UNIVERSITE D'ALGER 10/77

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE - CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

PONT A BEQUILLES EN BETON ARME

Proposé et dirigé par :

P. BONNEVILLE

- Docteur d'Etat
- Professeur à l'E.N.P.A.

Etudié par :

M. HARMIM

M. SERAIDI

Promotion 1977

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE - CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

PONT A BEQUILLES EN BETON ARME

Proposé et dirigé par :

P. BONNEVILLE

- Docteur d'Etat
- Professeur à l'E.N.P.A.

Etudié par :

M. HARMIM

M. SERAIDI

Promotion 1977

NOUS SAISISSONS CETTE OCCASION POUR REMERCIER TOUTES LES PERSONNES QUI ONT CONTRIBUE DE PRES OU DE LOIN A NOTRE FORMATION D'INGENIEUR. QUE LES PROFESSEURS DE L'ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER TROUVENT ICI NOTRE PROFONDE RECONNAISSANCE.

NOS REMERCIEMENTS VONT PARTICULIEREMENT A MONSIEUR BONNEVILLE, POUR SES CONSEILS QUI NOUS ONT ETE D'UNE GRANDE UTILITE POUR MENER A BIEN NOTRE TRAVAIL.

N'OUBLIONS PAS PAR CETTE MEME OCCASION D'EXPRIMER NOTRE SYMPATHIE A NOTRE GRAND AMI CHEIKH.

****

JE DEDIE MON TRAVAIL A MA MERE

M.HARMIM

A MES PARENTS ET EN PARTICULIER A MON FRERE SAAD.

M. SERAIDI

PORTIQUE ROUTIER EN BETON ARME
A DEUX ARTICULATIONS

POur le franchissement par une route d'une tranchee existante (ligne de chemin de fer),on etudie une solution utilisant un portique à deux articulations et deux travees en consoles (poutres àbequilles).

La tranchee est definie par le schema ci-dessous: largeur en gueule 47 m, talus en fruit de 1/2. le niveau superieur est horizontal et la cote de projet (selon l'axe de la chaussee) est situee à 1 m au dessus de ce niveau .

Les terains rencontres sont des gres tendres et de bonne tenue, à l'exeption des couches superieures, assez friables sur une epaisseur de 7 m.

La chaussee sur le pont aura une largeur de 6 m, avec deux trottoirs de 1 m chacun.

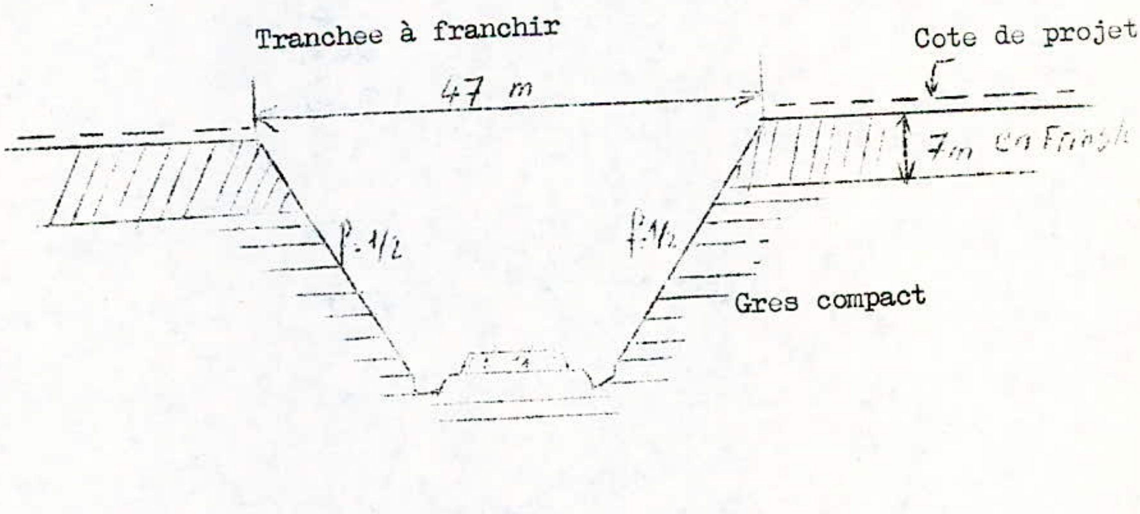


TABLE DES MATIERES

PAGE

****

MATERIAUX UTILISES
CONTRAINTES ADMISSIBLES

A / BETON

DOSAGE	CIM ENT	CONTROL	GRANULAT
350 Kg/cm^2	CPA 325	STRICT	ROULES $e_g = 25mm$

CALCUL DES CONTRAINTES $\bar{\sigma}'_b$; $\bar{\sigma}_b$; $\bar{\sigma}'_{b_o}$

$\bar{\sigma}'_b$ = contrainte de compression admissible

$\bar{\sigma}'_{b_o}$ =contraainte admissible en compression simple

$\bar{\sigma}_b$ = contrainte de traction de reference

$$\boxed{\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \cdot \sigma'_{28}}$$ (CCBA 68 art. 9.4) $\rho'_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon$

α =1 ciment de classe 325

β = 1 control strict

γ = 1 $\frac{h_m}{e_g} = \frac{20}{25} = 8 > 4$

δ = 0,30 en compression simple ε = 1 en compression simple

δ = 0,60 en flexion simple $0,5 < \varepsilon < 1$ enflexion simple

σ'_{28} = 270 bars σ_{28} = 23,20bars

Flexion simple $\longrightarrow \bar{\sigma}'_b$ = 1.1.1.0,60. .270 =162 bars

compression simple $\longrightarrow \bar{\sigma}'_{b_o}$ = 1.1.1/0,30.1.23,20 = 81 bars

$$\boxed{\begin{array}{l}\bar{\sigma}'_b = 162 \text{ bars} = 165 \ Kg/cm^2 \\ \bar{\sigma}'_{b_o} = 81 \text{ bars} = 82,5 \ Kg/cm^2\end{array}}$$

$\boxed{\bar{\sigma}_b = \rho_b \, \bar{\sigma}_b'}$ $\rho_b = \alpha \beta \gamma \theta$ (CCBA 68 art. 9.54)

$\theta = 0{,}018 + \frac{2{,}1}{\sigma_{28}} = 0{,}018 + \frac{2{,}1}{270} = 0{,}0257$

$\sigma_b = 1.1.1.0{,}0257.270 = 6{,}94 =$ è7 bars

$$\boxed{\bar{\sigma}_b = 7 \text{ bars} = 7{,}1 \text{ Kg/cm}^2}$$

B/ ACIERS On utilise des aciers tors de nuance FeE40

	σ_{en} bars	σ_{en} Kg/cm^2	$\bar{\sigma}_a$ bars	$\bar{\sigma}_a$ Kg/cm^2
$\phi \leq 20$	4120	4200	2750	2800
$\phi > 20$	3920	4000	2610	2670

$\bar{\sigma}_a = \rho_a \, \sigma_{en}$ (sollicitation du 1[er] genre $\rho_a = \frac{2}{3}$) (ccba 68 art. 10.41)

$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} \longrightarrow \left| \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ pour } \phi \leq 20 \\ \bar{\sigma}_a = 2670 \text{ pour } \phi > 20 \end{array} \right.$

Beton utilise avec les HA : conditions aà remplir (CCBA 68 art.18)

$\bar{\sigma}_{bo}$ 20 (1+1,25 Ψ_d) avec $\Psi_d = \frac{1{,}5}{\sqrt{2}} \eta_d$ (ccba 68 art.29)

$\Psi_d = \frac{1{,}5 . 1{,}6}{\sqrt{2}} = 1{,}7$ $\eta_d = 1{,}6$

—— $\bar{\sigma}_{bo}'$ 20 (1+1,25.1,7) = 62,5 bars Verifiè !!! $\bar{\sigma}_{bo}' = 81$ bars

Afin de limiter la fissuration du beton on prendra pour contrainte admissible de l'acier $\bar{\sigma}_a$ telle que (CCBA 68 art.49.22)

$\bar{\sigma}_a = \min \left| \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{en} \\ \text{MAX} \left| \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right. \end{array} \right.$ $\sigma_1 = \frac{K \; \bar{w}_f}{\phi \, (1 + 10 \bar{w}_f)}$ $\sigma_2 = 2{,}4 \sqrt{\frac{K \, \sigma_b}{\phi}}$

ϕ = diametre de la plus grosse barre utilisee

η = coefficient de fissuration = 1,6

$\bar{\sigma}_b$ = contrainte de reference du beton en bars

$K = 10^6$

A = section de barres tendues

B_f = section d'enrobage

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

$\nu = 0,15$ coefficient de poisson

$n = 15$ coefficient d'equivalence

SISAILLEMENT

$\tau_b \leq 1,15\ \bar{\sigma}_b$ (CCBA 68 art.27.2)

Contrainte d'adherence

$\tau_d = 2,5\ \psi_d\ \bar{\sigma}_b$ en general $\psi_d = 1,5$

*Ancrage des armatures

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

*Condition de non fragilite

$\frac{A}{B.h} \geqslant 0,69\ \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}\ (16 - \frac{\rho}{2})$ pour les armatures disposeees suivant l_x

$\frac{A}{B.h} \geqslant 0,69\ \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}\ (\frac{1+\rho}{4})$ pour les armatures disposees suivant l_y

$\rho = \frac{l_x}{l_y}$

* Pourcentage minimal

$\frac{A_x}{b.h} > \frac{1,2}{\sigma_{en} - 2200}$

$\frac{A_y}{b.h} > \frac{\pm 1,2}{\sigma_{en} - 2200}$

****

CALCUL DU HOURDIS SUPERIEUR

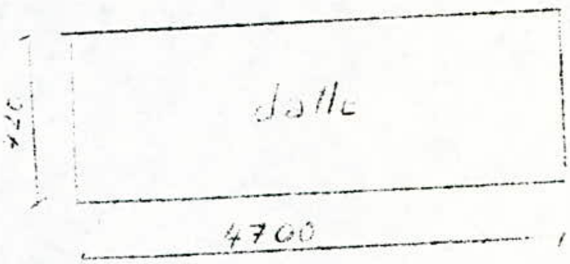
DALLE

La dalle sera consideree comme uniformem ent longue et articulee sur ses deux cotes

$l = 420$ cm

$L = 4700$ cm

$e = 20$ cm



Coefficient de majoration dynamique

$$\delta_{dalle} = 1+\alpha+\beta = 1+ \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+\frac{4P}{S}}$$

* Pour les poutres caissons , la distance L doit s'entendre comme la la distance entre les plans moyens desames de rives du oudes caissons

(reglement P&C art.5.4)

Pour notre cas $L = 460$ cm

* P = Poids total de la dalle avec tpus les elements qui reposent sur elle,poids qui charge la surface $L.l = 460.420$ cm^2

* S = surcharge maximale que l'on peut placer sur la surface $L.l$ en tenant compte du nombre de voies

CALCUL DE S

a/ Camions B_c : sur deux voies et une longueur de 4,60 m on ne peut placer que deux essieux de deux camions

$$S = 4.12 = 48 \text{ t}$$

b/ Tendems : onpeut mettre egalement ~~deux~~ deux tendems

$$S = 64.0,9 = 57,6 \text{ t}$$

CALCUL DE P

elements		densite t/m^3	surface m^2	epaisseur m	p t/m^2	P (t)
dalle		2,5	19,32	0,20	0,500	13,800
CHAUSSEE	beton maigre	2,3	19,32	0,07	0,161	4,445
	papier fort	0,02	19,32		0,02	0,552
	deux couches asphalt	1;8	19,32	0,035	0,288	0,794
	revetement	2,1			0,07[illegible]	2,028
				TOTAL	0,783	15,06

a/ Sous le camion B_c

$$\delta = 1,392$$

b/ Sous les tendems

$$\delta = 1,439$$

I/ CALCUL ~~DE~~SOUS LES CHARGES PERMANENTES

$G = 0{,}783\ t/m^2$ (tableau precedent)

La dalle est infiniment longue $\frac{l_x}{l_y} = \frac{4{,}6}{47} = 0{,}105 > 0{,}4$

La dalle est consideree travaillant seulement dans un seul sens, suivant le petit cote l_x

Le calcul du moment flechissant et de l'effort tranchant se fera en considerant une poutre, suivant l_x et de largeur 1m. La hauteur de cette poutre etant l'epaisseur de la dalle

$$M_o = G\frac{l^2_x}{8} = \frac{0{,}783.4{,}6^2}{8} = 2{,}070\ tm/ml$$

Reduction des moments

En travee : $M_t = 0{,}8\ M_o = 1{,}656\ tm/ml$

En appui : $M_a = -0{,}20\ M_o = -0{,}414\ tm/ml$

$$T = G\frac{l_x}{2} = 0{,}783\ \frac{4{,}6}{2} = 1{,}80\ t/ml$$

II/ CALCUL SOUS LA SURCHARGE UNIFORME A

La longueur l à considerer (surchargee) et qui donne l'effet defavorable est 47 m

$$A = k\ \frac{l_o}{l_v}\ A(l)$$

$k = 0{,}9$
$l_o = 3$
$l_v = 3$

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{l + 12} = 230 + \frac{36000}{47 + 12} = 840\ KG/m^2$$

$$A(l) = 0{,}840\ t/m^2$$

$$A = 0{,}9.\ \frac{3}{3}\ .0{,}84 = 0{,}756 = 0{,}756\ t/m^2$$

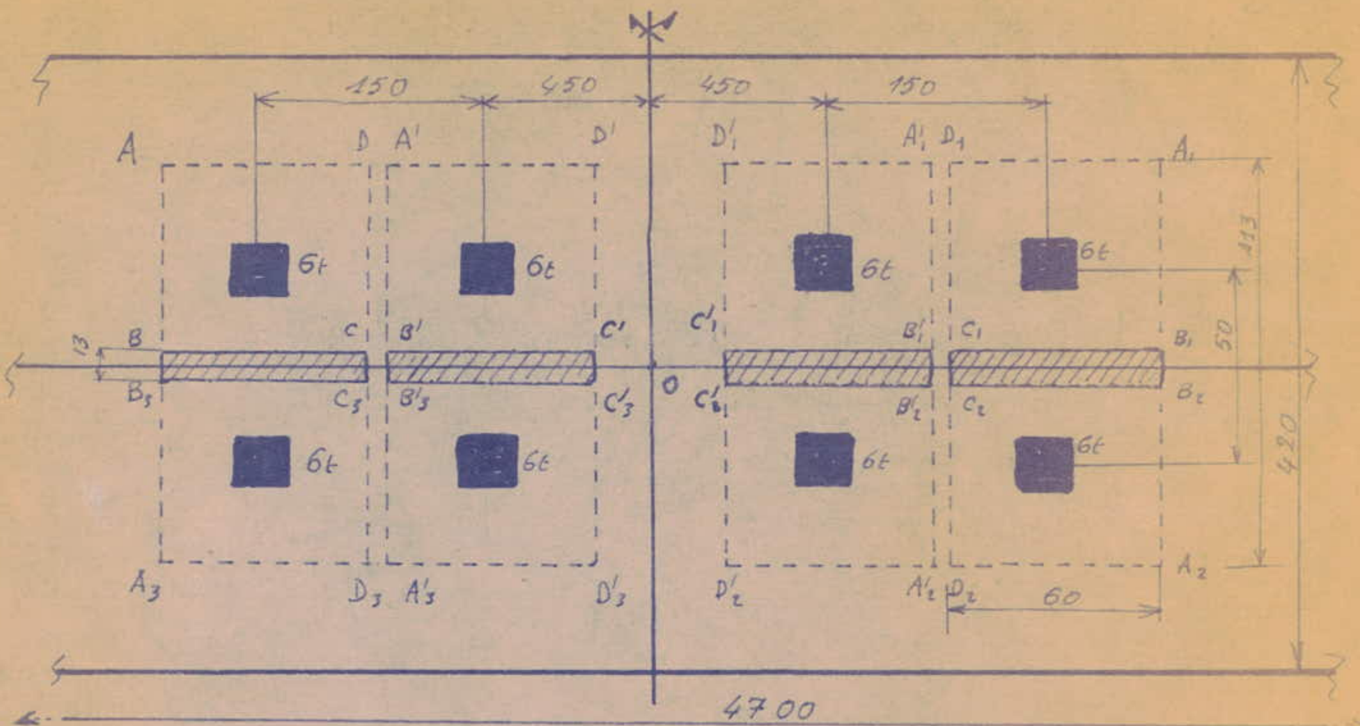
ce qui donne une charge lineaire de $0{,}756.1 = 0{,}756\ t/ml$

$$M_o = 0{,}756\ \frac{4{,}6^2}{8} = 1{,}999\ Tm/ml$$

EN travee : $M_t = 0{,}8\ M_o = 1{,}60\ tm/ml$

En appui : $M_a = -0{,}2\ M_o = -0{,}40\ tm/ml$

$$T = 0{,}756\ \frac{4{,}6}{2} = 1{,}738\ t/ml$$



disposition des roues arrieres de 2 camions voisins.

$S_1 = AA_1A_2A_3$; $S_3 = CC_1C_2C_3$; $S'_1 = A'A'_1A'_2A'_3$; $S'_3 = C'C'_1C'_2C'_3$

$S_2 = BB_1B_2B_3$; $S_4 = DD_1D_2D_3$; $S'_2 = B'B'_1B'_2B'_3$; $S'_4 = D'D'_1D'_2D'_3$

Calcul des differentes densités Pr_i

S_1	$Pr_1 = 15{,}11 \times 1{,}13 \times 12{,}63 = 215{,}64$ t
S_2	$Pr_2 = 15{,}11 \times 0{,}13 \times 12{,}63 = 24{,}80$ t
S_3	$Pr_3 = 15{,}11 \times 0{,}13 \times 11{,}37 = 22{,}33$ t
S_4	$Pr_4 = 15{,}11 \times 1{,}13 \times 11{,}37 = 194{,}13$ t
S'_1	$Pr'_1 = 15{,}11 \times 1{,}13 \times 9{,}63 = 164{,}42$ t
S'_2	$Pr'_2 = 15{,}11 \times 0{,}13 \times 9{,}63 = 18{,}91$ t
S'_3	$Pr'_3 = 15{,}11 \times 0{,}13 \times 8{,}37 = 16{,}44$ t
S'_4	$Pr'_4 = 15{,}11 \times 1{,}13 \times 8{,}37 = 142{,}01$ t

Moments aux milieu des côtés de la dalle

Sous les roues arrieres des camions.

$M_{xi} = (M_1 + \nu M_2)\, P_{ri} \times 1,2 \times \delta$

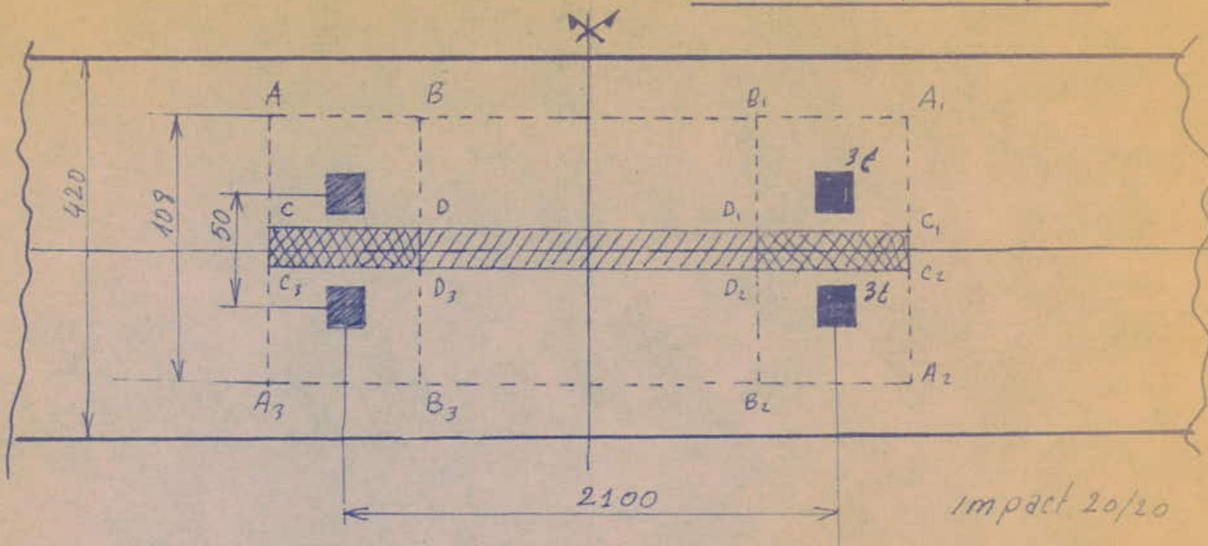
$M_{yi} = (M_2 + \nu M_1)\, P_{ri} \times 1,2 \times \delta$

S_i	$U'_{(m)}$	$V'_{(m)}$	U'/ℓ_x	V'/ℓ_y	M_1	M_2	$M_1 + 0,15\, M_2$	$M_2 + 0,15\, M_1$	P_{ri} (t)	M_{xi} (tm)	M_{yi} (tm)
S_1	1,16	12,63	0,27	0,26	0,19	0,11	0,206	0,138	215,64	72,27	49,81
S_2	0,16	12,63	0,03	0,26	0,28	0,14	0,301	0,181	24,80	12,40	7,48
S_3	0,16	11,37	0,03	0,24	0,28	0,14	0,301	0,181	22,33	11,17	6,74
S_4	1,13	11,37	0,27	0,24	0,20	0,12	0,218	0,148	194,13	70,59	47,92
S'_1	1,13	9,63	0,27	0,20	0,19	0,13	0,209	0,158	164,42	57,44	43,46
S'_2	0,13	9,63	0,03	0,20	0,30	0,16	0,324	0,205	18,92	10,21	6,46
S'_3	0,13	8,37	0,03	0,17	0,30	0,18	0,327	0,215	16,44	8,96	5,89
S'_4	1,13	8,37	0,27	0,17	0,21	0,16	0,234	0,181	142,91	55,77	44,54

$M_x = M_{x1} + M_{x2} - M_{x3} - M_{x4} + M'_{x1} + M'_{x2} - M'_{x3} - M'_{x4} = 7,83$ t.m/ml.

$M_y = M_{y1} + M_{y2} - M_{y3} - M_{y4} + M'_{y1} + M'_{y2} - M'_{y3} - M'_{y4} = 2,52$ t.m/ml.

Roues avant du 1e camions avec leurs symetriques



impact 20/20

$\Delta = 8 cm.$

$Pr = 8,918\ t/m^2$

$S_1 = A A_1 A_2 A_3$; $S_3 = C C_1 C_2 C_3$

$S_2 = B B_1 B_2 B_3$; $S_4 = D D_1 D_2 D_3$

S_i	$U'(m)$	$V'(m)$	$\frac{U'}{l_x}$	$\frac{V'}{l_y}$	M_1	M_2	$M_1+\nu M_2$	$M_2+\nu M_1$	$P_r\ (t)$	M_{xi}	M_{yi}
S_1	1,08	21,58	0,257	0,459	0,18	0,080	0,192	0,107	207,84	66,56	37,09
S_2	1,08	20,42	0,257	0,434	0,18	0,080	0,192	0,107	196,67	62,98	35,10
S_3	0,08	21,58	0,020	0,459	0,23	0,085	0,242	0,119	15,39	6,21	3,05
S_4	0,08	20,42	0,020	0,434	0,25	0,090	0,263	0,127	14,56	6,38	3,08

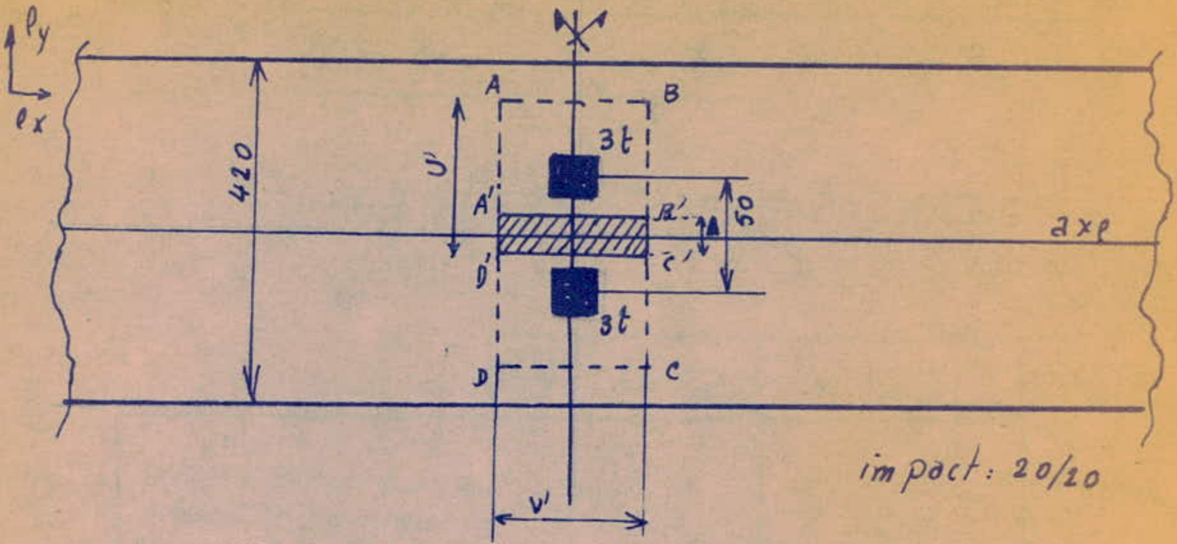
$M_x = M_{x1} - M_{x2} + M_{x3} - M_{x4} = 3,41\ tm/ml$

$M_y = M_{y1} - M_{y2} + M_{y3} - M_{y4} = 1,96\ tm/ml$

moments aux milieux des cotés de la dalle.

Roues avant du 2e camion.

(centrées)



impact : 20/20

$U' = 1{,}5\, e_r + h_o + U = 1{,}5 \times 12 + 20 + 20 = 58$ cm.

$V' = 1{,}5\, e_r + h_o + V = 1{,}5 \times 12 + 20 + 20 = 58$ cm.

$\frac{U'}{2} > 25 \rightarrow \frac{58}{2} = 29 > 25 \Rightarrow$ il y a interference

largeur d'interference $\Delta = h_o + 1{,}5\, e_r - 30 = 20 + 1{,}5 . 12 - 30 = 8$ cm.

pression sur le plan moyen : $P_r = \frac{3000}{U'V'} = \frac{3000}{0{,}58^2} = 8{,}918\ t/m^2$

$S_1 = ABCD$; $S_2 = A'B'C'D'$

S_i	U' (m)	V' (m)	$\frac{U'}{l_x}$	$\frac{V'}{l_y}$	M_1	M_2	P_{r_i} (t)	$M_1+\nu M_2$	$M_2+\nu M_1$	M_{xi}	M_{yi}
S_1	1,08	0,58	0,237	0	0,22	0,22	5,58	0,253	0,253	2,35	2,35
S_2	0,08	0,58	0,019	0	0,30	0,30	0,41	0,345	0,345	0,23	0,23

$M_x = M_{x_1} + M_{x_2} = 2{,}58$ t.m/ml.

$M_y = M_{y_1} + M_{y_2} = 2{,}58$ tm/ml.

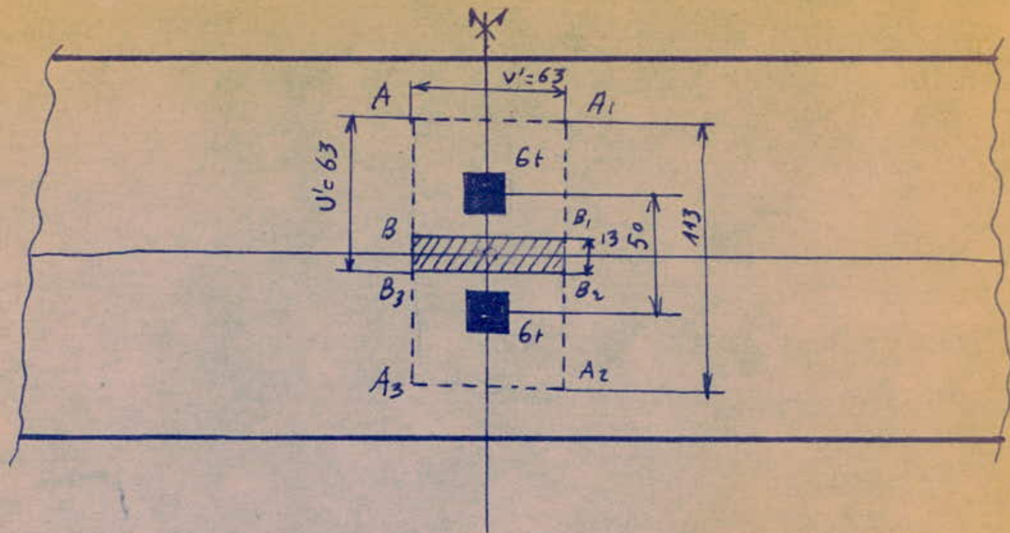
Moments aux milieux des côtes de la dalle.

Sous les charges Bc.

TABLEAU RECAPITULATIF.

	M_x tm/ml	M_y tm/ml
roues arrieres des 2 camions voisins.	7,83	2,52
roues avant du 2e camion	2,58	2,58
roues avant du 1er camion.	1,78	0,98
total des 2 camions.	12,19	6,08

Calcul de l'effort tranchant sous les charges B_c.



$U' = V' = 63$ largeur d'interférence : $\Delta = 13cm$.

$$P_r = \frac{P}{V'V'} = \frac{6}{0{,}63^2} = 15{,}11 \ t/m^2.$$

$S_1 = A A_1 A_2 A_3$; $T_x = T_{x_1} + T_{x_2}$

$S_2 = B B_1 B_2 B_3$; $T_y = T_{y_1} + T_{y_2}$

$$\boxed{\begin{array}{l} T_x = 9{,}12 \ t/ml. \\ T_y = 8{,}42 \ t/ml. \end{array}}$$

S_i	U' (m)	V' (m)	$3U'$ (m)	$3V'$ (m)	$2U'_i+V'_i$	$2V'_i+U'_i$	S_i m^2	P_{ri} (t)	$T_{U'_i}$	$T_{V'_i}$	T_{x_i}	T_{y_i}
S_1 $U'>V'$	1,13	0,63	3,39	1,83	2,89	•	0,711	10,74	3,71	3,16	7,73	6,58
S_2 $V'>U'$	0,13	0,63	0,39	1,83	•	1,39	0,081	1,23	0,67	0,88	1,39	1,84

* ν est le coefficient de Poison (ν =15 pour le beton)

* M_x et M_Y sont les moments flechissants au centre O de la dalle et dans le plan moyen de la dalle.

B/ EFFORTS TRANCHANTS T_x ET T_y AU MILIEU DES COTES DE LA DALLE

T max a lieu lorsque deux roues arrires de camions voisins se trouvent au milieu de la dalle .

$T_{u'}$ et $T_{v'}$ sont les efforts tranchants au milieu de u' et de v' (milieu des cotes u' et v' des diffusions)

$$T_{xi} = 1,25 . T_{u'} \, \delta . 1,20$$

$$T_{yi} = 1,25 . T_{v'} \, \delta . 1,20$$

IV / CALCUL SOUS LES SURCHARGES B_t

Caracteristiques : un tandem est un groupe de deux essieux de 16t chacun

LA diffusion dans le plan moyen ne produit pas d'interference.

A / MOMENT MAXIMAL DANS LA DALLE

Le moment maximal se produit quand les deux roues des deux tandems voisins se trouvent au centre de la dalle . On procede de la meme façon que pour B_c

B / EFFORTS TRANCHANTS AU MILIEU DE LA DALLE

Tmax a lieu quand le tandem est au milieu de la dalle ,T_x et T_y sont les efforts tranchants aumilieu des cotes de la dalle

$T_{u'}$ et $T_{v'}$ etant les efforts tranchants au milieu des cotes de la diffusionde charge.

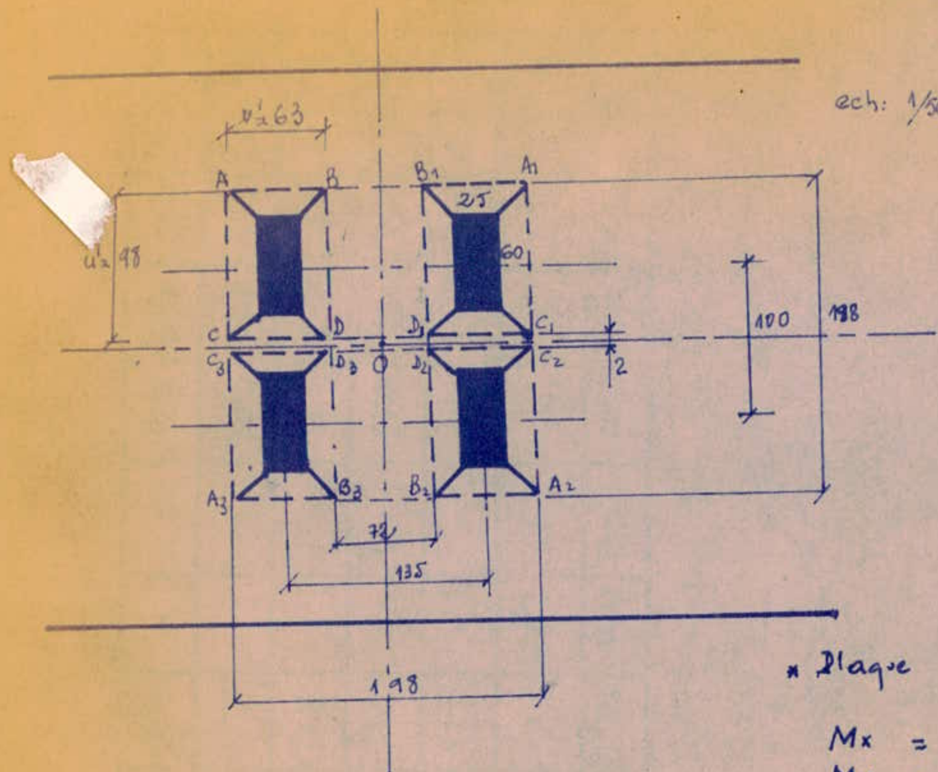
$$T_x = 1,25 \, T_{u'} . 1,20 \, \delta . b_t$$

$$T_y = 1,25 . T_{v'} . 1,20 . \delta . b_t$$

SI $u' < v'$ $\begin{cases} T_{u'} = \dfrac{P}{3v'} \\ T_{V4'} = \dfrac{P}{2v' + u'} \end{cases}$ SI $u' > v'$ $\begin{cases} T_{u'} = \dfrac{P}{2u' + v'} \\ T_{v'} = \dfrac{P}{3u'} \end{cases}$

$$\text{tandem} \rightarrow B_t \begin{cases} 8t \\ \text{impact } 60/25 \end{cases}$$

ech: 1/50



$u' = h_0 + 1{,}5e_r + \mu = 20 + 1{,}5 \times 12 + 60 = 98\ cm$

$v' = h_0 + 1{,}5e_r + v = 20 + 1{,}5 \times 12 + 25 = 63\ cm$

* Condition d'interférence $\frac{u'}{2} > 50$

$\frac{98}{2} = 49 < 50 \Rightarrow$ pas d'interférence

$S_1 = A A_1 A_2 A_3$

$S_2 = B_1 B_1 B_2 B_3$

$S_3 = C C_1 C_2 C_3$

$S_4 = D D_1 D_2 D_3$

$P_r = \frac{P}{u'v'} = \frac{8000}{0{,}98 \times 0{,}63} = 12{,}957\ t/m^2$

$\delta = 1{,}44$

$b_t = 0{,}9$ (art. 5.42 p14)

* Plaque infiniment longue $\frac{l_x}{l_y} \rightarrow 0 \Rightarrow \rho = 0$

$M_x = (M_1 + \nu M_2)\, P_r \times 1{,}2 \times \delta \times b_t$

$M_y = (M_2 + \nu M_1)\, P_r \times 1{,}2 \times \delta \times b_t$

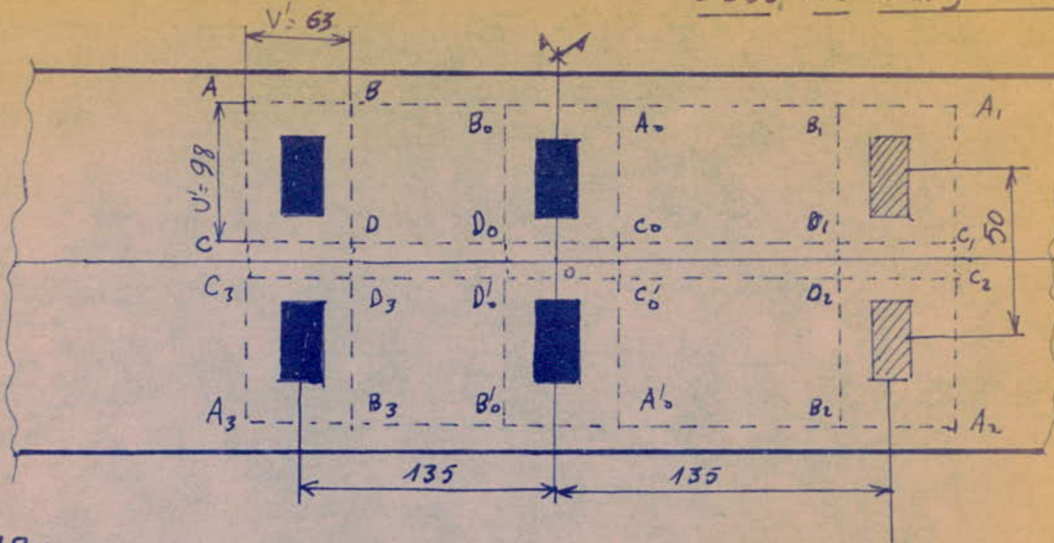
S_i	$u'(m)$	$v'(m)$	$\frac{u'}{l_x}$	$\frac{v'}{l_y}$	M_1	M_2	P_{ri} (t)	$M_1+\nu M_2$	$M_2+\nu M_1$	M_{xi}	M_{yi}
S_1	1,98	1,98	0,471	0,042	0,15	0,16	50,79	0,174	0,182	13,73	14,37
S_2	1,18	0,72	0,471	0,015	0,15	0,16	18,47	0,174	0,182	4,99	5,22
S_3	0,02	1,98	0,004	0,042	0,30	0,30	0,51	0,345	0,345	0,27	0,27
S_4	0,02	0,72	0,004	0,015	0,30	0,30	0,18	0,345	0,345	0,09	0,09

$M_x = M_{x_1} - M_{x_2} - M_{x_3} + M_{x_4}$

$M_y = M_{y_1} - M_{y_2} - M_{y_3} + M_{y_4}$

$$\boxed{\begin{array}{l} M_x = 8{,}57\ t.m/ml \\ M_y = 8{,}97\ t.m/ml \end{array}}$$

Calcul de l'effort tranchant sous les charges Bt.



$U' = 98 \, cm$
$V' = 63 \, cm$ pas d'interference

$S_0 = A_0 B_0 A'_0 B'_0$; $S_2 = A A_1 A_2 A_3$; $S_4 = C C_1 C_2 C_3$

$S_1 = C_0 C'_0 D_0 D'_0$; $S_3 = B B_1 B_2 B_3$; $S_5 = D D_1 D_2 D_3$

$$P_r = \frac{8}{0{,}98 \cdot 0{,}63} = 12{,}95 \, t/m^2.$$

$$T_x = T_{x_0} - T_{x_1} + \frac{1}{2}\left(T_{x_2} - T_{x_3} - T_{x_4} + T_{x_5} \right)$$

$$T_y = T_{y_0} - T_{y_1} + \frac{1}{2}\left(T_{y_2} - T_{y_3} - T_{y_4} + T_{y_5} \right)$$

$$\boxed{\begin{aligned} T_x &= 6{,}03 \, t/ml \\ T_y &= 5{,}39 \, t/ml. \end{aligned}}$$

S_i	$U'_{(m)}$	$V'_{(m)}$	$3v'_i$	$3u'_i$	$2u'_i+v'_i$	$2v'_i+u'_i$	S_i	$P_{ri}(t)$	$T_{u'_i}$	$T_{v'_i}$	T_{x_i}	T_{y_i}
S_0 $u'>v'$	0,98	0,63	•	2,98	2,59	•	0,617	7,99	3,08	2,68	5,98	5,20
S_1 $u'<v'$	0,02	0,63	1,89	•	•	1,26	0,012	0,15	0,08	0,11	0,15	0,21
S_2 $u'<v'$	0,98	3,33	9,99	•	•	7,64	3,263	42,25	4,22	5,53	8,20	10,75
S_3 $u'<v'$	0,98	2,07	6,21	•	•	5,12	2,028	26,26	4,22	5,12	8,20	9,95
S_4 $u'<v'$	0,02	3,33	9,99	•	•	6,68	0,066	0,85	0,08	0,12	0,15	0,23
S_5 $u'<v'$	0,02	2,07	6,21	•	•	4,16	0,041	0,53	0,08	0,12	0,15	0,23

V / CALCUL SOUS LES SURCHARGES B_r

B_r est une roue isolee de 10t, la surface d'impact est $u.v = 60.30\ cm^2$

A / MOMENT MAXIMAL

Il a lieu lorsque B_r se trouve au centre de la dalle.

B / EFFORT TRANCHANT

u' =98cm v' = 68 cm

$$T_{v'} = \frac{P}{3u'} = \frac{10}{3.0,98} = 3,40$$

$$T_{u'} = \frac{P}{2u'+v'} = \frac{10}{2.0,98+0,68} = 3,78$$

$$T_x = 1,25.T_{u'}.1,20.\delta$$

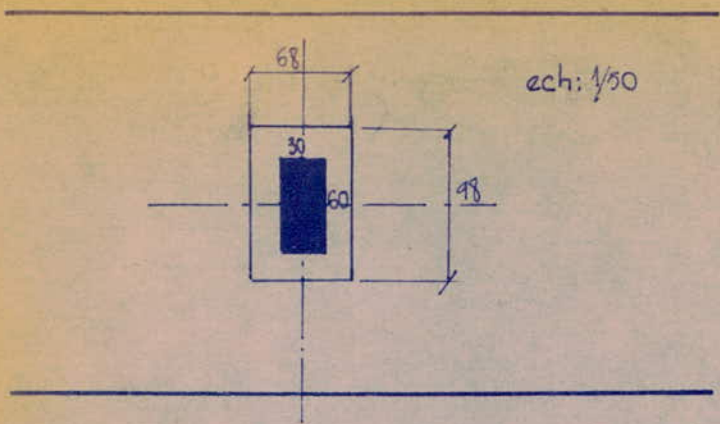
$$T_y = 1,25.T_{v'}.1,20\delta$$

$$T_x = 1,25.3,78.1,20.1,39 = 7,09 \quad t/ml$$

$$T_y = 1,25.3,40.1.20.1,39 = 7,88 \quad t/ml$$

****

Roue Br



ech: 1/50

$\begin{cases} 10\,t \\ 30/60 \text{ impact} \end{cases}$

roue supposee au centre de la plaque

$u' = 98$ cm
$v' = 68$ cm

$\rho = \dfrac{l_x}{l_y} \simeq 0$ $\begin{cases} \dfrac{u'}{l_x} = 0{,}23 \\ \dfrac{v'}{l_y} \simeq 0 \end{cases}$ $\Rightarrow$ abaque Pigeaud $M_1 = 0{,}22$ $M_2 = 0{,}22$

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)\,P \times 1{,}2 \times \delta = (0{,}22 + 0{,}15 \times 0{,}22) \cdot 10 \cdot 1{,}2 \cdot 1{,}39 = 4{,}22\ t.m/ml$$
$$M_y = (M_2 + \nu M_2)\,P \times 1{,}2 \times \delta = (0{,}22 + 0{,}15 \times 0{,}22) \cdot 10 \cdot 1{,}2 \cdot 1{,}39 = 4{,}22\ t.m/ml$$

$$\boxed{\begin{array}{l} M_x = 4{,}22\ t.m/ml \\ M_y = 4{,}22\ t.m/ml \end{array}}$$

TABLEAU RECAPITULATIF
Des efforts non reduits dans dalle

unite : t.m/ml

	surcharges	G	Bc	Br	Bt	A(L)
hourdis sup. dalle	M_x	2,07	12,19	4,22	8,57	1,99
	T_x	1,8	9,12	7,09	6,08	1,73
	M_y	0	6,08	4,22	8,97	0
	T_y	0	8,42	7,88	5,39	0

VERIFICATION AU POINÇONNEMENT

Ladalle sera verifiée pour chaque systeme de charges localisées .
B_r , B_t , B_c ,à l'aide de la contrainte de cisaillement, laquelle ne devra pas depasser la contrainte de tractinn de reference du beton

$$\tau_p = 1,5 \frac{P}{pi.h_o} \leq \bar{\sigma}_b$$

P :charge localisée applquée

pi :perimetredu contour de la diffusion dans le plan moyen de la dalle

h_o :epaisseur de la dalle

P sera majore de 20% (CCBA 68) et multiplie par δ (dynamique)

donc :

$$\tau_p = 1,5.1,20 \delta . \frac{P}{pi\ .h_o} = 1,5.1,20. \frac{1,422}{20} . \frac{P}{pi}$$

$$\boxed{\tau_p = 0,128 \frac{P}{pi}}$$

a/ Surcharge B_r

$P = 10t = 1000$ kg

$pi = 2(\ u'+v')$

$= 2(68 + 98\ ) = 332$cm

$\longrightarrow \tau_p = 0,128 \frac{10000}{332} = 3,95 k/cm^2$

b/ Surcharge B_c

$P = 60000kg$

$pi = 4u' = 4v' = 4.63 = 252$ cm $\longrightarrow \tau_p = 0,128 \frac{6000}{252} = 3,023 kg/cm^2$

c / Surcharge B_t

$P = 8000kg$

$pi = 2(u'+v')$

$= 2(\ 98 + 63\ ) = 322$cm

$\longrightarrow \tau_p = 0,128 \frac{8000}{322} = 3,188 kg/cm^2$

Sahant que $\bar{\bar{\sigma}}_b = 7,1$ kg/cm^2 ,on voit que pour tous les types de surcharges , nous avons $\tau_p = \bar{\sigma}_b$

CALCUL DE LA DALLE SOUS TROTTOIR

Cette dallefait suite à la dalle sous chaussée mais d'epaisseur plus grande . Elle sera calculée en porte à faux sur la poutre principale. Elle sera calculée comme console.

CALCIL DES EFFORTS

A / Charges permanentes G

Le moment resultant et l' effort tranchant seront données par mettre liéaire ----> nécéssité de prendre une bande de largeur 1m(b= 1m)

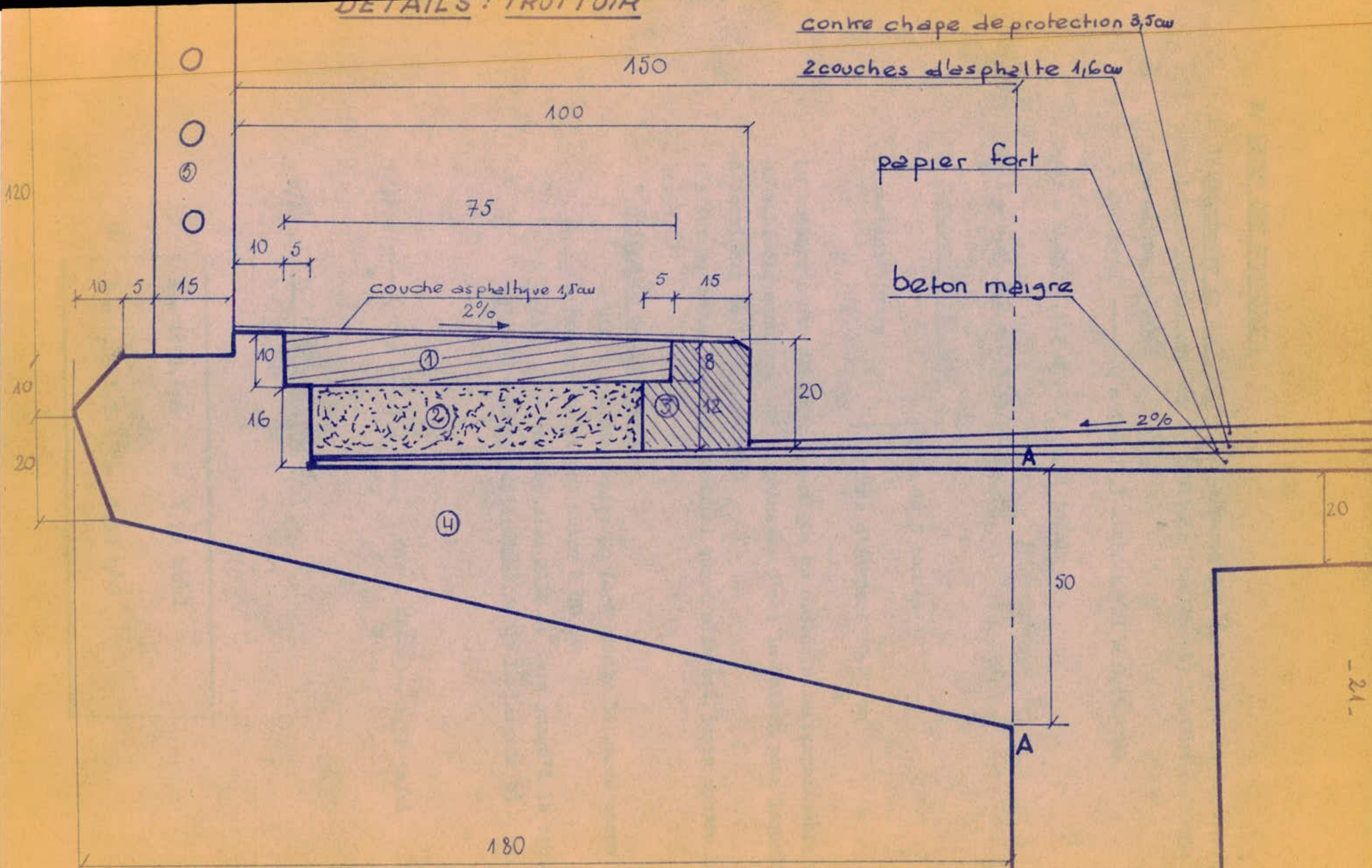
$$*M_g = \sum M/_{aa}$$

$* T_g =$ Somme des Forces àgauche de la séctin aa (aa etant la séctin à l' encastrement de la console)

eléments	charge (t/m^2)	charge (t/ml)	M_i/aa (tm/ml)
dalleen béton	2,5.0,5=1,250	1,250.1.0,9=1,125	1,125.1/3.1,80=0,675
sable	1,6.0,16=0,256	0,256.1.0,65=0,166	0,166.1,05 =0,174
dalette	2,5.0,1= 0,250	2,50.1.0,75=0,187	0,187.1,05 =0,194
bordure	2,5.0,2 =0,500	0,500.1.0,2=0,100	0,100.0,60=0,060
garde corps	0,060	0,060	0,060.1,57=0,090
canalisa		0,100	0,100.1,05=0,028
chape asph.	0,015.1,8=0,027	0,027.1.1=0,027	0,027.1,05=0,028

$T_{g/aa}$ = 1,765 t/ml	$M_{g/aa}$ = 1,328 tm/ml

DETAILS : TROTTOIR



① dallette prefabriquee
② Canalisation
Sable
③ bordure
④ dalle sous trottoir

⑤ garde corps

B/ EFFET DES SURCHARGES

1/ Surcharge de 450 Kg/m^2. Cette surcharge sera disposee transversalement et longitudinalement sur le trottoir (seulement).L'effet de cette surcharge sera majore de 20%

$q = 450\ Kg/m^2$ —— $Q = 450\ .1.1 = 450\ Kg/ml = 0,45\ t/ml$

$M/AA = 0,45\ .1.1,2 =\ \ 0,54\ tm/ml$

$T/AA = 0,45.1,2 = 0,54\ t/ml$

2/ Surcharge localisee

Caracteristiques | Roue de 3 tonnes

Surface d'immpact 20.20 cm^2

La bordure haute de 20 cm n'est pas un obstacle infranchissable pour un vehicule ciculant sur la chaussee.C'set la raison pour laquelle on a considere cette surcharge.

L'effet de cette roue sera maximal quand elle est juste contre le garde corps.

* Diffusion de la charge

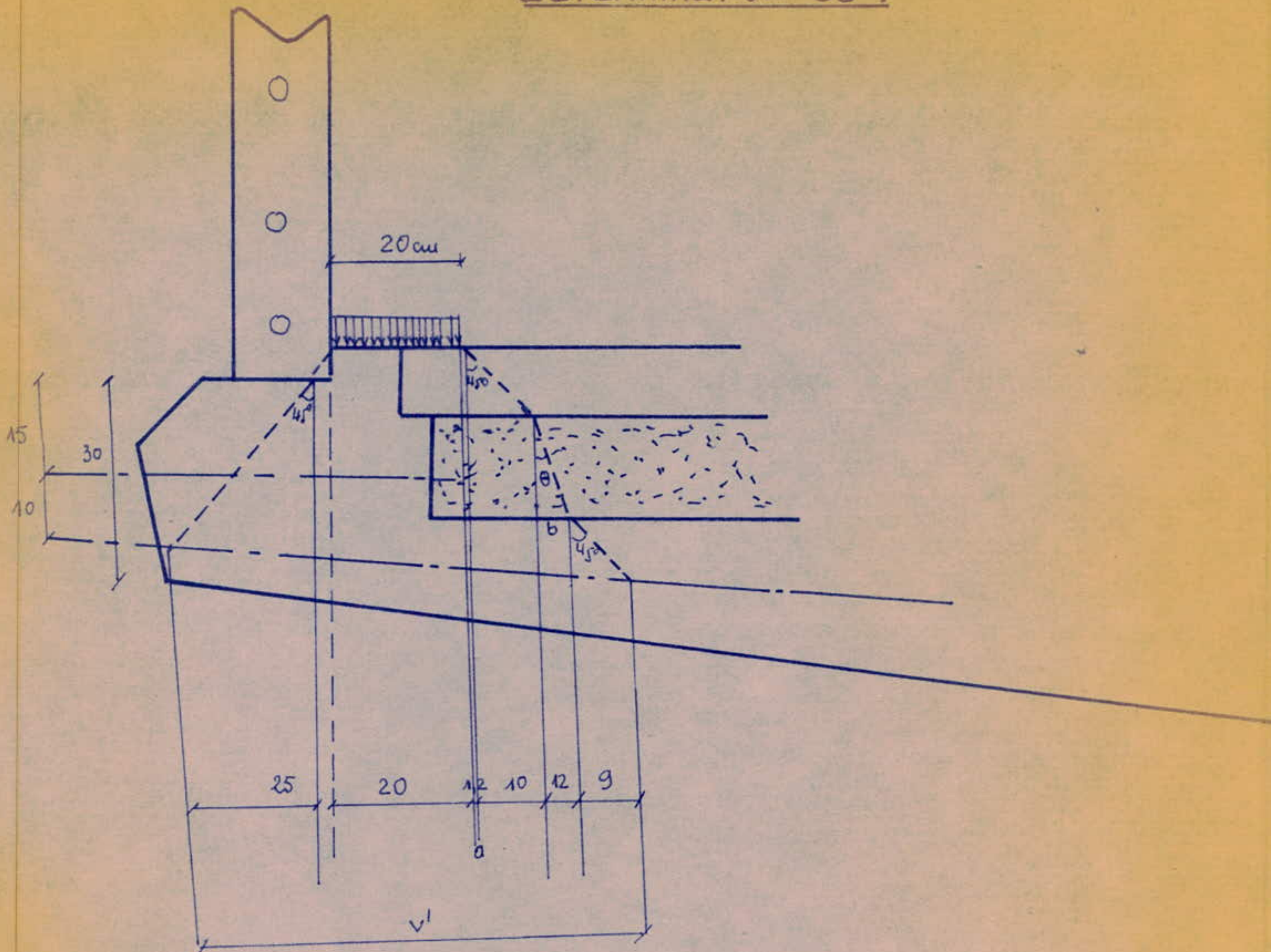
- Diffusion verticale: On fera contre le garde corps une diffusion *, et une autre à 20 cm;
- Diffusion horisontale: Elle se fera jusqu'à la section d'encastrement (determination de la largeur b)

$$M/AA = \frac{P}{b}\left(c + \frac{v'}{2} \right) = \frac{3}{2,752}\left(1,014 + \frac{0,722}{2}\right) = 1,52\ tm/ml$$

$$T/AA = \frac{P}{b} = \frac{3}{2,752} = 1,09\ t/ml$$

$$\boxed{\begin{aligned} M &= 1,52.1,2 = 1,28\ tm/ml \\ T &= 1,09.1,2 = 1,30\ t/ml \end{aligned}}$$

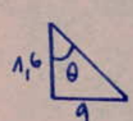
determination de v'



θ est tel que $tg\theta = 3/4 = 0{,}75$

Donc $b = 0{,}75 \times 16 = 12$ cm

a : diffusion de la couche d'asphalte

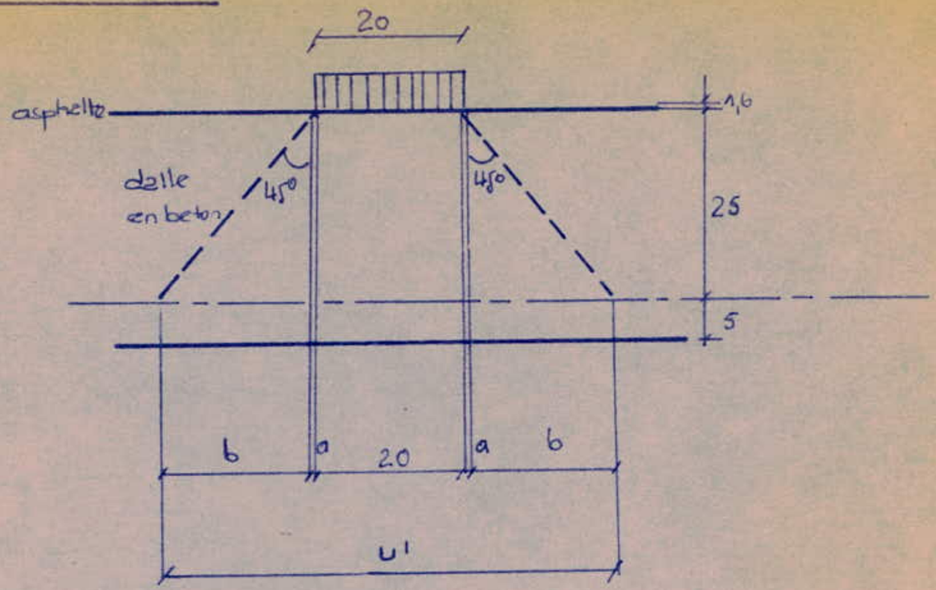


$\Rightarrow \quad a = 0{,}75 \times 1{,}6 = 1{,}2$ cm

$v' = 25 + 20 + 1{,}2 + 10 + 12 + 9 = 77{,}20$ cm

$\boxed{v' = 77{,}20 \text{ cm}}$

determination de u'



diffusion contre le garde corps

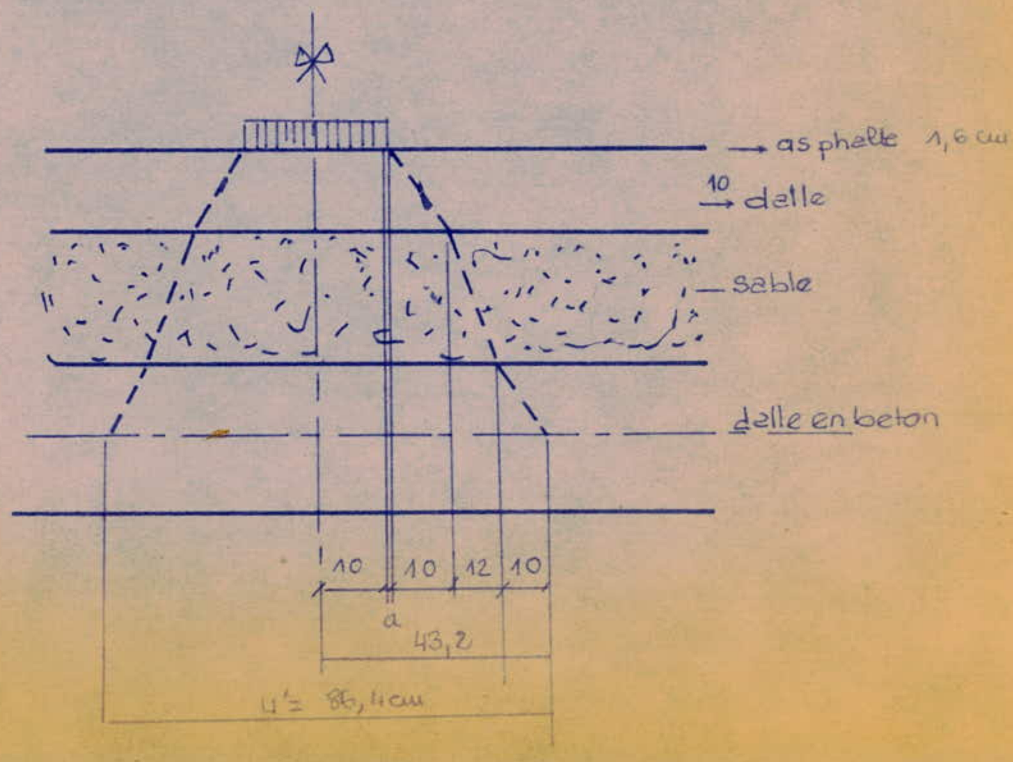
$a = 1,2$ cm

$b = 25$ cm

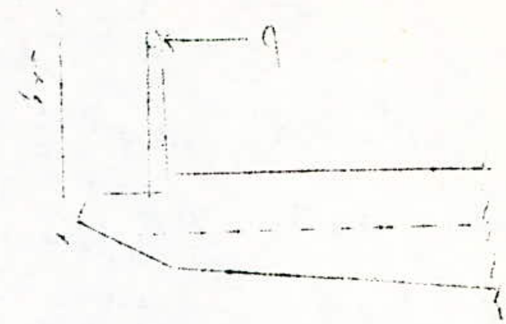
$u' = 20 + 2 \times 1,2 + 2 \times 25 = 72,4$ cm

diffusion à 20 cm du garde corps

$u' = 86,4$ cm



3/ Surcharge sur le garde corps



La foule est supposee exercer sur la main courante une poussee q normale,horizontale et uniforme.Cette poyssee a pour valeur:

$q = 50(1+b) \quad 250$ Kg/ml

b = largeur du trottoir = 100 cm

$q = 50(1+b) = 50(1+1,00) = 50.2 = 100$ Kg/ml $\quad 250$ Kg/ml

$M_q = 0,100.1,45 = \quad = 0,145$ tm/ml

$T = 0$

$$\boxed{\begin{array}{l} M_q = 0,145 \text{ tm/ml} \\ T_q = 0 \end{array}}$$

4 /Roue du systeme B_c pouvant etre sur la dalle sous trottoir

* Roue de 6t du systeme B_c

Cette roue sera 25cm de laa bordure ,sur 1m de largeur de trottoir , il peut y avoir 2 roues de6t. On fait les deus diffusions ,et on prend b = 1 m

$$M = \frac{P}{b}0,25.1,2. = \frac{6}{1,00}0,25.1,2 = 1,8\text{tm/ml}$$

$$T = \frac{P}{b}.1,2 = \frac{6}{1,00}.1,2 = 7,2\text{tm/ml}$$

On voit que le moment a une valeu r faible, mais que l' effort tranchant est tres important. (la se trouve tout pres de la section d' encastrement)

$$M_{rel} = 1,8.\delta.1 = 1,8.1,39.1 = 2,50\text{tm/ml}$$

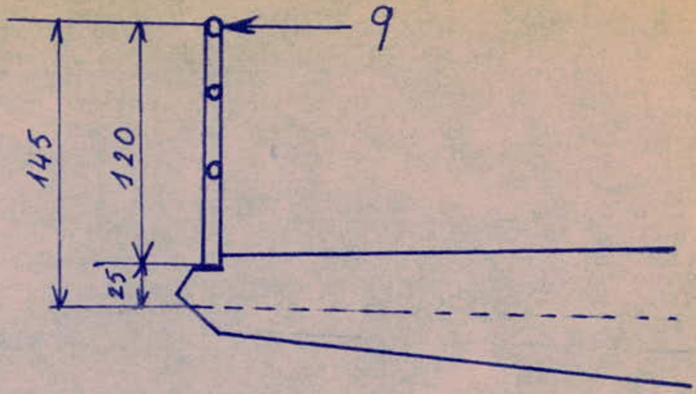
$$T_{reel} = 7,2.1.\delta = 7,2.1.1,39 = 10,00\text{t/ml}$$

* Roue de 8 t du systeme B_t

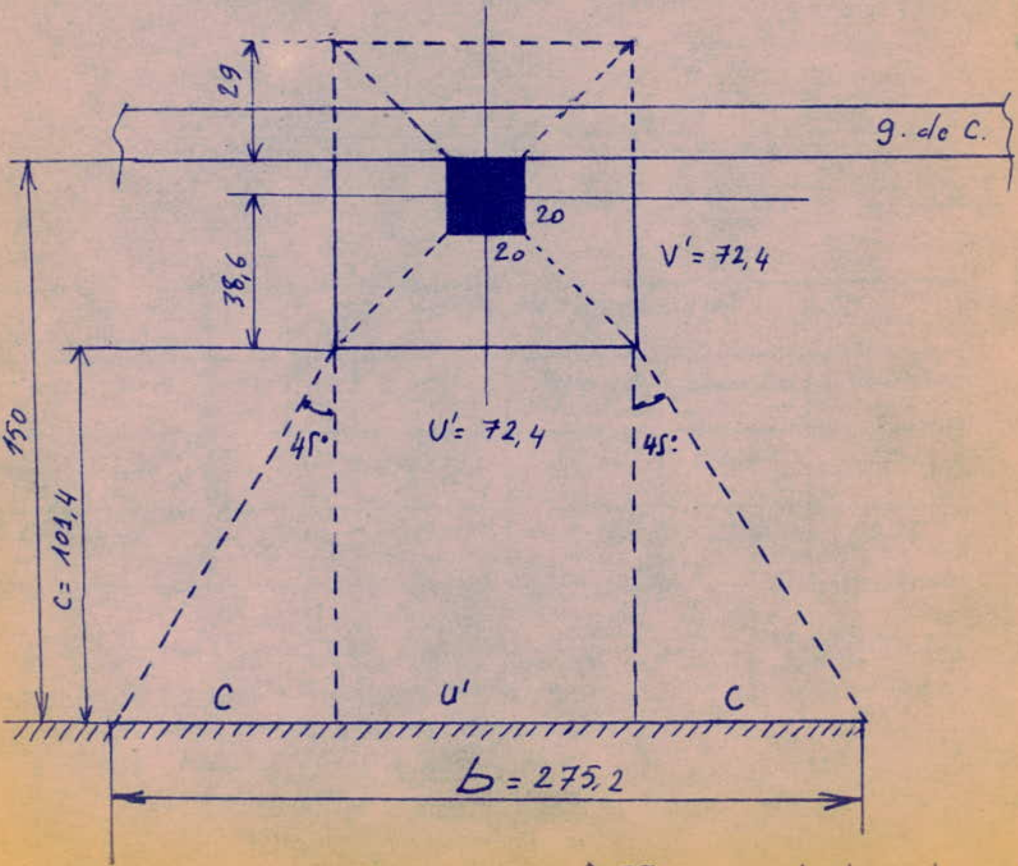
Onprocede de la meme façon ,on trouve :

$M = 2,30$ tm/ml et $T = 9,21$t/ml

****



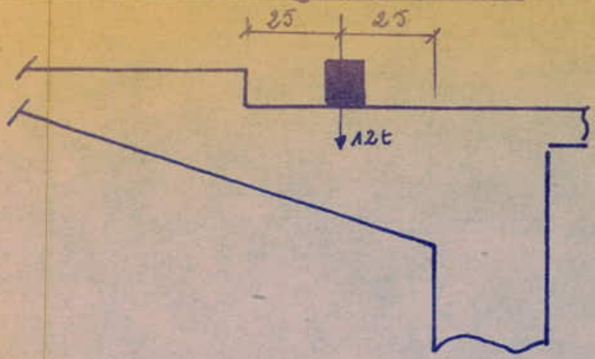
application de la main courante



Diffusion laterale de

la Surcharge de 6t

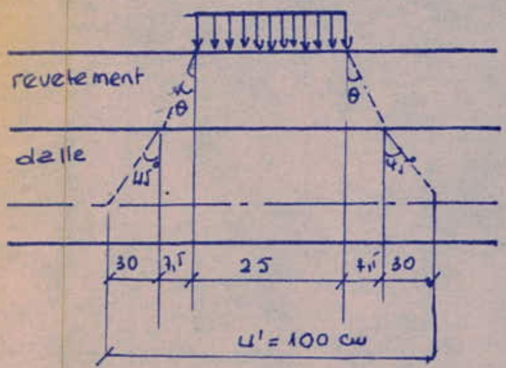
Roue 6t du systeme Bc



$b_c = 1$

$\delta = 1,39$

Diffusion transversale



diffusion longitudinale

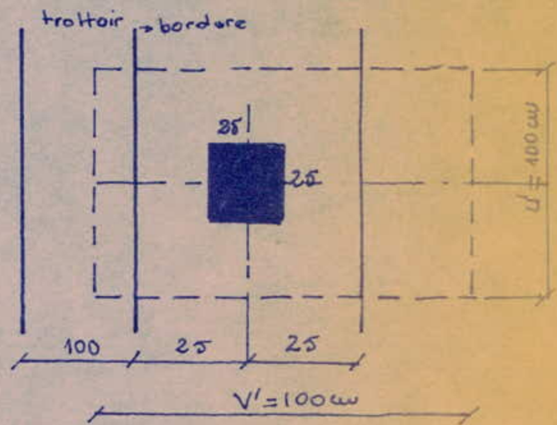


Tableau recapitulatif des efforts dans la console sous trottoir

Efforts/A-A	charges permanentes	surcharges P				
	G	0,45 t/m²	q	Roue 3t	Roue 8t	Roue 6t
M (t.m/ml)	– 1,33	– 0,54	– 0,145	– 1,82	– 2,30	– 2,50
T (t/ml)	1,76	0,54	0	1,30	9,21	10,00

$$\begin{cases} M\,(0{,}45+q) = -\,0{,}685 \ \text{t.m/ml} \\ T\,(0{,}45+q) = 0{,}54 \ \text{t/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M\,(0{,}45+8t) = -\,2{,}84 \ \text{t.m/ml} \\ T\,(0{,}45+8t) = 9{,}75 \ \text{t/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M\,(0{,}45+6t+q) = \underline{-\,3{,}18} \ \text{t.m/ml} \\ T\,(0{,}45+6t+q) = \underline{10{,}54} \ \text{t/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(3t) = 1{,}30 \ \text{t/ml} \\ M(3t) = -1{,}82 \ \text{t.m/ml} \end{cases}$$

Efforts preponderants

$$M = -3{,}18 - 1{,}33 = 4{,}44 \ \text{t.m/ml}$$

$$T = 10{,}54 + 1{,}76 = 12{,}30 \ \text{t/ml}$$

CALCUL DES ARMATURES DANS LA DALLE

$$\bar{\sigma}_a = \begin{cases} 2/3\ \sigma_{en} = 2800 \\ \max \begin{cases} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{cases} \end{cases} \qquad \sigma_1 = \frac{K\ \bar{w}_f}{\phi\,(1 + 10\bar{w}_f)} \qquad \sigma_2 = 2{,}4 \sqrt{\frac{\ }{\phi} K\ \bar{\sigma}_b}$$

$d = 30 + \frac{14+20}{2} = 47$ mm $= 4{,}7$ cm

$h = 15{,}3$ cm

$M = 11{,}4$ tm

$b = 100$cm

$\mu = \frac{15 . 11{,}4 . 10^5}{2800.100.15.3^2} = 0{,}2575$

K	α	β	$\bar{w}_1$
12.9	0,5373	0,8208	2,084

$A = w \frac{bh}{100} = \frac{2{,}084.100.15{,}3}{100} = 32{,}09$ cm^2

$B_f = b.2d \quad 100.2.4{,}7 = 920$cm

$w_f = \frac{A}{B_f} = 0{,}034 \longrightarrow = 34$ %

$\sigma_1 = 2030$ bars

$\sigma_2 = 1800$ bars $\longrightarrow \bar{\sigma}_a = 2\,030$ bars $= 2070$ Kg/cm^2

A/ Armatures en travee

1/ Suivant l_x: $M_x = 11{,}4$ tm

$b = 100$ cm

$h = h_t - d = 15{,}3$ cm

$\mu = \frac{15.11{,}4.10^5}{2070.100.15{,}3^2} = 0{,}3483$

$K = 10{,}5$

$\beta = 0{,}8024$

$\sigma'_b = \frac{2070}{10,3} = 200,9\ Kg/cm^2$ 165 Kg/cm^2

Les armatures comprimees sont donc necessaires.

Faisons travailler le beton à la contrainte admissible $\bar{\sigma}'_b = 165\ Kg/cm^2$

$$K = \frac{2070}{165} = 12,54 \quad \text{------} \quad \begin{aligned} \varepsilon &= 0,8180 \\ \alpha &= 0,5435 \\ \mu &= 0,2649 \\ \mu' &= 0,2225 \end{aligned}$$

$$M_1 = u'.b.h^2.\sigma'_b = 0.2225.100.15,3^2.165 = 870673,65\ Kg;cm$$

$$\Delta M = M - M_1 = 1140000 - 870673,65 = 269326,35\ Kg.cm$$

$$A_1 = \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h-d')} = \frac{269326,65}{2070.(15,3-3)} = 10,49\ cm^2$$

$$A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a\,\varepsilon\,h} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h-d)} = \frac{870673,65}{2070.0,8180.15,3} + 10,49 = 43,44\ cm^2$$

14 HA 20 = 43,98 cm^2 en Aciers inferieur espaces de 8 cm

7 HA 14 = 10,70 cm^2 en Aciers superieurs " de 16 cm

2/ Suivant l_y: $M_y = 7,17$ tm

$b = 100$ cm

$h = 15,3$ cm

$$\mu = \frac{15.7,17.10^5}{2070.100.15,3^2} = 0,2190$$

$K = 14,5$

$\alpha = 0,5185$

$\varepsilon = 0,8276$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{2070}{14,5} = 142,75 < 165\ Kg/cm^2$ ------ **le beton passe**

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a\,\varepsilon\,h} = \frac{7,17.10^5}{2070.0,8276.15,3} = 27,17\ cm^2$$

18 HA 14 = 27,70 cm^2 espaces de 5,5 cm

B/ Armatures aux appuis de la dalle (chapeaux)

$M_x = -2{,}85$ tm $\qquad \mu = \frac{15 .\ 2{,}85 .\ 10^5}{2070 .\ 100 . 15{,}3^2} = 0{,}0870$

b= 100cm $\qquad k = 27{,}1$

h = 15,3 cm $\qquad \beta = 0{,}8815$

$\alpha = 0{,}3583$

$\sigma_b = \frac{2070}{27{,}1} = 76{,}38 < 165$ kg/cm^2 ⟶ le beton passe!!

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a . \beta . h} = \frac{2{,}85 .\ 10^5}{2070 .\ 0{,}8815 .\ 15{,}3} = 10{,}14$ cm^2

7HA 14 =10,77 cm^2 on prolongera les 7HA14 qui servent d'armatures de compression en travee espasses de 16 cm

C/ Armatures Transversales

$\tau_b = \frac{T}{b_o . z}$ $\qquad$ T= 9,12 t

$b_o = 100$ cm

$z = 7/8 .h = 13{,}47$ cm

$\tau_b = \frac{9120}{100 . 13{,}47} = 6{,}77$ kg/cm^2

$\bar{\tau}_b = 1{,}15\ \sigma_b = 1{,}15 . 7 = 8{,}05$ kg/cm^2 $\Longrightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$

Theoriquement on ne dispose pas d'armatures , mais comme nous avons en travee des armatures de compression, nous les attacherons par des epingles et des cadres aux armatures de traction.

D/Adherence

$\bar{\tau}_d = 2{,}5 . \psi_d . \sigma_b$ $\qquad$ avec $\psi_d = 1{,}5$

$\tau_d = \frac{T}{np.z}$ $\qquad$ n = nb de barres sur 100 cm de largeur

p = perimetre d'une barre

z = 7/8.h

$\tau_d = \frac{9120}{10 . 3{,}77 . 13{,}47} = 17{,}95$ kg/cm^2

$\bar{\tau}_d = 2{,}5 . 1{,}5 . 7 = 26{,}25$ kg/cm^2

$\tau_d < \bar{\tau}_d$ $\Longrightarrow$ verifiee!!!

CALCUL DU HOURDIS INFERIEUR

L'interet du hourdis inferieur est qu'il augmente la rigidite de l'ensemble. Il resiste aux efforts de torsion qui peuvent apparaitre lorsqu'il se produitune dissymetrie de charge. En plus de cette utilite, il joue le role de dalle de compression sous les moments negatifs, notament pour pour les deux consoles.

CALCUL : Il sera calcule seulement sous son poids propre comme dalle infiniment longue appuyee sur deux cotes.
On considere une bande de largeur 1m et de longueur $l_x = 420$mm

$$M_o = \frac{G.l_x^2}{8}$$

$$G = 2500.1.0,30 = 0,75 \text{ t/ml}$$

$$M_o = \frac{0,75.4,20^2}{8} = 1,66 \text{ tm} = 1,66.10^5 \text{ Kg.cm}$$

$$\mu = \frac{15.1,66.10^5}{2070.100.26^2} = 0,01779$$

$$K = 70,0 \longrightarrow \sigma_b' = \frac{2070}{70} = 29,57 \text{ Kg/cm}^2$$
$$\varepsilon = 0,9412$$

$$A = \frac{1,66.10^5}{26.2070.0,9412} = 3,27 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4HA12 \text{ soit } 4,52 \text{ cm}^2$$

espaces de 25 cm.

Pour les armatures de repatitioh on prend 1/4 A , 4HA8 soit 2,02 cm^2

Armatures d' appuis :

$$M = -0,2M_0 = -0,2.1,66 = 0,332 \text{ tm} = 0,332.10^5 \text{ Kg.cm}$$

$$\mu = \frac{15.0,332.10^5}{2070.100.26^2} = 0,0035$$

$$K = 160$$
$$\varepsilon = 0,9727$$

$$A = 0,54 \text{ cm}^2$$

2HA10 soit 1,57cm^2

VERIFICATION

1/ POURCENTAGE MINIMAL

a/ suivant l_x :

$$\frac{A_x}{h.\ b} > \frac{1,2}{\sigma_{en} - 2200} \longrightarrow \frac{54,14}{100.\ 15,3} = 0,035$$

$$0,035 > \frac{1,2}{4200 \cdot 2200}$$

b/suivant l_y

$$\frac{A_y}{b.h} = \frac{27,70}{100.15?3} \cdot 0,017 > 0,006$$

2/ CONDITION DE NON FRAGILITE

a/suivant l_x :

$$\frac{A_x}{b.h} \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{EN}} \left(1 \cdot \frac{\quad}{2} \right)$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$\frac{54,13}{100.15,3} = 0,035 > 0,0011$$

b/ SUIVANT L_x

$$\frac{27,70}{100.15,3} = 0,017 > 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(\frac{1+\ }{4} \right) = 0,0003$$

****

CALCUL DES ARMATURES DE LA DALLE SOUS TROTTOIR

$M = -4{,}44$ tm
$b = 100$ cm
$h = 45{,}7$ cm

$d = 30 + \frac{12 + 14}{2} = 43$ mm $= 4{,}3$ cm

$h = h_t - d = 45{,}7$ cm

$$\mu = \frac{15.4{,}44\,.10^5}{2070.100.45{,}7^2} = 0{,}0154 \longrightarrow \begin{array}{l} K = 76{,}00 \\ \beta = 0{,}9451 \end{array}$$

$$\sigma'_b = \frac{2070}{76} = 28 < 165 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \beta h} = \frac{4{,}44.10^5}{2070.0{,}9451.45{,}7} = 4{,}99 \text{ cm}^2$$

On prolongera les 7HA 14 de la dalle servant d'armatures de compression espacees de 16 cm

CISAILLEMENT

$T = 12{,}30$ t

$$\tau_b = \frac{T_T}{b_o z} = \frac{12300}{100.\frac{7}{8}.45{,}7} = 3{,}08 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 8{,}13 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$$ verifiee!!!

ADHERENCE

$$\tau_d = \frac{T}{n.\,p.z} = \frac{12300}{7.4{,}4.\frac{7}{8}.45{,}7} = 9{,}98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 26{,}25 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \tau_d < \bar{\tau}_d$$ verifiee!!

*************************** *

LIGNE D'INFLUCE POUR UNE SECTION S_i D'ABSCISSE x, COMPTEE A PARTIR DE LA VERTICALE PASSANT PAR LE POINT A

Lignes d'influnee de la poussee Q, du moment flechissant, et l'effort normal.

Notre systeme est une fois hyperstatique. L'inclinaison des deux bequilles fait que nous pouvons assimiler notre structure (ligne moyenne) à un arc à deux articulations en A et B.

On supprime Q la seule inconnue hyperstatique.

Les formules qui donnent les lignes d'influence des efforts sont:

$$Q(\alpha,x) = \frac{\int_A^B \frac{\mu y}{I}\, ds}{\int_A^B \frac{y^2}{I}\, ds}$$

μ = moment isostatique dans la section S_i

I = moment d'inertie de l'arc

(x,y) = coordonnees du centre de gravite de la section S_i

$$M(\alpha,x) = \mu(\alpha,x) - Q(\alpha,x).y(x)$$

$$T(\alpha) = \frac{d\mu}{dx}\cos\theta - Q(\alpha).\sin\theta$$

$$N(\alpha) = \frac{d\mu}{dx}\sin\theta + Q(\alpha).\cos\theta$$

La variation de la temperature occasinne des efforts supplementaires.

$$Q_t(\alpha,x) = \frac{E.B(\Delta T).l}{\int_A^B \frac{y^2}{I}\, ds}$$

B = coefficient de dilatation du beton

E.B(ΔT) varie entre -20 bars et +20 bars pour les ouvrages non librement dilatables (CCBA 68)

RECHERCHE DU MOMENT ISOSTATIQUE

1/ P = 1 se trouve entre C et D

$\Sigma M/B = 0$

$$V_A = \frac{P(l - \alpha)}{l}$$

* $x < \alpha \dashrightarrow \mu(\alpha, x) = \frac{Px}{l}(1-\alpha)$

* $x > \alpha$ ---------- $\mu(\alpha, x) = \frac{P\alpha}{l}(1-x)$

2 / P=1 se trouve entre E et C

$\sum M_{/_E} = 0$

$V_A . l = P(1-\alpha)$

$*\mu(\alpha, x) = \frac{P.x}{l}(1-\alpha)$

3 / P=1 se trouve entre D et F

$\sum M_{/_E} = 0$

$V_A = \frac{P(1-\alpha)}{l}$

$*\mu(\alpha, x) = V_A . x = P.x\frac{(1-\alpha)}{l}$

CALCUL DES ITEGRALES

$$\int_0^x \frac{x}{I}dx \qquad \text{et} \qquad \int_0^x \frac{x^2}{I}dx$$

I etant variable tout le long de la béquille. Ildepend de la variable x
On divise la béquille en 4 tronçons, pour chaque tronçon on calcule
l'inertie moyenne. On determine aussi les coordonnees du centre de
gravite de la section du tronçon.
Pour chaque valeur de x on fait corespondre une valeur de x/I_m ou x^2/I_m
On tracera alors les courbes x/I_m en fonction de x et x^2/I_m en fonctionde x

Les integrales $\int \frac{x}{I}dx$ et $\int \frac{x^2}{I}dx$ sont les aires limitees parles
courbes tracees

Calcul des inerties moyennes

Tronçon 1 : une sectin rectangulaire

$b = 5$ m

$h = \frac{0,50.+0,6}{2} \cdot 0,707 = 0,388$ m $\longrightarrow$ $I_1 = \frac{b.h^3}{12} = 0,024\ m^4$; $x_1 = 1,00$ m

Tronçon 2 : deux sectins rectangulaires

$b = \frac{1,5 + 0,85}{2} = 1,175$ m

$h = \frac{0,60+1,08}{2} \cdot 0,707 = 0,593$ m $\longrightarrow$ $I_2 = \frac{b.h^3}{12} = 0,04\ m^4$; $x_2 = 2,75$ m

Tronçon 3 : deux sections rectangulaires

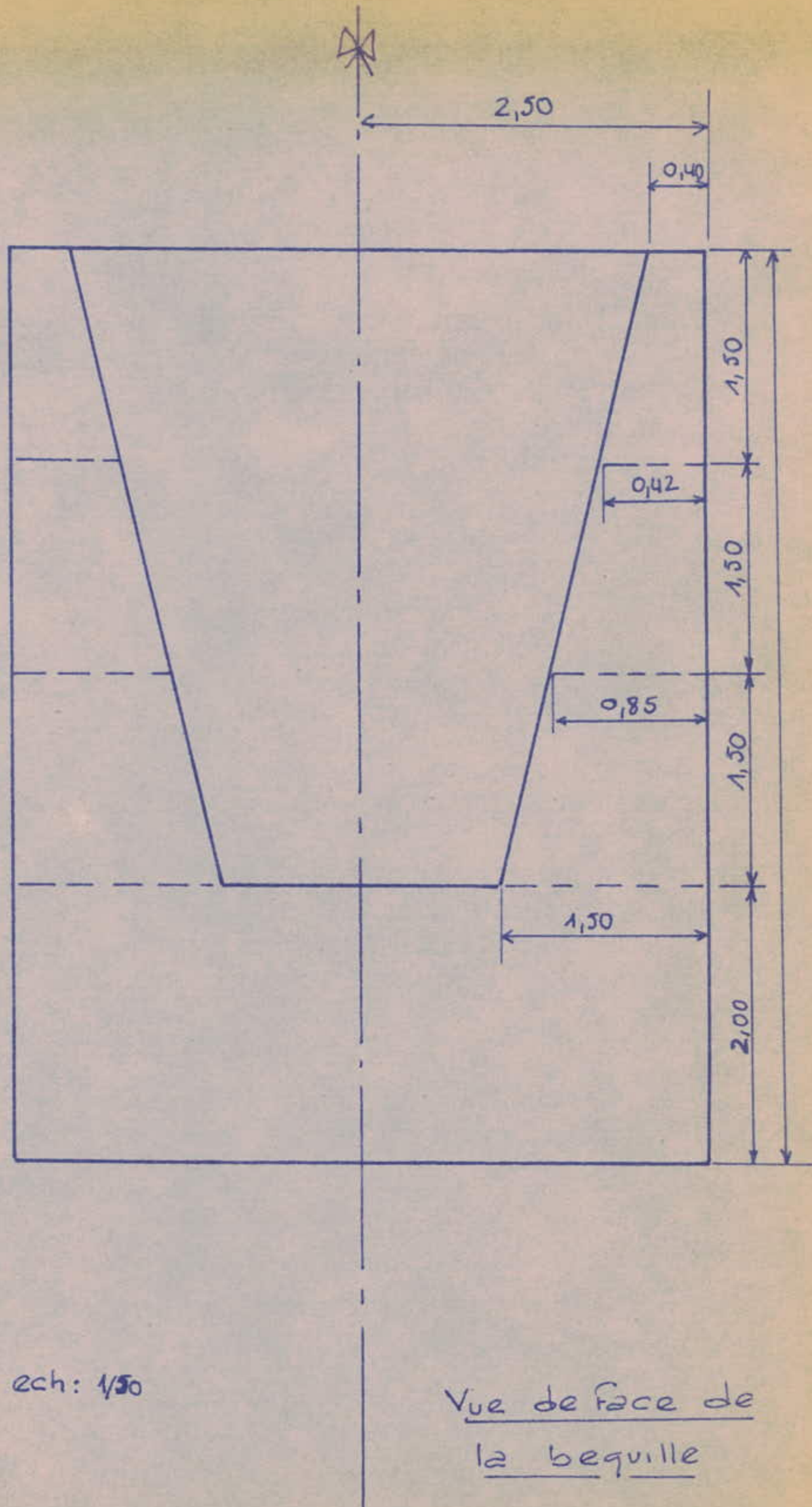
$b = \frac{0,85 + 0,42}{2} = 0,635$ m

$h = \frac{1,08 + 1,54}{2} \cdot 0,707 = 0,92$ m $\longrightarrow$ $I_3 = 0,08 m^4$; $x_3 = 4,25$ m

Tronçon 4 : deux sectins rectangulaires

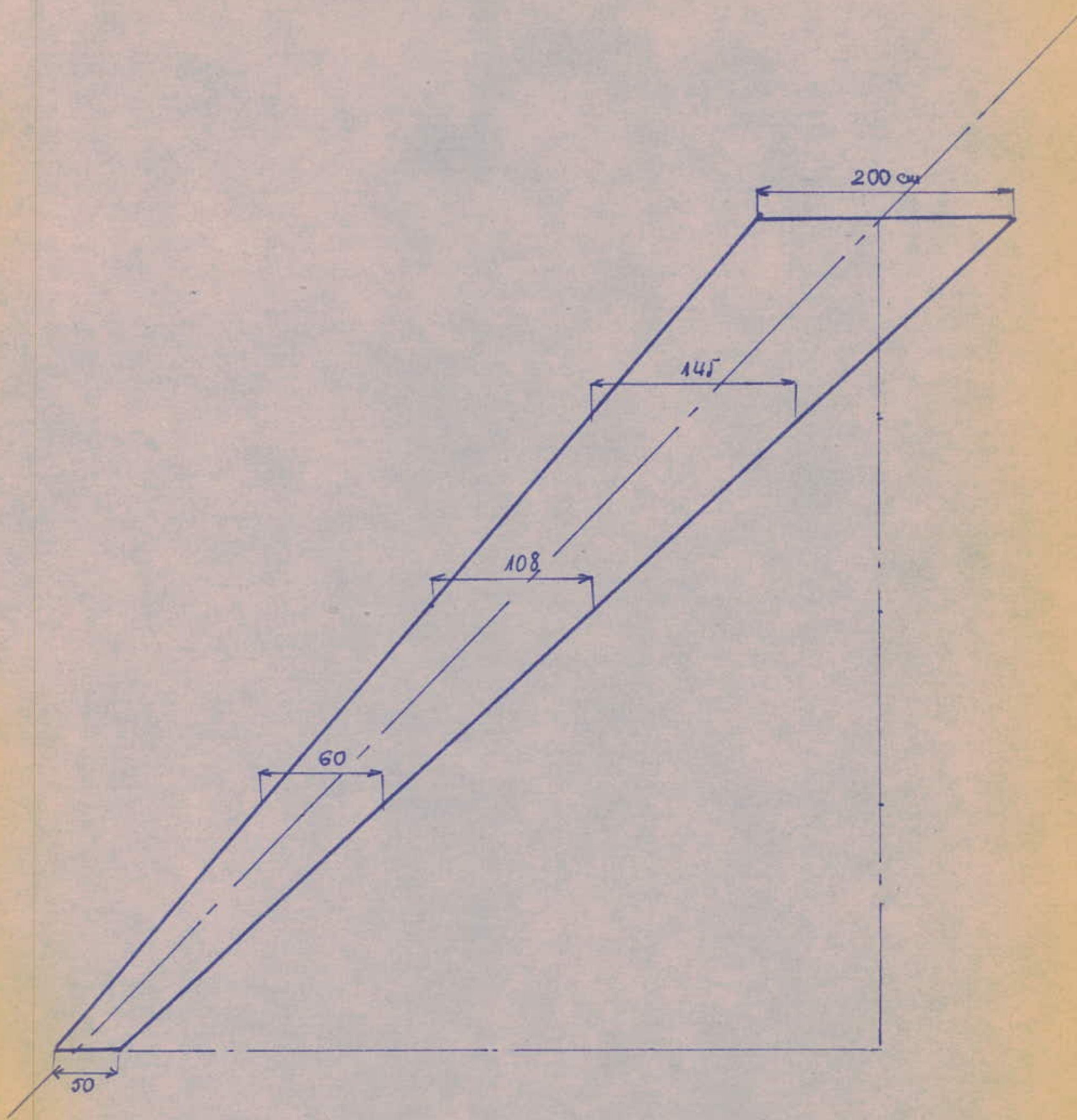
$b = \frac{0,42+0,4}{2} = 0,41$ m

$h = \frac{1,54+2,00}{2} \cdot 0,707 = 1,25$ m $\longrightarrow$ $I_4 = 0,14\ m^4$; $x_4 = 5,75$ m



ech: 1/50

Vue de face de la bequille



Vue laterale de la bequille

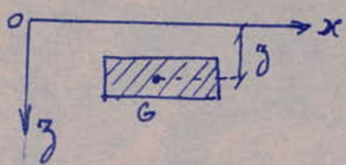
ech : 1/50

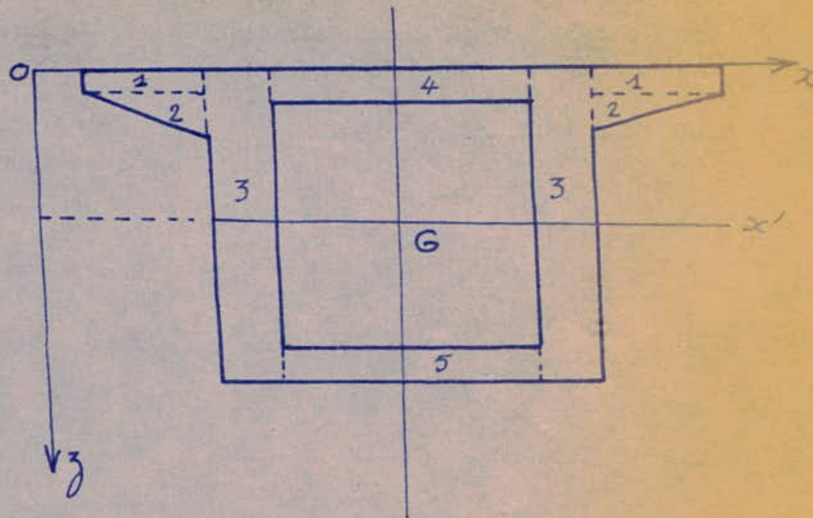
CALCUL DU MOMENT D'INERTIE DU TABLIER

$B = bh$

$S_t = B.z$

$I_{/ox} = S_t . z'$





$$z' = z\left[1 + \frac{1}{12}\left(\frac{h}{z}\right)^2\right] \text{ réctangle}$$

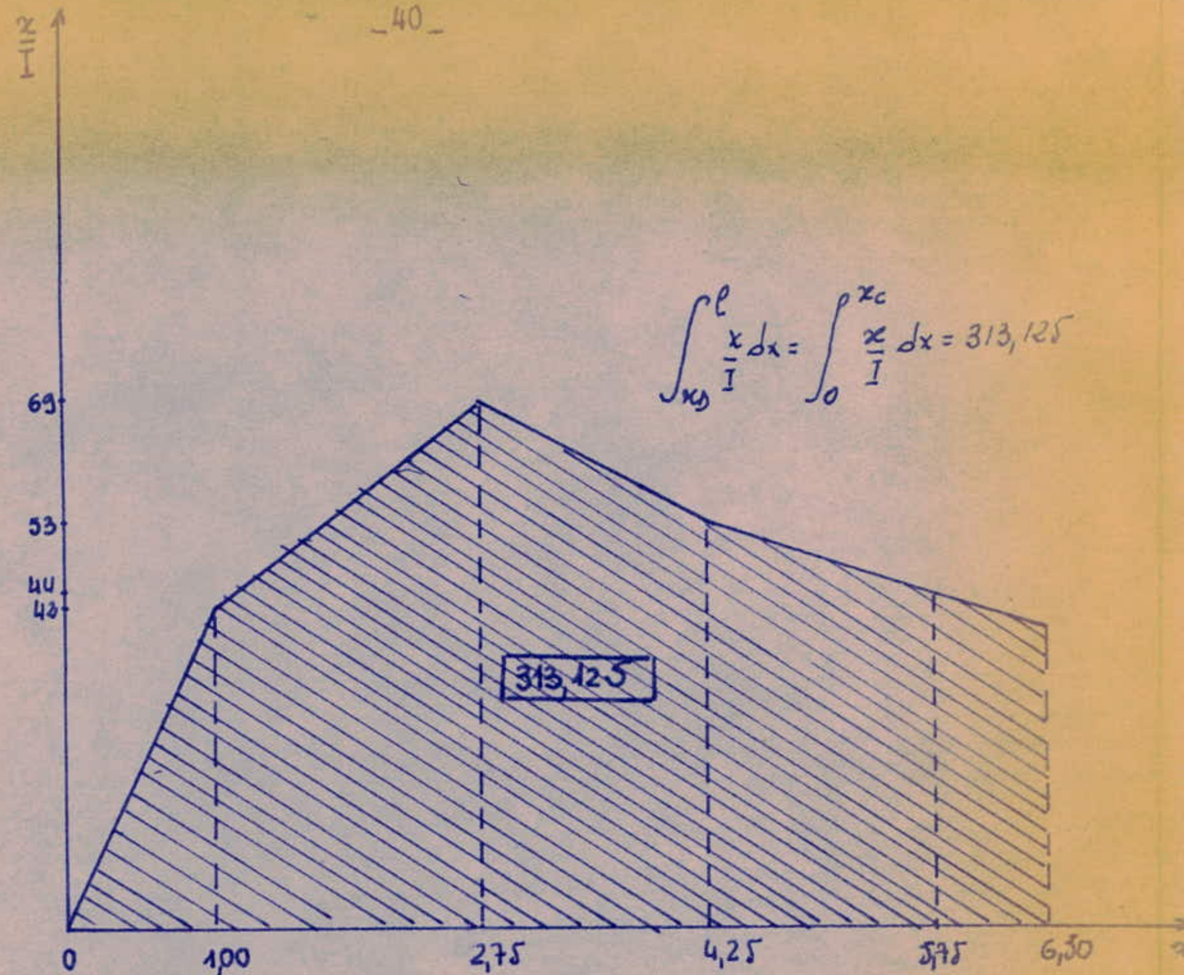
$$z' = z\left[1 + \frac{1}{18}\left(\frac{h}{z}\right)^2\right] \text{ triangle}$$

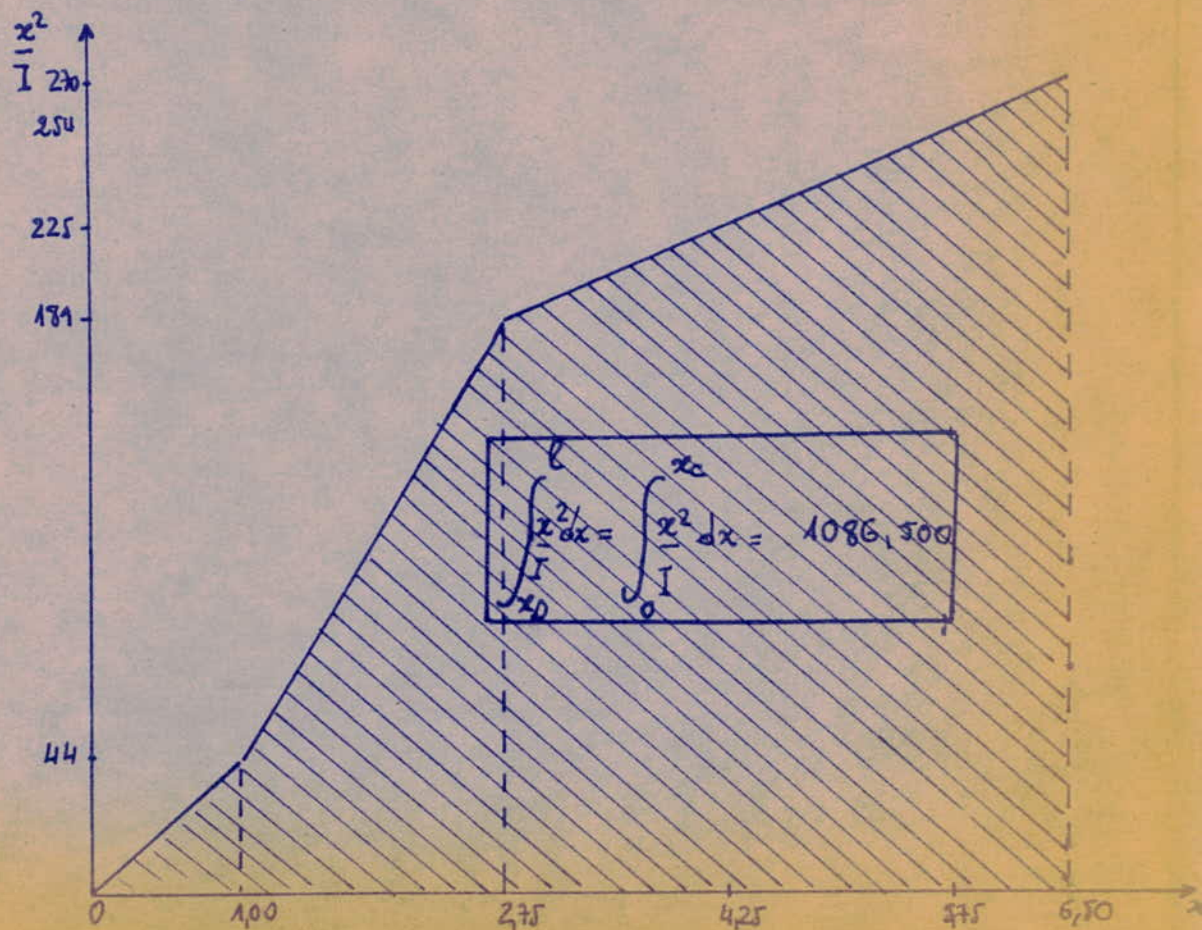
$$\boxed{I_{/Gx'} = I_{/ox} - \frac{S_{t/ox}^2}{B}}$$

Sect.	b_i	h_i	B_i	z_i	$S_{i/ox}$	z'_i	$I_{/ox}$
1	3,00	0,30	0,90	0,15	0,135	0,200	0,027
2	3,00	0,20	0,30	0,43	0,258	0,435	0,112
3	0,80	2,50	2,00	1,25	2,500	1,660	4,150
4	4,20	0,20	0,84	0,10	0,084	0,130	0,011
5	4,20	0,30	1,26	2,35	2,961	2,352	6,964
Σ			5,30		5,938		11,252

$$I_{/Gx'} = I_{/ox} - \frac{S_t^2}{B} = 11,252 - \frac{5,938^2}{5,30} = 4,599 \text{ m}^4$$

$$\boxed{I_{/G} = 4,599 \text{ m}^4}$$


$\frac{x}{I}$
$\int_{x_0}^{l} \frac{x}{I} dx = \int_0^{x_c} \frac{x}{I} dx = 313,125$
69
53
44
43
313,125
0
1,00
2,75
4,25
5,75
6,30


$\frac{x^2}{I}$
270
254
225
184
44
$\int_{x_0}^{l} \frac{x^2}{I} dx = \int_0^{x_c} \frac{x^2}{I} dx = 1086,500$
0
1,00
2,75
4,25
5,75
6,30

CALCUL DU DENOMINATEUR DE Q(o)

$$\int_A^B \frac{y^2}{I}\,ds = \int_A^C \frac{y^2}{I}\,ds + \int_C^D \frac{y^2}{I}\,ds + \int_D^B \frac{y^2}{I}\,ds$$

$$* \int_A^C \frac{y^2}{I}\,ds = \int_0^{x_c} \frac{x^2 dx}{I.\cos\theta} = \frac{1}{\cos\theta}\int_0^{x_c} \frac{x^2}{I}dx = \frac{1086,500}{0,707} = 1536,775$$

$$* \int_C^D \frac{y^2}{I}\,ds = \int_{x_C}^{x_D} \frac{h^2 dx}{I_o} = \frac{h^2}{I_o}(x_D - x_C) = \frac{6,20^2}{4,599}.23 = 192,241$$

$$* \int_D^B \frac{y^2}{I}\,ds = \int_{x_D}^{1} \frac{y^2}{I}\,ds = \int_A^C \frac{y^2}{I}\,ds = 1536,775$$

Finalement nous avons pur le denominateur

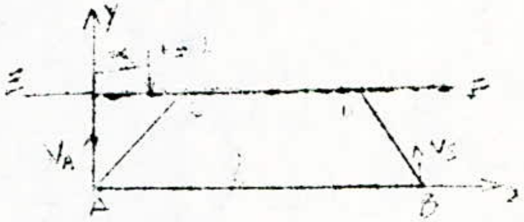
$$\int_A^B \frac{y^2}{I}\,ds = 2.1536,775 + 192,241 = 3265,791$$

$$\boxed{\int_A^B \frac{y^2}{I}\,ds = 3265,791}$$

CALCUL DE LA POUSSEE .

LIGNE D'INFLUENCE

1/ **P = 1 se trouve sur E C**



$$M_{AC} = V_A . x = \frac{P(1-\alpha)}{l} x$$

$$M_{CD} = V_A . x = \frac{P(1-\alpha)}{l} x$$

$$M_{DB} = V_B . (1-x) = \frac{P\alpha}{l}(1-\alpha)$$

$$Q(\alpha) = \frac{\int_A^B \frac{M y}{I} ds}{\int_A^B \frac{y^2}{I} ds}$$

le denominateur est dejaà calcule

ilest egal à :3265,791

Calcul du numirateur $\int_A^B \frac{M y}{I} ds = \int_A^C * + \int_C^D * + \int_D^B *$

$$* \int_A^C \frac{M}{I} y \, ds = \int_0^{x_C} \frac{P(1-\alpha)}{l.I \cos\theta} x . x . dx = \frac{P(1-\alpha)}{l.\cos\theta} \int_0^{x_C} \frac{x^2}{I} dx$$

$$= \frac{(35,4-\alpha)}{35,4 . 0;707} 1086,500 = 1536,775 - 43,441 \alpha$$

$$* \int \frac{M y}{I} ds = \int \frac{P\alpha (1-\alpha)}{l.I_o} h . dx = \frac{P h \alpha}{l, I_o} \int (1-x) dx$$

$$= \frac{Ph \alpha}{l.I_o} \left[\int_{x_C}^{x_D} l dx - \int_{x_C}^{x_D} x dx \right] = \frac{P h \alpha}{l, I_o} \left[l(x_D - x_C) - \left(\frac{x_D^2 - x_C^2}{2}\right) \right]$$

$$= \frac{6,2 . \alpha}{53,4 . 4,599} 53,4 (29,2 - 6,2) - \left(\frac{29,2^2}{2} - \frac{6,2^2}{2}\right) \quad = 15,503 \alpha$$

$$* \int \frac{M y}{I} ds = \int \frac{P \alpha (1-\alpha)}{l.I} \frac{(1-x)}{\cos\theta} dx = \frac{P \alpha}{l. \cos\theta} \int \frac{(1-x)^2}{I} dx = 43,411 \alpha$$

$$= 43,411 \alpha$$

Finalement on trouve

$$\boxed{Q(\alpha) = 0,00474 \alpha + 0,47056}$$

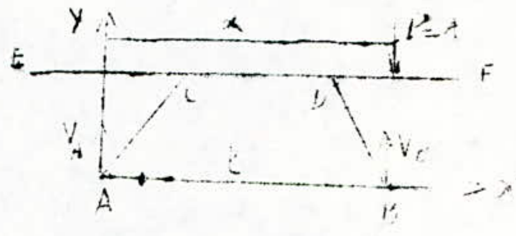
droite croissante
α varie de -5,8 à+ 6,20

2) $P = 1$ se trouve sur D F

$$\mu_{AC} = V_A . x = \frac{P(1-\alpha)}{l} x$$

$$\mu_{CD} = V_A . x = \frac{P(1-\alpha)}{l} x$$

$$\mu_{DB} = V_B ; x = \frac{P\alpha}{l} (1-x)$$



$$Q(o) = \frac{\int_A^B \frac{\mu y}{I} ds}{\int_A^B \frac{y^2}{I} ds}$$

le denominatuer est calcule
il est egal à 3265,781

Calcul du numerateur

$$* \int_A^C \frac{\mu y}{I} ds = \int_0^{x_C} \frac{P(1-\alpha) x dx}{l . I \cos\theta} = \frac{P(1-\alpha)}{l . \cos\theta} \int_0^{x_C} \frac{x^2}{I} dx = \frac{P(1-\alpha)}{l \cos\theta} . 1086,500$$

$$= \frac{(35,4-\alpha)}{35,4 . 0,707} . 1086;500 = 1536,775 - 43,411\alpha$$

$$* \int_C^B \frac{\mu y}{I} ds = \int_{x_C}^{x_D} \frac{P(1-\alpha)}{l . I_o} x h dx = \frac{P(1-\alpha) h}{l I_o} \int_{x_C}^{x_D} x\, dx$$

$$= \frac{P(1-\alpha) h}{l . I_o} \left(\frac{x_D^2 - x_C^2}{2} \right) = \frac{(35,4-\alpha) . 6,20}{35,4 . 4,599} \left(\frac{29,2^2}{2} - \frac{6,20^2}{2} \right)$$

$$= 548,819 - 15,505\,\alpha$$

$$* \int_D^B \frac{\mu y}{I} ds = \int_{x_D}^{l} \frac{P\alpha (1-x)(1-x)\, dx}{l . I \cos\theta} = \frac{P\alpha}{l . \cos\theta} \int_{x_D}^{l} \frac{(1-x)^2}{I} dx = 43,411\alpha$$

Finalement ontrouve :

$$\boxed{Q(\alpha) = -0,00474\,\alpha + 0,63861}$$

Droite decroissante α varie de 29,20 à41,20

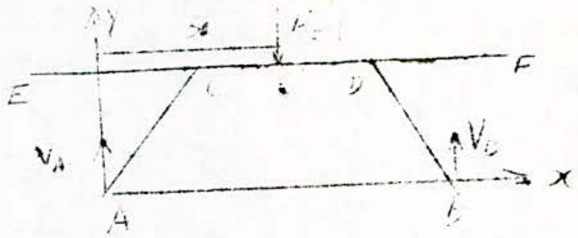
3 / <u>P= 1 se trouve sur C D</u>

$$\mu_{AC} = V_A\, x = \frac{P\,(1-\alpha)}{l}\,x$$

$$\mu_{CC'} = V_A\, x = \frac{P(1-\alpha)}{l}\, x$$

$$\mu_{C'D} = V_B(l-x) = \frac{P\alpha}{l}(l-x)$$

$$\mu_{DB} = V_B(l-x) = \frac{P\alpha}{l}(l-x)$$



$$Q(\alpha) = \frac{\int_A^B \mu \frac{y}{I} ds}{\int_A^B \frac{y^2}{I} ds}$$

le denominateur est = 3265,791

Calcul du numerateur

$$* \int_A^C \mu \frac{y}{I} ds = \int \frac{P(1-\alpha) x x dx}{l.I \cos\theta} = \frac{P(1-\alpha)}{l.\cos\theta} \int \frac{x^2}{I} dx$$

$$= \left(1 - \frac{\alpha}{l}\right).\frac{1}{\cos\theta}.1086,500 = 1536,775 - 43,411\,\alpha$$

$$* \int_C^{C'} \mu \frac{y}{I} ds = \int_{x_C}^{\alpha} \frac{P(1-\alpha)\, x\, h\, dx}{l.I_o} = \frac{P\,.\,h(1-\alpha)}{l.I_o} \int_{x_C}^{\alpha} x\,.\,dx$$

$$= \frac{P(1-\alpha)}{l.I_o}\, h \left(\frac{\alpha^2}{2} - \frac{x_C^2}{2}\right) = \frac{-h\,\alpha^3}{2I_o l} + \frac{h\,\alpha^2}{2I_o} + \frac{h\,x_C^2\,\alpha}{2I_o l} - \frac{h\,x_C^2}{2I_o}$$

$$* \int_{C'}^{D} \mu \frac{y}{I} ds = \int_{\alpha}^{x_D} \frac{P\alpha(l-x)\, h}{l I_o} dx = \frac{P\alpha\, h}{l I_o} \int_{\alpha}^{x_D} (l-x)\, dx$$

$$= \frac{h\,\alpha^3}{2lI_o} - \frac{h\,\alpha^2}{I_o} + \frac{h\,x_D\alpha}{I_o} - \frac{h\,x_D^2\alpha}{2lI_o}$$

$$\longrightarrow \int_C^D \mu \frac{y\, ds}{I} = -\frac{h\,\alpha^2}{2\,I_o} + \left(\frac{h\,x_C^2}{2\,I_o\,l} + \frac{h\,x_D}{I_o} - \frac{h x_D^2}{2l\,I_o}\right)\alpha - \frac{h x_C^2}{2\,l\,I_o}$$

$$= -\,0,674\,\alpha^2 + 23,861\,\alpha - 25,91$$

$$* \int_{D}^{B} \frac{\nu y}{I}\, ds = \int_{x_D}^{l} \frac{P\,\alpha\,(l-x)(l-x)\,dx}{l\; I\; \cos\theta}$$

$$= \frac{P\,\alpha}{l \cos\theta} \int_{x_D}^{l} \frac{(l-x)^2}{I} dx = \frac{P\,\alpha}{l\,\cos\theta} \int_{0}^{x_{C_2}} \frac{x^2}{I}\, dx$$

$$= \frac{\alpha}{l \cos\theta} . 1086,500 = 43,411\ \alpha$$

donc $$\int_{D}^{B} \frac{\nu\ y}{I} ds = -\ 0,674\ \alpha^2 + 23,861\ \alpha + 1510,865$$

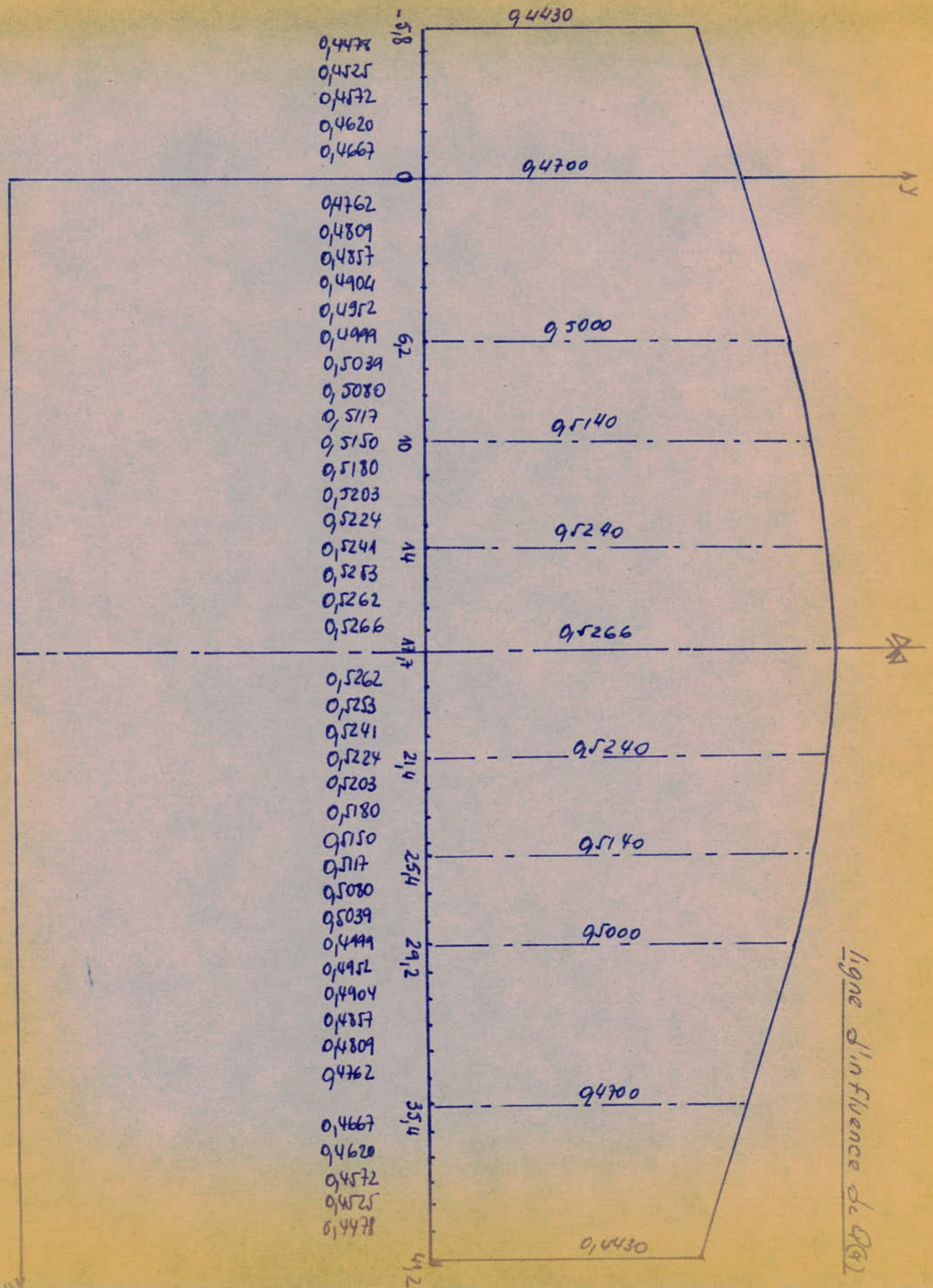
Finalement

$$\boxed{Q(\alpha) = -\ 0,000206\ \alpha^2 + 0,00730\ \alpha + 0,462}$$

Les equatins de la poussee est :

* de A àC $\longrightarrow Q(\alpha) = 0,00474\ \alpha + 0,47056$ (droide)
* de C à D $\longrightarrow Q(\alpha) = -\ 0,000206\ \alpha^2 + 0,00730\ \alpha + 0,462$ (parabole)

* de D à B $\text{------} Q(\alpha) = -\ 0,00474\ \alpha + 0,63801$ (droite)



Ligne d'influence de Q(y)

LIGNE D'INFLUENCE DU MOMENT FLECHISSANT

POUR LA SECTION S_o (section milieu)

X= 17,7 m

1/ P= 1 ENTRE C et D

A/P =1 a gauche de S_o $= \frac{P . o}{l} (1 - x)$

$$M(o) = (o, x) - Q(o)\,y(x) = \frac{o}{l}(1 - x) - Q(o).h$$

$$M(o) = o\,(1 - \frac{17,7}{35,4}) - Q(o).h = 0,5.o - 6,20\,Q(o)$$

$$M(o) = 0,001277 o^2 + 0,4547\,o - 2,8644$$

B/ P=1 a droite de S_o : $= \frac{P.\,x}{l}(1 - o)$

$$M(o) = \frac{P.\,x}{l}(1 - o) - Q(o).y(x)$$

$$M(o) = 17,7 - 0,5\,o - 6,20.Q(o)$$

$$M(o) = 0,001277\,o^2 - 0,5452\,o - 14,8356$$

2/ P=1 ENTRE E et C

$$(o,x) = \frac{P.\,o}{l}(1 - x) = 0,5\,o$$

$$M(o) = 0,5o - Q(o).h = 0,5\,o - 6,20.Q(o)$$

$$M(o) = 0,5\,o - 6,20(0,00474\,o + 0,47056)$$

$$M(o) = 0,4706\,o - 2,9174$$

3/ P=1 entre D et F

$$(o, x) = \frac{P.x}{l}(1 - o) = 17,7 - 0,5\,o$$

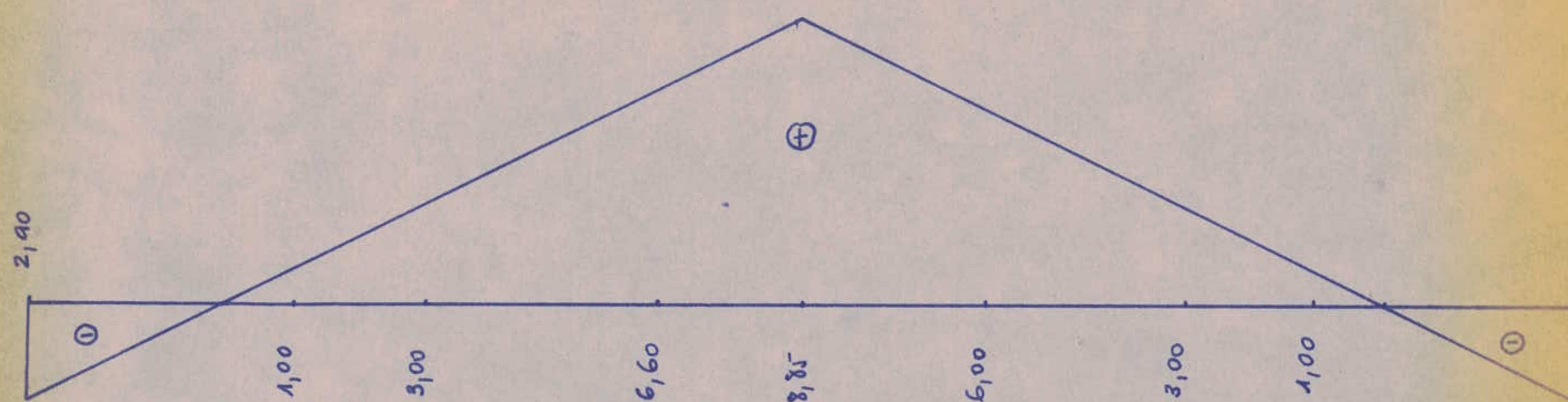
$$M(o) = 17,7 - 0,5\,o - 6,20\,Q(o)$$

$$M(o) = - 0,4706\,o + 13,7406$$

CONCLUSION

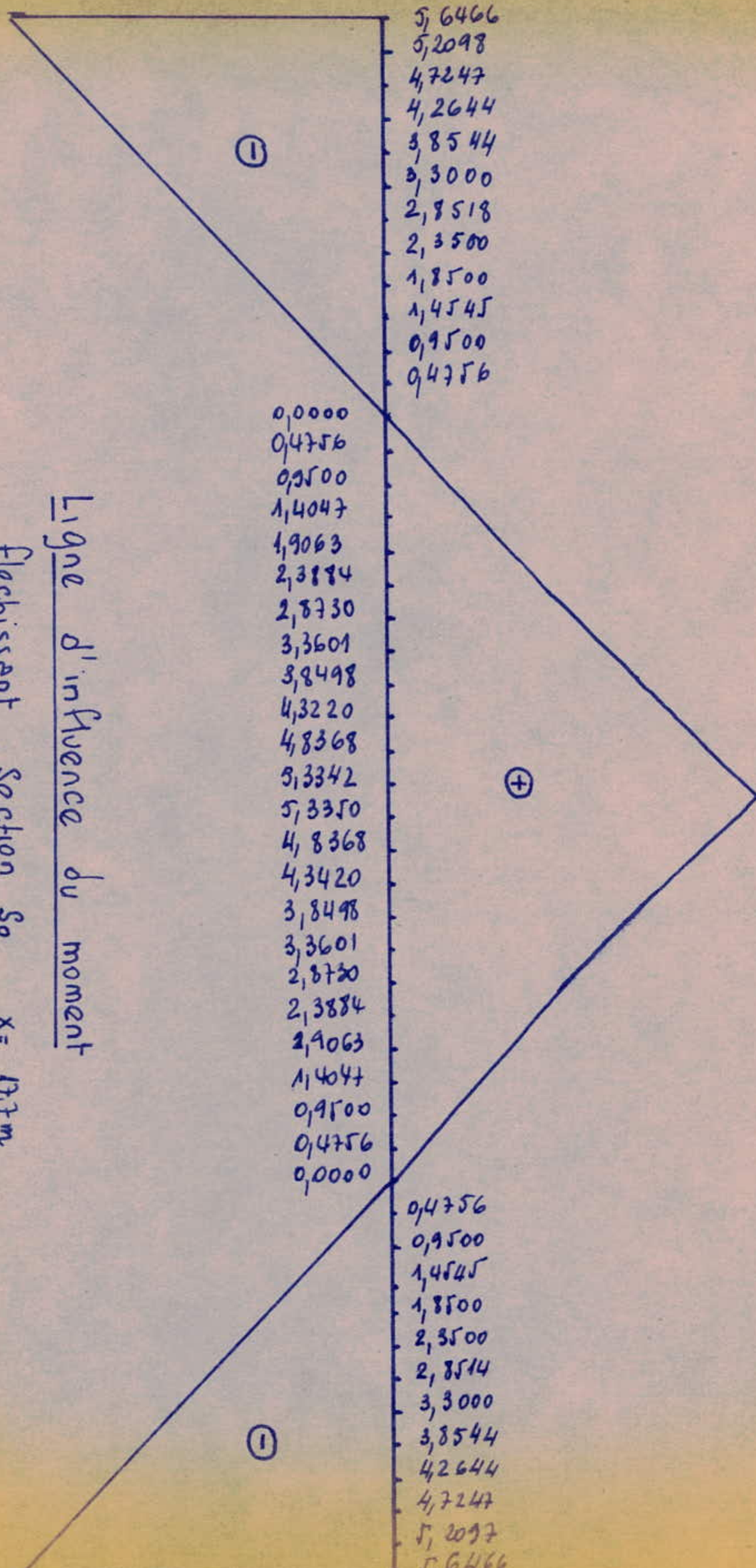
LORSQUE P =1 SE DEPLACE SUR LES DEUX CONSOLES, LA LIGNE D'INFLUENCE DU MOMENT FLECHISSANT EST COMPOSEE DE DEUX TRONCONS DE DROITES.

LORSQUE P= 1 SE DEPLACE ENTRE C ET D, LA LIGNE D'INFLUENCE DE MOMENT FLECHISSANT EST UNE PARABOLE TRES APPLATIE



Ligne d'influence de $\mu(\alpha, x)$

Section S_0 $x = 17,7$ m



Ligne d'influence du moment
flechissent . Section So x = 17,7m

LIGNE D'INFLUENCE DU MOMENT FLECHISSANT POUR LA SECTION S_1

$X = 12$ m

1/ P =1 ENTRE C ET D

A/ P =1 a gauche de S_1

$$(\alpha, x) = \frac{P.\alpha}{l}(l - x) = 0{,}661\ \alpha$$

$$M(\alpha) = (\alpha) - Q.\ y = 0{,}661\ \alpha - 6{,}20.\ Q(\alpha)$$

B/ P= 1a droite de S_1

$$(\alpha, x) = \frac{P.x}{l}(l - x) = 12 - 0{,}3389\ \alpha$$

$$M(\alpha) = (\alpha) - Q(\alpha).h$$
$$M(\alpha) = 12 - 0{,}3389\alpha - 6{,}20\ .Q(\alpha)$$

2/ P= 1 ENTRE E ET C

$$(\alpha, x) = \frac{P.\alpha}{l}\ (l - x) = 0{,}661\alpha$$

$$M(\alpha) = (\alpha) - Q(\alpha).\ h = 0{,}661\alpha - 6{,}20\ Q\ (\alpha)$$

3/ P =1 ENTRE D ET F

$$(\alpha, x) = \frac{P.x}{l}(l - \alpha)$$

$$= 12 - 0{,}3389\ \alpha$$

$$M(\alpha) = 12 - 0{,}338\ \alpha - Q(\alpha).\ 6{,}20$$

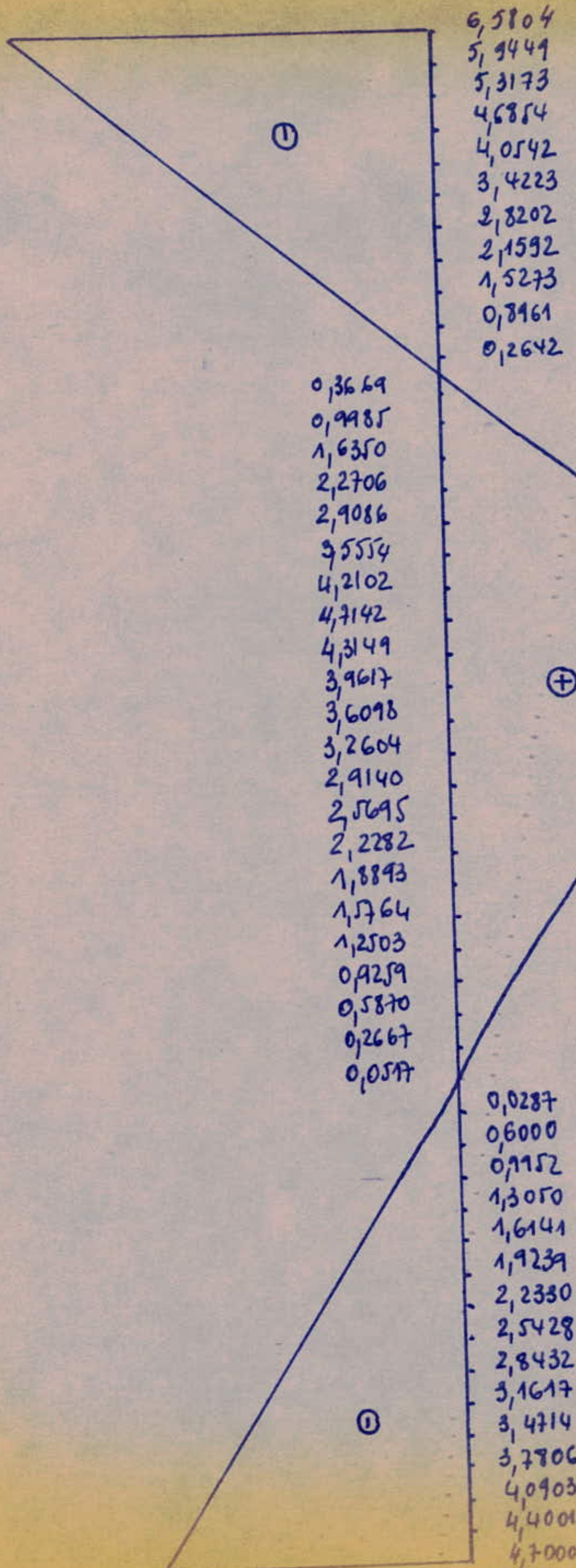
EQUATION DE M(α)

DE E a C : $M(\alpha) = 0{,}6316\alpha - 2{,}9174$

* DE C a S_2 : $M(\alpha) = 0{,}00127\ \alpha^2 - 0{,}17774\alpha - 2{,}8644$

* DE S_2 a D: $M(\alpha) = 0{,}00127\alpha^2\ 60{,}38416\ \alpha + 9{,}1356$

* DE D a F : $M(\alpha) = 0{,}36738\alpha + 8{,}0406$



Ligne d'influence du moment fléchissant Section S_1

$M(x) = \mu(x) - Q(x)h$

LIGNE D'INFLUENCE DU MOMENT FLECHISSANT

POUR LA SECTION S_2 X= 6,20

1/ P = 1 ENTRE C ET D

$$\mu(\alpha,x) = \frac{P.x}{l}(l-\alpha) = (1-\frac{\alpha}{l}).x$$

$$M(\alpha) = \mu(\alpha,x) - Q(\alpha).y = 6,20 - 0,175\alpha - Q(\alpha).h$$

$$= 6,20 - 0,175\alpha - (0,000206\alpha^2 + 0,00730\alpha + 0,462).6,20$$

$$= 0,001277\alpha^2 - 0,22026\alpha + 3,3356$$

2/ P= 1 ENTRE E ET C

$$\mu(\alpha,x) = \frac{P.\alpha}{l}(l-x) = \alpha(1-\frac{6,20}{35,4})$$

$$M(\alpha) = \mu(\alpha,x) - Q(\alpha).y = 0,824\alpha - Q(\alpha).h$$

$$= 0,824\alpha - (0,00474\alpha + 0,47056).6,20$$

$$= 0,7946\alpha - 2,9174$$

3/ P= 1 ENTRE D ET F

$$\mu(\alpha,x) = \frac{P.x}{l}(l-\alpha) = x(1-\frac{\alpha}{l})$$

$$\mu(\alpha) = 6,20 - 0,175\alpha$$

$$M(\alpha) = \mu(\alpha) - Q(\alpha).h$$

$$= 6,20 - 0,175\alpha - (-0,00474\alpha + 0,63861).6,20$$

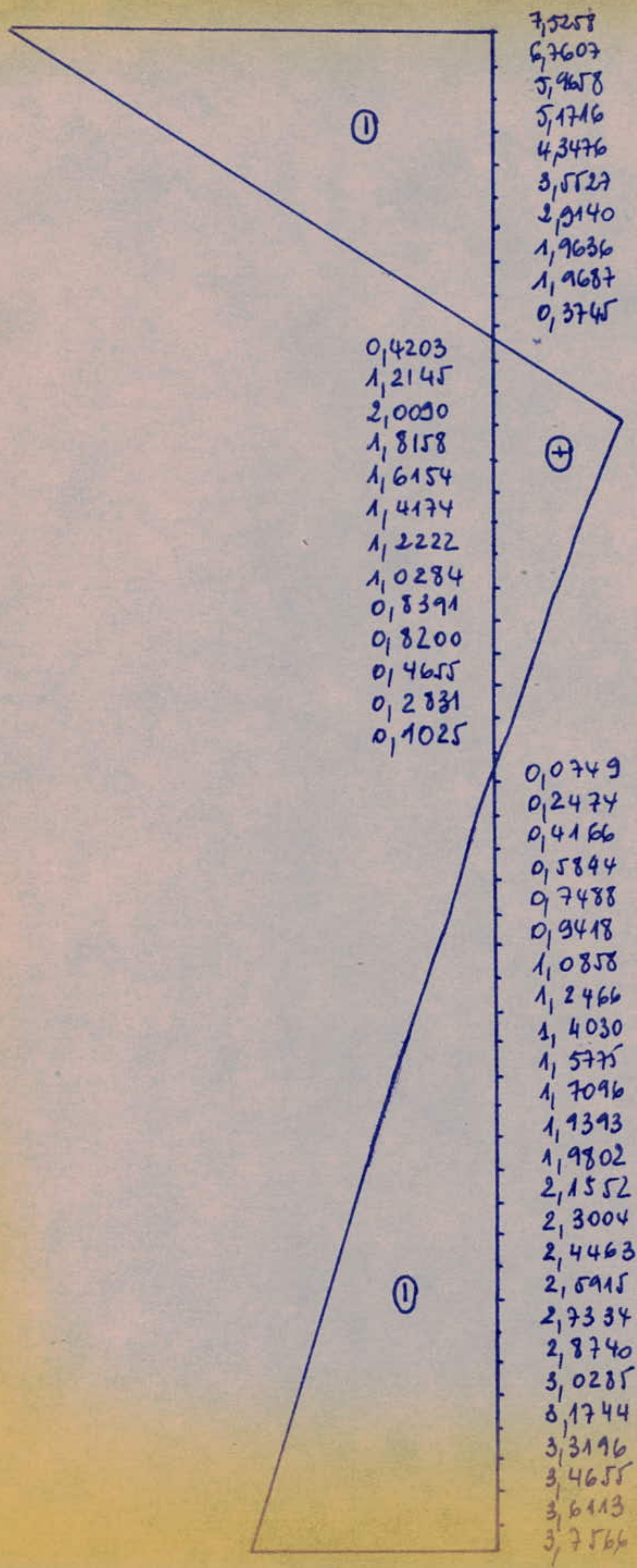
$$= -0,14561\alpha + 2,2406$$

EQUATIONS DE $M(\alpha)$

* DE E A C : $M(\alpha) = 0,7946\alpha - 2,9174$

* DE C A D : $M(\alpha) = 0,001277\alpha^2 - 0,22026\alpha + 3,3356$

* DE D A F : $M(\alpha) = -0,14561\alpha + 2,2406$



ligne d'influence du Moment Flechissent $M(\alpha) = \mu(\alpha) - \Phi(\alpha)\, y$.

Section S_2

LIGNE D'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT ET DE L'EFFORT NORMAL POUR LES SECTIONS S_o S_1 S_2

Nous avons vu que :

$$T(\alpha) = \frac{d\mu}{dx}\cos\theta - Q(\alpha).\sin\theta \quad \text{et} \quad N(\alpha) = \frac{d\mu}{dx}\sin\theta + Q(\alpha)\cos\theta$$

Pour les trois sections on a $\theta = 0 \longrightarrow \cos\theta = 1$ et $\sin\theta = 0$

ce qui donne pour S_o , S_1 , S_2

$$T(\alpha) = \frac{d\mu}{dx} \quad \text{et} \quad N(\alpha) = Q(\alpha)$$

A / SECTION S_o $\qquad X = 17,70$ m

1 / $P = 1$ à droite de la section $\mu(\alpha, x) = P\,x\,\frac{(1-\alpha)}{l}$

$$T(\alpha) = \frac{(1-\alpha)}{l} \quad \text{et} \quad N(\alpha) = Q(\alpha)$$

2 / $P = 1$ à gauche de la section $\mu(\alpha, x) = P(\alpha)\,\frac{(1-x)}{l}$

$$T(\alpha) = \frac{-\alpha}{l} \quad \text{et} \quad N(\alpha) = Q(\alpha)$$

B / SECTION S_1 $\qquad X = 12$ m

1 / $P = 1$ àdroite de la section $\mu(\alpha, x) = P\,x\,\frac{(1-\alpha)}{l}$

$$T(\alpha) = \frac{(1-\alpha)}{l} \quad \text{et} \quad N(\alpha) = Q(\alpha)$$

2 / $P = 1$ à gauche de la section $\mu(\alpha, x) = P\,\alpha\,\frac{(1-x)}{l}$

$$T(\alpha) = \frac{-\alpha}{l} \quad \text{et} \quad N(\alpha) = Q(\alpha)$$

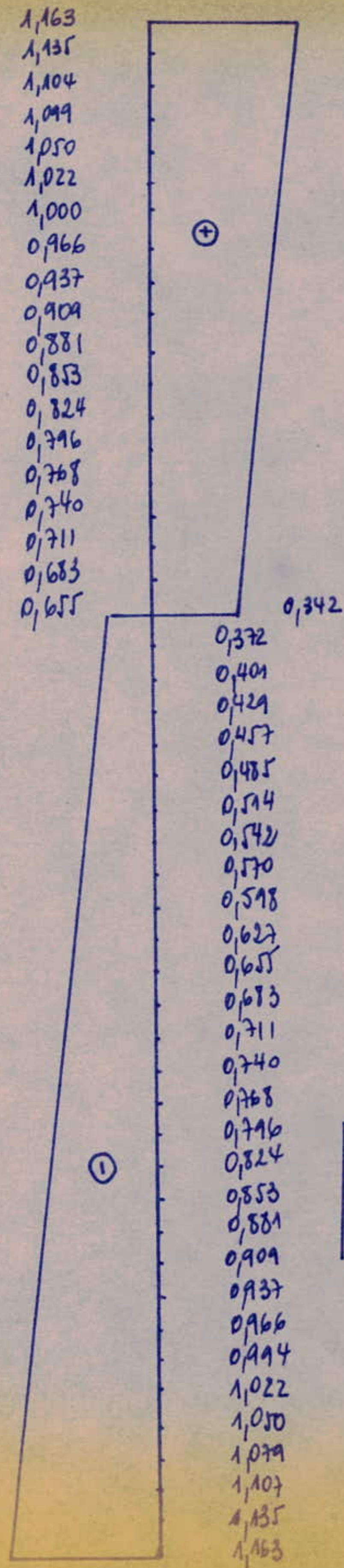
C / SECTION S_2 $\qquad X = 6,20$ m

1 / $P = 1$ àdroite de la section $\mu(\alpha, x) = P\,x\,\frac{(1-\alpha)}{l}$

$$T(\alpha) = \frac{(1-\alpha)}{l} \quad \text{et} \quad N(\alpha) = Q(\alpha)$$

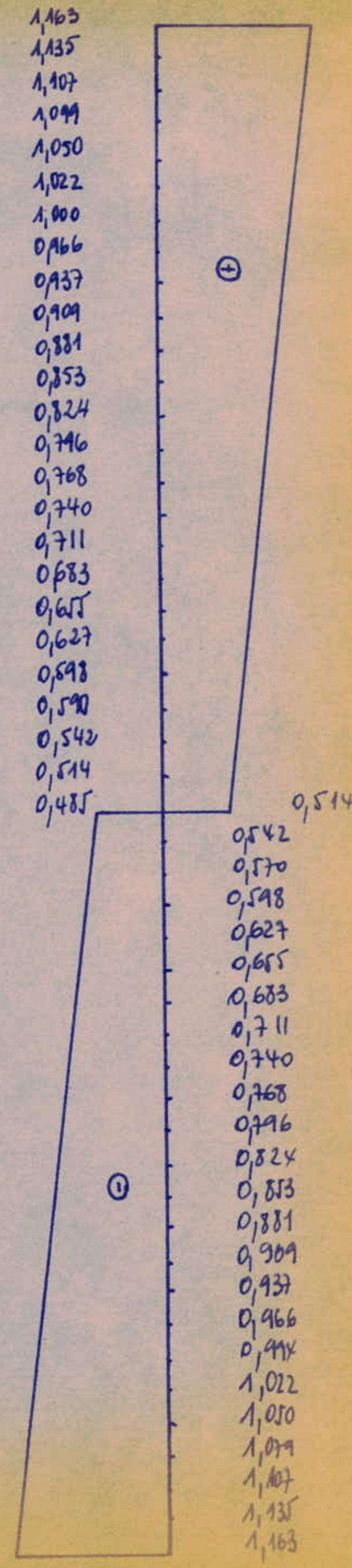
2 / $P = 1$ à gauche de la section $\mu(\alpha, x) = P\,\alpha\,\frac{(1-x)}{l}$

$$T(\alpha) = \frac{-\alpha}{l} \quad \text{et} \quad N(\alpha) = Q(\alpha)$$



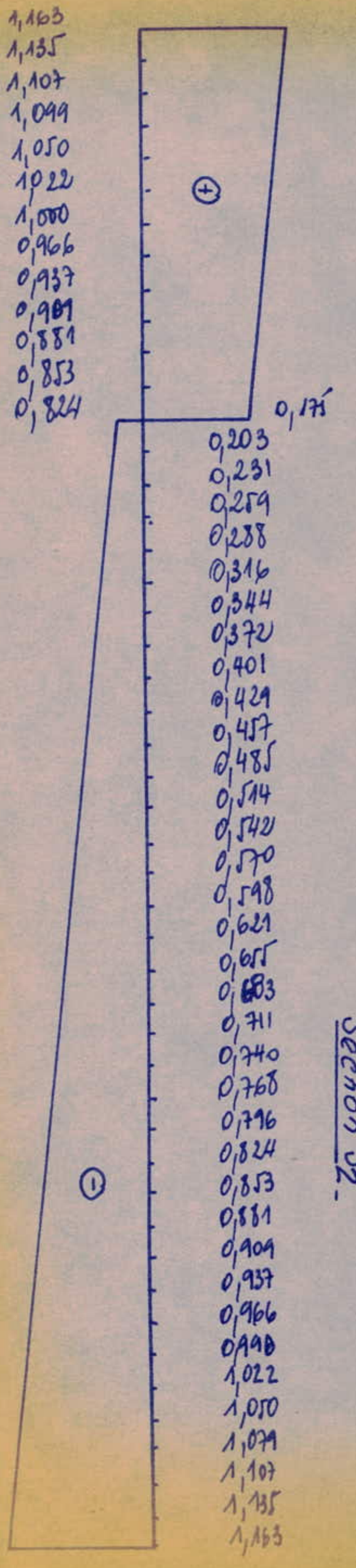
Ligne d'influence de T

Section S_1



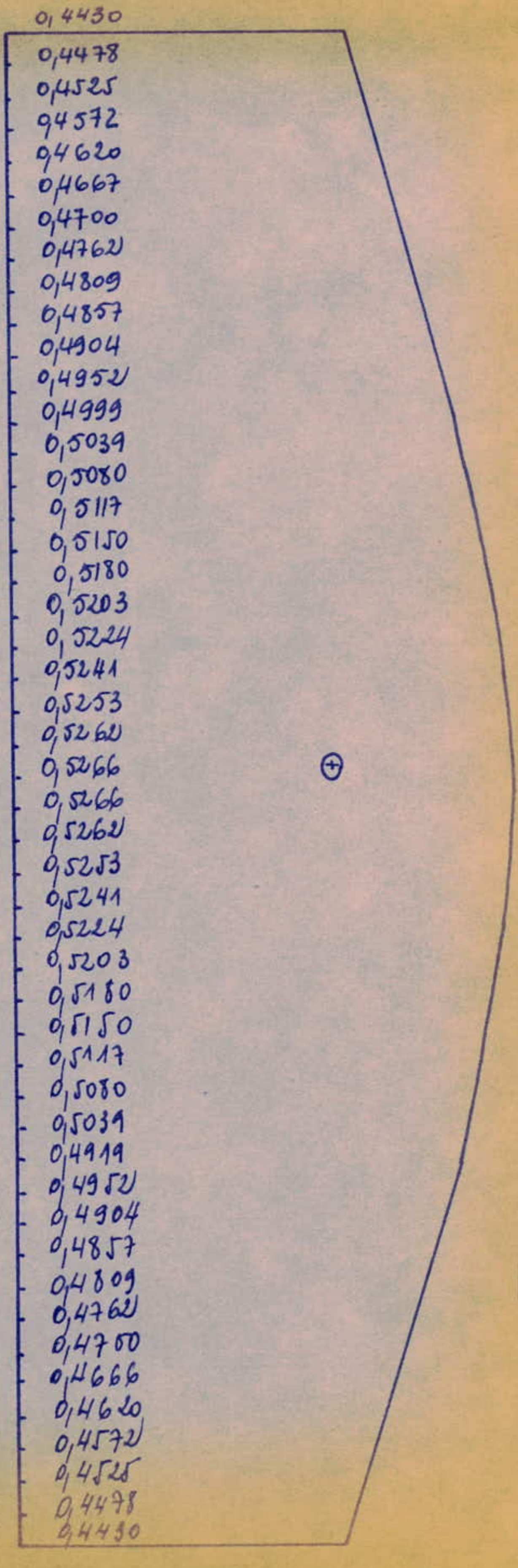
Ligne d'influence de T

Section S_0



ligne d'influence de T

Section S2.



ligne d'influence de N pour les sections

S0 - S1 - S2

CALCUL DES EFFORTS DANS LES SECTIONS S_0 S_1 S_2

A / SOUS LES CHARGES PERMANENTES On calcule les aires positives et negatives des lignes d' influence . on multiplie ces aires par q q etant le poids propre par metre lineaire . ensuite on fait la somme algebrique.

$M = q \left[S_m^+ - S_m^- \right]$

$T = q \left[S_t^+ - S_t^- \right]$

$N = q\ S_n$

S_m :aire limitee par la ligne d'influence du moment flechissant

S_t : aire limitee par la ligne d'influence de l'effort tranchant

S_n :aire limitee par la ligne d'influence de l'effort normal

B /SOUS LES SURCHARGES DU TROTTOIR

Dans le sens de la largeur,chaque trottoir est charge dans sa totalite.Dans le sens de la longueur,ilfaut choisir les zones à surcharger de façon à produire l'effet defavorable.Pour notre cas on chargera les parties qui correspondent aux aires psitives des lignes d'ifluence ; cec pour obtenir les plus grands M etT positifs On procedera de la meme façon pour obtenirles plus grands Met T negatifs en surchargeant les parties qui correspondent aux aires negatives.

Pour l'effort normal oncharge
ra les deux trottoirs dans leur totalite.

C / SOUS LES SURCHARGES UNIFORMES A

On choisira les zones à surcharger de façon àobtenir l'effet defavorable .On procedera de la meme façon qu'en(B)

D / SOUS LES SURCHARGES B_c

les surcharges B_c est un systeme de charges mobiles concentrees et mobiles, la distance entre elles est invariable (camions) La position du systeme sera la plus defavorable lorsque un poids (essieux) qui s'appelle poids critique se trouve au sommet de la ligne d'influence.

Le poids critique est à prendre parmi les intermediaires. L poids P_i est dit poids critique si la quantite $\sum P \, tg \, \alpha$ change de de signe lorsque P_i passe sur le sommet de la ligne d'influence .Une fois determine, le poids critique est place sur le sommet de la ligne d'influence pour avoir l'effet defavorable sous B_c.

E / SOUS LES SURCHARGES B_t

B_t est un systeme de charges mobiles , concentrees et dont la distance entre elles reste invariable(tandems).

On placera un des deux essiux sur le sommet de la ligne d'influence.

On procedera de la meme façon qu'en (D)

Nous detaillerons dans ce qui suit le calcul des efforts pour la sectin S_o du milieu (X = 17,7 m). pour le rest des autres sectins nous resumerons tous les calculs dans tableau qui suivra.

a / poids propre

calcul de q

dalle superieure	0,20.4,20.1,00.2,5	=2,100t/lm
dalle inferieure	P,30.4,20.1,00.2,5	=3,150 "
poutres laterales	2.0,40.2,50.2,50.1,00	=5,00"
trottoir + accessoirs		= 3,530"
q		=13,78 t/ml

$$M = q \left[S_m^+ - S_m^- \right]$$

$$=13,78 . \left[\frac{23.5,3350}{2} - \frac{2.11,5.6,5466}{2} \right] = -88,28 \text{ tm}$$

$$T = q \left[S_t^+ - S_t^- \right] = 0$$

$$N = q . S_n = 13,78.24,12 = 313,90t$$

b / Surchargesdu trotoir

$q' = 150 \text{ Kg/m}^2 = 0,150 \text{ t /m}^2$

La largeur du trottoir etant de 1 m $\longrightarrow$ q' = 0,150t/ml

$$M^+ = 2q' \left(\frac{23.5,3350}{2} \right) = 2.0,150 \left(\frac{23.5,3350}{2} \right) = 18,40 \text{ tm}$$

$$M^- = 2q' \left(\frac{2.12}{2} .5,3350 \right) = 2.0,150 \left(12.5,3350 \right) = - 20,32 \text{ tm}$$

$T^+ = 2\ q'\ (0,5;23,5) = +\ 3,525\ t$

$T^- = 2\ q'\ (-\ 0,5.23,5) = -\ 3,525\ t$

$N = 2\ q'\ .24,12 = 7,23\ t$

c/ <u>Surcharge uniforme A</u> Pour avoir le plus grand moment positif, on chargee uniquement la partie correspondante à la partie positive de la ligne d'influence .

$M^+ = A\ (23.\ \frac{5,3350}{2}) = 61,35\ A$

$A = K\frac{l_o}{l_v}(230 + \frac{36000}{l + 12})$

$K = 0,9$
$l_o = 3$
$l^o_v = 3$
$l^v = 23$

$A = 1,132\ t/m^2 \dashrightarrow A/ml = 1,132.6 = 6,792 t/ml$

$M^+ = 61,35.\ 6,792 = 416,70\ tm$

Pour le plus grand moment negatif on charge uniquement la partie qui crrespond à la partie positive de la ligne d'i nfluence /

$M^- = -\ 633\ tm$

de la meme façon on trouve $T^+ = 79,80\ t$ et $T^- = -\ 79,80\ t$

Pour l'effort normal on chargera tout le pontpour avoir N maximal

$N = A.\ S_n = 109,30\ t$

d /<u>Surcharge B_c</u> Le poids critique est celui de 24 t

$M^+ = \sum P_i.y_i^+ = 360,52\ tm \qquad T^+ = \sum P_i.y_i^+ = 60\ t$

$M^- = \sum P_i.y_i^- = -\ 511,35\ tm \qquad T^- = \sum P_i.y_i^- = -\ 60t$

$N = \sum P_i.y_i = 62,20\ t$

e / <u>surcharges B_t</u>

Le poids critique est un . des charges de 32 t , on placera une charge de 32t sur le sommet de la ligne d'influence.

$M^+ = 32.5,335 + 32.5,225 = 325,49\ tm$

$M^- = -\ 286,30\ tm$

$T^+ = 32\ t$

$T^- = -32t$

$N = \sum P_i.y_i = 53,69\ t$

EFFORTS NON MAJORES

DANS LES SECTIONS DE L'ARC

S_0 . S_1 . S_2

Sections		MOMENTS (t.m)					TRANCHANTS (t)					NORMAUX (t)					
		G	trottoir	A(L)	B_c	B_t	G	trottoir	A(L)	B_c	B_t	G	trottoir	A(L)	B_c	B_c	
S_0	+		18,40	416,70	360,52	325,49	0	5,94	131,35	115,89	73,05	332,37	3,69	83,75	62,20	33,69	*
	-	88,28	20,33	633,00	511,35	286,30	0	5,78	128,09	114,00	73,05	332,37	3,39	105,71	57,69	28,40	**
S_1	+		15,19	356,65	315,11	275,09		4,90	126,34	115,70	73,05	332,37	3,43	79,67	62,20	33,69	*
	-	264,02	20,94	637,00	531,15	396,17	75,21	6,54	130,56	115,70	73,05	332,37	3,70	110,45	57,69	28,40	**
S_2	+		3,76	114,75	86,74	119,19		3,57	111,37	107,11	73,05	332,37	1,99	59,98	30,33	33,63	*
	-	966,65	24,60	672,40	556,79	435,20	165,12	7,17	128,57	115,70	73,05	332,27	5,04	145,40	54,42	28,57	**

* N allant avec M^+
** N —"— —"— M^-

EFFORTS MAJORÉS DANS LES SECTIONS DE L'ARC

S_0 - S_1 - S_2

Sections		MOMENTS (t.m)					TRANCHANTS (t)					NORMAUX (t)					
		G	trottoir *	A(L) *	B_c ***	B_t ***	G	trottoir *	A(L) *	B_c ***	B_t ***	G	trottoir *	A(L) *	B_c ***	B_t ***	
S_0	+		22,08	500,04	445,60	362,07	0	7,13	157,62	143,24	81,26	332,37	4,43	100,50	76,87	47,00	•
	-	88,28	24,39	759,60	632,03	318,48	0	6,94	153,72	140,90	81,26	332,37	4,43	126,85	71,30	31,60	••
S_1	+		18,23	427,98	389,47	306,01		5,89	151,61	143,01	81,26	332,37	4,11	95,60	71,30	47,00	•
	-	264,02	25,13	764,40	656,50	440,70	75,21	7,85	156,68	143,01	81,26	332,37	4,44	132,54	36,87	31,60	••
S_2	+		4,51	137,70	107,21	132,58		4,29	133,65	132,39	81,26	332,37	2,40	71,94	37,48	37,41	•
	-	966,65	29,52	806,18	688,19	484,11	165,12	8,60	154,28	143,01	81,26	332,37	6,05	174,48	67,26	31,78	••

- 61 -

coefficients de majorations

$\delta arc = 1,03$
$bc = 1$
$bt = 0,9$
(CCBAGT) 20%

* majoration de 20%
*** " — " — de δarc . b(cout) 20%

• M allant avec M^+
•• " — " — " M^-

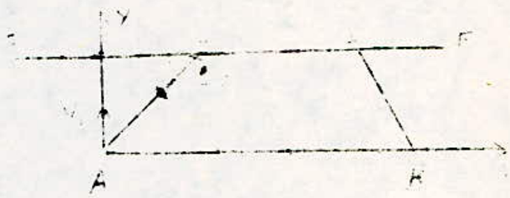
LIGNE D'INFLUENCE DU MOMENT FLECHISSANT POUR LA SECTION S_5 PRISE A L'ATTACHE DE LA BEQUILLE

1 / P= 1 entre E et C $\qquad X = 6,20$ m

$$\mu(\alpha, x) = \frac{P\,x}{l}(1-\alpha)$$

$$M(\alpha) = \mu(\alpha, x) - Q(\alpha)\,.y(x)$$
$$= 6,20 - 0,175 - 6,20\,Q(\alpha) = -0,175(1 - Q(\alpha))$$

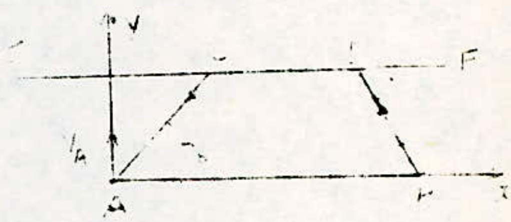
2 / P = 1 entre C et F



$$\mu(\alpha,x) = \frac{P\,x}{l}(1-\alpha)$$

$$M(\alpha) = -0,175 + 6,20 - 6,20\,Q(\alpha)$$

LIGNE D'INFLUENCE DU MOMENT FLECHISSANT POUR LA SECTION S_5 (X = 3 m)



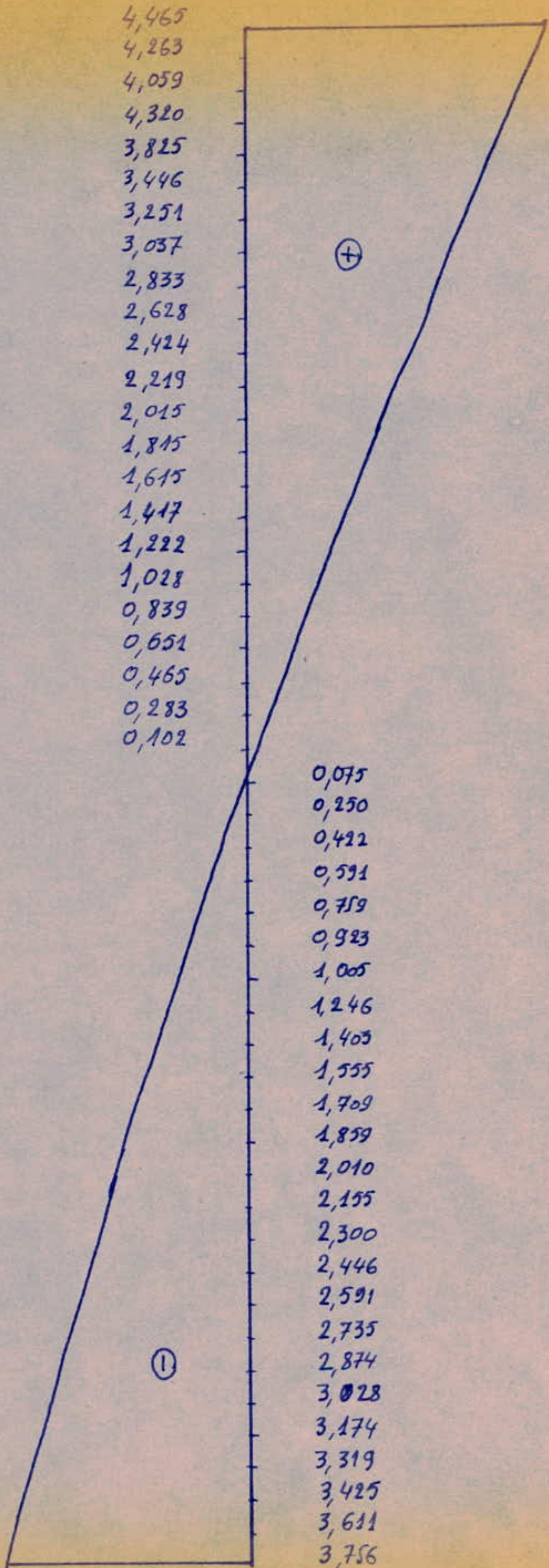
1/ P = 1 entre E et C'

$$\mu(\alpha,x) = \frac{P\,x}{l}(1-\alpha)$$

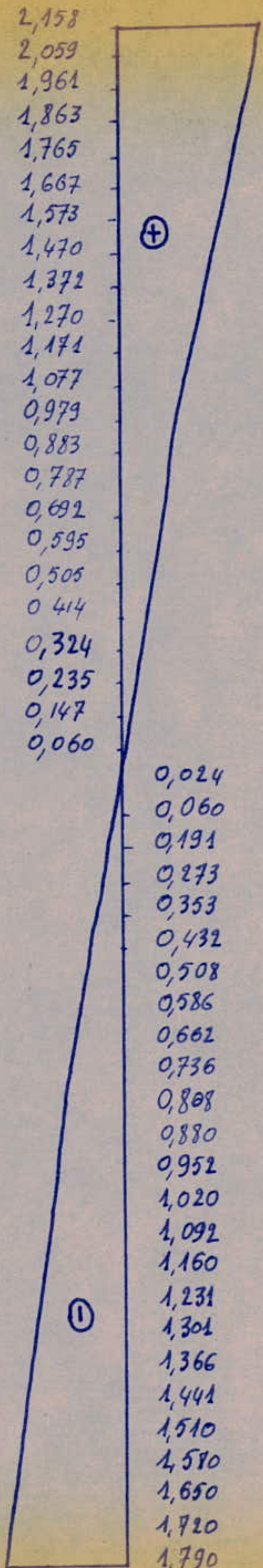
2 / P = 1 entre C' et F

$$\mu(\alpha,x) = \frac{P\,x}{l}(1-\alpha)$$

$$M(\alpha) = \mu(\alpha,x) - Q(\alpha)\,.y = 3 - 0,084\,\alpha - Q(\alpha)\,.3$$
$$= -0,084\,\alpha + 3(1 - Q(\alpha))$$



Ligne d'influence du moment fléchissant
Section S5.



Ligne d'influence du moment fléchissant : S6 au milieu de la béquille.

LIGNE D'INFLUENCE DES EFFORTS NORMAL ET TRANCHANT DES SECTIONS S_5, S_6

1 / Séction S_6

a / P = 1 entre E et C'

$$M(x,\alpha) = (1-\alpha)\,\frac{P\,x}{l} \longrightarrow \begin{cases} T(\alpha) = \frac{(1-\alpha)}{l} \cos\theta - Q(\alpha).\sin\theta \\ T(\alpha) = 0{,}707(1 - Q(\alpha)) - 0{,}019\alpha \\ N(\alpha) = 0{,}707(1 + Q(\alpha)) - 0{,}019\,\alpha \end{cases}$$

b / P = 1 entre C' et F

$$M(x,\alpha) = (1-\alpha)\,\frac{P\,x}{l} \longrightarrow \begin{cases} T(\alpha) = 0{,}707(1 - Q(\alpha)) - 0{,}019\,\alpha \\ N(\alpha) = 0{,}707(1 + Q(\alpha)) - 0{,}019\alpha \end{cases}$$

2 / Séction S_5

a / P = 1 entre E et C'

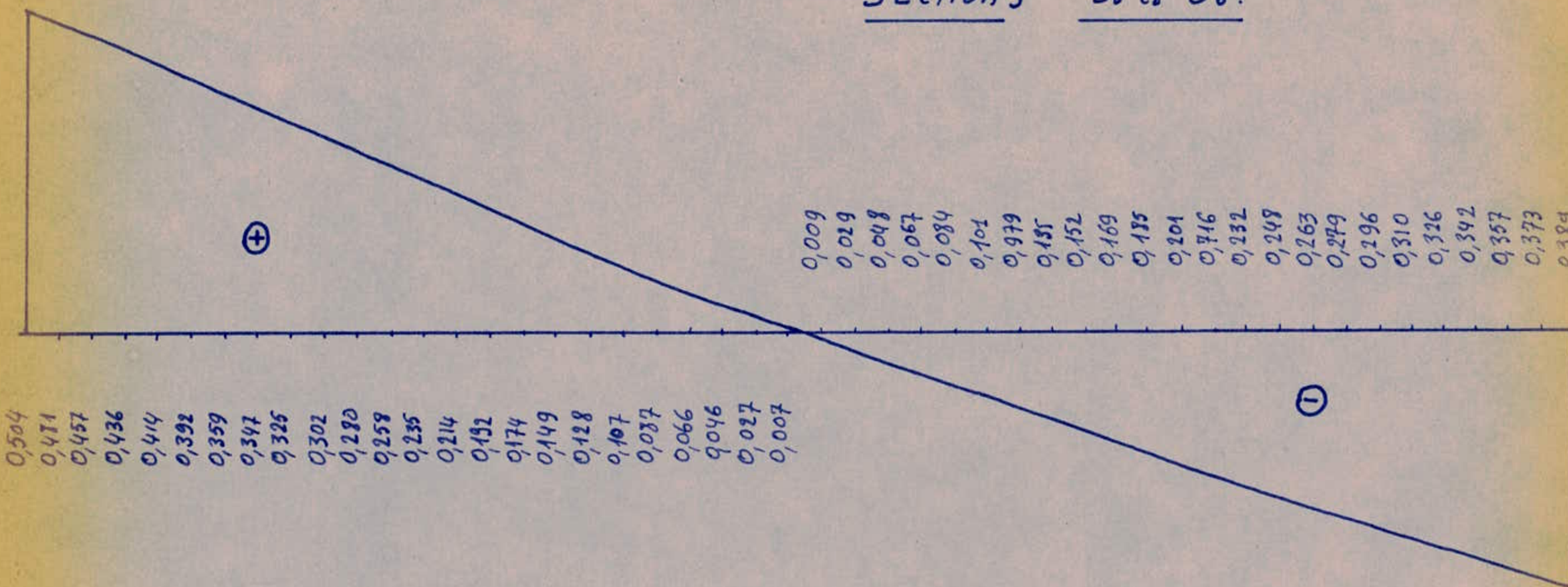
$$M(x,\alpha) = \frac{px}{l}(1-\alpha) \longrightarrow \begin{cases} T(\alpha) = 0{,}707(1 - Q(\alpha)) + 0{,}019\alpha \\ N(\alpha) = 0{,}707(1 + Q(\alpha)) - 0{,}019\alpha \end{cases}$$

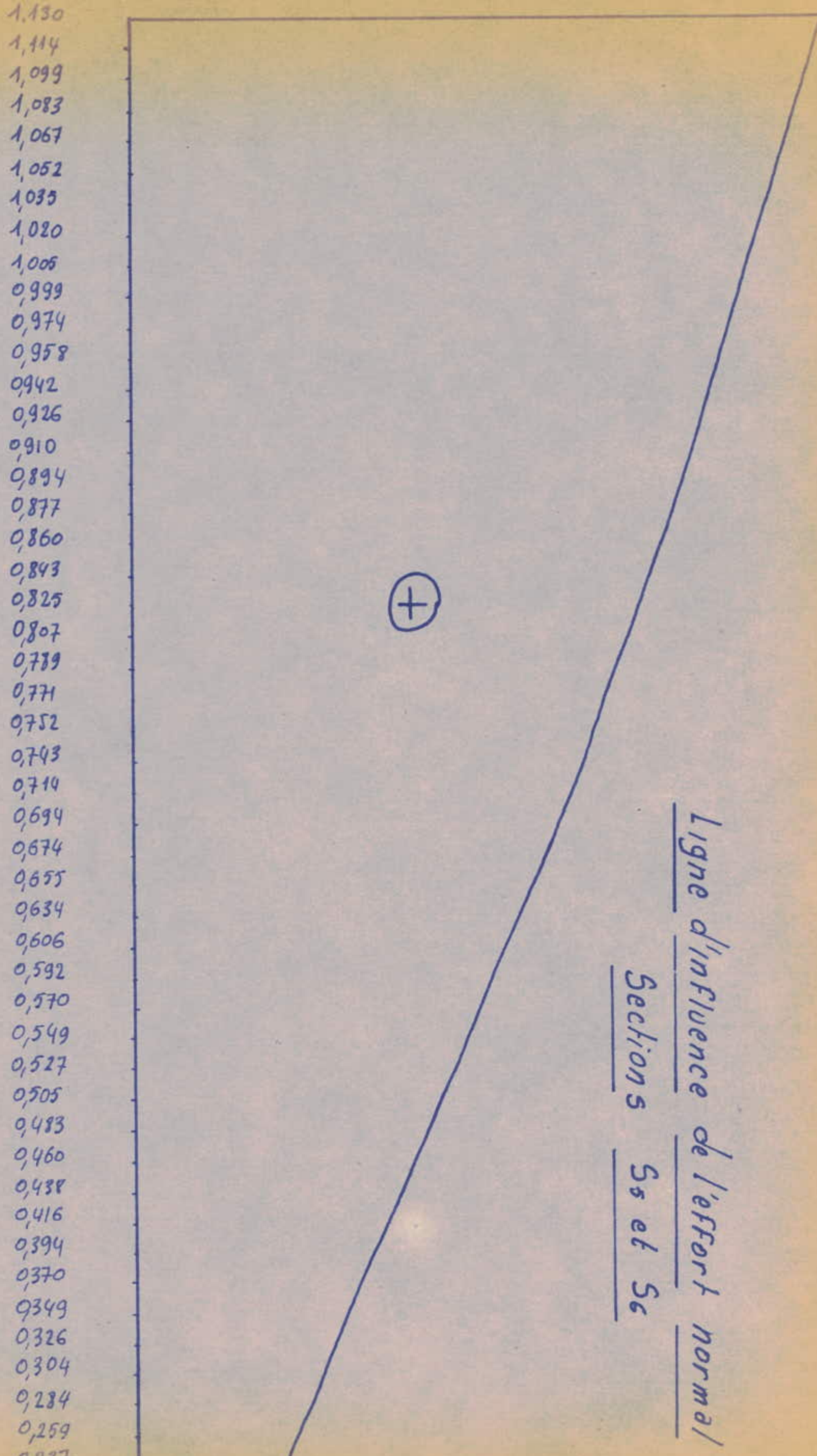
b / P = 1 entre C' et F

$$M(\alpha,x) = \frac{P\,x}{l}(1-\alpha) \longrightarrow \begin{cases} T(\alpha) = 0{,}707\,(1 - Q(\alpha)) - 0{,}019\alpha \\ N(\alpha) = 0{,}707(1 + Q(\alpha)) - 0{,}019\alpha \end{cases}$$

Ligne d'influence de l'effort tranchant.

Sections S_5 et S_6.





Ligne d'influence de l'effort normal

Sections S_5 et S_6

EFFORTS DANS LES SECTIONS DE LA BEQUILLE

(sans majoration)

Sections		Moments (t.m)					Tranchants (t)					Normaux (t)					
		G	trot.	$A(\ell)$	B_c	B_t	G	trot.	$A(\ell)$	B_c	B_t	G	trot.	$A(\ell)$	B_c	B_t	
S_5	+	28,77	14,75	342,09	365,79	279,29	22,19	1,83	40,40	40,56	31,17	442,61	9,65	145,71	120,99	71,80	*
	-		14,08	256,27	330,02	235,67		1,34	30,41	33,45	24,60	442,62	3,78	81,77	52,52	15,56	**
S_6	+	52,14	7,60	169,41	176,40	134,65	22,19	1,83	40,40	40,56	31,17	441,67	9,65	145,71	120,99	71,80	*
	-		6,30	139,69	156,00	19232		1,34	30,41	33,45	24,60	441,67	3,56	72,82	52,52	15,36	**

* : effort normal allant avec M+

** : effort normal allant avec M-

EFFORTS MAJORES DANS LES SECTIONS DE LA BEQUILLE

$\delta = 1,03$ (dynamique) ; $b_c = 1$; $b_t = 0,9$; 20% (CCBA 68)

Sections		Moments (t_m)					Tranchants (t)					Normaux (t)					
		G	trot.*	A(l)*	B_c***	B_t***	G	trot.*	A(l)*	B_c***	B_t***	G	trot.*	A(l)*	B_c***	B_t***	
S_5	+	28,77	17,70	410,52	452,12	310,68	22,19	2,19	45,49	50,13	34,67	442,67	11,56	174,86	149,5	79,88	•
	-		16,90	307,53	407,90	262,05		1,61	36,49	41,35	27,37	442,57	4,54	98,13	64,9	17,08	••
S_6	+	52,14	9,12	204,10	218,03	149,80	22,19	2,19	48,49	50,13	34,67	442,67	11,56	174,86	149,55	79,88	•
	-		7,57	167,63	192,81	124,94		1,61	36,49	41,35	27,37	442,67	4,27	87,38	64,99	17,08	••

* majorés de 20% (CCBA 68)
*** majorés de 20% ; b_t ou b_c et δ.

• N allant avec M^+
•• N allant avec M^-

ETUDE DE LA TEMPERATURE

Dans les ouvrages non librement dilatables, la variation de la temperature occasione des efforts internes supplementaires. pour notre cas la variation de la temperature donne une poussee.

$$Q_t = \frac{E. \; .(\; T) . 1}{\int \frac{y^2}{I} \, ds}$$

Le reglement CCBA 68 art. 4.1 stipule que le produit de la dilatation relative par le coefficient d'elasticite du beton (E. . T) varie entre - 20 bars et + 20 bars pour les regions temperees (1er region).

Ce qui nous donne une variation de poussee de :

$$Q^+ = \frac{200.\,35,4}{3265,79} = +\,2,16 \text{ t}$$

$$Q^- = \frac{-\,200.35,4}{3265,79} = -\,2,16 \text{ t}$$

L'arc est donc soumis a un moment supplementaire de :

$$M_t = -\,Q_t \,.y$$

a un effort normal de : $N_t = Q_t . \cos\theta$

a un effort tranchant de : $T_t = -\,Q_t . \sin\theta$

POUR LES SECTIONS S_o , S_1 ; S_2

$$M_t = \begin{cases} +\,Q_t \,.\, h = +\,13,40 \text{ tm} \\ -\,Q_t \,.\, h = -\,13,40 \text{ tm} \end{cases}$$

$$N = \begin{cases} +\,Q_t \,.\, \cos\theta = +\,2,16 \text{ t} \\ -\,Q_t \,.\, \cos\theta = -\,2,16 \text{ t} \end{cases} \quad T_t = 0$$

POUR LES SECTIONS DE LA BEQUILLE S_5 S_6

$M_t = Q_t ; y = 13,40$ tm * $N_t = Q_t.\cos 45^\circ = 1,52$ t * $T_t = Q_t.\sin 45^\circ = 1,52$ t

$M_t = Q_t.y = -\,13,40$ tm * $N_t = Q_t.\cos 45^\circ = -1,52$ t * $T_t = Q_t \sin 45^\circ = -1,52$ t

$M_t = Q_t.y = 6,48$ tm * $N_t = Q_t.\cos 45^\circ = 1,52$ t * $T_t = 1,52$ t

$M_t = Q_t.y = -\,6,48$ tm * $N_t = Q_t.\cos 45^\circ = -1,52$ t * $T_t = -1,52$ t

CALCUL DU COEFFICIENT

DYNAMIQUE

1/ DANS L'ARC ACDB

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

$P = 647,66$ t

$L = 34,5$ m $\Longrightarrow$ $\boxed{\delta_{arc} = 1,03}$

$S = 120$ t

2/ DANS LA CONSOLE EC ou DF

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

$P = 165$ t

$L = 12$ m $\Longrightarrow$ $\boxed{\delta = 1,20}$

$S = 120$ t

Sections		Moments (tm)	Tranchants (t)	Normaux (t)
S_5	+	498,60	74,50	619,00 *
	-	424,80	43,00	547,50 **
S_6	+	279,30	74,50	626,10 *
	-	200,40	43,00	535,48 **

EFFORTS DEFAVORABLES SOUS LES SOLLICITATIONS

(G + 1,2 P + T)

* : N allant avec M^+

** : N allant avec M^-

EFFORTS DEFAVORABLES SOUS LES SOLLICITATIONS

$(G + 1{,}2\,P + T)$

Sections	Moments (t.m)	Tranchants (t)	Normaux (t)
S_0 +	535,50	164,75	439,46 *
S_0 −	885,70	160,66	505,00 **
S_1 +	459,60	157,50	434,24 *
S_1 −	1066,95	239,74	469,35 **
S_2 +	155,60	137,94	409,00 *
S_2 −	1816,45	328,00	515,00 **
S_3 +		326,20	
S_3 −	1957,20		
S_4 +		171,52	
S_4 −	696,20		

* N sous moment M^+
** N sous — " — M^-

ETUDE DE LA CONSOLE

Vue la grande portee de la console (12 m), on caculera deux section S_3 et S_4

DETERMINATION DES EFFORTS DANS LES SECTION S_3 ET S_4

a/ Sous les charges permanentes G

$$M = q \frac{l_o^2}{2}$$

$$T = q . l_o$$

b / Sous les surcharges du trottoir

On chargera touts les deux trottoirs pour avoir l'effet le plus defavorable.

c / Sous les surcharges localisees B_c , B_t , B_r

On disposera les plus lourdes charges le plus loin , possible de la section d'encastrerement .

d / Sous la surchage uniforme A

On procedera de la meme façon qu'en (b)

On chargera toute la console jusqu'à la section consideree

Section S_3

$$A = 0,9 \left(230 + \frac{36000}{12 + 12} \right) = 1557 \text{ kg} / m^2$$

$$= 1,557 \text{ t/ } m^2 \longrightarrow \text{par metre lineaire}$$

$$\longrightarrow A /_{ml} = 9,342 \text{ t /ml}$$

Section S_4

$$A = 0,9 \left(230 + \frac{\quad}{\quad} \right) = 2007 \text{ kg/ } m^2$$

$$= 2,007 \text{ t/m}^2 \longrightarrow \text{par metre lineaire}$$

$$\longrightarrow A_{/ml} = 12,04 \text{ t /ml}$$

EFFORTS NON MAJORES
DANS LES SECTIONS
DE LA CONSOLE

Sections	MOMENTS (t.m)					TRANCHANTS (t)				
	G	trottoir	A(L)	Bc	Bt	G	trottoir	A(L)	Bc	Bt
S_3	-992,16	-21,60	-672,62	-648,00	-724,80	165,36	3,60	112,10	108,00	64,00
S_4	-248,04	-5,40	-216,72	-252,00	-340,40	82,68	1,80	72,24	60,00	64,00

EFFORTS MAJORES
DANS LES SECTIONS
DE LA CONSOLE

sections	MOMENTS (t.m)					TRANCHANTS (t)				
	G	trottoir *	A (L) *	Bc ***	Bt ***	G	trottoir *	A (L) *	Bc ***	Bt ***
S_3	-992,16	-25,93	-807,14	-933,12	$\boxed{-939,34}$	165,36	4,32	134,50	$\boxed{155,52}$	82,95
S_4	-248,04	-6,48	-260,06	-362,88	$\boxed{441,67}$	82,68	2,16	$\boxed{86,68}$	86,40	82,95

Coefficients de majorations

$\delta = 1,20$
$bc = 1$
$bt = 0,9$
(CCBA68) : 20%

* majoration 20%
*** " —— " δ, b, 20%

CALCUL DES ARMATURES

DANS LES SECTIONS DE LA TRAVEE

I /ARMATURES LONGITUDINALES

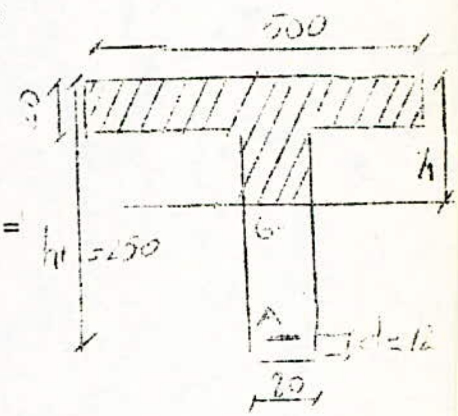
1 /Section S_o

A / Calcul sous le moment positif

$$M = 535{,}5 \text{ tm} \qquad {}_a = {}_a = 3000 \text{ Kg/cm}^2$$
$$N = 439{,}46 \text{ t} \qquad {}_b = 146 \text{ Kg/cm}^2$$

$e = \frac{M}{N} = 1{,}22$ m ⟶ section partiellement comprimees ettendue

On procedera par itteration .On fait le calcul en section T, on verifiera ensuite , en section reelle que les contraintes restent inferieures aux contraintes admissibles



On ramene le calcul a la flexion simple

$$M' = N.f = N(e + a) = 439460\ (122 + 128) = $$
$$= 109865000 \text{ kg.cm}$$

$$\mu = \frac{15.10986}{\bar{\sigma}_a \cdot b\ .h^2} = \frac{15.109865000}{3000.500.238^2} = 0{,}0193$$

$$\rho = \frac{\alpha}{\theta} = \frac{0{,}22}{\frac{h_o}{h}} = 2{,}61 \qquad \text{abaque} \rightarrow \alpha = 0{,}22 \quad m = 0{,}546$$

$$z = h - m.h_o = 227 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{b_o}{b} = 0{,}*6$$

$$A_1 = \frac{M'}{\bar{\sigma}_a \cdot z} = \frac{109865000}{3000.\ 227} = 161{,}40 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{15(1 - \alpha)}{\alpha} = 53{,}18 \longrightarrow \sigma'_b = \frac{3000}{53{,}18} = 56{,}40 \text{ kg /cm}^2$$

$$56{,}40 < 146 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 161{,}40 - \frac{439460}{3000} = 15\text{cm}^2$$

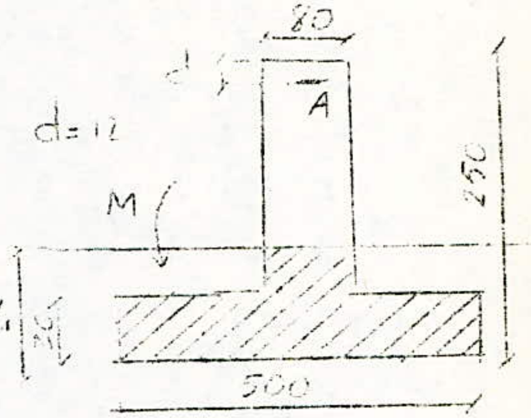
B/ Calcul sous le moment negatif

$$M = -\ 885{,}70 \text{ tm} \qquad \longrightarrow e_o = \frac{M}{N} = -\ 1{,}75 \text{ m}$$
$$N = 505{,}00 \text{ t}$$

$$M' = N\ (e_o + a) = 505000(175 + 130) = 154025000 \text{ kg.cm}$$

$$\mu = \frac{15.\ M'}{\bar{\sigma}_a .\ b.h^2} = \frac{15.154025000}{3000.500.238^2} = 0,0272$$

$$\theta = \frac{h_e}{h} = 0,126$$



$$\beta = \frac{b_e}{b} = 0,16 \longrightarrow \begin{cases} m = 0,479 \\ z = 223,23\ cm \end{cases}$$

$$\alpha = 0,24$$

$$\rho = \frac{\alpha}{\theta} = 1,9$$

$$A_1 = \frac{M'}{\bar{\sigma}_a .\ z} = \frac{154025000}{3000.223,6} = 230,23\ cm^2$$

$$K = \frac{115\ (1-\alpha)}{\alpha} = 47,5 \longrightarrow \sigma_b' = \frac{3000}{47,5} = 63,15 kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' = 146\ kg/cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} = 230,23 - \frac{505000}{3000} = 61,66\ cm^2$$

2/ SECTION S_1

A/ Calcul sous le moment positif

$$\begin{rcases} M = 459,60\ tm \\ N = 434,24\ t \end{rcases} \longrightarrow e = \frac{M}{N} = 1,058$$

$$M' = N(\ e_, + a\ ) = 434240(105,8 + 128\ ) = 101525312\ kg.cm$$

$$\mu = \frac{15.\ M'}{\bar{\sigma}_a .\ b\ .h^2} = \frac{15.\ 101525312}{3000.\ 500\ .\ 238^2} = 0,0179$$

$$\alpha = 0,21 \quad ; \quad m = 0,546 \quad ; \quad z = 227\ cm$$

$y_1 = \alpha\ .\ h = 49,9cm \longrightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table .

$$A_1 = \frac{M'}{\bar{\sigma}_a .z} = \frac{111525312}{3000.500.238^2} = 149cm^2$$

$$K = \frac{15.(1-\alpha)}{\alpha} = 56,42 \longrightarrow \sigma_b' = \frac{3000}{56,42} = 53,17\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' = 146kg/cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 149 - \frac{434240}{3000} = 5cm^2$$

B /Calcul sous le moment negatif

$M = -\ 1066,95$ tm $\qquad e = \frac{M}{N} = -\ 2,27$ m

$N = 469,35$ t

$M' = N\ (e + a) = 469530\ (227 + 130) = 167557950$ Kg.cm

$$\mu = \frac{15\ M'}{\bar{\sigma}_a b\ h^2} = \frac{15.167557950}{3000.500.238^2} = 0,0295$$

$\alpha = 0,25$, $m = 0,489$, $z = 223,3$ cm

$$K = \frac{15(1 - \alpha)}{\alpha} = \frac{15(1 - 0,25)}{0,25} = 45$$

$$\longrightarrow \sigma'_b = \frac{3000}{45} = 66,66\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{M'}{\bar{\sigma}_a\ z} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 250 - 156,46 = 93,55\ cm^2$$

3 / Section S_2

A / Calcul sous le moment positif

$M = 155,60$ tm $\qquad e = \frac{M}{N} = 0,38$ m

$N = 409;00$ t

$M' = N\ (e + a) = 40900(38 + 128) = 67894000$ Kg .cm

$$\mu = \frac{15\ M'}{\bar{\sigma}_a\ b\ h^2} = 0,0119$$

$\alpha = 0,16$, $m = 0,479$; $z = 228,42$ cm

$$K = \frac{15(1 - \alpha)}{\alpha} = 78,75 \longrightarrow \sigma'_b = \frac{3000}{78,75} = 38\ kg/cm^2$$

$$A = \frac{M'}{\bar{\sigma}_a\ z} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0 \qquad \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 146\ Kg/cm^2$$

B / Calcul sous le moment negatif

$M = -\ 1816,56$ tm $\qquad e = \frac{M}{N} = -\ 3,53$ m

$N = 515,00$ t

$M' = N\ (e + a) = 515000\ (353 + 130) = 248745000$ Kg.cm

$$\mu = \frac{15\ M'}{\bar{\sigma}_a\ b\ h^2} = 0,044 \qquad \alpha = 0,34\ ,\ m = 0,659$$

$$\sigma'_b = \frac{3000}{K} = 103\ Kg/cm^2 \qquad z = 221\ cm$$

$$A = \frac{M'}{\bar{\sigma}_a\ z} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 204\ cm^2$$

II / ARMATURES TRANSVERSALES

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b_o\, z}$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \quad _b = 3,5.7,1 = 24,85 \text{ Kg/cm}^2 \qquad \text{car } \sigma_b' < \bar{\sigma}'_{b_o}$$

Les espacements admissibles sont :

$$\bar{t}_1 = h\left(1 - 0,30 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right)$$

$$\bar{t}_2 = 0,20 \text{ h}$$

$$t = \frac{A_t \; z \; \sigma_{at}}{T}$$

$A_t = 7,85 \text{ cm}^2$

$z = 7/8 \text{ h} = 208,25 \text{ cm}$

$\sigma_{at} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

On resume les calculs dans le tableau suivant .

SECTION	Tmax (t)	τ_b(kg/cm^2)	$\bar{\tau}_b$(kg/cm^2)	t_1(cm)	t_2(cm)	t(cm)
S_0	73,375	8,75	24,85	151	48	35
S_1	119,97	14,29	24,85	95	48	22
S_2	164	19,54	24,85	42	48	16

VERIFICATION DES CONTRAINTES

I / Sous le moment positif

La position de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimee est donnee par :

$$- y_1 = \frac{I - cH}{- H + c\,\Omega}$$

y_1 : ordonnee de l'axe neutre

I/zz' : moment d'inertie de la section efficace homogeneisee

H/zz' : moment statique de la meme section

Ω : section efficace homogeneisee

c : ordonne du centre de pression

En exprimant I, H, et Ω en fonction de y_1, on arrive à une equation du 3^{er} degre en y_1.

$$I = \frac{b.h_2^3}{3} + n.A_1.h^2 + nA_2 d'^2 + \frac{2\,b_o}{3} y_1^3$$

$$H = \frac{b.h_2^2}{2} + n.A_1.h + n.A_2.d' + 2b_o y_1^2/2$$

$$\Omega = 15\,(A_1 + A_2) + b.h_2 + 2b_o y_1$$

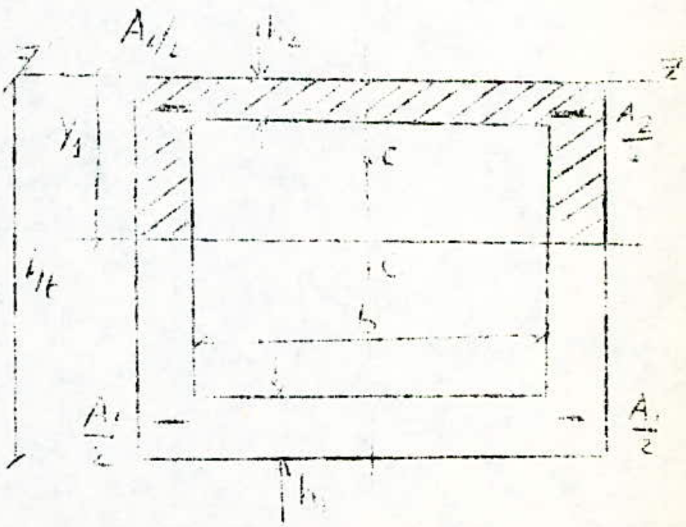
$$c = (h_t/2 - e)$$

Une fois y_1 determine, les contraintes dans chaque section sont :

$$\sigma'_b = \frac{N}{\;} + \frac{M}{I} y_1$$

$$\frac{\sigma_a}{n} = \sigma'_b \frac{(h_t - d - y_1)}{y_1}$$

$$\frac{\sigma'_a}{n} = \sigma'_b \frac{(y_1 - d')}{y_1}$$



VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LES SECTIONS DE LA TRAVEE.

Sous le moment positif.

Sections	I (cm^4)	H (cm^3)	Ω cm^2	C (cm)	y_1 (cm)	M (kg.cm)	N (kg)	σ_b' (kg/cm²)	σ_a (kg/cm²)	σ_a' (kg/cm²)
S_0	$26{,}66y_1^3 + 33352147$	$40y_1^2 + 235925$	$80y_1 + 10413$	+3	100	$5355\ 10^4$	439460	113	2340	1500
S_1	$26{,}66y_1^3 + 33352147$	$40y_1^2 + 235925$	$80y_1 + 10413$	+19,2	144	$4596\ 10^4$	434240	79	783	1100
S_2	$26{,}66y_1^3 + 33421634$	$40y_1^2 + 241715$	$80y_1 + 10895$	+87	250	$1556\ 10^4$	409000	22	0	314

On verifie que : pour les 3 sections

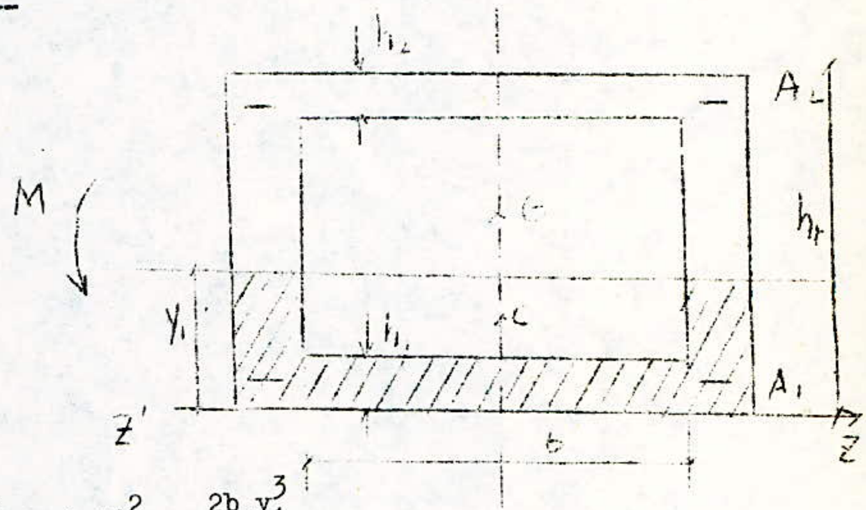
$\sigma_b' < \bar{\sigma}_b'$

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

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

VERIFICATION DES CONTRAINTES SOUS LES MOMENTS NEGATIFS

$$-y_1 = \frac{I - c.H}{-H + c.\Omega}$$



$$I = \frac{b\,h_1^3}{3} + nA_2h^2 + nA_1d'^2 + \frac{2b_o\,y_1^3}{3}$$

$$H = \frac{bh_1^2}{2} + nA_2h + nA_1d' + \frac{2B_o\,y_1^2}{2}$$

$$\Omega = 15\,(A_1 + A_2) + bh_1 + 2b_o\,y_1$$

$$c = \left(\frac{h_t}{2} - e\right)$$

Une fois y_1 determine, les contraintes dans chaque section seront

$$\sigma'_b = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I}\,y_1$$

$$\frac{\sigma_a}{n} = \sigma'_b\,\frac{h_t - d - y_1}{y_1}$$

$$\frac{\sigma'_a}{n} = \sigma'_b\,\frac{y_1 - d'}{y_1}$$

VERIFICATION DES CONTRAINTES

DANS LES SECTIONS DE LA TRAVEE

Sous le moment negatif

Sections	I (cm^4)	H (cm^3)	Ω (cm^2)	C (cm)	y_1 (cm)	M (kg.cm)	N (kg)	σ'_b (kg/cm²)	σ_a (kg/cm²)	σ'_a (kg/cm²)
S_0	$26{,}66y_1^3+57369660$	$40y_1^2+410400$	$80y_1+13740$	75	167	$535{,}5.10^5$	439460	63,5	417,70	911,90
S_1	$26{,}66y_1^3+85961133$	$40y_1^2+420296$	$80y_1+14070$	23	147	$885{,}7.10^5$	505000	95,8	980	1320,38
S_2	$26{,}66y_1^3+182985840$	$40y_1^2+746820$	$80y_1+15660$	−63	195,6	$1816{,}46.10^5$	515000	109,40	355,70	1540,32

On verifie que pour les 3 sections

$$\left\{\begin{array}{l} \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \\ \sigma'_a < \bar{\sigma}'_a \\ \sigma_a < \bar{\sigma}_a \end{array}\right.$$

CALCUL DES ARMATURES DANS LA BEQUILLE

I. / ARMATURES LONGITUDINALES

1 / Séction S_5 Cette se compose de deux séctions rectangulaies chacune d'elles estsollicitee par:

efforts positifs	efforts negatifs
M =498,60/2 =249,30 tm	M = 424,80/2 = 212,40 tm
T = 74,50/2 = 37,25 t	T = 43,00/2 = 21,50 t
N = 619,10/2= 309,55 t	N = 547,50 /2 =273,75 t

A / Calcul sous le moment positif

M =249,30 tm ——— $e = \frac{M}{N} = 0,805$ m

N = 309,55 t $e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{2,00}{6} = 0,333$m

$e > e_1$: section partillement comprimee et tendue

calcul des contraintes

$\alpha = 0,30(1 + \frac{e}{3e_1}) = 0,30\ (1 + \frac{0,805}{3.0,333}) = 0,542$

$\bar{\sigma}'_b$ =146,27 bars = 146 Kg/cm^2

$\bar{\sigma}_a$ =2800 Kg/cm^2 (FeE40) $\varnothing$ 20 mm

d=d'=8 cm

Dans le calcul en flexion composee on se ramenera toujours à la flexion simple .

M =M' + N.a =249,30 + 309;55.0,92 = 534,08 tm

$$\mu = \frac{15.\ M'}{\bar{\sigma}_a\ b\ h^2} = \frac{15.53408000}{2800.40.192^2} = 0,1940$$

K = 15,8 ——→ σ'_b = 2800/15,8 = 177 Kg/cm^2 > $\bar{\sigma}'_b$ = 146 Kg/cm^2

Des armatures comprimees sont necessaires , on fait travailler le beton à sa contrainte admissible.

$\bar{K}$ = 2800/146 =19,17 α = 0,4399

β =0,8535

μ' = 0,1877

$M_o = \mu' \sigma_b' bh^2 = 0,1877.146.40.192^2 = 40409137,15$ Kg.cm

$\Delta M = M' - M = 12998862,85$ Kg.cm

$$\sigma_a' = \frac{n(\alpha h - d')}{\alpha h}\sigma_b' = \frac{15(0,4399.192 - 8).146}{0,4399.192} = 1982,57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(h - d')\sigma_a'} = \frac{12998862,85}{(192 - 8)\ 1982,57} = 35,70 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M_o}{\beta \sigma_a h} + \frac{M}{(h - d')\sigma_a} - \frac{N}{\sigma_a} = 2,77 \text{cm}^2$$

B / Cal~~v~~cul sous le moment negatif

$M = -212,40$ tm

$N = 273,75$ t $\longrightarrow e = \frac{M}{N} - 0,775 \quad \frac{h_t}{6} = 0,333$

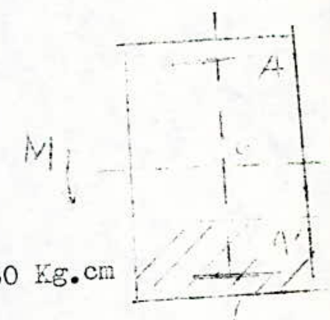
$\longrightarrow$ section partillement comprimee et tendue

$M' = -(M + N a) = -466$ tm

$$\mu' = \frac{15 M'}{\sigma_a bh^2} = \frac{15.46600000}{2800.40.192^2} = 0,1692$$

$K = 17,30 \longrightarrow \sigma_b' = 2800/17,3 = 161,80 > 146$ Kg/cm^2

Des armatures comprimees sont necessaires . On fait travailler le beton à sa contrainte admissible .



$K = 2800/146 = 19,17$

$\alpha = 0,4386$

$\beta = 0,8538$

$\mu' = 0,1872$

$M_o = \mu' \sigma_b' bh^2 = 0,1972.146.40.192^2 = 40301494,30$ Kg.cm

$\Delta M = M' - M_o = 6298505,80$ Kg.cm

$$\sigma_a' = \frac{15(\alpha h - 8)\sigma_b'}{\alpha h} = \frac{15(0,4386.192 - 8)146}{0,4386.192} = 1981,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d')\sigma_a'} = 17,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M_o}{\beta h \sigma_a} + \frac{M}{(h-d)\sigma_a} - \frac{N}{\sigma_a} = 1,54$$

Finalement la section sera armee de maniere à pouvoir re.prendre alternativement le moment positif et le moment negatif

$A_1 = 17,30$ cm^2 du cote interieur à l'arc

$A_2 = 35,70$ cm^2 du cote exterieur à l' arc

2 / Séction S_6 Cette se compose de deux sections rectangulaires chacune d'elles est sollicitee par :

effort positif	effort negatif
M = 139,65 tm	M = - 100,20 tm
N = 313,65 t	N = 267,70 t

A / Calcul sous le moment positif

$M = 139,65$ tm $\quad e = \frac{M}{N} = 0,446 > h_t/6 = 0,20$m

$N = 313,65$ t

secuion partiellement comprimee et tendue .

$M'' = N \cdot f = N(e + a) = 313,65(0,446 + 0,52) = 300,52$ tm

$$\mu = \frac{15.30052000}{2800.125.112^2} = 0,1026$$

$K = 24,30 \qquad \sigma_b = 2800/24,30 = 115 < \bar{\sigma}_b = 146$ Kg/cm^2

$\beta = 0,8728$ pas d'armatures comprimees

$$A = \frac{M'}{\bar{\sigma}_a \beta h} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{30052000}{2800.0,8728.112} - \frac{313650}{2800} = 0$$

B / Calcul sous le moment negatif

$M = - 100,20$ tm

$N = 267,70$ t $\qquad e = \frac{M}{N} = - 0,375$m $\quad h_t/6$

section partiellement comprimee et tendue

$M' = N. f = - 267,70(0,375 + 0,52) = 239,59$ tm

$$\mu = \frac{15.23959000}{2800.125.112^2} = 0,0898$$

$K = 28,10 \longrightarrow \sigma_b = \frac{2800}{28,10} = 99,64 < \bar{\sigma}_b = 146$Kg/cm^2

$\beta = 0,8840$

pas d'armatures comprimees

$$A = \frac{M'}{\bar{\sigma}_a \beta h} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{23959000}{2800.0,8840.112} - \frac{267700}{2800} = 0$$

Theoriquement , la section S_6 ne comporte pas d'armatures, cependant ,nous mettrons des aciers de construction en particulier le % minimal.

SECTION S_6 $\quad A_1$ = 6 HA 16 cote inteieur à l'arc

$\qquad\qquad\quad A_2$ = 6 HA 20 cote exterieyr à l'arc

II / ARMATURES TRANSVERSALES

1 / Section S_5

$T_{max} = 74{,}50\ t = 74500\ Kg$

$\bar{T} = 2{,}5.\bar{\sigma}_b.b.z = 2{,}5.7{,}1.40.\frac{7}{8}.192 = 119280\ Kg$

$T_{max} < \bar{T}$ ----> on passe avec des armatures droites .

Nous avons $\tau_b < \bar{\tau}_{bo}$ ----> On prend donc $\bar{\tau}_b = 3{,}5\ \bar{\sigma}_b = 24{,}85\ Kg/cm^2$

$\tau_b = \frac{T}{bo.z} = \frac{74500}{40.\frac{7}{8}.192} = 11{,}20\ Kg/cm^2 < \bar{\tau}_b$

$\bar{t}_2 = 0{,}20\ h = 0{,}20 . 192 = 38{,}40\ cm$

$\bar{t}_1 = h(1 - \frac{0{,}30.\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) = 192(1 - \frac{0{,}30.11{,}20}{7{,}10}) = 110{,}20\ cm$

$A_t = 10$ brins $\phi\ 10 = 7{,}85\ cm^2$

$z = \frac{7}{8}.h = 168\ cm$

$\bar{\sigma}_{at} = 2/3\ \sigma_{en} = 2/3.2400 = 1600\ Kg/cm^2$

$t = \frac{A_t.z.\bar{\sigma}_{at}}{T} = 28{,}32\ cm$ ---->on adopte $t = 25\ cm$

2 / Section S 6

$T_{max} = 74500\ Kg$

$\tau_b = \frac{T}{bo.z} = \frac{74500}{125.\frac{7}{8}.112} = 6{,}08\ Kg/cm^2 < \bar{\tau}_b$

$\bar{t}_1 = h(1 - 0{,}30\frac{\tau}{\bar{\sigma}}) = 112(1 - 0{,}30\frac{.6{,}08}{7{,}1}) = 83{,}32\ cm$

$\bar{t}_2 = 0{,}20.\ h = 0{,}20 . 112 = 22{,}40\ cm$

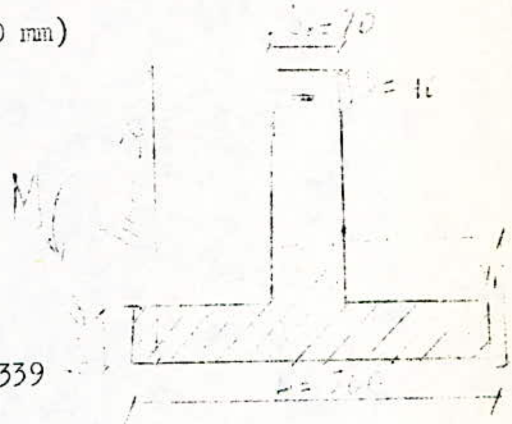
$t = \frac{7{,}85.7.112.1600}{8.74500} = 16{,}50\ cm$

On adopte $t = 16\ cm$

CALCUL DES ARMATURES DES CONSOLES

I / ARMATURES LONGITUDINALES

Nous avons deux sections à armer dans chaque console .Pour la determination des aciers ; on procede par itteration.On commence par faire un calcul en section T , on veriiera ensuite les contraintes en section reelle.On ajustera la section des aciers de manierea ce que les contraintes restent inferieures aux contraintes admissibles. $\bar{\sigma}_a$ = 3000 Kg/cm^2 (FeE 45 ; Ø 20 mm)



1 /Section S_3

M = - 1957,20 tm

T = 326,20 t

etude en flexion simple

$$\mu = \frac{15.M}{b\,h^2} = \frac{15.195720000}{3000.500.240^2} = 0,0339$$

$\frac{b_o}{b}$ = 80/500 = 0,16

$\frac{h_o}{h}$ = 30/240 = 0,123 ⟶ α = 0,27 (luc sur abaque)

μ = 0,0339

$y_1 = \alpha h$ = 0,27.240 = 64,80 cm ⟶ l'axe neutre tombe dans la nervure .

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a z} \text{ avec } z = h - m h_o \qquad \rho = \text{------} = \frac{0,27}{0,123} = 2,20$$

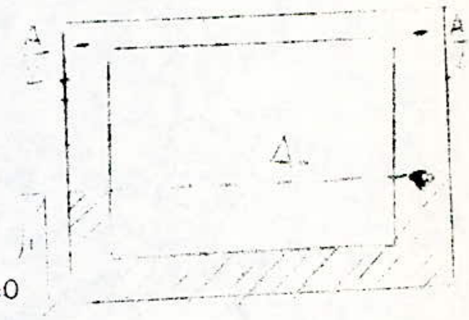
β = 0,16

m = 0,489 (lu sur abaque)

z = 240 - 0,489.30 = 225,33 cm

$$A = \frac{195720000}{3000.225,33} = 290 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes



Pour trouver y_1 on ecrit que le moment statique de la section homogeneisee par rapport à l'axe neutre est nul

$H/_{o} = 0$

$80/2\ y_1^2 + 420.30(y_1 - 15) - 15A(240-10-y_1) = 0$

$40.y_1^2 + (12600 + 15A)y_1 - 12600 - 3450A = 0$

Pour $A = 290\ cm^2$

$\longrightarrow y_1 = 58{,}5cm$

$$I/_{o} = \frac{80.y_1^3}{3} + 420.30(y_1-15)^2 + 15.290(240 - y_1)^2$$

$$= \frac{80}{3}\ 58{,}5^3 + 420.30(58{,}5 - 15)^2 + 15.290(240 - 58{,}5)^2$$

$$= 172479848\ cm^4$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{195720000}{172479848} = 1{,}134$$

$\sigma'_b = K\ y_1 = 1{,}134.58;5 = 66{,}34\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b = 146\ Kg/cm^2$

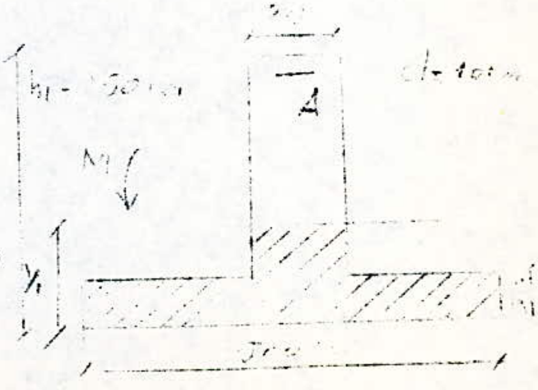
$\frac{\sigma_a}{n} = K\ (h - y_1) = 1{,}134(240 - 58{,}5) = 181{,}50$

$\longrightarrow \sigma_a = 2722{,}50\ Kg/cm^2 < 3000\ Kg/cm^2$

$$A = \begin{cases} 36\ HA\ 32 = 289{,}52\ cm^2 \\ 4\ HA\ 20 = 12{,}56\ cm^2 \end{cases} \quad A = 312{,}08\ cm^2$$

Soit 1 8 HA 32 ET 2 HA 20 pour chaque poutre .

2 / Section S_4



$M = -696{,}20$ tm

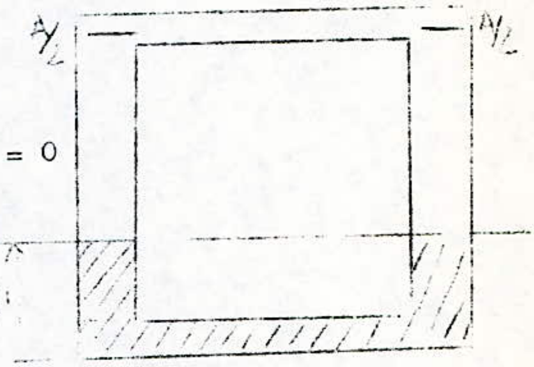
$T = 171{,}52$ t

de la meme façon qu' en section S_3 on determine les aciers en section T

O n verifie ensuite que les contraintes restent inferieures aux contraintes admissibles.

$$A = \frac{M}{.Z} = \frac{69620000}{3000.228,48} = 101,70 \text{ cm}^2$$

Z est determine en fonction de m, qui lui meme est determine en fonction de $\frac{h_o}{h}$, $\frac{b_o}{b}$ et μ



Verification des contraintes

$$40y_1^2 + (12600 + 15 A)y - 126000 - 3450 A = 0$$

pour $A = 105 \text{ cm}^2$

$\longrightarrow y_1 = 26 \text{ cm}$

$$I/_{\Delta_0} = 74589340 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{69620000}{74589340} = 0,933$$

$$\sigma'_b = K \cdot y_1 = 0,933.26 = 24,268 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 146 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_a}{n} = K(h - y_1) = 0,933(240 - 26) = 199,66$$

$$\longrightarrow \sigma_a = 15.199,66 = 2995 \text{ Kg/cm}^2 < 3000 \text{ Kg/cm}^2$$

$A = 16$ HA $32 = 128,68 \text{ cm}^2$

soit 8 HA 32 pour chaque poutre .

II /ARMATURES TRANSVERSALES

1/ Section S_3 $\quad T = 326,20$ t $\longrightarrow$ $T/2 = 163,10$ t pour chaque poutre

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5.7,1 = 24,85 \text{ bars} = 25 \text{ Kg/cm}^2 \text{ car } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_{bo}$$

L'effort tranchant est repris entierement par les deux poutres laterales .

$$\tau_b = \frac{T/2}{b\,z} = \frac{163,100}{40.\frac{7}{8}.240} = 19,42 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

on passe avec les armatures droites .

$$t_1 = h\left(1 - \frac{0,30\,\bar{\tau}_b}{\tau_b}\right) = 43 \text{ cm}$$

$$t_2 = 0,20\,h = 48 \text{ cm}$$

$$t = \frac{A_t .z.\, \sigma_{at}}{T/2} = \quad \text{avec} \begin{cases} A_t = 7,85 \text{ (10 brins } \emptyset 10) \\ z = \frac{7}{8} h = 210 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}_{at} = 2/3\, \sigma_{en} = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$t = \frac{7,85.210.1600}{163100} = 16,17 \text{cm}$$ on adopte $t = 16$ cm

SECTION S_4

$T = 171{,}52\ t$ ———— $T/2 = 85{,}76t$ pour chaque poutre

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

$\tau_b = \dfrac{T/2}{b.z} = \dfrac{85{,}76\ 10^3}{40.210} = 10{,}20\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_b$

$t_1 = 240\left(1 - 0{,}30\ \dfrac{10{,}20}{7{,}1}\right) = 136{,}56\ cm$

$t_2 = 0{,}20.240 = 40\ cm$

$t = \dfrac{A_t\ .\ z\ .\ \bar{\sigma}_{at}}{T/2} = \dfrac{7{,}85\ .\ 210\ .1600}{85{,}76} = 30{,}75\ cm$

on adoptera $t = 30\ cm$

ADHERENCE , ENTRAINEMENT DES ARMATURES
ANCRAGE

1 / Adherence , non entrainement des armatures

Nous avons des barres isolees

* $\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2.1,69.7,1 = 24,10$ Kg/cm^2

* $\tau_d = \dfrac{T}{n\, p_i z}$

n : nombre de barres
p_i :perimetre de chaque barre
z := 7/8 h = 210cm

SECTION	T(Kg)	n p_i(cm)	z (cm)	τ_d (Kg/cm^2
S_3	163100	193,46	210	3,95
S_4	85760	145,72	210	2,80

L'adherence est donc verifiee pour les deux sections.

2 / Ancrage des armatures

$\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b$ $\quad\quad \psi_d = \dfrac{1,5\,\psi}{\sqrt{2}} = \dfrac{1,5.1,6}{\sqrt{2}} = 1,697$

$\bar{\tau}_d = 1,25.1,697^2.7,1 = 25,56$ Kg/cm^2

Longueur de scellement droit

$$l_d = \frac{\phi}{d} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} \quad \frac{\phi.3000}{4.25,56} = 30.\phi$$

Chaque barre doit etre ancreedans la masse de beton d'au

moins 30 fois son diametre.

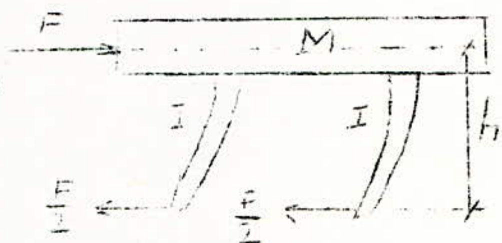
VERIFICATION AU SEISME

I / VERIFICATION DANS LE SENS LONGITUDINAL

Notre systeme sera assimile à une masse M sur deux tiges demasse negligeable ,soumise à une force F horizontale .Les sections à verifier seront celles de l'attache de la bequille .

$F = \sigma_x \cdot W = \alpha \beta \gamma \delta W$. W : le poids des charges permanentes et surcharges propres à l'element.

α : Coefficient d'intensite
β : Coefficient de reponse
γ : Coefficient de distribution
δ : Coefficient de fondation



Calcul de α

$\alpha = 1$ Cette valeur de reputee assurer la protection nominale des constructions contre les secouses d'intensite 8, prise comme intensite de reference.

Calcul de β

Le coefficient caracterise l'importance de la reponse dela structure à une secouse d'intensite egale à l'intensite de reference . Il depend de :

* La periode T du mode fondamental de la construction dans la direction studiee .
* Le degre d'amortissement de l'ouvrage .

Periode $\quad T = 2\pi \sqrt{\dfrac{W/2}{gk}} \qquad k = 1/f$

f : fleche de la tigr sous une force horizontale unite

$$f = \frac{h^3}{3\,E\,I}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W\,h^3}{6\,.9{,}81.E.I}}$$

$$W/2 = \frac{13{,}78.47 + 4.30}{2} = \frac{767{,}66}{2} \text{ tonnes}$$

$E = 400000$ bars $= 400\ t/cm^2 \quad 4.10^6 \quad t/m^2$

$I = 0,333\ m^4$

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{767,66 .\ 6,20^3}{6\ .\ 9,8\ .4\ .10^6 .0,333}} = 0,540\ s$$

On considere un amortissement normal , d'ou

$$\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}} = \frac{0,065}{\sqrt[3]{0,54}} = 0,079$$

$$0,050 < \beta < 0,085$$

Calcul de γ

Le coefficient ne depend que de la sructure et carateriseà à l'interieur de cette dermiere, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte .

Toute notre masse est concentree àun seul niveau $\longrightarrow \gamma = 1$

Calcul de δ

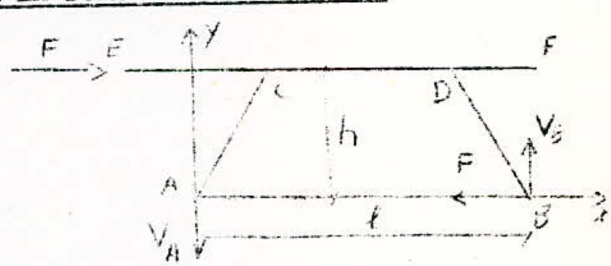
Ce coefficient est independant des proprites dynamiques de la construction. C'est un facteur correcteur tenant compte de l'insidence des conditions de fondations sur le comportement de l'ouvrage .

$\delta = 1$ (Semelles superficielles , terain de consistance rocheuse)

Finalement

$$F = \alpha\ \beta\ \gamma\ \delta\ W = 1.0,079.1.1.767,66 = 60,64\ t$$

CALCUL DE LA POUSSEE SOUS L'EFFET DE LA FORCE HORIZONTALE F



$V_A . l = F.h \longrightarrow V_A = \frac{F.h}{l}$

$V_B = - V_A$

Le moment isostatique :

entre A et C $\mu = - V_A.x$

entre C et D $\mu = - V_A.x$

entre D et B $\mu = V_B(l-x) - F(l-x) = - V_A(l-x) - F(l-x)$

$= -(V_A + F)(l-x)$

$$Q = \frac{\int_A^B \frac{\mu y}{I} ds}{\int_A^B \frac{y^2}{I} ds} \quad : \quad \int_A^B \frac{y^2}{I} ds = 3265,791$$

$$\int_A^B \frac{\mu y}{I} ds = \int_A^C \frac{\mu y}{I} ds + \int_C^D \frac{\mu y}{I} ds + \int_D^B \frac{\mu y}{I} ds$$

$$= \int_0^{6,20} \frac{-V_A . x^2 . dx}{I . \cos \phi} + \int_{6,20}^{29,2} \frac{.h.x(-V_A) dx}{I_o} + \int_{29,20}^{35,4} \frac{-(V_A + F)(l-x)^2 \, dx}{I . \cos \theta}$$

$$= \frac{-F.h}{l.\cos \theta} \int_0^{6,2} x^2 dx - \frac{F.h^2}{l.I_o} \int_{6,2}^{29,2} x dx - \frac{F}{\cos \theta}(h/l+1) \int_{29,2}^{35,4} \frac{(l-x)^2}{I} dx$$

$$= \frac{-60,64.6,20}{35,4.0,707}(1086,51) - \frac{60,64.6,20^2}{35,4.4,599}\left(\frac{29,2^2}{2} - \frac{6,20^2}{2}\right)$$

$$- \frac{60,64}{0,707}\left(\frac{6,20}{35,4} + 1\right)(1086,5\ 1)$$

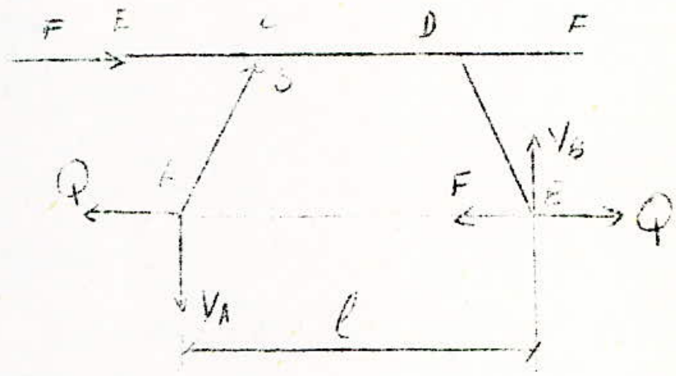
$$= - 131661,65$$

$$\longrightarrow Q = - \frac{131661,65}{3265,791} = - 40,31 \text{ t}$$

VERIFICATION DE LA SECTION D'ATTACHE DE LA BEQILLE

1 / Bequille AC

$$M = -V_A.x + Q.y$$
$$= \frac{-F.h.h}{l} + Q.h$$
$$= -\frac{60,64.6,20^2}{53,4} + 40,31.6,20$$
$$= +\ 184,07 \text{ tm}$$



$A = 24,12 \text{ cm}^2$

$A' = 37,69 \text{ cm}^2$

$$\frac{by_1^2}{2} + 15(A+A')y_1 - 15A'd' - 15A(h_t - d) = 0$$

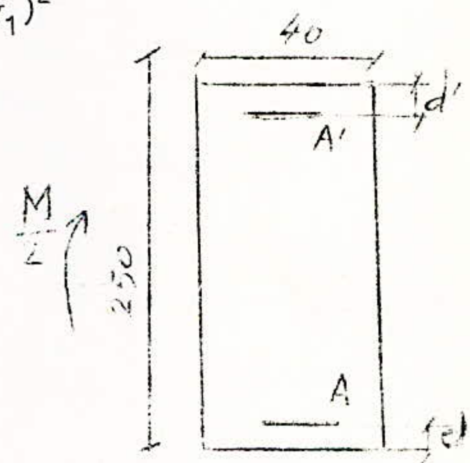
$$40/2.y_1^2 + 15(24,12 + 37,69)y_1 - 15.37,69.5 - 15.24,12(250-5) = 0$$

Cequi donne $y_1 = 48$ cm

$d = d' = 5$

$$\frac{M}{2.K} = \frac{b.y_1^3}{3} + nA'(y_1 - d')^2 + nA(h_t - d - y_1)^2$$
$$= 16560988,35$$

$K = 0,555$



Nous avons pour les conyraintes :

$$\sigma'_b = K.y_1 = 0,555.48 = 27 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_a = K.n(y_1 - d') = 358,00 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a$$

$$\sigma_a = K.n(h_t - y_1 - d) = 1640 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

1/ Bequille DB

$$M = V_B.h + Q.h - F.h$$
$$M = h(-V_A + Q - F) = h\left(Q - \frac{F.h}{l} - F\right)$$
$$M = h\,(Q - F(h/l + 1)) = 6,20\left(40,31 - 60,64\left(\frac{6,20}{35,4} + 1\right)\right)$$
$$M = -\ 191,85 \text{ tm}$$

$A = 37{,}69\ cm^2$

$A' = 24{,}12\ cm^2$

$$\frac{b.y_1^2}{2} + n(A + A')Y_1 - nA'd' - nA(h_t - d) = 0$$

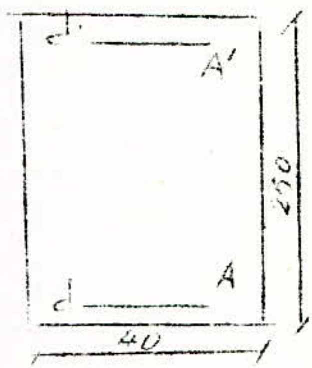
$$40/2\ y_1^2 + 927{,}15 - 140319{,}75 = 0$$

Ce qui donne $y_1 = 63{,}5$ cm $d = d' = 5$

$$\frac{M}{2K} = \frac{by_1^3}{3} + A'n(y_1 - d')^2 + nA(h_t - d - y_1)^2$$

$$= 2327\ 6042{,}75$$

$K = 0{,}412$ $\frac{M}{I}$



Nous avons pour les contraintes:

$\sigma'_b = 0{,}412.63{,}5 = 26{,}20\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b$

$\sigma'_a = 0{,}412.15(63{,}5 - 5) = 361{,}53\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_a$

$\sigma_a = 0{,}412.15(250 - 5 - 63{,}5) = 1121{,}67\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a$

II/ VERIFICATION DANS LE SENS TRANSVERSAL

Dans le sens transversal ,la bequille est suposee encastree aux extremites .Chaque bequille est sollicitee par une force sismique horizontale ; $F' = \sigma_z.W/2 = \alpha \beta \gamma \delta\, W/2$

$\alpha = 1$; $\beta = 1$; $\delta = 1$; $W/2 = 383{,}83$ t

Calcul de

Il de pend de la periode et de l'amortissement.

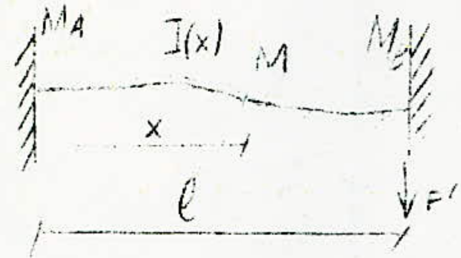
La periode dans le sens transversal est :

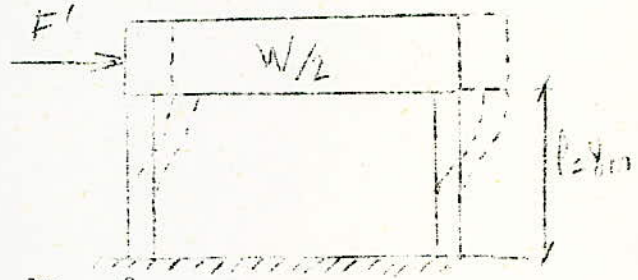
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W/2}{g.K}}$$

$K = 1/f$

f : est la fleche sous la force unite horizontale

CALCUL DE LA FLECHE SOUS F' =1





$$\int_0^l \frac{M}{E\,I}\,dx = 0 \quad ; \quad \int_0^l \frac{M\,(l-x)}{E\,I}\,dx = f_b$$

$$\boxed{M = \frac{M_A(l-x)}{l} + \frac{M_B\,(x)}{l}}$$

$$M_A\int_0^l \frac{(l-x)}{l.E.I}\,dx + M_B\int_0^l \frac{x}{l.E.I}\,dx = 0$$

$$\frac{M_A}{M_B} = k = -\frac{\int_0^l \frac{x}{l.E.I}\,dx}{\int_0^l \frac{(l-x)}{l.E.I}\,dx} = -\frac{\int_0^l \frac{x}{I}\,dx}{\int_0^l \frac{(l-x)}{I}\,dx}$$

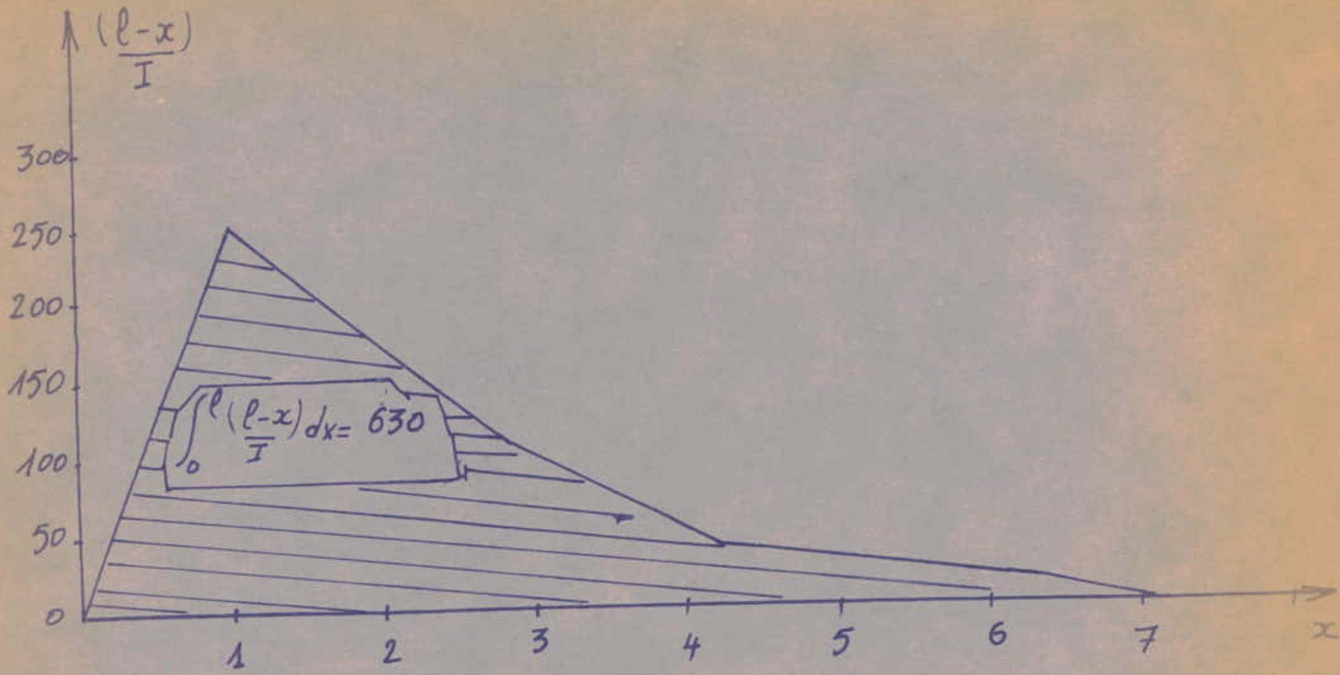
$$f_b = M_A\int_0^l \frac{(l-x)^2}{l.E.I}\,dx + M_B\int_0^l \frac{x(l-x)}{l.E.I}\,dx$$

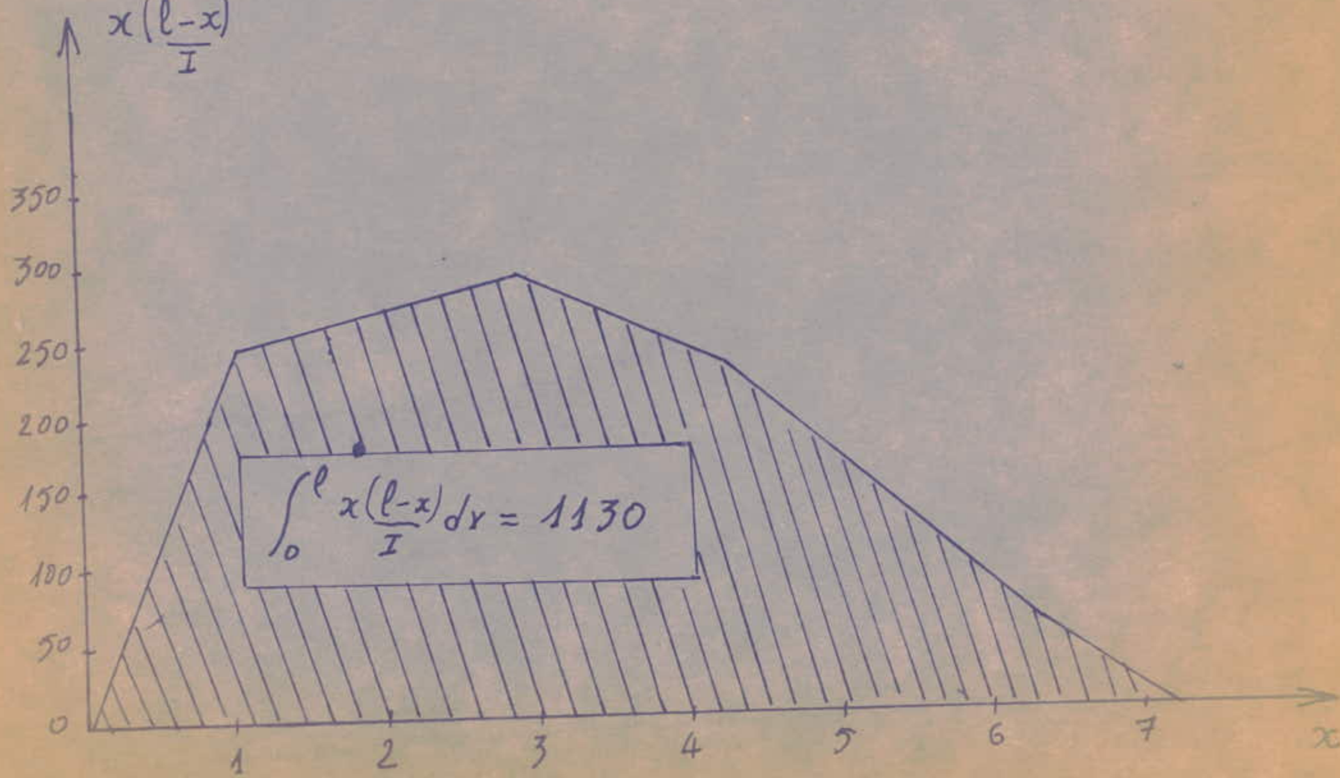
$$= k.M_B\int_0^l \frac{(l-x)^2}{l.E.I}\,dx + M_B\int_0^l \frac{x(l-x)}{l.E.I}\,dx$$

$$= \frac{\int_0^l \frac{x}{I}\,dx}{\int_0^l \frac{(l-x)}{I}\,dx}\, M_B\int_0^l \frac{(l-x)^2}{l.E.I}\,dx + M_B\int_0^l \frac{x(l-x)}{l.E.I}\,dx$$

$$= M_B\,\frac{\int_0^l \frac{x(l-x)^2}{l.E.I.I}\,dx}{\int_0^l \frac{(l-x)}{I}\,dx} + M_B\int_0^l - \frac{x(l-x)}{l.E.I}\,dx$$

$$= M_B\int_0^l -\frac{x(l-x)}{l.E.I}\,dx + M_B\int_0^l \frac{x(l-x)}{l.E.I}\,dx$$


$\frac{(l-x)}{I}$
300
250
200
150
100
50
0
$\int_0^l \frac{(l-x)}{I} dx = 630$
1
2
3
4
5
6
7
x


$x\frac{(l-x)}{I}$
350
300
250
200
150
100
50
0
$\int_0^l x\frac{(l-x)}{I} dx = 1130$
1
2
3
4
5
6
7
x

$$f_b = 2M_B \int_0^1 \frac{x(1-x)}{1.E.I}\,dx$$

L'effort tranchant est:

$$T = \frac{M_B - M_A}{1} = \frac{M_B - kM_B}{1} = \frac{M_B}{1}(1-k)$$

$$\longrightarrow M_B = \frac{1.T}{(1-k)} \qquad T = 1 \longrightarrow M_B = \frac{1}{(1-k)}$$

$$f_b = \frac{2.1}{(1-k)}\int_0^1 \frac{x(1-x)}{1.E.I}\,dx$$

Calçul de k : npus calculons ces integrales grafiquement .

$$*\int_0^1 \frac{x}{I}dx = 313{,}125 \quad ; \int_0^1 \frac{(1-x)}{I}\,dx = 630$$

$$\longrightarrow \quad k = -\frac{313{,}125}{630} = -0{,}497$$

$$*\int_0^1 \frac{x(1-x)}{I}\,dx = 1130$$

$$\Longrightarrow f_b = \frac{2.1}{(1-k)}\int_0^1 \frac{x(1-x)}{1.E.I}dx$$

$$= \frac{2.8}{(1+0{,}497)}\cdot\frac{1130}{8;4.10^6} = 0{,}00037 \text{ m} : 1/f_b = 2702{,}70 \ m^{-1}$$

La periode est : $T = 2\pi\sqrt{\dfrac{383{,}83}{9{,}81.2702{,}70}} = 0{,}863$ s

Nous considerons un amortissement normal .

$$= \frac{0{,}065}{\sqrt[3]{T}} = \frac{0{,}065}{\sqrt[3]{0{,}863}} = 0{,}0682$$

$$0{,}050 < \beta < 0{,}085$$

La force sismique transversale agissant sur la bequille est :

$F' = \alpha \beta \gamma \delta \; W/2 \;=\; 1;0,0682.1.1.383,83 \;=\; 27 \text{ t}$

Cette force donne des moments aux encastrements de signes opposes

Au point situe à 2/3 de la hauteur le moment est nul.(si l'inertie etait constante ce point se trouverait au milieu de la hauteur).

L'effort tranchant en ce point est $T = F'$

Nous calculons les deux sections d'encastrement de la bequille.

Section S_5 A l'attache

Elle se compose de deux sections rectangulaires qui reprendront le moment $M = 1/3.T.h = 1/3.27.8 = 72$ tm

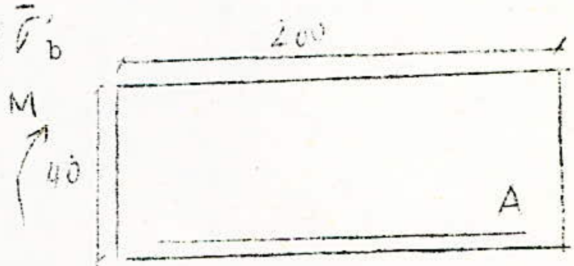
chacune d'elle reprend $M/2 = 36$ tm ; $T/2 = 13,5$ t

$$\mu = \frac{15.36.10^5}{2800.200.35^2} = 0,0787$$

$K = 28,9 \longrightarrow \sigma'_b = \frac{2800}{28,9} = 97 < \bar{\sigma}'_b$

$\varepsilon = 0,8861$

$$A = \frac{36.10^5}{2800.0,8861.35} = 41,45 \text{ cm}^2$$



14 HA 20 = 43,98 cm^2 espaces de 13 cm

Comme l'effort est alternatif (de gauche comme de droite) nous armons les sections symetriquement : $A = A' = 14$ HA 20

Section à la base de la bequille

$M = 2/3.T.1 = 2/3.27.8 = 144$ tm $T = 27$ t

$M/2 = 72$ tm ; $T/2 = 13,5$ t

$$\mu = \frac{15.72.10^5}{2800.50.195^2} = 0,0202$$

$k = 65 \longrightarrow \sigma'_b = \frac{2800}{65} = 43 < \bar{\sigma}'_b$

$\varepsilon = 0,9375$

$$\frac{72.10^5}{2800.0,9375.195} = 14 \text{ cm}^2$$

$A = A' = 5$ HA 20 $= 15,70$ cm^2 espaces de 9 cm

REALISATION DE L'ARTICULATION A LA BASE DE LA BEQUILLE

Nous avons pris comme hypothese de calcul, une articulation à la la base de la bequille.

A la base des bequilles nous reduisons la section de maniere à ce que le beton travaille à un taux compris entre 200 bars et 300 bars . Il sera plastifie et permetra ainsi l'articulation (articulation de FREYSSINET).ON placera un goujon tous les 20 cm (en acier doux de θ 16) delongueur 80 cm.

De chaque coté de la section retraicie ,on disposera deux nappes de frettes qui permetrons la diffusion des contraintes.

L e coffrage de cette partie sera un coffrage perdu , il sera realise en polystirene.

Pour le detail voir la page suivante.

Le plus grand effort de compression qui sollicite la section de la la base de la bequille est :

$$N = \frac{505 \text{ t}}{0,707} = 715 \text{ t}$$

L'articulation ne sera pas realisee tout le long de la base(5 m) mais seulement sur deux parties de longueur L à calculer et de largeur 15 cm .L'epaisseur est de 3 cm

$$\sigma_b = 250 = \frac{N/2}{L.15} = \frac{715000}{2.15.L}$$

$$\longrightarrow \quad L = \frac{715000}{250.15.2} = 95 \text{ cm}$$

Nous prendrons L = 100 cm

BIBLIOGRAPHIE

* Calcu . et verification des pieces en beton arme (P. CHARON)

* Calcul et execution des ouvrages en B.A (V. FORESTIER)

* Resistance des materiaux Tome : 2 (J. COURBON)

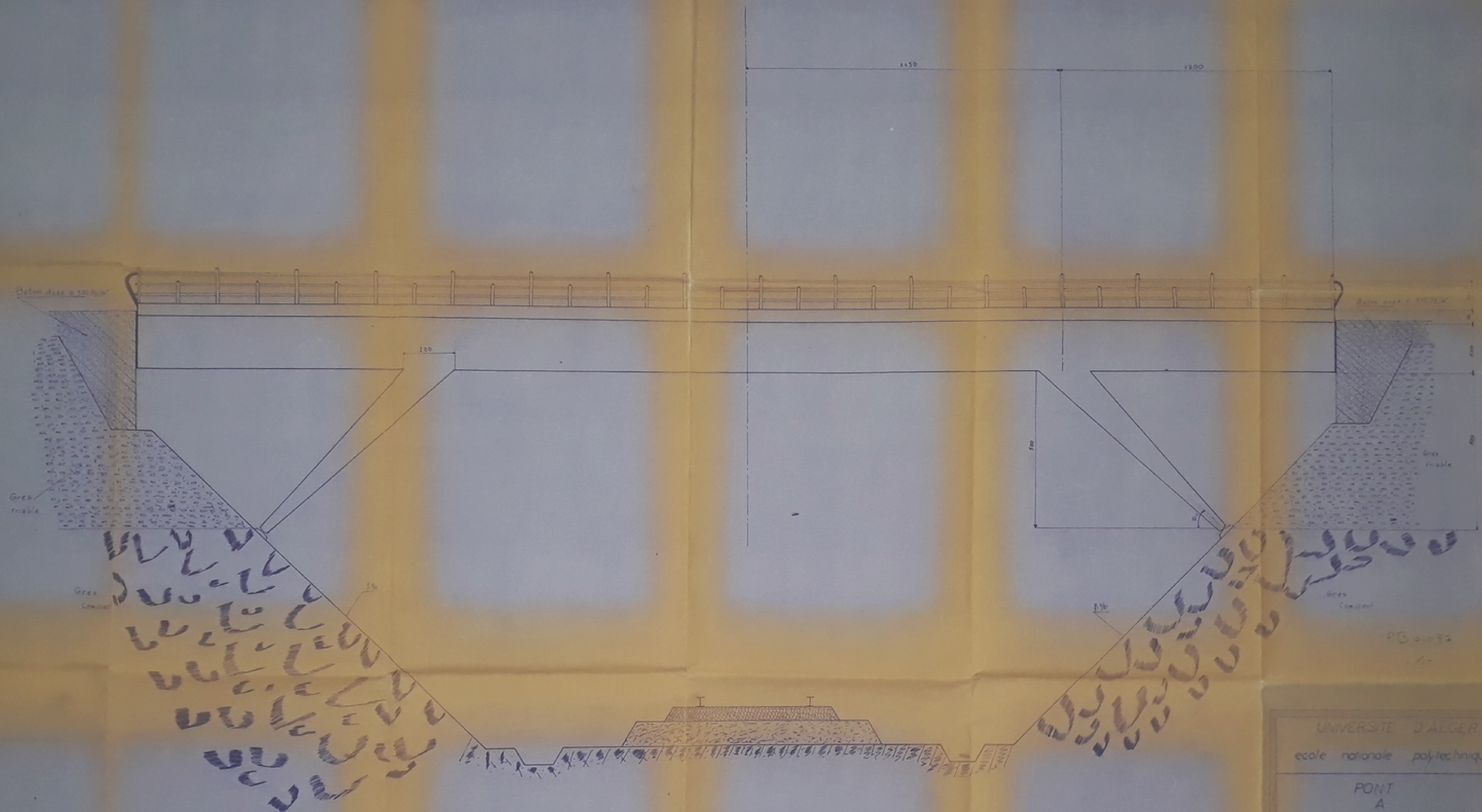
* CCBA 68

* Reglement P.C (Ministere des T P et de la construction)
  Fascicule 61 . Septembre 76.

* Regles parasismiques 1969 et annexes .

* Cours de pont (B. MOKDAD).

****



UNIVERSITE D'ALGER

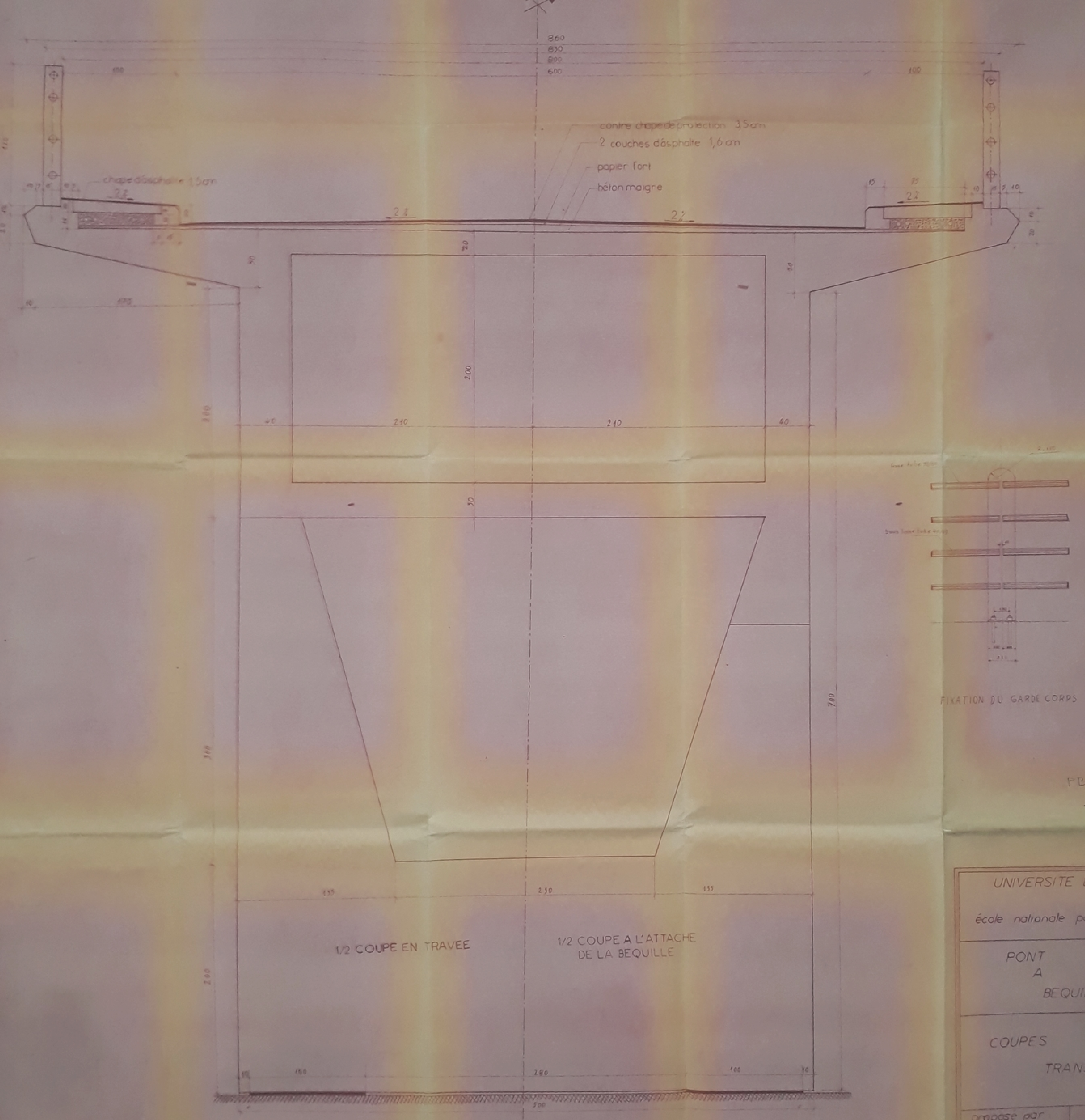
ecole nationale polytechnique

PONT
A
BEQUILLES

PLAN
EN
ELEVATION

proposé par	etudié par
P.Bonneville	M. Harmim M. Séraïdi

ech 1/50	06 77	N1



UNIVERSITE D'ALGER

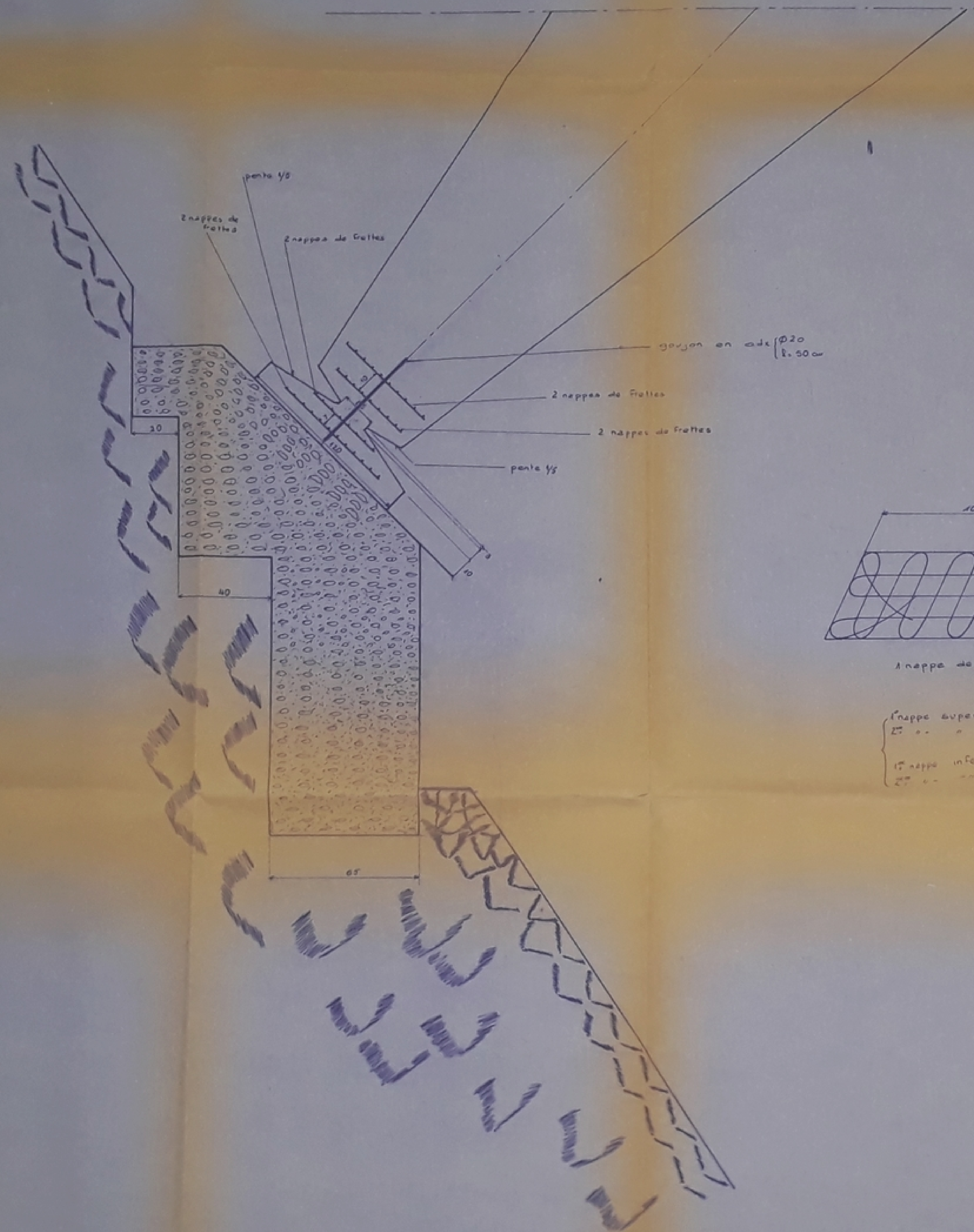
école nationale polytéchnique

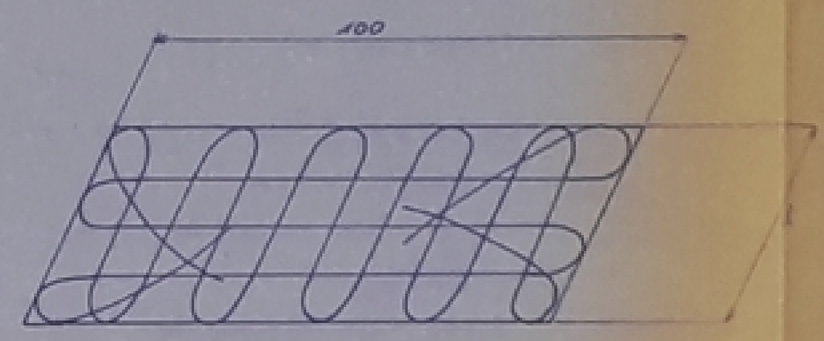
PONT
A
BEQUILLES

COUPES
TRANSVERSALES

proposé par	étudié par
P. Bonneville	M. Seraidi M. Harmim

éch 1/10 | date 10.6.77 | N° 2





1 nappe de frette en acier doux Φ8

1ʳᵉ nappe superieur l. 45 cm e. 10 cm
2ᵉ .. .. l. 35 cm

1ʳᵉ nappe inferieure l. 35 cm e. 7 cm
2ᵉ .. ... l. 35 cm

UNIVERSITE D'ALGER

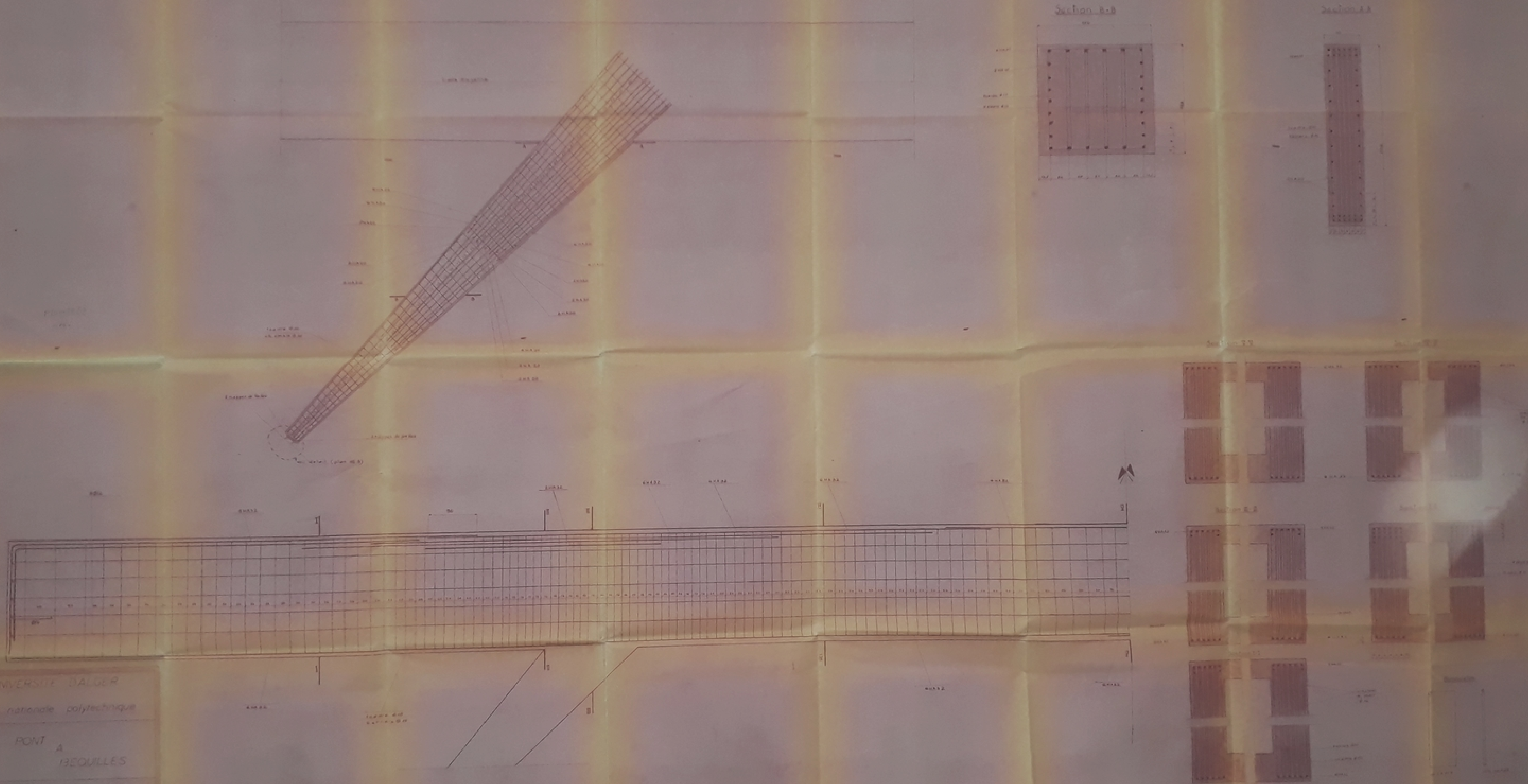
école nationale polytechnique

PONT A BEQUILLES

DETAIL DE L'ARTICULATION

proposé par	étudié par
P. Bonneville	M. Seraidi M. Harmim

Ech: 1/10	14 - 05 - 77	N° 3



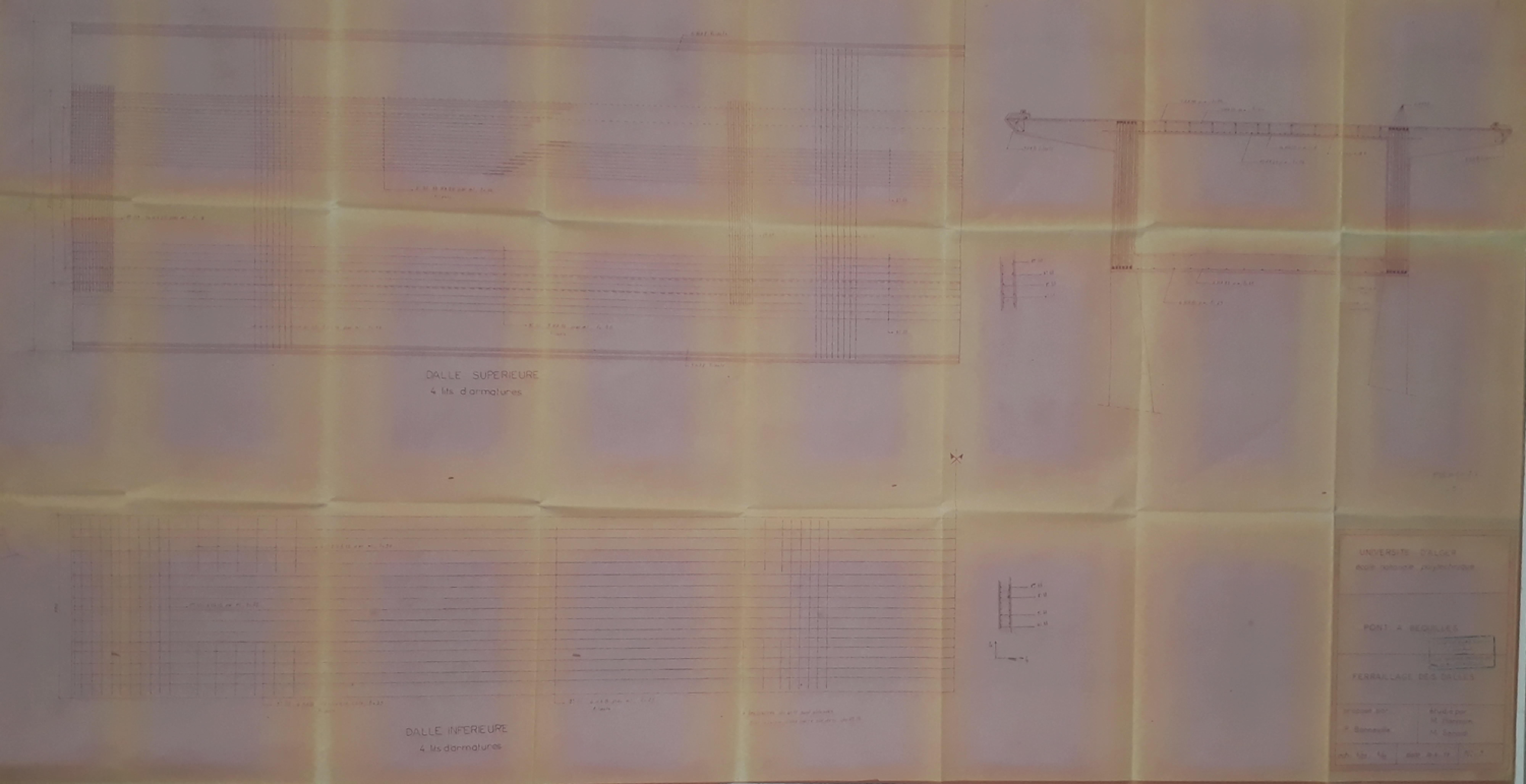
UNIVERSITE D'ALGER

ecole nationale polytechnique

PONT A BEQUILLES

FERRAILLAGE POUTRES ET BEQUILLES

proposé par	étudié par
P. [illegible]	M. Seradj
	M. [illegible]



DALLE SUPERIEURE
4 lits d'armatures
DALLE INFERIEURE
4 lits d'armatures
UNIVERSITE D'ALGER
école nationale polytechnique
PONT A BEQUILLES
FERRAILLAGE DES DALLES
étudié par