

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

1/95

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT: GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

*POUR L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN GENIE CIVIL*

THEME

**ETUDE D'UN PONT COURBE A
POUTRES MULTIPLES EN BETON
PRECONTRAIT**

Proposé et Dirigé par:
SAPTA

Etudié par:
Kamel AHMIM
Zoubir DJAOUI

PROMOTION: 1995

Dédicaces

الدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Je dédie ce travail :

*A mes parents en signe de reconnaissance pour leurs sacrifices consentis
à mon égard.*

A mes frères, à mes soeurs et à toute ma famille.

*A mes collègues, avec qui j'ai passé une bonne partie de mon existence
pour le bien et le moins bien.*

A tous mes amis sans les compter.

Zoubir

Je dédie ce travail :

A mes parents, à toute ma famille et à tous mes amis.

Kamel

REMERCIEMENTS

Qu'il nous soit permis de remercier ici tous ceux qui ont apporté leur contribution de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Je tiens à exprimer aux gents de la SAPTA nos plus vives reconnaissances pour l'aide, la confiance et les conseils qu'ils nous ont donné et grace aux quels on a pu mener à bien ce travail.

Nous remercions également:

Mr Oussalem Hassan Ingénieur au CGS.

Mr Khiair Fouzi et Youcef pour leurs aides matérielles.

Melle Yamina de la bibliothèque du CTC.

Mrs Karim, Krimou, Salah et tous les agents de la bibliothèque de l'ENP.

Nous profitons de cette occasion très formelle pour exprimer notre gratitude à tous nos professeurs sans les compter et les membres du jury qui ont bien voulu accepter de participer à l'évaluation de ce modeste travail.

Zoubir & Kamel

SOMMAIRE

Introduction

1- Présentation de l'ouvrage	4
2- Caractéristiques des matériaux	5
3- Caractéristiques géométrique des sections	10

Chapitre I : Etude du tablier

I- Etude des charges permanentes	19
II- Etude des surcharges	20
III- Calcul des éléments de réductions du poids propre	24
IV- Calcul des moments longitudinaux dûs aux surcharges	25
V- Efforts tranchants	31
VI- Répartition transversale des efforts	37

Chapitre II : Etude de la précontrainte

I - Etude de la précontrainte	61
II - Pertes de précontraintes	76
III - Cable moyen et fuseau limite	90
IV - Vérification à la rupture, à la flexion et l'effort tranchant	98
V - Ferrailage de la poutre	103
VI - Plaques d'about	111
VII- Calcul des déformations	116
VIII- Vérification des contraintes normales	124
IX - Vérification des contraintes tangentielles	130

Chapitre III : Calcul et ferrailage du hourdis

I - Calcul des appareils d'appuit	146
II - Calcul du joint de chaussée	155
III- Calcul du hourdis	157
IV- Moment de continuité, moment des appuis	176
V - Effort tranchant	179
VI- Ferrailage du hourdis	182

Chapitre IV : Etude de la pile

I - Le fut	194
II - Le chevêtre	199
III - La semelle	210
IV - Les pieux	215

Chapitre V : Etude de la culée

I - Le mur garde-grève	226
II - Le courbeau	230
III- Les plots parasismiques	231
IV- La dalle de transition	233
V - Le mur de retour	236
VI- Le mur de front	241
VII- La semelle	249
VIII- Les pieux	253

Chapitre VII : Etude économique	258
--	-----

Conclusion

Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié par la SAPTA consiste en l'étude d'un pont à passage supérieur en béton précontraint de longueur totale 114.40 m .

Notre pont est situé à LAKHDARIA-Liaison RN5.

Il est constitué de trois travées isostatiques, chaque travée comportant douze poutres en béton précontraint (poutres préfabriquées).

La chaussée du pont comporte quatre voies de 3.37 m chacune, la largeur totale du pont est de 17.25 m y compris les deux trottoirs, chacun d'eux fait 1.75 m.

L'étude qui va suivre est assimilable à celle d'un pont droit et cela est dû à :

- L'importante valeur du rayon de giration qui est de 400m.
- La disposition des trois travées forme trois lignes brisées dont les angles sont très faibles.

Culée

Elle se compose d'un mur frontal, d'un mur gardé grève, de deux murs en retour, et d'un corbeau arrière.

Les deux culées ont pour fondations des semelles filantes, reposant sur deux files de pieux (quatre pieux pour chaque file).

Pile

Elle est surmontée d'un chevêtre servant d'appui aux poutres. Elle repose sur 4 fûts fondés sur une semelle filante, reposant à son tour sur deux files de pieux pour chaque file.

Hourdis

Il est coulé sur place en béton armé, a pour épaisseur 25 cm.

Il est surmonté d'un revêtement de 8 cm et de 2 cm de chappe d'étanchéité.

Une pente de 5% est prévue pour l'évacuation des eaux qui seront recueillies par des avaloirs sur le bord du tablier.

Poutres

Elles seront de nombre 12 sur chaque travée. La poutre à une longueur de 33.4m et une hauteur de 1.5 m.

CHAPITRE I

ETUDE DU TABLIER

pour les autres cas $0.5 \leq \epsilon \leq 1$

on aura donc

* pour la compression simple:

$$\bar{\sigma}_{b'0} = 1 \times 1 \times 0.3 \times 1 \times 1 \times 270 = 81 \text{ bars}$$

* pour la flexion simple:

$$\bar{\sigma}_{b'} = 1 \times 1 \times 1 \times 0.6 \times 1 \times 270 = 162 \text{ bars}$$

• **Contrainte de reference en traction:**

$$\sigma_{b'} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma_{28'}$$

$$\theta = 0.018 + \frac{2.1}{\sigma_{28'}} = 0.0257$$

α, β, γ : m² definition.

donc:

$$\sigma_{b'} = 7 \text{ bars}$$

• **Aciers:**

Dans le béton armé, les aciers travaillent à la traction par contre, dans le béton précontraint ils auront un rôle de construction ou éventuellement de résistance aux excédents d'effort de traction repris par le câble.

• **Contraintes de traction admissibles :**

$$\bar{\sigma}_a = \varphi_a \cdot \sigma_{en} \text{ avec}$$

σ_{en} : contrainte d'élasticité nominale.

φ_a : 2/3 pour les sollicitations du 1er genre.

Aciers utilisés FaE40 de type HA.

Tableau récapitulatif des contraintes de l'acier.

Diamètre		$\phi \leq 20mm$	$\phi > 20mm$
σ_{en}	[Kg / cm ²]	4200	4000
	[bars]	4120	3920
$\bar{\sigma}_a$	[Kg / cm ²]	2800	2667
	[bars]	2746	2613

• **Contraintes de traction imposée par la condition de fissuration**

Dans le cas où la fissuration sera nuisible à la sécurité de l'ouvrage, les contraintes admissibles dans l'acier seront limitées et par la plus grande des deux valeurs suivantes:

$$\sigma_1 = K \frac{n}{\phi} \frac{\omega_f}{1 + 10 \omega_f}, \quad \sigma_2 = 2.4 \sqrt{K \frac{n}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

avec

ϕ : diamètre nominal de la plus grosse des barres tendues [en bars].

K : coeff. dépendant de l'importance de la fissuration.

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de référence du béton en traction [en bars].

n : coeff. de fissuration, $n = 1.6$ pour les aciers HA.

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} \text{ pourcentage de fissuration avec}$$

A : section totales des barres tendues.

B_f : section d'enrobage de ces barres.

• **Contrainte admissible de traction pour les armatures d'ame**

Pour utiliser les armatures d'ames droites, il faut satisfaire la condition suivante:

$$\begin{cases} T_b \leq 3.5 \bar{\sigma}_b \text{ si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{bo} \\ T_b \leq \left(4.5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{bo}} \right) \cdot \bar{\sigma}_b \text{ si } \bar{\sigma}'_{bo} < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_{bo} \end{cases}$$

Une fois ces exigences satisfaites on aura:

$$\bar{\sigma}_{at} = T_{at} \cdot \sigma_{en} \text{ avec}$$

$$T_{at} = \begin{cases} \max \left\{ \left(1 - \frac{T_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right); 2/3 \right\} & \text{s'il n'y a pas de reprise de bétonnage} \\ 2/3 & \text{sinon} \end{cases}$$

• **Contrainte d'adhérence admissible:**

$$\bar{T}_b = \begin{cases} 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b & \text{pour les poutres} \\ 2.5 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b & \text{pour les dalles et houdis} \end{cases}$$

où ψ_d : coeff de scellement droit ($\psi=1.5$ pour les HA) et la contrainte d'adhérence pour les ancrages c'est

$$\bar{\tau}_b = 1.25 \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

Béton précontraint

• Matériaux utilisés dans la précontrainte

Cables:

Ils sont composés de fils d'acier d'ur de diamètre de 5.7 ou 8mm en général, en plus ou moins grand nombre, a fils toronnés.

Gaines:

Les cables doivent être mis en tension après durcissement du béton, ilne doivent pas être adhérents, et pour ce la on les place dans les gaines tubulaires en feuillard d'acier mince, serti en helice. Le diamètre des gaines est évidemment supérieur au diamètre des cables de façon à reduire le frottement interne qui est une source de perte de tension.

Les ancragés

Ils permettent de maintenir la tension du cable après l'opération de mise en tension qui se fait à l'aide de verins.

Injection

Comme on a cité au dessous, l'injection à pour but d'assurer l'adhérence des fils au béton mais surtout de les protéger contre la corrosion.

L'injection se fera par un mortier après lavage de la gaine à l'eau suivi de soufflage à l'air comprimé.

• Contraintes admissibles

Elles seront conformés à l'IP1 et l'IP2. Nos vérifications seront faites en genre I (l'état limité de décompression ne doit pas être atteint).

En réalité cette regle, d'une grande sécurité concernant la limitation de la contrainte à la mise en tension, est surtout pratiquée à des cas d'ouvrages exceptionnels.

Dans notre cas nous adapterons ce genre afin de nous placer en sécurité surtout vis à vis de la réalisation de l'ouvrage, celle-ci doit se faire avec une grande rigueur et beaucoup de soins.

Résistance nominale

- en compression $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 350 \text{ Kg/cm}^2$
- en traction $\sigma_n = \sigma_{28} = 7 + 0.06\sigma'_{28} = 28 \text{ Kg/cm}^2$

Cont admissibles

- en compression

$$\bar{\sigma}' = \begin{cases} 0.42\sigma'_n = 147 \text{ Kg/cm}^2 \text{ en service} \\ 0.55\sigma'_n = 192.5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ en construction} \end{cases}$$

- en traction

$$\bar{\sigma} = \begin{cases} 0.42\sigma_n = 11.76 \text{ Kg/cm}^2 \text{ en service} \\ 0.55\sigma_n = 15.4 \text{ Kg/cm}^2 \text{ en construction} \end{cases}$$

Module de déformation

- Sous charge de courte durée:

$$E_i = 21000\sqrt{\sigma'_n} = 3928740 \text{ Kg/cm}^2$$

- Sous charge de longue durée:

$$E_v = \frac{1}{3}E_i = 130958 \text{ Kg/cm}^2$$

• Armatures de précontraintes

Les cables utilisés sont du type 7T15 IV TBR DYWIDAG, l'ancrage est du type actif actif.

Les caractéristiques des cables utilisés sont données ci-après:

- | | |
|---|--------------------------------|
| - module d'élasticité. | $E_a = 2.10^6 \text{ Kg/cm}^2$ |
| - contrainte de rupture garantie. | $R_g = 18500 \text{ Kg/cm}^2$ |
| - contrainte caractéristique de déformation garantie. | $T_g = 11895 \text{ Kg/cm}^2$ |
| - section utile d'1 cable. | $\omega = 9.73 \text{ cm}^2$ |
| - relaxation à 1000 heures. | $T_{1000} = 2.5\%$ |
| - relaxation à 3000 heures. | $T_{3000} = 3\%$ |

Caractéristiques géométriques des sections

Dimensionnement des poutres

* Les conditions de dimensionnement à respecter pour la hauteur et l'épaisseur des poutres en béton précontraint ayant une portée dépassant vingt mètres sont les suivantes:

$$\frac{L}{20} - 0.2 \leq h_t \leq \frac{L}{20} + 0.5 [m]$$

Dans notre cas $L = 33.4m$

$$\Rightarrow 1.47 \leq h_t \leq 2.17m$$

* Epaisseur de l'ame

$$e \geq \frac{h_t}{10} + 9 [cm]$$

Le prédimensionnement de la poutre doit permettre un bétonnage correct et doit être en sorte que, le bras de levier des cables de précontrainte par rapport au centre de gravité de la poutre soit suffisant pour équilibrer les efforts extérieurs.

Quant à l'épaisseur de l'ame, elle doit assurer la résistance à l'effort tranchant. Elle sera augmentée dans le dernier cinquième de la portée de manière à avoir une résistance suffisante aux efforts tranchants et aux contraintes locales, sous les ancrages à l'about; l'épaisseur de l'ame est imposée par la longueur de la plaque de repartition sur laquelle vient s'appuyer le socle de verin de mise en tension.

La longueur du talon doit suffir à loger les cables de précontrainte, la membrure inférieure doit présenter des pentes suffisantes au raccordement avec l'ame de façon à permettre un bétonnage aisé.

Le moule existant à la société de réalisation satisfaisant à ces coercitions a pour dimension :

- hauteur totale $h_t = 1.50m$.
- largeur de la table $b = 1.03 m$.
- épaisseur de l'ame $\begin{cases} \text{en travée} & e_t = 21cm. \\ \text{à l'about} & e_a = 35cm. \end{cases}$
- largeur du talon $b = 47cm$.

• Dimensionnement du hourdis

L'épaisseur du hourdis varie en fonction de l'espacement des poutres. Dans le cas de notre pont, les hourdis assurent le rôle d'entretoise du tablier, au vu de cette considération et pour palier aux défauts d'exécution éventuels nous prendrons une épaisseur de l'hourdis de 25 cm.

• Caractéristiques des sections brutes

Nous envisagerons successivement le cas de la poutre seule et avec hourdis à mi-travée et à l'about.

Les moments d'inertie des sections ainsi que les moments statiques seront toujours calculés par rapport à un axe (Δ) passant par la fibre supérieure.

On notera :

I_A : mmt d'inertie par rapport à l'axe (Δ).

S_A : mmt statique par rapport à l'axe (Δ).

Les sections seront subdivisées en rectangle et en triangle.

Les moments d'inertie d'un rectangle (respectivement le mmt statique) / Δ dont le côté adjascent à l'axe Δ est :

$$I_A = \frac{bh^3}{12}, S_A = \frac{bh^2}{2} \Rightarrow I_A = S_A \cdot Z' \text{ avec } Z' = \frac{2h}{3}$$

Pour les autres rectangles et triangles on applique le théorème de Steiner

$$I_A = I_0 + B_0 Z^2$$

avec

I_0 = moment d'inertie / c.d.g du triangle ou rectangle.

B_0 = aire de la section considérée.

Z = distance entre le c.d.g de la section considérée à l'axe (Δ).

• Position du centre de gravité:

$$v' = \frac{S_A}{B}, v = h_t - v'$$

$$I_G = I_A - S_A v', n^2 = \frac{I_G}{B}$$

Remarque:

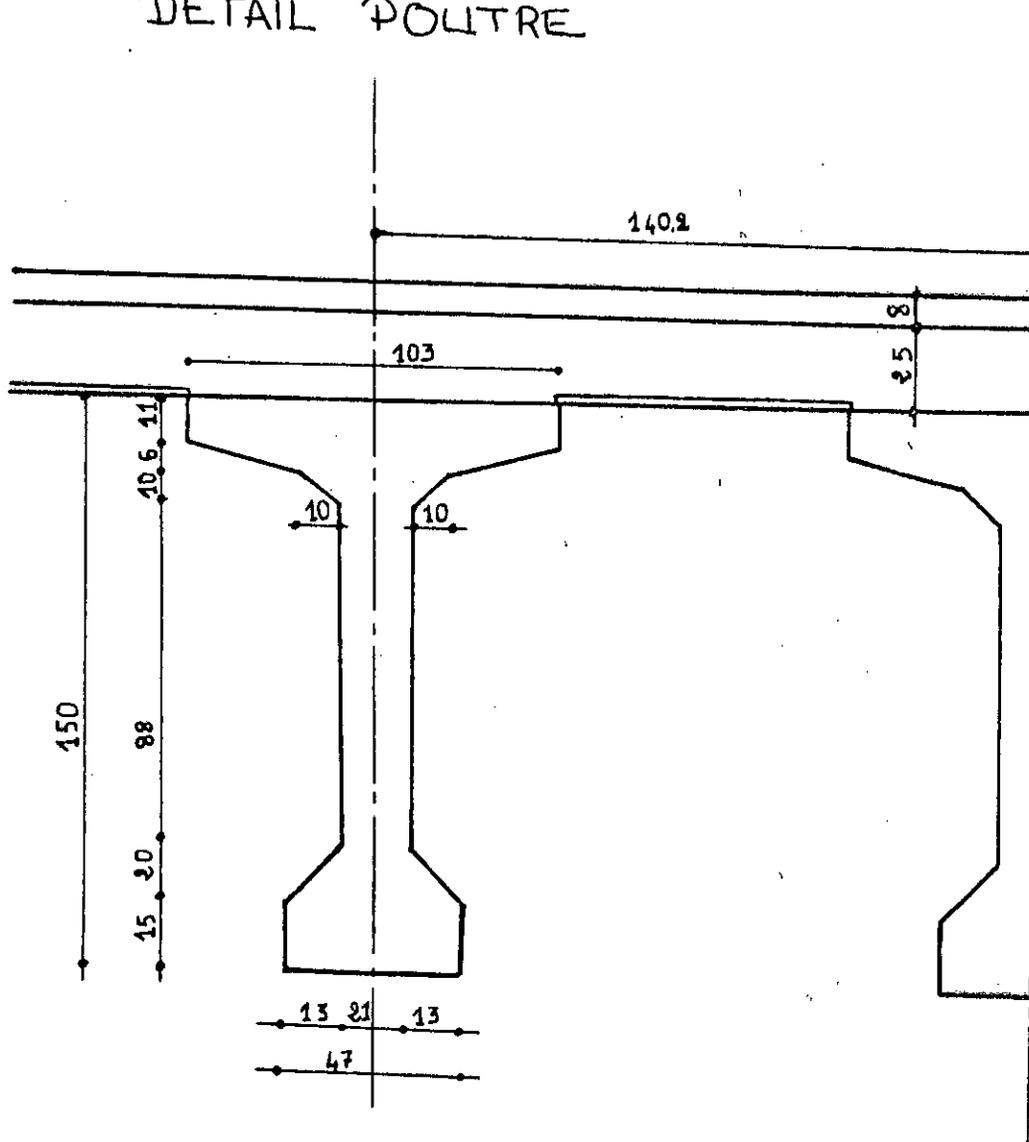
Les caractéristiques nettes des sections sont calculées de celles des sections brutes en déduisant la section des armatures. Mais comme étant cette section est inconnue, on prend pour les caractéristiques nettes les valeurs suivantes:

$$I_{nette} = 90\% I_{brut}$$

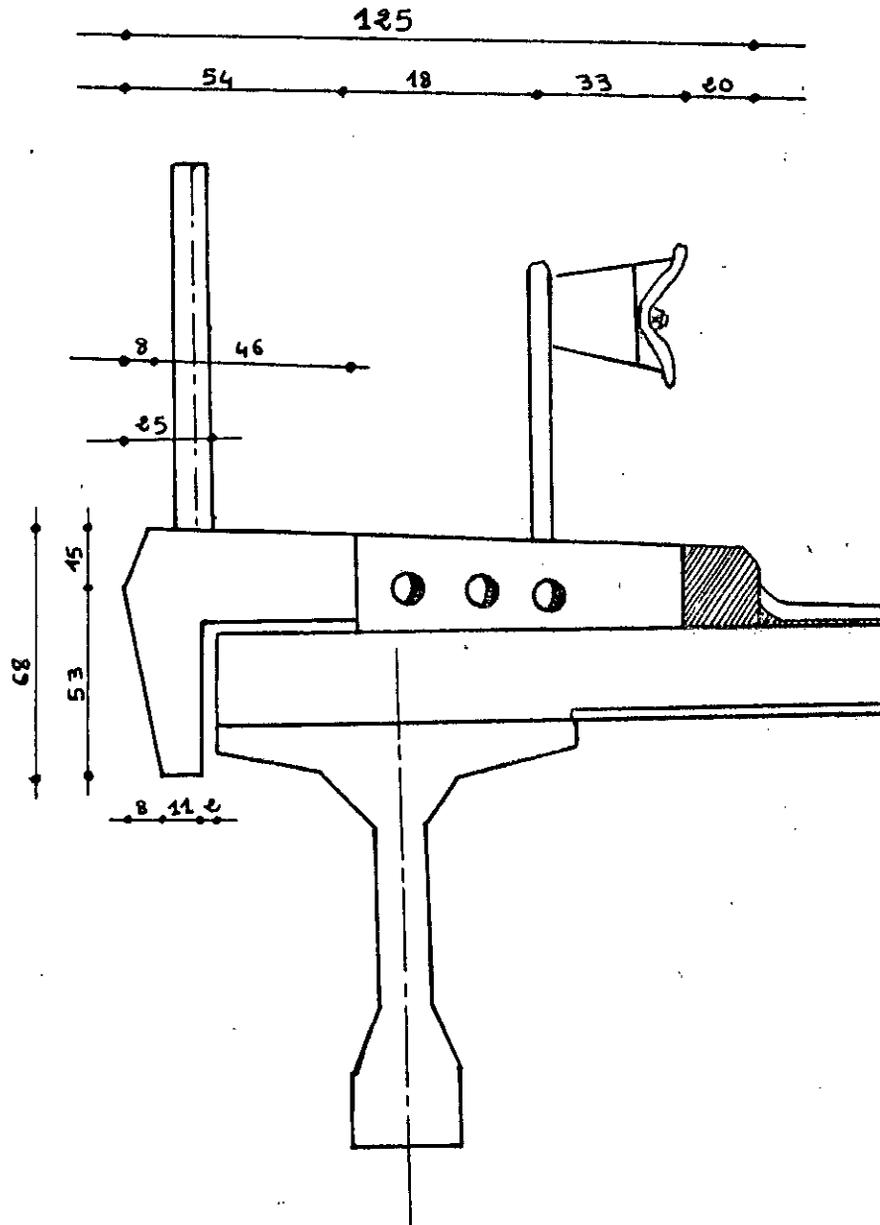
$$S_{\Delta nette} = 95\% S_{\Delta brut}$$

$$B_{nette} = 95\% B_{\Delta brut}$$

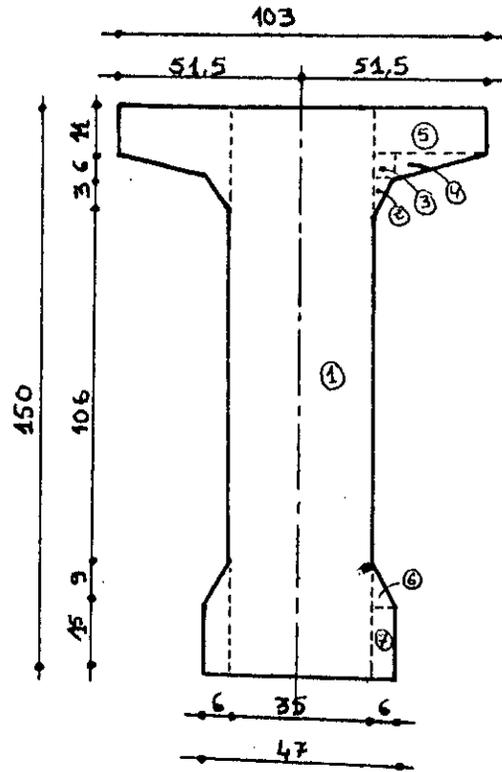
DETAIL POUTRE



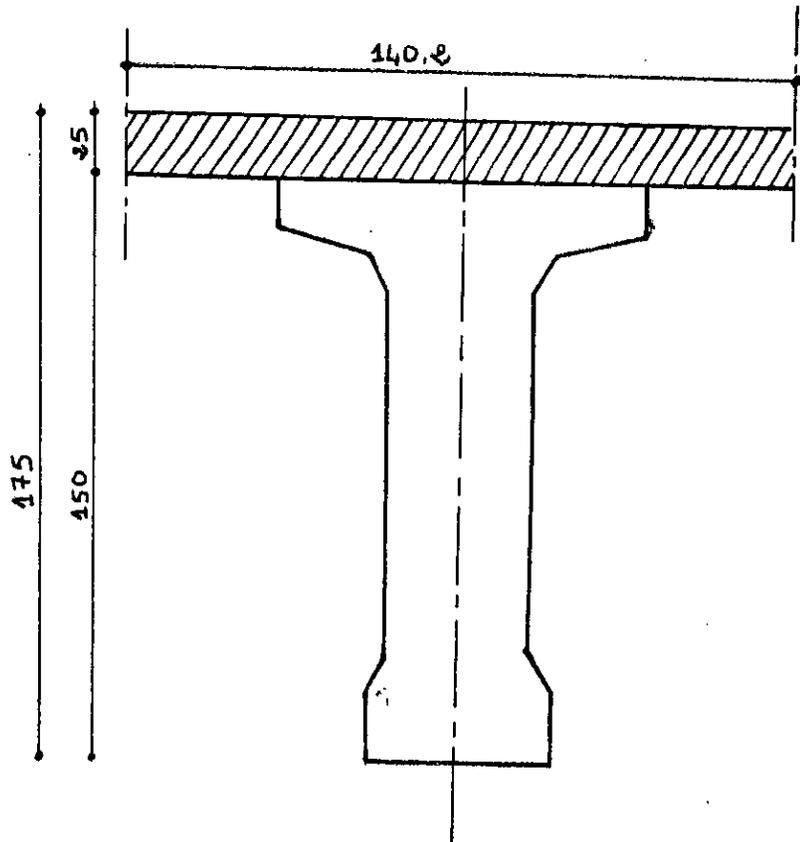
DETAIL DU TROTTOIR



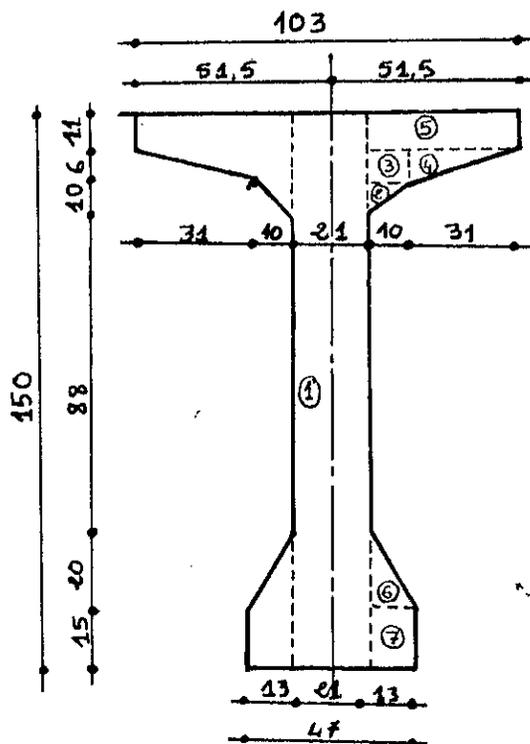
COUPE TRANSVERSALE DE LA
 POUTRE SEULE A L'APPLI



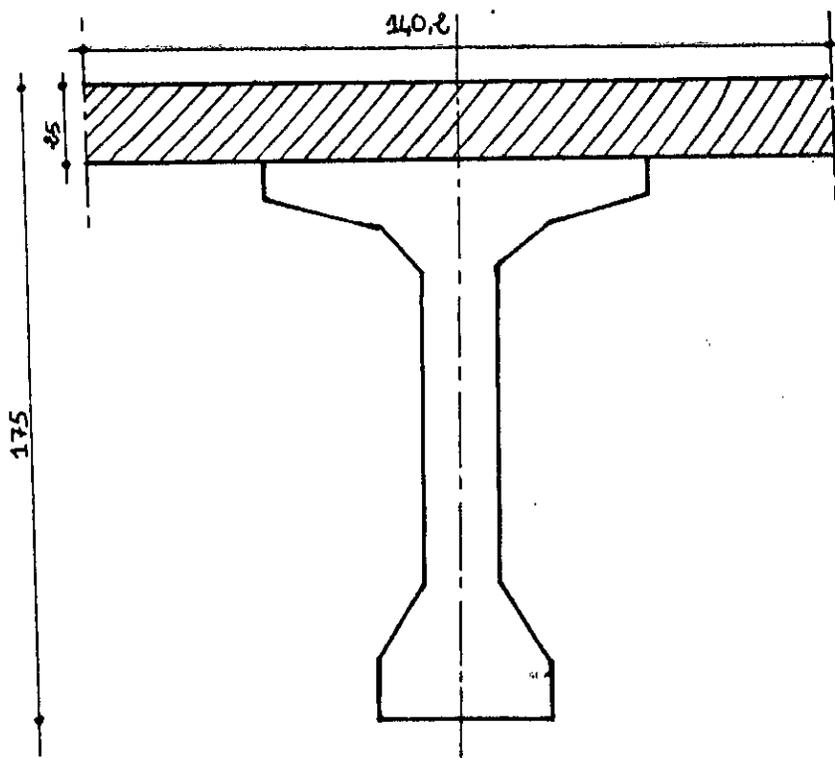
COUPE TRANSVERSALE DE LA POUTRE
 AVEC HOURDIS A L'APPLI



COUPE TRANSVERSALE DE LA
 POUTRE SEULE A MI-TRAYEE



COUPE TRANSVERSALE DE LA POUTRE
 AVEC HOURDIS A MI-TRAYEE



Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about sans hourdis

section	Dimensions	BC(m ²)	d ₀ (cm)	S=B.d ₀	S.d ₀ (cm)	I _G (cm ⁴)	I _A (cm ⁴)
(1)	150×35	3250	75	393750	29531250	9843750	39375000
(2)	1/2×3×3×2	9	132	1588	156816	4.5	156820.5
(3)	6×3×2	36	136	4896	665856	108	665964
(4)	1/2×6×31×2	186	137	25482	3491034	372	3491406
(5)	11×34×2	748	144.5	108086	15618427	7542.34	15625969.34
(6)	1/2×6×9×2	54	18	972	17496	243	17739
(7)	15×6×2	180	7.5	1350	10125	3375	13500
B _{brut}	/	6463	/	/	/	/	/
S _{brut}	/	/	/	535724	/	/	59
I _{Δbrut}	/	/	/	/	/	/	593398.84
I _{Δnet}	/	/	/	/	/	/	5311798.96

$$V = \frac{S_{brut}}{B_{brut}} = 82.89 \text{ cm} \Rightarrow V' = 67.11 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta brut} - S_{\Delta brut} \cdot V = 14940236.48 \text{ cm}^4$$

$$T = 0.416 = 41.6\%$$

Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis à l'about:

section	dimensions	B(cm ²)	d(cm)	S=B.d	S.d ₀	I _G	I _A
poutre		6463		535724			59346398.84
hourdis	25×140.2	3505	162.5	569562.5	92553906.25	182552.08	92736458.33
B _{brut}		9968					
S _{Δbrut}				1105286.5			
I _{Δbrut}							152082857.2
I _{Δnet}							136874571.5

$$V = \frac{S_{brut}}{B_{brut}} = 110.89 \text{ cm.}$$

$$V' = 64.12 \text{ cm.}$$

$$I_G = 29517637.2 \text{ cm}^4$$

$$T = 0.416 = 41.6\%.$$

Caractéristiques géométriques de la poutre seule à mitravée

section	dimensions	$B(\text{cm}^2)$	$d_0(\text{cm})$	$S = B \cdot d_0$ (cm^3)	$S \cdot d_0$	I_G	I_A
(1)	21×150	3150	75	236250	17718750	5906250	236225000
(2)	10×10×1/2	100	129.67	12967	1681430.89	555.55	1681986.44
(3)	6×10×2	120	136	16320	2219520	360	2219880
(4)	30×6×1/2×2	186	137	25482	3491034	372	3491406
(5)	11×41×2	902	144.5	130339	18833985.5	9095.17	18843080.67
(6)	13×20×1/2×2	260	21.67	5634.2	122093.11	5777.78	127870.89
(7)	13×15×2	390	7.5	2925	21937.5	7312.5	29250
B_{brut}	/	5108	/	/	/	/	/
S_{brut}	/	/	/	429917.2	/	/	/
I_{brut}	/	/	/	/	/	/	50018474
I_{net}	/	/	/	/	/	/	45016626.6

$$V = \frac{S_{brut}}{B_{brut}} = 84.16 \text{ cm}$$

$$I_G = 13836642.45 \text{ cm}^4$$

$$T = 0.489 \approx 48.9\%$$

$$V' = 65.84 \text{ cm}$$

Caractéristiques géométrique de la poutre avec hourdis en travée

section	dimensions	$B(\text{m}^2)$	$d_0(\text{cm})$	$S = B \cdot d_0$	$S \cdot d_0$	I_G	I_A
poutre	/	5108	/	429917.2	/	/	50018474
hourdis	25×140.2	3505	162.5	569562.5	92553906.25	182552.08	92736458.33
B_{brut}	/	5108	/	/	/	/	/
S_{brut}	/	/	/	999479.7	/	/	/
$I_{A,brut}$	/	/	/	/	/	/	142754932.3
I_{net}	/	/	/	/	/	/	128479439.1

$$V = \frac{S_{brut}}{B_{brut}} = 116.04 \text{ cm}$$

$$I_G = 26775307.92 \text{ cm}^4$$

$$T = 0.454 \approx 45.4\%$$

$$V' = 58.96 \text{ cm}$$

CHAPITRE I

CHAPITRE I

I. Calcul des charges permanentes

Poids propre de la poutre

$$P_1 = 0.6463 \times 7.45 \times 2.50 \approx 12.0373'$$

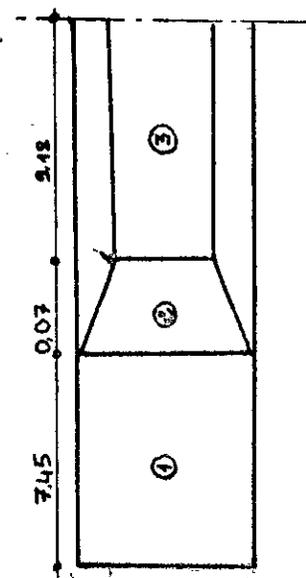
$$P_3 = 0.5108 \times 9.18 \times 2.50 \approx 11.5163'$$

$$P_2 = \frac{0.5108 + 0.6463}{2} \times 0.07 \times 2.50 = 0.1012'$$

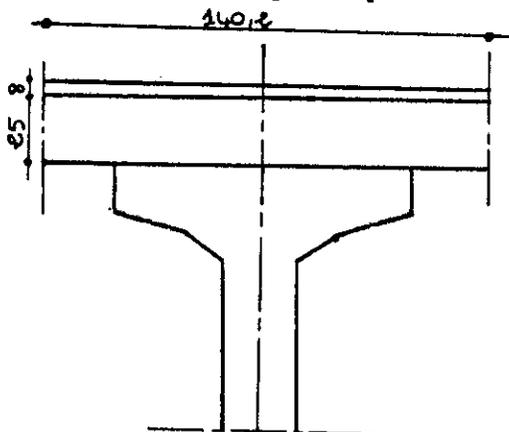
donc le poids propre de la poutre est:

$$G_1 = 2(12.0373 + 11.5163 + 0.1012) \approx 47.31'$$

soit $g_1 = \frac{47.31}{33.40} \approx 1.42t / ml$



Charges reprises par la poutre intermédiaire



épaisseur du revêtement

couche de roulement:	4cm.
chape d'étanchéité:	4cm
total:	8cm
dalle: 25cm.	

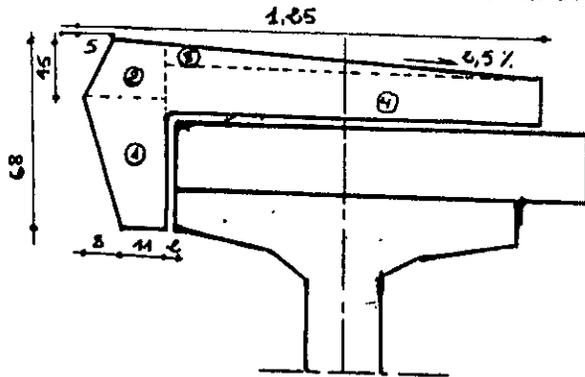
Dalle: $0.25 \times 1.402 \times 2.50 = 0.87625t/ml$

Revêtement: $0.08 \times 1.402 \times 2.20 = 0.246752t/ml$

soit $g_2 = 1.123t / ml$

Charges reprises par la poutre de rive

Détail de la corniche + trottoir



$$\begin{aligned}
 (1): \frac{11+19}{2} \times 53 &= 795 \\
 (2): \frac{19+14}{2} \times 15 &= 247.5 \\
 (3): \frac{(106 \times 0.025) \times 106}{2} &= 140.45 \\
 (4): 106 \times 24.35 &= 2581.1 \\
 &3764.05 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Poids du (trott + corniche) = $0.37641 \times 2.5 = 0.94103 \text{ t/ml}$

Garde corps + glissière 0.16

1.10103 t/ml

Dalle: $1.2275 \times 0.25 \times 2.50 = 0.76719 \text{ t/ml}$

Superstructure

Revêtement: $0.08 \times 13.5 \times 2.20 = 2.376 \text{ t/ml}$

Trottoir + corniche: $2 \times 1.10103 = 2.20206 \text{ t/ml}$

d'où $G = (1.123 + 1.42) \times 33.40 \times 10 + (1.71478 + 1.42) \times 33.4 \times 2 = 1058.765304$

$G = 1058.765304 \text{ t}$

II. Etude des surcharges

Système de charge $A(l)$:

Largeur roulable = 13.5 pont de 1^{ere} classe

Largeur chargeable (d'après le fascicule 61 article 1-2)

Le nombre de voies est: $\frac{l_c}{3} = \frac{13.5}{3} = 4.5$

Le nombre de voies = 4

$A(l)$ est donnée par la formule suivante:

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{l+12} \quad \text{avec } l: \text{ longueur chargeable}$$

$$l = 32.50m$$

d'où $A(l) = 230 + \frac{36000}{32.5+12} = 1039 \text{ Kg} / m^2$

La largeur d'une voie $= \frac{13.5}{3} = 3.37m$

(D'après le fascicule 61, article 4.2.1)

$$a_1 = 1 \quad ; \quad a_2 = \frac{V_0}{V}$$

avec $V_0 = 3.50m$ pour les ponts de 1ère classe.

$l_v = 3.37m$ c'est la largeur d'une voie.

$$a_2 = \frac{3.50}{3.37} \cong 1.037$$

valeurs de $A(l)$ sont $A = 1077.4 \text{ Kg}/m^2$

$$\cong 1078 \text{ kg}/m^2$$

$$A(l) = A(l) \times a_1 \times a_2$$

4 Voies chargées: $A(l) = 1039 \times 4 \times 1 \times 1.037 \times 3.37 = 14.524t / ml$

1 Voie chargée: $A(l) = 1039 \times 1 \times 1.037 = 3.630t / ml$

Remarque: Les valeurs de $A(l)$ calculées tiennent compte des majorations par effets dynamiques (art. 4.4.)

Système de charge B

a- Système B_c: Le nombre de voies (fascicule 61. art.5.2.1.)

$$n_1 \leq n_2 \quad \text{avec } n_1 = \frac{L_c}{L_v}$$

$$\left. \begin{array}{l} n_1 = 4 \\ n_2 = 2 \end{array} \right\} \quad \text{on prendra } n_1 = 4$$

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions est limité à 4.

D'où le total $= 4 \times 2 = 8$ camions

Surcharge maximale du système B_1 est:

$$S_1 = 8 \times 30 = 240 t$$

Le coefficient de majoration dynamique:

$$S_B = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4G/S} \quad (\text{art.5.5.})$$

L : longueur de la poutre entre axe d'appui

G : poids total du tablier

$S = S_1 \cdot b_c$ avec b_c : coefficient dependant du nombre de files et de classe du pont.

$b_c = 1.10$ (art.5.2.2)

$$S_B = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2(32.50)} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1058.76}{1.10 \times 240}} = 1.0885$$

Nombre de files	b_c	S_B
1	1.2	1.0885
2	1.1	1.0885
3	0.95	1.0885
4	0.8	1.0885

b- Système B_1

D'après l'article 5.4.2 $b_1 = 1$ Pont de 1ère classe

$$S_B = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4G/S}$$

Surcharge maximale du système B_1

$$S_2 = 8 \times 32 = 256 t$$

$$S = S_2 \cdot b_1 = 256 \times 1 = 256 t$$

d'où

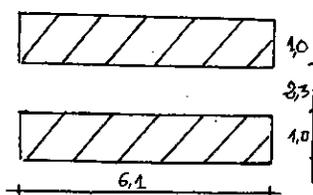
$$S_B = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.5} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1058.76}{258}} = 1.087$$

nombre de tandems	b_c	S_B
1	1	1.087
4	1	1.087

c- Système B, (Roue de 10t)

Elle peut être placée n'importe où sur la largeur roulable, on néglige devant la largeur B_c et B_t .

Charges militaires MC120:



coefficient de majoration dynamique S_{MC}
(art. 9.6 fascicule 61)

$$S_{MC} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.26L} + \frac{0.6}{1 + 4G/S} \geq 1.10$$

$$S_{MC} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.5} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1058.76}{110}} = 1.079$$

On prend $S_{MC} = 1.10$

S_1 : La surcharge due à MC120

$$S_1 = 110 \times 1.1 = 121$$

S_1' : La surcharge par mètre linéaire

$$S_1' = \frac{121}{6.10} = 121 \text{ t/ml}$$

Convoi exceptionnel 204 t

Soit S_1' : La surcharge due au convoi exceptionnel en t/ml

$$S_1' = \frac{240}{18.60} = 12.903 \text{ t/ml}$$

Surcharge sur trottoir

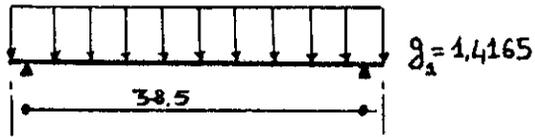
On applique sur le trottoir une charge uniformément répartie de 150 Kg/cm² de façon à produire l'effort maximal.

$$1 \text{ trottoir chargé : } P = 0.15 \times 1.25 = 0.187 \text{ t/ml}$$

$$2 \text{ trottoirs chargés : } P = 2 \times 0.15 \times 1.25 = 0.375 \text{ t/ml}$$

III. Calcul des éléments de réduction dus au poids propre

(1) Poutre seule



$$R_A = R_B = 23.018'$$

$$M(x) = R_A x - g_1 \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = R_A - g_1 x$$

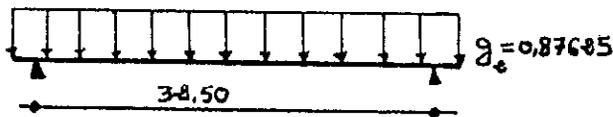
section	$M(t.m)$	$T(t)$	$R(t)$
$0.5 L$	187.022	0	/
$0.25 L$	140.266	11.510	/
$0.00 L$	0	23.018	23.018

(2) Dalle

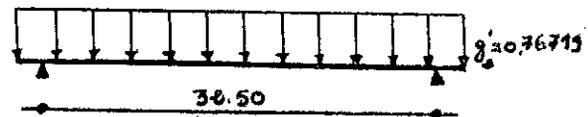
Poutre intermédiaire: $g_2 = 0.87625 t / ml$

Poutre de Rive: $g'_2 = 0.61375 t / ml$

* Poutre intermédiaire

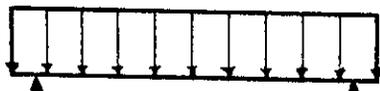


* Poutre de Rive



	Section	$M(t.m)$	$T(t)$	$R(t)$
P. intermed	$0.5 L$	115.87	0	/
	$0.25 L$	86.86	7.13	/
	$0.00 L$	0	14.25	14.25
P. de Rive	$0.5 L$	81.034	0	/
	$0.25 L$	60.776	4.987	/
	$0.00 L$	0	9.973	9.973

(3) Superstructure :



$$g_3 = g'_3 = 0.38 = \frac{4.58}{n^2}$$

$$R_A = R_B = 6.2$$

$$M(x) = R_A x - g_3 x^2 / 2$$

$$T(x) = R_A - g_3 x$$

Section	$M(t.m)$	$T(t)$	$R(t)$
$0.50 L$	50.58	0	/
$0.25 L$	37.83	3.1125	/
$0.00 L$	0	6.2	6.2

Tableau recapitulatif des M et T dûs aux C.P.

Poutre	Section	$M(t.m)$	$T(t)$	$R(t)$
intermed	$0.50 L$	353.472	0	/
	$0.25 L$	264.956	21.7525	/
	$0.00 L$	0	43.468	43.468
Rive	$0.50 L$	318.636	0	/
	$0.25 L$	238.872	19.61	/
	$0.00 L$	0	39.19	39.19

VI. Calcul des moments flechissant longitudinaux dûs aux surcharges

Utilisation des lignes d'influences

La ligne d'influence des moments flechissants en un point donné d'une poutre est une courbe donnant la variation du moment flechissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplace sur la poutre (pour une poutre isostastique, cette courbe est formée de deux droites).

Pour obtenir les moments, on multiplie les ordonnées des lignes d'influences par la force "P" dans le cas où cette force est concentrée, si elle est répartie uniformément c'est par l'aide de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge uniforme.

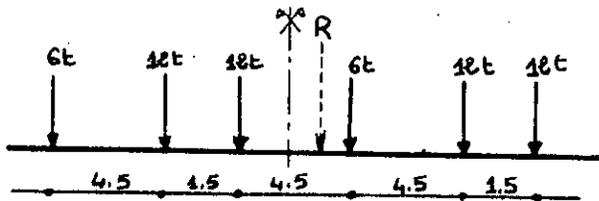
Utilisation du théorème de "Barré"

Pour le système "B_c", nous utilisons le théorème de "Barré" pour déterminer la section dangereuse de la poutre.

Théorème: "Le moment flechissant est maximum au droit d'un essieu de telle façon que cet essieu est la résultante du convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre."

$$X=0.50$$

(1) Systeme Bc



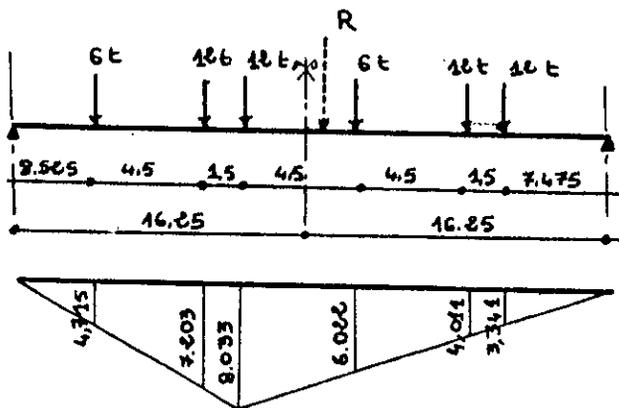
$$R=6 \times 2 + 12 \times 4 = 60'$$

$$\sum M' / x = 0$$

$$(1.5 \times 12) + (6 \times 6) + (12 \times 10.5) + (12 \times 12) + (16.5 \times 6) = xR$$

$$423 = xR \text{ d'où } x = \frac{423}{60} = 7.05m$$

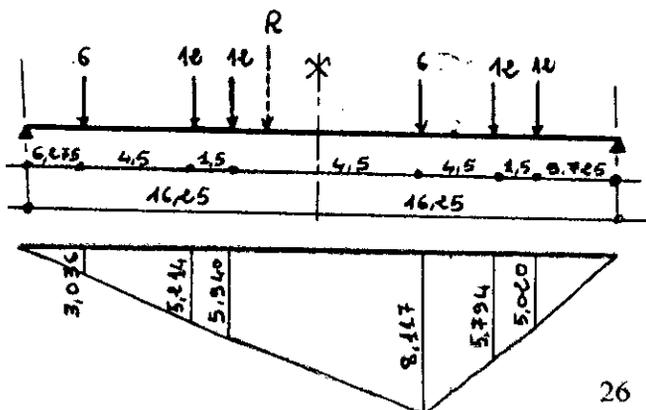
1° cas



L'ordonnée où est appliquée la charge unitaire est:

$$\frac{x \times (l - x)}{l} = 8.03$$

2° cas



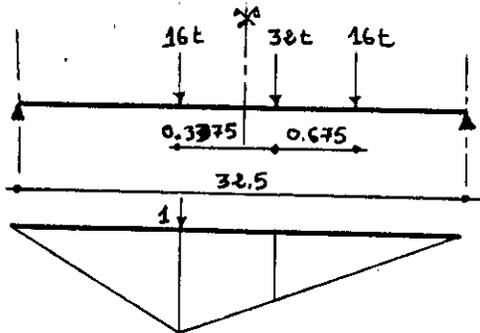
$$\frac{x(l-x)}{l} = 15.725 \times \frac{(32.5 - 15.725)}{32.5}$$

$$\frac{x(l-x)}{l} = 8.117$$

Remarque: On constate que le 1er cas est le plus défavorable.

(2) Système B_1

1° cas

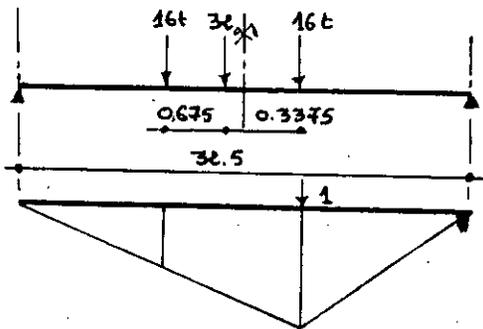


$$\frac{x(l-x)}{l} = \frac{15.9125(32.5-15.9125)}{32.5}$$

$$\frac{x(l-x)}{l} = 8.121$$

$$\sum Y_i = 7.460 + 8.121 = 15.581$$

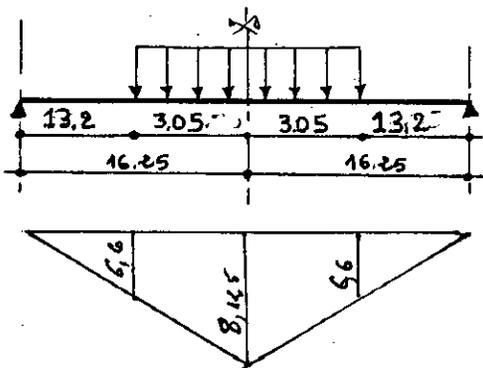
2° cas



$$\frac{x(l-x)}{l} = 8.121$$

Remarque: Le système peut prendre n'importe quelle des deux positions sans influencer sur le résultat.

(3) MC 120



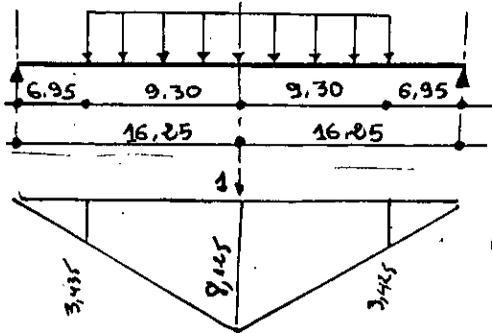
$$\frac{x(l-x)}{l} = \frac{16.25 \times (32.5 - 16.25)}{32.5}$$

$$\frac{x(l-x)}{l} = 8.125$$

$$\sum Y_i = 2 \left[\frac{(6.60 + 8.125)}{2} \times 3.05 \right]$$

$$\sum Y_i = 44.911$$

(4) Convoi exceptionnel (D 240)



$$\frac{x(l-x)}{l} = \frac{16.25 \times 16.25}{32.5}$$

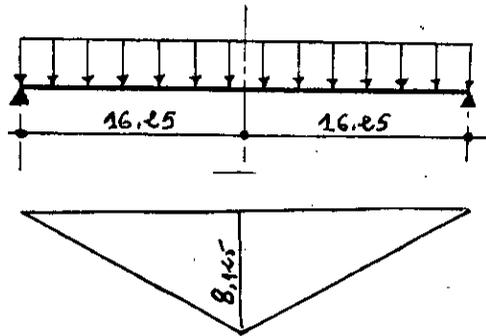
$$\frac{x(l-x)}{l} = 8.125$$

$$\sum Y_i = 2 \left[\frac{(8.125 + 3.475)}{2} \times 9.30 \right]$$

$$\sum Y_i = 107.880$$

calcul
de la
B.M.

(5) A(l) et trottoirs.



$$\frac{x(l-x)}{l} = 8.125$$

$$\sum y_i = 2 \times \frac{(16.25 \times 8.125)}{2}$$

$$\sum y_i = 132.031$$

Tableau récapitulatif des moments fléchissants

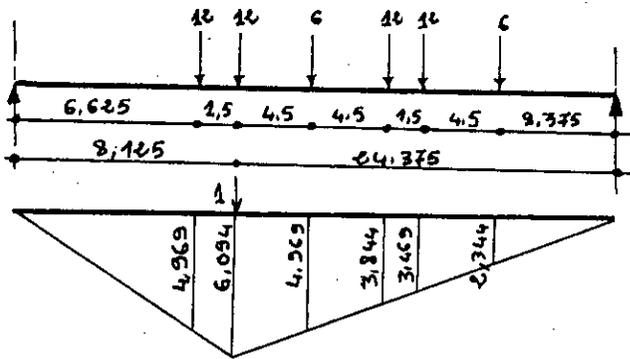
à $X = 0.5 L$

designation		M (t.m)	$M_0 = \frac{M}{12} (t.m)$
A (l)	1 voie	475.3116	39.61
	4 voies	1917.1	159.76
B_c	1 file	438.2	36.52
	4 files	1168.1	97.38
B_f	1 rrand	270.98	22.58
	4 rrand	1083.92	90.328
MC 120		890.855	74.24
ME 240		1391.976	116
trott	1 trott	24.690	2.06
	2 trott	49.512	4.126

$$X = 0.25$$

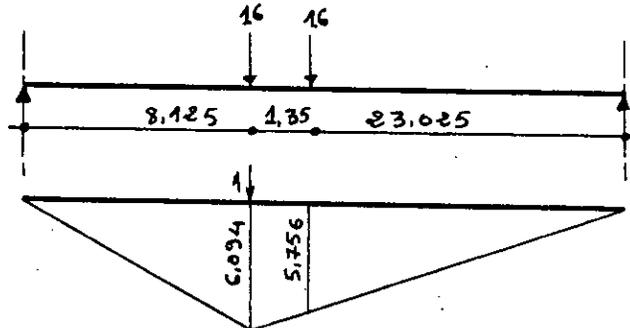
Les positions les plus défavorables des surcharges sont données par les schémas suivants :

(1) Système B_c



$$\frac{x(l-x)}{l} = 6.094$$

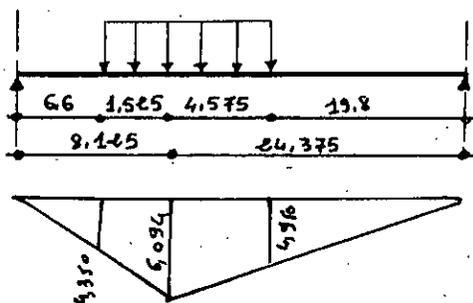
(2) Système B_i



$$\frac{x(l-x)}{l} = 6.094$$

$$\sum y_i = 11.850$$

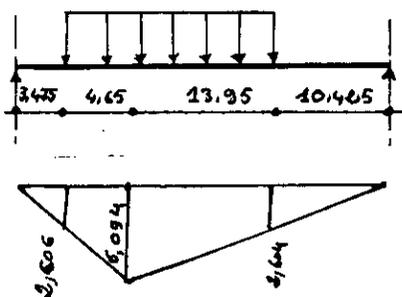
(3) Système M_{c120}



$$\sum y_i = \frac{4.95 + 6.094}{2} \times 1.525 + \frac{6.094 + 4.95}{2} \times 4.575$$

$$\sum y_i = 33.684$$

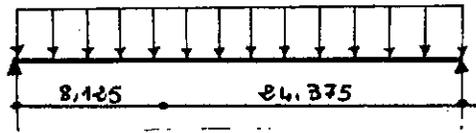
(4) Convoi exceptionnel



$$\sum y_i = \frac{2.606 + 6.094}{2} \times 4.65 + \frac{2.606 + 6.094}{2} \times 13.95$$

$$\sum y_i = 80.910$$

(5) A(l) et trottoirs



$$\sum y_i = \frac{8.125 \times 6.094}{2} + \frac{6.094 \times 24.375}{2}$$

$$\sum y_i = 99.027$$

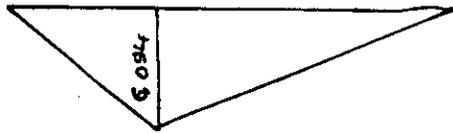


Tableau recapitulatif des moments flechissant

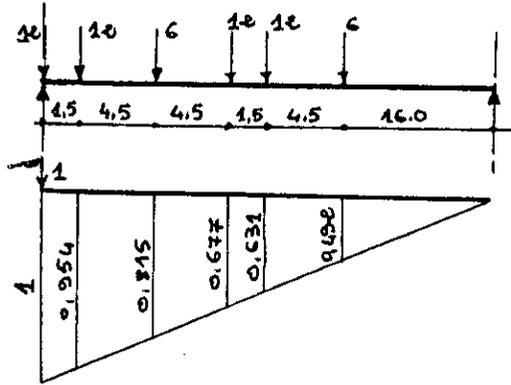
à $X=0.25L$

designation		surcharge	$\sum y$	$M (t.m)$	$M_0 = \frac{m}{12} (t.m)$
A (l)	1 voie	3.60	99.027	356.5	29.708
	4 voies	14.52	99.027	1437.87	119.82
B _c	1 file	7.805		345.346	28.78
		16.610			
	4 files	14.310		92992	76.74
		28.620			
B _i	1 tand	17.310	11.850	206.095	17.174
	4 tand	34.620	11.850	820.5	68.37
MC 120		19.836	33.684	668.156	55.68
CE 240		12.903	80.910	1043.982	87
trott	1 trott	0.187	99.027	18.518	1.54
	2 trott	0.375	99.027	37.135	3.094

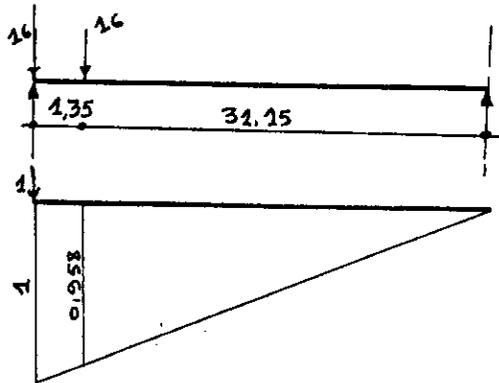
V. Efforts tranchants

X = 0.00 L

(1) Système B_1

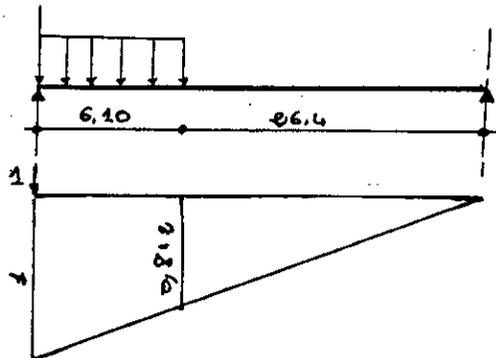


(2) Système B_c



$$\sum y_i = 1.958$$

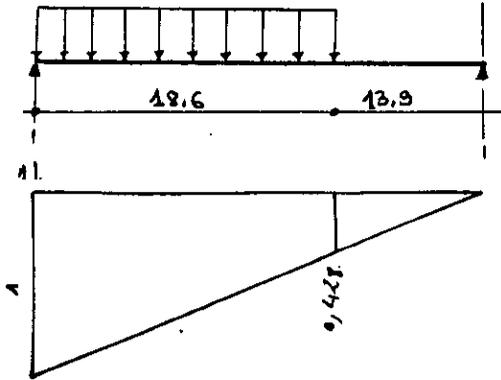
(3) Système Mc120



$$\sum y_i = \frac{1+0.812}{2} \times 6.10$$

$$\sum y_i = 5.527$$

(4) Convoi exceptionnel



$$\sum y_i = \frac{1+0.428}{2} \times 18.60$$

$$\sum y_i = 13.280$$

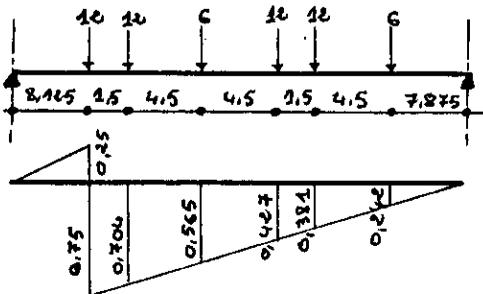
Tableau récapitulatif des efforts tranchants

à $X = 0.00 L$

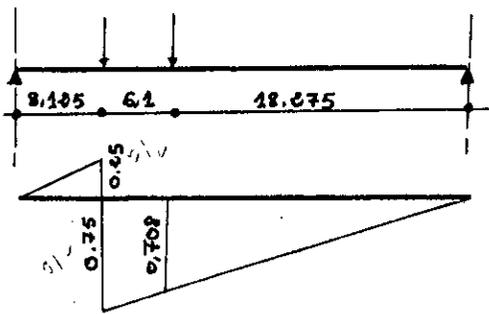
designation		$T(t)$	$T_0 = T / 12(t)$
$A (l)$	1 voie	58.5	4.875
	4 voies	235.95	19.66
B_c	1 file	61.37	5.11
	4 files	163.65	13.64
B_t	1 tанд	33.893	2.82
	4 tанд	135.572	11.3
MC 120		109.634	9.136
CE 240		171.352	14.28
trott	1 trott	3.039	0.253
	2 trott	6.094	0.508

$X = 0.25 L$

(1) Système B_c :

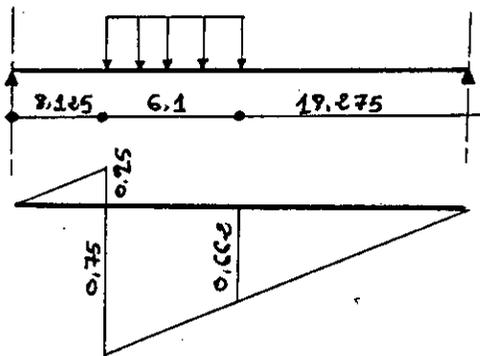


(2) Système B_r :



$$\sum y_i = 0.75 + 0.708 = 1.458$$

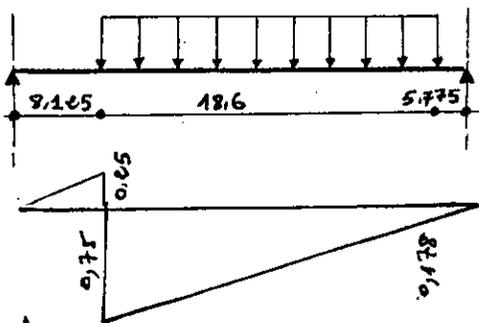
(3) Mc120:



$$\sum y_i = \frac{0.75 + 0.562}{2} \times 6.1$$

$$\sum y_i = 4.002$$

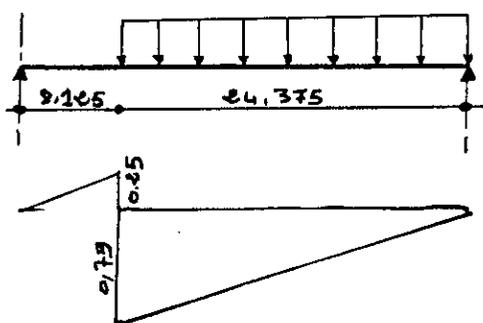
(4) Convoi exceptionnel CE240 :



$$\sum y_i = \frac{0.75 + 0.178}{2} \times 18.6$$

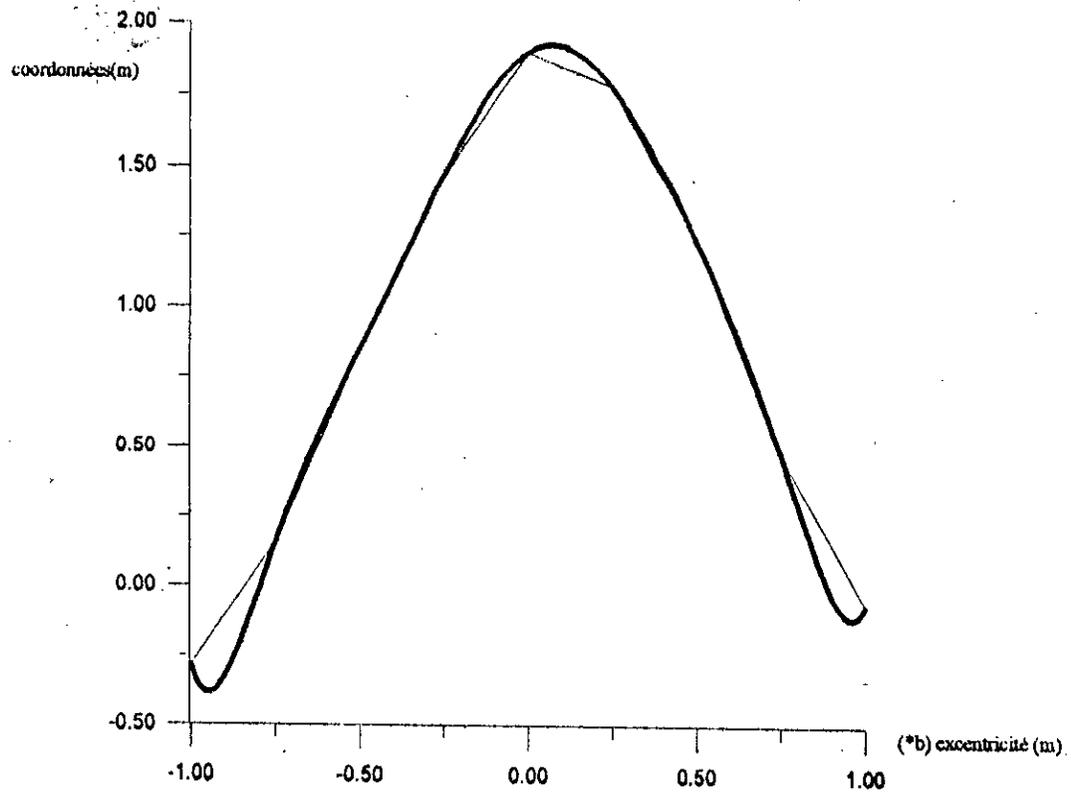
$$\sum y_i = 8.630$$

(5) A(l) et trottoirs :

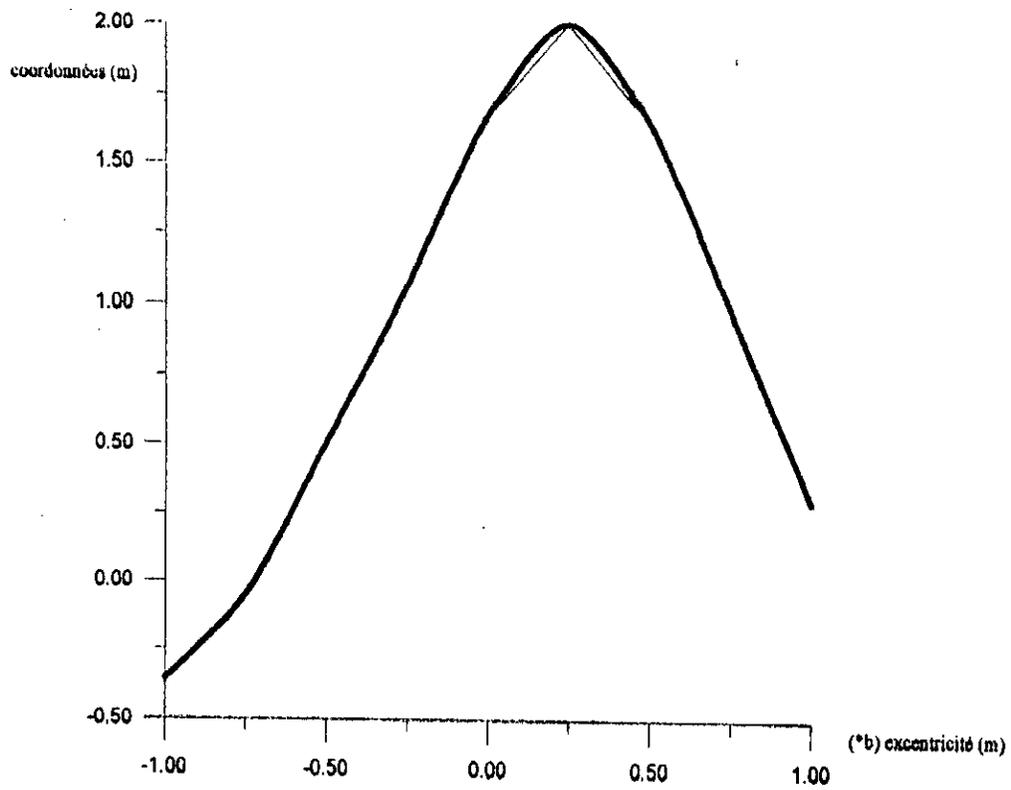


$$\sum y_i = \frac{0.75 + 24.375}{2}$$

$$\sum y_i = 9.141$$



μ moyen pour $y=0,702$



K moyen pour $|y|=2,104$

Moments flechissant longitudinaux dûs aux surcharges

X = 0.5 L

Désignation		$M_0 / poutre$	Poutre 7		Poutre 8		Poutre 9		Poutre 10		Poutre 11		Poutre 12	
			$K_a mg$	M réel	$K_a mg$	M réel	$K_a mg$	M réel	$K_a mg$	M réel	$K_a mg$	M réel	$K_a mg$	M réel
A(l)	1 voie	39.61	1.266	50.14	1.388	54.98	1.539	60.96	1.625	64.37	1.700	67.34	1.785	70.70
	4 voies	159.76	1.54	246.563	1.083	173.02	1.023	163.43	0.855	136.59	0.823	131.48	0.779	124.45
B _c	1 file	36.52	1.209	46.34	1.400	51.128	1.749	63.87	1.991	72.71	2.01	73.405	2.132	77.86
	4 files	97.38	1.189	115.78	1.287	125.33	1.356	132.05	1.336	130.1	1.326	129.126	1.295	126.107
B _i	1 tand	22.58	1.312	29.62	1.412	31.88	1.654	37.35	1.862	42.04	1.932	43.62	2.123	47.94
	4 tands	90.328	1.181	106.68	1.219	110.11	1.187	107.22	1.137	102.703	1.120	101.17	1.11	100.20
Mc120		74.24	1.187	88.12	1.263	93.76	1.307	97.03	1.297	96.29	1.281	95.10	1.251	92.87
D240		116	1.297	150.45	1.197	138.85	1.027	119.13	0.879	101.96	0.712	82.59	0.682	79.112
trott.	1 trott.	2.06	0.721	1.485	1.308	2.69	2.241	4.616	3.355	6.91	3.675	7.57	6.376	13.13
	2 trott.	4.126	0.721	2.97	0.751	3.1	1.066	4.4	1.482	6.11	1.682	6.94	2.73	11.26

Moments flechissant longitudinaux dûs aux surcharges

X = 0.25 L

Désignation		M_e / poutre	Poutre 7		Poutre 8		Poutre 9		Poutre 10		Poutre 11		Poutre 12	
			$K_a mg$	M réel	$K_a mg$	M réel	$K_a mg$	M réel	$K_a mg$	M réel	$K_a mg$	M réel	$K_a mg$	M réel
A(l)	1 voie	29.708	1.266	37.61	1.388	41.23	1.539	45.72	1.625	48.28	1.700	50.50	1.785	53.03
	4 voies	119.82	1.54	184.92	1.083	129.76	1.023	122.57	0.855	102.45	0.823	98.612	0.779	93.34
B _c	1 file	28.78	1.269	36.52	1.400	40.29	1.749	50.34	1.991	57.3	2.01	57.85	2.132	61.36
	4 files	78.74	1.189	91.24	1.287	98.78	1.356	104.06	1.336	102.52	1.326	101.76	1.295	99.38
B _i	1 tand	17.174	1.312	22.53	1.412	24.25	1.654	28.406	1.862	32	1.932	33.18	2.123	36.46
	4 tands	68.37	1.181	80.74	1.219	83.34	1.187	81.15	1.137	77.74	1.120	76.57	1.11	75.89
Mc120		87	1.187	66.09	1.263	70.32	1.307	72.77	1.297	72.21	1.281	71.33	1.251	69.65
D240		87	1.297	112.84	1.197	104.14	1.027	89.35	0.879	76.47	0.712	61.94	0.682	59.94
trptt.	1 trott.	1.54	0.721	1.11	1.308	2.01	2.241	3.45	3.355	5.17	3.675	5.66	6.376	9.82
	2 trott.	3.094	0.72	2.23	0.751	2.32	1.066	3.3	1.482	4.58	1.682	5.2	2.73	8.44

Détermination de la poutre la plus sollicitée
cp + max. surcharge + max. surcharge trottoir:

	moment flechissant (t.m)				
		moments dûs aux cp	moments max. dûs aux surcharge	moments max. dûs aux surch-trott.	moments totaux
poutre centrale P7	0.25L	264.956	183.32	2.23	450.506
	0.5L	353.472	246.563	2.97	603
poutre intermédiaire P8	0.25L	264.956	129.76	2.32	397.036
	0.5L	353.472	173.02	3.1	529.592
poutre intermédiaire P9	0.25L	264.956	122.57	3.45	390.976
	0.5L	353.472	163.43	4.616	521.518
poutre intermédiaire P10	0.25L	264.956	102.45	5.17	372.576
	0.5L	353.472	136.59	6.91	496.972
poutre intermédiaire P11	0.25L	264.956	98.612	5.66	369.23
	0.5L	353.472	131.48	7.57	492.522
poutre de rive P12	0.25L	238.872	93.34	9.82	342.032
	0.5L	318.636	124.45	13.13	456.216

La poutre la plus sollicitée étant la poutre centrale avec un moment en travée égal à $M = 603 \text{ t.m}$

Répartition transversale des efforts tranchants

$\beta = 0.90$

ϵ_{11}									
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
y									
0	-0.075043	0.043758	0.166087	0.282836	0.343652	0.282836	0.166087	0.043758	0.075043
b/4	-0.087423	-0.010275	0.074810	0.176182	0.282836	0.339545	0.275487	0.152231	0.017968
b/2	-0.064325	-0.029463	0.012607	0.074810	0.166087	0.275487	0.349828	0.321546	0.252146
3b/4	-0.030542	-0.032284	-0.029463	-0.010275	0.043758	0.152231	0.321546	0.517557	0.677667
b	0.004753	-0.030542	-0.06435	-0.087423	-0.75043	0.017968	0.252146	0.677665	1.273781

K_1

e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
0	0.5452	0.7119	0.9631	1.2903	1.5028	1.2903	0.9631	0.7119	0.5452
b/4	0.3155	0.4335	0.6224	0.9164	1.2903	1.5534	1.3996	1.138	0.9359
b/2	0.1864	0.2663	0.3987	0.6224	0.9631	1.3996	1.7493	1.7094	1.5677
3b/4	0.1166	0.1722	0.2663	0.4335	0.7119	1.1380	1.7094	2.2658	2.5180
b	0.0762	0.1166	0.1864	0.3155	0.5452	0.9359	1.5677	2.5180	3.7710

Détermination des K_α

On applique la formule de "Sttlen"

$$b = 0.60 ; \quad \alpha = 0.1734$$

$0.1 < b \leq 1$ on applique la formule d'Interpolatin

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 + K_0) \times \gamma$$

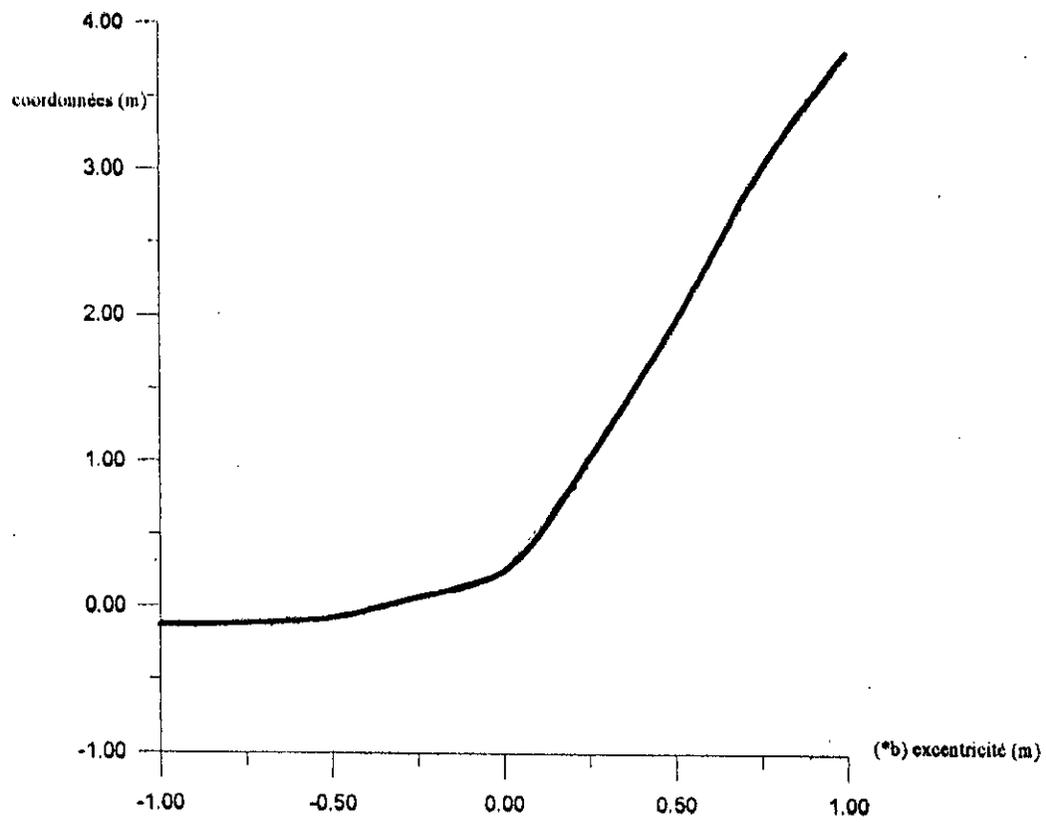
$$\gamma = \alpha^{1 - \frac{+0.065 - \alpha}{0.065}}$$

K_α

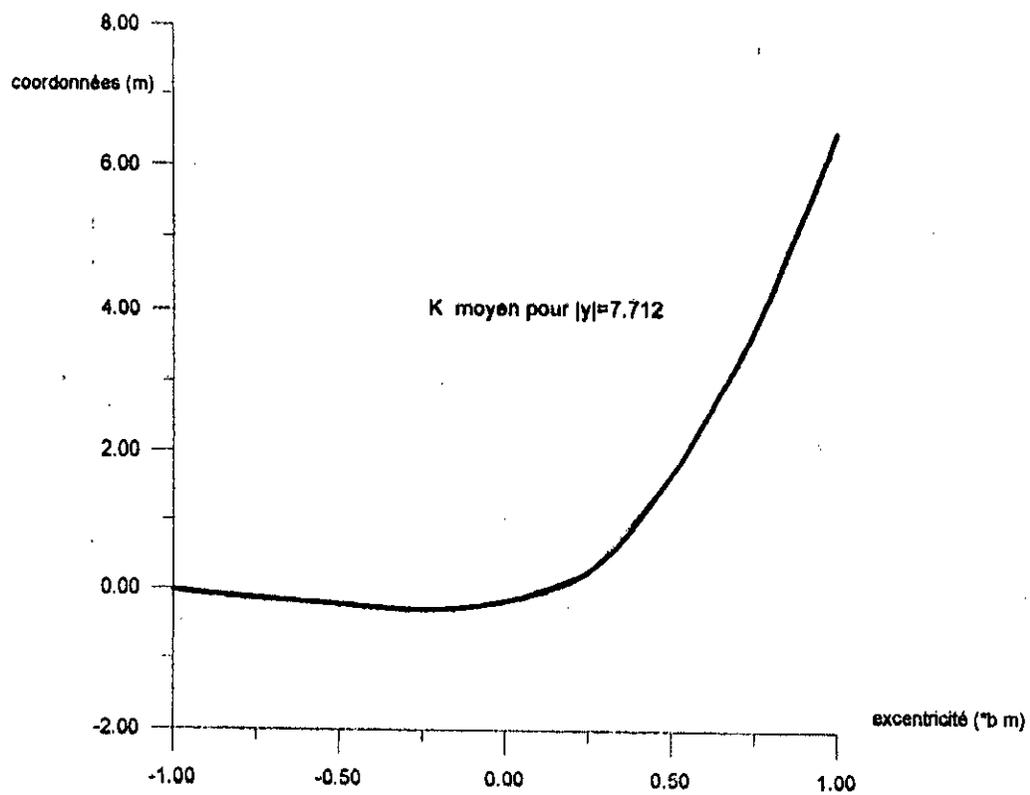
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
0	-0.2446	0.2136	1.0256	1.6685	2.0168	1.6685	1.0256	0.2136	-0.2446
b/4	-0.3564	0.0465	0.504	1.0645	1.6685	2.004	1.657	1	0.2965
b/2	-0.2724	-0.0844	0.1505	0.5040	1.0256	1.657	2.1	1.951	1.5806
3b/4	-0.1231	-0.1191	-0.0844	0.0465	0.2136	1	1.956	3.032	3.87
b	0.0402	-0.1231	-0.2724	-0.3564	0.2446	0.2965	1.5806	3.87	7.0592

$$b=8.226$$

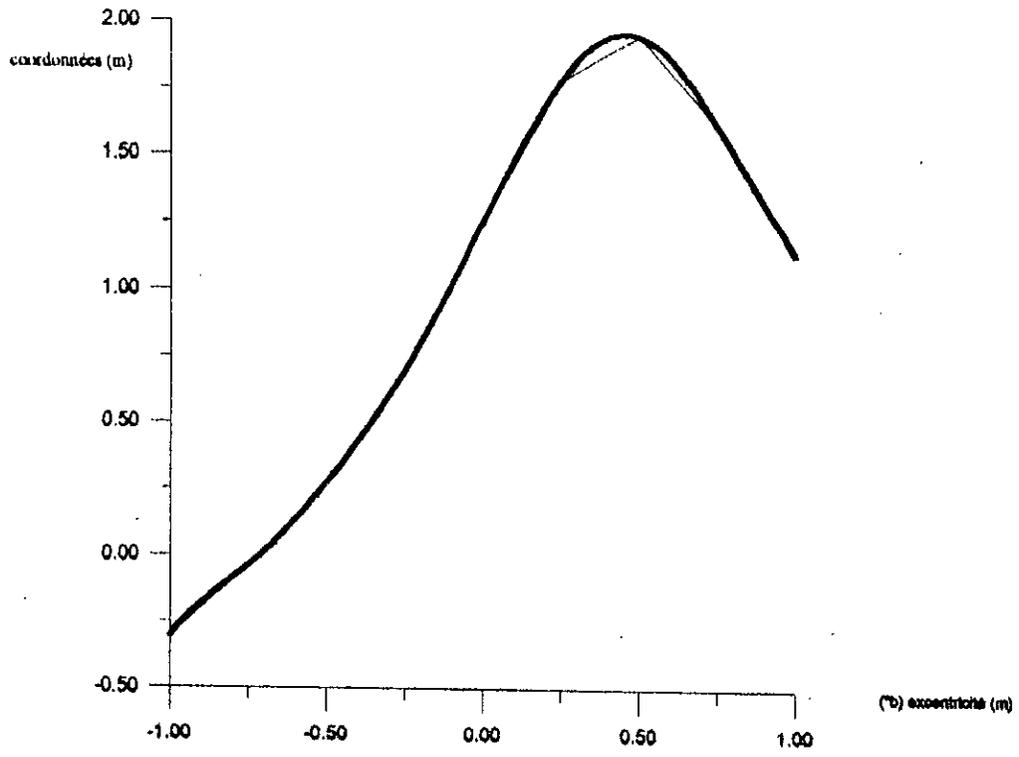
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	3b/2	+3b/4	+b
b									
p=7.6 $b = \pm 0.702$	-0.2818	0.1580	0.8533	1.469	1.9017	1.7793	1.2342	0.4734	-0.0658
p8,3 $y = \pm 2.104$	-0.3553	0.04815	0.5091	1.0704	1.6719	2	1.6508	0.9922	0.2911
p9,4 $b = \pm 3.506$	-0.3018	-0.03857	0.2743	0.7002	1.2507	1.7785	1.9449	1.6180	1.1310
p10,3 $y = \pm 4.908$	-0.2262	-0.0951	0.07776	0.3623	0.7742	1.4536	2.054	2.256	2.2895
p11,2 $b = \pm 6.31$	-0.1277	-0.118	-0.0772	0.0605	0.2384	1.020	1.9556	2.999	3.800
p12,1 $b = \pm 7.712$	-0.0203	-0.1216	-0.2026	0.2817	-0.1596	0.2469	1.6493	3.7146	6.4679



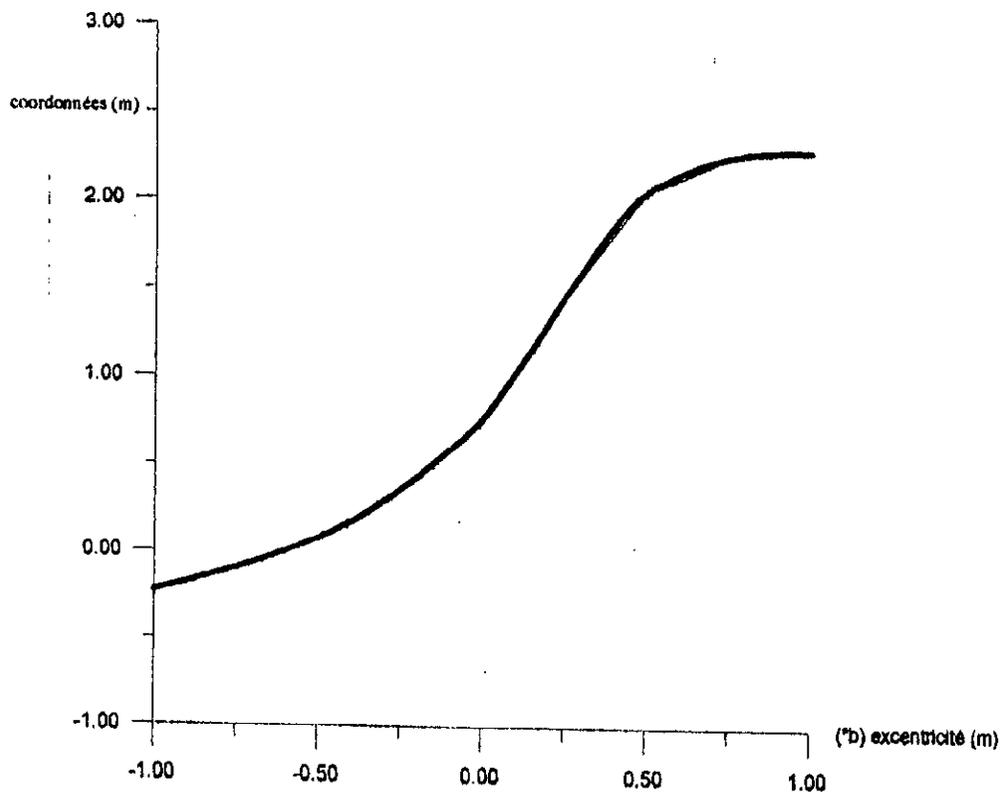
K moyen pour $|y|=6.31$



K moyen pour $|y|=7.712$



K moyen pour $|y|=3.608$



K moyen pour $|y|=4.908$

Tableau recapitulatif des efforts tranchants

à $X = 0.25 L$

designation		T(r)	$T'_0 = T / 12(t)$
A (l)	1 voie	32.908	2.74
	4 voies	132.73	11.060
B_c	1 file	41.78	3.48
	4 files	111.41	9.28
B_t	1 tband	25.238	2.103
	4 tbands	100.95	8.412
MC 120		79.384	6.615
CE 240		111.353	9.28
trott	1 trott	1.709	0.142
	2 trott	3.428	0.286

Repartition transversale des efforts

Methode de GYUON - MASSONNET

L'ouvrage étant chargé uniformément au reglement, il restera à determiner les sections dangereuses (les plus sollicitées) transversalement et longitudinalement. longitudinalement, la section pourra être obtenue en appliquant le théorème de "BARRE" transversalement, la méthode de "GYON - MASSONNET" reste l'une des plus simples et la plus utilisée.

La méthode de "GYON - MASSONNET" consiste à calculer le tablier d'un pont constitué par un reseau de poutres.

Elle consiste à transformer la structure réelle composée d'une dalle et d'un réseau de poutres en une dalle orthotrope d'épaisseur constante, cette dalle présente la même rigidité que le système initial.

En outre cette méthode donne des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes car la rigidité transversale du tablier n'est pas négligeable. La méthode consiste également à tracer les lignes d'influences pour chaque effort, son coefficient de répartition transversale et cela pour différentes excentricités de charges $e = b, 3b/4, b/2, b/4, 0$) et pour les 9 sections de la largeur de dalle $y = \pm b, \pm 3b/4, \pm b/2, \pm b/4, 0$). On déplacera les surcharges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs de coefficients. Dans le cas des ponts à poutres multiples la section d'étude sera imposée par la position de la poutre donc on trace les lignes d'influence pour les différents excentricités de charges et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeur des coefficients.

Détermination des coefficients

Tous les coefficients dépendent de deux paramètres essentiels:

- Paramètres d'entretoisement: caractérise la souplesse de l'entretoisement

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt{\frac{P_p}{P_E}}$$

- Paramètre de torsion: caractérise la torsion du pont

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}} \quad 0 \leq \alpha \leq 1$$

avec : b : demi-largeur de la dalle

l : portée de la travée

ρ_p : rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur

ρ_E : rigidité flexionnelle des entretoises par unité de largeur

Dans notre cas le pont ne comporte pas d'entretoises intermediaires, c'est la dalle (hourdis) qui joue le rôle d'entretoise.

$$\rho_p = \frac{\beta_p}{b_1} = \frac{EI_p}{b_1} \quad \text{avec } b_1: \text{ distance entre axes des poutres.}$$

l_1 : unité de largeur.

γ_p : rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur.

$\gamma_E = \gamma_D$: rigidité torsionnelle des entretoises (dalle) par unité de largeur.

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1} \quad \text{avec } C_p = \frac{G}{3} \sum b_i R_i^3$$

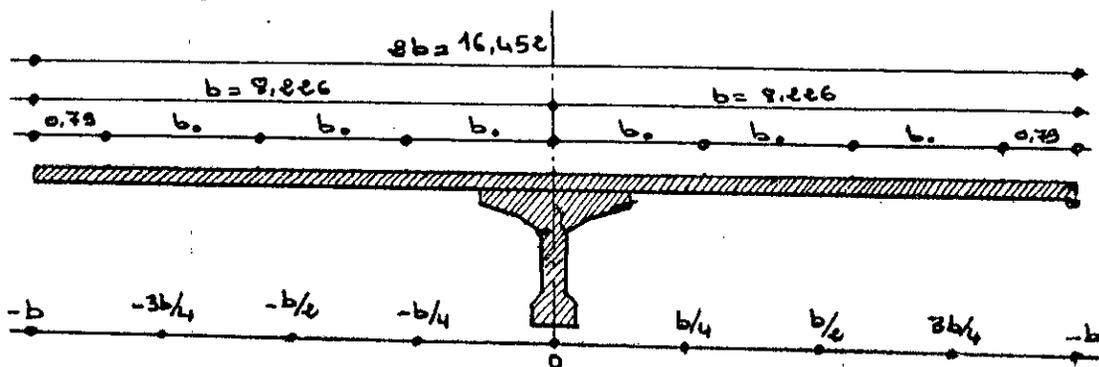
$$\gamma_p = \gamma_D = \frac{C_D}{l_1} \quad G = \frac{E}{2(1+\lambda)}$$

avec: λ : coefficient de poisson.

E : module de deformation longitudinale du béton.

G : module de deformation transversale du béton.

Calcul des parametres



Largeur active: $2b = (n-1) \times b_0 + 2 \times 0.515 = 11 \times 1.402 + 1.03 = 17$

avec n : nombre de poutres qui est égal à 12

Position active des poutres: Position active d'une poutre est égale à $\frac{n-1}{n}$ fois la position réelle de la poutre: $(-0.892b, -0.595b, -0.297b, 0, +0.297b, +0.595b, +0.892b)$

Inertie équivalente: Comme la poutre est à inertie variable, on calculera son inertie variable par la formule suivante:

$$I_p = I_0 + (I_M - I_0) \times \frac{8}{3\pi} \quad \text{avec:}$$

I_0 : inertie de la section à mitravée.

I_M : inertie de la section à l'appui.

d'où

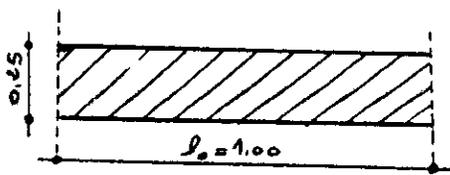
$$I_p = 2.44496 \times 10^7 + (2.67927 \times 10^7 - 2.44496 \times 10^7) \times \frac{8}{3\pi}$$

$$I_p = 0.2644 m^4$$

Rigidité flexionnelle de la poutre:

$$\rho_p = \frac{EI_p}{b_l} = \frac{0.2644 \times E}{1.402} = 0.1886E$$

Rigidité flexionnelle de la dalle:



$$I_D = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.25^3}{12} = 1.302 \times 10^{-3} m^4$$

$$\rho_D = \rho_E = \frac{EI_D}{I_0} = 1.302 \times 10^{-3} Em^4$$

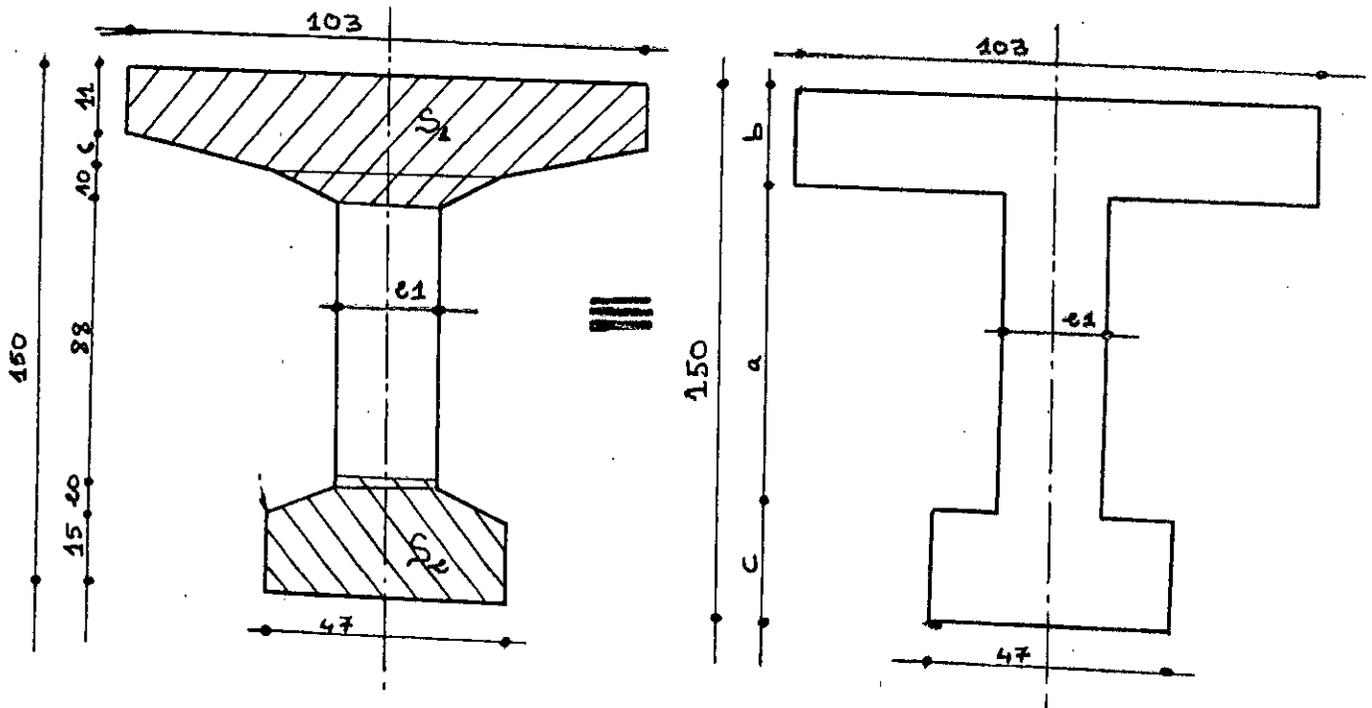
Calcul du paramètre d'entrôisement θ :

$$b = 8.50 \quad l = 32.5 \quad \theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{I_p}{I_E}} = \frac{8.50}{32.5} \sqrt[4]{\frac{0.1886}{1.302 \cdot 10^{-3}}} = 0.90$$

Rigidité torsionnelle de la poutre c_p :

Cette rigidité torsionnelle est déterminée en appliquant la formule suivante:

$$C_p = \frac{G}{3} \sum b_i h_i^3 \quad \text{avec: } h_i : \text{étant la plus petite dimension.}$$



$$S_1 = S = 1875 \text{ cm}^2 = 103b \quad \text{d'où}$$

$$b = \frac{1875}{103} = 18.20 \text{ cm}$$

$$S_2 = 1385 = 47c \quad \text{d'où}$$

$$c = \frac{1385}{47} = 29.47 \text{ cm}$$

$$a = 150 - (18.20 + 29.47) = 102.33 \text{ cm}$$

La rigidité est donc:

$$C_p = \frac{G}{3} \left[1.03 \times \overline{0.182^3} + 1.0233 \times \overline{0.21^3} + 0.47 \times \overline{0.2947^3} + 1.425 \times \overline{\frac{0.2^3}{2}} \right]$$

$$C_p = 0.01114G$$

La rigidité torsionnelle de la dalle:

$$C_E = 2GI_E \quad \text{avec: } I_E: \text{ inertie de la dalle.}$$

$$C_B = 2 \times G \times 1.302 \cdot 10^{-3} = 26.04 \cdot 10^{-4} G$$

G: module d'élasticité transversale égale à $G = \frac{E}{2(1+\lambda)}$

avec E : module de young.

λ : coefficient de Poisson qui depend de la nature du matériau.

Pour le béton précontraint, il est recommandé de prendre $\lambda = 0.20$

d'où $G = \frac{E}{2(1+0.2)} = \frac{E}{2.4}$

$$C_E = 5.558 \cdot 10^{-4} E$$

Rigidité torsionnelle de la poutre dans le sens transversal: γ_E

$$\gamma_E = \frac{C_E}{I_0} = 5.58 \cdot 10^{-4} E$$

Parametre de torsion: α $0 \leq \alpha \leq 1$

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}} = \frac{(0.0033 + 0.000558)E}{2\sqrt{0.1886 \times 1.302 \cdot 10^{-3} E^2}}$$

$$\alpha = 0.1231$$

$\theta = 0.90$

K_0

e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
0	-0.4715	0.2749	1.0436	1.7771	2.1592	1.7771	1.0436	0.2749	-0.4715
b/4	-0.5493	-0.0646	0.4700	1.1070	1.7771	2.1334	1.7309	0.9565	0.1129
b/2	-0.4042	-0.1851	0.0792	0.47	1.0436	1.7309	2.198	2.0203	1.5845
3b/4	-0.1919	-0.2028	-0.1851	-0.0646	0.2749	0.9565	2.0203	3.2519	4.2579
b	+0.0299	-0.1919	-0.4042	-0.5493	-0.4715	0.1129	1.5843	4.2579	8.0034

ε_1

c	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
y									
0	0.036100	0.065432	0.119081	0.229722	0.45709	0.229722	0.119081	0.065432	0.036100
b/4	0.018714	0.033608	0.060791	0.116634	0.230876	0.46245	0.23939	0.131333	0.072287
b/2	0.011074	0.019288	0.03416	0.064289	0.124900	0.245534	0.484373	0.268632	0.146121
3b/4	0.009201	0.015013	0.025319	0.045425	0.083973	0.156494	0.291129	0.138273	0.296055
b	0.012121	0.018556	0.029665	0.05029	0.086779	0.148955	0.249587	0.400759	0.600175

 ε_1

c	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
y									
0	-0.014579	0.017567	0.084882	0.254085	0.67004	0.254085	0.084882	0.017567	-0.014579
b/4	-0.012792	-0.001775	0.022521	0.087413	0.256394	0.677666	0.256028	0.081543	-0.004382
b/2	-0.007518	-0.003815	0.004857	0.029518	0.096520	0.268317	0.690356	0.25209	0.042735
3b/4	-0.000153	0.002618	0.008248	0.021859	0.054649	0.131865	0.310203	0.715928	0.19135
b	0.012121	0.018556	0.029665	0.050219	0.086779	0.148955	0.249507	0.400759	0.600176

Calcul des (ε_a) et $\overline{\varepsilon_a}$

$$\begin{cases} \varepsilon_a = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \times \alpha & \text{si } |y| + |e| \leq \frac{3b}{4} \\ \varepsilon_a = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \times \sqrt{\alpha} & \text{si } |y| + |e| > \frac{3b}{4} \end{cases}$$

et

$$\begin{cases} \overline{\varepsilon_a} = \varepsilon_0 + (\overline{\varepsilon_1} - \varepsilon_0) \times \alpha & \text{si } |y| + |e| \leq \frac{3b}{4} \\ \overline{\varepsilon_a} = \varepsilon_0 + (\overline{\varepsilon_1} - \varepsilon_0) \times \sqrt{\alpha} & \text{si } |y| + |e| > \frac{3b}{4} \end{cases}$$

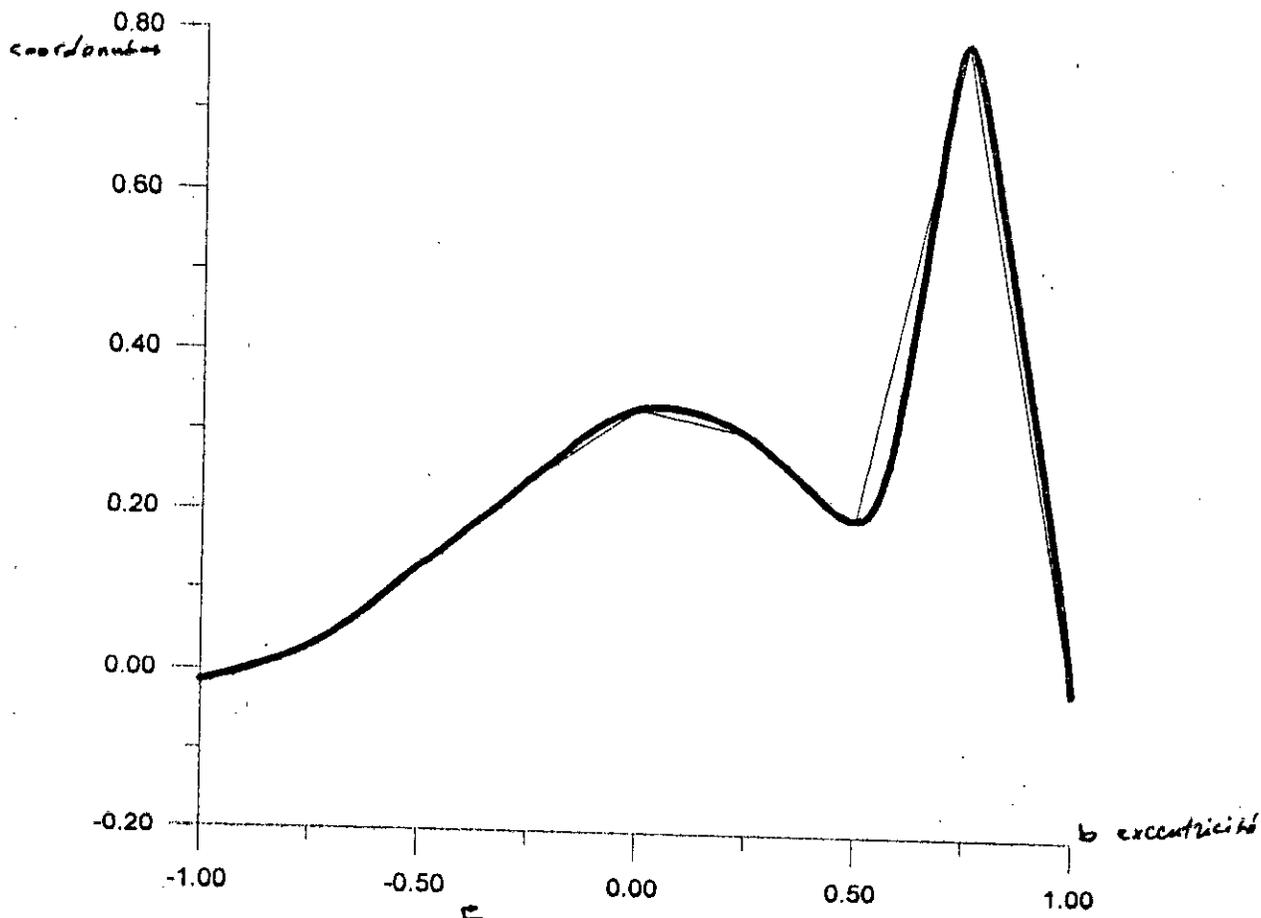
$\alpha = 0.1231$ $\sqrt{\alpha} = 0.35086$

Calcul de (ε_a)

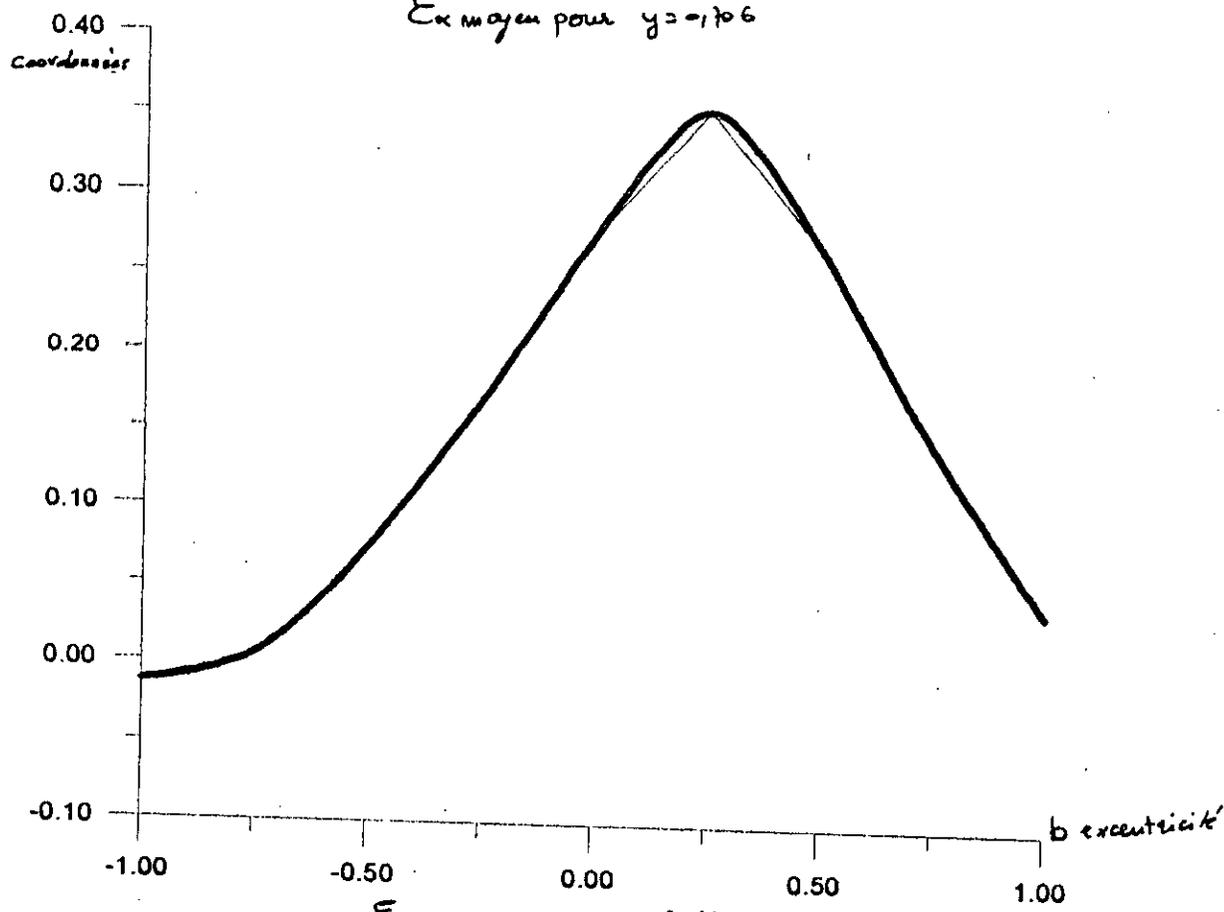
c	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
δ									
0	-0.03605	0.04643	0.1603	0.2754	0.3576	0.2754	0.1603	0.04643	-0.03605
b/4	-0.05018	0.00512	0.07308	0.16885	0.27644	0.3547	0.2710	0.1449	0.03703
b/2	-0.0379	-0.01236	0.02017	0.0735	0.16102	0.2718	0.3970	0.3019	0.2149
3b/4	-0.0166	-0.0156	-0.0102	0.00927	0.0487	0.15373	0.3109	0.5248	0.49117
b	0.00734	-0.0133	-0.0313	-0.0391	-0.01827	0.0639	0.25122	0.5805	1.03744

b = 8.226

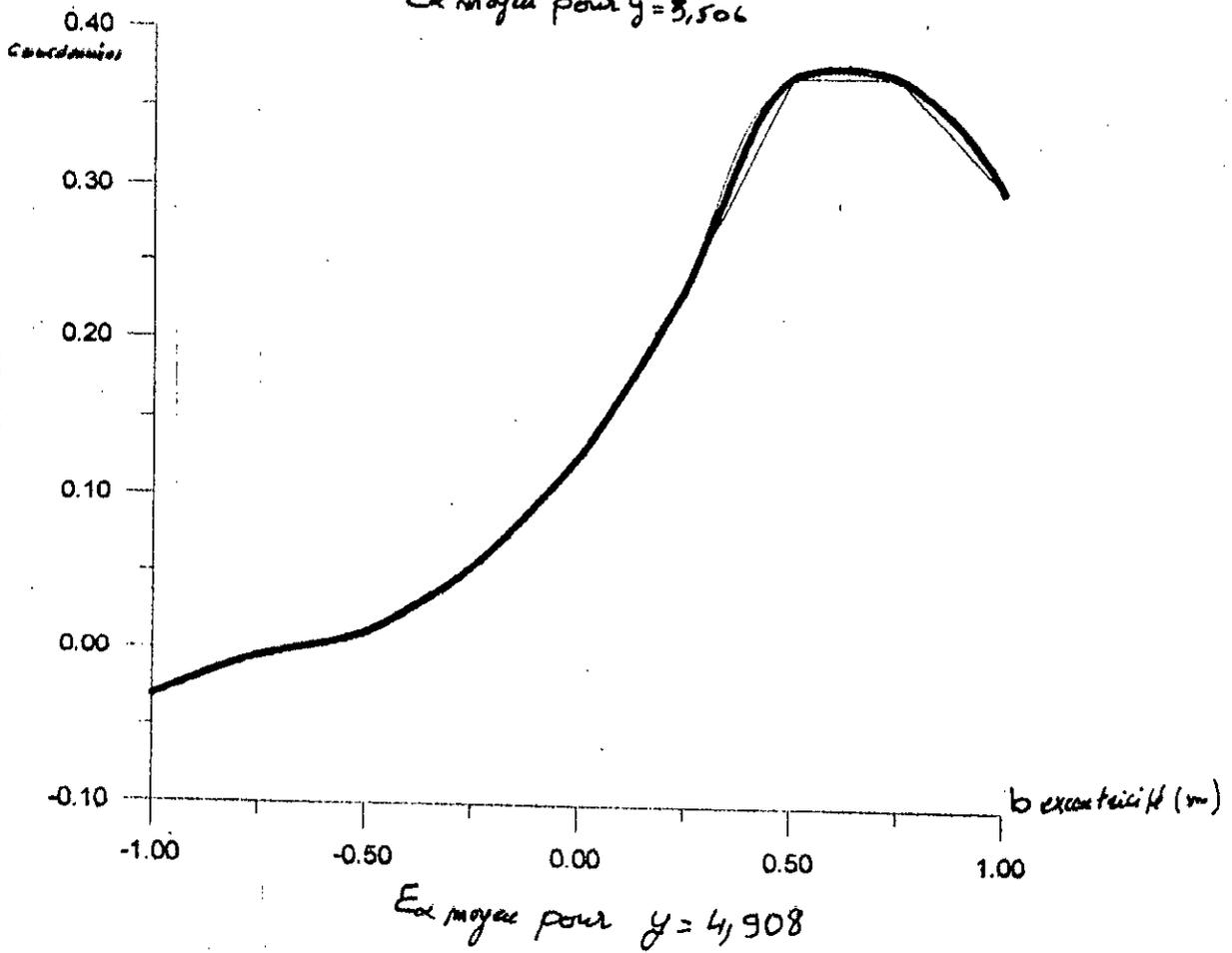
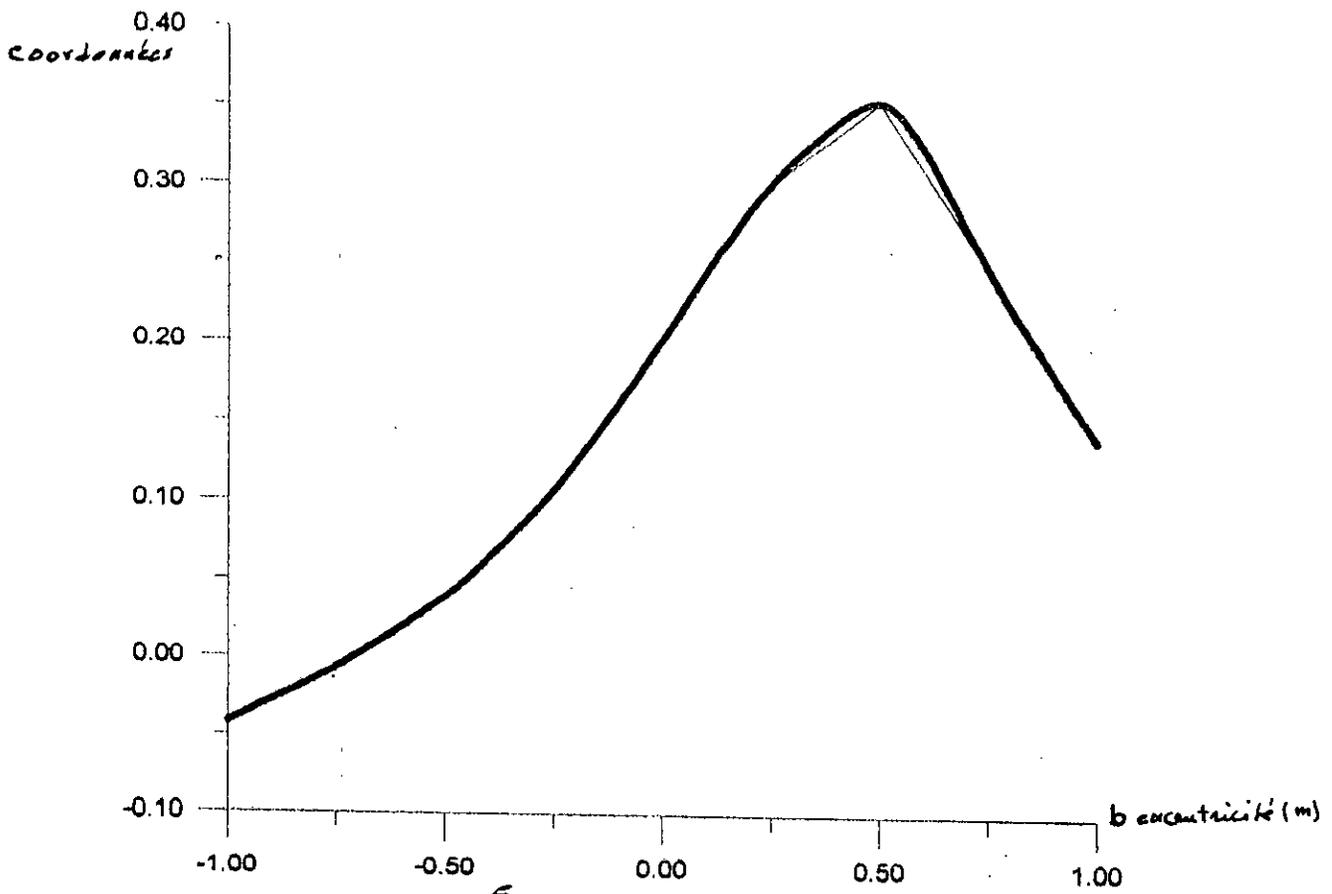
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
y									
P7	-0.01359	0.0327	0.1315	0.2402	0.3308	0.3016	0.19687	0.07896	-0.011908
P8	-0.01287	0.00553	0.07394	0.16990	0.2772	0.3591	0.2699	0.1439	0.03631
P9	-0.0422	-0.00624	0.0387	0.10688	0.20143	0.3008	0.35288	0.24693	0.13906
P10	-0.0313	-0.00568	0.01077	0.0536	0.12624	0.23524	0.37034	0.37092	0.3004
P11	-0.01725	-0.01516	-0.00927	0.01123	0.052135	0.15734	0.31353	0.5180	0.4827
P12	-0.00153	-0.01415	-0.02347	-0.02116	0.00656	0.0972	0.27335	0.5598	0.8348

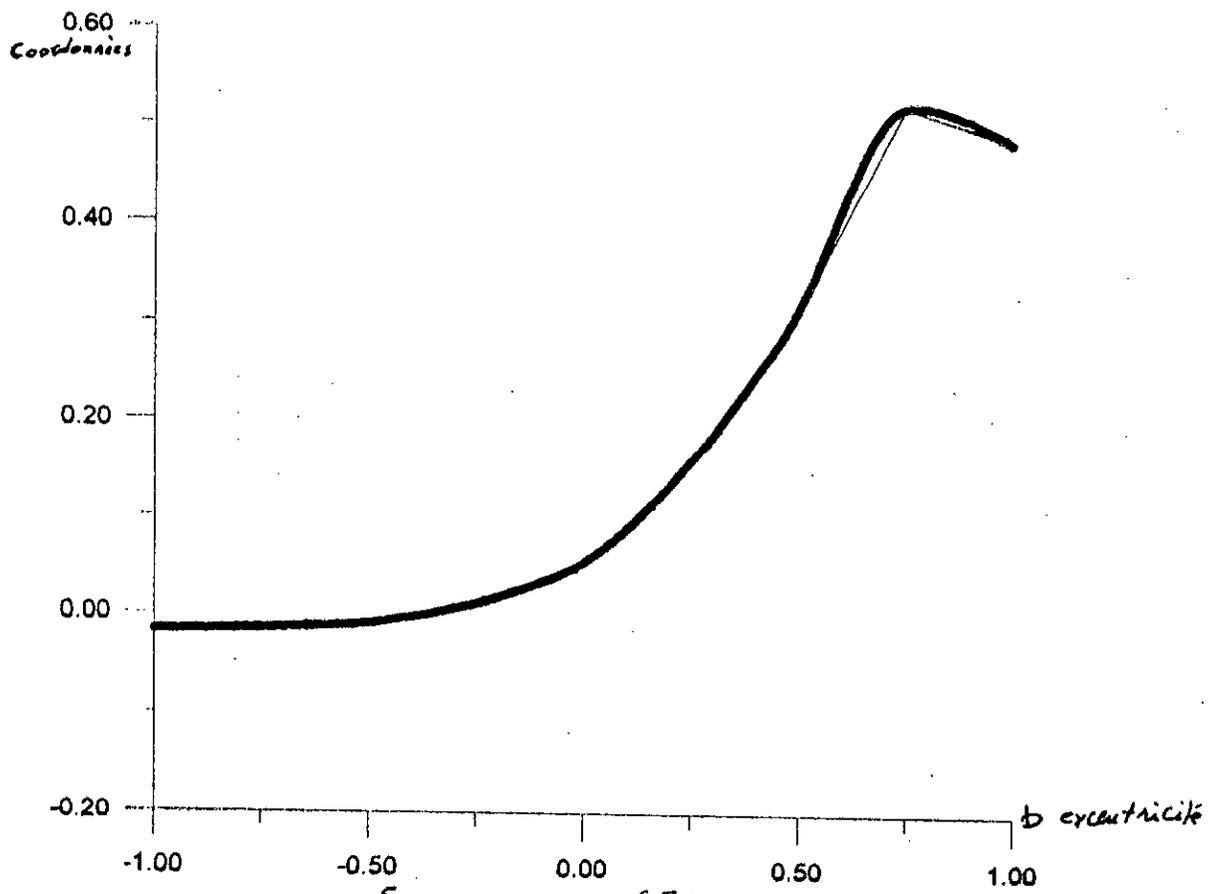


Ex moyen pour $y = -0,106$

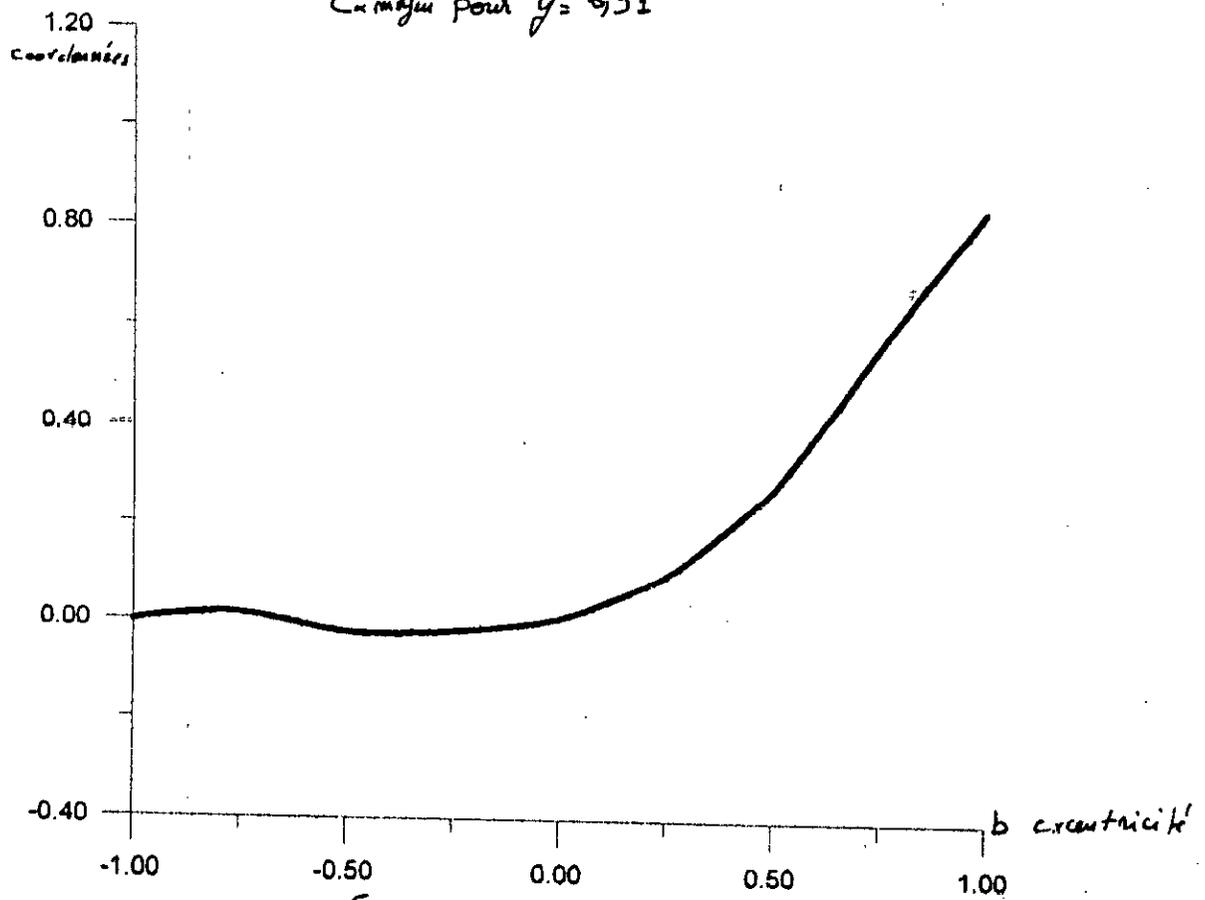


Ex moyen pour $y = 0,104$





E_x moyen pour $y = 6,31$



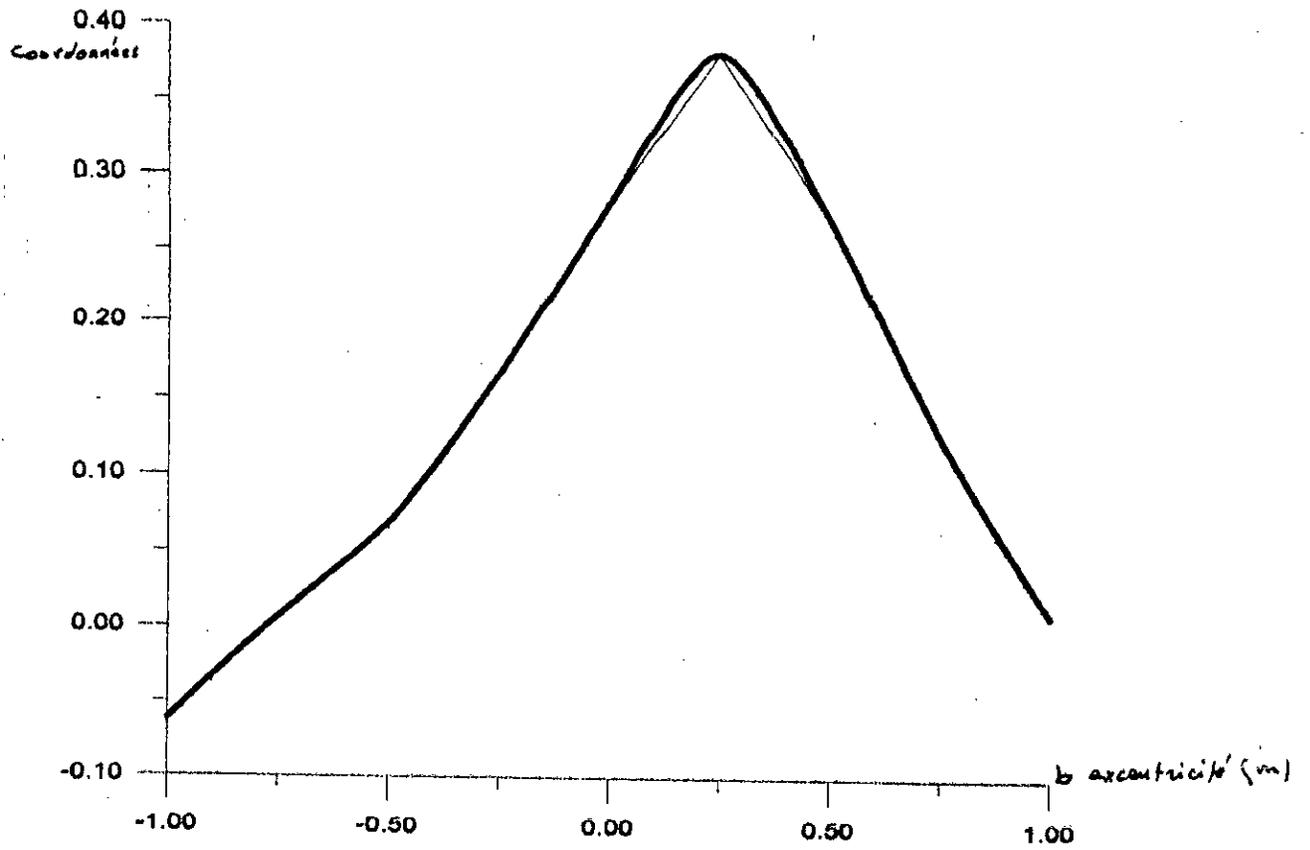
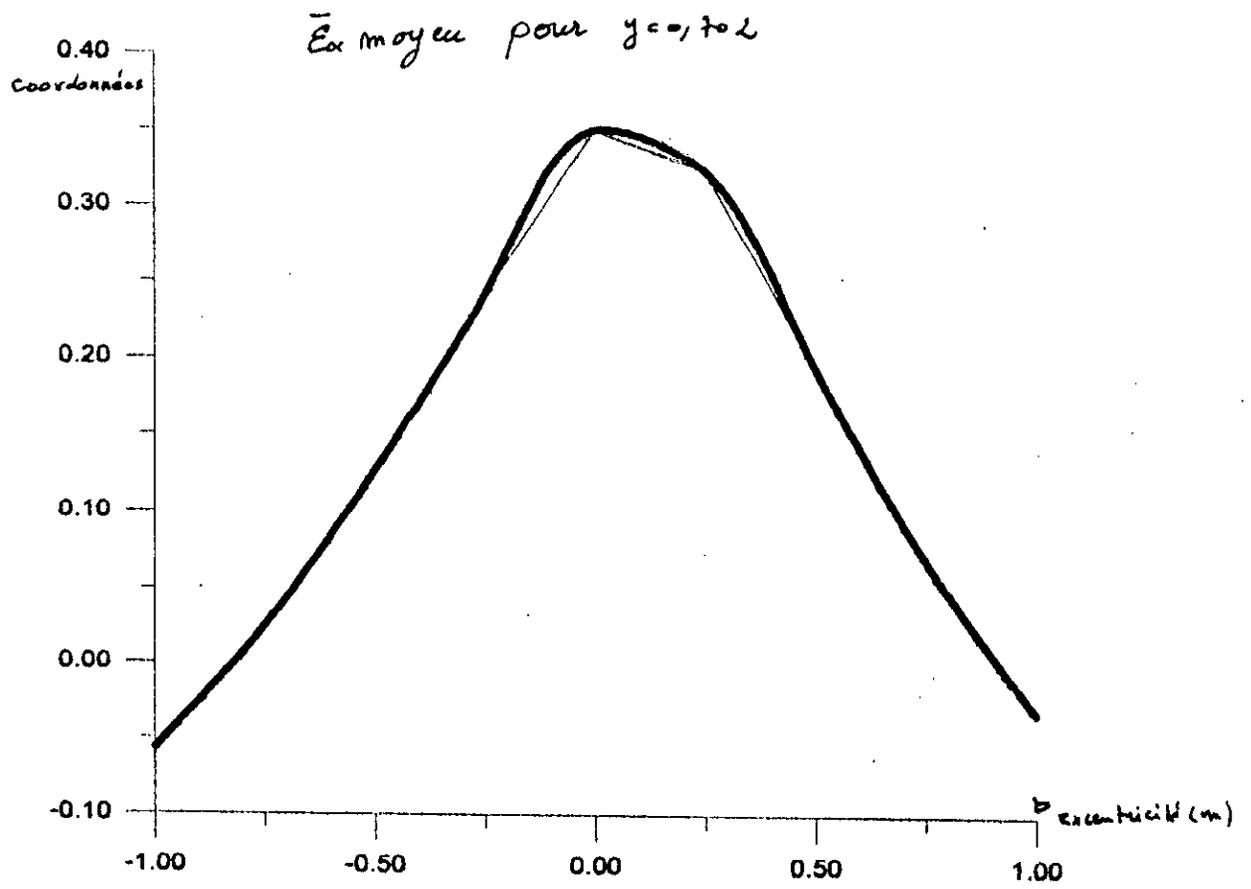
E_x moyen pour $y = 7,712$

Calcul de $\bar{\varepsilon}_a$

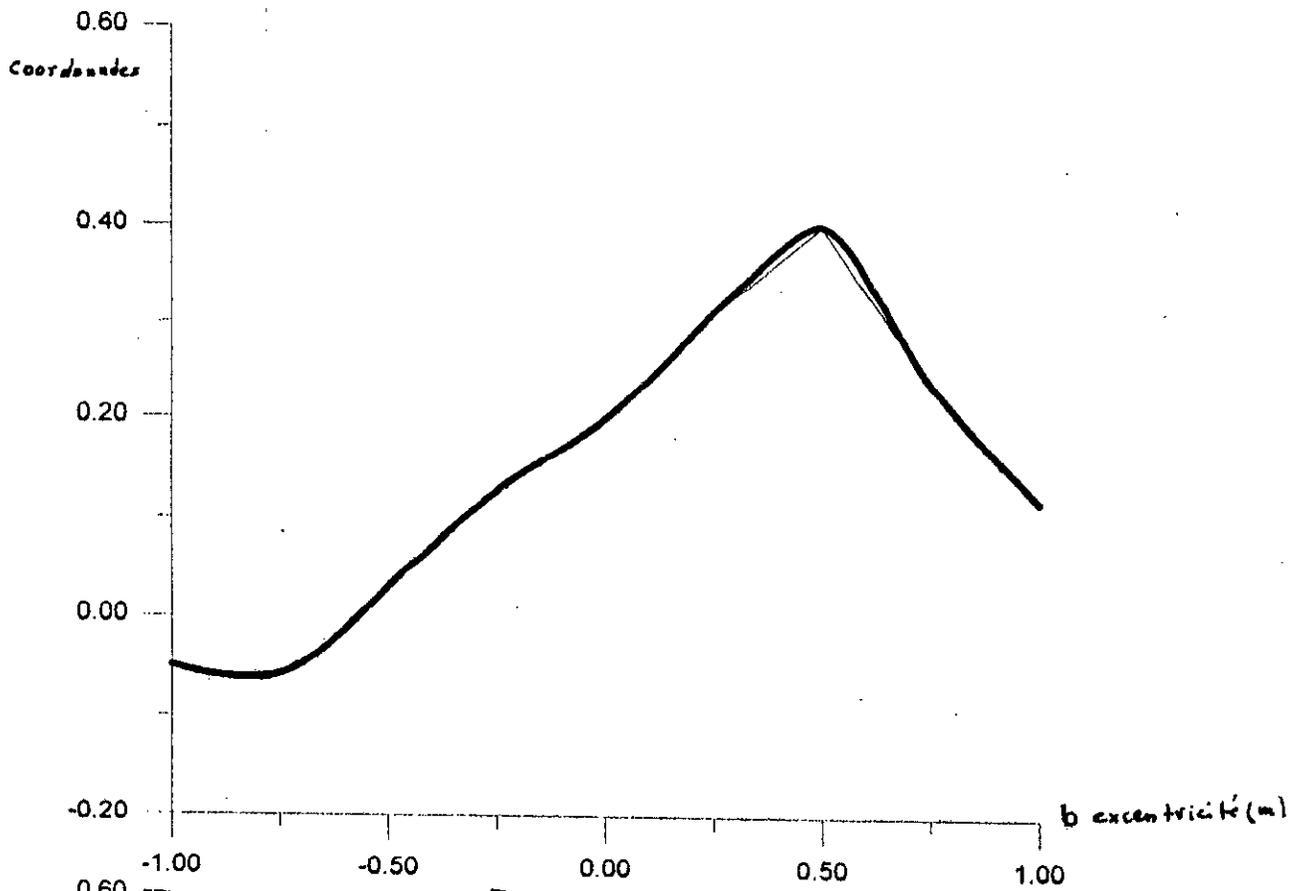
c	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
δ									
0	-0.0538	0.040534	0.1561	0.2793	0.38444	0.2793	0.1561	0.040534	-0.0538
b/4	-0.06124	-0.00729	0.0684	0.16525	0.2796	0.3812	0.2731	0.12743	0.0101
b/2	-0.0444	-0.02046	0.00989	0.06923	0.15752	0.2746	0.46929	0.2997	0.1787
3b/4	-0.01988	-0.2004	-0.01623	0.001	0.0451	0.14508	0.31757	0.58716	0.50704
b	0.00734	-0.013315	-0.03135	-0.03913	-0.01827	0.06392	0.25122	0.58051	1.03744

$b = 8.226$

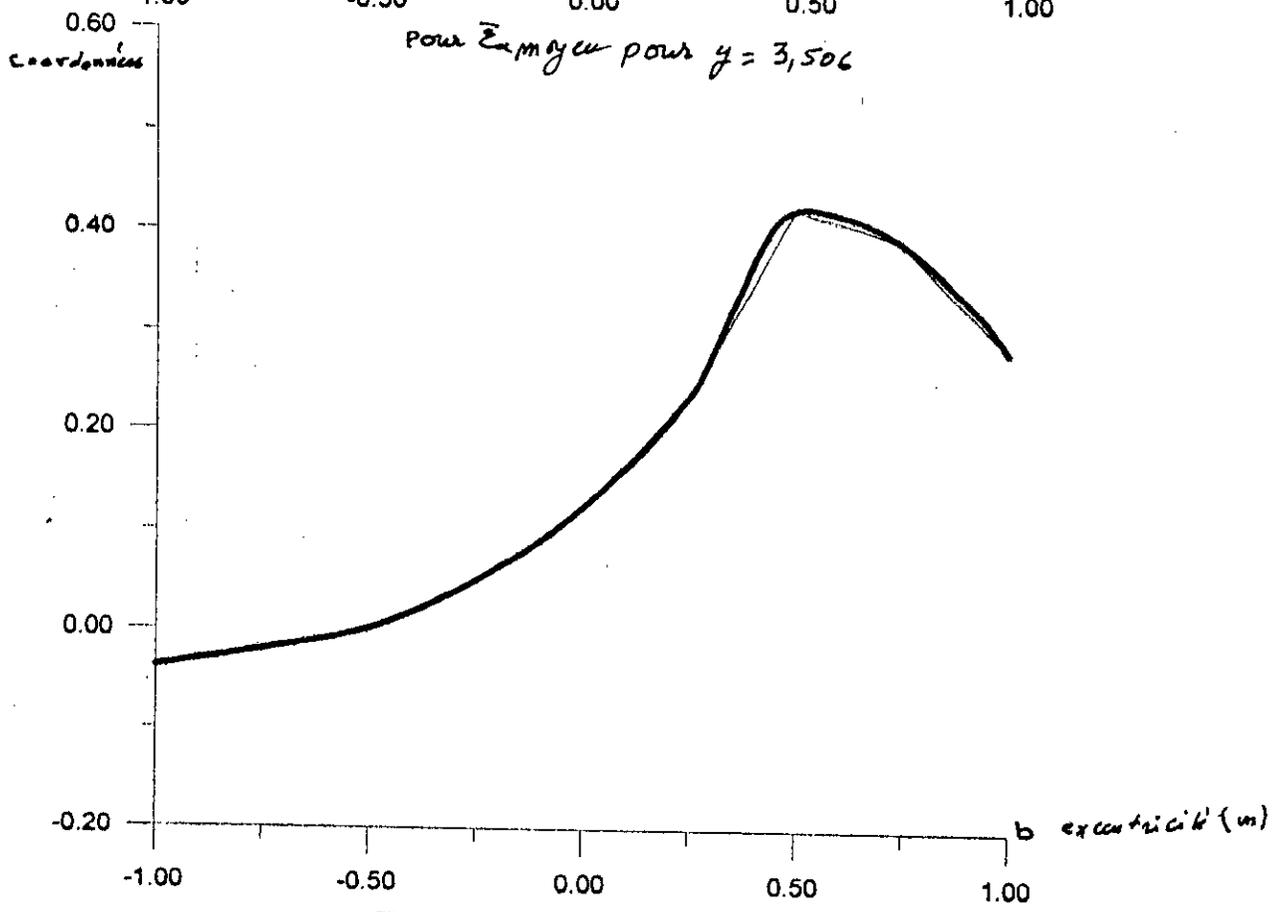
c	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
y									
P7	-0.05626	0.0247	0.12713	0.24162	0.3498	0.31296	0.19475	0.06924	-0.0327
P8	-0.06117	0.00682	0.06927	0.16638	0.28064	0.3802	0.27194	0.12657	0.00947
P9	-0.0503	-0.01585	0.0304	0.10285	0.2003	0.31192	0.4006	0.2394	0.1197
P10	-0.03881	-0.02033	0.001802	0.12271	0.2345	0.4223	0.3887	0.2804	0.3004
P11	-0.02063	-0.02005	-0.01543	0.00309	0.04854	0.14904	0.3222	0.5784	0.497
P12	-0.00275	-0.01581	-0.02574	-0.02425	0.00523	0.09402	0.2758	0.58297	0.84076



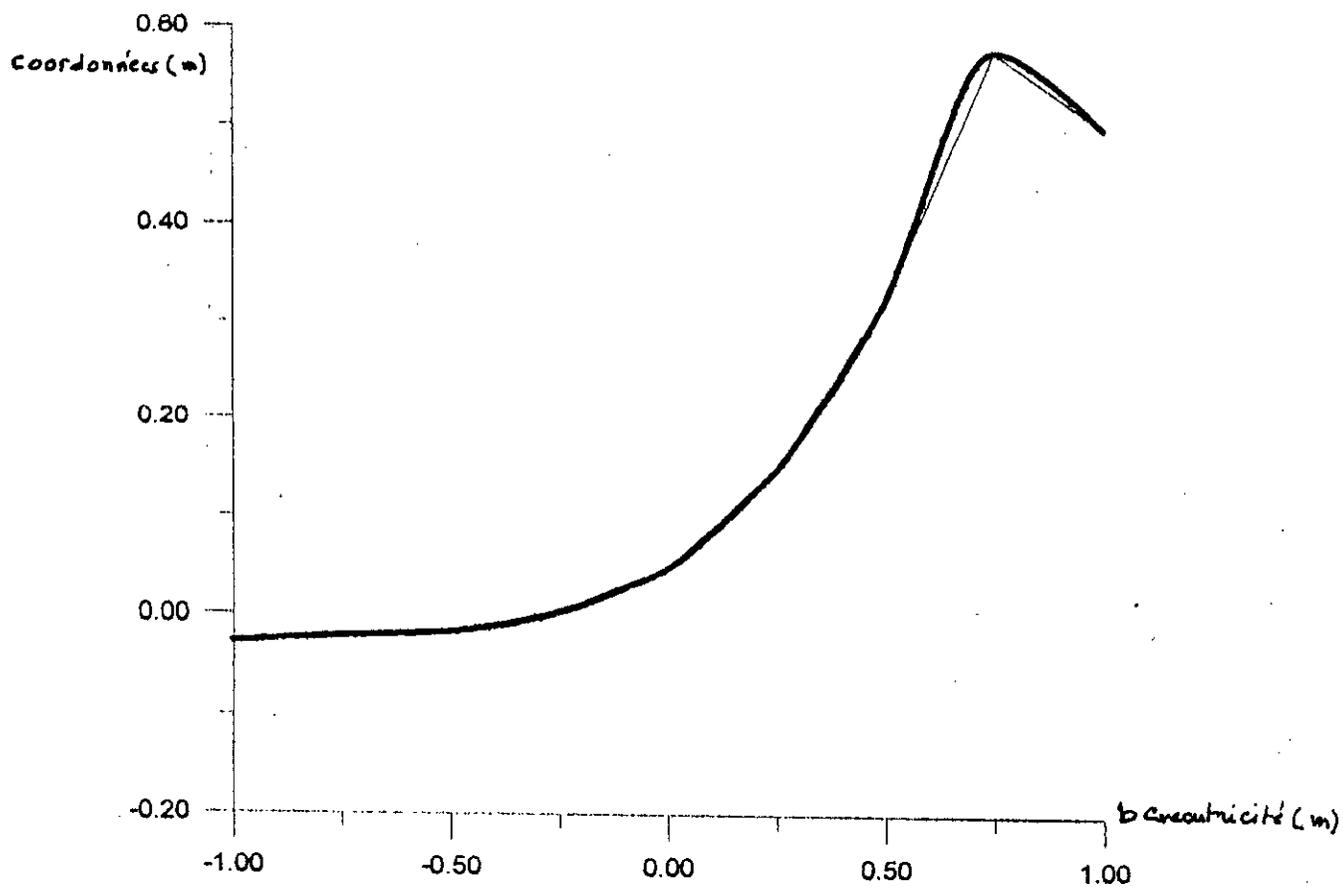
\bar{E}_x moyen pour $y = 2,104$



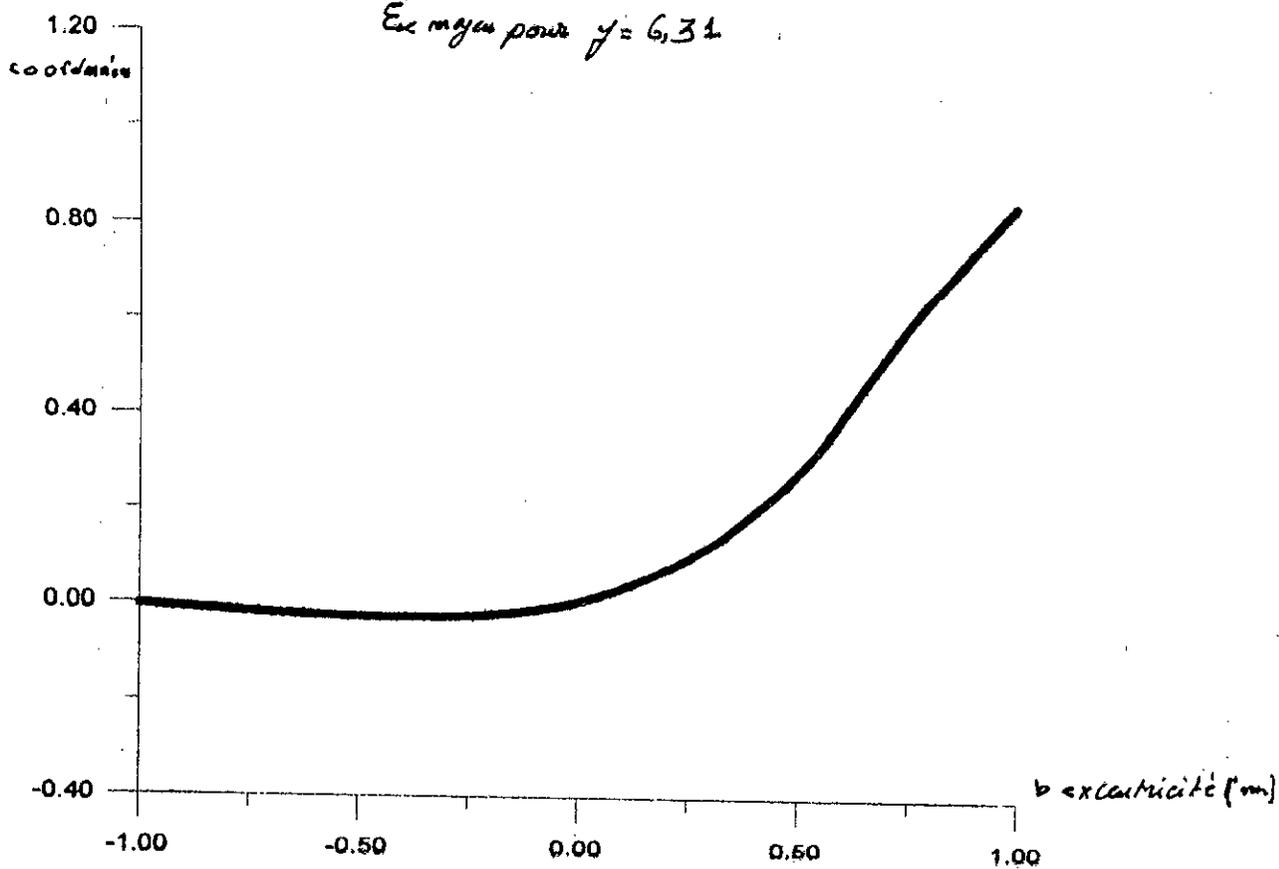
pour $\bar{E}_{x, moyeu}$ pour $y = 3,506$



$\bar{E}_{x, moyeu}$ pour $y = 4,908$



\bar{E}_x moyen pour $y = 6,31$



\bar{E}_x moyen pour $y = 7,72$

$$\Delta P = \frac{\sum i}{n} \cdot E_a \cdot A [(n-1) + (n-2) + \dots + 2 + 1]$$

$$\Delta P = \frac{1}{2} (n-1) \cdot \sum i \cdot E_a \cdot A \quad \text{avec } A: \text{ section d'une armature}$$

cette perte de tension peut-être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section à:

$$\Delta \sigma_a = \frac{1}{2} \frac{E_a}{E_i} \sigma'_{bj}$$

avec:

σ'_{bj} : contrainte probable au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte, dans la section considérée, sous toutes les actions de longues durée, y compris la précontrainte.

E_i : module de déformation longitudinale instantanée du béton. $tg E_i = 21000 \cdot \sqrt{\sigma'_i}$

E_a : module d'élasticité du béton = $2 \cdot 10^6 \text{ Kg} / \text{cm}^2$

a) pertes dues à la mise en tension de la 1ère série de cables (3 cables à l'about). •
à 7 jours:

$$\sigma'_j = \sigma'_{28} = 0.685 \sigma'_{28} \log(7+1)$$

$$\sigma'_j = 216.51 \text{ kg} / \text{cm}^2 \quad (\sigma'_{28} = 350 \text{ kg} / \text{cm}^2)$$

$$E_i = 21000 \cdot \sqrt{\sigma'_j} = 309000 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

La perte sera

$$\Delta \sigma_a = \frac{2 \times 10^6}{2 \times 309000} \quad \sigma'_{bj} = 3.24 \sigma'_{bj}$$

$$\Delta \sigma_a = 3.24 \sigma'_{bj}$$

• à 28 jours

$$\sigma'_j = \sigma'_{28} = 350 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$E_i = 21000 \cdot \sqrt{350} = 392874 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\Delta \sigma_a = \frac{2 \times 10^6}{2 \times 392874} \times \sigma'_{bj} = 2.55 \sigma'_{bj}$$

$$\Delta \sigma_a = 2.55 \sigma'_{bj}$$

NB:

La section à considérer étant celle de la poutre seule.

a) pertes dues à la mise en tension de la 2ème série de cables (2 cables à l'extrados).

Dans ce cas le raccourcissement instantané du béton dû à cette 2ème série de câbles provoque simultanément des pertes dans les deux séries de câble.

De ce fait on a: $\sigma_j = \sigma_{28} = 350 \text{ kg/cm}^2$.

$$E_i = 21000\sqrt{350} = 392874 \text{ kg/cm}^2$$

donc on aura:

$$\Delta\sigma_a = \frac{2 \times 10^6}{2 \times 392874} \times \sigma_{bj} = 2.55 \sigma_{bj}$$

$$\Delta\sigma_a = 2.55 \sigma_{bj}$$

NB:

La section à considérer dans ce cas est celle de la poutre avec hourdis.

*** Calcul des pertes par raccourcissement instantané du béton**

*** Pour les 3 câbles à l'about**

$$\sigma'_{bj} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I} + \sigma_G \quad \text{avec}$$

$$\sigma_G: \text{contrainte due au poids propre} = \frac{M_p \cdot e}{I}$$

P: force de précontrainte tg

$$P = 3 \times 9.73 (15722.5 - \Delta\sigma_{inst})$$

section	0.00L	0.25L	0.5L
designation			
P (Kg)	434785.05	412133.03	405496.68
I (cm ⁴)	14939973.59	13437470.58	12954745.56
B (cm ²)	6363.45	4942.08	4942.08
e (cm)	0	-75.78	-76.57
M _p (kg/cm)	0	140.226 × 10 ⁵	187.022 × 10 ⁵
σ _G (Kg/cm ²)	0	-79.10	-110.54
σ' _{bj} (Kg/cm ²)	68.33	180.42	155.03
Δσ _a (Kg/cm ²) à 7 jours	221.39	584.56	502.3
Δσ _a (Kg/cm ²) à 28 jours	174.24	460.07	395.33

*** Pour les deux cables à l'extrados**

La contrainte σ'_{bj} est donnée par:

$$\sigma'_{bj} = \frac{P_1}{B_p} + \frac{P_1 e_1^2}{I_p} - \frac{M_p \cdot e_1}{I_p} + \frac{P_2}{B_t} + \frac{P_2 e_2^2}{I_t} - \frac{M_d \cdot e_2}{I_t}$$

avec

B_p : section de la poutre seule.

B_t : section de la poutre plus hourdis.

I_p : inertie de la poutre seule.

I_t : inertie de la poutre plus hourdis

M_p : mmt de la poutre.

M_d : mmt de la dalle.

e_1, e_2 : Les excentricités

$$P_1 = 3 \times 9.73 (14895 - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_{rec} - \Delta\sigma_{racc})$$

$$P_2 = 2 \times 9.73 (14895 - \Delta\sigma_{fr})$$

On calcul P_2 à chaque section:

- à $x = 0.00L$

$$P_2 = 2 \times 9.73 (14895 - 0) = 289856.7 \text{Kg.}$$

- à $x = 0.25L$

$$P_2 = 2 \times 9.73 (14895 - 1148.49) = 267505.08 \text{Kg.}$$

- à $x = 0.50L$

$$P_2 = 2 \times 9.73 (14895 - 1374.14) = 263115.94 \text{Kg.}$$

On représente les résultats dans le tableau suivant:

section désignation	0.00L	0.25L	0.50L
$\Delta\sigma_f$ (Kg/cm ²)	0	776.02	1003.37
$\Delta\sigma_{rec}$ (Kg/cm ²)	1483.62	716.65	7.23
$\Delta\sigma_{ric}$ (Kg/cm ²)	174.24	460.07	395.33
P_1 (Kg)	386392.12	377784.57	393745.95
P_2 (Kg)	289856.12	267507.08	263115.95
B_p (cm ²)	6363.45	4942.08	4942.08
B_r (cm ²)	9868.45	8447.08	8447.08
e_1 (cm)	0	-75.78	-76.57
e_2 (cm)	0	-39.93	-101.57
I_p (cm ⁴)	14932945222	13437470.58	12954745.56
I_r (cm ⁴)	2.549973.59	25704333.58	24966421.59
M_p (Kg.cm)	0	140.266×10 ⁵	187.022×10 ⁵
M_d (Kg.cm)	0	86.77×10 ⁵	115.7×10 ⁵
σ_b (Kg/cm ²)	90.09	193.57	240.13
$\Delta\sigma_u$ (Kg/cm ²)	229.73	493.60	612.33

Résumé:

Pertes instantanées: totales (Kg/cm²)

1) Pour les (03) cables d'about:

section designation	0.00L	0.25L	0.50L
pertes par frottement ^{Kg/cm²}	0	776.02	1003.37
pertes par raccourci ^{Kg/cm²}	174.24	460.07	395.33
pertes par glissement ^{Kg/cm²}	1483.62	716.65	7.23
pertes totales ^{Kg/cm²}	1657.86	1952.74	1405.93

2) Pour les deux cables à l'axtrados

section designation	0.00L	0.25L	0.50L
pertes par frottement kg/cm^2	0	1148.49	1374.14
pertes par raccourci kg/cm^2	229.73	993.60	612.33
pertes par glissement kg/cm^2	0	1731.76	309.8
pertes totales kg/cm^2	229.73	3373.85	2296.27

Pertes différées :

a/ Retrait du béton :

Le béton subit un raccourcissement différé croissant pendant plusieurs années, ce dernier engendre une diminution de la contrainte de traction de l'armature de precontrainte, cette diminution ou perte est égale au produit de la déformation différée du béton par le coeff d'élasticité de l'acier.

$$\Delta\sigma_r = E_a \cdot \varepsilon_n \quad \text{avec}$$

$$\varepsilon_n = \frac{\Delta l}{l} = 3.10^{-4} \quad \text{et} \quad \varepsilon_n = 2.10^6 \text{ kg/cm}^2$$

d'ou

$$\Delta\sigma_r = 3.10^{-4} \cdot 2.10^6 = 600 \text{ kg/cm}^2$$

* Calcul de $\Delta\sigma_R$ pour les cables d'about

- Apres (3/7 jours) on a une dissipation de 15% du retrait du beton.

- A l'infini on a une dissipation de 100% du retrait du beton.

$$\Rightarrow \Delta\sigma_r = (1 - 0.15)600 = 510 \text{ kg/cm}^2$$

* Calcul de $\Delta\sigma_R$ pour les cables à l'extrados

- Apres 60 jours on a une dissipation de 50% du retrait du beton.

- A l'infini on a une dissipation de 100% du retrait du beton.

$$\Rightarrow \Delta\sigma_r = (1.0 - 0.5).600 = 300 \text{ kg/cm}^2$$

b/ Fluage du béton :

Le fluage du béton (déformation sous charges permanentes) occasionne une perte de tension dans le câble de précontrainte, cette perte est donnée par :

$$\Delta\sigma_f = \frac{\sigma_b}{E_c} k_f \cdot E_a$$

$$k_f: \text{coefficient du fluage} = \frac{E_i - E_u}{E_v} = \frac{3E_u - E_u}{E_v} = 2$$

σ_b : contrainte finale du béton dans la section étudiée au niveau du cdg des câbles de précontrainte sous toutes les actions de longue durée y compris la précontrainte après retrait, fluage et relaxation.

• Pour les 3 câbles d'about :

Sachant que les câbles sont tirés à 7 jours (c'est pour permettre le déplacement de la poutre sur son banc de préfabrication).

Donc après 7 jours on a une dissipation de 15% du fluage du béton.

Et pour $t \rightarrow \infty$ on a 100% dissipation du fluage du béton.

$$k_f = [100\% - 15\%] \times 2 = 1.7 \text{ après 7 jours}$$

$$\Delta\sigma_f = \frac{1.7 \cdot 2 \cdot 10^6}{21000 \sqrt{350}} \sigma_{bj} = 8.65 \sigma_{bj}$$

section	0.00 L	0.25 L	0.50 L
perdes			
perdes par fluages (kg/cm ²)	8.65 × 68.33 = 591.05	8.65 × 180.42 = 1560.63	8.65 × 155.03 = 1341.01

• Pour les deux câbles à l'extrados :

Après (60 jours), on tire les câbles de l'extrados, et cela provoque une dissipation de 50% du fluage du béton.

$$k_f = [100\% - 50\%] \times 2 = 1$$

$$\Delta\sigma_f = \frac{1.2 \cdot 10^6}{21000 \sqrt{350}} \sigma_{bj} = 5.09 \sigma_{bj}$$

section	0.00 L	0.25 L	0.50 L
perles			
perles par fluages (kg/cm ²)	5.09 × 90.09 = 458.56	5.09 × 193.57 = 985.27	5.09 × 240.13 = 1222.26

c/ Pertes dûes à la relaxation des aciers :

La relaxation est un phénomène qui tend à diminuer progressivement la tension d'un fil d'acier tendu entre ancrage fixes, compte tenu des qualités et de la nature des aciers employés, on peut calculer la valeur de cette relaxation et en déduire la chute de tension correspondante dont il faut tenir compte dans le calcul de la contrainte initiale à réaliser. Elle est fonction de la contrainte initiale de l'acier, du temps et de la température.

À température ordinaire, la contrainte d'un acier ne se stabilise qu'après de longs mois, n'évoluant que longement après un début rapide.

La nouvelle instruction provisoire sur le béton précontraint (IP N°2) propose pour le calcul des pertes par relaxation la formule suivante:

$$\Delta\sigma_{rel} = k \left(\frac{\sigma_i}{R_g} - 0.55 \right) \cdot \sigma_i$$

$$k = \text{Sup} \left\{ \begin{array}{l} 9.6 l_{1000h} \\ 4(l_{3000h} + 2.5\%) \end{array} \right.$$

R_g : contrainte à la rupture des aciers = 18500 kg/cm²

σ_i : tension initiale nette

$l_{1000h} = 2.5\%$

$l_{3000h} = 3\%$

d'où

$$k = \text{sup} \left\{ \begin{array}{l} 9.6 \cdot 2.5 \cdot 10^{-2} = 0.24 \\ 4(3 \cdot 10^{-2} + 2.5 \cdot 10^{-2}) = 0.22 \end{array} \right.$$

donc $k = 0.24$

Tableaux donnant les pertes par relaxation de l'acier

*** Pour les cables à l'about**

section	0.00 L	0.25 L	0.50 L
pertes			
$\sigma_{pu} (kg/cm^2)$	14895	14895	14895
$\Delta\sigma_i (kg/cm^2)$	1657.86	1952.74	1405.93
$\sigma_i = \sigma_{pu} - \Delta\sigma_i$	13237.14	12942.26	13489.07
$\Delta\sigma_{rel} (kg/cm^2)$	525.85	464.62	579.94

*** Pour les cables à l'extrados**

section	0.00 L	0.25 L	0.50 L
pertes			
$\sigma_{pu} (kg/cm^2)$	14895	14895	14895
$\Delta\sigma_i (kg/cm^2)$	229.73	3373.85	2296.27
$\sigma_i = \sigma_{pu} - \Delta\sigma_i$	14665.27	11521.15	12598.73
$\Delta\sigma_{rel} (kg/cm^2)$	854.28	201.20	396.14

Pertes de tension différées totales :

Le nouveau règlement permet de calculer la perte totale de tension différée par l'une des deux formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_{rel} \left(1 - \frac{\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl}}{\sigma_i - 0.55R_g} \right) \text{ si } \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} < \Delta\sigma_{pi} - 0.55R_g \\ \Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} \text{ dans le cas contraire} \end{array} \right.$$

Verification de l'inegalité :

* à l'about $\Delta\sigma_r = 510 kg/cm^2$

$x = 0.00 L$	$510 + 591.05 < 3062.14$
$x = 0.25 L$	$510 + 1560.63 < 2767.26$
$x = 050 L$	$510 + 1341.01 < 3314.07$

Tableaux donnant les pertes différées totales

section pertes (kg/cm^2)	0.00 L	0.25 L	0.50 L
P dûes aux retrait	510	510	510
P dûes au fluage	591.05	1560.63	1341.01
P dûes à la relaxation	525.85	464.62	579.94
$\Delta\sigma_{diff}$ totales	1437.82	2187.59	2107.03

* à l'extrados $\Delta\sigma_r = 300kg/cm^2$

$$\begin{aligned}
 x = 0.00 L & \quad 300 + 458.56 < 4490.27 \\
 x = 0.25 L & \quad 300 + 985.27 < 1346.15 \\
 x = 0.50 L & \quad 300 + 1222.26 < 2423.73
 \end{aligned}$$

section pertes (kg/cm^2)	0.00 L	0.25 L	0.50 L
P dûes aux retrait	300	300	300
P dûes au fluage	458.56	985.27	1222.26
P dûes à la relaxation	854.28	201.20	396.14
$\Delta\sigma_{diff}$ totales	1468.52	1294.37	1669.60

Calcul des pertes totales (instantanées + différées)

- à $x = 0.00 L$

$$\Delta\sigma_{tot} = 3(1657.86 + 1437.82) + 2(229.73 + 1468.52)$$

$$\Delta\sigma_{tot} = 12683.54$$

$$\% \text{ pertes} = \frac{12683.54}{5 \times 14895} = 0.1703 \approx 17.03\%$$

- à $x = 0.25 L$

$$\Delta\sigma_{tot} = 3(1952.74 + 2187.59) + 2(3373.85 + 1294.37)$$

$$\Delta\sigma_{tot} = 21757.43$$

$$\% \text{ pertes} = \frac{21757.43}{5 \times 14895} = 0.2921 \approx 29.21\%$$

- à $x = 0.50 L$

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = 3(1405.93 + 2107.03) + 2(2296.27 + 1669.60)$$

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = 18470.62$$

$$\% \text{ pertes} = \frac{18470.62}{5 \times 14895} = 0.2480 \approx 24.8\%$$

Nous remarquons que nous arrivons à un % de perte qui est proche de celui supposé au début (30%).

Calcul du nombre des câbles

$$\sigma_i = \frac{Mre}{I} = \frac{603.10^5 \cdot 118.07}{24966421.59} = 285.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{P}{8447.08} \left(1 + \frac{108.07 \cdot 118.07}{2955.63} \right) \geq 285.17$$

$$\Rightarrow P \geq 453036.87 \text{ kg}$$

d'où la force nette de précontrainte est :

$$F_p = 144928.35(1 - 0.2921) = 102594.78$$

d'où le nombre de câble est:

$$n = \frac{P}{F_p} = 4.42 \quad \text{on prend donc 5 câbles de 7T15}$$

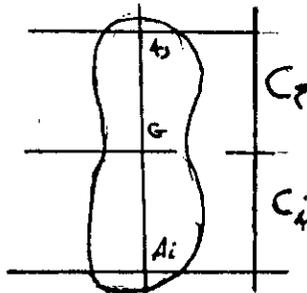
Cable Moyen et fuseau limite

Définition du cable moyen (équivalent)

L'ensemble des forces de précontrainte appliquées dans une section de béton précontraint peuvent être remplacées par leur résultante "P" appliquée en un point M de la section. L'ensemble des cables en question peut donc être assimilé pour la section à un cable unique passant au point M tangent à la ligne d'action de "P" le lieu de tous les points le long de la poutre donne le tracé du cable dit "cable moyen actif équivalent".

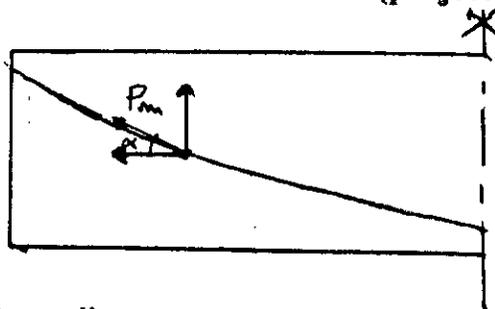
Précontrainte du cable moyen

L'IP₂ donne:



$$P = \max \begin{cases} P_1 = \frac{M_M - M_m}{C_5 + C_1} = \frac{M_M - M_m}{\rho h_1} \\ P_2 = \frac{M_M}{C_5 + V_1 - d_1} = \frac{M_M}{V' - d_1 \rho V} \end{cases}$$

Calcul de l'effort normal "N" (projection de la force de précontrainte)



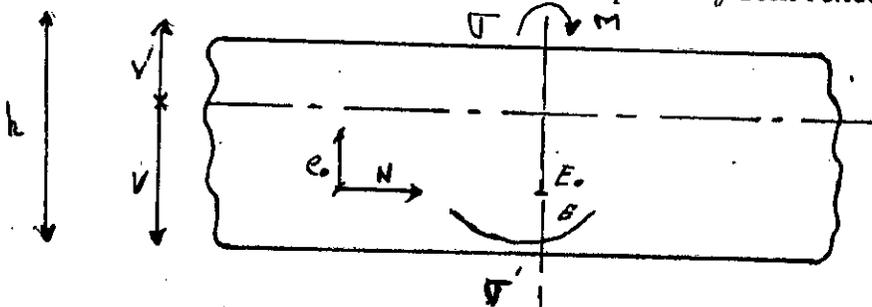
P_m : Précontrainte d'un cable.

$$N = \sum P_m \cos \alpha = P_m \sum \cos \alpha$$

$$V = \sum P_m \sin \alpha = P_m \sum \sin \alpha$$

Centre et ligne de pression

Soit dans une section donnée, E le point où passe le cable moyen fictif équivalent à l'excentricité "e". Si la piece est soumise à la flexion simple de moment M (moment des forces extérieures). La composante normale "N" de la pré-contrainte dans la section est également la valeur de la composante normale, compte tenu de M, laquelle s'applique alors sur la section en un point E₀ dont l'excentricité est "e₀".



E_0 : centre de pression.

Il se déplace selon la valeur de M dans la section en fonction des états de charges (en particulier, si $M=0$ on aura $e_0=e$ l'excentricité de la précontrainte).

Définition du fuseau limite

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 celles-ci soient toujours comprimées.

Pour être plus juste, ce fuseau limite est résultant du tracé de deux fuseaux limites élémentaires.

a/ Premier fuseau de passage

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le tracé du câble équivalent pour qu'il n'y ait pas de traction sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes (quelque soit le cas de charge).

Les limites du premier fuseau (valeurs limites pour l'excentricité de la précontrainte et excentricité du câble équivalent) sont:

$$e' = a' - \frac{M_G}{N} \quad \text{et} \quad e = a - \frac{M_G + M_Q}{N}$$

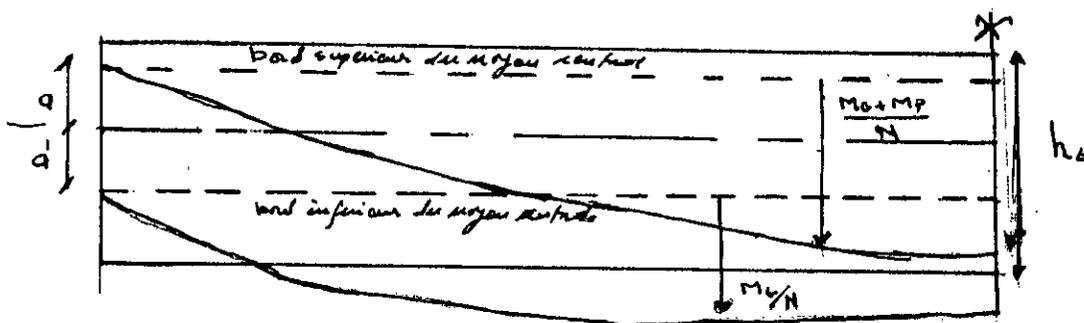
avec:

- c et c' sont les limites du noyau central tel que:

$$c = \frac{i^2}{v} \quad \text{et} \quad c' = \frac{i^2}{v'}$$

M_G : moment dû au poids propre.

M_Q : moment dû à la surcharge.



Si l'on desire que la compression reste supérieure à une valeur $\bar{\sigma}$ (non nulle) il faudra tracer ce fuseau par rapport aux bords du noyau limite correspondant (c'est à dire c et c' au lieu de a et a').

Remarque

Du fait de l'élargissement de la poutre à l'about, les droites limitant le 1er fuseau limite ne sont pas tout à fait droite et ceci est dû au changement des coordonnées a et a' , liées au changement de la section de la poutre.

b/ deuxième fuseau limite

C'est le fuseau dans lequel doit rester le tracé du cable equivalent pour que la contrainte maximale de compression $\bar{\sigma}$ ne soit pas atteinte sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes.

La condition est donnée comme suit:

- fibre supérieure: $\sigma_p + \sigma_Q + \sigma_G \leq \bar{\sigma}$ (service en charge).
- fibre inférieure: $\sigma_p + \sigma_G \leq \bar{\sigma}$ (service à vide).

d'où les limites du fuseau sont:

$$\begin{cases} S' = \left(\frac{\bar{\sigma} B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{v'} - \frac{M_G + M_Q}{N} \\ S = \left(\frac{\bar{\sigma} B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{v} - \frac{M_G}{N} \end{cases}$$

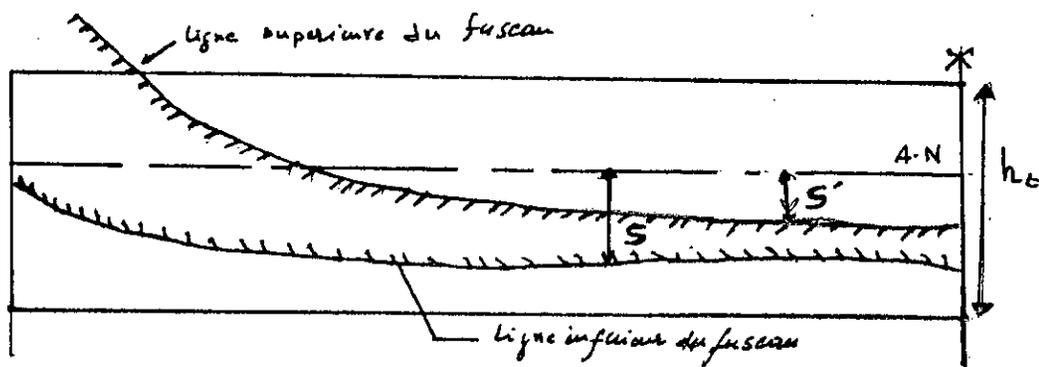
avec:

B : section de la poutre.

$\bar{\sigma}$: contrainte de compression admissible.

$\bar{\sigma} = 0.42 \sigma_{28}$ (en service).

d'où $\bar{\sigma} = 0.42 \cdot 350147 \text{ kg/cm}^2$.



Calcul de la précontrainte

* Au milieu de la travée

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho h_t} = \frac{M_M - M_m}{\rho h_t}$$

avec:

$$M_M = 603.000tm.$$

$$M_m = 353.472tm.$$

$$\rho = 0.440$$

$$h_t = 1.75m$$

d'où: $P_1 = 324.06t$

Calcul de l'excentricité:

$$e_0 = 1.1807 - 0.126 = 1.0547m$$

avec: $V = 118.07cm$

$$V' = 56.93cm$$

$$d = 12.6cm.$$

donc:

$$P_2 = \frac{M_M}{V + \rho V' - d} \quad \text{d'où} \quad P_2 = 462.00t$$

On remarque que $P_2 > P_1 \Rightarrow$ section surcritique.

d'où:

$$P = \max(P_1, P_2) = P_2$$

$$P = 462t$$

donc on prend pour:

- fibre supérieure: $C - \frac{M_M}{P_1} = \rho V' - \frac{M_M}{P}$

- fibre inférieure: $-C' - \frac{M_M}{P_2} = -\rho V - \frac{M_M}{P}$

$$\rho V' - \frac{M_M}{P} = 0.44 \times 0.5693 - \frac{603.00}{462} = -1.0547$$

$$-\rho V - \frac{M_M}{P} = -0.44 \times 1.1807 - \frac{353.47}{462} = -1.2846$$

La force de précontrainte est horizontale au milieu de la poutre, donc:

$$N = P = 462.t$$

Le calcul de z :

$$z = \frac{\sum z \cos \alpha}{\sum \cos \alpha} = \frac{10+10+10+16.5+16.5}{5} = 12.6 \text{ cm}$$

NB:

Au milieu de la poutre les cables sont horizontaux et rectilignes donc ($\alpha=0$).

*** A l'appui de la poutre**

On calcule la force de précontrainte par cable, donc:

$$P_{\text{cable}} = \frac{462}{5} = 92.4 \text{ t}$$

d'où on peut tracer le tableau suivant qui donne l'effort normal N pour chaque cable.

n° cable	α (°)	$\cos \alpha$	z	$z \cos \alpha$
1	8.3	0.9895	49.89	49.77
2	11.89	0.9785	82.89	81.11
3	14.20	0.9694	115.89	112.34
Σ	/	2.9374	/	242.82

$$N = P \sum \cos \alpha = 92.4 \times 2.9374 = 271.42 \text{ t}$$

$$z = \frac{\sum z \cos \alpha}{\sum \cos \alpha} = \frac{242.82}{2.9374} = 82.665 \text{ cm}$$

*** Au quart de la poutre**

La force de précontrainte est $P=92.4 \text{ t}$.

Le tableau suivant donne l'effort normal pour chaque cable.

n° cable	α (°)	$\cos \alpha$	z	$z \cos \alpha$
1	0	1	10	10
2	0	1	10	10
3	0	1	10	10
4	2.82	0.9988	17.60	17.58
5	24.15	0.9125	133.20	121.54
Σ	/	4.9113	/	169.12

$$N = P \sum \cos \alpha = 92.4 \times 4.9113 = 453.80t$$

$$z = \frac{\sum z \cos \alpha}{\sum \cos \alpha} = \frac{169.12}{4.9113} = 34.43cm$$

Le 1er fuseau limite

section	Appui	Quart	Milieu
N (t)	271.42	453.80	462
M_G (t.m)	0	265.104	353.472
$\frac{M_G}{N}$ (m)	0	0.5842	0.7651
$u' = -\frac{i^2}{V'}$ (m)	-0.4733	-0.5301	-0.5192
$e' = u' - \frac{M_G}{N}$ (m)	-0.4733	-1.1143	-1.2843
$M_G + M_Q$ (t.m)	0	452.25	603
$\frac{M_G + M_Q}{N}$ (m)	0	0.9966	1.3052
$u = -\frac{i^2}{V}$ (m)	0.2674	0.2587	0.2503
$e = u - \frac{M_G + M_Q}{N}$	0.2674	-0.7379	-1.0549

Le 2ème fuseau limite

Pour calculer les limites de ce fuseau, on utilise les equations suivantes:

$$\begin{cases} S' = \left(\frac{\bar{\sigma} B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{v'} - \frac{M_G + M_Q}{N} \\ S = - \left(\frac{\bar{\sigma} B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{v} - \frac{M_G}{N} \end{cases}$$

avec:

$$\bar{\sigma} = 0.42 \sigma_{28} = 0.42 \times 350 = 147kg/cm^2 = 1470t.$$

section	Appui	Quart	Milieu
N	271.42	453.80	462
B	0.986845	0.844708	0.844708
$\frac{\sigma B}{N}$	5.3447	2.7363	2.6877
$\frac{i^2}{V'}$	0.4733	0.5301	0.5192
$\frac{M_G + M_Q}{N}$	0	0.9966	1.3052
S'	2.0563	-0.0762	-0.4289
$\frac{i^2}{V}$	0.2674	0.2587	0.2503
$\frac{M_G}{N}$	0	0.5842	0.7651
S	-1.1618	-1.0334	-1.1875

Tableau récapitulatif

section	appui	quart	milieu
$e(cm)$	26.74	-73.79	-105.40
$e'(cm)$	-47.33	-111.43	-128.78
$S(cm)$	-116.18	-103.34	-118.78
$S'(cm)$	205.63	-7.62	-42.89

*** Détermination du cable equivalent**

- Position du cable à l'appui

On a trouvé que la position du centre de gravité est de 82.89cm par rapport à la fibre inférieure d'où:

$$e = -(111.82 - 82.89) = -28.93cm$$

- Position du cable equivalent à 4.4m de l'appui

Emergence du cable n°4 (y compris le cable n°4):

$$e = -(111.74 - 47.603) = -64.137cm$$

Sans le cable n°4:

$$e = -(111.74 - 18.003) = -93.737cm$$

- Position du cable equivalent à 8.5m de l'appui

Emergence du cable n°5 (y compris le cable n°5):

$$e = -(117.60 - 36.87) = -80.73 \text{ cm}$$

Sans le cable n°5:

$$e = -(117.60 - 11.988) = -105.612 \text{ cm}$$

- Position du cable au quart de travée

$$e = -(117.60 - 37.0) = -80.6 \text{ cm}$$

- Position du cable equivalent à mi(travée

$$e = -(118.07 - 12.6) = -105.47 \text{ cm}$$

Vérification

section	excentricité e_0	$e' < e_0 < e$	$S < e_0 < S'$
appui	-28.93	-47.33 < -28.93 < 26.74	-116.18 < -28.93 < 205.63
quart	-80.6	-111.43 < -80.6 < -73.79	-103.34 < -80.6 < -7.62
milieu	-105.47	-128.43 < -105.47 < -105.4	-118.78 < -105.47 < -12.89

Vérification à la rupture, à la flexion et l'effort tranchant

Sécurité à la rupture en flexion

Pour la vérification de la sécurité vis à vis de la rupture, cette instruction prescrit une majoration de la surcharge seule, dont le rapport varie de 1.0 à 1.8.

Si M_G et M_Q désignent respectivement des moments dûs aux charges permanentes et aux surcharges, M_{RA} et M_{RB} les moments résistants de la rupture des armatures de précontrainte et du béton, les vérifications à effectuer sont:

$$\begin{cases} M_G + 1.8 M_Q \leq 0.9 M_{RA} \\ M_G + 1.8 M_Q \leq 0.7 M_{RB} \end{cases}$$

1) Calcul du moment de rupture pour les aciers

En admettant un bras de levier $z=0.9h$ (avec $h=h_1-d$) le moment de rupture des armatures de précontrainte de section "x" égale à:

$$M_{RA} = 0.9h \cdot F = 0.9 \times h \times w \times R_g$$

$$R_g = 18500 \text{ kg / cm}^2 = 18.5 \cdot 10^4 \text{ t / m}^2$$

$$w = 5 \times 9.73 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$h = h_1 - d = 175 - 12.6 = 162.4 \text{ cm} = 1.624 \text{ m}$$

d'où:

$$M_{RA} = 1315.48 \text{ t.m}$$

2) Calcul du moment de rupture pour le béton

• Section rectangulaire (Ame)

$$b_0 = 0.21 \text{ m}, \text{ hauteur } h = 1.624 \text{ m}$$

$$\sigma'_n = \sigma'_{28} = 350 \text{ kg / cm}^2 = 3500 \text{ t / m}^2$$

$$M_{RB} = 0.35 b_0 \cdot h^2 \cdot \sigma'_{28} = 0.35 \cdot 0.21 \cdot 1.624^2 \cdot 3500$$

$$M_{RB} = 678.46 \text{ tm}$$

Hourdis

On ajoute au moment de rupture de l'ame, le moment de l'hourdis de largeur totale b et d'épaisseur h_0 avec ($h_0 = 11 + 25 = 36 \text{ cm}$) constituant la table de compression.

Le moment de rupture de l'hourdis sera évalué en adaptant la valeur minimale des deux résultats suivants:

$$\begin{aligned}
 M_{RB} &= \min \begin{cases} 0.8(b-b_0)(h-h_0/2)h_0\sigma'_{28} \\ 0.35(b-b_0)h^2\sigma'_{28} \end{cases} \\
 &= \min \begin{cases} 0.8(1.03-0.21)(1.624-0.36/2)0.31 \cdot 3500 \\ 0.35(1.03-0.21)\overline{1.624^2} \cdot 3500 \end{cases} \\
 &= \min \begin{cases} 1027.8tm \\ 2649.24tm \end{cases}
 \end{aligned}$$

d'où:

$$M_{RB(\text{hourdis})} = 1027.7tm$$

donc:

$$M_{RB} = M_{RB(\text{ane})} + M_{RB(\text{hourdis})} = 1706.26tm$$

3) Calcul du moment de fissuration

Le moment de fissuration est le moment qui provoque sur la fibre inférieure une contrainte résultante égale à $2\sigma_n$

$$2\sigma_n = 2 \times (-28) = -56kg/cm^2$$

La contrainte de compression due à la précontrainte étant de $365.5kg/cm^2$, le moment de fissuration M_f devra engendrer, pour que soit atteinte la contrainte résultante de $(-56kg/cm^2)$ une contrainte élémentaire de:

$$365.5 + 56 = 412.5kg/cm^2$$

$$M_f \cdot \frac{V}{I} = 412.5 \quad \text{d'où} \quad M_f = 412.5 \frac{I}{V}$$

$$M_f = 632.8t.m < M_{RA} \quad \text{vérifiée}$$

4) Sécurité

a/- Sécurité par rapport au béton

$$M_G + 1.8M_Q = 353.472 + 1.8(244.433) = 793.45lt.m < 0.7M_{RB} = 1194.4$$

$$793.45lt.m < 1194.4t.m$$

vérifiée

b/- Sécurité par rapport aux aciers

$$M_G + 1.8 M_Q \leq \begin{cases} 0.9 M_{RA} & \text{si } M_f < M_{RA} & (1) \\ 0.8 M_{RA} & \text{si } M_f \geq M_{RA} & (2) \end{cases}$$

Dans notre cas on utilise la formule (1):

$$M_G + 1.8 M_Q = 793.451 \leq 0.9 M_{RA} = 0.9 \times 1315.48 = 1183.93 \text{ vérifiée.}$$

Donc la sécurité à la rupture en flexion est largement assurée.

Sécurité à la rupture par l'effort tranchant

1) La section 0.00L

Calcul de la contrainte de cisaillement " τ " et de compression " σ " dans le cas des surcharges majorées de 80%.

L'effort maximum dû aux surcharges:

$$1.8 T_Q = 1.8 \times 4.43 = 7.974t$$

L'effort tranchant réduit sera majoré de

$$7.974 - 4.43 = 3.544t$$

d'où

$$T_r = -15.61 + 3.544 = -12.066t$$

d'où

$$\tau = \frac{12.066 \cdot 10^3 \times 237172.61}{28.5 \times 29452222.54} = 3.41 < 22.068 \text{ kg/cm}^2$$

On peut cependant admettre qu'il peut se produire une éventuelle fissure suivant une direction perpendiculaire à la direction de la contrainte principale de compression d'après "LACROIX-FUENTES". Dans le cas où " γ " varie peu, on pourra prendre pour les armatures transversales actives une direction normale au plan de fissuration " γ " tel que

$$t_s(2\gamma) = \frac{2\tau}{\sigma'_n} = \frac{2 \times 3.41}{53} = 0.12868$$
$$\Rightarrow 2\gamma = 7^\circ.3325 \Rightarrow \gamma = 3^\circ.6662$$

Resistance du béton

La contrainte de compression des bielles peut être évaluée par la formule suivante:

$$\sigma'_b \left(\alpha = \frac{\pi}{2} \right) = \frac{2\tau}{\sin(2\gamma)} = \frac{2 \times 3.41}{\sin(7.3325)} = 53.44 \text{ kg/cm}^2$$

(α : l'angle que fait l'etrier avec l'axe neutre)

$$\sigma'_b = 53.44 \text{ kg/cm}^2 < \frac{\sigma'_{28}}{2} = \frac{350}{2} = 175 \text{ kg/cm}^2$$

donc condition vérifiée.

Resistance des armatures transversales

On choisit des armatures $\tau\phi R\phi 10$

$$\bar{\sigma}'_a = \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\tau}{\bar{\tau}} \right)^2 \right] \bar{\sigma}'_{en}$$

avec

$$\bar{\sigma}'_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_a = \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{3.41}{22.068} \right)^2 \right] \times 4200 = 4166.57 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 30 \text{ cm}$$

$$A'_i = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$T_R = 12066 \text{ kg}$$

$$z = \frac{7}{8} (h_i - d) = 122.5 \text{ cm}$$

$$\sigma'_a = \frac{t \cdot T_R \cdot t_g(\gamma)}{A'_i \cdot z} = \frac{30 \times 12.66 \times t_g(3.6662)}{1.57 \times 122.5} = 120.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 120.6 \text{ kg/cm}^2 < 4166.6 \text{ kg/cm}^2$$

donc à $x=0.00 L$, la sécurité à l'egart de l'effort tranchant est largement assurée.

2) Sécurité au quart de la travée

$$T_q = 2.05 \cdot t$$

$$1.8T_q = 3.69$$

d'où l'effort tranchant réduit sera majoré de:

$$3.69 - 2.05 = 1.64t$$

$$T_R = -17.67 + 1.64 = -16.03t$$

$$\tau = \frac{16.030 \times 10^3 \times 191947.01}{14.5 \times 25714333.58} = 8.26 < 21.16$$

$$t_g(2\gamma) = \frac{2\tau}{\sigma_b} = \frac{2 \times 8.26}{94.14} = 0.17548$$

$$2\gamma = 11^\circ.059 \text{ donc } \gamma = 5^\circ.5295$$

Resistance du béton

$$\sigma'_b(\alpha = \frac{\pi}{2}) = \frac{2\tau}{\sin(2\gamma)} = \frac{2 \times 8.26}{\sin(11^\circ.059)}$$

$$\sigma'_b = 86.13 \text{ kg/cm}^2$$

Resistance des armatures transversales

$$\bar{\sigma}_a = \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{8.26}{21.16} \right)^2 \right] \cdot 4200 = 3986.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{t \cdot T_R \cdot t_g(\gamma)}{A'_t \cdot z} = \frac{30.16130 \cdot t_g(5.5295)}{1.57 \cdot 122.5}$$

$$\sigma_a = 241.91 \text{ kg/cm}^2 < 3986.67 \text{ kg/cm}^2$$

La condition est vérifiée.

Conclusion

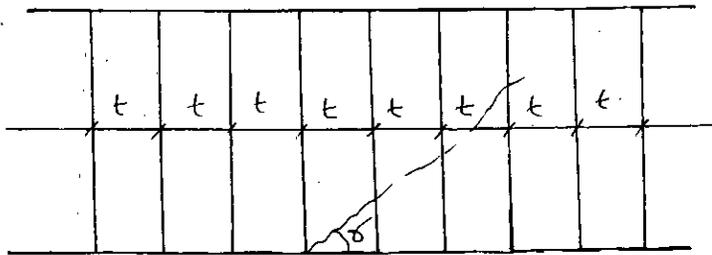
La sécurité à la rupture par l'effort tranchant est assurée quelle que soit la section.

Ferraillage de la poutre

Pour cela on doit étudier séparément les armatures transversales et les armatures longitudinales.

1) Armature transversales

Bien que l'état de contrainte en chaque section de la poutre est situé dans le domaine de la sécurité, il convient de prévoir des étriers dans l'âme qui suppriment les risques de ruines dûs au retrait et au reprise de bétonnage. Ces armatures seront justifiées à partir de la théorie de RITTER-MORCH.



Si "γ" est l'angle probable d'une éventuelle fissure donc on a:

$$\operatorname{tg}(2\gamma) = \frac{2\tau}{\sigma'} = \frac{2 \times 341}{53} = 0.12868$$

$$\Rightarrow 2\gamma = 7.3325$$

$$\Rightarrow \gamma = 3.6662$$

Evaluation de la contrainte admissible des armatures transversales (étriers) " $\overline{\sigma_{at}}$ ".

Cette contrainte est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_{at}} = \rho \sigma_{cn}$$

$$\rho = \begin{cases} 2/3 & \text{s'il y a reprise de bétonnage} \\ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\tau}{\tau} \right)^2 & \text{si non} \end{cases}$$

et dans notre cas pas de reprise de bétonnage donc:

$$\rho = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\tau}{\bar{\tau}} \right)^2$$

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg / cm}^2$$

d'où:

$$\bar{\sigma}_{at} = \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{17.21}{28.416} \right)^2 \right] \times 4200$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 3686.47 \text{ kg / cm}^2 = 36.9 \text{ kg / mm}^2$$

On adoptera des aciers $T\Phi R\Phi 10$ dont la section $S = 1.57 \text{ cm}^2$.

- Espacement minimal des etriers:

On choisira un espacement $t < \bar{t}$ telque:

$$\bar{t} \leq \begin{cases} h_t \left(1.25 - 0.95 \frac{\tau}{\bar{\tau}} \right) = 150 \left(1.25 - 0.95 \frac{8.26}{21.16} \right) = 131.87 \text{ cm} \\ b_0 \left(5 - 2 \frac{\tau}{\bar{\tau}} \right) = 14.5 \left(5 - 2 \frac{8.26}{21.16} \right) = 61.18 \text{ cm} \\ 4b_0 = 4 \times 14.5 = 58 \text{ cm} \end{cases}$$

- Pourcentage minimal des armatures:

$$\bar{w}(\%) = 0.25 \frac{h_t}{h_t + 3b_0} = 0.25 \frac{150}{150 + 3 \times 14.5} = 0.194\%$$

d'où on pourra limiter l'espacement par la formule:

$$\bar{t} \leq \frac{A'_t \times 100}{b_0 \times w} = \frac{1.57 \times 100}{14.5 \cdot 0.194} = 55.81 \text{ cm}$$

donc il faut que $\bar{t} \leq 55.81$.

On adopte généralement pour des raisons constructives un $t \leq 25 \text{ cm}$, soit alors:

$$\begin{cases} t = 25 \text{ cm} & \text{en travée} \\ t = 15 \text{ cm} & \text{à l'about} \end{cases}$$

2) Armatures longitudinales

Nous appliquons l'article n°13 de l'IP1: Le pourcentage d'armatures longitudinales pourra être fixé à la moitié du pourcentage d'armatures transversales et cela pour résister aux efforts secondaires de l'âme.

$$\bar{w}_l = 0.5\bar{w}_t \text{ (avec } \bar{w}_t: \% \text{ des armatures transversales)}$$
$$\bar{w}_l = 0.5 \times 0.194 = 0.097\%$$

La section de l'âme au niveau de l'appui est de $150 \times 35 = 5250 \text{ cm}^2$.

Donc la section minimale d'acier qu'il faut prendre est:

$$A_l = \frac{0.097}{100} \times 5250 = 5.1 \text{ cm}^2$$

On prendra 4T14 = 6.16 cm^2 .

a mi travée

$$A_l = \frac{0.097}{100} \times 3150 = 3.06 \text{ cm}^2$$

On prendra 4T12.

3) Cadre du talon

D'après l'article 18 de l'IP1, les cadres du talon sont en continuité avec les armatures transversales de l'âme de poutre.

$$\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \bar{\sigma}_{28} = 28 \text{ kg/cm}^2$$

Soit C l'enrobage nécessaire de la section à mi-portée de la poutre ($C = 6 \text{ cm}$).

d'où:

$$\frac{\bar{w}_l}{l} = c \frac{\bar{\sigma}_{28}}{\bar{\sigma}_{en}} \times 100 = 6 \cdot \frac{28}{4200} \cdot 100 = 4 \text{ cm}^4 / \text{ml}$$

Si on choisit des cadres T10 l'espacement sera:

- Dans la zone centrale:

$$\bar{l} = \frac{A_l}{4} \times 100 = \frac{1.57}{4} \cdot 100 = 39.25 \text{ cm}$$

On prendra 20cm.

- Dans la zone d'appui:
 On doit avoir $C \geq 1.3D$ avec D c'est le diamètre des gaines = $6.5cm$.
 $C \geq 8.45cm$

L'espacement sera: $\frac{A_t}{t} = C \cdot \frac{\overline{\sigma_{28}}}{\sigma_{en}} 100 = 5.63cm^2 / ml$

d'où $\bar{t} = \frac{A_t}{5.63} 100 = 27.89cm$.

On prend $t = 15cm$.

NB:

Les cadres des étrées doivent être maintenus par des armatures appelées "armatures de peau" espacées de 20 à 30: Leurs sections doivent être au moins de 0.16% de la section de la poutre, elles ont un double rôle:

- permettent d'avoir une cage d'armature peu déformable avant bétonnage de la poutre.
- Servent essentiellement après bétonnage à limiter les fissures susceptibles de se produire avant la mise en tension des cables.

4) Liason entre la table de compression de la poutre avec son âme

Les armatures sont choisies de telle sorte qu'elles vérifient la condition:

$$\frac{A_t}{t \cdot \gamma_a} \cdot \sigma_{en} > \tau_{cd} \cdot t = g$$

avec:

g : effort de glissement de l'aile avec l'âme.

γ_a : coefficient minorateur.

t : espacement des armatures.

$$\gamma_a = \frac{\sigma_{en}}{\sigma_a} = \frac{\sigma_{en}}{2/3 \sigma_{en}}$$

$$A_t = 1.5cm^2$$

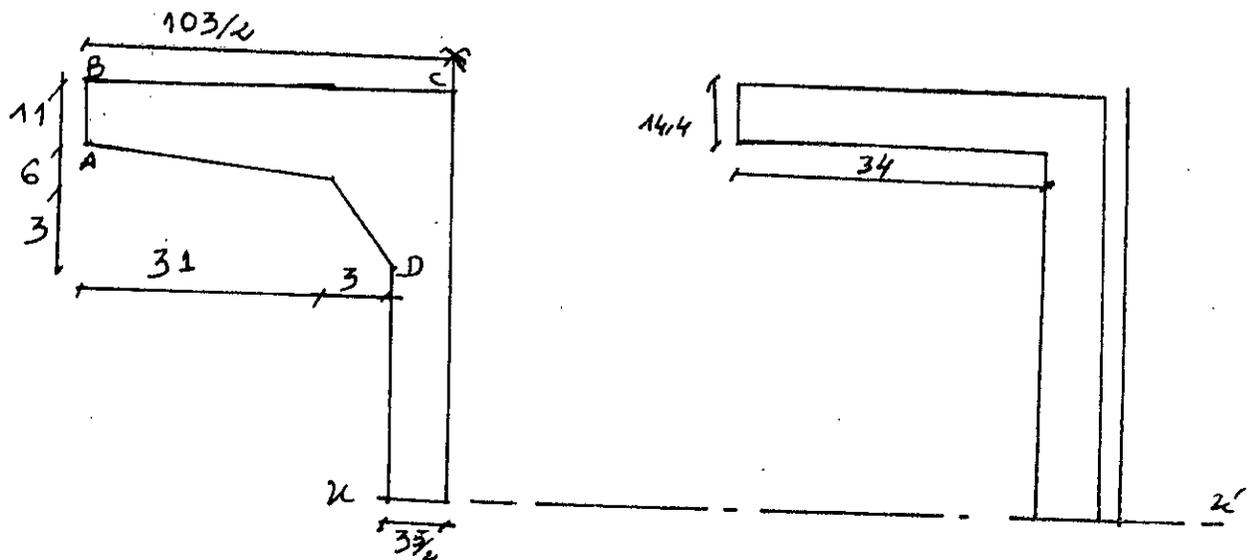
NB: En principe, il faut avoir:

$$\frac{A_t}{t \gamma_a} \sigma_{en} (\cos \alpha + \sin \alpha) \geq \tau_{cd} \cdot t$$

tg: α c'est l'angle formé par les aciers et la normale à la section CD. Dans notre cas: $\alpha = \frac{\tau}{2}$.

$$\Rightarrow \cos \alpha + \sin \alpha = 1$$

- Calcul des contraintes de cisaillement au niveau de CD (τ_{CD})



$$\tau_{CD} = \frac{T \cdot S_{ABCD}}{z \cdot S_{xx} \cdot b}$$

avec:

T : effort tranchant maximum ; $T_{max} = 29.18t$

b : épaisseur équivalente de la table de compression

S_{ABCD} : moment statique par rapport à xx' de la section ABCD

S_{xx} : moment statique par rapport à xx' de la section située au dessus du centre de gravité.

- détermination de b :

$$34b = \frac{11+17}{2} \times 31 + 17 \times 3 + \frac{3 \times 3}{2} = 489.5 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow b = 14.4 \text{ cm}$$

$$I_G = 14939973.59 \text{ cm}^4$$

$$S_{ABCD} = 14.4 \times 34 \left(67.11 - \frac{14.4}{2} \right) = 29331.94 \text{ cm}^3$$

$$S_{xx} = 2 \times 29331.94 + 67.11 \times \frac{32}{2} \times 67.11 = 137479.54 \text{ cm}^3$$

$$z = \frac{I}{S_{xx}} = 108.67 \text{ cm}$$

d'où

$$\tau_{CD} = \frac{29180 \times 29331.94}{108.67 \times 137479.59 \times 14.4} = 3.98 \text{ kg / cm}^2$$

L'effort de glissement sera:

$$g = \tau_{CD} \cdot t = 3.98 \times 20 = 79.6 \text{ kg / cm}^2$$

$$d' où \frac{A_t \cdot \sigma_{en}}{t \cdot \gamma_a} = \frac{1.57 \times 4200}{20 \times 1.5} = 219.8 \text{ kg / cm}^2 > g = 79.6 \text{ kg / cm}^2$$

condition vérifiée

Donc on prend des aciers $\Phi 10$ espacés de 20 cm pour assurer la liaison entre membre supérieure d'âme.

5) Armatures supérieures de la table de compression

L'aile de la poutre est sollicité par les efforts suivants:

- le poids propre:

$$q_1 = \left[489.5 + \frac{35}{2} \times 20 \right] \times 10^{-4} \times 2.5 = 0.2099 \text{ t / ml}$$

- le béton frais du hourdis:

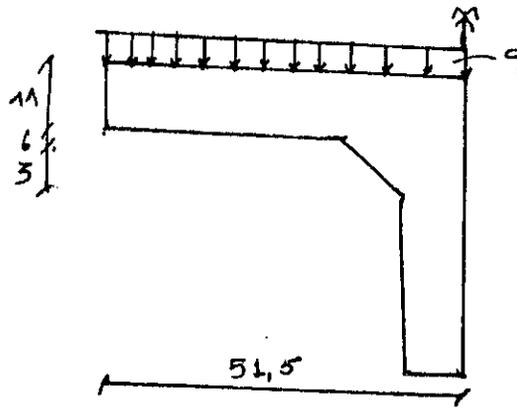
$$q_2 = \left[\left(34 + \frac{35}{2} \right) \times 25 \right] \times 10^{-4} \times 2.5 \times 100 = 0.32 \text{ t / ml}$$

- une surcharge de 450 kg/cm^2 provoquée par la présence des ouvriers et du matériel de travaux lors de la construction.

$$q_3 = 1.2 \times 0.45 \times 0.515 \times 1.00$$

$$q_3 = 0.2781 \text{ t / ml}$$

$$q = q_1 + q_2 + q_3 = 0.8099 \text{ t / ml}$$



L'aile de la poutre est donc supposé comme une console, dont le moment est:

$$M = q \frac{l^2}{2} = \frac{0,8099 \cdot 0,515^2}{2} = 0,1074 \text{ t.m}$$

d'où

$$A = \frac{M}{\frac{7}{8} \cdot h \cdot \sigma_a} = \frac{0,1074 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 14,4 \cdot 2800} = 0,304 \text{ cm}^2$$

donc on prend *IT10* tous les *20cm*.

6) Armatures de coutures

Etant donné que le béton de la poutre et de l'hourdis ne peut pas coulés en même temps, des contraintes de cisaillement peuvent prendre naissance après le coulage de la poutre, les contraintes sont dues au retrait partiel du béton et de l'effort tranchant réduit. Les contraintes seront reprises par les armatures dites "armatures de couture".

La contrainte vaut:

$$\sigma_u = \frac{b \cdot \tau_b \cdot t}{A_i}$$

avec:

τ_b : contrainte tangentielle de cisaillement due au retrait partiel du béton et de l'effort tranchant.

t : espacement des armatures.

A_i : section des armatures.

Calcul de τ_b :

$$\varepsilon_r = 0,42 \varepsilon_{\infty}$$

- Retrait: $\varepsilon_{\infty} = 2 \cdot 10^{-4}$ d'où $\varepsilon_r = 0,42 \times 2 \times 10^{-4}$

$$\varepsilon_r = 0,84 \cdot 10^{-4}$$

$\tau_r = \varepsilon_r \cdot E_v$ avec E_v = module de déformation longitudinal du béton.

$$E_v = 7000\sqrt{3500} = 130958 \text{ kg/cm}^2$$

d'où $\tau_r = 11 \text{ kg/cm}^2$

- Effort tranchant:

$$T_{max} = 53.356 \text{ t}$$
$$\tau_v = \frac{T \cdot S}{b \cdot I_G} \text{ avec}$$

S : moment statique par rapport au plan de contact:

$$S = 25 \times 140.2 \times 25/2 = 43812.5 \text{ cm}^3$$

I_G : moment d'inertie de la section sans hourdis

$$I_G = 12954745.56 \text{ cm}^4$$

b : largeur de l'hourdis revenant à chaque poutre

$$b = 140.2 \text{ cm}$$

d'où:

$$\tau_v = \frac{53356 \times 43812.5}{140.2 \times 12954745.56} = 1.29$$

$$\tau_b = \tau_r + \tau_v = 11 + 1.29 = 12.29 \text{ kg/cm}^2$$

L'effort de glissement tangentiel sera alors:

$$g = \tau_b \cdot b = 12.29 \times 140.2 = 1723.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = \frac{g \cdot t}{\sigma_{at}} \text{ avec } A_t = 23.56 \text{ cm}^2 \text{ (6T10} \times 5)$$

$$t = 20 \text{ cm} \text{ (espacement)}$$

d'où

$$\sigma_{at} = \frac{g \cdot t}{A_t} = \frac{20 \times 1723.1}{23.56} = 1462.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{at} = 1462.73 < \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

On choisit donc pour les armatures de couture des T10 espacées de 20cm.

Plaques d'about

Leurs role

Elles servent à la régularisation des contraintes du coffrage de la poutre, elles permettent aussi d'éviter toute fissuration du béton par retrait dû à son éclatement lors de la mise en tension.

Dimension de la plaque d'about

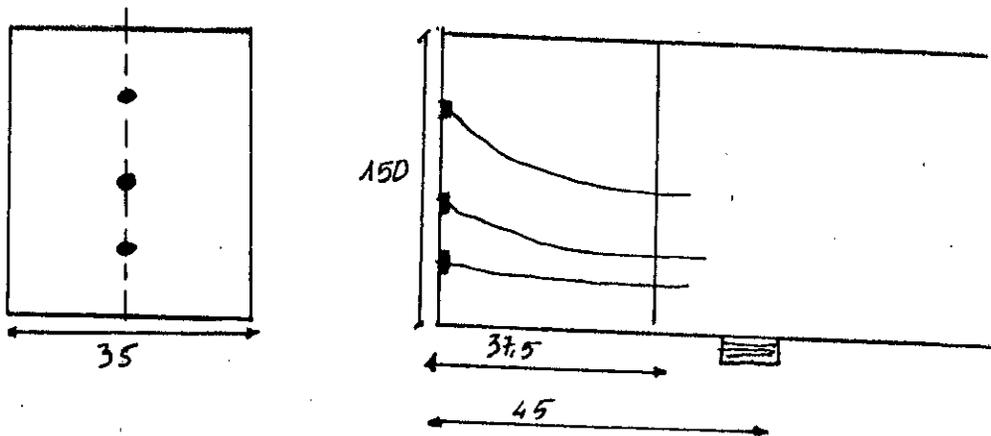
La hauteur " h " et la largeur " b " de la plaque d'about sont celles de la poutre, et l'épaisseur est prise en générale $\frac{h}{4}$ d'ou:

$$h = 150cm$$

$$b = 47cm$$

$$\text{épaisseur} = 37.5cm$$

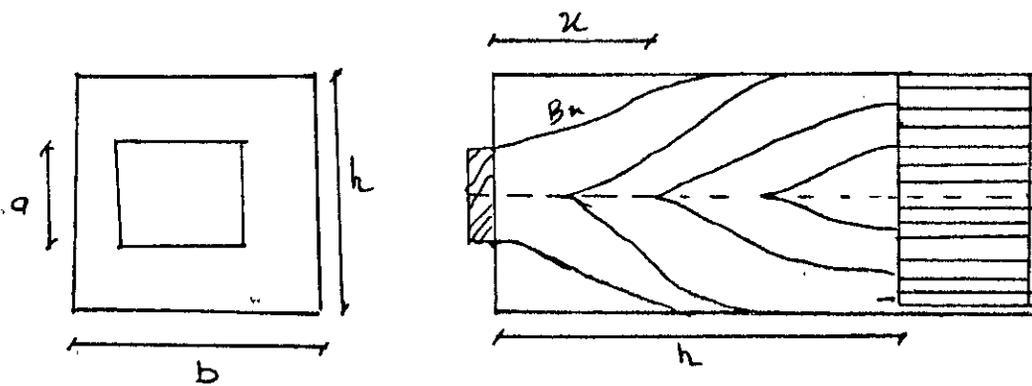
Diffusion des efforts aux abouts de la poutre



La précontrainte n'a son plan d'effet qu'à partir d'une distance de son point d'application, la zone délimitée par le point d'application (about), cette distance est appelée "zone de régularisation des contraintes, la distance sur la quelle s'étend cette zone est sensiblement égale à la hauteur de la poutre.

Zone de diffusion

L'ancrage de l'armature n'occupe qu'une faible partie de l'about de la zone de régulation sur les deux plans perpendiculaires à la force d'about est fonction de la hauteur " h " de la poutre et de largeur " b " à l'about:

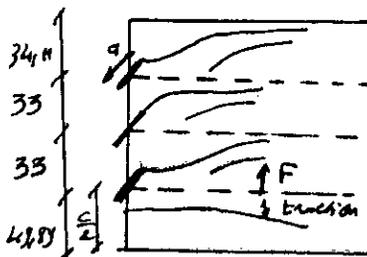


La contrainte moyenne du béton dans la section B_x peut s'exprimer par la relation:

$$\sigma' = \frac{P}{B \cdot x}$$

Selon cette diffusion, il se produit des efforts transversaux de traction pouvant être limités à l'intérieur du prisme équivalent de longueur " c ", en designant par " $\frac{c}{2}$ " la distance de l'axe de l'ancrage à la fibre la plus proche de la poutre. Si " a " est la dimension de l'ancrage dans le plan vertical, la force résultante des efforts transversaux de traction a pour valeur:

$$F' = 0.3P \left(1 - \frac{a}{c}\right)$$



a : dimension de l'ancrage dans le plan vertical.

P : force à l'ancrage.

h : distance de la zone de régularisation.

Effort excentré sur l'about de la poutre

Les efforts transversaux de traction peuvent être limités à l'intérieur du prisme équivalent de longueur " c "; en designant par " $\frac{c}{2}$ " la distance de l'axe de l'ancrage à la force la plus proche de la poutre.

Ancrage n°1:

Soit:

P : la force de précontrainte à l'ancrage, dans notre cas, l'ancrage est assuré par un cône cylindrique de diamètre extérieur $d = 24cm$ d'où, la valeur de "a" équivalente à "d" est:

$$a = \sqrt{\frac{\pi d^2}{4}} = 21.27cm$$

$$\frac{c}{2} = 49.89cm \Rightarrow c = 99.78cm$$

On calcule F_1 P_1

$$P_1 = 9.73 \times 14895 = 144928.35 \text{ kg} = 144.928t$$

à la mise en tension

$$F_1 = 0.3 \times 144.928 \left(1 - \frac{21.27}{99.78}\right) = 34.21t$$

Ancrage n°2 :

$$c = (34.11 + 33) \times 2 = 134.22cm$$

d'où

$$F_2 = 0.3 \times 144.928 \left(1 - \frac{21.27}{134.22}\right) = 36.59t$$

Ancrage n°3 :

$$c = 34.11 \times 2 = 68.22cm$$

d'où

$$F_3 = 0.3 \times 144.928 \left(1 - \frac{21.27}{68.22}\right) = 29.92t$$

Donc on prend comme effort de traction le plus grand celui de F_2 ie

$$F = 36.59t$$

Les efforts de surfaces n'exèdent pas $0.04P = 5.797t$.

La zone d'influence de cet effort transversal est située entre les abscisses $h/3$ et $5h/6$ de la face d'about, respectivement (50cm et 125cm) c'est à l'intérieur de cette zone qu'on doit prévoir des armatures (frettes) placées derrière la plaque d'about et

entourant la gaine afin de reprendre cet effort de traction et de barrer à tout éclatement du béton.

Donc:

$$A = \frac{F}{\sigma_a} = \frac{36.59 \cdot 10^3}{2800} = 13.07 \text{ cm}^2$$

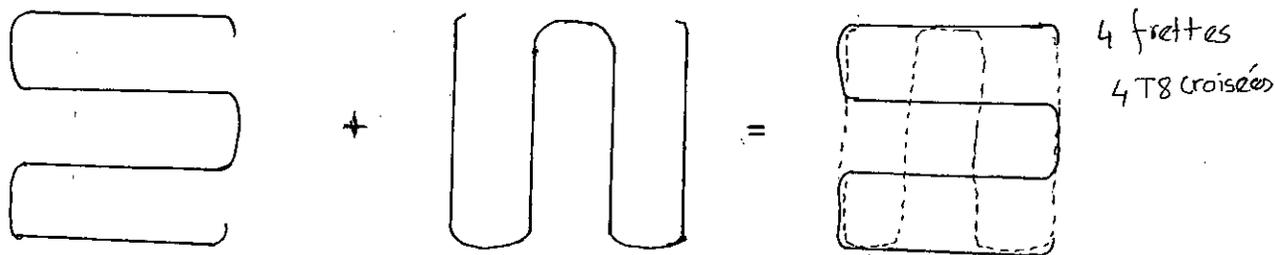
On prend 12T12 ($\Leftrightarrow 13.56 \text{ cm}^2$)

En définitif, on prend 12 serces en HA12, de plus des frettes hélicoïdales, on doit prévoir également sous les ancrages autour du logement de l'armature de précontrainte.

Ce frettage doit reprendre l'effort de $0.04P$ (surface), il est constitué par des armatures en aciers doux en général, comportant plusieurs branches (cette armature est superposée à une autre semblable dont les branches sont perpendiculaires à la première).

La section d'acier est: $A = \frac{0.04P}{\sigma_a} = \frac{5.797 \cdot 10^3}{2800} = 2.07 \text{ cm}^2$

$A = 2.07 \text{ cm}^2$ soit $2 \times 4T8 \cong 4.02 \text{ cm}^2$



Ce frettage est prévu à l'about et à l'extrados.

Contraintes de compression derrière l'ancrage

Le nouveau règlement sur le béton précontraint propose d'admettre la contrainte:

$$\bar{\sigma}_{lim} = \frac{1}{1.6} \sigma_j \cdot K$$

avec:

K : coefficient de majoration défini par:

$$K = 1 + \left(3 - \frac{a_1}{b_1} - \frac{a_2}{b_2}\right) \sqrt{\left(1 - \frac{a_1}{b_1}\right) - \left(1 - \frac{a_2}{b_2}\right)}$$

b_1 : épaisseur de la plaque = 47cm.

$a_1 = a_2 = 21.27cm.$

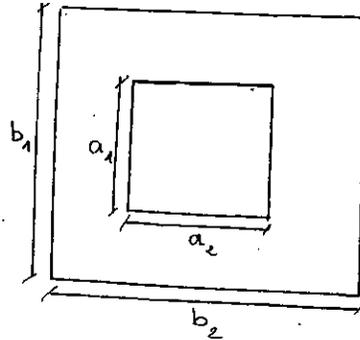
$b_2 = 2a = 2 \times 23 = 46cm.$

$$\Rightarrow K = 2.13$$

$$\sigma'_{je} = \sigma'_{28} = 350kg/cm^2$$

d'où

$$\bar{\sigma}'_{lim} = \frac{1}{1.6} \cdot 350 \cdot 2.13 = 465.94kg/cm^2$$



Contrainte sous l'ancrage

$$\Phi_{plaque} = 24cm \quad \text{et} \quad \Phi_{gaine} = 6.5cm$$

Section nette de la plaque d'ancrage.

$$S = \frac{\pi}{4} (24^2 - 6.5^2) = 419.21cm^2$$

$$\sigma' = \frac{P}{S} = \frac{144.928 \times 10^3}{419.21} = 345.72kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_{lim}$$

qui est une condition vérifiée.

Calcul des déformations

Généralités

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la mise en précontrainte d'une telle pièce engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement, etc...). Néanmoins il est nécessaire que ces déformations puissent librement se produire sans toute fois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l'état de contrainte résultant dans les diverses sections de la pièce. C'est pourquoi dans la plupart des cas ce type de poutre sont posées sur des appuis en néoprène (caoutchouc synthétique) permettant la liberté des rotations et les déplacements d'appui.

Flèches et contre flèches

a/- Flèche due au poids propre

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie.

La flèche est donnée par la formule suivante:

$$f_G = \frac{5q \cdot L^4}{384E_v \cdot I}$$

avec:

$$l = 32.5m.$$

$$q = 2.543t/m.$$

$$I : \text{inertie de la poutre + hourdis} = 24966421.59cm^4.$$

$$E_v = \frac{E_t}{3}$$

d'où:

$$f_G = \frac{5 \cdot 2.543 \cdot 32.5^4}{384 \cdot 13.0958 \cdot 10^3 \cdot 24966421.59 \cdot 10^{-8}}$$
$$f_G = 0.1129m$$

donc: $f_G = 11.3cm$

b/- Contre flèche de précontrainte

A cause de la symétrie du diagramme des moments de précontrainte par rapport à l'axe de la poutre, la flèche f_p sera donnée par:

$$f_p = \frac{1}{2} \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} x dx + \frac{1}{2} \int_{L/2}^L \frac{M}{EI} (1-x) dx$$

donc:

$$f_p = \frac{1}{2} \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} x dx$$

Pratiquement on pourra se contenter en général de représenter le diagramme des moments de précontrainte par une ligne polygonale reliant les points représentatifs des valeurs de ces moments ($N \cdot e = N_p$) calculés dans trois sections (le milieu, le quart et à l'appui de la poutre).

Pour le calcul de "N" dans chaque section on pourra prendre comme contrainte dans les fils la moyenne σ'_{am} entre la contrainte initiale σ'_{ai} et la contrainte en service σ'_{as} soit donc:

$$\sigma'_{am} = \frac{\sigma'_{ai} + \sigma'_{as}}{2}$$

avec:

N : effort normal moyen.

e : excentricité de l'effort de précontrainte résultant (poutre + hourdis).

* Resultats des moments de précontrainte

0.00L:

phase 4 $N_i = 337248.54 \text{ kg}$
 phase 5 $N_f = \text{idem}$

0.25L:

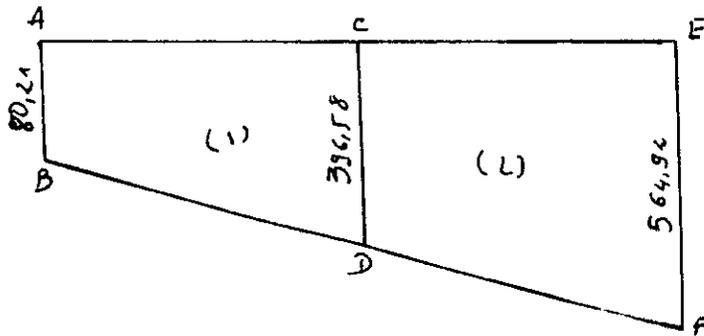
phase 4 $N_i = 528183.32 \text{ kg}$
 phase 5 $N_f = 502801.5 \text{ kg}$

0.50L

phase 4 $N_i = 577413.04 \text{ kg}$
 phase 5 $N_f = 544922.62 \text{ kg}$

section	Nmoy(t)	e(cm)	M=N.e(t.m)
0.00L	337.25	-28.93	-97.57
0.25L	515.49	-80.6	-415.48
0.50L	561.17	-105.47	-591.87

Diagramme du moment de précontrainte



$$x_G = \frac{h}{3} \left(\frac{2B + b}{B + b} \right)$$

$$x_{G_1} = \frac{8.35}{3} \left(\frac{2 \times 415.48 + 97.57}{415.48 + 97.57} \right) = 5.04$$

$$x_{G_2} = \frac{8.35}{3} \left(\frac{2 \times 591.87 + 415.48}{591.87 + 415.48} \right) = 4.42$$

$$\begin{cases} x_{G_1} = 5.04m \\ x_{G_2} = 8.35 + 4.42 = 12.77m \end{cases}$$

Calcul du moment statique

	Aire du trapèze en m ²	distance /AB	S _d /AB(cm ³)
①	$\frac{97.57 + 415.48}{2} \times 8.35 = -2141.99$	5.04	-10795.63
②	$\frac{415.78 + 591.87}{2} \times 8.35 = -4205.69$	12.77	-53706.7
Σ	/	/	-64502.33

d'où: $f_p = -19.7cm$

c/- Flèche de surcharge

Le moment dû au surcharge $A(l)$ à $L/2$ est:

$$M_Q = 246.563t.m$$

$$\frac{qL^2}{8} = 246.563 \Rightarrow q = \frac{246.563 \times 8}{32.5^2} = 1.867t / m$$

$$E_I = 392874kg / cm^2$$

$$\rho_Q = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 1.867 \cdot 32.5^4}{384 \cdot 39.2874 \cdot 10^3 \cdot 24966421.59 \cdot 10^{-8}}$$

$$\rho_Q = 0.0276m = 2.76cm$$

d/- Flèche de construction

La contre flèche de précontrainte est nettement supérieure à la flèche du poids propre de la poutre, celle-ci prendra donc une forme courbée ceci n'est pas trop gênant, mais les problèmes du gradient thermique qui se produisent dans la hauteur de la poutre augmentant la dilatation de sa membrane supérieure qui accentue alors la courbure. Pour remédier à ce problème, on adopte pour le fond du coffrage une flèche dite "flèche de construction" vers le bas dont la valeur est:

$$f_c = \frac{3}{4}(f_p - f_G) = \frac{3}{4}(-11.3 + 19.7) = 6.3cm$$

et enfin on aura:

1°/ en service à vide:

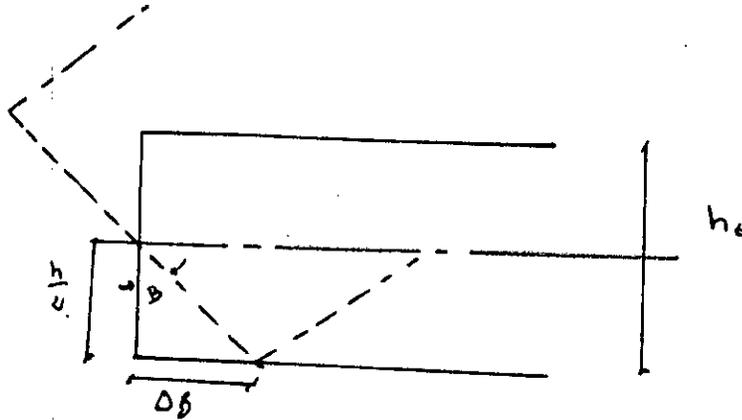
$$f = f_p + f_G + f_c = -19.7 + 11.3 + 6.3 = 2.10cm$$

2°/ en service en charge:

$$f = f_p + f_G + f_c + f_Q = -2.10 + 2.76 = 0.66cm$$

Calcul des rotations

a/- Rotation sous le poids propre



Cette rotation est donnée par la formule suivante:

$$\beta_G = \frac{gl^3}{24 \cdot E \cdot J}$$

avec:

$$g = 2.543 \text{ t/ml}$$

I : moment d'inertie (poutre + hourdis à l'about)

E : module d'élasticité différé du béton

$$E_v = 130958 \text{ t/m}^2$$

d'où:

$$\beta_G = \frac{2.543 \times 32.5^3}{24 \cdot 29452222.54 \cdot 10^{-8} \cdot 1309580} = 9.43 \cdot 10^{-3}$$

$$\beta_G = 9.43 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

b/- Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte

Cette rotation est donnée par la formule suivante:

$$\beta_p = \frac{1}{2EI} \int_0^l M dx$$

On procède de la même façon que précédemment (pour la flèche), donc $\int_0^l M dx$ représente l'aire du diagramme des moments de précontrainte.

La surface de "ABEF" = $-6347.68 m^2$

d'où:

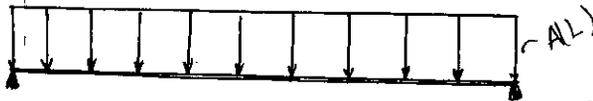
$$\int_0^l M dx = 2 \int_0^{L/2} M dx = 2 \times (-6347.68) = -12695.36 m^2$$

et

$$\beta_p = \frac{1}{2EI} \int_0^l M dx = -0.01646$$

$$\beta_p = -0.01646 \text{ rad}$$

c/- Rotation sous surcharge $A(l)$



La rotation est donnée par la formule suivante:

$$\theta = \frac{P \alpha a}{24EI} \times (4l^2 - 4a^2 - \alpha^2)$$

$$a = \frac{l}{2} \text{ et } \alpha = 32.50 \text{ et } P = 14.52 t / ml$$

d'où:

$$\theta = \frac{P \alpha (3l^2 - \alpha^2)}{48EI}$$

$$\theta = \frac{14.52 \times 32.5 \times (3 \times 32.5^2 - 32.5^2)}{48 \times 39.2874 \times 10^5 \times 29452222.54 \cdot 10^{-8}} = 0.018 \text{ rad}$$

Rotation totale

On doit la calculer pour les deux cas:

1°/- En service à vide

$$\beta = \beta_G + \beta_p = 9.43 \cdot 10^{-3} - 0.01646$$

$$\beta = -0.00703 \text{ rad}$$

2°/- En service en charge

$$\beta = \beta_G + \beta_p + \beta_Q = 0.00703 + 0.018 = 0.011$$
$$\beta = 0.011 \text{ rad}$$

Calcul des déplacements

1) Déplacement dû à une rotation d'appui

Ce déplacement se calcule par la formule:

$$\Delta\beta = \beta \frac{h}{2} = 7.9 \cdot 10^{-3} \frac{1.5}{2} = 5.93 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$
$$\Delta\beta = 0.593 \text{ cm}$$

2) Retrait

Le déplacement dû au retrait est donné par la formule:

$$\Delta r = 2 \cdot 10^{-4} \frac{l}{2} = 2 \cdot 10^{-4} \frac{32.5}{2} = 3.25 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$
$$\Delta r = 0.325 \text{ cm}$$

3) Déplacement dû au fluage

Ce déplacement est donné par la formule suivante:

$$\Delta f = \frac{l \sigma_m}{2 E_v}$$

avec:

σ_m : contrainte moyenne définie par $\sigma_m = \frac{\sigma_A + \sigma_M}{2}$

tg: σ_A et σ_M contraintes moyennes respectivement à l'appui et au milieu de la travée.

* Calcul des contraintes de compression

• 0.00L:

- A la mise en tension:

$$N = 173257.11 + 204835.52 = 378092.63 \text{ kg}$$

$$\sigma_t = \frac{378.100}{9868.45} \times \left(1 + \frac{111.16 \times 28.33}{2984.4}\right) \cdot 10^3$$

$$\sigma_t = 78.74 \text{ kg/cm}^2$$

- En service:

$$N = 337.25t$$

$$\sigma_i = \frac{337.25 \cdot 10^3}{9868.45} \times \left(1 + \frac{111.16 \times 28.33}{2984.4}\right)$$

$$\sigma_i = 70.24 \text{ kg/cm}^2$$

• 0.50L:

Les contraintes de compression sur la fibre inférieure au milieu sont déjà calculées dans la partie de la vérification des contraintes normales.

- A la mise en tension:

$$\sigma_i = 156.95 \text{ kg/cm}^2$$

- En service:

$$\sigma_i = 136.84 \text{ kg/cm}^2$$

Tableau récapitulatif

	σ_A (appui) kg/cm^2	σ_m (mi-travée) kg/cm^2
à la mise en tension	78.74	156.95
en service	70.24	136.84
moyenne	74.49	146.9

$$\sigma_m = \frac{74.49 + 146.9}{2} = 110.7 \text{ kg/cm}^2$$

d'où:

$$\Delta f = \frac{32.5}{2} \cdot \frac{110.7}{130958} = 0.0137 \text{ m} = 1.37 \text{ cm}$$

4) Déplacement dû à la variation de température

Pour une variation de température de $\pm 20^\circ\text{C}$ on aura donc un déplacement de $2 \cdot 10^{-4}$, donc pour chaque appui on aura:

$$\Delta t = \pm 2 \cdot 10^{-4} \frac{l}{2} = \pm 2 \cdot 10^{-4} \frac{32.5}{2}$$

$$\Delta t = \pm 0.325 \text{ cm}$$

Déplacement total

$$\Delta_{\text{max}} = \frac{2}{3} (\Delta \beta + \Delta t + \Delta f) + t$$

$$= 2.3(0.593 + 0.325 + 1.37) + 0.325$$

$$\Delta = 1.85 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes normales

Introduction

Durant la réalisation de l'ouvrage, certaines phases provoquent des contraintes beaucoup plus importantes que celles subies par l'ouvrage en service, donc on doit vérifier les contraintes en considérant cinq phases durant lesquelles se fait la réalisation de l'ouvrage.

Les contraintes admissibles à considérer pour les différentes phases sont:

$$\begin{cases} \sigma' \leq 0.55\sigma'_{28} & (\text{en compression}) \\ \sigma \leq 0.55\sigma_s & (\text{en traction}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma' \leq 0.42\sigma'_{28} & (\text{en compression}) \\ \sigma \leq 0 & (\text{en traction}) \end{cases}$$

Phase I

Après coulage de la poutre, on veut que le moule ne soit immobilisé pour longtemps, donc on cherche à décoffrer le plus tôt possible, or on est limité par la résistance du béton qui est fonction du temps, on propose donc de tirer les 3 cables d'about à m% de leur tension finale pour pouvoir décoffrer le 7ème jour, les efforts à considérer sont:

- Poids propre de la poutre.
- Force de précontrainte de 3 cables (45% de la force totale).

N.B: La section résistante est celle de la poutre seule.

1) à $x = 0.50L$.

Les caractéristiques géométriques de la poutre sont:

$$B = 4942.08 \text{ cm}^2, \quad v = 86.57 \text{ cm}, \quad v' = 63.43 \text{ cm}$$

$$I = 12954745.56 \text{ cm}^4, \quad i^2 = 2621.31 \text{ cm}^2.$$

- Pertes par frottement $\Delta\sigma_f = 1003.37 \text{ kg/cm}^2$.
- Pertes par recul d'ancrage $\Delta\sigma_{rec} = 7.23 \text{ kg/cm}^2$.
- Pertes par raccourcissement $\Delta\sigma_{rac} = 502.3 \text{ kg/cm}^2$.

d'où la force de précontrainte:

$$N\left(\frac{l}{2}\right) = 3 \times 9.73 \times (14895 - 1003.37 - 7.23 - 502.3) \\ = 390623.5 \text{ Kg}$$

d'où

$$P\left(\frac{l}{2}\right) = 0.45 \times 390623.5 = 175780.58 \text{ kg.}$$

Calcul des contraintes:

$$M_G = 187.0223 \text{ t.m}$$
$$\sigma_s = \frac{175780.58}{4942.08} \left(1 - \frac{76.57 \times 63.43}{2621.31}\right) + \frac{187.0223 \times 10^5 \times 63.43}{12954745.56}$$
$$\sigma_s = -30.33 + 91.57 = 61.24 \text{ kg/cm}^2 < 192.5 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_i = \frac{175780.58}{4942.08} \left(1 + \frac{76.57 \times 86.57}{2621.31}\right) - \frac{187.0223 \times 10^5 \times 86.57}{12954745.56}$$
$$\sigma_i = 125.51 - 124.98 = 0.53 \text{ kg/cm}^2$$

2) à $x = 0.25L$.

Les caractéristiques géométriques de la poutre sont:

$$B = 4942.08, \quad v = 85.78 \text{ cm}, \quad v' = 64.22 \text{ cm}$$
$$I = 13437470.58 \text{ cm}^4, \quad i^2 = 2719 \text{ cm}^2.$$

- Pertes instantanées totales $\Delta\sigma_i = 2077.23 \text{ kg/cm}^2$.

d'où:

force de précontrainte:

$$N(l/4) = 3 \times 9.73 \times (14895 - 2077.23) - 375150.7 \text{ kg}$$
$$\Rightarrow P = 0.45 \times 374150.7 = 168367.82 \text{ kg}$$

Calcul des précontraintes:

$$M_G = 140.2667 \text{ t.m}$$
$$\sigma_s = \frac{168367.82}{4942.08} \left(1 - \frac{75.78 \times 64.22}{2719}\right) + \frac{140.2667 \times 10^5 \times 64.22}{12954745.56}$$
$$\sigma_s = -26.91 + 67.04 = 40.13 \text{ kg/cm}^2 < 192.5 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_i = \frac{168367.82}{4942.08} \left(1 + \frac{75.78 \times 85.78}{2712}\right) - \frac{140.2667 \times 10^5 \times 85.78}{134374770.58}$$
$$\sigma_i = 115.73 - 89.54 = 26.19 \text{ kg/cm}^2$$

3) à $x = 0.00L$

Les caractéristiques géométriques de la poutre sont:

$$B = 6363.45 \text{ cm}^2, \quad v = 82.89 \text{ cm}, \quad v' = 67.11 \text{ cm}$$

$$I = 13437470.58 \text{ cm}^4, \quad i^2 = 234778 \text{ cm}^2$$

force de précontrainte:

$$N(0.00L) = (\sigma_{i1} \cos \alpha_1 + \sigma_{i2} \cos \alpha_2 + \sigma_{i3} \cos \alpha_3) \times 9.73$$

on a:

$$\sigma_{i1} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{i1} = 14895 - (1414.67 + 221.39) = 13258.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{i2} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{i2} = 14895 - (1493.62 + 221.39) = 13179.99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{i3} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{i3} = 14895 - (1542.57 + 221.39) = 13131.04 \text{ kg/cm}^2$$

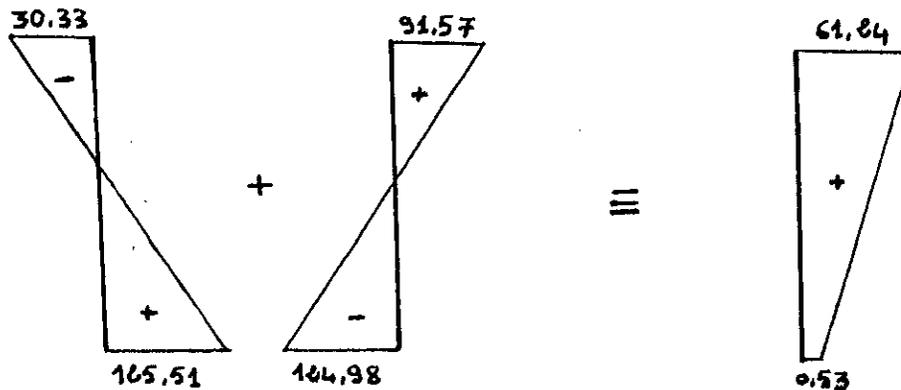
$$N(0.00L) = 39569.97 \text{ kg} \times 9.73 = 3850.81$$

$$\Rightarrow P = 0.45 \times 385015.81 = 173257.11 \text{ kg}$$

Calcul des précontraintes:

$$\sigma_s = \sigma_i = \frac{173257.11}{6363.45} = 27.23 \text{ kg/cm}^2 < 192.5 \text{ kg/cm}^2$$

Diagramme des contraintes à $(L/2)$



Phase II:

On complète à 100% la mise en tension des (03) cables d'about au 14 jours qui ont effectué 40% de leurs pertes différées (estimés par LACROIX et FUENTES).

Vérification des contraintes:

1) à $x = 0.50L$

Pertes instantanées $\Delta\sigma_i = 1405.93 \text{ kg} / \text{cm}^2$

Pertes différées $\Delta\sigma_d = 0.40(510 + 1341.01) = 740.4 \text{ kg} / \text{cm}^2$

$$N = 3 \times 9.73(14895 - 1405.93 - 740.4) = 372133.68 \text{ kg}$$

$$P = 0.55 \times 372133.68 = 204673.52 \text{ kg}$$

calcul des contraintes:

$$\sigma_s = \frac{204673.52}{4942.08} \left(1 - \frac{76.57 \times 63.43}{2621.31} \right) = -35.32 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_i = \frac{204673.52}{4942.08} \left(1 + \frac{76.57 \times 86.57}{2621.31} \right) = 146.14 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Contraintes résultantes:

$$\sigma_s = 61.24 - 35.32 = 25.92 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_i = 0.53 + 146.14 = 146.67 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

2) à $x = 0.25L$

Pertes instantanées $\Delta\sigma_i = 1952.74 \text{ kg} / \text{cm}^2$

Pertes différées $\Delta\sigma_d = 0.40(510 + 1560.63) = 828.25 \text{ kg} / \text{cm}^2$

$$N = 3 \times 9.73(14895 - 1952.74 - 828.25) = 353607.95 \text{ kg}$$

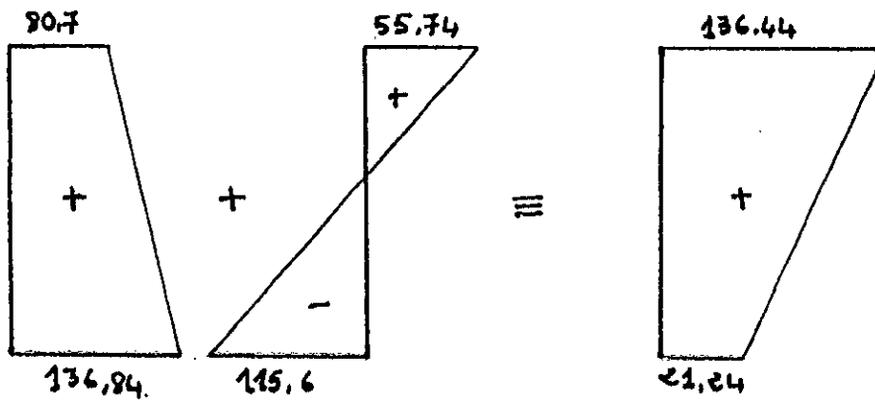
$$P = 0.55 \times 353607.95 = 194484.37 \text{ kg}$$

calcul des contraintes:

$$\sigma_s = \frac{194484.37}{4942.08} \left(1 - \frac{75.78 \times 63.43}{2719} \right) = -31.08 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_i = \frac{194484.37}{4942.08} \left(1 + \frac{75.78 \times 85.78}{2719} \right) = 133.43 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Diagramme des contraintes à (L/2)



Conclusion:

Durant toutes les phases de réalisation de l'ouvrage, les contraintes (sur les fibres supérieures et inférieures) sont toujours:

- 1° Positives \Rightarrow absence de traction.
- 2° Elles vérifient toujours la condition d'infériorité à la contrainte admissible.

Vérification des contraintes tangentielles

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue phase par phase (Les phases sont les mêmes que celles considérées pour la vérification des contraintes normales).

La contrainte tangentielle au niveau d'une section est donnée par la formule suivante:

$$\tau = \frac{T.S}{b_0.I}$$

T : effort tranchant dans la section considérée.

S : moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le CDG de la section située au dessus de l'axe neutre.

b_0 : épaisseur nette de l'ame.

I : mmt d'inertie de la section droite de la poutre par rapport à G.

Pour la vérification, il convient de calculer la contrainte de résistance du béton.

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

σ_j : contrainte admissible de traction du béton.

σ'_j : contrainte admissible de compression du béton.

σ'_b : contrainte de compression au niveau du CDG de la section

1°/ Section X = 0.00L

a°/- Phase I

Dans cette phase les 3 cables ont été tirés à 45% de leur tension finale.

L'effort tranchant réduit $T_R = T_G + T_V$ avec

$T_G = 23.018t$ (L'effort tranchant dû au poids propre de la poutre).

T_V : L'effort tranchant dû à la précontrainte t_q

$$T_v = 0.45(9.73(\sigma_{11} \sin \alpha_1 + \sigma_{12} \sin \alpha_2 + \sigma_{13} \sin \alpha_3))$$

$$\sigma_{11} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{11} = 13258.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{12} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{12} = 13179.99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{13} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{13} = 13131.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow T_v = 34374.16 \text{ kg} = 34.374 \text{ t}$$

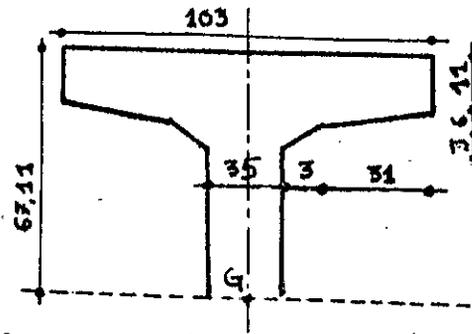
$$\Rightarrow T_R = 23.018 - 34.374 = -11.356 \text{ t}$$

Calcul du mmt statique de la section située au dessus du CDG

$$S_D = 137318.35 \text{ cm}^3$$

$$I = 14939973.6 \text{ cm}^4$$

$$b_0 = 35 - 6.5 = 28.5 \text{ cm}$$



Calcul de τ :

$$\sigma'_1 = 216.5 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma' = 142.89 \text{ kg/cm}^2$$

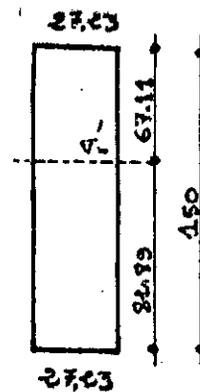
$$\sigma_1 = 7 + 0.06\sigma'_1 = 20 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_1 = 13.2 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte σ'_b au c.d.g de la section

$$\sigma'_b = 27.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau^2 = \frac{13.20}{142.89} (142.89 - 27.23)(13.20 + 27.23)$$

$$\tau = 20.78 \text{ kg/cm}^2$$



$$\tau = \frac{11.356 \times 137318.35 \times 10^3}{28.5 \times 14939973.6} = 3.66 \text{ kg/cm}^2 < 20.78 \text{ kg/cm}^2$$

Phase II:

Les 03 cables d'about sont tirés à 100% à 14 jours.

L'effort tranchant dû à la précontrainte:

$$T_v = T_v \text{ (phase 1)} + T_{v2} \text{ avec}$$

$$T_{v2} = 0.55 \left[9.73 \left(\sigma_{11} \sin \alpha_1 + \sigma_{12} \sin \alpha_2 + \sigma_{13} \sin \alpha_3 - 575.13 \sum_1^3 \sin \alpha_i \right) \right]$$

$$40\% \text{ pertes différées} = 575.13 \text{ kg/cm}^2.$$

$$T_{v2} = 41969.34 \text{ kg} \approx 42t$$

$$\Rightarrow T_v = -34.374 - 42 = -76.374t.$$

$$T_G = 23.018$$

donc

L'effort tranchant réduit T_R

$$T_R = 23.018 - 76.374 = -53.356t$$

calcul de τ :

$$\sigma'_{14} = 282 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma'_{14} = 0.66282 = 186.120 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{14} = 7 + 0.06\sigma'_{14} = 23.92 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{14} = 15.774 \text{ kg/cm}^2.$$

La contrainte σ'_b au c.d.g de la section

$$\sigma'_b = 59.42 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau^2 = \frac{15.774}{186.12} (186.12 - 59.42)(15.774 + 59.42)$$

$$\tau = 28.416 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau = \frac{533.56 \times 137318.35 \times 10^3}{28.5 \times 14939973.6} = 17.21 \text{ kg/cm}^2 < 28.416 \text{ kg/cm}^2.$$

c°/ Phase III

Mise en place des poutres sur leurs appuis définitifs et coulage du hourdis.

$T_d = 18.25t$ (L'effort tranchant dû au poids de l'hourdis)

L'effort tranchant dû à la précontrainte

$$T_v = T_v \text{ (phase 2)} = -76.374$$

L'effort tranchant réduit T_R

$$T_R = 23.018 + 18.25 - 76.374 = -35.106t$$

Calcul de σ :

$$\begin{aligned}\sigma'_{28} &= 350 \text{ kg/cm}^2, & \sigma'_{28} &= 231 \text{ kg/cm}^2. \\ \sigma_{28} &= 7 + 0.06\sigma'_{28} = 28 \text{ kg/cm}^2, & \sigma_{28} &= 18.48 \text{ kg/cm}^2.\end{aligned}$$

La contrainte σ'_b au c.d.g de la section

$$\sigma'_b = 59.42 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\begin{aligned}\tau^2 &= \frac{18.48}{231} (231 - 59.42)(18.48 + 59.42) \\ \tau &= 32.7 \text{ kg/cm}^2.\end{aligned}$$

$$\tau = \frac{35.106 \times 137318.35 \times 10^3}{28.5 \times 14939973.6} = 11.32 \text{ kg/cm}^2 < 32.7 \text{ kg/cm}^2.$$

d° Phase IV

Mise en tension des cables à l'extrados et mise en place de la superstructure.

$T_{sv} = 6.2t$ (L'effort tranchant dû au poids de la superstructure)

$$\begin{aligned}T_V &= (14895 - \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_d)(\sin\alpha_1 + \sin\alpha_2 + \sin\alpha_3) \times 9.73 \\ T_V &= 68.39t\end{aligned}$$

L'effort tranchant réduit T_R

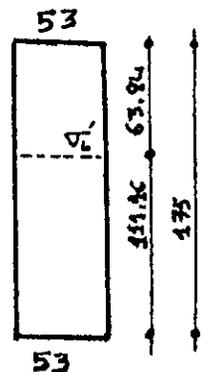
$$T_R = (23.018 + 15.654 + 6.2) - 68.39 = -23.518t$$

Calcul de τ :

$$\sigma'_{28} = 231 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma'_{28} = 18.48 \text{ kg/cm}^2.$$

La contrainte σ'_b au c.d.g de la section

$$\sigma'_b = 53.00 \text{ kg/cm}^2.$$



$$\tau^2 = \frac{18.48}{231}(231-53)(18.48+53)$$

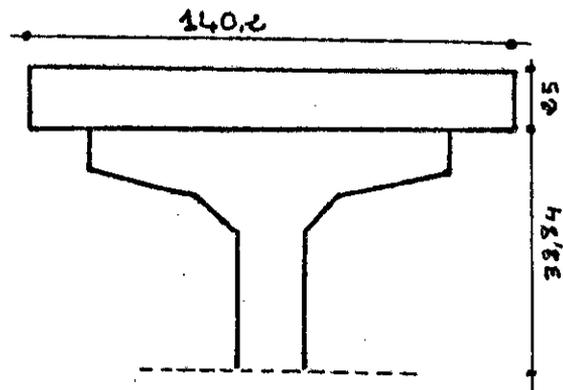
$$\Rightarrow \tau = 31.904 \text{ kg/cm}^2.$$

Calcul du moment statique de la section
située au dessus du CDG (poutre + hourdis)

$$S_d = 237172.608 \text{ cm}^3.$$

$$\tau = \frac{23.518 \times 237172.61}{28.5 \times 29452222.54}$$

$$\tau = 6.65 \text{ kg/cm}^2 < 31.904$$



c°/ Phase V (ouvrage en service à l'infini)

Application de la surcharge $A(L)$ $T_Q = 4.43 \text{ t}$

L'effort tranchant dû à la précontrainte

$$T_V = T_V \text{ (phase 4)} = 68.39 \text{ t}$$

et l'effort tranchant réduit T_R

$$T_R = 23.018 + 18.25 + 6.2 + 1.2(4.43) - 68.39 = -15.61 \text{ t}$$

Calcul de τ :

$$\sigma'_{28} = 0.42 \sigma'_{28} = 147 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{28} = 0.42 \sigma_{28} = 11.76 \text{ kg/cm}^2.$$

La contrainte σ'_b au c.d.g de la section

$$\sigma'_b = 53.00 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau^2 = \frac{11.76}{147}(147-53)(11.76+53) \Rightarrow \tau = 22.068 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau = \frac{15.61 \times 10^3 \times 237172.61}{28.5 \times 29452222.54} = 4.41 < 22.068 \text{ kg/cm}^2.$$

*** Fibre inférieure**

$$\sigma_i = \frac{F_1}{B_p} - \frac{F_1 e v'_p}{I_p} + \frac{(M_d + M_p) v'_p}{I_p} - \frac{M_{cp} v'_i}{I_i} + \frac{F_2 e_i v_i}{I_i} + \frac{F_2}{B_i}$$

avec

F_1 : force de précontrainte des 3 cables d'about.

F_2 : force de précontrainte des 2 cables d'extrados.

M_d : mmt dû au poids de la dalle.

M_p : mmt dû au poids de la poutre.

M_{cp} : mmt dû aux charges permanentes complémentaires.

B_p : section de la poutre seule.

B_i : section de la poutre seule + hourdis.

I_p : inertie de la poutre seule.

I_i : inertie de la poutre seule + hourdis.

1) à $x = 0.50L$.

Les caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis sont:

$$B = 8447.08 \text{ cm}^2, \quad v_i = 118.07 \text{ cm}, \quad v'_i = 56.93 \text{ cm}$$

$$I_i = 24966421.59 \text{ cm}^4, \quad i^2 = 2955.63 \text{ cm}^2.$$

Pour les (03) cables à l'about

$$\Delta\sigma_s = 1405.93 \text{ kg/cm}^2, \quad \Delta\sigma_d = 2107.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_1 = 3 \times 9.73(14895 - 1405.93 - 2107.03) = 332241.75$$

Pour les (02) cables à l'extrados

$$\Delta\sigma_s = 2296.27 \text{ kg/cm}^2, \quad \Delta\sigma_d = 0$$

$$F_2 = 2 \times 9.73(14895 - 2296.27) = 245171.29$$

$$\begin{cases} M_p = 187.0223 \text{ tm} \\ M_d = 115.71 \text{ tm} \end{cases} \quad M_{cp} = 50.58 \text{ tm}$$

$$\sigma_s = 76.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_i = 156.95 \text{ kg/cm}^2 < 192.5 \text{ kg/cm}^2$$

2) à $x = 0.25L$.

Les caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis sont:

$$B_i = 8447.08 \text{ cm}^2, \quad v_i = 117.6 \text{ cm}, \quad v'_i = 57.4 \text{ cm}$$

$$I_i = 25704333.58 \text{ cm}^4, \quad i^2 = 3042.98 \text{ cm}^2.$$

Pour les (03) cables à l'about

$$\Delta\sigma_i = 1952.74 \text{ kg/cm}^2, \quad \Delta\sigma_d = 2187.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_1 = 3 \times 9.73(14895 - 1952.74 - 2187.59) = 313928.82$$

Pour les (02) cables à l'extrados

$$\Delta\sigma_i = 3373.85 \text{ kg/cm}^2, \quad \Delta\sigma_d = 0$$

$$F_2 = (14895 - 3373.85) \times 9.73(\cos 24.15^\circ + \cos 2.82^\circ) = 214254.5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\begin{cases} M_p = 140.266 \text{ tm} \\ M_d = 86.77 \text{ tm} \end{cases}$$

$$M_{cp} = 37.83 \text{ tm}$$

$$e_i = 117.6 - 37 = 80.6$$

$$e = 85.78 - 37 = 48.78$$

$$\sigma_s = 94.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_i = 103.41 \text{ kg/cm}^2 < 192.5 \text{ kg/cm}^2$$

3) à $x = 0.00L$.

Les caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis sont:

$$B_i = 9868.45 \text{ cm}^2, \quad v_i = 111.16 \text{ cm}, \quad v'_i = 63.84 \text{ cm}$$

$$I_i = 29452222.54 \text{ cm}^4, \quad i^2 = 2984.4 \text{ cm}^2.$$

Pour les (03) cables à l'about

$$\Delta\sigma_i = 1657.86 \text{ kg/cm}^2, \quad \Delta\sigma_d = 1437.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_1 = (14895 - 1657.86 - 1437.82)(\cos 8.3 + \cos 11.89 + \cos 14.2) \times 9.73 = 337248.54 \text{ kg}$$

$$F_2 = 0$$

d'où

$$\sigma_s = \sigma_l = \frac{337248.54}{6363.45} = 53.00 \text{ kg/cm}^2$$

Phase V (ouvrage en service à l'infini)

Application de la surcharge la plus défavorable:

$$\bar{\sigma}_b = 0.42 \sigma'_{28} = 0.42 \times 350 = 147 \text{ kg/cm}^2$$

1) à X=0.50L

Pour les (03) cables à l'about:

$$F_1 = F_1(\text{phase4}) = 332241.75 \text{ kg}$$

Pour les (02) cables à l'extrados

$$\Delta\sigma_l = 2296.27 \text{ kg/cm}^2, \quad \Delta\sigma_a = 1669.60$$

$$F_2 = (14895 - 2296.27 - 1669.6) \times 2 \times 9.73 = 212680.87 \text{ kg}$$

$$\sigma_s = 80.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_l = 136.84 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes dues aux surcharges $M_0 = 244.433 \text{ t.m}$

$$\sigma_s = \frac{244.433 \times 10^3 \times 56.93}{24966421.59} = 55.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{-244.433 \times 10^3 \times 118.07}{24966421.59} = -115.6 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes résultantes:

$$\sigma_s = 80.70 + 55.74 = 136.44 \text{ kg/cm}^2 < 147$$

$$\sigma_l = 136.44 - 115.6 = 21.24 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

2) à X=0.25L

Pour les (03) cables à l'about:

$$F_1 = F_1(\text{phase4}) = 313928.82 \text{ kg}$$

Pour les (02) cables à l'extrados

$$\Delta\sigma_s = 3373.85 \text{ kg/cm}^2, \quad \Delta\sigma_d = 1294.37$$

$$F_2 = (14895 - 3373.85 - 1294.37)(\cos 24.15 + \cos 9.73) \times 9.73 = 188872.68 \text{ kg}$$

$$\sigma_s = 95.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_d = 91.05 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes dûes aux surcharges $M_Q = 183.325 \text{ t.m}$

$$\sigma_s = \frac{(183.325 \times 10^3 \times 57.4)}{25704333.58} = 40.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_d = -\frac{(183.325 \times 10^3 \times 117.6)}{25704333.58} = -83.87 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes résultantes

$$\sigma_s = 95.65 + 40.94 = 136.59 \text{ kg/cm}^2 < 147$$

$$\sigma_d = 91.05 - 83.87 = 7.18 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

3) à X=0.00L

Pour les (03) cables à l'about:

$$F_1 = F_1(\text{phase4}) = 337248.54 \text{ kg}$$

$$F_2 = 0$$

Contraintes résultantes

$$\sigma_s = \frac{337218.54}{6363.45} = 53.00 \text{ kg/cm}^2 < 192.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_d = \frac{337248.54}{6363.45} = 53.00 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes résultantes:

$$\sigma_s = 40.13 - 31.08 = 9.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_i = 26.19 + 133.43 = 159.62 \text{ kg/cm}^2 < 192.5 \text{ kg/cm}^2$$

2) à $x = 0.00L$

Pertes différées $\Delta\sigma_d = 0.40(510 + 591.05) = 440.42 \text{ kg/cm}^2$

$$N(0.00L) = 385015.81 - 9.73 \times 440.42 \sum \cos \alpha_i$$

$$N = 372428.21 \text{ Kg.}$$

d'où

$$P(0.00L) = 0.55 \times 372428.21 = 204835.52 \text{ kg}$$

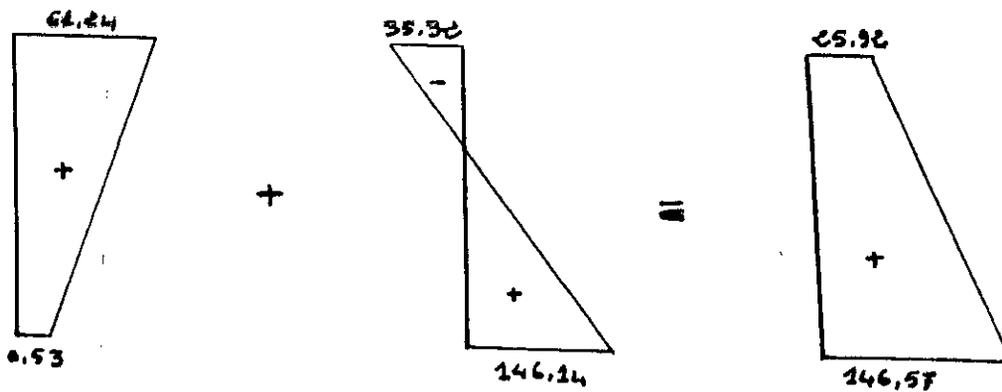
calcul des contraintes:

$$\sigma_s = \sigma_i = \frac{204835.52}{6363.45} = 32.19 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes résultantes:

$$\sigma_s = \sigma_i = 27.23 + 32.19 = 59.42 \text{ kg/cm}^2$$

Diagramme des contraintes à $(L/2)$



Phase III

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis.

Les efforts à considérer dans cette phase sont:

- Efforts dûs à la deuxième phase.
- Poids propre de l'hourdis coulé sur place.

N.B: Vue que l'hourdis n'est pas résistant, dans cette phase la section résistante reste celle de la poutre seule.

Vérification des contraintes

1) à $x = 0.5L$

contrainte sous l'effet du hourdis $M_d = 115.7 \text{ cm}$.

$$\sigma_s = \frac{115.7 \times 10^5 \times 63.43}{12954745.56} = 5665 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_i = \frac{-115.7 \times 10^5 \times 63.43}{12954745.56} = -77.32 \text{ kg / cm}^2$$

contraintes résultantes:

$$\sigma_s = 25.92 + 56.65 = 81.65 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_i = 146.67 - 77.32 = 69.35 \text{ kg / cm}^2$$

2) à $x = 0.25L$

contraintes sous l'effet du hourdis $M_d = 86.77 \text{ cm}$.

$$\sigma_s = \frac{86.77 \times 10^5 \times 64.22}{13437470.58} = 41.47 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_i = \frac{-86.77 \times 10^5 \times 85.78}{13437470.58} = -55.39 \text{ kg / cm}^2$$

contraintes résultantes:

$$\sigma_s = 9.05 + 41.47 = 50.52 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_i = 159.62 - 55.39 = 104.23 \text{ kg / cm}^2$$

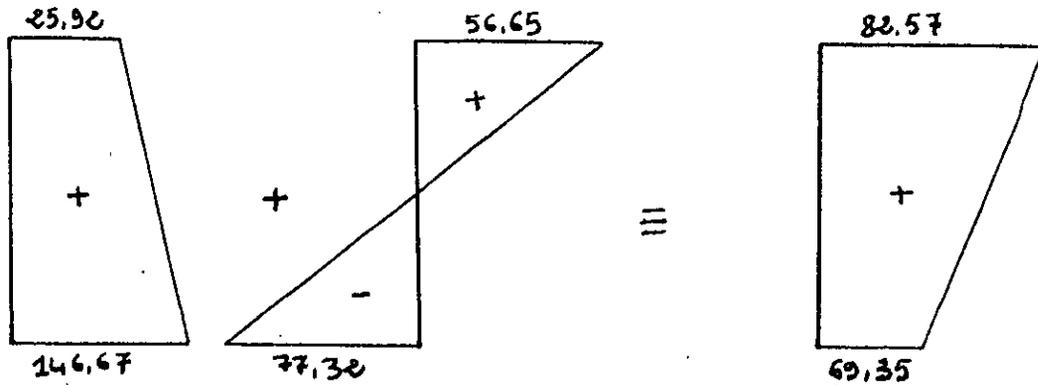
3) à $x = 0.00L$

$$M_d = 0 \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = \sigma_i = 0$$

contraintes résultantes:

$$\sigma_s = \sigma_i = 0 + 54.42 = 54.42 \text{ kg / cm}^2$$

Diagramme des contraintes à (L/2)



Phase IV

Cette phase correspond à la mise en tension des câbles à l'extrados et mise en place de la superstructure.

Les efforts à considérer dans cette phase sont:

- Poids de toutes les charges permanentes (poutres, hourdis et superstructure).
- Force de précontrainte des 3 câbles d'about qui ont effectué 85% de leurs pertes différées.
- Force de précontrainte des 2 câbles à l'extrados dont les pertes différées sont nulles.

La contrainte résultante est donnée par la formule suivante:

*** Fibre supérieure**

$$\sigma_s = \frac{F_1}{B_p} - \frac{F_1 e v'_p}{I_p} + \frac{(M_d + M_p) v'_p}{I_p} + \frac{M_{ccp} v'_p}{I_i} - \frac{F_2 e_1 v'_p}{I_i} + \frac{F_2}{B_i}$$

2°/Section X = 0.25L

a°/ Phase I

$T_G = 11.510t$ L'effort tranchant dû au poids propre de la poutre)

$T_v = 0$ (L'effort tranchant dû à la précontrainte)

l'effort tranchant réduit $T_R = 11.510t$.

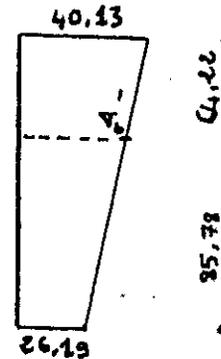
* Les contraintes:

$$\sigma'_b = \frac{(26.19 - 40.13) \times 64.22}{150} + 40.13$$

$$\sigma'_b = 34.162 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau^2 = \frac{13.20}{142.89} (142.89 - 34.162)(13.2 + 34.126)$$

$$\tau = 21.811 \text{ kg/cm}^2.$$



* Calcul du moment statique de la section située au dessus du CDG

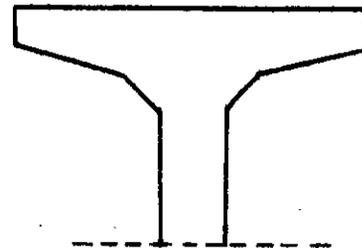
$$S_A = 117748.25 \text{ kg/cm}^2.$$

$$b_0 = 21 - 6.5 = 14.5.$$

$$I = 13438707 \text{ cm}^4.$$

$$\tau = \frac{11.51 \times 10^3 \times 117748.25}{14.5 \times 13438707} = 6.955$$

$$\tau = 6.955 \text{ kg/cm}^2 < 21.811 \text{ kg/cm}^2.$$

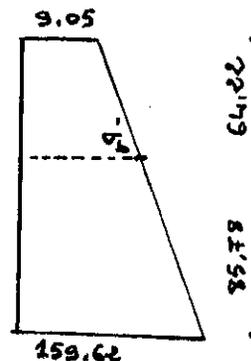


b°/ Phase II

L'effort tranchant réduit $T_R = T_R$ (phase I) = 11.51t.

$$\sigma'_b = \frac{(159.62 - 9.05) \times 64.22}{150} + 9.05$$

$$\sigma'_b = 73.510 \text{ kg/cm}^2.$$



$$\tau^2 = \frac{15.774}{186.12} (186.12 - 73.510)(15.774 + 73.510)$$

$$\tau = 29.192 \text{ kg / cm}^2.$$

$$\tau = \frac{11.510 \times 10^3 \times 117748.25}{14.5 \times 13438707} = 6.955 \text{ kg / cm}^2 < 29.192 \text{ kg / cm}^2$$

c°/ Phase III

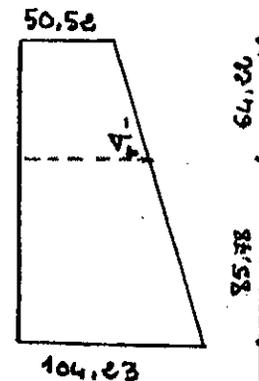
$T_d = 9.125t$ (L'effort tranchant dû au poids de l'hourdis)

L'effort tranchant réduit T_R

$$T_R = 11.510 + 9.125 = 20.64t$$

$$\sigma'_b = \frac{(104.23 - 50.52) \times 64.22}{150} + 42.67$$

$$\sigma'_b = 65.67 \text{ kg / cm}^2.$$



$$\tau^2 = \frac{18.48}{231} (231 - 65.67)(18.48 + 65.67)$$

$$\tau = 33.362 \text{ kg / cm}^2.$$

$$\tau = \frac{20.64 \times 117748.25 \times 10^3}{14.5 \times 13438707} = 12.47 \text{ kg / cm}^2 < 33.36 \text{ kg / cm}^2.$$

d°/ Phase IV

$T_w = 3.1125t$ (L'effort tranchant dû au poids de la superstructure)

Pour les (02) cables à l'extrados:

Pertes instantanées:

$$\Delta\sigma_i = 3373.85 \text{ kg / cm}^2.$$

$$T_v = 9.73(14895 - 3373.85)(\sin 24.15^\circ + \sin 2.82^\circ)$$

$$T_v = 51.38t$$

L'effort tranchant réduit T_R

$$T_r = 19.092 + 3.1125 - 51.38 = -29.176t$$

Le moment statique de la section (poutre + hourdis)

$$S_d = 191947.01 \text{ cm}^3.$$

$$I = 25704333.58 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_b = \frac{(103.41 - 94.1)57.4}{175} + 94.1$$

$$\sigma'_b = 97.15 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau^2 = \frac{18.48}{231} (231 - 97.15)(18.48 + 97.15)$$

$$\Rightarrow \tau = 35.19 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau = \frac{29.176 \times 191947.01 \times 10^3}{14.5 \times 25704333.58} = 15.03 \text{ kg/cm}^2 < 35.19 \text{ kg/cm}^2.$$

e°/ Phase V

Application de la surcharge $T_0 = 3.493t$

Les (02) cables à l'extrados

$$\Delta\sigma_i = 3373.85 \text{ kg/cm}^2; \Delta\sigma_d = 1294.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_v = 9.73(14895 - 3373.85)(\sin 24.15^\circ + \sin 2.82^\circ)$$

$$T_v = 45.61t$$

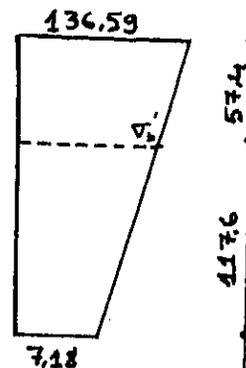
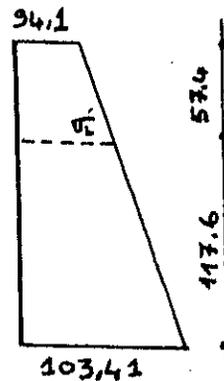
L'effort tranchant réduit:

$$T_r = 20.64 + 3.1125 + 1.2(3.493) - 45.61 = 17.67t$$

$$\sigma'_b = \frac{(7.18 + 136.59)57.4}{175} + 136.59$$

$$\sigma'_b = 94.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau^2 = \frac{11.76}{147} (147 - 94.14)(11.76 + 94.14)$$



$$\Rightarrow \tau = 21.16 \text{ kg} / \text{cm}^2.$$

$$\tau = \frac{17.67 \times 191947.01 \times 10^3}{14.5 \times 25704333.58} = 9.1 \text{ kg} / \text{cm}^2 < 21.16 \text{ kg} / \text{cm}^2.$$

Tableau récapitulatif
Valeur de τ , τ et T_R

section	0.00L			0.25L		
	T_R	τ	$\bar{\tau}$	T_R	τ	$\bar{\tau}$
phase 1	11.356	3.66	20.78	11.51	6.955	21.811
phase 2	53.356	17.21	28.416	11.51	6.955	29.192
phase 3	35.106	11.32	32.7	20.64	12.47	33.362
phase 4	23.52	6.65	31.904	29.18	15.03	35.19
phase 5	15.61	4.41	22.068	17.67	9.1	21.16

On remarque que l'effort max. tranchant pour chaque section est donné dans le tableau.

- Section 0.00L $T_{max} = 53.356\text{t}$
- Saction 0.25L $T_{max} = 29.18\text{t}$

Conclusion

Durant toute les phases de construction considérées, les contraintes de cisaillement ne dépassent guère celles admissibles ce qui nous a mis dans un état de sécurité garantie.

CHAPITRE III

**CALCUL ET
FERRAILLAGE DU
HOURDIS**

Calcul des appareils d'appuis

Introduction

Les appareils d'appui sont considérés comme équipement de l'ouvrage, leur rôle est de transmettre aux appuis les actions provenant du tablier et de permettre les libres mouvements de translation et de rotation du tablier par rapport aux appuis.

Les actions provenant du tablier comprenant le poids propre du tablier, les surcharges et les actions horizontales dues au freinage du vent et éventuellement aux forces centrifuges (virage).

Les déplacements du tablier proviennent des variations de température, des rotations dues aux surcharges et charges, des déformations différées du béton ainsi que des actions sismiques (site).

Actuellement, on utilise des appareils d'appui en élastomère fretté. Ces appareils sont constitués d'un empilage de plusieurs plaques d'un élastomère (du polychloropène commercialisé sous le nom de neopène) liées entre elles et frettées par des plaques métalliques.

Grâce aux propriétés de l'élastomère, ces appareils laissent les mouvements de déplacement et de torsion du tablier par rapport à ses appuis en toute liberté.

Le phénomène de vieillissement du néoprène n'est pas à craindre à condition que soient respectées les règles de dimensionnement et de calcul aussi et surtout les précautions à prendre pendant la pose des appareils de manière qu'ils soient bien à leur place qu'ils ne s'enfoncent pas dans le béton (frettage de la zone d'appui) et que leur fonctionnement ne soit pas entravé par des corps étrangers). Les appareils d'appuis devant reposer par l'intermédiaire d'un mortier de calage sur la zone frettée.

Dans tous les cas, il est indispensable que des possibilités de relevage du tablier soient prévues dans le projet, pour changer ou bien pour réparer les appareils d'appuis, soit pour rattraper le tassement d'un appui etc...

Il suffit pour cela de réserver l'emplacement des quelques verins et de dimensionner les appuis et les entretoises pour supporter les efforts correspondants.

Dimensionnement

(Voir bulletin technique: "SETRA" n°4).

Sollicitation de calcul (art. 12.3 du CPC)

$G'+1.2P$: sous les systèmes de charge $A(I)$ et B_2 .

$G'+P$: pour les charges exceptionnelles.

avec:

G' : réaction due aux charges permanentes sur appui.

P : réaction due aux surcharges d'exploitation.

$$G' = 43.468t \quad P(D_{max}) = 4.113t$$

Le cas le plus défavorable est:

$$G' + 1.2P = 48.784t$$

Deplacements

fluage $\Delta f = 1.41cm$

retrait $\Delta r = 0.325cm$

rotation $\Delta \beta = 0.593$

Température $\Delta t = 0.325cm$

Rotations

due au poids propre: $\beta_G = 0.016$

due à la contrainte $\beta_p = -0.0171$

due à la précontrainte $\beta_Q = -0.0171$

Détermination des dimensions de l'appareil d'appui

a/ Aire d'appareil de l'appui

a : côté parallèle à l'axe horizontal de l'ouvrage.

b : côté perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage.

Contrainte de compression limite de l'appareil est $150kg/cm^2$

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \cdot b} < 150kg/cm^2$$

d'où:
$$a \cdot b > \frac{48.784 \cdot 10^3}{150} = 323.47cm^2$$

b/ Hauteur nette d'élasticité (T)

La condition à vérifier est:

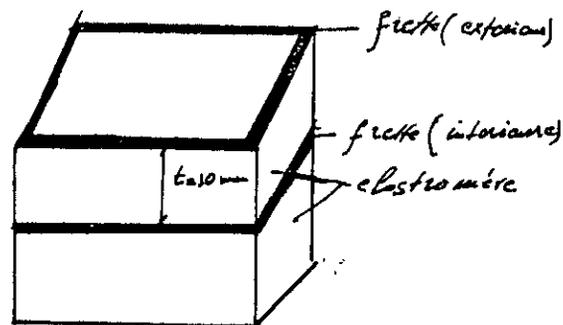
$$T \geq \frac{\mu_1}{0.5}$$

avec: μ_1 : déformation lente: retrait, fluage, température.

$$\mu_1 = 2.06cm = 20.6mm.$$

d'où:
$$T \geq \frac{20.6}{0.5} = 41.2mm$$

On choisira $T = 50\text{mm}$ constituée de 5 feuilles de 10mm .



B) Dimension en plan de l'appareil

Il faut respecter:

- la condition de non flambement.
- l'épaisseur minimale.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad \text{avec } a < b$$

$$5T \leq a \leq 10T \quad \Rightarrow \quad 25\text{cm} \leq a \leq 50\text{cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} a = 30\text{cm} \\ a \times b > 323.47\text{cm}^2 \end{array} \right\} \quad \text{d'où } b = 50\text{cm (dimension standard)}$$

$b = 50\text{cm}$ "d'après le bulletin technique SETRA".

D'où notre appareil d'appui ait les dimensions suivantes:

$$\left. \begin{array}{l} a = 300\text{mm} \\ b = 500\text{mm} \\ T = 50\text{mm} \end{array} \right\} \quad \rightarrow \quad 300 / 500 / 50$$

C) Répartition des efforts horizontaux

- Effort de freinage

Les charges de chaussée des systèmes $A(l)$ et B_c sont susceptibles de développer les réactions de freinage, efforts s'exerçant sur la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

a/ charge A(l)

Leffort de freinage correspondant à la plus défavorable de A(l).

$$F_A = \frac{1}{20 + 0.0035S} \cdot P_A$$

avec:

P_A : le poids donné par la position la plus défavorable de A(l).

S : la surface chargée donnant l'effet le plus défavorable, dans notre cas on a 4 voies chargées.

$$\left. \begin{array}{l} A = 14.52t / m \\ L = 32.5m \end{array} \right\} \text{ d'où } P_A = 14.52 \times 32.5 = 471.9$$

$$S = 13.5 \times 32.5 = 438.75m^2$$

Nombre d'appareils d'appui est : 12

$$\text{d'où: } H_A = \frac{F_A}{12} = \frac{471.9}{12(20 + 0.034 \times 243.75)} = 1.11t$$

b/ système "B_c"

Chaque essieu d'un camion du système "B_c" peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner:

$$H_{BC} = \frac{\text{poids du camion}}{\text{nombre d'appui}} = \frac{30}{12 \times 2} = 1.25t$$

- effort dû au seisme

L'intensité du seisme est:

$$\varepsilon_H = 0.10g \rightarrow \text{horizontalement}$$

$$\varepsilon_V = 0.07g \rightarrow \text{verticalement}$$

avec:

g : le poids du tablier $g=1058.70t$.

d'où:

$$\varepsilon_H = 105.876t$$

$$\varepsilon_V = 74.11t$$

- Effort dû aux déformations

Le déplacement maximum est $\Delta_{max} = 1.877\text{cm}$.

$$\varepsilon = \frac{H \cdot T}{G \cdot a \cdot b} \quad \text{d'où} \quad H = \frac{G \cdot \varepsilon \cdot a \cdot b}{T}$$

avec:

g : module d'élasticité transversal.

$$\begin{cases} G = 8\text{kg/cm}^2 & \text{effets lents} \\ G = 16\text{kg/cm}^2 & \text{effets instantanés} \end{cases}$$

on tire:

$$H = \frac{1.877 \times 8 \times 30 \times 50}{5} = 4504.8\text{kg}$$

- Effort dû au vent

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage. On considère une pression de 250kg/cm^2 (zone II).

La section latérale sur laquelle agit le vent est donc:

$$S = 32.5(1.50 + 0.25 + 0.08) = 57.85\text{m}^2$$

$$P = 57.85 \times 250 = 14462.5\text{kg}$$

$$H_{vent} = \frac{14462.5}{2 \times 12} = 602.60\text{kg}$$

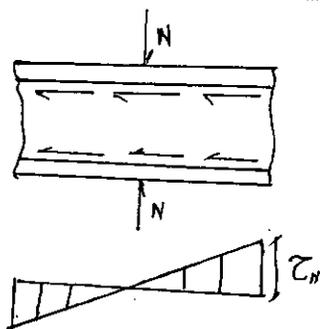
Vérification des contraintes

1) Limitation des contraintes de cisaillement

a/ Sollicitation sous charge verticale

σ'_m : contrainte de charge sous " N_{max} "

$$\sigma'_m = \frac{N_{max}}{a \cdot b} \leq 150\text{kg/cm}^2$$



$$N_{max} = 48.520\text{t}$$

$$\tau_N = \frac{1.5 \times \sigma'_m}{\beta} < 3 \cdot G$$

avec:

τ_N : contrainte de cisaillement qui apparaît au niveau de frettage.

σ'_m : contrainte de compression sous N_{max} .

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)} = \frac{30 \times 50}{2 \times 1(30+50)} = 9.375$$

(vérifiée)

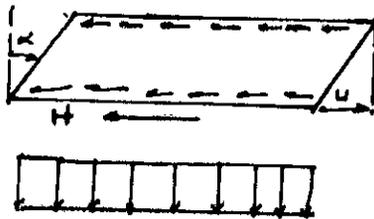
$$\sigma'_m = \frac{48.784 \times 10^3}{30 \times 50} = 32.35 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2$$

d'où:

$$\tau_N = \frac{1.5 \cdot 32.35}{9.275} = 5.176 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}$$

$$5.176 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 24 \text{ kg/cm}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

b/ Sollicitation due à un déplacement horizontal ou à un effort horizontal
- sous un déplacement lent



$$\tau_{H_1} = G \cdot \frac{U_1}{T} \leq 0.5G$$

$$\tau_{H_1} = 8 \times \frac{2.05}{5} = 3.296 < 0.5 \times 8 = 4 \text{ kg/cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

- Sous un effort dynamique "freinage"

d'où

$$H_A = 2143 \text{ kg}$$

$$\tau_{H_2} = \frac{H_A}{a \cdot b} = \frac{2143}{50 \times 30} = 1.43 \text{ kg/cm}^2$$

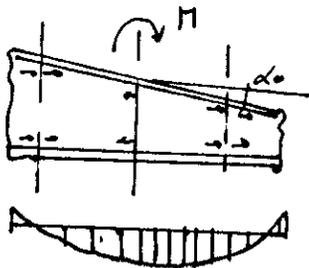
- déformations lentes + rapides

Il faut que $\tau_H \leq 0.7G$

avec $\tau_H = \tau_{H_1} + 0.5\tau_{H_2} = 3.296 + 0.5 \times 1.43 = 4.011 \text{ kg/cm}^2$

d'où $4.011 < 0.7G = 5.6 \text{ kg/cm}^2$ (condition vérifiée)

c) Sollicitation due à une rotation



$$\tau_a = \frac{G \times a^2 (\alpha_r + \alpha_0)}{2t^2 \cdot n} \text{ avec}$$

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose. Pour le béton préfabriqué, on prend:

$$\alpha_0 = 10^{-2} \text{rd}$$

α_T : rotation maximale de l'appareil
d'appui. (en service à vide)
 $\alpha_T = -0.0055$

$$\tau_a = \frac{8 \times 30^2 (-0.0055 + 0.01)}{2 \times 1^2 \times 5} = 3.24 \text{kg/cm}^2$$

Il faut vérifier deux conditions qui sont:

$$*1) \quad \tau = \tau_N + \tau_H + \tau_a \leq 5G$$

$$\text{d'où } \tau = 5.176 + 4.011 + 3.24 = 12.427 \text{ Kg/cm}^2$$

$$12.427 \text{ Kg/cm}^2 < 40 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

***2) condition de non cheminement et non glissement**

$$\begin{cases} \sigma_{min} \geq 20 \text{kg/cm}^2 \\ H \leq fN_{min} \end{cases} \text{ avec}$$

f : coefficient de frottement.

$$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a.b} = \frac{43.468 \times 10^3}{30 \times 50} = 28.51 \text{kg/cm}^2$$

$$28.51 \text{ Kg/cm}^2 > 20 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$f = 0.10 + \frac{6}{\sigma_{min}} = 0.1 + \frac{6}{28.51} = 0.31$$

$$fN_{min} = 0.31 \times 43.468 = 13.25 \text{gt}$$

H : force horizontale correspondante à N_{min} .

• H dû aux déformations lentes (retrait, fluage, température)

$$H = G \cdot \frac{ab}{T} \cdot \epsilon = 8 \times \frac{50 \times 30}{5} \times 2.06$$

$$H = 4944 \text{kg} = 4.944 \text{t}$$

$$4.644 \text{t} < 13.25 \text{gt} \quad \text{vérifiée}$$

• H dûe au séisme

$$H_s = \frac{105.876}{2 \times 12} = 4.41t$$

$$4.41t < 13.25gt \quad \text{vérifiée}$$

Les autres efforts sont beaucoup plus faible que H_s , donc c'est pas nécessaire de les vérifier.

***3) Condition de non soulèvement**

On doit vérifier cette condition quand les sollicitations de cisaillement dûes à la rotation sont susceptibles d'atteindre les valeurs semblables à celles dûes à l'effort normale.

$$\alpha_T = \frac{\alpha_0 + T}{5} = \frac{0.01 - 0.0055}{5} = 0.0009$$

$$\alpha_s \leq \frac{3.t^2 \cdot \sigma_{min}}{B.a^2.G} = \frac{3 \times t^2 \times 28.51}{9.375 \times 30^2 \times 8} = 0.0127$$

d'où $0.0009 < 0.0127$ (condition vérifiée)

d) Dimensionnement des frettes

Elles sont en acier ordinaire, on doit vérifier les conditions suivantes

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{a \cdot \sigma'_m}{\beta \cdot \sigma_e} \\ T_s \geq 2mm \end{cases}$$

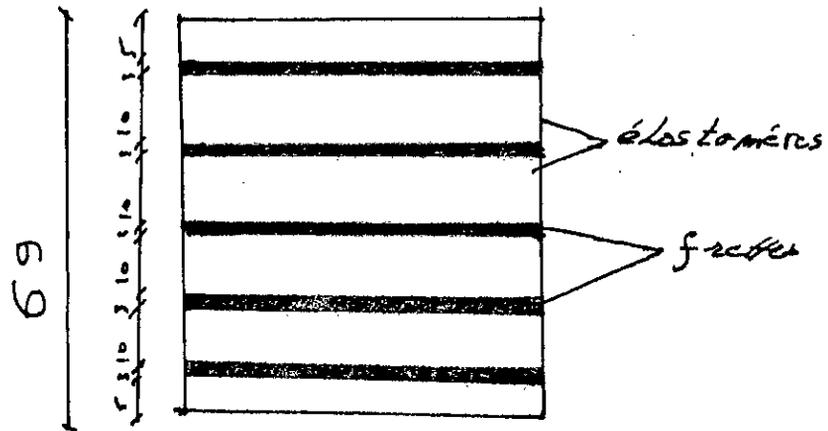
$\sigma_e = 2200 \text{ kg/cm}^2$ d'où

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{30 \times 32.35}{9.375 \times 2200} = 0.047mm. \\ T_s \geq 2mm \end{cases}$$

d'après les deux conditions, on choisira $T_s = 3mm$ (document CIPEC).

La hauteur totale est donc multipliée de e plus l'épaisseur d'une frette, l'appui sera désigné par l'appellation: $n = e + t$.

$$\begin{cases} e = 10mm \\ t = 3mm \end{cases}$$



Notre appui est applé $300 \times 500 \times 5(10 + 3)$.

NB: Les couches extérieures en élastomère sont d'épaisseur $e/2$.

• **Ferraillage du dés d'appui**

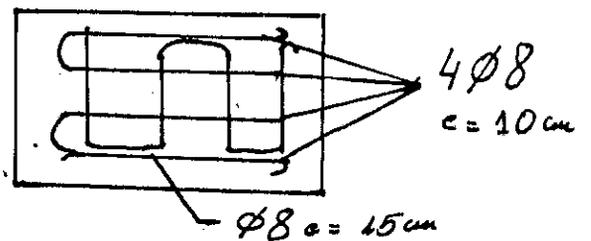
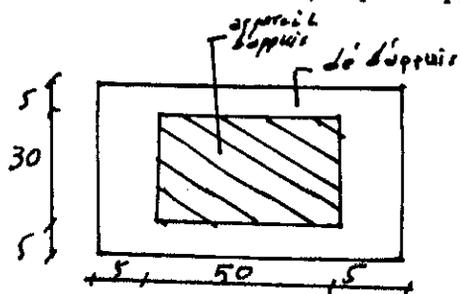
La section totale du frettage doit reprendre un effort de

$$0.04 R_{\max} = 0.4 \times 48.520 = 1.94t.$$

L'aire d'une nappe est:

$$S = \frac{0.04R}{\bar{\sigma}_a} = \frac{1.49 \times 10^3}{2800} = 0.69 \text{cm}^2$$

On prend donc $4\phi 8$ par nappe soit $A=2.01 \text{cm}^2$.



Calcul du joint de chaussée

Les joints chaussées sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la surface de circulation entre deux éléments de l'ouvrage en dépit de leurs déplacements relatifs dûs à l'effet des écarts de température, aux retraits différés, aux glissements 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 pont. Ils peuvent supporter les circulations lourdes et intenses.

Ils peuvent également remplir les conditions suivantes:

- liberté de dilatation des maçonneries.
- absence de bruit et de vibration.
- étanchéité ou bonne évacuation des eaux.

• Calcul du joint

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes:

1- Déplacement dû aux variations linéaires (retrait, fluage et température) plus le déplacement dû au freinage.

2- Déplacement dû aux variations linéaires plus déplacement dû au séisme, déplacement horizontaux dûs à la variation du tablier.

$$\begin{cases} \Delta t + \Delta f < w & (1) \\ \Delta t + \Delta S < 1.3w & (2) \end{cases}$$

"w" caractérise le type de joint de chaussée choisi.

• Déplacement dû au freinage

$$\varepsilon_f = \frac{T \times H}{G \times S}$$

avec: $G=16\text{kg/cm}^2$ et $S = a \times b = 30 \times 50\text{cm}^2$

$$\text{d'où: } \varepsilon_f = \frac{5 \times 1250}{16 \times 30 \times 50} = 0.26\text{cm} = 2.6\text{mm}$$

• Déplacement dû au séisme

$$\varepsilon_f = \frac{T \times H_s}{G \times S}$$

avec:

$$H_s = \frac{\varepsilon_H}{2 \times 2} = \frac{105.876}{12 \times 2} = 4.41t \quad \text{et} \quad G = 16kg/cm^2$$

d'où:

$$\varepsilon_s = \frac{5 \times 4410}{16 \times 30 \times 50} = 0.92cm = 9.2mm$$

$$\Delta t = \Delta t_{ret} + \Delta H + \Delta t_{emp} = 2.06cm = 20.6cm$$

$$\textcircled{1} \quad \Delta t + \varepsilon_f = 20.6 + 2.6 = 25.1 < w$$

$$\textcircled{2} \quad \Delta t + \varepsilon_s = 20.6 + 9.2 = 29.8 < w$$

Vu ces deux conditions, on choisit un joint de chaussée de type "MONOBLOC30"

w30.

Calcul du hourdis

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. En effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chappe d'étanchéité) et les surcharges (civils, militaires et exceptionnelles etc..) d'un pont, et à transmettre ces dernières aux poutres d'entretoises intermédiaires et de rives aussi, l'hourdis a aussi un rôle d'entretoisement, et assure donc aussi la répartition transversale des efforts.

Les moments transversaux dans ce cas seront calculés par l'application de la méthode de "GYON MASSONET".

On suppose que le pont est rigidement entretoisé.

Dans un autre sens, cela veut dire que dans une section transversale, les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants seront donnés par l'effort local (flexion locale).

On aura donc à étudier les deux cas:

- * Flexion transversale.
- * Flexion localisée.

Etude de la flexion transversale

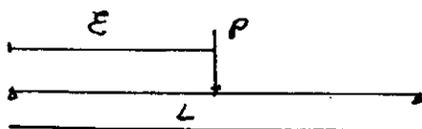
Le moment transversal est donné par la formule suivante:

$$M_y = P \cdot \mu_u \cdot b \cdot \delta \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$$

avec:

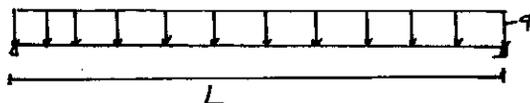
- μ_u : coefficient de répartition transversal (calculé comme K_u et ε_u).
- b : demi largeur du pont.
- x : abscisse de la bande étudiée en section transversale.
- P : portée de la poutre.

• Pour une charge concentrée



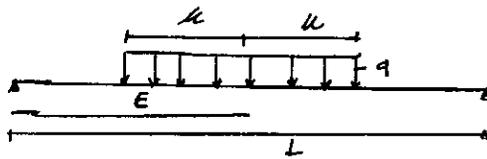
$$p = \frac{2p}{l} \sin \left(\frac{\pi \cdot \varepsilon}{l} \right)$$

• Une charge uniformément répartie



$$p = \frac{4q}{\pi} \sin^2 \frac{\pi}{2} = \frac{4q}{\pi}$$

• Une charge partiellement répartie



$$p = \frac{4q}{\pi} \sin \frac{\pi \cdot \epsilon}{l} \sin \frac{\pi \cdot l}{l}$$

u_α est donné par la formule d'interpolation.

$$u_\alpha = u_0 + (u_1 - u_0) \sqrt{\alpha}$$

u_0 et u_1 sont donnés par les tables de "GYON MASSONET" en fonction de " θ ".
Les valeurs des " u_α " sont groupées dans des tableaux après interpolation.

$$\theta = 0.90$$

$$u_0 \cdot 10^4$$

c	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	-b/4	b/2	3b/4	b
0	-622.31	-435.63	-169.83	346.79	1317.88	346.79	169.83	-435.63	-622.31
b/4	-264.93	-272.56	-241.08	-70.41	393.92	1312.73	230.84	-183.78	-1113.99
b/2	-73.57	-23.99	-160.52	-140.44	16.72	420.82	1167.25	-262.75	-1547.25
3b/4	-6.89	-30.64	-51.9	-60.77	-34.93	61.70	270.98	614.66	-1453.58
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

c	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	-b/4	b/2	3b/4	b
0	-199.16	-188.1	-134.4	95.74	856.34	95.74	-134.40	-188.1	-199.16
b/4	-123.81	139.05	-150.39	-144.83	100.28	845.74	65.38	195.66	-301.29
b/2	-73.06	-90.79	-115.15	-136.64	-111.53	89.53	809.38	-25.24	-406.28
3b/4	-36.76	-48.71	-67.09	-92.61	115.24	-96.79	74.96	698.13	-411.46
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

$$\alpha = 0.1231$$

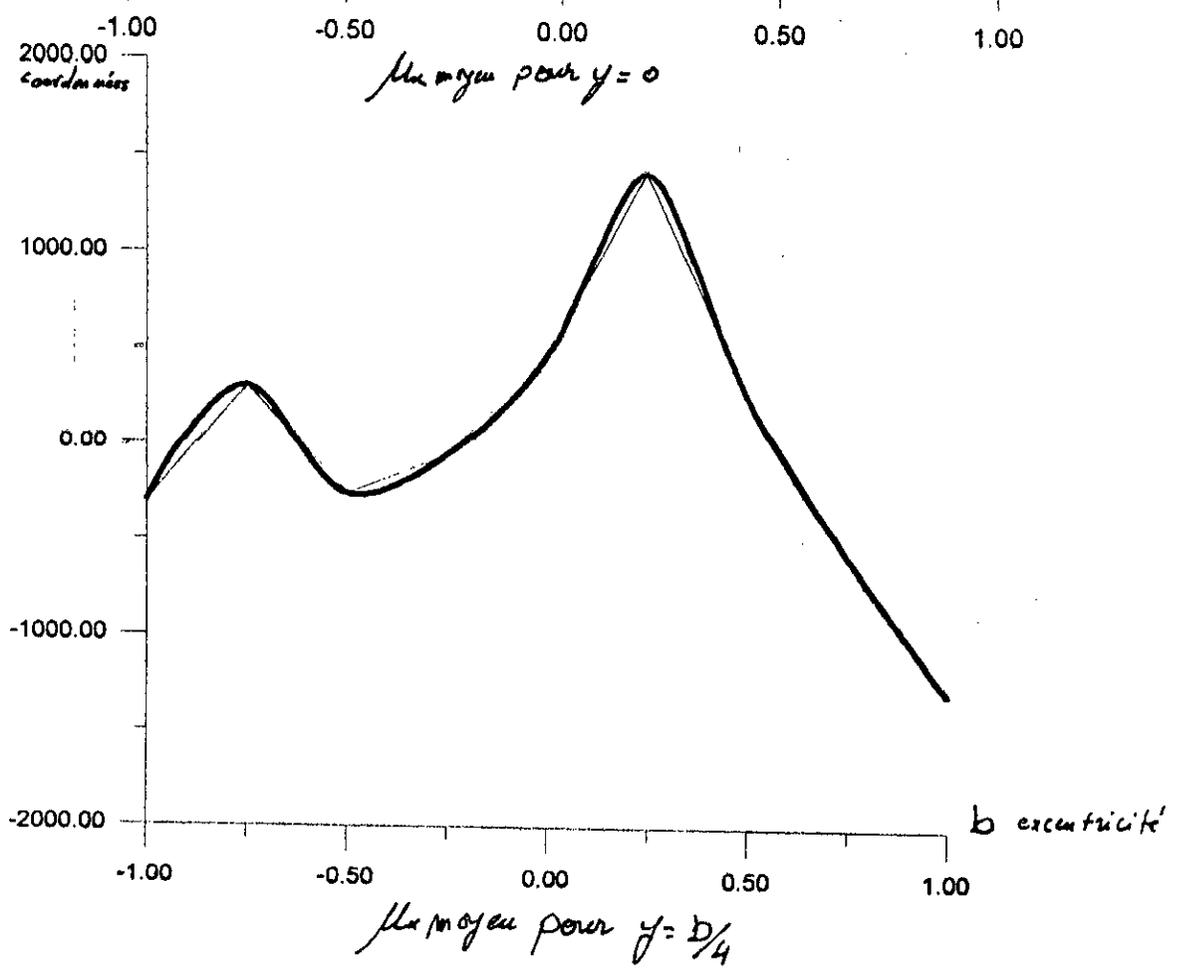
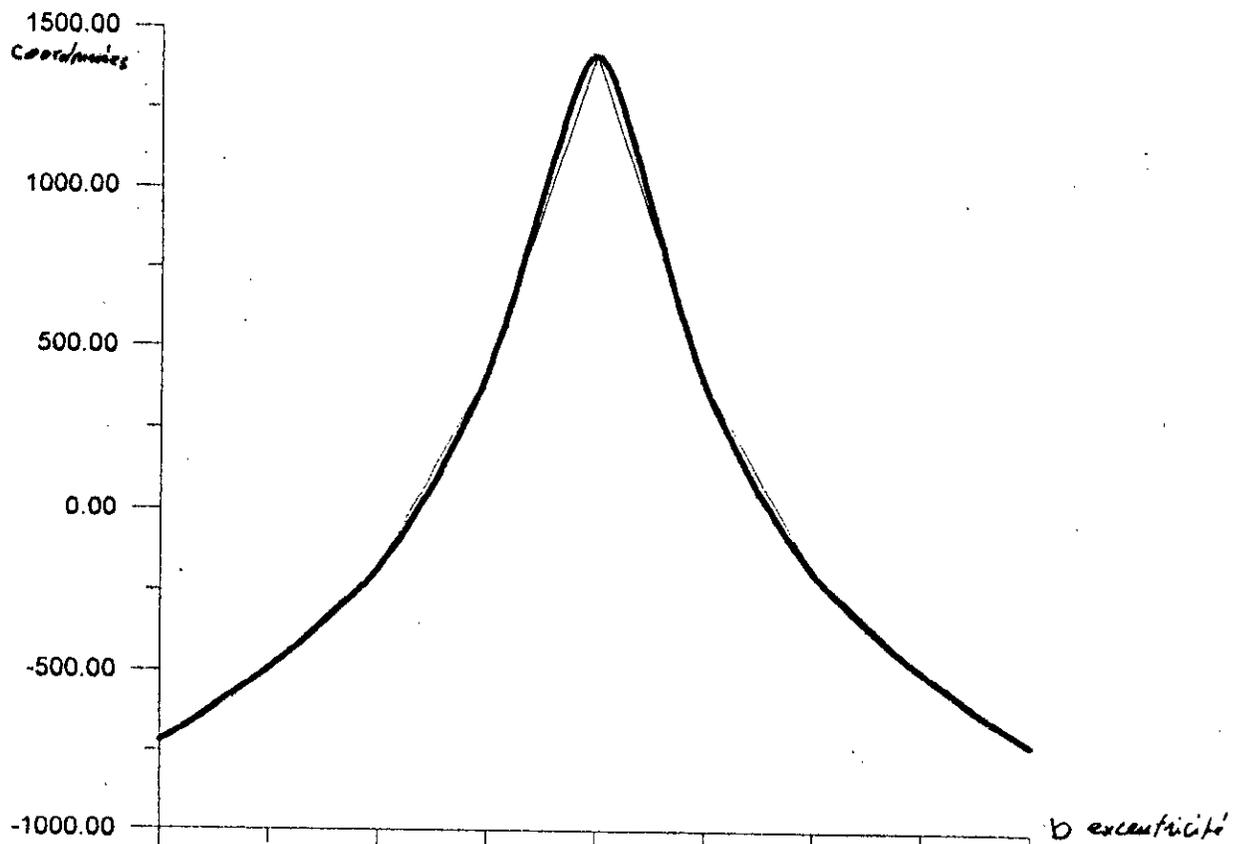
$$u_\alpha = u_0 + (u_1 - u_0) \gamma$$

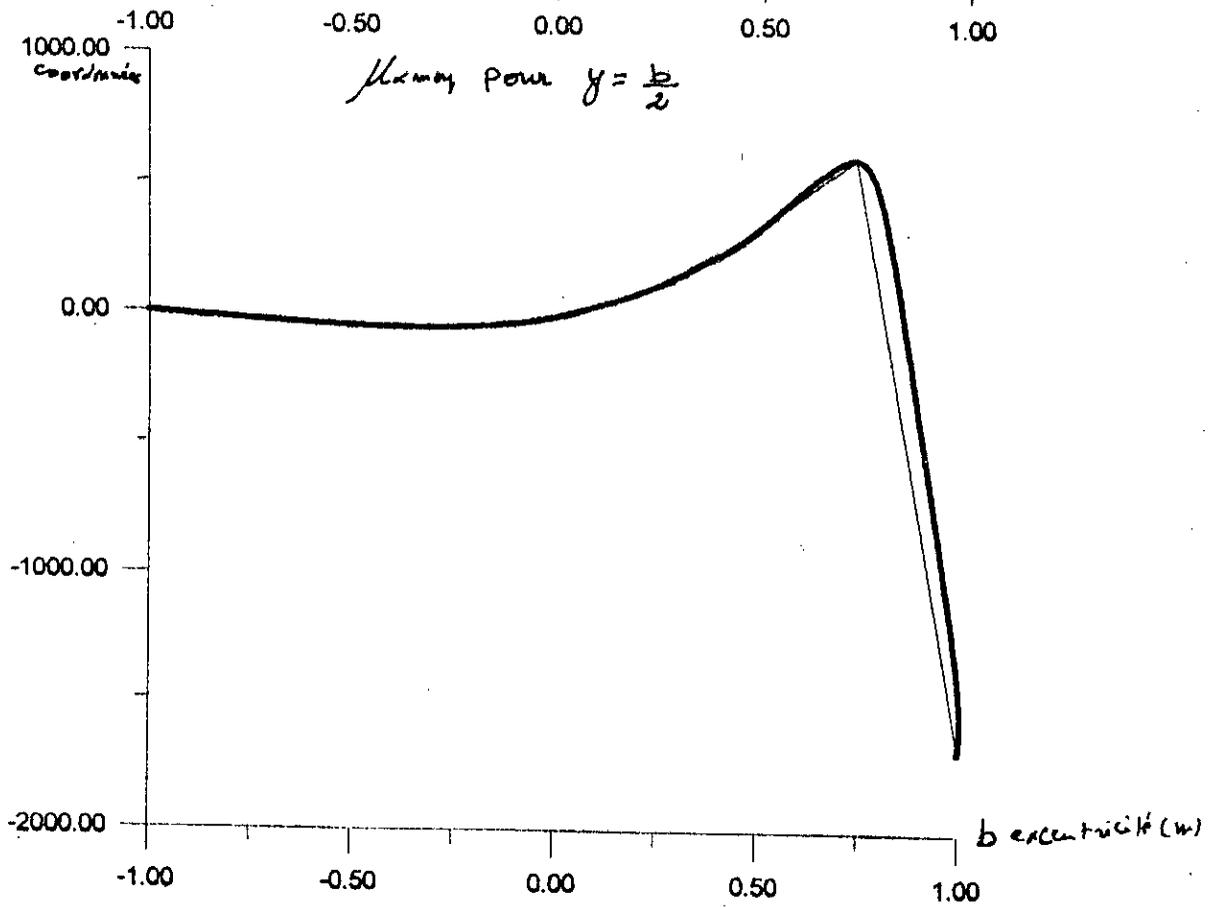
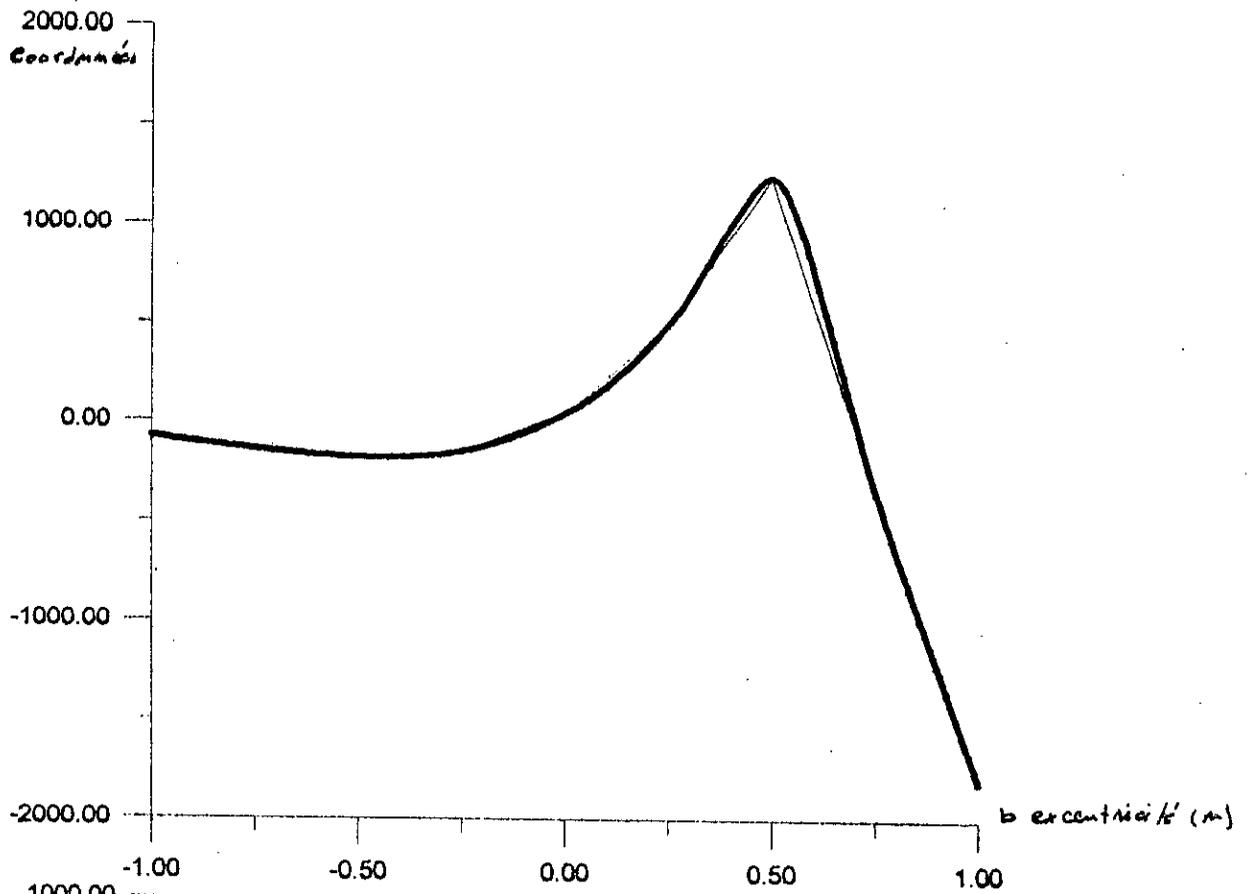
La valeur de:

$$\gamma = \alpha^{\left[\frac{1.0005 - \theta}{1 - \theta} \right]}$$

$$\gamma = 0.22308$$

y	c	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	0
0		-716.706	-490.85	-177.33	424.81	1420.84	402.79	-177.73	-490.85	-716.706
b/4		-296.41	-302.34	-261.31	-60.50	459.425	1415.68	267.75	-572.51	-1295.29
b/2		-73.684	-131.396	-170.64	-141.29	45.33	494.72	1247.08	-315.73	-1801.78
3b/4		-0.227	26.61	-48.51	-53.67	-17.014	97.06	314.708	596.04	-1686.06
b		0	0	0	0	0	0	0	0	0





le moyeu pour $y = \frac{3b}{4}$

Pour le calcul des moments dûs aux surcharges, les abaques donnent directement les moments en fonction de E , a et b

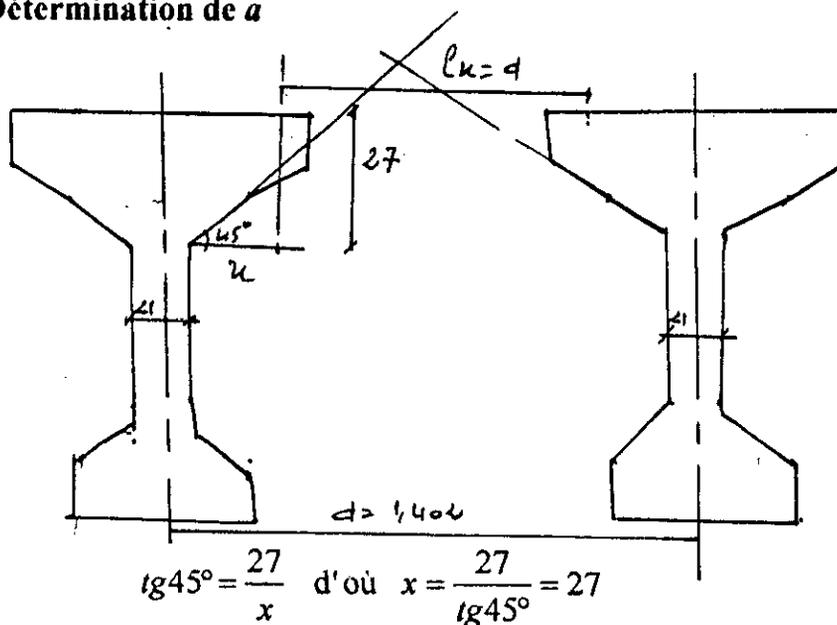
avec E : hauteur de repartition.
 a : petite portée " L_x ".
 b : grande portée " L_y ".

calcul de E

$$E = \frac{3}{4} \times (\text{épaisseur de la chaussée}) + \frac{1}{2} \times (\text{épaisseur de la dalle})$$

$$E = \frac{3}{4} \times 8 + \frac{1}{2} \times 25 = 18.5 \text{ cm}$$

Détermination de a



$$L_x = d - 2(x + 21/2)$$

d'où:

$$L_x = 1.425 - 2(0.27 + 0.105)$$

donc: $L_x = 0.675 \text{ m}$

$$L_x = 67.5 \text{ cm}$$

$$L_y = 32.5 \text{ cm}$$

$$E = 16 \text{ cm}$$

coefficient de pondération à prendre en compte

coefficient de majoration dynamique : S .

coefficient : b_c et b_r .

coefficient de pondération des surcharges: 1.2 .

coefficient tenant compte de l'encastrement partiel sur appui: 0.5 .

Charges permanentes

poids propre de l'hourdis: $0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ t/m}^2$.

poids propre du revêtement: $0.08 \times 2.2 = 0.176 \text{ t/m}^2$.

poids total est: $(0.5 + 0.176) \times 32.5 \times 0.675 = 17.57$.

Moments dûs au poids propre

Le poids propre étant une charge uniformément répartie, on utilise les abaques de "PIGEAUD" (document "SETRA").

L'abaque donne la fonction M_1 obtenue avec l'argument $\rho = \frac{a}{b}$ ($a < b$) et la fonction M_2 obtenue avec l'argument inverse $\rho' = \frac{b}{a}$. On en déduit les valeurs des moments fléchissants unitaires au centre d'où on aura:

$$\begin{cases} M_a = (M_1 + \lambda M_2) \cdot P \\ M_b = (M_2 + \lambda M_1) \cdot P \end{cases}$$

λ : coefficient de poisson qui est égal à 0.15 pour le béton.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0.675}{32.5} = 0.021 < 0.4$$
$$\rho' = \frac{1}{\rho} = 47.62$$

Le panneau travaille dans un seul sens (celui de la petite portée).

a/ Moment longitudinal

$$\rho = 0.021 \xrightarrow{\text{abaque}} M_1 = 0.0025$$

$$\rho' = 47.62 \xrightarrow{\text{abaque}} M_2 = 0.0025$$

En travée:

$$M_b = (M_2 + 0.15 M_1) \times P = (0.0025 + 0.15 \times 0.0025) \times 17.57 = 0.0505 \text{ t.m / ml}$$

$$\text{moment réduit} = 0.8 \cdot M_b = 0.8 \times 0.0505 = 0.0404 \text{ t.m / ml}$$

Sur appui:

$$M'_{\text{réduit}} = -0.5 M_b = -0.5 \times 0.0505 = 0.02525 \text{ t.m / ml}$$

b/ Moment transversal

En travée:

$$M_a = (M_1 + 0.15 M_2) \cdot P = 0.0505t / m / ml$$

$$M_{a\text{réduit}} = 0.8 \cdot M_a = 0.8 \times 0.0426 = 0.0404t.m / ml$$

Sur appui:

$$M_{a\text{réduit}} = -0.5 M_a = -0.5 \times 0.0426 = -0.0404m.t / ml$$

II. Moment dû à la surcharge $A(l)$

$$A(l) = 1039 \times 0.93 = 966.27 \text{ kg} / m^2$$

$$A(l) \cdot l_x \cdot l_y = A(l)_{\text{max}} = 0.966 \times 32.5 \times 0.675 = 21.19t$$

a/ Moment longitudinal

$$M_b = (M_1 + 0.15 M_2) \cdot P = 0.0609t.m / ml$$

$$M_{b\text{réduit}}(\text{travée}) = 0.8 \cdot M_b = 0.8 \times 0.0609 = 0.049t.m / ml$$

$$M_{b\text{réduit}}(\text{appui}) = M_b = -0.5 \times M_b = -0.5 \times 0.0609 = -0.030t.m / ml$$

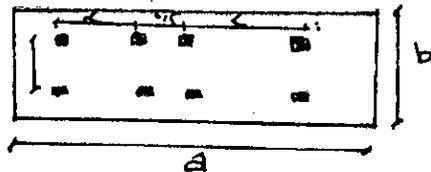
b/ Moment transversal

$$M_a = (M_1 + 0.15 M_2) \cdot P = 0.0609t.m / ml$$

$$M_{a\text{réduit}}(\text{travée}) = 0.8 \cdot M_a = 0.8 \times 0.0609 = 0.049t.m / ml$$

$$M_{a\text{réduit}}(\text{appui}) = M_b = -0.5 \times M_a = -0.5 \times 0.0609 = -0.030t.m / ml$$

III. Moments dus aux surcharges $B_c, B_l, MC120, D240$



impact: 0.25×0.25

coefficient dynamique S :

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

$L = \inf[\sup(\text{entre axe des poutres de rive, largeur roulable}); \text{portée de la travée}]$

$$L = \inf[\sup(11 \times 1.425, 13.5); 32.5]$$

$$L = \inf[\sup(11 \times 1.425, 13.5); 32.5]$$

$$L = \inf[\sup(15.675, 13.5); 32.5]$$

$$L = \inf[\sup(15.675; 32.5) \text{ d'où } L = 15.675 \text{ m}$$

G : poids total d'une section de couverture sur un carré de côté $L = 15.675 \text{ m}$.

Poids propre de l'hourdis: $0.25 \times 15.675 \times 2.5 = 154.06 \text{ t}$

poids propre du revêtement: $0.08 \times 15.675 \times 13.5 \times 2.2 = 17 \text{ t}$

poids propre de la superstructure: $0.503 \times 2 \times 15.675 = 15.8 \text{ t}$

$$\Sigma = G = 186.83 \text{ t}$$

S : surcharge maximale: $4 \times 30 = 120 \text{ t}$.

d'où:

$$S = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 15.7} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{186.83}{120}} = 1.18$$

Moment longitudinal

NB: Les abaques donnent les moments pour $a \geq 2 \text{ m}$, or on $a = 0.675 \text{ m}$ d'où on prend $a = 2 \text{ m}$

$$\left. \begin{array}{l} b = 32.5 \text{ m} \\ a = 2 \text{ m} \\ e = 0.18 \end{array} \right\} \text{ abaque N}^\circ 25 \quad b = 1240 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}$$

$$\begin{aligned} Mb &= M \cdot S \cdot bc \cdot 1.2 - 0.8 \\ &= 1240 \times 1.18 \times 1.2 \times 0.8 \times 1.1 \end{aligned}$$

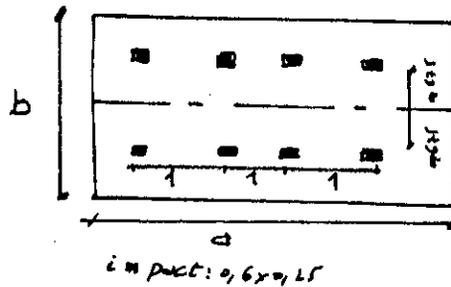
$$\text{d'où } Mb = 1545.14 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}$$

Moment transversal

$$\left. \begin{array}{l} b = 32.5 \text{ m} \\ a = 2 \text{ m} \\ e = 0.18 \end{array} \right\} \text{ abaque n}^\circ 9 \quad Ma = 2480 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}$$

$$\begin{aligned}
 Ma &= M \cdot S \cdot Bc \cdot 1.2 \cdot 0.8 \\
 &= 2480 \times 1.18 \times 1.2 \times 0.8 \cdot 1.1 \\
 \text{d'où } Ma &= 3090.29 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}
 \end{aligned}$$

b - Surcharge Br



Moment longitudinal

$$\left. \begin{aligned}
 b &= 32.5\text{m} \quad (\infty) \\
 a &= 2\text{m} \\
 e &= 0.18
 \end{aligned} \right\} \text{abaque N}^\circ 15 \quad Mb = 1080 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}$$

$$Mb = 1080 \times 1 \times 1.18 \times 0.8 \times 1.2$$

$$\text{d'où } Mb = 1223.42 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}$$

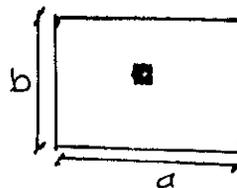
Moment transversal

$$\left. \begin{aligned}
 b &= 32.5\text{m} \quad (\infty) \\
 a &= 2\text{m} \\
 e &= 0.18
 \end{aligned} \right\} \text{abaque N}^\circ 10 \quad Ma = 2280 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}$$

$$Ma = 2280 \times 1 \times 1.18 \times 0.8 \times 1.2$$

$$\text{d'où } Ma = 2582.78 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}$$

c- Surcharge Br (roué isolée)



en part: 0,6 x 0,3

Moment longitudinal

$$\left. \begin{aligned}
 b &= 32.5\text{m} \quad (\infty) \\
 a &= 2\text{m} \\
 e &= 0.18
 \end{aligned} \right\} \text{abaque N}^\circ 20 \quad Mb = 1150 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}$$

$$Mb = 1150 \times 1.18 \times 0.8 \times 1.2$$

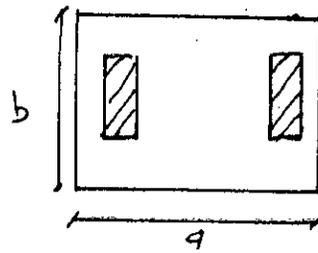
$$\text{d'où } Mb = 1302.72 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}$$

Moment transversal

$$\left. \begin{array}{l} b = 32.5m \quad (\infty) \\ a = 2m \\ e = 0.18 \end{array} \right\} \text{abaque N}^\circ 30 \text{ } Ma = 1650 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}$$

$$Ma = 1650 \times 1.18 \times 0.8 \times 1.2$$

$$\text{d'où } Ma = 1869.12 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}$$

d- Surcharge MC120

insped: 1x6, 1

coefficient dynamique

$$S = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 15.7} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{186.83}{110}} = 1.17$$

Moment longitudinal néant**Moment transversal**

$$\left. \begin{array}{l} b = 32.5m \quad (\infty) \\ a = 2m \\ e = 0.18 \end{array} \right\} \text{abaque N}^\circ 35 \text{ } Ma = 2760 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}$$

$$\text{d'où } Ma = 2760 \times 1.17 \times 0.8 = 2583.36 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}$$

e- Calcul du moment dû à la surcharge D240

Le convoi D240 est une charge uniformément répartie sur un rectangle u.v au milieu de la dalle.

$$u = a + 2E = 0.675 + 2 \times 0.18 = 1.035m$$

$$v = b + 2E = 18.6 + 2 \times 0.18 = 18.96m$$

$$\frac{u}{a} = \frac{1.035}{0.675} = 1.533; \quad \frac{v}{a} = \frac{18.96}{0.675} = 28.030$$

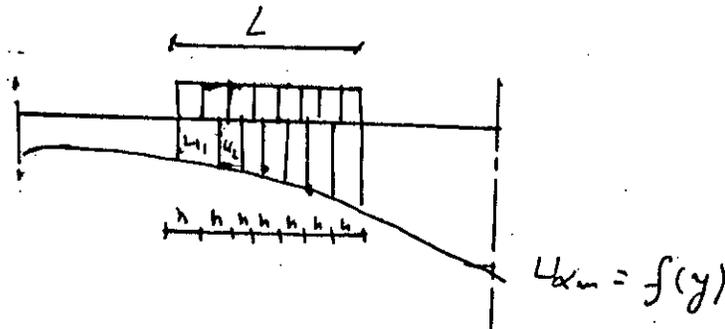
$$\frac{v}{b} = \frac{18.96}{32.5} = 0.582$$

Calcul des coefficients " μ_{amoy} " sous les surcharges

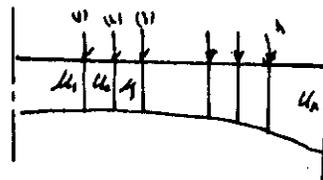
- Pour une "charge uniformément répartie ou partiellement répartie", on applique la formule suivante:

$$S = \frac{h}{3} (\mu_1 + 4\mu_2 + 2\mu_3 + \dots + 4\mu_{n-1} + \mu_n)$$

$$\mu_{am} = \frac{S}{\text{largeur de voie: } l = 3.31}$$



- Pour une charge concentrée, on applique la formule suivante:



$$\mu_{amoy} = \frac{\mu_1 + \mu_2 + \dots + \mu_n}{n}$$

Les valeurs de $\mu_a > 0$ et $\mu_a < 0$ pour les différents cas de surcharges

designation		y=0		y=b/4		y=b/2		y=3b/4	
		$\mu_{am} > 0$ $\times 10^4$	$\mu_{am} < 0$ $\times 10^4$	$\mu_{am} > 0$ $\times 10^4$	$\mu_{am} < 0$ $\times 10^4$	$\mu_{am} > 0$ $\times 10^4$	$\mu_{am} < 0$ $\times 10^4$	$\mu_{am} > 0$ $\times 10^4$	$\mu_{am} < 0$ $\times 10^4$
surchage "A(l)"	1 voie	1082	-	975.49	41.84	853	150	363.23	35
	4 voies	181.044	-	269.92	-	179.71	-	100.37	-
surchage "B _c "	1 voie	911.81	-	937.55	285.875	868.54	151.018	455.374	37.56
	4 voies	637.11	-	575.71	-	334.635	-	156	70.96
surchage B _r	1 voie	911.81	-	937.55	163	868.54	155	483.02	35
	4 voies	599	-	469	-	325.36	-	130.4	10.00
surchage B _r		1420.84	-	1415.68	-	1247.08	-	596.04	-
surchage MC 120		735.42	-	807.84	-	748.54	-	398.02	47.64
surchage D 240		967.16	-	1057.84	-	183.12	-	68.64	-
surchage	1 trott.	-	1085	-	977.64	-	1150.89	-	611.96
"trott."	2 trott.	-	1085	-	525	-	166.3	-	17.5

Calcul du moment " M_y "

Le moment fléchissant transversal " M_y " est maximum à mi-portée $X=L/2$.

Surcharge $A(l)$

Une voie chargée $A(l)=3.63t/m^2$ (majorée)

quatre voies chargées $A(l)=14.52t/m^2$ (majorée)

$$M_y = P \cdot \mu_a \cdot b \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L} \quad P = \frac{4A(l)}{\pi} \sin^2 \frac{\pi}{2} = \frac{4A(l)}{\pi}$$

d'où:

une voie chargée: $M = \frac{4 \times 1.039}{\pi} \times 8.5 \times \mu_a \times \sin \frac{\pi}{2} = 39.28 \mu_a$

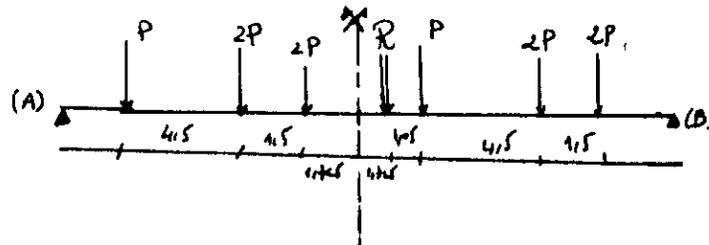
quatre voies chargées: $M = \frac{4 \times 1.039}{\pi} \times 8.5 \times \mu_a \times \sin \frac{\pi}{2} = 157.14 \mu_a$

Surcharge sur trottoirs

$q = 0.15t/m^2$ d'où:

$$M = \frac{4 \times 0.15}{\pi} \times 8.5 \times \mu_a \times \sin \frac{\pi}{2} = 1.6234 \mu_a$$

Surcharge " B_c "



1ère "roue:" de $3t$ située à $8.525m$ de (A):

$$\sin \frac{\pi \cdot d}{L} = \sin \frac{\pi \times 8.525}{32.5} = 0.7339$$

2ème "roue:" de $3t$ située à $19.025m$ de (A):

$$\sin \frac{\pi \cdot d}{L} = \sin \frac{\pi \times 19.025}{32.5} = 0.9642$$

1ère "roue:" de $6t$ située à $13.025m$ de (A):

$$\sin \frac{\pi \cdot d}{L} = \sin \frac{\pi \times 13.025}{32.5} = 0.9518$$

2ème "roue:" de 6t située à 14.525m de (A):

$$\sin \frac{\pi \cdot d}{L} = \sin \frac{\pi \times 14.525}{32.5} = 0.9861$$

3ème "roue:" de 6t située à 23.525m de (A):

$$\sin \frac{\pi \cdot d}{L} = \sin \frac{\pi \times 23.525}{32.5} = 0.7628$$

4ème "roue:" de 6t située à 25.025m de (A):

$$\sin \frac{\pi \cdot d}{L} = \sin \frac{\pi \times 25.025}{32.5} = 0.6613$$

On a:

$$p = \frac{\sum 2p_i}{L} \sin \frac{\pi \cdot d_i}{L}$$

d'où:

$$p = \frac{2 \times 3}{32.5} \times (0.7339 + 0.9642) + \frac{2 \times 6}{32.5} \times (0.9518 + 0.9861 + 0.7628 + 0.6613)$$

donc: $p = 1.555 \text{ t/ml}$ pour une file de roue.

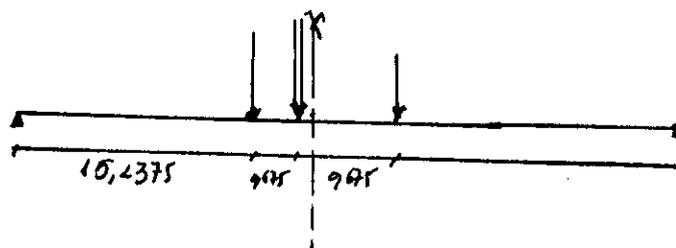
$p = 1.555 \times 4 = 6.22$ pour 4 files de roues.

Par conséquent on aura:

Une file de camion: $M_y = 1.555 \times 8.5 \times 1.20 \times 1.088 \times \mu_a$
 $M_y = 17.26 \mu_a$

4 files de camion: $M_y = 6.22 \times 8.5 \times 1.10 \times 1.088 \times \mu_a$
 $M_y = 63.27 \mu_a$

Surcharge B,



La 1ère roue située à 15.2375 m de (A)

$$\sin \frac{\pi \times 15.2375}{32.5} = 0.9952$$

La 2ème roue située à 16.5875m de (A)

$$\sin \frac{\pi \times 16.5875}{32.5} = 0.9995$$

$$p = \frac{\sum 2p_i}{L} \sin \frac{\pi d_i}{L} = \frac{2 \times 8}{32.5} (0.9952 + 0.9995) = 0.982 \text{ t/ml} \quad \text{pour 1 file de roue.}$$

$$p = 4 \times 0.982 = 3.93 \text{ t/ml} \quad \text{pour 4 files de roues.}$$

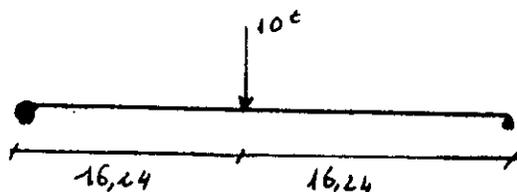
$$M_y = 0.982 \times 8.5 \times 1.087 \times 1.00 \times u_a$$

donc $M_y = 9.07 u_a$ pour 1 file

$$M_y = 9.93 \times 8.5 \times 1.087 \times 1.00 \times u_a$$

$$M_y = 36.31 u_a \quad \text{pour 4 files}$$

Surcharge B,

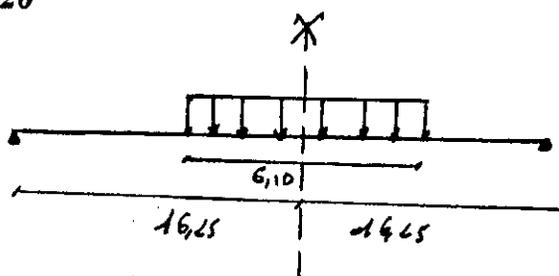


$$p = \frac{49}{\pi} \sin \frac{\pi \cdot d}{L} = \frac{2 \times 10}{32.5} \times 1 = 0.615 \text{ t/ml}$$

d'où $M_y = p \cdot b \cdot N_a \cdot S = 0.615 \times 4.79 \times 1.056 \times N_a$

$$M_y = 3.11 N_a$$

Surcharge MC 120



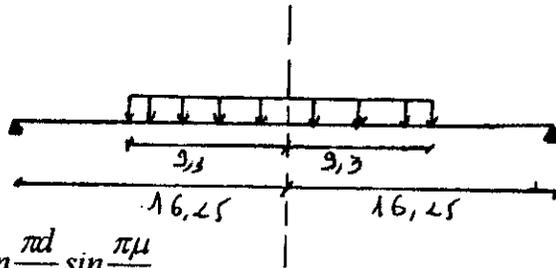
$$p = \frac{49}{\pi} \sin \frac{\pi \cdot d}{L} \sin \frac{\pi \mu}{L}$$

$$p = \frac{4 \times 18.03}{\pi} \times \sin \left(\frac{L}{2} \times \pi \times \frac{1}{L} \right) \times \sin \frac{3.05 \times \pi}{L}$$

d'où $p = 6.617t / ml$

Par conséquent $M_y = 6.671 \times 8.5 \times 1.10 \times \mu_a = 62.37 \mu_a$

Surcharge D240



$$p = \frac{49}{\pi} \sin \frac{\pi d}{L} \sin \frac{\pi \mu}{L}$$

$$p = \frac{4 \times 12.903}{\pi} \sin \frac{\pi}{2} \times \frac{L}{2} \sin \frac{9.30 \pi}{32.5}$$

d'où $p = 12.86t / ml$

Par conséquent $M_y = p \cdot b \cdot \mu_a = 12.86 \times 8.5 \times \mu_a$

$$M_y = 109.31 \mu_a$$

Tableau donnant les moments transversaux M_y

surcharges	M_0	$v=0.00b$				$v=0.25b$				$v=0.50$				$v=0.75b$				
		$\mu_a > 0$ ($\times 10^4$)	$\mu_a < 0$ ($\times 10^4$)	$M_y > 0$ ($\times 10^4$)	$M_y < 0$ ($\times 10^4$)	$\mu_a > 0$ ($\times 10^4$)	$\mu_a < 0$ ($\times 10^4$)	$M_y > 0$ ($\times 10^4$)	$M_y < 0$ ($\times 10^4$)	$\mu_a > 0$ ($\times 10^4$)	$\mu_a < 0$ ($\times 10^4$)	$M_y > 0$ ($\times 10^4$)	$M_y < 0$ ($\times 10^4$)	$\mu_a > 0$ ($\times 10^4$)	$\mu_a < 0$ ($\times 10^4$)	$M_y > 0$ ($\times 10^4$)	$M_y < 0$ ($\times 10^4$)	
A(0)	1 voie	39.28	1082	/	42501	/	975.49	41.84	38317.25	1643.5	853	150	3350.8	5892	363.23	35	14267.71	1374.8
	2 voies	157.14	181.044	/	28449.25	/	269.92	/	42415.23	/	179.71	/	28239.63	/	100.37	/	15772.14	/
B_c	1 file	17.26	911.81	/	15737.84	/	937.55	285.875	16182.11	4934.2	868.54	151.02	14991	2607.6	455.374	37.56	7859.75	648.28
	2 files	63.27	637.11	/	40309.75	/	575.71	/	36425.17	/	334.63	/	21172.04	/	156	0	9870.12	/
B_s	1 file	9.07	911.81	/	8270.12	/	937.55	185.35	8503.58	1681.1	868.54	155	7877.65	1400.85	483.02	35	4381	317.45
	2 files	36.31	599	/	21749.69	/	469	/	17039.4	/	325.36	/	11813.82	/	130.4	/	473.8	/
B_r	3.11	1420.84	/	4418.81	/	1415.68	/	4402.76	/	1247.08	/	3878.42	/	596.04	/	1853.68	/	
Mcl20	62.37	735.42	/	45868.14	/	807.84	/	50384.98	/	748.54	/	46686.44	/	398.04	/	24825.75	/	
D240	109.31	978.44	/	106953.3	/	1057.84	/	115632.5	/	183.12	/	10016.85	/	68.64	/	7503.04	529.76	
S.T	1 trot.	1.6234	/	1085	/	1761.39	/	977.64	/	1587.1	/	1150.89	/	1868.35	/	611.96	/	993.45
	2 trot.	1.6234	/	1085	/	17	/	525	/	852.3	/	166.3	/	269.97	/	1735	/	28.41

Moments maximums

Le moment transversal maximal positif est donné par le convoi D240 pour la position $y = 0.00 b$

$$M_y = 10.69533t.m/ml$$

Le moment transversal maximal négatif est donné par le camion B_c pour la position $y = 0.25 b$

$$M_y = 0.9342t.m/ml$$

Flexion localisée

Considérons la dalle travaillant dans les deux sens (suivant x et y) et reposant sur quatre côtés. On détermine les moments flechissants dûs aux différents cas de charges.

Pour les surcharges $B_c, B_r, B_s, Mc120$, on utilise les abaques de "thenol" figurant dans le document "setra", alors pour les surcharges $A(l)$ et $D240$, on utilise les abaques de "PIGEAUD".

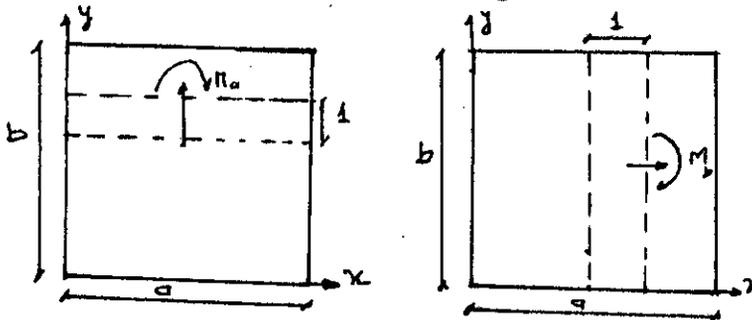
Moment " M_u " et " M_b " au centre de la dalle

Les abaques donnent les moments M_u et M_b qui sont:

- M_u : moment flechissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la petite portée (bande 11 à $0x$ de portée " a " et de largeur l'unité sur la section 1 à $0x$).

Ce moment est dit "transversal".

- M_b : moment flechissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la grande portée (bande 11 à $0y$ de portée b est de largeur l'unité). Ce moment est dit "longitudinal".



Moment transversal

$$Ma = (M_1 + 0.15M_2) \times p$$

M_1 et M_2 étant les moments unitaires pour une charge concentrée $p=1$ s'exerçant sur la surface $u.v$. On utilise les tables de "PIGEAUD" pour obtenir les valeurs de M_1 et M_2 , $p = 0.021$. On utilise les formules d'interpolation.

$$p = 0.00 \quad \left. \begin{array}{l} \frac{u}{a} = 1.474 \\ \frac{v}{a} = 28.03 \end{array} \right\} \text{tableaux} \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.04 \\ M_2 = 0.09 \times 10^{-2} \end{array} \right.$$

$$p = 0.2 \quad \left. \begin{array}{l} \frac{u}{a} = 1.474 \\ \frac{v}{b} = 0.582 \end{array} \right\} \text{tableaux} \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.044 \\ M_2 = 0.09 \times 10^{-2} \end{array} \right.$$

Pour $p = 0.021$, on a :

$$M_1 = \frac{0.0208}{0.2} (0.044 - 0.04) + 0.04 = 0.04042$$

Pour $p = 0.021$, on a :

$$M_2 = 0.09 \times 10^{-2}$$

$$p = \frac{240 \times 0.675}{3.2} = 50.625'$$

$$\text{d'où } Ma = (M_1 + 0.15 \times M_2) \times p \times 0.8$$

$$Ma = (0.04042 + 0.15 \times 0.0009) \times 50.625 \times 0.8$$

$$\text{d'où } Ma = 1.642t \cdot m / ml$$

Moment longitudinal

$$Mb = (M_2 + 0.15 \cdot M_1) \times p \times 0.8$$

$$Mb = (0.0009 + 0.15 \times 0.04042) \times 50.625 \times 0.8$$

$$\text{d'où } Mb = 0.282t \cdot m / ml$$

Moments de continuité Moments sur appuis

La dalle de couverture d'un pont à poutre sous chaussées repose en général sur les poutres principales et les entretoises le cas de charge le plus défavorable pour les appuis est considéré habituellement le cas de charges symétriques par rapport à chacun des appuis. C'est le cas de chargement qu'on considère donc pour calculer les moments de continuité dans ces dalles.

Sous de tels cas de charge, la dalle se comporte comme si elle était encastree sur le côté considéré, simplement appuyée sur les trois autres. Les abaques utilisés dans les documents "SETRA" déterminent directement les moments fléchissants maximaux au milieu des côtés encastres de la dalle, par les surcharges réglementaires (titre II CPC) en fonction:

- de l'épaisseur E ($3/4$ de l'épaisseur de la chaussée $+ 1/2$ épaisseur de la dalle).
- de la demi-largeur A de l'appui constitué par une poutre principale.

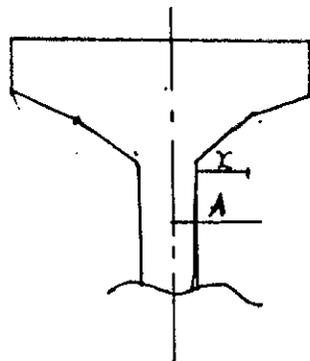
A : demi-largeur de l'appui augmentée s'il y'a lieu un gousset (réel ou fictif) dessiné à 45° .

- les dimensions a et b de la dalle.

" b " parallèle à l'axe de l'ouvrage.

" a " perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

M_{cp} : moment de continuité unitaire s'exerçant au milieu d'un appui de la plaque constituée par une poutre principale dans une bande découpée dans cette plaque // à l'axe des x sur une section \perp à Ox . Le moment à son axe // à Oy .



$$A = 0.205m.$$

$$b = 32.5m.$$

$$a = 0.675m. (a \geq 2m)$$

1) Moment de continuité sur poutre M_{cp}

Pour les ponts de 1ère classe, les charges les plus défavorables sont B_c et MC120 (document "SETRA").

a) système B_c

$$\left. \begin{array}{l} b = 32.5m \\ a = 2m \\ A = 0.205m \\ E = 0.18m \end{array} \right\} \rightarrow M_p = 1500 \text{ kg.m/ml}$$

après pondération, on aura:

$$M_p = 1.18 \times 1.2 \times 1.2 \times 1500$$

b) système MC120

abaque n°26 $\rightarrow M_p = 1760 \text{ kg.m/ml}$

Après pondération

$$M_p = 1760 \times 1.17 = 2059.2 \text{ kg.m/ml}$$

2) Le char Mc120 est pris en considération, d'autre part est faible d'où le Mc120 est le cas le plus défavorable ("SETRA"-bulletin technique n°1).

abaque n°28 $\rightarrow M_{cc} = 2760 \text{ kg.m/ml}$

Le moment pondéré est

$$M_{cc} = 2760 \times 1.17 = 3229.2 \text{ kg.m/ml}$$

Récapitulation des moments "Ferrailage de l'hourdis"

1) Flexion générale

Moment en travée ($M > 0$) = 10.6953t.m

Moment sur appui ($M < 0$) = 0.9342t.m

2) Flexion localisée

a) charges permanentes

Moment transversal: en travée $M = 0.0404t.m$

sur appui $M = -0.02525t.m$

Moment longitudinal: en travée $M = 0.0404t.m$

sur appui $M = -0.2525t.m$

b) surcharges

Moment transversal (en travée) $M = 3.0903t.m$

Moment longitudinal (en travée) $M = 1.545t.m$

c) Moment de continuité

$$M_{cc} = 3.2292t.m$$

Moments maximums

↳ transversalement

en travée:

$$13.826t.m/ml$$

sur appui

$$4.190t.m/ml$$

↳ longitudinalement

en travée:

$$1.58t.m/ml$$

sur appui

$$3.734t.m/ml$$

Calcul de l'effort tranchant

1) Charge P uniformément répartie sur toute la surface de la dalle

a) Poids propre

$$P = 32.5 \times 0.675 (2.5 \times 0.25 + 2.2 \times 0.08) = 17.57t$$

L'effort tranchant par unité de longueur est donc:

- Au milieu du petit côté:

$$T_a = \frac{P}{3b} = \frac{17.57}{3 \times 32.5} = 0.1802t / ml$$

- au milieu du grand côté:

$$T_b = \frac{P}{2b+a} = \frac{17.57}{2 \times 32.5 + 0.675} = 0.27t / ml$$

b) surcharge $A(l)$

$$A(l) = 966.27 \text{ kg/m}^2 \text{ d'où}$$

$$P = 0.966 \times 32.5 \times 0.675 = 21.19t$$

donc on aura :

$$T_a = \frac{21.19}{3 \times 32.5} = 0.217t / ml$$

et

$$T_b = \frac{21.19}{2 \times 32.5 + 0.675} = 0.323t / ml$$

2) Charge P uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la dalle

Le rectangle de dimension " U " et " V ".

L'effort tranchant par unité de largeur:

($U > V$)

au milieu de U :

$$T_u = \frac{P}{2U+V}$$

au milieu de V :

$$T_v = \frac{P}{3U}$$

($U < V$)

au milieu de U :

$$T_u = \frac{P}{3V}$$

au milieu de V :

$$T_v = \frac{P}{2V+U}$$

a) roue isolée Br

$$P=10t$$

$$\text{Impact réel: } U \times V = 30 \times 60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Impact diffusé: } U' = U + 2E = 30 + 2 \times 16 = 62 \text{ cm}$$

$$V' = V + 2E = 60 + 2 \times 16 = 92 \text{ cm}$$

$U < V$ donc

$$T(U) = \frac{P}{3V'} = \frac{10}{3 \times 0.92} = 3.623t / ml$$

$$T(V) = \frac{P}{2V' + U'} = \frac{10}{2 \times 0.92 + 0.62} = 4.065t / ml$$

Le coefficient de pondération est:

$$S = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2t} + \frac{0.6}{1 + 4G/S} \text{ d'où}$$

$$S = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 15.17} + \frac{0.6}{1 + 4 \times 186.43/10} = 1.1$$

donc $S = 1.1$ d'où après pondération on aura :

$$T_U = 3.623 \times 1.1 = 3.98t$$

$$T_V = 4.065 \times 1.1 = 4.47t$$

b) système Mc120

$$P=110t$$

$$\text{Impact réel: } U \times V = (1.00 \times 6.10) \text{ m}^2$$

$$\text{Impact diffusé: } U' = U + 2E = 1 + 2 \times 0.16 = 1.32 \text{ m}$$

$$V' = V + 2E = 6.10 + 2 \times 0.16 = 6.42 \text{ cm}$$

d'où

$$T(U) = \frac{P}{3V'} = \frac{55}{3 \times 6.42} = 2.856t / ml$$

$$T(V) = \frac{P}{2V' + U'} = \frac{55}{2 \times 6.42 + 1.32} = 3.884t / ml$$

Le coefficient de pondération est: $S_{MC120} = 1.17$

d'où après pondération on aura :

$$T_U = 2.856 \times 1.17 = 3.34t$$

$$T_V = 3.884 \times 1.17 = 4.54t$$

c) Convoi D240

Impact réel: $U = 1.53m$; $V = 18.60m$

Impact diffusé: $U' = U + 2E = 1.53 + 2 \times 0.16 = 1.85m$

$V' = V + 2E = 18.6 + 2 \times 0.16 = 18.92m$

d'où

$$T(U) = \frac{240 \times \frac{0.675}{3.20}}{3 \times 18.92} = 0.892t / ml$$

$$T(V) = \frac{240 \times 0.675 / 3.20}{2 \times 18.92 + 1.85} = 1.276t / ml$$

Conclusion:

On remarque que l'effort tranchant le plus défavorable est dû aux surcharges Br et $Mc120$.

Efforts tranchants totaux

$$\rightarrow T_{a\text{total}} = 0.152 + 3.98 = 4.402t \quad T_a = 4.132t$$

$$\rightarrow T_{b\text{total}} = 0.226 + 4.54 = 5.446t \quad T_b = 4.77t$$

• Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{T}{bz} \leq 1.15 \bar{\sigma}_b = \bar{\tau}_b$$

avec:

τ_b : contrainte de cisaillement de l'hourdis

$\bar{\tau}_b$: contrainte admissible du béton

$$\bar{\tau}_b = 1.15 \times 7.1 = 8.165 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = 4.77t$$

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

$$z = 7/8h$$

d'où:

$$\tau_b = \frac{4.77 \times 10^3}{100 \times (7/8) \times 16} = 3.028 \text{ kg/cm}^2$$

$3.028 \text{ kg/cm}^2 < 8.165 \text{ kg/cm}^2$ condition vérifiée.

NB: La dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

Ferraillage du Hourdis

Matériaux

- béton dosé à 350kg/m³ ciment CPA 325
- contrôle strict
- $\bar{\sigma}'_b = 165 \text{ kg/cm}^2$
- Armatures : Fe E40A $\Phi \leq 20 \text{ cm}$
- $\sigma_{em} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{em} = 2800 \text{ kg/cm}^2$

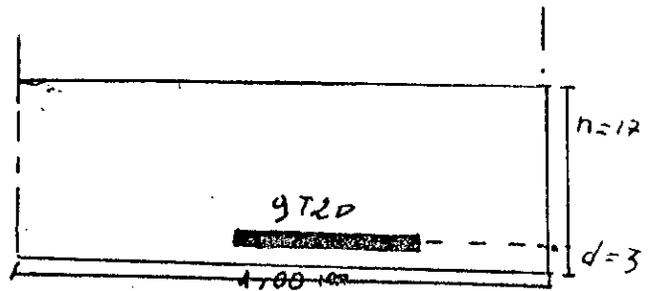
I. Armatures dans le sens transversal

a) En travée

$$M_t = 13.826 \text{ t.m/ml}$$

ferraillage en flexion simple.

Soit $d=3 \text{ cm}$ $h=22 \text{ cm}$ $b=100 \text{ cm}$



On a:

$$\mu = \frac{15 \cdot M_t}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 13.826 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 22^2} = 0.153$$

$$\mu = 0.153 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \varepsilon = 0.852 \\ K = 18.87 \end{cases}$$

La section d'acier sera:

$$A = \frac{M_t}{\sigma_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{13.826 \times 10^5}{2800 \times 22 \times 0.852} = 26.34 \text{ cm}^2$$

soit 9T20 avec $A_{eff} = 28.27 \text{ cm}^2$

Vérification des contraintes

$$w = \frac{A_{eff} \times 100}{b \cdot h} = \frac{28.27 \times 100}{100 \times 22} = 1.285$$

$$w = 1.285 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \varepsilon = 0.848 \\ K = 17.86 \end{cases}$$

donc:

$$\sigma_u = \frac{13.826 \times 10^5}{28.27 \times 0.848 \times 22} = 2621.51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{2621.51}{17.86} = 146.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$146.78 \text{ kg/cm}^2 < 165 \text{ kg/cm}^2$$

donc les contraintes sont vérifiées.

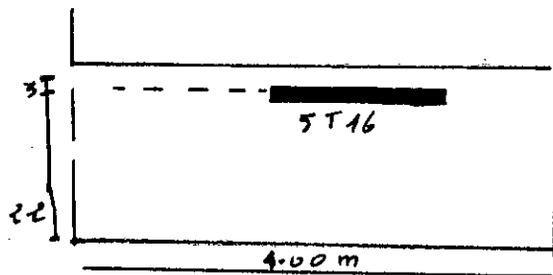
b) Sur appui

On a : $N = 4 \times 190 \text{ t.m/ml}$ $d = 3 \text{ cm}$ $h = 17 \text{ cm}$ $b = 1 \text{ cm}$
d'où:

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_u \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 4.190 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 22^2} = 0.046$$

$$\mu = 0.0464 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \varepsilon = 0.91 \\ K = 40 \end{cases}$$

$$A = \frac{4.190 \times 10^5}{2800 \times 0.91 \times 22} = 7.47 \text{ cm}^2$$



soit 5Y16 avec $A_{eff} = 10.05 \text{ cm}^2$

Vérification des contraintes

$$w = \frac{10.05 \times 100}{100 \times 22} = 0.457 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \varepsilon = 0.848 \\ K = 34.48 \end{cases}$$

$$\sigma_u = \frac{4.190 \times 10^5}{10.05 \times 0.898 \times 22} = 2110.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{2110.32}{34.48} = 61.20 \text{ kg/cm}^2$$

$61.20 \text{ Kg/cm}^2 < 165 \text{ Kg/cm}^2$ donc les contraintes sont vérifiées.

II- Armatures dans le sens longitudinal

a) En travée

$$N = 1.58 \text{ t.m/ml.}$$

$$d = 5 \text{ cm.}$$

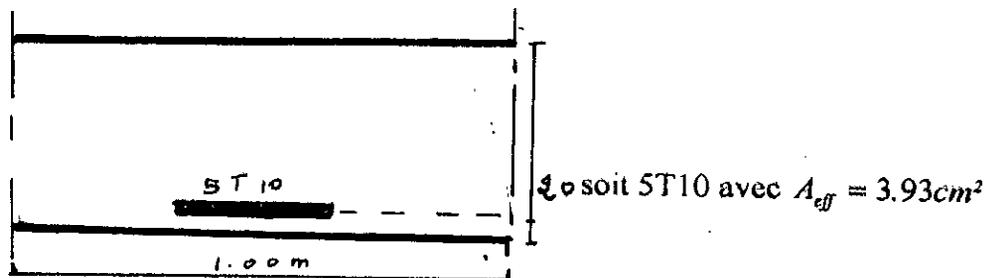
$$h = 15 \text{ cm.}$$

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

$$N = \frac{15 \times 1.58 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 20^2} = 0.0211$$

$$u = 0.0211 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \varepsilon = 0.936 \\ K = 62.5 \end{cases}$$

$$\text{d'où } A = \frac{1.58 \times 10^5}{2800 \times 0.936 \times 20} = 3.14 \text{ cm}^2$$



- Vérification des contraintes

$$w = \frac{3.93 \times 100}{100 \times 15} = 0.196 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \varepsilon = 0.93 \\ K = 55.55 \end{cases}$$

d'où

$$\sigma_u = \frac{1.58 \times 10^5}{3.93 \times 0.93 \times 20} = 2161.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$2161.48 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{2110.32}{34.48} = 61.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$38.91 \text{ kg/cm}^2 < 165 \text{ kg/cm}^2$$

Les contraintes donc sont vérifiées.

b) sur appui

$$N = 3.730 \text{ t.m/ml}$$

$$d = 5 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

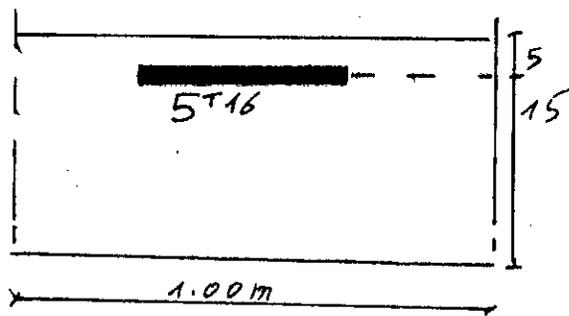
$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{15 \times 3.730 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 20^2} = 0.05$$

$$\mu = 0.05 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \varepsilon = 0.905 \\ K = 34.48 \end{cases}$$

d'où

$$A = \frac{3.73 \times 10^5}{2800 \times 0.905 \times 20} = 7.36 \text{ cm}^2$$



soit 5T16 avec $A_{eff} = 10.05 \text{ cm}^2$

- Vérification des contraintes

$$w = \frac{10.05 \times 100}{100 \times 20} = 0.503 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \varepsilon = 0.892 \\ K = 31.25 \end{cases}$$

$$\sigma_u = \frac{3.730 \times 10^5}{10.05 \times 0.892 \times 20} = 2080.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$2080.40 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{2080.40}{31.25} = 66.573 \text{ kg/cm}^2$$

$$66.573 \text{ kg/cm}^2 < 165 \text{ kg/cm}^2$$

Les contraintes donc sont vérifiées.

Vérification de la contrainte d'adhérence

- Transversalement

Les règles CCBA 68 donne cette condition par:

$$\tau_b = \frac{T}{n \cdot p \cdot z}$$

avec:

T : effort tranchant total.

n : nombre de barres = 5

p : périmètre d'une barre $p = \pi \Phi = 3.14 \times 2 = 6.28 \text{ cm}$

$z = 7/8 h$

On doit vérifier la condition $\tau_d < \bar{\tau}_d$

avec $\bar{\tau}_d = 2.5 \psi_d \bar{\sigma}_b$ avec

ψ_d : coefficient de scellement = 1.5 pour les barres H.A

$$\bar{\tau}_d = 2.5 \times 1.5 \times 7.1 = 26.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{4.132 \times 8 \times 10^3}{6.28 \times 7 \times 5 \times 22} = 4.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = 4.88 \text{ kg/cm}^2$$

Il faut avoir: $\tau_d < \bar{\tau}_d$ d'où $4.88 \text{ kg/cm}^2 < 26.63 \text{ kg/cm}^2$

La condition est vérifiée

- Longitudinalement

$$p = \pi \Phi = 3.14 \times 1 = 3.14 \text{ cm}$$

$$T = 4.77 \quad \text{et} \quad z = 7/8 h$$

$$\tau_d = \frac{4.77 \times 8 \times 10^3}{3.14 \times 5 \times 5 \times 20} = 17.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$17.35 \text{ kg/cm}^2 < 26.63 \text{ kg/cm}^2$$

La condition est vérifiée.

Condition de nonfragilité

- Transversalement

$$A_{min} = 0.69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h \cdot \frac{2 - \rho}{2} < A$$

$$A_{min} = 0.69 \cdot \frac{7.1}{4200} \cdot 100 \cdot 25 \cdot \frac{2 - 0.0163}{2} = 2.89 \text{ cm}^2$$

$$2.89 \text{ cm}^2 < A = 10.05 \text{ cm}^2$$

- Longitudinalement

$$A_{min} = 0.69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h \cdot \frac{1 + \rho}{4} < A$$

$$A_{min} = 0.69 \cdot \frac{7.1}{4200} \cdot 100 \cdot 25 \cdot \frac{1 + 0.0163}{4} = 0.74 \text{ cm}^2$$

$$0.74 \text{ cm}^2 < A = 3.93 \text{ cm}^2$$

Condition de non fissuration

Il faut que : $\sup(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{avec } \sigma_1 = K \cdot \frac{n}{\phi} \cdot \frac{w_f}{1+10w_f} \text{ et } \sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{n \cdot K \cdot \sigma_b}{\phi}}$$

avec :

$K = 1.5 \times 10^6$ fissuration peu nuisible

$n = 1.6$ pour les H.A

$\phi = 20$ ϕ_{\max} en mm

- Sens transversal

$$w_f = \frac{A}{B_1} = \frac{A}{2 \times b \times d} = \frac{28.28}{2 \times 100 \times 3} = 0.047$$

$$\text{d'où } \sigma_1 = \frac{1.5 \times 10^6 \times 1.6 \times 0.0471}{20(1+10 \times 0.0471)} = 3842.28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{1.6 \times 1.5 \times 10^6 \times 7.1}{20}} = 2215.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sup(\sigma_1, \sigma_2) = 3842.28 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2$$

La condition est vérifiée.

- Sens longitudinal

$$A = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$w_f = \frac{3.93}{2 \times 100 \times 5} = 0.00393$$

$$\text{d'où } \sigma_1 = \frac{1.5 \times 10^6 \times 1.6 \times 0.0393}{20(1+10 \times 0.00393)} = 907.534 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{1.6 \times 1.5 \times 10^6 \times 7.1}{10}} = 3132.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sup(\sigma_1, \sigma_2) = 3132.90 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2$$

La condition est vérifiée.

Condition de non poinçonnement

$$\bar{\sigma}_b \geq \frac{1.5Q}{1.2P_c \cdot h_f} \times \delta$$

avec:

Q : charge concentrée appliquée.

δ : coefficient de majoration dynamique

P_c : périmètre du contour à considérer.

h_i : Epaisseur de la dalle.

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

- Système B_c

$$U' = U + 2E = 25 + 2 \times 18 = 61 \text{ cm}$$

$$V' = V + 2E = 25 + 2 \times 18 = 61 \text{ cm}$$

$$P_c = 4 \times 0.61 = 2.44 \text{ m} \quad S = 1.274$$

$$Q = 1.18 \times 6 = 7.08 \text{ t (majorée)}$$

$$\text{d'où } \frac{1.5 \cdot 7.08 \cdot 10^3}{1.2 \cdot 2.44 \cdot 25} = 1.45 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 7.1 \text{ kg/cm}^2$$

- Système B_i

$$U' = 25 + 2 \times 18 = 61 \text{ cm}$$

$$V' = 60 + 2 \times 18 = 96 \text{ cm}$$

$$P_c = 2(61 + 96) = 314 \text{ cm} \quad S = 1.18$$

$$\text{d'où } \frac{1.5 \cdot 8 \cdot 10^3 \cdot 1.18}{1.2 \cdot 314 \cdot 25} = 1.50 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 7.1 \text{ kg/cm}^2$$

- Système B_r

$$U' = 30 + 2 \times 18 = 66 \text{ cm}$$

$$V' = 60 + 2 \times 18 = 96 \text{ cm}$$

$$P_c = 2(66 + 96) = 324 \text{ cm} \quad S = 1.18$$

$$\text{d'où } \frac{1.5 \cdot 10 \cdot 10^3 \cdot 1.18}{1.2 \cdot 324 \cdot 25} = 1.82 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 7.1 \text{ kg/cm}^2$$

- Système $Mc120$

$$U' = 100 + 2 \times 18 = 136 \text{ cm}$$

$$V' = 610 + 2 \times 18 = 946 \text{ cm}$$

$$P_c = 2(136 + 946) = 1564 \text{ cm} \quad S = 1.17$$

$$\text{d'où } \frac{1.5 \cdot 55 \cdot 10^3 \cdot 1.18}{1.2 \cdot 1564 \cdot 25} = 2.075 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 7.1 \text{ kg/cm}^2$$

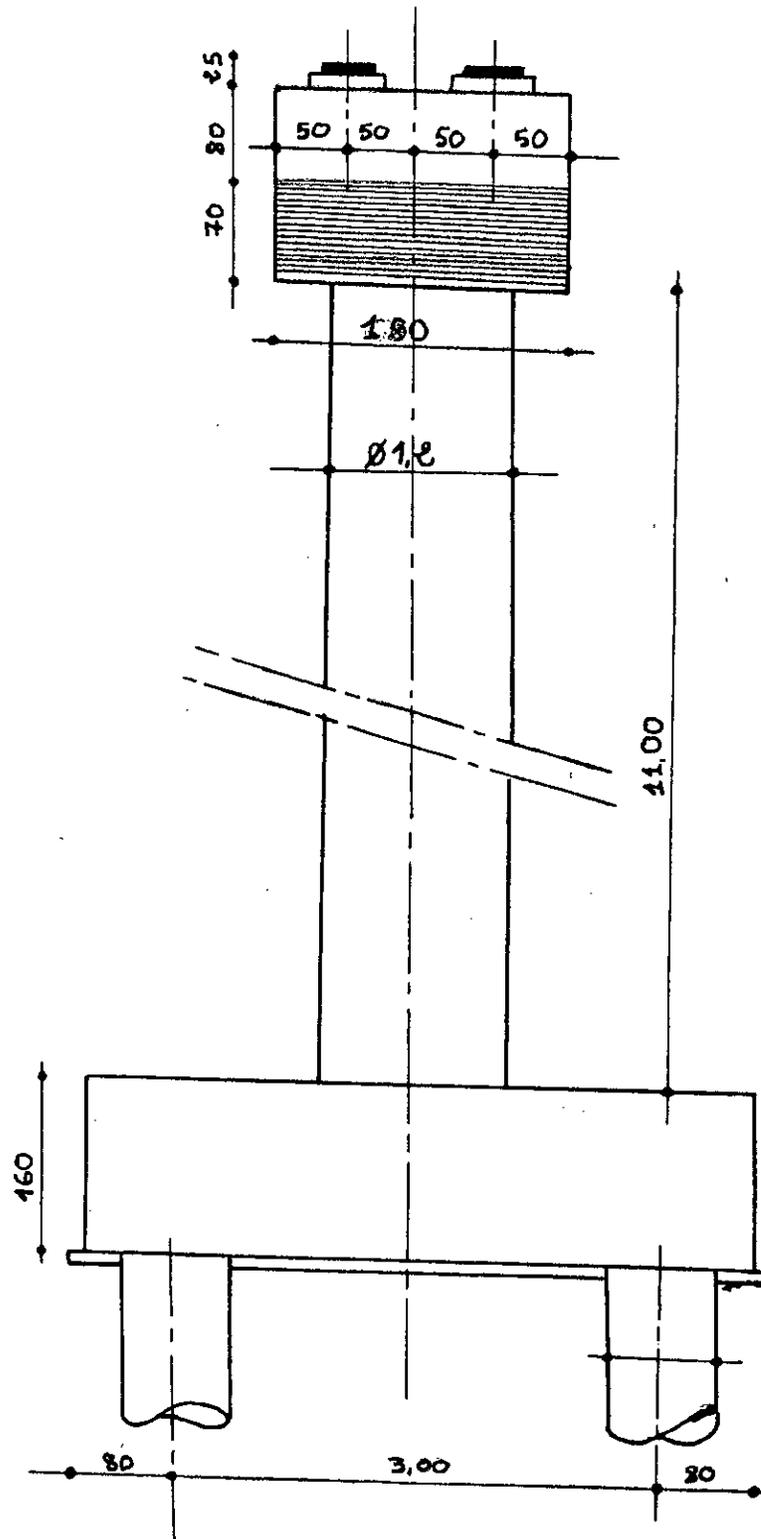
Conclusion

La condition de non poinçonnement est vérifiée quelque soit la surcharge appliquée.

CHAPITRE IV

ETUDE DE LA PILE

LA PILE



Etude de la pile

• Etude des charges permanentes

- poids propre du chevêtre:

$$p = \left[(1.8 \times 1.2 \times 16.6) - 2 \left(\frac{1}{2} \times 0.60 \times 0.60 \times 1.8 \right) \right] \times 45 = 88.02t$$

- poids propre des fûts:

$$p = 4 \frac{\pi (1.20)^2}{4} \times 11.00 \times 2.50 = 124.407t$$

- poids propre de la semelle:

$$p = 16.28 \times 5.2 \times 1.5 \times 2.5 = 317.46t$$

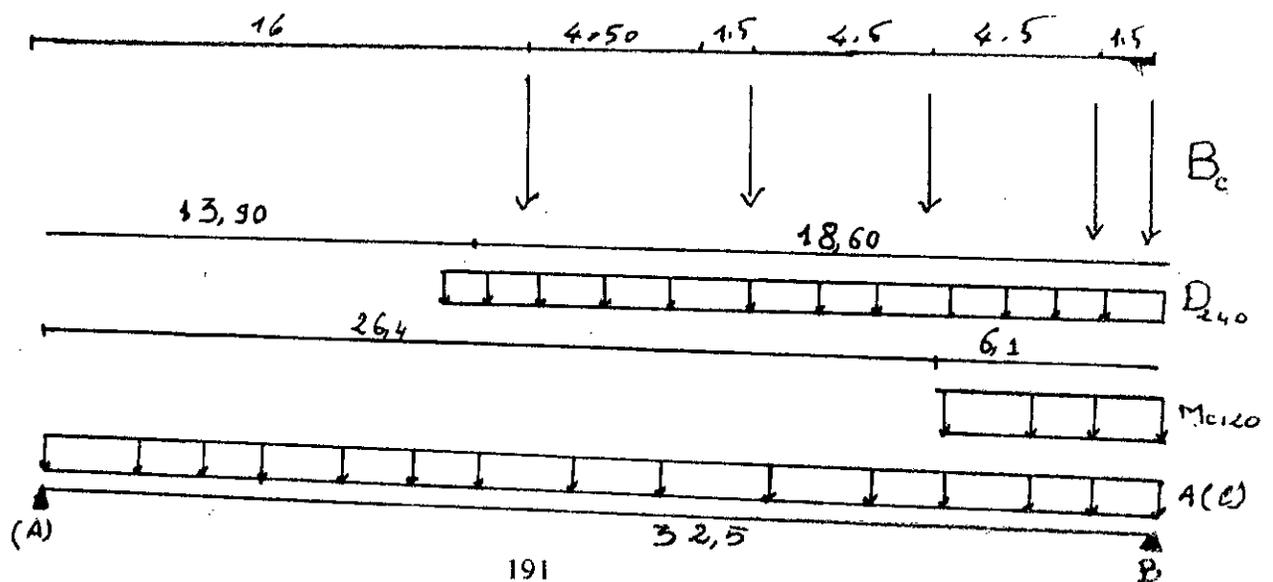
- Réaction due au poids propre du tablier

Poids propre d'une travée du tablier est égal à 1058.765t.

La réaction prise par chaque appui est $R = \frac{1058.765}{2} = 529.38t$.

• Etude des surcharges

A) Cas d'une travée chargée



Calcul de la réaction sur la pile

- Surcharge A(1)

$$A(l) = 1.039t / m^2 \quad (\text{deux voies chargées})$$

$$R_g = 1.039 \times 13.5 \times 32.5 \times \frac{1}{2} = 227.93t$$

- Surcharge B_c

4 voies chargées : $b_c = 0.8$

essieux avants : $P = 2 \times 12 \times 0.8 = 19.3t$

$$d' où R_b = \frac{1}{32.5} [19.3 \times (16 + 16.5) + 38.4(32.50 + 31 + 22 + 20.5)] = 144.44t$$

$$R_{b_{maj}} = 144.44 \times 1.088 = 157.15t$$

- Surcharge MC120

$$R_b = \frac{1}{32.5} \left(121 \cdot \left(\frac{6.10}{2} + 26.40 \right) \right) = 109.64t$$

- Surcharge D240

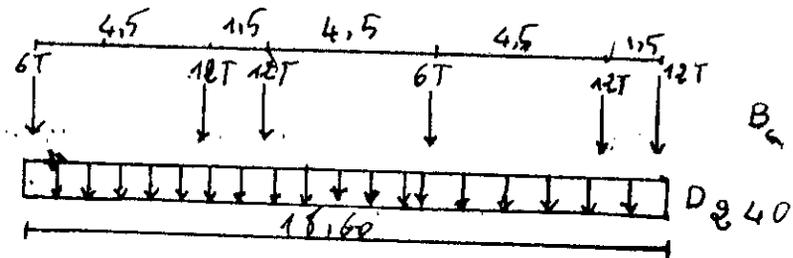
$$R_b = \frac{1}{32.5} \left(240 \cdot \left(\frac{18.60}{2} + 13.90 \right) \right) = 171.32t$$

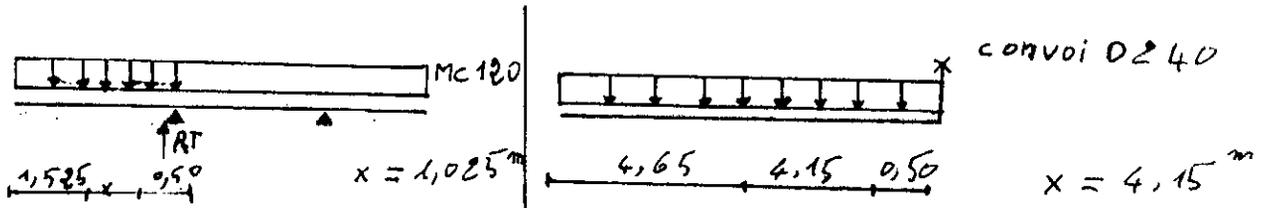
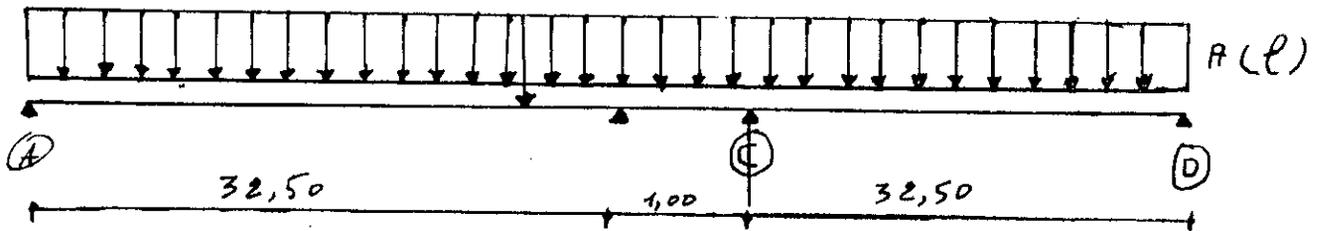
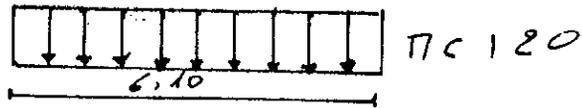
- Surcharge de trottoirs

Un trottoir chargé $R_b = 0.150 \times 1.75 \times 32.5 / 2 = 4.26t$.

Deux trottoirs chargés $R_b = 0.150 \times 1.75 \times 32.5 / 2 = 8.53t$.

B) Cas de deux travées chargées





- Surcharge A(l):

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{99.5 + 12} = 553 \text{ kg/m}^2 = 0.553 \text{ t/m}^2$$

quatre voies chargées $R_B = R_C = 0.552 \times 13.5 \times 32.5 / 2 = 121.1 \text{ t}$

- Surcharge "B_c"

$$R_B = \frac{1 \times 2}{32.5} [(2 \times 12 \times 26.5) + 24(31 + 32.5)] = 113.16 \text{ t}$$

$$R_C = \frac{1 \times 2}{32.5} [(12 \times 29) + 24(24.5 + 23)] = 91.58 \text{ t}$$

- Surcharge Mc120

$$R_T = \frac{31.475}{32.5} \times 121 = 117.18 \text{ t}$$

- Convoi D240

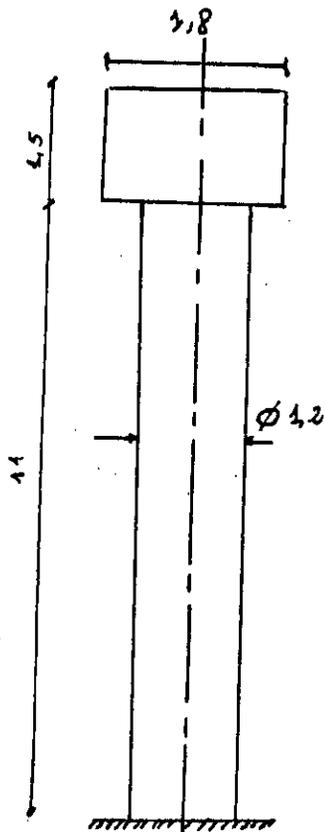
$$R_T = \frac{28.35}{32.5} \times 240 = 209.3 \text{ t}$$

- Surcharges de trottoirs

Un seul trottoir $R_B = R_C = 0.150 \times 1.75 \times 32.5 / 2 = 4.26 \text{ t}$

Deux trottoirs $R_B = R_C = 0.150 \times 1.75 \times 32.5 / 2 = 8.53 \text{ t}$

1) Calcul des fûts



- Evaluation des charges et surcharges en conditions normales

1- Charges verticales

* Charges permanentes	}	chevêtre : 88.02t
		tablier : 1058.765t
		fûts : 124.407t
		G = 1271.19t

* Surcharges

Cas de deux travées chargées: $(A(l) + S \cdot T) \times 1.2$

$$(A(l) + ST)1.2 = 2 \times (121.1 + 8.53) \times 1.20 = 311.112t$$

d'où la charge verticale totale : $Q_v = 1271.19 + 311.11 = 1582.302t$

soit l'effort par fût $\frac{Q_v}{4} = 395.57t$

2- Charges horizontales

* L'effort de freinage: $A(l) = 337.36t$

$$H = \frac{337.36}{20 + 0.0035 \times 32.5 \times 13.5} = 15.66t$$

Effort revenant à chaque pile $\frac{15.66}{2} = 7.83t$

soit par fût: $\frac{7.83}{4} = 1.96t$

* Freinage B_c

Un seul camion freine.

effort de freinage revenant à la pile $\frac{1.2 \times 30}{2} = 18$

soit par fût : $t \frac{18}{4} = 4.5t$

* Effort dû au vent

Le vent agit sur la face latérale du pont avec une intensité de $0.250t/m^2$.

- Tablier: $H_{v_1} = q_v S_1 = 0.25(33.40(1.50 + 0.35)) = 15.45t$

- Fûts + chevêtre: $H_{v_2} = q_v S_2$

$$H_{v_2} = 0.25(4 \times 9.42 \times 1.20 + 1.5 \times 1.8) = 12t$$

$$H_v = H_{v_1} + H_{v_2} = 27.43t$$

soit par fût $6.85t$, $d / \text{base de fût} = 10.78m$

* Variations linéaires

Seuls les efforts dûs à la température qui se font dans un seul sens, pour le retrait et le fluage se font dans les deux sens (donnant un effort nul).

$$H_{v,L} = G \cdot \frac{\sum a \times b}{T} = 8 \times 0.325 \times \frac{30 \times 50}{5} = 780kg / \text{appui}$$

On a 24 appareils d'appuis

$$H_{v,L} = 24 \times 0.78 = 18.72 \text{ soit par fût } \frac{18.72}{4} = 4.68t$$

3) Détermination des efforts sollicitant chaque fût

Effort normal: $Q_v = 414t / \text{fût}$.

Moment à la base du fût:

$$\text{freinage } A(l): M = 1.96(11 + 1.5 + 0.25) = 24.99t.m$$

$$\text{freinage } B_c: M = 4.5(11 + 1.5 + 0.25) = 57.375t.m$$

$$\text{vent: } M = 6.85 \times 10.78 = 73.843t.m$$

$$\text{variations linéaires: } M = 4.68(11 + 1.5 + 0.25) = 59.772t.m$$

• **Evaluation des charges et surcharges en conditions sismiques**

$$1- \text{Charges verticales} \begin{cases} G = 1271.19t \\ S = 311.112t \end{cases}$$

seisme verticale $\pm 0.07G = \pm 0.07(1271.19) = \pm 89t$

$Q_{v_{max}} = 1745t$ soit par fût: $436.25t$

$Q_{v_{min}} = 1567t$ soit par fût: $391.75t$

2- Charges horizontales

seisme horizontale: $0.106G = 0.10(1271.19) = 127.12t$

soit par fût: $31.78t$

3- Détermination des efforts sollicitant chaque fût

Moment à la base du fût (condition sismiques)

$$M_{cp} = 0.10(1058.765 \times 12.45 + 124.407 \times 5.50 + 88.02 \times 11.60) = 1487.74t.m$$

soit par fût $371.93t.m$

$$M_L = M_{cp} + M_{vl} = 371.93 + 59.67 = 431.604t.m$$

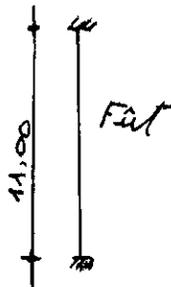
donc les efforts à considerer.

* avec surcharges $\begin{cases} M = 431.604t.m \\ N_{min} = 391.75t \end{cases}$

* sans charges $\begin{cases} M = 431.604t.m \\ N_{min} = 2695.55t \end{cases}$

• **Ferraillage du fût**

1- Etude du flambement



$$\lambda = \frac{l_c}{i}, l_c = 1.70 \times 11.00 = 18.70m, i = \frac{D}{4} = 0.3125m$$

$$\lambda = \frac{18.70}{0.3125} = 59.84$$

Il y'a risque de flambement, donc il faut ferrailer le "fût" à la flexion composée avec une excentricité supplémentaire.

Avec surcharges

$$e_0 = \frac{M}{V} = \frac{431.604}{391.75} = 1.10, \frac{e_0}{D} = 0.91, 0.30 < \frac{e_0}{D} < 2.50$$

$$f = D \times \frac{\lambda - 20}{160} = 1.20 \times \frac{59.84 - 20}{160} = 0.30m$$

$$M = 431.604 + (391.75 \times 0.3) = 549.13t.m$$

$$M = 549.13t.m$$

Sans surcharges

$$e_0 = \frac{M}{V} = \frac{431.604}{295.55} = 1.46m, \frac{e_0}{D} = 1.21$$

$$f = D \times \frac{\lambda - 20}{160} = 0.30m$$

$$M = 431.604 + (295 \times 0.3) = 520.27t.m$$

$$M = 520.27t.m$$

Le cas le plus défavorable est:

$$M = 549.13t.m$$

$$N_{min} = 391.75t$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{549.13}{391.75} = 1.40m$$

$$e_1 = \frac{2R}{8} = \frac{1.20}{8} = 0.15m$$

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = \frac{M}{N} = \frac{549.13}{391.75} = 1.40m \\ e_1 = \frac{2R}{8} = \frac{1.20}{8} = 0.15m \end{array} \right\} e_1 < e_0 \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Détermination des armatures nécessaires.

$$\text{L'enrobage } d = 7 \text{ cm.} \quad \frac{d}{2R} = \frac{0.07}{1.20} = 0.58$$

(Aide mémoire béton armé)

$$K_a = \frac{M_G}{R^3 \bar{\sigma}_a} = \frac{549.13 \times 10^5}{0.6 \times 4000} = 0.063$$

$$K_e = \frac{N.R}{M} = \frac{391.75 \times 60 \times 10^3}{549.13 \times 10^5} = 0.428$$

Tableau 4-59 $\rightarrow \omega\% = 3.22$.

La section d'armatures est de:

$$A = \frac{(\omega\%) \pi R^2}{100} = \frac{2.15 \times 3.14 \times (60.5)^2}{100} = 364.48 \text{ cm}^2$$

soit donc 30T40 $\rightarrow A_{eff} = 377 \text{ cm}^2$

$$\omega\% = \frac{276.54 \times 100}{3.14 \times (62.5)^2} = 3.33$$

$$\left. \begin{array}{l} \omega\% = 2.255 \\ K_e = 0.443 \end{array} \right\} \text{Tableau 4-54} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_b = 1.1 \\ K = 16.13 \end{array} \right.$$

• Vérification des contraintes

Béton

béton à contrôle strict

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

$$\text{d'où } \bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b_0} = 165 \text{ kg/cm}^2.$$

Il faut que $\sigma'_b < 1.5\bar{\sigma}'_b$

$$\sigma'_b = \frac{M}{K_b R^3} = \frac{549.13 \times 10^5}{1.1(60)^3} = 231.11 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_b = 231.11 \text{ kg/cm}^2 < 1.5 \times 165 = 247.50 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

Acier

En condition sismique

$$\rho = 1 \rightarrow \bar{\sigma}'_a = \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad (\phi > 20 \text{ mm})$$

$$\sigma'_a = K \sigma'_b = 16.13 \times 231.11 = 3727.8 \text{ kg/cm}^2 < 4000 \text{ kg/cm}^2$$

L'espacement des barres longitudinales.

$$e = \frac{\pi(2R - 2d)}{n - 1} = \frac{3.14(125 - 2.7)}{21} = 16.61 \text{ cm}.$$

• **Armatures transversales.**

Pour des raisons de construction, on prévoit des armatures T12 avec un espacement $\bar{t} = \min(t_1, t_2)$

$$t_1 = (100\Phi_l - 15\Phi_{lmax}) \left(2 - \frac{\sigma_b}{\sigma_{b_0}}\right)$$

$$t_2 \leq 15\Phi_{lmin} \left(2 - \frac{\sigma_b}{\sigma_{b_0}}\right)$$

avec $\sigma_{b_0} = 1.5\overline{\sigma_{b_0}} = 1.5 \times 82.5 = 137.75 \text{ kg/cm}^2$

$$t_1 = (100 \times 1.20 - 15 \times 4.00) \left(2 - \frac{231.11}{1}\right) = 20.12 \text{ cm}$$

$$t_2 = 15 \times 4.00 \left(2 - \frac{206.00}{123.75}\right) = 20.12 \text{ cm}$$

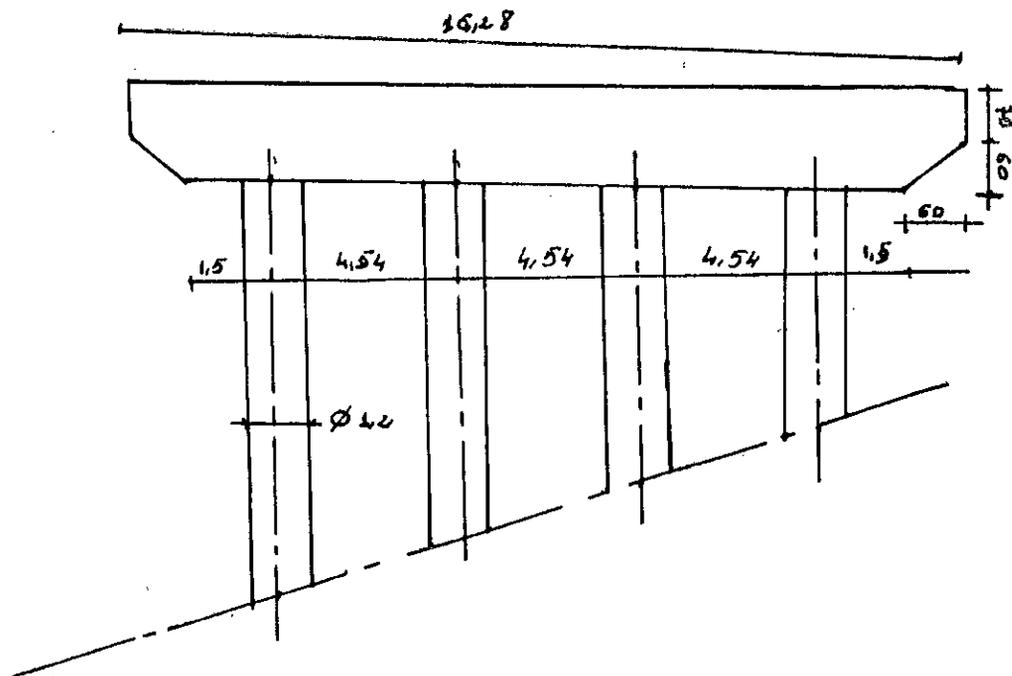
$$\bar{t} = \min(t_1, t_2) = \min(20.12, 20.12) = 20.12 \text{ cm}$$

On choisira des cercles $\Phi 12$ espacés de:

10cm en zone courante.

15cm en zone de jonction.

2) Calcul du chevêtre



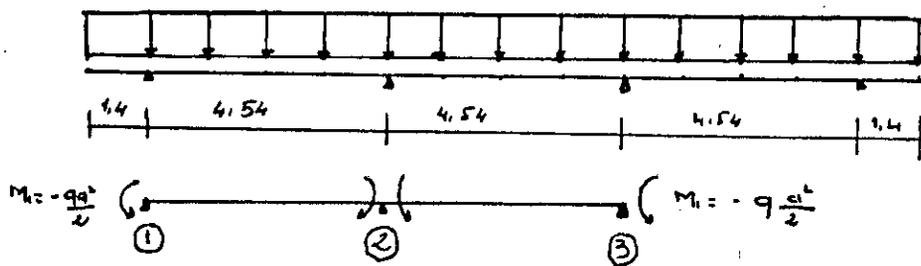
Le chevêtre sera calculé comme une poutre simplement appuyée sur les "fûts".

• **Détermination des sollicitations dans le chevêtre**

- poids propre du chevêtre $63.20t \rightarrow q = \frac{88.02}{16.6} = 5.3t / ml$
 - réaction du tablier $1058.765 \rightarrow$ soit par poutre $\frac{1058.765}{12} = 88.23$
 - réaction due aux surcharges $A(l)$ (4 voies chargées-3 travées) $\rightarrow 121.1 \times 3 = 363.3t$.
 - réaction due aux surcharges de trottoirs $\rightarrow 2 \times 8.53 = 17.06t$.
- les surcharges pondérées: $1.20(A(l)+S.T) = 1.20(363.3+17.06)$
 $1.20(A(l)+S.T) = 456.43t$
 \rightarrow soit par poutre $38.036t$.

Pour le calcul du chevêtre (poutre continue) on utilise "La Méthode des Trois Moments".

• **Charges uniformément réparties: "poids propre du chevêtre"**



Le moment dû à la poutre en console est donc:

$$M_1 = -q \frac{a^2}{2} = -5.3 \frac{(1.40)^2}{2} = 5.19t.m.$$

L'équation des trois moments.

$$M_{n-1}l_n + 2M_n(l_n + l_{n+1}) + M_{n+1}l_{n+1} = -EI(\theta'_n - \theta''_n)$$

à l'appui (2) on aura:

$$M_1l_2 + 2M_2(l_2 + l_3) + M_3l_3 = -6EI(\theta'_2 - \theta''_2). (1)$$

$$\theta''_n = -\theta''_n = -\frac{ql^3}{24EI}$$

$$M_1 = M_3 = -5.19t.m$$

$$l_1 = l_3 = 4.54m.$$

$$6EI \left(-\frac{2ql^3}{24EI} \right) = -\frac{ql^3}{2} = -\frac{5.3 \times (4.54)^3}{2} = -123.64t.m^2.$$

$$(1) \Rightarrow -3.60 \times 5.19 + 2M_2(3.60 + 3.60) - 3.60 \times 5.19 = -123.64$$

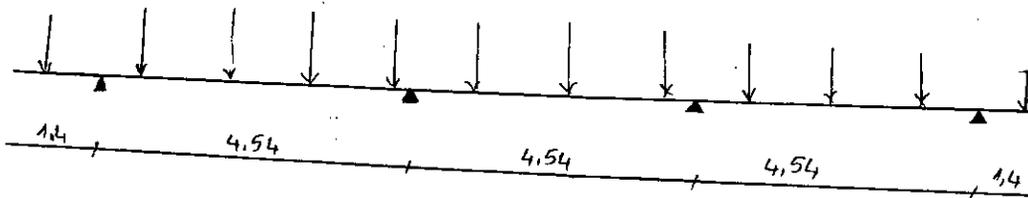
$$\Rightarrow M_2 = 6.99t.m.$$

• Charges concentrées

- poids du tablier: 88.23 t/poutre.

- poids des surcharges défavorables: 38.036 t/poutre.

$$p = 88.23 + 38.036 = 126.27 \text{ t/poutre.}$$



L'équation des trois moments est:

$$M_1 l_2 + 2M_2(l_2 + l_3) + M_3 l_3 = -6 \left(\frac{S_2}{l_2} - \frac{S_3}{l_3} \right)$$

avec: " S_2 " et " S_3 ". Les moments statiques du diagramme du moment des forces par rapport à l'appui.

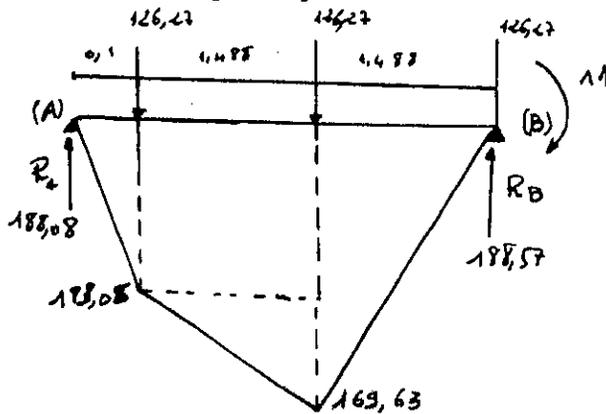
$$M_1 = -p_0 x = -126.27 \times 1.38 = -190.95t \cdot m$$

$$M_3 = M_1 = -134.69m$$

$$\text{d'où } -190.95 \times 4.54 + 2 M_2 \cdot 9.08 - 190.95 \times 4.54 = -6 \left(\frac{S_2}{l_2} + \frac{S_3}{l_3} \right)$$

$$\rightarrow 18.16 M_2 = 1733.82 - 6 \left(\frac{S_2}{l_2} + \frac{S_3}{l_3} \right)$$

calculons S_2 et S_3



$$R_A + R_B = 150.60 \times 2 + 75.33 = 376.65$$

$$m \cdot l / A = 0 \rightarrow 150.60(0.604) + 150.60(1.498 + 0.604) + 75.33 \times 3.60 - R_B \times 3.60 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 188.57t$$

$$R_A = 293.80 - 147.10 = 188.08t$$

$$S_2 = S_3 = \left[\frac{1}{2} \times 113.6 \times 0.604 \times \frac{2}{3} \times 0.604 \right] + [113.6 \times 1.498(0.604 + 1.498)] +$$

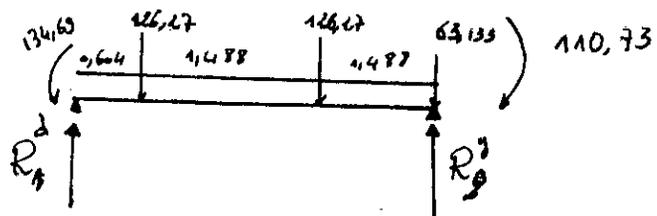
$$\left[\frac{1}{2} \times 56.03 \times 1.498 \times (0.604 + \frac{2}{3} \cdot 1.498) \right] + \left[\frac{1}{2} \times 169.63 \times 1.498 \times (3.60 - \frac{2}{3} \cdot 1.498) \right]$$

$$S_2 = S_3 = 769.28t \cdot m^2$$

$$\text{d'où } 14.40 M_2 = 969.77 - 6 \times 2 \times \frac{769.28}{3.60}$$

$$\rightarrow M_2 = -110.73t \cdot m$$

- Calcul des réactions d'appuis



$$R_1^d + R_2^s = 150.60 \times 2 + 75.33 = 376.65t$$

$$\sum mt / (2) = 0 \rightarrow 110.73 - 134.69 - 150.60 \times 1.498 - 150.60 \times 2 \times 1.498 + R_1^d \times 3.60 = 0$$

$$\begin{cases} R_1^d = 194.71t \\ R_2^s = 293.80 - 151.89 = 181.94t \end{cases}$$

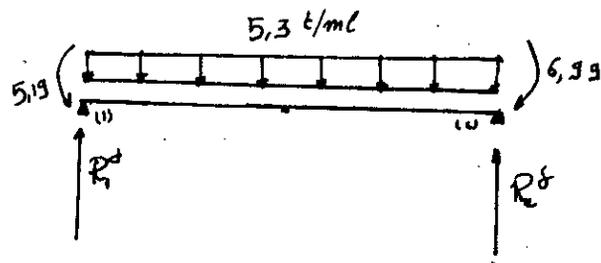
- Calcul des moments en travée

Charges concentrées

$$M_{\max} = -134,69 \quad \text{sur appuis}$$

$$M_{\min} = 49,87 \quad \text{en travée}$$

Charges uniformes



$$R_1^d + R_2^s = 5.3 \times 4.54 = 24.062t$$

$$\sum mt / (1) = 0 \rightarrow -5.19 + 6.9924.002 \times \frac{4.54}{2} - 4.54 \times R_2^s = 0$$

$$\begin{cases} R_1^d = 11.642t \\ R_2^s = 12.42t \end{cases} \rightarrow \text{donc} \begin{cases} R_1 = 11.64 + (5.32 \times 1.50) = 20.37t \\ R_2 = 2 \times 11.642 = 23.284t \end{cases}$$

Le moment fléchissant

$$M(x) = pl \frac{x}{2} - p \frac{x^2}{2} - M_1 \left(1 - \frac{x}{l}\right) - M_2 \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$\frac{x}{2} = \frac{4.54}{2} - \frac{(6.99 - 5.19)}{5.32 \times 4.54} = 2.19m$$

$$M_{\max} = 5.3 \times 4.54 \times \frac{2.19}{2} - 5.3 \frac{2.19^2}{2} - 5.19 \left(1 - \frac{2.19}{4.54}\right) - 7 \left(\frac{2.19}{4.54}\right)$$

$$M_{\max} = 7.57t.m$$

Diagramme des moments: (charges concentrées+charges uniformes)

$$M_{max} = -6,99 \text{ t.m} \text{ à l'appui}$$

$$M_{max} = 7,57 \text{ t.m} \text{ en travée}$$

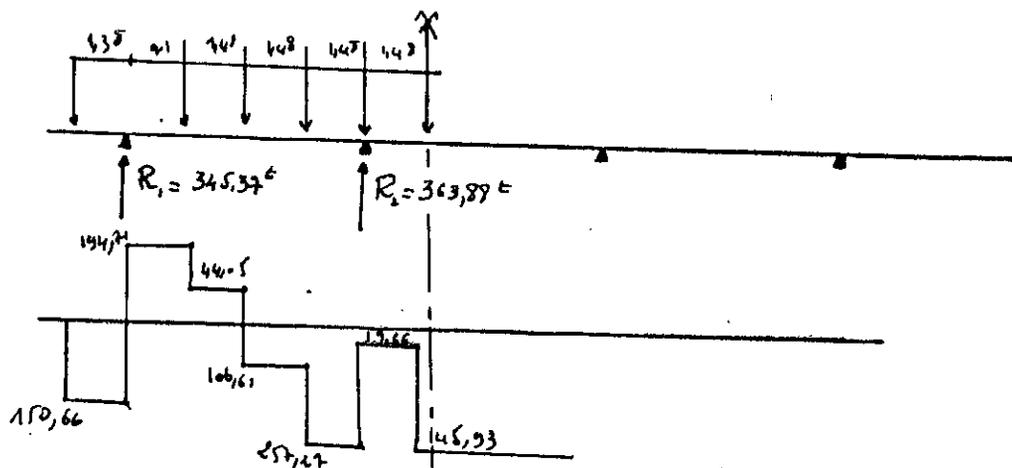
Conclusion

- sur appui : $M_{max} = -139.88 \text{ t.m}$

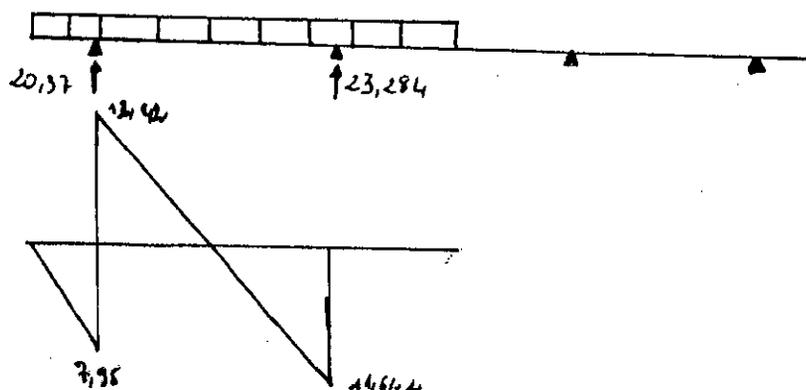
- en travée : $M_{max} = 41.36 \text{ t.m}$

Etude de l'effort tranchant

1) Effort tranchant dû aux charges concentrées



2) Effort tranchant dû aux charges réparties



Conclusion

L'effort tranchant à prendre en compte

$$T = 257.27 + 12.42 = 269.69$$

$$T_{\max} = 269.69t$$

• Ferrailage du chevêtre en flexion simple.

1) Section d'armature sur appui

$$M = 139.88 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kg/cm}^2.$$

$$h_f = 1.2 \text{ m.}$$

$$b = 1.8 \text{ m.}$$

$$h = 1.15 \text{ m.}, \quad d = 5 \text{ cm.}$$

$$u = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 139.88 \times 10^5}{2670 \times 1.8 \times (1.15)^2 \times 10^6} = 0.03$$

$$u = 0.03 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} K = 52.63 \\ \varepsilon = 0.925 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{139.88 \times 10^5}{2670 \times 0.925 \times 1.15 \times 10^2} = 49.25 \text{ cm}^2$$

soit 11T25 $\rightarrow A_{\text{eff}} = 54 \text{ cm}^2.$

$$\sigma_a = \frac{139.88 \times 10^5}{54 \times 0.925 \times 1.15 \times 10^2} = 2435.13 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2435.13}{52.63} = 46.27 \text{ kg/cm}^2.$$

2) Section d'armature en travée.

$$M = 56.54 \text{ t.m} \quad \text{Acier Fe E 40 A } (\phi \leq 20 \text{ mm}). \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2.$$

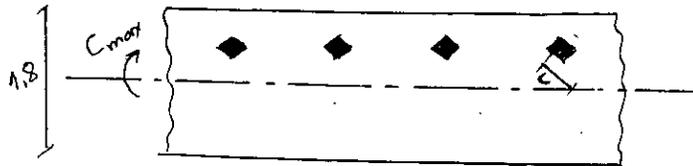
$$u = \frac{15 \times 56.54 \times 10^5}{2800 \times 1.8 \times (1.15)^2 \times 10^6} = 0.0008 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} K = 83.33 \\ \varepsilon = 0.953 \end{cases}$$

$$A = \frac{56.54 \times 10^5}{2800 \times 0.953 \times 1.15 \times 10^2} = 18.42 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{83.33} = 33.6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 165 \text{ kg/cm}^2.$$

• Etude de la torsion dans le chevêtre.

La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas où une seule travée est chargée, donc de l'excentrement transversal des charges avec $e = 0.50$ m.



- La réaction due aux surcharges: A (l) $R = 227.93$ (2 voies chargées)

- La réaction due aux surcharges des trottoirs: $R = 8.53$ t.

La réaction maximale due aux surcharges est:

$$R_{max} = 1.20(227.93 + 8.53)283.752 \text{ soit par appareil d'appui: } \frac{159.26}{12} = 23.65t$$

pour les charges permanentes on doit considérer le cas de l'ouvrage en "construction", une seule travée repose sur le chevêtre:

$$R = \frac{1058.765}{2} = 529.38t \text{ soit par appui } \frac{302.80}{12} = 44.11t.$$

d'où: $M = R \times e = 44.11 \times 0.50 = 22.06$ t.m.

Le moment de torsion " C_2 " vaut la moitié de M

$$C_2 = \frac{21.62}{2} = 11.03t.m, \quad C_1 = 23.65 \times \frac{0.50}{2} = 5.91t.m.$$

On considère un moment de torsion " C_1 " dû à l'effort de freinage.

La force de freinage est: $\frac{30 \times 1.2}{2} = 18t$ (revenant à la pile)

d'où $C_1' = H \cdot \frac{h_c}{2} = 18 \times \frac{1.20}{2} = 10.8t.m$ (h_c : hauteur chevêtre)

Le moment de torsion " C_{max} " se produit par la combinaison d'action la plus défavorable: $C_{max} = \max(5.91 + 11.03, 22.06, 10.8)$

d'où $C_{max} = 22.06t.m.$

• Ferrailage du chevêtre à la torsion

Pour déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section de forme rectangulaire dont la hauteur est celle du chevêtre et dont la largeur (l_1) est limitée à:

x (petite dimension des fûts: $x = 1.20$) + hauteur du chevêtre h donc:

$$l_t = b \quad \text{si } b \leq x + h$$

$$l_t = x + h \quad \text{si } b > x + h$$

or: $x + h = 1.2 + 1.2 = 2.4\text{m} > b = 1.00\text{m} \Rightarrow l_t = 1.80\text{m}$.

Pour le calcul des contraintes tangentes dues à la torsion, on se réfère aux règles du fascicule 61 du CPC ou aux règles de L'IP2.

Pour évaluer les contraintes de torsion dans une section pleine, on remplace la section nulle par une section équivalente creuse, dont l'épaisseur de la paroi est égale en 1/6 du diamètre du cercle qui peut être inscrit dans le contour extérieur.

$$b_n = \frac{1.20}{6} = 0.20\text{m}$$

donc:

$$\Omega = (1.8 - 0.20)(1.20 - 0.20) = 1.6\text{ m}^2.$$

La contrainte tangente est donnée par:

$$\tau_b = \frac{C_{max}}{2\Omega b_n} = \frac{22.06 \times 10^5}{2 \times 1.8 \times 0.2 \times 10^6}$$

$$\tau_b = 3.44\text{ kg/cm}^2.$$

• Calcul des armatures longitudinales.

Il faut avoir: $\Omega_e \bar{\sigma}_u = \frac{C_{max} \times P_e}{2\Omega}$ P_e : périmètre du contour extérieur

$$P_e = 2(1.8 + 1.2) = 6\text{ m}.$$

$$\omega_e = \frac{C_{max} \times P_e}{2\Omega \bar{\sigma}_u} = \frac{22.06 \times 10^5 \times 6 \times 10^2}{2 \times 1.6 \times 2800 \times 10^4} = 14.77\text{ cm}^2.$$

$$\omega_e = 14.77\text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prendra } 6T20 \rightarrow A_{eff} = 18.84\text{ cm}^2$$

Ces armatures sont réparties sur tout le périmètre.

• Armatures transversales.

Les armatures transversales peuvent être déterminées en sachant qu'elles ont un volume relatif égal au volume des armatures longitudinales de torsion. elles sont constituées par des cadres avec un espacement égal à 35 cm.

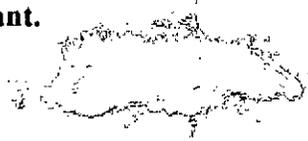
$$\text{La section d'armature } \frac{A_t}{l} \cdot \bar{\sigma}_u = \frac{C}{2\Omega} \rightarrow A_t = \frac{l \cdot C}{2\Omega \bar{\sigma}_u} = \frac{22.06 \times 10^5 \times 35}{2 \times 2800 \times 1.6 \times 10^4}$$

$A_s = 0.86 \text{ cm}^2$ A_s section transversale relative à un cadre.

On prend des épingles " T_{10} ".

*** Contrainte tangente due à l'effort tranchant.**

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{269.69 \times 10^4}{180 \times \frac{7}{8} (120)} = 14.27 \text{ kg/cm}^2.$$



$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} (125)$$

La contrainte totale de cisaillement du béton est:

$$\tau_b = 14.27 + 3.44 = 17.71 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\tau} = 2 \times 1.5 \bar{\sigma}_b = 2 \times 1.5 \times 7.10 = 21.30 \text{ kg/cm}^2. > \tau_b = 17.71 \text{ kg/cm}^2. \text{ (condition}$$

vérifiée).

*** Ecartement des armatures transversales.**

$$E = \max \left\{ h \left(1 - \frac{0.3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right), 1.8h \right\}.$$

$$E = \max \left\{ 120 \left(1 - \frac{0.3 \times 17.71}{7.10} \right), 0.18 \times 120 \right\} = \max(30.20, 21.6)$$

Les armatures transversales ne sont pas donc nécessaires, cependant il faut prévoir des $\phi 10$.

$t = 10 \text{ cm}$ au niveau des appuis.

$t = 15 \text{ cm}$ au niveau des travées (l'effort tranchant est moins important).

*** Vérification de la contrainte d'adhérence.**

Il faut que $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

$\bar{\tau}_d$: contrainte d'adhérence admissible.

$\bar{\tau}_d = 2 \Psi \bar{\sigma}_b$ avec: Ψ : coefficient de scellement.

$\Psi = 1.5$ pour acier à haute adhérence (H.A).

$\bar{\sigma}_b = 7.10 \text{ kg/cm}^2$.

$$\tau_d = \frac{T}{p \cdot z} \text{ avec } p: \sum \text{ périmètre des armatures longitudinales.}$$

$$p = 8 \times 2.5\pi + (4 \times 2 + 6 \times 2)\pi = 125.66 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_d = \frac{269.69 \times 10^3}{\frac{7}{8} \times 120 \times 125.66} = 20.43 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 21.30 \text{ kg/cm}^2$$

(condition vérifiée).

*** Vérification de la condition de non fragilité.**

Il faut que: $\frac{A}{b \times h} \geq 0.69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cu}}$

$$A = 4T 20 + 6T 20 = 31.42 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{31.42}{200 \times 125} \geq \frac{0.69 \times 7.10}{4200}, \quad 0.00126 > 0.00116 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

*** Vérification de la condition de non fissuration.**

Il faut que: $\max(\sigma_1, \sigma_2) < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$.

$$\sigma_1 = \frac{kn\bar{\omega}_f}{\phi(1+10\bar{\omega}_f)}, \quad \sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{\mu k \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

Avec:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{39.27}{2 \times 5 \times 200} = 0.020.$$

$k = 1.5 \times 10^6$ Fissuration peu préjudiciable.

$\phi = 25 \text{ mm}$.

$\bar{\sigma}_b = 7.10 \text{ kg/cm}^2$.

$n = 1.6$ pour aciers H.A.

d'où:

$$\sigma_1 = \frac{1.5 \times 10^6 \times 1.6 \times 0.020}{25(1 + [10 \times 0.020])} = 1600 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{1.6 \times 1.5 \times 10^6 \times 7.10}{25}} = 1981.42 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 1981.42 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

Pour que σ_1 soit supérieure à 2670 Kg/cm². Il faut que

$$\frac{kn\bar{\omega}_f}{\phi(1+10\bar{\omega}_f)} > 2670 \rightarrow \frac{1.5 \times 10^6 \times 1.6 \times \bar{\omega}_f}{25(1+10\bar{\omega}_f)} > 2670$$

$$\bar{\omega}_f = 0.0385 \rightarrow A = \bar{\omega}_f B_f = 0.0385 \times 2 \times 5 \times 200 = 77 \text{ cm}^2.$$

donc on prend 16T 25 $\rightarrow A_{eff} = 78.54 \text{ cm}^2$.

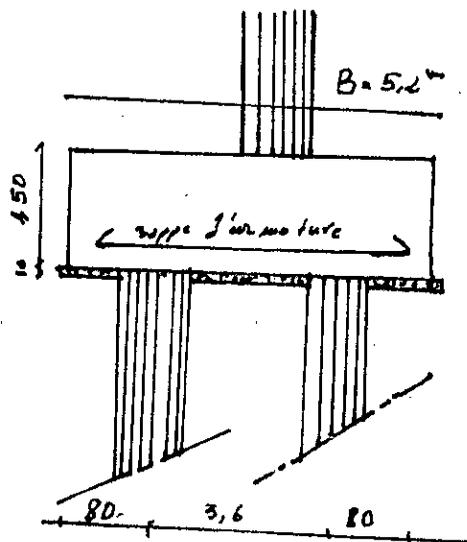
Etude de la semelle

La fondation d'un ouvrage est destinée à transmettre au sol d'assiette, dans les conditions les plus défavorables, les sollicitations de la structure de l'ouvrage sous l'effet des charges et surcharges.

Dans le cas des appuis de pont, piles et culées, comme d'ailleurs tous les ouvrages, les types de fondation employées varient en fonction de la proximité ou de l'éloignement du bon sol par rapport au terrain naturel.

Dans notre cas, on a des fondations sur pieux nécessairement solidarises en tête par une semelle très rigide.

Caractéristiques géométriques de la semelle



- Longueur : $L = 16.28$ m.

- Largeur : $P = 5.20$ m.

- La hauteur : elle est déterminée par la condition de rigidité

$$h_s \geq 0.5 \left(3\phi_{\text{pieu}} - \frac{\phi_{\text{fil}}}{2} \right) + 10 = 0.5 \left(3 \times 2 - \frac{1.25}{2} \right) + 10 = 158.75 \text{ cm.}$$

$h_s = 1.60$ m.

• Sollicitation dans le pieu

En plus des charges et surcharges déjà citées, on a le poids du volume des terres situées au dessus de la semelle.

- Poids propre de la semelle : $P = 16.28 \times 5.20 \times 1.5 \times 2.5 = 317.465 t.$

- Poids des terres sur la semelle: $P = \left(16,28 \times 5,20 - 3\pi \frac{1,25^2}{4} \right) \times 1,5 \times 1,8$
 $P = 219,41 \text{ t.}$

Condition normales

- Charges permanentes: 1271.19 t.
(tablier, fût, chevêtre)
- Surcharges : 311.112 t.
- Poids de la semelle : 317.46 t.
- Poids des terres : 219.41 t.

Total 2119.17 t.

- Freinage (longitudinalement) 4.5 t/fût.
 $B_c: M = 4 \times 57.375 = 229,5 \text{ t.m.}$

-Variation linéaire:
 $M_{max} = 4 \times 59,67 = 238,68 \text{ t.m.}$

Conditions sismiques

- G (1 ± 0.07)
total

$N_{max} = 2208,17 \text{ t.}$

$N_{min} = 2030,17 \text{ t.}$

sesme: 1487,74 t.m

Variation linéaire:

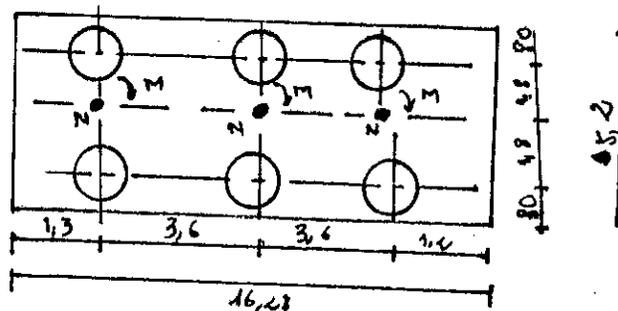
237,74 t.m

1516,42 t.m

• Effort revenant à chaque pieu

Les six pieux présentent une symetrie / à x 0 y:

chaque fût ramène un moment et un effort normal



L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par:

$$N_i = \frac{N_t}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2}$$

avec les hypothèses suivantes:

- déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- semelle infiniment rigide.
- pieux identiques.

• 1er genre

$$\begin{cases} N = 2119.17t. \\ M = 238.68t.m. \end{cases}$$

$$N_1 = \frac{2119.17}{8} + \frac{238.68 \times 1.80}{8 \times 1.80^2} = 375.295t.$$

$$N_2 = \frac{2119.17}{8} - \frac{238.68 \times 1.80}{8 \times 1.80^2} = 331.1t.$$

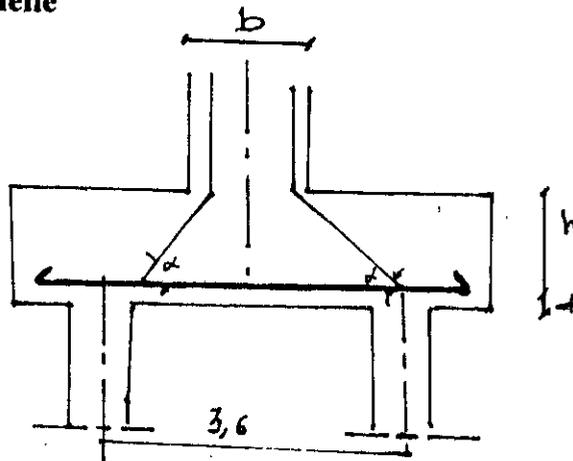
• 2ème genre

$$\begin{cases} N = 2208.17t. \\ M = 1516.42t.m. \end{cases}$$

$$N_1 = \frac{2208.17}{8} + \frac{1516.42 \times 1.80}{8 \times 1.80^2} = 508.44t.$$

$$N_2 = \frac{2208.17}{8} - \frac{1516.42 \times 1.80}{8 \times 1.80^2} = 227.62t.$$

• Ferrailage de la semelle



La section d'armature est déterminée par l'application de la méthode des bielles.

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ n \geq L/2 - b/4 \end{cases}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{L/2 - b/4} = \frac{150 - 10}{4.54/2 - 120/4} = 0.71 \rightarrow \alpha = 45^\circ 24' > 45^\circ$$

1ère condition vérifiée.

$$\left. \begin{array}{l} h = 140 \\ L/2 - b/4 = 148.75 \text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow h > L/2 - b/4$$

2ème condition vérifiée.

On pourra donc appliquer la méthode des bielles pour ferrailer la semelle.

- 1er genre:

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_m = 2670 \text{ kg / cm}^2$$

$$A_1 = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{L/2 - b/4}{h} = \frac{375.295 \times 10^3 \times 150}{2670 \times 140}$$

$$A_1 = 150.6 \text{ cm}^2$$

- 2ème genre:

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_m = 4000 \text{ kg / cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_2}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{L/2 - b/4}{h} = \frac{323.72 \times 10^3 \times 148.75}{4000 \times 150}$$

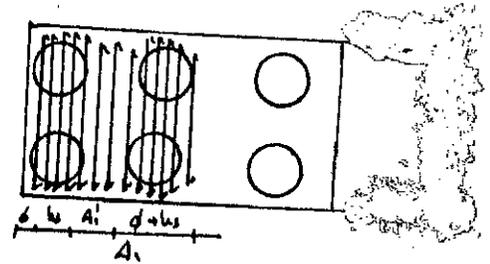
$$A_2 = 136.19 \text{ cm}^2$$

Le 1er genre donne la plus grande section d'armature:

$$A_1 = 150.6 \text{ cm}^2$$

soit 20T32 avec $A_{eff} = 155.51 \text{ cm}^2$

$$\text{L'espacement } t = \frac{\phi + h - d}{n - 1} = \frac{150 + 150 - 10}{29} = 10 \text{ cm}$$



Les armatures transversales sont placées dans les bandes axées sur les pieux (poutres incorporées) ayant pour largeur "l" telle que :

$$A'_1 = \frac{1}{3} A_1 = \frac{155.51}{3} = 51.84 \text{ cm}^2$$

soit 11T25

$$A_{eff} = 31.43 \text{ cm}^2$$

• **Armatures longitudinales inférieures dans la semelle**

Elle jouent un rôle de préparation dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_2 = \frac{1}{3} A_1 = \frac{93.27}{3} = 51.84 \text{ cm}^2$$

soit 11T25 $A_{eff} = 54 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{\phi + h_s - d}{n - 1} = \frac{120 + 180 - 10}{10} = 26 \text{ cm}$$

on prend $t = 25 \text{ cm}$

• **Armatures de construction**

1- Armatures transversales "supérieures"

$$A_3 = \frac{1}{10} A_1 = \frac{93.27}{10} = 14.11 \text{ cm}^2$$

$A_3 = 14.11 \text{ cm}^2$ soit 10T14 $A_{eff} = 15.39 \text{ cm}^2$

l'espacement $t = \frac{\phi + h_s - 0.1}{9} = \frac{2.70}{9} = 0.30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$

d'où: $t = 30 \text{ cm}$

2- Armatures longitudinales "supérieures"

$$A'_2 = \frac{1}{3} A_1 = 51.84 \text{ cm}^2$$

soit 11T25 avec $A_{eff} = 54 \text{ cm}^2$

• **Armatures latérales**

$$A_l = \frac{1}{10} A_1 = \frac{93.27}{10} = 14.11 \text{ cm}^2$$

soit 10T14 avec $A_{eff} = 11.30 \text{ cm}^2$

A la base des cadres verticaux, on placera des armatures transversales sous forme de chaises en T14, (chaise par m^2).

Calcul des pieux

• Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4ème ordre suivante:

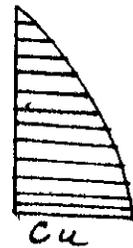
$$EI \frac{d^4 y}{d^4 x} + Cu \cdot b \cdot y = 0 \quad (1)$$

avec:

b : diamètre du pieu

Cu : module de réaction du sol

y : déplacement en tête du pieu



Une solution de cette équation est de la forme:

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4E \cdot I}{Cu \cdot b}} \quad \text{appelée "longueur élastique du pieu"}$$

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de la section, ce moment est déterminé par la méthode de "WERNER", le pieu étant encasté en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nulle.

• Calcul de λ

$$b = \phi_{\text{pieu}} = 1.20m$$

$$Cu = 4500t/m^2$$

$$E = 21000 \sqrt{360} = 401753.66 \text{ kg/cm}^2$$

I : moment d'inertie de pieu

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi \times 1.20^4}{64} = 0.1018 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b \cdot Cu}{4E \cdot I}} = \sqrt[4]{\frac{1.20 \times 4500}{4 \times 1017536.6 \times 0.1018}} = 0.2397$$

λ : coefficient d'amorcement du module de "WERNER" d'où $\lambda L = 0.2397 \times 18 = 4.31$
avec $L = 18 \text{ m}$.

• Efforts tranchants en tête du pieu

- Conditions normales

- Freinage 18t

- Variation linéaire 18.72t

d'où $H = 36.72 \text{ t}$ et $p^* = \frac{H}{8} = \frac{36.72}{8} = 4.59 \text{ t / pieu}$.

- Conditions sismiques

- Seisme 127.12t

- Variation linéaire 18.72t

d'où $H = 145.84 \text{ t}$ et $p^* = \frac{H}{8} = \frac{87.92}{8} = 18.23 \text{ t / pieu}$.

• Calcul des pieux par la méthode de "Werner"

La méthode de Werner permet de donner des moments flechissants auxquels, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante:

$$EI \varphi_0 = X_{\varphi_M} \cdot \frac{M^*}{\lambda} + \frac{p^*}{\lambda^2} X_{\varphi_p}$$

Notre pieu est encasté à la semelle en tête, donc la seule de formation qui peut se produire, est le déplacement (rotation est nulle). Voir tableau qui donne x_y en fonction de λL .

$$M(z) = X_{\varphi_M} \cdot M^* \cdot X_{\varphi_M} \cdot \frac{H}{\lambda}$$

avec: M^* : moment en tête du pieu.

$\lambda = \frac{1}{\alpha}$: coefficient d'amortissement.

X_{φ_M} et X_{φ_H} : coefficients donnés par les abaques de "Werner" en fonction de la nature du sol et de λL dûs à H^* et M^* .

H: effort tranchant en tête du pieu.

$$M(z) = EI Q_0 = H_{\rho M} \times M^* + H_{\rho H} \times \frac{H}{\lambda} = 0$$

$$M^* = -\frac{H_{\rho H} \times H}{H_{\rho M} \times \lambda}$$

d'après le diagramme de "WERNER" qui donne X_{φ} en fonction de " λL " on trouve:

λL		
4.00	$X_{\varphi M} = 1.54$	$X_{\varphi H} = 1.26$
6.00	$X_{\varphi M} = 1.65$	$X_{\varphi H} = 1.45$

après interpolation

pour $\lambda L = 4.31 \rightarrow \begin{cases} X_{\varphi H} = 1.29 \\ X_{\varphi M} = 1.56 \end{cases}$

- Conditions normales

$$P^* = 4.59t / \text{pieu}$$

$$M^* = \frac{1.29}{1.56} \times \frac{5.59}{0.2397} = -19.28t.m$$

- Conditions sismiques

$$P^* = 18.23t / \text{pieu}$$

$$M^* = \frac{1.29}{1.56} \times \frac{18.23}{0.2397} = -62.89t.m$$

• Valeurs des coefficients X_{φ^*} et $X_{\rho M}$ en fonction de z

X_{φ}	z	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
$X_{\varphi M} \rightarrow M_x^*$		0.97	0.85	0.65	0.44	0.26	0.10	0.04	0.00
$X_{\varphi H} \rightarrow P_y^*$		0.40	0.63	0.66	0.56	0.42	0.25	0.14	0.04

Determination des moments tout le long du pieu

$$M(z) = X_{pm} \times M^* + X_{pp} \times \frac{P^*}{\lambda}$$

- conditions normales

$$M(z) = -19.28 X_{pm} + X_{pp} \times \frac{4.59}{0.2397}$$

- conditions sismiques

$$M(z) = -62.89 X_{pm} + X_{pp} \times \frac{18.23}{0.2397}$$

z	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
M(z)								
c.norm	-11.04	-4.32	0.1	2.24	3.03	2.85	1.91	0.77
c.sism	-30.58	-5.54	9.32	14.91	15.59	12.72	8.13	3.04

D'après les résultats donnés par les deux diagrammes des moments, on constate que les sollicitations du 2ème genre sont les plus défavorables.

$$M_{max} = -62.89 \text{ t.m}$$

• Ferrailage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée et il doit être armé sur toute la longueur.

$$N_{min} = \frac{Q_{max}}{8} - \frac{M \times 3}{8 \times 1.8^2} \times 1.8$$

$$\text{d'où } N_{min} = \frac{1745}{8} - \frac{436.25}{8 \times 1.8^2} \times 1.8 = 187.82 \text{ t}$$

$$\left. \begin{aligned} M &= -50.54 \text{ t.m} \\ N_{\min} &= 187.82 \text{ t.m} \\ e &= \frac{M}{N} = \frac{62.89}{187.82} = 0.33 \text{ m} \\ \frac{R}{4} &= \frac{0.6}{4} = 0.15 \text{ m} \end{aligned} \right\} \rightarrow e > \frac{R}{4}$$

donc la section est partiellement comprimée .

On utilisera les tableaux "aide mémoire BA P196".

$$\frac{d}{2r} = \frac{6}{2 \times 60} = 0.05 \sigma_a = \sigma_{cu} = 4200 \text{ kg/cm}^2 (\phi \leq 20)$$

$$K_c = \frac{187.82}{M} = \frac{187.82 \times 0.6}{62.89} = 1.79$$

$$w\% \cong 0$$

$$K_a = \frac{M}{r^3 \bar{\sigma}_a} = \frac{62.54 \times 10^5}{60^3 \times 4200} = 0.00693$$

La section est presque nulle donc on prend 0.5%.

Le CPC fascicule 68 art 36 fixe un ferrailage longitudinal minimal dans la zone fléchie à 0.5% de la section du pieu.

$$A_p = \frac{\pi \times 60^2 \times 0.5}{100} = 56.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 20T20 \text{ avec } A_{eff} = 62.80 \text{ cm}^2$$

$$\bar{t} = \frac{120 - 2 \times 6}{19} \times \pi = 17.86 \text{ cm}$$

• Vérification des contraintes

$$w(\%) = \frac{100 \times 62 \times 80}{\pi \times 60^2} = 0.55\%$$

$$\left. \begin{aligned} K_c &= 1.74 \\ w\% &= 0.55\% \end{aligned} \right\} \rightarrow \begin{cases} K_b = 0.525 \\ K = 8.47 \end{cases} \quad (\text{après interpolation})$$

$$\sigma'_b = \frac{M}{K_b r^3} = \frac{50.54 \times 10^5}{0.525 \times 60^3} = 44.57 \text{ kg/cm}^2 < 1.5 \bar{\sigma}'_b = 1.5 \times 165 = 247.5 \text{ kg/cm}^2$$

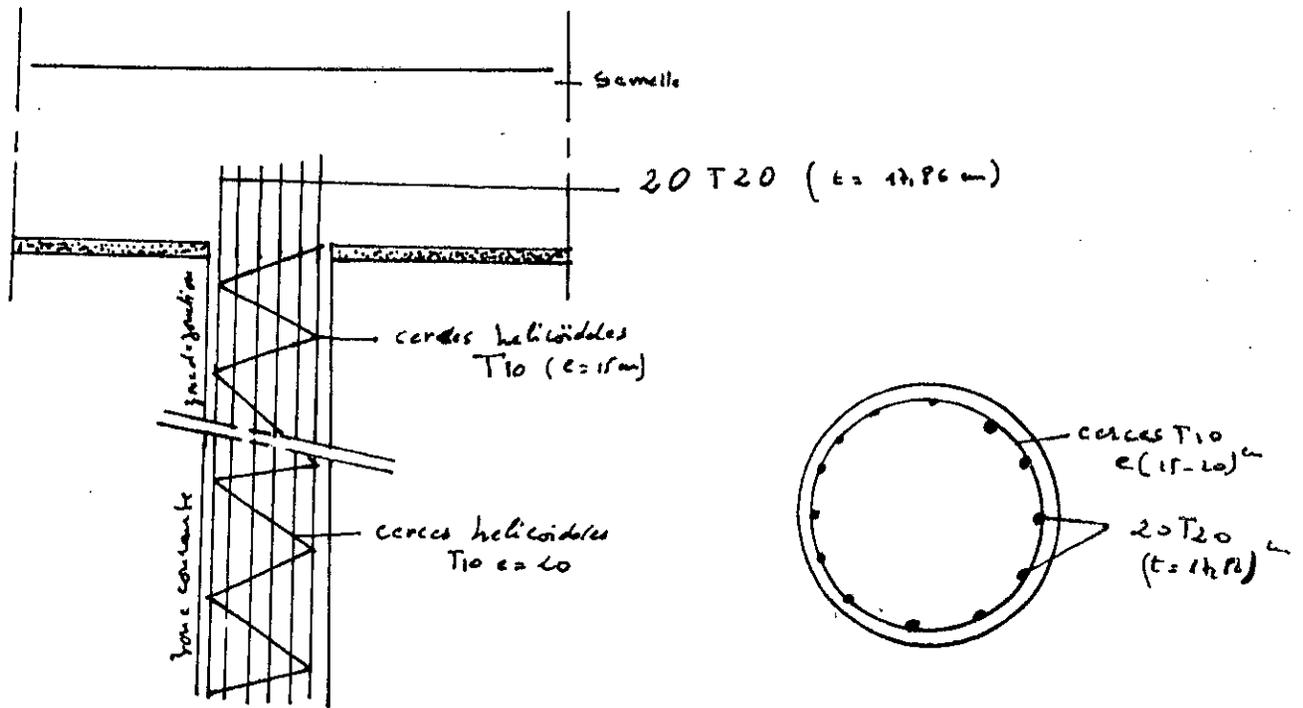
condition vérifiée

$$\sigma_u = K \sigma'_b = 8.47 \times 44.57 = 377.5 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

• Armatures transversales

$t=20\text{cm}$ (zone courante) et $t=15\text{cm}$ (zone de jonction)

Disposition du ferrailage du pieu



CHAPITRE V

ETUDE DE LA CULEE

Conception et Calcul de la Culée

Conception de la culée

La culée est un élément fondamental de la structure de l'ouvrage, elle raccorde ce dernier au sol et assure la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

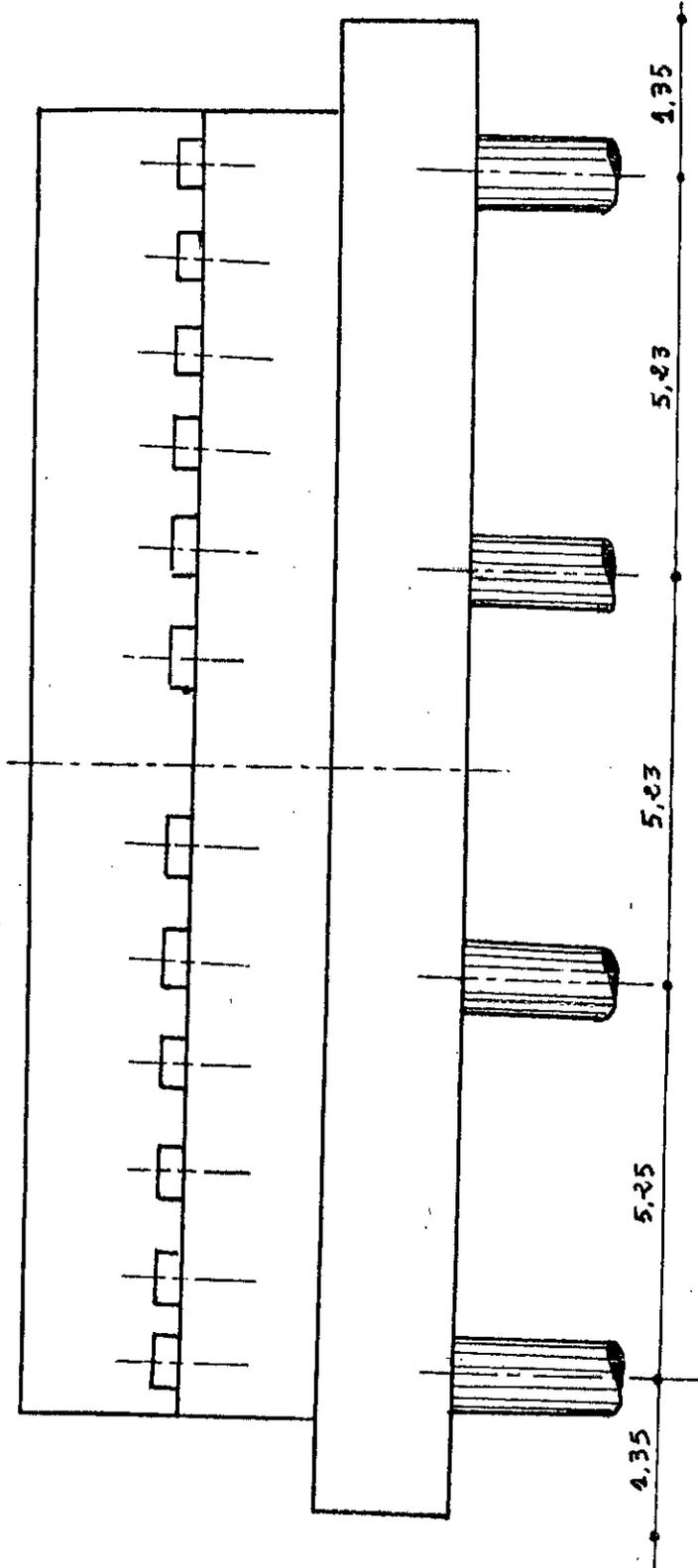
Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d'une analyse englobant:

- la nature et le mode de construction du tablier.
- les contraintes naturelles du site.
- les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

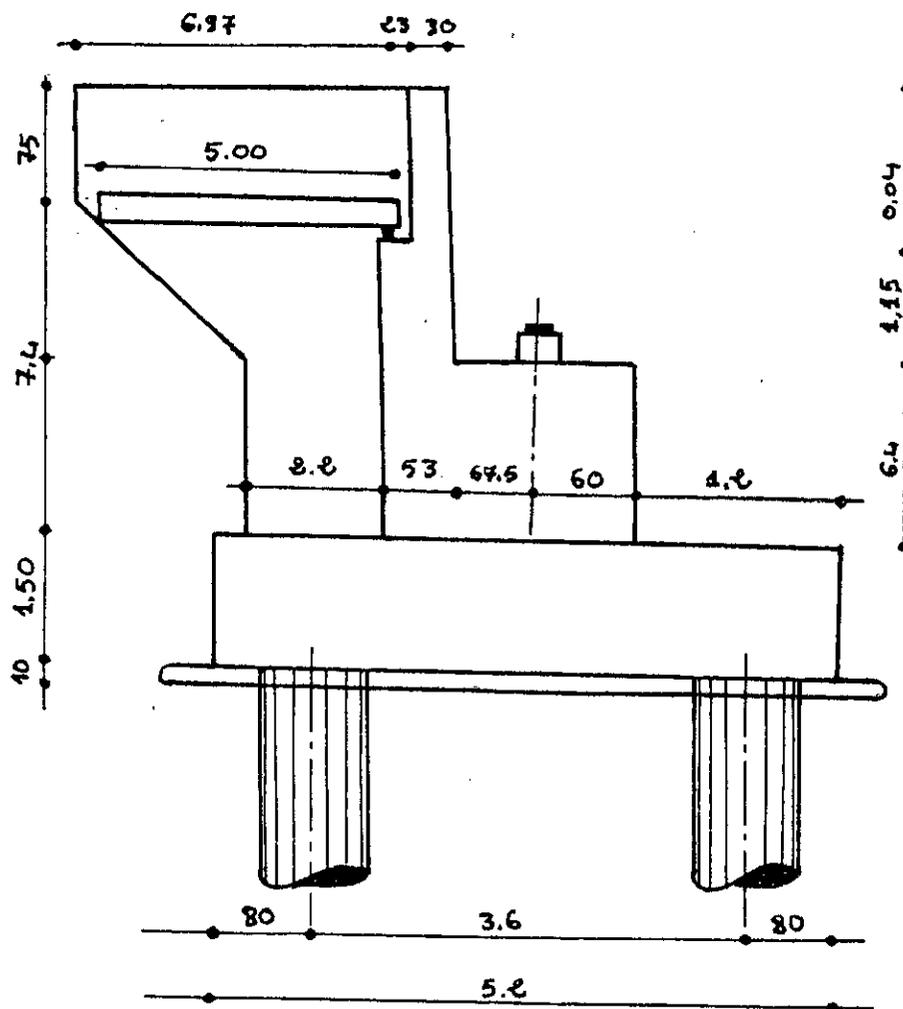
• Choix de la morphologie

Vu la faible hauteur du remblais qui est de l'ordre de 3.00m, nous avons opté pour une culée massive qui est composée de mur garde-grève, deux murs en retour, mur frontal, un corbeau arrière sur lequel prend appui la dalle de transition, la culée a comme fondation une semelle reposant sur deux files de pieux.

VUE EN ELEVATION



La culée



Etude de la culée

La culée a un double rôle: assurer l'appui du tablier d'une part, et le soutènement des terres d'autre part, comme le montre la repartition des efforts, elle est l'un des éléments d'appui les plus sollicités et l'un des éléments primordiaux de l'ouvrage.

• Etude de la stabilité

1) Détermination des paramètres: λ_{oh}, K, θ

$$\lambda_{oh} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2 \alpha \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \beta) \cos(\alpha + \beta)}} \right)} \times \frac{K \cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

avec:

$\varphi = 30^\circ$	angle de frottement interne
$\alpha = 0^\circ$	fruit du mur de soutènement (inclinaison de la culée)
$\beta = 0^\circ$	angle de talus avec l'horizontale
$\delta = 0^\circ$	angle de frottement remblais-culée

$$K = \varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)^2$$

$$\tan \theta = \frac{\varepsilon_H \times G}{(1 \pm \varepsilon_V) \times G}$$

$$\theta = \operatorname{artg} \frac{\varepsilon_H}{(1 \pm \varepsilon_V)}$$

$$H_s = \varepsilon_H \cdot G$$

avec

$$V_s = (1 \pm \varepsilon_V) \times G$$

$\varepsilon_H = 0.1$ coefficient sismique horizontal;

$\varepsilon_V = 0.01$ coefficient sismique vertical

La SAITE recommande en conditions sismiques

$$\varepsilon_H = 0.1 \quad \text{et} \quad \varepsilon_V = 0.07$$

$$\varepsilon_H = 0.1 \quad \text{et} \quad \varepsilon_V = 0$$

$$\varepsilon_H = 0.1 \quad \text{et} \quad \varepsilon_V = -0.07$$

La poussée des terres sur une masse de hauteur "h" et de la largeur "L" est :

$$P = \frac{1}{2} \gamma d a h^2 L$$

La poussée due aux surcharges P est :

$$Q = P \cdot S$$

avec

P : en t/m^2 et $S = L \times h =$ surface de contact.

- Conditions normales

$$\varepsilon_H = 0 \quad ; \quad \varepsilon_v = 0 \quad ; \quad K = 1 \quad ; \quad \theta = \theta' \quad ; \quad d_{ah} = 0.333$$

- Conditions sismiques

$$\varepsilon_H = 0.1 \quad \text{et} \quad \varepsilon_v = +0.07 \quad ; \quad K = 1.075 \quad ; \quad \theta = 5^\circ 34' \quad ; \quad d_{ah} = 0.420$$

$$\varepsilon_H = 0.1 \quad \text{et} \quad \varepsilon_v = 0 \quad ; \quad K = 1.005 \quad ; \quad \theta = 5^\circ 71' \quad ; \quad d_{ah} = 0.395$$

$$\varepsilon_H = 0.1 \quad \text{et} \quad \varepsilon_v = -0.07 \quad ; \quad K = 0.9354 \quad ; \quad \theta = 6^\circ 14' \quad ; \quad d_{ah} = 0.374$$

Mur garde grève

1. Actions

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière.

- Poussée des terres.
- Poussée des charges locales.
- Effort de freinage.

2. Evaluation des efforts

$$M_T = \frac{i \cdot \Delta \cdot h^3}{6}$$

- Moment dû à la poussée des terres avec :

M_T : moment dû à la poussée des terres.

i : coefficient de poussée.

Δ : poids volumique du remblais.

h : hauteur du mur garde grève.

On ne tient pas compte de la presence de la chaussée

d'où
$$M_r = \frac{0.333 \times 1.8 \times 1.90^3}{6} = 0.741 \text{ t.m / ml}$$

• Moment dû à la poussée des charges locales

Les charges réelles, qui sont deux roues de 6t distantes de 0.5m, seront remplacées par une roue equivalente uniforme de $6 \times 2 = 12'$ repartie sur un rectangle de dimension "0.25 x 0.75m²"

Le moment à l'encastrement a pour expression

$$M_p = \frac{12k}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx$$

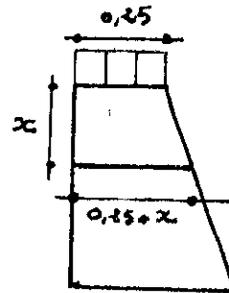
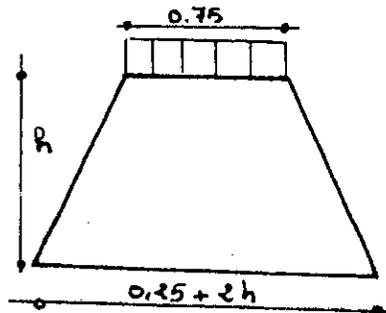
avec : $K = i \cdot \gamma \cdot s \cdot b_c$

i : coefficient de poussée.

γ : coefficient de pondération.

s : coefficient de majoration dynamique.

b_c : coefficient de reduction.



$$K = i \cdot \gamma \cdot s \cdot b_c = \frac{1}{3} \times 1.2 \times 1.084 \times 1.1 = 0.477$$

Les valeurs de " $\frac{M_p}{K}$ " pour différentes hauteurs

h en "m"	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
$\frac{M_p}{K} \text{ t.m/}$	2.23	3.40	4.41	6.11	7.45	8.46	9.49

Pour notre cas

$$h = 1.90$$

$$\text{d'où } \frac{M_p}{K} = 7.315$$

on aura

$$M_p = 7.315 \times 0.4770 = 3.489 \text{ t.m/ml}$$

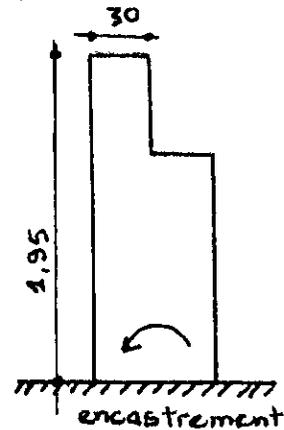
• Moment dû à la force de freinage

On considère que l'effort d'une seule roue de "B_r" est :

$$M_f = \frac{6h}{0.25 + 2h} \times \gamma$$

d'où on aura :

$$M_f = \frac{6 \times 1.90 \times 1.2}{0.25 + 2 \times 1.90} = 3.383 \text{ t.m/ml}$$



le moment total à l'encastrement est :

$$M_{tot} = M_r + M_p + M_f = 0.741 + 3.489 + 3.383$$

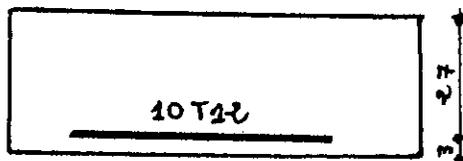
$$M_{tot} = 7.615 \text{ t.m/ml}$$

N.B D'après "SETRA", on pouvait prendre directement

$$M = 2.5 \times (h + 1) = 2.5 \times (1.95 + 1) = 7.375 \text{ t.m/ml}$$

On constate qu'il est très proche du moment calculé précédemment

Ferraillage du mur garde grève



$$M_{max} = 7.613 \text{ t.m/ml}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad (\phi \leq 20 \text{ m})$$

$$\text{on a : } h_r = 30 \text{ cm ; } d = 3 \text{ cm ; } h = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h} = \frac{15 \times 7.613 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 27^2} = 0.0559$$

$$\text{tableau} \quad \begin{cases} K = 35.8 \\ \varepsilon = 0.9016 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{7.613 \times 10^5}{2800 \times 0.9016 \times 27} = 11.17 \text{ cm}^2$$

on prend 10T12

$$A_{eff} = 11.31 \text{ cm}^2$$

Verification des contraintes

$$w = \frac{11.31}{100 \times 27} \times 11 = 0.4189$$

tableau	$\left\{ \begin{array}{l} K = 35.5 \\ \varepsilon = 0.9009 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} K = 35.8 \\ \varepsilon = 0.9016 \end{array} \right.$
---------	---	---

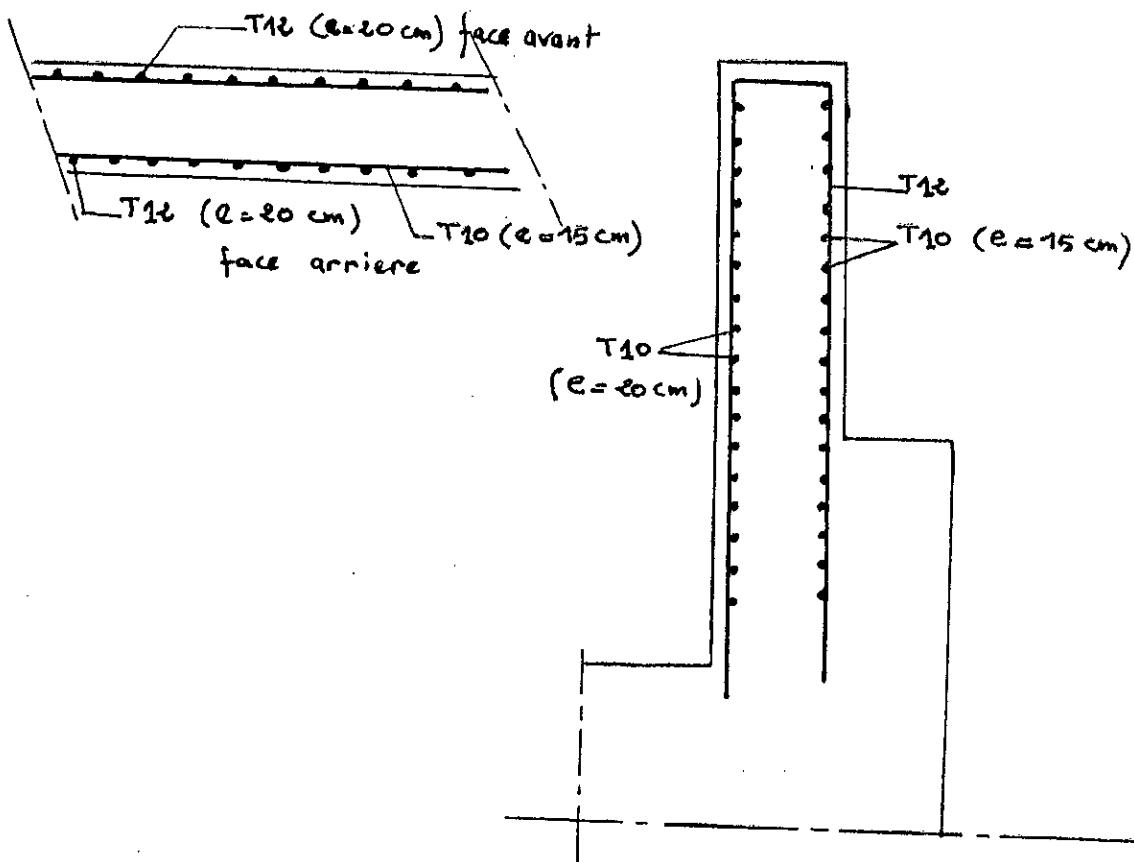
$$\bar{\sigma}_a = \frac{7.613 \times 10^5}{11.31 \times 0.9009 \times 27} = 2590.26 \text{ cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2590.26}{35.5} = 72.96 \text{ kg/cm}^2 < 165 \text{ kg/cm}^2$$

Donc les deux conditions sont vérifiées.

2. Ferrailage horizontal

D'après le "SETRA" le ferrailage horizontal se fera avec T10 tous les 15cm sur les deux faces.



Corbeau

- L'effort vertical repris par le corbeau est:

- Réaction de la dalle de transition:

$$R_1 = \frac{0.20}{2} \times 5.00 \times 2.5 \times 1 = 1.25t / ml$$

- Poids des terres:

$$R_2 = \frac{1}{2}(5.00 \times 0.70 \times 1.00 \times 1.80) = 3.5t / ml$$

- Poids des surcharges:

$$R_3 = \frac{1}{2}(1.20 \times 5.00) \times 1.00 = 3t / ml$$

$$T = R_1 + R_2 + R_3 = 7.4t / ml$$

• La section d'armatures $A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a}$

$$A = \frac{4.815}{2800} \times 10^5 = 2.64cm^2$$

$$\text{soit } 2T 14 A_{eff} = 3.08cm^2.$$

- Verification de la condition de non fragilité

$$\frac{A}{b.h} > 0.69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \quad \text{d'où} \quad \frac{3.08}{115 \times 100} > 0.69 \frac{7.1}{4200}$$

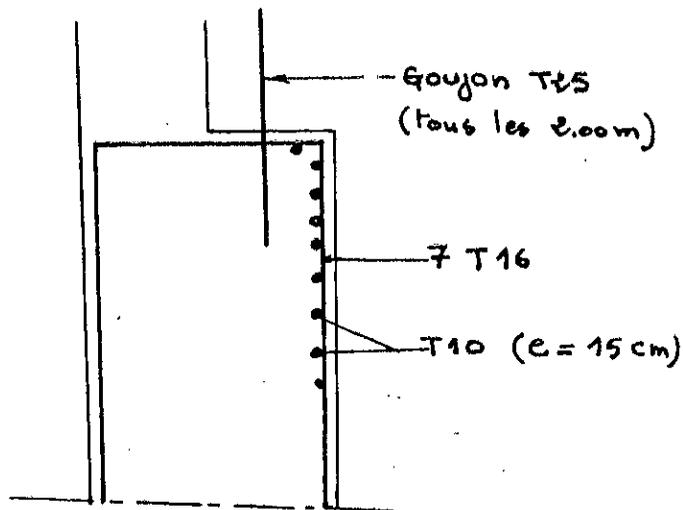
$$0.000268 > 0.0012 \quad (\text{condition non vérifiée})$$

donc nous prenons une section d'acier

$$A \geq \frac{0.69bn.\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \quad \text{d'où} \quad A \geq \frac{0.69 \times 100 \times 115 \times 7.1}{4200}$$

$$A \geq 13.41cm^2 \quad \text{soit } 7T 16$$

$$A_{eff} = 14.074$$



Plots parasismiques

Ce sont en béton armé, ils sont encastés aux extrémités du mur frontal sur la partie supérieure.

Ils sont destinés à empêcher le déplacement du tablier sous l'effet d'un éventuel seisme trasversal.

• Evaluation des efforts agissant sur le plot

Le plot est soumis à un effort sismique horizontal égal à 1/10 de G/2

avec G/2: poids propre du tablier qui revient à la culée.

$$\frac{G}{2} = 529.38t \quad F_s = \frac{1}{10} \times \frac{G}{2} = 52.94$$

Le plot encasté dans le mur frontal. " F_s " est transmise au plot par la face latérale de la poutre.

$$q_s = \frac{52.94}{1.165} = 45.44t / ml$$

$$M = q_s L \times \left(\frac{L}{2} + 0.20 \right) = 45.44 \times 1.165 \left(\frac{1.165}{2} + 0.20 \right)$$

$$M = 41.42t.m$$

• Ferrailage du plot

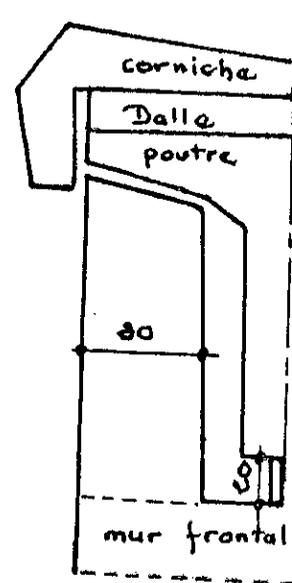
$$u = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 41.42 \times 10^5}{2800 \times 100 \times (17)^2}$$

$$u = 0.4391 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} K = 6.93 \\ \varepsilon = 0.754 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{2800}{6.93} = 404.04 \text{ kg/cm}^2 > 165 \text{ kg/cm}^2$$

les armatures comprimées sont nécessaires

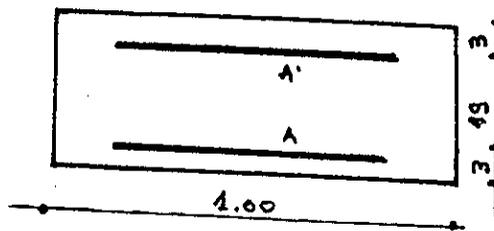
$$K = \frac{2800}{165} = 16.97 \rightarrow \alpha = 0.4687 \rightarrow \begin{cases} u' = 0.1977 \\ \varepsilon = 0.8438 \end{cases}$$



d'où

$$M_1 = \mu b h^2 \bar{\sigma}_s = 0.1977 \times 100 \times 17^2 \times 165$$

$$M_1 = 9.43 \text{ t.m}$$



$$\Delta M = 41.42 - 9.43$$

$$\Delta M = 31.99 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{15(0.4687 \times 17 - 3)}{0.4687 \times 17} \times 165 = 1543.14 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$A' = \frac{31.99 \times 10^5}{(17 - 3) \times (1543.14)} = 148.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 19\text{T}32 \quad A_{\text{eff}} = 152.8 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{9.43 \times 10^5}{2800 \times 0.8438 \times 17} + \frac{31.99 \times 10^5}{(17 - 3) \times 2800} = 105.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 14\text{T}32 \quad A_{\text{eff}} = 152.6 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fissuration

$$\omega_f = \frac{A}{2bd} = \frac{112.6}{2 \times 100 \times 3} = 0.187$$

$$\sigma_1 = \frac{1.5 \times 10^6 \times 1.6 \times 0.187}{32(1+10 \times 0.187)} = 4886.76 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

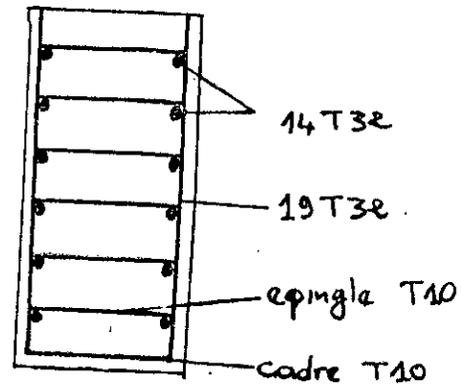
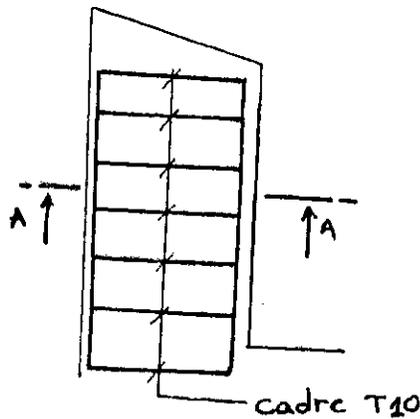
$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{1.6 \times 1.5 \times 10^6 \times 7.1}{32}} = 1751.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 4886.76 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

- Condition de non fragilité

$$\frac{A}{bh} > 0.69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \quad \frac{112.6}{17 \times 100} = 0.066 > \frac{0.69 \times 7.1}{4200} = 1.167 \times 10^{-3}$$

condition vérifiée



Dalle de transmission

La dalle de transmission consiste à jeter un pont entre le tablier de la culée (qui ne peut tasser) et le terrassement général exécuté avec des moyens de compactage puissant.

Note de la dalle

Il s'agit d'une travée indépendante: simplement appuyée d'un côté sur la culée et de l'autre côté sur le terrain.

Fondation de la dalle

Coulée sur un béton maigre dosé à 150 kg/m^3 et d'une épaisseur de 10 cm .

• Evaluation des charges permanentes et surcharges

- Poids propre: $2.5 \times 20 \times 10^{-2} = 0.5 t/m^2$
 - Poids du remblai: $1.80(1.00-0.3) = 1.26 t/m^2$
 - Surcharges: $1 \times 1.20 = 1.2 t/m^2$
- $P_{total} = 3.06 t/m^2$

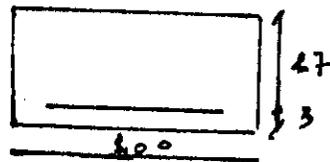
Calcul du moment fléchissant:

$$M = q \frac{l^2}{8} = 3.06 \times \frac{2.70^2}{8} = 8.45 t.m / ml$$

Calcul de l'effort tranchant

$$T = q \frac{l}{2} = 3.06 \times \frac{4.70}{2} = 7.12 t / ml$$

• Calcul de la section d'armatures



$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2}$$

$$\mu = \frac{15 \times 8.45 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 47^2} = 0.0205$$

tableau \rightarrow $\begin{cases} \varepsilon = 0.934 \\ K = 62.5 \end{cases}$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{8.45 \times 10^5}{2800 \times 0.934 \times 47} = 6.87 cm^2$$

soit 4T14 $A_{eff} = 7.7 cm^2 (e = 25cm)$

• Vérification de la condition de non fissuration

$$w_f = \frac{A}{2bd} = \frac{7.7}{2 \times 5 \times 100} = 0.0077$$

$$\sigma_1 = \frac{k.n.w_f}{\phi(1+10w_f)} = \frac{1.5 \times 10^6 \times 1.6 \times 0.007}{14(1+10 \times 0.0077)} = 1225.63 kg / cm^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \frac{nk \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi} = 2.4 \frac{1.6 \times 10^6 \times 1.5 \times 7.1}{14} = 2647.78 kg / cm^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2647.78 kg / cm^2 < 2800 kg / cm^2$$

La condition est non vérifiée, autrement dit on prendra pour la nouvelle section d'acier, la contrainte $\sigma_2 = 2647.78 \text{ kg/cm}^2$.

$$\mu = \frac{15 \times 8.45 \times 10^5}{2647.78 \times 100 \times 47^2} = 0.022$$

$$\xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \varepsilon = 0.935 \\ k = 63 \end{cases}$$

$$A = \frac{8.45 \times 10^5}{2647.78 \times 0.935 \times 47} = 7.26 \text{ cm}^2$$

soit 5T14 $A_{eff} = 7.7 \text{ cm}^2$

• Vérification des contraintes tangentielles

$$\frac{A}{bh} > 0.69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \quad \text{d'où} \quad \frac{7.7}{100 \times 47} = 1.64 \times 10^{-3}$$

$$0.69 \times \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = \frac{0.69 \times 7.1}{4200} = 0.00117$$

On a bien $0.00228 > 0.00117$

La condition est donc vérifiée.

• Calcul des contraintes de cisaillement

$$\tau_b = \frac{T}{b \times z} = \frac{T}{b \times 7/8 \times h} = \frac{7.12 \times 8 \times 10^3}{100 \times 7 \times 47} = 1.73 \text{ kg/cm}^2$$

On doit vérifier $\tau < 1.15 \bar{\sigma}_b = 1.15 \times 7.1$
 $\tau_b < 8.165 \text{ kg/cm}^2$

La condition est donc vérifiée puisque $1.73 \text{ kg/cm}^2 < 8.165 \text{ kg/cm}^2$

• Armatures longitudinales de la dalle

Suivant l'axe transversal du pont nous prenons.

$$1/3 \times 7.7 = 2.57 \text{ cm}^2$$

soit 5T12

$$A_{eff} = 5.65 \text{ cm}^2$$

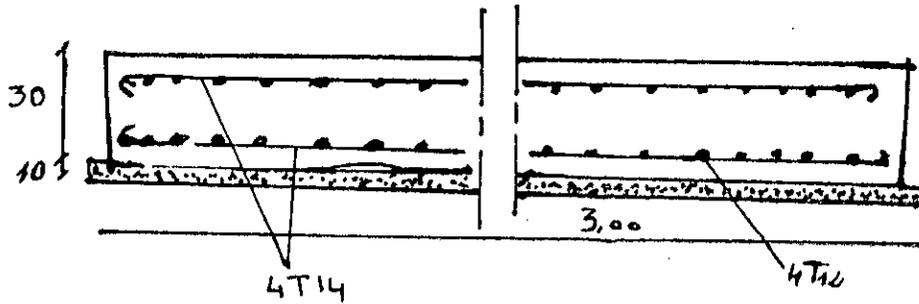
Pour les armatures supérieures on a:

Transversalement 5T12

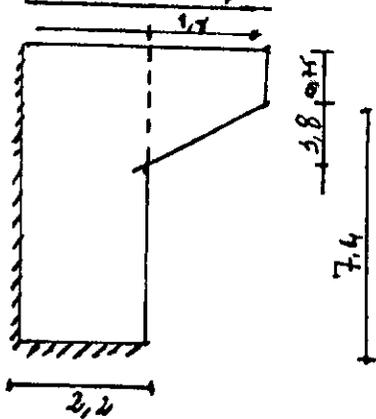
Longitudinalement 5T12

Pour les armatures transversales on a:

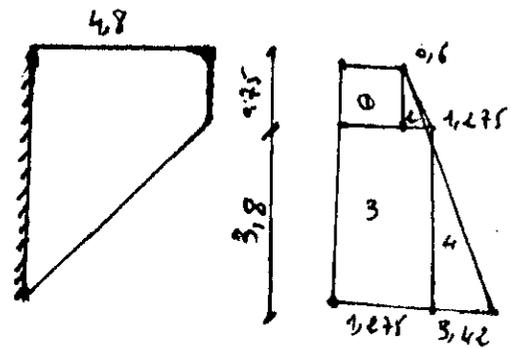
des chaises en T10



Mur en retour 3



oreille du mur en retour



Soit:

- ϕ : coefficient de poussée
- $\Phi : 1 - \sin \varphi = 0.5$ si $\varphi = 30^\circ$
- γ_r : densité du remblai = $1.8 t/m^3$
- P : surcharge du remblai : $1 \times 1.2 = 1.2 t/m^3$
- e_r : poussée des surcharges sur remblai
- $= \Phi \times P = 0.5 \times 1.2 = 0.6 t/m^2$

• Calcul des moments et poussées le long xx'

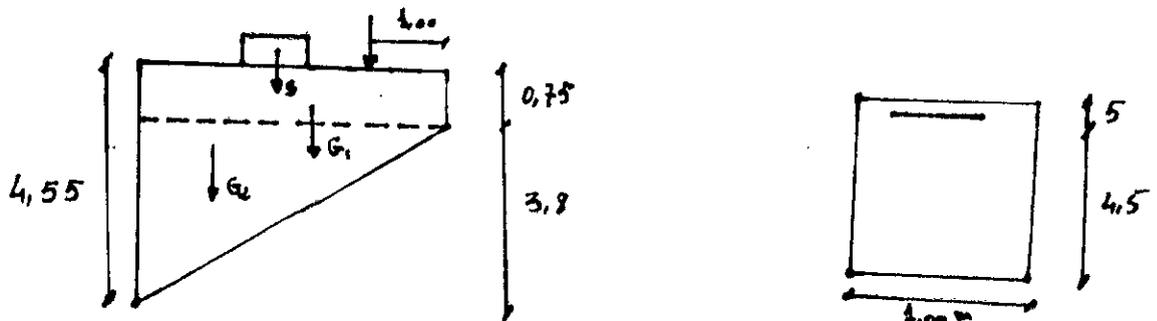
parties	poussées	$Q(t)$	bras de levier (m)	moments /xx' (t.m/ml)
(1)	$0.6 \times 0.75 \times 4.8$	2.16	$4.8/8 = 2.4$	5.18
(2)	$0.5 \times (0.675/2) \times 4.8$	0.81	$4.8/2 = 2.4$	1.94
(3)	$1.275 \times 1.20 \times 4.8/2$	3.67	$4.8/3 = 1.6$	5.87

(4)	$1.20 \times (3.42/2) \times 4.8/3$	3.28	$4.8/4 = 1.2$	3.94
(5)	-	9.92	-	16.93

$$q_i = \frac{9.92}{1.95} = 2.18t/ml$$

$$M_i = \frac{16.53}{1.95} = 3.72t/ml$$

• Moment de suspension de l'oreille



S: Surcharge due aux superstructures, elle est estimée à 30% de l

$$S = 0.3 \times 4.8 = 1.44t$$

$$G_1 = 0.75 \times 4.8 \times 1 \times 2.5 = 9t$$

$$G_2 = \frac{1}{2} \times 3.8 \times 4.8 \times 1 \times 2.5 = 22.8t$$

$$M_i = M_{G_1} + M_{G_2} + M_s + M_{A_i}$$

$$M_i = \left(9 \times \frac{4.8}{2}\right) + \left(22.8 \times \frac{4.8}{3}\right) + \left(1.44 \times \frac{4.8}{2}\right) + (4 \times 0.8)$$

$$M_i = 64.74t.m$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 64.74 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 1.90^2} = 0.00171$$

$$\xrightarrow{\text{abaque}} \begin{cases} \varepsilon = 0.94 \\ K = 66.7 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{64.74 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0.94 \cdot 450} = 5.47cm^2$$

Soit 5T12 avec $A_{eff} = 5.65cm^2$ $e = 20cm$

• détermination des armatures d'encastrement (armatures de traction)

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 3.72 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 1.90^2} = 0.0015$$

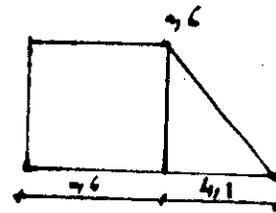
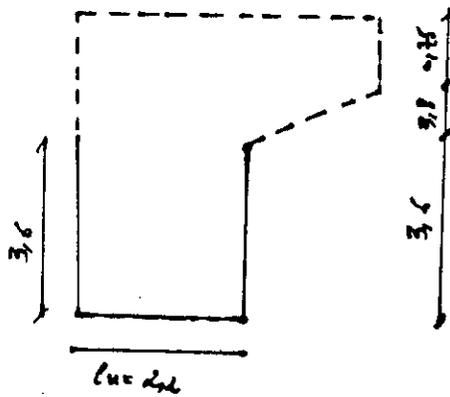
$$\xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \varepsilon = 0.98 \\ K = 250 \end{cases}$$

$$A = \frac{3.72 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0.98 \cdot 1.5} = 1.18 \text{ cm}^2$$

soit 5T10 avec $A_{eff} = 3.92 \text{ cm}^2$

$$e = 20 \text{ cm.}$$

• Voile du mur en retour (Partie rectangulaire)



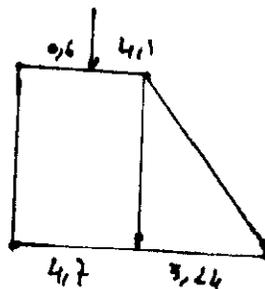
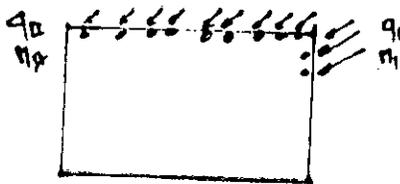
$$\varepsilon = \frac{p_x}{p_y} = \frac{1.30}{1.50} = 0.87$$

$$q_{II} = (0.6 \times 4.55 \times 1.00) + \left(\frac{1}{2} \times 4.1 \times 4.55 \times 1.00 \right)$$

$$q_{II} = 12.06 \text{ t / ml}$$

$$M_{II} = \left(0.6 \times 4.55 \times 1.00 \times \frac{4.55}{2} \right) + \left(\frac{1}{2} \times 4.1 \times 4.55 \times 1.00 \right) \times \frac{4.55}{3}$$

$$M_{II} = 20.36 \text{ t.m / ml}$$



suivant les tables pour les charges des poussées, on a:

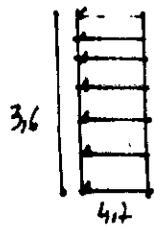


table (5)

$$F_5 = p_5 p_y^2 = 4.7 \times 3.0^2$$

$$F_5 = 60.91$$

table(6)

$$F_6 = p_6 p_y^2 = 3.24 \times 3.0^2$$

$$F_6 = 42$$



$$q_{11} = 12.06t / ml$$

table (7)

$$F_7 = q_{11} p_y = 12.06 \times 3.6$$

$$F_7 = 43.41$$



$$M_{11} = 20.36t.m / ml.$$

tableau (8)

$$F_8 = M_{11}$$

$$F_8 = 20.36t.m / ml.$$

• Sous l'effet des poussées sur l'oreille, on a:



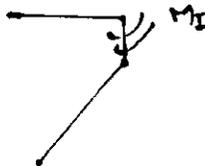
$$q_{11} = 2.18t / ml$$

table 11/a

11/b

$$F_{11} = q_1 \times p_y = 2.18 \times 3.6$$

$$F_{11} = 7.85$$



$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0.75}{3.60} = 0.21$$

$$M_1 = 3.72t / ml$$

table 10/n

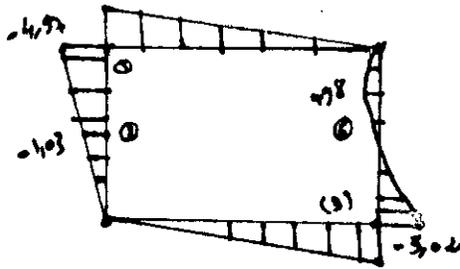
10/b

$$\text{d'où } F_{10} = m_1 = 3.72t.m / ml.$$

Tableau donnant des moments de flexion suivant xx' et yy'

		t_5	t_6	t_7	t_8	10a/b	11a/b	$\sum M(t.m/ml)$
1x	α	0.26	0.057	0.94	0.00	0.22	0.42	-4.97
	M	-1.38	-0.17	-4.12	0.00	-0.23	0.93	
2x	α	0.113	0.043	0.12	0.00	-0.02	0.10	-1.03
	M	-0.60	-0.15	-0.52	0.00	0.02	0.22	
3y	α	0.26	0.105	0.30	0.05	1.08	0.54	-3.02
	M	-1.38	-0.32	-1.30	-0.11	-1.11	1.20	
6y	α	0.02	0.015	0.00	0.35	0.00	0.015	0.98
	M	0.11	0.05	0.00	0.79	0.00	0.03	

• Diagramme des moments fléchissants



"Ix" et "3y" ont les moments les plus importants. Donc ça sera ces 2 points qui feront l'objet du ferrailage.

• Calcul des réactions du mur en retour

α_1, α_2 seront données par les tables 27 et 28 du document allemand "Eibl-Vanyi Schambeck"

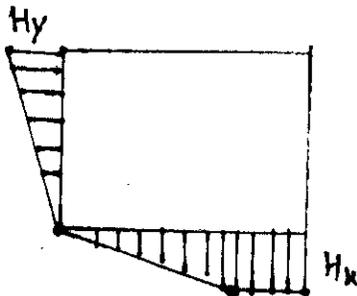
$$\left\{ \begin{array}{l} H = p \cdot l_x \cdot l_y = 4.7 \times 2.2 \times 3.6 = 37.22t. \\ A_1 = A_x = \alpha_1 H = 0.05 \times 37.22 = 1.93t. \\ A_2 = A_y = \alpha_2 H = 0.072 \times 37.22 = 2.67t. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H = p \frac{l_x l_y}{2} = 3.24 \times 2.2 \times 3.6 = 12.83t. \\ A_1 = A_x = \alpha'_1 H = 0.065 \times 12.83 = 0.83t. \\ A_2 = A_y = \alpha'_2 H = 0.028 \times 12.83 = 0.36t. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H = p \cdot l_x = 12.06 \times 2.2 = 26.53t. \\ A_1 = \alpha_1 H = 0.06 \times 26.53 = 1.58t. \\ A_2 = \alpha_2 H = 0.08 \times 26.53 = 2.18t. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 2.18t. \\ A_1 = \alpha_1 H = 0.28 \times 2.18 = 0.62t. \\ A_2 = A_y = \alpha_2 H = 0.39 \times 2.18 = 0.86t. \end{array} \right.$$

• Détermination de la réaction sur le mur en retour



$$H_x = \frac{\sum R_i}{0.75 p_x} = \frac{1.93 + 0.83 + 0.62}{0.75 \times 2.2}$$

$$H_x = 3.006t.$$

$$H_y = \frac{\sum R_i}{0.75 p_y} = \frac{2.67 + 0.36 + 2.18 + 0.86}{0.5 \times 3.6}$$

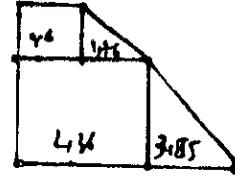
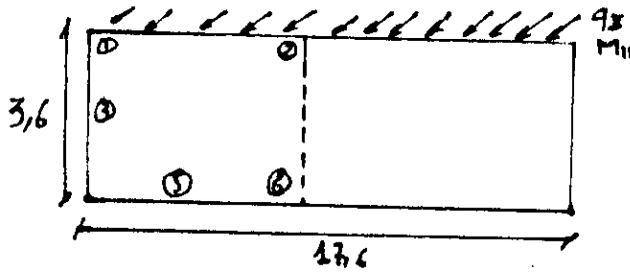
$$H_y = 3.37t.$$

$$\lambda_x = 4.96t / ml$$

et

$$A_y = 6.07t / ml$$

Calcul du mur de front



$$\varepsilon = \frac{l_x}{l_y} = \frac{17.6}{3.6} = 4.89$$

Suivant les tables, on a:



table (1)

$$F_1 = p_1 p_y^2 = 4.7 \times 3.6^2$$

$$F_1 = 60.91$$



table (2)

$$F_2 = p_2 p_y^2$$

$$F_2 = 49.25$$



table (3)

$$F_3 = q_0 p_y = 12.06 \times 3.6$$

$$F_3 = 43.4$$



table (4)

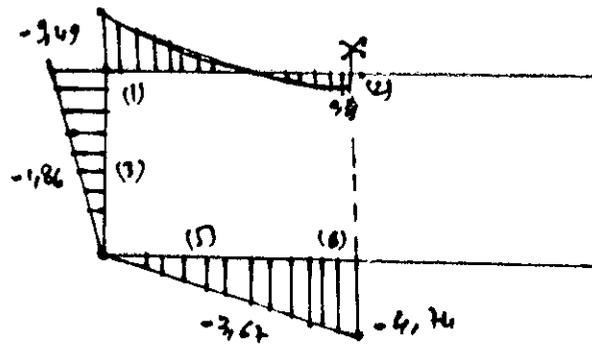
$$F_4 = m_4$$

$$F_4 = 20.36$$

Tableau donnant les moments fléchissants suivant xx' et yy'

		table 1	table 2	table 3	table 4	$\sum M(t.m/ml)$
$1x$	α	0.47	0.11	1.5	0.00	-9.49
	M	-2.50	-0.48	-6.51	0.00	
$2x$	α	0.05	0.015	0.13	0.25	-0.33
	M	0.27	0.07	-0.56	-0.57	
$3x$	α	0.15	0.055	0.19	0.00	-1.86
	M	-0.80	-0.24	-0.82	0.00	
$5y$	α	0.32	0.117	0.51	0.33	-3.67
	M	-1.70	-0.51	-2.21	0.75	
$6y$	α	0.42	0.145	0.77	0.65	-4.74
	M	-2.23	-0.64	-3.34	1.47	

• Diagramme du moment fléchissant



• Détermination des moments dûs aux charges horizontales du tablier

1) Charges horizontales dues au freinage

" H_f " dûe au système "B_c": $H_f = \frac{30 \times 1.2}{2} = 18t / \text{culée}$.

charge répartie: $\frac{18}{17.6} = 1.02t / ml$.

2) Déformation

$\Delta p = \mu = 0.325cm$ (dûe à la t°)

$H_D = G \times a \times b \times \frac{\mu}{n} = 8 \times 30 \times 50 \times \frac{0.325}{12} = 325kg$.

$H_D = 325kg / \text{appui}$.

Etant donné qu'on a 12 appareils d'appuis sur la culée (mur frontal) alors

$H_D = 325 \times 12 = 3900kg$

charge répartie: $\frac{3.9}{17.5} = 0.22t / ml$

3) Séisme H_s a une valeur égale au 1/10 de "G"

$H_s = 52.94t$ (qui revient à la culée)

charge répartie: $\frac{52.94}{17.6} = 3.008t / ml$

** Combinaison des charges:

- Freinage + VL = $1.02 + 0.22 = 1.24t/ml$.

- Séisme + VL = $3.008 + 0.22 = 3.23t/ml$.

Tableau récapitulatif

		table 1	table 2	table 3	table 4	$\sum M(t.m/ml)$
1x	H(f+VL)	0.47	0.11	1.5	0.00	-9.49
	H(S+VL)	-2.50	-0.48	-6.51	0.00	
2x	H(f-VL)	0.05	0.015	0.13	0.25	-0.33
	H(S-VL)	0.27	0.07	-0.56	-0.57	
3x	H(f+VL)	0.15	0.055	0.19	0.00	-1.86
	H(S+VL)	-0.80	-0.24	-0.82	0.00	
5y	H(f+VL)	0.32	0.117	0.51	0.33	-3.67
	H(S+VL)	-1.70	-0.51	-2.21	0.75	
6y	H(f+VL)	0.42	0.145	0.77	0.65	-4.74
	H(S+VL)	-2.23	-0.64	-3.34	1.47	

Remarque: Si l'on devrait calculer le ferrailage nécessaire du moment avec influence du séisme, la contrainte de l'acier sera prise à sa limite élastique, on remarque que les moments sans influence du séisme, nous donnent un dimensionnement de l'acier le plus défavorable et cela prenant la contrainte de l'acier à 2/3 de sa limite élastique.

Le cas le plus défavorable est le point 1x suivi du point 6y. (calcul de ferrailage).

$$\begin{cases} A(f_r + VL) = \frac{M(f_r + VL)}{7/8h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{M(f_r + VL)}{7/8h \cdot 2/3\bar{\sigma}_a} & (1) \\ A(S + VL) = \frac{M(S + VL)}{7/8h \cdot \bar{\sigma}_a} & (2) \end{cases}$$

On constate que (1) > (2) donc pour le ferrailage on prend le cas de (freinage +VL.)

• Calcul des réactions du mur de front

On a: $L_x = 17.6$ et $L_y = 3.6$ et $\varepsilon = 4.89$

$$\begin{aligned} & \alpha_1 = 0.70 \\ \text{table (25)} \quad & \alpha_2 = 0.84 - 0.7 = 0.14 \\ & H = P \cdot l_x \cdot l_y = 4.7 \cdot 17.6 \cdot 3.6 = 297.8t \\ & A_1 = A_x = \alpha_1 H = 0.08 \times 297.8 \\ & A_2 = A_y = \alpha_2 H = 0.017 \times 297.8 \end{aligned}$$

table (26) $\alpha_1 = 0.84$
 $\alpha_2 = 0.92 - 0.84 = 0.08$

$$H = P \cdot \frac{l_x \cdot l_x}{2} = 3.8 \cdot 17.6 \cdot 3.6 / 2 = 120.38t$$

$$A_1 = \alpha_1 H = 0.1 \times 120.38$$

$$A_2 = \alpha_2 H = 0.01 \times 120.38$$

$$\alpha_1 = 0.70$$

$$\alpha_2 = 0.14$$

$$H = P \cdot l_x = 12.06 \cdot 17.6 = 212.26t$$

d'où $A_1 = A_x = 0.1 \times 212.26$
 $A_2 = A_y = 0.02 \times 212.26$

$$H_x = \frac{\sum R_i}{0.75 l_x} = \frac{12.78 + 21.04}{0.75 \times 17.6} = 4.51t / ml$$

$$H_y = \frac{\sum R_i}{0.5 l_y} = \frac{5.15 + 1.22}{0.5 \times 3.6} = 5.87t / ml$$

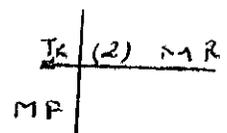
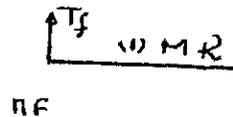
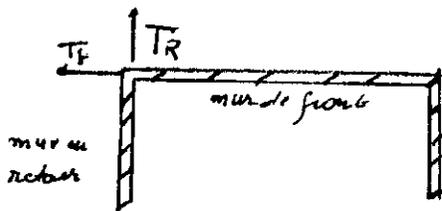
$$\sum A_x = 455.13t \quad \sum A_y = 81.04t$$

• Calcul des réactions horizontales

Les réactions horizontales au niveau de l'encastrement du mur de front et de mur en retour donnent naissance à des forces de traction.

(1) $H_y = 3.37t$ (mur en retour)

(2) $H_y = 5.87t$ (mur de front)



(1) $T_p = H_{y1} = 23.17 \quad T_R = 0$

(2) $T_R = H_{y2} = 45.022 \quad T_p = 0$

Ferrailage du mur en retour

Poids propre de l'oreille : $31.8 t$

Poids propre du voile : $40.7 t$

$$N_r = \sum V = 31.8 + 40.7 = 72.7t$$

1- aciers horizontaux

• Point 1x : D'ailleurs c'est le cas le plus defavorable

$$N_p = 4.97t.m / ml$$

$$T_R = 3.37t$$

$$\text{d'où } M_t = 4.97 - 0.45 \times 3.37$$

$$M_t = 3.45t.m / ml$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot b^2} = \frac{15 \times 3.45 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 95^2} = 0.002$$

$$A_1 = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{3.45 \times 10^5}{2800 \times 0.9867 \times 95} = \text{tableau} \begin{cases} \varepsilon = 0.98 \\ K = 250 \end{cases}$$

$$A_1 = 1.32cm^2 / ml$$

$$A_2 = \frac{T_R}{\bar{\sigma}_a} = \frac{3.37}{2.8} = 1.685$$

$$A = A_1 + A_2 = 3.005cm^2 / ml$$

Soit

$$3T14 \text{ avec } A_{eff} = 4.62cm^2$$

Vérification des contraintes de non fragilité

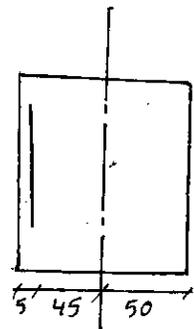
$$A = \frac{0.69\bar{\sigma}_b \times b \times h}{\sigma_{en}} = \frac{0.69 \times 7.1 \times 100 \times 95}{4200} = 11.08cm^2$$

On aura $11.08cm^2$ cette valeur est strictement supérieure à $4.62cm^2$
d'où la nécessité de prendre un ferrailage minimum

$$A = 11.08cm^2 \text{ soit } 4T20$$

$$\text{avec } A_{eff} = 12.56cm^2$$

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



1- Point 2x

$$M_f = 1.03t.m/ml < 4.97t.m/ml$$

d'où la nécessité de prendre un ferraillage minimum

donc on prend 4T20

$$\text{avec } A_{eff} = 12.56cm^2$$

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

2- Aciers verticaux

$$\left. \begin{array}{l} \text{Point 3y } M_f = 3.02t.m/ml \\ \text{Point 6y } M_f = 0.98t.m/ml \end{array} \right\} < 4.97t.m/ml$$

Pour les deux points, dans ce cas aussi, on sera dans l'obligation de prendre un ferraillage minimum

$$\text{Soit 4T20 } A_{eff} = 12.56cm^2$$

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

B- Ferraillage du mur de front

1- aciers horizontaux

$$M_f = 17.07t.m/ml$$

$$T_f = 5.87t.m/ml$$

$$M_i = 17.07 - 0.7 \times 5.87 = 12.96t.m/ml$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b b^2} = \frac{15 \times 12.96 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 10^3} = 0.0025$$

$$\text{tableau } \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0.975 \\ K = 200 \end{array} \right.$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{12.96 \times 10^5}{2800 \times 0.9825 \times 165}$$

$$\text{d'où } A_1 = 2.89cm^2$$

$$A_2 = \frac{T_f}{\bar{\sigma}_a} = \frac{5.87}{2.8} = 2.096cm^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 2.89 + 2.096$$

$$A = 5cm^2 \text{ -- soit 5T14}$$

$$A_{eff} = 12.56cm^2$$

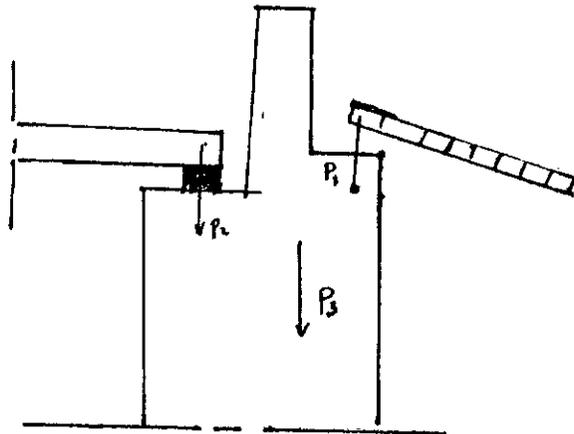
- Verification des contraintes

$$\frac{0.69\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h}{\sigma_{en}} = \frac{0.69 \times 7.1 \times 100 \times 165}{4200} = 19.25cm^2$$

cette condition n'est pas vérifiée, donc on prendra un ferrailage minimum.
 $A = 19.25cm^2$ soit 7T20 avec $A_{eff} = 21.99cm^2$ $e=15cm$

Pour les autres points "2x" et "3x", on optera toujours à un ferrailage à celui de "1x"

Donc pour le point "2x" 7T20
 point "3x" 7T20
 avec $A_{eff} = 21.99cm^2$
 $e = 15cm$



2- aciers verticaux

Point 6y

$$M_f = 7.50t.m / ml$$

$$P_1 = 7.12t / ml$$

$$P_2 = \frac{1058.76}{2 \times 10} = 52.94$$

$$P_3 = (1.15 \times 0.3 \times 2.5) + (1.19 \times 0.30 \times 2.5) + (1.85 \times 6.4 \times 2.5)$$

$$P_3 = 31.15t / ml$$

$$\text{alors } v = P_1 + P_2 + P_3 = 91.21$$

$$\text{d'où } M_f = 7.50 + 91.21 \times 0.2 = 25.74t.m / ml$$

$$\mu = \frac{15 \times 25.74 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 165^2} = 0.0050$$

$$\text{tableau } \begin{cases} \varepsilon = 0.97 \\ K = 142.86 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{25.74 \times 10^5}{2800 \times 0.97 \times 165}$$

$$A_1 = 5.74cm^2$$

$$A_2 = \frac{v}{\bar{\sigma}_a} = \frac{91.21}{2.8} = 32.57cm^2$$

$$A = 5.74 + 32.57 = 38.31cm^2$$

$$\text{soit } 7T20 \quad A_{eff} = 21.99cm^2$$

$$e = 14cm$$

• Vérification des contraintes de non fragilité

$$\frac{0.69 \cdot \bar{\sigma}_b \times b \cdot h}{\sigma_{en}} = \frac{0.69 \times 7.1 \times 100 \times 165}{4200} = 19.25cm^2$$

condition est vérifiée

Point 5y :

$$M_f = 5.50t.m / ml$$

$$5.50t.m / ml < 7.50t.m / ml$$

Afin de vérifier la condition précédente, on optera pour le ferrailage minimum

avec $A = 19.25cm^2$ d'où on prendra 7T20 avec $A_{eff} = 21.99cm^2$
 $e = 14cm$

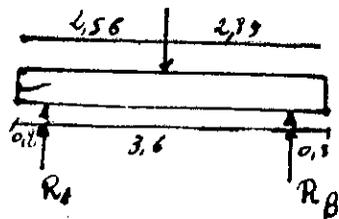
Semelle

Evaluation de l'effort vertical : methode d'RDM classique

sollicitation	C	eff vertical v_i	x_i / Δ	$x_i v_i$
poids du garde-grève	C.N	25.08	2.625	65.835
poids du corbeau	C.S	27.56	2.625	72.345
poids du mur en retour	C.N	12.167	2.89	35.162
poids du mur de front	C.S	13.4	2.89	38.73
poids du mur de front	C.N	45.9	5.355	245.79
poids du mur de front	C.S	50.5	5.355	270.43
poids du mur de front	C.N	508.3	0	1016.74
poids du mur de front	C.S	513.37	2	1026.74
poids de la semelle	C.N	358.8	2.60	933.2
poids de la semelle	C.S	383.92	2.60	998.2
poids des terres	C.N	69.7	4.105	286.12
poids des terres	C.S	74.56	4.105	306.07
poids du tablier surchargé	C.N	757.31	2.60	1969
poids du tablier surchargé	C.S	810.32	2.60	2106.83
poids de surcharge de remblai	C.N	61.2	4.90	299.88
poids de surcharge de remblai	C.S	65.484	4.90	320.87
total Σ	C.N	1838.56	-	4851.73
	C.S	1939.11	-	5140.215

- Calcul de l'abscisse du pont d'application de l'effort vertical

$$x_G = \frac{\sum x_i v_i}{\sum v_i} = \frac{4851.73}{1838.56} = 2.89m$$



$$Q = \frac{\sum v_i}{3} = \frac{898.62}{3} = 459.64'$$

$$R_A = 234.93' \quad R_B = 224.71'$$

$$M_x = \frac{Q(p-x)x}{p} = \frac{1.84 \times 1.76}{3.60} \times 459.64$$

$$M_x = 413.47 \text{ t.m}$$

- Calcul des armatures transversales (interieures)
 $M = 413.47$

$$b = \phi + h_f = 1.20 + 413.47 = 2.70 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b \cdot h^2} = \frac{15 \times 413.47 \times 10^5}{2800 \times 270 \times 150^2} = 0.0365$$

$$\text{tableau } \begin{cases} \varepsilon = 0.92 \\ K = 47.62 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{413.47 \times 10^5}{2800 \times 0.92 \times 150} = 10^7$$

soit 22T25 avec $A_{eff} = 107.99 \text{ cm}^2$

L'espacement est donné par :

$$t = \frac{Q+h-d}{n-1} = \frac{120+150-10}{21} = 12.38 \text{ cm}$$

on prendra $c = 12 \text{ cm}$.

Les armatures transversales seront placées dans des bandes axées sur les pieux (poutres incorporées), ayant pour largeur $p = 2.70 \text{ m}$.

Entre les différentes bandes (poutres), on placera des armatures de repartition telles que :

$$A'_1 = \frac{A_1}{3} = \frac{107.99}{3} = 26.75 \text{ cm}^2$$

soit 8T20 avec $A_{eff} = 28.27 \text{ cm}^2$

$$t = 12 \text{ cm}$$

- Verification des contraintes

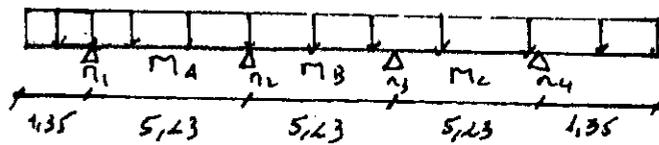
$$\sigma_a = \frac{M}{A \times \varepsilon \times h} = \frac{413.47 \times 10^5}{107.99 \times 0.92 \times 150} \Rightarrow \sigma_a = 2774.48 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_a \cdot 22800 \text{ kg/cm}^2$ vérifiée

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2712.62}{47.62} = 58.21 \text{ kg/cm}^2 < 165 \text{ kg/cm}^2$$

- Calcul des armatures longitudinales inferieur

$$\varepsilon N_{-a} = 400 \times 3 = 1200$$



repartie $q = \frac{1200}{18.4} = 65.22$

M_2 et M_3 : theoreme des 3 moments

$$M_1 l_2 + 2 M_2 (l_2 + l_3) + M_3 l_3 = -6EI(\theta_n^* - \theta_n^*) \quad (1)$$

$$M_2 l_3 + 2 M_3 (l_3 + l_4) + M_4 l_4 = -6EI(\theta_n^* - \theta_n^*) \quad (2)$$

$$\theta_n^* = -\theta_n^* = \frac{-ql^3}{24EI} \quad \text{s'ou} \quad GEI \left(-\frac{2 \cdot ql^3}{24EI} \right) =$$

$$GEI = \left(-2 \times \frac{65.22 \times 5.23^3}{24EI} \right) = -4665.045$$

La formule (1) on aura

$$-5.23 \times 59.43 + 2 M_2 \times 10.46 - 5.23 \times 59.43 = -4665.045$$

$$\text{soù} \quad \begin{cases} M_2 = -193.23 \\ M_3 = -126.38 \end{cases}$$

$$M_A = ?$$

$$M_{(\mu)} = pl_{x/2} - \frac{p\mu^2}{2} - M_1 \left(1 - \frac{\mu}{e} \right) - M_2 \left(\frac{\mu}{e} \right)$$

$$M'_{(\mu)} = \frac{pl}{2} - px + \frac{M_1}{e} - \frac{M_1}{e} = 0$$

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_1}{pl} - \frac{M_2}{pl}$$

$$x_a = 2.22m \Rightarrow M_A = 101.68t.m/ml$$

$$x_b = 2.81m$$

$$M_B = 64.44t.m/ml$$

Le moment maximum est : $M=101.68t.m/ml$

$$\mu = \frac{15.M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 101.68 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 145^2} = 0.0259$$

$$\xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \varepsilon = 0.82 \\ k = 12.82 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{101.68 \times 10^5}{2800 \times 0.82 \times 145}$$

$$A = 30.58cm^2$$

soit 7T20 $A_{eff} = 34.36cm^2$

$$\varepsilon = 20cm.$$

• Calcul des armatures longitudinales supérieures

$$M_{max} = \frac{qp^2}{20} = \frac{101.23 \times 1.23^2}{20} = 26.8t.m/ml$$

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 47.52 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 145^2} = 0.0122$$

$$\xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \varepsilon = 0.9507 \\ k = 86.5 \end{cases}$$

$$A = \frac{26.8 \times 10^5}{2800 \times 0.9507 \times 145} = 12.31cm^2$$

soit 5T20 $A_{eff} = 15.70cm^2$

$$\varepsilon = 20cm.$$

• Calcul des armatures transversales supérieures

$$Q = 1838.86t \quad F_t = 0.04 \times 1838.56$$

$$F_t = 73.54t$$

$$F/ml = \frac{35.94}{18.4} = 4t/ml$$

$$A \geq \frac{F}{\sigma_a} = \frac{4}{2.8} \quad \text{donc} \quad A \geq 1.15cm^2/ml$$

soit 3T14 avec $A_{eff} = 4.62cm^2$

N.B: Ainsi on devait prévoir des chaises en T14 et cela tous les mètres.

calcul des pieux

• Détermination des sollicitations dans les pieux

(1) conditions normales

* efforts horizontaux

- Freinage: $\frac{18}{8} = 2.25t / \text{pieu}$

- Variation linéaire: $\frac{9.36}{8} = 1.17t / \text{pieu}$

- Poussées des terres et surcharges: $\frac{130}{8} = 16.25t / \text{pieu}$

$$\sum H = 19.67t / \text{pieu}$$

* efforts verticaux: $V_{min} = 80.44t / \text{pieu}.$

(2) conditions sismiques

* efforts horizontaux

- Effort du seisme dû au tablier sur la culée:

$$\frac{52.54}{8} = 6.62t / \text{pieu}$$

- Poussées des terres et surcharges:

$$\frac{163.94}{8} = 20.49t / \text{pieu}$$

$$\sum H = 25.54t / \text{pieu}$$

* efforts verticaux: $V_{min} = 75.24t / \text{pieu}.$

$$\lambda = 0.2397 \quad \text{tableau "WERNER"}$$

$$\lambda_{1.} = 4.31 \quad X_{Q_M} = 1.56$$

$$X_{Q_{II}} = 1.29$$

• conditions normales (1er genre)

$P^* = H$: force horizontale = 13.67t.

M^* : moment d'encastrement.

La relation est donnée comme suit:

$$EIQ_0 = x_M \times \frac{M^*}{\lambda} - x_P \times \frac{P^*}{\lambda^2}$$

La semelle est considérée infiniment rigide $\rightarrow EIQ_0 = 0$
d'où

$$M^* = \frac{x_{Q_p}}{x_{Q_M}} \times \frac{P^*}{\lambda}$$

$$M^* = -\frac{1.29}{1.56} \times \frac{19.67}{0.2397} = -67.86 \text{ t.m}$$

• Conditions sismiques

$$P^* = H = 25.54 \text{ t/pieu.}$$

$$\text{d'où } M^* = -\frac{1.29}{1.56} \times \frac{25.54}{0.2397} = -88.1 \text{ t.m}$$

• Calcul du moment le long du pieu

z	$0.1L$	$0.2L$	$0.3L$	$0.4L$	$0.5L$	$0.6L$	$0.7L$	$0.8L$
x_Q								
$\Rightarrow M^*$	0.97	0.85	0.65	0.44	0.26	0.1	0.04	0.00
$\Rightarrow P^*$	0.4	0.63	0.66	0.56	0.42	0.25	0.14	0.04

* conditions normales

$$M = -67.86x_{Q_M} + \frac{19.67}{0.2397}x_{Q_P}$$

* conditions sismiques

$$M = -88.11x_{Q_M} + \frac{25.54}{0.2397}x_{Q_P}$$

z	$0.1L$	$0.2L$	$0.3L$	$0.4L$	$0.5L$	$0.6L$	$0.7L$	$0.8L$
$M(z)$								
con.normale	-33	-5	10	16.1	16.82	13.73	8.77	3.28
con.sismique	-42.85	-77	13.05	20.9	21.84	17	11.39	4.26

Le moment maximum sur le long du pieu est donné à $x = 0.0L$ (en tête du pieu)

$$M_{max} = -88.1 \text{ t.m (condition sismique)}$$

• Ferrailage du pieu

$$\begin{cases} M_{max} = 88.1 \text{ t.m.} \\ V_{min} = 75.24 \text{ t.} \end{cases}$$

Le calcul se fera en flexion composée, on utilisera les tables de "Aide Mémoire B.A"

$$\frac{d}{2r} = \frac{6}{2 \times 60} = 0.05$$

($d = 6 \text{ cm}$: enrobage)

($r = 60 \text{ cm}$: rayon du pieu)

$$\left. \begin{aligned} K_e &= \frac{N \cdot r}{M} = \frac{75.24 \times 0.6}{88.11} = 0.512 \\ K_a &= \frac{M}{r^3 \sigma_a} = \frac{88.11 \times 10^5}{60^3 \times 4000} = 0.010 \end{aligned} \right\} \xrightarrow{\text{tableau (interpolation)}} \begin{cases} K = 34.95 \\ \omega = 0.35\% \end{cases}$$

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{M}{N} = \frac{88.11}{75.24} = 1.171 \text{ m.} \\ \frac{R}{4} &= \frac{0.6}{4} = 0.15 \end{aligned} \right\} \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$\omega = 0.35\% < 0.5\%$ donc on parlera pour le ferrailage minimum directement.

$$A_p = \omega \times \frac{\pi \times r^2}{100} = \frac{\pi \times 60^2}{100} \times 0.5 \text{ avec } \omega = 0.5\% \text{ (Ferrailage minimum)}$$

d'où

$$A_p = 56.55 \text{ cm}^2$$

soit 14T25 avec $A_{eff} = 68.72 \text{ cm}^2$.

$$e = 26.10 \text{ cm.}$$

•Vérification des contraintes

$$N = 75.24 \text{ t.}$$

$$M = 88.11 \text{ t.}$$

$$r = 60 \text{ cm.}$$

$$A = 68.72 \text{ cm}^2.$$

$$K_e = 0.512$$

$$\omega\% = \frac{100A}{\pi r^2} = \frac{68.72 \times 100}{\pi \times 60^2}$$

d'où $\omega\% = 0.61$

$$\left. \begin{aligned} K_e &= 0.512 \\ \omega\% &= 0.61 \end{aligned} \right\} \xrightarrow{\text{tableau (après interpolation)}} \begin{cases} K_b = 0.46 \\ K = 26.51 \end{cases}$$

donc les contraintes dans l'acier et le béton seront comme suit:

$$\sigma_b = \frac{1}{K_b} \times \frac{M}{r^3}$$

$$\sigma_a = K \cdot \sigma_b$$

$$\sigma_b = \frac{88.11 \times 10^5}{0.46 \times 60^3} = 88.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$88.68 \text{ kg/cm}^2 < 1.5 \times 165 = 247 \text{ kg/cm}^2. \text{ (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

$$\sigma_a = 26.51 \times 88.68 = 2350.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$2350.84 \text{ kg/cm}^2 < 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

N.B: $\sigma_a = 4000 \text{ kg/cm}^2$ pour les Fe E 40A > 20

Disposition du ferrailage des pieux

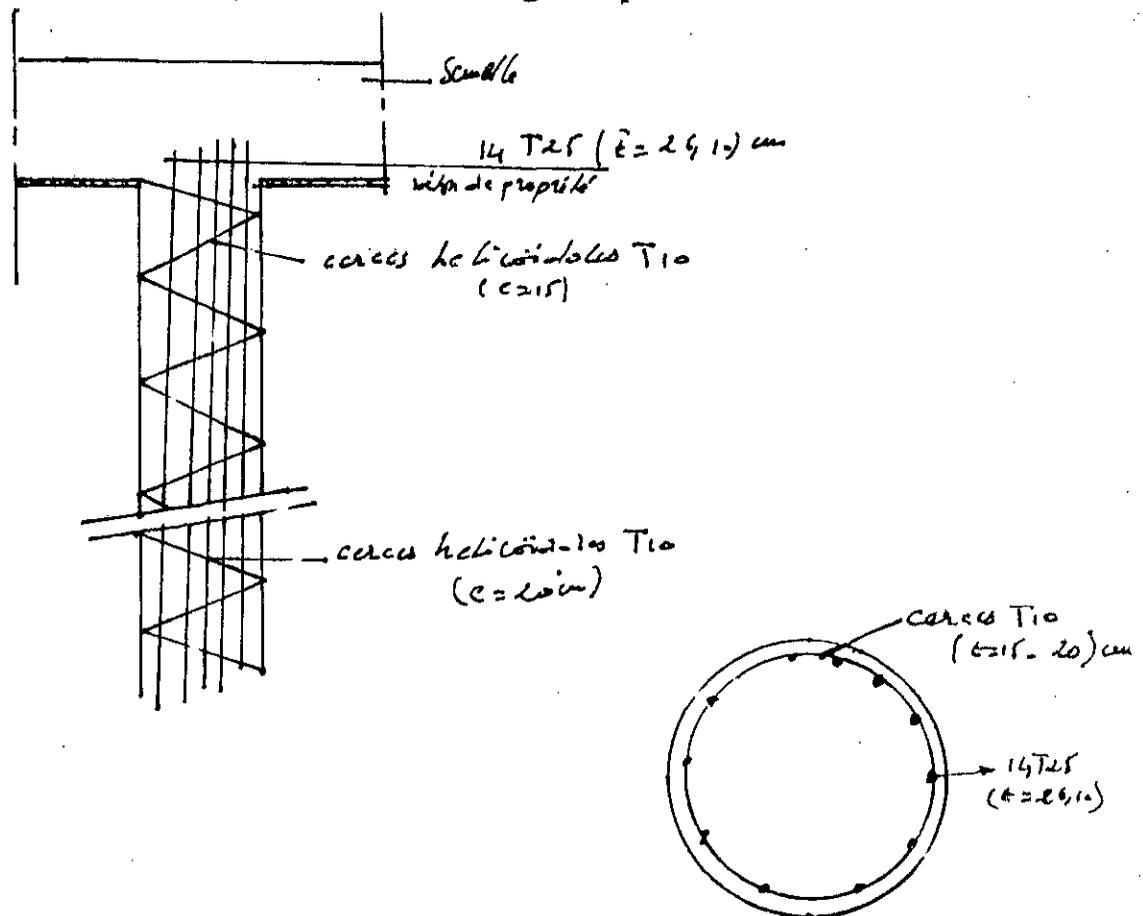
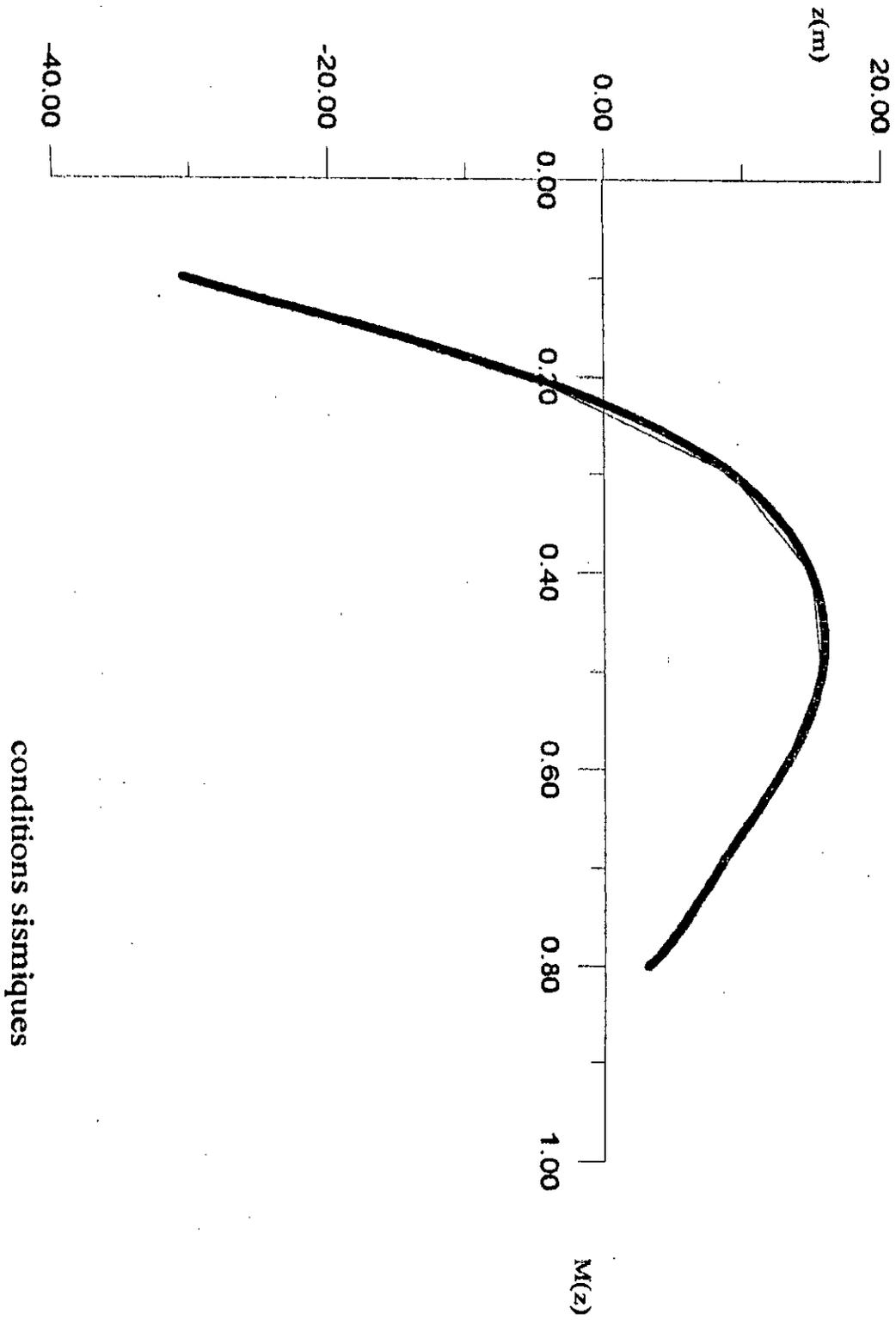
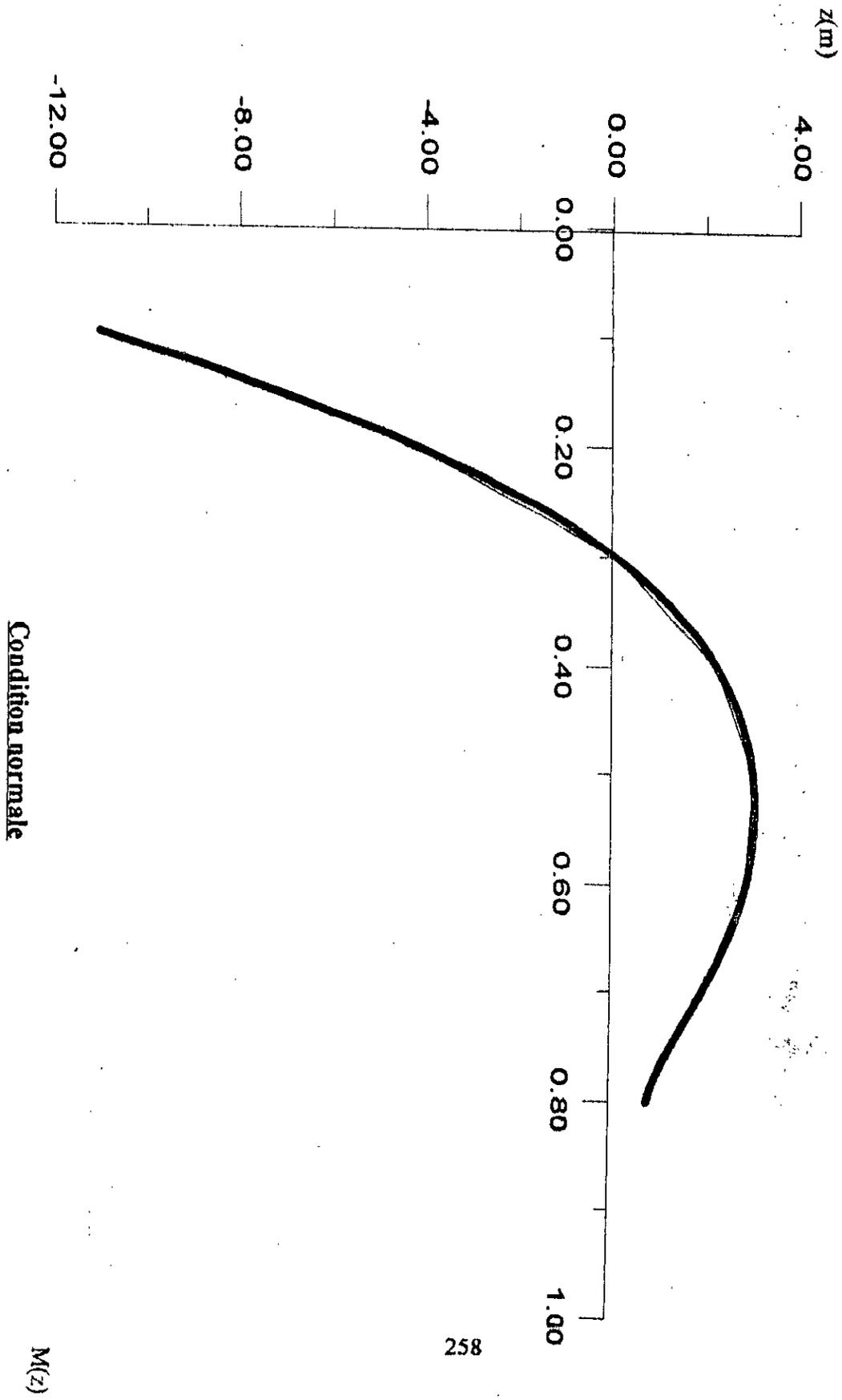


Diagramme des moments
1er genre



conditions sismiques

**Diagramme des moments
2ème genre**



CHAPITRE VI

ETUDE ECONOMIQUE

• **Calcul des quantités**

1) Terrassement

Volume du déblais pour fouilles:

a)- Semelles des culées

$$d \approx 2.60m.$$

Volume du déblais

$$V = 2 \times [2.60 \times (5.20 + 2.60) \times (18.4 + 2.60)] \approx 85.70m^3$$

b)- Semelles des piles

$$d_{\text{moy}} = \frac{\sum d}{2} \approx 2.90m.$$

Volume du déblais

$$V = 11 \times [2.90 \times (5.20 + 2.90) \times (16.28 + 2.90)] \approx 901.08m^3$$

Volume total

$$V \approx 1461.08m^3$$

Le prix se rapporte au mètre-cube de déblais pour fouilles en excavation, y compris le boisage...ect.

Le mètre-cube: quatre vingt dix D.A (90..D.A)

Volume du remblais pour fouilles:

a) Semelles des culées

Volume du remblais

$$V \approx 68.76m^3$$

b) Semelles des piles

Volume du remblais

$$V \approx 525.33 m^3$$

Volume total

$$V \approx 1177.09 m^3$$

Le prix se rapporte au mètre-cube, la mise en place de remblais à 20 mètres d'épaisseur avec comptage.

Le mètre-cube: cent D.A (100 D.A)

Volume du remblais derrière culées

Volume

$$V \approx 138 \text{ m}^3$$

Le prix renumère au mètre-cube, le réglage et le comptage mecanique de 20cm.

Le mètre-cube: cent trente D.A (130 D.A)

• Exécution des pieux

Amenée et repliement du matériel de forage

nbre de fois = 1.

Le prix remunère à l'unité, l'amenée du matériel de forage sur le site et son repliement à la fin des travaux.

L'unité: cinquante mille dinars (50000.00 D.A).

Déplacement du matériel d'un pieu à l'autre

Chaque appui compte huit pieux \Rightarrow 7 déplacements/appui.

Nombre total des déplacements = $7 \times 4 = 28$.

Le prix renuméré à l'unité, le déplacement du matériel d'un pieu à l'autre pour le même appui.

L'unité: trois mille dinars (3000.00 D.A)

Déplacement du matériel entre les appuis de l'ouvrage

Nombre des appuis = 4 \Rightarrow nombre des déplacements = 13.

Le prix renumère le déplacement du matériel entre les appuis d'un même ouvrage.

L'unité: sept mille dinars (7000.00 D.A).

Forage et exécution des pieux en terrain ordinaire

Nombre des pieux = 32, longueur d'un pieu = 18m, longueur cumulée = $32 \times 18 = 576$ m.

Le prix comprend au mètre linéaire tous les travaux qui sont nécessaires pour l'exécution des pieux jusqu'à la profondeur indiquée sur les plans.

- Eventuellement l'aménagement de la plate forme de travail.
- Exécution du forage y compris le tubage.
- Fourniture et mise en oeuvre du ferrailage et du béton.

- La protection contre les eaux, les chargements, le transport, la décharge des matériaux à une distance maximum de 1 km et évacuation des eaux.

Le mètre linéaire: quatre milles trois cents D.A (4300.00 D.A).

Récépage des pieux

Nombre des pieux = 32

Le prix rémunère à l'unité, le récépage des têtes des pieux en place et l'évacuation des produits du récépage.

L'unité: trois mille cinq cents D.A (3500.00D.A)

• Infrastructure

Béton de propreté

a) B-P pour les semelles des culées

Volume

$$V = 2 \times \left[\left(18.4 \times 5.20 - 6 \frac{\pi 1.20^2}{4} \times 0.10 \right) \right] \approx 17.78 m^3$$

b)-B.P pour les semelles des piles

Volume

$$V = 2 \times \left[\left(16.28 \times 5.20 - 6 \frac{\pi 1.20^2}{4} \times 0.10 \right) \right] \approx 15.57 m^3$$

c)- B.P pour la dalle de transition

Volume

$$V = 2 \times (16.28 \times 5.00 \times 0.10) \approx 16.28 m^3$$

• Volume total du béton de propreté

$$V \approx 49.63 m^3$$

Le prix rémunère à l'unité, la fourniture et la mise en oeuvre du béton dosé à 100kg de ciment pour une chape de propreté, sur une épaisseur de 10cm.

Le mètre-cube: mille deux cents cinquante D.A (4750.00 D.A).

Béton pour les semelles

a)- Semelles des culées

Volume du béton

$$V = 2 \times (5.20 \times 18.4 \times 1.50) \approx 287.04 m^3$$

b)- Semelles des piles

Volume du béton

$$V = 2 \times (5.20 \times 16.28 \times 1.60) \approx 270.9 m^3$$

• Volume total

$$V \approx 557.94 m^3$$

Le prix rémunère à l'unité, la fourniture et la mise en oeuvre du béton y compris les coffrages et les huiles de démoulage.

Le mètre-cube: mille sept cents D.A (6500.00 D.A).

Béton pour élévation

a)- Culées

(Mur frontal + corbeau + murs garde-grève + murs en retours)

Volume du béton $\approx 80 m^3$

b)- Piles

(Chevêtre + fûts)

Volume du béton $\approx 484 m^3$

Volume du béton pour élévation $V \approx 564 m^3$.

Le mètre cube: 6800.00 D.A y compris les coffrages.

Béton pour dalles de transition

Volume $V \approx 18 m^3$.

Le mètre-cube: 6500.00 D.A (idem 3-2)

Acier pour infrastructure

a) Culées

Poids de l'acier pour la semelle = 3922.30kg.

Poids de l'acier (M.F + M.G.G + Corbeau + M.R) $\approx 4425.13 kg$

Poids de l'acier pour les culées

$$P = 1669.86 kg$$

• Superstructure

Appareils d'Appui

Nombre total = 168 appareils d'appui.

Le prix rémunère à l'unité la fourniture et la mise en oeuvre des appareils d'appui.

L'unité: six milles cinq cents dinars (32 000.00 D.A).

Béton pour poutres préfabriquées

Volume $V = 36 \times 18.9 \approx 680.4 \text{ m}^3$.

Le prix rémunère à l'unité et la mise en oeuvre du béton y compris les coffrages.

Le mètre-cube: deux milles deux cents dinars (8360.00 D.A).

Béton pour hourdis, trottoirs et corniches

Volume du béton pour hourdis $V \approx 400 \text{ m}^3$.

Volume du béton pour trottoirs + corniches $V \approx 90 \text{ m}^3$.

volume total $V \approx 490 \text{ m}^3$.

Le prix rémunère à l'unité, la fourniture et la mise en oeuvre du béton y compris les coffrages...ect

Le mètre-cube: mille sept cents cinquante dinars (6500.00 D.A).

Acier pour superstructure

Poids de l'acier dans une poutre $\approx 3922.30 \text{ kg}$.

Poids de l'acier pour hourdis $\approx 3608.47 \text{ kg}$

Poids de l'acier (trottoirs + corniches): [estimé à $100 \text{ kg} / \text{m}^3$] $\approx 7138.65 \text{ kg}$.

b : piles.

P_1 : poids de l'acier pour la semelle ≈ 3175.09

soit P_2 poids de l'acier pour chevêtre et fûts

$P_2 = 11678.18 \text{ kg}$.

Poids de l'acier pour les piles

$$P = \sum_{i=1}^2 (P_1 + P_2) \Rightarrow P = 29706.54 \text{ kg}.$$

Acier pour infrastructure

$P = 46401.4 \text{ kg}$.

Le prix rémunère à l'unité, la fourniture et la mise en oeuvre du béton (y compris le façonnage...ect)

Le kilogramme: douze dinars (50.00 D.A).

Quantité d'acier pour superstructure

$P \approx 105012.46 \text{ kg}$.

Le prix rémunère à l'unité, la fourniture et la mise en oeuvre (y compris le façonnage...ect)

Le kilogramme: 50.00 D.A.

Aciers de précontrainte

section 7T15 $A \approx 9.78 \text{ cm}^2$.

Poids par mètre linéaire $\approx 9.78 \times 10^{-4} \times 7850 \approx 7.68 \text{ kg / ml}$.

Longueur cumulée $\approx 142.36 \text{ m / poutre}$.

Poids de l'acier $P = 7.68 \times 142.36 \times 36 \approx 39359.70 \text{ kg}$.

$P = 39359.70 \text{ kg}$.

Le prix rémunère à l'unité, la fourniture et la mise en oeuvre du béton y compris le façonnage, graines, cônes d'ancrages, mise en tension dans les phases différentes, injection des coulis dans les graines.

Le kilogramme: cent dix dinars (110.00 D.A).

Pose des poutres préfabriquées

Nombre = 36 poutres.

Le prix rémunère à l'unité, la pose des poutres préfabriquées, y compris les coûts des appareils nécessaires et personnel ect...

L'unité: vingt mille dinars (76 000.00 D.A).

• Equipement

Chape d'étanchéité

$S = 13.5 \times 109.5 \approx 1478.25 \text{ m}^2$.

Le prix rémunère à l'unité, la fourniture et la mise en oeuvre d'une chape d'étanchéité sous chaussée.

Le mètre carré: cent quarante dinars (140.00 D.A).

Garde-corps

Longueur $L = 2 \times 117.5 = 235 \text{ m}$.

Le prix rémunère à la fourniture, l'usinage, le transport et la mise en oeuvre y compris scellement, soudures et peintures d'acier.

Le mètre linéaire: mille deux cents dinars (1200.00 D.A).

Joint de chaussée du type monobloc

Longueur d'un joint de chaussée $\approx 16.4 \text{ m}$.

Longueur cumulée $\approx 16.4 \times 2 \approx 32.8 \text{ m}$.

Le prix rémunère à l'unité, la fourniture et la mise en oeuvre.

Le mètre linéaire: six milles cinquante dinars (6500.00 D.A).

Tube d'assainissement

Longueur totale = $4 \times 209.5 = 438 \text{ m}$.

Le prix rémunère au mètre linéaire, la fourniture et la pose du tube.

Le mètre linéaire: centtrente dinars (130.00 D.A).

designation des postes	U	Q	P.unitaire	Total
terrassment				
1- déblais pour fouilles	m ³	1461.08	90.00	131498.00
2- remblais pour fouilles	m ³	525.33	100.00	52533.00
3- remblai derrière culées	m ³	138	130.00	17940.00
total terrassment				201971.00
execution des pieux				
1- Amenée et repliement du matériel	U	1	50000.00	50000.00
2- déplacement du matériel d'un pieu à l'autre	U	28	3000.00	84000.00
3- déplacement du matériel entre les appuis de l'ouvrage	U	3	7000.00	21000.00
4- forage et execution des pieux	ML	576	4300.00	2476800.00
5- recépage des têtes de pieux	U	32	3500.00	112000.00
Total execution des pieux				2743800.00
Infrastructure				
1- béton de propreté	m ³	49.63	4750.00	235 742.50
2- béton pour semelles	m ³	557.94	6500.00	3 626 610.00
3- béton pour élévation	m ³	564	6800.00	3 835 200.00
4- aciers pour infrastructure	kg	46401.4	50.00	1 160 035.00
5- béton pour dalles de transition	m ³	18	6500.00	117 000.00
total infrastructure				10 134 622.5
superstructure				
1- appareils d'appui	U	168	32 000.00	5 376 000.00
2- béton pour poutres	m ³	680.4	8 360.00	5 688 144.00
3- béton (hourdis, trottoirs +corniches)	m ³	490	6 650.00	3 258 500.00
4- aciers pour superstructure	kg	105052.46	50.00	5 252 623.00
5- aciers de précontrainte	kg	91840	110.00	10 102 400.00
6- pose des poutres préfabriquées	U	36	76 000.00	2 736 000.00
total superstructure				32 413 667.00

<u>equipement</u>				
1- Chape d'étanchéité	<i>m²</i>	<i>1452</i>	<i>140.00</i>	<i>203280.00</i>
2- Garde-corps	<i>ML</i>	<i>235</i>	<i>1200.00</i>	<i>282000.00</i>
3- Joint de chaussée	<i>ML</i>	<i>32.5</i>	<i>6500.00</i>	<i>213200.00</i>
4- tube d'assainissement	<i>ML</i>	<i>438</i>	<i>130.00</i>	<i>56940.00</i>
total equipement				<i>755420.00</i>

Prix d'installation du chantier=9%(total)=1435059.00

Etude (prix forfaitaire)=400 000.00DA

Récapitulatif

Terrassement	201 971.00 DA
Execution des pieux	2 743 800.00 DA
Infrastructure	10 134 622.50 DA
Superstructure	32 413 667.00 DA
Equipement	755 420.00 DA
Installation du chantier	1 435 059.00 DA
Etude	400 000.00 DA

Total = 48 084 540.00DA

puisque'on a 2 ponts ⇒

Total = 961 169 079.00DA

CONCLUSION

Le projet de fin d'étude permet à l'élève-ingénieur de mettre ses connaissances en oeuvre et de les exploiter.

Cette thèse nous a permis d'apprendre beaucoup de choses qui nous permettent d'approfondir notre savoir afin de faciliter notre intégration au milieu professionnel, d'ailleurs, c'est la première et la meilleure expérience pour l'élève-ingénieur.

On conclut que notre choix est judicieux pour la conception de notre pont et cela pour les raisons suivantes:

- Il aurait coûté plus cher si on a choisi un pont mixte car la charpente métallique nécessite des visites d'entretien et de protection chaque 2 à 3 ans qui sont très coûteux.

- Pour un pont dalle ce n'est pas possible, à cause de la hauteur de la pile qui est de 11m, qui pose problème pour le coffrage sauf si on fait un pont à caissons mais il reste la question du coût qu'il faut voir.

Pour la réalisation des poutres, elle se fait sur chantier et cela est dû à sa longueur qui est de 33.4m; alors elle nous cause des problèmes pour le transport, et surtout que leur nombre total est de 72. On a aussi le gain du coffrage de la poutre qu'on peut utiliser plusieurs fois.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] H. THONIER; Le béton précontraint aux états limites; Edition Presse de l'Ecole Nationale des ponts et Chaussées; 1985.
- [2] G. DREUX; Cours pratique du béton précontraint; Edition Eyrolles, 1984.
- [3] J. ACALGARO; Projet et construction des ponts; Edition Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées; 1988.
- [4] LACROIX-FUENTES; Le projet de béton précontraint; Edition Eyrolles; 1983.
- [5] P. CHARON; Calcul et vérification des ouvrages en B.A. Edition Eyrolles; 1983.
- [6] Document SETRA; Piles et culées P.P.; 1973
- [7] VANI SCHAMBECK; Abaques Allemands.
- [8] V. DAVIDOVICI; Aide mémoire de Béton Armé; Edition DUNOD; 1974.
- [9] Y. GUYON; Construction en Béton Précontraint; Edition DUNOD; 1966.