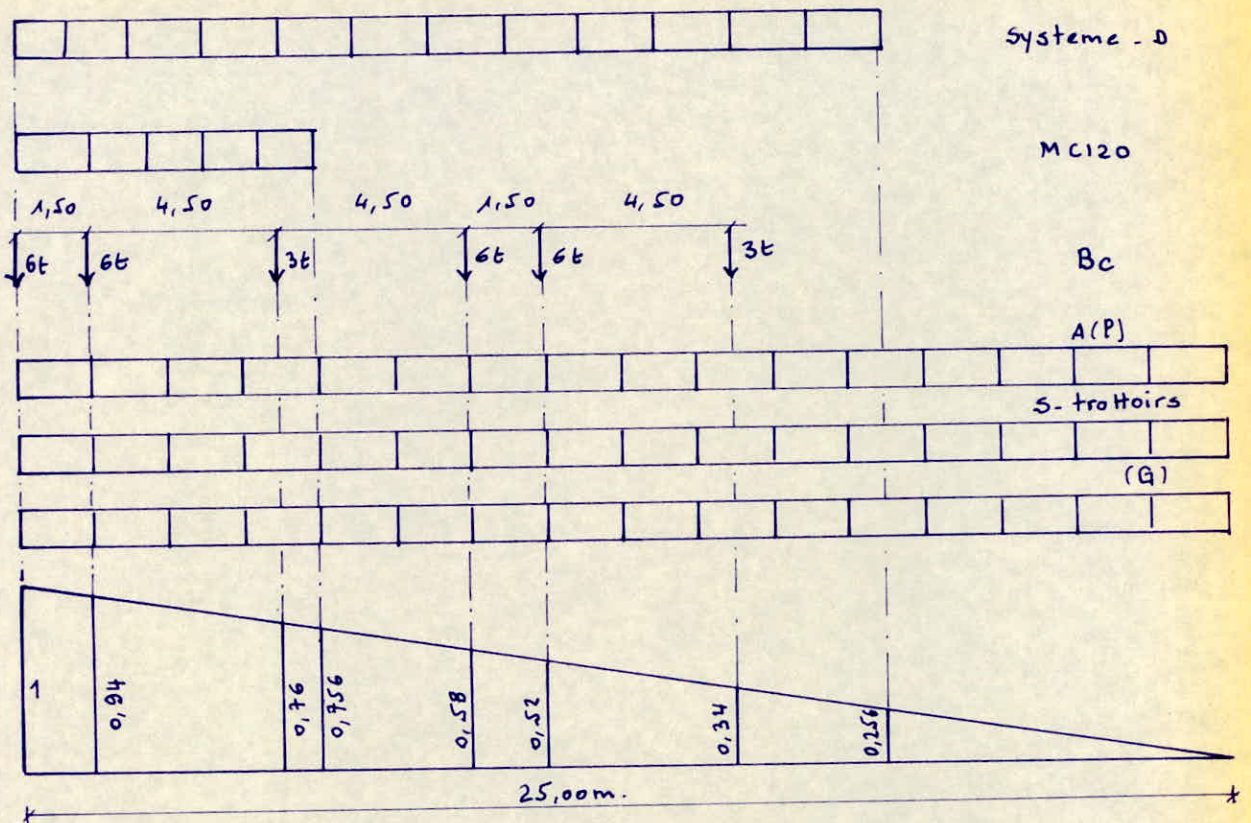


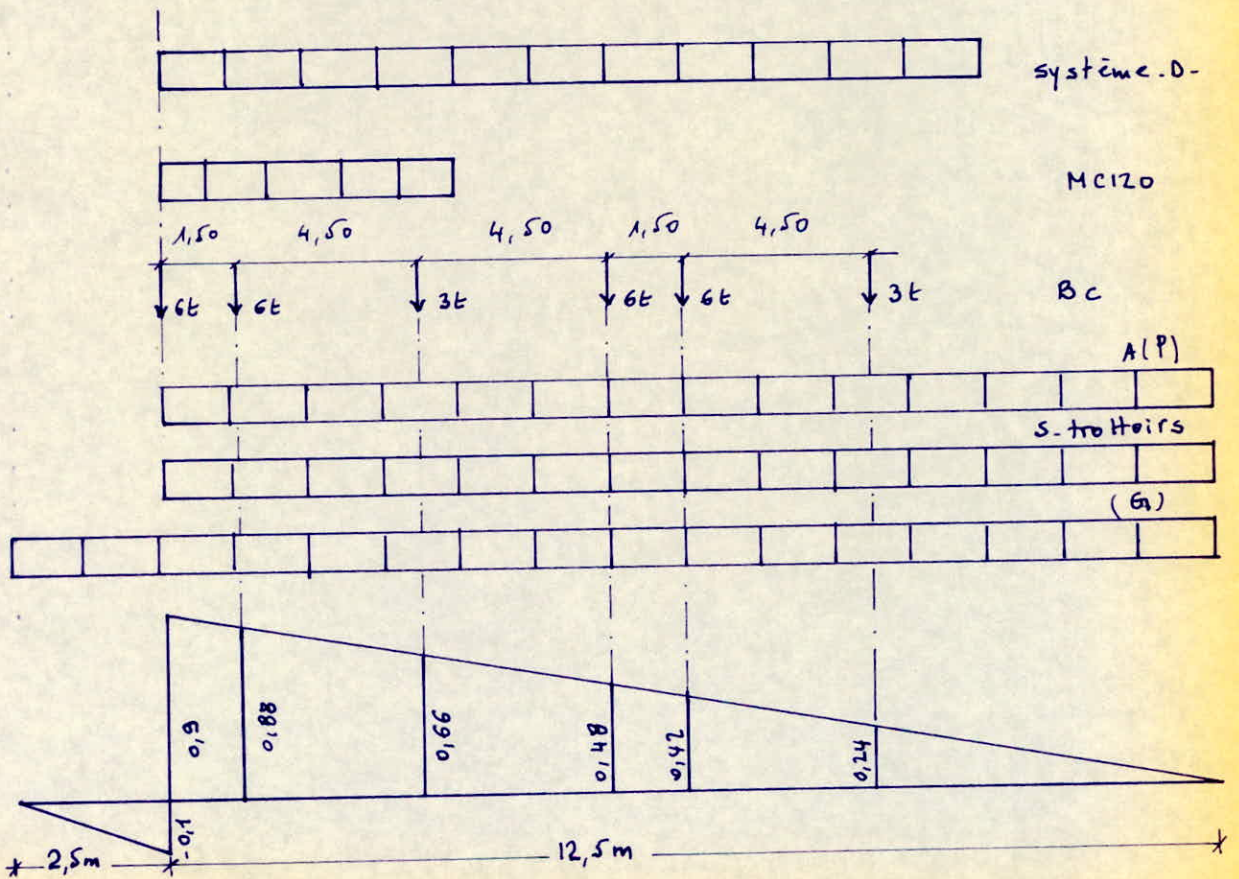
Tableau des moments fléchissant dans la section dangereuse "S"

	G ₁	G ₂	G ₃	A(P)		B _c				Mc120	D	Surch. trottoirs	
				1 voie	2 voies	1 voie b _c =1,2	2 voies b _c =1,1	1 trottoir chargé	2 trottoirs chargés				
P _i (t) ou q _i (t/ml)	15,344	1,232	3,620	4,21	8,42	6	12	12	24	18,033	12,9	0,306	0,612
Σ Y _i (m) Σ a _i (m)	76,594	76,594	76,594	76,5937	76,594	6,9	15,27	6,9	15,27	32,817	71,574	76,594	76,594
δ	/	/	/	/	/	1,104	1,104	1,098	1,131	/	/	/	/
M ₀	1175,296	94,363	277,269	322,46	644,92	297,603	545,605	649,796	1044,26	23,4376	46,8753		
M ₀ moyen	195,883	15,727	46,2115	53,743	107,486	49,600	90,934	108,30	174,043	3,9063	7,8125		

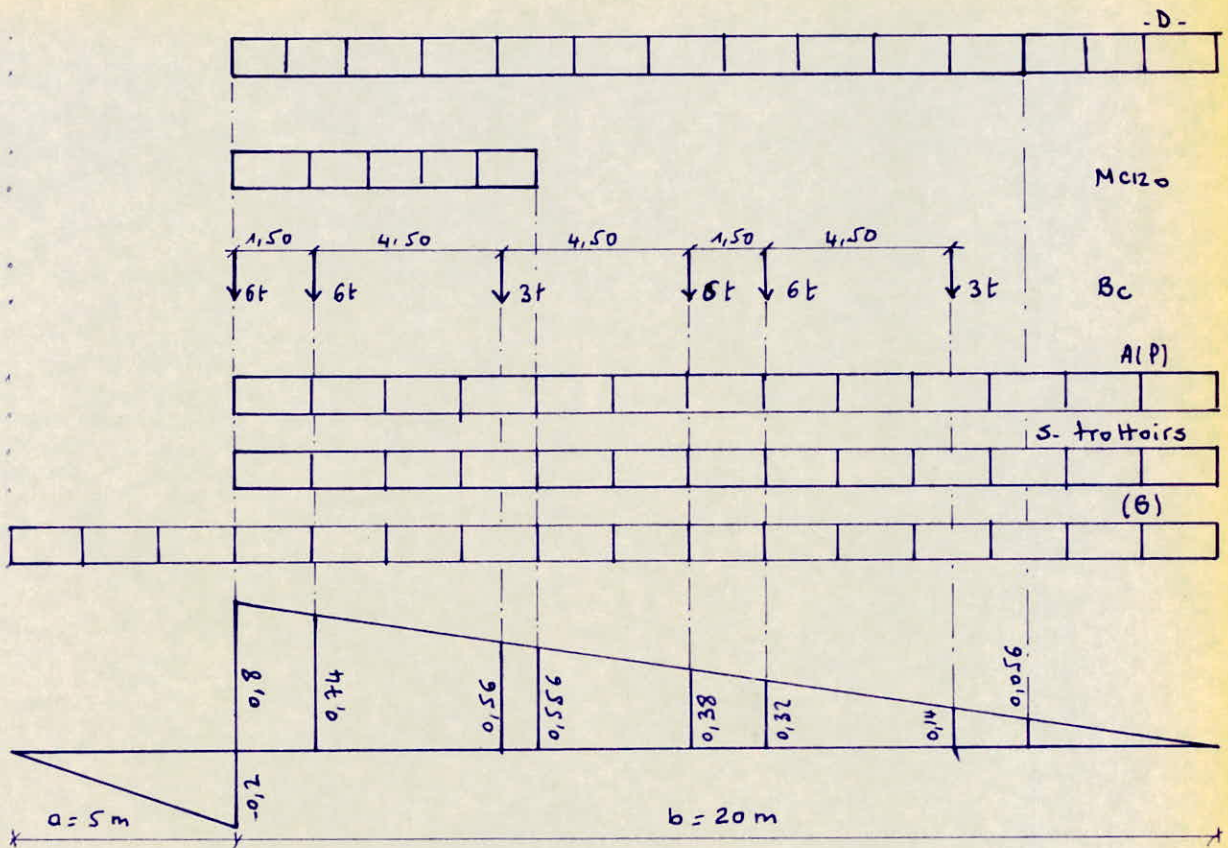
III EFFORTS TRANCHANTS . Section $x=0,00L$.



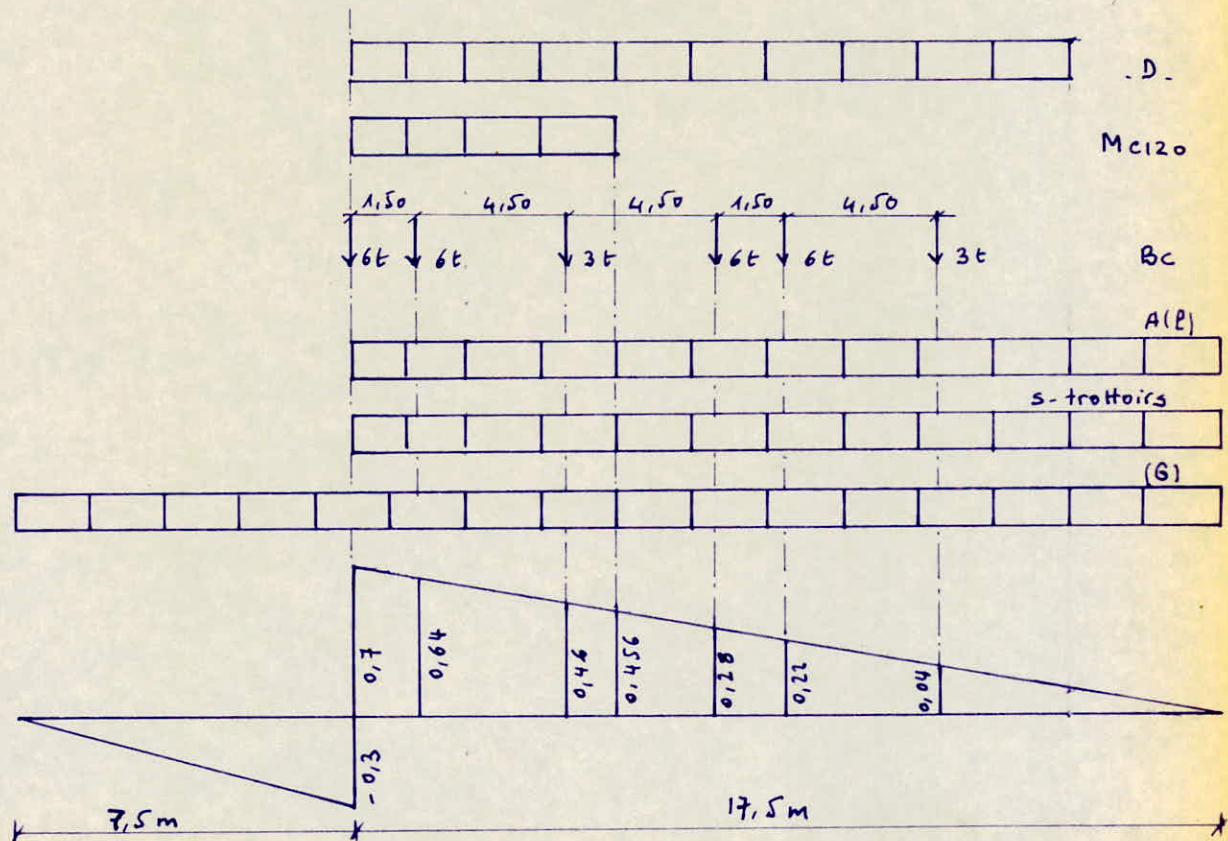
Section $x=0,1L$



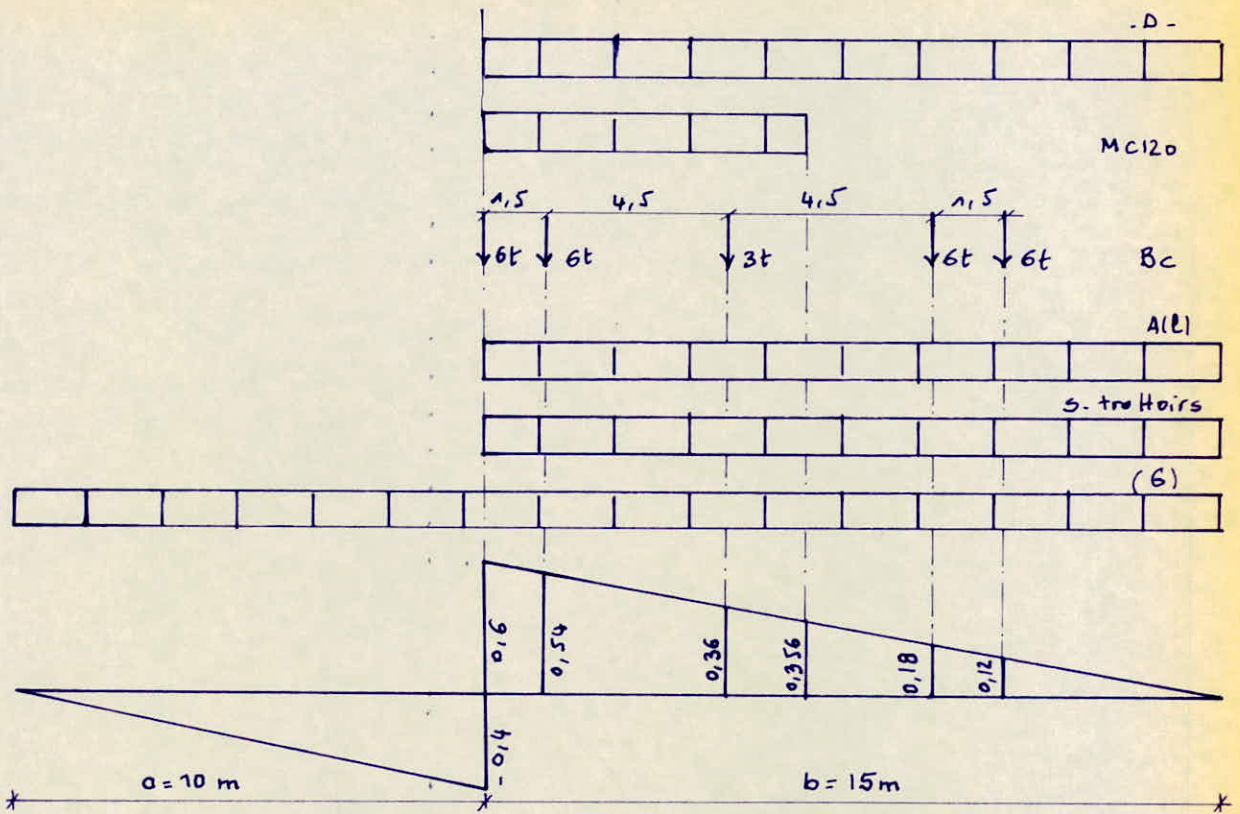
section $x = 0,2L$



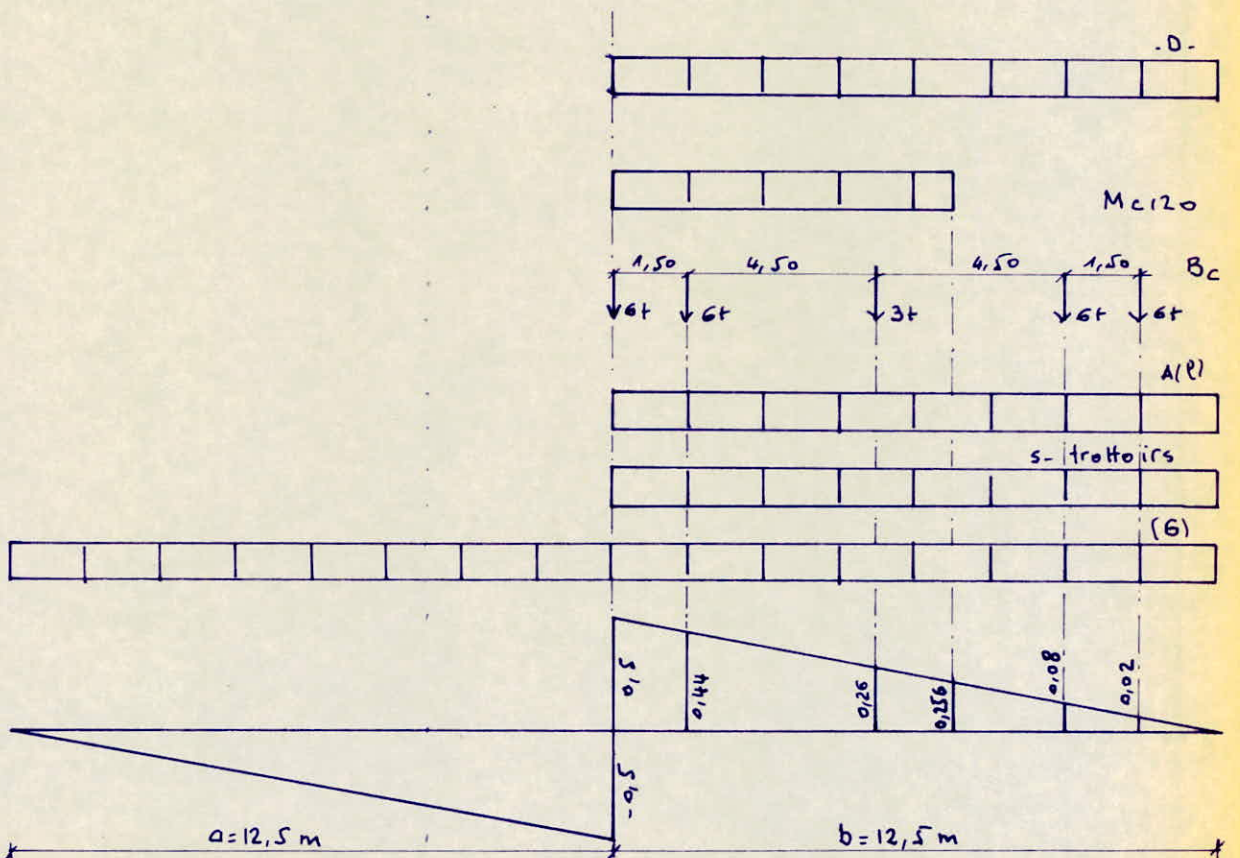
section $x = 0,3L$



section $x = 0,4L$



section $x = 0,5L$



TABLEAUX DES EFFORTS TRANCHANTS (+)

section $x = 0,00L$.

	G_1	G_2	G_3	A (l)		B _c				Mc120	D	surch-trottoirs	
				1voie	2voies	1voie bc=1,2		2voies bc=1,1				1 trottoir chargé	2 trottoirs chargés
P_i (t) ou q_i (t/ml)	15,344	1,232	3,62	4,21	8,42	6	12	12	24	18,033	12,9	0,306	0,612
$\bar{Z} Y_i$ (m) $\bar{Z} (Z_i)$ (m ²)	12,50	12,50	12,50	12,50	12,50	1,1	3,04	1,1	3,04	5,3558	11,6808	12,50	12,50
δ	/	/	/	/	/	1,104		1,104		1,098	1,131	/	/
T_0	191,807	16,4	45,25	52,625	105,25	57,0724		104,6327		106,046	170,422	3,825	7,650
T_0 moyen	31,9678	2,567	7,542	8,7708	17,5417	9,5120		17,4388		17,674	28,4036	0,6375	1,2750

section $x = 0,1L$

	G_1	G_2	G_3	A (l)		B _c				Mc120	D	surch-trottoirs	
				1voie	2voies	1voie bc=1,2		2voies bc=1,1				1 trottoir chargé	2 trottoirs chargés
P_i (t) ou q_i (t/ml)	15,344	1,232	3,62	4,4572	8,9144	6	12	12	24	18,033	12,9	0,306	0,612
$\bar{Z} Y_i$ (m) $\bar{Z} (Z_i)$ (m ²)	10	10	10	10,125	10,125	0,9	2,68	0,9	2,68	4,7458	9,8208	10,125	10,125
δ	/	/	/	/	/	1,104		1,104		1,098	1,131	/	/
T_0	153,446	12,32	36,2	45,13	90,26	49,7595		91,2257		93,9679	143,28	3,09825	6,1965
T_0 moyen	25,574	2,054	6,034	7,52	15,04	8,2932		15,204		15,6613	23,88	0,5164	1,03275

Section $x = 0,2L$

	G_1	G_2	G_3	A(P)		B _c				Mc120	D	surch-trottoirs	
				1 voie	2 voies	1 voie bc=1,2		2 voies bc=1,1				1 trot chargé	2 trot chargés
$P_i(t)$ ou $q_i(t/m)$	15,344	1,232	3,620	4,74	9,48	6	12	12	24	18,033	12,9	0,306	0,612
$\bar{\Sigma} Y_i(m)$ ou $\bar{\Sigma} z_i(m)$	7,5	7,5	7,5	8	8	0,7	2,24	0,7	2,24	4,1358	7,96	8	8
δ	/	/	/	/	/	1,104	1,104	1,098	1,131	/	/	/	/
T_0	115,084	9,24	27,15	37,92	75,84	41,1748	75,487	81,8898	116,136	2,448	4,896		
T_0 moyen	19,181	1,54	4,525	6,32	12,64	6,8624	12,581	13,648	19,356	0,408	0,816		

Section $x = 0,3L$

	G_1	G_2	G_3	A(P)		B _c				Mc120	D	surch-trottoirs	
				1 voie	2 voies	1 voie bc=1,2		2 voies bc=1,1				1 trot chargé	2 trot chargés
$P_i(t)$ ou $q_i(t/m)$	15,344	1,232	3,620	5,076	10,152	6	12	12	24	18,033	12,9	0,306	0,612
$\bar{\Sigma} Y_i(m)$ ou $\bar{\Sigma} z_i(m)$	5	5	5	6,125	6,125	0,5	1,84	0,5	1,84	3,5258	6,125	6,125	6,125
δ	/	/	/	/	/	1,104	1,104	1,098	1,131	/	/	/	/
T_0	76,723	6,16	18,1	31,09	62,18	33,226	60,914	69,812	89,363	1,874	3,748		
T_0 moyen	12,787	1,027	3,017	6,1817	10,364	5,5377	10,1524	11,635	14,894	0,3124	0,6248		

section $x = 0,4L$

	G_1	G_2	G_3	A(P)		Bc				Mc120	D	surch. trottoirs	
				1voie	2voies	1voie bc=1,2	2voies bc=1,1	12	24			1trott chargé	2trott chargés
$P_i(t)$ ou $q_i(t/m)$	15,344	1,232	3,620	5,4716	10,943	6	12	12	24	18,033	12,9	0,306	0,612
$\bar{Z}_i(m)$ ou $\bar{Z}_i(m^2)$	2,50	2,50	2,50	4,50	4,50	0,36	1,44	0,36	1,44	2,9158	4,50	4,50	4,50
δ	/	/	/	/	/	1,104	1,104	1,098	1,131	/	/	/	/
T_0	38,36	3,08	9,05	24,622	49,244	25,754	50,7133	57,7335	65,654	1,377	2,754		
T_0 moyen	6,3936	0,5133	1,5083	4,1037	8,2074	4,2923	8,4522	9,622	10,942	0,2295	0,459		

section $x = 0,5L$

	G_1	G_2	G_3	A(P)		Bc				Mc120	D	surch. trottoirs	
				1voie	2voies	1voie bc=1,2	2voies bc=1,1	12	24			1trott chargé	2trott chargés
$P_i(t)$ ou $q_i(t/m)$	15,344	1,232	3,620	5,9476	11,895	6	12	12	24	18,033	12,9	0,306	0,612
$\bar{Z}_i(m)$ ou $\bar{Z}_i(m^2)$	0	0	0	3,125	3,125	0,26	1,04	0,26	1,04	2,3058	3,125	3,125	3,125
δ	/	/	/	/	/	1,104	1,104	1,098	1,131	/	/	/	/
T_0	0	0	0	18,5862	37,1725	18,6002	34,1003	45,655	45,59	0,9562	1,9124		
T_0 moyen	0	0	0	3,0977	6,1954	3,1000	5,6834	7,609	7,599	0,1594	0,3187		

EFFORTS TRANCHANTS DANS LA SECTION "S"

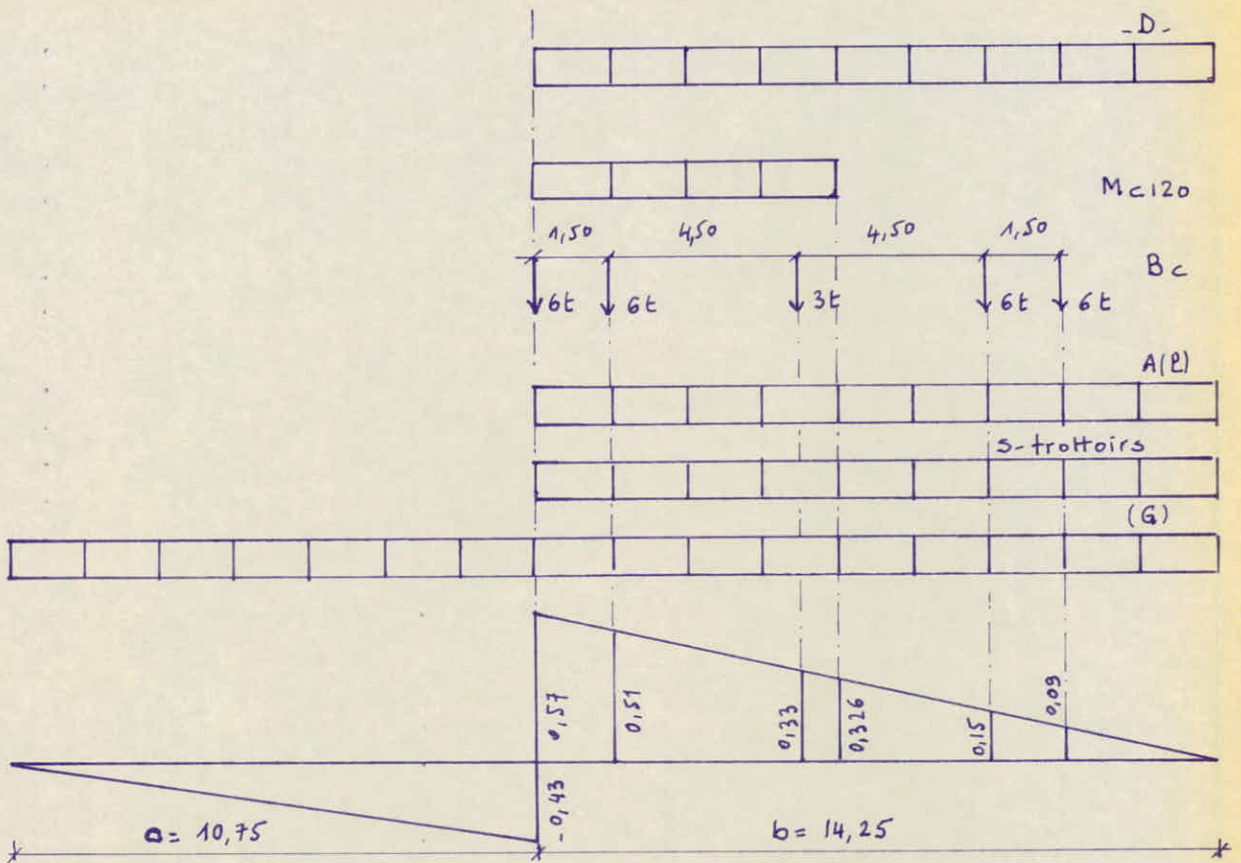


Tableau des efforts tranchants dans la section "S"

	G ₁	G ₂	G ₃	A(l)		Bc				Mc120	D	Surch. trottoirs	
				1 voie	2 voies	1 voie b _c =1,2	2 voies b _c =1,1	1 trot chargé	2 trot chargés				
P _i (+) ou q _i (t/ml)	15,344	1,232	3,620	5,605	11,21	6	12	12	24	18,033	12,9	0,306	0,612
$\bar{Z}y_i$ (m) ou $\bar{Z}y_i^2$ (m ²)	1,75	1,75	1,75	4,06125	4,06125	0,33	1,92	0,33	1,32	2,7328	4,06125	4,06125	4,06125
δ	/	/	/	/	/	1,104	1,104	1,098	1,131	/	/	/	/
T ₀	26,853	2,156	6,335	22,7633	45,526	23,608	43,2812	54,11	59,2532	1,2427	2,4855		
T ₀ moyen	4,4755	0,360	1,056	3,7940	7,5877	3,9346	7,2135	9,02	9,8755	0,2071	0,4142		

Tableau récapitulatif des efforts réels revenant à la poutre $\gamma = 0.1576$

		charges Permanentes "G _i "			Surcharge A(P)		surcharge Bc		Mc 120	D	Surcharge. trottoirs	
charges et surcharges		G ₁	G ₂	G ₃	1Voie charge	2Voies charge	1vois charge	2voies charge	Mc 120	D	1 trot. charge	2. trot charge
Kac Sections		1	1,2284	0,5347	1,42655	1,2284	1,5025	1,40855	1,38665	1,5149	0,8328	0,5347
0.0L	M	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	T	37,9678	3,1533	4,0327	12,5120	21,395	14,2918	24,5634	24,508	43,0286	0,5309	0,6817
0.1L	M	71,9276	7,084	9,0732	28,1515	48,4825	27,7677	47,7245	55,14	96,808	1,1946	1,5339
	T	25,5742	2,5232	3,2264	10,7277	18,4752	12,4605	20,4156	21,7767	36,1769	0,4300	0,5522
0.2L	M	127,8773	12,612	16,1379	50,0476	86,1932	52,5538	89,6061	98,03255	172,714	2,1236	2,7270
	T	19,1807	1,8917	2,4195	9,0758	15,5270	10,3108	17,721	18,9254	29,3224	0,3398	0,4363
0.3L	M	187,8377	16,5527	21,1775	65,6899	113,1280	63,3883	112,3826	128,6673	225,9003	2,7873	3,5792
	T	12,7871	1,2616	1,6132	8,8185	12,7305	8,3204	14,300	16,1341	22,5628	0,2602	0,3341
0.4L	M	197,807	18,9174	24,1952	75,0722	129,289	74,470	127,2643	147,0488	258,1727	3,18546	4,0905
	T	6,3936	0,6305	0,8065	5,8591	10,082	6,4492	11,9053	13,3326	16,5766	0,1911	0,2454
S	M	195,8327	19,3193	24,7093	76,6672	132,358	74,524	128,0855	150,1742	263,6577	3,2532	4,1773
	T	4,4755	0,4422	0,646	5,4123	9,3207	5,917	10,1606	12,5076	14,9604	0,1725	0,2215
0.5L	M	199,799	19,7056	25,2033	78,2002	134,361	72,156	124,0144	153,1756	268,929	3,3182	4,2609
	T	0,00	0,00	0,00	4,4190	7,6104	4,6572	8,0054	10,5513	11,5916	0,13275	0,1704

Tableau récapitulatif des efforts réels revenant à la poutre $Y = 0,472 b$.

		charges permanentes "G _i "			Surcharge : A(L)		surcharge Bc		Mc120	D	surcharge - trottoirs	
charges et surcharges		G ₁	G ₂	G ₃	1 voie - chargée	2 voies - char	1 voie chargée	2 voies char	Mc120	D	1 trot. chargée	2 trot. chargés
sections	Kx	1	1,06335	0,7922	0,5650	1,0634	1,6955	1,4205	1,4773	1,2219	1,8044	/
	0,0L	M	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	T	31,9878	2,7296	5,9747	13,7263	18,7600	16,1277	24,7720	26,1702	34,7063	1,1503	
0,1L	M	71,9276	6,1408	13,4426	30,8837	47,9703	37,3345	48,1294	58,745	73,0843	2,5872	
	T	25,5742	2,1841	4,7809	17,7888	15,9935	14,0617	21,5973	23,1364	29,1798	0,9318	
0,2L	M	127,8713	10,9174	23,9006	54,9049	74,6156	58,7760	89,358	104,4453	138,8254	4,6012	
	T	19,1807	1,6375	3,5847	9,8908	13,4414	11,6352	17,8713	20,1626	23,6577	0,7362	
0,3L	M	176,8311	14,3286	31,3661	72,0633	97,9324	73,7876	113,3360	137,078	182,2085	6,04	
	T	12,7871	1,0921	2,3901	9,6743	11,0205	9,3892	14,4215	17,139	18,1988	0,5637	
0,4L	M	191,8070	16,3756	35,8470	82,3581	111,9228	83,5525	128,3440	156,662	208,240	6,902	
	T	6,3936	0,5458	1,1947	6,4223	8,7277	7,2776	12,0063	14,215	13,3705	0,4141	
"S"	M	195,882	16,7235	36,6087	84,1078	114,3006	84,0968	129,1722	160	212,663	0,3732	
	T	4,4755	0,3828	0,8365	5,9376	8,0687	6,6717	10,2467	13,3352	12,0670	7,1893	
0,5L	M	199,799	17,0578	37,3406	85,7897	116,5863	89,4247	125,0665	163,7892	216,9418	7,1893	
	T	0	0	0	4,8479	6,5882	5,256	8,0732	11,2411	9,2851	0,2876	

Tableau récapitulatif des efforts réels revenant à la poutre $y = 0,786 b$.

		charges permanentes "Gi"			Surcharge A(L)		Surcharge Bc		Mc120	D	Surcharge-trottoirs	
Charges et surcharges		G ₁	G ₂	G ₃	1voie-char	2 Voies-char	1Voie char	2Voies char	Mc120	D	1.trott-charge	2.trott-charge
Kx sections		1	0,779	1,42686	1,4292	0,779	1,7905	1,2381	1,40955	0,7746	3,1113	/
0,0L	M	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	T	31,9678	2	10,7614	12,5352	13,665	17,0312	21,591	24,9128	22,0074	1,98345	
0,1L	M	71,9276	4,4987	24,2517	28,2038	30,7456	33,0902	41,9493	56,0508	49,500	4,4628	
	T	25,5742	1,6000	8,6097	10,73	17,7162	14,849	18,8241	22,0754	18,498	1,6067	
0,2L	M	127,8713	7,998	43,0484	50,0585	54,6607	61,4356	77,8838	99,6515	88,0057	7,9338	
	T	19,1807	1,1997	6,4565	9,0325	9,8466	12,2871	15,5765	19,2380	14,9932	1,2694	
0,3L	M	167,8311	10,4970	56,4947	71,741	77,922	98,783	130,7926	115,5076	110,4132		
	T	12,7871	0,8000	4,3048	13,8348	8,0732	9,9152	12,57	16,34	11,5368	0,972	
0,4L	M	197,807	11,9966	64,5627	75,2116	81,9897	88,2403	111,864	149,472	132,010	11,9007	
	T	6,3936	0,40	2,1520	5,8650	6,3935	7,6853	10,4646	13,5625	8,476	0,7140	
"S"	M	195,887	12,2515	65,9345	76,8095	83,7316	88,5088	112,5857	152,65	134,814	12,154	
	T	4,4755	0,2804	1,5067	5,4224	5,9108	7,045	8,931	12,7137	7,6495	0,6443	
0,5L	M	199,799	12,4964	67,2528	78,3454	85,406	85,987	109,0073	155,70	137,51	12,3963	
	T	0	0	0	4,4272	4,8262	5,5505	7,0366	10,7252	5,8861	0,4960	

CHAPITRE 7

DISPOSITION

ET

TIRAGE DES CHIBLES

7. DISPOSITION ET TRACE DES CABLES

I/INTRODUCTION

Les cables doivent être excentrés du côté où les charges extérieures provoquent des tractions, et cela pour créer des efforts susceptibles d'éliminer la traction dans le béton.

Il faut donc déterminer le tracé à donner aux cables. Ce tracé consiste à relever les cables afin de faire varier l'excentricité.

Le relevage des cables joue par conséquent un rôle important dont le premier est de faire diminuer l'excentricité afin d'affaiblir le moment de précontrainte en allant vers les appuis, et le second est d'améliorer la résistance à l'effort tranchant (c'est à dire réduire l'effort tranchant, par création des efforts verticaux $\Sigma P_i \sin \alpha_i$ qui s'opposent à T)

D'autre part pour éviter les pertes par frottement sur la gaine et faciliter la mise en place, le tracé doit être aussi régulier que possible.

I.1 - Disposition des cables

Pour les sections fortement sollicitées en flexion, les cables doivent être excentrés et groupés au maximum

- les cables doivent être disposés de façon à assurer :

- Le bétonnage jusqu'au fond du coffrage et la parfaite vibration.

- Chaque gaine doit être bien enrobée afin de protéger le cable contre la corrosion et d'assurer l'adhérence des gaines au béton.

I.2 - Enrobage minimum des cables.

L'enrobage de béton entre le cable le plus proche et le coffrage doit être suffisant pour protéger le cable contre la corrosion par l'atmosphère extérieure $e \geq \phi$ (ou 4 cm)

- Le béton doit passer entre la paroi du coffrage et le cable et aussi entre 2 cables.

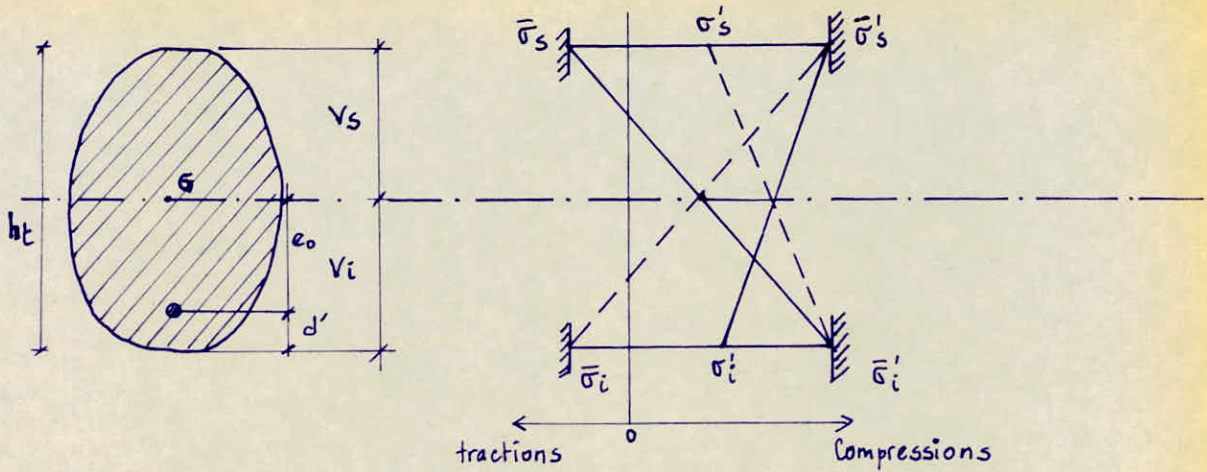
I.3 - Relevage des cables

Nous avons une poutre isostatique à étudier dont le moment de flexion est maximal dans la partie centrale, et on sait que la contrainte due au moment est nulle au niveau des appuis, par conséquent si l'on maintient la même excentricité pour la force de précontrainte on risque d'avoir au niveau des appuis ou même avant, des efforts dépassant les contraintes de rupture (contrainte de compression due à la flexion + précontrainte)

C'est pourquoi plus on se rapproche de l'appui, les contraintes dues à la flexion diminuent, on rétablit l'équilibre en diminuant l'excentricité des cables jusqu'à l'annuler aux appuis, et on a alors avec la précontrainte une compression uniforme.

Souvent pour les ouvrages en béton précontraint, les contraintes dans le béton en charge sont moins élevées qu'à vide, par conséquent on doit étudier non seulement l'ouvrage sous les surcharges maximales mais aussi le cas à vide. Il convient par ailleurs de l'étudier également en phase de construction.

pour une section quelconque nous avons la schématisation suivante:



I-4. Calcul des différentes Contraintes.

- a) service à vide : $\sigma = \sigma_p + \sigma_G$ fibre supérieure
 $\sigma' = \sigma'_p + \sigma'_G$ fibre inférieure.
- b) service en charge: $\sigma = \sigma_p + \sigma_G + \sigma_Q$ fibre supérieure
 $\sigma' = \sigma_p + \sigma_G + \sigma_Q$ " inférieure.

Dans les deux cas on doit vérifier : $\bar{\sigma}' \leq \sigma \leq \bar{\sigma}$
 $\bar{\sigma}' \leq \sigma' \leq \bar{\sigma}$

Dans notre cas la poutre la plus sollicitée est celle qui est proche du milieu ($y = 0,157b$) dans la section médiane.

Contraintes élémentaires de flexion du béton

- moment flechissant pour poids propre : $M_G = 279,55 \text{ t-m}$
- caractéristiques géométriques de la section : poutre + dalle -
 $I = 2020 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$
 $V_s = 155 - 109,42 = 45,58 \text{ cm} = V$
 $V_i = 109,42 \text{ cm} = V'$

- fibre supérieure : $\sigma_G = \frac{M_G \cdot V}{I} = \frac{279,55 \cdot 10^5 \cdot 45,58}{2020 \cdot 10^4} = 63,0787 \text{ kg/cm}^2$

- fibre inférieure : $\sigma'_G = -\frac{M_G \cdot V'}{I} = -\frac{279,55 \cdot 10^5 \cdot 109,42}{2020 \cdot 10^4} = -151,428 \text{ kg/cm}^2$

- moment flechissant pour les surcharges : $M_Q = 268,929 + 4,2609$
 $M_Q = 273,19 \text{ t-m}$

- fibre supérieure $\sigma_Q = \frac{M_Q \cdot V}{I} = \frac{273,19 \cdot 10^5 \cdot 45,58}{2020 \cdot 10^4} = 61,6436 \text{ kg/cm}^2$

- fibre inférieure $\sigma'_Q = -\frac{M_Q \cdot V'}{I} = -\frac{273,19 \cdot 10^5 \cdot 109,42}{2020 \cdot 10^4} = -147,98 \text{ kg/cm}^2$

La force de précontrainte doit être calculée de telle façon qu'elle provoque une compression d'au moins égale à la traction des fibres inférieures

$$\sigma'_p \geq \sigma'_G + \sigma'_Q = -(151,428 + 147,98) = -299,408 \text{ kg/cm}^2$$

d'où $\sigma'_p \geq 299,408 \text{ kg/cm}^2$

En ce qui concerne 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 $M_p = N \cdot e$ avec $e = -v' + d'$

e : étant pris avec son signe (+) au dessus du centre de gravité et (-) au dessous, ce qui est conforme avec la convention de signe prise en compte précédemment dans les moments flechissants, en effet sur une poutre flechie un moment positif développe des contraintes de traction dans les fibres inférieures et des contraintes de compression dans les fibres supérieures.

- fibre supérieure : $\sigma_p = \frac{N}{B} + \frac{N \cdot e \cdot v'}{I} \Rightarrow \sigma_p = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{e \cdot v'}{i^2} \right)$

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

avec : $B = 9126 \text{ cm}^2$
 $i^2 = 2213,45 \text{ cm}^2$
 $v' = 109,42 \text{ cm}$
 $e = -v' + d' = -109,42 + 10 = -99,42 \text{ cm}$

$$\sigma'_p \geq 299,408 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \frac{N}{B} \left(1 - \frac{e \cdot v'}{i^2} \right) \geq 299,408 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow N \geq 461,964 \text{ t}$$

on estime les pertes à 20% $\Rightarrow N \geq 577,455 \text{ t}$

Donc l'ensemble des cables à choisir doivent avoir un effort $N \geq 577,55 \text{ t}$.

- On a choisi comme armatures de précontrainte des cables du type TT15, III TBR - DYWIDAG

soit P la force maximale initiale à l'ancrage : $P = \min(0,85 FRG; 0,95 Tg)$

d'après les données techniques : $Tg = 156,8 \text{ t}$

$FRG = 176,4 \text{ t}$

$$P = \min(0,85 \cdot 176,4; 0,95 \cdot 156,8) = \min(149,94; 148,96)$$

d'où $P = 148,96 \text{ t} \Rightarrow$ le nombre de cables nécessaires est : $n = \frac{577,455}{148,96}$

d'où $n = 3,876$ soit 4 cables de TT15.

Calcul des contraintes dues à la précontrainte.

fibre supérieure $\sigma_p = \frac{461,964 \cdot 10^3}{9126} \left(1 + \frac{(-99,42) \cdot 45,58}{2213,45} \right) = 53,014 \text{ kg/cm}^2$

fibre inferieure : $\sigma'_p = \frac{461,964 \cdot 10^3}{9126} \left(1 + \frac{99,42 \times 109,42}{2213,45} \right) = 299,408 \text{ kg/cm}^2$

Nous resumerons les valeurs des contraintes dans le tableau ci-après.

Fibres	Contraintes elementaires sous			contraintes resultantes	
	G	Q	P	à Vide	en charge
fibre superieure	63,0787	61,6436	-53,014	+10,0647	71,7
fibre inferieure	-151,428	-147,98	299,408	147,98	0

II/ Tracé des Cables.

le nombre de cables qui arrivent à l'about est : $m = \left(\frac{1}{2} \div \frac{2}{3} \right) n$
avec $n =$ nombre total des cables = 4

soit $m = 2$ cables

les deux cables restant émergent au niveau de la surface supérieure.

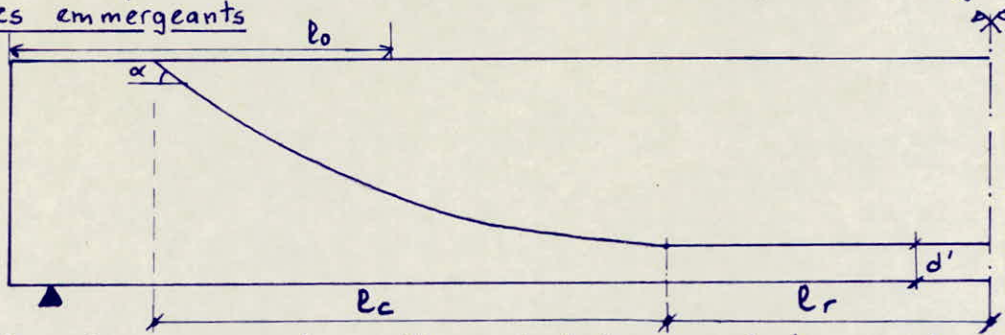
- Dans la section mediane de la poutre, le moment flechissant est max- et par conséquent on doit affecter aux cables une excentricité maximale (cables groupés)
- Dans la section d'about le centre de gravité des cables doit coïncider avec le centre de gravité de la section pour ne pas avoir un moment parasite dû à la précontrainte.
- $\alpha =$ angle de relevage des cables :
 $0^\circ < \alpha < 20^\circ$ pour les cables d'about.
et $\alpha = 24,23^\circ$ pour les cables émergents.

- $R =$ rayon de courbure des cables : $R \gg 800 \phi$.

$\phi =$ diamètre du fil constituant le cable.

les cables presentent une partie parabolique et une partie rectiligne.

• cables émergents



la zone de relevage des cables est definie par la longueur l_0

$$\frac{l}{4} \leq l_0 \leq \frac{l}{3} \quad (l = \text{portée de la poutre})$$

$$6,25 \text{ m} \leq l_0 \leq 8,33 \text{ m}$$

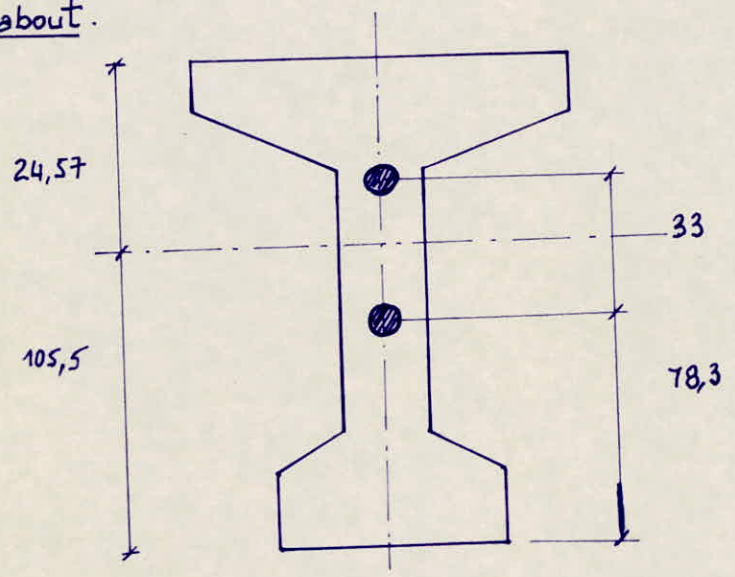
L'équation de la partie parabolique s'écrit sous forme : $y = a x^2 = f(x)$
on a $x = l_c \Rightarrow y = a l_c^2$ avec $y_c = v_i - d'$

$$f'(x) = 2ax \Rightarrow f'(l_c) = 2al_c = \text{tg} \alpha \Rightarrow a = \frac{\text{tg} \alpha}{2l_c} \Rightarrow l_c = \frac{2y_c}{\text{tg} \alpha} \text{ avec } \text{tg} \alpha = 0,45$$

• Coordonnées des cables immergés ① et ②

cables	α°	$d' (cm)$	$l_c (cm)$	$l_r (m)$	$q (m^{-1})$
①	24.23°	16,75	5,033	2,967	0,0447
②	24.23°	10,05	5,33	5,67	0,0422

• Cables d'about.

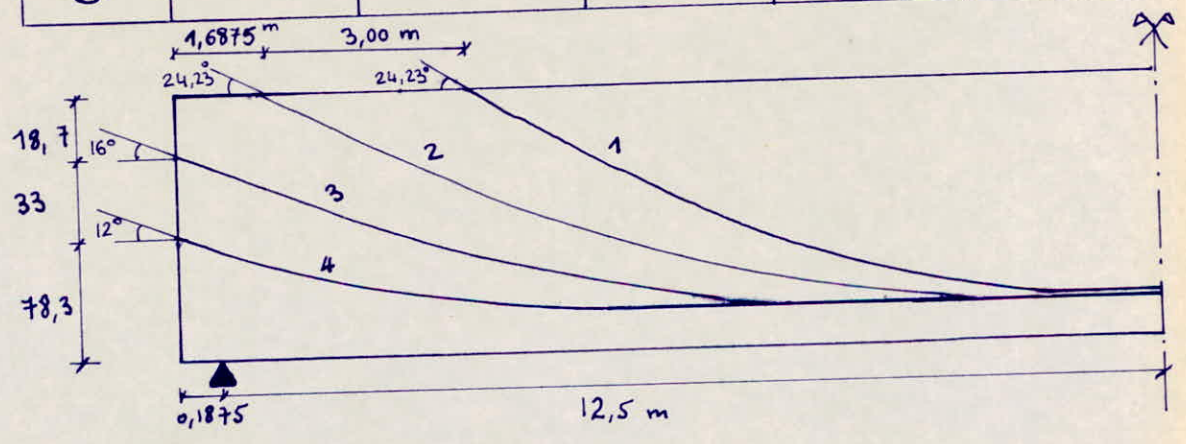


On utilise un ancrage à cloche. les données techniques de ce type d'ancrage sont les suivantes.

ϕ extérieur de la Gaine	Entre-axes	Distance à bord	Côte . A
67 mm	33 cm	185 mm	240 mm

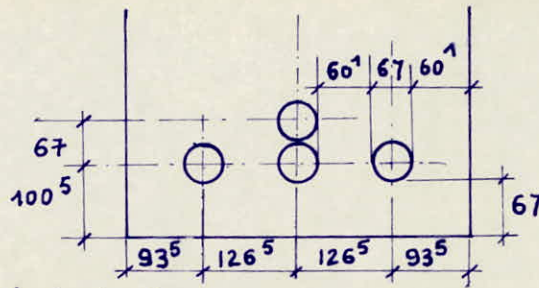
• Coordonnées des cables d'about. ③ et ④

Cables	α°	$d' (cm)$	$l_c (m)$	$l_r (m)$	$q (m^{-1})$
③	16	10,05	7,062	5,6255	0,0200
④	12	10,05	6,420	6,2670	0,0165



• Disposition des Câbles dans la section médiane.

les câbles seront groupés et présentent une excentricité maximale.



III / Tracé du Cable équivalent

Dans la partie centrale, la totalité des câbles est placée à l'excentricité maximale (bas de la poutre), d'où un effort de précontrainte maximal. Entre la partie centrale et l'appui, une zone de relevage des câbles entraîne une diminution de la précontrainte par suppression progressive de deux câbles immergés à la partie supérieure.

À l'appui : deux câbles aboutissent à l'about de façon que leur centre de gravité coïncide au maximum avec celui de la section, ainsi le moment de précontrainte sera pratiquement nul à l'appui.

Il faut vérifier que le tracé est bon, c'est à dire que les contraintes normales et tangentielles dans une section quelconque ne dépassent pas les contraintes admissibles.

1) Calcul des caractéristiques nettes

$$V' = \frac{S_{net}}{A_{net}} = \frac{S_{br} - S(\phi)}{A_{br} - A(\phi)}$$

$$d' = \frac{\sum A_i(\phi) \cdot d_i}{\sum A_i(\phi)} \quad S(\phi) = A(\phi) \cdot d'$$

- S_{br} = moment statique brut par rapport à la fibre inférieure.
- S_{net} = moment statique net par rapport à la fibre inférieure.
- $S(\phi)$ = moment statique des trous par rapport à la fibre inférieure
- A_{br} = section brute
- $A(\phi)$ = section des câbles.

$$I_G = I_{br} + (V' - \gamma_{br})^2 A_{br} - \sum (I_{\phi_i} + a_i^2 A_i(\phi)) \quad \text{avec : } a_i = V' - d_i$$

avec : I_{br} = moment d'inertie brut / fibre inférieure.
 I_{ϕ} = moment d'inertie du câble / à son centre de gravité.

• a) section médiane.

$$A_{net} = 9126 - 4 \times 35,24 = 8985,045 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{ext} = 6,7 \text{ cm} ; \quad d' = 11,725 \text{ cm} ; \quad S_{br} = 998566,92 \text{ cm}^3 ; \quad S(\phi) = 1652,756 \text{ cm}^3$$

$$d' \text{ ou } V' = 110,953 \text{ cm}$$

$$I_G = 18831945,22 \text{ cm}^4 \Rightarrow i^2 = 2095,92 \text{ cm}^2$$

$$e = -V' + d' = -110,953 + 11,725 = -99,228 \text{ cm}$$

• b) section d'about.

$$A_{net} = 10234 - 2 \times 35,24 = 10163,52 \text{ cm}^2$$

$$d' = 94,8 \text{ cm} ; \quad S_{br} = 1078974,713 \text{ cm}^3 ; \quad S(\phi) = 6681,5 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow V' = 105,5 \text{ cm} \Rightarrow I_G = 22139756,35 \text{ cm}^4 \Rightarrow i^2 = 2178,36 \text{ cm}^2$$

L'excentricité du câble équivalent dans la section d'about est:

$$z = \frac{\sum N_i \cdot z_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum N_i \cdot \cos \alpha_i} = \text{avec } z_i = d_i - v'$$

puisque les câbles subissent les mêmes tensions, la relation devient:

$$z = \frac{\sum z_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

N° câbles	d _i (cm)	α _i °	cos α _i	z _i (cm)	z _i cos α _i
③	111,3	16°	0,96126	+ 5,8	+ 5,575
④	78,3	12°	0,97815	- 27,2	- 26,605

$$z = \frac{5,575 - 26,605}{0,96126 + 0,97815} = -10,43 \text{ cm.}$$

c/ section quart.

$$A_{net} = 8985,045 \text{ cm}^2$$

$$S_{br} = 998566,92 \text{ cm}^3 ; S(\phi) = 3449,29 \text{ cm}^3 \Rightarrow v' = 110,75 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_G = 19166407,67 \text{ cm}^4 \Rightarrow i^2 = 2133,145 \text{ cm}^2$$

N° câbles	d _i (cm)	α _i °	cos α _i	z _i (cm)	z _i cos α _i
①	64,93	16,35	0,959	- 45,82	- 43,94
②	11,47	2,8	0,9987	- 99,28	- 99,15
③	11,37	1,86	0,999	- 99,38	- 99,28
④	10,1	0,32	1	- 100,65	- 100,65

$$z = - \frac{43,94 + 99,15 + 99,28 + 100,65}{0,959 + 0,9987 + 0,999 + 1} = - 86,69 \text{ cm.}$$

d/ Section juste avant disparition du 1^{er} câble.

$$A_{net} = 10093,04 \text{ cm}^2 ; S_{br} = 1078974,713 ; S(\phi) = 7128,347 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow v' = 106,19 \text{ cm} \Rightarrow I_G = 21717422,66 \text{ cm}^4 \Rightarrow i^2 = 2151,723 \text{ cm}^2$$

N° câbles	d _i (cm)	α _i °	cos α _i	z _i (cm)	z _i cos α _i
①	130	24,23°	0,912	23,81	21,715
②	32,96	11,13	0,9812	- 73,23	- 71,85
③	23,18	5,85	0,9947	- 83,01	- 82,57
④	16,13	3,63	0,9979	- 90,06	- 89,87

$$z = \frac{21,715 - 71,85 - 82,57 - 89,87}{0,912 + 0,9812 + 0,9947 + 0,9979} = - 57,279 \text{ cm.}$$

e/ Section juste après disparition du 1^{er} câble.

$$A_{net} = 10128,28 \text{ cm}^2 ; S_{br} = 1078974,713 \text{ cm}^3 ; S(\phi) = 2545,42 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow v' = 106,279 \text{ cm} \Rightarrow I_G = 21440690,81 \text{ cm}^4 \Rightarrow i^2 = 2116,91 \text{ cm}^2$$

N° cables	d_i	α_i	$\cos \alpha_i$	z_i	$z_i \cos \alpha_i$
②	32,92	11,13	0,9812	-73,359	-71,85
③	23,18	5,85	0,9947	-83,01	-82,569
④	16,13	3,63	0,9979	-90,149	-89,86

$$Z = \frac{-71,85 + 82,57 + 89,86}{0,9812 + 0,9947 + 0,9979} = -82,14 \text{ cm.}$$

f/ Section juste avant disparition du 2^{ème} câble.

$$A_{net} = 10128,28 \text{ cm}^2; \quad S_{br} = 1078974,713 \text{ cm}^3$$

$$\rightarrow v' = 105,65 \text{ cm} \rightarrow I_G = 22098486,58 \text{ cm}^4 \rightarrow i^2 = 2181,86 \text{ cm}^2.$$

N° cables	d_i	α_i	$\cos \alpha_i$	z_i	$z_i \cos \alpha_i$
②	130	24,23	0,912	24,35	22,21
③	71,92	12,54	0,976	-33,73	-32,92
④	50	9,22	0,987	-55,65	-54,926

$$Z = \frac{22,21 - 32,92 - 54,926}{0,912 + 0,976 + 0,987} = -22,83 \text{ cm}$$

g/ Section juste après disparition du 2^{ème} câble.

$$A_{net} = 10163,52 \text{ cm}^2; \quad S_{br} = 1078974,713 \text{ cm}^3$$

$$\rightarrow v' = 105,73 \text{ cm} \rightarrow I_G = 22007435,15 \text{ cm}^4 \rightarrow i^2 = 2165,34 \text{ cm}^2.$$

N° cables	d_i (cm)	α_i	$\cos \alpha_i$	z_i	$z_i \cos \alpha_i$
③	71,92	12,54	0,976	-33,73	-32,92
④	50	9,22	0,987	-55,65	-54,926

$$Z = \frac{-32,92 - 54,926}{0,976 + 0,987} = -44,75 \text{ cm.}$$

IV Fuseaux Limites

Le fuseau limite est la zone limitée par deux courbes, généralement paraboliques dans laquelle doit toujours se situer le centre de pression des forces dans les sections pour que ces dernières soient toujours comprimées. Ce fuseau limite est résultant du tracé de deux fuseaux limites élémentaires.

1°) premier fuseau limite.

c'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se situer le tracé du câble équivalent pour qu'il n'y ait pas de traction sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes et cela quelque soit la charge. Ce fuseau dépend directement des coordonnées du noyau central.

• Coordonnées du noyau central : $a = \frac{i^2}{v}$, borne supérieure
 $a' = -\frac{i^2}{v}$ borne inférieure.

les Valeurs limites de l'excentricité de la précontrainte sont alors :

$$e_1 = a' - \frac{M_G}{N} \quad ; \quad e_2 = a - \frac{M_G + M_Q}{N}$$

Pour le tracé on se limitera aux 3 sections choisies (mediane, quart, about)

Sections →	Mediane	Quart	About.
$M_G (+-m)$	279,55	209,662	0
$M_Q (+-m)$	273,19	180,82	0
$N = P \cdot \Sigma \cos \alpha_i$	476,672	471,5	231,115
M_G / N	58,65	44,50	0
$\frac{M_G + M_Q}{N}$	115,96	82,81	0
$-a'$	47,584	48,21	44,007
a	18,89	19,26	20,65
e_1	-106,234	-92,71	-44,007
e_2	-97,07	-63,55	20,65

2° Deuxième fuseau limite.

c'est un fuseau dans lequel doit se trouver le cable équivalent pour que la contrainte maximale reste toujours inférieure à la contrainte admissible sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes.

les valeurs limites de l'excentricité du cable équivalent sont :

$$S_1 = \left(\frac{\bar{\sigma} \cdot B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{v} - \frac{M_G + M_Q}{N} \quad \text{En charge}$$

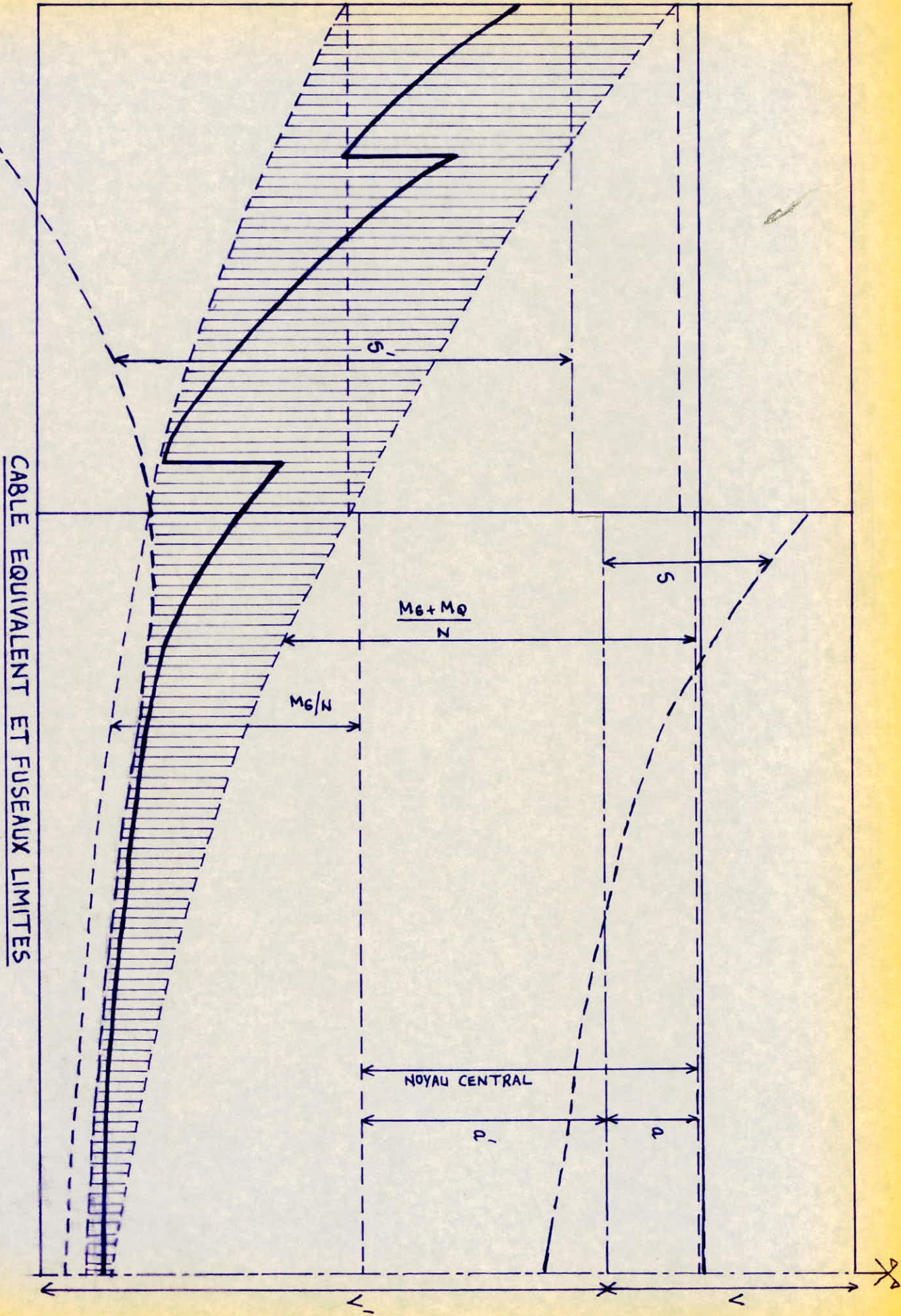
$$S_2 = - \left(\frac{\bar{\sigma} \cdot B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{v'} - \frac{M_G}{N} \quad \text{à vide}$$

pour le tracé on se limitera toujours aux sections (mediane, quart, about).

sections →	Mediane	Quart	About .
B (cm ²)	8985,045	8985,045	10163,52
N (t)	476,672	471,5	231,115
$-a' = \frac{i^2}{V}$	47,584	48,21	44,007
$a = \frac{i^2}{V'}$	18,89	19,26	20,65
$\frac{\bar{\sigma} \cdot B}{N}$	3,167	3,2014	7,388
$\frac{M_G}{N}$	58,65	44,50	0
$\frac{M_G + M_Q}{N}$	115,96	82,81	0
S ₁	-12,84	23,4	281,117
S ₂	-99,60	-86,94	-131,912

avec $\bar{\sigma} = 0,242 \sigma_{28} = 0,42 \times 400 = 168 \text{ kg/cm}^2$.

le tracé du câble équivalent ainsi obtenu montre qu'il se tient parfaitement à l'intérieur de la zone commune aux deux fuseaux et à la poutre. Le tracé des câbles est donc satisfaisant dans son ensemble.



CABLE EQUIVALENT ET FUSEAUX LIMITES

CHAPITRE 52

PERITES' ET CHUTES'

DES'

TENS'IONS'

8. PERTES ET CHUTES DE TENSION

I/ Introduction: Deux cas de pertes accompagnent la précontrainte.

1) pertes instantanées

a) frottement: Lorsqu'on exerce une tension sur une armature, cette dernière subira un allongement et par conséquent un mouvement relatif par rapport à la gaine qui l'entoure. Le contact entre l'armature et la gaine implique une force de frottement qui s'oppose au mouvement de l'armature, de ce fait résulte des pertes de tension considérables qu'on évaluera par la suite.

b) Recul d'ancrage: La mise en tension est faite au moyen de vérins; dès qu'on atteint la tension voulue; on la reporte directement au béton par ancrage. Et c'est juste au moment où l'on constitue l'ancrage, qu'on aura une perte par recul d'ancrage.

c) Raccourcissement instantané du béton: le raccourcissement s'effectue au fur et à mesure de la tension des câbles qui sont tendus successivement.

2) Pertes différées

a) Retrait du béton: le retrait est le raccourcissement accompagnant la prise du ciment. on peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de température qui entraîne un certain raccourcissement ΔL .

b) fluage du béton: déformation différée due à l'application indéfinie d'une charge fixe.

c) Relaxation de l'acier: si une barre d'acier est tendue à une contrainte relativement élevée entre deux points fixes (longueur constante) cette contrainte tend à diminuer avec le temps.

II./ Evaluation des pertes.

1° Pertes différées

a) retrait du béton: $\Delta \sigma_r = \epsilon_r \times E_a$.

avec $\epsilon_r = K_b \times \epsilon_c \times K_{c1} \times K_p$; $E_a = 2,1 \cdot 10^6$

K_b : Coefficient qui dépend du rapport E/C; $E/C = 0,45 \rightarrow K_b = 1,05$

ϵ_c : Coefficient qui dépend des conditions climatiques.

Dans notre cas, l'ouvrage est en plein air $\rightarrow \epsilon_c = 2,73 \cdot 10^{-4}$

K_{c1} : dépend de l'épaisseur fictive de la pièce.

$K_{c1} = 0,7$

K_p : dépend du pourcentage des armatures; $K_p = \frac{1}{1+n\bar{w}}$; $n\bar{w} = 9\%$

$K_p \approx 1$

D'où $\Delta \sigma_r = 1,05 \times 2,73 \cdot 10^{-4} \times 0,7 \times 1 \times 2,1 \cdot 10^6 = 421,4 \text{ Kg/cm}^2$.

b) fluage du béton:

la déformation différée est prise approximativement égale à $2 \times \frac{\Delta \epsilon}{\epsilon}$ où $\frac{\Delta \epsilon}{\epsilon}$ est la déformation instantanée du béton.

si l'on appelle $\Delta \sigma_{fl}$ la chute de tension dans les câbles et σ'_b la contrainte moyenne du béton au niveau des câbles alors.

on a: $\frac{\Delta \sigma_{fl}}{E_a} = 2 \times \frac{\Delta \epsilon}{\epsilon} = 2 \times \frac{\sigma'_b}{E_i}$ où: E_i = module d'élasticité instantané du béton.

et σ'_b = contrainte de compression du béton due à l'action de longue durée au niveau des câbles.

$\sigma_b \# 90 \text{ kg/cm}^2$ (valeur moyenne dans les cas courants)

$E_i = 450000 \text{ kg/cm}^2$

$E_a = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

$$\Delta \sigma_{fp} = 2 \times \frac{90}{450000} \times 2,1 \cdot 10^6 = 840,0 \text{ kg/cm}^2$$

c/ Relaxation des aciers.

La perte par relaxation est donnée par la relation suivante.

$$\sigma_{rel} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\beta_{1000} \times 2,4}{100} \times \frac{(\sigma_{p_i} - 0,55 R_g)}{0,25 R_g} \sigma_{p_i}(x) \\ \frac{\beta_{3000} + 2,5}{100} \times \frac{(\sigma_{p_i} - 0,55 R_g)}{0,25 R_g} \sigma_{p_i}(x) \end{array} \right.$$

$R_g =$ Contrainte de rupture garantie : $R_g = \frac{176,4 \cdot 10^3}{10} = 18000 \text{ kg/mm}^2$.

$0,5 R_g = 99 \text{ kg/mm}^2$; $0,25 R_g = 45 \text{ kg/mm}^2$; $9,8$

$\sigma_{p_i} =$ contrainte initiale après pertes instantanées

$\sigma_{p_i} = \sigma_0 - \Delta \sigma_{fp} - \Delta \sigma_{rec} - \Delta \sigma_{racc}$

- Exemple de calcul pour la section quart.

$$\sigma_{p_i} = 15200 - 800 - 790 - 300 = 13310 \text{ kg/cm}^2 \text{ (le calcul se fera ultérieurement)}$$

- $\beta_{1000} = 3\%$

$\beta_{3000} = 3,5\%$

$$\Delta \sigma_{rel} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{3 \times 2,4}{100} \left(\frac{133,1 - 99}{45} \right) \times 133,1 = 7,26 \text{ kg/mm}^2 \\ \frac{3,5 + 2,5}{100} \left(\frac{133,1 - 99}{45} \right) \times 133,1 = 6,05 \text{ kg/mm}^2 \end{array} \right.$$

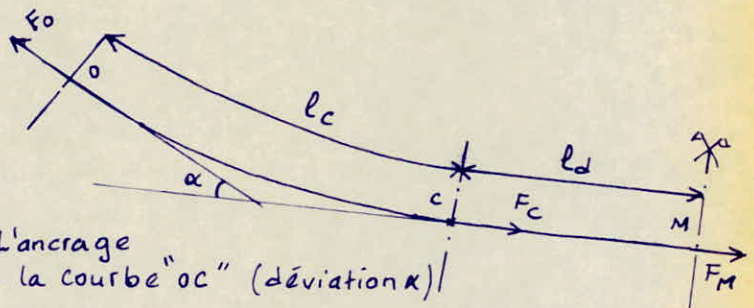
$$\Delta \sigma_{rel} = 7,26 \text{ kg/mm}^2$$

Nous gardons la même valeur de $\Delta \sigma_{rel}$ pour toutes les sections sous réserve de vérifications.

2-1 Pertes instantanées

a1 perdes par frottements.

• frottement en courbe.



si F_0 est la force exercée à l'ancrage par suite des frottements dans la courbe "oc" (déviation α)

$$\text{la force en c sera: } F_c = F_0 e^{-f \cdot \alpha} \quad [1]$$

α : exprimé en radians

f : coefficient de frottement des fils sur la gaine.

• frottement en ligne droite. par suite des imperfections et des sinuosités dans le tracé du câble résulte un frottement caractérisé par un pseudo-coefficient de frottement en ligne : ψ .

$$\text{la tension en un point M sera: } F_M = F_c \cdot e^{-\psi \cdot l_d} \quad [2]$$

on admet que la déviation parasite d'imperfection de tracé en ligne existe également dans les parties courbes, c'est pourquoi on ajoute à la perte par frottement pur, en courbe, une perte par déviation parasite sur la longueur en courbe prise en compte.

la formule [1] s'écrit : $F_c = F_0 \cdot e^{-f\alpha - \psi l_c}$ [3]
 et en remplaçant [3] dans la formule [2], on obtient :

[4] $F_M = F_0 e^{-f\alpha - \psi(l_c + l_d)} = F_0 e^{-f\alpha - \psi l}$ où $l = l_c + l_d$.

la formule [4] peut se simplifier après développement de la fonction exponentielle en admettant : $e^x = 1 + x$, et on obtient :

$F_M = F_0 (1 - f\alpha - \psi l)$; en passant aux contraintes il vient :

$\sigma_M = \sigma_0 (1 - f\alpha - \psi l)$

→ $\Delta\sigma_{fr} = \sigma_0 (f\alpha + \psi l)$

- avec : $\sigma_0 = \min(0,85 R_g ; 0,95 T_g) = 152 \text{ kg/mm}^2$.

f = coef - de frottement ; fils sur gaine ; $f = 0,19$

ψ = pseudo-coef de frottement en ligne droite ; $\psi = 0,0018 \text{ rd/m}$

α = Somme des angles de relevage exprimé en radians.

- la valeur de l_c est donnée par la formule suivante.

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

a) pertes par frottements entre la section d'about et la section médiane.

N°cables	α°	$f\alpha^{\text{rd}}$	$l_c(m)$	$l_d(m)$	$l(m)$	ψl^{rd}	$f\alpha + \psi l$	$\Delta\sigma_{fr}$ (kg/mm ²)	$\Delta\sigma = 12,69 \text{ kg/mm}^2$
①	24,23	0,0803	5,1978	2,967	8,1648	0,0147	0,095	14,44	
②	24,23	0,0803	5,504	5,67	11,174	0,0201	0,1	15,26	
③	16	0,053	7,869	4,8875	12,75	0,0229	0,0759	11,54	
④	12	0,0397	7,475	5,265	12,74	0,0229	0,0626	9,52	

b) pertes entre la section d'about et la section du quart.

N°cables	α°	$f\alpha^{\text{rd}}$	$l_c(m)$	$l_d(m)$	$l(m)$	ψl^{rd}	$f\alpha + \psi l$	$\Delta\sigma_{fr}$ (kg/mm ²)
①	7,88	0,026	1,757	0	1,757	0,00316	0,02916	4,4323
②	21,43	0,071	4,75	0	4,75	0,00877	0,07977	12,125
③	13,13	0,0435	6,4375	0	6,4375	0,01166	0,05516	8,384
④	10,35	0,0343	6,4370	0	6,4370	0,01165	0,04595	6,9844

Pertes entre la section d'about et la section où émerge le 2^{ème} câble.

N°cables	α°	$f\alpha^{rd}$	$l_c(m)$	$l_d(m)$	$l(m)$	φl^{rd}	$f\alpha + \varphi l$	$\Delta\sigma_{fr} (kg/mm^2)$
①	/	/	/	/	/	/	/	/
②	24,23	0,0803	/	/	/	/	/	/
③	3,323	0,011	1,50	0	1,50	0,0027	0,0137	2,0824
④	2,685	0,0089	1,50	0	1,50	0,004	0,0129	1,7632

$\Delta\sigma = 1,9228$

Pertes entre la section d'about et la section où émerge le 1^{er} câble.

N°cables	α°	$f\alpha^{rd}$	$l_c(m)$	$l_d(m)$	$l(m)$	φl^{rd}	$f\alpha + \varphi l$	$\Delta\sigma_{fr} (kg/mm^2)$
①	/	/	/	/	/	/	/	/
②	13,1	0,04942	3,0317	0	3,0317	1,00546	0,0488	7,43
③	9,47	0,03138	4,67	0	4,67	0,0084	0,03978	6,047
④	7,53	0,02496	4,512	0	4,512	0,00812	0,03308	5,028

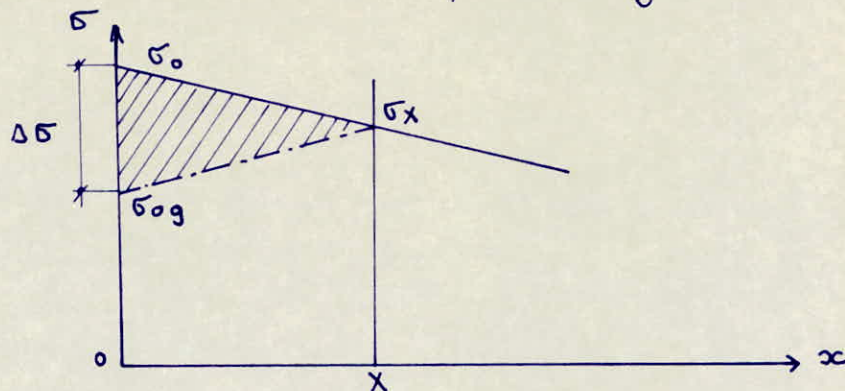
b/ Pertes par recul d'ancrage.

cette perte n'affecte qu'une faible partie de longueur de l'armature car le frottement de l'armature sur la gaine s'oppose à la retraction du fil. soit x la longueur affectée par le recul que nous allons déterminer

- soit g l'intensité du recul d'ancrage (glissement)
si $\Delta\sigma$ est la perte due au recul d'ancrage

$$g = \frac{1}{E_a} \int_0^x \Delta\sigma \cdot dx$$

L'intégration représente l'aire du triangle hachuré compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage du câble.



Par suite de frottements sur la longueur X , on peut écrire pour un câble de longueur l (tendu par une seule extrémité) et de déviation angulaire totale α .

$$\sigma_{og} = \sigma_0 e^{-2 \left(f \cdot \frac{\alpha X}{l} + \varphi X \right)} \quad ; \quad \frac{\alpha X}{l} = \text{déviation angulaire moyenne sur } X.$$

ou

$$\sigma_{og} \neq \sigma_0 \left[1 - 2X \left(f \cdot \frac{\alpha}{l} + \varphi \right) \right]$$

ou a ainsi : $\Delta \sigma = \sigma_0 - \sigma_{og} = 2 \sigma_0 \left(f \cdot \frac{\alpha}{l} + \varphi \right) X$

d'où la valeur de X :
$$X = \sqrt{\frac{g \cdot E_a}{\sigma_0 \left(f \cdot \frac{\alpha}{l} + \varphi \right)}}$$

- A l'about : $\Delta \sigma_{rec} = \frac{g}{X} \cdot E_a$

- A une abscisse x : $\Delta \sigma_{rec}(x) = \frac{\Delta \sigma_{rec}(X-x)}{X}$

le calcul des pertes par recul d'ancrage sera présenté dans le tableau qui suit.

N°cables	$f \cdot \frac{\alpha}{l} + \varphi$	X	$\Delta \sigma_{rec} \text{ (Kg/mm}^2\text{)}$ About	$\Delta \sigma_{rec}$ emmer. 2 ^e cable	$\Delta \sigma_{rec}$ emmer. 1 ^e cable	$\Delta \sigma_{rec}$ quart	$\Delta \sigma_{rec}$ mediane	
①	0,0116	9,6	/	/	15,31	12,52	2,55	$\Delta \sigma_1 = 1,275$
②	0,00898	10,927	/	13,45	9,56	7,6	1,1	
③	0,00595	14,126	10,466	9,3	7,091	5,8	1,2	$\Delta \sigma_2 = 1,575$
④	0,0049	15,828	9,287	8,4	6,647	5,62	1,95	

c/ Pertes dues au raccourcissement du béton.

On peut assimiler cette perte à une perte moyenne affectant chacune des armatures :

$$\Delta \sigma_{racc} = \frac{1}{2} \sigma_b' \frac{E_a}{E_i}$$

σ_b' = Contrainte du béton au niveau du centre de gravité des câbles dans la section considérée.

puisque on ne connaît pas cette valeur de σ_b' on prendra forfaitairement :

$$\Delta \sigma_{racc} = 300 \text{ Kg/cm}^2$$

Par conséquent la valeur de σ_{p_i} à la section du quart sera :

$$\sigma_{p_i} = \sigma_0 - \Delta \sigma_{fr} - \Delta \sigma_{rec} - \Delta \sigma_{racc} = 15200 - 800 - 790 - 300 = 13310 \text{ Kg/cm}^2$$

la perte finale de tension différée est donnée par la relation :

$$\Delta \sigma_{diff} = \Delta \sigma_{ret} + \Delta \sigma_{fl} + \Delta \sigma_{rel} - \frac{\Delta \sigma_{rel} (\Delta \sigma_{ret} + \Delta \sigma_{fl})}{\sigma_{p_i} - 0,55 \cdot R_g}$$

si : $\Delta \sigma_{ret} + \Delta \sigma_{fl} < \sigma_{p_i} - 0,55 \cdot R_g$.

Application au projet :

$$\left. \begin{aligned} \Delta \sigma_{ret} + \Delta \sigma_{\#L} &= 4,214 + 8,4 = 12,614 \text{ Kg/mm}^2 \\ \sigma_{p_i} - 0,55 R_g &= 133,1 - 99 = 34,1 \text{ Kg/mm}^2 \end{aligned} \right\} 12,614 < 34,1 \text{ Verifié}$$

donc on peut appliquer la formule générale des pertes différées.

$$\Delta \sigma_{diff} = 4,214 + 8,4 + 7,26 - \frac{7,26(4,214 + 8,40)}{34,1} = 17,19 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\Delta \sigma_{diff} = 1719 \text{ Kg/cm}^2$$

Tableau de mise en tension des câbles.

Cables	①	②	③	④
Angle de relevage	24,23°	24,23°	16°	12°
longueur de relevage	5,1978	5,564	7,869	7,4745
longueur du câble	8,1648	11,174	12,75	12,74
α (m ⁻¹)	0,0447	0,0422	0,0184	0,0143
Contrainte en service	115,86	115,86	119,71	119,71
chute de de tension	17,19	17,19	17,19	17,19
Contrainte initiale	133,05	133,05	136,9	136,9

Ces contraintes sont données dans la section médiane.

CHAPITRE 9

VERIFICATION

DES

CONTRAINTES

9. VERIFICATION DES CONTRAINTES

I/ Verification des Contraintes normales

1) Differentes phases d'execution.

les verifications des contraintes se feront suivant les phases d'execution ci-apres.

Phase 1

- on coule la poutre et après un durcissement suffisant du béton on met en tension les deux cables d'about (③ et ④). ces operations seront executees sur sol. la section resistente dans ce cas est la poutre seule.

les contraintes prises en consideration sont celles engendrees par :

- le poids propre de la poutre.
- la precontrainte des deux premiers cables mis en tension.

Phase 2

On procede à la mise en place des poutres prefabriquees ensuite on coule la dalle. la dalle est pesante et non resistente.

les contraintes à prendre en compte sont :

- poids propre de la poutre
- poids propre de la dalle et entretoise revenant à la poutre.
- la precontrainte residuelle de la 1^{ere} serie des cables (d'about)

Phase 3

Après un durcissement suffisant de la dalle ; cette dernière participe pleinement à la resistance de l'ensemble.

la deuxième serie des cables (cables immergés ① et ②) est mise en tension

les contraintes mises en jeu sont celles produites par :

- poids propre de la poutre
- poids propre de la dalle et entretoise revenant à la poutre.
- precontrainte residuelle de la première serie d'armatures.
- precontrainte des deux cables immergés mis en tension.

Phase 4

On met en place la superstructure (trottoirs, garde-corps,.....)

les contraintes à prendre en compte sont :

- poids propre de la poutre
- poids propre de la dalle + entretoise revenant à la poutre.
- poids propre de la superstructure.
- les precontraintes residuelles des deux series de cables.

Phase 5

c'est une phase de verification en service ; on applique les surcharges qui engendrent les efforts les plus defavorables dans notre cas : le convoi exceptionnel.

2) Caractéristiques nettes de la section médiane.

sections ↓	A (cm ²)	I (cm ⁴)	i ² (cm ²)	V' (cm)	V (cm)	e
poutre seule	4235,04	8543595,576	2017,359	75,566	54,434	-63,841
poutre + dalle	8985,045	18831945,22	2095,92	110,953	44,047	-99,228

3) Vérification des Contraintes phase par phase.

a) phase 1 : (section résistante = poutre seule)

- Contraintes développées par la mise en tension de la première série des armatures. le principe de la précontrainte par post-tension : une fois le béton durci, on fait tendre les câbles. pendant la mise en tension, l'armature s'allonge, tandis que le béton présente un léger raccourcissement.
- Contrainte de service : première série des câbles (câbles d'about)

$$\sigma_s = \sigma_0 - \bar{\epsilon} \Delta \sigma = \sigma_0 - \Delta \sigma_{fr} - \Delta \sigma_{rec} - \Delta \sigma_{racc} - \Delta \sigma_{diff.}$$

$$\sigma_s = 152 - 10,53 - 3 - 1,575 - 17,19 = 119,71 \text{ Kg/mm}^2$$
- Contrainte initiale au milieu :

$$\sigma_i = \sigma_s + \bar{\epsilon} \sigma_d = 119,71 + 17,19 = 136,9 \text{ Kg/mm}^2$$
- mise en tension de la première série des câbles.
 - force de précontrainte : $P = 136,9 \cdot 10^2 \cdot 2 \cdot 9,8 = 268324 \text{ Kg}$.
 - précontrainte engendrée :

Fibre inférieure : $\sigma_p = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{eV'}{i^2} \right) = \frac{268324}{4235,04} \left(1 + \frac{75,566 \cdot 63,841}{2017,359} \right) = 214,87 \text{ Kg/cm}^2$

Fibre supérieure : $\sigma_p = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{eV}{i^2} \right) = \frac{268324}{4235,04} \left(1 - \frac{54,434 \cdot 63,841}{2017,359} \right) = -45,78 \text{ Kg/cm}^2$

• Contraintes engendrées par la poutre. $M_G = \frac{qL^2}{8} = 94,0625 \text{ t-m}$.

F.I : $\sigma'_G = \frac{-94,0625 \cdot 75,566 \cdot 10^5}{8543595,576} = -83,196 \text{ Kg/cm}^2$

F.S : $\sigma'_G = \frac{94,0625 \cdot 54,434 \cdot 10^5}{8543595,576} = 59,93 \text{ Kg/cm}^2$

• Contraintes effectives.

FI : $214,87 - 83,196 = 131,674 \text{ Kg/cm}^2$

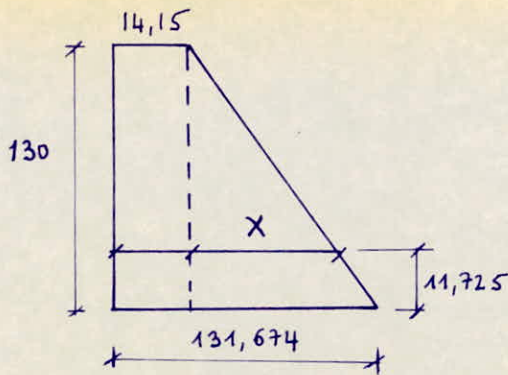
FS : $-45,78 + 59,93 = 14,15 \text{ Kg/cm}^2$

• Vérification de la valeur $\Delta \sigma_{racc}$ (raccourcissement élastique du béton)

$$\sigma_c = 14,15 + X$$

$$X = \frac{(130 - 11,725)(131,674 - 14,15)}{130} = 106,924$$

$$\Rightarrow \sigma_c = 14,15 + 106,924 = 121,4 \text{ Kg/cm}^2$$



$$\text{d'où } \Delta \sigma_{\text{racc}} = \frac{1}{2} \frac{210}{4500} 121,4 = 2,83 \text{ kg/mm}^2$$

Donc la valeur de $\Delta \sigma_{\text{racc}}$ estimée dans un premier temps à 3 kg/mm^2 reste bonne.

- La première série des câbles va subir une perte estimée à $\frac{1}{3} \Delta \sigma_d$
 - contrainte résiduelle: $\sigma_r = 13690 - \frac{1}{3} \cdot 1719 = 13117 \text{ kg/cm}^2$.
 - force de précontrainte: $P = 13117 \times 2 \times 9,8 = 257093,2 \text{ kg}$
 - contraintes engendrées par précontrainte.

$$\text{F.I: } \sigma'_p = \frac{257093,2}{4235,04} \left(1 + \frac{75,566 \cdot 63,841}{2017,359} \right) = 205,875 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.S: } \sigma_p = \frac{257093,2}{4235,04} \left(1 - \frac{54,434 \cdot 63,841}{2017,359} \right) = -43,87 \text{ kg/cm}^2$$

Fibres	Contraintes [KG/cm ²]		
	Elementaires		effectives
	1 ^{er} série de câbles	σ_0	
F.I	205,875	-83,196	122,679
F.S	-43,87	59,93	16,06

b) phase 2

Coulage de la dalle (dalle pesante et non résistante)

- la première série de câbles subira encore une perte estimée à $\frac{1}{3} \Delta \sigma_d$.
- contrainte résiduelle: $\sigma_r = 13117 - \frac{1}{3} \cdot 1719 = 12544 \text{ kg/cm}^2$
- force de précontrainte: $P = 12544 \times 2 \times 9,8 = 245862,4 \text{ kg}$
- contraintes engendrées:

$$\text{F.I: } \sigma'_p = \frac{245862,4}{4235,04} \left(1 + \frac{75,566 \cdot 63,841}{2017,359} \right) = 196,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.S: } \sigma_p = \frac{245862,4}{4235,04} \left(1 - \frac{54,434 \cdot 63,841}{2017,359} \right) = -41,95 \text{ kg/cm}^2$$

- Contraintes engendrées par la dalle + entretoises.

$$\text{F.I: } \sigma'_d = \frac{-99,61 \cdot 75,566 \cdot 10^5}{8543595} = -88,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.S: } \sigma_d = \frac{99,61 \cdot 54,434 \cdot 10^5}{8543595} = 63,46 \text{ kg/cm}^2$$

Fibres	1 ^{ere} serie	M _p	M _{dalle}	Contraintes effectives
FI	196,88	-83,196	-88,1	25,584
FS	-41,95	59,93	63,46	81,44

c) Phase 3 section resistente (poutre + dalle)

- 1^{er} serie d'armatures subira une perte estimée à $\frac{1}{3} \bar{\sigma}_d$
- Contrainte residuelle : $\sigma_r = 12544 - \frac{1}{3} \cdot 1719 = 11971 \text{ Kg/cm}^2$
 - Force de précontrainte : $P = 11971 \cdot 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot 9,8 = 234631,6 \text{ Kg}$
 - Contraintes engendrées .

$$FI: \quad \sigma'_p = \frac{234631,6}{8985,045} \left(1 + \frac{99,28 \cdot 110,953}{2095,92} \right) = 163,35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$FS: \quad \sigma_p = \frac{234631,6}{8985,045} \left(1 - \frac{99,28 \cdot 44,047}{2095,92} \right) = -28,35 \text{ Kg/cm}^2$$

- deuxièmè serie d'armatures

- Contrainte de service : $\sigma_s = \sigma_0 - \bar{\sigma} = 152 - 14,85 - 2,83 - 1,275 - 17,19 = 115,86 \text{ Kg/cm}^2$

- Contrainte initiale : $\sigma_i = \sigma_s + \bar{\sigma}_d = 133,05 \text{ Kg/cm}^2$

cette deuxièmè serie d'armatures va subir une perte estimée à $\frac{1}{3} \bar{\sigma}_d$ diff.

- Contrainte residuelle $\sigma_r = 13305 - \frac{1}{3} \cdot 1719 = 12732 \text{ Kg/cm}^2$

- force de precontrainte : $P = 12732 \cdot 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot 9,8 = 249547,2 \text{ Kg}$

- Contraintes engendrées .

$$FI: \quad \sigma'_p = \frac{249547,2}{8985,045} \left(1 + \frac{99,28 \cdot 110,953}{2095,92} \right) = 173,35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$FS: \quad \sigma_p = \frac{249547,2}{8985,045} \left(1 - \frac{99,28 \cdot 44,047}{2095,92} \right) = -30,145 \text{ Kg/cm}^2$$

- Contraintes engendrées par la poutre .

$$FI: \quad -\frac{94,0625 \cdot 110,953 \cdot 10^5}{18831945,22} = -55,45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$FS: \quad -\frac{94,0625 \cdot (-44,047) \cdot 10^5}{18831945,22} = 22 \text{ Kg/cm}^2$$

- Contraintes engendrées par (poutre + entretoise) .

$$FI: \quad -\frac{99,61 \cdot 10^5 \cdot 110,953}{18831945,22} = -58,70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$FS: \quad +\frac{99,61 \cdot 10^5 \cdot 44,047}{18831945,22} = 23,3 \text{ Kg/cm}^2$$

- Bilan des Contraintes

Fibres	1 ^{ere} serie	2 ^{eme} serie	M _p	M _{dalle}	Contraintes effectives
FI	163,35	173,35	-55,45	-58,70	222,55
F5	-28,35	-30,145	22	23,3	-13,195

d/ phase 4

1^{ere} serie d'armature.

• Contraintes residuelles

FI: $\sigma_p' = 163,35 \text{ Kg/cm}^2$

F5: $\sigma_p = -28,35 \text{ Kg/cm}^2$

2^{eme} serie d'armatures subira une perte estimee a $\frac{2}{3} \bar{\sigma}_d$ diff.

• contrainte residuelle: $\sigma_r = 12860,8 - \frac{2}{3} \cdot 1719 = 11586 \text{ Kg/cm}^2$

• force de precontrainte: $11586 \cdot 2 \cdot 9,8 = 227085,6 \text{ Kg}$

• Contraintes engendrees

FI: $\sigma_p' = \frac{227085,6}{8985,045} \left(1 + \frac{99,28 \cdot 110,953}{2095,92} \right) = 158,1 \text{ Kg/cm}^2$

F5: $\sigma_p = \frac{227085,6}{8985,045} \left(1 - \frac{99,28 \cdot 44,047}{2095,92} \right) = -27,43 \text{ Kg/cm}^2$

• Contraintes engendrees par (poutre + dalle + entretoise + charges complementaires)

FI: $\sigma_G' = -164,7 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_G = 65,38 \text{ Kg/cm}^2$

Bilan des contraintes.

Fibres	1 ^{ere} serie	2 ^{eme} serie	σ_G	contraintes effectives
FI	163,35	158,1	-164,7	156,75
F5	-28,35	-27,43	65,38	9,6

e/ Phase 5

1^{ere} serie d'armatures: $\sigma_p' = 163,35 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_p = -28,35 \text{ Kg/cm}^2$

2^{eme} serie d'armatures: $\sigma_p' = 158,1 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_p = -27,43 \text{ Kg/cm}^2$

• Contraintes engendrees par les charges permanentes.

FI: $\sigma_G' = -164,7 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_G = 65,38 \text{ Kg/cm}^2$

. Contraintes engendrées par les surcharges .

$$M_Q = 273,19 \text{ t-m.}$$

$$F I: \quad \sigma'_p = -160,95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F S: \quad \sigma_p = 63,898 \text{ Kg/cm}^2$$

Bilan des Contraintes.

Fibres	1 ^{ere} serie	2 ^{eme} serie	σ_G	σ_Q	Contraintes effective
F I	163,35	158,1	-164,7	-160,95	-4,2
F S	-28,35	-27,43	65,38	63,898	+73,5

VERIFICATIONS DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

1) Introduction :

Dans une section quelconque le relevage des câbles introduit deux composantes pour la force de précontrainte.

$$N = \sum P \cos \alpha \quad \text{et} \quad V = \sum P \sin \alpha$$

avec P = force de précontrainte par câble

N = Composante normale

V = Composante tangente.

Il en résulte un effort tranchant réduit :

$$T_r = Q - \sum P \sin \alpha$$

Q = effort tranchant dû aux sollicitations externes.

2) Contraintes de Cisaillement :

la Contrainte de Cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_b = \frac{T \cdot S}{b_0 \cdot I} \quad \text{avec: } T = \text{effort tranchant}$$

b_0 = épaisseur nette de l'âme
 S = moment statique par rapport à l'axe qui passe par le centre de gravité de la section au dessus du centre de gravité -
 I = moment d'inertie

on posant $\beta = \frac{I}{S}$ on aura :

$$\tau = \frac{T}{b_0 \cdot \beta}$$

on prend généralement $\beta = 0,8 h_t$

la Contrainte admissible de Cisaillement $\bar{\tau}$ est donnée par la formule de CHALOS - BETEILLE (IP1)

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

$\bar{\sigma}'$ et $\bar{\sigma}$ sont les contraintes admissibles en compression et traction définies dans l'IP1.

$$\bar{\sigma}' = 0,42 \sigma_j' \quad (j = 28 \text{ jours})$$

$$\bar{\sigma} = 0,55 \bar{\sigma}_j$$

En service

En construction

• Contrainte de rupture en traction : $\sigma_{28} = 7 + 0,06 \cdot 400 = 31 \text{ kg/cm}^2$

Application au projet :

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}' &= 0,55 \cdot 31 = 17,05 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} &= 0,55 \cdot 400 = 220 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{En phase de Construction}$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}' &= 0,42 \cdot 31 = 13,02 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} &= 0,42 \cdot 400 = 168 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{En service}$$

3) Caractéristiques nettes des sections

a) poutre seule.

Section d'about
$A = 5413,52 \text{ cm}^2$ $I = 8686627,474 \text{ cm}^4$ $V' = 73,04 \text{ cm}$ $V = 56,96 \text{ cm}$ $i^2 = 1789,34 \text{ cm}^2$ $e = 21 = Z$

Section où emmerge le 1 ^{er} câble
$A = 5343,04 \text{ cm}^2$ $I = 9646902,86 \text{ cm}^4$ $V' = 74,6 \text{ cm}$ $V = 55,4 \text{ cm}$ $i^2 = 1805,5 \text{ cm}^2$ $e = -25,69 \text{ cm}$

Section où emmerge le 2 ^{ème} câble
$A = 5378,28 \text{ cm}^2$ $I = 9707242,187 \text{ cm}^4$ $V' = 73,113 \text{ cm}$ $V = 56,887 \text{ cm}$ $i^2 = 1804,897 \text{ cm}^2$ $e = +9,7 \text{ cm}$

b) poutre + dalle.

Section d'about
$A = 10163,52 \text{ cm}^2$ $I = 22139756,35 \text{ cm}^4$ $V = 49,5 \text{ cm}$ $V' = 105,5 \text{ cm}$ $i^2 = 2178,36 \text{ cm}^2$ $e = -10,84 \text{ cm}$

Section où emmerge le 1 ^{er} câble
$A = 10093,04 \text{ cm}^2$ $I = 21717422,66 \text{ cm}^4$ $V = 48,81 \text{ cm}$ $V' = 106,19 \text{ cm}$ $i^2 = 2151,723 \text{ cm}^2$ $e = -57,28 \text{ cm}$

Section où emmerge le 2 ^{ème} câble
$A = 10128,28 \text{ cm}^2$ $I = 22098486,58 \text{ cm}^4$ $V = 49,35 \text{ cm}$ $V' = 105,65 \text{ cm}$ $i^2 = 2181,86 \text{ cm}^2$ $e = -22,83 \text{ cm}$

- Calcul de l'excentricité du câble équivalent dans les différentes sections.

$$z_i = d'_i - V'_i \quad ; \quad Z = \frac{\sum z_i \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

01 Poutre seule.

α) section d'about.

N°cables	d'_i (cm)	V'_i (cm)	z_i (cm)	α_i	$\cos \alpha_i$	$\sin \alpha_i$	$z_i \cos \alpha_i$
③	111,3	73,04	38,26	16°	0,96126	0,2756	36,777
④	78,3	73,04	5,26	12°	0,97815	0,2079	5,145

$$Z = \frac{36,777 + 5,145}{0,96126 + 0,97815} = 21,616 \text{ cm.}$$

β) Section où emmerge le câble N° 2

N°cables	d'_i (cm)	V'_i (cm)	z_i (cm)	α_i	$\cos \alpha_i$	$\sin \alpha_i$	$z_i \cos \alpha_i$
②	130	73,113	56,887	24,23	0,912	0,4104	51,88
③	71,92	73,113	-1,193	12,54	0,976	0,217	-1,16
④	50	73,113	-23,113	9,22	0,987	0,160	-22,81

$$Z = +9,7 \text{ cm.}$$

8/ section où émerge le câble N° 1

N°cables	d'_i	V'_i	Z_i	α_i°	$\cos \alpha_i$	$\sin \alpha_i$	$Z_i \cos \alpha_i$
①	130	74,6	55,4	24,23	0,912	0,41	50,525
②	32,96	74,6	-41,64	11,13	0,9812	0,193	-40,86
③	23,18	74,6	-51,42	5,85	0,9947	0,102	-51,147
④	16,13	74,6	-58,47	3,63	0,9979	0,063	-58,347

$Z = -25,69 \text{ cm.}$

b/ section poutre + dalle.

a/ section d'about.

N°cables	d'_i	V'_i	Z_i	α_i°	$\cos \alpha_i$	$\sin \alpha_i$	$Z_i \cos \alpha_i$
③	111,3	105,5	5,8	16	0,96126	0,2756	5,575
④	78,3	105,5	-27,2	12	0,97815	0,2079	-26,6

$Z = -10,84 \text{ cm}$

B/ section où émerge le câble N° 2

N°cables	d'_i	V'_i	Z_i	α_i°	$\cos \alpha_i$	$\sin \alpha_i$	$Z_i \cos \alpha_i$
②	130	105,65	24,35	24,23	0,912	0,4104	22,207
③	71,92	105,65	-33,73	12,54	0,976	0,217	-32,920
④	50	105,65	-55,65	9,22	0,987	0,160	-54,926

$Z = -22,83 \text{ cm}$

8/ section où émerge le câble N° 1

N°cables	d'_i	V'_i	Z_i	α_i°	$\cos \alpha_i$	$\sin \alpha_i$	$Z_i \cos \alpha_i$
①	130	106,19	23,81	24,23	0,912	0,41	21,71
②	32,96	106,19	-73,23	11,13	0,9812	0,193	-71,85
③	23,18	106,19	-83,01	5,85	0,9947	0,102	-82,57
④	16,13	106,19	-90,06	3,63	0,9979	0,063	-89,87

$Z = -57,28 \text{ cm.}$

4°) Verification des Contraintes tangentielles phase par phase
 I/ section d'about.

• Contrainte initiale à l'about: $\sigma'_i = \sigma_0 - \bar{\sigma}_{inst} = 152 - 9,848 - 3 = 139,152$.
 $\sigma'_i = 139,152 \text{ Kg/cm}^2$.

a/ phase 1

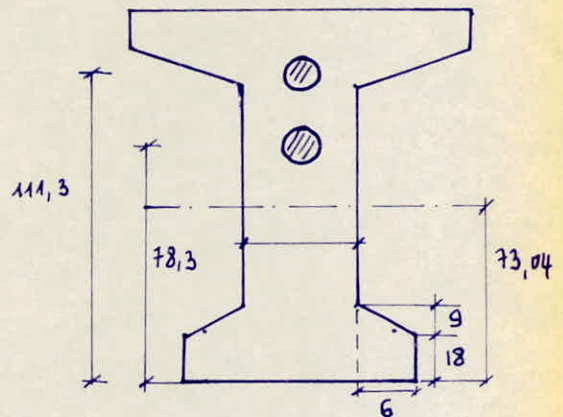
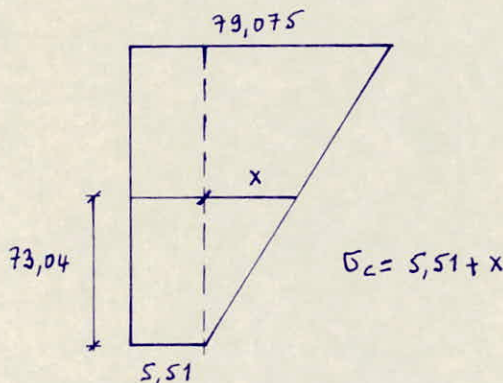
• Contrainte résiduelle $\sigma_r = 139,152 - \frac{1}{3} \cdot 1719 = 133,42,2 \text{ Kg/cm}^2$
 • force de précontrainte/cable: $133,42,2 \times 1 \times 9,8 = 130753,56 \text{ Kg}$
 $N_1 = \bar{P} \cos \alpha_i = P \bar{Z} \cos \alpha_i = 130753,56 (0,96126 + 0,97815) = 253584,76 \text{ Kg}$
 $V_1 = \bar{P} \sin \alpha_i = P \bar{Z} \sin \alpha_i = 130753,56 (0,2756 + 0,2079) = 63219,35 \text{ Kg}$
 • Contrainte de Cisaillement $\bar{\sigma}$.
 $T_r = \text{effort tranchant réduit} = T_p - V_1 = 15,05 \cdot 10^3 - 63219,35 = -48169,35 \text{ Kg}$
 $b_0 = 32 - 6,7 = 25,3 \text{ cm}$
 $I = 9686627,474 \text{ cm}^4$
 $S = 32 \cdot \frac{(73,04)^2}{2} + 2 \cdot 6 \cdot (73,04 - 9) \cdot 18 + 2 \cdot \frac{6}{2} \cdot 9 \cdot (73,04 - 18 - \frac{9}{3})$
 $S = 102000,2652 \text{ cm}^3$
 $\bar{z} = 94,966 \text{ cm}$. d'où $\bar{\sigma} = \frac{T_r}{b \cdot \bar{z}} = -\frac{48169,35}{25,3 \cdot 94,966} = -20,0485 \text{ Kg/cm}^2$

• Contrainte de Cisaillement admissible $\bar{\sigma}$.

• Contraintes engendrées par N_1 .

FI: $\frac{253584,76}{5413,52} \left(1 - \frac{21,616 \cdot 73,04}{1789,34} \right) = 5,51 \text{ Kg/cm}^2$

Fs: $\frac{253584,76}{5413,52} \left(1 + \frac{21,616 \cdot 56,96}{1789,34} \right) = 79,075 \text{ Kg/cm}^2$



$\frac{x}{73,04} = \frac{(79,075 - 5,51)}{130} \Rightarrow x = 41,33$

d'où $\sigma_c = 5,51 + 41,33 = 46,84 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_1^2 = \frac{\bar{\sigma}'}{\bar{\sigma}} (\bar{\sigma} - \sigma_c) (\bar{\sigma}' + \sigma_c) = \frac{17,05}{220} (220 - 46,84) (17,05 + 46,84)$

$\bar{\sigma}_1^2 = 857,397 \rightarrow \bar{\sigma}_1 = 29,28 \text{ Kg/cm}^2$

$\left. \begin{array}{l} |\sigma_{c1}| = 20,0485 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_1 = 29,28 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow |\sigma_{c1}| < \bar{\sigma} \text{ Vérifié.}$

b/ phase 2

- Contraintes résiduelles : $\sigma_r = 13342,2 - \frac{1}{3} \cdot 1719 = 12769,2 \text{ Kg/cm}^2$
- force de précontrainte/câble : $12769,2 \cdot 29,8 = 125138,16 \text{ Kg}$.
- $N_2^{(1)} = 125138,16 (\cos 12 + \cos 16) = 242694,11 \text{ Kg}$.
- $V_2^{(1)} = 125138,16 (\sin 12 + \sin 16) = 60510,44 \text{ Kg}$.
- $T_r = T_p + T_{dalle} - V_2^{(1)} = 15050 + \frac{1,295 \cdot 10^3}{2} - 60510,44 = -29522,84 \text{ Kg}$.
- $T_r = -29522,84 \text{ Kg}$.

$$\sigma = \frac{T_r}{b \cdot s} = \frac{-29522,84}{25,3 \cdot 94,966} = 12,34 \text{ Kg/cm}^2$$

- Contrainte de cisaillement admissible $\bar{\sigma}$.
- Contraintes engendrées par $N_2^{(1)}$

$$FI: \frac{242694,11}{5413,52} \left(1 - \frac{21,616 \times 73,04}{1789,34} \right) = 5,27 \text{ Kg/cm}^2$$

$$FS: \frac{242694,11}{5413,52} \left(1 + \frac{21,616 \times 56,96}{1789,34} \right) = 75,68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_c = 5,27 + \frac{73,04(75,68 - 5,27)}{130} = 44,83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}^2 = \frac{17,05}{220} (220 - 44,83)(17,05 + 44,83) = 840,06 \rightarrow \bar{\sigma} = 28,98$$

$$\left| \sigma \right| = 12,34 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \left| \sigma \right| < \bar{\sigma}$$

$$\bar{\sigma} = 28,98 \text{ Kg/cm}^2$$

c/ phase 3.

La deuxième série des câbles n'influe pas sur la section d'about: section résistante (poutre + dalle).

- première série de câbles:

- Contraintes résiduelles : $\sigma_r = 12769,2 - \frac{1}{3} \cdot 1719 = 12196,2 \text{ Kg/cm}^2$
- force de précontrainte/câble : $119522,76 \text{ Kg}$.
- $N_3^{(1)} = 119522,76 (\cos 12 + \cos 16) = 231803,552 \text{ Kg}$.
- $V_3^{(1)} = 119522,76 (\sin 12 + \sin 16) = 57795,117 \text{ Kg}$.
- Contrainte de cisaillement : τ .

• $b_0 = 25,3 \text{ cm}$

$I = 22139756,35 \text{ cm}^4$

$T_r = 15050 + 15937,5 - 57795,117 = -26807,617 \text{ Kg}$.

$$S = 32 \times \frac{(105,5)^2}{2} + 2 \times 6 \times (105,5 - 9) \cdot 18$$

$$+ 2 \times \frac{6}{2} \times 9 \cdot \left(105,5 - 18 - \frac{9}{3} \right) - 35,24 \cdot 27,2$$

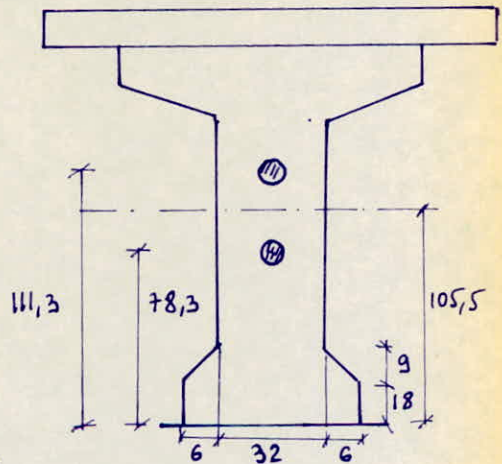
$$S = 202532,472 \text{ cm}^3$$

$$z = \frac{I}{S} = 109,3 \text{ cm}$$

$$\text{donc } \sigma = \frac{-26807,617}{25,3 \times 109,3} = -9,69 \text{ Kg/cm}^2$$

- Contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}$.
- Contraintes engendrées par $N_3^{(1)}$.

$$FI: \frac{231803,552}{10163,52} \left(1 + \frac{10,84 \times 105,5}{2178,36} \right) = 34,78 \text{ Kg/cm}^2$$



$$F_5: \frac{231803,552}{10163,52} \left(1 - \frac{10,84 \cdot 49,5}{2178,36} \right) = 17,189 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\rightarrow \sigma_c = 17,189 + \frac{105,5(34,78 - 17,189)}{130} = 31,465 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}^2 = \frac{17,05}{220} (220 - 31,465)(17,05 + 31,465) = 708,87$$

$$\rightarrow \bar{\sigma} = 26,6 \text{ kg/cm}^2 \quad \left. \begin{array}{l} |\tau| = 9,69 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 26,6 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow |\tau| < \bar{\sigma}.$$

d/ phase 4.

. Contraintes résiduelles : $\sigma_r = 12196,2 \text{ kg/cm}^2$

. force de précontrainte / câble : $119522,76 \text{ kg}$.

$$N_4^{(1)} = 231803,552 \text{ kg}.$$

$$V_4^{(1)} = 57795,117 \text{ kg}.$$

. Contrainte de cisaillement τ .

$$T_r = T_p + T_{dalle} + T_{ccp} - V_4^{(1)} = T_q - V_4^{(1)}$$

$$T_r = 44729,2 - 57795,117 = -13065,917 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{T_r}{b \cdot z} = \frac{-13065,917}{25,3 \cdot 109,3} = -4,725 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma} = 26,6 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow |\tau| < \bar{\sigma}.$$

e/ phase 5.

$$N_5^{(1)} = N_4^{(1)} = 231803,552 \text{ kg}.$$

$$V_5^{(1)} = V_4^{(1)} = 57795,117 \text{ kg}.$$

. Contrainte de cisaillement τ .

$$T_r = T_Q + T_G - V_5^{(1)} = (43028,6 + 681,7) + 44729,2 - 57795,117$$

$$T_r = 30644,38 \text{ kg}.$$

$$\tau = \frac{30644,38}{25,3 \cdot 109,3} = 11,08 \text{ kg/cm}^2.$$

. contrainte de cisaillement admissible $\bar{\sigma}$.

$$\bar{\sigma} = 26,6 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \tau < \bar{\sigma}.$$

II/ section où immerge le câble N° 2 (X=1,5m).

a/ phase 1.

première série des câbles.

. Contrainte initiale : $\sigma_i = \sigma_0 - \sigma_{fr} - \sigma_{racc} - \Delta \sigma_c$.

$$\sigma_i = 152 - 1,9228 - 8,85 - 3 = 138,227 \text{ kg/mm}^2.$$

la première série des câbles va subir une perte estimée à $\frac{1}{3} \bar{\sigma}_d$.

. Contrainte résiduelle : $\sigma_r = 138,227 - \frac{1}{3} 1719 = 13249,7 \text{ kg/cm}^2$

. force de précontrainte / câble : $129847,06 \text{ kg}$.

$$N_1^{(1)} = \bar{\Sigma} P \cos \alpha_i = 129847,06 (0,976 + 0,987) = 254889,78 \text{ kg}.$$

$$V_1^{(1)} = \bar{\Sigma} P \sin \alpha_i = 129847,06 (0,160 + 0,217) = 48981,655 \text{ kg}.$$

. Contrainte de cisaillement τ .

$$\bar{\sigma} = \frac{T_r}{b_0 \cdot z}$$

$$T_r = 13244 - 48981,655 = -35737,655 \text{ Kg}$$

$$b_0 = 32,67 = 25,3 \text{ cm}$$

$$I = 9707242,187 \text{ cm}^4$$

$$S = 32 \times \frac{73,113^2}{2} + 2 \times 6 \times 18 \cdot (73,113 - 9) + \frac{6}{2} \cdot 2 \times 9 \left(73,113 - 18 - \frac{9}{3} \right) - 2 \times 35,24 \times 12,153 =$$

$$S = 101334,1392 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow z = \frac{I}{S} = 95,79 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma} = \frac{-35737,655}{25,3 \times 95,79} = -14,75 \text{ Kg/cm}^2$$

- Contrainte de cisaillement admissible $\bar{\sigma}$.
- Contraintes engendrées par $N_1^{(1)}$.

$$F I : \frac{254889,78}{5378,28} \left(1 + \frac{12,153 \times 73,113}{1804,897} \right) = 70,72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F S : \frac{254889,78}{5378,28} \left(1 - \frac{12,153 \times 56,887}{1804,897} \right) = 29,24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_c = 29,24 + 56,887 \left(\frac{70,72 - 29,24}{130} \right) = 47,39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}^2 = \frac{17,05}{220} \left(220 - 47,39 \right) \left(17,05 + 47,39 \right) = 859,48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma} = 29,32 \text{ Kg/cm}^2 \quad \left. \begin{array}{l} |\bar{\sigma}| = 14,75 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 29,32 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow |\bar{\sigma}| < \bar{\sigma}$$

b) phase 2. (section résistante : poutre seule)

• 1^{ère} précontrainte.

$$\text{• contrainte résiduelle : } \bar{\sigma}_r = 13249,47 - \frac{1}{3} \cdot 1719 = 12676,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{• force de précontrainte / câble : } 124231,66 \text{ Kg}$$

$$N_2^{(1)} = P \bar{z} \cos \alpha_i = 124231,66 (0,976 + 0,987) = 243866,75 \text{ Kg}$$

$$V_2^{(1)} = P \bar{z} \sin \alpha_i = 124231,66 (0,217 + 0,160) = 46835,335 \text{ Kg}$$

• Contrainte de cisaillement $\bar{\sigma}$:

$$T_r = 13244 + 14025 - 46835,335 = -19566,335 \text{ Kg}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{-19566,335}{25,3 \times 95,79} = -8,07 \text{ Kg/cm}^2$$

• Contrainte de cisaillement admissible $\bar{\sigma}$

• Contraintes engendrées par l'effort $N_2^{(1)}$.

$$F I : \frac{243866,75}{5378,28} \left(1 + \frac{12,153 \times 73,113}{1804,897} \right) = 67,66 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F S : \frac{243866,75}{5378,28} \left(1 - \frac{12,153 \times 56,887}{1804,897} \right) = 27,975 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_c = 27,975 + 56,887 \left(\frac{67,66 - 27,975}{130} \right) = 45,34 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}^2 = \frac{17,05}{220} \left(220 - 45,34 \right) \left(17,05 + 45,34 \right) = 844,52$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma} = 29,06 \text{ Kg/cm}^2 \quad \left. \begin{array}{l} |\bar{\sigma}| = 8,07 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 29,06 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow |\bar{\sigma}| < \bar{\sigma}$$

c/ phase 3. Section résistante : poutre + dalle.

• première série des câbles

• Contrainte résiduelle : $\sigma_r = 12676,7 - \frac{1}{3} \cdot 1719 = 12103,7 \text{ Kg/cm}^2$

• force de précontrainte / câble : $118616,26 \text{ Kg}$.

$$N_3^{(1)} = \bar{Z} P \cos \alpha_i = 118616,26 (0,976 + 0,987) = 232843,72 \text{ Kg}$$

$$V_3^{(1)} = \bar{Z} P \sin \alpha_i = 118616,26 (0,160 + 0,217) = 44718,33 \text{ Kg}$$

• 2^{ème} série des câbles : $\Delta \sigma_{rec} = 14,38 \text{ Kg/mm}^2$.

• Contrainte initiale : $\sigma_i = 152 - 14,38 - 3 = 134,62 \text{ Kg/mm}^2$.

cette deuxième série des câbles subira une perte estimée à

$$\frac{1}{3} \bar{Z} \Delta \sigma_{diff}$$

• Contrainte résiduelle : $\sigma_r = 134,62 - \frac{1}{3} \cdot 1719 = 12889 \text{ Kg/cm}^2$

• force de précontrainte / câble : $126312,2^3 \text{ Kg}$.

Le premier câble émergent n'influe pas sur l'effort tranchant.

$$N_3^{(2)} = P \cos \alpha = 126312,2 \cdot 0,9119 = 115184,095 \text{ Kg}$$

$$V_3^{(2)} = P \sin \alpha = 126312,2 \cdot 0,4264 = 53838,53 \text{ Kg}$$

$$d'où \quad N_3 = N_3^{(1)} + N_3^{(2)} = 232843,72 + 115184,095 = 348027,815 \text{ Kg}$$

$$V_3 = V_3^{(1)} + V_3^{(2)} = 44718,33 + 53838,53 = 98556,86 \text{ Kg}$$

• Contrainte de cisaillement $\bar{\tau}$.

$$T_r = T_p + T_{dalle} - V_3 = 13244 + 14025 - 98556,86 = -69287,86 \text{ Kg}$$

$$S = 32 \times \frac{105,65^2}{2} + 2 \times 6 \times 18 \cdot (105,65 - 9) + 2 \times \frac{6}{2} \times 9 \cdot (105,65 - 18 - \frac{9}{3}) - 2 \times 35,24 \cdot 44,69 = 200888,5$$

$$S = 200888,5 \rightarrow \bar{z} = 110 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau} = \frac{-69287,86}{25,3 \times 110} = -24,896 \text{ Kg/cm}^2$$

• Contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}$.

• Contraintes normales engendrées par l'effort N_3 .

$$F_I: \frac{348027,815}{10128,28} \left(1 + \frac{22,83 \cdot 105,65}{2181,86} \right) = 72,35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_S: \frac{348027,815}{10128,28} \left(1 - \frac{22,83 \cdot 40,35}{2181,86} \right) = 16,62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 16,62 + 40,35 \left(\frac{72,35 - 16,62}{130} \right) = 37,78 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}^2 = \frac{17,05}{220} (220 - 37,78) (17,05 + 37,78) = 774 \rightarrow \bar{\sigma} = 27,826 \text{ Kg/cm}^2$$

$$|\bar{\tau}| = 24,896 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow |\bar{\tau}| < \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = 27,826 \text{ Kg/cm}^2$$

d/ phase 4.

• 1^{ère} série des câbles :

• Contrainte résiduelle : $\sigma_r = 12103,7 \text{ Kg/cm}^2$

• force de précontrainte / câble : $118616,26 \text{ Kg}$.

$$N_4^{(1)} = \bar{Z} P \cos \alpha_i = 232843,72 \text{ Kg}$$

$$V_4^{(1)} = \bar{Z} P \sin \alpha_i = 44718,33 \text{ Kg}$$

• 2^{ème} série des câbles.

- Contrainte résiduelle : $\sigma_r = 12889 - \frac{1}{3} \cdot 1719 = 11743 \text{ Kg/cm}^2$
- force de précontrainte / câble : $115081,4 \text{ Kg}$.
 $N_4^{(2)} = 115081,4 \cdot 0,9119 = 104942,73 \text{ Kg}$.
 $V_4^{(2)} = 115081,4 \cdot 0,4104 = 47229,4 \text{ Kg}$.

$$N_4 = N_4^{(1)} + N_4^{(2)} = 232843,72 + 104942,73 = 337786,45 \text{ Kg}$$

$$V_4 = V_4^{(1)} + V_4^{(2)} = 44718,33 + 47229,4 = 91947,73 \text{ Kg}$$

- Contrainte de cisaillement.

$$T_r = T_p + T_{dalle} + T_{ccp} - V_4 = T_G - V_4$$

$$T_r = 39361,7 - 91947,73 = -52586,03 \text{ Kg}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{T_r}{b \cdot z} = \frac{-52586,03}{25,3 \cdot 110} = 18,89 \text{ Kg/cm}^2$$

- Contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}$.
- Contraintes normales engendrées par l'effort N_4 .

$$F I : \frac{337786,45}{10128,28} \left(1 + \frac{22,83 \cdot 105,65}{2181,86} \right) = 70,22 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F S : \frac{337786,45}{10128,28} \left(1 - \frac{22,83 \cdot 49,35}{2181,86} \right) = 16,13 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_c = 16,13 + 49,35 \left(\frac{70,22 - 16,13}{130} \right) = 36,66 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{17,05}{220} \left(220 + 36,66 \right) \left(17,05 + 36,66 \right) = 763,157$$

$$\bar{\tau} = 27,625 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow |\bar{\sigma}| < \bar{\tau}$$

e/phase 5.

1^{ère} série des câbles.

- Contrainte résiduelle : $12103,7 \text{ Kg/cm}^2$
- force de précontrainte / câble : $118616,26 \text{ Kg}$.
 $N_5^{(1)} = \sum P_i \cos \alpha_i = 232843,72 \text{ Kg}$.
 $V_5^{(1)} = \sum P_i \sin \alpha_i = 44718,33 \text{ Kg}$.

2^{ème} série de câbles.

- Contrainte résiduelle : 11743 Kg/cm^2
- force de précontrainte : $115081,4 \text{ Kg}$.
 $N_5^{(2)} = 104942,73 \text{ Kg}$.
 $V_5^{(2)} = 47229,4 \text{ Kg}$

$$N_5 = N_5^{(1)} + N_5^{(2)} = 232843,72 + 104942,73 = 337786,45 \text{ Kg}$$

$$V_5 = V_5^{(1)} + V_5^{(2)} = 91947,73 \text{ Kg}$$

- surcharge : le système D donne l'effet le plus défavorable.

$$(\text{Système D} + \text{surcharge de trottoirs}) : T_s = 38,465 \cdot 10^3 \text{ Kg}$$

$$T_r = 38465 - 52586,03 = -14121,03 \text{ Kg}$$

$$\bar{\sigma} = - \frac{14121,03}{25,3 \cdot 110} = -5,07 \text{ Kg/cm}^2, \quad |\bar{\sigma}| < \bar{\tau} = 27,625 \text{ Kg/cm}^2$$

III/ Section où émerge le câble N°1 (x = 4,5 m)

a/ phase 1. section résistante: poutre seule.

- Première série des câbles.
- Contrainte initiale: $\sigma_i = 152 - 5,5375 - 6,869 - 3 = 136,59 \text{ kg/mm}^2$.

pertes de tension estimée $\bar{\alpha} = \frac{1}{3} \bar{\Delta}$.

- Contrainte résiduelle: $136,59,35 - \frac{1}{3} \cdot 1719 = 13086,35 \text{ kg/cm}^2$.
- force de précontrainte / câble: $128246,23 \text{ kg}$.

$N_1^{(1)} = \bar{P} \bar{\cos} \alpha_i = 128246,23 (0,9947 + 0,9979) = 255543,44 \text{ kg}$.

$V_1^{(1)} = \bar{P} \bar{\sin} \alpha_i = 128246,23 (0,063 + 0,102) = 21160,63 \text{ kg}$.

- Contrainte de cisaillement τ .

$T_p = 9,632 \cdot 10^3 \text{ kg}$

$T_r = 9632 - 21160,63 = -11528,63 \text{ kg}$.

$b_0 = 25,3 \text{ cm}^2$

$S = 32 \cdot \frac{74,6}{2} + 2 \times 6 \cdot 18 \cdot (74,6 - 9) + 2 \times \frac{6}{2} \cdot 9 \cdot (74,6 - 18 - \frac{9}{3}) - 3 \times 35,24 \cdot 50,51 = 100766,64 \text{ cm}^3$.

$I = 9646902,86 \text{ cm}^4$

$\rightarrow z = 95,735 \text{ cm} \rightarrow \tau = - \frac{11528,63}{25,3 \times 95,735} = -4,76 \text{ kg/cm}^2$.

- Contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}$.

- Contrainte engendrée par l'effort $N_1^{(1)}$.

$FI: \frac{255543,44}{5343,04} \left(1 + \frac{25,69 \cdot 74,6}{1808,397} \right) = 98,5 \text{ kg/cm}^2$

$FS: \frac{255543,44}{5343,04} \left(1 - \frac{25,69 \cdot 55,4}{1808,397} \right) = 10,19 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_c = 10,19 + 55,4 \left(\frac{98,5 - 10,19}{130} \right) = 47,82 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\tau}^2 = \frac{17,05}{220} \left(220 - 47,82 \right) \left(17,05 + 47,82 \right) = 865,62$

$\bar{\tau} = 29,42 \text{ kg/cm}^2 \quad |\tau| < \bar{\tau}$.

b/ phase 2. coulage de la dalle: section résistante: poutre seule

- Première série des câbles.

• Contrainte résiduelle: $\sigma_r = 13086,35 - \frac{1}{3} \cdot 1719 = 12513,35 \text{ kg/cm}^2$.

• force de précontrainte / câble: $122630,83 \text{ kg}$.

$N_2^{(1)} = P \bar{\cos} \alpha_i = 122630,83 (0,9947 + 0,9979) = 244354,19 \text{ kg}$.

$V_2^{(1)} = P \bar{\sin} \alpha_i = 122630,83 (0,063 + 0,102) = 20234,08 \text{ kg}$.

- Contrainte de cisaillement τ .

$T_r = 9632 + 10200 - 20234,08 = -402,08 \text{ kg}$

$\tau = - \frac{402,08}{25,3 \times 95,735} = 0,166 \text{ kg/cm}^2$.

$\sigma_c = 55,4 \left(\frac{94,187 - 9,74}{130} \right) + 9,74 = 45,72 \text{ kg/cm}^2$.

$\rightarrow \bar{\tau} = 29,11 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow |\tau| < \bar{\tau}$.

c/ phase 3 section résistante : poutre + dalle.

1^{ère} série des câbles.

- Contrainte résiduelle: $\sigma_r = 12513,35 - \frac{1}{3} \cdot 1719 = 11940,35 \text{ kg/cm}^2$
- force de précontrainte / câble: $117015,43 \text{ kg}$.
- $N_3^{(1)} = 117015,43 (0,9979 + 0,9947) = 233164,95 \text{ kg}$.
- $V_3^{(1)} = 117015,43 (0,063 + 0,102) = 19307,546 \text{ kg}$.

2^{ème} série de câbles.

- Contrainte initiale: $\sigma_i = 152 - 12,48 - 3,715 \cdot 3 = 132,805 \text{ kg/cm}^2$
- Contrainte résiduelle: $\sigma_r = 13280,5 - \frac{1}{3} \cdot 1719 = 12707,5 \text{ kg/cm}^2$
- force de précontrainte / câble: $124533,5 \text{ kg}$.
- $N_3^{(2)} = 124533,5 (0,9119 + 0,98119) = 235753,124 \text{ kg}$.
- $V_3^{(2)} = 124533,5 (0,4104 + 0,193) = 75143,514 \text{ kg}$.

$$N_3 = N_3^{(1)} + N_3^{(2)} = 468918,1 \text{ kg}$$

$$V_3 = V_3^{(1)} + V_3^{(2)} = 94451,06 \text{ kg}$$

- contrainte de cisaillement τ .

$$T_r = T_p + T_{\text{dalle}} - V_3 = 9632 + 10200 - 94451,06 = -74619,06 \text{ kg}$$

$$S = 197334,74 \text{ cm}^3$$

$$I = 21717422,66 \text{ cm}^4 \rightarrow z = 110,05 \text{ cm}$$

$$\tau = - \frac{74619,06}{25,3 \cdot 110,05} = -26,8 \text{ kg/cm}^2$$

- Contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}$.

- Contraintes engendrées par l'effort N_3

$$F_I = \frac{468918,1}{10093,04} \left(1 + \frac{57,84 \cdot 106,19}{2151,723} \right) = 179 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_S = \frac{468918,1}{10093,04} \left(1 - \frac{57,84 \cdot 48,81}{2151,723} \right) = -14,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 57,84 \left(\frac{179,00 - 14,5}{1,30} \right) - 14,5 = 71,59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = 31,93 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow |\sigma| < \bar{\sigma}$$

d/ phase 4.

1^{ère} série des câbles.

$$N_4^{(1)} = 233164,95 \text{ kg}$$

$$V_4^{(1)} = 19307,5 \text{ kg}$$

2^{ème} série des câbles.

- Contrainte résiduelle: $12707,5 - \frac{2}{3} \cdot 1719 = 11561,5 \text{ kg/cm}^2$
- force de précontrainte / câble: $113302,7 \text{ kg}$.

$$N_4^{(2)} = 113302,7 (0,9119 + 0,98119) = 214492,21 \text{ kg}$$

$$V_4^{(2)} = 113302,7 (0,4104 + 0,193) = 68366,85 \text{ kg}$$

.104-

$$N_4 = N_4^{(1)} + N_4^{(2)} = 447657,16 \text{ kg.}$$

$$V_4 = V_4^{(1)} + V_4^{(2)} = 87674,35 \text{ kg.}$$

. contrainte de cisaillement τ .

$$T_r = T_G - V_4 = 28626,69 - 87674,35 = -59047,66 \text{ kg.}$$

$$\tau = \frac{T_r}{b \cdot z} = \frac{-59047,66}{25,3 \cdot 110,05} = -21,2 \text{ kg/cm}^2$$

. Calcul de la contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}$.

. Contraintes normales engendrées par l'effort N_4 .

$$F I: \quad \sigma' = 170,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$F S: \quad \sigma = 13,84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{57,84(170,9 - 13,84)}{130} - 13,84 = 68,355 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\rightarrow \bar{\tau} = 31,68 \text{ kg/cm}^2 \quad \left| \begin{array}{l} |\tau| = 21,2 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\tau} = 31,68 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right| \rightarrow |\tau| < \bar{\tau}.$$

e/ phase 5.

$$N_5 = 447657,16 \text{ kg.}$$

$$V_5 = 87674,35 \text{ kg.}$$

. contrainte de cisaillement τ .

$$T_r = T_G + T_Q - V_5 = 28626,69 + 27974,55 - 87674,35.$$

$$T_r = -31073,11 \text{ kg.}$$

$$\tau = -\frac{31073,11}{25,3 \cdot 110,05} = -11,16 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\tau} = 31,68 \text{ kg/cm}^2.$$

$$|\tau| < \bar{\tau} \text{ . Verifié .}$$

CHAPTER 10

VERIFICATION

BUT RUPTURE

10. SECURITE A LA RUPTURE

I/ Securite à la rupture en flexion.

1) moment de rupture par les aciers (IP1 - Page 44)

$$M_{RA} = 0,9 \cdot h \cdot w \cdot R_s$$

h = hauteur utile

w = section d'acier

R_s = contrainte de rupture garantie.

$$M_{RA} = 0,9 (155 - 11,725) \cdot 10^{-2} \cdot 9,80 \cdot 4 \cdot \frac{176,4}{9,80} = 909,85 \text{ t-m}$$

2) moment de rupture par le béton;

• âme : $\pi_{RB}(\hat{a}me) = 0,35 \times b_0 \times h^2 \cdot \sigma_{28}$
avec $\sigma'_{28} = 400 \text{ Kg/cm}^2$.

$$M_{RB}(\hat{a}me) = 0,35 \times 0,18 \times (155 - 11,725)^2 \cdot 10^{-4} \cdot 400 \cdot 10^4 = 517298,69 \text{ Kg-m}$$

soit $M_{RB}(\hat{a}me) = 517,2987 \text{ t-m}$.

• hourdis : ① $M_{RB} = 0,80 (b - b_0) h_0 (h - \frac{h_0}{2}) \sigma'_{28}$

$$M_{RB} = 0,8 (1,9 - 0,18) \times 0,25 \times (155 - 11,725 - \frac{2,5}{2}) \cdot 10^{-2} \times 400 \cdot 10^4 = 1799,464 \text{ t-m}$$

② $M_{RB} = 0,35 (b - b_0) h^2 \cdot \sigma'_{28}$

$$M_{RB} = 0,35 (1,9 - 0,18) \cdot (155 - 11,725)^2 \cdot 10^{-4} \cdot 400 \cdot 10^4 = 4943,076 \text{ t-m}$$

$M_{RB} = 4943,076 \text{ t-m}$.

On prendra la valeur la plus faible des deux moments $M_{RB} \text{ ①}$ et $M_{RB} \text{ ②}$: Donc le moment de rupture du béton sera :

$$M_{RB} = M_{RB}(\text{hourdis}) + M_{RB}(\hat{a}me) = 1799,464 + 517,2987 = 2316,7627 \text{ t-m}$$

3) moment de fissuration.

le moment de fissuration M_f est celui sous l'action duquel la contrainte de la fibre extrême tendue atteindrait la traction ultime $2\sigma'_n$ en supposant une distribution plane des contraintes dans la section.

$$2\sigma'_n = -2 \times 31 = -62 \text{ Kg/cm}^2$$

Nous avons sur la fibre inférieure $\sigma = \sigma_p + 2\sigma'_n$

avec : $\sigma = \frac{M_f}{W_I} \rightarrow M_f = \sigma \cdot W_I = (\sigma_p + 2\sigma'_n) \cdot W_I$

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

$\sigma_p = 321,45 \text{ Kg/cm}^2$ (à la 5^{ème} phase).

d'où : $\sigma = 321,45 + 62 = 383,45 \text{ Kg/cm}^2$

$$W_I = 169729,0314 \text{ cm}^3$$

$$\text{donc } M_f = 6,508 \cdot 10^7 \text{ Kg} \cdot \text{cm} < M_{RA} = 9,098 \cdot 10^7 \text{ Kg} \cdot \text{cm}.$$

4°) securité.

on doit avoir :

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

et

$$2) M_G + 1,8 M_Q \leq \begin{cases} 0,9 \cdot M_{RA} & \text{si } M_f < M_{RA} \\ 0,8 M_{RA} & \text{si } M_f \geq M_{RA} \end{cases}$$

• Application au projet :

$$\textcircled{1} M_G + 1,8 M_Q = 279,55 + 1,8 \cdot 209,662 = 656,94 \text{ t} \cdot \text{m}.$$

$$0,7 M_{RB} = 0,7 \cdot 2316,7627 = 1621,73 \text{ t} \cdot \text{m}.$$

$$656,94 < 1621,73 \text{ vérifié.}$$

$$\textcircled{2} 0,9 \cdot M_{RA} = 0,9 \cdot 909,85 = 818,865 \text{ t} \cdot \text{m}.$$

$$656,94 < 818,865 \text{ t} \cdot \text{m}.$$

Donc la securité par rapport au béton et aux aciers, à la rupture en flexion est assurée.

II / Securité à la rupture par effort tranchant.

• Compression des bielles : IP1 : art. 14.

Calculons τ et σ avec les surcharges majorées à 30%.

$$1,8 \cdot T_Q = 1,8 \cdot 43,7103 = 78,67854 \text{ t}.$$

T_r = effort tranchant réduit non majoré

$$T_r = T_Q + T_G - T_P = (43,0286 + 0,6817) + 44,7279 - 57,795117$$

$$T_r = 30,6444 \text{ t}.$$

T_r' = effort tranchant réduit majoré.

$$T_r' = 1,8 T_Q + T_G - T_P = 78,678 + 44,7292 - 57,795117$$

$$T_r' = 65,612 \text{ t}.$$

$$\Rightarrow \tau = \frac{65612}{25,3 \cdot 109,3} = 23,72 \text{ Kg/cm}^2.$$

• la contrainte σ au niveau du centre de gravité des armatures due à la précontrainte seule.

$$\sigma_c = 31,465 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{on a donc : } \operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma} = \frac{2 \cdot 23,72}{31,465} = 1,507 \Rightarrow \sin 2\alpha = 0,833$$

la contrainte de compression des bielles de béton est : $\sigma = \frac{2 \cdot \tau}{\sin 2\alpha}$

$$\sigma = \frac{2 \cdot 23,72}{0,833} = 56,95 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma = 56,95 \text{ Kg/cm}^2 < 0,5 \cdot \sigma'_{28} = 200 \text{ Kg/cm}^2.$$

• resistance des armatures transversales.

$$\text{on a : } \sigma'_a = \frac{t \cdot T_r}{A't} \cdot \frac{\operatorname{tg} \alpha}{z} = \frac{25 \cdot 65612 \cdot 0,536}{1,57 \cdot 109,3} = 5123,5 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_a > \bar{\sigma}'_a = 1,2 \sigma_{en} = 5040 \text{ Kg/cm}^2. \text{ : on prendra comme espacement à l'about } t = 22 \text{ cm}.$$

$$\sigma'_a = \frac{22 \cdot 65612}{1,57} \cdot \frac{0,536}{109,3} = 4508,7 \text{ Kg/cm}^2.$$

$\sigma'_a = 4508,7 \text{ Kg/cm}^2$; cette valeur est bien inférieure à la limite élastique σ_{en} majorée de 20% : $1,2 \sigma_{en} = 5040 \text{ Kg/cm}^2$. $\sigma'_a < \bar{\sigma}'_a$: vérifié.

CHAÎTIRE 11

CALCUL

DES

DEFORMATIONS

11. DEFORMATIONS.

I/ 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 contrainte résultant dans les diverses sections de la pièce.

II/ Flèches et contre-flèches.

1) flèche due au poids propre.

la flèche à mi-travée est donnée par : $f_G = \frac{5 q_G \cdot l^4}{384 EI}$

avec : $q_G = 3,578 \text{ t/ml}$
 $I = 18831945,22 \text{ cm}^4$
 $E = E_V = 1,24 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$
 $l = 25 \text{ m}$

d'où $f_G = \frac{5 \cdot 3,578 \cdot 25^4 \cdot 10^8}{384 \cdot 1,24 \cdot 10^6 \cdot 18831945,22 \cdot 10^6} = +0,069 \text{ m}$

2/ Contre flèche de précontrainte.

la contrainte dans les fils au milieu est :

à la mise en tension : $\sigma'_i = \frac{136,9 + 133,05}{2} = 135 \text{ Kg/mm}^2$

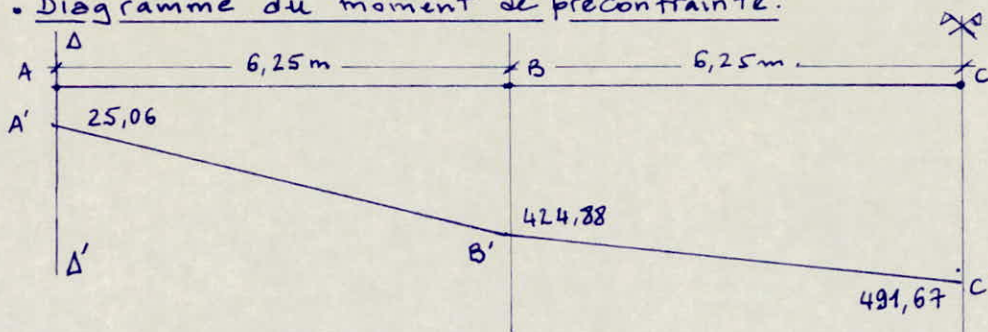
En service : $\sigma'_s = \frac{115,86 + 119,71}{2} = 117,8 \text{ Kg/mm}^2$

la contrainte moyenne à considérer : $\sigma'_m = \frac{135 + 117,8}{2} = 126,4 \text{ Kg/mm}^2$

sections	N (t)	z (m)	M _p = N · z (t-m)
Milieu	495,5	$-99,228 \cdot 10^{-2}$	491,67 t-m
quart	490,11	$-86,69 \cdot 10^{-2}$	424,88 t-m
about.	240,24	$-10,43 \cdot 10^{-2}$	25,06 t-m.

$N = \sigma'_m \cdot \bar{z} \cdot \cos \alpha \cdot S$

• Diagramme du moment de précontrainte.



On doit calculer le moment statique du diagramme ainsi défini par rapport à l'axe (ΔΔ')

la formule donnant la distance du centre de gravité au petit côté "d" d'un trapèze est la suivante :

$$X_G = \frac{2B + b}{B + b} \times \frac{h}{3}$$

où $B = \text{Grand côté}$
 $b = \text{Petit côté}$
 $h = \text{hauteur du trapèze}$

$S/\Delta\delta' = S_1 \cdot X_{G_1} + S_2 \cdot X_{G_2}$ avec :

$S_1 = -\frac{(25,06 + 424,88) \cdot 6,25}{2} = -1406 \text{ t-m}^2$

$X_{G_1} = \frac{(2 \cdot 424,88 + 25,06)}{25,06 + 424,88} \cdot \frac{6,25}{3} = 4,05 \text{ m}$

$S_2 = 2864,22 \text{ t-m}^2$

$X_{G_2} = 9,45 \text{ m}$

d'où $S/\Delta\delta' = 1406 \cdot 4,05 - 2864,22 \cdot 9,45 = -21372,58 \text{ t-m}^3$

Soit : $S/\Delta\delta' = \int_0^{l/2} M \cdot x \, dx = \sum_{i=1}^2 \delta_i X_{G_i} = -21372,58 \text{ t-m}^3$

on aura donc comme flèche de précontrainte :

$f_p = \int_0^{l/2} \frac{M \cdot x \cdot dx}{EI} = \frac{-21372,58}{1,4 \cdot 10^6 \cdot 18831945,22 \cdot 10^{-8}} = -0,081 \text{ m}$

3° flèche de surcharge.

$f_q = \frac{5 q_0 \cdot l^4}{384 E_i I}$ avec $q_0 = 3,497 \text{ t/ml}$
 $E_i = 3 \cdot E_v = 4,2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

$f_q = \frac{5 \cdot 3,497 \cdot 25^4 \cdot 10^8}{384 \cdot 4,2 \cdot 10^6 \cdot 18831945,22} = 0,022 \text{ m}$

4° flèche de construction

on adopte une flèche de construction pour le fond du coffrage vers le bas.

$f_c = \frac{3}{4} (f_p - f_q) = \frac{3}{4} (0,081 - 0,069) = 9 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

Cumul des flèches.

Service à vide : $f = f_p + f_q + f_c = -0,081 + 0,069 + 0,009 = -0,003 \text{ m}$

Service en charge : $f = f_p + f_q + f_c + f_q = -0,003 + 0,022 = 0,019 \text{ m}$

III/ Calcul des rotations d'appuis.

la formule générale est donnée par l'expression suivante :

$\alpha = \int_0^l \frac{n \cdot x \, dx}{EI \cdot l}$

a) rotation due au poids propre :

$\alpha_{G_1} = \frac{q_0 \cdot l^3}{24 EI} = \frac{3,578 \cdot 25^3 \cdot 10^8}{24 \cdot 1,4 \cdot 10^6 \cdot 18831945,22} = 0,0088 \text{ m}$

b) rotation due à la surcharge :

$\alpha_q = \frac{q_0 \cdot l^3}{24 EI} = \frac{3,497 \cdot 25^3 \cdot 10^8}{24 \cdot 4,2 \cdot 10^6 \cdot 18831945,22} = 0,00288 \text{ m}$

c) rotation due à la précontrainte.

$\int_0^l M \cdot dx = -2 \cdot (1406 + 2864,22) = -8540,44 \text{ t-m}^2$

$\alpha_p = \frac{1}{2EI} \int_0^l n \cdot dx = \frac{-8540,44 \cdot 10^8}{2 \cdot 1,4 \cdot 10^6 \cdot 18831945,22} = -0,0162 \text{ m}$

cumul :

- rotation à vide : $\alpha = \alpha_p + \alpha_q = -0,0162 + 0,0088 = -7,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

- rotation en charge : $\alpha = \alpha_p + \alpha_q + \alpha_q = -0,0162 + 0,0088 + 0,00288 = -4,52 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

CHAPITRE 12

FERRAILLAGE

DES

POULICES

12. FERRAILLAGE DE LA POUTRE.

I/ Armatures transversales.

Bien que l'état de contrainte en chaque section de la poutre est situé dans le domaine de sécurité, il convient de prévoir des étriers dans l'âme qui suppriment les risques de ruines dûs au retrait et aux reprises de bétonnage.

Ces armatures seront justifiées à partir de la théorie de MM. RITTER-NÖRCH en tenant compte d'une inclinaison α tel que :

$$\text{tg } 2\alpha = \frac{2\sigma}{\sigma_c}$$

Les étriers doivent suspendre les deux parties de la poutre que séparerait selon une éventuelle fissure; l'effort tranchant réduit. Ils doivent être bien ancrés dans les deux membrures et espacés entre eux d'une distance t .

* Espacement t :

soit n le nombre de cadres de section A'_t espacés de t

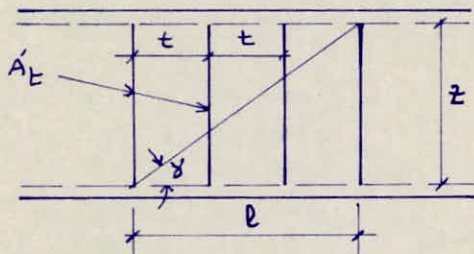
$$P = \frac{nt}{\text{tg } \alpha} \left. \vphantom{\frac{nt}{\text{tg } \alpha}} \right\} \Rightarrow n = \frac{z}{t * \text{tg } \alpha} \quad ; \quad \text{pour } \bar{\sigma}_a = \rho_a \sigma_{en}$$

on doit avoir :

$$\frac{Tr}{n \cdot A'_t} \leq \bar{\sigma}_a \Rightarrow \frac{t \cdot \text{tg } \alpha}{z} \cdot \frac{Tr}{A'_t} \leq \bar{\sigma}_a$$

d'où $t = \frac{\bar{\sigma}_a \cdot A'_t \cdot z}{Tr \cdot \text{tg } \alpha}$

on doit aussi vérifier la relation : $t \leq \inf \left\{ \begin{array}{l} ht (1,25 - 0,95 \cdot \frac{\sigma}{\sigma_c}) \\ b_0 (5 - 2 \frac{\sigma}{\sigma_c}) \\ 4 \cdot b_0 \end{array} \right.$



$$z = \frac{I}{S}$$

$$\rho_a = \begin{cases} \frac{2}{3} & \text{avec reprise de bétonnage.} \\ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma}{\sigma_c} \right)^2 & \text{si non} \end{cases}$$

Dans notre projet : Pas de reprise de bétonnage (la poutre est préfabriquée)

$$\rho_a = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma}{\sigma_c} \right)^2 ; \quad \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

on a choisi des cadres T10, d'où $A'_t = 1,57 \text{ cm}^2$.

$h_t = 130 \text{ cm}$

$b_0 = 32 - 6,7 = 25,3 \text{ cm}$.

1^o / section d'appui.

$\sigma = 20,0485 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma} = 29,8 \text{ Kg/cm}^2$

$Tr = 48169,35 \text{ Kg}$

$\sigma_c = 48,84 \text{ Kg/cm}^2$.

3°/ section où émerge le câble N° 1.

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma} = 26,8 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\tau} = 31,93 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_c = 71,59 \text{ Kg/cm}^2 \\ \tau_r = 74619,06 \text{ Kg/cm} \\ \bar{z} = 110,05 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{tg } 2\gamma = \frac{2 \times 26,8}{71,59} = 0,7487 \Rightarrow \gamma = 18,41^\circ$$

$$\rightarrow \text{tg } \gamma = 0,333.$$

$$\bar{\sigma}' = \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{26,8}{31,93} \right)^2 \right) \times 4200 = 3213,7 \text{ Kg/cm}^2.$$

Espacement minimal t :

$$t = \frac{3213,7 \times 1,57 \times 110,05}{74619,06 \times 0,333} = 22,34 \text{ cm.}$$

Espacements limites.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{E}_1 = 130 \left(1,25 - 0,95 \frac{26,8}{31,93} \right) = 58,8 \text{ cm.} \\ \bar{E}_2 = 25,3 \left(5 - 2 \times \frac{26,8}{31,93} \right) = 84 \text{ cm.} \\ \bar{E}_3 = 101,2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

on prendra finalement un espacement $t = 15 \text{ cm}$.

II/ Armatures longitudinales.

Nous appliquons l'article N° 18 de L'IP1: le pourcentage d'armatures longitudinales pourra être fixé à la moitié environ du pourcentage d'armatures transversales.

$$\bar{\omega}_l = 0,5 \cdot \bar{\omega}_t = 0,5 \cdot 0,16\% = 0,08\%$$

La section minimale est alors:

$$\begin{aligned} \text{Sâme} &= b_0 \cdot h = 32 \cdot 130 = 4160 \text{ cm}^2. \\ A_{\text{min}} &= S_a \cdot \bar{\omega}_l \text{ avec: } S_a = \text{section de l'âme à l'appui.} \\ A_l &= A_{\text{min}} = S_a \cdot \frac{\bar{\omega}_l}{100} = 4160 \cdot \frac{0,08}{100} = 3,33 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6T10. \end{aligned}$$

III/ Cadres du talon.

a/ section médiane:

$$\begin{aligned} \sigma_{28} &= 31 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{\text{en}} &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

. enrobage dans la section médiane : $C = 6,7 \text{ cm}$
 $C = D =$ diamètre de la plus grosse gaine

$$\text{on a: } \frac{\bar{\omega}_t}{t} \geq \frac{C \cdot \sigma_{28}}{\sigma_{\text{en}}} \cdot 100 = \frac{6,7 \cdot 31}{4200} \cdot 100 = 4,95 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

b/ Vers l'about.

$$C \geq 1,3D$$

$$\text{où } \frac{\bar{\omega}_t}{t} \geq 1,3 \cdot 4,95 = 6,435 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

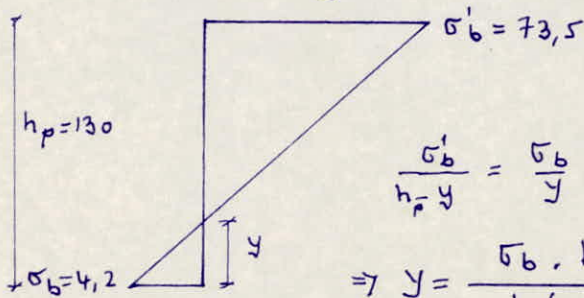
. calcul de l'espacement t.

on utilise des aciers $\phi 10$ ($A = 0,785 \text{ cm}^2$).

a) Zone Centrale: $t = \frac{0,785}{4,95} \cdot 100 = 15,85 \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

b) Zone d'about: $t = \frac{0,785}{6,435} \cdot 100 = 12,19 \text{ cm} \rightarrow t = 12 \text{ cm}$.

- calcul des armatures passives longitudinales capables de reprendre la traction de $4,2 \text{ kg/cm}^2$ dans la fibre inférieure.
 - nous avons le diagramme des contraintes:



$$\frac{\sigma'_b}{h_p - y} = \frac{\sigma_b}{y}$$

$$\Rightarrow y = \frac{\sigma_b \cdot h_p}{\sigma'_b \left(1 - \frac{\sigma_b}{\sigma'_b}\right)} = \frac{4,2 \cdot 130}{73,5 \left(1 - \frac{4,2}{73,5}\right)}$$

$y = 7,03 \text{ cm}$.

d'où la force de traction: $F = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot y \cdot b_0 = \frac{1}{2} \cdot 4,2 \cdot 7,03 \cdot 44 =$
 $F = 649,6 \text{ kg}$.

d'où $A = \frac{F}{\sigma_a} = \frac{649,6}{2800} = 0,23 \text{ cm}^2$.

soit:

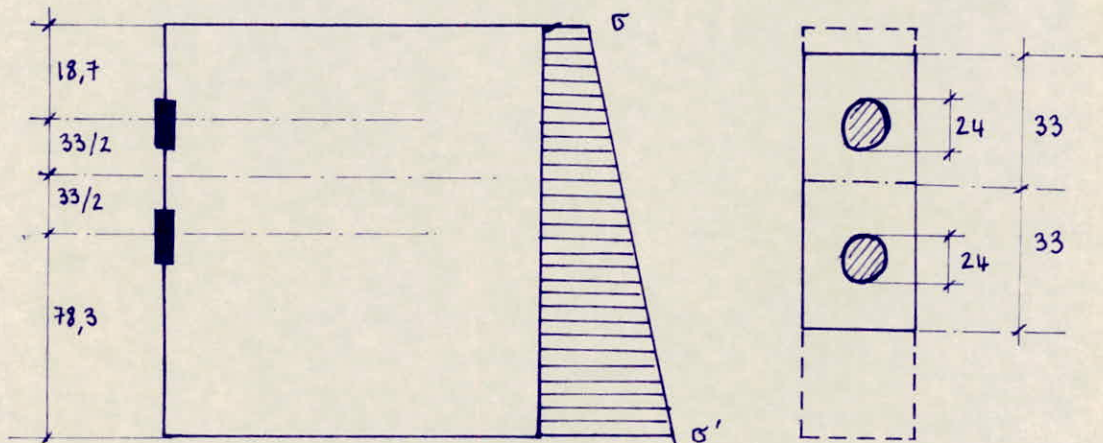
CHAPITRE 13

ETUDE

DE LA ZONE D'AIBOUT

13. ETUDE DES ZONES D'ABOUT

Aux abouts des poutres précontraintes, il est nécessaire de combiner les efforts d'ancrage avec ceux dus aux réactions d'appuis et à l'effort tranchant en tenant compte de ce que la précontrainte n'a son plein effet qu'à une certaine distance de son point d'application. Cette distance est appelée zone de régularisation des contraintes, elle correspond à l'épanouissement des contraintes et se trouve ainsi le siège d'efforts complexes. L'étalement des forces de précontrainte à l'intérieur de cette zone s'effectue non seulement dans le plan moyen de la poutre mais aussi sur tout plan perpendiculaire à l'about de la poutre.



a/ Contrainte de Compression sous l'ancrage.

la limite admissible de la contrainte de compression sous les ancrages est donnée comme suit :

$$\bar{\sigma}'_{Lim} = \frac{1}{1,6} \sigma'_f \cdot K \quad \text{avec :}$$

$$K = 1 + \left(3 - \frac{a_1}{b_1} - \frac{a_2}{b_2} \right) \sqrt{\left(1 - \frac{a_1}{b_1} \right) \left(1 - \frac{a_2}{b_2} \right)}$$

Les plaques d'ancrage sont circulaires et ont un diamètre $\phi = 24$ cm. La surface nette de la plaque sera donc :

$$S = \frac{\pi}{4} (24^2 - 6,7^2) = 416,92 \text{ cm}^2$$

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

$$b_1 = 33 \text{ cm}$$

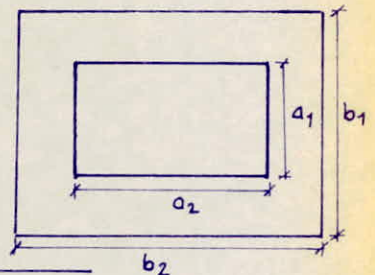
$$b_2 = 32 \text{ cm}$$

$$K = 1 + \left(3 - \frac{21,12}{33} - \frac{21,12}{32} \right) \sqrt{\left(1 - \frac{21,12}{33} \right) \left(1 - \frac{21,12}{32} \right)}$$

$$K = 1,8047$$

par conséquent : $\bar{\sigma}'_{Lim} = \frac{1,8047}{1,6} \cdot 400 = 451,175 \text{ kg/cm}^2$

la contrainte de compression dans le béton s'écris :



$$\sigma_x = \frac{\text{Force de précontrainte à l'ancrage}}{\text{surface nette de la plaque d'ancrage}} = \frac{148,96 \cdot 10^3}{416,92} = 357,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_x = 357,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{\text{lim}} = 451,175 \text{ kg/cm}^2$$

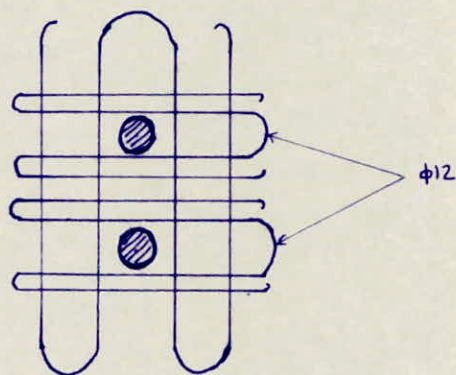
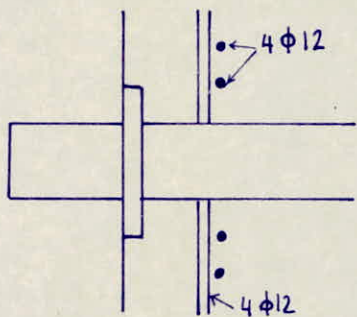
b/. Effort de Surface et calcul des frettes

Les frettes sont placées juste derrière l'ancrage, elles reprennent les efforts de surface et équilibrent un effort $F_s = 0,04 F$.
 F : étant l'effort de précontrainte à l'ancrage.

$$F_s = 0,04 * 148,96 = 5,9584 \text{ t} ; \quad \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{\text{en}} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } A_s = \frac{F_s}{\bar{\sigma}_a} = \frac{5958,4}{1600} = 3,724 \text{ cm}^2$$

On adoptera alors une frette verticale en $\phi 12$ à 4 branches ($A = 4,52 \text{ cm}^2$) ; elle est commune pour les deux ancrages.
 On disposera des frettes horizontales individuelles pour chaque ancrage.



c/. Effort d'éclatement

On doit prévoir des armatures en acier doux de faible diamètre ϕ ; mais Capables de reprendre les efforts d'éclatement ; ces derniers sont suffisamment serrés.

la résultante de cet effort d'éclatement vaut : $R = 0,25 \left(1 - \frac{d'}{d}\right) F$

avec : d' : largeur de la plaque de repartition

d : distance minimale entre axes des deux plaques.

a) Dans le sens vertical : $d' = 24 \text{ cm} ; d = 33 \text{ cm}$.

$$R = 0,25 \left(1 - \frac{d'}{d}\right) F = 0,25 \left(1 - \frac{24}{33}\right) \cdot 148,96 = 10,156 \cdot 10^3 \text{ Kg}$$

$$\text{d'où } A = \frac{R}{\bar{\sigma}_a} = \frac{10156}{1600} = 6,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \phi 12 \text{ (} A = 6,78 \text{ cm}^2 \text{).}$$

Soit 3 cadres $\phi 12$

b) Dans le sens horizontal : $d' = 24 \text{ cm} ; d = 32 \text{ cm}$.

$$R = 0,25 \left(1 - \frac{24}{32}\right) \cdot 148,96 = 9,31 \cdot 10^3 \text{ Kg}$$

$$A = \frac{9310}{1600} = 5,818 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \phi 12 \text{ (} A = 6,78 \text{ cm}^2 \text{)} .$$

On doit prévoir aussi des armatures capables de reprendre les poussées au vide dont la section est évaluée à 0,3% de la section transversale du béton de l'âme.

$$\bar{\omega} = 0,3\%$$

$$B_{\text{âme}} = 130 \times 32 = 4160 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{d'où } A = 0,3 \cdot \frac{4160}{100} = 12,48 \text{ cm}^2 \text{ soit } 12 \phi 12 .$$

Les armatures sont disposées en cadres en nombre de 6 placés entre les distances $h/3 = 43 \text{ cm}$ et $5/6 h = 108 \text{ cm}$.

Elles sont disposées tous les 13 cm.

CHAPITRE 14

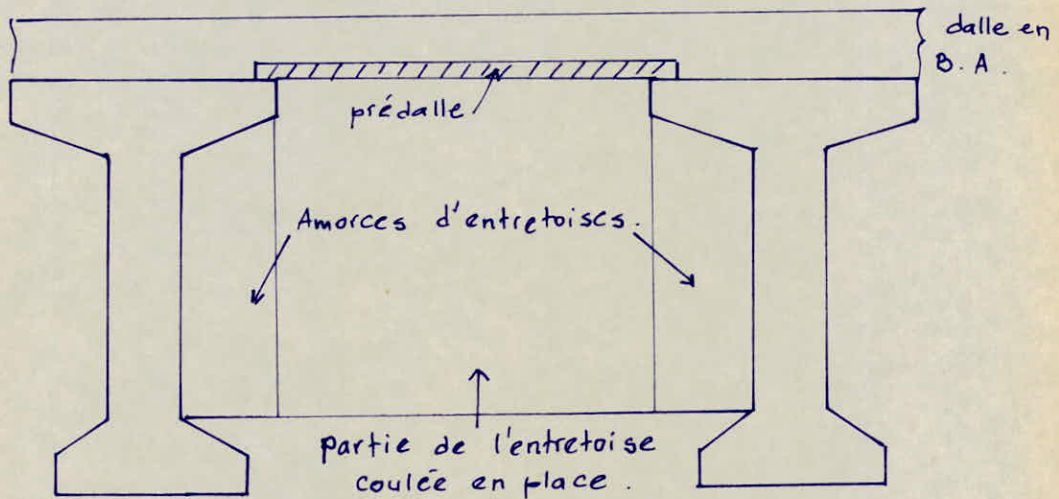
CALCUL

DE L'ENTREPRISE

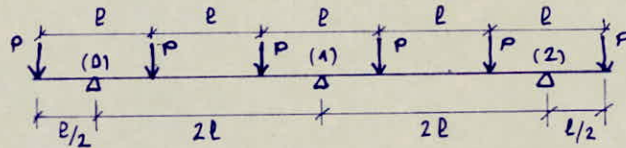
D'ABORD

14. CALCUL DE L'ENTRETOISE D'ABOUT

les entretoises d'about sont utilisées pour permettre le verinage d'un pont pour un éventuel changement des appareils d'appuis.



pour le calcul de l'entretoise on a prévu l'existence de 3 verins de part et d'autre capables de soulever le tablier. Donc l'entretoise se comporte comme une poutre reposant sur trois (3) appuis et soumise à des charges ponctuelles (action des poutres sur l'entretoise).



Calcul des efforts par la méthode des 3 moments

$$M_0 = M_2 = -\frac{Pl}{2}$$

$$M_1 = -\frac{5}{16} Pl$$

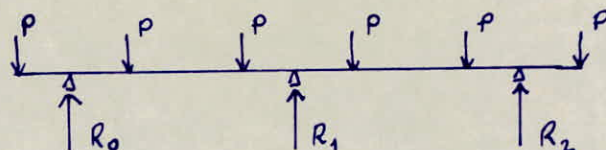
avec $P = \frac{G \cdot L}{2 \times 6} = \frac{20,8516 \times 25,375}{2 \times 6} = 44,0925 \text{ t}$

l = entre axe des poutres principales.
 $l = 1,90 \text{ m}$

d'où $M_0 = M_2 = \frac{-44,0925 \times 1,9}{2} = -41,8879 \text{ t-m}$

$$M_1 = \frac{-5 \times 44,0925 \times 1,9}{16} = -26,1499 \text{ t-m}$$

Calcul des réactions



$$R_0 = 92,319 \text{ t}$$

$$R_1 = 79,918 \text{ t}$$

$$R_2 = 92,319 \text{ t}$$

Calcul des moments en travées.

$$M_E(0-1) = R_0 \cdot l - \frac{3}{2} \cdot P \cdot l - \frac{P \cdot l}{2} = R_0 \cdot l - 2P \cdot l = 92,319 \cdot 1,9 - 2 \cdot 44,0925$$

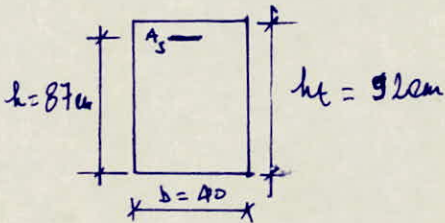
$$M_E(0-1) = 7,855 \text{ t-m.}$$

$$M_E(1-2) = M_E(0,1) = 7,855 \text{ t-m.}$$

Effort tranchant maximal: $T_{max} = 48,3 \text{ t.}$

Ferrailage de l'entretoise d'about: Methode de P. CHARON.

* Armatures superieures: (Appui): $M_{max} = 41,88 \text{ t-m.}$; $T_{max} = 48,3 \text{ t}$
 On prend des barres $\phi \leq 20 \text{ mm}$; $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_b = 184 \text{ kg/cm}^2$



$$\mu = \frac{15 M}{b h^2 \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 41,88 \times 10^5}{40 \times (87)^2 \times 2800} = 0,074 \longrightarrow \begin{matrix} k = 30 \\ \epsilon = 0,8889 \end{matrix}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2800}{30} = 93 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \longrightarrow A' = 0.$$

$$A_s = \frac{41,88 \times 10^5}{2800 \times 0,8889 \times 87} = 19,35 \text{ cm}^2 \text{ soit } 10 \text{ T } 16 \text{ (} A_s = 20,1 \text{ cm}^2 \text{)}$$

* Armatures inferieures: section en travée:
 $M_{max} = 7,855 \text{ t-m}$;

$$\mu = \frac{15 \times 7,855 \times 10^5}{40 \times (87)^2 \times 2800} = 0,0139 \longrightarrow \begin{matrix} k = 80,5 \\ \epsilon = 0,9476 \end{matrix}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2800}{80,5} = 35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \longrightarrow A' = 0.$$

$$A_i = \frac{7,855 \times 10^5}{2800 \times 87 \times 0,9476} = 3,4 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T } 12 \text{ (} A_i = 5,65 \text{ cm}^2 \text{)}$$

* Verifications

① Condition de fissuration: $\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{cm} ; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta \bar{\omega} f}{\phi (1 + 10 \bar{\omega} f)} \quad \begin{matrix} \eta = 1,6 \\ k = 10^6 \\ \phi = 16 \text{ mm} \end{matrix} ; \bar{\omega} f = \frac{20,1}{400} = 0,05$$

$$\sigma_1 = 3333 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2026 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_a = \min \{ 2800 ; 3333 \}$ On garde donc $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$.

et le ferrailage sera conservé.

2) Effet de l'effort tranchant. (justification d'about).
 les armatures inférieures aboutissant à l'about doivent équilibrer
 l'effort de traction $T + \frac{M}{z}$ soit $A_i \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$

où $A_i = 5,65 \text{ cm}^2$; $M = -41,88 \text{ t-m}$; $T = 48,3 \text{ t}$; $z = \frac{7}{8} h = 76,125 \text{ cm}$.

d'où $A_i \bar{\sigma}_a = 5,65 \cdot 2800 = 15,82 \text{ t}$.

$T + \frac{M}{z} = 48,3 - \frac{41,88}{0,76} = -6,8 \text{ t}$ donc $A_i \bar{\sigma}_a = 15,82 > T + \frac{M}{z} = -6,8 \text{ t}$.

la condition est donc bien vérifiée.

* Vérification à l'entraînement des barres (Adhérence acier-béton).

$\bar{\sigma}_d = c \cdot \gamma_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 7,6 = 22,8 \text{ kg/cm}^2$.

$\sigma_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} = \frac{48,3}{50,27 \cdot 76,125} = 12,62 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma_d < \bar{\sigma}_d$

* Calcul des armatures transversales.

$\bar{\sigma}_{bmax} = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{48,3 \cdot 10^3}{40 \cdot 76,125} = 15,86 \text{ kg/cm}^2$.

$\sigma'_b = 93 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b0}$

$\rightarrow \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b$ d'où $\bar{\sigma}_{bmax} \leq \left(4,5 - \frac{93}{92}\right) \cdot 7,6 = 24,6 \text{ kg/cm}^2$.

$\bar{\sigma}_{bmax} = 15,86 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 24,6 \text{ kg/cm}^2$.

Nous utilisons donc des étriers et cadres verticaux $\phi 8$
 soit $A_t = 2,51 \text{ cm}^2$ (5T8)

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en}$; $\rho_{at} = \frac{2}{3}$ (avec reprise de bétonnage)
 $\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$.

$t \geq \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,58 \cdot 76,125 \cdot 2800}{48,3 \cdot 10^3} = 11,4 \text{ cm}$.

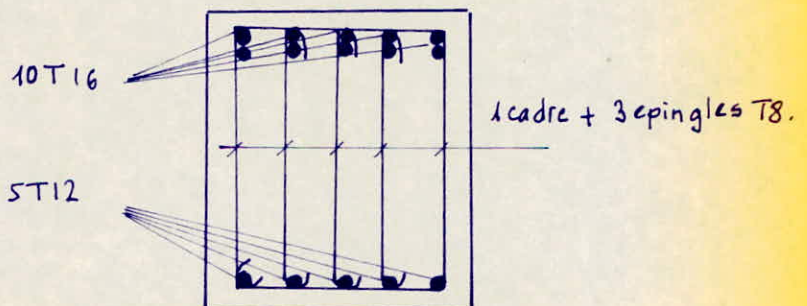
soit $t = 11 \text{ cm}$.

Espacement admissible : $\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = 0,2 h = 17,4 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = h \left(1 - 0,3 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) = 32,5 \text{ cm} \end{array} \right.$

soit $\bar{t} = 32,5 \text{ cm}$.

Donc $t = 11 \text{ cm} < \bar{t} = 32,5 \text{ cm}$.

- Disposition Constructive.



CHAPITRE 15

CALCUL DES APPUIS

ETUDE DE LA PILE

APPAREILS D'APPUIS

ETUDE DE LA CULEE

15. CALCUL DES APPUIS

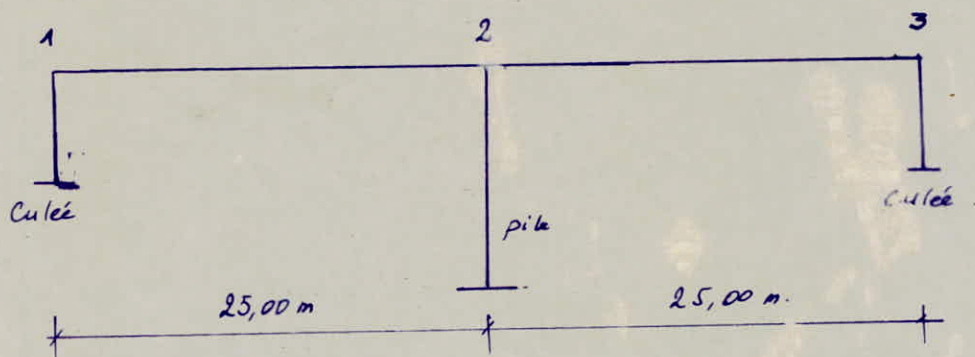
Les appuis sont des éléments destinés à supporter le tablier.
Ils comprennent les appareils d'appuis les piles et les culées.

A. CALCUL DES APPAREILS D'APPUIS

Les appuis utilisés sont des appuis enroulés d'élastomère.
Dans ce type d'appuis les tôles de fretage sont complètement enrobées dans l'élastomère et l'aspect extérieur de l'appui est celui d'un bloc de caoutchouc ou de néoprène.
Le néoprène constituant les appareils d'appuis est peu compressible mais d'autre part il est très déformable par cisaillement (distorsion) c'est d'ailleurs pour cette raison qu'on l'utilise très souvent pour la réalisation des appuis semi-mobiles qui permettent la dilation ainsi que la torsion de la section d'appui dans toutes les directions.

Ces appareils permettent aussi la répartition des efforts horizontaux dans les divers appuis de l'ouvrage.

* Evaluation des efforts dans les différents appuis de l'ouvrage
- Etude du système longitudinal.



1° Efforts verticaux

a. Charge permanente: Tablier + culées.

Sur la culée: $V_1 = \frac{25 \times 20,8516 + 13,114}{2} = 267,2 \text{ t.}$

Sur la pile: $V_2 = 25 \times 20,8516 + 13,114 = 534,4 \text{ t.}$

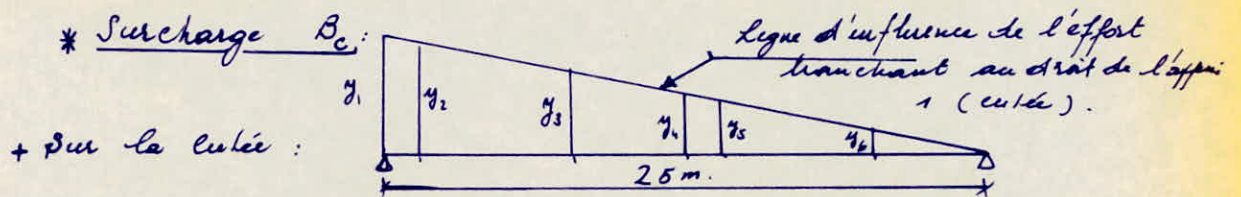
b. Surcharges:

- Surcharge A: $A = 1,0526 \text{ t/m}^2$

Sur la culée: $V_1 = \frac{1}{2} (1,0526 \times 25 \times 8) = 105,26 \text{ t.}$

Sur la pile : $V_2 = 1,0526 \times 25 \times 8 = 210,52 t.$

* Surcharge B_c :



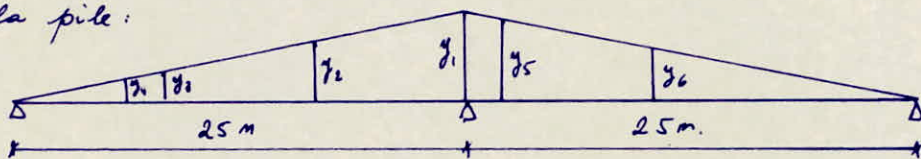
+ Sur la cutée :

$$y_1 = 1 ; y_2 = 0,94 ; y_3 = 0,76 ; y_4 = 0,58 ; y_5 = 0,52 ; y_6 = 0,34$$

$$V_1 = \left[24 (1 + 0,94 + 0,58 + 0,52) + 12 (0,76 + 0,34) \right] \cdot \int_{B_c} \cdot b_c$$

$$= 1,208 \times 1,1 \times 86,16 = 114,488 t.$$

+ Sur la pile :



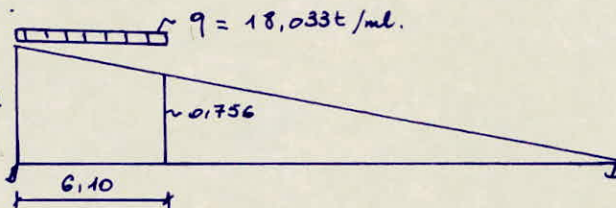
$$y_1 = 1 ; y_2 = 0,82 ; y_3 = 0,64 ; y_4 = 0,58 ; y_5 = 0,94 ; y_6 = 0,76.$$

$$V_2 = \int_{B_c} \cdot b_c \left[24 (1 + 0,94 + 0,58 + 0,64) + 12 (0,82 + 0,76) \right]$$

$$= 125,972 t.$$

* Système R_{c120} :

+ Sur la cutée :



$$V_1 = \int_{R_{c120}} (0,756 + 1) \times \frac{6,10}{2} \times 18,033 = 1,247 \times 94,58 = 120,435 t$$

+ Sur pile :

$$V_2 = \int_{R_{c120}} \times 110 = 1,247 \times 110 = 137,17 t.$$

* Système D :

+ Sur la cutée : $V_1 = 11,68 \times 12,9 \times 1,256 = 189,244 t.$

+ Sur la pile : $V_2 = 240 \times 1,256 = 301,44 t.$

* Surcharge de trottoirs : $q = 0,15 t/m^2.$

$$V_1 = \frac{1}{2} (25 \times 4,08 \times 0,15) = 7,65 t$$

$$V_2 = 0,15 \times 25 \times 4,08 = 15,3 t.$$

* Effort sismique vertical:

L'intensité de cet effort est égale à $0,07G$ (zone de sismicité moyenne) où G est le poids propre du tablier.

$$\text{Sur la culée: } V_1 = 0,07 \times 260,645 = 18,245 \text{ t.}$$

$$\text{Sur la pile: } V_2 = 0,07 \times 527,29 = 36,5 \text{ t.}$$

2. Evaluation des efforts horizontaux

La longueur totale du pont est: $L = 50,75 \text{ m.}$

* Effort sismique horizontal: $H_s = 0,10 G.$

$$H_s = 0,10 [20,8516 \times 50,75 + 4 \times 6,55] = 108,44 \text{ t.}$$

* Effort dû au vent perpendiculaire à l'axe longitudinal du pont:

$$H_v = q_v \times L \times h$$

où q_v = pression due au vent: $q_v = 200 \text{ kg/m}^2 = 0,2 \text{ t/m}^2$

h = hauteur du tablier = $1,83 \text{ m.}$

$$\text{D'où } H_v = 0,2 \times 1,83 \times 50,75 = 18,57 \text{ t.}$$

* Effort de freinage: L'effort de freinage max est pris égal à 36 t (dû au convoi M_{c80}) pour un pont de longueur $L < 100 \text{ m.}$

3. Répartition des efforts horizontaux.

Les efforts dus au séisme et au freinage doivent être répartis sur les différents appuis de l'ouvrage (pile et culées). Pour déterminer cette répartition, on doit tenir compte de l'influence de la déformation que va subir chaque appui sous l'action de l'effort horizontal H .

En effet chaque élément de l'appui (élastomères, fûts et pieux) subira une déformation sous l'effort instantané H .

a. Détermination de la déformation engendrée par un effort horizontal instantané (effort unitaire $H = 1 \text{ t}$).

La déformation de l'appui (pile ou culée) est égale à la somme des déformations de l'élastomère, des fûts et de la fondation correspondant à cet appui. Soit donc:

$$\delta_i = \delta_{1i} + \delta_{2i} + \delta_{3i}$$

Pour la culée: $\delta_1 = \delta_{11} + \delta_{21} + \delta_{31}$

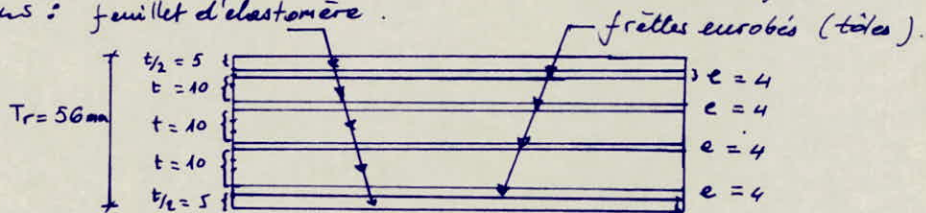
Pour la pile: $\delta_2 = \delta_{21} + \delta_{22} + \delta_{32}$

Avec :

	δ_{11} et δ_{21} = déformation de l'élastomère (culée et pile)
	δ_{21} et δ_{22} = déformation des fûts de (culée et pile)
	δ_{31} et δ_{32} = déformation de fondation (sous culée et pile)

a.1 Déformation de l'élastomère

Les appareils d'appuis sur pile ou sur culée sont pris de même dimensions : feuillet d'élastomère.



Dimensions: $a \times b \times n(t+e) = 300 \times 400 \times 4(10+4)$.

La déformation de l'élastomère est donnée par:

$$\delta_{11} = \frac{T_r}{n \cdot G \cdot A} \quad \text{où : } \begin{cases} T_r = \text{épaisseur de l'appareil d'appui} \\ n = \text{nombre d'appareil d'appui} \\ G = \text{module de cisaillement de l'élasto} \\ A = \text{section de l'élastomère : } a \times b \end{cases}$$

Pour la culée: $\delta_{11} = \frac{5,60 \cdot 10^{-3}}{6 \times 20 \times 40 \times 30} = \frac{7,77 \cdot 10^{-4}}{2} \text{ m.} = 3,885 \cdot 10^{-4} \text{ m.}$

Pour la pile: $\delta_{12} = \frac{5,60 \cdot 10^{-3}}{12 \times 10 \times 30 \times 40} = \frac{3,885 \cdot 10^{-4}}{2} \text{ m.} = 1,9425 \cdot 10^{-4} \text{ m.}$

a.2 Déformation des fûts

Pour la culée : La culée présente les fûts de la culée présentent une section variable et qui s'élargit à la base. Ils sont donc très rigides dans le sens longitudinal. Et par conséquent leur déformation sera considérée nulle. Soit donc $\delta_{21} = 0$.

Pour la pile : Les fûts présentent une inertie faible dans le sens longitudinal et par conséquent leur déformation sera considérable.

Les fûts seront considérés encastrés à la semelle de liaison.

Sous l'effet d'une charge horizontale unitaire on a:

$$\delta_{22} = \frac{1 \times h^3}{3E_i I}$$

$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma_{21}} = 3718140 \text{ t/m}^2.$$

$$h = 7,635 \text{ m.}$$



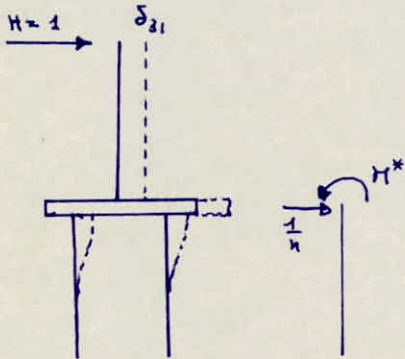
$I = 0,085 \text{ m}^4$

D'où $J_{22} = \frac{(7,635)^3 \times 1t}{3 \times 371840 \times 0,085} = 4,694 \cdot 10^{-4} \text{ m}.$

pour l'ensemble des fûts: $J_{22} = \frac{4,694 \cdot 10^{-4}}{3} = 1,56 \cdot 10^{-4} \text{ m}.$

a.3 Déformation des pieux de fondation.

La pile comme les culées reposent sur des fondations sur pieux. Les fondations sont constituées de deux files de pieux.

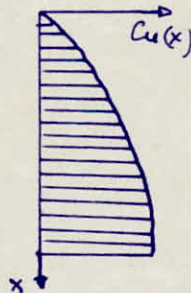


M^* = moment d'encastrement

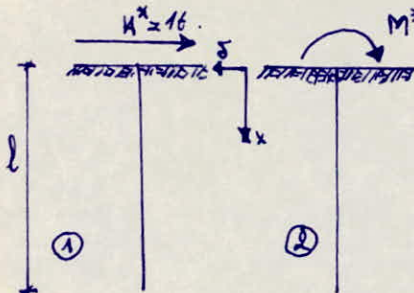
n = nombre de Pieux
($n = 8$).

Les deux files de pieux et la semelle de liaison constitue un système rigide et par conséquent la rotation d'ensemble sera nulle: $\phi_0 = 0$.

Pour la détermination de δ_{31} et δ_{32} ; on utilise les tableaux de WERNER. Soit C_u la réaction élastique du sol. $C_u = 6000 \text{ t/m}^3$. La variation de C_u en fonction de la profondeur x est:



• Détermination de δ_{31} et δ_{32} dus à l'effort horizontal H^* ($H^* = 16$) et au moment d'encastrement M^*



Tableaux de WERNER Tab I → 5 ; Tab II → 4

		$\lambda \cdot l \rightarrow$					
		1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	6,0
I	①	-2,86	-1,97	-1,81	-1,50	-1,68	-2,09
	②	-4,03	-1,96	-1,35	-1,16	-1,26	-1,45
		$\lambda \cdot l$					
II	①	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
	②	6,76	2,55	1,69	1,48	1,54	1,65

La longueur élastique du pieu est donnée par:

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4E_i I}{C_u \cdot b}}$$

où:

$b =$ diamètre du pieu $= \phi = 1,20 \text{ m}$

$C_u =$ réaction élastique du sol.

$E_i =$ module de déformation instantanée de béton: $E_i = 3,72 \cdot 10^6 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$

$I =$ inertie du pieu:

$$I = \frac{\pi \phi^4}{64} = 0,101736 \text{ m}^4$$

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3,72 \cdot 10^6 \times 0,101736}{6000 \times 1,20}} = 3,8 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{1}{\alpha} = \frac{1}{3,8} = 0,26 \cdot \text{m}^{-1} \quad \text{d'où } \lambda \cdot l = 0,26 \times 13 = 3,38 \text{ (pieu de culée).}$$

$$\lambda = 0,26 \text{ m}^{-1}; \quad \lambda^2 = 0,0676 \cdot \text{m}^{-2}; \quad \lambda^3 = 0,017576 \cdot \text{m}^{-3}$$

Détermination du moment d'encastrement: M^* :

La rotation d'ensemble est nulle donc on aura:

$$EI \varphi(0) = EI \varphi_{H^*}(0) + M^* EI \varphi_{M^*}(0) = 0$$

d'où:

$$M^* = - \frac{EI \varphi_{H^*}(0)}{EI \varphi_{M^*}(0)} = - \frac{\varphi_{H^*}(0)}{\varphi_{M^*}(0)}$$

Détermination de $\varphi_{H^*}(0)$ et $\varphi_{M^*}(0)$ avec $\begin{cases} H^* = \frac{1}{2} = \frac{1}{8} \\ \pi^* = \frac{1}{8} \end{cases}$

$$* EI \varphi_{H^*}(0) = \chi_{\varphi_{H^*}} \cdot H^* / \lambda^2 \Rightarrow \varphi_{H^*}(0) = \chi_{\varphi_{H^*}} \frac{H^*}{EI \cdot \lambda^2}$$

$$\text{d'après les tableaux de WERNER (Tab II; ①)} \xrightarrow{\lambda l = 3,38} \chi_{\varphi_{H^*}} = 1,198$$

$$\text{d'où } \varphi_{H^*}(0) = \frac{2,215}{EI}$$

$$* EI \varphi_{M^*}(0) = \chi_{\varphi_{M^*}} \frac{M^*}{\lambda} \Rightarrow \varphi_{M^*}(0) = \frac{\chi_{\varphi_{M^*}}}{EI} \frac{M^*}{\lambda}$$

$$\text{d'après les tableaux de WERNER (Tab II; ②)} \xrightarrow{\lambda l = 3,38} \chi_{\varphi_{M^*}} = 1,5028$$

$$\text{d'où } \varphi_{M^*}(0) = \frac{0,7225}{EI} \quad \text{d'où finalement: } M^* = - \frac{2,215}{0,7225} = -3,065 \text{ tm.}$$

$$\boxed{M^* = -3,065 \text{ tm.}}$$

D'autre part on a:

$$* EI \delta_{H^*}(0) = \chi_{\delta_{H^*}} \frac{H^*}{\lambda^3} \quad \text{d'après (Tab I; ①)} \rightarrow \chi_{\delta_{H^*}} = -1,5684$$

$$\Rightarrow \delta_{H^*}(0) = - \frac{11,154}{EI}$$

$$* EI \delta_{M^*}(0) = \chi_{\delta_{M^*}} \frac{M^*}{\lambda^2} \quad \text{d'après (Tab I; ②)} \xrightarrow{\lambda l = 3,38} \chi_{\delta_{M^*}} = -1,198$$

$$\Rightarrow \delta_{M^*}(0) = \frac{54,33}{EI}$$

$$\text{d'où finalement: } \delta_{31} = \delta_{H^*}(0) + \delta_{M^*}(0) = \frac{54,33 - 11,154}{3,72 \cdot 10^6 \cdot 0,101736} = 0,114 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\boxed{\delta_{31} = 0,114 \cdot 10^{-3} \text{ m}} \quad (\text{pour la culée}).$$

Pour les pieux sous pile:

$$l = 12,50 \longrightarrow \lambda l = 3,25$$

Le même calcul comme pour les pieux sous culée ou obtient le moment d'encastrement $M^* = -3,047 \text{ tm}$.

Le déplacement: $\delta_{32} = 0,112 \cdot 10^{-3} \text{ m}$.

Le déplacement final est:

Pour la culée: $\delta_1 = \delta_{11} + \delta_{21} + \delta_{31} = 3,885 \cdot 10^{-4} + 0 + 0,114 \cdot 10^{-3} = 1,14388 \cdot 10^{-4} \text{ m}$

Pour la Pile: $\delta_2 = \delta_{21} + \delta_{22} + \delta_{32} = 1,9425 \cdot 10^{-4} + 1,56 \cdot 10^{-4} + 0,112 \cdot 10^{-3} = 2,6819 \cdot 10^{-4} \text{ m}$

La rigidité de la culée est donnée par: $k_1 = \frac{1}{\sum \delta_{1i}}$

$$k_1 = \frac{1}{1,14388 \cdot 10^{-4}} = 8742,1375$$

La rigidité de la pile est donnée par: $k_2 = \frac{1}{\sum \delta_{2i}}$

$$k_2 = \frac{1}{2,6819 \cdot 10^{-4}} = 3728,640$$

La répartition des efforts horizontaux s'effectue selon la rigidité ou voit que la culée est beaucoup plus rigide que la pile et par conséquent les efforts qui reviennent à la culée seront plus importants.

Pourcentage d'effort revenant à la culée:

$$H\% = \frac{k_1}{k_1 + k_2 + k_3} \times H = \underline{41,2\% H}$$

Pourcentage d'effort revenant à la pile:

$$H\% = \frac{k_2}{k_1 + k_2 + k_3} \times H = \underline{17,6\% H}$$

4°] Détermination des efforts horizontaux engendrés par les déformations lentes du tablier.

Ce sont des déformations dues essentiellement au fluage, au retrait et au variation de température. Ces déformations affectent les appuis de l'ouvrage et provoquent sur les derniers des efforts considérables.

a. Détermination des déformations lentes:

a.1 Retrait: On admet que 60% des déformations par retrait sont déjà produits avant la pose des poutres

On a donc $\frac{\Delta l_r}{l} = 0,40 \epsilon_r$ avec $\epsilon_r = 2 \cdot 10^{-4}$.

$$\text{Donc } \Delta l_r = -0,40 \times 2 \cdot 10^{-4} \times 50,75 = -4 \cdot 10^{-3} \text{ m} = -4 \text{ mm}$$

a.2. Fluage : $E_{fl} = 2 \cdot \frac{\sigma_m'}{E_v}$

E_v = module de déformation lente du béton

$$E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_{28}} = 1,24 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

σ_m' = contrainte de compression de la fibre neutre du tablier évaluée à : $\sigma_m' = 87,7 \text{ kg/cm}^2$

La déformation due au fluage équivaut à environ à 2 fois la déformation élastique

Soit : $\frac{\Delta l_f}{l} = 2 \frac{\sigma_m'}{E_v}$

D'autre part, on considère que 60% des déformations par fluage sont déjà effectuées avant la pose des poutres précontraintes

Donc $\frac{\Delta l_f}{l} = 0,40 \times 2 \times \frac{\sigma_m'}{E_v} = 0,40 \times 2 \times \frac{87,7}{1,24 \times 10^5} = 5,658$

Donc $\Delta l_f = 5,658 \times 50,75 = -28,713 \text{ mm}$.

$$\Delta l_f = -28,713 \text{ mm}$$

a.3 Effet de la température.

$$\Delta l_t = \mp 2 \cdot 10^{-4} l$$

$$= \mp 2 \cdot 10^{-4} \times 50,75 = \mp 10,15 \text{ mm}$$

Donc finalement : on a :

$$\begin{cases} \Delta l_{\max} = -4 - 28,713 - 10,15 = -42,863 \text{ mm} \\ \Delta l_{\min} = +10,15 \text{ mm} \end{cases}$$

b. Distribution des déformations lentes au niveau de chaque appui

- Détermination de la position du point élastique :

Le point élastique est un point du tablier qui n'est pas affecté par les déformations lentes. Et c'est à partir de ce point que les allongements

ou les raccourcissements se produisent pour affecter les diff. appuis.

La position de ce point est donnée par l'abscisse x_{01} à partir de l'appui ① :

$$x_{01} = \frac{\sum k_i x_i}{\sum k_i}$$

Avec : $\begin{cases} x_1 = 0 \\ x_2 = 25 \text{ m.} \\ x_3 = 50 \text{ m.} \end{cases} \quad k_1 = k_3$

$$x_{01} = \frac{8712,547 \times 0 + 3725,942 \times 25 + 8712,547 \times 50}{8712,547 + 3725,942 + 8712,547} = 25 \text{ m.}$$

Le point élastique tombe sur l'appui ② c'est à dire au niveau de la pile. Donc cette dernière ne sera pas affectée par les déformations butées.

La totalité de ces déformations se répartit sur les culées ① et ③. Chaque appareil d'appui sur la culée subira une distortion u_g telle que :

$$u_{g1} = u_{g3} = \frac{\Delta l_{\max}}{l} \cdot x_{01} \quad ; \quad u_{g2} = 0.$$

$$\Delta l_{\max} = -42,863 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad u_{g1} = u_{g3} = \frac{42,863}{50} \times 25 = 21,43 \text{ mm.}$$

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

$$H_g = \frac{G \cdot u_g \cdot a \cdot b}{T_r} = \frac{10 \cdot 21,43 \cdot 30 \cdot 40}{5,60} = 4,592 \text{ t.}$$

5) Dimensionnement des appareils d'appuis

Les appareils d'appuis choisis (sur la pile et sur la culée) sont des plaques enrobées d'élastomère de dimensions :

$$a \times b \times n(t+e) \equiv 300 \times 400 \times 4(10+4).$$

où a et b sont les dimensions en plan.

n = nombre de tôles d'acier (frettage).

t = épaisseur d'une couche interne d'élastomère

e = épaisseur d'une tôle d'acier.

a: Limitation de la compression du béton dans l'appui
Dans l'appui, le béton étant fretté d'où : $\sigma \leq 150 \text{ kg/cm}^2$.

La réaction verticale maximale revenant à chaque appareil d'appui (pile ou culée) est :

$$\text{Charge permanente} : \frac{267,2}{6} = 44,53 \text{ t.}$$

$$\text{Surcharge (système 3 + trottoirs)} : \frac{189,244 + 7,65}{6} = 32,815 \text{ t.}$$

$$\text{d'où } V_{\max} = 44,53 + 32,815 = 77,345 \text{ t.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{V_{\max}}{a \times b} = \frac{77,345 \cdot 10^3}{30 \times 40} = 64,45 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié).}$$

$$V_{\min} = 44,53t.$$

Si $\sigma_{\min} = \frac{V_{\min}}{a \cdot b} < 20 \text{ kg/cm}^2$; il faut prévoir un dispositif de

blocage latéral pour empêcher le glissement de l'appareil d'appui.

$$\sigma_{\min} = \frac{44,53 \cdot 10}{30 \cdot 40} = 37 \text{ kg/cm}^2 > 20 \text{ donc le glissement de l'appareil d'appui n'est pas à craindre.}$$

b. Limitation de la distorsion.

* Sous l'effet de la déformation lente; on doit avoir $\frac{u_g}{T_r} \leq 0,5$

$$\tau_{Hg} = G \frac{u_g}{T_r} = G \cdot \frac{u_g \cdot ab}{T_r \cdot ab} = \frac{H_g}{a \cdot b}$$

La limite admise est: $\tau_{Hg} \leq 0,5G \rightarrow G \frac{u_g}{T_r} \leq 0,5G \rightarrow \frac{u_g}{T_r} \leq 0,5$.

Pour la pile $u_{g2} = 0$ pour la culée: $u_{g1} = u_{g3} = 21,43 \text{ mm}$.

$$\text{Donc: } \frac{21,43}{56} = 0,382 < 0,5$$

* Sous l'effet d'un effort instantané (séisme ou freinage); l'appareil d'appui subit la distorsion u_d telle que:

$$\tau_{Hd} = 2G \frac{u_d}{T_r} = \frac{H_d}{ab} \rightarrow u_d = H_d \cdot \frac{T_r}{2G \cdot ab}$$

(en cas d'effort instantané: $G' = 2G$. soit $G' = 20 \text{ kg/cm}^2$).

Sous l'effet cumulé de déformation lente et de déformation de courte durée on doit avoir: $\frac{1}{T_r} [u_g + u_d] \leq 0,7$.

$$\Rightarrow \frac{u_g}{T_r} + \frac{H_d}{2G \cdot a \cdot b} \leq 0,7 \rightarrow 0,382 + \frac{\frac{1}{6}(41,2) \times H_f}{2 \times 10 \times 30 \times 40} \leq 0,7$$

$$\rightarrow 0,382 + \frac{36 \times \frac{41,2}{100} \cdot 10^3}{6 \times 2 \times 10 \times 30 \times 40} = 0,485 < 0,7$$

* Sous l'effet simultané du séisme; freinage et déformations lentes on doit avoir pour chaque appareil d'appui:

$$\frac{u_g}{T_r} + \frac{H_f}{6G' \cdot ab} + \frac{H_s}{6G' \cdot ab} \leq 1,3$$

$$\text{Pour la culée: } \frac{21,43}{56} + \frac{36 \times \frac{41,2}{100} \times 10^3}{6 \times 2 \times 10 \times 30 \times 40} + \frac{108,44 \cdot \frac{41,2}{100} \times 10^3}{6 \times 2 \times 10 \times 30 \times 40} = 0,795 < 1,3$$

c. Limitation du cisaillement du Néoprène.

$\sigma_{\max} = \frac{V_{\max}}{ab} = 64,45 \text{ kg/cm}^2$. On doit avoir pour chaque appareil

d'appui: $\tau_{\max} \leq G \frac{a \cdot b}{t(a+b)}$ où t = épaisseur d'un feuillet de

$$\text{Néoprène: } t = 10 \text{ mm: } G \cdot \frac{a \cdot b}{t(a+b)} = 10 \times \frac{30 \times 40}{1(30+40)} = 171,43 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Donc $\tau_{\max} = 64,45 \text{ kg/cm}^2 < 171,43 \text{ kg/cm}^2$.

d. Non danger de déversement: Pour éviter le flambement de l'appareil d'appui: il faut que: $\frac{a}{T} \geq 5 \rightarrow a \geq 5 \times 5,6 = 28 \text{ cm}$
 $\rightarrow 30 > 28 \text{ cm}$.

e. Non danger de glissement :

Le coefficient de frottement pour le cas d'élastomères extrêmes enrobés est donné par :

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

Il faut prévoir un dispositif de blocage si l'effort horizontal total dépasse $f \times V$

$$\text{Soit : } \frac{1}{6} (H_s + H_f) + G \cdot a \cdot b \cdot \frac{U_{g_1}}{T} > 0,1V + 60 a \cdot b$$

$$\frac{1}{6} (44,67 + 14,832) + 100 \times 0,3 \times 0,40 \times \frac{0,02143}{0,056} = 14,51t$$

$$f \times V = 0,1V + 60 a \cdot b = 0,1 \times 77,345 + 60 \times 0,3 \times 0,4 = 14,9345t$$

Donc : l'effort horizontal total $< f \times V \rightarrow$ le dispositif n'est pas nécessaire

f. Verification de la rotation de l'appareil d'appui.

* La rotation admissible est donnée par : $\bar{\alpha} = 3 \left(\frac{t}{a} \right)^2$ (par feuillet)

où t = épaisseur du feuillet = 10 mm.

a = la petite dimension en plan : $a = 300$ mm.

$$\text{Soit } \bar{\alpha} = 3 \left(\frac{1}{30} \right)^2 = 3,33 \cdot 10^{-3} \text{ rd (par feuillet).}$$

La rotation totale déjà déterminée (Chap calcul des déformations).

Sous les sollicitations de longue durée :

$$\alpha_t = \alpha_p + \alpha_G \quad (\text{Effet de précontrainte et poids propre}).$$

$$= 7,2 \cdot 10^{-3} \text{ rd (pour l'ensemble des feuillets).}$$

$$\text{Soit pour un feuillet : } \alpha_t = \frac{7,2 \cdot 10^{-3}}{4} = 1,8 \cdot 10^{-3} \text{ rd} < \bar{\alpha}$$

* Sollicitation sous rotation : l'effet de rotation se traduit par la contrainte de cisaillement τ_{at} telle que :

$$\tau_{at} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \alpha_t \quad \text{où } G = \text{modul de cisaillement de longue}$$

$$\tau_{at} = \frac{10}{2} \left(\frac{30}{1} \right)^2 \times 1,8 \cdot 10^{-3} = 8,1 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{durée } G = 10 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\tau}_{at} = 1,5 G = 1,5 \times 10 = 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{D'où } \tau_{at} < \bar{\tau}_{at}$$

JOINTS DE CHAUSSE

Les joints Monobloc sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de surface de circulation entre deux éléments de l'ouvrage en dépit de leur déplacements relatifs dus à l'effet des écarts de température, aux retraits différents, au glissement ou aux rotations. Ces joints conviennent pour tous les ouvrages réalisés en béton armé, en béton précontraint ou en construction métallique, et en particulier pour les tabliers de ponts. Ils peuvent supporter les circulations lourdes et intenses.

Calcul du joint.

Déplacements horizontaux dus à la variation linéaire du tablier.

$$\Delta l_{\max}^- = -42,863 \text{ mm}$$

$$\Delta l_{\max}^+ = +10,15 \text{ mm}$$

$$\bar{\Delta}_{\max}^- = \frac{\Delta l_{\max}^-}{l} \cdot x_{01} \quad \text{avec } x_{01} = 25,375 \text{ mm}$$

$$l = 50,75 \text{ m}$$

$$\bar{\Delta}_{\max}^- = -\frac{42,863}{50,75} \cdot 25,375 = -21,44 \text{ mm}$$

$$\bar{\Delta}_{\max}^+ = \frac{10,15}{50,75} \cdot 25,375 = 5,08 \text{ mm}$$

$$\Delta = \bar{\Delta}_{\max}^+ - \bar{\Delta}_{\max}^- = 21,44 + 5,08 = 26,52 \text{ mm}$$

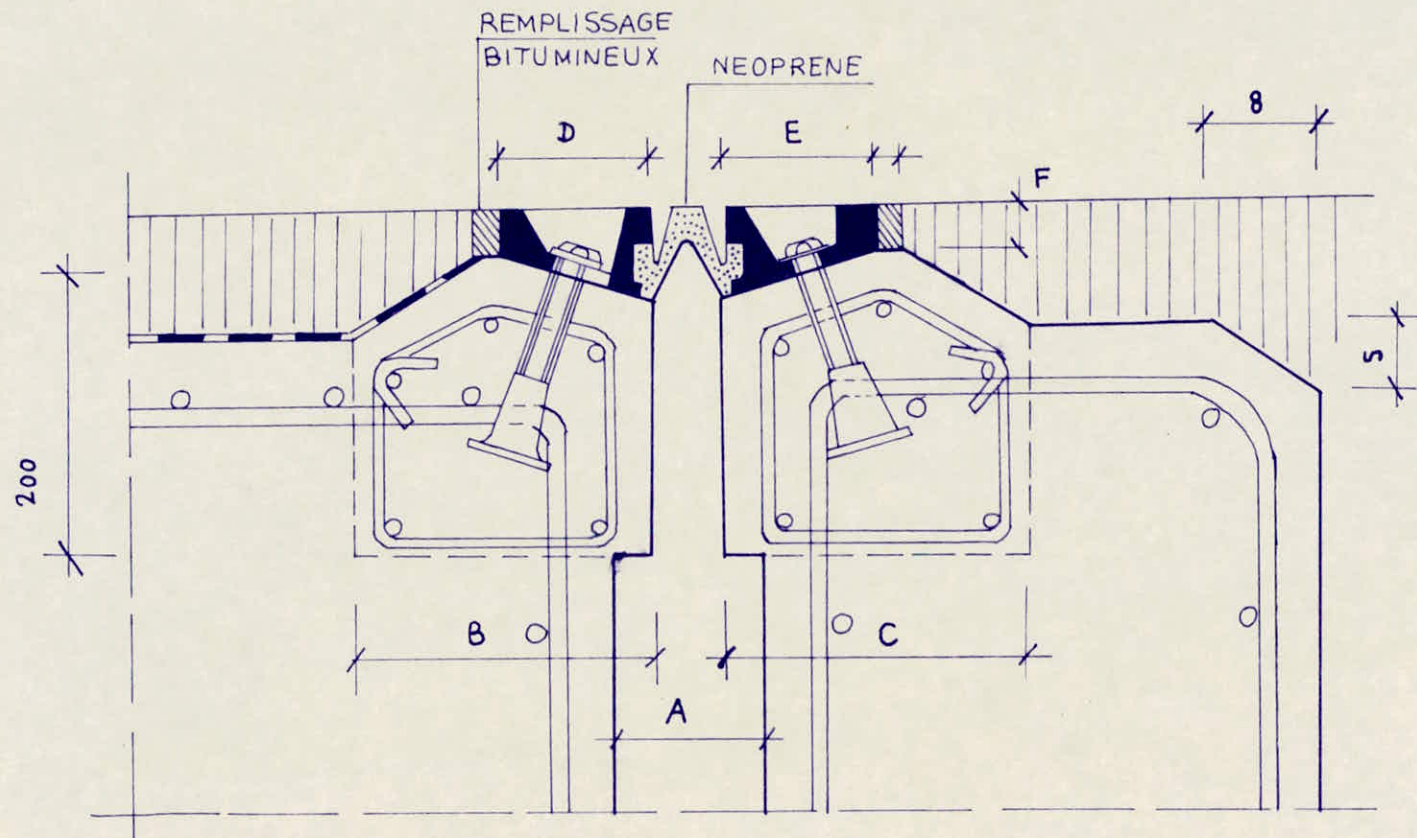
Comme $26,52 < 50 \text{ mm}$ on choisit un joint du type MONOBLOC-50 à chaque culeé.

D'après la fiche technique nous avons les différentes côtes qui caractérisent le joint.

Type	souffle	A _{max}	A _{min}	B	C	D	E	F
Monobloc-50	50	70	20	200	200	100	100	30

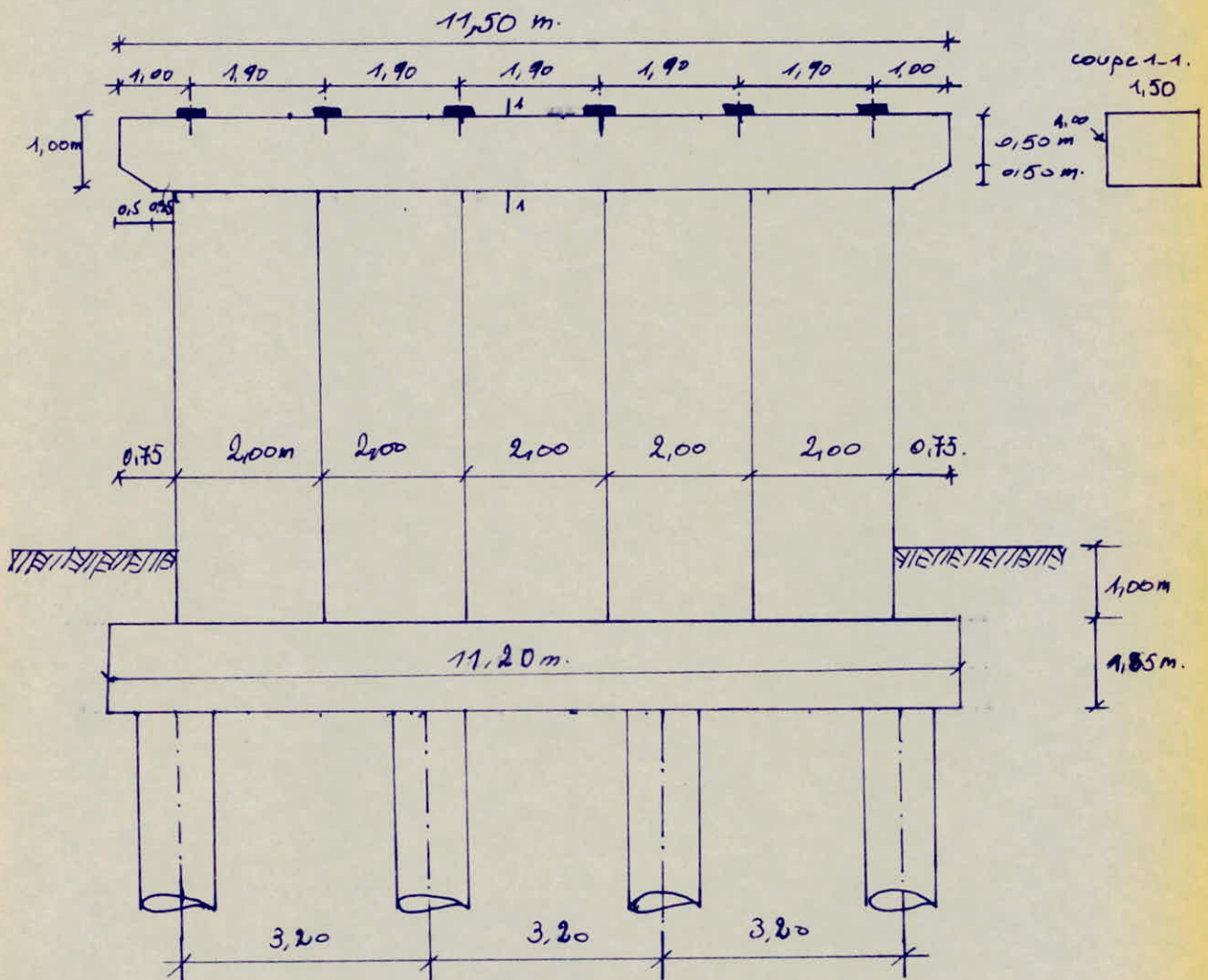
N.B. toutes les dimensions sont en mm.

JOINT DE CHAUSSEE TYPE MONOBLOC 50



B: ETUDE DE LA PILE

La pile sert d'appui intermédiaire pour l'ouvrage. Elle est constituée par le chevêtre qui est chargé de reprendre les efforts ramenés par le tablier et les transmettre aux fûts, qui à leur tour les transmettent aux fondations.



1°) Calcul du chevêtre :

Le chevêtre sera calculé comme une poutre continue reposant sur 3 appuis (fûts). Il est soumis essentiellement à une charge verticale ramenée par le tablier. (Charges permanentes + Surcharges au plus de son poids propre).

a. Evaluation des charges et surcharges.

* Poids propre : $q_g = 1,00 \times 1,50 \times 2,50 - 0,04 = 3,75 - 0,04 = 3,71 \text{ t/ml.}$

* Charge permanente transmise par le tablier : On suppose que chaque poutre transmet la même fraction de poids du tablier sur le chevêtre. La charge ramenée par une poutre est : $q_p = \frac{2}{6} [20,8516 \times \frac{25}{2}]$

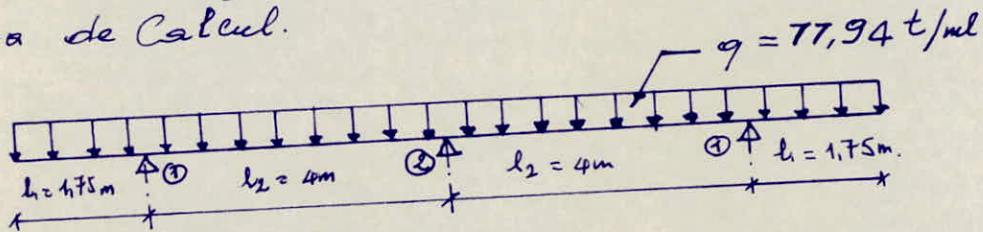
$$q_p = \frac{521,29}{6} = 86,88t.$$

* Surcharge: Surcharge due au convoi $q_{s1} = 52,95t$
 Surcharge de trottoirs: $q_{s2} = 2,44t.$

Les charges concentrees etant rapprochees donc on peut les repartir le long du chevetre (les resultats obtenus seront un peu en excès)

$$D'où \quad q = 3,71 + 6 \left[\frac{86,88 + 52,95 + 2,44}{11,50} \right] = 77,94t/ml.$$

Schema de Calcul.



b. Calcul des efforts:

* Moments fléchissants: on utilise la methode des trois moments pour la determination des moments sur appuis.

$$l_2 M_1 + 2(l_2 + l_2) M_2 + l_2 M_3 = -6 \left(\frac{\alpha_1 l_1}{l_2} + \frac{\beta_2 l_2}{l_2} \right)$$

$$M_1 = -q \frac{l_1^2}{2} \quad ; \quad \frac{\alpha_1 l_1}{l_2} = \frac{\beta_2 l_2}{l_2} = \frac{q l_2^4}{24 l_2} = \frac{q l_2^3}{24}$$

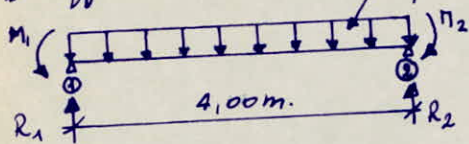
$$D'où \quad 4 l_2 M_2 = - \frac{q l_2^3}{2} + 2q \frac{l_1^2}{2} \cdot l_2$$

$$\Rightarrow M_2 = q \frac{l_1^2}{4} - q \frac{l_2^2}{8}$$

Moments sur appuis: $M_1 = -119,345tm.$
 $M_2 = -96,21tm.$

Moments entravée: $M_{t1} = M_{t2} = 48,1tm.$

* Efforts tranchants: $q = 77,94t/ml.$



$$R_1 + R_2 = q l = 311,76t.$$

$$\Sigma M/1 = 0 \rightarrow R_2 = \frac{600,00}{4} = 150t$$

$$D'où \quad R_1 = 161,76t.$$

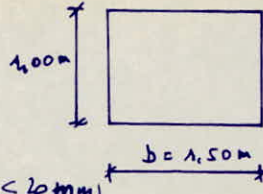
Soit: $T_{1max} = R_1 = 161,76t$

$$T_{2max} = R_2 = 150t$$

c. Ferrailage du chevetre: méthode de P. CHARON. Le ferrailage sera calculé par la section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Section d'appui (1)

$$M_1 = -119,21 \text{ tm}; T_{1 \text{ max}} = 161,76 \text{ t.}$$



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

On se fixe $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ ($\phi \leq 20 \text{ mm}$)

$$\mu = \frac{15 M_1}{\bar{\sigma}_a b \cdot h^2} = \frac{15 \times 119,21 \cdot 10^5}{2800 \times 150 \times (92)^2} = 0,0502 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 38,2 \\ \epsilon = 0,9060 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{38,2} = 73,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \rightarrow A' = 0$$

$$\text{Soit } A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 51,136 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 17 \text{ T20 } (A = 53,38 \text{ cm}^2)$$

Condition de fissuration: $\eta = 1,6$ (acier H.A) $K = 10^6$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad : \text{ avec } \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{53,38}{150 \times 16} = 0,022$$

$$\sigma_1 = \frac{1,6 \cdot 10^6}{20} \times \frac{0,022}{1,22} = 1442,62 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b'}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6}{20} \cdot 7,6} = 1871,4 \text{ kg/cm}^2.$$

Donc on prend $\bar{\sigma}_a = \sigma_2 = 1871,4 \text{ kg/cm}^2$. car $\bar{\sigma}_a = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{\text{eu}}; \text{max}(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$

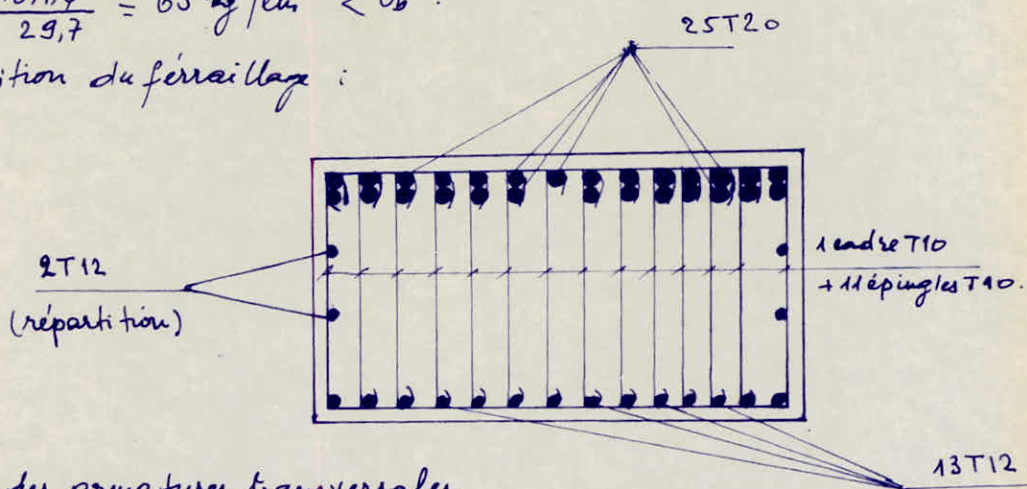
D'où on recalcule à nouveau la section d'acier:

$$\mu = \frac{15 \times 119,76 \cdot 10^5}{1871,4 \times 150 \times (92)^2} = 0,0753 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 29,7 \\ \epsilon = 0,8881 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{119,76 \cdot 10^5}{1871,4 \times 0,8881 \times 92} = 78,05 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 25 \text{ T20 } (A = 78,5 \text{ cm}^2).$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{1871,4}{29,7} = 63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'.$$

Disposition du ferrailage:



Calcul des armatures transversales.

$$\frac{A_b}{t} \geq \frac{T_{\text{max}}}{8 \bar{\sigma}_{at}}$$

$$A_b = 10,14 \text{ cm}^2 \quad (13 \text{ T10})$$

$$s = \frac{7}{8} h = 82,25 \text{ cm.}$$

$$T_{\text{max}} = 161,76 \text{ t.}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \text{Max} \left\{ \left[\left(1 - \frac{t_0}{9t} \right) \right]; \frac{2}{3} \right\} \sigma_{\text{eu}} \quad [\text{le coefficient est calculé sans reprise de bétonnage}]$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_3} = \frac{161,76 \cdot 10^3}{150 \times 82,25} = 13,11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 7,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{entr} = 4200$$

$$\begin{aligned} \longrightarrow \bar{\sigma}_{at} &= \max \{ 0,808 ; 0,67 \} \times 4200 \\ &= 0,808 \times 4200 = 3393,6 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{D'où } t \leq \frac{10,16}{161,76 \cdot 10^3} \times 82,25 \times 3393,6 = 17,5 \text{ cm.}$$

Soit donc $t = 17 \text{ cm}$.

Espacement admissible: $t \leq \bar{t} = \max(\bar{t}_1; \bar{t}_2)$

$$\bar{t}_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b'} \right) = 45,355 \text{ cm.}$$

$$\bar{t}_2 = 0,2h = 0,2 \times 94 = 18,8 \text{ cm}$$

$\longrightarrow \max(\bar{t}_1; \bar{t}_2) = 45,355 \text{ cm}$
 donc $t < \bar{t}$

On garde donc $t = 17 \text{ cm}$ au voisinage de l'appui ①.

* Section en travée :

$$M_b = 48,1 \text{ tm} ; \bar{\sigma}_b' = 184 \text{ kg/cm}^2$$

Par la condition de fissuration on trouve $\bar{\sigma}_a = 2416 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = 0,022 \longrightarrow k = 62 \text{ et } \varepsilon = 0,9351$$

On trouve $A = 22,41 \text{ cm}^2$ soit 21T12 ($A = 23,73 \text{ cm}^2$).

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2416}{62} = 39 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

* Section d'appui ②.

$$M_2 = -96,21 \text{ tm} ; T_2 = 150 \text{ t} ; \bar{\sigma}_b' = 184 \text{ kg/cm}^2$$

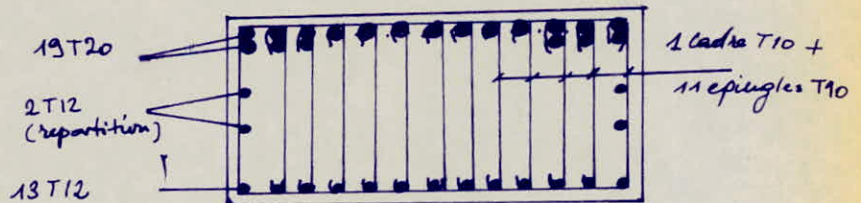
Par la condition de fissuration on trouve $\bar{\sigma}_a = 1871,4 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = 0,057 \longrightarrow k = 35,3 \text{ et } \varepsilon = 0,9006$$

On trouve 19T20 ($A = 59,66 \text{ cm}^2$).

L'armature transversale étant constituée de 11 épingles + 1 cadre (T10)

L'espacement des armatures transversales est $t = 22 \text{ cm} < \bar{t} = 50 \text{ cm}$.



C. Vérifications.

* En condition sismique on a:

$$q_g = 1,07 \left[3,71 + 86,88 \times \frac{6}{11,5} \right] = 52,47 \text{ t/ml.}$$

$$q_s = (52,95 + 2,44) \times \frac{6}{11,5} = 28,9 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Donc } q = 52,47 + 28,9 = 81,37 \text{ t/ml. } \# 77,94 \text{ t/ml.}$$

Les efforts en condition sismique seront légèrement plus grands que ceux en condition normale et par conséquent on garde le même ferrailage.

* vérification des contraintes dans l'acier et le béton:

- Les contraintes dans le béton sont vérifiées déjà. Pour chaque section ferrillée on avait $\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{\nu} < \bar{\sigma}_b^*$.

- Les contraintes dans l'acier sont aussi vérifiées et les calculs des sections sont faits à partir de la condition de fissuration.

* Effet de l'effort tranchant:

- cisaillement du béton: $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$ où $\bar{\tau}_b = 3,50 \bar{\sigma}_b = 26,6 \text{ kg/cm}^2$
 $\tau_{b \max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{161,76 \times 10^3}{150 \times 82,25} = 13,11 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$.

- Adhérence Acier - Béton: la contrainte d'adhérence admissible pour l'entraînement des armatures en barres est:

$$\bar{\tau}_{ad} = 24 \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 7,6 = 22,8 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_{ad \max} = \frac{T_{\max}}{P_u \cdot z} \quad \text{ou} \quad P_u = 12(\pi \phi + 2\phi) + \pi \phi = 129,64 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ad \max} = \frac{161,76 \cdot 10^3}{129,64 \cdot 82,25} = 15,170 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{ad}.$$

(P_u = périmètre utile des armatures tendues).

* Vérification de la traction des armatures inférieures sous l'effet de l'effort tranchant. On doit avoir $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$.

Appui ① $A = 14,69 \text{ cm}^2$ (13T12) $T_{\max} = 161,76 \text{ t}; M = -119,21 \text{ tm}$
 $A \bar{\sigma}_a = 14,69 \times 2416 = 35,49 \text{ t}; T + \frac{M}{z} = 161,76 - \frac{119,21}{0,8225} = 16,7 \text{ t} < A \bar{\sigma}_a$.

Appui ② $A = 14,69 \text{ cm}^2$ (13T12.) $T_{\max} = 150 \text{ t}; M = -96,21 \text{ tm}$
 $A \bar{\sigma}_a = 35,49 \text{ t}; T + \frac{M}{z} = 150 - \frac{96,21}{0,8225} = 33 \text{ t} < A \bar{\sigma}_a$.

d) Arrêt des armatures longitudinales.

$$z = \frac{7}{8} h = 82,25 \text{ cm} \quad z/2 = 41,125 \text{ cm}$$

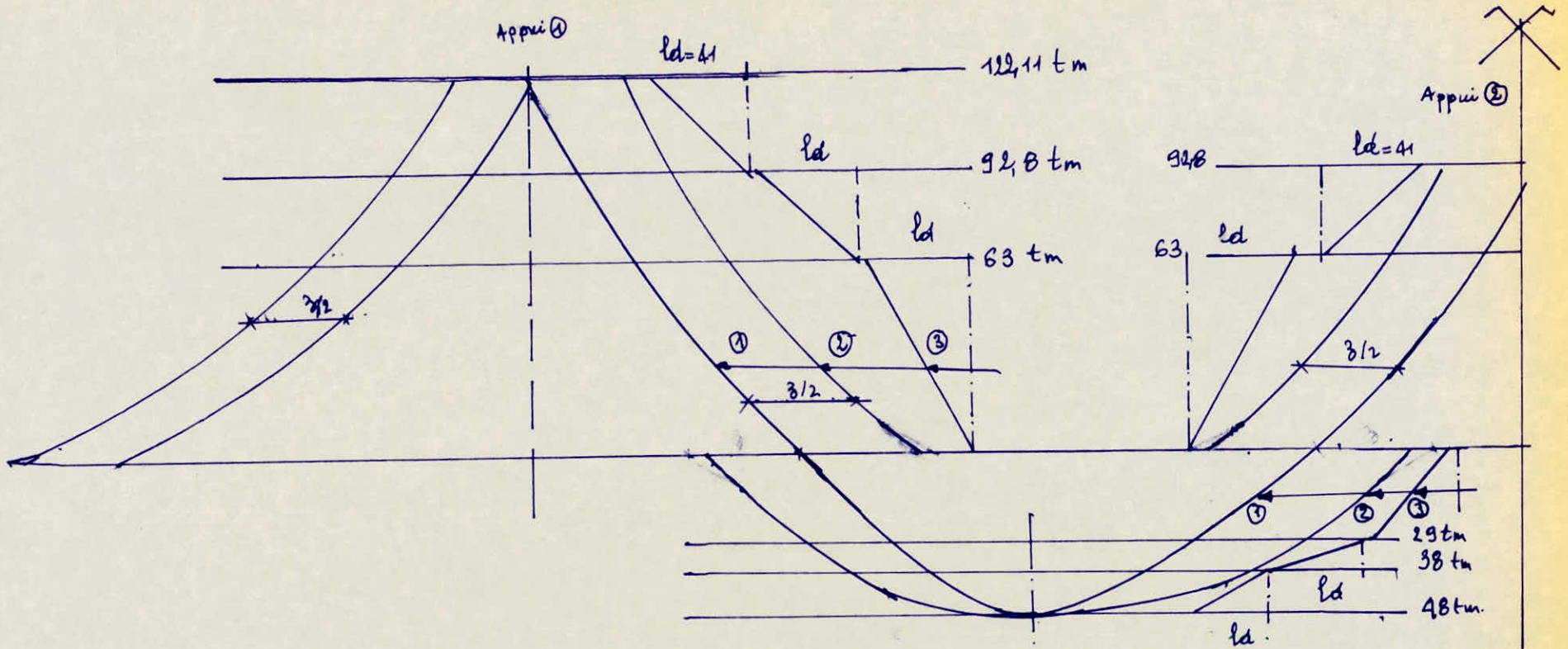
On garde z constant pour le calcul des moments résistants des armatures correspondant à chaque arrêt. ($M_{Ai} = A_i z_i \bar{\sigma}_a$). La longueur de scellement droit sera déterminée pour chaque diamètre utilisé.

Pour la section en travée on a des T12 d'où $l_d = \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\tau}_{ad}}$
 $l_d = \frac{1,2}{4} \cdot \frac{2416}{22,8} = 32 \text{ cm.}$

Pour la section d'appui: on a des T20 d'où $l_d = \frac{2}{4} \frac{1871,4}{22,8} = 42 \text{ cm.}$

Echelle : 1,00 m
20 cm

Epure d'arrêt des barres : Charpente (Pile).



136

Appui 1 1^{er} arrêt : $l = (0,8750 m) \times 2$

2^e arrêt : $l = (1,3250 m) \times 2$

Appui 2 1^{er} arrêt : $l = (0,850 m) \times 2$

1^{er} arrêt : $l = (0,950 m) \times 2$

En travée

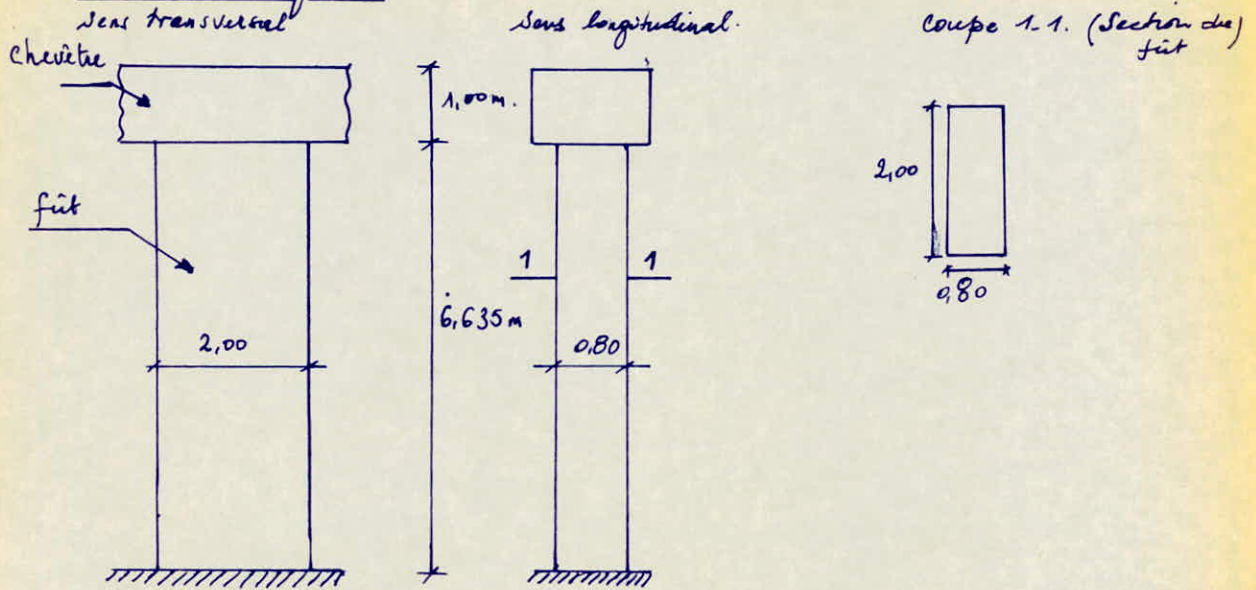
2^e arrêt : $l = (1,3250 m) \times 2$

① Courbe des moments flechissants

② Courbe enveloppe des moments flechissants

③ Courbe enveloppe des moments resistant des barres :

2. Calcul des fûts :



a. Evaluation des charges et surcharge en condition normale.

* Charges verticales:

- Charges permanentes:

Chevête	: $3,71 \times 11,50 = 42,665 \text{ t}$.
Zanlier	: $20,8516 \times 25,375 = 529,109 \text{ t}$.
fûts	: $3 \times 2,5 \times 0,8 \times 2 \times 6,635 = 79,62 \text{ t}$.
	<u>$\Sigma = 651,394 \text{ t}$</u>

- Surcharges: (Convors D + surcharge de trottoirs):
 $6 (52,95 + 2,44) = 332,34 \text{ t}$.

D'où la charge verticale totale: $Q_v = 332,34 + 651,394 = 983,734 \text{ t}$.

Soit l'effort vertical par fût: $\frac{Q_v}{3} = \frac{983,734}{3} = 327,91 \text{ t}$.

* Charges horizontales:

- Effort de freinage revenant à la pile: $36 \times \frac{17,6}{100} = 6,336 \text{ t}$.
 Soit par fût un effort horizontal dû au freinage: $\frac{6,336}{3} = 2,112 \text{ t}$.

- Effort dû au vent: (suivant l'axe longitudinal du pont).
 $H_v = q \cdot S = 0,2 [3 \times 6,635 \times 2 + 11,5 \times 1] = 10,262 \text{ t}$
 soit par fût: $\frac{10,262}{3} = 3,42 \text{ t}$.

- Effet des déformations lentes sur la pile:
 Le point élastique tombe sur la pile et par conséquent
 $H_g = 0$.

* Détermination des efforts sollicitant chaque fût: combinaison des 1^{ère} genre:

$$S_1 = G + P + V + T.$$

- Effort Normal: $S_1 \Rightarrow \frac{Q_v}{3} = 327,91 \text{ t}$.

- Effort horizontal: $S_1 \Rightarrow 2,112 + 3,42 = 5,532 \text{ t}$.

- Moment à la base de fût: $M_H = 2,112 * 7,635 + 3,42 * 4,173 = 30,396 \text{ tm}$.

b) Evaluation des charges et surcharges en Condition Sismique.

* Charges Verticales:

- Charge permanente : 651,394 t.
- Surcharges : 332,340 t
- Seisme vertical: $S_v = \pm 0,07 G$ $\pm 45,60 t$.

$$\Sigma \rightarrow \begin{array}{l} Q_{vmax} = 1029,334 t \\ Q_{vmin} = 938,134 t \end{array}$$

* Charges horizontales:

- Freinage : $36 \times \frac{17,6}{100} = 6,336 t$
- Déformations lentes : 0
- Seisme horizontal : $0,1 \left[1058,218 \times \frac{17,6}{100} + 79,62 + 42,665 \right] = 30,853 t$.

* Détermination des efforts sollicitant chaque fût.

Combinaison du 2^e genre: $S_2 = G + P + S I + T$.

- Effort Normal: $Q_{vmax} = 1029,334 t \rightarrow \frac{1029,334}{3} = 343,111 t / \text{fût}$.

$Q_{vmin} = 938,134 t \rightarrow \frac{938,134}{3} = 312,711 t / \text{fût}$

- Effort horizontal: $3,336 + 30,853 + 0 = 37,189 t \rightarrow \frac{37,189}{3} = 12,396 t / \text{fût}$

- Moment à la base du fût:

$$(18,624 + 6,336) \times 7,635 + 4,2665 \times 7,135 + 7,962 \times 3,3175 = 247,425 \text{ tm.}$$

Soit par fût: $\frac{247,425}{3} = 82,475 \text{ tm.}$

c) Ferraillage des fûts: D'après la combinaison du 1^{er} genre, les efforts par fût sont: * $Q_{vmax} = 327,91 t$ $M_{Hmax} = 30,396 \text{ tm.}$
Le fût de section $(b \times ht) = (200 \times 80) \text{ cm}^2$ est soumis à la flexion composée. Le ferraillage se fera par la méthode de P. CHARON.

$$e_0 = \frac{M_H}{Q_v} = \frac{30,396 \times 10^5}{327,91 \cdot 10^3} = 9,27 \text{ cm.} < \frac{ht}{6} = \frac{80}{6} = 13,33 \text{ cm.}$$

Q_v est un effort de compression comprimée. Donc la section est entièrement comprimée. La section sera ferraillée symétriquement car le moment peut changer de signe.

Contraintes admissibles: Pour les aciers: $\phi \leq 20 \text{ mm}$ d'où $\bar{\sigma}_{s1} = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Pour le béton: $e_0 = 9,27 \text{ cm} < \frac{ht}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm.}$ d'où $\bar{\sigma}'_b = (1 + \frac{2e_0}{ht}) \bar{\sigma}'_{b0}$
 $\bar{\sigma}'_b = (1 + \frac{2 \times 9,27}{80}) \times 92 = 114 \text{ kg/cm}^2$.

$$f = \frac{\bar{\sigma}'_b \cdot ht \times b}{Q_v} = \frac{114 \times 80 \times 200}{327,91 \cdot 10^3} = 5,62$$

$$\beta = \frac{6 \cdot M_H}{Q_v \cdot ht} = \frac{6 \times 30,396 \cdot 10^5}{327,91 \cdot 10^3 \times 80} = 0,695$$

$$c = 0,27 (1 - 2\delta')^2 \cdot f \quad \text{avec } \delta' = \frac{d'}{ht} = \frac{4}{80} = 0,05$$

$$= 0,27 (1 - 0,1)^2 \times 5,62 = 0,152$$

$$D = 0,30 (f - \beta) - 0,90 (1 - f) (1 - 2\delta')^2 = 4,786$$

$$E = -(1 + \beta - f) = 3,867 \quad \text{D'où:}$$

$$W = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} = -0,83 < 0$$

Ce qui conduit à un ferraillage minimum.

Puis que la section est entièrement comprimée, donc on adopte le ferrailage minimum donné par le règlement en cas de compression simple. soit $A_m > \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{Q_v}{\bar{\sigma}'_{b0}}$

$$\theta_1 = 1,4$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{lf}{4h_4 - 2e} = 2,5 \quad (h_4 = 80 \text{ cm}; e = 5 \text{ cm}; lf = 0,7 l_0 = 4,64 \text{ m}).$$

$$\theta_3 = 1 + 2160/4120 = 1,524$$

$$Q_v = 327,91 \text{ t} \quad ; \quad \bar{\sigma}'_{b0} = 92 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Donc } A_m \geq \frac{1,25}{1000} \times 1,4 \times 2,5 \times 1,524 \times \frac{327,91 \times 10^3}{92} = 23,76 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc } \bar{\omega}' \geq 0,15\%.$$

La section totale d'armatures verticales est normalement au moins égale à 0,20% ($A_f \geq 0,20\%$) de la section totale du béton. ces armatures longitudinales seront réparties au voisinage des parois et la distance maximale entre deux barres est égale à 40 cm au maximum. ($t \leq 40 \text{ cm}$) (Document S.E.T.R.A.).

$$\text{Soit } A_f = 0,20 \times \frac{b h t}{100} = 32 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 12 \text{ T}20 \quad (37,68 \text{ cm}^2).$$

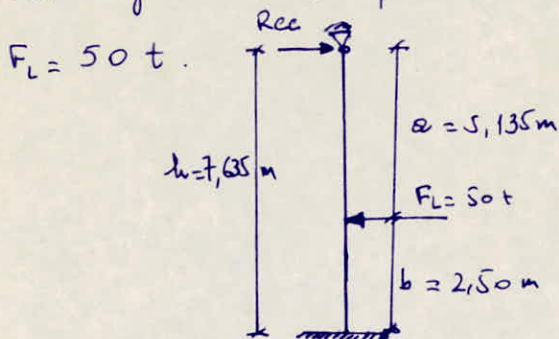
On prend 6 T20 sur chaque côté espacés de 36 cm.

* Effet du choc: Pour les ponts franchissant des routes; il y'a lieu de tenir en compte de l'effet d'un choc éventuel sur l'un des poteaux de la pile.

- Dans le sens longitudinal du pont; on aura un choc latéral. C'est un effort qui agit horizontalement sur le poteau, son intensité est évaluée à 50 t appliqué à 1,5 m au dessus du terrain naturel.

- Dans le sens transversal du pont; le choc est frontal. C'est un effort horizontal appliqué à 1,50 m, au dessus du terrain naturel d'intensité 100 t.

- Sens longitudinal du pont:



$h = 7,635 \text{ m}$: hauteur du poteau y compris le chevron.

Rec = réaction contre choc.

$$\text{le moment à l'encastrement est } M = \frac{F_L \cdot a \cdot (h^2 - a^2)}{2h^2} = 70,3 \text{ tm}$$

La sollicitation due au choc est considérée comme sollicitation du second genre.
 sous l'effet du choc; il est recommandé de prendre une section d'armature totale égale à 2% de la section totale du béton.

$$M_{\max} = 70,3 \text{ tm} \\ Q_{\max} = 327,91 \text{ t} \\ e = 21,44 \text{ cm} > \frac{ht}{6} \rightarrow \text{Section partiellement comprimée} \\ e = 21,44 \text{ cm} < \frac{ht}{2} = 40 \text{ cm} \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 141,3 = 212 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M = 70,3 \cdot 10^5 + 327,91 \times 10^3 \times 36 = 188,347 \text{ tm.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_{\text{en}} \cdot b \cdot (h)^2} = 0,058 \rightarrow \begin{cases} K = 35 \\ \varepsilon = 0,900 \end{cases} \\ \sigma'_b = \frac{4200}{35} = 120 \text{ kg/cm}^2 < 212 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{D'où } A_1 = \frac{M}{\sigma_{\text{en}} \cdot \varepsilon \cdot h} = 65,56 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = A_1 - \frac{Q_v}{\sigma_{\text{en}}} = 65,56 - 78 < 0 \text{ ce qui conduit}$$

au ferrailage minimum imposé.

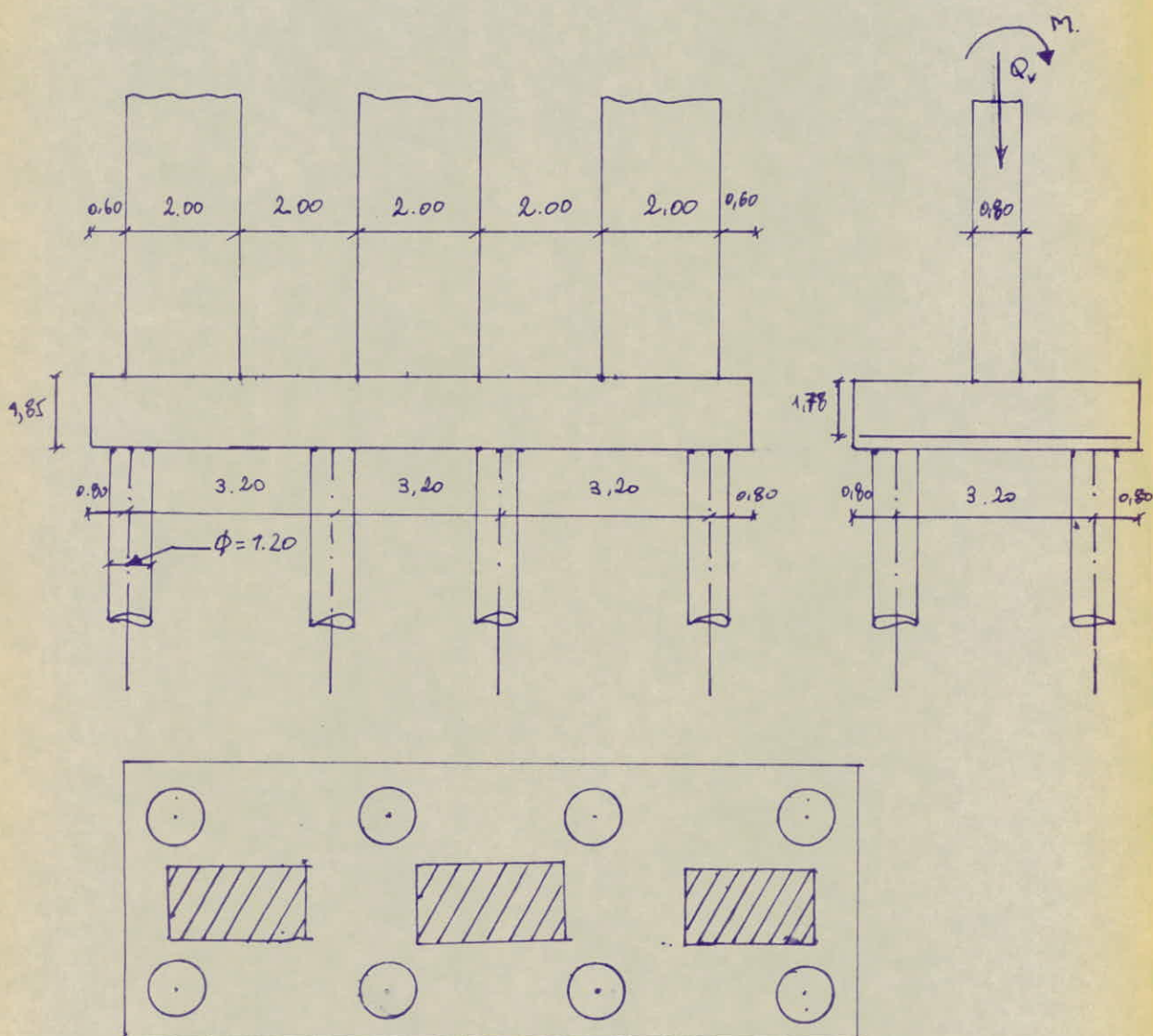
Dans le sens transversal du pont; le même calcul conduit au ferrailage minimum. Donc, on va prendre une section d'armature totale égale à 2% qui résiste au choc frontale et au choc latérale.

$$\text{Soit } A_c = 2 \times \frac{b \cdot ht}{100} = 320 \text{ cm}^2 \rightarrow 40 \text{ T32 à disposer sur}$$

les 4 côtés. 12 T32 sur le grand côté et 8 T32 sur le petit côté.

Pour la condition sismique; $M_{\max} = 82,475 \text{ tm}$, $Q_{\max} = 243,11 \text{ t}$
 $Q_{\min} = 312,71 \text{ t}$. Le ferrailage est conditionné par l'effet du choc. Les contraintes dans l'acier et le béton sont largement vérifiées.

Pour l'armature transversale; on prend des cadres T12 espacés de 35 cm. Pour les sections de base du poteau l'espacement des cadres est de 20 cm.

3) Calcul de la semelle de liaison:

En condition normale ou a

$$Q_{\max} = 1330,294 \text{ t (y. compris le poids de la semelle et la terre sur la semelle.)} \quad H_{\max} = 16,598 \text{ t} \quad M_{\max} = 91,198 \text{ tm.}$$

Détermination des efforts de traction sollicitant les armatures.

- Efforts suivant le petit côté:

Méthode de la R. D. M. Elle consiste à calculer le moment dans la section située à $\frac{a}{4}$ au droit de l'axe du poteau.

$$M = R \times 1,4 \quad \text{où} \quad R = 173,4 \text{ t} \quad \rightarrow \quad M = 242,76 \text{ tm.}$$

L'effort de traction dans les armatures suivant le petit côté est donc.

$$F = \frac{M}{z} \quad \text{ou} \quad z = 0,85 h \quad \Rightarrow \quad F = \frac{242,76}{0,85 \times 1,78} = 160,45 t.$$

- Méthode des bielles:

Pour les 2 piers extrêmes, l'effort est transmis selon une bielle inclinée à 50° . $\theta = 50^\circ$; $h = 1,78$ m.

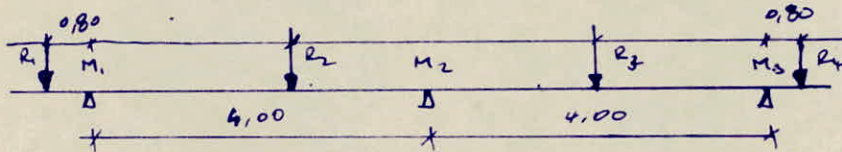
L'effort suivant la diagonale est: $N_d = 173,4 \times \frac{1,50}{1,78} = 146,12 t.$

et l'effort selon le côté est: $N_c = 146,12 \times \cos 21,447 = 135,89 t.$

soit une différence d'environ 15%. donc on garde le résultat donné par la Méthode de la R. D. M.

- Effort suivant le grand côté:

On utilise la méthode de la R. D. M en considérant la semelle comme une poutre continue sollicitée par des charges concentrées. (Reactions des piers) et appuyée sur les trois poteaux.



$$R_i = 2 \times 166,28 = 332,56 t.$$

Par la méthode des trois moments: on obtient:

$$M_1 = -266,05 \text{ tm}$$

$$M_2 = -122 \text{ tm}.$$

soit sur un côté $M_{max} = 133 \text{ tm}$. D'où l'effort de traction sur les armatures:

$$F = \frac{M}{z} = \frac{133}{0,85 h} = \frac{133}{0,85 \times 1,80} = 86,93 t.$$

- Détermination du ferrailage:

Suivant le petit côté: $F_{max} = 160,45 t.$

$$A = \frac{160,45 \cdot 10^3}{2800} = 57,3 \text{ cm}^2$$

soit 19 T20 sur chaque côté.

Comme on a 4 côtés donc: on a sur toute la longueur de la semelle 78 T20 espacés de 12 cm (entre eux).

Armatures supérieures: On prend des 12 espacés de 12 cm.

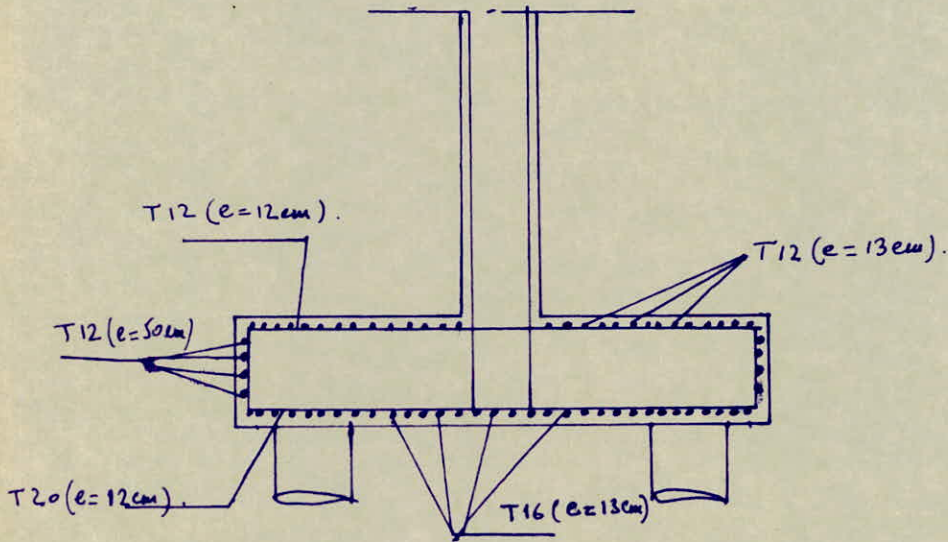
143.

- Ferrailage suivant le grand côté.

$$F_{max} = 86,93t \rightarrow A = \frac{86,93 \cdot 10^3}{2800} = 31,05 \text{ cm}^2$$

soit 16 T16 sur chaque côté.

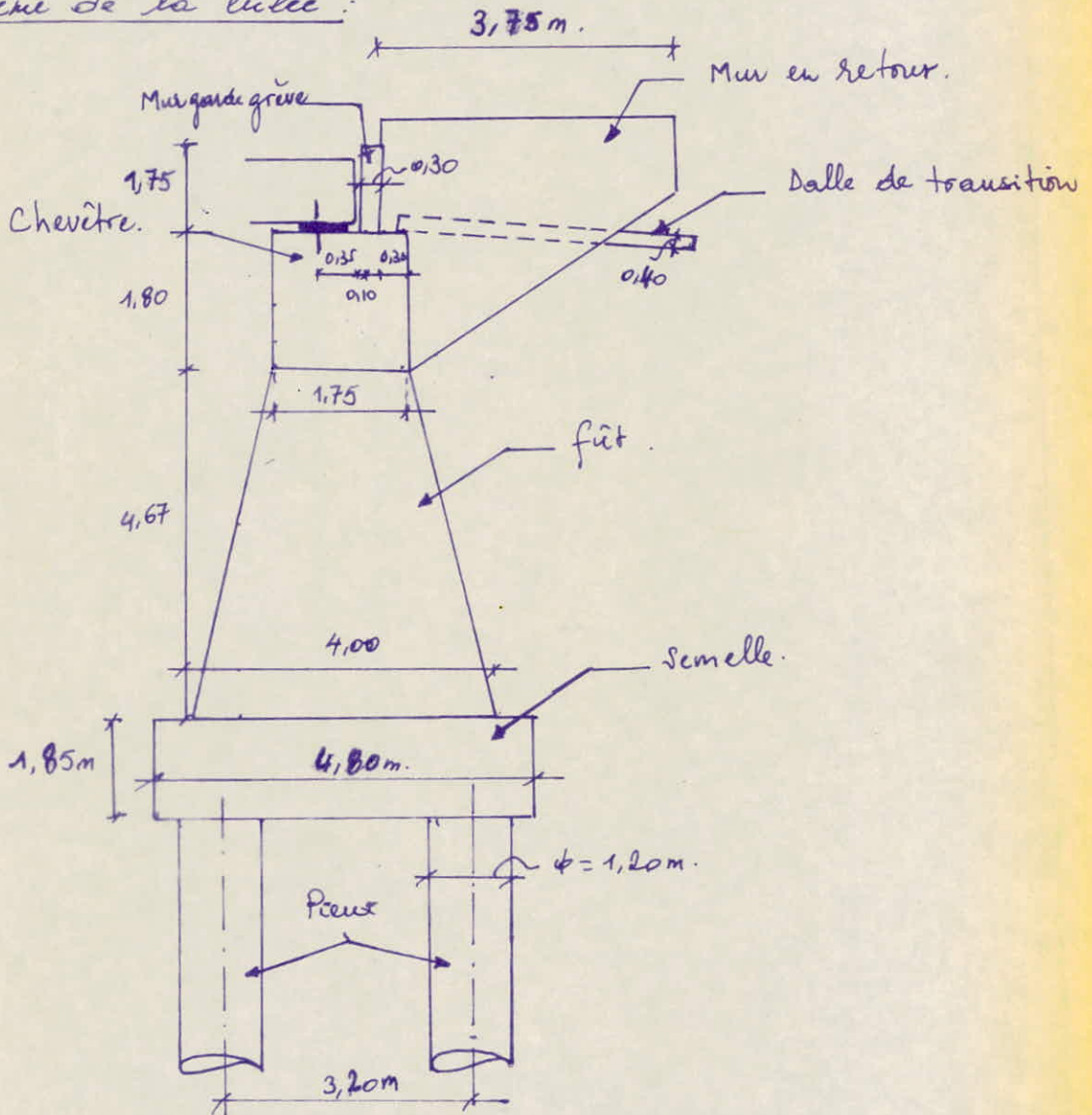
On a donc au total 32 T16 qu'on doit répartir sur la largeur de la semelle: soit 32 T16 espacés de 13cm.
pour l'armature supérieure; on prend du T12 espacés de 13cm.



C. Etude de la culée.

Les culées représentent les appuis extrêmes du pont. Elles sont en plus liées aux murs en retour et murs garde grèves qui sont destinés à retenir les remblais, et la dalle de transition qui permet la liaison entre la chaussée courante et la chaussée sur le pont.

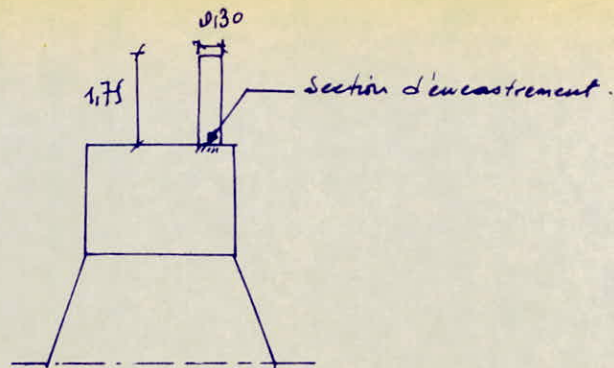
Système de la culée :



1°) Calcul des murs : (d'après les documents S.E.T.R.A.)

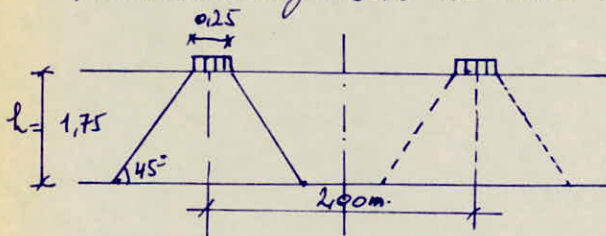
a. Mur garde grève : Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des efforts horizontaux qui s'appliquent sur la face arrière en contact avec les terres.

* Evaluation des actions et sollicitations : Les actions horizontales et verticales produisent des sollicitations qui seront maximumes dans la section d'encastrement du mur sur le chevêtre.



- α) Actions verticales: Dans notre cas la dalle de transition repose sur le chevêche. Les charges verticales appliquées sur le mur seront donc son poids propre et la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur. Les charges sont centrées et ne créent donc pas de moment dans la section d'encastrement, et leur effet est par conséquent favorable à l'égard des moments à l'encastrement dus aux actions horizontales ce qui nous permet de négliger leurs effets.
- β) Actions horizontales. L'effort maximum sera obtenu en combinant les actions agissant de l'arrière vers l'avant du garde grève.

- Force de freinage d'un essieu lourd type Bc: L'essieu lourd du camion Bc est considéré en contact avec le garde grève (l'autre essieu situé à 1,50m ne sera pas pris en compte). L'écartement des roues d'un essieu est égal à 2m. On ne considère que l'effet d'une roue de 6t. La diffusion de cette charge sur le mur sera selon un angle de 45° .



$$u = 0,25 \text{ m d'où :}$$

$$u' = 0,25 + 2h.$$

La force de freinage est égale au poids de la roue de 6t

Soit $F_r = 6t$. Le moment sera calculé par mètre linéaire de mur : soit : $M_F = \gamma_m \frac{F_r \cdot h}{0,25 + 2h}$ où $\gamma_m = 1,2$ (coef de majoration)

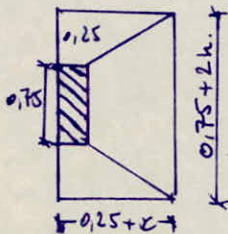
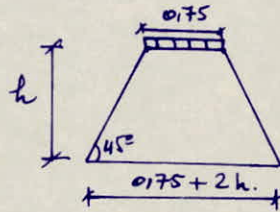
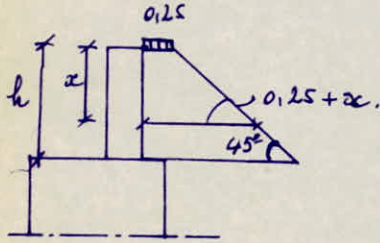
$$M_F = 1,2 \times \frac{6 \times 1,75}{0,25 + 3,5} = 3,36 \text{ tm/ml.}$$

- Poussée des terres : la moment dû à la poussée de la terre est :

$$M_T = \frac{k_a \cdot \gamma \cdot h^3}{6} \quad \text{ou} \quad \begin{aligned} k_a &= \text{coef de poussée} = \frac{1}{3} \\ \gamma &= \text{densité du remblai} \\ &= 2 \text{ t/m}^3 \\ h &= 1,75 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$= \frac{0,33 \times 2 \times 1,75^3}{6} = 0,59 \text{ tm/ml.}$$

- Poussée d'une charge locale située en arrière du garde-grève:
 Il a été approuvé que la sollicitation maximale est due aux deux camions Bc (poussée de charge locale et freinage) dans le cas d'un mur où $0,50 \leq h \leq 1,00$ m. L'effet le plus défavorable est produit par les deux roues arrière (6t) de deux camions Bc accolés placés tels que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière du mur.
 On peut remplacer la charge due aux 2 roues de 6t (distances de 0,25m) par une charge uniforme de 12t répartie sur une surface d'impact de $(0,25 \times 0,75)$ m².



Le moment dans la section d'encastrement est donné par l'expression:

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

$$\text{où } K = k_a \cdot \gamma \cdot J \cdot b_c.$$

$$= 0,33 \times 1,2 \times 1 \times 1,1 = 0,43.$$

La valeur de $\frac{M_p}{K}$ est donnée pour les différentes valeurs de h sur le K tableau suivant:

h (m)	0,5	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00
$\frac{M}{K}$ ($\frac{tm}{m^2}$)	2,23	3,40	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

$$h = 1,75 \Rightarrow \text{par interpolation on trouve } \frac{M}{K} = 6,78$$

$$\text{d'où } M_p = 6,78 \times K = 6,78 \times 0,43 = 2,915 \text{ tm/m.}$$

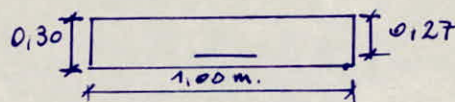
Moment total dans la section d'encastrement:

$$M_e = M_F + M_T + M_p = 0,59 + 3,36 + 2,915 = 6,865 \text{ tm/m.}$$

8) Ferraillage du mur garde grève:

* ferraillage vertical:

- face arrière du garde grève: on prend une bande de 1m de largeur de mur la section de calcul est:



$$\mu = \frac{15 \times 6,865 \times 10^5}{2800 \times 100 \times (27)^2} = 0,0504 \rightarrow \epsilon = 0,90585$$

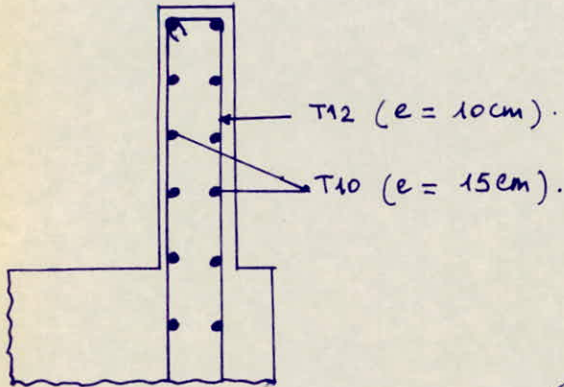
$$K = 38,1$$

$$\epsilon = 0,90585$$

$$A = \frac{6,685 \cdot 10^5}{2800 \times 0,90585 \times 27} = 10,024 \text{ cm}^2. \text{ soit } 9T12/\text{ml} (A = 10,18 \text{ cm}^2) \text{ tous les } 10 \text{ cm}.$$

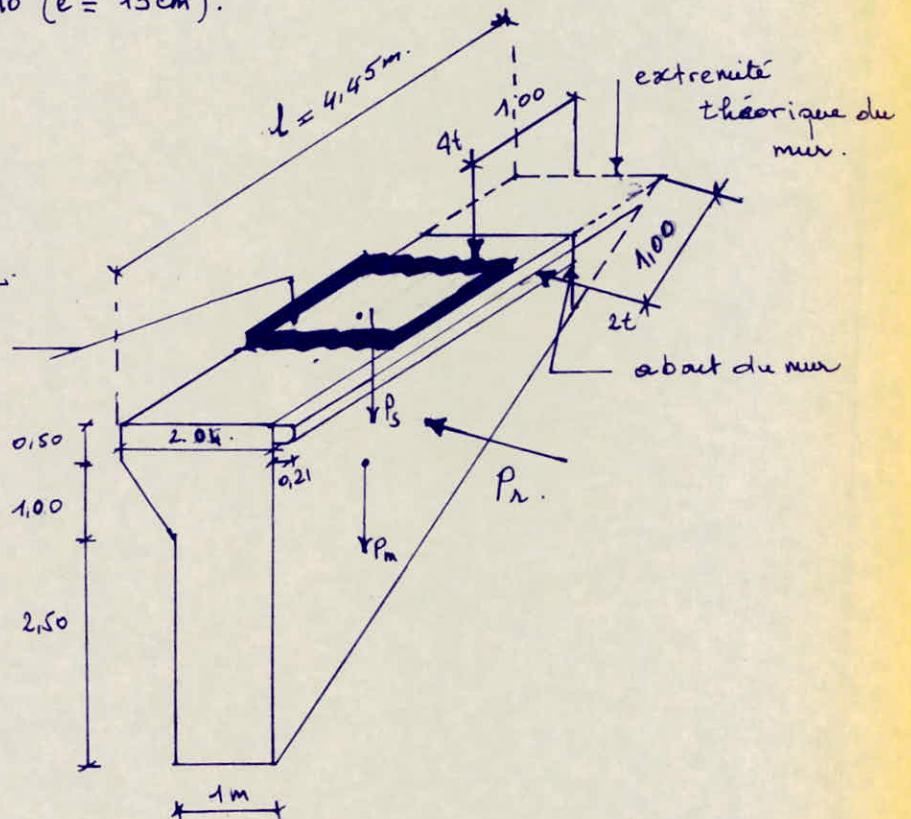
- face avant du mur garde grève.
On adopte des T12 tous les 20cm.

* ferrailage horizontal:
On adopte des T10 tous les 15cm sur les deux faces.



b. Mur en retour:

superstructure



Chaque mur en retour est soumis aux cas de charges suivants:

- Poids propre du mur et la superstructure
- Poussée horizontale répartie (remblais)
- Charges concentrées vers l'extrémité du mur.

Les charges concentrées sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur. Ce sont des charges conventionnelles, une verticale de $4t$ et une horizontale de $2t$. Elles représentent en réalité:

- les poussées sur le mur dues à des charges locales sur le remblai
- Des charges accidentelles appliquées au mur en service.

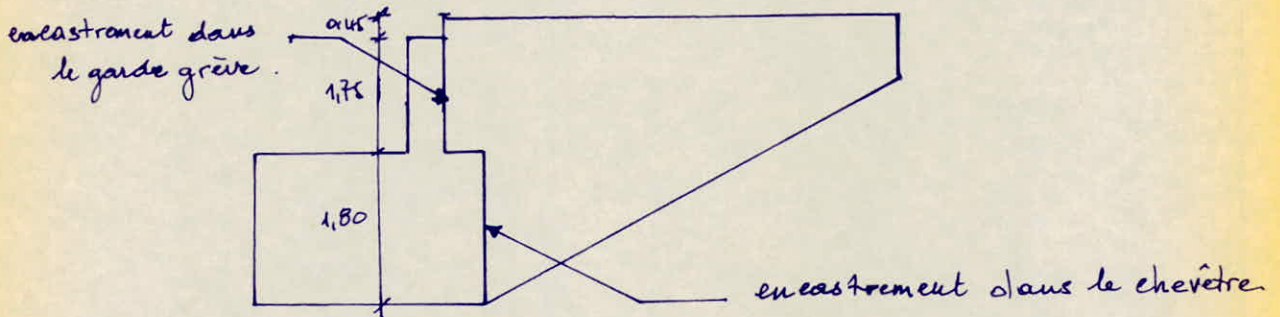
2) : Evaluation des charges et surcharges:

* Charges Verticales:

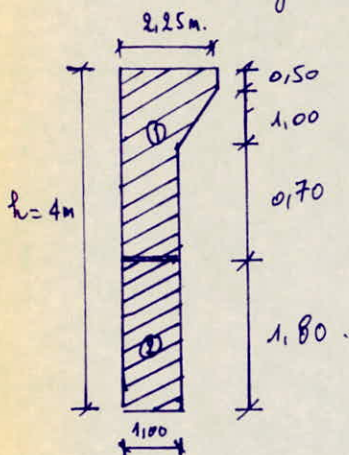
$$\text{Poids propre du mur: } 2,5 \left[(4 \times 1 \times \frac{4,45}{2}) + ((1,50 + 0,150) \cdot \frac{1,04}{2} \times 4,45) \right] = 36,156t.$$

- Poids de la superstructure..... $1,81 \times 4,45 = 8,05 t$.
- Charge centrée $4 t$.
- * Moment flechissant dans la section d'encastrement (autour de l'axe horizontal).
 $M_v = 22,25 \times \frac{4,45}{3} + 13,9 \times \frac{4,45}{2} + 4(4,45-1) + 8,05 \times \frac{4,45}{2} = 95,64 t.m.$
- * Effort tranchant dû aux actions verticales dans la section d'encastrement:
 $T_v = 36,156 + 8,05 + 4 = 48,206 t.$

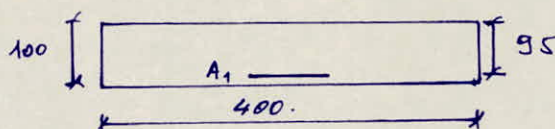
- * Charges horizontales
- Charge de $2t$ appliquée à $1m$ de l'extrémité théorique du mur.
- Poussée des terres uniformément répartie sur le mur d'intensité $\frac{h}{3} + 0,50$ ($\frac{t}{m^2}$)
- * Moment dans la section d'encastrement (autour de l'axe vertical).
 $M_H = (\frac{h}{3} + 0,50) \cdot \frac{l^2 \cdot h}{6} + 2(l-1) = 31,1 t.m.$
- * Effort tranchant dans la section d'encastrement:
 $T_H = 2 + (\frac{h}{3} + 0,5) \frac{l \cdot h}{2} = 2 + (\frac{4}{3} + 0,5) \times \frac{4,45 \times 4}{2} = 18,316 t.$



- * Ferrailage du mur en retour. (Méthode de P. CHARON)
- Détermination du ferrailage reprenant les sollicitations dues aux charges horizontales: $M_H = 31,1 t.m.$
 $T_H = 18,316 t.$



- ① section encastree dans le garde grève.
 - ② section encastree dans le chevêtre.
- section de calcul:



$$\mu = \frac{15 \times 31,1 \times 10^5}{2800 \times 400 \times 95^2} = 0,0046 \rightarrow K = 146$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{146} < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

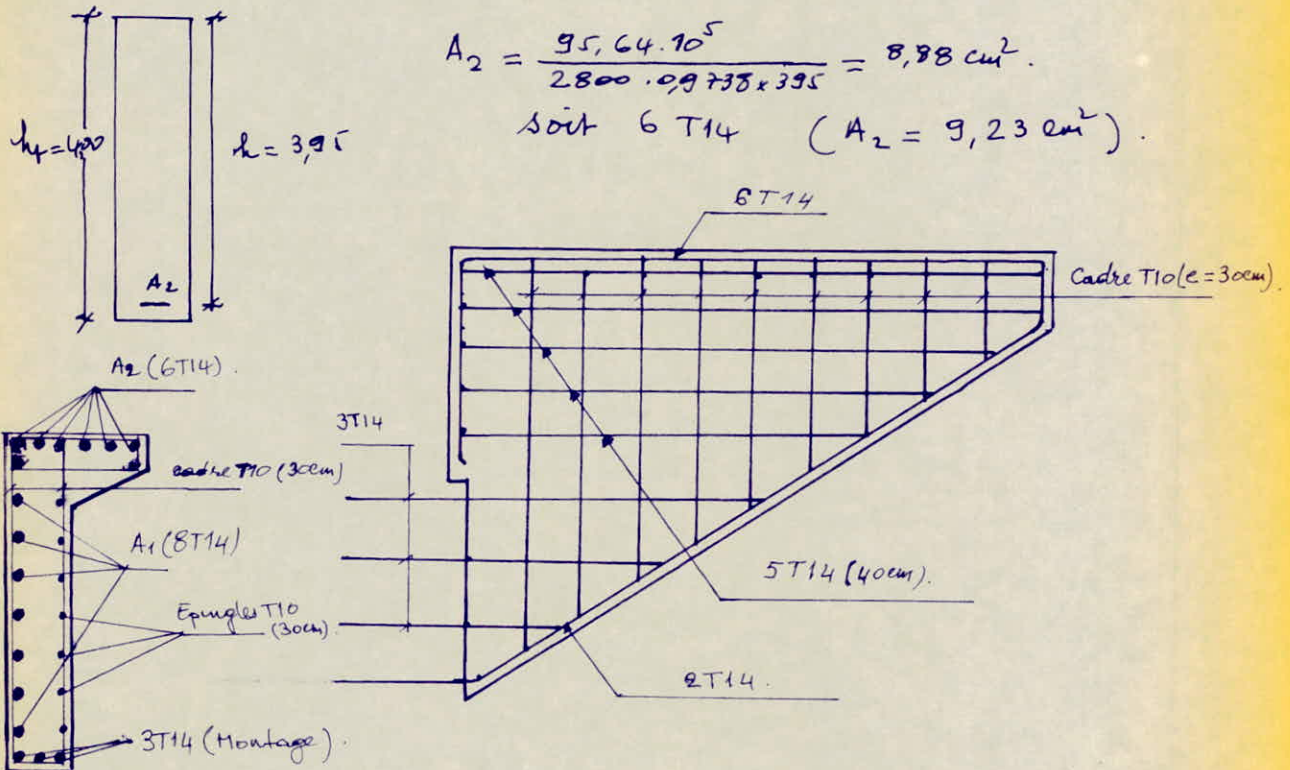
$$\xi = 0,9690$$

$$A_1 = \frac{31,1 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9708 \cdot 95} = 12,06 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8 \text{ T14 } (A_1 = 12,32 \text{ cm}^2).$$

- Ferrailage reprenant les sollicitations dues aux charges verticales
 $M_v = 95,64 \text{ tm}$. $T_v = 48,206 \text{ t}$.

$$\mu = \frac{15 \times 95,64 \cdot 10^5}{2800 \times 1000 \times (395)^2} = 0,0033 \rightarrow k = 176 \rightarrow \sigma_b = \frac{2800}{176} < \bar{\sigma}_b$$

$$\varepsilon = 0,9738.$$



C. Calcul de la dalle de transition :

Au voisinage immédiat de la culée, il n'est pas possible de compacter les remblais aussi efficacement qu'en section courante, car on ne peut utiliser à cet effet des engins de compactage puissants. Il en résulte que dans les zones de produit des tassements entraînant une dénivellation brutale dans la chaussée entre la partie située au dessus de l'ouvrage et la partie située au dessus du remblai. Pour pallier cet inconvénient on réalise la dalle de transition qui sera appuyée sur le chevet et le remblai qui est bien compacté.

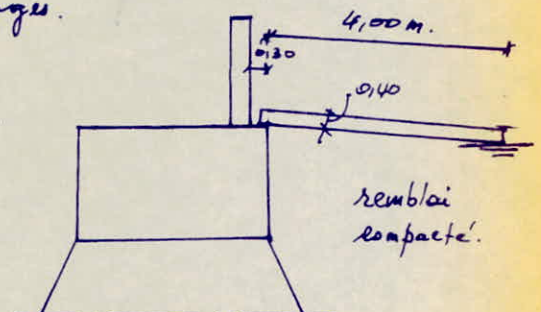
a) Evaluation des charges et surcharges.

- Poids propre: $2,5 \times 0,4 \times 1 = 1 \text{ t/ml}$.

- Revêtement: $0,08 \times 2,2 \times 1 = 0,176 \text{ t/ml}$.

- Remblai: $1,57 \times 2 \times 1 = 3,14 \text{ t/ml}$.

$$\Sigma \rightarrow q_G = 4,316 \text{ t/ml}.$$



- Surcharge: on admet que les roues des systèmes (Bc ou Bc) de rangées P₁ et P₂ sont équivalentes chacune à une charge répartie de 5,5 t/ml et assimilée à un rouleau indéfini. On tient compte du choc éventuel d'un essieu à côté de l'appui et on doit donc pondérer P₁ par 2. La charge P₂ se répartie entre les 2 appuis de la dalle elle sera pondérée par 1,2.

Pour le calcul de la dalle de transition le système Bc est le plus défavorable.

P₁ = 2 x 5,5 = 11 t/ml.

P₂ = 1,2 x 5,5 = 6,6 t/ml.

la dalle de transition repose d'un côté sur le chevet et sur l'autre côté elle repose sur le remblai (appuis élastiques) la dalle sera calculée comme une poutre (section: h₀ x b)

* Calcul de la longueur élastique de la poutre

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{b \cdot C_u}}$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3,72 \times 10^6 \times 5,33 \times 10^{-3}}{1 \times 1000}} = 2,984 \text{ m}$$

avec

$$E = 3,72 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,4^3}{12} = 5,33 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

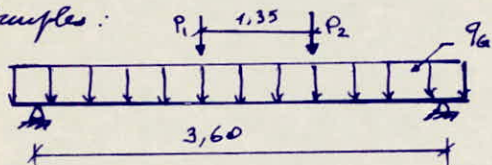
$$b = 1 \text{ m}$$

C_u = réaction élastique du remblai
C_u = 1000 t/m³

Lorsque $l < \frac{\pi}{2} l_e$ on ne tient pas compte de la déformation du remblai et la poutre peut se calculer comme étant appuyée simplement sur deux appuis.

Dans notre cas $l = 3,60 < \frac{\pi}{2} \times 2,984 = 4,68 \text{ m}$.

la dalle sera calculée donc comme une poutre sur deux appuis simples:

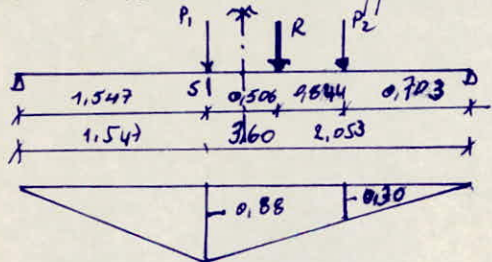


* Calcul des efforts maximaux:

- Moment max:

$q_g = 4,316 \text{ t/ml} \rightarrow M_g = \frac{q_g l^2}{8} = \frac{4,316 \times 3,6^2}{8} \approx 7 \text{ tm/ml}$

Pour les surcharges P₁ et P₂ on utilise le théorème de Bresse pour déterminer les efforts max:



M_s max =

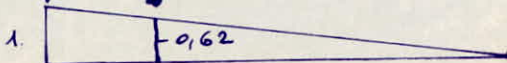
11 x 0,88 + 0,30 x 6,6 = 11,68 tm

D'où M_{max} = M_g + M_s = 18,68 tm

- Effort tranchants max:
sous les charges permanentes:
sous les surcharges P₁ et P₂:

T₂ = 11 x 1 + 6,6 x 0,62 = 15,092 t

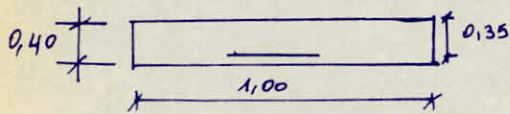
T₁ = q_g \frac{l}{2} = 7,768 t



$$T_{\max} = T_1 + T_2 = 7,768 + 15,092 = 22,86 \text{ t/ml.}$$

β) Ferrailage de la dalle:

$$M_{\max} = 18,68 \text{ t m/ml} \quad T_{\max} = 22,86 \text{ t/ml.}$$



On utilise des barres $\phi \leq 20 \text{ mm}$.
 $\sigma_{\text{en}} = 4200 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_b' = 192 \text{ kg/cm}^2$.

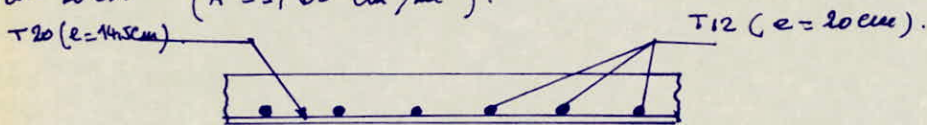
$$\mu = \frac{15 \times 18,68 \times 10^5}{2800 \times 100 \times (35)^2} = 0,0816 \rightarrow \varepsilon = 0,8843$$

$$k = 28,2$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{28,2} = 99,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \rightarrow A' = 0.$$

$$A = \frac{18,68 \times 10^5}{2800 \times 0,8843 \times 35} = 21,55 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

soit des barres T20 espacées de 14,5 cm. ($A = 21,66 \text{ cm}^2/\text{ml}$).
 Dans le sens transversal; on prend le $\frac{1}{8}$ des armatures longitudinales soit: $\frac{21,66}{8} = 2,7075 \text{ cm}^2/\text{ml}$. On prend donc des T12 espacés de 20 cm ($A' = 5,415 \text{ cm}^2/\text{ml}$).



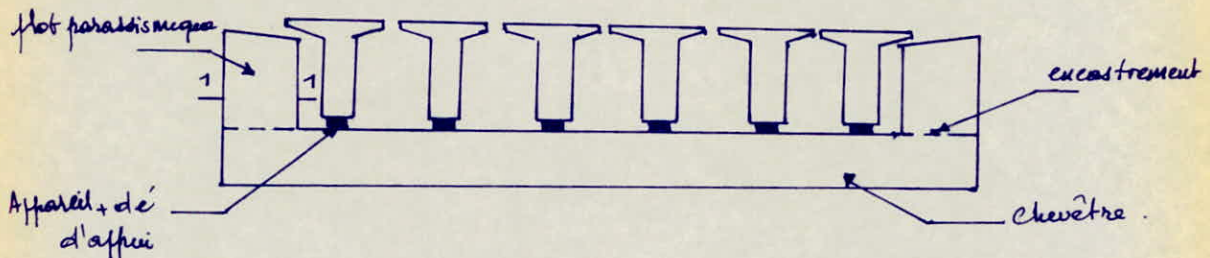
Verification du cisaillement:

$$T_{\max} = 22,860 \text{ t/ml.}$$

Dans le cas des dalles: $\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 7,6 = 8,74 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
 $z = \frac{7}{8} h = 30,625 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm} \rightarrow \tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{22,86 \times 10^3}{100 \times 30,625} = 7,46 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau_b = 7,46 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b.$$

d) Calcul des plots parasismiques: Ce sont deux plots en béton armé situés aux extrémités du chevron de la culée. Ils sont destinés à empêcher le déplacement du tablier sous l'effet d'un éventuel séisme transversal.



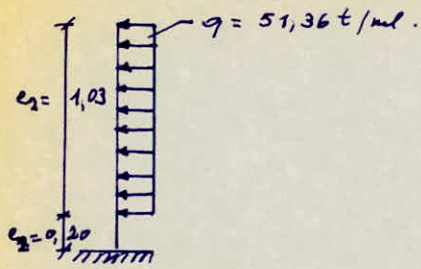
* Evaluation des efforts agissant sur le plot.

Le plot est soumis à un effort sismique horizontal. $F_H = 0,1G$

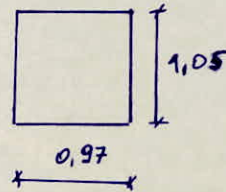
où G = poids du tablier revenant à la culée: $G = 20,8516 \times 25,375$

$$F_H = 52,9 \text{ t.}$$

schéma statique: le plot est encasturé dans la chevron
 la force F_H étant transmise au plot par la face latérale de l'âme d'une poutre: soit $q = \frac{F_H}{l} = \frac{52,9}{1,03} = 51,36 \text{ t/ml}$



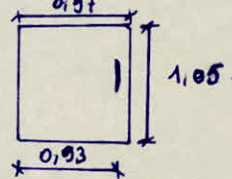
Coupe 1-1.



* Moment dans la section d'encastrement.
 $M_e = q e_2 \left(\frac{e_2}{2} + e_1 \right) = 37,824 \text{ tm.}$

* Effort tranchant: $T = 52,9 \text{ t.}$

* Calcul du ferrailage: $\phi \leq 20 \text{ mm}; \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_b' = 192 \text{ kg/cm}^2.$

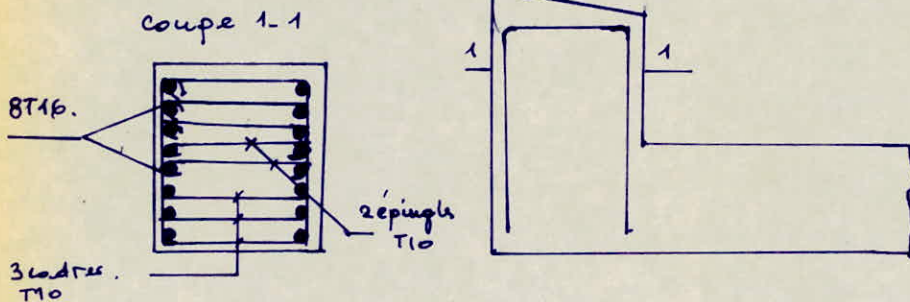


$$\mu = \frac{15 \times 37,824 \times 10^5}{2800 \times 105 \times (93)^2} = 0,0227 \quad \rightarrow \quad \epsilon = 0,9342$$

$$K = 61.$$

$$\bar{\sigma}_b^i = \frac{2800}{61} = 46 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{37,824 \times 10^5}{2800 \times 0,9342 \times 93} = 15,55 \text{ cm}^2. \quad \text{soit } 8T16 \quad (A = 16,08 \text{ cm}^2).$$



- Condition sismique:

En condition sismique, le coefficient de poussée des terres change et est donné par la formule de MONO-OHABE

soit $Ka' =$

$$Ka' = \frac{\cos^2(\varphi - \nu - \beta)}{\cos \nu \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \nu) \left[\frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \nu - \alpha)}}{\cos(\beta + \delta + \nu) \cos(\alpha - \beta)} + 1 \right]^2}$$

Avec $\varphi =$ Angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$

$\beta =$ Angle d'inclinaison de la butée par rapport à la verticale $\beta = 0$

$\alpha =$ Zélu du remblai $\alpha = 0$

$\delta =$ Inclinaison de la poussée résultante $\delta = 0$

$$\nu = K_a \tan \varphi \frac{K_h}{1 - K_v} \quad \text{ou} \quad \begin{matrix} K_h = \mp 0,30 \\ K_v = \mp 0,07 \end{matrix} \rightarrow \nu = 6,137^\circ$$

On trouve $Ka' = 0,40$.

- Poussée des terres : $H'_p = \frac{1}{2} Ka' \gamma (h^2) \cdot l = 60,895 \text{ t}$.

- Poussée due à la surcharge du remblai : $H'_s = Ka' q_s h l = 17,15 \text{ t}$.

solllicitations		Q_v (t)	e (m)	H (t)	g (m)	π (t.m)
charges et surcharges:						
Chevêtre		95,13	0,175			-16,647
futs		100,7				
Tablier		264,55				
surcharges de chaussée		166,17				
Poids du remblai :		63,30	1,05			-66,30
Mur garde grève		15,855	0,60			-9,513
Murs en retour		72,312	1,90			-137,393
corniche + garde corps		11,697	2,475			-28,95
Dalle de transition		20,16	1,05			-21,168
Seisme vertical : $\mp 0,07$ (643,704)		$\mp 45,06$				
Seisme horizontal : $43,6 + 0,1$ (379,154)				43,60 37,91	6,47 3,818	426,832
Déformations/écarts				27,457	6,47	177,642
freinage				14,832	6,47	95,963
Poussée des terres				60,895	5,85	356,255
Poussée de la surcharge de remblai				17,15	6,445	110,53
Total:		764,814 854,934		201,844		887,175

Chaque poteau est sollicité par: un effort vertical: $Q_{max} = 284,986$; $Q_{min} = 254,944$
 un moment à la base: $M = 295,725 \text{ tm}$
 un effort horizontal: $H = 67,28 \text{ t}$.

3°) Calcul du chevêtre:

Pour évaluer les différentes charges agissant sur le chevêtre, on suit les méthodes indiquées dans les documents S.E.T.R.A.

Le chevêtre est soumis à son poids propre, à la réaction du tablier, des murs en retour, des murs garde grève et celle de la dalle de transition.

a - Poids propre: $q_a = 2,5 \times 2 \times S = 5,5$ où $S =$ section du chevêtre y compris le mur garde grève. Le coefficient 2 tient compte du poids moyen du tablier situé au droit du chevêtre lors de la construction.

$$S = 1,80 \times 1,75 + 1,75 \times 0,30 = 3,675 \text{ m}^2 \rightarrow q_a = 5 \times 3,675 = 18,375 \text{ t/ml.}$$

b - Surcharges transmises par le garde grève:

- Surcharges horizontales:

* Poussée des terres: $H_p = \frac{1}{2} k_a \gamma h^2 = \frac{1}{2} \times 0,33 \times 2 \times (3,55)^2 = 4,16 \text{ t/ml.}$

* Poussée de la surcharge localisée: $H_L = k^2 \times \frac{12}{0,75 + 2h} = \frac{0,43 \times 12}{0,75 + 2 \times 3,55}$

$$H_L = 0,657 \text{ t/ml.}$$

* freinage: $H_f = \frac{6}{0,25 + 2h} \times \gamma_m = \frac{6}{0,25 + 2 \times 3,55} \times 1,2 = 0,98 \text{ t/ml.}$

c - Dalle de transition.

* Charge permanente: $q_{60} = 4d [1,25 e_D + 1,1 h_r]$

$4d = 4 \text{ m}$; $e_D = 0,40 \text{ m}$; $h_r =$ hauteur du remblai sur la dalle = $1,57 \text{ m.}$

$$q_{60} = 4 [1,25 \times 0,40 + 1,1 \times 1,57] = 8,9 \text{ t/ml.}$$

* Surcharges:

système Bc: $q_{Bc} = 2 \times 5,5 + 1,2 \times 5,5 \left(\frac{3,6 - 1,50}{3,6} \right) = 14,85 \text{ t/ml.}$

système Bf: $q_{Bf} = 2 \times 5,5 + 1,2 \times 5,5 \left(\frac{3,6 - 1,35}{3,6} \right) = 15,125 \text{ t/ml.}$

La surcharge due à Bf est la plus défavorable.

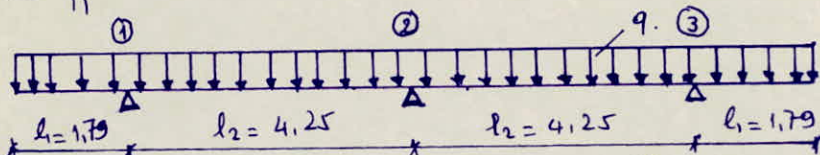
D'où $q_D = 8,9 + 15,125 = 24 \text{ t/ml.}$

d - Tablier: $\frac{264,55 + 166,17}{12,08} = 35,65 \text{ t/ml.}$

Horizontale: 2t

e - Mur en retour: Poids propre: 36,156 t ; Surcharges Verticale: 4t

Calcul des efforts sollicitant le chevêtre:



$$M_1 = -q \frac{l_1^2}{2} ; M_2 = -q \frac{l_2^2}{8} ; M_3 = q \frac{l_2^2}{12} ; T = 0,69 \cdot l_2.$$

Les valeurs des moments de flexion maximaux (sur appuis) et en travée ainsi que l'effort tranchant max seront données sous forme de tableau

Charge:	Moments flexionnants max sur appuis (t.m) en travée		Efforts tranchants (t)
	①	②	
Poids propre	-29,44	-41,48	27,66
Dalle de transition	-38,45	-54,2	36,17
Mur garde grève	0	0	0
Murs en retour	-51,8	+25,9	0
Sablier	-57,11	-89,49	53,66
Total	-176,8	-150,27	117,5

Ferraillage de flexion.

- Armatures supérieures. M_{max} sur appui = -176,8 t.m.

On prend des barres de diamètre $\phi \leq 20$ mm. ; $\bar{\sigma}_a = 2800$ kg/cm²; $\bar{\sigma}_b = 1871$ kg/cm²
 $\mu = \frac{15 \times 176,8 \times 10^5}{2800 \times 175 \times (175)^2} = 0,0176 \rightarrow K = 70,5 \quad \epsilon = 0,9415$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{70,5} = 40 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \rightarrow A' = 0.$$

$$A_s = \frac{176,8 \times 10^5}{2800 \times 0,9415 \times 175} = 38,32 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 13T20 \quad (A = 40,82 \text{ cm}^2).$$

La condition de non fissuration donne: $\text{Max}(\sigma_1; \sigma_2) = 1871$ kg/cm²
 donc on prend $\bar{\sigma}_a = 1871$ kg/cm².

D'où on recalcule A_s : $A_s = \frac{176,8 \times 10^5}{1871 \times 0,9296 \times 175} = 58,08 \text{ cm}^2$ soit 19T20 (59,66 cm²)

$$\sigma'_b = \frac{1871}{56} = 35 \text{ kg/cm}^2$$

- Armatures en travée: $M_{kmax} = 117,5$ t.m. ; $\bar{\sigma}_a = 1871$ kg/cm²
 on trouve 13T20 ($A_t = 40,82 \text{ cm}^2$).

- Effort tranchant: $T_{max} = 247,186$ t.

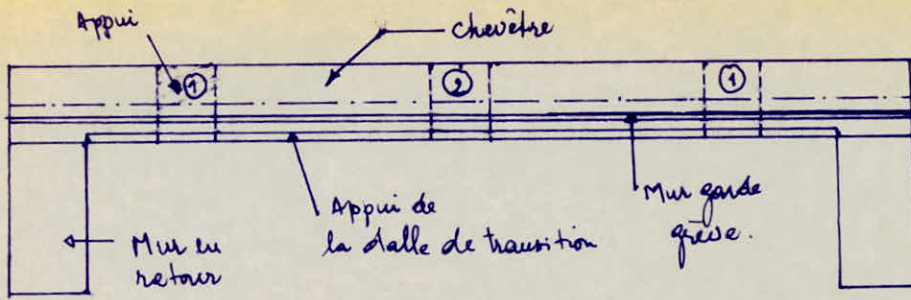
$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{247,186}{175 \times \frac{7}{8} \times 175} = 9,22 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow \tau_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 26,6 \text{ kg/cm}^2 > \tau_{bmax}.$$

Ferraillage de torsion:

Moments de torsion.

Charge	Excentricité (cm)	Moment de torsion (t.m)	
		partie du chapeau en contact	travée 1-2
Poids propre	0	0	0
Dalle de transition	0,875	8,295	44,625
Mur garde grève	0,425	2,05	4,88
Murs en retour	$\frac{4t}{36,156t}$ 4,02 2,05	90,20	0
Sablier	-0,175	-4,93	-26,51
Total:		96,05	22,995



* Section au niveau de l'appui ① $M_T = 96,05 \text{ t.m.}$
 Le pourcentage des armatures longitudinales $\bar{\omega}_l$ et $\bar{\omega}$ des armatures transversales $\bar{\omega}_t$ sont égaux.

pour $b \leq 3,5a$ ($200 < 280$). $\bar{\omega}_l = \bar{\omega}_t = \frac{1}{3} \frac{1+\beta}{\beta} \cdot \frac{r_b}{r_a}$
 on utilise des barres de diamètre $\phi \leq 20 \text{ mm}$.
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$.

Détermination de la section d'armature:

- Armatures longitudinales:

Coefficient tangent de torsion: (DUBOD: aide mémoire béton armé)
 $C_b = \alpha \frac{r_t}{a^3}$ pour $\beta = \frac{b}{a} = \frac{1,80}{1,75} = 1,028 \rightarrow \alpha = 4,428$

$$C_b = 4,428 \times \frac{96 \cdot 10^5}{(1,75)^3} = 7,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Donc } \bar{\omega}_l = \bar{\omega}_t = \frac{1}{3} \frac{1+1,028}{1,028} \times \frac{7,93}{2800} = 1,80 \cdot 10^{-3}$$

soit $A_l = ab\bar{\omega}_l = 56,50 \text{ cm}^2 \rightarrow 18T20$ ($56,52 \text{ cm}^2$).

Les barres seront réparties sur les 4 côtés de la section du chevêtre
 5 barres sur le côté ($b = 1,80$) et 4 barres sur le petit côté (a).

- Armatures transversales: on prend des cadres T12
 la longueur d'un cadre: $l_t = (176 + 171) \times 2 = 694 \text{ cm}$.

$$A_t = \frac{ab\bar{\omega}_t}{l_t} t \Rightarrow t = A_t l_t \times \frac{1}{ab\bar{\omega}_t} = 1,13 \times 694 \times \frac{1}{56,5} \approx 14 \text{ cm}$$

Donc on obtient des cadres T12 espacés de 14 cm

* Section en travée 1-2. $M_T = 22,995 \text{ t.m.}$

- Armatures longitudinales

$$C_b = 4,428 \times \frac{22,995 \cdot 10^5}{(1,75)^3} = 1,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Donc } \bar{\omega}_l = \bar{\omega}_t = \frac{1}{3} \times \frac{1+1,028}{1,028} \times \frac{1,9}{2800} = 4,46 \cdot 10^{-4}$$

soit $A_l = ab\bar{\omega}_l = 175 \times 180 \times 4,46 \times 10^{-4} = 14,05 \text{ cm}^2$

soit 5T20 ($A = 15,7 \text{ cm}^2$).

- Armatures transversales: on garde des cadres T12

$$t = A_t l_t \frac{1}{ab\bar{\omega}_t} = 1,13 \times 694 \times \frac{1}{15,7} = 50 \text{ cm}$$

on prend donc des cadres T12 espacés de 50 cm.

* Armatures transversales dues à l'effort tranchant: $T_{\max} = 247,186 \text{ t}$.

$$\tau_{s \max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = 9,22 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad A_b = 16,95 \text{ cm}^2 \quad (\text{cadre + espousin } T12)$$

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \cdot \sigma_{eu} = \max \left\{ \frac{2}{3} ; 1 - \frac{\tau_{s \max}}{9 \bar{\sigma}_b} \right\} \quad \sigma_{eu} = 0,865 \times 4200 = 3634 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{A_b}{t} \geq \frac{T}{z \cdot \bar{\sigma}_{at}} \Rightarrow t \leq \frac{16,95 \times 152,25}{247,186 \cdot 10^3} \times 3634 = 38 \text{ cm.}$$

Avec $t = 30 \text{ cm}$. On garde le même espacement que celui donné pour la torsion: $t = 14 \text{ cm}$.
Pour tenir compte des actions horizontales ; on place des armatures filantes (T20).

Récapitulation du ferrailage

Appui ① : En flexion : fibre supérieure : 19 T20
fibre inférieure : 13 T20
En torsion : faces latérales : 5 T20
fibre supérieure : 4 T20
fibre inférieure : 4 T20.

Cravée 1-2 : En flexion : fibre supérieure : 13 T20
fibre inférieure : 13 T20
En torsion : faces latérales : 2 T20
fibre supérieure : 2 T20
fibre inférieure : 2 T20.

Verifications:

- Adhérence Acier-Béton : $\bar{\tau}_{ad} = 24 \bar{\sigma}_b = 22,8 \text{ kg/cm}^2$
 $\tau_{s \max} = \frac{T_{\max}}{n p \cdot z} = \frac{247,186 \cdot 10^3}{152,25 \times 104,22} = 15,578 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{ad}$

- Effet de l'effort tranchant sur les armatures inférieures à l'appui : $T_{\max} = 247,186 \text{ t}$; 17 T20 $\rightarrow A = 53,38 \text{ cm}^2$
 On doit avoir :

$$A \bar{\sigma}_a \geq \left| T + \frac{M}{z} \right| \quad ; \quad A \bar{\sigma}_a = 53,38 \times 2800 = 149,464 \text{ t.}$$

$$T + \frac{M}{z} = 247,186 - \frac{176,8}{1,52} = 130,87 \text{ t}$$

$$\text{Donc } A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}.$$

CHAPITRE 16

CALCUL DES

FONDITIONS

16. ETUDE DES FONDATIONS

Par suite de l'importance des efforts transmis aux fondations, il est nécessaire d'avoir recours à un système de fondation qui supporte un groupe de pieux disposés en deux files et reliés par un massif rigide en tête.

Le massif de fondation sera sollicité par un effort vertical Q et un effort horizontal H et par conséquent un moment (dû à H et à l'excentricité de Q), le moment se transmet en couple d'effort sur les pieux ou la rigidité du massif.

Hypothèses de calcul.

- le massif de fondation est supposé infiniment rigide devant la rigidité des pieux.
- la base du massif est horizontale.
- la couche d'assise des pieux est horizontale de sorte que tous les pieux ont la même longueur.

1°) Etude des pieux forés - Détermination de la capacité portante.

- Exécution des pieux forés : on creuse l'emplacement des pieux tout en extrayant les terres, jusqu'à rencontrer la couche de terrain apte à supporter l'ouvrage. Le forage se fait à l'aide d'un tubage provisoire foré dans le sol. Après mise en place de l'armature, on coule le béton à l'aide d'un tube plongeur.

- Capacité portante des pieux :

La capacité portante d'un pieu est généralement déterminée par les formules statiques.

La force portante limite du pieu " Q_e " est égale à la somme de la force portante de pointe " Q_p " et la force portante de frottement latéral " Q_f ". Soit : $Q_e = Q_p + Q_f$.

- Résistance de pointe : $Q_p = \frac{\pi \phi^2}{4} (N_q \sum_{i=1}^{i=n} \gamma_i D_i + 1,3 C N_c)$.
le terme de surface étant négligé.

Les coefficients N_q et N_c sont donnés par les tableaux de Caquot-Kerizel.

- Frottement latéral : cette force agit sur une profondeur $D - h_e$ où $h_e = \frac{\phi}{4} N_q^{2/3}$. La force de frottement latéral est déterminée selon la nature de la couche traversée par le pieu.

Dans Notre cas la capacité portante d'un pieu est : $Q_e = 360 t$.

2. Evaluation des efforts le long des pieux. - méthode de WERNER.

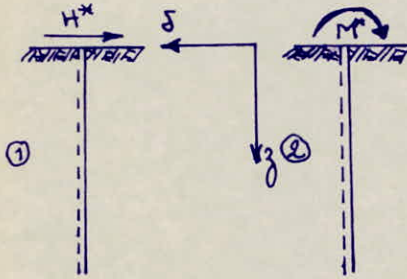
Les deux files de pieux résistent aux différentes sollicitations en fléchissant, c'est à dire en se déplaçant en tête ce qui provoque une réaction latérale du sol. Cette réaction notée q est proportionnelle au déplacement δ de têtes des pieux, soit $q = C_u \cdot \delta$, où C_u = coefficient de proportionnalité représentant en réalité le coefficient de réaction élastique du sol, exprimé en (t/m^3) qui dépend de plusieurs facteurs, tels que : forme de fondation et nature de l'ouvrage.

En un point de profondeur z , le comportement d'un élément flexible, dans le sol peut s'exprimer mathématiquement par l'équation différentielle

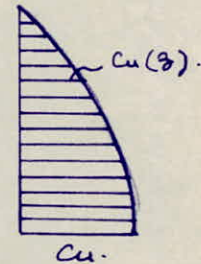
$$EI \frac{d^4 \delta}{dz^4} + C_u \cdot b \cdot \delta = 0 \quad \text{ou : } \left\{ \begin{array}{l} b = \text{diamètre du pieu.} \\ I = \text{Inertie de la section} \\ \text{du pieu.} \\ E = \text{modul d'élasticité} \\ \text{du matériau.} \end{array} \right.$$

La résolution de l'équation met en évidence un coefficient constant appelé longueur élastique

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u \cdot b}} \quad (m).$$



Variation de la réaction élastique du sol



On a dans notre cas deux files de pieux qui sont encastres en leurs têtes dans la semelle. Cette dernière présente une grande rigidité et son attachement rigide aux pieux constitue un système indéformable et par conséquent il n'y aura pas de rotation pour le système. Le système se déforme uniquement en subissant un déplacement horizontal. La condition de rotation nulle nous permet d'écrire :

$EI \varphi(0) = EI \varphi_{H^*}(0) + M^* EI \varphi_{M^*}(0) = 0$. d'où on détermine le moment d'encastrement M^* .

$$M^* = - \frac{EI \varphi_{H^*}(0)}{EI \varphi_{M^*}(0)} = - \frac{\varphi_{H^*}(0)}{\varphi_{M^*}(0)}$$

L'expression du moment le long du pieu est donnée par :

$$M\left(\frac{z}{l}\right) = \chi_{MM^*} M^* + \chi_{HH^*} \frac{H^*}{\lambda}$$

a. Evaluation des efforts en têtes de pieux.

- Pieux sous pile :

Tous les efforts sont donnés dans des tableaux :

Les efforts efforts revenant à chaque pieu sont donnés par la combinaison du 1^{er} genre dans la condition normale. $S_1 = P + G + V + T$ et par la combinaison du 2^{ème} genre dans la condition sismique $S_2 = G + P + 5I + T$.

* Condition Normale

Sollicitations	$Q_v(t)$	$H(t)$	$z(m)$	$M(tm)$
charges et surcharges.				
Chèvre	42,665			
fûts	79,62			
Tablier	529,109			
Surcharge de chaussée	332,34			
Semelle : $1,85 \times 4,80 \times 11,20 \times 2,5$	248,64			
Terre sur la semelle : $[4,8 \times 11,2 - 3 \times 0,8 \times 2] \times 1 \times 2$	97,92			
Déformations lentes		0		
freinage		6,336	7,635	48,375
Vent		10,262	4,173	42,823
Total :	1330,294	16,598		91,198

- Efforts revenant à chaque pieu :

- Effort horizontal $H = \frac{16,598}{8} = 2,074 t$.

- Effort vertical :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{max} = \frac{1330,294}{8} + \frac{91,198}{3,2/2 \times 8} = 173,40t \\ Q_{min} = \frac{1330,294}{8} - \frac{91,198}{3,2 \times 4} = 159,16t \end{array} \right.$$

- Détermination des moments le long des pieux

Le système semelle - pieux présente une grande rigidité et par conséquent la rotation du système est nulle soit $EI\varphi_0 = 0$
 D'autre part : $EI\varphi_0 = \frac{\chi_{\varphi H^*} \cdot H^*}{\lambda} + \frac{\chi_{\varphi M^*} \cdot M^*}{\lambda} = 0$ cette expression nous permet de déterminer le moment d'encastrement M^* .

$$M^* = - \frac{\chi_{\varphi M^*} \cdot H^*}{\chi_{\varphi H^*} \cdot \lambda} \quad \text{tels que } \chi_{\varphi H^*} \text{ et } \chi_{\varphi M^*} \text{ sont des coefficients}$$

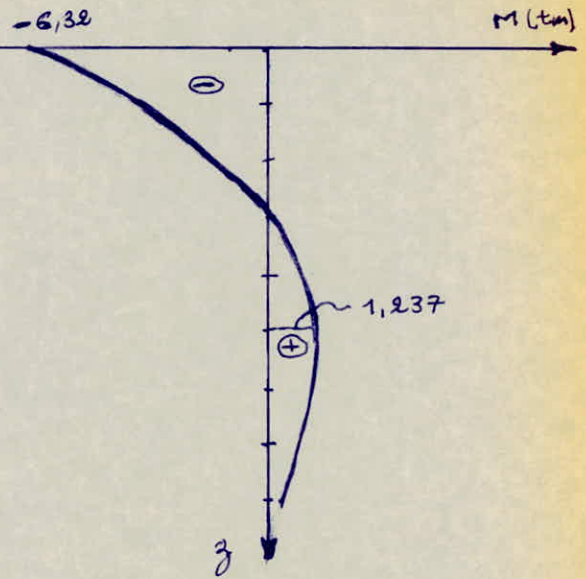
de rotation dues à H^* et M^* , ils sont donnés par les tableaux de WERNER. Pour les pieux sous pile : $l = 16,50m$; $\lambda = 0,26 m^{-1}$
 $\lambda l = 3,25$ Par interpolation dans les tableaux de WERNER on trouve
 $\chi_{\varphi H^*} = 1,185$
 $\chi_{\varphi M^*} = 1,495 \rightarrow M^* = - \frac{1,185 \times 2,074}{1,495 \times 0,26} = - 6,32 t \cdot m$.

L'expression du moment le long des pieux est : $M(z/l) = \chi_{rH} \frac{H^*}{\lambda} + \chi_{rM} M^*$.

$M(z/l) = 7,97 \chi_{rH} - 6,32 \chi_{rM}$. où χ_{rM} et χ_{rH} sont donnés par les abaques de WERNER en fonction de la profondeur.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

z/l	x_{TH}	x_{Tn}	$M(z/l)$ (t.m.)
0,00	0,00	1,00	-6,32
0,10	0,30	0,98	-3,80
0,20	0,51	0,92	-1,75
0,30	0,62	0,78	+0,048
0,40	0,60	0,60	0,99
0,50	0,52	0,46	1,237
0,60	0,38	0,30	1,13
0,70	0,23	0,16	0,82
0,80	0,11	0,07	0,43



* Condition sismique :

Sollicitations	$Q_v(t)$	$H(t)$	$z(m)$	$M(t.m.)$
Charges et surcharges				
Chevrons	42,665			
futs	79,62			
Tablier	529,109			
Surcharges de chaussée	332,34			
Semelle	248,64			
Terre sur semelle	97,92			
Seisme vertical: $\pm 0,07 (997,954)$	$\mp 69,856$			
Seisme horizontal: $18,624 + 0,1 [42,665 + 79,62 + 248,64 + 97,92]$		65,51	7,744 7,635	81,766 142,20
Déformations lentes		0		
freinage		6,336	7,635	48,375
Total:	1260,438 1400,150	71,846		272,341

Efforts dans chaque pièce :

- Effort horizontal: $H = \frac{71,846}{8} = 8,98t$

- Effort vertical: $Q_{max} = \frac{1400,15}{8} + \frac{272,341}{3,2 \times 4} = 196,30t$

$Q_{min} = \frac{1260,438}{8} - \frac{272,341}{3,2 \times 4} = 136,30t$

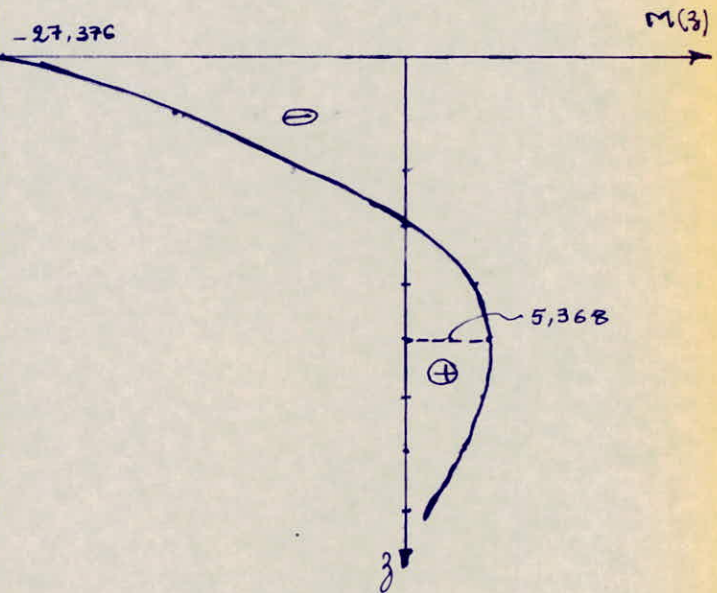
Détermination des moments le long des pièces: $\lambda \cdot l = 3,25$

$$M^* = - \frac{x_{TH} \cdot H^x}{x_{Tn} \cdot \lambda} = - \frac{1,185 \times 8,98}{1,495 \times 0,26} = -27,376 \text{ tm}$$

Expression des moments le long des pieux :

$$M(z/l) = 34,54 x_{nn} - 27,376 x_{nn}$$

z/l	x_{nn}	x_{nn}	$M(z/l) \text{ tm}$
0,00	0,00	1,00	-27,376
0,10	0,30	0,98	-16,466
0,20	0,51	0,92	-7,570
0,30	0,62	0,78	0,061
0,40	0,60	0,60	4,298
0,50	0,52	0,46	5,368
0,60	0,38	0,30	4,912
0,70	0,23	0,16	3,564
0,80	0,11	0,07	1,883



- Pieux sous la culée

* Condition Normale:

charges et surcharges	Sollicitations	$Q_v (t)$	$e(m)$	$H(t)$	$z(m)$	$M (t.m)$
Chevêche		95,13	0,175			-16,647
fûts		100,7				
Tablier		264,55				
Surcharge de chaussée		166,17				
Poids du remblai		63,30	1,05			-66,36
Semelle		248,64				
Terre sur semelle: $(4,12 \times 4,18 - 3 \times 1 \times 4) \times 2 \times 4,67$		195,0				
Mur garde grève		15,855	0,60			-9,513
Mur en retour		72,312	1,90			-137,393
Corniche + garde corps:		11,697	2,475			-28,95
Dalle de transition		20,16	1,05			-21,168
Déformations lentes				27,457	6,47	177,646
freinage				14,832	6,47	95,963
Poussée des terres				41,92	5,85	245,232
Poussée due à la surcharge de remblai				11,807	6,445	76,096
Total:		1253,514		96,016		374,906

Effort agissant sur chaque pieu :

Effort horizontal : $H = \frac{96,016}{8} = 12 \text{ t}$

Effort Vertical : $Q_{max} = \frac{1253,514}{8} + \frac{314,906}{3,2 \times 4} = 181,30 \text{ t}$

$Q_{min} = \frac{1253,514}{8} - \frac{314,906}{3,2 \times 4} = 132,08 \text{ t}$

Expression du moment le long du pieu :

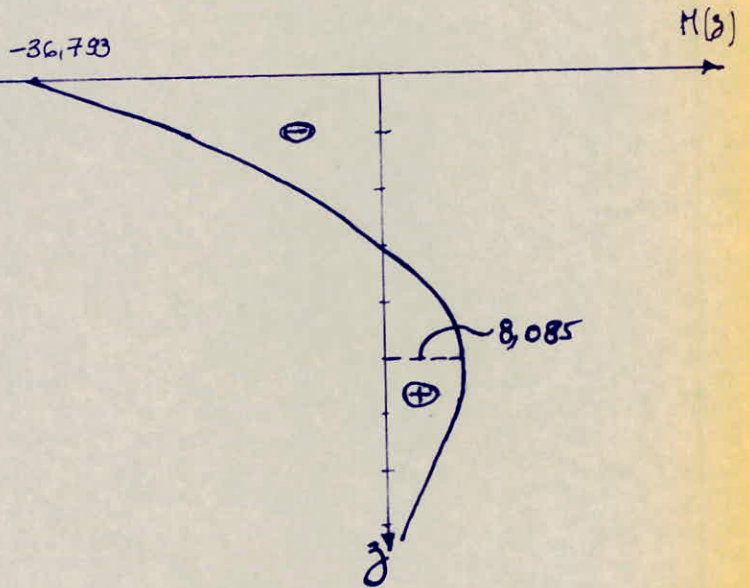
$\lambda = 0,26$; $l = 13 \text{ m}$ d'où $\lambda l = 3,38$

D'après les tableaux de WERNER : $X_{FH} = 1,198$; $X_{FN} = 1,5028$

$M^* = -\frac{X_{FH} \cdot H^*}{X_{FN} \cdot \lambda} = -\frac{1,198 \times 12}{1,5028 \times 0,26} = -36,793 \text{ t.m.}$

D'où l'expression du moment : $M(z/l) = 46,154 X_{FH} - 36,793 X_{FN}$

z/l	X_{FH}	X_{FN}	$M(z/l) \text{ t.m.}$
0,00	0,00	1,00	-36,793
0,10	0,30	0,97	-21,843
0,20	0,53	0,90	-8,652
0,30	0,63	0,77	0,746
0,40	0,60	0,59	5,984
0,50	0,51	0,42	8,085
0,60	0,37	0,26	7,511
0,70	0,22	0,14	5,003
0,80	0,10	0,06	2,408



* Condition sismique :

Sollicitations	$Q_v(t)$	$e(t)$	$H(t)$	$z(l)$	$M(t.m)$
charges et surcharges					
chaussée	95,13	0,175			-16,647
Futa	100,7				
tablier	264,55				
surcharges de chaussée	166,17				
pois de remblai	63,30	1,05			-66,56
semelle	248,64				
terre sur la semelle	195				
Mur garde grève :	15,855	0,60			-9,513

Suite du Tableau - Condition sismique:

Mur en Retour	72,312	1,90			- 137,393
Corniche + garde corps	11,697	2,475			- 28,95
Dalle de transition	20,16	1,05			- 21,168
Séisme vertical : $\pm 0,07 (1087,34)$	776,114				
Séisme horizontal : $43,6 + 0,1 (822,79)$			43,60 82,279	6,47 3,818	596,233
Déformations lents.			27,457	6,47	177,646
freinage			14,832	6,47	95,963
Poussée des terres			60,895	5,85	356,235
Poussée due à la surcharge du remblai			17,15	6,445	110,53
Total :	1177,396 1329,624		246,213		1056,56

Effort horizontal:

$$H = \frac{246,213}{8} = 30,776 \text{ t}$$

Effort vertical:

$$Q_{\text{max}} = \frac{1329,624}{8} + \frac{1056,56}{3,2 \times 4} = 248,74 \text{ t}$$

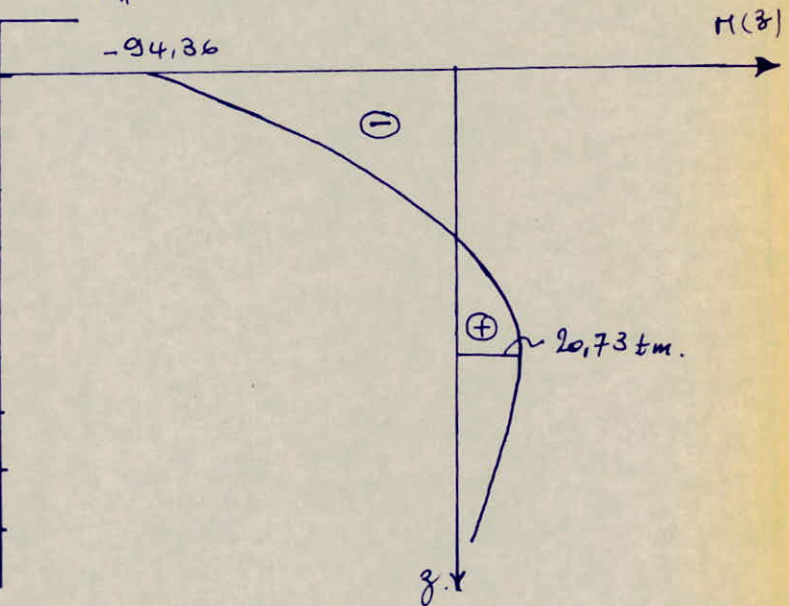
$$Q_{\text{min}} = \frac{1177,396}{8} - \frac{1056,56}{3,2 \times 4} = 64,63 \text{ t}$$

$$M^* = - \frac{1,198 \times 30,776}{1,5028 \times 0,26} = - 94,36 \text{ tm}$$

Expression du moment le long du pieu :

$$M(z/l) = 118,37 X_{\eta H} - 94,36 X_{\eta \eta}$$

z/l	$X_{\eta H}$	$X_{\eta \eta}$	$M(z/l) \text{ tm}$
0,00	0,00	1,00	- 94,36
0,10	0,30	0,97	- 56,02
0,20	0,53	0,90	- 22,18
0,30	0,63	0,77	1,92
0,40	0,60	0,59	15,35
0,50	0,51	0,42	20,73
0,60	0,37	0,26	19,26
0,70	0,22	0,14	12,83
0,80	0,10	0,06	6,17



3) Ferrailage des pieux sous culée: (Méthode de P. CHARON).

En condition Normale:

$$Q_{\max} = 181,3t$$

$$Q_{\min} = 132,08t$$

$$M_{\max} = -36,79tm$$

En condition sismique

$$Q_{\max} = 248,74t$$

$$Q_{\min} = 64,63t$$

$$M_{\max} = -94,36tm$$

Pour la section tête de pieu: $2R=D=120cm$; $B=11304cm^2$.

$$* Q_{\max} = 181,3t, M_{\max} = 36,79tm$$

$$e = \frac{M}{Q} = 20,3cm > \frac{R}{4} = 15cm \rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

$$\eta = \frac{e}{D} = \frac{20,3}{120} = 0,17; \mu' = \frac{M}{\sigma_b' \cdot B \cdot D} = \frac{36,79 \cdot 10^5}{133,5 \times 11304 \times 120} = 0,0203$$

$$\eta = 0,17$$

$$\mu' = 0,0203$$

$$\xi = 0,050$$

$$\frac{\xi}{R} = 0,90$$

Abaque $\rightarrow \bar{\omega} < 0,50\%$
Ou prend donc $\bar{\omega} = 0,50\%$ (ferrailage minimum)

$$\text{Soit } A = \bar{\omega} \times \frac{B}{100} = 0,50 \times \frac{11304}{100} = 56,52cm^2.$$

Soit BT20 ($A = 56,52cm^2$).

$$* M_{\max} = 36,79tm; Q_{\min} = 132,08t.$$

$$e = \frac{M}{Q} = 27,85cm > \frac{R}{4} \rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

$$\eta = \frac{e}{D} = 0,232; \mu' = \frac{36,79 \cdot 10^5}{149 \times 11304 \times 120} = 0,0182.$$

D'après l'abaque $\bar{\omega} < 0,50\%$ donc on a toujours un ferrailage minimum.

4) Vérification des contraintes:

- Condition sismique:

$$Q_{\max} = 248,74t; Q_{\min} = 64,63t; M_{\max} = -94,36tm.$$

$$* Q_{\max} = 248,74t; M = 94,36tm.$$

$$e = \frac{M}{Q} = 38cm > \frac{R}{4} \rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

$$\eta = \frac{e}{D} = 0,32 \rightarrow k = 10,2; \mu' = 0,085 (\bar{\omega} = 0,50\%)$$

$$\text{Donc } \sigma_b' = \frac{94,36 \cdot 10^5}{0,085 \times 11304 \times 120} = 82 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_b'$$

$$\sigma_a = k \sigma_b' = 10,2 \times 82 = 836,4 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{au}.$$

$$* Q_{\min} = 64,63t; M = 94,36tm.$$

$$e = 146cm \rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

$$e = 146 \text{ cm} \quad ; \quad \eta = \frac{e}{D} = 1,22 \longrightarrow K = 33 \quad ; \quad \mu' = 0,065 \quad (\omega = 0,50\%)$$

$$\text{D'où } \sigma'_0 = \frac{94,36 \cdot 10^5}{0,065 \times 11304 \times 120} = 107 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_0 \times 1,5$$

$$\sigma_a = K \sigma'_0 = 33 \times 107 = 3531 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{cu}$$

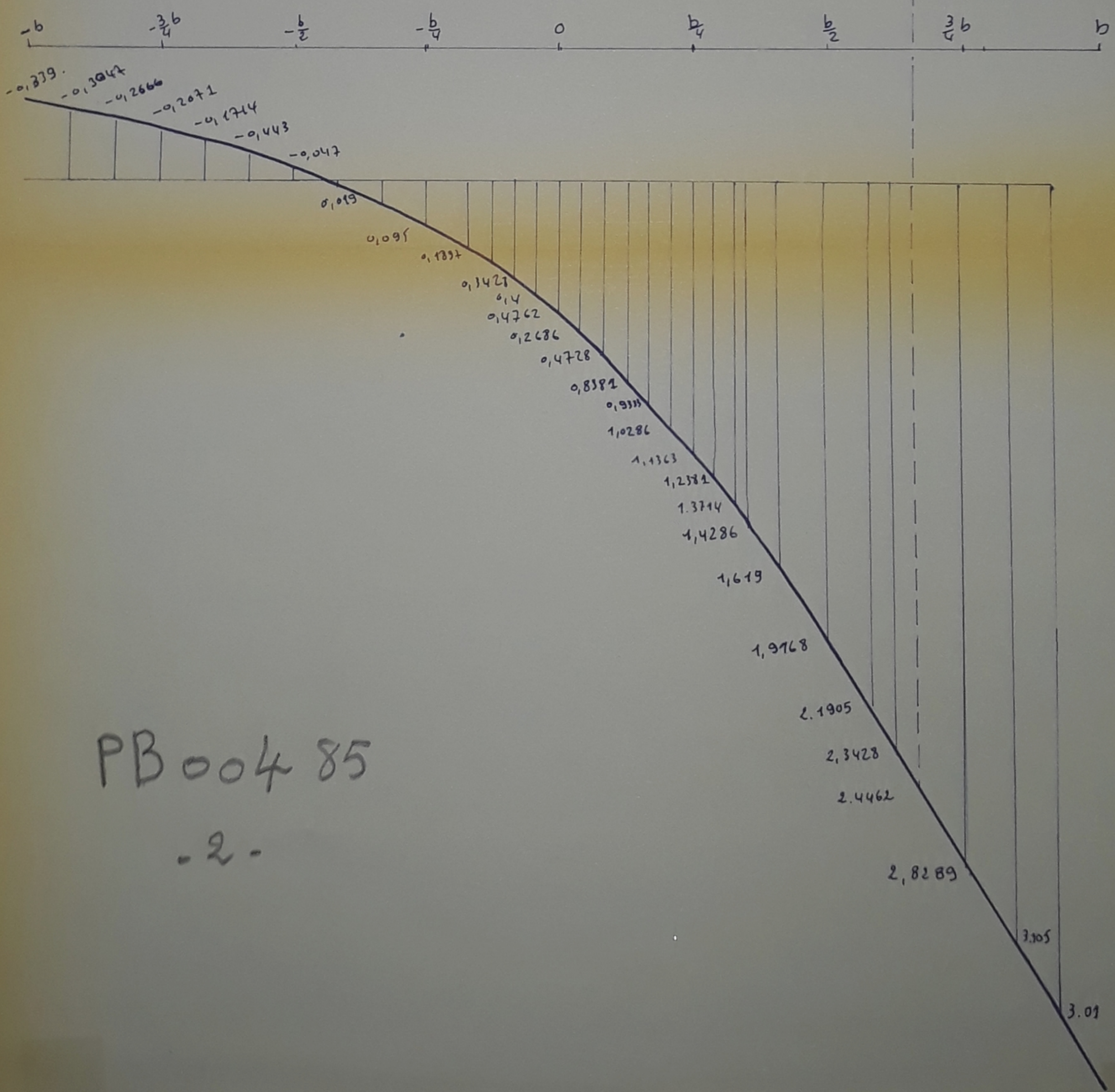
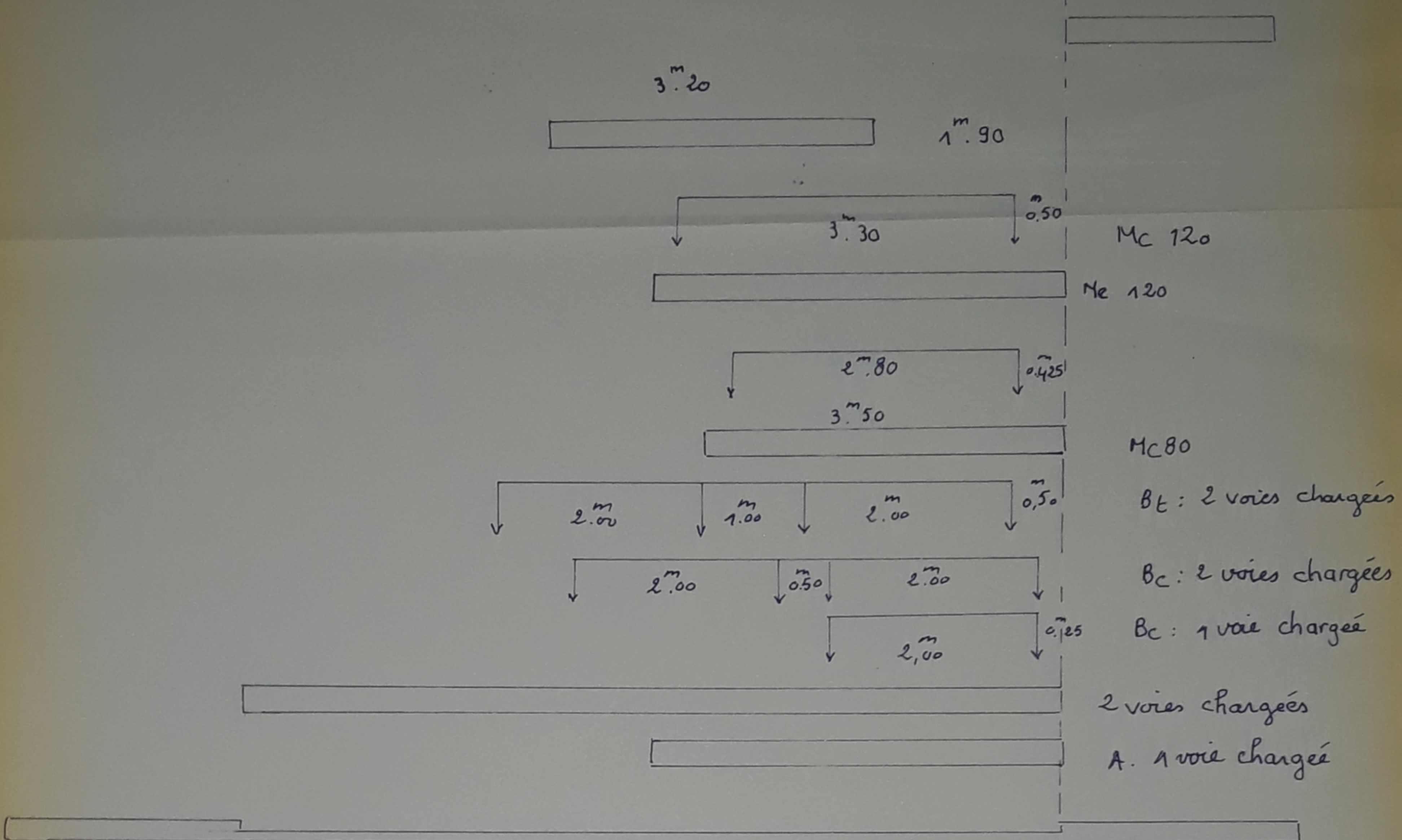
On a donc un ferrailage minimum pour tout les pieux (pile et culée)
soit donc 18T20 espacés de 20 cm.

Pour les armatures transversales ; On prend des cerces T12 tout les 30 cm. Pour les sections tête de pieu et celle de sa base (poutre) ; l'espacement sera diminué soit des cerces espacés de 15 cm.

BIBLIOGRAPHIE

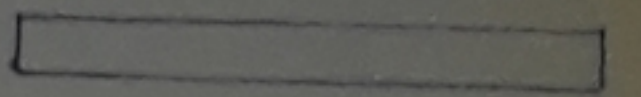
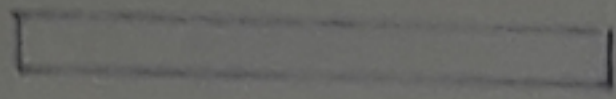
Le calcul des grillages de poutres et dalle orthotropes.	R. BARÈS ch. MASSONNET
Le projet de béton précontraint	R. LACROIX - A. FUENTES
Calcul pratique du béton précontraint	G. DREUX
Conception des ponts	G. GRATTESAT
Cahier des prescriptions Communes (CPC)	—
Cahier des prescriptions spéciales (CPS)	—
Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé	P. CHARON.
Règles (CCBA - 63)	—
Aide mémoire béton armé	DUNOD
Fondations spéciales	M. FORNI
Cours de béton armé	M. BELAZOUGUI

Ligne D'influence De $K\alpha$ Pour La Poutre 6: $\gamma = 0.7866$

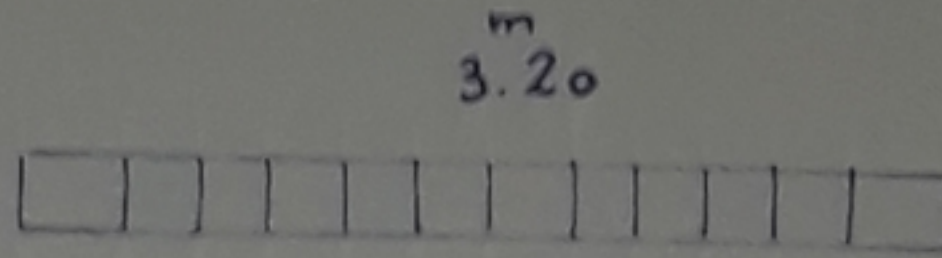


PB00485

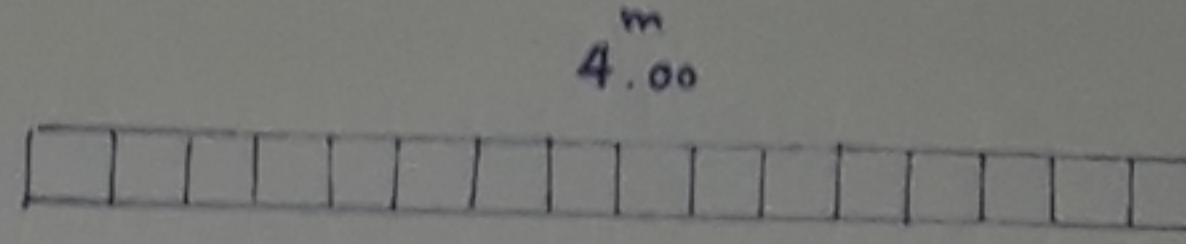
Ligne D'influence De k_{α} Pour La Poutre 4 0,157b.



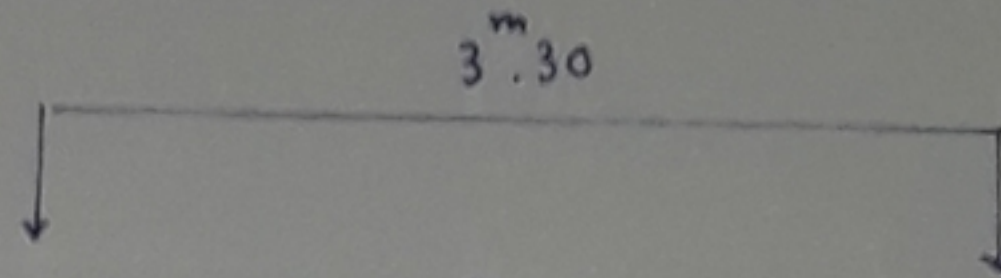
Convoi exceptionnel



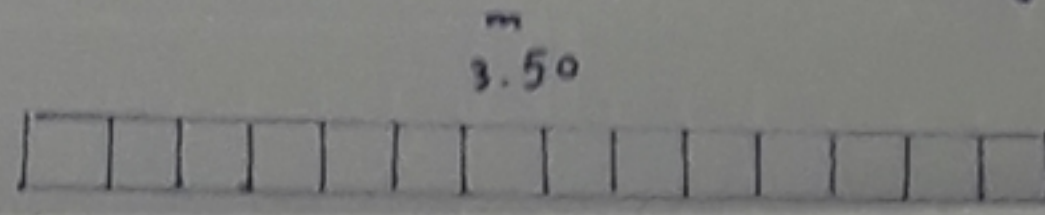
Systeme Me10



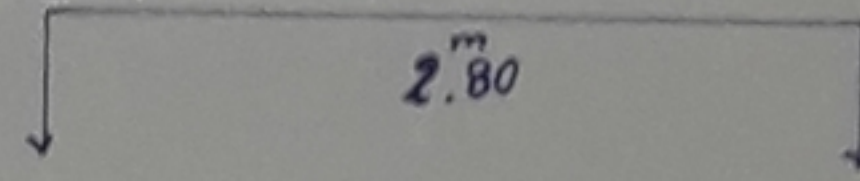
Systeme Me120



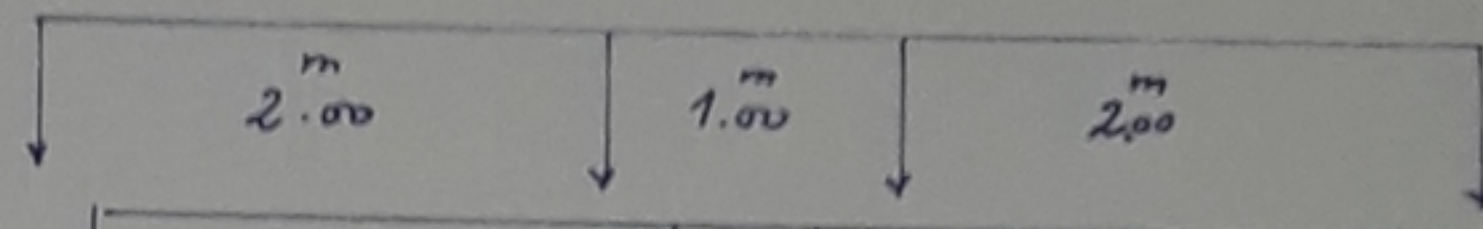
Systeme Me80



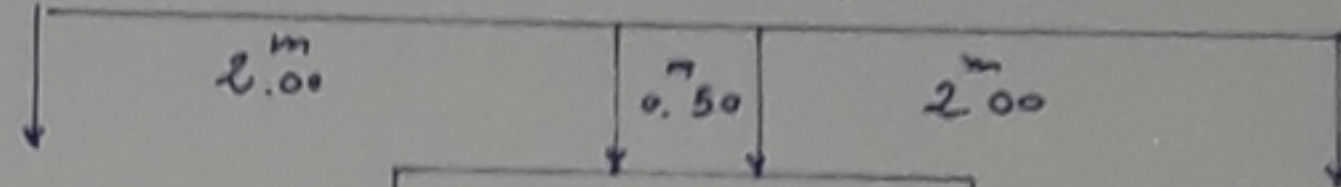
Systeme Me80



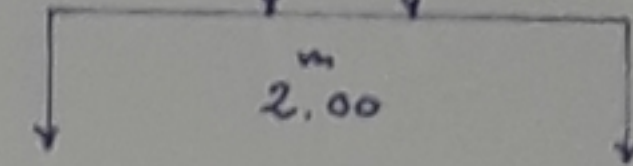
Bt 2 voies chargées



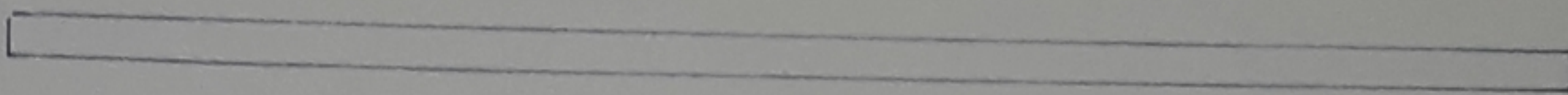
Bc 2 voies chargées



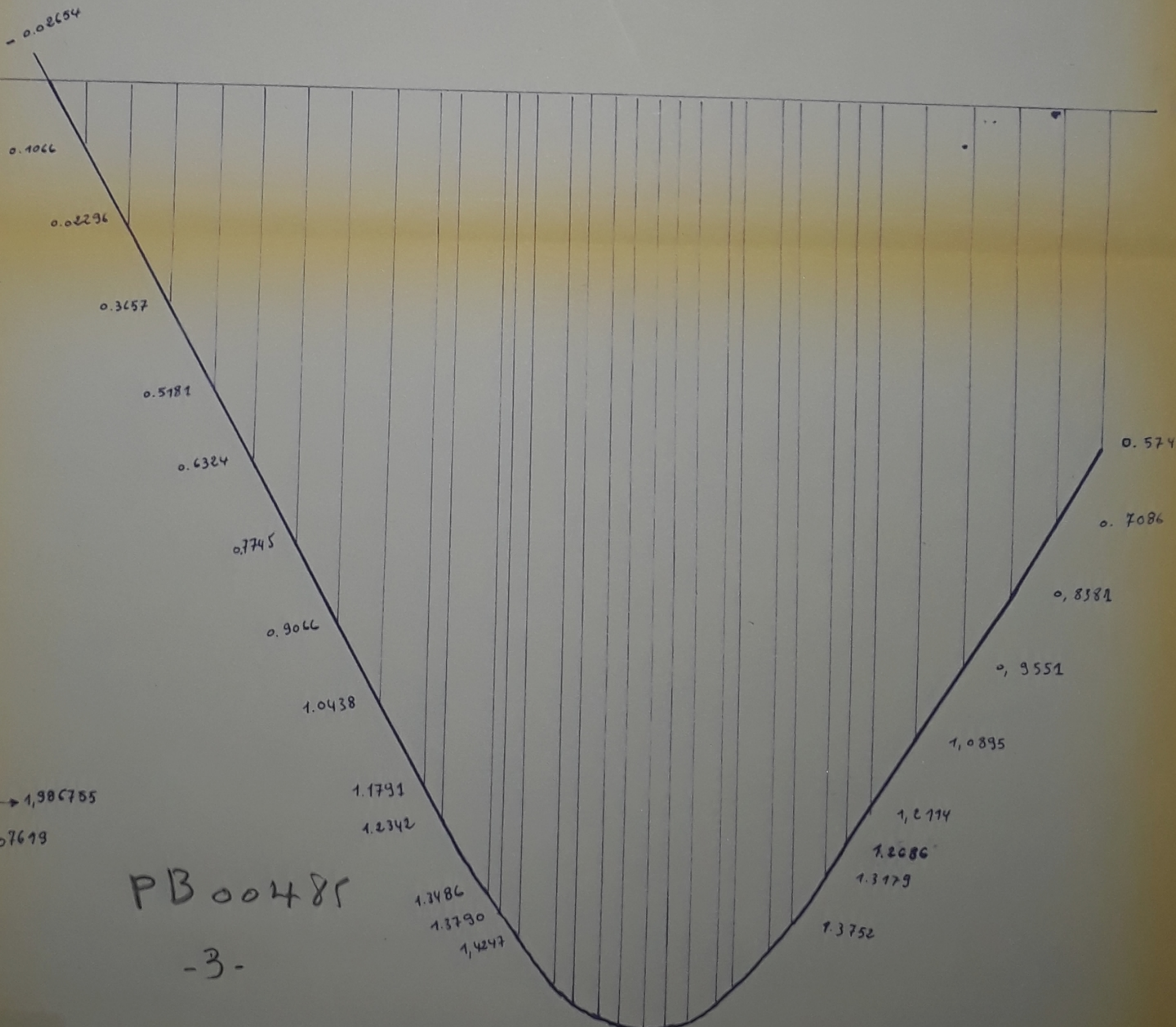
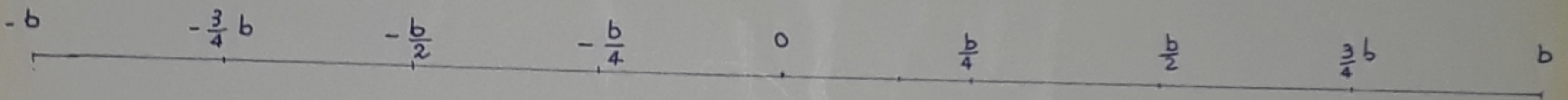
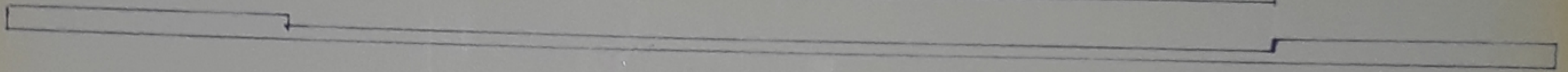
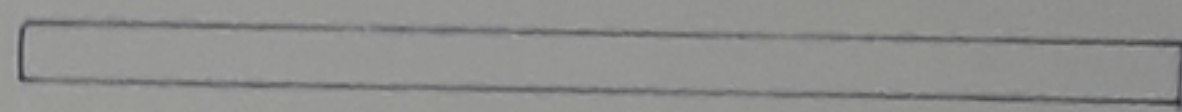
Bc 1 voie chargée



A-2 voies chargées



A-1 voie chargée



PB00485

