الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

44/86

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

2ex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

PONT A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAINT

6 PLANCHES

Proposé par :
S.E.R.O.A

Etudié par :
D. BELHADJI
A. DJELLOULI

Dirigé par :
M. BRANCI

PROMOTION : juin 86

E.N.P. 10, Avenue Hacen Badi – EL-HARRACH – ALGER

— REMERCIEMENTS —

Nous attendions depuis longtemps et avec impatience cette occasion solennelle d'exprimer avec une pensée émue notre profonde gratitude envers tous ceux qui nous ont guidés jusqu'ici.

Recevez, Mr BRANCI, l'expression de notre vive reconnaissance pour nous avoir guidé et conseillé tout au long de ce présent travail.

Nous remerçions, Mr BENKRADIDJA ABDELKRIM pour son aide précieuse.

Mrs HENNION, HADJ-TAHAR ainsi que vous tous les responsables de la S.E.R.O.A. Veuillez recevoir nos sincères remerciements.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

A ma mère

A mon père

A mes Soeurs et Frères particulièrement à mon petit Frère Redouane

A tous mes amis

Djamel

Je dédie ce modeste travail :

A ma mère

A mon père

A mes Frères et Soeur

A ma tante Leïla

A ma Famille

A mes amis (es) particulièrement DJamel

Ali

SOMMAIRE.

PRESENTATION

caractéristiques et utilité du pont

L'ouvrage d'art, objet de notre projet de fin d'étude est un pont biais à poutres droites multiples en béton précontraint. Il sera construit sur la rocade est d'Alger (zone II suivant RPA 81), ce pont traversera l'autoroute.

La largeur totale du tablier est de 13,75 m. La longueur du pont d'axe en axe de culées est de 120m

Structure du pont:

L'étude de l'avant-projet a donné les caractéristiques suivantes :

Le tablier:

Le tablier est constitué par :

Le platelage: formé par un hourdis de 20 cm recouvert d'une chape d'étancheité de 2 cm et d'un revetement d'asphalte enrobé de 8 cm d'épaisseur

Le hourdis présente un ripage transversal de 5%

La poutraison : supporte le platelage, est composeé de 9 poutres principales en béton précontraint. L'entraxe des poutres est de 1,45 m

Les appuis :

Ainsi sont designées les piles et les culées dont suit une description.

La culeé : Element essentiel dont le mur frontal et les murs en retour sont des voiles en béton armé sur une semelle de fondation rectangulaire. Cette dernière est fondeé sur 2 files de 4 pieux.

Les piles : Appuis intermédiaires entre les deux culées, comportant un chevêtre en béton armé supporté par 1 fût rectangulaire sur une semelle fondeé sur 2 files de 4 pieux.

Les appareils d'appui : plaques en élastomère fretteés du type GUMBA, fixees sur des dés en béton armé (bossages prismatiques).

Les fondations :

Les services du laboratoir du mécanique des sols (L.T.P.O) ont suggéré des fondations profondes du type "pieux forés" de 1,20 m de diamètre

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1.1 Beton : Le beton utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles CCBA 68

- Ciment CPA 325
- Dosage du béton 400 kg/m³
- Controle strict
- Diametre des plus gros granulats $Cg = 25$ mm

Contraintes admissible de compression :

D'après l'article 94 du CCBA 68

$\sigma'_b = \alpha\beta\gamma\delta\varepsilon\sigma'_{28}$ avec $\sigma'_{28} = 300$ bars

α = coefficient qui dépend de la classe du ciment ($\alpha = 1$ ciment de classe 250/325)

β = coefficient qui tient compte de la nature du controle ($\beta = 1$ controle strict)

γ = coefficient dépendant de l'epaisseur relative des éléments et des dimensions des granulats ($\gamma = 1$, $\frac{hm}{4\,Cg} > 1$; hm epaisseur de la pièce)

δ = depend du type de sollicitations

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

ε = depend de la forme de la section et de la nature de la sollicitation

$$\varepsilon = \begin{cases} 1 & \text{en flexion simple pour les sections rectangulaires} \\ 1 & \text{en compression simple} \end{cases}$$

pour les autres cas : $0{,}5 \leq \varepsilon \leq 1$

Nous avons donc :

- En compression simple : $\bar{\sigma}'_{bo} = 1 \times 1 \times 1 \times 0{,}3 \times 1 \times 300 = 90$ bars
- En flexion simple : $\bar{\sigma}'_b = 1 \times 1 \times 1 \times 0{,}6 \times 1 \times 300 = 180$ bars

Contrainte de réference en traction

$\bar{\sigma}_b = \alpha.\beta.\gamma.\theta.\sigma'_{28}$ avec $\theta = 0{,}018 + \frac{2{,}1}{\sigma'_{28}} = 0{,}0255$, $\bar{\sigma}_b = 7{,}5$ bars

1-2. Aciers :

Contraintes de traction admissible : $\bar{\sigma}_a = \rho_a \sigma_{en}$

σ_{en} : Contrainte d'elasticité nominale

ρ_a : 2/3 pour les sollicitations du 1er genre

Aciers utilisés : FeE40 HA

Tableau recapitulatif des contraintes de l'acier

Diametre		$\phi \leq 20$ mm	$\phi > 20$ mm
σ_{en}	[kg/cm²]	4200	4000
	[bars]	4120	3920
$\bar{\sigma}_a$	[kg/cm²]	2800	2667
	[bars]	2746	2613

Contrainte 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 la contrainte dans les aciers sera limité par la plus grande des 2 valeurs suivantes :

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\varnothing} \cdot \frac{\overline{\omega}_f}{1 + 10\,\overline{\omega}_f} \quad , \quad \sigma_2 = 2{,}4 \sqrt{K \frac{\eta}{\varnothing} \overline{\sigma}_b}$$

$\varnothing$ = diamètre nominal de la plus grosse des barres tendues [en mm]

K = Coefficient dependant de l'importance de la fissuration

$\overline{\sigma}_b$ = Contrainte de reference du béton en traction en bars

η = coefficient de fissuration, $\eta = 1{,}6$ pour les aciers HA

$\overline{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$ pourcentage de fissuration ; A = Section totale des barres tendues

B_f = Section d'enrobage de ces barres

Contrainte admissible de traction pour les armatures d'âme :

Pour utiliser les armatures d'âmes droites il faut que satisfaire à la condition suivante :

$$\begin{cases} \tau_b \leq 3{,}5\, \overline{\sigma}_b & \text{si } \sigma'_b \leq \overline{\sigma}'_{b0} \\ \tau_b \leq \left(4{,}5 - \frac{\sigma'_b}{\overline{\sigma}'_{b0}}\right) \cdot \overline{\sigma}_b & \text{si } \overline{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2\, \overline{\sigma}'_{b0} \end{cases}$$

une fois ces exigences satisfaites on aura ;

$$\overline{\sigma}_{at} = \rho_{at}\, \sigma_{en} \quad \text{avec} \quad \rho_{at} = \begin{cases} \max\left\{\left(1 - \frac{\tau_b}{9\overline{\sigma}_b}\right) ; \frac{2}{3}\right\} & \text{s'il n'y a pas de reprise de bétonnage} \\ 2/3 & \text{Sinon} \end{cases}$$

Contrainte d'adhérence admissible :

$$\overline{\tau}_d = \begin{cases} 2\, \psi_d\, \overline{\sigma}_b & \text{pour les poutres} \\ 2{,}5\, \psi_d\, \overline{\sigma}_b & \text{pour des dalles et Hourdis} \end{cases}$$

Où ψ_d = coefficient de scellement droit ($\psi = 1{,}5$ pour les H.A) et la contrainte admissible d'adhérence pour les ancrages :

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

Principe :

Le béton est un materiau qui possède une forte résistance à la compression et faible à la traction, c'est pour cela qu'on y remedie en mettant des aciers dans la partie tendue le béton existant dans cette partie ne sert qu'à enrober les aciers donc son premier inconvenient, c'est son poids qui n'est pas négligeable, la formation de fissures dans cette zone est inévitable et ce qui présente un préjudice à l'ouvrage surtout pour ceux ayant une partie appréciable.

Partant de ces inconvénients, les ingénieurs ont élaborés une technique permettant d'utiliser à plein la resistance du beton en le comprimant à l'avance par le jeu de forces internes, de façon telle que la variation de contrainte qui faisait naitre des tractions ne provoque qu'une décompression du materiau, et ce qui permet de construire des ouvrages d'assez grandes portées et tout en évitant au maximum la fissuration et aussi allege les constructions donc en liant la securité à l'economie.

Leur realisation demande une main d'oeuvre qualifiée et des matériaux d'assez bonne qualité

Précontrainte par post-tension :

le principe de la précontrainte par post-tension est de tendre les armatures en prenant appui sur la pièce à précontraindre. Pendant sa mise en tension, l'armature s'allonge tandis que le béton, comprimé, présente un léger raccourcissement ; pour permettre le mouvement relatif, il est nécéssaire de ménager dans le béton des conduits, généralement formés par des gaines metalliques de sections circulaires, disposées et reglées dans les coffrages avant betonnage.

Béton utilisé en béton précontraint :

resistance nominale – Compression : $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 400\ Kg/cm^2$

– Traction : $\sigma_n = \sigma_{28} = 7 + 0{,}06\,\sigma'_{28} = 31\ kg/cm^2$

les dispositions de l'IP 1 Concernant les contraintes sont :

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

– Traction

Module de déformation :

– Sous charge de courte durée : $E_i = 21000\sqrt{\sigma'_n} = 420\,000\ kg/cm^2$

– Sous charge de longue durée : $E_v = \frac{1}{3} E_i = 140.000\ kg/cm^2$

Armatures :

les cables utilisés sont du type 7T15 III TBR DYWIDAG, l'ancrage est du type actif-actif

les caracteristiques des cables utilisés sont donnés ci-après

module d'elasticité	$E_a = 2.10^6\ kg/cm^2$
Contrainte de rupture garantie	$Rg = 18500\ kg/cm^2$
Contrainte caracteristique de deformation garantie	$Tg = 14800\ kg/cm^2$
Section utile d'un cable	$\omega = 9{,}73\ cm^2$
Diamètre interieur de la gaine	$\phi_i = 6{,}0\ cm$
Diametre exterieur de la gaine	$\phi_e = 6{,}6\ cm$
coefficient de frottement cable-gaine	$\varphi = 0{,}0017$
perte de tension relative par mètre	$f = 0{,}23$
Perte par blocage d'ancrage	$g = 9\ mm$
Rayon de courbure minimum du cable	$R_{min} = 500\ cm$
Relaxation à 1000 heures	$\rho_{1000} = 0{,}03$
Relaxation à 3000 heures	$\rho_{3000} = 0{,}035$

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES 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 :

$$\frac{L}{20} - 0{,}2 \leq h_t \leq \frac{L}{20} + 0{,}5 \quad [m]$$

Dans notre cas $L = 32$ m $\Rightarrow 1{,}4\ m \leq h_t \leq 2{,}1$ m

Epaisseur de l'ame :

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

Les moules métalliques existant au sein de la société et servant à la réalisation de ces poutres sont en harmonie avec les conditions sous-citées.

Pour cela les dimensions des moules métalliques sont :

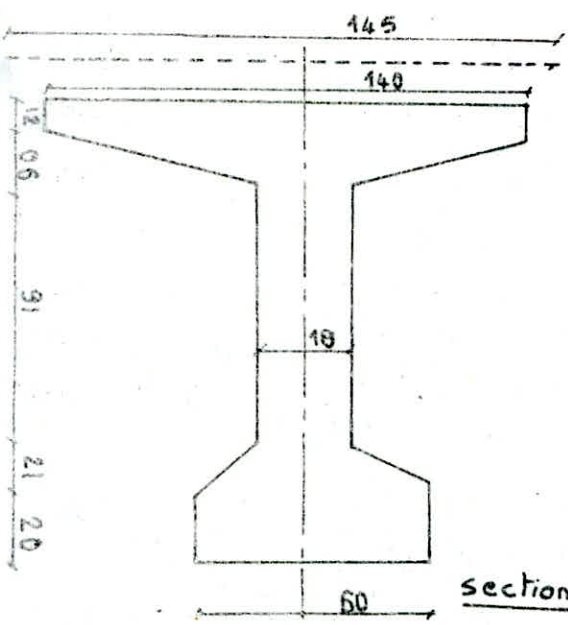
hauteur totale : $h_t = 1{,}50$ m

largeur de la table : $b = 1{,}40$ m

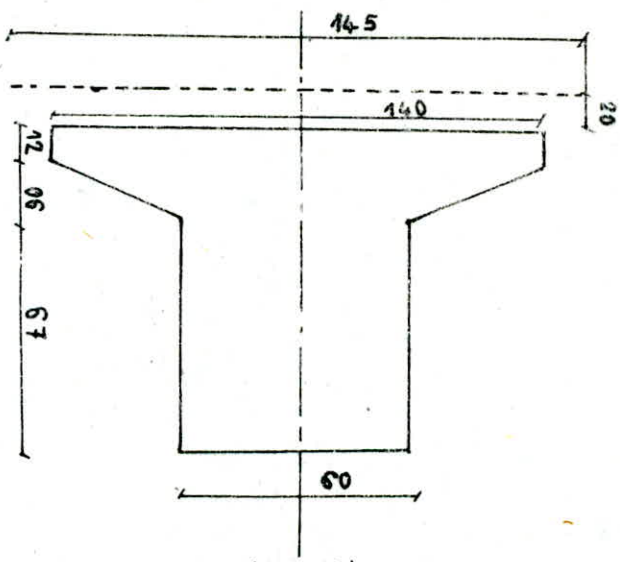
Epaisseur de l'ame :

- en travée $e = 18$ cm
- à l'about : $e = 60$ cm

Largeur du talon : $b' = 60$ cm



section mediane



section d'about

Caractéristiques des Sections

On suppose l'axe (Δ) passant par la fibre inferieure de la section considerée, et en appliquant les relations classiques des moments d'inerties et de moment statique on aura :

Section	Poutre seule	
	Mediane	About
B (cm^2)	5811	6930
S_Δ (cm^3)	483399	358392
I_Δ (cm^4)	57839605,5	23282630
V_s (cm)	66,82	33,3
V_i (cm)	83,18	51,7
I_G (cm^4)	17630476,68	11353916,9
i^2 (cm^2)	3033,98	1638,37

Section	poutre + dalle	
	Médiane	About
B (cm^2)	8711	9830
S_Δ (cm^3)	947399	662892
I_Δ (cm^4)	132176272,2	55351796,7
V_s (cm)	61,24	37,56
I_G (cm^4)	29137156,9	10646360,2
V_i (cm)	108,76	67,44
[illegible] (cm^2)	3344,87	1083

Les deux tableaux ainsi [illegible] ont été calculé en ayant subdivisé chaque section (sans et avec dalle) en section géométriques simple (rectangle et triangle) et pour chacune d'elles on applique les relations suivantes et on fait la somme :

Pour un rectangle dont la largeur b coincide avec l'axe (Δ) on a :

$$I_\Delta = \frac{bh^3}{3} \qquad S_\Delta = \frac{bh^2}{2} \qquad \text{d'où } I_\Delta = S_\Delta \times Z' \text{ avec } Z' = \frac{2}{3}h$$

Pour les autres rectangles on applique le theoreme suivant:

$I_\Delta = I_0 + B_0 Z^2$ avec I_0 = moment d'inertie / c.d.g du triangle ou rectangle

B_0 = aire de la section consideree

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

<u>Position du centre de gravité</u>

$$V_i = \frac{S_\Delta}{B} \qquad V_s = ht - V_i$$

$$I_G = I_\Delta - S_\Delta V_i \qquad i^2 = \frac{I_G}{B}$$

Les caracteristiques des sections sont deduites de ceux des sections brutes en considérant que les trous des armatures ne participent pas à la résistance, le mortier injecté à l'interieur ne participe pas à la resistance. ces caractéristiques sont calculées quand le nombre de cable sera connu.

CALCUL DES EFFORTS

On étudie une seule travée (travée intermediaire) dont la portée est $L = 31{,}96\,m$

1/ Calcul des efforts

1.1 Sous charges permanentes G

Poutre : $9\left[15 \times 0{,}581 + 2\left(2 \times 1{,}083 + \frac{0{,}58 + 1{,}083}{2} \times 1\right)\right] = 360\,t$

Dalle : $13{,}75 \times 0{,}2 \times 31{,}96 = 238{,}976$

Trottoir + corniche : $\left[2 \times 0{,}12 \times 0{,}2 + 0{,}85 \times 0{,}06\right] \times 2{,}5 \times 31{,}96 + 1 = 9{,}6\,t$

Revêtement : $0{,}06 \times 13{,}75 \times 2{,}2 \times 31{,}96 = 63{,}089\,t$

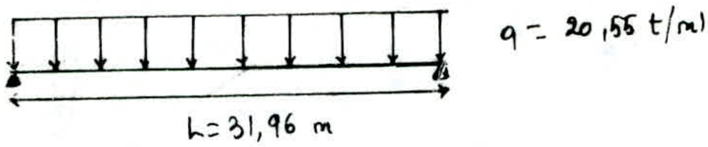
Etanchéité et béton de protection : $0{,}04 \times 10{,}25 \times 2{,}2 \times 31{,}96 = 7{,}84\,t$

garde-corps : $0{,}1 \times 31{,}96 = 3{,}196\,t$

$G = 360 + 238{,}975 + 9{,}6 + 63{,}089 + 7{,}84 + 3{,}196 = 714{,}33\,t$

$q = \frac{G}{L} = \frac{714}{31{,}96} = 20{,}55\,t/ml$

Shéma Statique



A une distance x : $M_0(x) = q\frac{x}{2}(L - x)$

$T(x) = q\left(\frac{L}{2} - x\right)$

Section	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"S"	$\frac{L}{2}$
M_0 [T.m]	0	1147,9	1967,87	2459,83	2610,82	2623,83
T [T]	328,39	249,29	164,19	82,09	23,12	0

1.2 Sous surcharge A(l)

Caractéristiques du pont :

- Largeur roulable $l_r = l_s = 10{,}25\,m$
- Nombre de voie $N = E\left(\frac{l_r}{3}\right) = 3$ voies
- Largeur de la voie $l_v = \frac{l_r}{3} = 3{,}42\,m$
- Classe du pont : $l_r > 7\,m \Rightarrow$ Pont de 1ère classe conformement au C.P.C du Ministère des travaux publics (Fascicule 61 titre II)

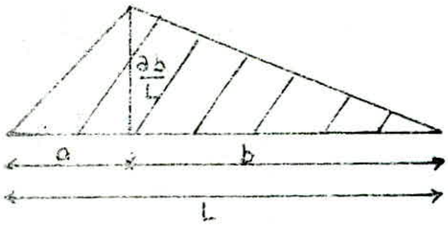
A(l) est donné par : $A(l) = 230 + \frac{36000}{L + 12}$ $A(l)$ exprimeé en Kg/m^2
L : Donneé par l'L.I

$L = 31{,}96\,m \Rightarrow A(l) = 336{,}3\ kg/m^2$

$A = K \cdot A(l) \cdot \frac{l_0}{l_v}$ avec K : depend du nombre de voie chargeé et de la classe du pont

moment fléchissant :

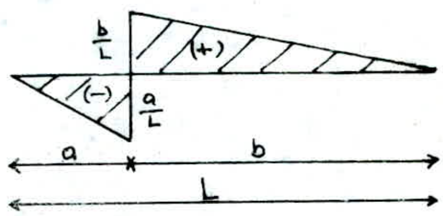
$q = n \cdot A \cdot l_v$ n : nombre de voies chargeés



$$S = \frac{ab}{2}$$
$$M = q \cdot s$$

Effort tranchant

La ligne d'influence de l'effort tranchant pour une section distante de "a" de l'appui gauche :



$$S_{max} = \frac{b^2}{2L}$$
$$T = q \cdot s = q \cdot \frac{b^2}{2L}$$

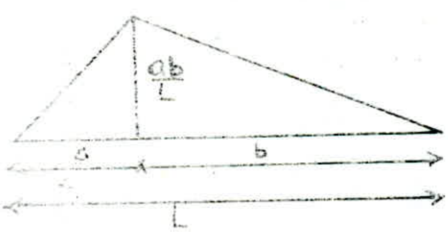
Section		0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"S"	$\frac{L}{2}$
M (t.m)	2 voies	0	366,11	627,63	784,53	832,68	836,83
	3 voies	0	549,17	941,43	1176,79	1249,62	1255,24
T (t)	2 voies	104,73	80,19	59,92	40,91	30,00	26,18
	3 voies	157,10	120,28	28,36	61,37	45,00	39,25

1-3 Sous surcharges du trottoir

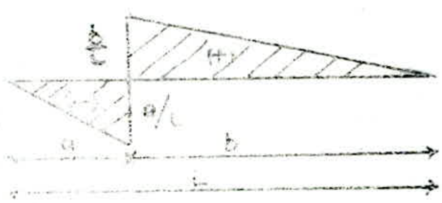
Charge uniformément répartie $0{,}15\ t/m^2$

1 trottoir chargé $q = 0{,}15 \cdot l_t = 0{,}15 \times 1{,}75 = 0{,}263\ t/ml$

2 trottoirs chargés $q = 0{,}15 \cdot 2 \cdot l_t = 0{,}15 \times 2 \times 1{,}75 = 0{,}525\ t/ml$



$$S = \frac{a \cdot b}{2} \qquad M = q \cdot s = q \cdot \frac{a \cdot b}{2}$$



$$S = \frac{b^2}{2L} \qquad T = q \cdot s$$

Section		0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"s"	$L/2$
M (t.m)	1 trottoir	0	14,69	25,18	31,48	33,41	33,58
	2 trottoir	0	29,38	50,37	62,96	66,83	67,16
T (t)	1 trottoir	4,2	3,22	2,36	1,64	1,2	1,05
	2 trottoir	8,4	6,43	4,73	3,28	2,41	2,10

3.4. Sous surcharge B_c :

Calcul du coefficient de majoration dynamique "δ"

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

$L = 31,96$ m
P: poids total du tablier
S: Surcharge maximale

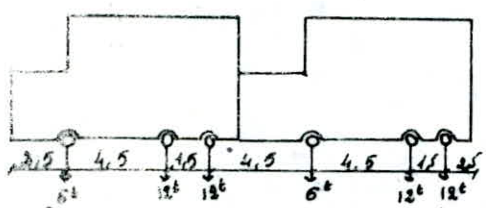
Pour 2 convois :

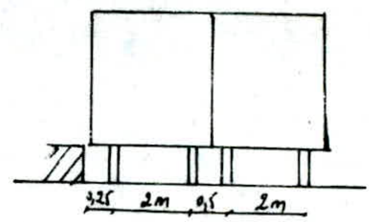
$$b_c = 1,1 \Rightarrow \delta = 1,119$$

pour 3 convois

$$b_c = 0,95 \Rightarrow \delta = 1,09$$

On dispose dans le sens transversal autant de convois qu'il ya de voies de circulation ; dans le sens longitudinal, le nombre de camions à disposer est limité à deux.





La charge Pk qui provoque le moment maximum répond à :

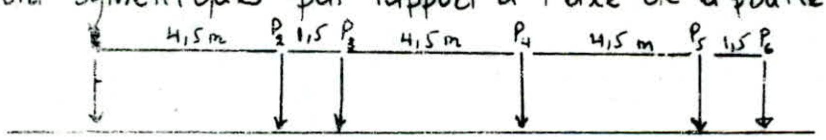
$$\sum_{k=1}^{k-1} P_K \leq R/2 \leq \sum_{k=1}^{k} P_K$$ où R est la résultante de charges $R = \sum_{\alpha=1}^{k} P_\alpha$

Détermination de la position de "S"

Pour cela considérons une file de rue de convoi B_c sur notre travée

Théorème de Barré :

Énoncé du théorème : le moment fléchissant dû aux charges mobiles sera maximum au droit d'une charge P_i lorsque cette charge et la résultante R de toutes les charges appliquées seront symétriques par rapport à l'axe de la poutre.



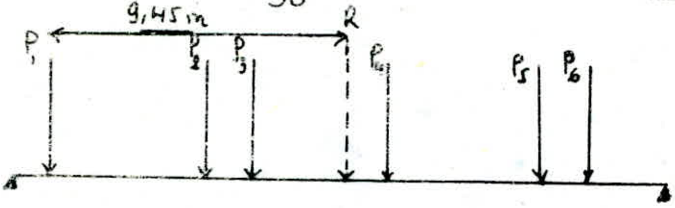
P_1 : $0 \leq 15 \leq 3$ non
P_2 : $3 \leq 15 \leq 9$ non
P_3 : $9 \leq 15 \leq 15$ oui
P_4 : $15 \leq 15 \leq 18$ oui
P_5 : $18 \leq 15 \leq 24$ non
P_6 : $24 \leq 15 \leq 30$ non

Il apparaît que l'une des charges P_3 et P_4 est en mesure de produire le moment max

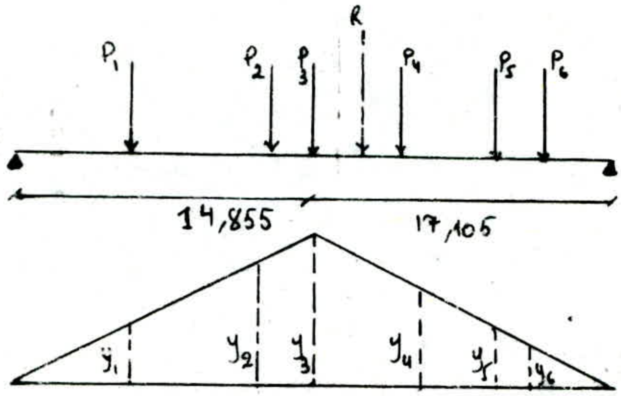
Cherchons le point d'application de la résultante R en prenant comme origine le point d'application de P_1

$$R \cdot x_R = \sum_{i=1}^{6} P_i x_i \Longrightarrow x_R = \frac{1}{R} \sum_{i=1}^{6} P_i x_i$$

$$x_R = \frac{3\times0 + 6\times1{,}5 + 6\times6 + 3\times10{,}5 + 6\times15 + 6\times16{,}5}{30} = 9{,}45\ m$$



Plaçons la charges P_3 symétrique à la résultante R par rapport à la section médiane de la travée et traçons la ligne d'influence du moment fléchissant par la section au droit de laquelle se situe P_3



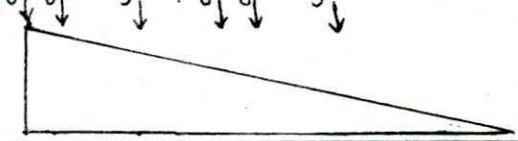
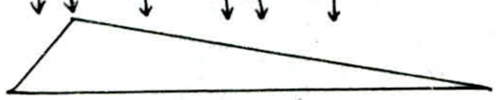
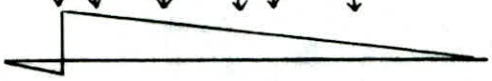
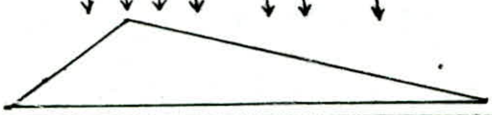
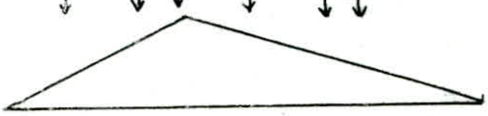
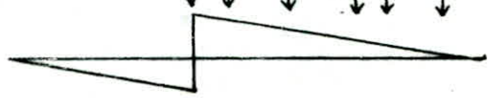
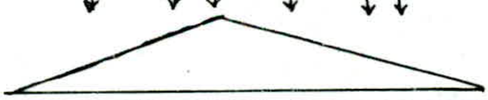
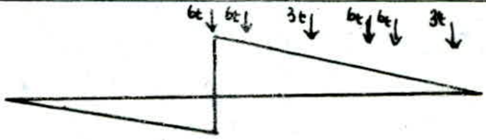
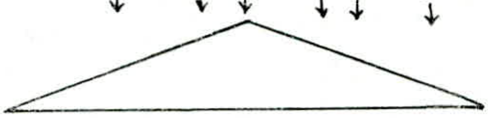
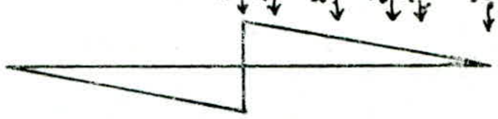
$y_1 = 4{,}7495$ $\quad$ $y_4 = 5{,}8686$

$y_2 = 5{,}1577$ $\quad$ $y_5 = 3{,}7768$

$y_3 = 7{,}96$ $\quad$ $y_6 = 3{,}0796$

$$M = \sum_{i=1}^{6} P_i y_i \quad \Rightarrow \quad M = 163{,}7\ t.m$$

Dans le tableau suivant nous résumerons les résultats obtenus ainsi que la disposition des charges correspondantes et cela pour un file de roue Bc et pour toutes les sections considérées.

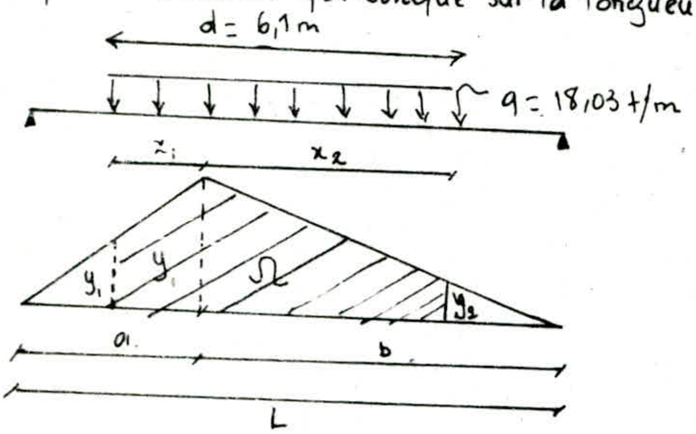
Section		Positions défavorables		effocts
	M			
0	T	6 6 3 6 6 3 	$y_1 = 1$; $y_2 = 0,9531$ $y_3 = 0,8125$; $y_4 = 0,6718$ $y_5 = 0,625$; $y_6 = 0,4844$	23,41 t
$\frac{L}{8}$	M	6t 6t 3t 6t 6t 3t 	$y_1 = 2,1858$; $y_2 = 3,5$ $y_3 = 2,9368$; $y_4 = 2,3796$ $y_5 = 2,1858$; $y_6 = 1,6226$	77,44 t.m
	T	6t 6t 3t 6t 6t 3t 	$y_1 = 0,875$; $y_2 = 0,8281$ $y_3 = 0,6875$; $y_4 = 0,5469$ $y_5 = 0,5$; $y_6 = 0,4535$	19,92 t
$\frac{L}{4}$	M	6t 6t 3t 6t 6t 3t 	$y_1 = 4,875$; $y_2 = 6$ $y_3 = 4,875$; $y_4 = 3,75$ $y_5 = 3,375$; $y_6 = 2,25$	129,375 t.m
	T	6t 6t 3t 6t 6t 3t 	$y_1 = 0,75$; $y_2 = 0,7031$ $y_3 = 0,5625$; $y_4 = 0,4218$ $y_5 = 0,375$; $y_6 = 0,2344$	15,89 t
$\frac{3L}{8}$	M	3t 6t 6t 3t 6t 6t 	$y_1 = 3,75$; $y_2 = 6,5625$ $y_3 = 7,5$; $y_4 = 5,812$ $y_5 = 4,125$; $y_6 = 3,5625$	159,18 t.m
	T	6t 6t 3t 6t 6t 3t 	$y_1 = 0,625$; $y_2 = 0,5781$ $y_3 = 0,4375$; $y_4 = 0,2968$ $y_5 = 0,25$; $y_6 = 0,1094$	12,14 t
"S"	M	3t 6t 6t 3t 6t 6t 	$y_1 = 4,7495$; $y_2 = 5,1577$ $y_3 = 7,96$; $y_4 = 5,8686$ $y_5 = 3,7768$; $y_6 = 3,0796$	163,7 t.m
	T	6t 6t 3t 6t 6t 3t 	$y_1 = 0,5358$; $y_2 = 0,4889$ $y_3 = 0,3481$; $y_4 = 0,2073$ $y_5 = 0,1603$; $y_6 = 0,0195$	9,45 t
$\frac{L}{2}$	M	3t 6t 6t 3t 6t 6t 	$y_1 = 5$; $y_2 = 7,25$ $y_3 = 8$; $y_4 = 5,75$ $y_5 = 3,5$; $y_6 = 2,75$	161,25 t.m
	T	6t 6t 3t 6t 6t 3t 	$y_1 = 0,5$; $y_2 = 0,4531$ $y_3 = 0,3128$; $y_4 = 0,1715$ $y_5 = 0,1245$	8,43 t

Dans le tableau suivant nous résumons les efforts obtenus pour les différents cas de chargement de la chaussée (les résultats sont majorés et pondérés)

			Section	0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
$\delta = 1,119$	1 convoi $b_c = 1,2$		M	0	201,8	347,45	427,51	439,64	433,05
			T	62,88	53,5	42,67	32,6	25,35	22,15
	2 convoi $b_c = 1,1$		M	0	370,01	636,99	783,77	806,00	793,93
			T	115,28	98,09	78,24	59,77	46,47	40,6
	3 convoi $b_c = 0,95$		M	0	479,34	825,19	1015,34	1044,14	1028,5
			T	149,34	127,07	101,35	77,43	60,20	52,61

1-5 Surcharge Militaire M_{c120}.

Détermination de la position la plus défavorable pour une charge uniforme sur une distance pour une section quelconque sur la longueur du pont.



$$S = \frac{(y_1+y_2)}{2}x_1 + \frac{(y+y_2)}{2}x_2$$

$$y = \frac{a.b}{L} \qquad y_1 = \frac{a-x_1}{a}\cdot y$$

$$y_2 = \frac{b-x_2}{b}\cdot y$$

$$d = x_1 + x_2$$

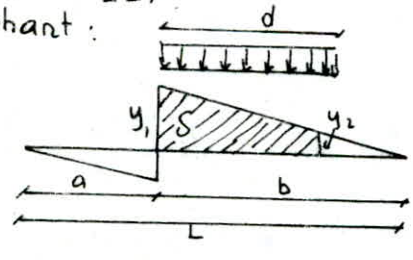
$$\Omega_{max} \Rightarrow y_1 = y_2 \Rightarrow \frac{a-x_1}{a} = \frac{b-x_2}{b} \Rightarrow b x_1 = a x_2$$

On détermine x_1 et x_2 à de $\begin{cases} b x_1 - a x_2 = 0 \\ x_1 + x_2 = d \end{cases}$

On trouve $x_1 = a\frac{d}{L}$; $x_2 = b\frac{d}{L} \Rightarrow y_1 = y_2 = \frac{a.b}{L}\left(1-\frac{d}{L}\right)$

$\Omega_{max} = \frac{a.b}{L}.d\left(1-\frac{d}{2L}\right)$ et $M_{max} = \delta.q.\Omega_{max}$

pour l'effort tranchant :



$$y_1 = \frac{b}{L}$$

$$y_2 = \frac{b.d}{L}$$

$$S_{max} = \frac{d}{L}\left(b-\frac{d}{2}\right)$$

$$T_{max} = q.S_{max}$$

		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
$\delta = 1,087$	M	0	382,09	655,02	818,76	869,02	873,35
	T	109,20	93,96	79,13	63,89	53,07	48,86

1-6 convoi D

		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
	M	0	595,87	1021,50	1276,87	1355,25	1361,93
	T	170,32	140,26	110,19	80,64	50,55	36,12

DISTRIBUTION DES EFFORTS DANS LES POUTRES

Introduction :

les liaisons transversales des éléments porteurs d'une construction jouent un très grand rôle, c'est à dire que l'élément ainsi directement chargé va reprendre un pourcentage de charge faible par rapport au même élément non lié transversalement.

Rigidité de l'entretoise :

Cette rigidité définie essentiellement la méthode de répartition à utiliser et son expression est : $r = \frac{n \cdot a}{2L} \sqrt[4]{\frac{I_P}{I_E}}$

avec : n = nbre de poutres principales constituant une travée de la dalle

a = entre-axe des poutres principales

I_P = moment d'inertie propre d'une poutre

I_E = moment d'inertie propre d'une entretoise

L = portée des poutres principales

Si $r \geq 0{,}3$ la rigidité de l'entretoise est prise en compte.

La méthode de MM GUYON - MASSONNET est l'une des méthodes actuellement efficaces pour le calcul des ponts à poutres multiples en tenant compte de l'effet de la resistance à la torsion.

Si $r < 0{,}3$ l'entretoise est infiniment rigide, ainsi on ne tient pas compte de la resistance à la torsion, dans ce cas la méthode courbon est préférable

Calcul de la rigidité de l'entretoise :

$n = 9$; $a = 1{,}45\,m$; $I_P = 57839605{,}5$ (section médiane), $I_E = \frac{100 \times 20^3}{12} = 66666{,}66\ cm^4$

$\left\{\begin{array}{ll} L = 31{,}96\ m & \text{Travée intermédiaire} \\ L = 24{,}83\ m & \text{Travée rive} \end{array}\right. \Rightarrow \left.\begin{array}{l} r = 1{,}018 \\ r = 1{,}486 \end{array}\right\} > 0{,}3$

Ce qui justifie l'utilisation de la méthode de MM. GUYON - MASSONNET.

Présentation théorique de la méthode :

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

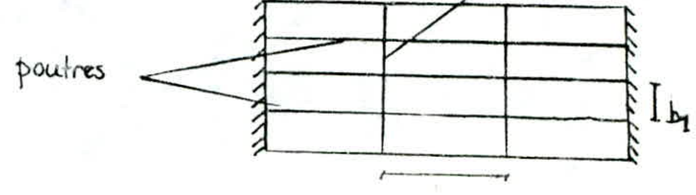
Principe de la méthode :

La méthode consiste essentiellement :

1- à substituer au pont réel un pont à structure continue qui possède les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel, mais analysable rigoureusement par le calcul différentiel

2- à analyser de manière approchée l'effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette repartition est la même que si la distribution des charges suivant l'axe du pont est sinusoïdale de la forme :

$p'(x) = P \sin \frac{\pi x}{L}$; P = cste ; L = portée des poutres



Les poutres assemblées aux entretoises, les noeuds étant très rigides, donc resistant aussi efficacement à la flexion qu'à la torsion
Soient $B_P = EI_P$ la rigidité flexionnelle des poutres et $B_E = EI_E$ la rigidité flexionnelle des entretoises.
Les rigidités de torsion par unité de longueur des poutres principales et des entretoises sont respectivement : $\gamma_P = \frac{C_P}{b_1}$ et $\gamma_E = \frac{C_E}{l_1}$ avec $C_P = GI_P$ et $C_E = GI_E$, $G = \frac{E}{(1+\nu)\times 2}$.

Les rigidités de torsion par unité de longueur des poutres principales et des entretoises sont respectivement $\rho_P = \frac{B_P}{b_1}$; $\rho_E = \frac{B_E}{l_1}$
Pour cela l'équation différentielle d'un grillage simple dont les rigidités sont reparties continument est :

$$\rho_P \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + (\gamma_P + \gamma_E) \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_E \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x,y)$$

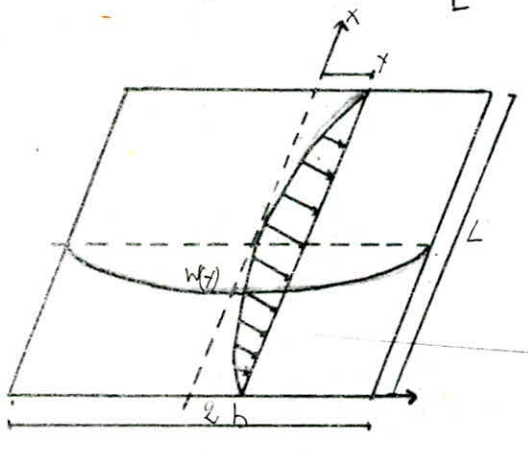
On pose $\gamma_P + \gamma_E = 2\alpha\sqrt{\rho_P \cdot \rho_E} \Longrightarrow \rho_P \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\alpha\sqrt{\rho_P \cdot \rho_E} \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_E \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x,y)$

L'effet de torsion se traduit par le paramètre suivant :

$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P \cdot \rho_E}}$ (paramètre de torsion), $\theta = \frac{b}{L}\sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$ (paramètre d'entretoisement)

Ces deux coefficients définissent le comportement du pont à structure continue.
Coefficient de répartition transversale : K_α
Soit une charge linéaire repartie sur la construction sur une droite parallèle à l'axe $x-x$ excentreé de e , cette charge est supposeé repartie suivant la sinusoïde : $P'(x) = p\sin\frac{\pi x}{L}$
La construction prend alors une déformeé en demi-onde de sinusoïde selon l'équation

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



si maintenant la charge $P(x)$ repartie uniformément sur la largeur $2b$ (tout en restant sinusoïdale dans le sens de la largeur), la construction prend alors dans ce cas une déformeé en surface cylindrique d'équation :
$W_o(x) = W_o \sin\frac{\pi x}{L}$
Par définition on appelle coefficient de répartition transversale le rapport sans dimensions :
$K(y) = \frac{W(y)}{W_o}$

Le coefficient K dépend de θ, α, $\frac{e}{b}$ (excentricité relative), et de y/b (ordonneé relative du point consideré).
L'étude de nombreux cas a permis à MASSONNET d'établir la formule d'interpolation suivante : $K_\alpha = K_o + (K_1 - K_o)\sqrt{\alpha}$
Pour le calcul exact, nous utiliserons la relation de SATTLER :
K_o correspond à $\alpha = 0$; K_1 correspond à $\alpha = 1$; K_o et K_1 sont donnes par les tableaux de MASSONNET.

Relation de Sattler :

pour $0 < \theta \leq 0,1 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\,\alpha^{0,05}$

pour $0,1 < \theta \leq 1 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\,\alpha^{\left(1 - \frac{0,065-\theta}{0,663}\right)}$

pour $\theta > 1 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$

Largeur active et position active :

cette largeur est donnee par la relation suivante :

$$2b = (n-1)\,b_0 + \frac{2b_0}{2} = n b_0$$

n = nombre de poutres
b_0 = distance entre 2 poutres

Dans notre cas $n = 9$; $b_0 = 1,45\,m \Rightarrow b = 6,525\,m$

cette largeur est celle sur laquelle la methode de MM GUYON-MASSONNET est baseé

Calcul des paramètres θ et α

Inertie moyenne de la poutre : $I_m = I_0 + \frac{8}{3\pi}(I - I_0)$ avec I_0 et I sont les moments d'inertie respectivement à l'appui et en traveé.

$I_0 = 0,9 \times 10646360,22 = 9581724,2\,cm^4$, $I = 0,9 \times 29131756,92 = 26223441,23\,cm^4$

Donc $I_m = 9581724,2 + \frac{8}{3\pi}(26223441,2 - 9581724,2) = 23707652,3\,cm^4$

On aura pour ρ_P et ρ_E :

$$\rho_P = \frac{E I_P}{b_1} = \frac{E \times 23707652,3}{145} = 163501\,E$$

$$\rho_E = \frac{E I_E}{l_1} = \frac{E \times 66666,66}{100} = 666,66\,E$$

Comme il n'y a pas d'entretoises intermediaires, la dalle va jouer ce rôle, l'espacement fictif de ces entretoises est $l_1 = 1,00\,m$

$$\theta = \frac{b}{L}\sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

Travée intermédiaire

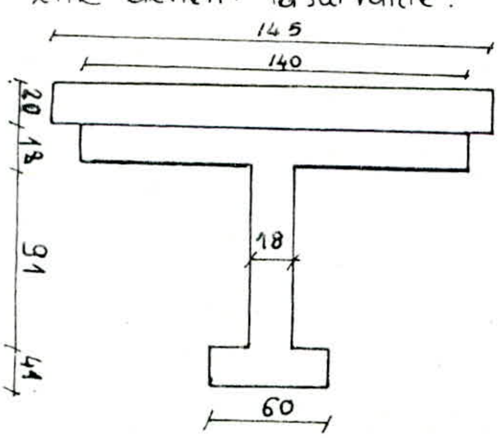
$$L = 31,96\,m \Rightarrow \theta = \frac{6,525}{31,96}\sqrt[4]{\frac{163501}{666,66}} = 0,808$$

Travée de rive :

$$L = 23,43\,m \Rightarrow \theta = \frac{6,525}{23,43}\sqrt[4]{\frac{163501}{666,66}} = 1,102$$

Calcul des rigidités torsionnelles par unité de largeur

pour simplifier les calculs on modifie légèrement la géometrie de la section et elle devient la suivante :



$$C_P = \frac{G}{3}\sum b_i^3 h_i$$

où $b_i h_i$ sont respectivement le plus petit et le plus grand côté du rectangle élementaire i :

$C_P = 1094953,33\,G$ avec $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ ($\nu = 0,15$)

d'où $C_P = 476066,66\,E$

$C_E = \frac{G}{3}\left(\frac{1}{2} \times 20^3 \times 100\right) = 133333,33\,G$

$C_E = 57971,01\,E$

Comme $\gamma_P = \frac{C_P}{b_1} = \frac{476066,66\,E}{145} = 3283,28\,E$

$\gamma_E = \frac{C_E}{l_1} = \frac{57971,01\,E}{} = 579,71\,E$

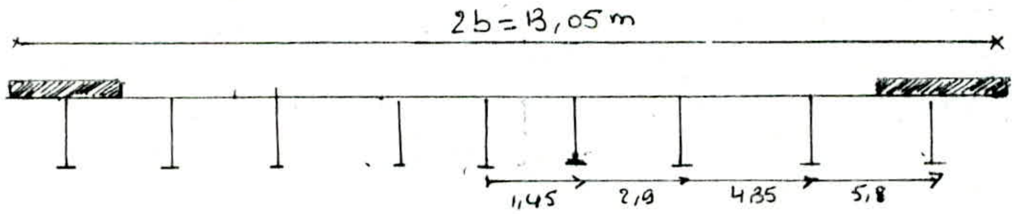
$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\cdot\sqrt{\rho_P\,\rho_E}} = \frac{(3283{,}28 + 579{,}71)\,E}{2\sqrt{666{,}66 \cdot 163501 \cdot \varepsilon^2}} = 0{,}185$$

<u>lignes d'influence de K_α</u>

comme $0{,}1 < \theta = 0{,}808 < 1 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\,\alpha^{\left(1 - e^{\frac{0{,}065-\theta}{0{,}663}}\right)}$

tout calcul fait la relation devient : $K_\alpha = 0{,}68\,K_0 + 0{,}32\,K_1$ $\alpha = 0{,}185$

<u>Positions réelles des poutres</u>



les tables numériques de Massonnet nous donnent les valeurs de K_0 et K_1 pour $\theta = 0{,}80$ pour les excentricités de charges : $e = -b$; $-\frac{3b}{4}$; $-\frac{b}{2}$; $-\frac{b}{4}$; 0, $\frac{b}{4}$, $\frac{b}{2}$; $\frac{3b}{4}$; b et pour des points $y = 0$, $\frac{b}{4}$; $\frac{b}{2}$, $\frac{3b}{4}$; b

Pour avoir les valeurs des fonctions K_α qui correspondent aux positions réelles de nos poutres, car on fait des interpolations, les résultats sont groupés dans le tableau ci-après.

y \ e	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
y=0	0,0238	0,5203	1,0341	1,5144	1,7586	1,5144	1,0341	0,5203	0,0238
y=1,45	-0,1819	0,2097	0,6344	1,1023	1,5413	1,7372	1,4874	1,0330	0,5505
y=2,9	-0,2331	0,0246	0,3183	0,6878	1,1481	1,5925	1,8349	1,7289	1,5009
y=4,35	-0,2039	-0,0840	0,0691	0,3082	0,6905	1,2448	1,9113	2,5107	2,9573
y=5,8	-0,1405	-0,1555	-0,1417	-0,0401	0,3953	0,8282	1,8209	3,2252	4,8705

Ces valeurs pour chaque poutre vont nous permettre de trouver les lignes d'influence.

<u>Calcul du coefficient de répartition K_α :</u>

* <u>Cas des surcharges localisées</u> : On calcule les ordonnées y_i de la ligne d'influence de K_α, sous chaque surcharge le coefficient K_α sera obtenu par la relation ci-dessous.

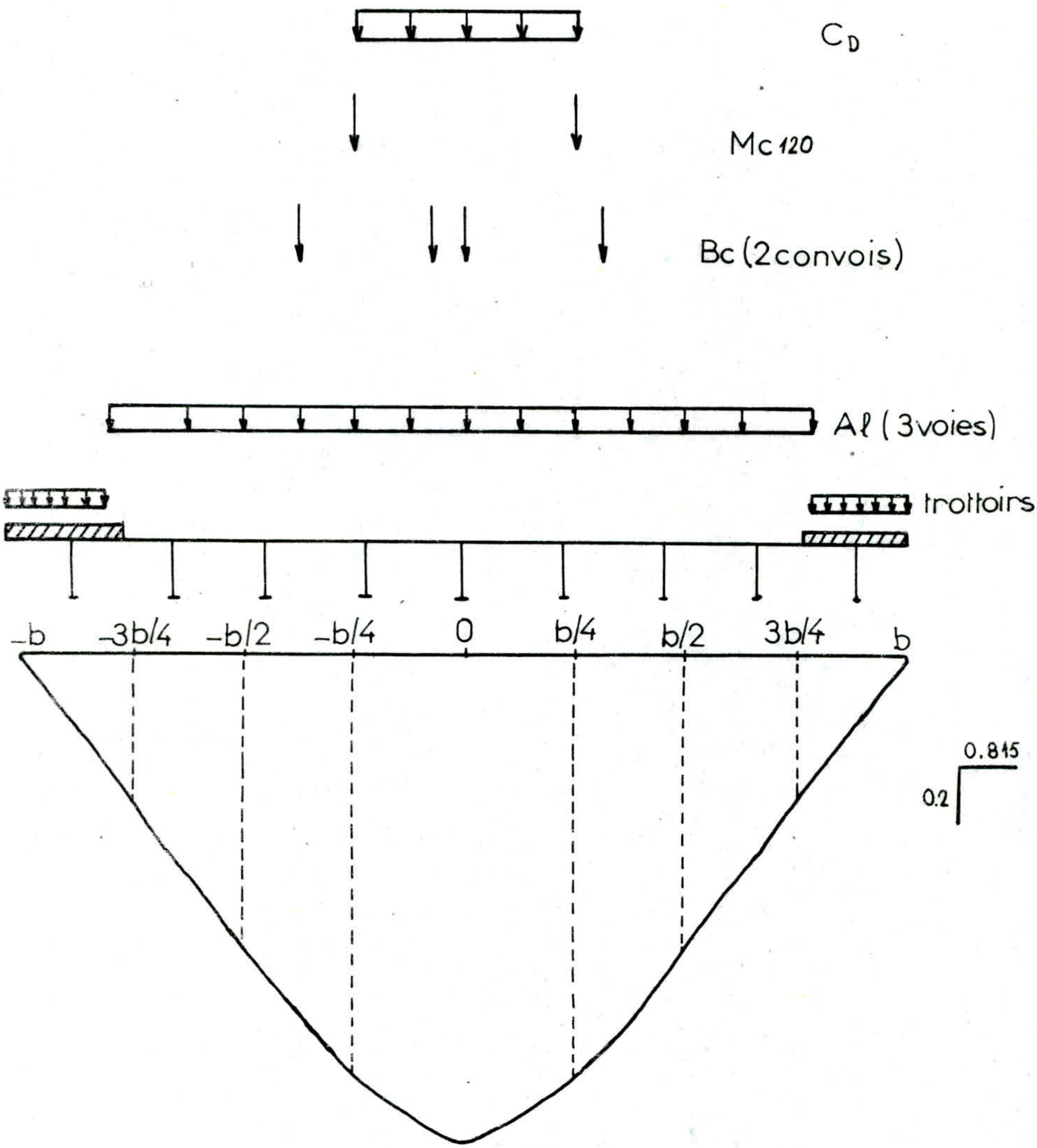
$$K_\alpha = \frac{\sum P_i\,y_i}{\sum P_i}$$

Comme dans le sens transversal, les charges P_i ont même valeur, la relation devient alors :

$$K_\alpha = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} y_i$$

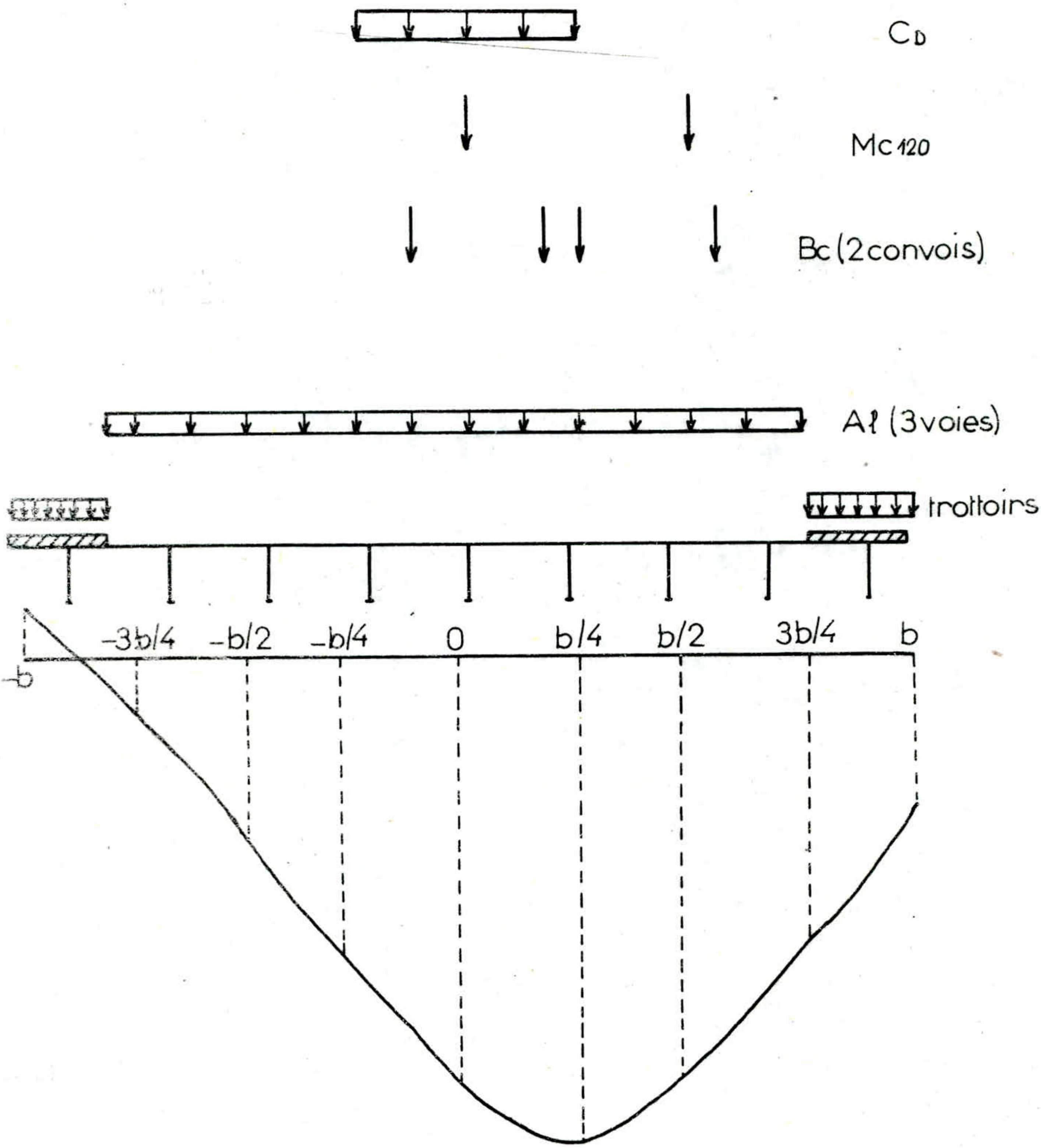
* Cas des surcharges et charges uniformément réparties dans le sens transversal $K_\alpha = \frac{\Omega}{\ell}$ Ω : aire d'influence
ℓ : largeur chargée

POUTRE Y=0



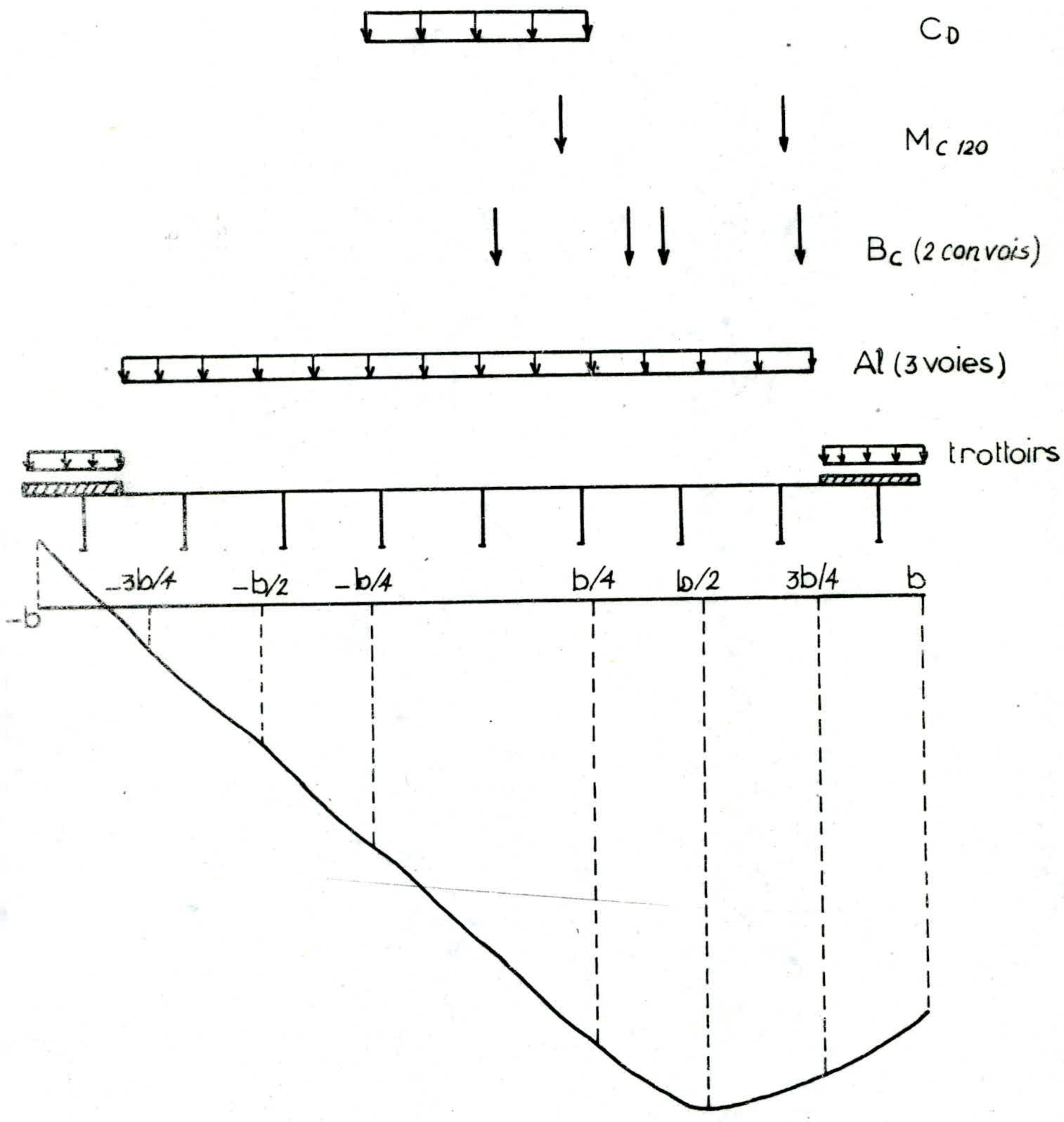
C_D
Mc 120
Bc (2convois)
Al (3voies)
trottoirs
-b
-3b/4
-b/2
-b/4
0
b/4
b/2
3b/4
b
0.815
0.2

POUTRE . Y=1.45



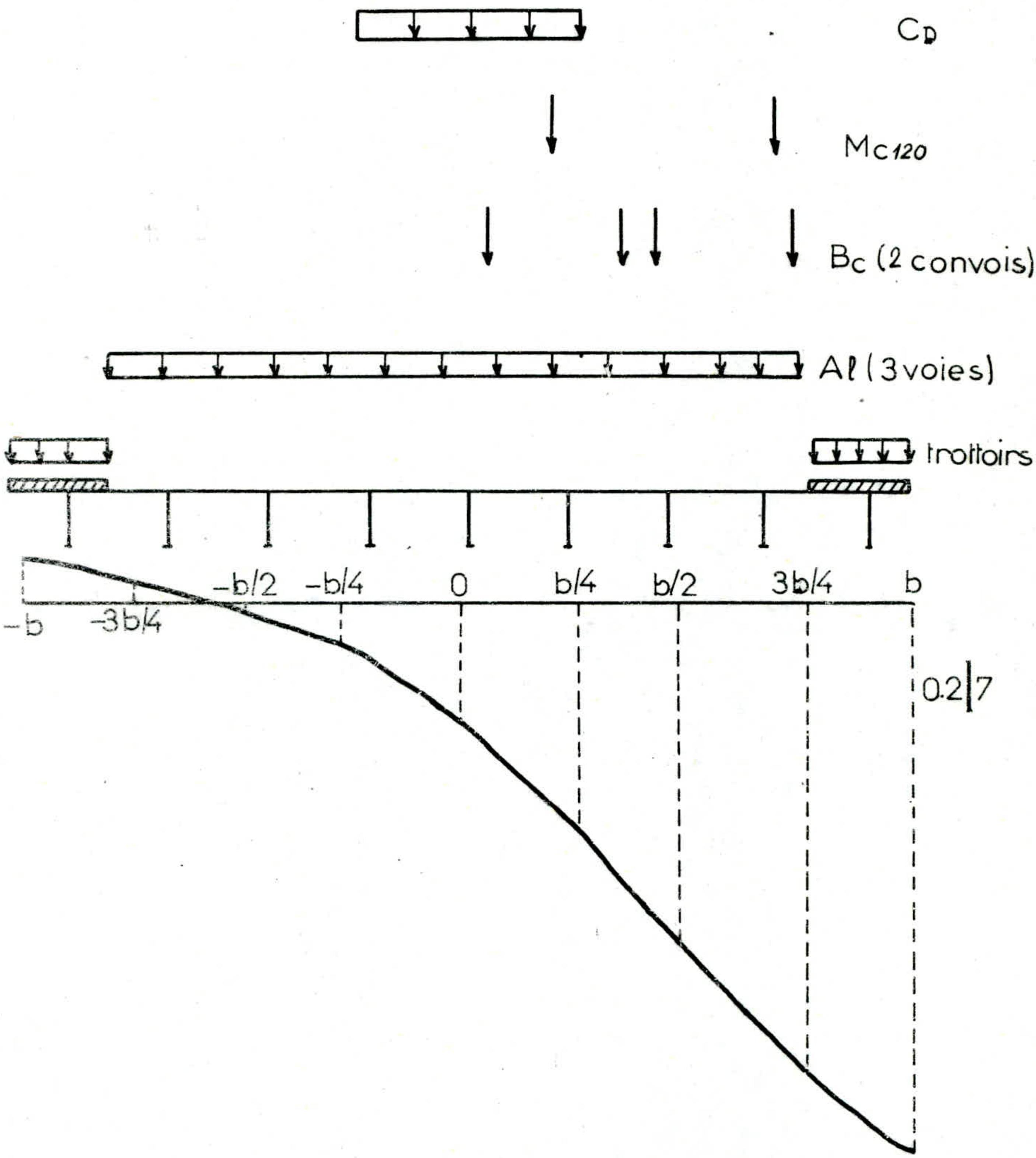
C_D
Mc 120
Bc (2convois)
Al (3voies)
trottoirs
-b
-3b/4
-b/2
-b/4
0
b/4
b/2
3b/4
b

POUTRE Y=2.9



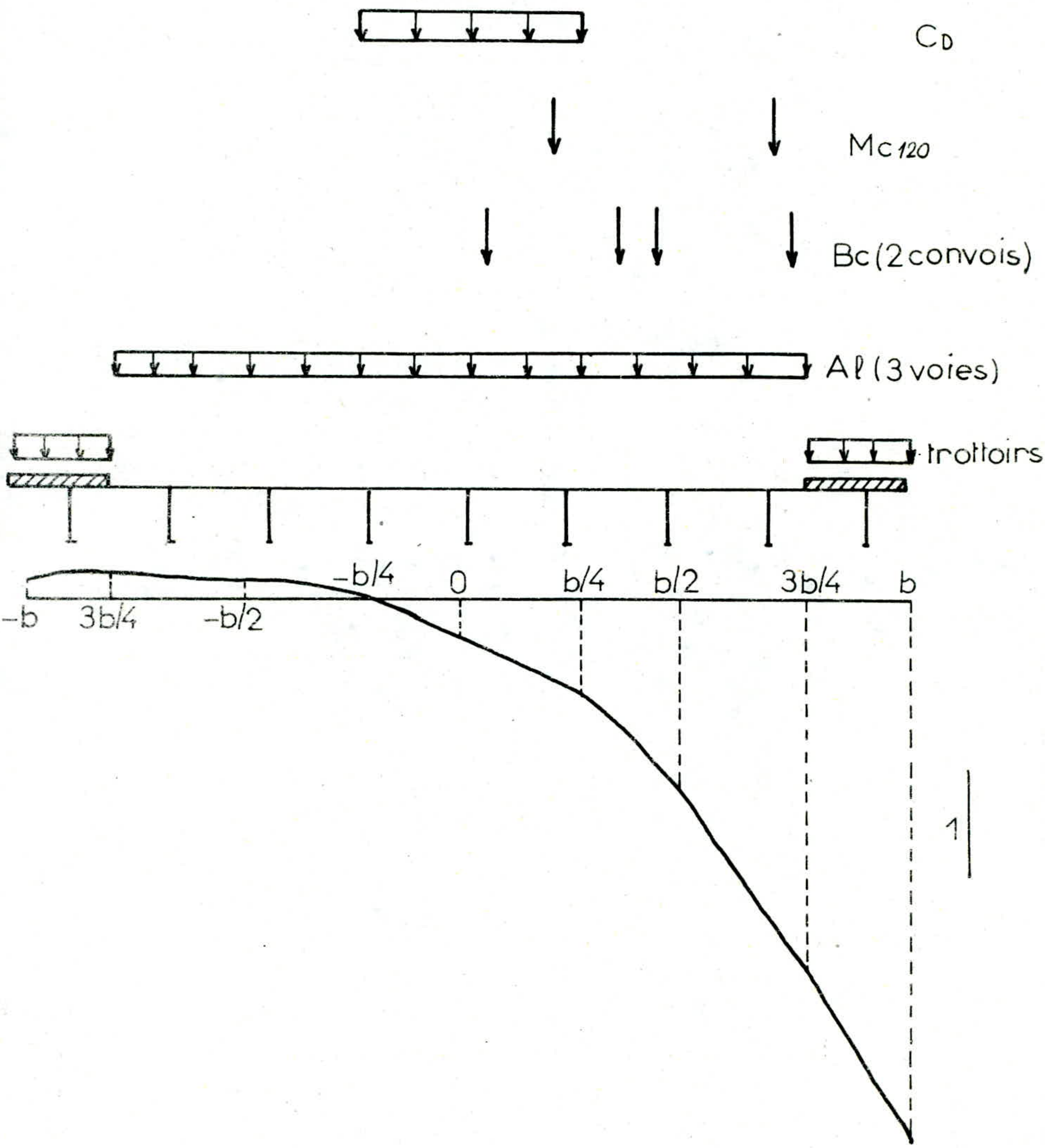
C_D
$M_{C\,120}$
B_C (2 convois)
Al (3 voies)
trottoirs
-b
-3b/4
-b/2
-b/4
b/4
b/2
3b/4
b

POUTRE Y=4.35



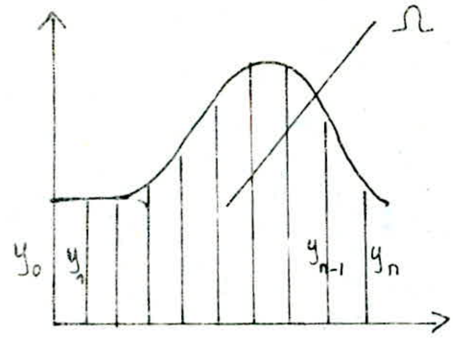
Cp
Mc120
Bc (2 convois)
Al (3voies)
trottoirs
-b
-3b/4
-b/2
-b/4
0
b/4
b/2
3b/4
b
0.2|7

POUTRE Y=5.8



C_D
Mc_{120}
Bc (2 convois)
Aℓ (3 voies)
trottoirs
-b
3b/4
-b/2
-b/4
0
b/4
b/2
3b/4
b
1

L'aire Ω sera calculé par la methode des trapèzes : $\Omega = \frac{b}{2}\left[y_0 + 2(y_1 + y_2 + \dots y_{n-1}) + \right.$



Pour cela on va envisager toutes les dispositions transversales des charges afin d'avoir Kα maximum

Coefficient de repartition transversale.

		$y = 0$	$y = 1,45$	$y = 2,9$	$y = 4,35$	$y = 5,8$
G		0,991	0,918	1,07	0,894	0,999
Trottoirs	1 trottoir	0,244	0,565	1,467	2,308	3,803
	2 trottoirs	0,232	0,272	0,693	1,218	1,76
A_l	2 voies chargées	1,359	1,44	1,36	1,153	1,133
	3 voies chargées	1,187	1,153	1,129	0,786	0,704
B_c	2 convois	1,323	1,385	1,412	1,080	1,070
	3 convois	1,215	1,482	1,637	1,441	1,548
Mc120		1,500	1,500	1,640	1,552	1,815
CD		1,757	1,63	1,592	1,066	0,891

Calcul des efforts dans les poutres.

* Moment flechissant

$$M_i = K\alpha_i \frac{M_0}{n}$$

avec M_i = moment flechissant revenant à la poutre une fois repartie

M_0 = moment total sollicitant la poutre

n : nombre total des poutres

* effort tranchant

$$T_i = K\alpha_i \frac{T_0}{n}$$

avec T_i = effort tranchant revenant à la poutre une fois repartie

T_0 : effort tranchant sollicitant la poutre sous les charges ou surcharges

n : nombre total des poutres

Poutre y = 0

				0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"S"	$\frac{L}{2}$
G		$K_\alpha = 0,991$	M	0	126,7	217,22	271,53	288,18	289,63
			T	36,2	27,15	18,1	9	2,55	0
Trottoir	1 trottoir chargé	$K_\alpha = 0,244$	M	0,1	0,34	0,58	0,73	0,77	0,78
			T	0,09	0,07	0,05	0,04	0,03	0,02
	2 trottoirs chargés	$K_\alpha = 0,232$	M	0	0,85	1,11	1,39	1,47	1,48
			T	0,18	0,14	0,1	0,07	0,05	0,04
Al	2 voies	$K_\alpha = 1,359$	M	0	47,52	81,46	101,83	108,08	108,6
			T	13,58	10,4	7,64	5,3	3,88	3,4
	3 voies	$K_\alpha = 1,187$	M	0	62,26	106,73	133,42	141,6	142,31
			T	17,8	13,62	10	6,95	5,09	4,45
B_c	2 convois	$K_\alpha = 1,323$	M	0	54,24	90,62	111,15	114,67	112,95
			T	16,38	13,95	11,13	8,5	7,46	5,78
	3 convois	$K_\alpha = 1,205$	M	0	64,95	108,51	133,52	137,8	135,25
			T	19,62	16,7	13,33	10,18	8,55	6,92
Mc 120		$K_\alpha = 1,500$	M	0	62,58	107,28	134,1	142,33	143,04
			T	17,88	15,39	12,96	10,46	8,61	8
CD		$K_\alpha = 1,754$	M	0	116,33	199,42	249,27	264,57	265,89
			T	33,25	27,38	21,51	15,74	9,87	7,05
Combinaisons	$G + 1,1(T_R + A)$		M	0	195,9	335,84	419,82	445,56	447,78
			T	55,98	42,29	29,21	16,72	8,20	4,94
	$G + 1,1(T_R + B_c)$		M	0	198,86	337,80	419,93	441,37	440,03
			T	57,98	45,67	32,87	20,27	12,01	7,66
	$G + M_c120$		M	0	189,28	324,5	405,63	430,51	432,67
			T	54,08	42,54	31,06	19,46	11,16	8
	$G + CD$		M	0	243,03	416,64	520,8	552,75	555,52
			T	69,45	54,53	39,61	24,74	12,42	7,05

poutre y = 1,45

				0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
G		$K_\alpha = 0,98$	M	0	117,38	201,22	251,5	266,96	268,3
			T	33,54	25,15	16,77	8,38	2,36	0
Trottoir	1 trottoir	$K_\alpha = 0,565$	M	0	0,79	1,35	1,69	1,79	1,8
			T	0,22	0,17	0,13	0,08	0,06	0,05
	2 trottoirs	$K_\alpha = 0,272$	M	0	0,76	1,3	1,63	1,73	1,74
			T	0,22	0,16	0,12	0,08	0,06	0,05
Al	2 voies	$K_\alpha = 1,44$	M	0	50,35	86,32	107,9	114,5	115,1
			T	14,38	11,01	8,09	5,62	4,11	3,59
	3 voies	$K_\alpha = 1,153$	M	0	60,48	103,68	129,6	137,55	138,24
			T	17,28	13,23	9,72	6,75	4,94	4,32
Bc	2 convois	$K_\alpha = 1,385$	M	0	56,78	94,87	116,73	120	118,25
			T	17,15	14,6	11,65	8,9	7,8	6,05
	3 convois	$K_\alpha = 1,482$	M	0	79,22	132,36	162,86	167,47	164,97
			T	23,93	20,34	16,26	12,42	10,43	8,44
Mc 120		$K_\alpha = 1,5$	M	0	62,58	107,28	134,1	142,33	143,04
			T	17,88	15,39	12,96	10,46	8,61	8
C_D		$K_\alpha = 1,63$	M	0	107,92	185,00	231,36	245,45	246,67
			T	30,85	25,40	19,96	14,61	9,15	6,54
Combinaisons	G + 1,1 (Tr + A)		M	0	184,77	316,75	395,92	420,23	422,34
			T	52,79	39,91	27,6	15,89	9,76	4,81
	G + 1,1 (Tr + Bc)		M	0	205,39	348,3	432,61	453,15	451,75
			T	60,105	47,73	34,8	22,13	15,80	9,34
	G + Mc120		M	0	179,96	308,5	385,6	409,29	411,34
			T	51,42	40,56	29,73	18,83	10,97	8
	G + C_D		M	0	225,3	386,22	482,76	512,41	514,37
			T	64,39	50,55	36,73	22,99	11,51	6,54

Poutre $y = 2{,}9$

				0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"S"	$\frac{L}{2}$
G		$K_\alpha = 1{,}07$	M	0	137,10	234,54	293,17	311,16	312,73
			T	39,09	29,31	19,54	9,77	2,75	0
trottoir	1 trottoir	$K_\alpha = 1{,}467$	M	0	2,06	3,52	4,4	4,67	4,69
			T	0,59	0,45	0,33	0,23	0,16	0,15
	2 trottoirs	$K_\alpha = 0{,}693$	M	0	1,94	3,33	4,16	4,41	4,43
			T	0,55	1,94	3,33	0,21	0,16	0,14
A l	2 voies	$K_\alpha = 1{,}36$	M	0	47,56	81,53	101,91	108,16	108,7
			T	13,59	10,4	7,64	5,31	3,88	3,39
	3 voies	$K_\alpha = 1{,}149$	M	0	59,22	101,52	126,89	134,68	135,36
			T	16,92	12,45	9,52	6,61	4,84	4,28
B_c	2 convois	$K_\alpha = 1{,}412$	M	0	57,89	96,72	119	122,4	120,55
			T	17,48	14,89	11,89	9,07	7,9	6,17
	3 convois	$K_\alpha = 1{,}637$	M	0	87,51	146,2	179,19	184,99	182,22
			T	26,43	22,51	17,95	13,72	11,52	9,32
Mc 120		$K_\alpha = 1{,}64$	M	0	68,42	146,61	146,61	155,61	156,38
			T	19,55	16,82	14,13	11,44	9,41	8,75
C_D		$K_\alpha = 1{,}592$	M	0	105,40	180,69	225,86	239,73	240,92
			T	30,13	24,81	19,49	14,26	8,94	6,39
Combinaisons	$G + 1{,}1(T_r + A)$		M	0	204,57	349,87	437,59	464,44	466,78
			T	58,35	44,05	30,37	17,29	8,25	4,82
	$G + 1{,}1(T_r + B_c)$		M	0	235,69	304,07	495,12	519,79	518,33
			T	68,81	54,56	39,65	25,11	15,60	10,42
	$G + Mc_{120}$		M	0	205,58	351,58	439,78	467,54	469,11
			T	58,64	46,13	33,71	21,21	12,16	8,75
	$G + C_D$		M	0	242,56	415,23	519,03	550,89	553,65
			T	69,4	54,12	39,03	24,03	11,69	6,39

Poutre y = 4,35

				0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"S"	$\frac{L}{2}$
G		K=0,834	M	0	114,31	195,96	244,90	260	261,29
			T	32,60	24,5	16,33	8,18	2,3	0
Trottoirs	1 trottoir	K=2,398	M	0	3,361	5,75	7,19	7,63	7,67
			T	0,96	0,73	0,54	0,37	0,27	0,24
	2 trottoirs	K=1,218	M	0	3,41	5,84	7,31	7,76	7,79
			T	0,97	0,75	0,55	0,38	0,29	0,24
Al	2 voies	K=1,153	M	0	40,32	69,12	86,39	91,69	92,16
			T	11,52	8,82	6,48	4,49	3,29	2,88
	3 voies	K=0,786	M	0	41,23	70,67	88,35	93,76	94,24
			T	11,78	9,02	6,62	4,6	3,37	2,94
B_c	2 convois	K=1,08	M	0	44,28	73,98	91,03	93,61	92,21
			T	13,37	11,39	9,08	6,94	6,08	4,72
	3 convois	K=1,441	M	0	77,03	128,69	158,35	182,84	160,41
			T	23,27	19,82	15,81	12,07	10,14	8,21
Mc120		K=1,552	M	0	64,75	110,99	140,65	147,26	147,99
			T	18,5	15,92	13,41	10,83	8,9	8,28
C_D		K=1,066	M	0	70,57	120,99	151,24	160,52	161,32
			T	20,17	16,61	13,05	9,55	5,99	4,88
Combinaisons	G+1,1(Tr+Al)		M	0	163,41	281,74	357,5	371,67	373,52
			T	46,62	35,23	24,22	13,64	6,33	3,5
	G+1,1(Tr+Bc)		M	0	202,79	345,56	434,50	447,66	446,31
			T	59,26	47,13	34,33	21,85	13,77	9,3
	G+Mc120		M	0	189,29	306,95	392,92	407,26	409,28
			T	51,1	43,00	29,74	18,99	11,2	8,28
	G+C_D		M	0	195,65	316,95	403,51	420,52	421,61
			T	52,77	41,11	29,38	17,71	8,29	4,88

Poutre $y = 5,8$

				0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"S"	$\frac{L}{2}$
G		$K_\alpha = 0,999$	M	0	127,74	218,98	273,73	290,51	291,97
			T	36,49	27,37	18,25	9,12	0,43	0
Trottoirs	1 trottoir	$K_\alpha = 3,803$	M	0	5,32	9,13	11,41	12,11	12,17
			T	1,52	1,16	0,85	0,59	0,87	0,38
	2 trottoirs	$K_\alpha = 1,76$	M	0	4,93	8,45	10,56	11,21	11,26
			T	1,41	1,08	0,79	0,55	0,45	0,35
Al	2 voies	$K_\alpha = 1,133$	M	0	39,62	67,92	84,89	90,11	90,56
			T	11,32	8,66	6,37	4,42	3,23	2,83
	3 voies	$K_\alpha = 0,704$	M	0	36,93	63,3	79,13	83,98	84,4
			T	10,55	8,08	5,93	4,12	3,03	2,64
B_c	2 convois	$K_\alpha = 1,07$	M	0	43,87	73,29	90,18	92,74	91,35
			T	13,25	11,28	9,00	6,87	6,03	4,67
	3 convois	$K_\alpha = 1,548$	M	0	82,75	138,25	170,11	174,94	172,32
			T	24,99	21,28	16,98	12,97	10,90	8,82
M_{C120}		$K_\alpha = 1,815$	M	0	75,72	129,81	162,26	172,22	173,07
			T	21,64	18,62	15,68	12,66	10,41	9,68
C_D		$K_\alpha = 0,891$	M	0	58,99	101,13	126,41	134,17	134,84
			T	16,86	13,8	10,91	7,98	5,00	3,57

Combinaisons	$G + 1,1(T_r + Al)$	M	0	177,17	303,74	386,17	402,95	404,97
		T	50,61	35,31	26,19	14,63	4,94	3,35
	$G + 1,1(T_r + B_c)$	M	0	224,62	301,10	474,17	496,26	496,91
		T	65,65	51,71	37,86	24,04	13,38	10,12
	$G + M_{C120}$	M	0	203,46	348,79	435,99	462,73	465,04
		T	58,13	45,99	33,93	21,78	10,84	9,68
	$G + C_D$	M	0	186,73	320,11	400,14	424,68	426,81
		T	53,35	41,17	29,16	17,1	5,43	3,57

ETUDE DU PATELAGE

Le patelage est constitué d'une dalle en béton armé en liaison avec les poutres, cette liaison est assurée par des aciers en attente sur les poutres. la dalle sera coulée sur place et son rôle est de reprendre les efforts de la flexion locale auquels s'ajoutent les moments de la flexion transversale.

I Flexion transversale.

Elle sera calculée par la methode GUYON - MASSONNET, il sera d'abord tracé les lignes d'influences μ_α puis déterminé μ_α par chaque type de chargement considéré. Pour plus de précisions nous considerons les trois premier termes du developpement en série de Fourier ($m = 1,3,5$ pour $\theta = \theta, 3\theta, 5\theta$).

Le calcul des μ_α se fera de la même manière que pour K_α.

On utilise la relation de SATTLER qui est une relation d'interpolation

$$0 \leq \theta \leq 0{,}1 \Rightarrow \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\,\alpha^{0{,}05}$$

$$0{,}1 \leq \theta \leq 1 \Rightarrow \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\,\alpha^{\left(1 - e^{\frac{0{,}065 - \theta}{0{,}663}}\right)}$$

$$\theta > 1 \Rightarrow \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\sqrt{\alpha}$$

		$m = 1$			$\mu_{\alpha_1} \cdot 10^4$		$\theta = 0{,}80$		
y \ e	$-b$	$-3\frac{b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
y = 0	-718	-464,46	-144,93	383,86	1335,25	383,86	-144,93	-464,46	-718
y = 1,45	-425,5	-339,2	-217,5	26,37	531,8	1198,9	187,6	-492,1	-1057,2
y = 2,9	-216,0	-206,4	-183,0	-95,7	129,0	608,4	822,2	-288,9	-1311,3
y = 4,35	-86,8	-97,1	-103,2	-87,3	-16,7	164,3	535,6	352,8	1255,2
y = 5,8	-20,9,	-26,33	-31,3	-32,0	-20,3	18,41	107,7	287,0	-532,5

		$m = 3$			$\mu_{\alpha_3} \cdot 10^4$		$\theta = 2{,}4$		
y \ e	$-b$	$-3\frac{b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$3\frac{b}{4}$	b
y = 0	3,4	-1,9	-34,3	-71,1	409,9	-71,1	-34,3	-1,9	3,45
y = 1,45	-0,2	1	-5,4	-38,3	16,9	355,9	-68,1	-31,9	10,2
y = 2,9	-0,4	0,4	0,6	-9,1	-42,4	36,2	302,1	-67,2	36,8
y = 4,35	-0,1	-0,04	0,53	0,1	-13,3	-45,6	99,6	248,22	-235,6
y = 5,8	-0,01	-0,05	-0,06	0,5	-1,3	-14,6	-24,9	182,8	-146,1

	$m=5$		$\mu_{\alpha_5}\cdot 10^4$			$\theta = 4$			
y \ e									
$y=0$	-0,05	0,05	0,47	-32,29	245,91	-32,29	0,47	0,05	-0,05
$y=1{,}45$	0,01	-0,02	0,37	-3,20	-1,13	240,24	-28,62	0,46	-0,35
$y=2{,}9$	0	-0,01	0	0,14	-6,83	30,24	183,88	-19,28	4,53
$y=4{,}35$	0	0	-0,02	-0,02	0,20	-11,89	60,63	153,73	-45,2
$y=5{,}8$	0	0	0	-0,02	0,02	1,02	-14,37	110,07	-31,52

Ces tableaux vont nous permettre de trouver les lignes d'influence de μ_{α_m} et on procedera de la même maniere que pour K_α, c-à-d on recherche toujours la valeur maximum de μ_α (positive) ou la valeur minimum (negative) de μ_α, pour cela ; pour les charges concentrées on calcul les données au droit de chaque charge, et pour les charges uniformement reparties on utilise la formule des trapè;

		μ_{α_2}		μ_{α_3}		μ_{α_5}	
		$\mu_{\alpha_2}^+$	$\mu_{\alpha_2}^-$	$\mu_{\alpha_3}^+$	$\mu_{\alpha_3}^-$	$\mu_{\alpha_5}^+$	$\mu_{\alpha_5}^-$
Trottoir	1 Trottoir chargé	/	0,087	/	0,003	/	/
	2 trottoirs chargés	/	0,057	/	0,003	/	/
A(ℓ)	1 voie chargeé	0,076	0,033	0,009	0,004	0,005	0,002
	2 voies chargées	0,041	0,011	0,004	0,004	0,001	/
	3 voies chargées	0,018	/	0,002	/	0,001	/
Br		0,133	/	0,041	/	0,026	/
B_t	1 tandem	0,078	0,012	0,016	0,004	0,011	0,001
	2 tandem	0,055	0,012	0,008	0,004	0,005	0,001
B_c	1 convoi	0,078	0,023	0,016	0,003	0,011	0,001
	2 convois	0,066	0,023	0,010	0,003	0,009	0,001
	3 convois	0,031	/	0,001	/	/	/
Mc120		0,059	/	0,019	/	0,012	/
CD		0,085	/	0,014	/	0,005	/

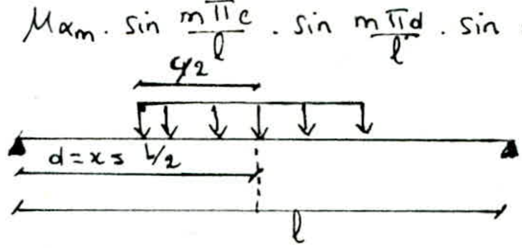
Les relations utilisées pour le calcul des moments transversaux

* Pour une charge uniformement repartie (A(ℓ) et surcharge repartie du trottoir)

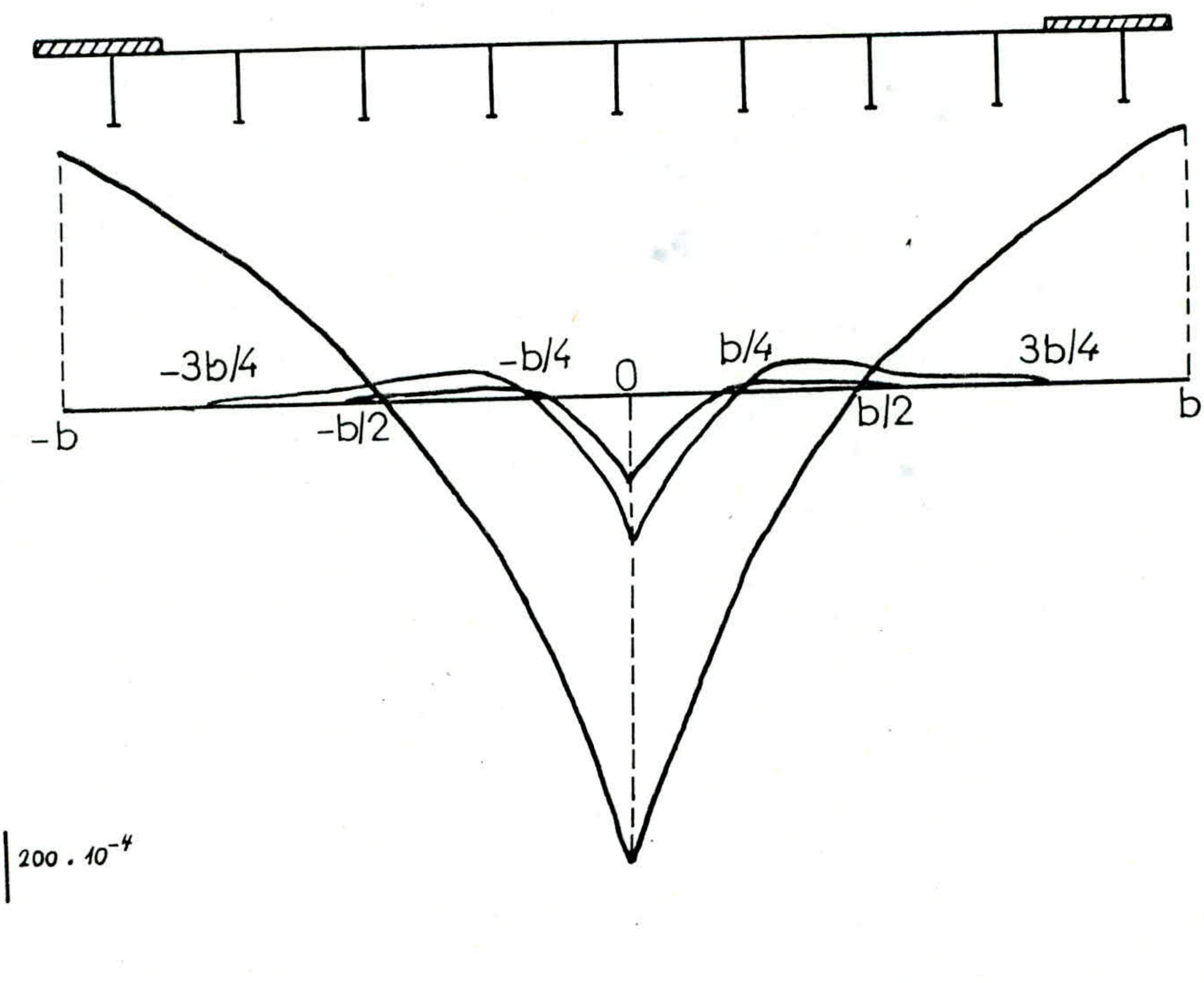
$$M_y = \sum_{m=1}^{5} \mu_{\alpha_m} \frac{4P}{\pi_m} b \sin \frac{m\pi x}{\ell} \quad \text{avec } x = \ell/2$$

* pour une charge repartie uniformement sur une distance (M_{c120} ; C_D)

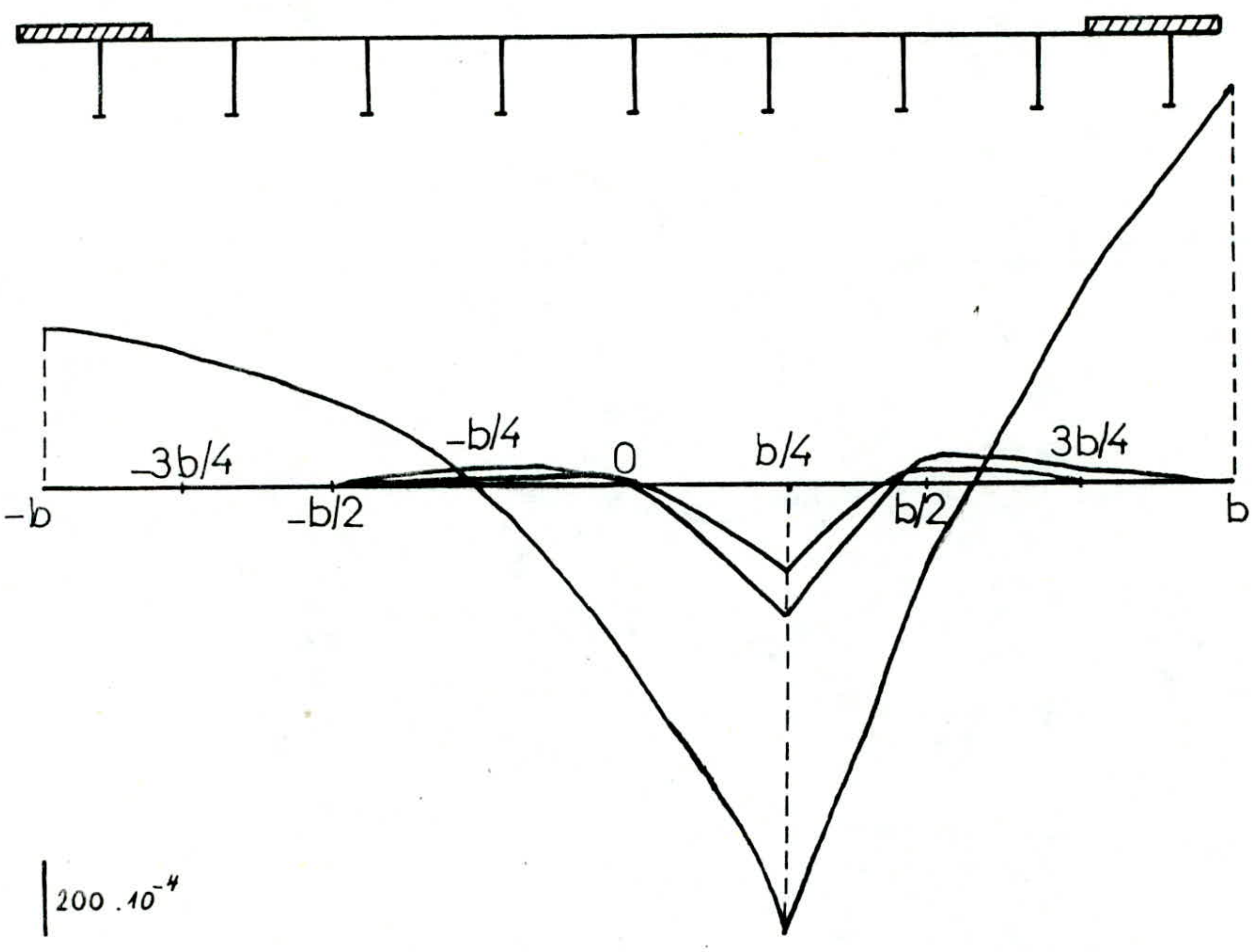
$$M_y = \frac{4P}{\pi} \cdot b \cdot \sum_{m=1}^{5} \frac{1}{m} \mu_{\alpha_m} \cdot \sin \frac{m\pi c}{\ell} \cdot \sin \frac{m\pi d}{\ell} \cdot \sin \frac{m\pi x}{\ell}$$



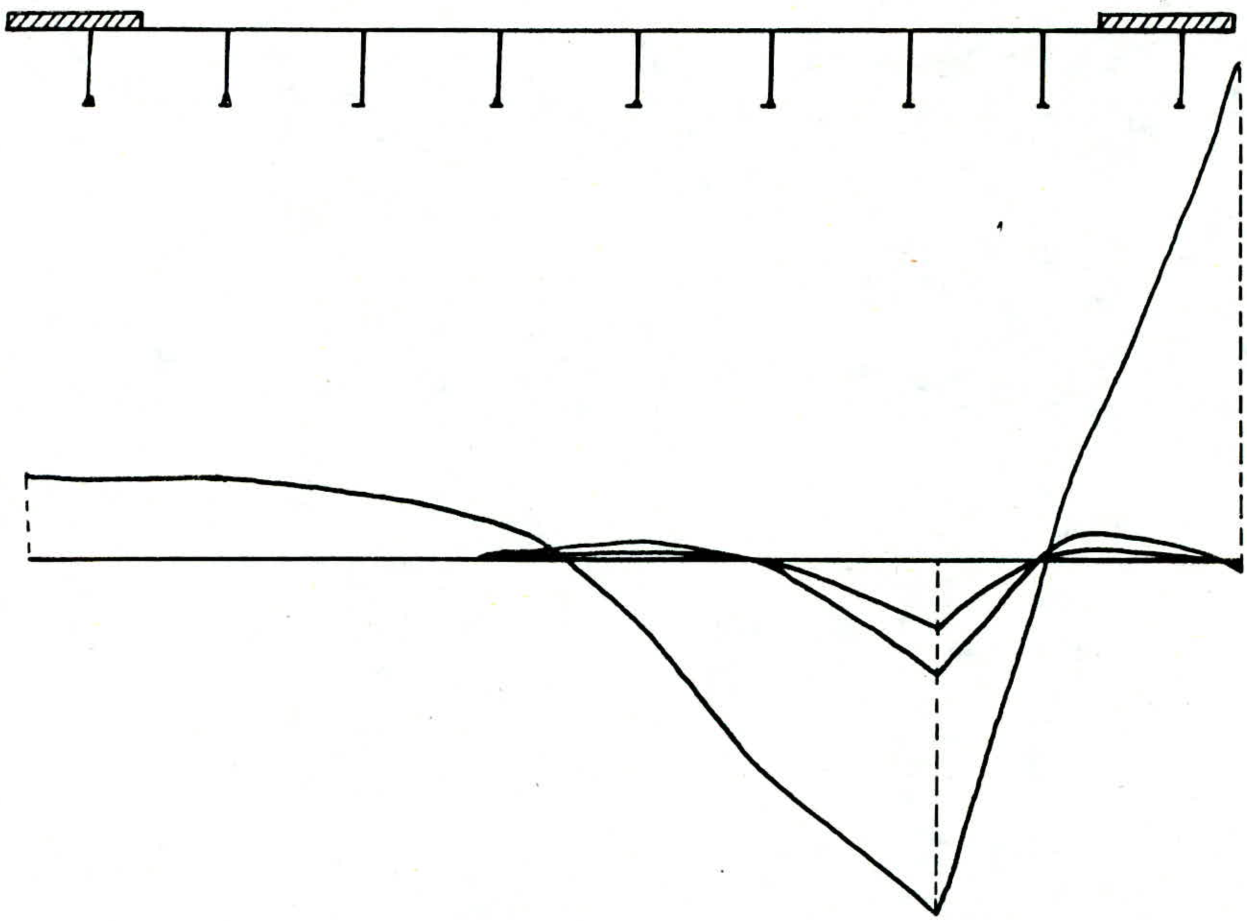
POUTRE Y=0



POUTRE Y=1.45

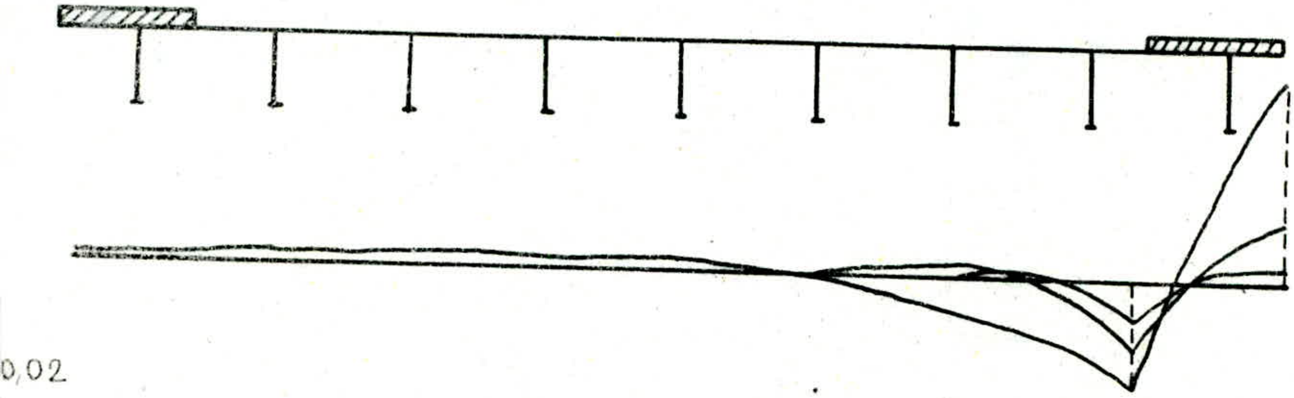


POUTRE : Y=2,9

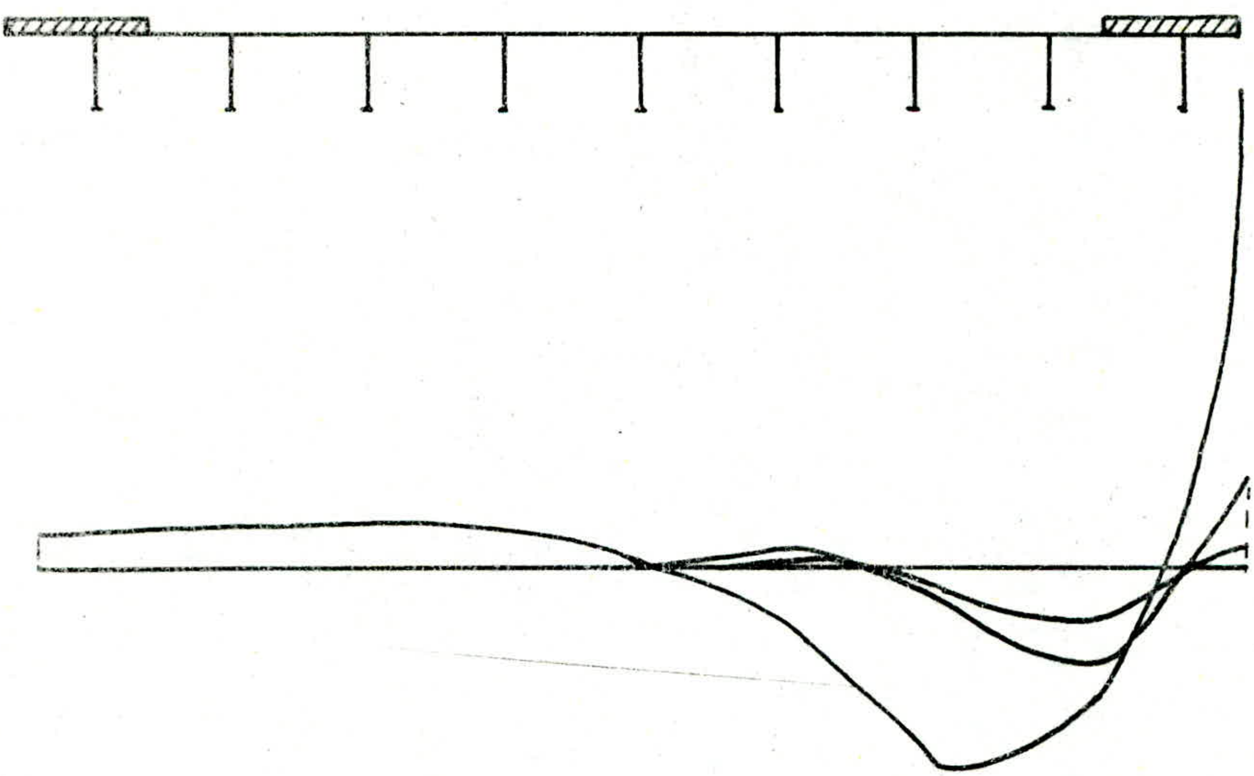


),02

POUTRE $Y=5{,}8$

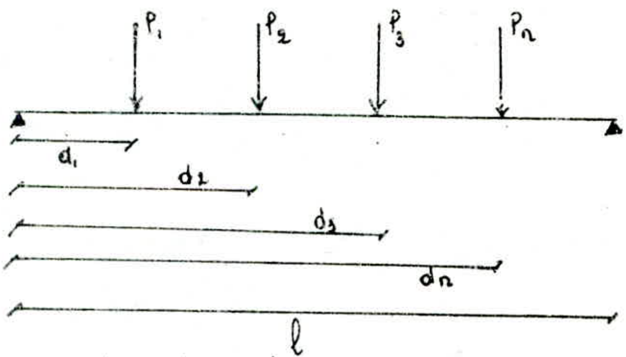


POUTRE $Y=4{,}35$



* Pour un système de charges concentrées (B_r, B_c, B_t)

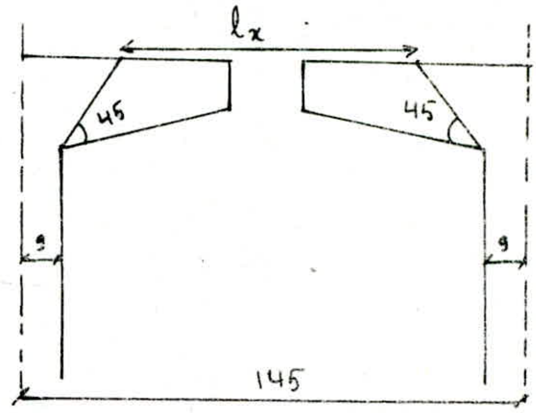
$$M_y = \frac{2}{l} b \sum_{m=1}^{s} \sum_{i=1}^{n} P_i M_{xm} \cdot \sin m \frac{\pi d_i}{l} \cdot \sin \frac{m \pi x}{l}$$



Les resultats donnant la valeur des moments sont regroupées dans le tableau suivant :

	Trottoir			A(l)		Bc			Br	Bt		Mc120	Co
	1 trottoir chargé	2 trottoirs chargés	1 voie chargée	2 voies chargées	3 voies chargées	1 convoi	2 convois	3 convois	/	1 tandem	2 tandem	/	/
M_y^+	/	/	1,727	1,861	1,227	1,592	2,663	1,825	0,816	1,179	1,636	2,982	2,65
M_y^-	0,161	0,209	0,749	0,451	/	0,457	0,913	/	/	0,186	0,374	/	/

II Flexion locale

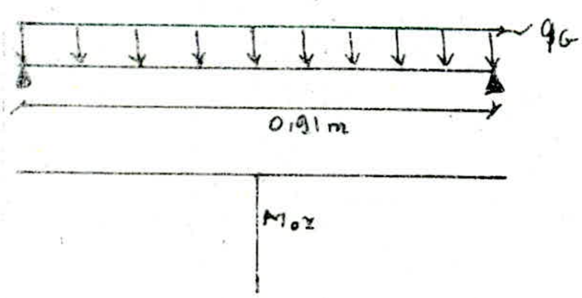


$l_x = 145 - 2(18+9) = 91$ cm

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0{,}91}{31{,}96} = 0{,}029 < 4 \Rightarrow$ dalle appuyé sur 2 côtés

Le panneau intermédiaire fera l'objet de notre calcul afin d'assurer la continuité

2.1 Calcul des effets sous charges permanentes



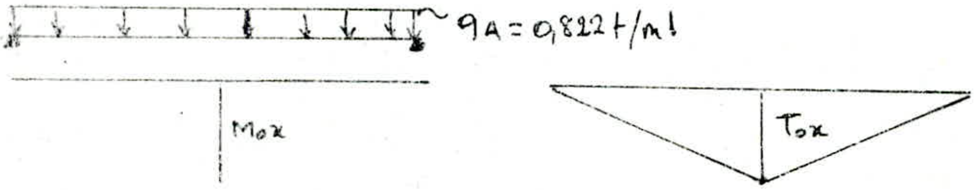
$q_G = (0{,}2 \times 2{,}5 + 0{,}11 \times 2{,}2) \times 1\text{m} = 0{,}74$ t/ml

$M_{0x} = q_G \cdot \frac{l_x^2}{8} = 0{,}74 \cdot \frac{\overline{0{,}91}^2}{8} = 0{,}077$ t.m

$T_{0x} = q_G \frac{l_x}{2} = 0{,}74 \cdot \frac{0{,}91}{2} = 0{,}338$ t

2.2 Sous surcharges A(l)

$q_A = 0{,}822 \times 1 = 0{,}822$ t/ml

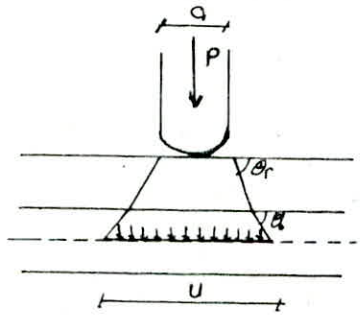


$M_{0x} = q_A \frac{l_x^2}{8} = 0{,}085$ t.m

$T_{0x} = q_A \frac{l_x}{2} = 0{,}338$ t

2-3 Sous surcharges B

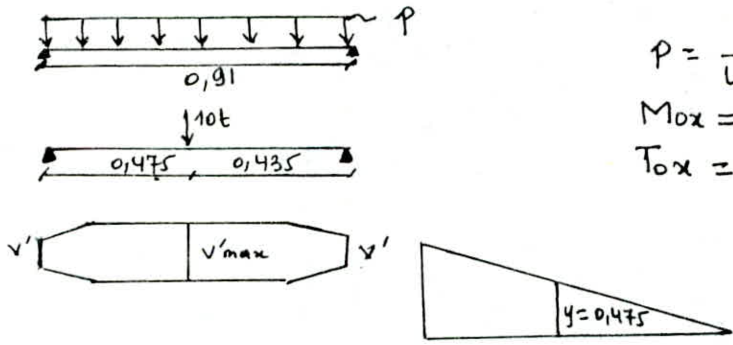
lorsqu'une surcharge localiseé s'exerce sur la dalle, les contraintes dûes à cette surcharge sont diffuseés dans le plan moyen (Situé à mi- hauteur de la dalle)



e_r : epaisseur du revêtement
e_o : // de la dalle
θ_r : angle de diffusion dans le revetemen
θ_o : = = = = la dalle
a : largeur d'impact
U : largeur d'impact après diffusion

2.3.1 Sous Br :

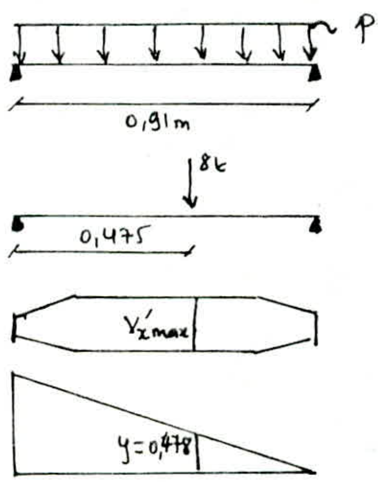
$U = 0,6 + 1,5 \times 0,1 + 0,2 = 0,95\ m$
$V = 0,3 + 1,5 \times 0,1 + 0,2 = 0,65\ m$
$V'_{max} = V + \frac{l_x}{3} = 0,65 + \frac{0,91}{3} = 0,95\ m$



$P = \frac{P}{U \times V'} \times 1m = \frac{10}{0,95 \times 0,95} \times 1 = 11,08\ t/ml$
$M_{ox} = P\frac{l_x^2}{8} = 11,08 \times \frac{\overline{0,91}^2}{8} = 1,15\ t.m$
$T_{ox} = \sum \frac{P_i y_i}{V'x_i} = \frac{10 \times 0,475}{0,95} = 5,04\ t$

2-3-2 Sous bt :

$U = 0,6 + 1,5 \times 0,1 + 0,2 = 0,95\ m$
$V = 0,25 + 1,5 \times 0,1 + 0,2 = 0,6\ m$
$V' = V + \frac{l_x}{3} = 0,6 + \frac{0,91}{3} = 0,9\ m$

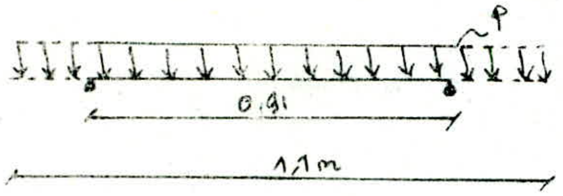


$P = \frac{P}{UV'} \times 1m = \frac{8}{0,95 \times 0,9} \times 1 = 9,36\ t/ml$

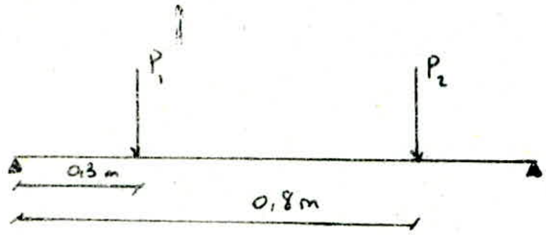
$T_{ox} = \sum \frac{P_i y_i}{V'x_i} = \frac{8 \times 0,478}{0,9} = 4,97\ t$

2.3.3 Sous Bc

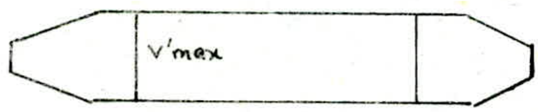
$U = d + a + 1,5 e_r + e_o = 0,5 + 1,5 \times 0,1 + 0,2 = 1,1\ m$
$V = b + 1,5 e_r + e_o = 0,25 + 1,5 \times 0,1 + 0,2 = 0,6\ m$
$V' = V + \frac{l_x}{3} = 0,6 + \frac{0,97}{3} = 0,9\ m$



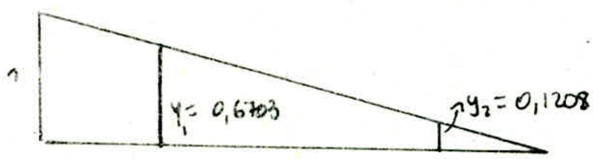
$$p = \frac{2P}{u\,v'} \times 1 = \frac{2\times 6}{1{,}1\times 0{,}9} = 12{,}12 \ t/ml$$



$$M_{ox} = p\frac{lx^2}{8} = 12{,}12 \times \frac{\overline{0{,}91}^2}{8} = 1{,}25 \ t.m$$



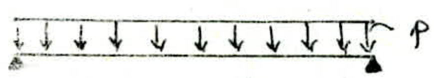
$$T_{ox} = \sum \frac{P_i\, y_i}{v'x_i} = \frac{6}{0{,}9}(0{,}6708 + 0{,}1208) = 5{,}28t$$



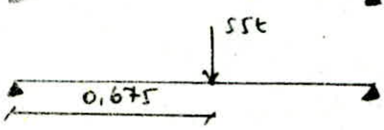
2.4 Sous surcharges militaires

2.4.1 Sous Mc120 :

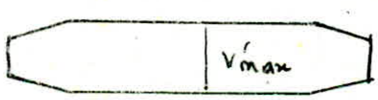
$$u = a + 1{,}5e_r + e_o = 1 + 1{,}5\times 0{,}1 + 0{,}2 = 1{,}35\,m$$
$$v = b + 1{,}5e_r + e_o = 6{,}1 + 1{,}5\times 0{,}1 + 0{,}2 = 6{,}45\,m$$
$$v' = v + \frac{lx}{3} = 6{,}75\,m$$



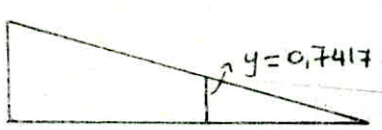
$$p = \frac{P}{u\,v'} \times 1m = \frac{55}{1{,}35\times 6{,}75} = 6{,}04 \ t/ml$$



$$M_{ox} = p\,\frac{lx^2}{8} = 0{,}625 \ t.m$$



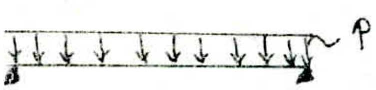
$$T_{ox} = \sum \frac{P_i\, y_i}{v'x_i} = \frac{55 \times 0{,}7417}{6{,}75} = 6{,}04t$$



2.4.2 Sous Me120

$$u = a + 1{,}5e_r + e_o = 4 + 1{,}5\times 0{,}1 + 0{,}2 = 4{,}35\,m$$
$$v = b + 1{,}5e_r + e_o = 0{,}15 + 1{,}5\times 0{,}1 + 0{,}2 = 0{,}5\,m$$
$$v' = v + \frac{lx}{3} = 0{,}8\,m$$

$$p = \frac{P}{u.v'} \times 1m = \frac{33}{4{,}35\times 0{,}8} \times 1m = 9{,}48 \ t/ml$$



$$M_{ox} = \frac{p\,lx^2}{8} = 9{,}48 \times \frac{\overline{0{,}91}^2}{8} = 0{,}98 \ t.m$$

$$T_{ox} = p\,\frac{lx}{2} = 9{,}48 \times \frac{0{,}91}{2} = 4{,}31 \ t$$

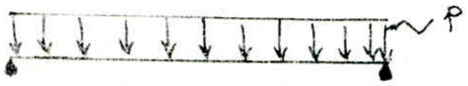
2.5 Sous surcharge exceptionnelle : C_D

$U = a + 1,5\,e_r + e_o = 3,2 + 1,5 \times 0,1 + 0,2 = 3,55\,m$

$V = b + 1,5\,e_r + e_o = 18,6 + 1,5 \times 0,1 + 0,2 = 18,95$

$V' = V + \frac{l_x}{3} = 19,25\,m$

$p = \frac{P}{U.V'} = \frac{240}{3,55 \times 19,25} \times 1 = 3,51\ t/ml$



$M_{ox} = p\,\frac{l_x^2}{8} = 0,36\ t.m$

$T_{ox} = p\,\frac{l_x}{2} = 1,6\ t$

2.6 Coefficient de majoration dynamique : δ

Surcharge	b_c	b_t	b_r	M_{c120}	M_{e120}
δ	1,119	1,104	1,058	1,097	1,081

On prend par la flexion locale :

Suivant l_x : $M_{tx} = 0,8\,M_{ox}$ moment en travée du panneau de la dalle
$M_{ax} = 0,5\,M_{ox}$ 〃 à l'appui 〃 〃 〃 〃 〃

Suivant l_y : $M_{ty} = \frac{1}{4}\,M_{tx}$
$M_{ay} = \frac{1}{4}\,M_{ay}$

les combinaisons des efforts se fera selon les 2 critères ci-dessous :

Surcharge civil :
$G + 1,2S$ avec G : poids permanent ; S = Surcharge

Surcharge militaire en exceptionnelle :
$G + S$

Les resultats sont regroupés dans le tableau ci après en ayant tenu compte du coefficient de majoration dynamique.

		G	A(l)	Br	Bc	Bt	Mc120	CD
Flexion locale	M_t	0,062	0,068	0,973	1,011	0,855	0,63	0,288
	M_a	0,038	0,042	0,608	0,632	0,534	0,390	0,180
	T_x	0,338	0,374	5,33	5,99	2,48	6,04	1,6
Flexion transversale	M^+	/	1,861	0,862	2,98	1,806	2,98	2,65
	M^-	/	0,749	/	1,01	0,413	/	/
M	M_t	0,062	1,929	1,835	3,991	2,661	3,61	2,938
	M_a	0,338	0,791	0,608	1,642	0,947	0,39	0,18
G+1,2S	M_t	/	2,377	2,264	4,851	3,255	3,671	3
G+S	M_a	/	0,986	0,768	2,008	1,174	0,428	0,218
	T	/	0,787	6,734	7,526	3,314	6,378	1,938

III Ferraillage

3-1 armatures inferieures

Selon lx : $M_x = 4{,}85$ t.m

$h = h_t - 2 = 20 - 2 = 18$ cm

$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 4{,}85 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 18^2} = 0{,}082 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}8851 \\ k = 24{,}5 \end{cases}$

$A_{tx} = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{4{,}85\ 10^5}{2800,\ 0{,}8851 \times 18} = 10{,}87\ cm^2 \Rightarrow 6T16$

Condition de non fissuration :

$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega} f}{1 + 10 \bar{\omega} f}$ $\qquad K = 1{,}6\ 10^6$

$\bar{\omega} f = \frac{A}{2db} = 0{,}0195$

$\sigma_2 = 2{,}4 \sqrt{\frac{K h}{\phi} \bar{\sigma}_b}$

$\sigma_1 = 1449{,}56\ kg/cm^2$
$\sigma_2 = 2078\ kg/cm^2$ $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = \text{Min}\left(8800, \text{Max}(\sigma_1; \sigma_2)\right) = 2078\ kg/cm^2$

$\Rightarrow \mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = 0{,}1081 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}8701$

$\Rightarrow A = 14{,}9\ cm^2 \Rightarrow A_{tx} = 8T16/ml$

Selon ly :
$A_y = \frac{A_{xt}}{4} = 3{,}72 \Rightarrow 5T10/ml$

3-2 armatures superieures

Selon lx : $M_{ax} = 2$ t.m $\qquad \mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b . h^2} = 0{,}0331 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}9216$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon h} = 3{,}9\ cm^2 \Rightarrow 5T10/ml$

Selon ly : $A_{ay} = A_{ax} = 5T10/ml$

IV. Vérifications

4-1 Vérification au cisaillement :

$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} < \bar{\tau}_b \qquad \bar{\tau}_b = 1{,}15 \bar{\sigma}_b = 8{,}8$

$T = 7{,}526$ t

$\tau_b = \frac{7{,}526}{100 \frac{7}{8} . 18} = 4{,}78\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_b$

4-2 Vérification au poinçonnement :

pour les charges concentrées : $\frac{1{,}5 P}{P_c . h_t} \leqslant 1{,}2 \bar{\sigma}_b = 9{,}18\ kg/cm^2$

P : valeur de la charge concentrée localisée

h_t : Epaisseur de la dalle $h_t = 20$ cm

P_c : Perimètre du contour de diffusion sur le plan moyen de la dalle

- cas de la charge B_r :

$$\left.\begin{array}{l} P_c = 2(u+v) = 2(95+65) = 320\ cm \\ P = 10t \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{1,5P}{P_c \cdot h_t} = \frac{1,5 \cdot 10^4}{320 \cdot 20} = 2,34\ kg/cm^2 < 1,2\bar{\sigma}_b$$

- cas de la charge B_t

$$\left.\begin{array}{l} P_c = 2(u+v) = 2(95+60) = 310\ cm \\ P = 8t \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{1,5P}{P_c \cdot h_t} = \frac{1,5 \cdot 8 \cdot 10^3}{310 \cdot 20} = 1,93\ kg/cm^2 < 1,2$$

- Cas de la charge B_c :

$$\left.\begin{array}{l} P_c = 2(u+v) = 2(60+60) = 240\ cm \\ P = 6t \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{1,5P}{P_c \cdot h_t} = \frac{1,5 \cdot 6 \cdot 10^3}{240 \cdot 20} = 1,87\ kg/cm^2 < 1,2\bar{\sigma}$$

4.3 Condition de non fragilite

La section d'armature inferieure suivant lx, doit être superieure ou égale à

$A \geqslant \max\{A_0, \min(A_1, A_2)\}$ avec A = section d'armature qui resiste aux sollicitations

$$\left.\begin{array}{l} A_1 = 1,2 A_0 \\ A_2 = 0,69 \dfrac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} bh \dfrac{2-\rho}{2} \end{array}\right\} \text{suivant } lx$$

$$\left.A_2 = 0,69 \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} bh \frac{1+\rho}{4}\right\} \text{suivant } ly$$

$A_2 = 2,21\ cm^2 \Rightarrow A \geqslant A_0$ donc la condition est vérifiée

4-4 Verification à l'adherence :

$$\bar{\tau}_d = 2,5\ \psi_d\ \bar{\sigma}_b = 2,5 \times 1,5 \times 7,5 = 28,12\ kg/cm^2$$

calcul de τ_d

$$\tau_d = \frac{T}{n\ \rho_x\ z_x} = \frac{7,52 \cdot 10^3}{8 \cdot 1,7 \times 1,6 \cdot \frac{7}{8}\ 18} = 11,88\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_d$$

ETUDE de la PRECONTRAINTE

INTRODUCTION :

Qu'est ce que la precontrainte : le béton armé est un materiau hétérogène formé de 2 constituants le beton et l'acier. Chacun de ces materiaux a un rôle de resistance, le béton resiste à la compression et les aciers reprènnent les efforts de traction.
le beton precontraint n'est pas un materiau mixte, c'est un materiau que l'on a rendu homogène sur le plan fonctionnement grâce à un traitement mecanique préalable, apte à resister aux deux sens de sollicitations (compression et traction).
ce traitement mécanique consiste à soumettre à l'avance le béton à des contraintes de compression dans les zones qui seront ulterieurement tendues.

Precontrainte par post tension :

la précontrainte par post-tension consiste à tendre les armatures en prenant appui sur la pièce à précontrainte

Ancrages :

les ancrages sont destinés à transmettre au béton, les forces exterieures dans les armatures, sur une surface de repartition tel que le béton localement puisse resister à la contrainte de compression correspondante.

Hypothèses de calcul :

Au cours de la déformation d'une poutre sous l'action d'un système quelconque de forces exterieures, toute section normale à la ligne moyenne reste plane et conserve ses dimensions quand on est dans la limite des contraintes élastiques.
Il s'en suit une répartition linéaire des contraintes, en conséquence les règles habituelles de la R.D.M, en particulier celle de la flexion composeé sont applicables.
contrairement au B.A matériaux héterogène, le béton précontraint sera consideré comme un matériau homogène non fissuré.

Disposition des cables :

pour les sections fortement sollicitées en flexion, les cables doivent être excentreés et groupeés au maximum.
les cables doivent être disposés de façon à assurer :
le bétonnage jusqu'au fond du coffrage et la perfaite vibration.
Chaque gaine doit être bien enrobeé afin de protéger le cable contre la corrosion et d'assurer l'adhérence des gaines au béton.

Relevage des cables :

Notre étude porte sur des poutres isostatiques appuyeés simplement par conséquent le moment de flexion est maximum dans la section médiane et tend vers zéro en s'approchant des appuis on diminue les excentricités en relevant des cables avant d'atteindre la section d'about où le moment des charges exterieures est nul.
souvent dans les ouvrages en beton precontraint, les contraintes dans le béton en charg sont moins élevées qu'à vide, par conséquent on doit étudier non seulement l'ouvrag sous les surcharges maximales mais aussi le cas à vide.
Il convient, par ailleurs, de l'etudier également en phase de construction.

Calcul des différentes contraintes

a/ Service à vide : $\sigma = \sigma_p + \sigma_G$ fibre supérieure

$\sigma' = \sigma'_p + \sigma'_G$ Fibre inferieure

b/ Service en charge : $\sigma = \sigma_p + \sigma_G + \sigma_Q$ Fibre supérieure

$\sigma' = \sigma'_p + \sigma'_G + \sigma'_Q$ Fibre inferieure

Dans les 2 cas on doit avoir : $\bar{\sigma}' \leqslant \sigma \leqslant \bar{\sigma}$

$\bar{\sigma}' \leqslant \sigma' \leqslant \bar{\sigma}$

Dans notre cas la poutre la plus sollicitée est la poutre qui est au milieu dans le sens transversale du tablier

Contraintes élémentaires de flexion dans le beton.

- moment fléchissant sous le poids propre : $M_G = 289,63$ t.m
- moment fléchissant sous les surcharges : $M_G = 265,89$ t.m

les caractéristiques de la section mediane sont :

$I_G^{net} = 26223440,4$ cm^4 ; $i^2 = 3168,82$ cm^2 ; $S_G^{net} = 871607$ cm^3 ; $B_{net} = 8275,45$ cm^2 ;

$V_i = 105,32$ cm ; $V_s = 64,68$ cm

* Sous charges permanentes : $M_G = 289,63$ t.m ;

Fibre supérieure $\Rightarrow \sigma_G = \dfrac{M_G \cdot V_s}{I} = \dfrac{289,63 \times 63,68 \times 10^5}{26223440,4} = 71,44$

Fibre inférieure $\Rightarrow \sigma'_G = -\dfrac{M_G \cdot V_i}{I} = -\dfrac{289,63 \times 105,32 \times 10^5}{26223440,4} = -116,32$

* Sous les surcharges : $M_Q = 265,89$ t.m ;

Fibre supérieure $\Rightarrow \sigma_Q = \dfrac{265,89 \times 64,48 \cdot 10^5}{26223440,4} = 65,38$ kg/cm^2

Fibre inférieure $\Rightarrow \sigma'_Q = -\dfrac{265,89 \times 105,32 \times 10^5}{26223440,4} = -106,79$ kg/cm^2

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

$$\sigma'_p \geq -(\sigma'_G + \sigma'_Q) = -(116,32 + 106,79) = -223,11 \text{ kg/cm}^2$$

Comme la section soumise à la force de précontrainte travaille en flexion composeé avec N comme effort normal et e comme excentricité pour cela on aura pour contrainte

Fibre supérieure : $\sigma_p = \dfrac{N}{B} + \dfrac{N.e.V_s}{I} \Rightarrow \sigma_p = \dfrac{N}{B}\left(1 + \dfrac{e.V_s}{i^2}\right)$

Fibre inferieure : $\sigma'_p = \dfrac{N}{B} - \dfrac{N.e.V_i}{I} \Rightarrow \sigma'_p = \dfrac{N}{B}\left(1 - \dfrac{e.V_i}{i^2}\right)$

On doit respecter : $\sigma'_p \geqslant (\sigma'_G + \sigma'_Q) \Rightarrow \dfrac{N}{B}\left(1 - \dfrac{e.V_i}{i^2}\right) \geqslant 223,11 \Rightarrow N \geqslant 442,97$ t

On estime que les pertes de tension sont de 25% donc ce qui nous donnera

$$P_0 = 1,25 \times 442,97 = 553,71 \text{ t}$$

Donneés du constructeur :

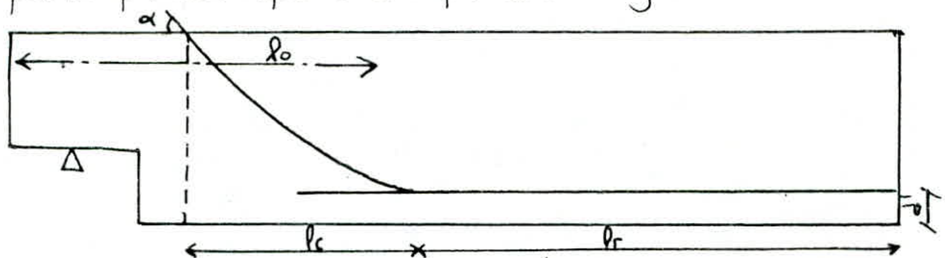
$R_g = 18500$ kg/cm^2 ; $T_g = 14800$ kg/cm^2 ; $W = 9,73$ cm^2

On a $\sigma_0 = \min(0,85 R_g ; 0,95 T_g) \Rightarrow \sigma_0 = 14060$ kg/cm^2 $\Rightarrow n = \dfrac{P_0}{W.\sigma_0}$

On trouve $n = 4,047$

on prend donc 4 cables du type 7T15 III TBR, DYWIDAG

Le nombre total des cables pris est egal à 4 ; pour cela on laisse filer 2 cables jusqu'à la Section d'about et on relève les deux autres.
Dans la section mediane on affecte aux cables une excentricité maximale.
Dans la section d'about le centre de gravité de la Section et le centre de gravité des cables sont confondus pour éviter la creation de moment parasite dû à la précontrain
Angle de relevage $0° < \alpha < 20°$ pour les cables d'about
et $\alpha = 24,23°$ pour les Cables emergents
Rayon de combine des cables :
$R \geqslant 800 \varnothing$ avec $\varnothing$ = diamètre du fil constituant le cable. Les cobles présentent une partie parabolique et une partie rectiligne



La zone de relevage des cables est définie par la longueur l_0

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

$$7,89 \leqslant l_0 \leqslant 10,65 \quad \text{On prend } l_0 = 9\,m$$

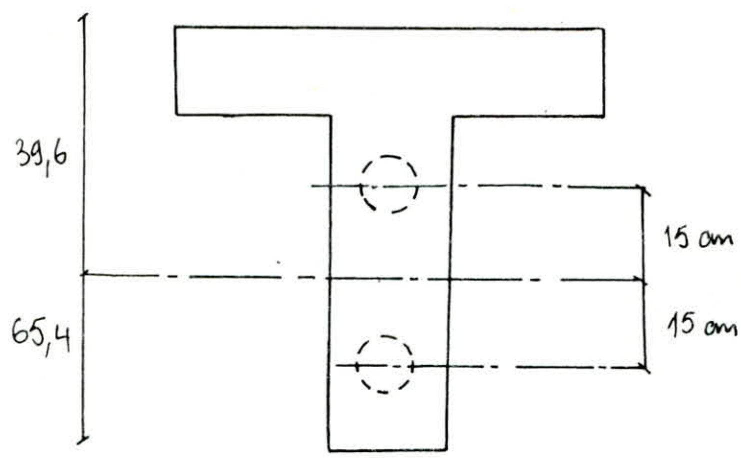
L'equation de la partie parabolique s'ecrit sous forme $y = ax^2 = f(x)$
On a $x = l_c \Rightarrow y = a l_c^2$ avec $y_i = y_i - d'$

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

Coordonnées des cables emergeants ① et ②

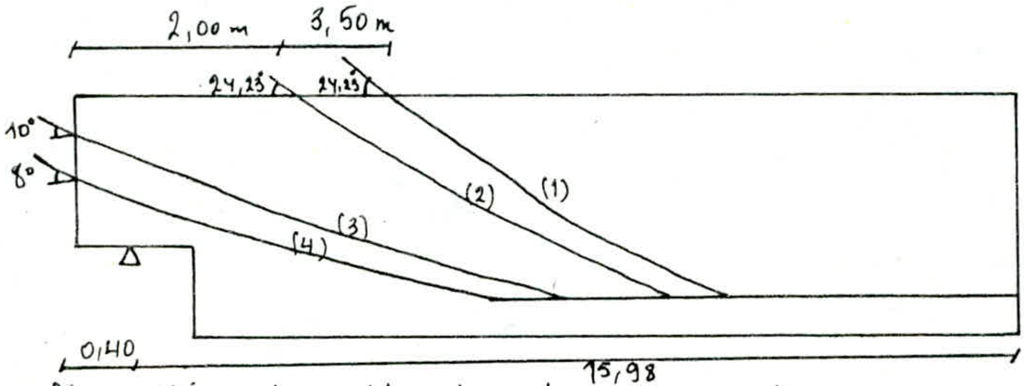
Cables	$\alpha°$	d' cm	d_i (m)	d_c (m)	a (m^{-1})
1	24,23	13,1	4,4	6,08	$3,699.10^{-2}$
2	24,23	6,5	7,6	6,38	$3,527.10^{-2}$

Cables d'about :



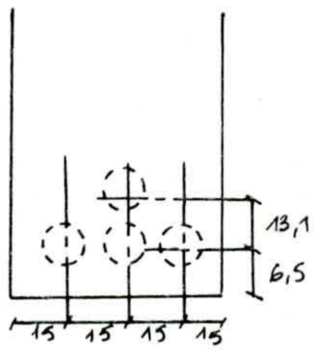
Coordonneés des cables d'about

Cables	$\alpha°$	d' (cm)	dc (m)	di (m)	a (m^{-1})
3	10	6,5	8,37	8,01	$1{,}05.10^{-2}$
4	8	6,5	6,23	10,15	$1{,}3.10^{-2}$



Disposition des cables dans la section mediane

Les cables sont groupés et présentent une excentricité



Tracé du cable équivalent

On doit disposer convenablement les cables afin que les contraintes dûes à la precontrainte et aux charges et surcharges prises en somme ne doivent pas dépasser les contraintes admissibles dans n'importe quelle section de la poutre

Calcul des caractéristiques géométriques nettes des sections et des excentricités du cable equivalent dans chaque section.

C'est la section poutre + dalle qui est prise en compte

$$S^{\Delta}_{net} = B_{net} \cdot V_i \Rightarrow V_i = \frac{S^{\Delta}_{net}}{B_{net}} = \frac{S_{br} - S\phi}{B_{br} - B\phi}$$

$$d' = \frac{\sum B_i(\phi) \times d'_i}{\sum B_i \phi} \; ; \; S(\phi) = B(\phi) \cdot d' \; ; \; I^{net}_{\Delta} = I^{br}_{\Delta} - I_{\Delta}\phi \text{ avec } I_{\Delta}(\phi) = I_0\phi + (\sum B_i(\phi) \cdot d'^2$$

$$\Rightarrow I^{net}_{G} = I^{net}_{\Delta} - S^{net}_{\Delta} \cdot V_i \; , \; V_s = h_t - V_i$$

avec : S_{br} : moment statique de la section brute par rapport à la fibre inférieure (axe Δ)

$S(\phi)$: moment statique des trous par rapports à la fibre inferieure

B_{net} : Section nette

B_{br} : Section brute

$B(\phi)$: Section des trous

I^{br}_{Δ}, I^{net}_{Δ} : moment d'inertie respectivement de la section brute et section nette par rapport à la fibre inferieure

I_G^{net} : moment d'inertie de la section nette par rapport à la fibre passant par le C.d.g de la section nette.

V_s ; V_i distance respectivement entre le c.d.g de la section nette et la fibre supérieure et le C.d.g de la section nette et la fibre inferieure.

Exemple de Calcul

Section d'about

Cables	α_i°	z_i (cm)	$\cos\alpha_i$	$z_i \cos\alpha_i$	d_i' (cm)
1	—	—	—	—	—
2	—	—	—	—	—
3	10	12,85	0,9848	12,65	80,3
4	8	-17,15	0,99	-16,98	50,3

Ce qui nous donne $Z = \dfrac{\sum z_i \cos\alpha_i}{\sum \cos\alpha_i} = -2,19$ cm

$z_i = d_i' - V_i$, $e = -V_i + d'$ $\Rightarrow$ $V_i = 67,45$ cm ; $I_G = 10649151,39$ cm^4

$e = -2,15$; $i^2 = 1090,925$ cm^2

La récapitulation des résultats nous donne les valeurs des caractéristiques des sections

Sections	B_{nette} (cm²)	Vs (cm)	Vi (cm)	I_G cm^4	e (cm)	d' (cm)
About	9761,576	37,55	67,45	10649151,39	-2,15	65,3
Juste avant l'emergence du cable n° 2	13627,36	68,02	101,98	34402287,16	-25,7	76,28
Juste après l'émergence du cable n° 2	13661,57	67,99	102,01	34402045,45	-62,58	39,43
Juste avant l'emergence du cable n° 1	8608,36	60,37	109,63	28723678,16	-55,44	54,19
Juste après l'emergence du cable n° 1	8574,15	60,21	109,79	28361034,05	-87,53	22,26
Section L/4	8574,15	59,83	110,17	28049658,13	-89,97	20,2
Section mediane	8574,15	59,64	110,36	27734941,84	-102,21	8,15

Premier fuseau limite :

Coordonnées du noyau central

$a = -\dfrac{i^2}{V_s}$: borne superieure et $a' = -\dfrac{i^2}{V_i}$: bonne inferieure

les valeurs limites de l'excentricité de la précontrainte sont :

$e_1 = a' - \dfrac{M_G}{N}$ et $e_2 = a - \dfrac{M_G + M_Q}{N}$

Deuxième fuseau limite

Les valeurs Limites de l'excentricité du cable équivalent sont :

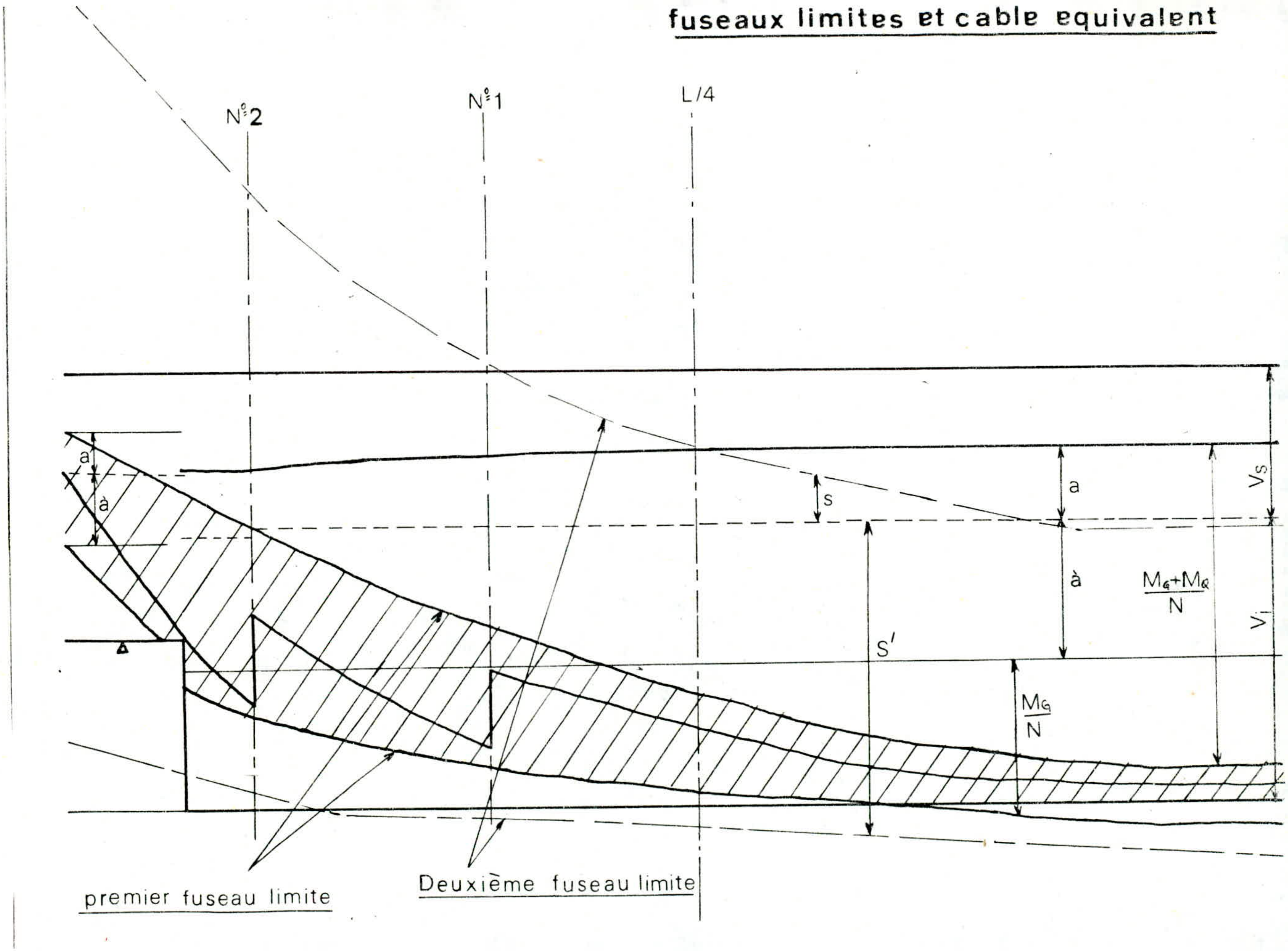
$S_1 = \left(\dfrac{\bar{\sigma} B}{N} - 1\right)\dfrac{i^2}{V_s} - \dfrac{M_G + M_Q}{N}$ en charge

$S_2 = -\left(\dfrac{\bar{\sigma} B}{N} - 1\right)\dfrac{i^2}{V_i} - \dfrac{M_G}{N}$ à Vide

Le tracé de ces deux fuseaux se limitera aux 3 sections (mediane, $\frac{L}{4}$, about).
Les valeurs de e_1 et e_2, S et S′ pour les sections : about, quart, médiane sont regroupées dans le tableau suivant, ces valeurs vont nous servir pour tracer le fuseau limite

Section	B (cm²)	−a′ (cm)	a (cm)	N (t)	M_G (tm)	$\frac{M_G}{N}$	$\frac{M_{G+Mq}}{N}$	S (cm)	S′ (cm)	e_1 (cm)	e_2 (cm)	$\frac{\bar{\sigma} B}{N}$
about	9761,57	29,05	16,17	218,69	0	0	0	+188,53	−104,74	−29,05	16,17	7,49
quart	8574,15	54,6	29,69	439,16	217,22	49,46	94,87	29,79	−117,15	−104,14	−65,18	3,28
milieu	8574,15	54,2	29,31	442,97	289,63	65,38	125,4	−3,37	−131,33	−119,62	−96,09	3,25

fuseaux limites et cable equivalent



PERTE ET CHUTES DE TENSION

Deux cas de pertes accompagnent la précontrainte

Les pertes instantanés
- frottements
- Recule d'ancrage
- Raccourcissement instantanée du béton

Les pertes différeés
- fluage du béton
- Retrait du béton
- Relaxation des aciers

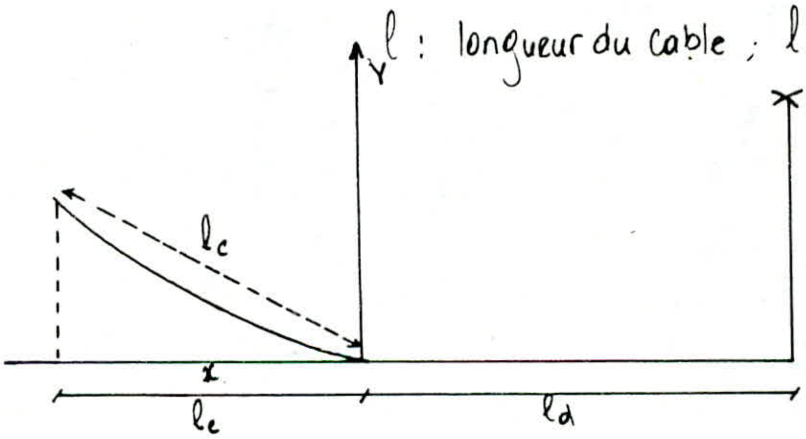
Evaluation des pertes

Pertes instantaneés

Pertes par frottements : Ces pertes sont évalueés avec la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{fr} = \sigma_0 \left[f.\alpha + \varphi l \right]$$

avec
f : coefficient de frottement cable gaine : $f = 0,23$
α : angle de relevage de cable gaine en rd
φ : coefficient de perte en ligne ; $\varphi = 0,0017$ rd/m
σ_0 : contrainte initiale à la mise en tension
$\sigma_0 = \min\left(0,85\, R_g,\ 0,95\, T_g\right) = 14060$ kg/cm²
l : longueur du cable ; $l = l_d + l_c$



Calcul de l_c

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

Le tronçon l_c est parabolique d'equation $y = ax^2 \Rightarrow dy = 2ax\,dx$

En effectuant un changement de variable

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

Pertes par Frottement entre la section d'about et la section médiane

cables	$\alpha^{(0)}$	$\alpha^{(rd)}$	$x^{(m)}$	$l_c^{(m)}$	$l_d^{(m)}$	$l^{(m)}$	$\varphi.L$	$f.\alpha$	$\Delta\sigma_{fr}$ (kg/cm²)
1	24,93	0,423	6,08	6,279	4,4	10,679	0,0185	0,0973	1623,22
2	24,23	0,423	6,38	6,589	7,6	14,189	0,0241	0,0973	1706,88
3	10	0,1745	8,37	8,423	8,01	16,433	0,0279	0,0401	956
4	8	0,1396	6,23	6,257	10,15	16,407	0,0278	0,0321	843,6

$\Delta\sigma_{fr}^{moy} = 1282,4$ Kg / cm²

Pertes par frottement entre la section d'about et la section d'émergence du cable n° 2

cables	$\alpha^{(0)}$	$\alpha^{(rd)}$	$x^{(m)}$	$l_c^{(m)}$	$l_d^{(m)}$	$l^{(m)}$	$\varphi.l$	$f.\alpha$	$\Delta\sigma_{fr}$
1	–	–	–	–	–	–	–	–	–
2	–	–	–	–	–	–	–	–	–
3	7,62	0,133	6,37	6,39	0	6,39	0,01086	0,03059	582,8
4	6,27	0,1094	4,23	4,24	0	4,24	0,0072	0,0252	455,5

$\Delta\sigma_{fr}^{moy} = 519,17$ kg/cm²

Pertes par frottement entre la section d'about et la section d'émergence du cable n° 1

cables	$\alpha^{(0)}$	$\alpha^{(rd)}$	$X^{(m)}$	$l_c^{(m)}$	$l_d^{(m)}$	$l^{(m)}$	$\varphi.L$	$f.\alpha$	$\Delta\sigma_{fr}$
1	–	–	–	–	–	–	–	–	–
2	13,02	0,227	3,33	3,36	0	3,36	0,0057	0,0522	8,4
3	3,449	0,06	2,92	2,92	0	2,92	0,00496	0,0138	263,7
4	1,087	0,019	0,78	0,78	0	0,78	0,0013	0,0044	79,7

$\Delta\sigma_{fr}^{moy} = 385,8$ kg/cm²

Recul d'ancrage

$$X = \sqrt{\frac{\varphi.E_a}{\sigma_0\left(\frac{f.\alpha}{\ell} + \varphi\right)}} \quad \text{et} \quad \Delta\sigma_{recul} = 2\sigma_0\left[f.\alpha + \varphi\right]\frac{x}{l} = \frac{2\varphi}{X}E_a$$

$$\Delta\sigma_{recul(x)} = \Delta\sigma_{recul} = \frac{X - x}{X} = 2\varphi.E_a\frac{X-x}{X^2}$$

cables	X (m)	Section			
		about	2 m	5,5 m	mediane
1	10,15	-	-	1718	0
2	12,53	-	2535	1693	0
3	18,01	2099	1866	1458	178
4	19,17	1972	1766	1406	277

Raccourcissement instantoné du béton

$$\Delta\sigma_{racc} = \frac{1}{2}\frac{E_a}{E_i}\sigma'_{bj} \qquad \text{avec } \sigma'_{bj} = 110,4 \text{ kg/cm}^2$$

$E_a = 2,1 \times 10^6$ Kg/cm² ; $E_i = 21000\sqrt{\sigma'_{28}} = 21000\sqrt{400} = 420.000$ kg/cm²

On trouve $\Delta\sigma_{racc} = 276$ kg/cm²

Pertes differeés

Fluage : $\Delta\sigma_{fluage} = 2 \times \frac{E_a}{E_i}\sigma'_{bj} = \frac{2 \times 2,1 \times 10^6}{420.000} \times 110,4 = 1104$ kg/cm²

Retrait : $\Delta\sigma_{retrait} = \varepsilon_r \cdot E_a = 3,5.10^{-4} \times 2,1 \times 10^6 = 735$ Kg/cm²

Relaxation des aciers :

$$\Delta\sigma_{relaxe} = \max\begin{cases} \frac{2,4\ \rho_{1000}}{100} \times \frac{\sigma_{P_i} - 0,55\ R_g}{0,25\ R_g}\sigma_{P_i} & \rho_{1000} = 3\% \\ \frac{\rho_{3000} + 2,5}{100} \times \frac{\sigma_{P_i} - 0,55\ R_g}{0,25\ R_g}\sigma_{P_i} & \rho_{3000} = 3,5\% \ ;\ R_g = 1850 \text{ kg/c} \end{cases}$$

avec $\sigma_{P_i} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{frott} - \Delta\sigma_{rec} - \Delta\sigma_{racc}$

On a : $\sigma_{P_i} = \sigma_0 - \Sigma\Delta\sigma$ instantanés , avec $\sigma_0 = 14800$ kg/cm²

$\sigma_{P_i} = 14800 - 1282,4 - 227,5 - 276 = 13014,1$ kg/cm² $> 0,55 R_g = 10$

$$\Delta\sigma_{rel} = \max\begin{cases} 5,75 \text{ kg/cm}^2 \\ 202,5 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \Delta\sigma_{rel} = 202,5 \text{ Kg/cm}^2$$

l'IP₂ propose de prendre les pertes differeés égales à :

$$\Delta\sigma_{diff} = \begin{cases} \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu} + \Delta\sigma_{relax} - \frac{\Delta\sigma_{rel}\left[\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu}\right]}{\sigma_{P_i} - 0,55\ R_g} \\ \text{Si } \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu} < \sigma_{P_i} - 0,55\ R_g \\ \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu} \quad \text{Sinon} \end{cases}$$

On remarque que $\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu} > \sigma_{P_i} - 0,55 R_g$

avec $\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu} = 1839$ Kg/cm² et $\sigma_{P_i} - 0,55 R_g = 1017,5$ kg/cm²

Donc $\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu} = 1839$ Kg/cm²

VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

Differentes phases d'exécution :
Les verifications des contraintes se feront suivant les phases d'exécution ci-après

Phase 1 :
on coule la poutre au sol et une fois le béton durcit on tire les cables ③ et ④, la section résistante est la section de la poutre seule, les contraintes prises en considération sont celles engendrées par :
- le poids propre de la poutre
- la precontrainte des deux premiers cables mis en tension

Phase. 2.
les poutres sont mises en place et la dalle coulée mais encore fraiche non résistante, les contraintes à prendre en compte :
- poids propre de la poutre, poids propre de la dalle et entretoise revenant à la poutre, la précontrainte résiduelle de la 1ère série de cable.

Phase 3
la dalle a durcit et participe à la résistance, la deuxième serie de cables est tirée, les contraintes prises en compte seront celles produites par :
poids propre de la poutre, poids propre de la dalle et entretoise revenant à la poutre, precontrainte résiduelle de la première serie de cable, précontrainte des deux cables émergeants mis en tension

Phase 4 :
Superstructure est mise en place (Trottoirs, garde corps...), les contraintes prises sont :
Poids propre de la poutre, poids propre de la dalle + entretoise revenant à la poutre, poids propre de la superstructure, précontraintes résiduelles des deux Series de cable

Phase 5 :
C'est une phase de vérification en service, on applique les surcharges qui engendrent les plus défavorables dans notre cas c'est le convoi exceptionnel C_D

Contrainte initiale de calcul
la vérification se fera pour la section médiane

$$\sigma_i = \sigma_0 - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_{recu} - \Delta\sigma_{racc}$$

Tout calcul fait pour la section médiane et pour tous les cables on trouve

$$\sigma_i^{moy} = 13014,1 \text{ kg/cm}^2$$

Caractéristiques geometriques nettes de la section médiane

Section	B (cm²)	I (cm⁴)	i^2 (cm²)	V_s (cm)	V_i (cm)	e (cm)
poutre seule	5674,15	16837649,44	2967,43	65,01	84,99	-76,84
poutre + dalle	8574,15	27734941,84	3234,71	59,64	110,36	-102,4

Vérification des contraintes

Phase 1. $\sigma_0 = 13014,1\ kg/cm^2$

L'effort N de précontrainte des 2 cables d'about sera : $N = 2 \times \sigma_0 \times \omega$
$= 2 \times 13014,1 \times 9,73 = 253254,38\ kg$

Contraintes dûes à N sont :

Fibre superieure : $\sigma_{P_s} = \frac{N}{B}\left(1 + \frac{e \times V_s}{i^2}\right) = \frac{253254,38}{5674,15}\left(1 - \frac{76,84 \times 65,01}{2967,43}\right) = -30,5\ kg/cm^2$

fibre inferieur : $\sigma_{P_I} = \frac{N}{B}\left(1 - \frac{e \times V_i}{i^2}\right) = \frac{253254,38}{567}\left(1 + \frac{76,84 \times 84,99}{2967}\right) = 14286\ kg/cm^2$

Contraintes dûes aux charges

$\sigma' = \frac{MV}{I} \Rightarrow \begin{cases} \text{fibre superieure} : \sigma_s = \frac{M V_s}{I} = \frac{146,92 \times 65,01 \times 20^5}{16837649,44} = 56,72\ kg/cm^2 \\ \text{fibre inferieure} : \sigma_I = -\frac{M.V_I}{I} = -\frac{146,92 \times 84,99 \times 10^5}{16837649,44} = -74,16\ kg/cm^2 \end{cases}$

avec $M = \frac{q l^2}{8} = 146,92\ t.m$

On aura comme constantes effectives

fibre superieure : $\sigma_s = -30,5 + 56,72 = 26,22$ Kg / cm²

fibre inferieure : $\sigma_I = 142,86 - 74,16 = 68,7$ kg / cm²

A la fin de cette phase on considère qu'on a un tiers des pertes differées qui est consommé.

Donc on aura $\sigma' = \sigma - \frac{1}{3}\sigma_{diff} = 13014,1 - \frac{1}{3} \times 1839 = 12401,1$ kg/cm²

$N' = 12401,1 \times 2 \times 9,73 = 241325,41$ kg

$\Rightarrow \begin{cases} \text{Fibre superieure } \sigma_{P_s} = -29,06 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Fibre inferieure } \sigma_{P_I} = 136,13 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

Les contraintes effectives seront :

$\sigma_{F_s} = 56,72 - 29,06 = 27,66$ kg / cm²

$\sigma_{F_I} = -74,16 + 136,13 = 61,97$ kg / cm²

Phase : 2.

Les cables d'about vont encore subir une perte estimée à $\frac{1}{3} \Delta\sigma_{diff}$

La Contrainte sera : $\sigma'' = 12401,1 - \frac{1}{3} \times 1839 = 11788,1$ kg / cm²

$N'' = 11788,1 \times 2 \times 9,73 = 229396,42$ Kg

fibre superieure : $\sigma_{P_s} = -27,62$ Kg / cm²

fibre inferieure : $\sigma_{P_I} = 129,4$ kg / cm²

Le moment dû aux efforts exterieurs : $M = 244,46$ t.m

Les contraintes sont : $\sigma_s = 94,38$ kg / cm²

$\sigma_I = -123,39$ kg / cm²

Les contraintes effectives : $\sigma_{F_s} = 66,76$ kg / cm²

$\sigma_{F_I} = 6,01$ kg / cm²

Phase : 3

La dalle participe à la résistance : Cable (1) et (2) , $\sigma_i = 13014,1$ kg/cm² $\Rightarrow N_1 = 253254,38$

cable (3) et (4) $\sigma' = 11788,1 - \frac{1}{3} \times 1839 = 11175,1$ kg/cm²

$\Rightarrow N'_1 = 217467,446$ kg

$\Rightarrow N = 470721,82$ kg / cm²

(F.s) $\rightarrow \sigma_{P_S} = -48,75$ kg / cm²

(F.I) $\rightarrow \sigma_{P_I} = 246,7$ kg / cm²

Contraintes produites par le poids propre de la poutre + poids de la dalle revenant à la poutre

F.S $\rightarrow \sigma_s = 52,57$ kg/cm² ; F.I $\rightarrow \sigma_I = -97,27$ kg/cm²

Les contraintes effectives seront :

$\sigma_{F.S} = 3{,}82\ Kg/cm^2$, $\sigma_{F.I} = 149{,}43\ Kg/cm^2$

A la fin de cette phase les cables (1) et (2) vont subir une perte de $\frac{1}{3}\Delta\sigma_{diff}$

On trouve $\sigma = 12401{,}1\ Kg/cm^2 \Rightarrow N = 241325{,}41\ Kg$

Donc $N_T = 458792{,}85\ Kg$

$\Rightarrow \sigma_{P.S} = -47{,}51\ Kg/cm^2$, $\sigma_{P.I} = 240{,}45\ Kg/cm^2$

Les contraintes effectives seront $\sigma_{F.S} = 5{,}06\ Kg/cm^2$, $\sigma_{F.I} = 143{,}18\ Kg/cm^2$

Phase : 4

A cette phase là on aura mis en place la superstructure (Trottoirs, revêtements, glissière, garde - corps)

$M_G = 291{,}11\ t.m$, ce moment engendre les contraintes suivantes :

$\sigma_{G.S} = 62{,}6\ Kg/cm^2$; $\sigma_{G.I} = -115{,}84\ Kg/cm^2$

La serie (3) et (4) a subi toutes les pertes : $N_1 = 217467{,}446\ Kg$

La 2ème serie va subir une perte estimeé à $\frac{2}{3}\sigma_d$, $\sigma = \sigma_0 - \frac{2}{3}\sigma_d = 11175{,}1\ Kg/cm^2$

$\Rightarrow N_2 = 217467{,}446 \Rightarrow N_T = 434934{,}89\ Kg$

Les contraintes engendreés sont :

$(F.S) \Rightarrow \sigma_{P.S} = -45{,}04\ Kg/cm^2$ $(F.I) \Rightarrow \sigma_{P.I} = 227{,}95\ Kg/cm^2$

Les contraintes effectives seront :

$\sigma_{F.S} = 17{,}56\ Kg/cm^2$; $\sigma_{F.I} = 112{,}11\ Kg/cm^2$

Phase : 5

Le convoi D est celui qui engendre le moment le plus défavorable à la section médiane

$M_{G+Q} = 555{,}52\ t.m \Rightarrow (F.S) \rightarrow \sigma_S = 119{,}46\ Kg/cm^2$;

$(F.I) \rightarrow \sigma_I = 221\ Kg/cm^2$

On aura pour valeurs des contraintes effectives

$(F.S) \Rightarrow \sigma_{F.S} = 74{,}42\ Kg/cm^2$

$(F.I) \Rightarrow \sigma_{F.I} = 6{,}9\ Kg/cm^2$

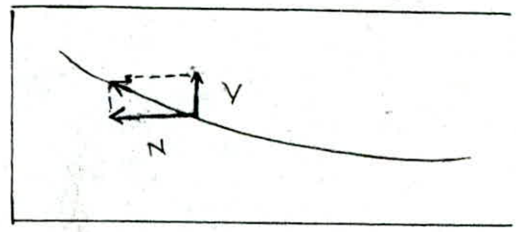
Conclusion : Toutes les contraintes effectives sont admissibles ce qui place notre section dans la sécurité

VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

Dans une section quelconque le relevage des cables introduit deux composantes pour la force de precontrainte

$N = \sum P \cos \alpha_i$ et $V = \sum P \sin \alpha_i$

N : composante normale
V : composante tangentielle
P : force de precontrainte par cable
α_i : Angle de relevage



Pour cela il resulte un effort tranchant reduit : $T_r = \varphi - \sum P \sin \alpha_i$
avec φ = effort tranchant dû aux sollicitations extrêmes

Contrainte de cisaillement.

La contrainte de cisaillement est donneé par la relation suivante :

$$\tau_b = \frac{T.S}{b_0 . I}$$ avec τ = effort tranchant
b_0 = épaisseur nette de l'âme
S : m^t statique par rapport à l'axe qui passe par le c.d.g
I = moment d'inertie.

$$z = \frac{I}{S}$$

Contrainte de cisaillement admissible :

La contrainte admissible de cisaillement $\bar{\tau}$ est donneé par la formule de CHALOS - BETEILLE (IP$_1$)

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

σ_g : Contrainte au niveau du c.d.g de la section
$\bar{\sigma}'$ et $\bar{\sigma}$ Sont respectivement les contraintes admissibles en compression et en traction définies dans l'IP$_1$

$\bar{\sigma}' = 0{,}42\ \sigma'_j$ en service $\Rightarrow \bar{\sigma}' = 168$ kg/cm² (j = 28 jours)
$\bar{\sigma}' = 0{,}55\ \sigma'_j$ en charge $\Rightarrow \bar{\sigma}' = 220$ kg/cm²

Contrainte de rupture en traction : $\sigma'_{28} = 31$ kg/cm²

$\bar{\sigma} = 0{,}42\ \sigma'_j$ en Service $\Rightarrow \bar{\sigma} = 13$ kg/cm²
$\bar{\sigma}' = 0{,}55\ \sigma'_j$ en Charge $\Rightarrow \bar{\sigma}' = 17{,}05$ kg/cm²

On doit verifier pour chaque phase que $\tau < \bar{\tau}$

Caracteristiques de la section d'about

Section	B cm²	I cm⁴	V_s cm	V_i cm	i^2 cm²	e cm	$\sum \cos \alpha_i$	$\sum \sin \alpha_i$
poutre seule	6861,57	4735282,3	33,42	51,58	690,11	13,72	1,975	0,313
Poutre + Dalle	9761,576	10649161,39	37,55	67,45	1090,925	−2,15	1,976	0,313

Contrainte initiale à l'about $\sigma_i = \sigma_0 - \sum \sigma_{inst}$

$\sigma_i = 14800 - 2035,5 - 276 = 12488,5$ Kg / cm²

Phase : 1

Contrainte résiduelle : $\sigma_i' = 12488,5 - \frac{1}{3} 1839 = 11875,5$ kg / cm²

$N = P \sum \cos \alpha_i = 11875,5 \times 9,73 \times 1,975 = 228208,5$ kg

$V = P \sum \sin \alpha_i = 11875,5 \times 9,73 \times 0,313 = 36166,7$ kg

$T_r = T_G - V = 18,38 - 36,16 = -17,78$ t

$b_0 = 60 - 6,6 = 53,4$ cm

$S = (51,58)^2 \times \frac{60}{2} - 34,2 \times (13,72)^2 = 73377,14$ cm³

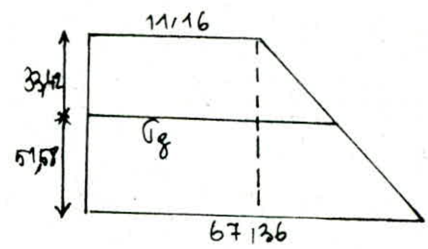
$\Rightarrow z = \frac{I}{S} = 64,53$ cm donc $\tau = \frac{I}{b_0 z} = -\frac{17,78 \cdot 10^3}{53,4 \times 64,53} = -5,16$ kg / cm²

Calcul de $\bar{\tau}$

Contraintes dûes à N :

F.s $\quad \sigma_s = \frac{N}{B}\left(1 + \frac{e \cdot v_s}{i^2}\right) = 11,16$ Kg / cm²

F.I $\quad \sigma_I = \frac{N}{B}\left(1 - \frac{e \cdot v_i}{i^2}\right) = 67,36$ kg / cm²



Donc $\sigma_g = 11,16 + 56,2 \times \frac{33,42}{85} = 33,26$ Kg / cm²

$\Rightarrow \bar{\tau}^2 = 728,1$ kg² / cm⁴ $\Rightarrow \bar{\tau} = 26,98$ kg / cm²

On a donc bien $\tau < \bar{\tau}$

Phase : 2

Contrainte résiduelle : $\sigma_0 = 11875 - \frac{1}{3} 1839 = 11262$ kg / cm²

$N = 11262 \times 9,73 \times 1,975 = 216419,04$ Kg

$V = 11262 \times 9,73 \times 0,313 = 34298,31$ Kg

$T_r = T_G - T_V = 30595,74 - 34298,31 = 3702,56$ kg

donc $\tau = \frac{-3702,56}{53,4 \times 64,53} = -1,07$ Kg / cm²

Contraintes produites par N

F.s $\quad : \sigma_s = \frac{216419,04}{6861,57}\left(1 - \frac{13,72 \times 33,42}{690,11}\right) = 10,58$ kg / cm²

F.I $\quad : \sigma_I = \frac{216419,04}{6861,57}\left(1 + \frac{13,72 \times 51,58}{690,11}\right) = 63,88$ kg / cm²

$\Rightarrow \sigma_g = 10,58 + (63,88 - 10,58) \times \frac{33,42}{85} = 31,54$ Kg / cm²

$\Rightarrow \bar{\tau}^2 = \frac{17,05}{220}(220 - 31,54)(17,05 + 31,54) = 709,65$ Kg² / cm⁴ $\Rightarrow \bar{\tau} = 26,64$ Kg / cm²

Donc $\quad \tau < \bar{\tau}$

Phase : 3

Section résistante = Poutre + dalle

Contrainte résiduelle dans chaque cable d'about $\sigma = 11262 - \frac{1}{3}\, 1839 = 10649$ kg/cm²

$N = 10649 \times 9{,}73 \times 1{,}975 = 204639{,}17$ Kg

$V = 10649 \times 9{,}73 \times 0{,}313 = 32431{,}42$ kg

$T_r = T_G - V = 30595{,}74 - 32431{,}42 = -1835{,}68$ kg

$z = \frac{I}{S} = \frac{10649151{,}39}{136326{,}98} = 78{,}11$ cm • donc $\tau = \frac{T}{b_0 z} = -\frac{1835{,}68}{53{,}4 \times 78{,}11} = -0{,}44$ kg/cm²

Contraintes engendrées par N

$F_S : \sigma_S = \frac{204639{,}17}{9761{,}576}\left(1 - \frac{2{,}15 \times 37{,}55}{1090{,}925}\right) = 19{,}41$ kg/cm²

$F_I : S_I = \frac{204639{,}17}{9761{,}576}\left(1 + \frac{2{,}15 \times 67{,}45}{1090{,}925}\right) = 23{,}75$ kg/cm²

$\Rightarrow \sigma_g = 19{,}41 + (23{,}75 - 19{,}41) \times \frac{37{,}55}{105} = 20{,}96$ kg/cm²

$\bar{\tau}^2 = \frac{17{,}05}{220}(220 - 20{,}96)(20{,}96 + 17{,}05) = 586{,}35$ Kg²/cm⁴

$$\bar{\tau} = 24{,}21 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \tau < \bar{\tau}$$

Phase : 4

Toutes les pertes ont été consommées

$N = 204639{,}17$ Kg

$V = 32431{,}42$ Kg

$T_r = T_G - V = 36434{,}29 - 32431{,}42 = 4002{,}87$ Kg

$\tau = \frac{T}{b_0 \cdot z} = \frac{4002{,}87}{53{,}4 \times 78{,}11} = 0{,}96$ Kg/cm²

$\Rightarrow \bar{\tau}^2 = \frac{13{,}02}{168}(168 - 20{,}96)(13{,}02 + 20{,}96) = 387{,}22$ Kg²/cm⁴

$\Rightarrow \bar{\tau} = 19{,}68$ Kg/cm² $\Rightarrow \tau < \bar{\tau}$

Phase : 5

$N = 204639{,}17$ Kg

$V = 32431{,}42$ Kg

$T_r = T_G + T_{surcharge} - T_V = (36434{,}29 + 33250) - 32431{,}42 = 37252{,}87$ Kg

$\Rightarrow \tau = \frac{37252{,}85}{53{,}4 \times 78{,}11} = 8{,}93$ kg/cm² $< \bar{\tau} = 19{,}68$ kg/cm²

Tableau récapitulatif

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5
$\lvert\tau\rvert$ Kg/cm²	5,16	1,07	0,44	0,96	8,93
$\bar{\tau}$ Kg/cm²	26,98	26,64	24,21	19,68	19,68

Le même calcul va être mené pour les 2 autres sections dont les resultats sont regroupés dans les 2 tableaux suivants

Section d'émergence du cable n° 1

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5
$\lvert\tau\rvert$ kg/cm²	16,57	13,56	8,14	7,86	3,01
$\bar{\tau}$ kg/cm²	32,62	32,38	16,57	23,75	23,75

Section d'émergence du cable n° 2

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5
$\lvert\tau\rvert$ kg/cm²	0,1	7,92	6,49	5,8	1,2
$\bar{\tau}$ kg/cm²	26,61	29,45	24,17	1968	19,68

Ferroillage de la poutre

Armatures 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 aux reprises de bétonnage. Ces armatures seront justifiées à partir de la théorie de RITTER-MORSH en tenant compte d'une inclinaison γ tel que :

$$tg\, 2\gamma = \frac{2\tau}{\sigma}$$

Soit n le nombre de cadres de section A'_t

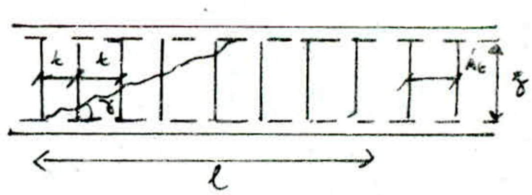
On a : $n = \frac{\ell}{t} = \frac{z}{t\, tg\gamma}$ on doit avoir $\frac{T_r}{n A'_t} \leqslant \bar{\sigma}'_{at}$

$\bar{\sigma}'_{at} = \rho_a \sigma_{ent}$ avec $\rho'_a = \begin{cases} \frac{2}{3} & \text{s'il y a reprise de bétonnage} \\ 1 - \frac{1}{3}\left(\frac{\tau}{\bar{\tau}}\right)^2 & \text{si non} \end{cases}$

Comme $n = \frac{z}{t\, tg\gamma}$ donc on aura $\frac{T_r}{n A'_t} = \frac{T_r}{A'_t} \times \frac{t \cdot tg\gamma}{z} \leqslant \bar{\sigma}'_{at}$ d'où $t \leqslant \frac{\bar{\sigma}'_{at} \times A'_t}{T_r} \times \frac{z}{tg\gamma}$

Toute fois on doit avoir $t \leqslant \bar{t}$

avec $\bar{t} = \inf \begin{cases} h_t\left(1{,}25 - 0{,}95\,\frac{\tau}{\bar{\tau}}\right) \\ b_0\left(5 - 2 \cdot \frac{\tau}{\bar{\tau}}\right) \\ 4 b_0 \end{cases}$



Section d'about

$\sigma_{ent} = 4200$ kg/cm² ; $A'_t = 1{,}57$ cm² (2T10) ; $h_t = 150$ cm

$\rho'_a = 1 - \frac{1}{3}\left(\frac{\tau}{\bar{\tau}}\right)^2$ pas de reprise de bétonnage

$\lvert\tau\rvert = 5{,}16$ kg/cm² $\bar{\tau} = 26{,}98$ kg/cm² $\Rightarrow \rho'_a = 0{,}998 \Rightarrow \bar{\sigma}'_{at} = 4148{,}79$ kg/cm²

$tg\, 2\gamma = \frac{2 \times 5{,}16}{33{,}26} = 0{,}310 \Rightarrow \gamma = 8{,}62° \Rightarrow tg\,\gamma = 0{,}151 \Rightarrow t \leqslant 158{,}6$ cm

$\bar{t} = \inf \begin{cases} 160{,}25 \text{ cm} \\ 246{,}57 \text{ cm} \\ 213{,}6 \text{ cm} \end{cases}$

Pourcentage minimal

$$\bar{\omega}_t = 0{,}25 \frac{ht}{ht + 3b_0} = 0{,}25 \times \frac{150}{150 + 3 \times 53{,}4} = 0{,}12\,\%$$ Ce qui verifie que

$$0{,}1\,\% < \bar{\omega}_t = 0{,}12\,\% < 0{,}2\,\%$$

$$\bar{t} = \frac{A't}{\bar{\omega} b_0} = \frac{1{,}57 \times 100}{0{,}12 \,.\, 53{,}4} = 24{,}3 \text{ cm}$$. on prend $t = 20$ cm

Section d'emergence du cable n° 1

$\tau = 16{,}57$ kg/cm² $\bar{\tau} = 32{,}62$ kg/cm² $z = 77{,}27$ cm

$T_r = 68395{,}42$ kg $\Rightarrow \bar{\sigma}'_{at} = \left[1 - \frac{1}{3}\left(\frac{16{,}57}{32{,}62}\right)^2\right] 4200 = 3838{,}75$ kg/cm²

$$tg\, 2\gamma = \frac{2 \times 16{,}57}{83{,}65} = 0{,}396 \Rightarrow \gamma = 10{,}8° \Rightarrow tg\, \gamma = 0{,}1908 \,;\, t \leqslant 35{,}69 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \inf \begin{cases} 115 \text{ cm} \\ 45{,}4 \text{ cm} \\ 45{,}6 \text{ cm} \end{cases}$$ On prend $t = 40$ cm

% minimal $\bar{\omega}_t = \frac{0{,}25 \times 150}{150 + 3 \times 11{,}4} = 0{,}2\,\% \Rightarrow t = 25$ cm

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

$$\bar{\omega}_l = 0{,}5\, \omega_t = 0{,}5 \times 0{,}12\,\% = 0{,}06\,\%$$

La section minimale est alors : $A_{min} = S_a \times \omega_l = \frac{150 \times 18 \times 0{,}1}{100} = 2{,}7$ cm²

$\Rightarrow$ 3T12

Cadre du talon

$$\bar{\omega}_t \geqslant \frac{C\, \sigma_{28}}{\sigma_{en}} \quad ; \quad \text{Si} \quad D \leqslant C \leqslant 1{,}3\,D$$

$$\bar{\omega}_t \geqslant 1{,}3\, D \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{en}} \quad \text{Si} \quad C > 1{,}3\,D$$

Section mediane

$$t \leqslant \frac{\bar{\omega}_t \,.\, \sigma_{en}}{1{,}3\, D\, \sigma_{28}} \Rightarrow t \leqslant 17{,}8 \text{ cm} \rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

Section d'about $t \leqslant \frac{\bar{\omega}_t \times \sigma_{en}}{1{,}3\, \sigma_{28}} \Rightarrow t \leqslant 17{,}8$ cm $\Rightarrow t = 15$ cm

VERIFICATION A LA RUPTURE

C'est une verification que préconise l'IP_1 (page 44) afin de s'assurer que si les surcharges augmentent de 80% l'ouvrage ne périt pas

Sécurité à la rupture en flexion

Moment de rupture par les aciers

$M_{RA} = 0{,}9\, h\, \omega\, R_g$ avec h = hauteur utile
ω = Section d'aciers
R_g = Contrainte de rupture garantie
M_{RA} = moment de rupture de l'acier

$M_{RA} = 0{,}9 \times 161{,}85 \times 38{,}92 \times 18500$
$= 1048{,}82$ t.m

M_f : moment de fissuration calculé avec une traction ultime : $2\,\sigma_n = 2 \times 31 = 61$ kg/cm²

Pour la fibre inferieure on prend : $\sigma = \sigma_p + \sigma_n$; (σ_p = contrainte dûe à la précontrainte)

$\sigma_p = 240{,}45$ kg/cm² $\sigma = 240{,}45 + 62 = 302{,}45$ kg/cm²

$$M_f = \frac{\sigma I}{V_i} = 302{,}45 \times \frac{27734941{,}84}{110{,}36} = 760{,}1 \text{ t.m}$$

Sécurité par rapport au béton.

Conditions à verifier : $M_G + 1{,}8\, M_Q \leq 0{,}7\, M_{RB}$

$M_{RB_1} = 0{,}35\, b_0\, h^2\, \sigma_n$ (relatif à l'âme) $= 0{,}35 \times 18 \times 161{,}85^2 \times 400 = 660{,}12$ t.m

$$M_{RB_2} = \min \begin{cases} 0{,}8\,(b-b_0) \times h_0 \times \left(h - \frac{h_0}{2}\right) \sigma_n = 1234{,}23 \text{ t.m} \\ 0{,}35\,(b-b_0)\, h^2 \times \sigma_n = 4258{,}32 \text{ t.m} \end{cases}$$

$M_{RB} = 660{,}12 + 1234{,}23 = 1894{,}35$ t.m

$M_G + M_Q = 768{,}23$ t.m $< 0{,}7\, M_{RB} = 1326{,}04$ t.m

Sécurité à la rupture par l'effort tranchant (Section d'about)

Compression des bielles (IP_1)

condition de sécurité : $\sigma = \dfrac{2\tau}{\sin 2\gamma} \leq 0{,}5\,\sigma'_{28}$

l'effort tranchant reduit est : $T_r = T_G + 1{,}8\, T_Q - V$; $T_G = 36{,}43$ t

$T_Q = 33{,}25$ t $V = 23{,}43$ t $\rightarrow$ $T_r = 63{,}85$ t

$$\tau = \frac{T_r}{b_0 z} = \frac{63{,}85 \cdot 10^3}{53{,}4 \times 78{,}11} = 15{,}3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\operatorname{tg} 2\gamma = \frac{2\tau}{\sigma_g} = \frac{2 \times 15{,}3}{20{,}96} = 1{,}46 \Rightarrow \gamma = 27{,}8° \rightarrow \sin 2\gamma = 0{,}825$$

$\sigma = 37{,}08$ kg/cm² $< 0{,}5\,\sigma'_{28} = 200$ kg/cm²

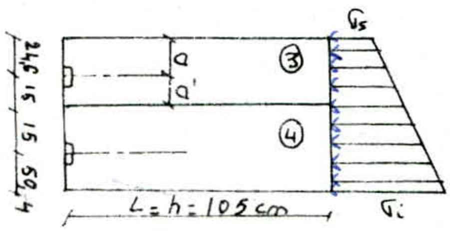
Resistance des armatures transversales

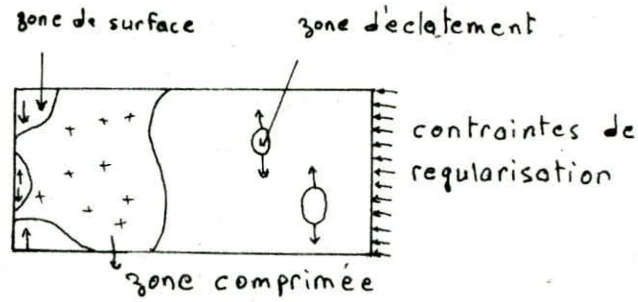
La condition de sécurité : $\sigma'_a = \dfrac{t \cdot T_r \cdot \operatorname{Tg}\gamma}{A_t \cdot z} = \dfrac{15 \times 63852 \times 0{,}527}{1{,}57 \times 78{,}11}$

VERIFICATION DE LA ZONE DABOUT

Introduction : Les Fortes comprèssions appliqueés localement au béton par les ancrages entrainent l'apparition de contraintes et de déformation importantes qui ne peuvent plus être justifieés selon les règles habituelles de la resistance des materiaux

Détermination des efforts





③ : Prisme associé à l'ancrage du cable ③

④ : Prisme associé à l'ancrage du cable ④

a, a' : distance de l'ancrage aux bords du prisme qui lui est associé

L : zone de régularisation des contraintes supposées égale à la hauteur de la poutre

Effort de surface T_s et calcul des frettes :

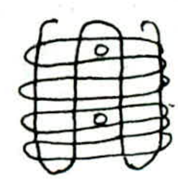
La théorie de M. GUYON nous donne

$$T_s = \left[0{,}04 + 0{,}2\left|\frac{a-a'}{a+a'}\right|^3\right] \times F \; ; \text{ avec } F = \text{Force utile du cable}$$

$$F = 1{,}1 \times 11875{,}5 \times 9{,}7 = 126{,}7 \text{ t}$$

On trouve : $T_{s_{max}} = 5{,}488$ t $\Rightarrow A = \dfrac{T_s}{\bar{\sigma}_a}$ avec $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600$ kg/cm² (acier doux)

$A = 3{,}43$ cm² $\Rightarrow$ nous adoptons une frette verticale ϕ,0 formeé de 4 branch et une frette horizontale commune aux 2 ancrages



Effort d'éclatement (T_e)

Designons par : a_1 = largeur d'ancrage

2a = largeur du prisme fictif avec a < a', si a > a' On prend 2 a'

K = coefficient de reduction , F = Force utile du cable

S = surface du prisme fictif , P = contrainte moyenne d'éclatemen

$\sigma_{y_{max}}$ = Contrainte maximale de l'éclatement

Posons : $y = \dfrac{a_1}{2a}$, $P = \dfrac{F}{S}$; On a : $\sigma_{y_{max}} = 0{,}65\,P\,(1-y)$ [kg/cm²] et $K = 1 - \left(\dfrac{8}{\sigma_{y_{max}}}\right)$

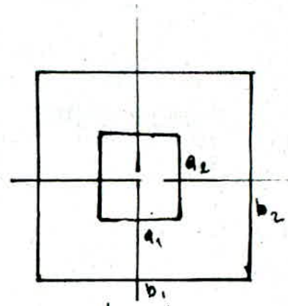
La valeur de l'effort d'éclatement est evaluée approximativement à partir de la règle du prisme symétrique (Prisme fictif) , $T_e = \frac{F}{3}(1-y)\,K$

On trouve $T_e^{max} = 8{,}43$ t $\Rightarrow A = \dfrac{8{,}43 \cdot 10^3}{1600} = 5{,}26$ cm² $\Rightarrow$ 7 ϕ 10 (armatures qui reprennent T_e)

nous prendrons aussi un pourcentage de 0,3 % d'armatures pour reprendre la poussée au vide $A = 0{,}3 \times \dfrac{105 \times 44}{100} = 13{,}86$ cm² Soit 9 ϕ 10

Contrainte maximale sous l'ancrage

$\bar{\sigma}'_{lim} = \frac{1}{1,6} \sigma'_j K$ avec $K = 1 + \left(3 - \frac{a_1}{b_1} - \frac{a_2}{b_2}\right)\sqrt{\left(1 - \frac{a_1}{b_1}\right)\left(1 - \frac{a_2}{b_2}\right)}$.



a_1, a_2 dimensions de la plaque d'ancrage

b_1, b_2 dimensions de la section du prisme ayant même c.d.g que la plaque

Contrainte admissible de compression

$\bar{\sigma}'_{lim} = \frac{1}{1,6} \times 400 \times K = 250\,K$ (Kg/cm²) ; $F_s = \frac{\pi}{4}\left(24^2 - (6,6)^2\right) = 418\ cm^2$

Prisme ③ On prend $a_1 = a_2 = 24$ cm

$b_1 = 44$, $b_2 = 50 \rightarrow K_3 = 1,96$

$\bar{\sigma}'_3 = 250 \times 1,96 = 490$ Kg/cm²

$\sigma'_3 = \sigma'_4 = \frac{F}{S} = \frac{126,7 \cdot 10^3}{418} = 303,11$ Kg/cm² $< \bar{\sigma}'_3 = 490$ Kg/cm²

Prisme ④ $a_1 = a_2 = 24$ cm $b_1 = 44$; $b_2 = 30 \rightarrow K = 1,5$

$\bar{\sigma}'_4 = 1,5 \times 250 = 375$ Kg/cm² $> \sigma'_4 = 303,11$ Kg/cm²

JOINT DE CHAUSSEE

Rôle des joints : les joints sont réalisés pour assurer la continuité de surface de circulation entre deux éléments d'un ouvrage en dépit de leur déplacements relatifs dûs à l'effet des écarts de température, avec retraits differés et aux rotations

Choix du Joint :

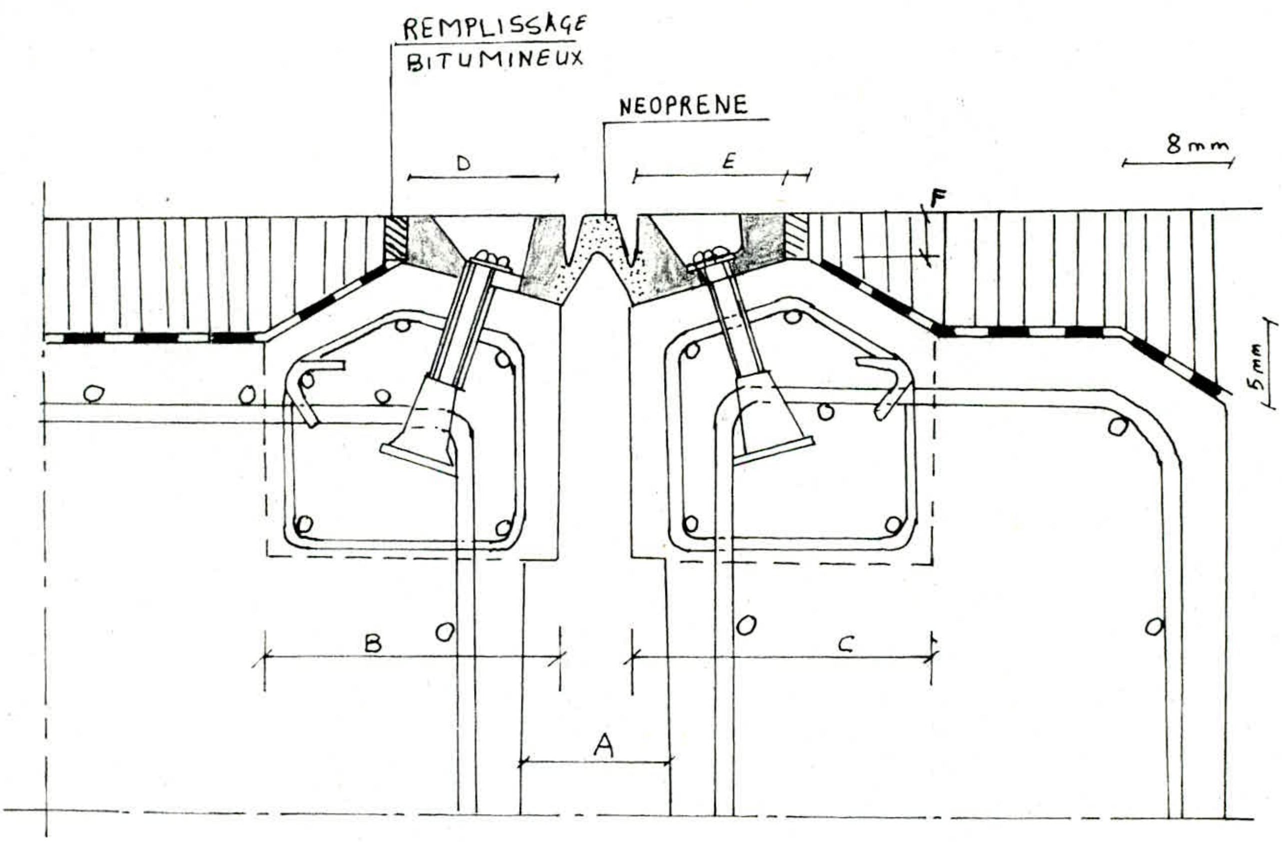
D'après le calcul des déformations, nous avons :

- Souffle max = D_{max} = 26,3 mm
- Souffle min = D_{min} = 2,4 mm

Nous choisissons des joints type MONOBLOC 50 système FREYSSINET INTERNATIONAL.

les caractéristiques de ces joints sont les suivantes :

A [mm]		B [m]	C [mm]	D [mm]	E [mm]	F [mm]
min	max					
20	70	200	200	100	100	30



CALCUL DES DEFORMATIONS

Liberté des déformations

la mise en précontrainte d'une pièce engendre des déformations : flèches, rotation d'appuis, raccourcissement.
Il est impératif que ces déformations puissent librement se produire sous peine de modifier les effets de la précontrainte et par conséquent l'état de contrainte resultant dans les divers sections de la pièce

Flèches et contre flèches :

1/ Flèche dûe au poids propre :

Elle est à mi-travée donnée par la relation suivante : $f_g = \dfrac{5 q_G \ell^4}{384 EI}$ avec $q_G = 2,28\ t/ml$

$E = \frac{1}{3} E_i = \frac{1}{3}\ 420.000 = 140\ 000\ kg/cm^2$, $\ell = 31,96\ m$, $I = 27734941,84\ cm^4$

$\Rightarrow f_g = 8\ cm$

2/ flèche dûe à la précontrainte

La contrainte dans les fils au milieu

- Contrainte de mise en tension initiale : $13014,1\ kg/cm^2$
- Contrainte en service : $11175,1\ kg/cm^2$

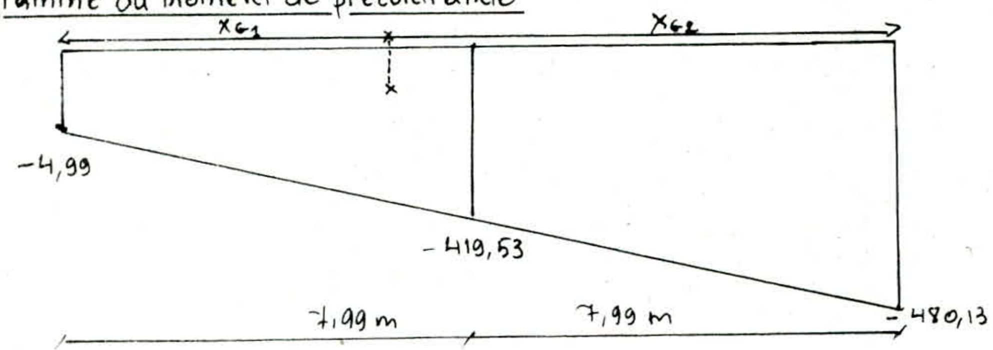
$\Rightarrow$ contrainte moyenne $\sigma'_m = \dfrac{13014,1 + 11175,1}{2} = 12094,6\ kg/cm^2$

La précontrainte par cable $P = 12094,6 \times 9,73 = 117680,46\ kg/cm^2$

Section mediane : $N = P \sum \cos\alpha_i = 117680,46 \times 4 = 470721,83\ kg$
Section quart : $N = P \sum \cos\alpha_i = 117680,46 \times\ = 466673,62\ kg$
Section d'about : $N = P \sum \cos\alpha_i = 117689,46 \times 1,975 = 232395,37\ kg$

Section	N (t)	e (m)	$M_p = N \cdot e$ (t.m)
Mediane	470,72	− 1,02	− 480,13
Quart	466,67	− 0,899	− 419,53
about	232,39	− 0,02	− 4,99

Diagramme du moment de precontrainte



$X_{G_1} = 5,69\ m$; $X_{G_2} = 12,07\ m$

Aires des diagrammes : $A_1 = -1695,95\ t.m^2$, $A_2 = -3594,14\ t.m^2$

La flèche dûe à la précontrainte est donnée par : $f_p = \displaystyle\int_0^{L/2} \frac{M}{EI}\, x\, dx = \frac{1}{EI} \sum X_{G_i} A_i$

moment statique $S_\Delta = \sum X_{G_i} A_i = -40282,84\ t.m^3 \rightarrow f_p = 10,37\ cm$

Flèche de construction

$$f_c = \frac{3}{4}\left(f_p - f_G\right) = \frac{3}{4}\left(10,37 - 8\right) = 1,78\ cm$$

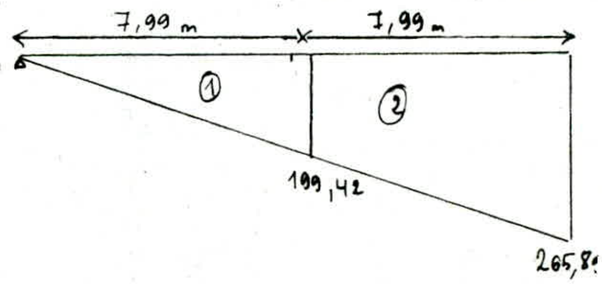
Flèche dûe aux surcharges

La surcharge exceptionnelle est celle qui engendre un moment maximum à mi-travée $\frac{1}{4}$ donc automatiquement la flèche pour ce cas de surcharge est la plus défavorable

Diagramme du moment dû à CD

$X_{G_1} = \frac{2}{3} \times 7{,}99 = 5{,}32$ m ; $A_1 = 796{,}68$ t.m² ; $X_{G_2} = 12{,}17$ m ; $A_2 = 1858{,}91$ t.m²

$SD = \sum X_{G_i} A_i = 26861{,}27$ t.m³



La flèche est donnée par la relation suivante :

$$f_Q = \frac{S_D}{EI} = \frac{26861{,}27\ 10^3 \times 10^6}{420.000 \times 27734941{,}84} = 2{,}3 \text{ cm}$$

Flèche totale à mi-travée

Service à vide $f_1 = f_G + f_p + f_c = 8 - 10{,}37 + 1{,}78 = -0{,}59$ cm

Service en charge $f_2 = f_1 + f_Q = -0{,}59 + 2{,}3 = 1{,}7$ cm

Rotation d'appui

L'expression de la rotation est donnée pour : $\beta = \int_0^L \frac{M}{EI \times L} x\,dx$

* Sous charge permanente

$$\beta_G = \frac{q_G \ell^3}{24\,EI} = \frac{2{,}283 \times 10 \times \overline{3196}^3}{24 \times 140.000 \times 27734941{,}84} = 7{,}99 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

* Sous la surcharge

$$E = E_i = 420.000 \text{ kg/cm}^2; \quad \beta_Q = \frac{1}{2EI}\int M\,dx = \frac{2(796{,}68 + 1858{,}91)\,10^7}{2 \times 420000 \times 27734941{,}84} = 2{,}279 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

* Sous l'effort de précontrainte

$$\beta_P = \frac{1}{2EI}\int_0^L M\,dx = -\frac{2(1695{,}95 + 3594{,}14)}{2 \times 140.000 \times 27734941{,}84} = -0{,}0136 \text{ rd}$$

Rotation totale :

Service à vide : $\beta = \beta_G + \beta_P = (7{,}99 - 13{,}6)\,10^{-3}\text{rd} = -5{,}6 \cdot 10^{-3}\text{rd}$

Service en charge : $\beta = \beta_G + \beta_P + \beta_Q = (7{,}99 - 13{,}6 + 2{,}279)\,10^{-3}\text{rd} = -3{,}33 \cdot 10^{-3}\text{rd}$

Déplacement d'appui

* Deplacement dû à la rotation d'appui

$\Delta_\beta = \beta \frac{ht}{2} = 5{,}6\ 10^{-3} \times \frac{105}{2} = -2{,}94$ mm , ht = hauteur de la poutre à l'appui

* Déplacement dû au fluage

$\Delta f = \frac{1}{2}\frac{\sigma_m}{E}$; $\sigma_m = 68{,}05$ kg/cm² $\rightarrow D_j = 7{,}76 \cdot 10^{-3} = 7{,}76$ mm

* Déplacement dû aux variations de température

$$\Delta_t = \pm \frac{L}{10^4} = \pm \frac{31{,}96}{10^4} = \pm 0{,}0032 \text{ m} = \pm 3{,}2 \text{ mm}$$

* Déplacement dû au retrait

$$D_r = 4 \cdot 10^{-4} \frac{l}{2} = 4 \cdot 10^{-4} \times \frac{31{,}96}{2} = 6{,}39 \text{ mm}$$

** Déplacement maximal

Les poutres sont fabriquées et sont posées sur ses appuis après un certain temps et après mise en tension

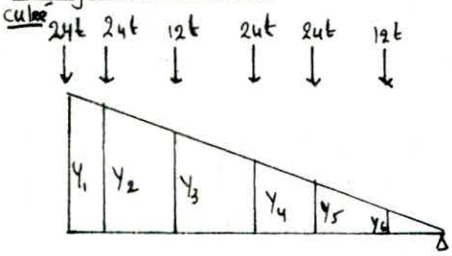
$$D_{max} = \frac{2}{3}(D_\beta + D_r + D_j) + D_t = \frac{2}{3}(2{,}94 + 6{,}39 + 7{,}76) + 3{,}2 = 14{,}59 \text{ mm}$$

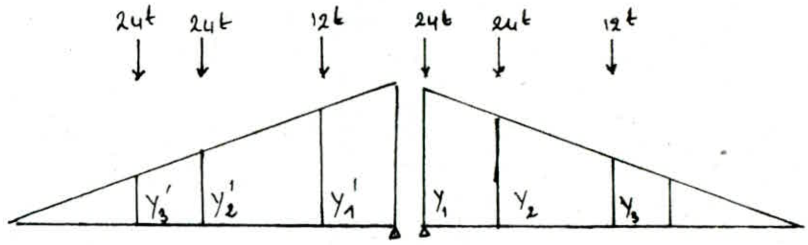
DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS DAPPUI

Les appuis utilisés sont des appuis enrobés d'élastomètre, dans ce type d'appui les toles de frettage sont complètement enrobés dans l'élastometre et l'aspect exterieur de l'appui est celui d'un bloc de caoutchoue ou de néoprène.
Le néoprène constituant les appareils d'appuis est peu compressible mais d'autre part il est très déformable par cisaillement (distorsion), ils permettent la dilatation ainsi que la torsion de la section d'appui dans toutes les directions.

Charges sollicitant l'ensemble de l'ouvrage :

Charges verticales





$Y_1 = 1$; $Y_2 = 0{,}936$; $y_3 = 0{,}744$, $Y_4 = 0{,}592$
$Y_5 = 0{,}488$; $y_6 = 0{,}296$
$R_o = 125{,}85$ t

$y_1 = 1$; $y_2 = 0{,}953$; $y_3 = 0{,}812$
$y_1' = 0{,}859$; $y_2' = 0{,}78$; $y_3' = 0{,}671$
$R_o = 150{,}39$ t

même procedé pour les autres chargements.

Charges / appuis	G (t)	trottoir (t)	A (e) (t)	Bc (t)	Mc 120 (t)	CD (t)	Seisme $\varepsilon = 0{,}07$
culée	240,74	5,27	149,63	125,85	95,68	144,74	± 16,85
pile	656,78	14,38	269,42	150,39	104,75	206,08	± 45,97

Charges horizontales :

Vent : Le vent souffle dans le sens normal à l'axe longitudinal du pont, il developpe une pression P sur la surface exposeé.
$P = 0{,}25$ t/m² (suivant CPC chap III, P = 0,25 pour zone II) ⇒ l'effort horizontal sera : $H_V = P.Lp.h \Rightarrow H_V = 0{,}25 \times 120 \times 2{,}1 = 63$ t

freinage : Les surfaces de chausseé A(e) et Bc sont susceptibles de developper des reactions de freinage, la resultante sera supposeé appliqueé au centre de l'axe Longitudinale

effort de freinage développé par A(e) : $F_A = \dfrac{A}{20 + 0{,}0035\,\Omega}\,\Omega$

avec Ω = surface chargeé = $l \times l_s = 327{,}59$

on trouve $F_A = 12{,}74$ t
effort de freinage développé par B_c : égale à 30 t, poids d'un camion B_c

Seisme :
$\varepsilon_H = 0{,}1$, coefficient d'accélération horizontale du seisme
$H_S = G \times \varepsilon_H = 246{,}6$ t

Variation Linéaire du tablier
ce sont des déformations dues essentiellement au fluage, retrait et aux variations de température, des déformations qui ont un impact direct sur les appuis en

Retrait : On admet que 60% de retrait a lieu avant la mise en place des poutres préfabriquées

$$\frac{\Delta l_r}{L_p} = -\left(\frac{100-60}{100}\,\varepsilon_r\right) \Rightarrow -\Delta l_r = -0{,}4 \times \varepsilon_r \times L_p = -0{,}4 \times 3{,}5\ 10^{-4} \times 120 \Rightarrow \Delta l_r = -16{,}8\ mm$$

Fluage : $\frac{\Delta l_f}{L_p} = 3\,\varepsilon_i = 3\,\frac{\sigma'_m}{E_v} \Rightarrow \Delta l_f = 3\,\frac{\sigma'_m\,L_p}{E_v}$ avec $E_v = 140.000\ kg/cm^2$

(module de la déformation lente du béton), $\sigma'_m = 40{,}5\ kg/cm^2$ contrainte au niveau de la fibre moyenne

Température :

$\Delta l_t = \pm\,\varepsilon_{Dt} \times L_p$ $\quad \varepsilon_{Dt}$ est estimé à 0,3‰.

d'où $\Delta l_t = \pm\ 0{,}0003 \times 120\ 10^3 = \pm\ 36\ mm$

Total des variations linéaires dûes au retrait, fluage, variations de température

allongement : $\Delta l^{+}_{max} = 36\ mm$

retrécissement : $\Delta l^{-}_{min} = -(16{,}8 + 41{,}6 + 36) = -9{,}4{,}4\ mm$

Forces centrifuges

$\frac{R+100}{6R+350}$ si $R < 400$ m (suivant C.P.C)

$R = 350 \rightarrow \frac{R+100}{6R+350} = 0{,}2 \rightarrow F_{cent} = (6 \times 60) \times 0{,}2 = 73{,}47\ t$

Determination des appareils d'appuis

* Reaction d'appui pour la pile : - Sous charge permanante ... $\frac{656{,}78}{18} = 36{,}49\ t$

- Sous A(e) (defavorable) ... $\frac{269{,}42}{18} = 14{,}97\ t$

* Réaction d'appui pour la culée : - Sous charge permanente ... $\frac{240{,}74}{9} = 26{,}74$

- Sous A(e) (défavorable) ... $\frac{149{,}63}{9} = 16{,}62$

$R_{max} = 43{,}36\ t$; $R_{min} = 26{,}74\ t$

Choix des appareils d'appui :

Pour les piles : 300/400/63/45

Pour les culée : 300/400/118/85

Vérification des contraintes normales

On doit vérifier que $\sigma_{max} < \bar{\sigma}_m$

$\sigma_{max} = \frac{R_{max}}{a, b} = \frac{51{,}46\ 10^3}{30 . 40} = 42{,}88\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_m$

$\bar{\sigma}_m$: Contrainte admissible de compression de l'élastomètr

$\bar{\sigma}_m : \frac{100 \times 10^3}{30 \times 40} = 83{,}33$ kg/c

REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX

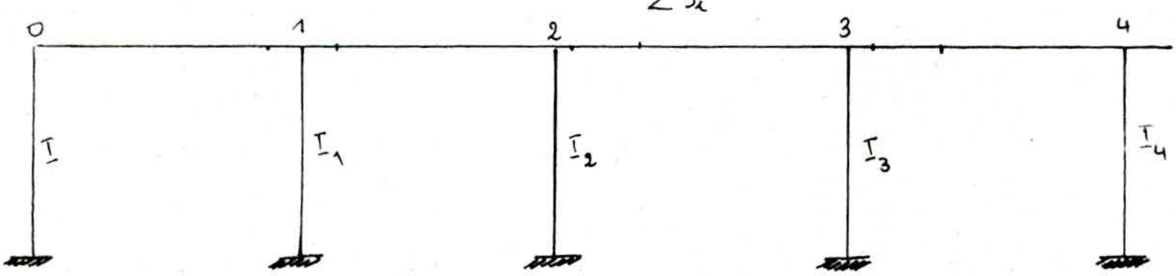
Determination des rigidités

Les efforts horizontaux seront repartis sur l'infrastructure en fonction de la rigidité des éléments la constituant. Le tablier étant supposé infiniment rigide.

La deformation d'une pile ou d'une culeé sous l'éffet d'un effort horizontal unitaire est :

$\sum S_i = S_1 + S_2 + S_3$ avec : S_1 = déformation de l'élastomètre
S_2 = deformation des fûts de la pile ou de voiles de la culeé
S_3 = déformation de la fondation

La rigidité d'un appui est donneé par $k = \frac{1}{\sum S_i}$



deformation de l'élastomètre

$S_1 = \frac{Tr}{n\,GA}$ avec Tr = hauteur de l'élastomètre
G = module de cisaillement de l'élastomètre ($G = 10$ kg/cm²)
$A = a \times b$ = air d'élastomètre $= 40 \times 30 = 1200$ cm²
n = nombre d'appareils d'appui

Appareil d'appui au niveau de la culeé : $n = 9$; $Tr = 8{,}5$ cm ; $G = 10$ kg/cm²

Appareil d'appui au niveau de la pile : $n = 18$; $S_{10} = S_{14} = 7{,}87\ 10^{-5}$ m
$S_{11} = S_{12} = S_{13} = 208 \cdot 10^{-5}$ m

Déformation de la culeé et de la pile

Les rigidités des voiles de la culeé sont assez grande. Parailleur, on admet que la déformation de la culeé est nulle : $S_{20} = S_{24} = 0$

La déformation d'un fût de la pile est :

$I = \frac{ab^3}{12}$ $\begin{cases} a = 1{,}5\text{ m} \\ b = 3\text{ m} \end{cases}$ $S_{2i} = \frac{h_i^3}{3EI \times n}$ avec n = nombre de fût = 1
$E = 21000\sqrt{\sigma'_{28}} = 363731$ kg/cm²
I = Inertie d'un fût de la pile
E = module d'élasticité du béton

$$S_{21} = S_{22} = S_{23} = \frac{\overline{6{,}9}^3}{3 \times 3637307 \times 3{,}375 \times 1} = 0{,}89 \cdot 10^{-5}\text{ m}$$

Déformation de la fondation

$\delta^{(H=1)} = \omega + \varphi_h$ $\begin{cases} \omega = \text{déplacement en tête du pieu} \\ \varphi_h = \text{déplacement dû à la rotation de la fondation} \end{cases}$

Cette rotation et ce déplacement sont evalués à l'aide des tableaux de HEINRICH - WERNER qui tiennent compte des caracteristiques du sol.

on a : $EI\omega = \frac{X\omega}{\lambda^2} M^* + X\omega_{P^*} \frac{P^*}{\lambda^3}$ et $EI\varphi = X\varphi_{M^*} \frac{M^*}{\lambda} + X\varphi_{P^*} \frac{P^*}{\lambda^2}$

Pour une fondation sur n pieux $\Rightarrow$ pour chaque pieu : $P^* = \frac{1}{n}$ et $M^* = \frac{1 \cdot h}{n}$

λ = paramètre dépendant du module de reaction du sol C_u et des caractéristiques du pieu.

$\lambda = \frac{1}{\alpha}$ avec $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u \cdot b}}$

α = longueur élastique du pieu
b = diamètre du pieu
C_u = module de reaction du sol
I = moment d'inertie du pieu
E = module de déformation instantané du béton

Les tableaux de H. WERNER donnent : $X\omega_{M^*}$; $X\omega_{P^*}$; $X\varphi_{M^*}$; $X\varphi_{P^*}$
en fonction de λl (l = longueur du pieu)
de La variation de C_u dans le sol du mode d'appui du pied du pieu

Déformation de la fondation de la pile :

on retient que pour une fondation reposant sur 2 files de pieux, la rotation en tête du pieu est considéré égale à 0 ($\varphi = 0$) et $P^* = \frac{1}{8} = 0{,}125\ t$: effort tranchant en tête de pieu, le module de reaction du sol est estimé à $C_u = 6000\ t/m^3$, sa variation est supposée comme l'indique la figure-ci dessous.

En appliquant à notre cas :

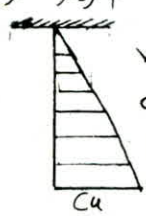
$b = 1{,}20\,m$; $E = 363707\ t/m^2$; $I = \frac{\pi \varnothing^4}{64} = 0{,}1018\ m^4$; $\lambda = \left(\frac{b \cdot C_u}{4EI}\right)^{\frac{1}{4}} = 0{,}264\ m^{-1}$

$\lambda^2 = 0{,}069\ m^{-2}$; $\lambda^3 = 0{,}018\ m^{-3} \Rightarrow \alpha = \frac{1}{\lambda} = 3{,}78$

$\lambda l = 0{,}264 \times 15 = 3{,}96 \simeq 4$ $\xrightarrow{\text{Table de WERNER}}$ $\begin{cases} X\omega_{M^*} = -1{,}26 \ ; \ X\omega_{P^*} = -1{,}68 \\ X\varphi_{M^*} = 1{,}54 \ ; \ X\varphi_{P^*} = 1{,}26 \end{cases}$

Après la résolution des 2 équations on a :

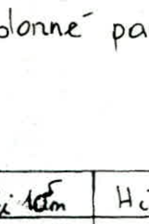
$EI\varphi = 0 \Rightarrow M^* = -\frac{X\varphi_{P^*} P^*}{X\varphi_{M^*} \lambda} = -0{,}387\ t.m$



variation du module de réaction du sol le long du pieu

$EI\omega = X\omega_{M^*} \frac{M^*}{\lambda^2} + X\omega_{P^*} \frac{P^*}{\lambda^2} \Rightarrow \omega = 0{,}1 \Rightarrow S_{31} = S_{32} = S_{33} = 0{,}1 \times 10^{-5}\,m$

Déformation de la fondation de la culeé



$\varphi = 0 \Rightarrow M^* = -0{,}387\ t.m \Rightarrow \omega = +0{,}1.10^{-5}\,m$

$S_{30} = S_{34} = 0{,}1.10^{-5}\,m$

Repartitions des efforts horizontaux aux piles et aux culées

Le pourcentage d'effort repris pour chaque appui est donné par l'expression suivante

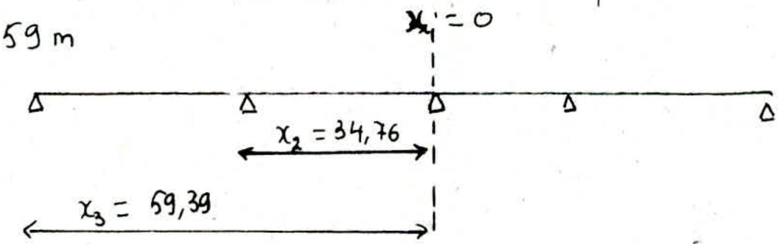
$H_i\,\% = \frac{K_i}{\sum K_i}$ donc l'effort repris sera : $H_i = \frac{H K_i}{\sum K_i}$

	X_i (cm)	$S_{1i}\ 10^{-5}m$	$S_{2i}\ 10^{-5}m$	$S_{3i}\ 10^{-5}m$	$\sum S_i\ 10^{-5}m$	$K_i x_i$	$K_i\ 10^{5}m$	$H_i\,\%$	Freinage $H_{Fr}\,\%$	Seisme (t) H_S
culeé 0	0	7,87	0	0,1	7,97	0	0,126	11	3,3	27,120
Pile 1	24,83	2,08	0,89	0,1	3,07	8,06	0,325	26	7,8	64,116
Pile 2	59,59	2,08	0,89	0,1	3,07	19,36	0,325	26	7,8	64,116
Pile 3	94,35	2,08	0,89	0,1	3,07	30,66	0,325	26	7,8	64,116
Culeé 4	119,18	7,87	0	0,1	7,97	14,89	0,125	11	3,3	27,120

Efforts horizontaux engendrés par la variation linéaire du tablier :

La section du tablier qui ne subit aucun déplacement est donné par cet abscisse

$$X_o = \frac{\sum k_i n_i}{\sum k_i} = \frac{72,9}{1,225} = 59,59 \text{ m}$$



La variation linéaire d'un point distant de n_i du centre de déplacement est :

$U_{li} = \Delta l_{max} \times \frac{n_i}{L}$ avec $\Delta l_{max} = 94,4$ mm (variation linéaire maximale dûe à la température, au fluage et au retrait) Cette variation linéaire engendre sur l'appui un effort horizontal :

$$H_{VL} = \frac{M.G.U_l.a.b}{T_r}$$

a, b, G, Tr caractéristiques des appareils d'appui

n = nombre d'appareil d'appui

Pile 2 $X_i = 0 \Rightarrow U_{l_i} = 0 \Rightarrow H_{vl} = 0$

Pile 1 $X_i = 34,76 \Rightarrow U_{l_i} = 27,5$ mm $\Rightarrow H_{vl} = 132$ t

Culée 0 $X_i = 59,59 \Rightarrow U_{l_i} = 47,2$ mm $\Rightarrow H_{vl} = 59,6$ t

VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI

Vérification au cisaillement

* Sous variation linéaire

Condition à vérifier : $\tau_{H_1} = G \, tg\, \gamma_1 \leq 0{,}5G \Rightarrow tg\, \gamma_1 \leq 0{,}5$

pour la pile $U_L = 21{,}4$ mm $\Rightarrow T_r = 45$ mm $\Rightarrow tg\, \gamma_1 = \frac{U_L}{T_r} = 0{,}475 < 0{,}5$

pour la culée $U_L = 42{,}4$ mm $\Rightarrow T_r = 85$ mm $\Rightarrow tg\, \gamma_1 = \frac{U_L}{T_r} = 0{,}498 < 0{,}5$

* Sous variation linéaire + freinage

Condition à vérifier est : $G tg\gamma_1 + \frac{H_{fr}}{nab} \leq 0{,}7G \Rightarrow tg\, \gamma_1 + \frac{H_{fr}}{nGab} \leq 0{,}7$

pile n = 18 ; $H_{fr} = 7{,}8\,t$, $U_L = 21{,}4$ mm $\Rightarrow tg\gamma_1 + \frac{H_{fr}}{nGab} = \frac{21{,}4}{45} + \frac{7{,}8\ 10^3}{18 \times 10 \times 40 \times 30} = 0{,}51 < 0{,}7$

culée n = 9 ; $H_{fr} = 3{,}3\,t$, $U_L = 42{,}4$ mm $\Rightarrow tg\gamma_1 + \frac{H_{fr}}{nGab} = \frac{42{,}4}{85} + \frac{3{,}3 \cdot 10^3}{9 \times 10 \times 40 \times 30} = 0{,}528 < 0{,}7$

* Sous variation linéaire + freinage + Seisme

Condition à vérifier est : $G tg\gamma_i + \frac{H_{fr}}{2nab} + \frac{H_s}{2nab} \leq 1{,}3G$

pile $H_s = 64{,}116\,t \Rightarrow tg\gamma_1 + \frac{H_{fr}}{2nGab} + \frac{H_s}{2nGab} = 0{,}64 < 1{,}3$

Culée $H_s = 27{,}126\,t \Rightarrow tg\gamma_1 + \frac{H_{fr}}{2nGab} + \frac{H_s}{2nGab} = 0{,}78 < 1{,}3$

* Sous charge verticale + charge horizontale + rotation d'appui

Condition à vérifier : $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G$

$\tau_N = 1{,}5 \frac{\sigma_{max}}{\beta}$ (Contrainte de cisaillement dûe à la charge verticale)

$\sigma_{max} = 42{,}88$ kg/cm²

$\beta = \frac{a.b}{2t(a+b)}$ (Coefficient de forme de l'appareil d'appui)

t = 10 mm : Epaisseur d'un feuillet élémentaire de l'elastomètre

$\Rightarrow \beta = 8{,}57 \Rightarrow \tau_N = 7{,}5$ kg/cm²

$\tau_H = G\, tg\gamma_1 + \frac{H_{fr}}{2nab} + \frac{H_s}{2nab} = 7{,}8$ kg/cm²

$\tau_\alpha = \frac{1}{2} \frac{a^2}{t^2} \frac{\alpha_T + \alpha_0}{n} G$ avec α_0 : rotation dûe aux imperfections de l'appareil d'appui et aux défauts d'exécution : $\alpha_0 = \frac{1}{100}$ rd

α_T = rotation d'appui en service : $\alpha_T = 0{,}0056$ rd

n = nombre de feuillets d'elastomètre par appareil d'appui : n = 9

donc $\tau_\alpha = \frac{1}{2} \left(\frac{40}{1}\right)^2 \frac{0{,}0056 + 0{,}01}{4} \times 10 = 17{,}55$ kg/cm²

$\tau = 7{,}5 + 7{,}8 + 17{,}55 = 32{,}85$ kg/cm² $< 5G = 50$ kg/cm²

Condition de non glissement

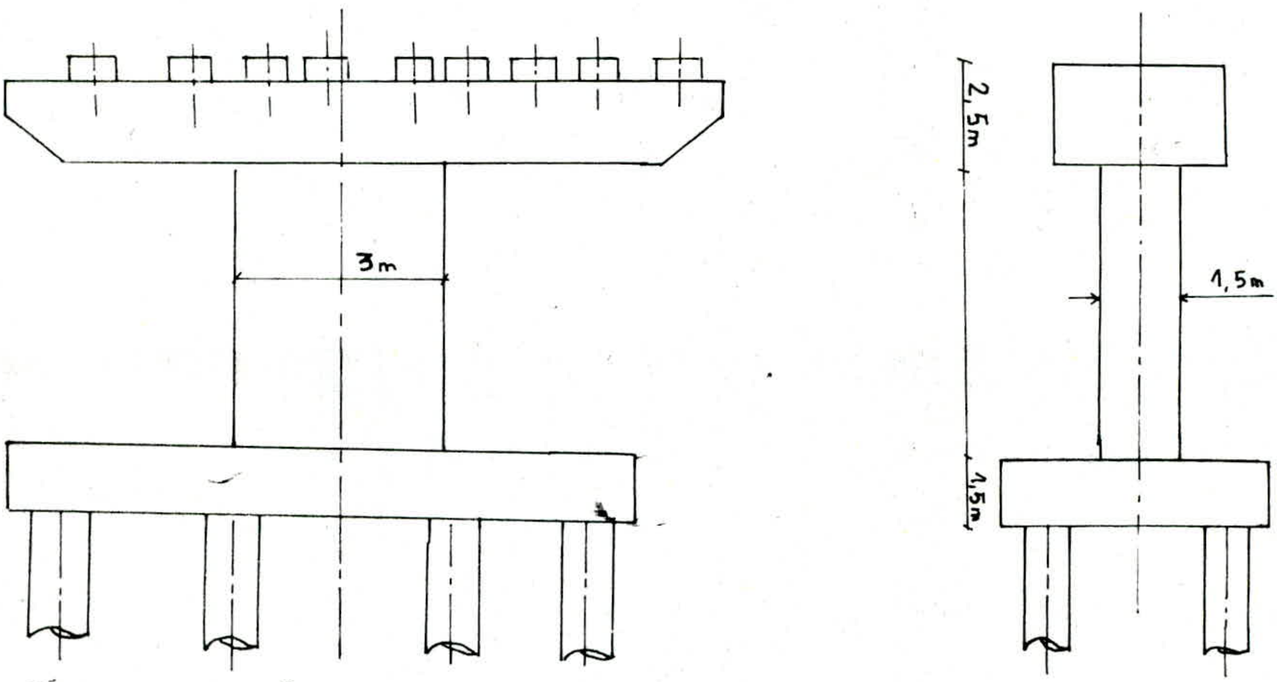
La condition à vérifier est : $H \leq f.N$

$f = 0{,}1 + \frac{6}{\sigma_{max}} + 0{,}15$ f : étant le coefficient de frottement total ; f = 0,34

N = R_{min}

ETUDE DE LA PILE

Schéma de la pile



Etude du chevêtre

Le chevêtre est conçu de manière à résister à son propre poids ainsi qu'aux surcharg provenant du tablier. Il repose sur un appui qui est le fût et pour cela il sera calcul comme une console.

Son rôle est de transmètre les efforts provenant du tablier vers le fût et les fondatio

Evaluation des efforts :

Poids propre du chevêtre : $Q_G = 2,5\,(1 \times 1,58 \times 2 + 1,5 \times 2,5) = 17,275$ t/ml

Effort provenant du tablier

Poids propre du tablier : $P_G = 72,97$ t

Surcharge A(e) defavorable : $S = 29,93$ t

$P = P_G + 1,2S = 108,88$ t (Charge concentreé)

La section la plus dangereuse est la section d'encastrement de la partie console du chevêtre.

Le moment l'encastrement est :

$$M = q\,\frac{5,2^2}{2} + P\,(0,125 + 1,575 + 3,025 + 4,475) = 1235,254 \text{ t.m}$$

Effort tranchant

$$T = Q_G \times 5,2 + 4P = 525,35 \text{ t}$$

Condition au seisme (Combinaison du second genre)

$P = G + P + SI = 108$ t $< P = 108,88$ t $\Rightarrow$ la condition sismique n'est pas la plus défavorable

ferraillage longitudinal :

Armatures superieures.

Nous utilisons la methode de pierre charron

$U = \dfrac{15\,M}{\sigma_a b h^2}$ avec $M = 1235,254\ t.m$

$b = 350\ cm\ ;\ h = 240\ cm$

$\sigma_a = \dfrac{2}{3} \times 4000 = 2667\ kg/cm^2$

$\Rightarrow U = \dfrac{15 \times 1235,254 \cdot 10^5}{2667 \times 350 \times \overline{240}^2} = 0,0345$

$\Rightarrow \varepsilon = 0,9204\ ,\ k = 47,8$ Ce qui donnera une section d'acier

$A = \dfrac{M}{\varepsilon h \sigma_a} = 209,67 \rightarrow 26T32$ Comme armature superieure

Condition de non fissuration

$$\begin{cases} \sigma_1 = K \dfrac{\eta}{\phi} \cdot \dfrac{\overline{\omega}_f}{1+10\overline{\omega}_f} = 1153,6\ kg/cm^2 \\ \sigma_2 = 2,4\sqrt{\dfrac{\eta K \overline{\sigma}_b}{\phi}} = 1469,93\ kg/cm^2 \end{cases}$$

avec $K = 10^6\ ;\ \eta = 1,6$

$\overline{\omega}_f = \dfrac{A}{B_f} = \dfrac{A}{2bd}$

$\overline{\sigma}_a = \min\left\{\dfrac{2}{3}\sigma_{en}\ ;\ \max(\sigma_1, \sigma_2)\right\} = 1469,93\ kg/cm^2$

La section d'acier va donc être calculee avec $\overline{\sigma}_a = 1469,93\ kg/cm^2$

$\rightarrow U = \dfrac{15\,M}{\overline{\sigma}_a b h^2} = 0,0625 \rightarrow \varepsilon = 0,896\ t,\ k = 33,4 \rightarrow A = 390,48\ cm^2$

nous prendrons 3 nappes de 16 barres chacune soit 48T32 les contraintes vis-à-vis du béton sont vérifieés.

Armatures inferieures

Nous prendrons forfaitèrement

vérification à l'effort tranchant.

$T_{max} = 525,35\ t \rightarrow \tau_b = \dfrac{T}{b.z} = \dfrac{525,35 \cdot 10^3}{350 \times \frac{7}{8} \times 240} = 7,15\ kg/cm^2$

$\overline{\tau}_b = 3,5\overline{\sigma} = 3,5 \times 7,5 = 26,25\ kg/cm^2 \Rightarrow \tau_b < \overline{\tau}_b$

Armatures transversales

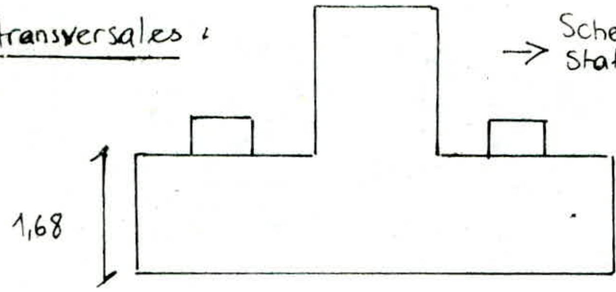
$\rho_{at} = \max\left[\left(1 - \dfrac{\tau_b}{9\overline{\sigma}_b}\ ;\ \dfrac{2}{3}\right)\right] = 0,894$

$\sigma_{en} = 4200\ kg/cm^2 \Rightarrow \overline{\sigma}_{at} = 3755\ kg/cm^2$

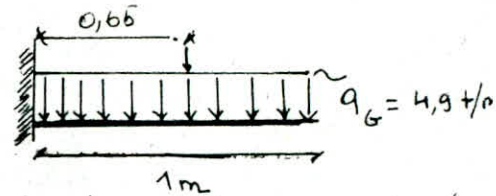
$E = \min\left[0,2\,h\ ;\ \left(1 - 0,3\dfrac{\tau_b}{\overline{\sigma}_b}\right)h\right] = 48\ cm$

On prend $\begin{cases} t = 50 \text{ à l'interieur du fût} \\ t = 20 \text{ aux environs de l'encastrement} \\ t = 50 \text{ aux extrémités} \end{cases}$

Armatures transversales :



→ Schema statique



$M = q\frac{1}{2} + P \times 0{,}65 = 73{,}24$ t.m/ml

$T = q.1 + P = 113{,}78$ t

$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0{,}0161 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}9438 ; k = 74 \rightarrow A = 17{,}38\ cm^2$

Condition de non fissuration

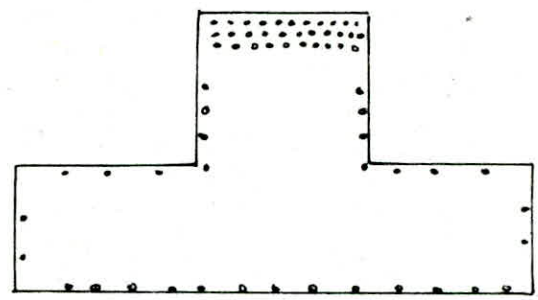
$\sigma_1 = 726{,}4\ kg/cm^2$

$\sigma_2 = 1858{,}28\ kg/cm^2 \rightarrow \bar{\sigma}_a = 1858{,}28\ kg/cm^2 \rightarrow A = 26{,}08\ cm^2$

on adopte 9T20/ml

Effort tranchant : $\tau = \frac{T}{b.z} = \frac{113{,}78 \cdot 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 115} = 11{,}3\ kg/cm^2$

$\bar{\tau}_b = 26{,}25\ kg/cm^2 > \tau$



calcul des armatures transversales

$\rho_{at} = \max\left(1 - \frac{\tau_b}{9\sigma_b} ; \frac{2}{3}\right) = 0{,}83$

$\sigma_{en} = 4200 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 3496\ kg/cm^2$

$\Rightarrow \bar{t} = 23\ cm \rightarrow \begin{cases} t = 10 & \text{à l'encastrement} \\ t = 20 & \text{ailleur} \end{cases}$

Etude des fûts

Les charges et surcharges du tablier sont transmises au chevêtre qui les repartie au le fût de la pile sans pour cela mettre les charges horizontales provenant des effets du seisme ; de la température, du freinage ainsi que vent. Ces effocts provoquer un moment fléchissant et un effort tranchant à la base du fût.

Efforts à la base du fût.

Condition normale	Efforts horizontaux H (t)	Efforts verticaux N (t)	d(m)	Moment
Chevêtre		224,575		
Fût		77,625		
Poids propre du Tablier		656,78		
surcharge 1,2 (A+ Trot)		340,56		
Variation linéaire du tablier	0			
Freinage	7,8		8,48	66,144
Vent	13,3		4,24	56,392

Calcul du vent : $H_v = q_v . S = 0{,}25\ (6{,}9 \times 3 + 13 \times 2{,}5) = 13{,}3$ t

Variation linéaire = 0 car le point elastique tombe sur la pile considerée

Combinaison du premier genre : G + P + V + T

(1) $\begin{cases} N_{min} = 958{,}96\ t \\ H = 7{,}8\ t \\ M = 56{,}392\ t.m \end{cases}$ (2) $\begin{cases} N_{max} = 1299{,}52\ t \\ H = 21{,}1\ t \\ M = 122{,}536\ t.m \end{cases}$

Seisme

$H_s = (656,78 + 77,625 + 224,575) \times 0,1 = 95,9\,t$

Condition sismique	H (t)	N (t)	d (t)	moments
Chevêtre 224,575 $\begin{cases}1,07\\0,93\end{cases}$		$\begin{cases}240,29\\208,85\end{cases}$		
Fût 77,625 $\begin{cases}1,07\\0,93\end{cases}$		$\begin{cases}83,058\\72,19\end{cases}$		
Tablier 656,78 $\begin{cases}1,07\\0,93\end{cases}$		$\begin{cases}702,754\\610,8\end{cases}$		
Troittoir + surcharge A		283,8		
Freinage	7,8		8,48	66,144
Seisme	95,9		6,26	600,32

Combinaison du second genre G + P + SI + T

$$\begin{cases} N_{min} = 891,84\,t \\ H = 95,9\,t \\ M = 600,32\,t.m \end{cases} \qquad \begin{cases} N_{max} = 1309,9\,t \\ H = 103,7\,t \\ M = 666,464\,t.m \end{cases}$$

ferraillage du fût.

Le fût est sollicité en flexion composé et la combinaison la plus défavorable est la condition sismique qui la donne.

$N = 1309,9\,t$; $H = 103,7\,t$; $M = 666,464\,t.m$

$e_o = \frac{M}{N} = 0,508 > \frac{ht}{6} = \frac{1,5}{6} = 0,25\,m$ donc la section est partiellement comprimée

$e_o = 0,508\,m < \frac{ht}{2} = 0,75\,m \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 1,5 \times \bar{\sigma}'_b = 276\ kg/cm^2$

$M = M_1 + 0,67 \times 1309,9 = 1544\ t.m$

$\mu = \frac{15\,M}{\bar{\sigma}_a\, b\, h^2} = \frac{15 \times 1544 \cdot 10^5}{4200 \times 300 \times 142^2} = 0,0911 \rightarrow \varepsilon = 0,8789$; $K = 26,4$

$\Longrightarrow \sigma'_b = \frac{4200}{26,4} = 159\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b$ donc $A' = 0$

$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1544 \cdot 10^5}{4200 \times 0,8789 \times 142} = 294,56\ cm^2$

$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 294,55 - \frac{1309,9 \cdot 10^3}{4200} < 0 \Rightarrow$ pas d'armatures

néanmoins on prend $A = 0,2\%\,B$; (Document setra), B = surface du fût

$A = \frac{0,2 \times 300 \times 150}{1000} = 90\ cm^2 \Rightarrow 29\,T20\ (A = 91\ cm^2)$

Calcul du flambement :

Pour nous placer dans le domaine de la sécurité car il nous est très difficile de définir la nature des appuis, aux extrémités on adopte pour la longueur $l_c = \beta . l_o$ avec $\beta = 1,3$ (poteau flexible encastré élastiquement aux 2 extrémités)

$l_c = 1{,}3 \times 6{,}9 = 8{,}97\,m$

$$\left.\begin{array}{l} I = \dfrac{3 \times \overline{1{,}5}^3}{12} = 0{,}84375\ m^4 \\ A = 3 \times 1{,}5 = 4{,}5\ m^2 \end{array}\right\} \Rightarrow i = \sqrt{\dfrac{I}{A}} = 0{,}433 \Rightarrow \lambda = \dfrac{l_c}{i} = 20{,}7$$

$\lambda = 20{,}7 < 35 \Rightarrow$ notre fût se calcul en flexion composé sans tenir compte de l'effet du flambement.

Vérification des contraintes

Cas sismique

avec $A = 91\ cm^2$, on trouve $\sigma_a = 5320\ kg/cm^2 > 4200\ kg/cm^2$ donc on doit augmenter A $\rightarrow A = 125\ cm^2 \rightarrow 26T25$

$$\overline{\omega} = \frac{100A}{b.h} = 0{,}277$$

$M_s = 666{,}464 - 1309{,}9 \times 75 = 568{,}22\ t.m$

$M_a^t = 666{,}464 + 1309{,}9 \times 67 = 754{,}22\ t.m$

$$\left\{\begin{array}{l} \rho = \dfrac{M_s}{M_a^t} = 0{,}75 \\ \overline{\omega} = 0{,}277 \end{array}\right. \xrightarrow[\text{P.Charron}]{\text{abaque}} \left\{\begin{array}{l} K = 39{,}5 \\ U_2 = 0{,}036 \end{array}\right.$$

$$\sigma_a = \frac{15 M_s}{U_2\, b h^2} = \frac{15 \times 568{,}22\ 10^5}{0{,}036 \times 300 \times \overline{142}^2} = 3913{,}8\ kg/cm^2 < 4200\ kg/cm^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = 99\ kg/cm^2 < \overline{\sigma}_b' = 273\ kg/cm^2$$

Conditions normales

$M_s = 122{,}536 - 1299{,}52 \times 75 = 25{,}072\ t.m$

$M_a^t = 122{,}536 + 1299{,}52 \times 67 = 209{,}6\ t.m$

$S = 0{,}119$; $\overline{\omega} = 0{,}27 \xrightarrow[\text{P. CH}]{\text{aba}} K = 18{,}75$; $U_2 = 0{,}016$

$\Rightarrow \sigma_a = 388{,}56\ kg/cm^2 < \overline{\sigma}_b' = 182\ kg/cm^2$, donc on peut adopter $A = 125\ cm^2$ soit 26T25

Verification à un choc accidentel

Sens transversal

en considerant un choc latéral d'un tronc d'arbre ou de cailloux ou un choc de voiture qui engendrera une force latérale $F = 100t$ situé à 1,5 m de la base $\Rightarrow M = 150\,t.m$

$M_a^t = 150 + 1309{,}9 \times 67 = 241{,}69\ t.m \rightarrow \mu = 0{,}0142 \rightarrow K = 79{,}5$; $\varepsilon = 0{,}9471$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M}{\sigma_{en}.\varepsilon h} = \frac{150 \cdot 10^5}{4200 \times 0{,}9471 \times 142} = 26{,}55\ cm^2$$

$A = A_1 - \dfrac{N}{\sigma_{en}} < 0 \Rightarrow$ On a pas besoin d'armatures donc garde $A = 127{,}66\ cm^2$ soit 26T25

Sens longitudinal :

$F = 50t$; $d = 1{,}5\,m \rightarrow M = 75\ t.m$

Le même calcul nous mène à adopter toujours $A = 127{,}66\ cm^2$ soit 26T25

Armatures transversales

zone courante : $t \leq \left\{\begin{array}{l} t_1 = (100\,\phi t - 15\,\phi_L \max)\left(2 - \dfrac{\sigma_b'}{\sigma_{b0}'}\right) \\ t_2 = 1{,}5\left(2 - \dfrac{\sigma_b'}{\sigma_{b0}'}\right)\phi_L \min \end{array}\right.$

On prendra des $\phi_{12} \Rightarrow \phi_t = 1{,}2\ cm$; $\phi_L \max = \phi_L \min = 2{,}5\ cm \Rightarrow t = 20\ cm$

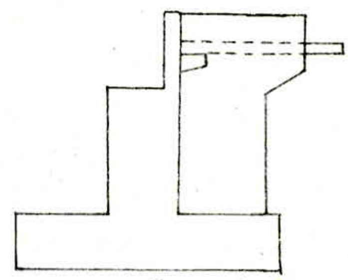
et dans les zones de recouvrement ou à l'encastrement on prendra $t = 12\ cm$

ETUDE DE LA CULEE

I-INTRODUCTION

La culeé est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, elle assure le raccordement de l'ouvrage au terrain. Sa disposition est telle qu'il ya continuité entre la chausseé (remblais) et celle porteé par le pont ainsi en contact avec les terres ; elle peut être soumise à la pousseé de ces dernières où elle peut au contraire y etre presque entièrement soustraites par des dispositions spéciales.

Le choix du type de culeé dépend essentiellement de la hauteur de celle ci



II. Etude des éléments de la culeé :

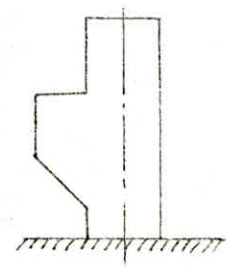
2.1 Mur garde grève

le mur garde grève est constitué par un voile verticale encastré sur le mur de front. Il sera étudié en suivant les hypothèses du bulletin SETRA

2-1-1 Evaluation des effects

On néglige les effets des forces verticales.

On evaluera les effects par rapport à la section d'encastrement



* Pousseé des terres

$M_T = \frac{1}{6} K_a \cdot \gamma h^3$ avec K_a : coefficient de pousseé $K_a = 0,3$

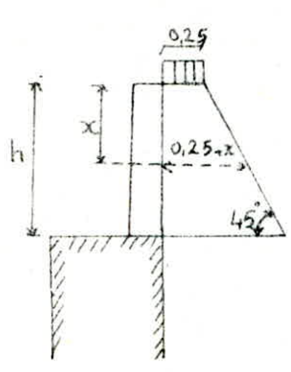
γ : poids volumiqu du remblai $\gamma = 1,8$

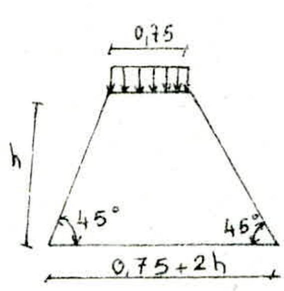
h : Hauteur du garde-greve

$M_T = 0,44$ t.m/ml

* Pousseé des charges locales :

pour une hauteur h du mur comprise entre 0,5 m et 3,0 m ($0,5 m < h \leq 3,0 m$), il a été vérifié que seule les sollicitations engendreés par des camions de type B_c (pousseé des charges locales) était la plus défavorable, l'effort maximal ~~étant produit~~ par les deux arrieres de 6^t chacune de deux camions accolés placés d'une maniere telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du garde-grève. Les charges réelles (2 roues distantes de 0,5m) sont remplaceés par une charge uniforme de 12 t repartie sur un rectangle de 0,25 m/0,75m. On admet que la pression sur le rectangle d'impact ainsi définie se repartit à 45° latéralement et en arrière du mur





L'expression du moment d'encastrement a pour expression

$$M_p = \frac{12\,K}{0,75 + 0,25\,h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+h}\,dx \qquad \text{avec } K = K_a \cdot \gamma \cdot \delta \cdot b_c$$

où K_a : coefficient de poussée $K_a = 0,3$
γ : // = pondération $\gamma = 1,2$ $\quad K = 0,44$
δ : // = majoration dynamique $\delta = 1,119$
b_c : // = reduction $b_c = 1,1$

$h = 1,7\ m \Rightarrow M_p = 2,79\ t.m/ml$

* force de freinage :

On considère un essieu lourd au contact du mur garde-grève, compte tenu de l'écartement des roues et pour une hauteur courante on ne considère que l'effort d'une seule roue (6t). La force de freinage est prise égale à 6t

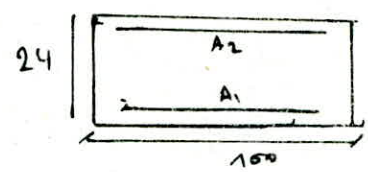
$$M_F = \frac{6h \cdot \gamma}{0,25 + 2h} = \frac{6 \times 1,7 \times 1,2}{0,25 + 2 \cdot 1,7} = 3,35\ t.m/ml$$

Le moment total est: $M = M_T + M_p + M_F = 6,58\ t.m/ml$

Le moment d'encastrement dans le sens opposé est évalué ∀ la hauteur du mur, il sera dû au freinage minoré de la poussée des terres

$M' = -3,2\ tm/ml$

2.1-2 Ferraillage



a/ ferraillage vertical :

* arrière (côté du remblai)

$M = 6,58\ t.m/ml$

$$\mu = \frac{15\,M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 6,58 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 20^2} = 0,0881 \Rightarrow \varepsilon = 0,8804,\ K = 26,8$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 13,34\ cm^2/ml \quad \text{on prendra } 9T14/ml$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 97,8\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b'$$

* Avant :

$M = 3,2\ t.m$

$$\mu = \frac{15\,M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h} = \frac{15 \cdot 3,2 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 20^2} = 0,0429 \Rightarrow \varepsilon = 0,9123,\ K = 42$$

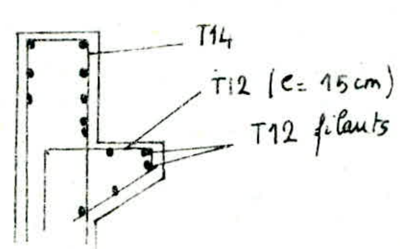
$$A_2 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 6,26\ cm^2 \quad \text{on prend } 5T14/ml$$

b/ ferraillage horizontal :

Pour $1m \leq h \leq 2m$ on prevoit des T10 ou T12 tous les 15 cm (suivant Bulletin SETRA)

2.1.3 Ferraillage du corbeau d'appui

Nous adoptons celui donné dans le bulletin SETRA

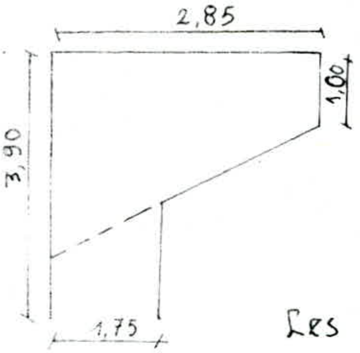


2.2 Mur en retour

les murs en retour sont des murs latéraux ; parallèles à l'axe longitudinal du pont ; ils assurent le soutenement des terres du remblais d'accés au pont leur rôle est de permettre au remblai d'atteindre le niveau du tablier.

2.2.1 Sollicitations (Suivant document SETRA)

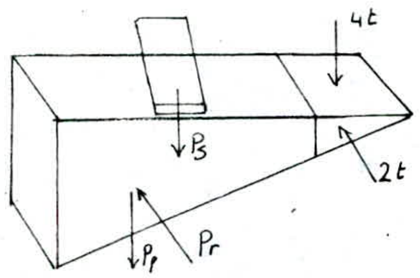
Le mur en retour est soumis aux charges suivantes qui peuvent être appliquées ensembles :

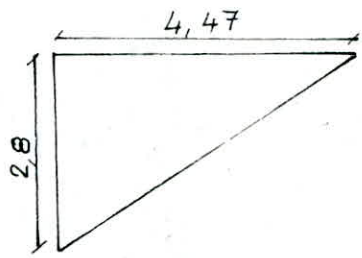


- poids propres y compris la superstructure : $P = 2{,}5\,\frac{l\,h}{2}\,e + 0{,}3\,l$
- poussée horizontale repartie (remblais) : $q_r = \left(\frac{h}{3} + 0{,}5\right)$
- charge concentrée vers l'éxtremité du mur : $F_V > 4\,t$; $F_H = 2\,t$

L'évaluation des effets se fera par rapport à la section d'encastrement ($e \times h = 0{,}5 \times 1{,}70$)

Les schemas ci-dessous définissent les forces appliquées, ainsi que la géometrie du mur prise en compte dans le calcul





* Charges verticales
  - l'effort tranchant à l'encastrement est :

$$T_V = 2{,}5\,\frac{l \times h}{2}\,e + 0{,}3\,l + 4 = 8{,}14\ t$$

  - Le moment d'axe horizontale est :

$$M_V = 2{,}5\,\frac{l^2 . h}{6}\,e + 0{,}3\,\frac{l^2}{2} + 4(l-1) = 28{,}53\ t.m$$

* Charges horizontales :
  - Effort tranchant à l'encastrement est :

$$T_H = \left(\frac{h}{3} + 0{,}5\right) l\,\frac{h}{2} + 2 = 10{,}97\ t.m$$

  - moment d'axe vertical est

$$M_H = \left(\frac{h}{3} + 0{,}5\right) l^2\,\frac{h}{6} + 2(l-1) = 20{,}30\ t.m$$

2.2.2 Ferraillage

* Calcul de A_H

$$M_H = 20{,}30\ t.m$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 20{,}30 \cdot 10^5}{2800 \cdot 280 \cdot 45^2} = 0{,}0092 \Rightarrow \begin{array}{l} \varepsilon = 0{,}9565 \\ K = 101{,}5 \end{array}$$

$$A_H = \frac{M}{\sigma_a . \varepsilon . h} = 11{,}66\ cm^2 \Rightarrow 4T20$$

Condition de non Fissuration

$\sigma_1 = 307,2$

$\sigma_2 = 2276,8 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \mathrm{Min}\left[2800, \max\left(307,2\ ;\ 2276,8\right)\right] = 2277\ \mathrm{kg/cm^2}$

$\Rightarrow A_m = 14,4\ \mathrm{cm^2} \Rightarrow 5T20$

Calcul de A_v.

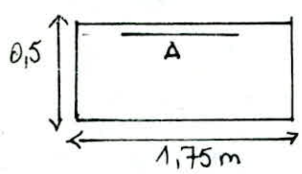
$M_v = 28,53$ t.m

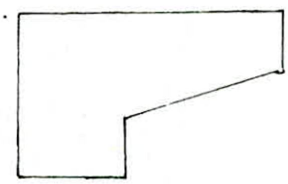
$\mu = \dfrac{15 \times 28,53 \times 10^5}{2800 \cdot 50 \cdot \overline{275}^2} = 0,0040 \Rightarrow \varepsilon = 0,9711$
$K = 167$

$A_v = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon . h} = 3.85\ \mathrm{cm^2} \Rightarrow 2T16$

2.2.3 Etude de la section d'encastrement Mur- Semelle

Pour celte étude on supposera l'oreille totalement indépendante .
le Schema de calcul Sera:





En condition normale

Poussée des terres : $P = \frac{1}{2} \times 1,8 \times \overline{1,75}^2 \times 0,33 = 0,909\ \mathrm{t/ml} \Rightarrow M_p = 0,52$ t.m/ml

Surcharges $(1\ \mathrm{t/m^2})$: $q = 0,505\ \mathrm{t/ml} \Rightarrow M_q = 0,29$ t.m/ml

En condition Sismique

Poussée des terres : $\bar{P} = 1,22\ \mathrm{t/ml} \rightarrow M_p = 0,69$ t.m

Surcharges : $q = 0,673\ \mathrm{t/ml}$ $M_q = 0,38$ t.m/ml

$M_t = M_p + M_q = 0,69 + 0,30 = 1,07$ t.m/ml

$M = 1,07 \times 2,85 = 3,05$ t.m

$\mu = \dfrac{15 M}{\bar{\sigma}_a . b . h^2} = \dfrac{15 \times 3,05 \cdot 10^5}{2800 \times 175 \times \overline{45}^2} = 0,005 \Rightarrow \varepsilon = 0,9724$

$A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon . h} = 2,49\ \mathrm{cm^2} \Rightarrow 3T14$

Verification à l'effort tranchant

$\tau_{bv} = \dfrac{T_v}{b . 0,875 . h} = \dfrac{8,14 \cdot 10^3}{50 \cdot 0,875 \cdot 275} = 0,664\ \mathrm{kg/cm^2}$

$\tau_{bM} = \dfrac{T_m}{b . 0,875 . h} = \dfrac{10,97 \cdot 10^3}{280 \cdot 0,87 \cdot 45} = 0,995\ \mathrm{kg/cm^2}$

$\tau_b = \sqrt{\tau_{bM}^2 + \tau_{bv}^2} = 1,196\ \mathrm{kg/cm^2} < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 26,25\ \mathrm{kg/cm^2}$

2.3 Dalle de transition

C'est une dalle en béton armé appuyeé à une extrémité sur la culeé et à l'autre sur la terre, Elle est prevue pour éviter dénivellement qui se produit entre la chausseé courante est celle du pont en cas du tassement du remblai

Notre dalle de transition a une largeur $L = 7m$ et une épaisseur $e = 0,4$ m

L'étude de la dalle de transition se fera suivant les hypothèses de changement exposé dans le bulletin SETRA

2.3.1 * Charges et surcharges

On considère une bande de 1 m de largeur

- Charges permanentes :

remblai : $1,8 \times 1 \times 1 = 1,8$ t/ml

poids propre : $2,5 \times 0,4 \times 1 = 1$ t/ml

$q = 2,8$ t/m

- Surcharges

Le système Bt est le plus défavorable, les roues sont placeés comme il est indiqué sur le Schema ci-dessus. On admet que les roues de rangeé P_1 et P_2 sont équivalentes chacune à une charge répartie de 5,5 t assimilation à un rouleau indéfini. La rangeé P_1 est affecteé d'un coefficient "2" pour tenir compte du choc d'un essieu, la charge équivalente à la rangeé P_2 se repartit entre les 2 appuis de la dalle de transition et doit être affectee d'un coefficient de majoration dynamique qu'on peut estimé à "1,2"

$$P_1 = 2 \times 5,5 = 11 t \qquad P_2 = 1,2 \times 5,5 = 6,6 t.$$

2.3-2 Evaluation des effets : on néglige les deux consoles de nos calculs.

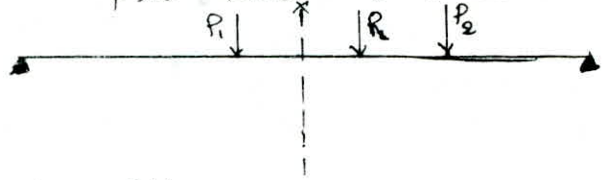
- charges permanentes :

$$M_G = q\frac{(L-0,4)^2}{8} = 15,2 \text{ t.m}$$

$$T_G = q\frac{(L-0,4)}{2} = 9,25 \text{ t}$$

- Surcharges

. Moment Fléchissant : On utilise le theorème de Barré pour avoir le moment maximum.



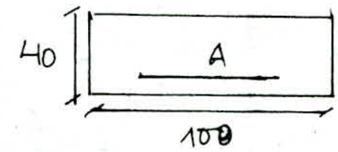
$M_s^{max} = 26,43$ t.m

$T_s^{max} = 17,56$ t

Efforts maximums

$$M = M_G + M_S = 41,68 \text{ t.m}$$
$$T = T_G + T_S = 26,8 \text{ t}$$

2.3.3 Ferraillage



$$M = 41,68 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15\ M}{\bar{\sigma}_a . b . h} = 0,1823 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8413 \\ K = 16,5 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon . h} = 48,55 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{16,5} = 169,6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

2.3.4. Vérification de non fissuration

$$\sigma_1 = 2072 \text{ Kg/cm}^2$$
$$\sigma_2 = 2037 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\bar{\sigma}}_a = 2072 \text{ Kg} \Rightarrow A = 65,50 \text{ cm}^2$$

On prend 24T25

Dans l'autre sens on prend des armatures de répartition

$$A_2 = \frac{48,55}{4} = 12,03 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6T16$$

2.3.5 Vérification au cisaillement

$$\tau_b = \frac{T}{b . z} = \frac{T}{b \times \frac{7}{8} h} \leq \bar{\tau}_b = 1,1 \bar{\sigma}_b = 8,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{26,8 \cdot 10^3}{100 \times 0,875 \times 35} = 8,75 < \bar{\tau}_b$$

2.4 Chevetre (Mur de Front)

Le mur de front est un mur sur lequel s'appuie le tablier et assure le soutènement des terres du remblais d'accès au pont.

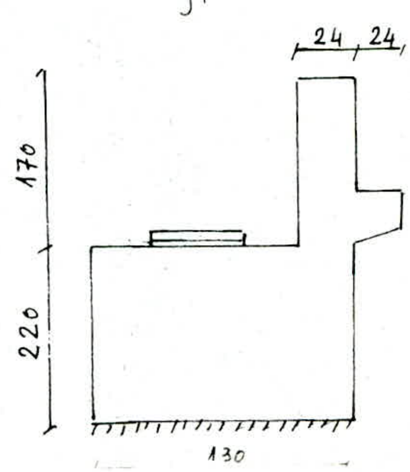
2.4.1 Principe de calcul

L'etude du mur de Front se fera suivant les hypothèses du bulletin SETRA

En calculant le rapport a/h

si $\frac{a}{h} \geqslant 2 \Rightarrow$ mur se comporte comme une console (on prend 1ml)

si $\frac{a}{h} < 2 \Rightarrow$ mur se comporte comme une dalle encastrée sur 3 côtés



pour notre cas $\frac{a}{h} = \frac{13,75}{3,9} = 3,5 > 2$

donc le mur se comporte comme

console (on prend 1 ml pour le calcul)

2.4.2 Evaluation des efforts agissant sur le mur

pour l'evaluation des efforts on fera l'étude pour la condition normale et la condition sismique

* poids propre : $q_G = 2 \times 2{,}5 \times S = 5S$ S: étant la surface du chevetre y compris le garde greve

$S = 3{,}38\ m^2 \Rightarrow q_G = 16{,}9\ t/ml$

* Charges et surcharges transmises par le garde grève :
  - poussée des terres : $\frac{1}{2} K_a \gamma h^2$
  - poussée de la charge localisée : $\frac{12\,K}{0{,}75 + 2h}$
  - freinage : $\frac{6\,\gamma}{0{,}25 + 2h}$

* Charges et surcharges transmises par la dalle de transition
  - charge permanente : $D\,(1{,}25\ h_D + 0{,}1\ h_r)$
  - Surcharge resultant de B_t

* Surcharges transmises par le mur en retour
  F_H ; F_V

En condition normale, le coefficient de poussée des terres est donné par $K_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

En condition sismique, le coefficient de poussée à la base du mur est donné par la formule de MONOBE-OKABE

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - v)\cos(\delta - \alpha)}{\cos^2\alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + v)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\ \sin(\varphi - \alpha - v)}{\cos(\delta - \alpha + v)\cos(\alpha - \beta)}}\right]^2}$$

φ = angle de frottement : $\varphi = 30°$

β = inclinaison de la culeé : $\beta = 0$

α = angle de talus avec l'horizontale : $\alpha = 0$

δ = angle de frottement sol-beton : $\delta = 0$

$V = arc\ tg \frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V}$ $\varepsilon_V = \pm 0{,}07$ $\varepsilon_H = 0{,}1$

En condition normale : $K_{ah} = 0{,}33$

En condition sismique : $K_{ah} = 0{,}39$

* Culeé à vide

Sollicitation		H(t)	V(t)	d	M tm/ml
Mur garde-grève	CN		1,24	0,5	-0,62
	Sh	0,124	/	/	/
	Sv		1,32	0,5	-0,66
Dalle de Transition	CN		11,2	0,85	9,52
	Sv	/	11,98	0,85	10,18
	Surch	17,56			/
poussée des terres	CN	4,52		1,10	4,97
	CS	5,34			5,87
poussée dûe	CN	2,4		1,95	4,68

* Culée en Service

	M(t)	V(t)	d	M t.m/ml
Tablier		30,43	0,3	9,13
Variation line	3,33		2,2	7,32
freinage	2,3		2,2	5,06
total en CN	30,11	50,02	/	40,06
total en CS	34,44	63,54	/	45

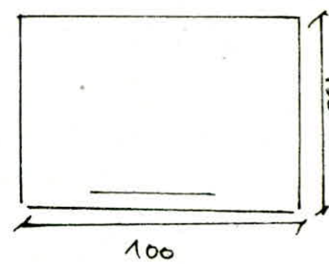
A la base du mur de front nous avons comme effort en condition sismique (cas le plus défavorable)

$H = 34,44 t$
$V = 63,54 t$
$M = 45 t.m$

2.4.3 Ferraillage du mur de Front

condition Sismique la plus defavorable on prend $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \, kg/cm^2$

$e_0 = \frac{M}{V} = 70,8 \, cm > \frac{ht}{2} \Rightarrow$ Section partiellement comprimeé



$e_1 = e_0 + \frac{ht}{2} - d = 1,3 \, m \Rightarrow M' = V.e_1 = 82,6 \, t.m$

$\mu = \frac{15 M'}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0189 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9394 \\ K = 67,5 \end{cases}$

$A_1 = \frac{M'}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 16,75 \, cm^2$

$$A = A_1 - \frac{V}{\sigma_{en}} = 1,62 \, cm^2$$

Le bulletin SETRA nous préconise de prendre $A_{min} = 0,2\%$ de la section

$A_{min} = 0,002 \times 100 \times 130 = 26 \, cm^2 \Rightarrow$ on prend 10T 20

Il sera par ailleur disposé un ferraillage constructif de maniere à former une cage, il sera donc adopté des T10 tous les 10 cm.

2-5. Ferraillage du Sommier d'appui

La Liaison tablier - appui est assureé par des appareils d'appuis discontinus, il y a risque de fissuration suivant le plan vertical et le plan oblique (à 45°). Pour parer à ce risque nous prévoyons des armatures de chainage et des armatures de surface et d'eclatement.

2.5.1 Armature de Chainage:

Les documents de SETRA proposent une quantité d'acier pouvant equilibrer 0,25 fois la charge localiseé la plus défavorable (Réaction d'appui max)

$R_{max} = 43,36 \, t$

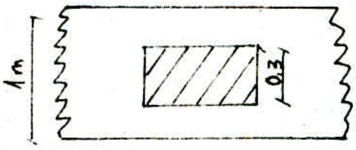
$A = 0,25 \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_a} = 0,25 \frac{43,36 \cdot 10^3}{2800} = 3,87 \, cm^2$

On prendra 4T10

La propagation d'eventuelles fissures sera limitée par les armatures de flexion du mur frontal (armatures horizontales).

2.5.2 Armatures de surface et d'éclatement :

Nous disposerons de frettes au droit des appareils d'appui. La section des frettes doit etre suffisante pour prendre un effort $N = 0{,}25\,(1-\delta)\,R_{max}$.



$$N = 0{,}25\left(1 - \frac{0{,}3}{1{,}0}\right)43{,}36 = 7{,}59\,t$$

$$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 2{,}71 \ cm^2$$

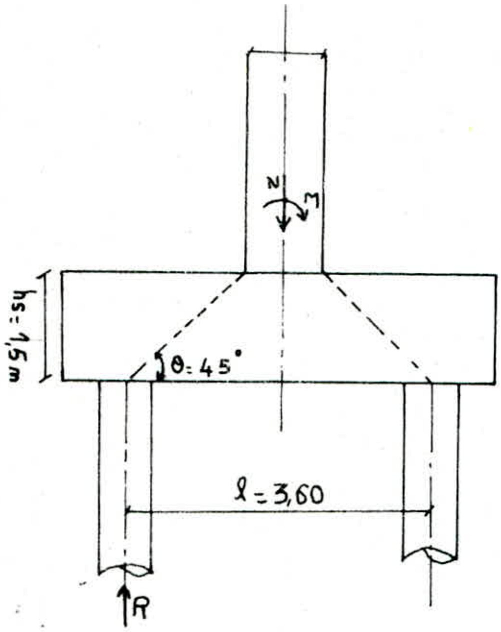
Nous disposerons une nappe de 4T 10 dans les 2 directions sous chaque appareil d'appui avec un enrobage de 2cm.

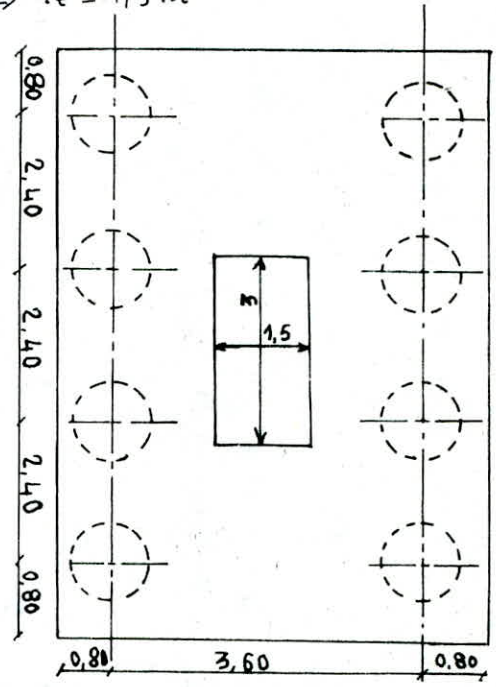
ETUDE DES FONDATIONS

1/ Semelle de liaison des pieux de la fondation de la pile

- La semelle étant un massif indéformable
- épaisseur de la semelle $h_t = 1,50$
- La bielle forme un angle de 45° avec la base de la semelle

$$h_t \geq \frac{l}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3,6}{2} - \frac{1,5}{4} = 1,425\ m \Rightarrow h_t = 1,5\ m$$





La section d'armatures transversales relatives à un couple de pieux est : $A_1 = \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_a} \frac{(l/2 - b/4)}{h}$

calcul de R_{max} :

* Poids propre de la semelle : $2,5 \times 5,2 \times 8,80 \times 1,5 = 171,6\ t$
* Surcharge du remblai sur la semelle : $2 \times (5,2 \times 8,80 - 3 \times 1,5) \times 1,5 = 123,78\ t$

Calcul de M et N à la base de la semelle

Conditions normales

$$N_{max} = (1242,78 + 171,6 + 123,78) = 1538,16\ t \quad \left\{ \frac{N}{4} = 384,54\ t \right.$$

$$M = \left[7,8 \times (8,48 + 1,5) + 13,3\left(4,24 + \frac{1,5}{2}\right)\right] = 144,21\ t.m \Rightarrow \frac{M}{4} = 36,05\ t.m$$

Conditions sismiques :

$$N_{max} = \left[1309,9 + 1,07\ (171,6 + 123,78)\right] = 1625,95\ t \Rightarrow \frac{N}{4} = 406,487\ t$$

$$M = 7,8 \times (8,48 + 1,5) + 95,9 \times \left(6,26 + 1,5 \times \frac{2}{3}\right) = 774,078\ t.m \Rightarrow \frac{M}{4} = 193,52\ t.m$$

Conditions normales
$$\begin{cases} R_{max} = \frac{N}{2} + \frac{M}{3,6} = 202,28\ t \\ R_{min} = \frac{N}{2} - \frac{M}{3,6} = 182,25\ t. \end{cases}$$

Conditions sismiques
$$\begin{cases} R_{max} = \frac{N}{2} + \frac{M}{3,6} = 257\ t \\ R_{min} = \frac{N}{2} - \frac{M}{3,6} = 144,91\ t \end{cases}$$

Ferraillage

Dans le sens transversal

$R_{max} = 202,28\ t$; $\bar{\sigma}_a = 2667\ kg/cm^2$ ($\phi \geq 25\ mm$)

Armatures inferieures.

$$A_1 = \frac{202,28 \cdot 10^3}{2667} \frac{\left(\frac{3,6}{2} - \frac{1,5}{4}\right)}{1,4} = 77,19\ cm^2 \Rightarrow 16T25 = 78,56$$ repartie au niveau de chaque couple de pieux sur une bande de largeur égale $\phi + ht = 1,2 + 1,5 = 2,7\,m$
(d'après les documents Setra)
$\Rightarrow$ espacement $e = 17\,cm$

entre les différentes bandes on disposera de $A'_1 = \frac{1}{3} A_1 = 26,18\ cm^2$ soit $6T25 = 29,45\,cm^2$

Armatures superieures :

Nous prenons forfaitèrement $\frac{A_i}{8} \leq As \leq A_i/3 \Rightarrow A_{s_1} = A_1/5 = 15,71\,cm^2 \Rightarrow 16T12$

$A'_{s_1} = A'_1/5 = 6\ cm^2$ soit $6T12$

Verification des contraintes sous l'effet du Seisme

$R_{max} = 257\ t$

$$\sigma_a = \frac{R_{max}\left(\frac{l}{2} - \frac{b}{4}\right)}{A_1 \cdot h} = \frac{257 \cdot 10^3 \left(\frac{3,6}{2} - \frac{1,5}{4}\right)}{78,56 \cdot 140} = 3306,4\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 4000\ kg/cm^2$$

Armatures longitudinales

Armatures inferieures. $A_2 = \frac{A_1}{3} = 26,18\ cm^2/ml$ $(6T25/ml)$

Armatures superieures. $A_{2s} = \frac{A_{s_1}}{3} = \frac{15,71}{3} = 5,23\ cm^2$ $(5T12/ml)$

Ces armatures vont jouer le rôle des armatures de repartition

Vérification des contraintes

Vérification des contraintes de compression des billes

* Au niveau du poteau $\sigma'_b = \frac{N}{B \sin^2\theta} \leq 0,6\,\sigma'_j$

$\theta = 45°$, $N = 384,54\ t$; $B = 45000\ cm^2$ (section du fût) $\rightarrow \sigma_b = 17,1\ kg/cm^2$

$\sigma'_b = 17,1\ kg/cm^2 \leq 0,6\ \sigma'_j = 184\ kg/cm^2$

* Au niveau du pieu

$$\sigma'_b = \frac{N}{2 B_1 \sin^2\theta} = 34\ kg/cm^2 < 0,6\,\sigma'_j = 184\ kg/cm^2$$

2/ Etude des pieux

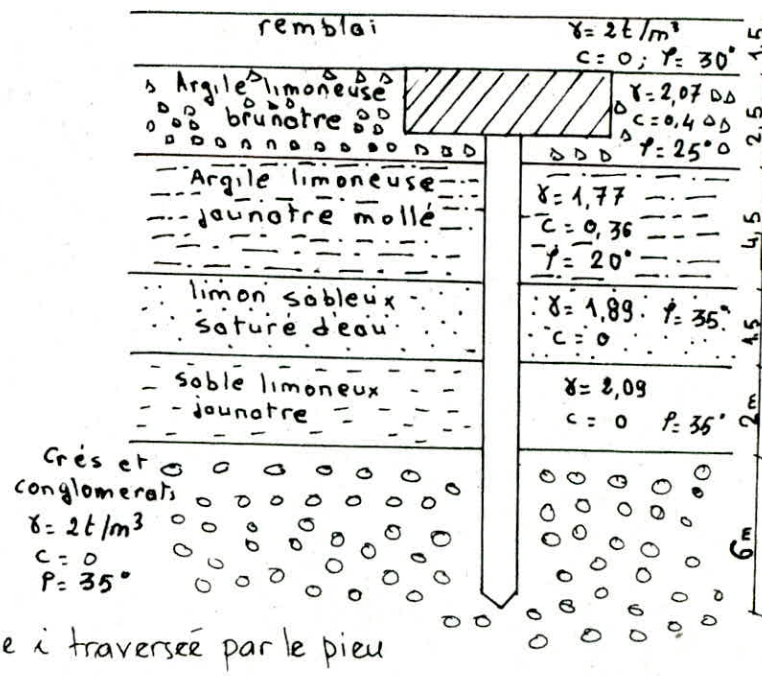
2.1 Capacité portante des pieux.

La force portante admissible d'un pieu est alors $\bar{Q}_p = \frac{Q_p}{F_s}$, F_s : coefficient de sécurité $= 2$

Q_p : résistance en pointe du pieu.

$$Q_p = \frac{\pi \phi^2}{4}\left[N_q \sum \gamma_i D_i + 1,3\,CN_c\right]$$

Profondeur du pieu = 15m



$B = 1,2$ m (ϕ du pieu)

γ_i : masse volumique de la couche i traversée par le pieu

C : la cohésion de la couche où le pieu est ancré $c=0$

N_q, N_c coeffécients dépendant des caracteristiques meca de la couche où le pieu est ancré

D'après le tableau de Caquot - Kerisel $\rightarrow$ pour $\varphi = 35°$ $\Rightarrow \begin{cases} N_q = 33,3 \\ N_c = 46,1 \end{cases}$

Calcul de hauteur critique hc

$h_c = \frac{B}{4} N_q^{2/3} = 3,1$ m $< D_f = 6$m

$Q_p = 565t \Rightarrow \overline{Q_p} = \frac{Q_p}{F_s} = 282,5\,t$

2-2. Justification des pieux

2-2-1 Pieux sous piles.

Nous avons 8 pieux reparties en 2 files (4 pieux par file)

Condition à vérifier $Q_G + Q_S \leq \overline{Q_P}$

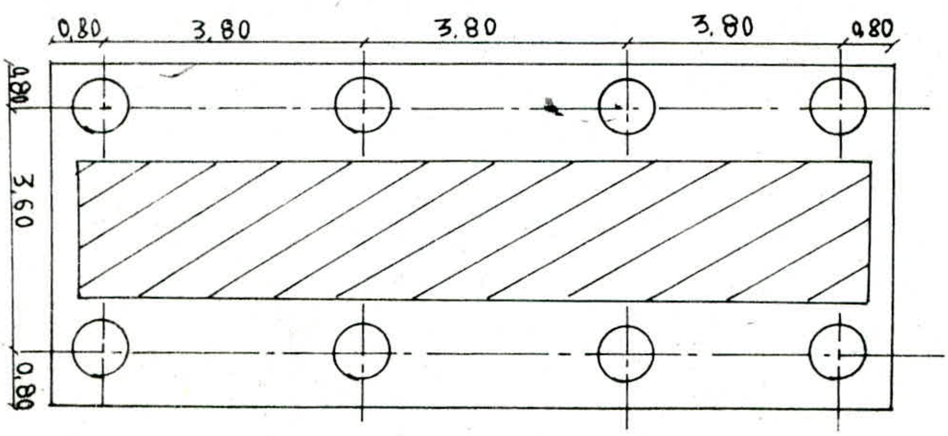
$Q_G + Q_S = 202,28\ t$ (conditions normales)

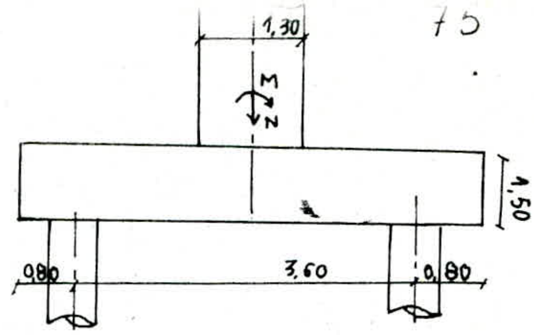
On a bien $Q_G + Q_S = 202,28\,t < \overline{Q_P} = 282,5\,t$

Conditions Sismiques

$Q_G + Q_S = 257\ t < 1,33\ \overline{Q_P} = 375,725\ t$ donc c'est bon

Semelle de liaison des pieux sous culée





Suivant la largeur, on utilisera la methode RDM.
le moment est calculé dans la section située à la distance $\frac{a}{4}$ de l'axe du voile

Effort à la base de la culeé.

$M_{tot} = 512,768$ t.m

$N_{tot} = 1293,75$ t.m (conditions normales)

$$Q_{max} = \frac{N_{tot}}{8} + \frac{M}{4d} = \frac{1293,75}{8} + \frac{512,768}{4 \times 3,6} = 197,32 \text{ t}$$

$$M\left(\frac{a}{4}\right) = Q_{max}\left[\frac{d}{2} - \frac{a}{4}\right] = 197,32\left[\frac{3,6}{2} - \frac{1,3}{4}\right] = 291,06 \text{ t.m}$$

$$A = \frac{M}{z\bar{\sigma}_a} \text{ avec } z = \frac{7}{8}h = \frac{7}{8} \times 1,40 \Rightarrow A = 89,08 \text{ cm}^2$$

$(\bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2 \text{ car } \phi \geq 25 \text{ mm}) \Rightarrow$ 11T32

Ces armatures seront disposées sur une largeur de $(\phi + ht) = 2,7$ m axé sur chaque couple de pieux avec e = 25 cm et entre chaque couple de pieux on mettra 4T32

Armatures superieures { 11T14 au niveau des bandes de pieux
4T14 entre les differentes bandes

Suivant la longueur

On prendra $A = \frac{A_1}{3} = \frac{89,08}{3} = 29,7 \text{ cm}^2$

Soit 10T20 (armatures inferieures)
9T12 (armatures superieures)

Vérification au non poinçonnement.

$$\tau = \frac{P}{b \times z} < \bar{\sigma}_b \quad \text{avec } b = h_s + \phi = 1,5 + 1,2 = 2,7 \text{ m}$$

$$P = R_{max} = Q_{max} = 197,32 \text{ t} \Rightarrow \tau = \frac{197,32 \times 10^3}{270 \times \frac{7}{8} \times 140} = 5,96 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ kg/cm}^2$$

donc on a pas de risque au poinçonnement

Calcul des pieux sous culeé :

Effort le long du pieu

$$H^* = \frac{H}{\eta} \quad \eta = 8$$

les pieux étant considérés encastrés à la semelle rigide ne subissant pas de rotation en tête ($\varphi = 0$)

Pour cela le sol développe un moment fléchissant (reaction)

$$M^* = -\frac{X_{\rho H^*}}{X_{\rho M^*}} \frac{H^*}{\lambda}$$

le moment fléchissant selon la theorie de HEINRICH WERNER est :

$$M(x) = M^* X_{\omega_{M^*}}(x) + \frac{M^*}{\lambda} X_{\omega_{H^*}}(x)$$

A.P

<u>Sous les sollicitations du 1er genre</u>.

$H = 30,11 \times 12,8 = 385,4\ t$ d'où l'effet horizontal en tête de pieu est $H^* = \frac{H}{8} = 48,17t$

$X_{\rho H^*}$; $X_{\rho M^*}$ et λ ont été déja défini

$$M^* = -\frac{1,26}{1,54} \cdot \frac{48,17}{0,264} = -149,3\ t.m$$

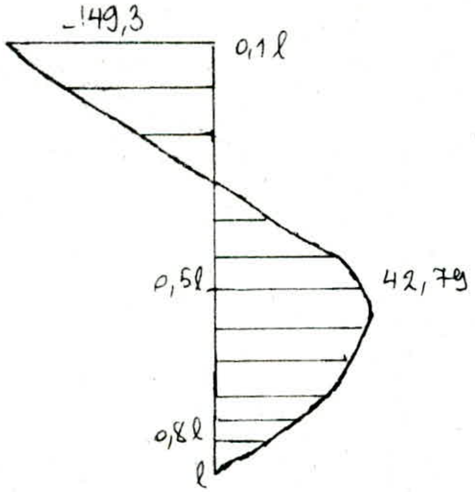
$$M(x) = -149,3\, X_{\omega M^*}(x) + 182,46\, X_{\omega H^*}(x)$$

<u>Sollicitation du 2ème genre</u>

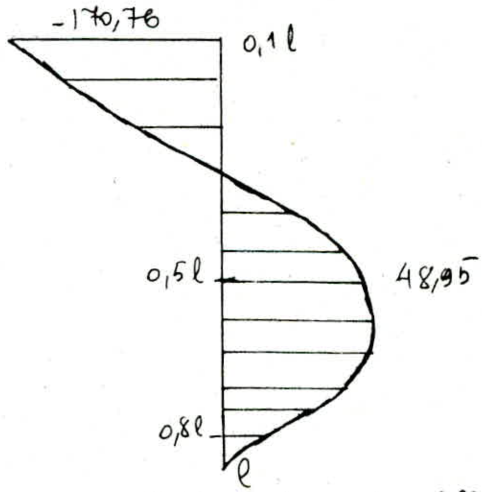
$H = 34,44 \times 12,8 = 440,8 \Rightarrow H^* = 55,1\ t \rightarrow M^* = -170,76\ t.m$

$$M(x) = -170,76\, X_{\omega M^*}(x) + 208,7\, X_{\omega H^*}(x)$$

x	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l	0,6l	0,7l	0,8l
$X_{\omega H^*}$	0,38	0,60	0,66	0,60	0,48	0,30	0,18	0,07
$X_{\omega M^*}$	0,98	0,88	0,70	0,50	0,30	0,18	0,08	0,02
M^* 1er genre	-76,9	-21,9	15,9	34,82	42,79	27,86	20,89	9,78
M^* 2ème genre	-88,03	-25,05	18,21	39,84	48,95	31,87	23,9	11,19



Sollicitation du 1er genre



Sollicitation du 2ème genre

<u>ferraillage du pieu</u>

* <u>Armatures longitudinales</u>

La section en tête de pieu est nettement plus sollicitée que les autres

$M = 149{,}3\ t.m \quad , \quad N_{min} = \frac{1293{,}75}{8} - \frac{512{,}768}{4 \cdot 3{,}6} = 126{,}1\ t$

r = rayon du pieu $= \frac{1{,}20}{2} = 0{,}6\,m \quad d = 0{,}06\,m$

$e = \frac{M}{N} = 1{,}18 > \frac{R}{4} = 0{,}15 \Rightarrow$ Section partiellement comprimée (d'après aide mémoire DAVIDOVICCI)

$K_e = \frac{N \cdot r}{M} = \frac{126{,}1 \times 0{,}6}{149{,}3} = 0{,}506$

$K_a = \frac{M}{r^3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{149{,}3 \cdot 10^5}{60^3 \times 2667} = 0{,}026 \rightarrow \bar{\omega} = 1{,}11\,\%$

$A = \frac{\pi r^2 \bar{\omega}}{100} = \frac{60^2 \times 1{,}11 \times 3{,}14}{100} = 125{,}5\ cm^2 \Rightarrow 16\,T32$

Vérification des contraintes

$K_e = \frac{N \cdot r}{M} = 0{,}506$

$\omega\,\% = 1{,}11\,\% \Rightarrow \begin{cases} K_b = 0{,}56 \\ K = 21{,}23 \end{cases}$

$\Rightarrow \begin{cases} \sigma'_b = \frac{M}{K_b \cdot r^3} = \frac{149{,}3 \cdot 10^5}{0{,}56 \cdot 60^3} = 123{,}4\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 151\ kg/cm^2 \\ \sigma_a = K \cdot \sigma'_b = 21{,}23 \times 123{,}4 = 2620{,}4\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 2667\ kg/cm^2 \end{cases}$

Vérification du 2ème genre

$\left.\begin{array}{l} N' = 142{,}8 \\ M^* = 170{,}76 \end{array}\right\} \Rightarrow \begin{cases} K_e = 0{,}50 \\ \omega = 1{,}11\,\% \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} K_b = 0{,}56 \\ K = 21{,}23 \end{cases}$

$\Rightarrow \begin{cases} \sigma'_b = 123{,}4\ kg/cm^2 < 1{,}5 \times 151 = 226{,}5\ kg/cm^2 \\ \sigma_a = 2620{,}4\ kg/cm^2 < 4000\ kg/cm^2 \end{cases}$

Armatures transversales

Spires $\phi 12$ comme armatures transversales (cerces helicoïdales)

- zone de recouvrement une spire $\phi 12$ tous les 10 cm
- zone courante une spire $\phi 12$ tous les 15 cm

Une cerce $\phi 20$ tous les 2m

Les pieux des piles sont moins sollicités que ceux des culées, ils seront ferraillés comme les pieux des culées

BIBLIOGRAPHIE

- BARES-MASSONNET

  "Calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes"

- P. CHARRON

  "Calcul et la vérification des ouvrages en béton armé"

- Règles techniques de C.C.B.A 68

- DAVIDOVICI :

  "Béton armé, collection aide-mémoire" edition Dunod

- DREUX G.

  "Pratique du béton precontraint"

- Ministère de travaux publics

  "Cahier des prescriptions communes"

- Ministère des transports

  "Instructions provisoires N° 1 et 2 sur l'emploi du beton precontraint"

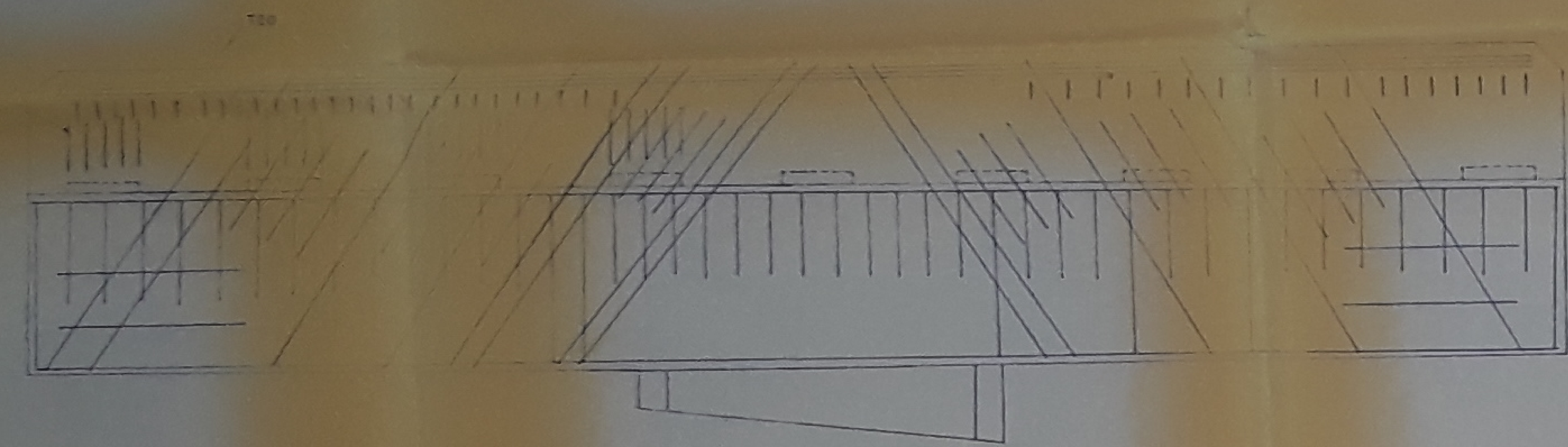
- TABLES DE WERNER

  "Beton und Stahlbetonbau"

- Bulletins SETRA (Service d'études techniques des routes et autoroutes)

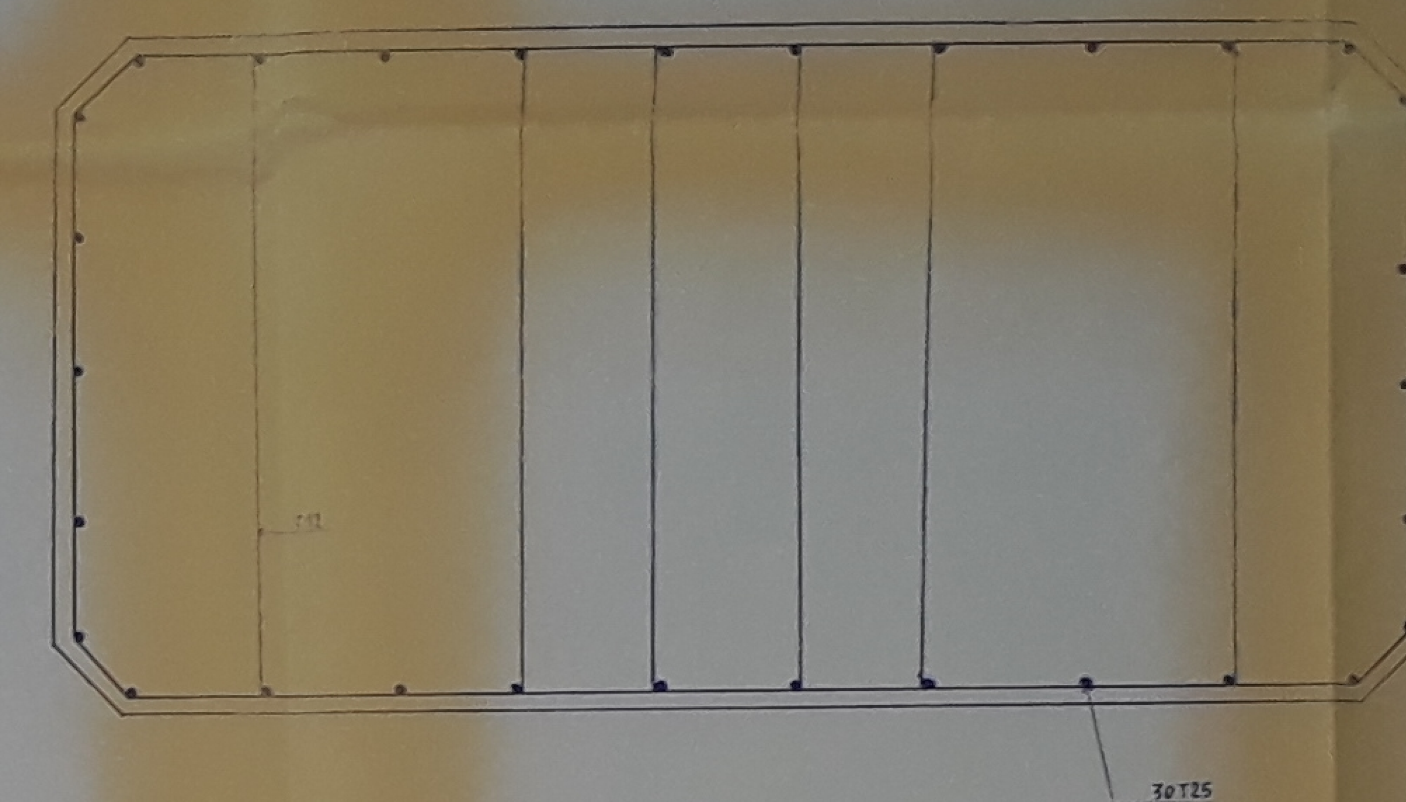
  "Appuis des tabliers, calcul complémentaire; Ferraillage-type; etc..."

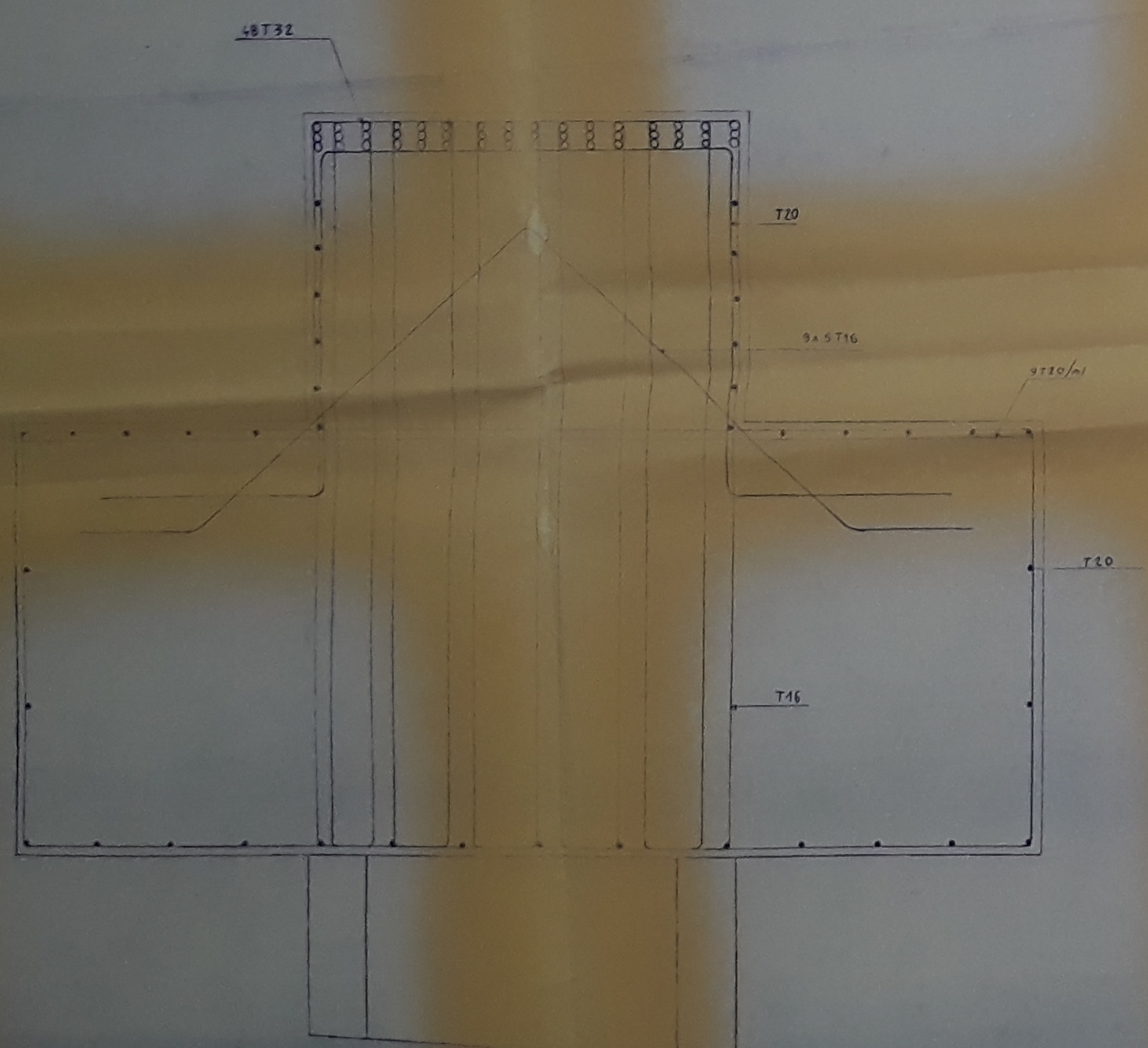
CHEVETRE

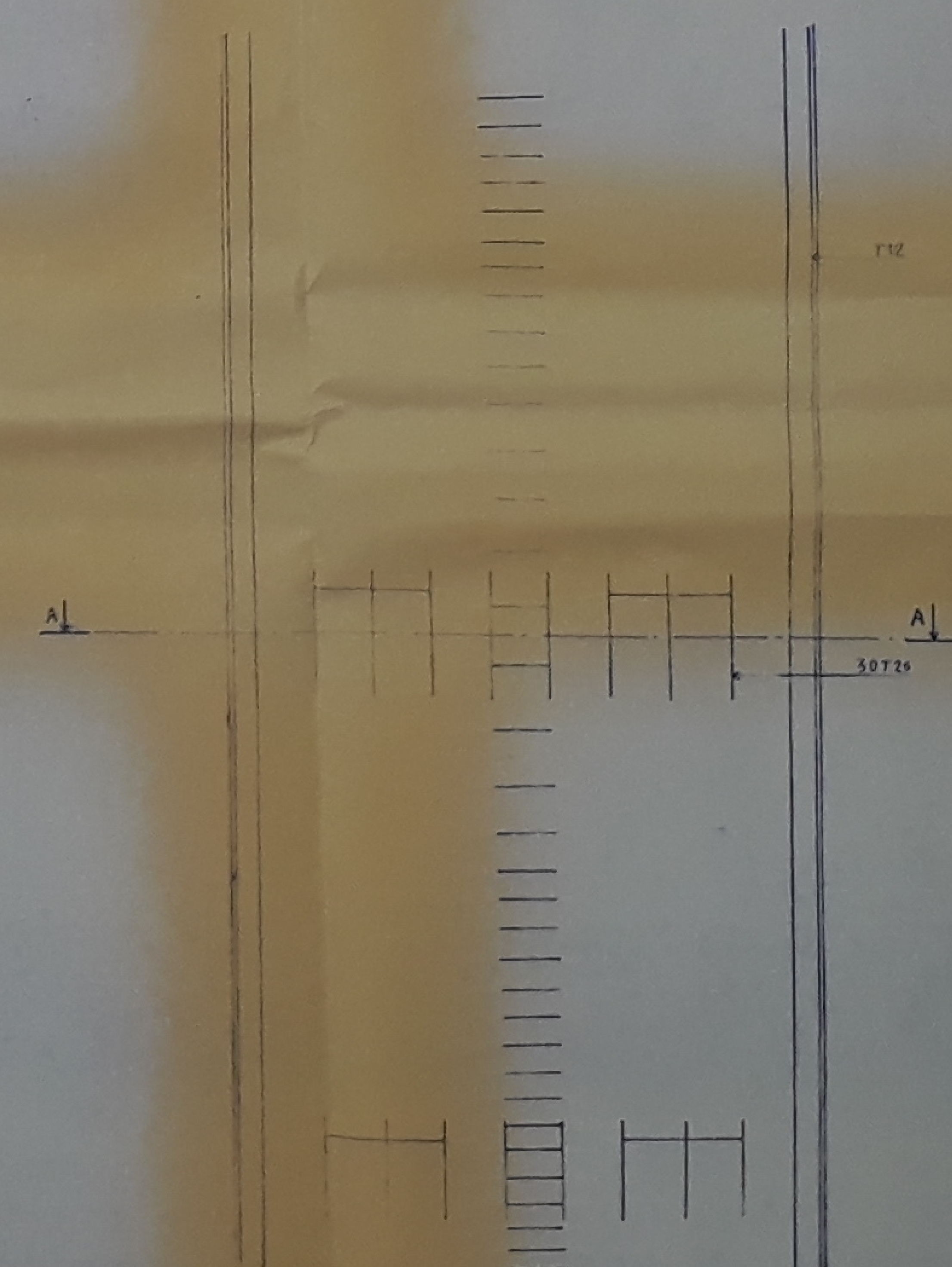


FUT

COUPE AA







PB 044 86

-1-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROMOTION JUIN 86

PONT A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAINT

PROJET DE FIN D'ETUDES

CHEVETRE DES PILES

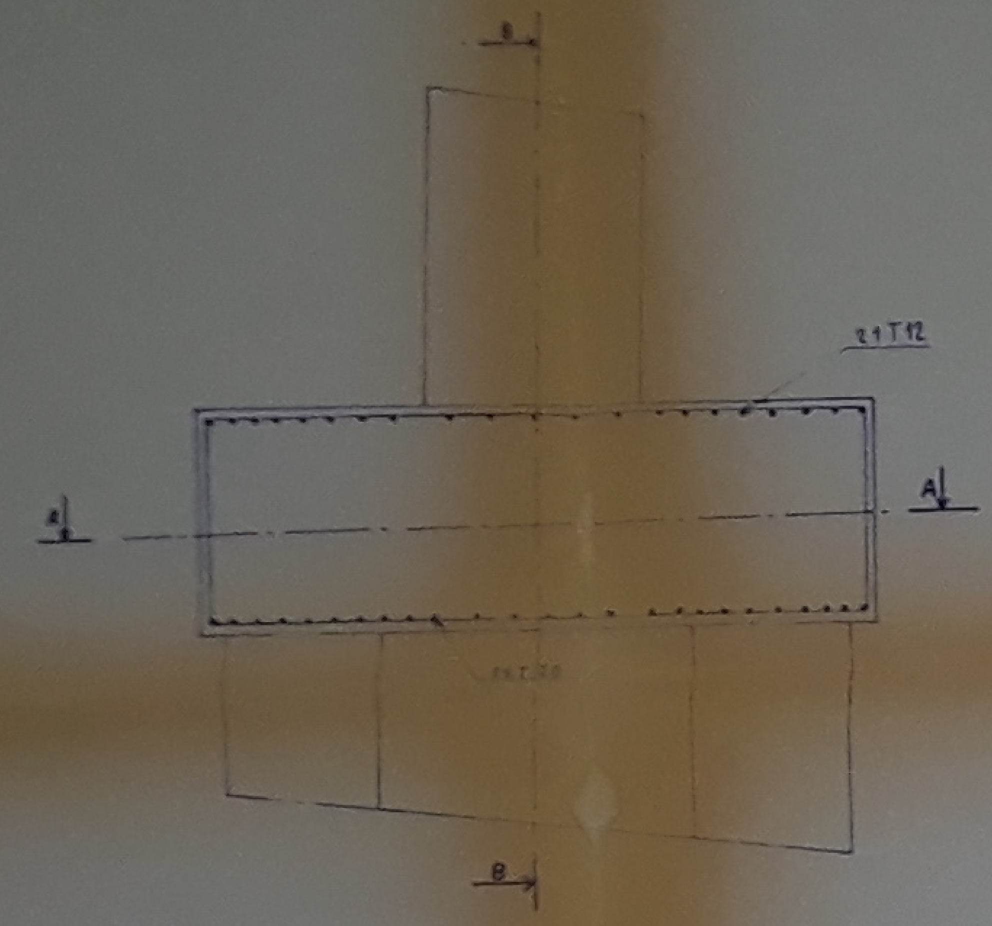
FERRAILLAGE

ETUDIE PAR D. BELHADJI
A. DJELLOULI

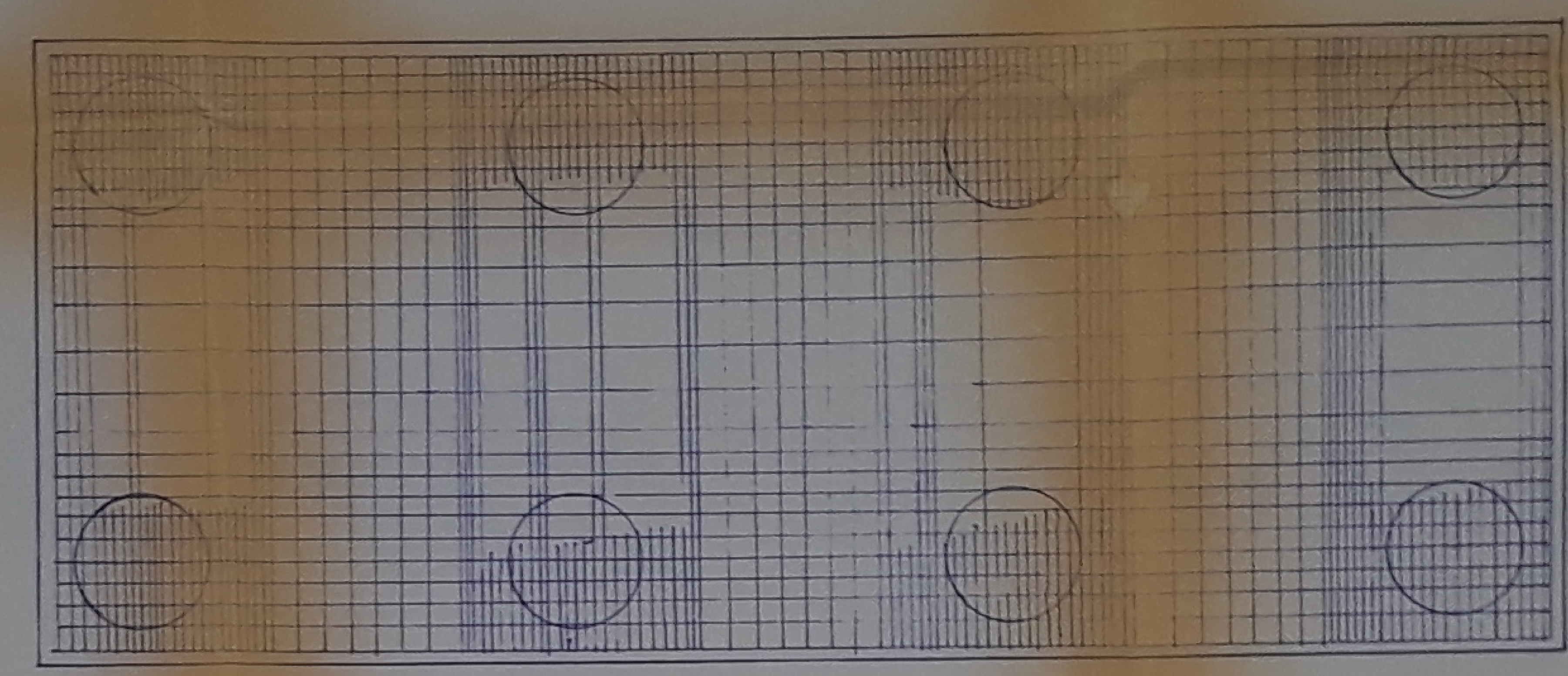
DIRIGE PAR M. BRANCI

ECHELLE [illegible]

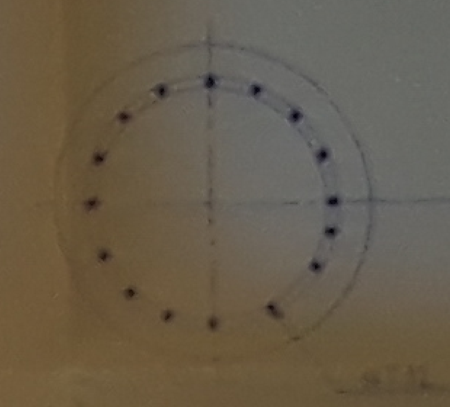
PLAN N°1

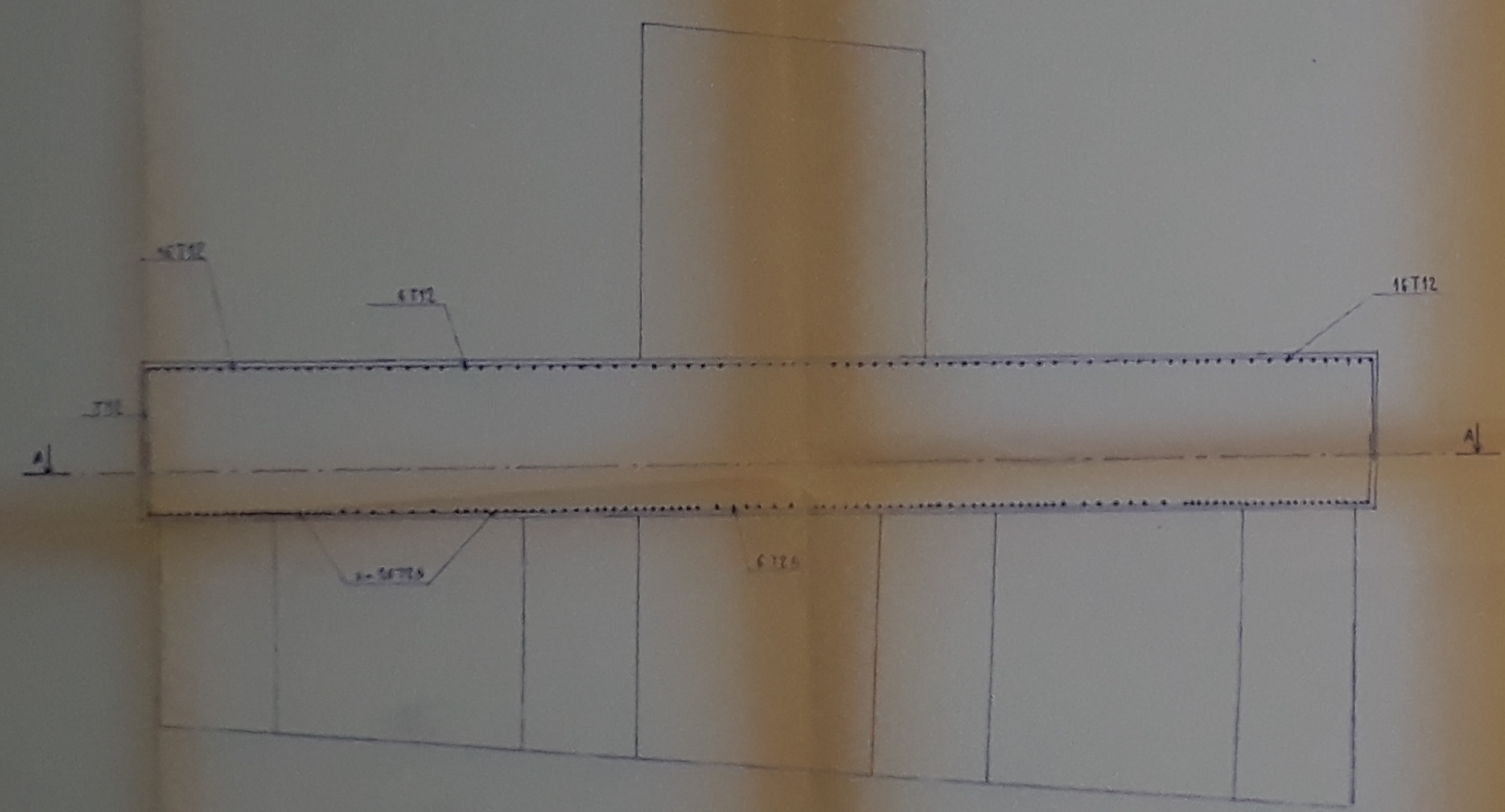


COUPE. A.A

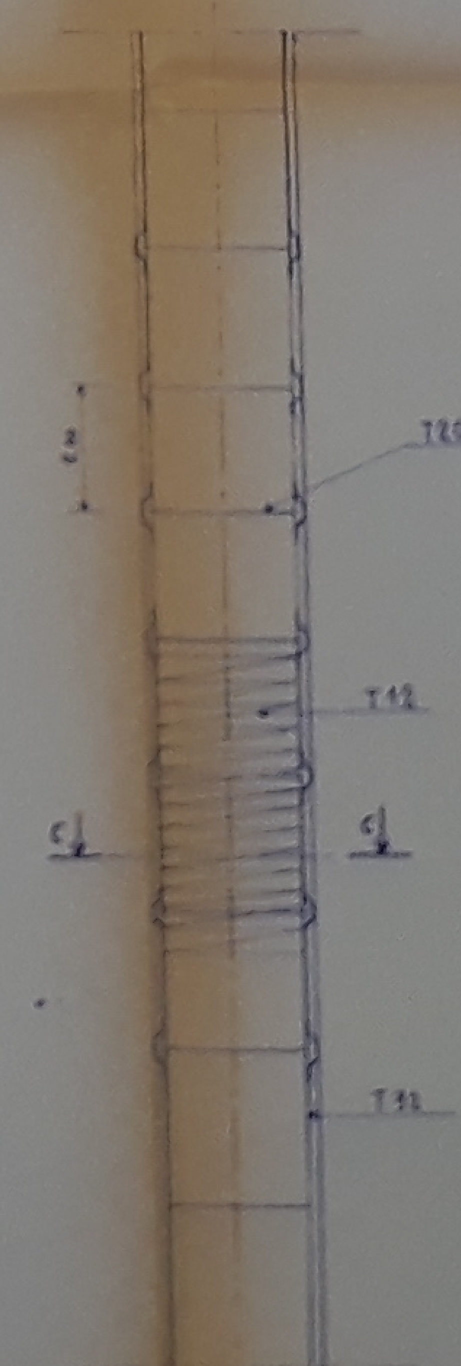


COUPE. C.C





COUPE. B.B



PIEU

PB 04.86
-2-

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

SOCIETE ALGERIENNE D'ETUDE ET DE REALISATION D'OUVRAGES D'ARTS

ECOLE . NATIONALE . POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROMOTION JUIN.86

... A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAINT

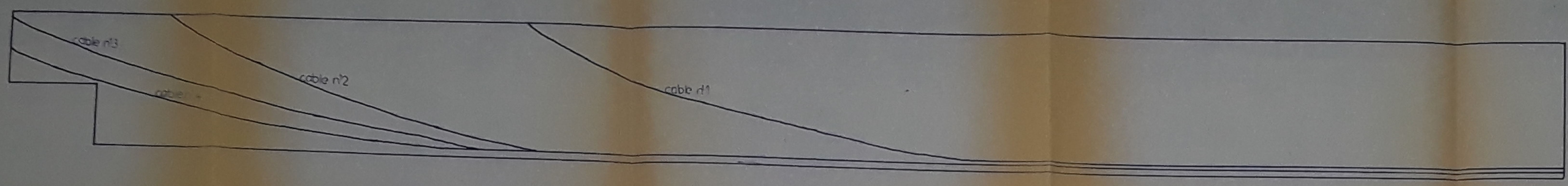
PROJET DE FIN D'ETUDES

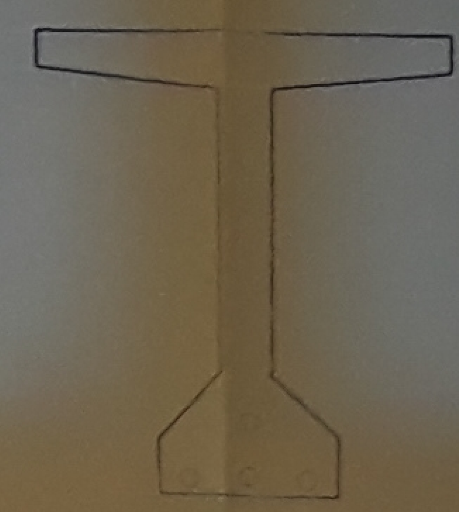
SEMELLE.ET.PIEU.SOUS.PILE
FERRAILLAGE

ETUDE PAR . D BELHADJ
A DJELLOULI

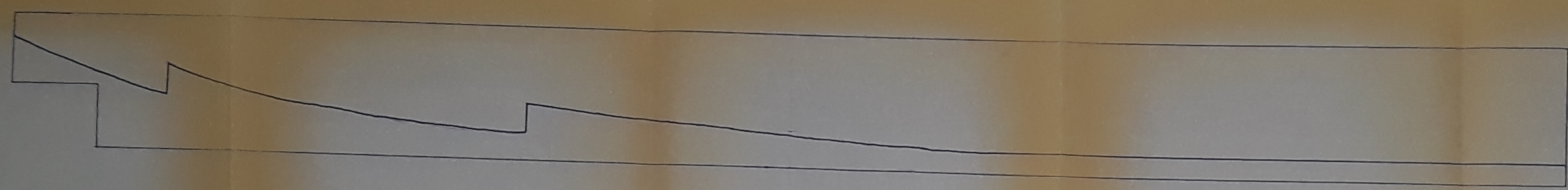
DIRIGE PAR M BRANCI

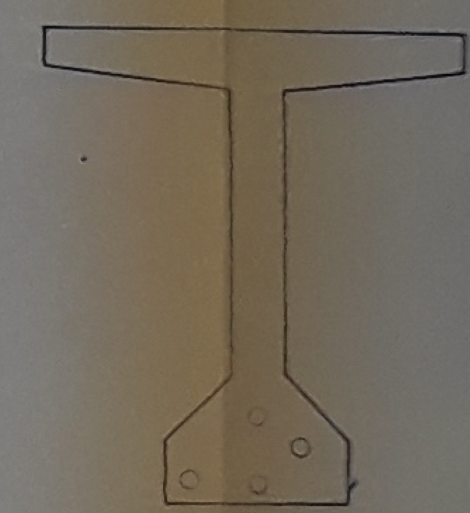
RELEVAGE DES CABLES



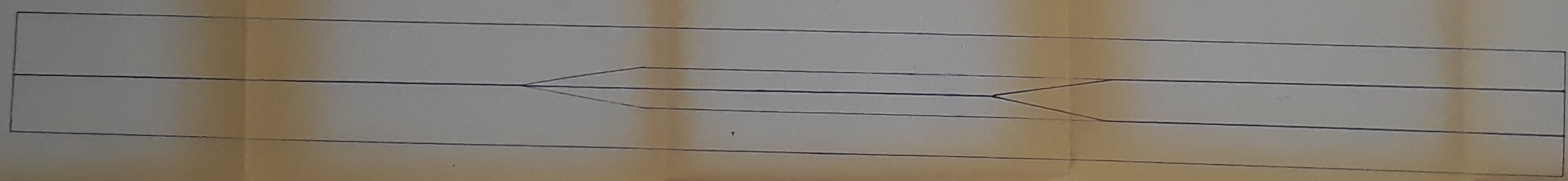


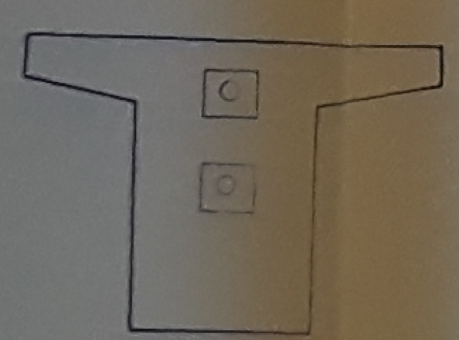
CABLE EQUIVALENT



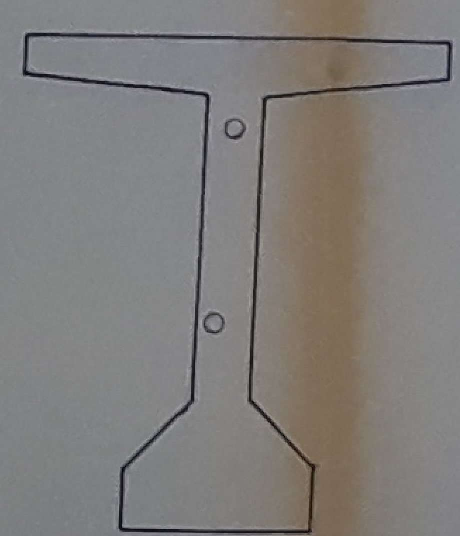


VUE EN PLAN

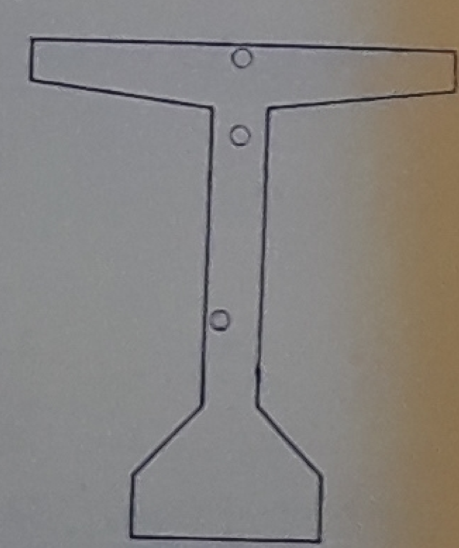




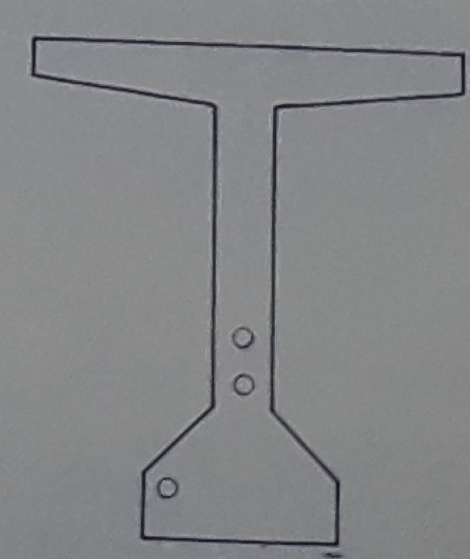
section d'about



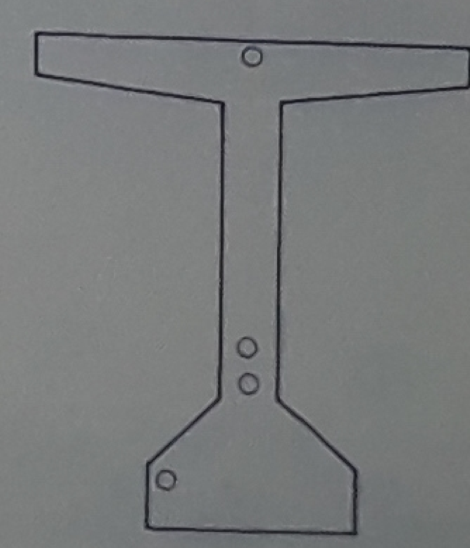
section juste apres l'emergence du cable n°2



section juste avant l'emergence du cable n°2



section juste apres l'emergence du . cable n°1



section juste avant l'emergence du cable n°1

PB 0 2 4 86

-3-

SOCIETE . ALGERIENNE D'ETUDES ET DE REALISATION . D'OUVRAGES . D'ARTS

ECOLE . NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROMOTION JUIN . 86

PONT A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAINT

PROJET . DE . FIN . D'ETUDES

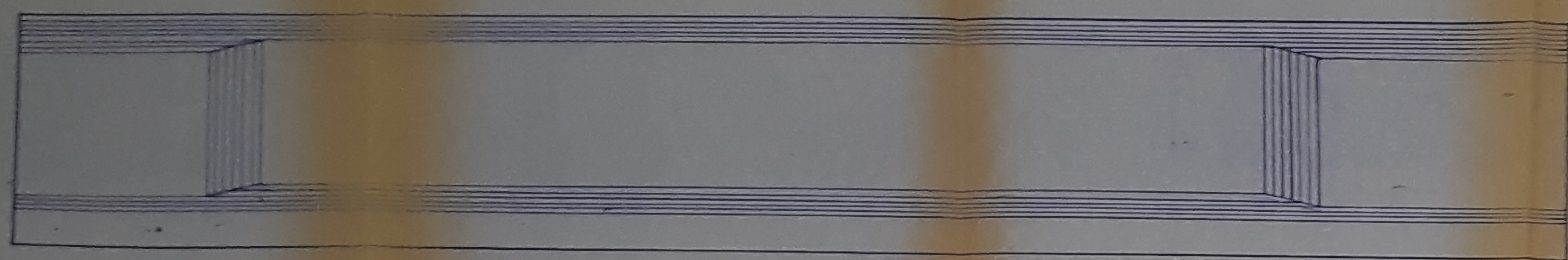
LES . CABLES . DE . LA POUTRE . PREFABRIQUEE

D. BELHADJI
ETUDE PAR . A. DJELLOUL

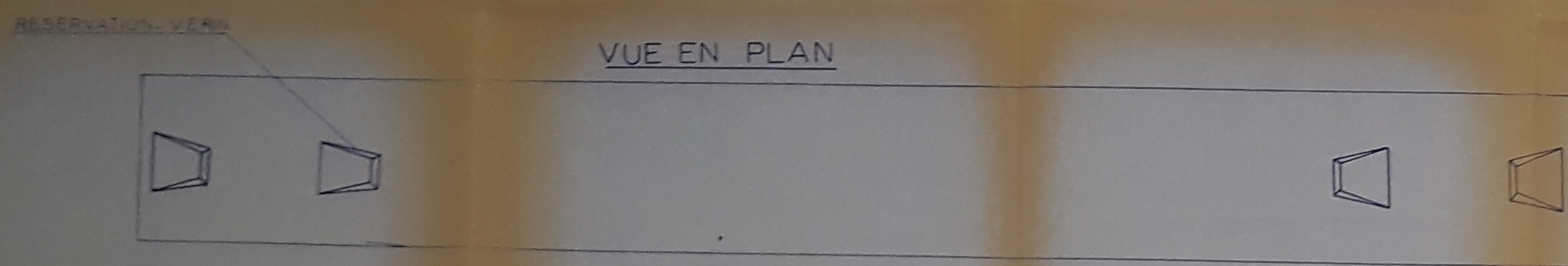
DIRIGE PAR M. BRAIKI

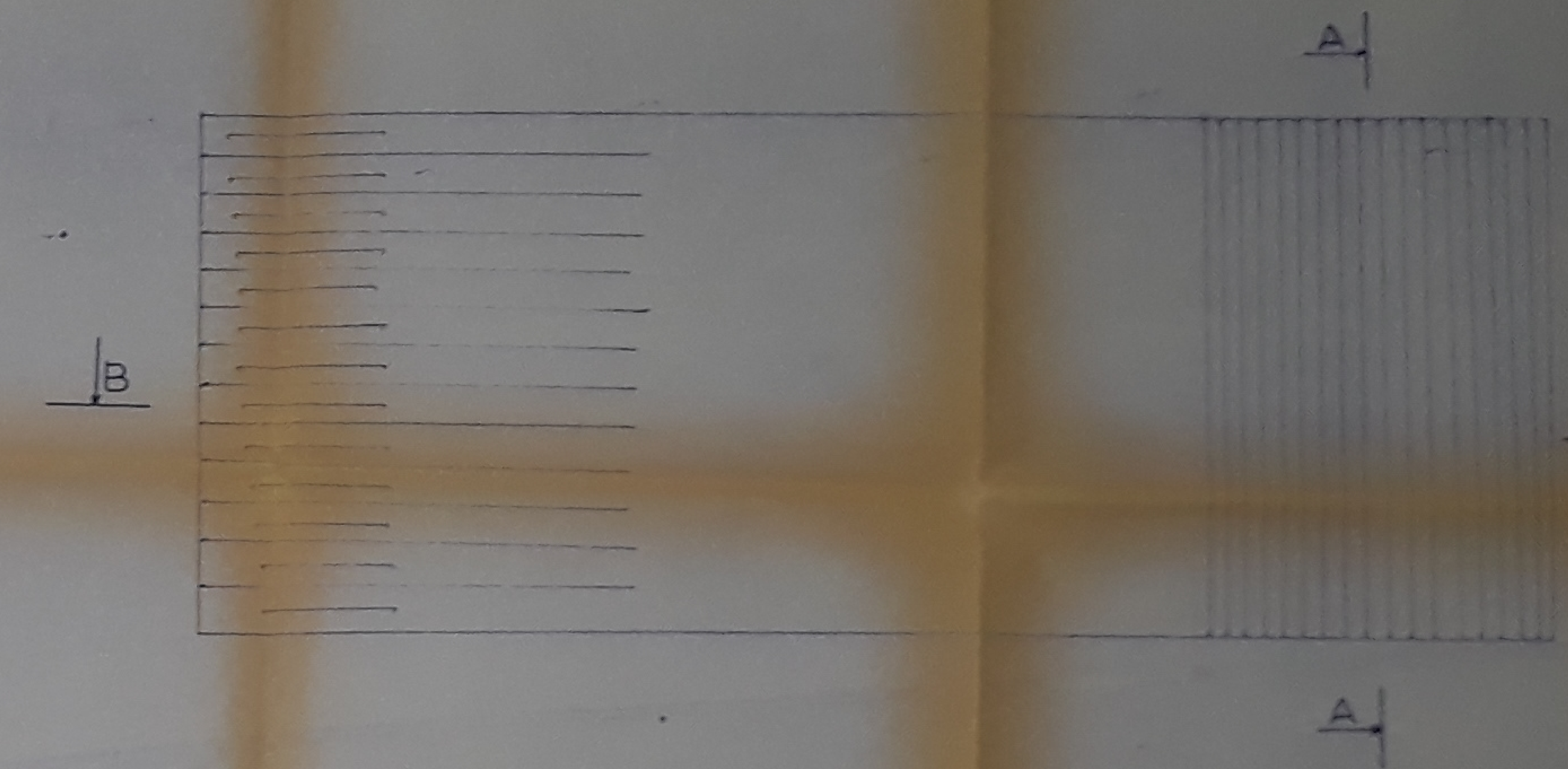
1/15 1/5 | PLAN N°3

COFFRE DE LA POUTRE

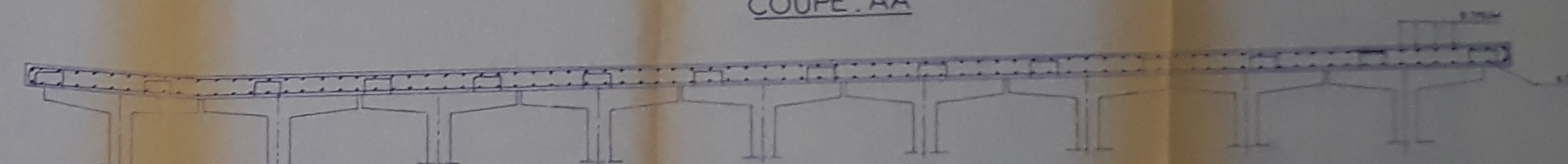


VUE EN PLAN

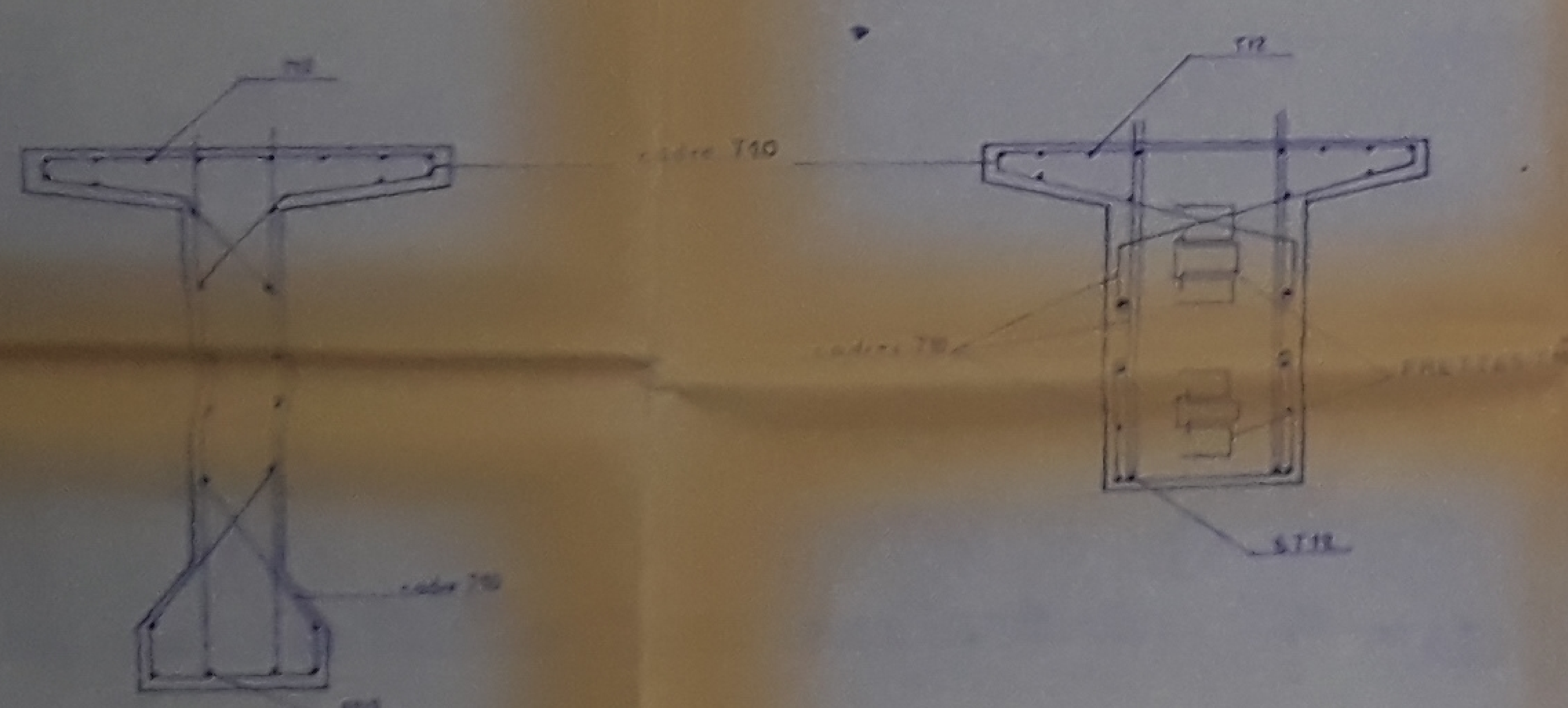




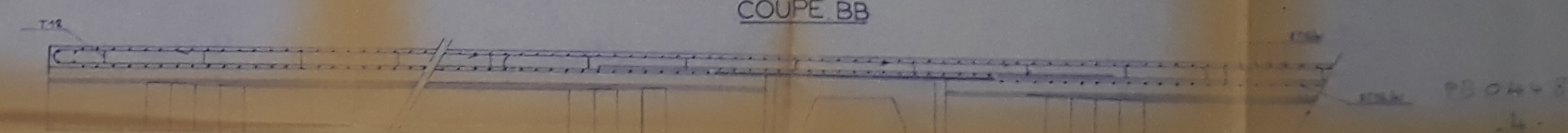
COUPE AA



FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE



COUPE BB



98 044 86
.4.

SOCIETE ALGERIENNE D'ETUDES ET DE REALISATION D'OUVRAGES D'ARTS

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROMOTION JUIN 86

PONTS A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAINT

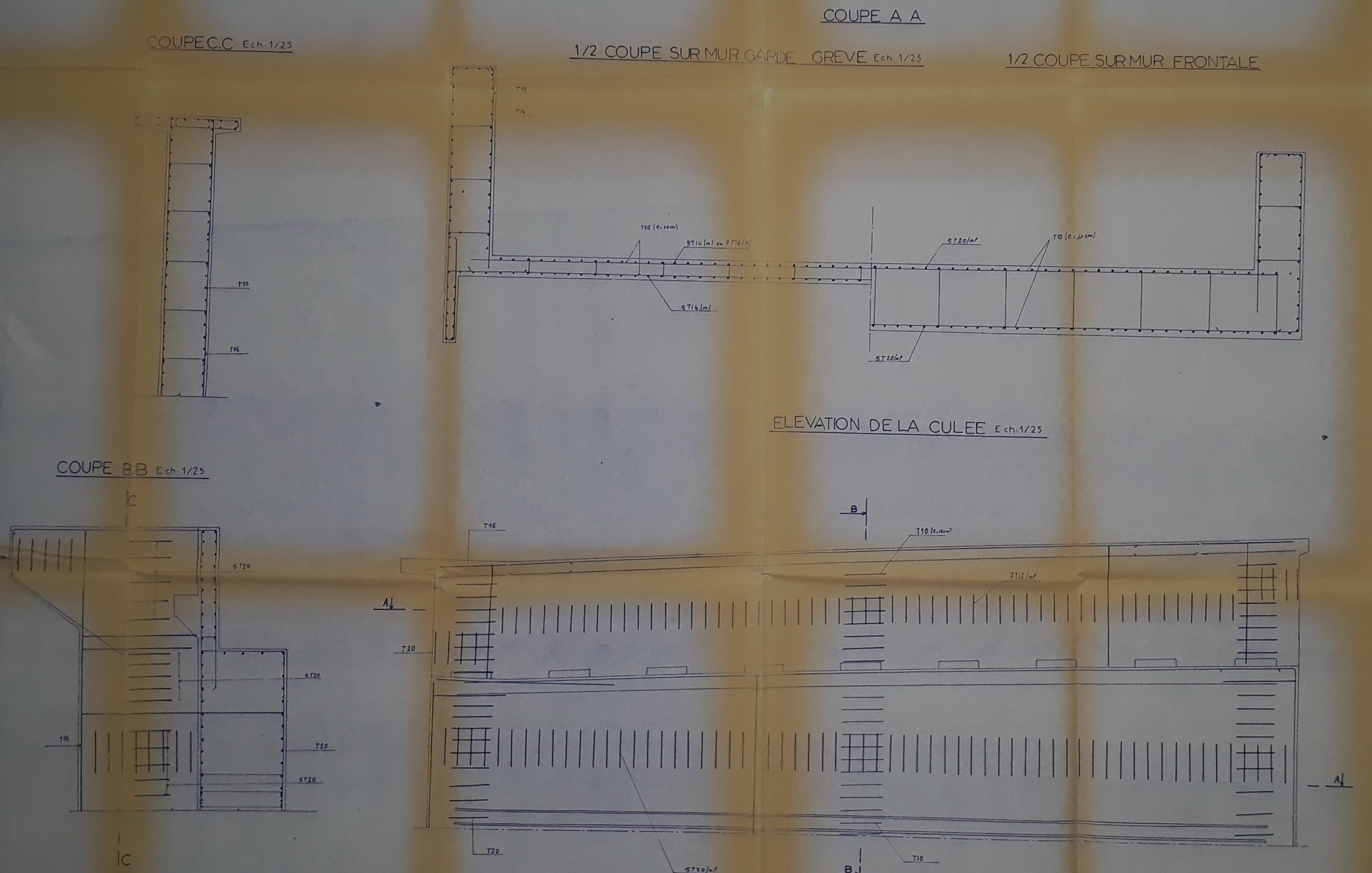
PROJET DE FIN D'ETUDES

COFFRAGE DE LA POUTRE et FERRAILLAGE DE LA DALLE

ETUDE PAR D. BELHADJ, A. DJELLOULI

DIRIGE PAR M. BRANCI

PLAN 1/4



PB 044 86
-5-

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE et POPULAIRE

SOCIETE ALGERIENNE D'ETUDES ET DE REALISATION D'OUVRAGES D'ARTS

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROMOTION . JUIN 86

PONT A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAINT

PROJET DE . FIN. D'ETUDES

FERRAILLAGE DE LA CULEE

ETUDE PAR D BELHADJ
A DJELLOULI

DIRIGE PAR M BRANCI

Echelle 1/25 | PLAN N°

ELEVATION
BAB EZZOUAR
EL HAMIZ
COUPE LONGITUDINALE ECH 1/200
P2
P3
C5
VUE EN PLAN ECH 1/200
COUPE TRANSVERSALE PILE ECH 1/50
DETAIL DE
VUE EN PLAN DU CHEVETRE PILE ECH 1/50
DETAIL DU CHEVETRE PILE
COUPE TRANSVERSALE CULEE ECH 1/50
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
PROMOTION JUIN 86
PONTS A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAINT
PROJET DE FIN DETUDES
PLAN DENSEMBLE