

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : **Genie Civil**

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**PONT A POUTRES MULTIPLES
En Beton Precontraint**

Proposé Par :

engoa

6 PLANCHES

Etudié par :

K-Haddadi

R-Derbah

Dirige par :

M Xanh

PROMOTION : **Janvier 87**

DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Je dedie ce modeste travail à :

- Mes parents
- Mes petits freres et soeurs
- Mes petits neveux ; Abdelhak, Farid et ~~et~~ WAL
- Mes amis Abdenacer et Salah.

HADDADI KHEIR-EDDINE

A : Mon père
Ma mère
Mes soeurs
Mes freres
et à tous ceux qui me sont chers

R. DERBAH

REMERCIEMENTS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Toute notre reconnaissance à notre promoteur, M^r KHAN pour l'aide et le suivi qu'il n'a cessé de nous apporter durant toute la durée de notre travail

Que l'ensemble des ingénieurs de L'ENGDA trouvent ici le témoignage de notre gratitude ; en particulier MM^s KHALDI et BOUCHERK et surtout les techniciens REDOUANE et EL-AMRI.

Nous tenons à remercier tous les professeurs de L'ENP qui ont contribué à notre formation.

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Chapitre	Page
I PRESENTATION DE L'OUVRAGE	1
II CARACTERISTIQUES MECANQUES DES 'MATERIAUX	2
III CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS	5
IV FLEXION LONGITUDINALE DE LA TRAVEE	8
V REPARTITION DES EFFORTS DANS LES POUTRES	16
VI ETUDE DU PLATELAGE	22
VII ETUDE DE LA TORSION	35
VIII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DES POUTRES	38
IX PERTES ET CHUTES DE TENSION	44
X VERIFICATION DES CONTRAINTES	48
XI VERIFICATION A LA RUPTURE	57
XII CALCUL DES DEFORMATIONS	59
XIII DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI	62
XIV REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX SUR L'INFRASTRUCTURE	64
XV ETUDE DE LA PILE	69
XVI ETUDE DE LA CULEE	75
XVII ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	84

I PRESENTATION DE

L'étude faisant l'objet de notre projet de fin d'études est celle d'un bipont biais à poutres multiples en béton précontraint, implanté à EL-Hamiz sur la route menant de KHEMIS EL-KHACHNA vers BORDJ-EL-BAHRI.

Vu la symétrie présentée par notre ouvrage (2 ponts identiques), il suffit donc de faire l'étude d'un seul pont.

Il s'agit d'un pont de première classe, à trois voies de circulation, de longueur totale 50,80 m et de largeur totale 15 m, dont 11,2 m représentent la largeur roulable.

Le pont est composé de (02) deux travées isostatiques et identiques de portée 25,40 m comprenant chacune :

- (08) huit poutres préfabriquées de 25,40 m de portée et de 1,30 m de hauteur. Elles seront mises en précontrainte par post-tension avec un système actif-actif, leur entre-axe est de 1,90 m.
- La prédalle est en béton armé préfabriquée, d'épaisseur 5 cm, elle jouera le rôle d'un coffrage perdu.

- L'hourdis est en béton armé d'épaisseur 20 cm, coulé sur place, surmonte d'une chape d'étanchéité de 2 cm, et d'un revêtement en asphalte de 7 cm, présentant un ripage transversal de 2,5% pour faciliter le ruissellement des eaux pluviales.

- (02) deux trottoirs larges de 1,90 m sur lesquels seront posés des glissières de sécurité.

- Des corniches préfabriquées comprenant des garde-corps de 1 m de hauteur.

- La pile comporte un chevetre de 16,00 m de long, 1,50 m de hauteur, de 2,10 m de large.

Le chevetre repose sur (4) quatre fûts circulaires de 1,50 m de diamètre, d'entre-axe 4,07 m et dont la hauteur est 5,00 m. Ces fûts sont encastres dans un massif rigide constituant la semelle tête de pieux, de dimensions 15 x 50 x 1,40 m.

Cette semelle prend appui sur un groupe de pieux constitué de (02) deux files de 4 pieux chacune, de diamètre 1,00 m et de longueur 15 m.

Les pieux sont forés

II CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

1: BETON ARME

1.1: Beton: Les caractéristiques du béton sont:

- ciment CPA325
- Dosage du béton: 400 kg/m^3
- contrôle strict
- Diamètre du plus gros granulat: $C_g = 25 \text{ mm}$

a) contrainte admissible de compression:

$$\bar{\sigma}_b' = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma_{28}'$$

$$\sigma_{28}' = \begin{cases} 350 \text{ bars} & \text{pour l'hourdis} \\ 270 \text{ bars} & \text{pour les éléments de fondation} \end{cases}$$

$$\delta = \begin{cases} 0,30 & \text{compression simple} \\ 0,60 & \text{flexion simple} \end{cases}$$

$$\varepsilon = \begin{cases} 1 & \text{flexion simple, section rectangulaire} \\ 1 & \text{compression simple} \end{cases}$$

$\alpha = 1$: ciment classe 325

$\beta = 1$: contrôle strict

$\gamma = 1$ ($\frac{h_m}{4C_g} > 1$)

b) contrainte de référence en traction

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma_{28}'$$

avec $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{28}'}$; $\sigma_{28}' = 350 \text{ bars} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 8,5 \text{ bars}$

NB: Pour les sollicitations du 2^{em} genre, les contraintes sont majorées de 50%.

2: ACIER

a) contrainte de traction admissible

$$\bar{\sigma}_b = f_d \cdot \sigma_{ten}; \text{ avec } f_d = \begin{cases} 2/3 & \text{pour les sollicitations du 1^{er} genre} \\ 1 & \text{pour les sollicitations du 2^{em} genre} \end{cases}$$

L'acier utilisé est le T02 type FeE40A; caractérisé par:

$$\sigma_{ten} = \begin{cases} 4200 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 4000 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour } \phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$$

$$1) \phi \leq 20 \text{ mm} \Rightarrow \bar{\sigma}_q = \begin{cases} 2800 \text{ kg/cm}^2 & : \text{pour 1er genre} \\ 4200 \text{ kg/cm}^2 & : \text{pour 2em genre} \end{cases}$$

$$2) \phi > 20 \text{ mm} \Rightarrow \bar{\sigma}_q = \begin{cases} 2667 \text{ kg/cm}^2 & : \text{pour 1er genre} \\ 4000 \text{ kg/cm}^2 & : \text{pour 2em genre} \end{cases}$$

b) contrainte imposée par la condition de non fissuration:
La vérification à la non fissuration est nécessaire pour toute section étudiée en flexion simple. La contrainte admissible à prendre en compte est:

$$\bar{\sigma}_q = \min \left\{ \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} \text{ où } \begin{cases} \sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} \end{cases}$$

c) contrainte admissible de traction pour les armatures transversales on doit vérifier:

$$\bar{\sigma}_b \leq 3,5 \bar{\sigma}'_b \quad \text{si } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

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

on prend $\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \bar{\sigma}_{en}$

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

d) contrainte d'adhérence admissible

$$\bar{\sigma}_b = \begin{cases} 2 \Psi_d \bar{\sigma}'_b = 3,00 \bar{\sigma}'_b & : \text{pour les poutres} \\ 2,5 \Psi_d \bar{\sigma}'_b = 3,75 \bar{\sigma}'_b & : \text{pour les dalles} \end{cases}$$

avec: $\Psi_d = 1,5$ pour acier H.A

BETON PRECONTRAINT

3.1 Béton : résistance nominale

- En compression $\sigma'_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$

- En traction $\bar{\sigma}'_{28} = 7 + 0,06 \sigma'_{28} = 39 \text{ kg/cm}^2$

contrainte admissible

- En service $\begin{cases} \bar{\sigma}' = 0,42 \sigma'_{28} = 168 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 0,42 \bar{\sigma}'_{28} = 13,02 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

- En construction: $\begin{cases} \bar{\sigma}' = 0,55 \sigma'_{28} = 220 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 0,55 \bar{\sigma}'_{28} = 17,05 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

3.2 Armatures

Les cables utilisés sont du type 7T15 U TBR DYWIDAG, L'ancrage est du type actif-actif.

Caracteristiques des armatures

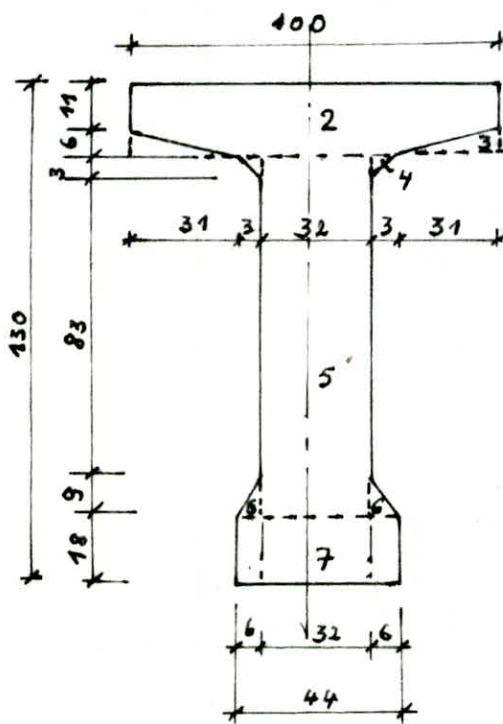
Module d'elasticite	$E_s = 2,10^6 \text{ kg/cm}^2$
Charge Nominale garantie	$F_{Rk} = 1764,7 \text{ kN}$
Limite conventionnelle d'elasticite garantie	$F_{Tk} = 1579 \text{ kN}$
Section utile d'un cable	$\omega = 9,73 \text{ cm}^2$
diametre interieur de la gaine	$\phi_i = 6,5 \text{ cm}$
diametre exterieur de la gaine	$\phi_e = 7 \text{ cm}$
Coefficient de frottement cable-gaine	$f = 0,19$
Coefficient de perte en ligne	$\epsilon = 0,0018 \text{ rd/m}$
perte par blocage d'ancrage	$g = 7 \text{ mm}$
Relaxation à 1000 heures	$\rho_{1000} = 0,025$
Relaxation à 3000 heures	$\rho_{3000} = 0,030$

III CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS

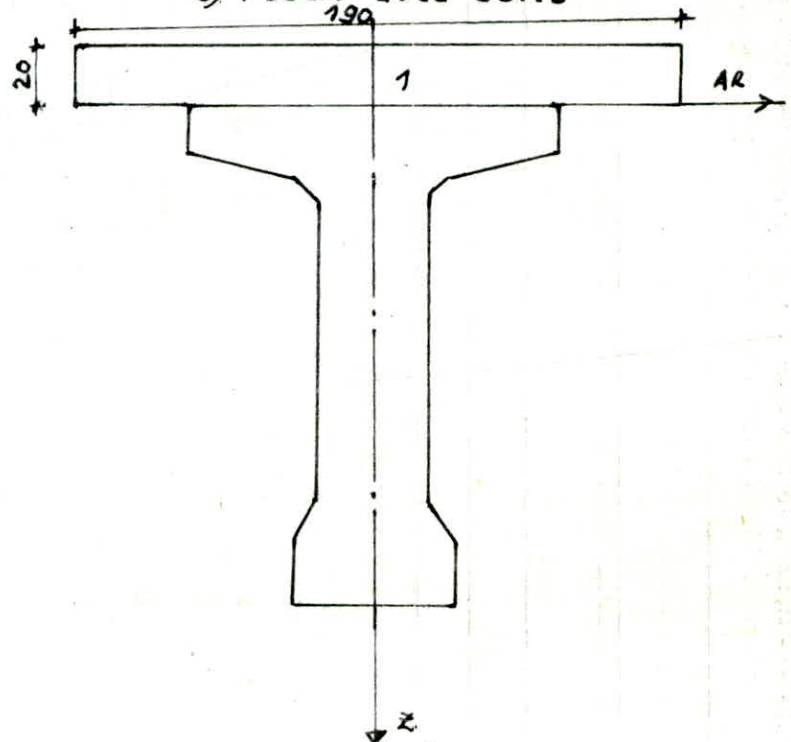
Dans le present chapitre, il s'agit de determiner les caracteristiques geometriques des sections : mediane et d'about de la poutre seule, ainsi que de celle surmontée d'une dalle.

1: SECTION D'ABOUT

a) Poutre sans dalle



b) Poutre avec dalle



Toutes les caracteristiques de la poutre d'about avec et sans dalle sont indiquees dans le tableau ci-contre

N°	A_i (cm ²)	Z_i (cm)	S_i (cm ³)	$A_i Z_i^2$ (cm ⁴)	I_{0i} (cm ⁴)
1	3800	-10	-38000	380000	126667
2	1700	8,5	14450	122825	40942
3	-186	15	-2790	-41850	-372
4	9	18	162	2916	5
5	3040	64,5	196080	12647160	2286333
6	54	109	5886	641574	243
7	792	121	95832	11595672	21384
ΣS_i	5409		309620	24968297	2348535
ΣI_{0i}	9209		271620	25348297	2475202

a) Poutre sans hourdis

$$Z_G = 57,24 \text{ cm}$$

$$I_G = 9593677 \text{ cm}^4$$

$$i = 1774 \text{ cm}^2$$

$$V_S = Z_G = 57,24 \text{ cm}$$

$$V_i = h_L - V_S = 72,76 \text{ cm}$$

$$f = 0,43$$

b) Poutre avec hourdis

$$Z_G = 29,50 \text{ cm}$$

$$I_G = 19812051 \text{ cm}^4$$

$$i = 2151 \text{ cm}^2$$

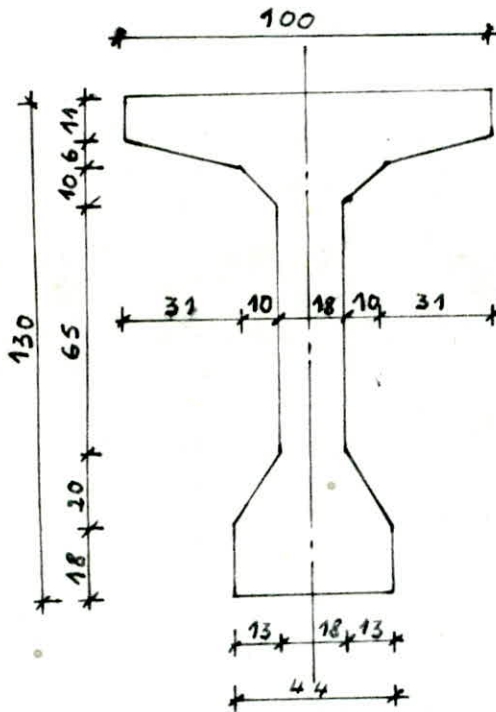
$$V_S = Z_G + 20 = 49,50 \text{ cm}$$

$$V_i = h_L - V_S = 100,5 \text{ cm}$$

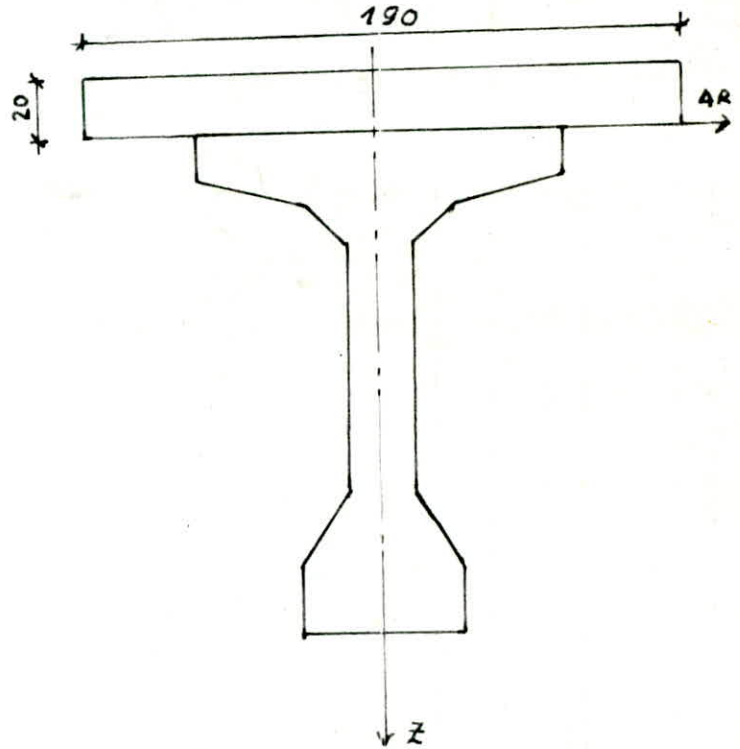
$$f = 0,60$$

2: SECTION MEDIANE

a) Poutre sans dalle



b) Poutre avec dalle



Le tableau ci-contre réunit toutes les caractéristiques de la poutre ci-dessus indiquée.

N°	A_i (cm ²)	Z_i (cm)	S_i (cm ³)	$A_i Z_i^2$ (cm ⁴)	I_{z_i} (cm ⁴)
1	3800	-10	-38000	-380000	126667
2	1700	8,5	14450	122825	40942
3	-186	15	-2790	-41850	-372
4	100	20,33	2033	41344	556
5	1710	64,5	110295	7114027	1286062
6	260	105,33	27387	2884729	5778
7	792	121	9582	11595672	21384
ΣSH	4376	-	247207	21716747	1354350
ΣAH	8176	-	209207	22096748	1481017

a) Poutre sans hourdis

$$Z_G = 56,43 \text{ cm}$$

$$I_G = 9106755 \text{ cm}^4$$

$$i = 2081 \text{ cm}^2$$

$$V_s = Z_G = 56,43 \text{ cm}$$

$$V_i = h_t - V_s = 73,57 \text{ cm}$$

$$f = 0,50$$

b) Poutre avec hourdis

$$Z_G = 25,58 \text{ cm}$$

$$I_G = 18224587 \text{ cm}^4$$

$$i = 2229 \text{ cm}^2$$

$$V_s = Z_G + 20 = 45,58 \text{ cm}$$

$$V_i = h_t - V_s = 104,42 \text{ cm}$$

$$f = 0,70$$

Largeur roulable : $l_r = 15 - 2 \times 1,30 = 11,2 > 7$, donc d'après Art 2.1 du CPC, il s'agit d'un pont de 1^{re} classe.

Nombre de voies : $n = E\left(\frac{l_r}{3}\right) = 3$ voies (Art 2.2 CPC)

$$A = k \cdot A_L \cdot \frac{l_0}{L_v} \quad \text{où} \quad A_L = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad [\text{kg/m}^2]$$

L : Longueur chargeable donnée par les lignes d'influence
 k : coefficient dépendant de la classe du pont, et du nombre de voies chargées

l_0 : Coefficient donné par le règlement, il est fonction de la classe du pont

$$l_0 = 3,50 \text{ m}; \quad L_v = \frac{l_r}{3} = \frac{11,2}{3} = 3,75 \text{ m}$$

Pour le moment fléchissant $L = 24,7 \text{ m}$

$$A_L^m = 230 + \frac{36000}{24,7+12} = 1211 \text{ kg/m}^2; \quad A^m = k \cdot 1211 \cdot \frac{3,50}{3,75} = 1130 \text{ k (kg/m}^2)$$

Moment fléchissant et effort tranchant dus à la charge permanente

$$M(x) = q_0 \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q_0 \cdot \frac{x^2}{2}; \quad T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = q_0 \cdot \frac{L}{2} - q_0 \cdot x$$

Ces efforts seront déterminés dans les différentes sections indiquées dans le tableau ci-dessous.

s : étant la section dangereuse déterminée lors du calcul des efforts M et T , dus à la surcharge B_c .

x	0	$L/8$	$L/4$	$3L/8$	s	$L/2$
SECTION	0	3,0875	6,1750	9,2625	10,4000	12,3500
M (t.m)	0,00	827,43	1418,46	1773,07	1844,13	1891,28
T (t)	306,28	229,71	153,14	76,57	48,36	0,00

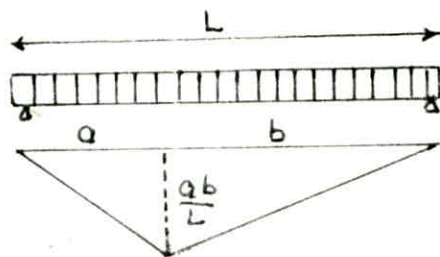
Moment Fléchissant dû à la surcharge A

α) 3 voies chargées : $k=0,9$; $q_1^m = 1130 \cdot 0,9 \cdot 11,2 = 11,39 \text{ t/ml}$

β) 2 voies chargées : $k=1$; $q_2^m = 1130 \cdot 1 \cdot \frac{2}{3} \cdot 11,2 = 8,437 \text{ t/ml}$

γ) 1 voie chargée : $k=1$; $q_3^m = 1130 \cdot 1 \cdot \frac{1}{3} \cdot 11,2 = 4,218 \text{ t/ml}$

$$M = q_1^m \cdot \Omega_M; \quad \Omega_M = \frac{ab}{L} \cdot \frac{L}{2} = \frac{ab}{2}$$



Les valeurs du moment fléchissant sont rassemblées dans le tableau ci-dessous, et ce, pour toutes les sections envisagées.

M (tm)	VOIES CHARGÉES	0	L/8	L/4	3/8	S	L/2
	3		0,000	380,030	651,484	814,356	846,990
2		0,000	281,505	482,581	603,226	627,400	643,441
1		0,000	140,752	241,290	301,613	313,700	321,721

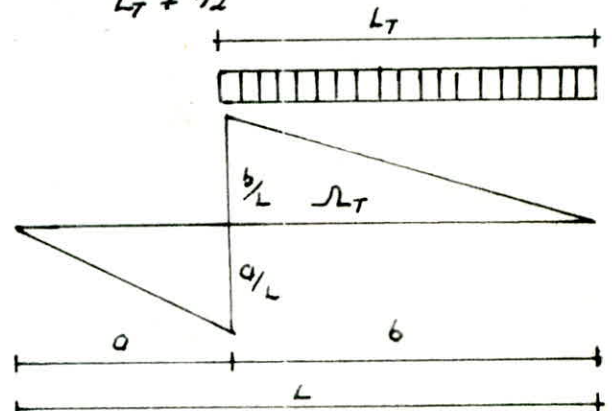
Effort tranchant dû à la surcharge A

$$A_T = K_A A_L^T \frac{L_0}{L_v} ; \text{ avec } A_L^T = 230 + \frac{36000}{L_T + 12}$$

$$\frac{L_0}{L_v} = \frac{3,50}{3,75} = 0,9393$$

$$\Omega_T = b \cdot \frac{b}{L} \cdot \frac{1}{2} = \frac{b^2}{2L} = \frac{L_T^2}{2L}$$

- a) 3 voies chargées : $k=0,9$; $q_a^T = q_T L_2$
 b) 2 voies chargées : $k=1$; $q_a^T = q_T \cdot \frac{2}{3} L_2$
 c) 1 voie chargée : $k=1$; $q_a^T = q_T \cdot \frac{1}{3} L_2$



L'effort tranchant est donné par :

$$T = q_a^T \cdot \Omega_T$$

Les valeurs de l'effort tranchant sont rassemblées dans le tableau suivant

T (t)	VOIES CHARGÉES	0	L/8	L/4	3/8	S	L/2
	3		156,323	128,590	102,340	77,839	62,255
2		104,215	85,727	68,227	51,893	46,115	36,758
1		52,107	42,863	34,114	25,946	23,678	18,379

2.2 : Surcharge Militaire MC 120

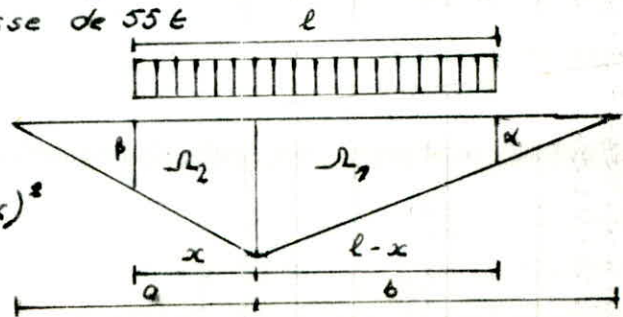
Elle est constituée par deux (02) chenilles, ayant chacune une surface d'impact de : (1,3,10) m² et une masse de 55t

Moment Fléchissant

$$\alpha = \frac{ab}{L} - \frac{a(l-x)}{L} ; \quad \beta = \frac{b(a-x)}{L} ; \quad a+b=L$$

$$\Omega_1 = \left(\alpha + \frac{ab}{L} \right) \cdot \frac{l-x}{2} = \frac{ab}{L} \cdot (l-x) - \frac{a}{2L} (l-x)^2$$

$$\Omega_2 = \left(\beta + \frac{ab}{L} \right) \cdot \frac{x}{2} = \frac{ab}{L} \cdot x - \frac{b}{2L} \cdot x^2$$



M est max, pour Ω_{max} ($\Omega = \Omega_1 + \Omega_2$)

Donc: $M_{max} = q \cdot \Omega_{max}$; $q = \frac{110}{6,10} = 18,03 \text{ t/ml}$

Les valeurs du moment sont regroupées dans le tableau suivant

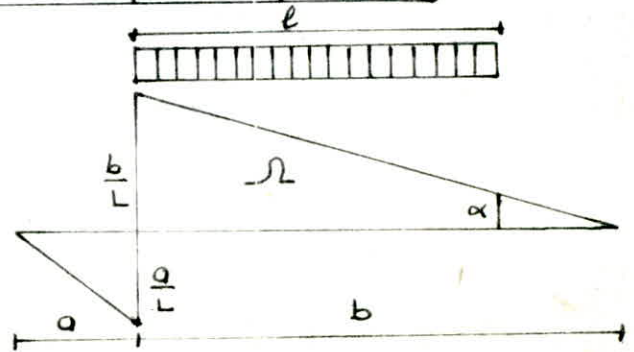
SECTION	0	48	44	348	S	49
x(m)	0,0000	0,7625	1,5250	2,2875	2,5700	3,0500
M(t.m)	0,00	260,43	446,46	558,07	580,44	595,28

Effort Tranchant

$$\alpha = \frac{b-l}{L} ; \Omega = \frac{2b-l}{2L} \cdot l$$

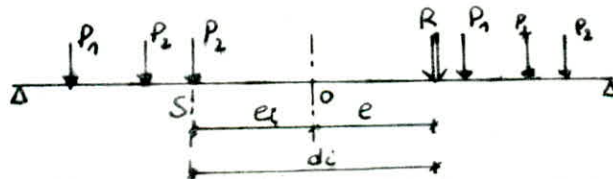
L'effort tranchant est donné par:

$$T = q \cdot \Omega$$



Section	0	48	44	348	S	42
T(t)	96,40	82,65	68,90	55,16	50,09	41,41

2.3: Surcharge Bc (Art 5.21 CPC)



Détermination de la section dangereuse

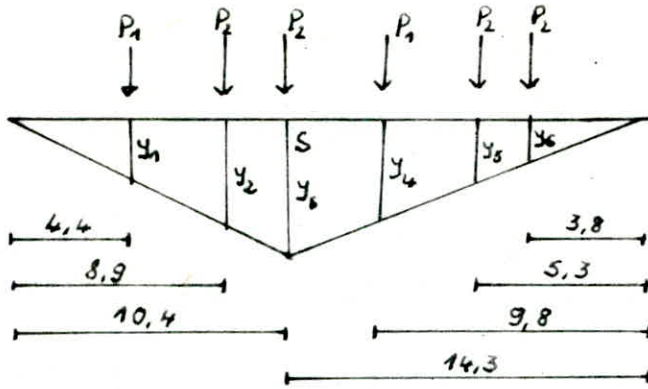
Nous utilisons le théorème de BARRÉ, qui s'énonce comme suit: Le moment fléchissant dû aux charges mobiles, au droit de la charge P_i sera maximal, lorsque cette charge et la résultante R de toutes les charges seront symétriques par rapport au centre de la poutre. Les charges seront symétriques par rapport au centre de la poutre.

Donc lorsque $e = \frac{d_i}{2} = e_i$. La section dangereuse "S" est telle que

$$\sum M/S = 0 \Leftrightarrow R \cdot d_i + P_1 \cdot 4,5 + P_2 \cdot 6 + P_3 \cdot 10,5 - P_2 \cdot 1,5 - P_1 \cdot 4,5 = 0$$

$$\Leftrightarrow d_i = \frac{117}{30} = 3,9 \Rightarrow e_i = \frac{d_i}{2} = 1,95 \text{ m}$$

Calcul du moment Fléchissant max au droit de la section "S"



$$y_5 = \frac{10,4 \cdot 14,3}{24,7} = 6,02$$

$$y_1 = 2,54 ; y_2 = 5,15 ; y_3 = 2,23$$

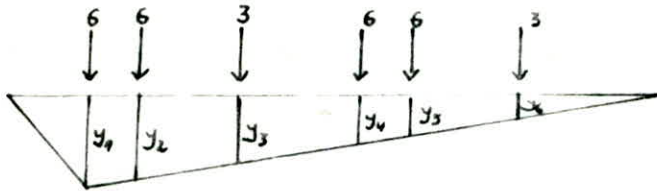
$$y_4 = 4,12 ; y_6 = 1,60$$

$$\text{Donc } M_{\max} = \sum_{i=1}^6 P_i \cdot y_i = 110 \text{ t.m}$$

Dans le sens transversal; nous pouvons disposer 3 convois Bc, soit 6 files. Donc $M_s = 6 \cdot 110 = 660 \text{ t.m}$

Calcul des moments dans les différentes sections envisagées
Au préalable, nous devons satisfaire la double inégalité suivante.

$$a) \frac{\sum_{i=1}^n P_i}{a} > \frac{\sum_{i=1}^n P_i}{b} \quad \text{et} \quad b) \frac{\sum_{i=1}^{i-1} P_i}{a} < \frac{\sum_{i=1}^n P_i}{b}$$



$$\text{Section } 4/8 = \frac{24,7}{8} = 3,0875$$

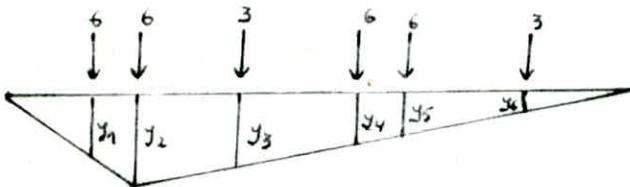
$$y_1 = 2,70 ; y_2 = 4,51 ; y_3 = 1,35$$

$$y_4 = 1,39 ; y_5 = 1,20 ; y_6 = 0,63$$

$$\text{Inégalité a) } \frac{6}{3,0875} = 1,94 > \frac{24}{21,6125} = 1,11 \text{ OK}$$

$$\text{Inégalité b) } \frac{0}{3,0875} = 0 < \frac{30}{21,6125} = 1,38 \text{ OK}$$

} cas défavorable



$$\text{Section } 4/4 = \frac{24,7}{4} = 6,175$$

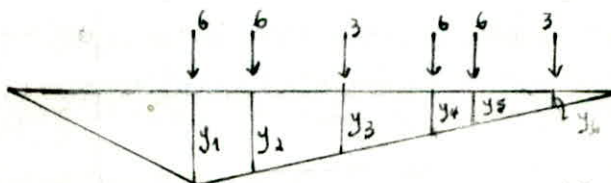
$$y_1 = 3,57 ; y_2 = 4,63 ; y_3 = 3,57$$

$$y_4 = 2,38 ; y_5 = 2,01 ; y_6 = 0,88$$

$$\text{Inégalité a) } \frac{12}{6,175} = 1,94 > \frac{18}{18,525} = 0,97 \text{ OK}$$

$$\text{Inégalité b) } \frac{6}{6,175} = 0,97 < \frac{24}{18,525} = 1,29 \text{ OK}$$

} cas défavorable



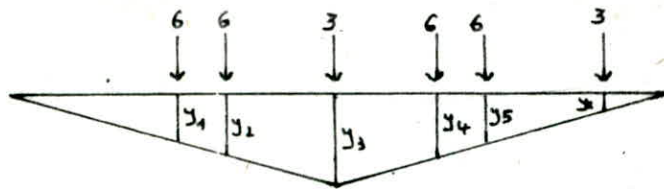
$$\text{Section } 3/8 = \frac{24,7 \cdot 3}{8} = 9,2625$$

$$y_1 = 4,85 ; y_2 = 5,79 ; y_3 = 4,10$$

$$y_4 = 2,41 ; y_5 = 1,85 ; y_6 = 0,16$$

$$\text{Inégalité a)} \frac{12}{9,2625} = 1,30 > \frac{18}{15,4375} = 1,16 \text{ OK} \quad \left. \vphantom{\frac{12}{9,2625}} \right\} \Rightarrow \text{cas défavorable}$$

$$\text{Inégalité b)} \frac{6}{9,2625} = 0,65 < \frac{24}{15,4375} = 1,55 \text{ OK}$$



$$\text{section } \frac{L}{2} = \frac{24,7}{2} = 12,35$$

$$y_1 = 3,475; y_2 = 3,925; y_3 = 6,175$$

$$y_4 = 3,925; y_5 = 3,175; y_6 = 0,925$$

$$\text{Inégalité a)} \frac{18}{12,35} = 1,46 > \frac{12}{12,35} = 0,97 \text{ OK} \quad \left. \vphantom{\frac{18}{12,35}} \right\} \text{cas défavorable}$$

$$\text{Inégalité b)} \frac{15}{12,35} = 1,21 < \frac{15}{12,35} = 1,21 \text{ OK}$$

Effort Tranchant

On tracera la ligne d'influence de l'effort tranchant dans les différentes sections considérées et on disposera les charges de telle façon à avoir le cas le plus défavorable.

Nous utiliserons la formule suivante pour le calcul de l'effort tranchant

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

Section	Disposition la plus défavorable	y_i	$T_{\max} (t)$
Appui $x=0$		1 4,0000 2 0,9390 3 0,757 4 0,693 5 0,574 6 0,332	132,850
$L/8$ $x=3,0875$		1 0,875 2 0,814 3 0,632 4 0,449 5 0,389 6 0,207	106,070
$L/4$ $x=6,1750$		1 0,750 2 0,689 3 0,507 4 0,324 5 0,264 6 0,082	83,574
$3L/8$ $x=9,2625$		1 0,624 2 0,564 3 0,381 4 0,199 5 0,139 6 -	61,794
S' $x=10,400$		1 0,578 2 0,518 3 0,381 4 0,159 5 0,093 6 -	54,360
$L/2$ $x=12,350$		1 0,500 2 0,439 3 0,259 4 0,076 5 0,014 6 -	41,634

2.4: Surcharges Exceptionnelles : convoi type D

El comporte une remorque de (03) trois elements, ayant une masse totale de 240t, supposée uniformément répartie sur un rectangle de 3,20m de large et 18,60m de long. La charge par metre linéaire de longueur est $q = \frac{240}{18,60} = 12,90 \text{ t/m}$. Le moment flechissant et l'effort tranchant sont obtenus de la même façon que dans le cas de la surcharge militaire MC120

section	0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
	0	3,0875	6,1750	9,2625	10,4000	12,390
T (t)	149,59	119,60	89,61	59,62	48,57	29,62
x → M _{max}	0	2,3250	4,6500	6,9750	7,8400	9,3000
M _{max} (t.m)	0	404,14	692,82	866,03	900,73	923,76

$$T = q \cdot \Omega_T ; M = q \cdot \Omega_M$$

NB: Les surcharges exceptionnelles ne sont pas frappées de majoration dynamique, car elles sont supposées rouler à faible vitesse.

2.5: surcharges des trottoirs

selon le CPC, Art 11 et 13.1, la surcharge à considérer est uniformément répartie et vaut : 150 kg/m².

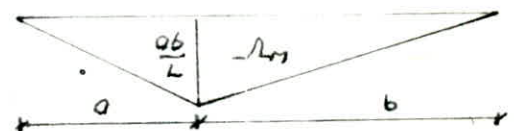
$$q_t = 0,15 \cdot 1,90 = 0,285 \text{ t/ml}$$

Moment Flechissant :

$$M = q_t \cdot \Omega_M$$

Pour chaque section, nous tracerons la ligne d'influence et nous calculerons

l'aire Ω_M ; d'où les valeurs du moment flechissant pour les différentes sections envisagées

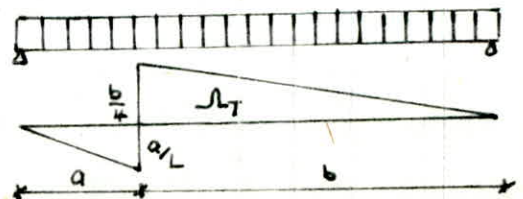


Σ (t.m)	SECTIONS	0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
	1 Trottoir	0	9,508	16,300	20,370	21,190	21,730
2 Trottoirs	0	19,017	32,601	40,752	42,385	43,468	

Effort tranchant

$$\Omega_T = \frac{b}{L} \cdot \frac{b}{2} = \frac{b^2}{2L}$$

$$T_r = q_t \cdot \Omega_T = q_t \cdot \frac{b^2}{2L}$$



Les valeurs de l'effort tranchant sont regroupées dans le tableau suivant.

T (t)	SECTION Nbre de TRAJ.	0	L/8	L/4	3/8	S'	L/2
	1 Trottoir		3,520	2,694	1,980	1,375	1,179
2 Trottoir		7,039	5,390	3,960	2,750	2,359	1,760

2.6: Détermination des coefficients de majoration dynamique.

a) Surcharges B

$$\text{Poutres: } \delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}}$$

Dans notre cas, (03) trois camions type Bc peuvent être disposés dans le sens transversal et (02) deux dans le sens longitudinal, soit au total $n=6$ camions.

$$3 \text{ voies chargées } b_c = 0,95 \Rightarrow S_{Bc} = 0,95 \cdot 6 \cdot 30 = 171t$$

Nous pouvons aussi disposer (02) deux tandems B_t de front, même avec 3 voies et un seul tandem dans le sens longitudinal, soit au total $n=2$

$$2 \text{ voies chargées } b_t = 0,90 \Rightarrow S_{B_t} = 0,90 \cdot 2 \cdot 32 = 57,6t$$

$$\text{D'où } S = \max(B_r, B_t, B_c) = 171t$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \cdot 24,7} + \frac{0,6}{1+4 \frac{612,60}{171}} = 1,106$$

b) Surcharge Mc120

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

Nous ne pouvons disposer qu'un seul véhicule militaire aussi bien transversalement que longitudinalement. $S_{Mc120} = 110t$.

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \cdot 24,7} + \frac{0,6}{1+4 \frac{612,60}{110}} = 1,093$$

En tenant compte de toutes les majorations dynamiques δ_B et δ_{Mc120} ainsi que des majorations réglementaires, nous résumons les efforts calculés dans le tableau suivant.

N° : Les surcharges ne sont pas majorées de 20%

Section	Abaisse (m)	Systeme de Charge	G	A	B _c		MC120	D	TROTTOIRS		
					2 convois	3 convois			1 Trottoir Chargé	2 Trottoirs chargés	
					Ponderation	/			/	b _c = 1,10 δ = 1,108	b _c = 0,95 δ = 1,106
0	0	EFFORTS INTERNES M (t.m) ; T (t)	M	0	0	0	0	0	0	0	0
			T	306,280	156,323	107,749	139,584	105,364	149,590	3,519	7,039
0,1	3,0875		M	827,450	380,030	258,550	334,940	284,649	404,140	9,508	19,017
			T	229,710	128,590	86,029	111,447	90,336	119,600	2,695	5,390
1/4	6,1750		M	1418,460	650,484	429,944	558,974	487,980	692,820	16,300	32,601
			T	153,140	102,340	67,783	87,810	75,307	89,610	1,980	3,960
3/8	9,2625		M	1773,070	814,556	497,248	644,163	609,969	866,030	20,376	40,752
			T	76,570	77,839	50,118	64,926	60,289	59,620	1,375	2,750
5	19,400		M	1844,130	846,990	335,303	693,461	634,420	900,730	21,190	42,385
			T	48,360	62,250	44,080	57,115	54,740	48,570	1,179	2,359
2/1	19,350	M	1891,280	868,646	519,002	672,344	650,640	923,760	21,734	43,468	
		T	0,000	55,137	33,767	43,744	45,260	29,620	0,880	1,760	

REPARTITION DES EFFORTS DANS LES POUTRES

1: Introduction:

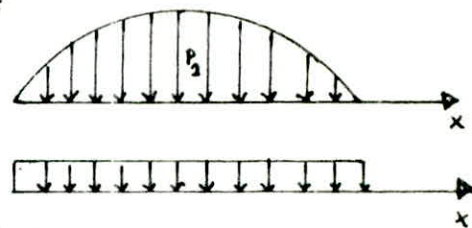
La méthode utilisée pour la répartition des efforts dans les poutres est celle du coefficient de répartition. Cette méthode est fondée sur les hypothèses suivantes.

1) La construction réelle est remplacée par une dalle orthotrope présentant les mêmes rigidités moyennes de flexion et de torsion.

2) La répartition transversale réelle du chargement est remplacée par celle qui est engendrée par une charge répartie, le long de l'axe x suivant la sinusoïde $P(x) = P_1 \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{l}$.

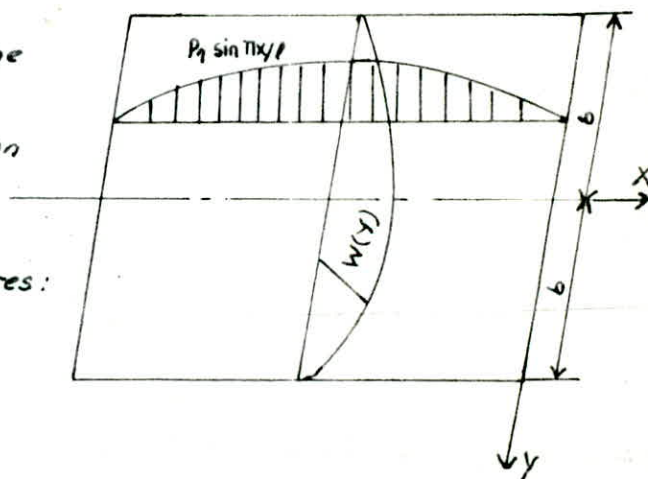
La justification de ce choix est la suivante:

Le moment fléchissant maximal est obtenu en chargeant la dalle sur toute sa longueur $x=l$ et en situant la charge maximale au milieu de la portée. En ajoutant le poids propre uniformément réparti, nous constatons que la charge totale est presque sinusoïdale.



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

soit $W_0(x)$, la déformée pour une charge uniformément répartie sur toute la largeur $2b$. Le coefficient de répartition transversal sera: $K(y) = \frac{W(x, y)}{W_0(x)}$.



Le coefficient k dépend des paramètres:

- d'entretoisement " θ "; $\theta = \frac{b}{L} \left(\frac{I_p}{I_E} \right)^{1/4}$.

- de torsion " α "; $\alpha = \frac{(\delta_p + \delta_E)}{2\sqrt{I_p \cdot I_E}}$

- de l'excentricité " e " de la charge, ainsi que de l'ordonnée " y " du point considéré.

2: CALCUL DES PARAMETRES

a) Largeur active du pont $2b$;

$$2b = 7,190 + 1,70 = 15 \text{ m} \Rightarrow b = 7,50 \text{ m (} b: \text{demi-largeur active)}$$

b) Paramètre d'entretoisement: θ

I_p : rigidité de renforcement longitudinal (des poutres)

I_E : rigidité de renforcement transversal

pour tenir compte de la variation de l'inertie de la poutre, nous calculer une inertie moyenne donnée par: $I_m = I_0 \left(\frac{I - I_0}{I} \right) \cdot \frac{8}{3\pi}$

Enfin pour tenir compte du fait que les cables de la précontrainte diminuent l'inertie de la poutre, nous prendrons $I_{mnet} = 0,90 I_m$

$$f_p = \frac{E_f}{b_0} \frac{16617497}{190} \cdot E = 87460,57 \cdot E$$

$$f_E = \frac{E \cdot d^3}{12(1-\mu^2)} = \frac{20^3}{12(1-0,15^2)} \cdot E = 682,11 \cdot E$$

b_0 : Entre-axe des poutres
 d : Épaisseur de l'hourdis
 μ : Coefficient de Poisson

$I_0 = 19012057 \text{ cm}^4$: Inertie à l'appui

$I = 18224587 \text{ cm}^4$: Inertie à mi-travée

$$I_{mnet} = 0,90 I_m = 16617497 \text{ cm}^4$$

$$\theta = \frac{750^4}{2470} \sqrt{\frac{87460,57}{682,11}} = 1,021$$

c) Parametre de Torsion

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{f_p f_E}} \quad \begin{cases} \gamma_p = \frac{C_p}{b_0} : \text{rigidité torsionnelle des poutres} \\ \gamma_E = \frac{G \cdot d^3}{12(1-\mu^2)} : \text{rigidité torsionnelle des entretoises (dalle)} \end{cases}$$

Dans notre cas, c'est la dalle qui joue le rôle de l'entretoise.

C_p : rigidité torsionnelle de la section médiane de la poutre. Nous utiliserons la méthode des sections élémentaires pour calculer C_p

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

$$C_p = \frac{G}{3} \left(190 \cdot 20^3 + 100 \cdot 15^3 + 44 \cdot 28^3 + \frac{87 \cdot 18^3}{2} \right) = 1025693 \cdot G$$

Finalement, nous trouvons $\alpha = 0,1771$

3: LIGNE D'INFLUENCE DU COEFFICIENT DE REPARTITION K_α

Le parametre d'entretoisement $\theta > 1$; nous utiliserons donc la formule d'interpolation suivante, établie par MASSONNET: $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$

avec: $\{ K_0$: coefficient de répartition pour $\alpha = 0$; $K_0 = K(\alpha = 0, \theta, e, y)$

$\{ K_1$: coefficient de répartition pour $\alpha = 1$; $K_1 = K(\alpha = 1, \theta, e, y)$

Nous déterminerons: K_0 pour $\alpha = 0$; $\theta = 1$ et pour les différentes positions théoriques de e et y

K_1 pour $\alpha = 1$, $\theta = 1$, ainsi que pour les différentes positions théoriques de e et y .

À l'aide de la formule citée plus haut, nous déterminerons

$$K_\alpha(\alpha = 0,1771; \theta = 1; e; y) : I$$

et pour $\theta = 1,10$, nous procéderons de la même façon et nous aurons

$$\text{alors: } K_\alpha(\alpha = 0,1771, \theta = 1,10; e; y) : II$$

En interpolant entre I et II, nous déterminerons K_α pour $\theta = 1,021$; l'excentricité "e" et les positions théoriques "y" des poutres.

Enfin, nous ferons une dernière interpolation entre les valeurs de K_α trouvées pour déterminer les valeurs de K_α , et ce, pour les positions réelles des poutres

Tableau donnant K_{α} pour $\theta = 1,021$ et pour les positions réelles des poutres

	Abcisse (m)	-7,500	-5,620	-3,750	-1,875	0,000	1,875	3,750	5,620	7,500
Poutre N°	e	-6	$-3/4 b$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
	y									
5	0,1256	-0,1917	0,2126	0,7067	1,3294	1,8859	1,8913	1,3291	0,6501	0,0236
6	0,3756	-0,1649	0,0259	0,2890	0,7133	1,3222	1,9377	1,9434	1,4309	0,7912
7	0,6256	-0,0640	-0,0244	0,0581	0,2567	0,6619	1,3567	2,0570	2,4539	2,5074
8	0,8756	0,0497	-0,0179	-0,0705	-0,0685	0,0894	0,5843	1,6378	3,3235	5,3727

A partir de ce tableau, nous tracerons les lignes d'influences du coefficient de répartition transversal pour les poutres 5, 6, 7 et 8. Vu la symétrie que présente notre ouvrage, nous trouverons la même chose pour les poutres 1, 2, 3 et 4.

4: CALCUL DU COEFFICIENT DE REPARTITION TRANSVERSAL MAXIMAL K_{\max}
 Nous disposerons les surcharges dans les positions les plus défavorables et nous déterminerons les coefficients K_{\max} pour chaque poutre et sous chaque surcharge.

Surcharge A

Poutre N°	5			6			7			8			
	Nbre de Voies	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
L (m)				11,200			11,200				10,600		6,100
Ω (m)				14,355			13,099				10,445		6,893
$K = \frac{\Omega}{L}$				1,2816			1,1695				0,9834		1,1299

Poids propre G

Poutre N°	L (m)	Ω (m)	$K = \frac{\Omega}{L}$
5	15	15,0048	1,0003
6	15	15,1041	1,0069
7	15	15,1056	1,0070
8	15	15,0133	1,0008

surcharge exceptionnelle: Type D

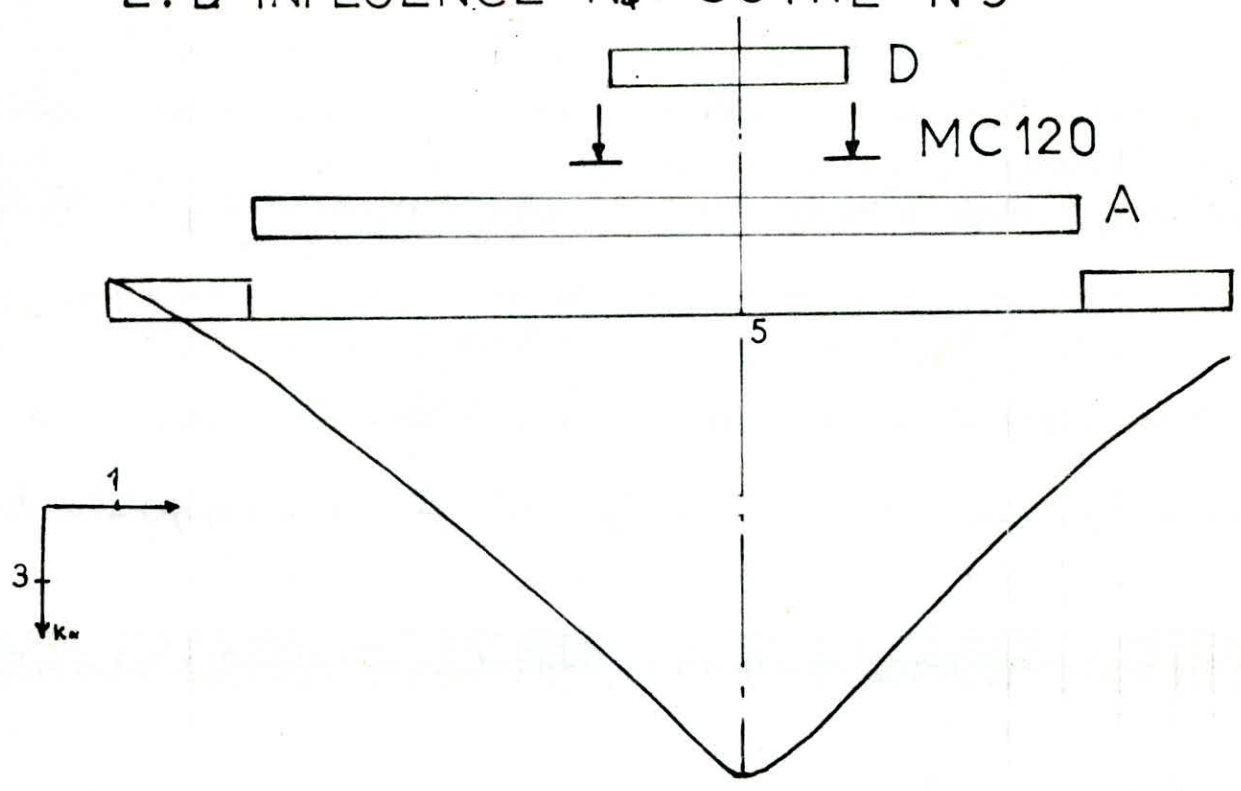
Poutre N°	L (m)	Ω (m)	$K = \frac{\Omega}{L}$
5	3,20	6,0666	1,8958
6	3,20	6,2711	1,9597
7	3,20	6,7182	2,0994
8	3,20	5,9053	1,8454

$$K = \frac{\Omega}{L} \text{ où}$$

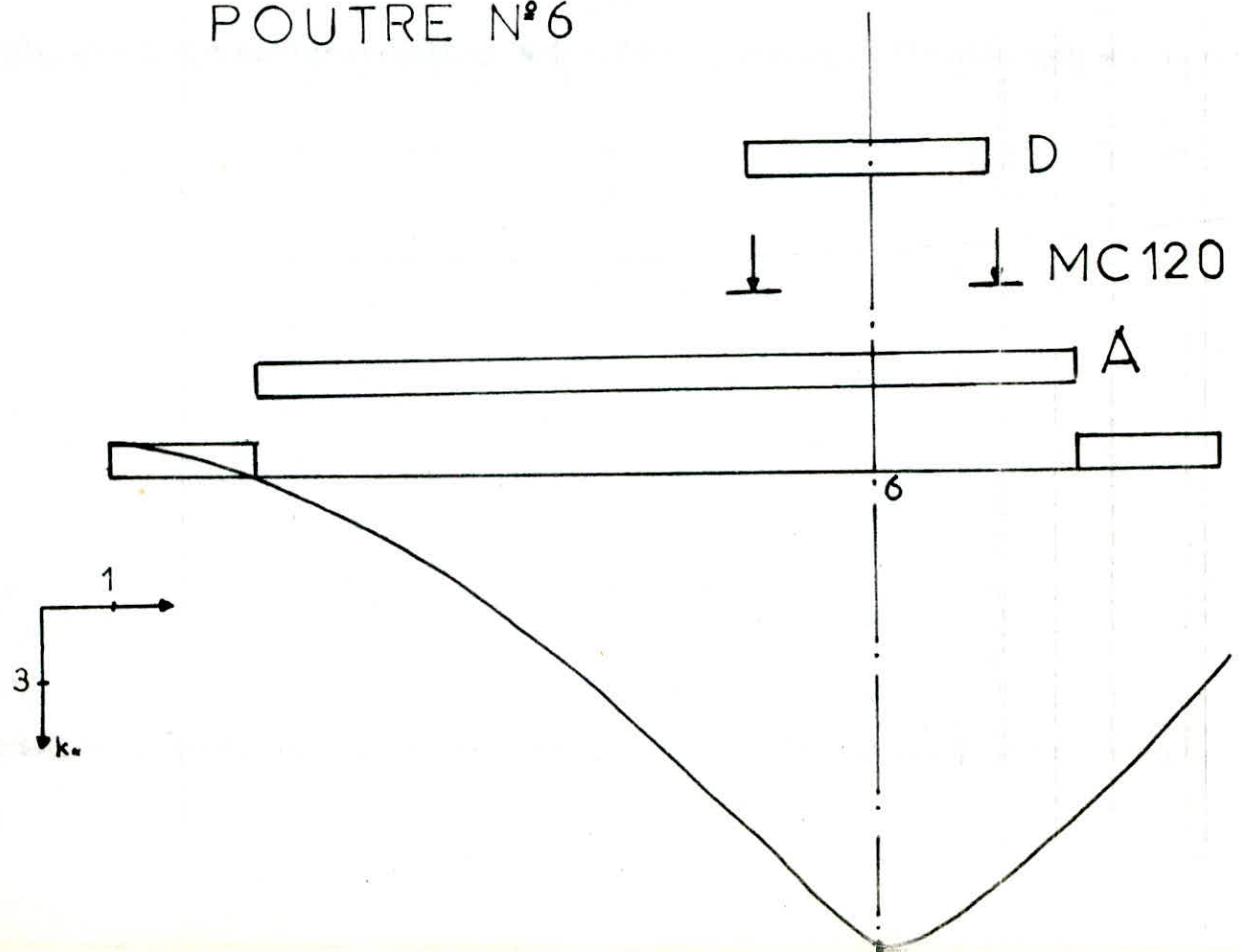
Ω : aire de la ligne d'influence

L : largeur de la charge.

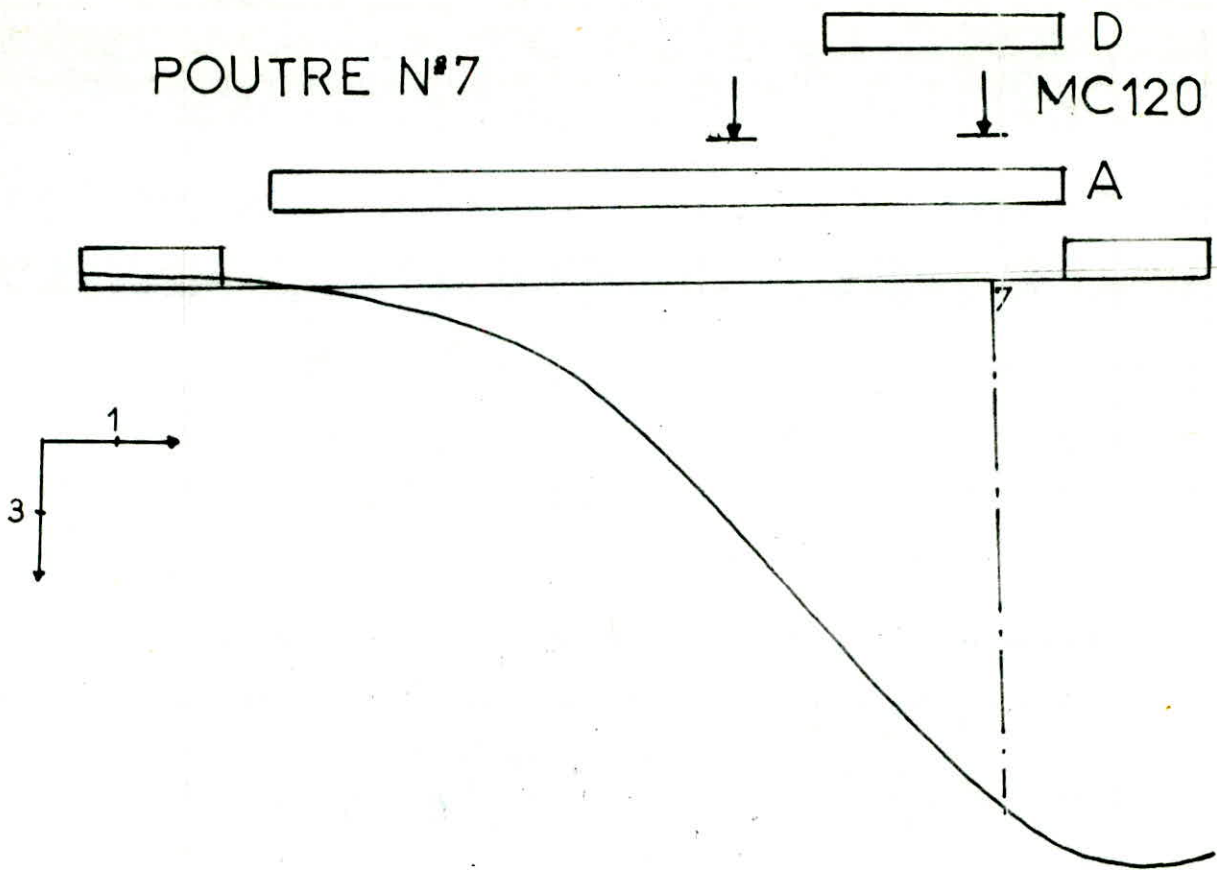
L. D'INFLUENCE K_r POUTRE N°5



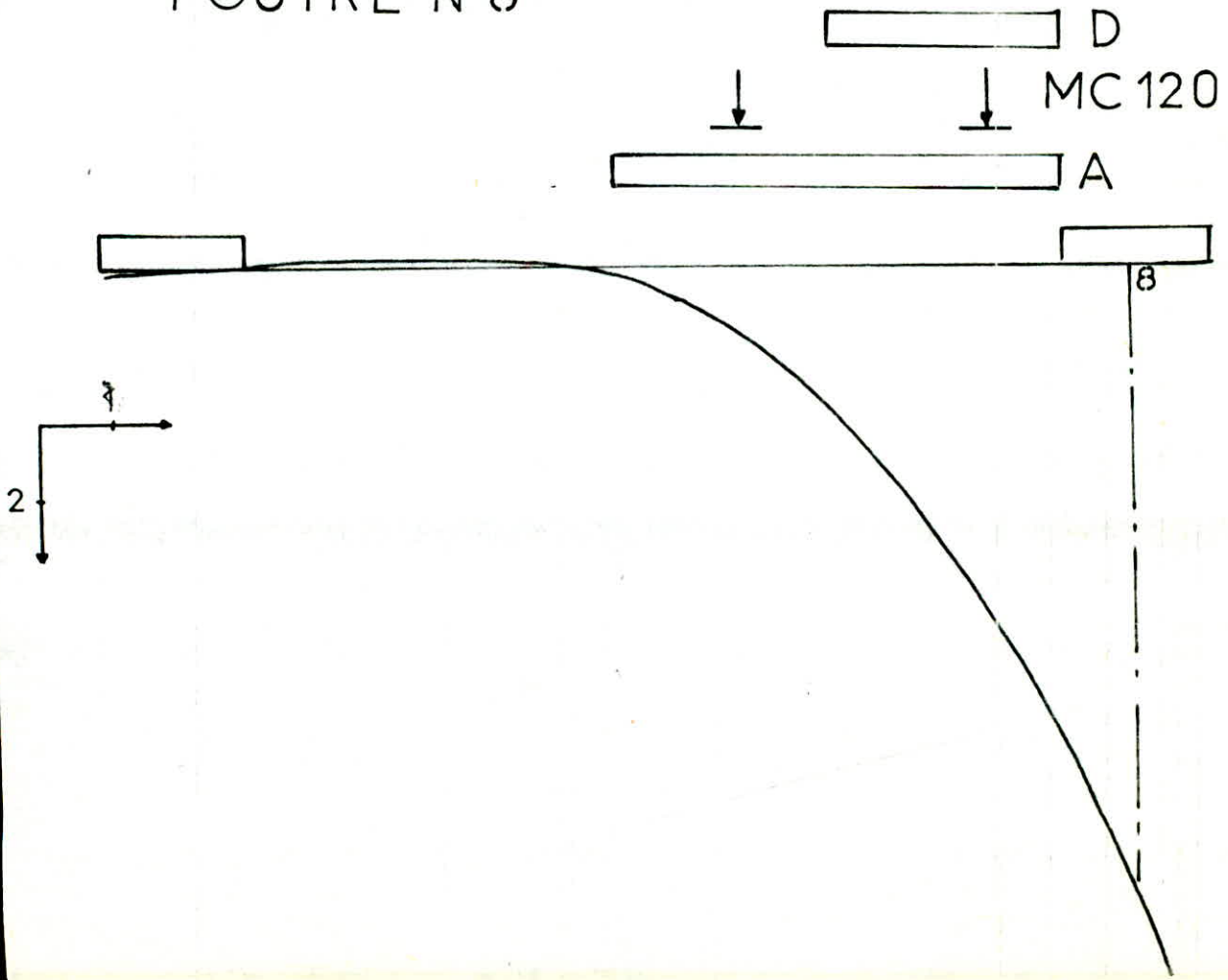
POUTRE N°6



POUTRE N°7



POUTRE N°8



Surcharge de trottoirs

POUTRE N°	5		6		7		8	
Nbre de Tron Chargés	1	2	1	2	1	2	1	2
K_{01}	0,4527	0,4527	1,1249	1,0415	2,5700	2,4423	4,2632	4,2872

surcharge B_c : Pour les surcharges ponctuelles telles que B_c , le coefficient de répartition est donné par : $K = \frac{\sum k_i}{N}$

N : nombre de files

k_i : ordonnée sous P_i de la ligne d'influence

$\frac{K_i}{\text{Poutre}}$	K_1	K_2	K_3	K_4	K_5	K_6	$\frac{\sum K_i}{n}$	Chargement Considéré
5	1,050	1,706	1,836	1,883	1,666	1,033	1,532	
5	1,386	1,940	2,006	1,636	1,433	0,743	1,573	
5	0,873	1,326	1,466	2,003	1,996	1,456	1,487	
6	0,740	1,400	1,576	2,083	2,040	1,533	1,562	
7	0,266	0,726	0,890	1,666	1,900	2,456	1,317	
8	-0,075	0,165	0,246	0,990	1,315	2,850	0,915	
8	-	-	0,246	0,990	1,315	2,850	1,350	

surcharge militaire

Nous considérerons la surcharge MIC120 comportant (02) deux chenilles de largeur 2m, chaque chenille pèse 55t, supposée uniformément répartie. Nous supposons que le poids d'une chenille est concentré en son centre de gravité. Nous ne pourrions placer qu'une surcharge militaire sur la travée.

Poutre N°	K_1	K_2	$K_2 \frac{K_1 + K_2}{2}$
5	1,6666	1,6666	1,6666
6	1,7166	1,7833	1,7499
7	1,7166	2,3166	1,7166
8	0,4000	2,2300	1,3150

Tableau donnant le moment fléchissant en t.m pour la poutre n°5
 NB: Ce tableau a été rempli en utilisant : $M = \frac{\text{moment d'une travée} \times K_x}{\text{Nombre de poutres}}$

SECTION			0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
Charge		K_x						
G		1,000	0	103,43	177,31	221,63	230,52	236,41
A		1,2816	0	60,88	104,21	130,49	135,69	139,16
B _c	2 VOIES	1,5127	0	48,89	81,30	94,02	101,22	98,14
	3 VOIES	1,5327	0	64,17	106,71	123,41	132,86	128,81
MC120		1,6666	0	59,28	101,62	127,02	132,12	135,50
D		1,8958	0	95,77	163,94	205,23	213,45	218,91
TROTTOIRS	1 Trottoir	0,4527	0	0,54	0,92	1,15	1,20	1,23
	2 Trottoirs	0,4527	0	1,08	1,84	2,31	2,40	2,46
COMBINAISONS	G+1,2 (A+T _r)		0	177,78	304,57	380,99	396,22	406,35
	G+1,2 (B _c +T _r)		0	181,72	307,57	372,50	391,39	393,94
	G+MC120		0	162,71	278,93	348,66	362,63	371,91
	G+D		0	199,20	341,25	426,86	443,97	455,32

Tableau donnant le moment fléchissant en t.m pour la poutre n°6

SECTION			0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
		K_x						
G		1,0000	0	103,43	177,31	221,63	230,51	236,41
A		1,1695	0	55,56	95,09	199,08	123,82	127,00
B _c	2 VOIES	/	/	/	/	/	/	/
	3 VOIES	1,5622	0	65,41	108,76	125,79	135,42	131,29
MC120		1,7499	0	62,26	106,74	133,42	138,77	142,32
D		1,9597	0	99,00	169,47	212,14	220,65	226,29
TROTTOIRS	1 Trottoir	1,1249	0	1,34	2,29	2,87	2,98	3,06
	2 Trottoirs	1,0415	0	2,48	4,24	5,31	5,52	5,66
COMBINAISONS	G+1,2 (A+T _r)		0	173,07	296,51	379,89	385,72	395,58
	G+1,2 (B _c +T _r)		0	184,89	312,92	378,95	399,64	400,75
	G+MC120		0	165,69	284,05	355,06	369,29	378,73
	G+D		0	202,43	346,78	433,78	451,16	472,70

Tableau donnant le moment fléchissant en t.m pour la poutre n°7

SECTION		0	1/8	1/4	3/8	5	1/2	
Charge	K _α							
G	1,0070	0	103,43	177,31	221,68	230,52	236,41	
A	0,9834	0	46,72	79,96	100,13	104,12	106,78	
B _C	2 VOIES	/	/	/	/	/	/	
	3 VOIES	1,3177	0	55,17	91,74	106,10	114,22	110,74
MC120	1,7166	0	61,08	104,71	130,88	136,13	139,61	
D	2,0994	0	106,06	181,55	227,27	236,37	242,42	
TROTTOIRS	1 Trottoir	2,5100	0	2,98	5,11	6,39	6,65	6,81
	2 Trottoirs	2,4433	0	5,81	9,96	12,45	12,94	13,28
COMBINAISONS	G+1,2(A+T ₁)	0	166,46	285,21	356,72	370,99	380,47	
	G+1,2(B _C +T ₁)	0	176,60	299,34	263,89	383,12	385,23	
	G+MC120	0	164,51	282,02	352,52	366,65	376,02	
	B+D	0	209,49	358,86	448,90	466,89	478,83	

Tableau donnant le moment fléchissant en t.m pour la poutre n°8

SECTION		0	1/8	1/4	3/8	5	1/2	
	K _α							
G	1,0008	0	103,43	177,31	221,63	230,51	236,41	
A	1,1299	0	53,67	91,87	115,05	119,63	122,69	
B _C	2 VOIES	1,3502	0	43,64	72,56	83,92	90,35	87,69
	3 VOIES	0,9151	0	38,31	63,71	73,68	79,32	76,91
MC120	1,3750	0	46,79	80,21	100,26	104,28	106,95	
D	1,8454	0	93,22	159,59	199,77	207,78	213,09	
TROTTOIRS	1 Trottoir	4,2622	0	5,07	8,68	10,86	11,29	11,58
	2 Trottoirs	4,2872	0	10,19	17,47	21,84	22,71	23,29
COMBINAISONS	G+1,2(A+T ₁)	0	180,07	308,52	385,90	401,33	411,59	
	G+1,2(B _C +T ₁)	0	168,02	285,35	348,55	366,79	369,48	
	G+MC120	0	150,22	275,52	321,89	334,80	343,36	
	G+D	0	196,66	336,89	421,40	438,29	449,50	

Tableau donnant l'effort Tranchant en t pour la poutre n°5

SECTION			0	48	44	348	5	42
Charge		K_x						
G		1,0000	38,28	28,77	19,14	9,57	6,04	0,00
A		1,2816	25,04	20,60	16,39	12,46	9,97	8,83
B_c	2 VOIES	1,5127	20,37	16,27	12,81	9,47	8,33	6,38
	3 VOIES	1,5327	26,74	21,35	16,82	12,43	10,94	8,38
MC120		1,6660	21,94	18,81	15,68	12,55	10,43	9,42
D		1,8958	35,45	28,34	21,23	14,12	11,51	7,01
TROTTOIRS	1 Trottoir	0,4527	1,99	0,15	0,11	0,07	0,067	0,04
	2 Trottoirs	0,4527	3,98	0,300	0,22	0,15	0,133	0,09
COMBINAISONS	$G+1,2(A+T_r)$		68,81	53,80	39,08	24,72	18,16	10,71
	$G+1,2(B_c+T_r)$		70,85	54,70	39,59	24,68	19,32	10,17
	$G+MC120$		60,23	47,53	34,82	22,12	16,47	9,42
	$G+D$		73,73	57,06	40,37	23,69	17,55	7,01

Tableau donnant l'effort Tranchant en t pour la poutre n°6

SECTION			0	48	44	348	5	42
		K_x						
G		1,0000	38,28	28,71	19,14	9,57	6,04	0,00
A		1,1635	22,85	18,80	14,96	11,37	9,10	8,06
B_c	2 VOIES	-	-	-	-	-	-	-
	3 VOIES	1,5622	27,26	21,76	17,14	12,67	11,15	8,54
MC120		1,7439	23,05	19,76	16,47	13,78	10,95	9,90
D		1,9597	36,64	29,30	21,95	14,60	11,90	7,25
TROTTOIRS	1 Trottoir	1,1249	0,49	0,37	0,27	0,19	0,16	0,12
	2 Trottoirs	1,0415	0,92	0,70	0,51	0,35	0,30	0,22
COMBINAISONS	$G+1,2(A+T_r)$		66,81	52,11	37,71	23,65	17,32	9,94
	$G+1,2(B_c+T_r)$		72,09	55,67	40,33	25,21	19,78	10,52
	$G+MC120$		61,33	48,47	35,61	22,75	17,00	9,90
	$G+D$		74,93	58,01	41,03	24,17	17,94	7,25

Tableau donnant l'effort Tranchant en t pour la poutre n°7

SECTION			0	48	4/4	3/8	5	4/2
Charge		K_{ax}						
G		1,0070	30,28	28,71	19,14	9,57	6,04	0,00
A		1,9834	19,22	15,81	12,58	9,56	7,65	6,77
B _c	2VOIES	/	/	/	/	/	/	/
	3VOIES	1,3177	22,99	18,36	14,46	10,69	9,40	7,20
MC120		1,7166	22,61	19,38	16,15	12,93	10,74	9,71
D		2,0994	39,27	31,39	23,52	15,64	12,74	7,74
TROTTOIRS	1TROTTOIR	2,5700	1,10	0,84	0,62	0,43	0,37	0,27
	2TROTTOIRS	2,4433	2,15	1,64	1,20	0,83	0,72	0,53
COMBINAISONS	G+1,2(A+T _R)		63,92	49,65	35,68	22,06	16,08	8,77
	G+1,2(B _c +T _R)		68,45	52,71	37,94	23,41	18,18	9,29
	G+MC120		60,89	48,09	35,30	22,50	16,78	9,71
	G+D		77,55	60,09	42,65	25,21	18,78	7,77

Tableau donnant l'effort Tranchant en t pour la poutre n°8

SECTION			0	48	4/4	3/8	5	4/2
		K_{ax}						
G		1,0008	38,28	28,71	19,14	9,57	6,04	0,00
A		1,1299	22,08	18,16	14,45	10,99	8,79	7,78
B _c	2VOIES	1,3502	18,19	14,51	11,44	8,45	7,44	5,69
	3VOIES	0,9151	15,97	12,74	10,04	7,42	6,53	5,00
MC120		1,3750	17,32	14,84	12,37	9,91	8,23	7,43
D		1,8454	34,57	27,58	20,67	13,75	11,20	6,83
TROTTOIRS	1TROTTOIR	4,2622	1,87	1,43	1,05	0,73	0,63	0,46
	2TROTTOIRS	4,2872	3,77	2,88	2,12	1,47	1,26	0,94
COMBINAISONS	G+1,2(A+T _R)		69,30	53,97	39,03	24,53	18,11	10,47
	G+1,2(B _c +T _R)		64,63	49,60	37,75	21,49	15,40	7,97
	G+MC120		55,60	43,56	31,52	19,48	14,28	7,43
	G+D		72,79	56,30	39,81	23,31	17,25	6,83

LIGNE D'INFLUENCE DU COEFFICIENT DE CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS

TRANSVERSAUX : μ_{α}

La méthode utilisée pour la détermination de ce coefficient et par conséquent de $\mu_{\alpha, m} \max$ est identique à celle pour laquelle nous avons obtenu $K_{\alpha, m}$. Enfin, les valeurs de $\mu_{\alpha, m} \max$ ($m=1, 3$ et 5) sont regroupées dans le tableau suivant :

Surcharge		$\mu_{\alpha 1}$		$\mu_{\alpha 3}$		$\mu_{\alpha 5}$	
		+	-	+	-	+	-
A		0,0392	0,0264	0,0137	0,0047	0,0097	0,0008
B _c	1 convoi	0,0560	0,0166	0,0160	/	0,0107	/
	2 convois	0,0392	0,0120	0,0111	/	0,0080	/
	3 convois	0,0224	0,0060	0,0055	/	0,0044	/
B _t	1 convoi	0,1033	0,0267	0,0313	0,0040	0,0207	/
	2 convois	0,1260	0,4400	0,0353	0,0033	0,0253	/
Br		0,0700	0,0820	0,0270	0,0100	0,0180	0,0013
MC120		0,0350	0,0116	0,0135	0,0016	0,0090	/
D		0,0561	0,0151	0,0156	0,0027	0,0103	0,0006
TROTTOIRS	1 Trottoir	0,0463	0,0410	0,0082	0,0050	0,0048	/
	2 Trottoirs	0,0541	0,0588	0,0082	0,0050	0,0048	/

CALCUL DES MOMENTS DE FLEXION TRANSVERSALE

Ces moments sont déterminés à partir des expressions suivantes.

a) cas d'une charge uniformément répartie : A(l); Trottoirs

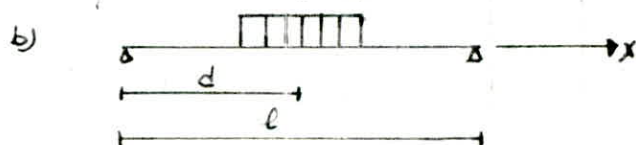
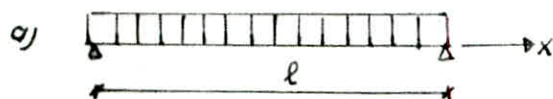
$$M = \sum_{m=1}^{\infty} \mu_{\alpha m} \frac{4P}{m\pi} b \sin \frac{m\pi x}{l}$$

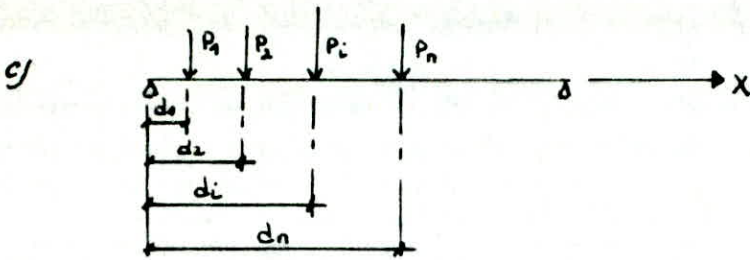
b) cas d'une charge linéairement répartie : MC120; D

$$M = \sum_{m=1}^{\infty} \mu_{\alpha m} \frac{4P}{m\pi} b \sin \frac{m\pi x}{l} \sin \frac{m\pi c}{l}$$

c) cas d'un système de charge concentrique : B_c; B_t

$$M = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{i=1}^n \mu_{\alpha m} \frac{2P_i}{l} \sin \frac{m\pi x}{l} \sin \frac{m\pi d_i}{l}$$

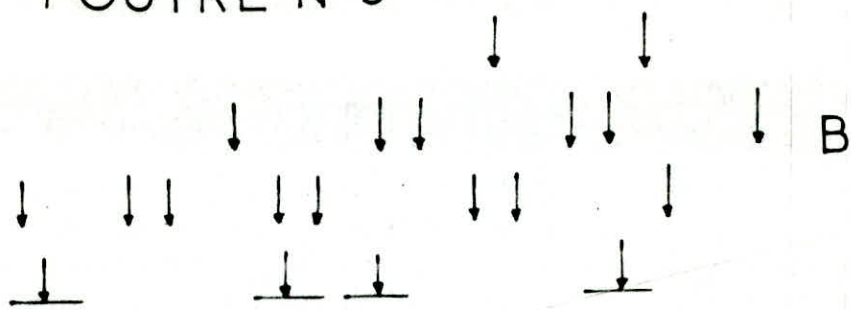




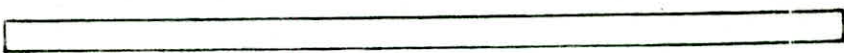
Tout calcul fait, nous pouvons regrouper les valeurs des moments de flexion transversale dans le tableau ci-dessous.

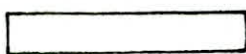
	A	Bc			Bc		Bc	TROTTOIRS		MCA20 D	
	3 VOIES	1 CONVOI	2 CONVOIS	3 CONVOIS	1 CONVOI	2 CONVOIS		1 TROEE	2 TROEE		
$M^+(km/m)$	3,977	1,564	2,220	1,884	2,954	7,088	0,698	0,363	0,854	1,857	6,560
$M^-(km/m)$	2,718	0,408	0,588	0,438	0,592	1,788	0,287	0,321	0,932	0,671	1,760

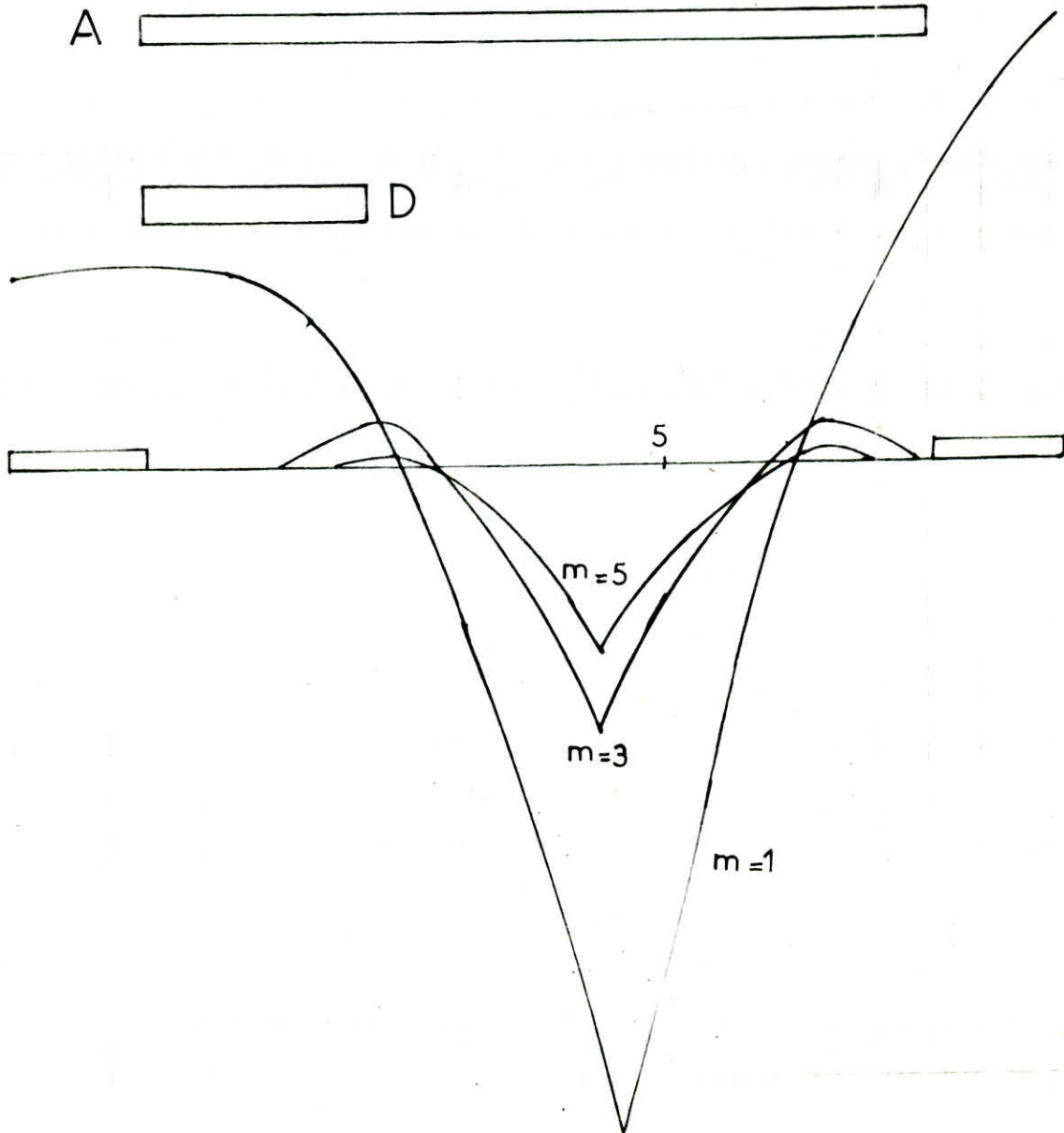
L.D'INFLUENCE DE U_{α_m} $m=1, 3, 5$
POUTRE N° 5



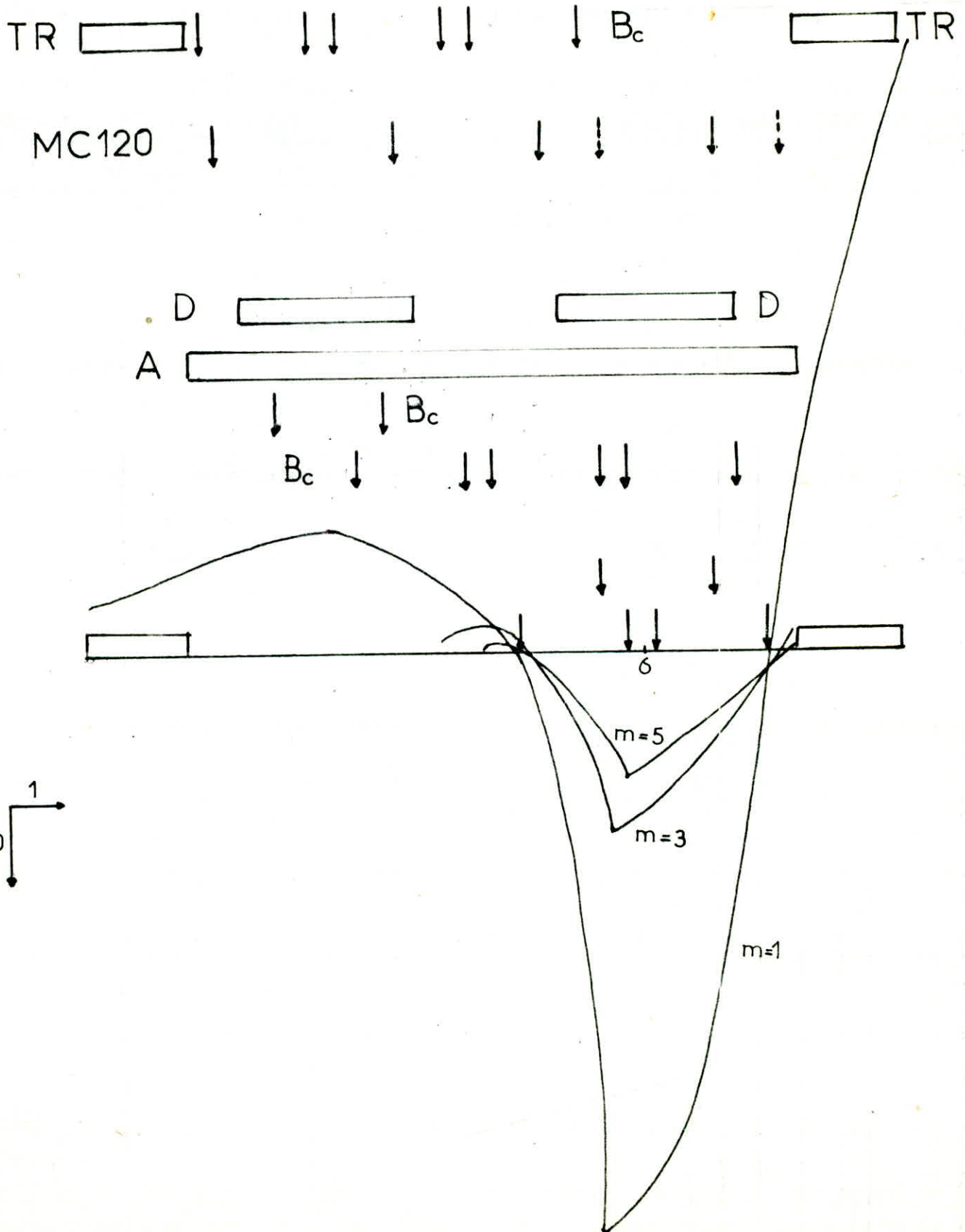
TR   D  TR

A 

 D

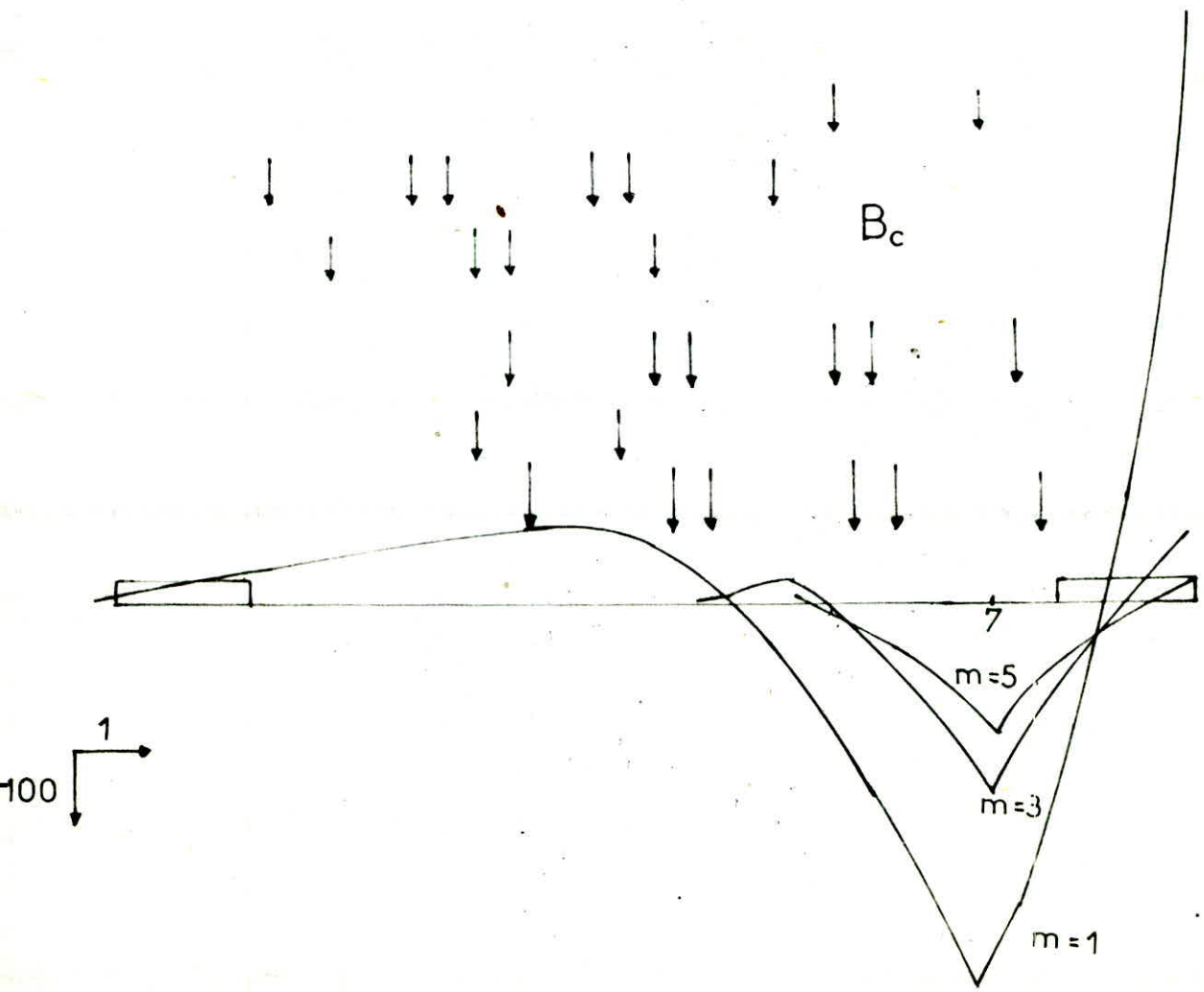
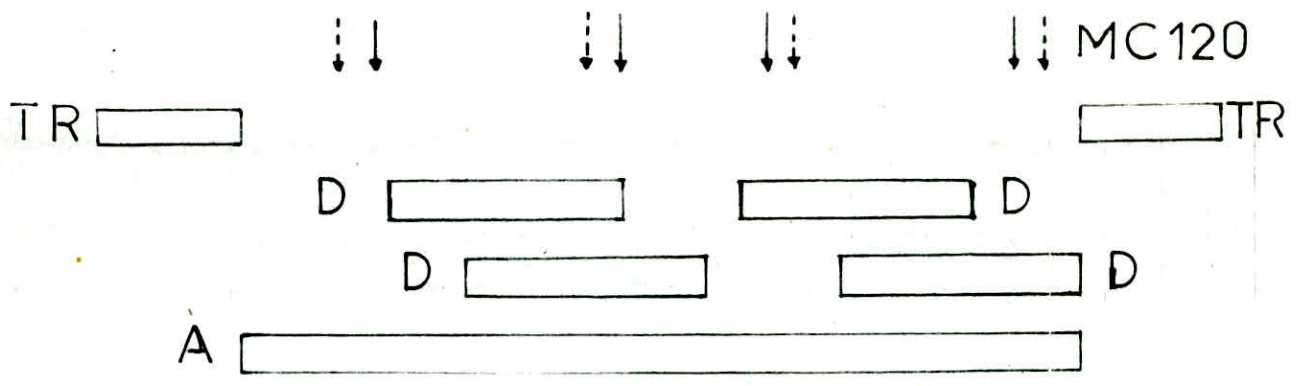


L.D'INFLUENCE DE u_{α_m} $m=1, 3, 5$ POUTRE N°6.

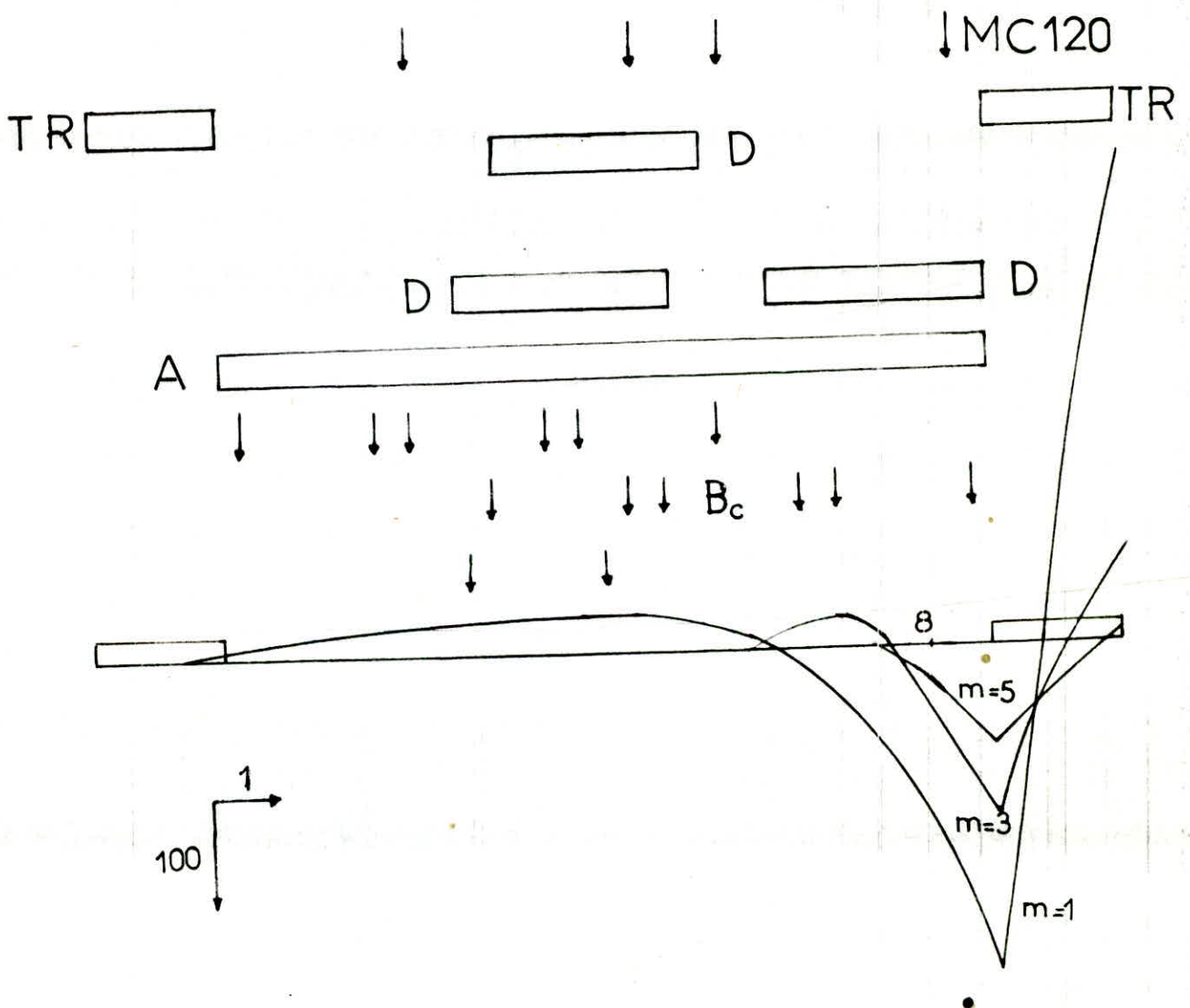


L. D'INFLUENCE DE u_{α_m} $m=1; 3; 5$

POUTRE N°7



L INFLUENCE DE U_{α_m} $m=1, 3, 5$ POUTRE N°8



VI ETUDE DU PLATELAGE

1: Coefficient de majoration dynamique

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

où $L = \min \begin{cases} \ell : \text{Portée des poutres principales} ; & \ell = 25,4 \text{ m} \\ \ell_g = \max(\ell_c, \ell_p) \end{cases}$

$\ell_c = 11,2 \text{ m}$: Largeur roulable

$\ell_p = 13,3 \text{ m}$: Entre-axe des 2 poutres de rive

Donc : $L = 13,3 \text{ m}$

2. Poids total du tablier

Nous avons à déterminer le poids total du tablier, poutres non comprises (Plaque de surface L par la largeur totale du pont : $L = 13,3 \text{ m}$; $\ell_c = 15 \text{ m}$)

Hourdis	$2,5 \times 0,2 \times 13,3 \times 15$	99,75 t
Prédalle	$2,5 \times 0,05 \times 1,00 \times 13,3 \times 7$	11,64 t
Glissière de sécurité		1,33 t
Trottoirs	$2,5 \times 0,3 \times 1,90 \times 13,3 \times 2$	37,91 t
Corniche	$2,5 \times 0,24355 \times 13,3 \times 2$	16,19 t
Revetement + chape d'étanchéité	$2,2 \times 11,2 \times 13,3 \times 0,08$	26,22 t
Garde-corps	$0,1 \times 13,3 \times 2$	2,66 t
		P = 195,70 t

S: surcharge totale susceptible d'être disposée sur une bande de longueur $L = 13,3 \text{ m}$ et de largeur $\ell_c = 11,2 \text{ m}$.

systeme B_c : nous ne pouvons disposer que 3 convois, donc

$$S_{B_c} = 3 \cdot 30 \cdot 0,95 = 85,5 \text{ t} \quad (b_c = 0,95)$$

- Systeme B_ℓ : $S_{B_\ell} = 2 \cdot 32 \cdot 1 = 64 \text{ t} \quad (b_\ell = 1)$

$$\text{D'où } S = \max(S_{B_c}; S_{B_\ell}) = 85,5 \text{ t}$$

$$\text{et } \delta_B = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 13,3} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{195,7}{85,5}} = 1,168$$

surcharge militaire Mc120

La surcharge à considérer est la masse totale des 2 chenilles, soit : $S = 110 \text{ t}$

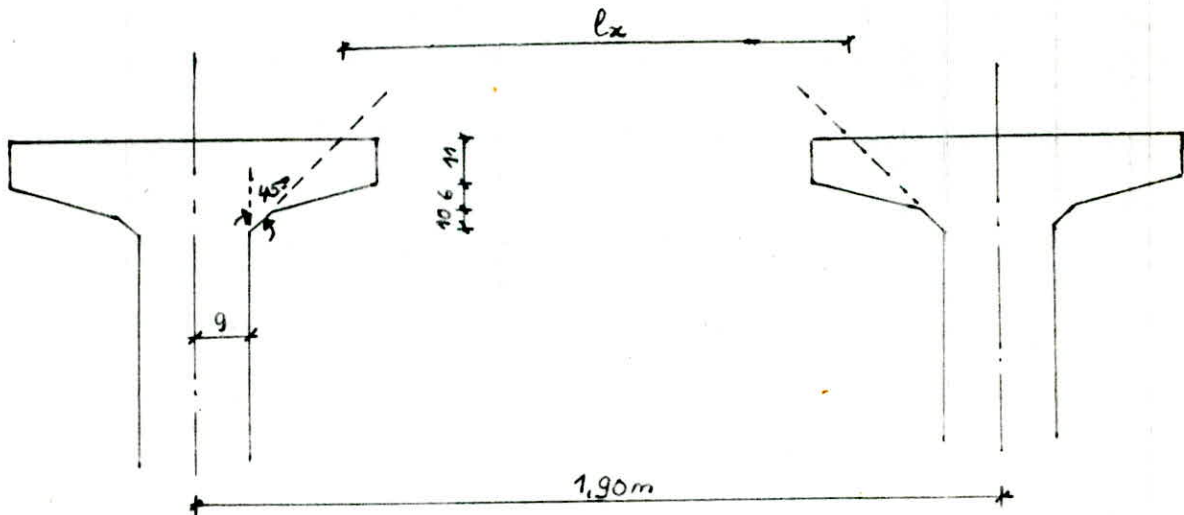
$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 13,3} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{195,7}{110}} = 1,180$$

3. Platelage

La dalle est en béton armé coulé sur place, elle doit être ferrillée en tenant compte, de la flexion transversale et de la flexion locale.

3.1: Efforts dus à la flexion locale

La dalle est assimilée à un panneau rectangulaire de dimensions $l_x \times l_y$.



$$l_x = 190 - 2(9 + 27) = 118 \text{ cm}$$

$$l_y = 24,7 \text{ m} = 2470 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{118}{2470} = 0,047 < 0,4$$

La dalle est supposée donc appuyée simplement sur 2 côtés. Pour la détermination des efforts, nous utiliserons les tables de PIGEAUD.

3.1.1: sous charges permanentes

Nous considérerons au milieu du panneau, une bande de 1m, de portée l_x et d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$ (hauteur de l'hourdis)

$$q_G = (\gamma_b \cdot e + \gamma_c \cdot e_c) \times 1 \text{ m} = (2,5 \cdot 0,20 + 2,2 \cdot 0,08) \cdot 1 = 0,676 \text{ t/ml}$$

a) Moment Fléchissant

$$\text{- suivant } l_x : M_{0x}^G = \frac{q_G l_x^2}{8} = \frac{0,676 \cdot (1,18)^2}{8} = 0,117 \text{ t m/ml}$$

$$\text{- sur appui } M_{0x}^G = -0,5 M_{0x}^G = -0,0585 \text{ t m/ml}$$

$$\text{- En travée } M_{tx}^G = 0,8 M_{0x}^G = 0,0936 \text{ t m/ml}$$

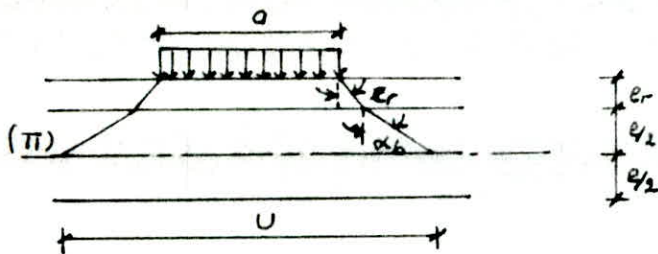
b) Efforts tranchant

$$\text{Au milieu de } l_y : T_x = \frac{q_G l_x l_y}{2 l_y + l_x} = \frac{0,676 \cdot 1,18 \cdot 24,7}{2 \cdot 24,7 + 1,18} = 0,389 \text{ t/ml}$$

Au milieu de l_x : $T_y = \frac{1}{3} q_0 \cdot l_x = \frac{1}{3} \cdot 0,676 \cdot 1,18 = 0,266 \text{ t/ml}$.

3.1.2 : sous surcharges

Phénomène de diffusion : Les contraintes dues à une surcharge localisée agissant sur la dalle se diffusent dans le plan moyen (Π), situé à mi-hauteur de la dalle



e_r : Epaisseur du revêtement

e : Epaisseur de la dalle

a : largeur d'impact

u : largeur d'impact après diffusion

α_r : Angle de diffusion dans le revêtement

α_b : Angle de diffusion dans la dalle

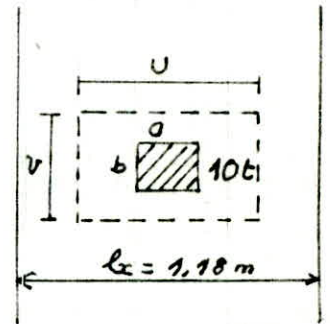
$\alpha_b = 45^\circ$ (dalle en B.A)

α_r est telle que $\tan \alpha_r = 0,75$

Dimensions de la surface d'impact diffusée

$u = a + 1,5e_r + e$ $u \parallel l_x$

$v = b + 1,5e_r + e$ $v \parallel l_y$



a) Surcharges B

a.1: Roue isolée : Br

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

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

$p = \frac{P}{u \cdot v} = \frac{10}{0,92 \times 0,62} = 17,53 \text{ t/m}^2$: Intensité de la charge

$\rho = 0,047 \rightarrow 0$; on utilise donc les tables de PIGEAUD

$\frac{u}{l_x} = 0,779$ } $M_1 = 0,108$

$\frac{v}{l_x} = 0,525$ } $M_2 = 0,052$

Moment Fléchissant

$M_{ox} = (M_1 + 0,15 M_2) P = (0,108 + 0,15 \cdot 0,052) \cdot 10 = 1,158 \text{ tm/ml}$

$M_{oy} = (M_2 + 0,15 M_1) P = (0,052 + 0,15 \cdot 0,108) \cdot 10 = 0,682 \text{ tm/ml}$

Effort Tranchant

$u \rightarrow v \Rightarrow \begin{cases} \text{Au milieu de } v ; T_u = \frac{P}{2u+v} = \frac{10}{2 \cdot 0,92 + 0,62} = 3,952 \text{ t/ml} \\ \text{Au milieu de } v ; T_v = \frac{P}{3v} = \frac{10}{3 \cdot 0,62} = 3,623 \text{ t/ml} \end{cases}$

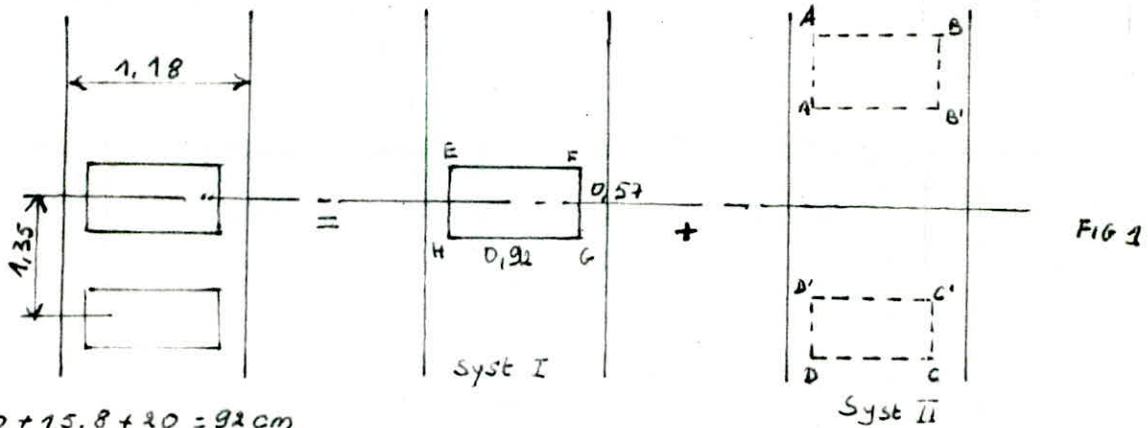
Les efforts tranchants au milieu de l_x et l_y s'obtiennent en majorant T_u et T_v de 25%.

Au milieu de l_y ; $T_x = 1,25 \cdot 3,952 = 4,94 \text{ t/ml}$

Au milieu de l_x ; $T_y = 1,25 \cdot 3,623 = 4,528 \text{ t/ml}$

a.2: sous l'effet de la surcharge B_L

le cas le plus défavorable est obtenu en disposant les charges de la façon suivante.



$$U = 60 + 15,8 + 20 = 92 \text{ cm}$$

$$V = 25 + 15,8 + 20 = 57 \text{ cm}$$

$$\text{Intensité de la charge : } p = \frac{P}{UV} = \frac{8}{0,92 \cdot 0,57} = 15,26 \text{ t/m}^2$$

Systeme I

$$P \rightarrow 0 \begin{cases} \frac{U}{l_x} = \frac{0,92}{1,18} = 0,779 \\ \frac{V}{l_x} = \frac{0,57}{1,18} = 0,483 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \eta_1 = 0,109 \\ \eta_2 = 0,055 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{X_I} = (\eta_1 + \eta_2) P = 1,789 \text{ t/ml} \\ M_{Y_I} = (\eta_2 + \eta_1) P = 1,089 \text{ t/ml} \end{cases}$$

Systeme II

$$U' = 0,92 \text{ m}$$

$$V' = 1,35 + 0,57 = 1,92 \text{ m}$$

$$\text{Surface } ABCD \Rightarrow P_{ABCD} = p \cdot U' \cdot V' = 15,26 \times 0,92 \times 1,92 = 26,95 \text{ t}$$

$$P \rightarrow 0 \begin{cases} \frac{U'}{l_x} = \frac{0,92}{1,18} = 0,779 \\ \frac{V'}{l_x} = \frac{1,92}{1,18} = 1,627 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \eta_1 = 0,077 \\ \eta_2 = 0,008 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{X_{ABCD}}^* = (\eta_1 + \eta_2) P_{ABCD} = 2,107 \text{ t/ml} \\ M_{Y_{ABCD}}^* = (\eta_2 + \eta_1) P_{ABCD} = 0,527 \text{ t/ml} \end{cases}$$

Surface A'B'C'D'

$$U' = 0,92 \text{ m}$$

$$V' = 1,35 - 0,57 = 0,78 \text{ m}$$

$$\Rightarrow P_{A'B'C'D'} = p \cdot U' \cdot V' = 10,95 \text{ t}$$

$$\begin{cases} U'/l_x = 0,779 \\ V'/l_x = 0,661 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \eta_1 = 0,104 \\ \eta_2 = 0,042 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{X_{A'B'C'D'}}^* = (\eta_1 + \eta_2) P_{A'B'C'D'} = 1,208 \text{ t/ml} \\ M_{Y_{A'B'C'D'}}^* = (\eta_2 + \eta_1) P_{A'B'C'D'} = 0,639 \text{ t/ml} \end{cases}$$

$$\text{D'où } M_{X_{II}} = (2,107 - 1,208) \cdot \frac{1}{2} = 0,449 \text{ t/ml}$$

$$M_{Y_{II}} = (0,527 - 0,639) \cdot \frac{1}{2} = -0,052 \text{ t/ml}$$

Finalement :

$$M_x = M_{X_I} + M_{X_{II}} = 2,238 \text{ t/ml}$$

$$M_y = M_{Y_I} + M_{Y_{II}} = 1,037 \text{ t/ml}$$

Effort Tranchant

Le cas le plus défavorable est obtenu avec la même disposition de charges avec laquelle nous avons obtenu le moment max (Fig:1)

$$\text{surface } C'D'CD \Rightarrow \begin{cases} \text{au milieu de } u; & T_u = \frac{10,500}{3} = 3,500 \text{ t/ml} \\ \text{au milieu de } v; & T_v = \frac{1}{2} \cdot 0,983 = 0,492 \text{ t/ml} \end{cases}$$

$$\text{surface } EFGH \Rightarrow \begin{cases} u=0,92 \\ v=0,57 \end{cases} \quad u > v \Rightarrow \begin{cases} \text{au milieu de } u; & T_u = \frac{15,26}{2 \cdot 0,92 + 0,57} = 6,332 \text{ t/ml} \\ \text{au milieu de } v; & T_v = \frac{15}{3 \cdot 0,92} = 5,528 \text{ t/ml} \end{cases}$$

Finalement:

$$\text{au milieu de } u; \quad T_u = 0,250 + 6,332 = 6,592 \text{ t/ml}$$

$$\text{au milieu de } v; \quad T_v = 0,492 + 5,528 = 6,020 \text{ t/ml}$$

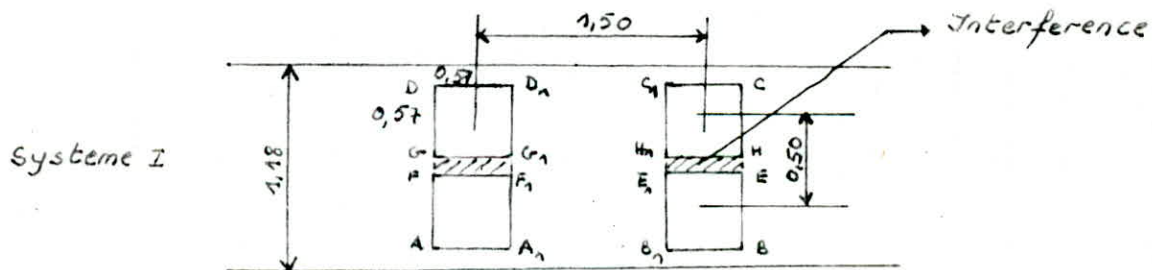
Après avoir majoré T_u et T_v de 25%, nous obtenons:

$$\text{au milieu de } l_y: \quad T_x = 1,25 \cdot 6,592 = 8,24 \text{ t/ml}$$

$$\text{au milieu de } l_x: \quad T_y = 1,25 \cdot 6,020 = 7,525 \text{ t/ml}$$

a.3: sous l'effet de la surcharge Bc

Le cas le plus défavorable est obtenu avec la disposition suivante:



systeme I

$$u = 25 + 1,5 \cdot 8 + 20 = 0,57 \text{ m}$$

$$v = 25 + 1,5 \cdot 8 + 20 = 0,57 \text{ m}$$

$$\text{Intensité de la charge: } q = \frac{P}{uv} = \frac{6}{0,57 \cdot 0,57} = 18,476 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{u}{2} = \frac{57}{2} = 28,5 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Il y a interférence suivant } x$$

$$\frac{v}{2} = \frac{57}{2} = 28,5 \text{ cm} < 75 \text{ cm} \Rightarrow \text{Pas d'interference}$$

La zone d'interference suivant x a une largeur $d = 7 \text{ cm}$

$$\text{surface } ABCD \Rightarrow P_{ABCD} = 18,47 \times 1,07 \times 2,07 = 38,694 \text{ t}$$

$$\frac{u'}{l_x} = \frac{107}{118} = 0,967$$

$$\frac{v'}{l_x} = \frac{207}{118} = 1,754$$

$$\left. \begin{matrix} \frac{u'}{l_x} = 0,967 \\ \frac{v'}{l_x} = 1,754 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 0,062 \\ M_y = 0,006 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = (M_1 + \gamma M_2) P = 2,4338 \text{ t/m/ml} \\ M_y = (M_2 + \gamma M_1) P = 0,5920 \text{ t/m/ml} \end{cases}$$

Surface $A_1 B_1 C_1 D_1 \Rightarrow P_{A_1 B_1 C_1 D_1} = 18,47 \times 1,07 \times 0,93 = 18,379 \text{ t}$

$$\begin{cases} \frac{u'}{l_x} = \frac{107}{118} = 0,967 \\ \frac{v'}{l_x} = \frac{93}{118} = 0,788 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,083 \\ M_2 = 0,029 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = (M_1 + \alpha M_2) P = 1,642 \text{ t m/ml} \\ M_y = (M_2 + \alpha M_1) P = 0,767 \text{ t m/ml} \end{cases}$$

Surface $F G H E \Rightarrow P_{F G H E} = 18,47 \times 0,07 \times 2,07 = 2,676 \text{ t}$

$$\begin{cases} \frac{u'}{l_x} = \frac{7}{118} = 0,059 \\ \frac{v'}{l_x} = \frac{207}{118} = 1,754 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,120 \\ M_2 = 0,011 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = (M_1 + \alpha M_2) P = 0,3255 \text{ t m/ml} \\ M_y = (M_2 + \alpha M_1) P = 0,0776 \text{ t m/ml} \end{cases}$$

Surface $F_1 E_1 H_1 G_1 \Rightarrow P_{F_1 E_1 H_1 G_1} = 18,47 \times 0,07 \times 0,93 = 1,202 \text{ t}$

$$\begin{cases} \frac{u'}{l_x} = \frac{7}{118} = 0,059 \\ \frac{v'}{l_x} = \frac{93}{118} = 0,788 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,188 \\ M_2 = 0,048 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = (M_1 + \alpha M_2) P = 0,2346 \text{ t m/ml} \\ M_y = (M_2 + \alpha M_1) P = 0,0916 \text{ t m/ml} \end{cases}$$

Finalement: $M = M_{ABCD} - M_{A_1 B_1 C_1 D_1} + M_{FGHE} - M_{F_1 E_1 H_1 G_1}$

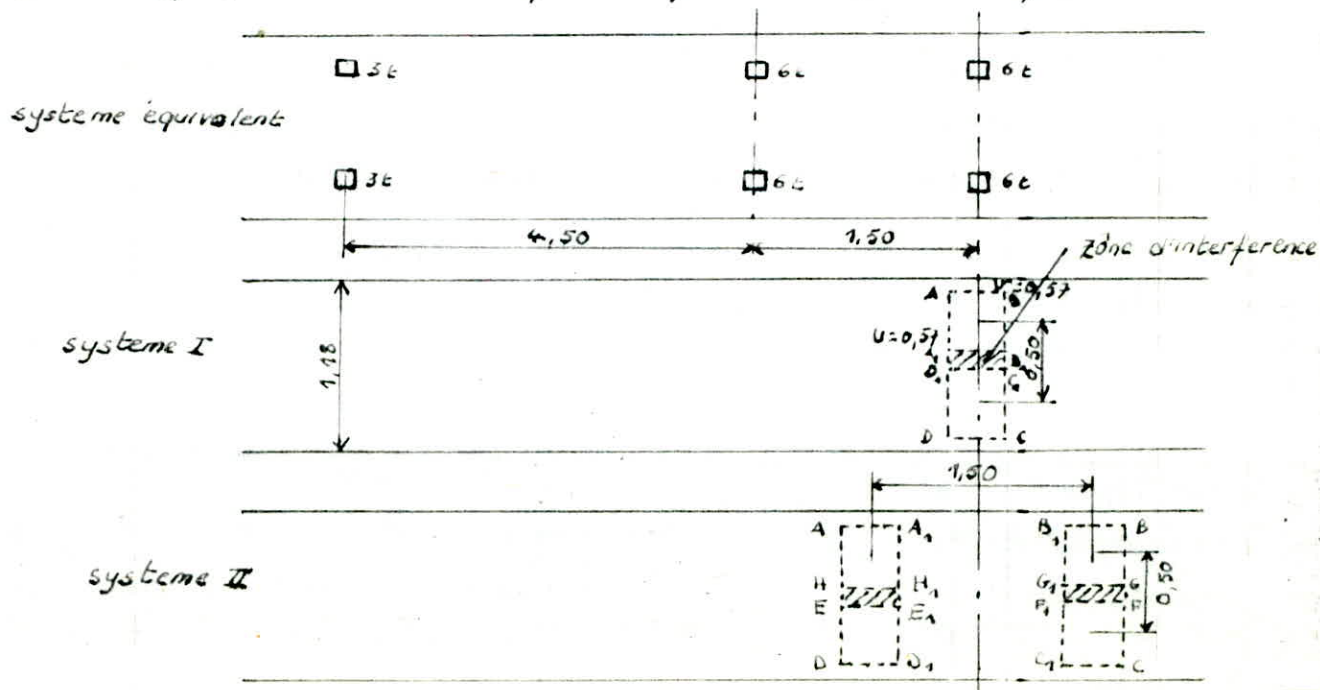
$M_{xI} = 0,8827 \text{ t m/ml}$

$M_{yI} = -0,189 \text{ t m/ml}$

N.B: Les (04) quatre roues de 3t sont éloignées par rapport à l'axe central leur effet est beaucoup plus local que général. Nous pouvons donc les négliger.

Effort tranchant

Le calcul de l'effort tranchant est identique à celui de B_L ; seulement dans ce cas, il est tenu compte du phénomène d'interférence.



Systeme I : Intensite de charge : $p = \frac{P}{u \cdot v} = \frac{6}{0,57 \cdot 0,57} = 18,467 \text{ t/m}^2$

$u = 0,57 \text{ m}$; $u' = 1,07 \text{ m}$

$v = 0,57 \text{ m}$; $v' = 57 \text{ cm}$

Surface ABCD $\Rightarrow P_{ABCD} = 18,467 \times 0,57 \times 1,07 = 11,263 \text{ t}$

$u' > v' \Rightarrow \begin{cases} \text{au milieu de } u' ; T_{u'} = \frac{P}{2u' + v'} = 4,156 \text{ t/ml} \\ \text{au milieu de } v' ; T_{v'} = \frac{P}{3u'} = 3,508 \text{ t/ml} \end{cases}$

$u' = 0,07 \text{ m}$

$v' = 0,57 \text{ m}$

Surface A₁B₁C₁D₁ $\Rightarrow P_{A_1B_1C_1D_1} = 18,467 \cdot 0,07 \cdot 0,57 = 0,736 \text{ t}$

$u' < v' \Rightarrow \begin{cases} \text{au milieu de } u' ; T_{u'} = \frac{P}{3v'} = 0,430 \text{ t/ml} \\ \text{au milieu de } v' ; T_{v'} = \frac{P}{2v' + u'} = 0,608 \text{ t/ml} \end{cases}$

Donc : $\begin{cases} \text{au milieu de } u' ; T_{u'} = 4,156 + 0,430 = 4,586 \text{ t/ml} \\ \text{au milieu de } v' ; T_{v'} = 3,508 + 0,608 = 4,116 \text{ t/ml} \end{cases}$

Systeme II

$u' = 1,07 \text{ m}$

$v' = 2,07 \text{ m}$

Surface ABCD $\Rightarrow P_{ABCD} = 18,467 \times 1,07 \times 2,07 = 40,902 \text{ t/m}^2$

$u' < v' \Rightarrow \begin{cases} \text{au milieu de } u' ; T_{u'} = \frac{P}{3v'} = 6,586 \text{ t/ml} \\ \text{au milieu de } v' ; T_{v'} = \frac{P}{2v' + u'} = 7,85 \text{ t/ml} \end{cases}$

Surface A₁B₁C₁D₁ $\Rightarrow P_{A_1B_1C_1D_1} = 18,467 \times 1,07 \times 0,33 = 18,376 \text{ t}$

$\begin{cases} u' = 1,07 \text{ m} \\ v' = 0,33 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow u' > v' \Rightarrow \begin{cases} \text{au milieu de } u' ; T_{u'} = \frac{P}{2u' + v'} = 5,986 \text{ t/ml} \\ \text{au milieu de } v' ; T_{v'} = \frac{P}{3u'} = 5,752 \text{ t/ml} \end{cases}$

Surface HGFE $\Rightarrow P_{HGFE} = 18,467 \times 2,07 \times 0,07 = 2,676 \text{ t}$

$\begin{cases} u' = 0,07 \text{ m} \\ v' = 2,07 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow u' < v' \Rightarrow \begin{cases} \text{au milieu de } u' ; T_{u'} = \frac{P}{3v'} = 0,434 \text{ t/ml} \\ \text{au milieu de } v' ; T_{v'} = \frac{P}{2v' + u'} = 0,636 \text{ t/ml} \end{cases}$

Surface H₁G₁F₁E₁ $\Rightarrow P_{H_1G_1F_1E_1} = 18,467 \times 0,07 \times 0,33 = 1,202 \text{ t}$

$\begin{cases} u' = 0,07 \text{ m} \\ v' = 0,33 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow u' < v' \Rightarrow \begin{cases} \text{au milieu de } u' ; T_{u'} = \frac{P}{3v'} = 0,430 \text{ t/ml} \\ \text{au milieu de } v' ; T_{v'} = \frac{P}{2v' + u'} = 0,622 \text{ t/ml} \end{cases}$

Donc : $\begin{cases} \text{au milieu de } u' ; T_{u'} = 0,300 \text{ t/ml} \\ \text{au milieu de } v' ; T_{v'} = 1,056 \text{ t/ml} \end{cases}$

Finalement : au milieu de u' ; $Tu' = Tu'_x + Tu'_y = 4,886 \text{ t/ml}$

au milieu de v' ; $Tv' = Tv'_x + Tv'_y = 4,564 \text{ t/ml}$.

Les efforts tranchants au milieu de l_x et l_y s'obtiennent en majorant Tu' et Tv' de 25%. soit :

au milieu de l_y ; $T_x = 1,25 \cdot 4,886 = 6,1075 \text{ t/ml}$

au milieu de l_x ; $T_y = 1,25 \cdot 4,564 = 5,705 \text{ t/ml}$

b.1: Surcharge Militaire MC120

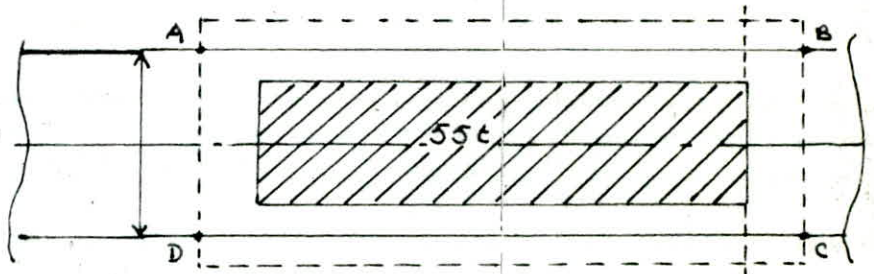
Moment Fléchissant

$$u = 100 + 1,5 \cdot 8 + 20 = 132 \text{ cm}$$

$$v = 610 + 1,5 \cdot 8 + 20 = 642 \text{ cm}$$

Intensité de la charge

$$p = \frac{P}{u \cdot v'} = 6,49 \text{ t/m}^2$$



Surface ABCD : $u' = 1,18 \text{ m}$

$$v' = 6,42 \text{ m}$$

$$P_{ABCD} = 6,49 \times 1,18 \times 6,42 = 49,165 \text{ t}$$

$$P=0 \Rightarrow \begin{cases} \frac{u'}{l_x} = \frac{1,18}{1,18} = 1 \\ \frac{v'}{l_y} = \frac{6,42}{1,18} = 5,44 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,040 \\ M_2 = 0,0009 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = (M_1 + \partial M_1) P = 1,973 \text{ t/ml} \\ M_y = (M_2 + \partial M_2) P = 0,339 \text{ t/ml} \end{cases}$$

Effort Tranchant

$$u' \times v' \Rightarrow \begin{cases} \text{au milieu de } u' ; Tu' = \frac{P}{3v'} = 2,552 \text{ t/ml} \\ \text{au milieu de } v' ; Tv' = \frac{P}{2v' + u'} = 3,506 \text{ t/ml} \end{cases}$$

D'où : au milieu de l_y ; $T_x = 1,25 Tu' = 3,19 \text{ t/ml}$

au milieu de l_x ; $T_y = 1,25 Tv' = 4,38 \text{ t/ml}$

c.1: Surcharge exceptionnelle : convoi D

Le procédé de calcul est identique à celui de la surcharge militaire MC120

$$u = 3,20 + 0,08 \cdot 1,5 + 0,20 = 3,52 \text{ m}$$

$$v = 18,6 + 0,08 \cdot 1,5 + 0,20 = 18,92 \text{ m}$$

$$\text{Intensité de la charge} : p = \frac{P}{u \cdot v} = \frac{240}{18,92 \cdot 3,52} = 3,603 \text{ t/m}^2$$

Nous trouvons :

Moment Fléchissant : $M_x = 3,229 \text{ t/ml}$

$$M_y = 0,55 \text{ t/ml}$$

Effort Tranchant : $T_x = 1,77 \text{ t/ml}$

$$T_y = 2,58 \text{ t/ml}$$

En tenant compte de la majoration dynamique $\delta_B = 1,168$; $\delta_{Mc120} = 1,180$ et en prenant :

suivant l_x : $M_{lx} = 0,8M_{0x}$; $M_{ax} = -0,5M_{0x}$ (sous charge uniformément répartie)

$M_{lx} = 0,75M_{0x}$; $M_{ax} = -0,5M_{0x}$ (sous charge localisée)

suivant l_y : $M_{ly} = \frac{1}{4}M_{lx}$; $M_{ay} = M_{ax}$

Nous pouvons alors rassembler toutes les valeurs des moments flechissants et des efforts tranchants dans le tableau suivant

	G	Bc	Bt	Bz	Mc120	D
M_{lx} (tm/ml)	0,0936	0,773	2,655	1,014	1,862	2,583
M_{ax} (tm/ml)	-0,0585	-0,515	-1,659	-0,676	-1,164	-1,614
M_{ly} (tm/ml)	0,0234	0,193	0,663	0,253	0,465	0,645
M_{ay} (tm/ml)	-0,0585	-0,515	-1,659	-0,676	-1,164	-1,614
T_x (t/ml)	0,389	6,107	8,240	4,940	3,190	1,770
T_y (t/ml)	0,266	5,705	7,525	4,528	4,380	2,580

sollicitations Totales

Moment Fléchissant

surcharge civile : G+1,25

surcharge militaire et exceptionnelle : G+S

suivant l_x : Flexion locale

$$M_{lx} = 0,0936 + 1,2 \cdot 2,655 = 3,279 \text{ tm/ml}$$

$$M_{ax} = -[0,0585 + 1,2(1,659)] = -2,049 \text{ tm/ml}$$

Flexion transversale

$$M_{ly} = 7,088 \text{ tm/ml} ; M_{ay} = 0$$

d'où les moments résultants

$$M_{lx} = 3,279 + 7,088 = 10,367 \text{ tm/ml}$$

$$M_{ax} = -2,049 + 0 = -2,049 \text{ tm/ml}$$

suivant l_y : Nous ne considererons que la flexion locale.

Le cas le plus défavorable est obtenu avec la surcharge B_t

$$M_{ly} = 0,0234 + 1,2 \cdot 0,663 = 0,819 \text{ tm/ml}$$

$$M_{ay} = -[0,0585 + 1,2 \cdot 1,659] = -2,049 \text{ tm/ml}$$

Effort Tranchant : Nous obtenons le cas le plus défavorable avec la surcharge B_t .

$$T_x = 0,389 + 1,2 \cdot 8,240 = 10,277 \text{ t/ml}$$

$$T_y = 0,266 + 1,2 \cdot 7,525 = 9,296 \text{ t/ml}$$

4: CALCUL DU FERRAILLAGE

Détermination des armatures inférieures : $M_{lx} = 10,367 \text{ t/ml}$

Dans le sens de l_x

Les armatures doivent être choisies telles que :

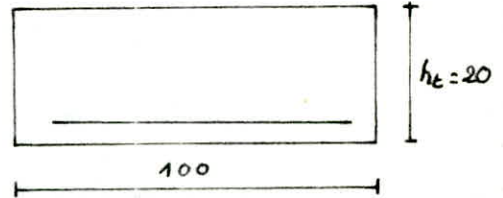
$$\phi \leq \frac{h_c}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Enrobage : } d = 1 \text{ cm}$$

$$h_x = h_c - d - \frac{\phi}{2} = 20 - 1 - \frac{1,6}{2} = 18,2 \text{ cm}$$

$$h_y = h_x - \phi = 18,2 - 1,6 = 16,6 \text{ cm}$$

Nous utiliserons la méthode de PIERRE CHARON

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_c} = \frac{15 \cdot 270}{15 \cdot 270 + 2800} = 0,529$$



$$\bar{\delta} = 1 - \bar{\alpha}/3 = 0,823 \quad ; \quad \bar{k} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\delta} \bar{\sigma}_b' = 45,742 \text{ kg/cm}^2$$

Moment résistant du béton :

$$M_{rb} = \bar{k} b h_x^2 = 15,157 \text{ t/ml} > M_{lx} \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées (A' = 0)}$$

$$A_{lx} = \frac{M_{lx}}{7/8 h_x \bar{\sigma}_c} = \frac{10,367 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 18,2 \cdot 2800} = 23,24 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons 12 T76/ml ($A = 24,72 \text{ cm}^2$), espacées de 8,3 cm.

CONDITION DE NON FISSURATION

$$\begin{cases} \sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\omega_f}{2 + 10\omega_f} & k = 10^6 \text{ (Fissuration préjudiciable)} \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b'} & \eta = 1,6 \text{ (Acier H.A)} \\ \omega_f = \frac{A}{8f} = \frac{24,72}{2 \cdot 7,8 \cdot 100} = 0,067 \end{cases}$$

Après calcul, nous trouvons ; $\sigma_1 = 4072 \text{ bars}$; $\sigma_2 = 2272,69 \text{ bars}$

$$\bar{\sigma}_c = \min \left\{ \frac{2}{3} \bar{\sigma}_c ; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Dans le sens de l_y : $M_{ly} = 0,819 \text{ t/ml}$

$$\bar{\alpha} = 0,529 \quad ; \quad \bar{\delta} = 0,823 \quad ; \quad \bar{k} = 45,74 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{rb} = \bar{k} b h_y^2 = 12,604 \text{ t/ml} > M_{ly} \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées (A' = 0)}$$

$$A_{ly} = \frac{M_{ly}}{7/8 h_y \bar{\sigma}_c} = \frac{0,819 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 16,6 \cdot 2800} = 2,013 \text{ cm}^2$$

La section d'armatures trouvée étant faible, nous prendrons alors une section

$$\text{telle que : } A_{ly} = \frac{1}{4} A_{lx} = 5,81 \text{ cm}^2$$

soit 5 T76/ml ($A = 5,65 \text{ cm}^2$), espacées de 20 cm

Détermination des armatures supérieures (sur appui)

Dans le sens de l_x : $M_{ax} = -2,049 \text{ t/ml}$

$$M_{rb} = \bar{k} b h_y^2 = 12,604 \text{ t/ml} > M_{ax} \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées (A' = 0)}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{7/8 h_y \bar{\sigma}_c} = \frac{2,049 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 16,6 \cdot 2800} = 5,038 \text{ cm}^2$$

Soit 5T12/ml ($A = 5,65 \text{ cm}^2$); espacées de 20 cm.

CONDITION DE NON FISSURATION

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} = 1022,85 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2555 \text{ bars}$$

La fissuration n'est pas vérifiée, nous prendrons alors $\bar{\sigma}_a = 2555 \text{ bars}$ et nous recalculerons la section d'armatures.

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\eta_s \eta_y \bar{\sigma}_a} = \frac{2,049 \cdot 10^5}{\eta_s \cdot 16,6 \cdot 2555} = 5,52 \text{ cm}^2 < 5,65 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons donc 5T12/ml; espacées de 20 cm.

Dans le sens de l_y

$$M_{ay} = M_{ax} = -2,049 \text{ tm/ml}$$

Donc $A_{oy} = A_{ox} = 5,038 \text{ cm}^2$; soit 5T12/ml, espacées de 20 cm

5. VERIFICATIONS

a) au cisaillement

Dans le sens de l_x :
$$\tau_b = \frac{T_x^{\max}}{b_0 z} \leq \bar{\tau}_b$$

$$\text{ou } \bar{\tau}_b = \left[4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{bv}} \right] \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{210}{80} \right) \cdot 8,5 = 15,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} b_0 = 100 \text{ cm} \\ z = \eta_s h_x = 15,925 \text{ cm} \\ T_x^{\max} = 10,277 \text{ t/ml} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_b = \frac{T_x^{\max}}{b_0 z} = 6,453 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\tau}_b \text{ : vérifié}$$

Dans le sens l_y

$$\left. \begin{array}{l} b_0 = 100 \text{ cm} \\ z = \eta_s h_y = 14,525 \text{ cm} \\ T_y^{\max} = 9,296 \text{ t/ml} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_b = \frac{T_y^{\max}}{b_0 z} = 6,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b \text{ : vérifié}$$

b) au poinçonnement

Dans le cas de charges localisées, il est tenu de faire la vérification au non poinçonnement en utilisant la formule suivante

$$\frac{1,5 P}{P_c h_c} \leq 1,2 \bar{\tau}_b = 10,2 \text{ kg/cm}^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} P: \text{ valeur de la charge localisée} \\ h_c = 20 \text{ cm} : \text{ hauteur de la dalle} \\ P_c: \text{ Perimetre du contour de diffusion} \\ \text{ dans le plan moyen de la dalle} \end{array} \right.$$

Surcharges B

- système Bc; $P = 6 \text{ t}$; $P_c = 2(u+v) = 228 \text{ cm}$

$$\frac{1,5 \cdot 6}{228 \cdot 20} = 1,97 \text{ kg/cm}^2 < 10,2 \text{ kg/cm}^2$$

- système B₂ : P = 8t ; P_c = 2(u+v) = 298 cm

$$\frac{1,5 \cdot 8}{298 \cdot 20} = 2,07 \text{ kg/cm}^2 < 10,2 \text{ kg/cm}^2$$

- système B_r : P = 10t ; P_c = 2(u+v) = 308 cm

$$\frac{1,5 \cdot 10}{308 \cdot 20} = 2,44 \text{ kg/cm}^2 < 10,2 \text{ kg/cm}^2$$

Nous remarquons que tous les cas sont vérifiés

c) condition de non fragilité

La section réelle A des armatures longitudinales tendues doit être égale à :

$$A = \max(A_0; \min(A_1, A_2)) ; \text{ où :}$$

A₀ : section d'armatures en travée qui résiste aux sollicitations

A₁ : section d'armatures susceptibles de résister aux mêmes sollicitations majorées de 20%. (A₁ = 1,2 A₀)

Pour une dalle :

$$\text{suivant } l_x : A_2 = l_x \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h_x \cdot \frac{2-\rho}{2}$$

$$\text{suivant } l_y : A_2 = l_y \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h_y \cdot \frac{1+\rho}{4}$$

$$\text{suivant } l_x : A_0 = 24,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 28,94 \text{ cm}^2 \quad (\rho = 0,047)$$

$$A_2 = 1,18 \frac{8,5}{4200} \cdot 100 \cdot 18,2 \cdot \frac{2-0,047}{2} = 4,244 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_0; \min(A_1, A_2)) = A_0 = 24,12 \text{ cm}^2$$

$$\text{suivant } l_y : A_0 = 5,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_1 = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 1,18 \frac{8,5}{4200} \cdot 100 \cdot 16,6 \cdot \frac{1+0,047}{4} = 1,037 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_0; \min(A_1, A_2)) = A_0 = 5,65 \text{ cm}^2.$$

Donc pas de rupture du type fragile

d) vérification de la flèche

Selon Art 61.22 des règles CBA 68 : si la condition suivante est vérifiée, il n'y a pas lieu de faire le calcul de la flèche.

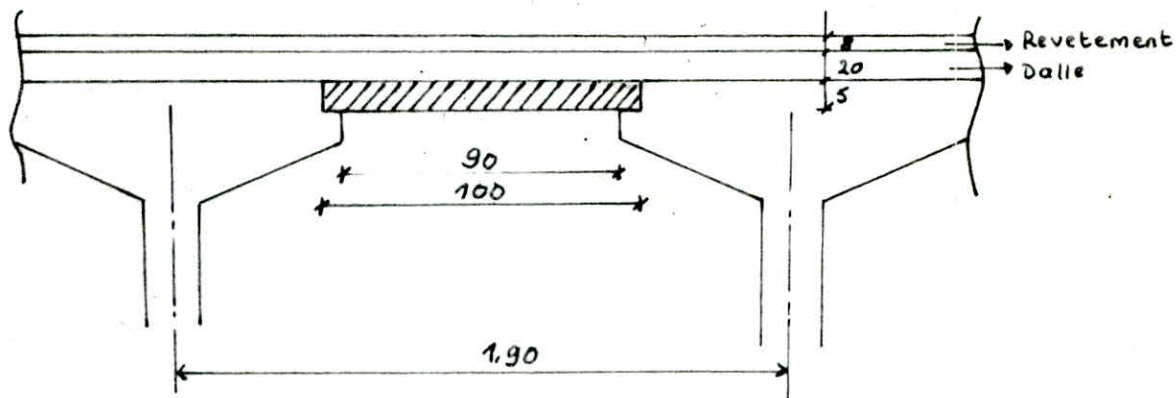
$$\frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} \left\{ \begin{array}{l} h_0 = 20 \text{ cm épaisseur de l'hourdis} \\ l_x = 118 \text{ cm} \\ M_t \geq 0,75 M_x \text{ (Dans notre cas : } M_t = 0,9 M_x) \\ M_x : \text{moment en travée suivant } l_x \end{array} \right.$$

$$\frac{h_0}{l_x} = \frac{20}{118} = 0,169$$

$$\frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} = \frac{1}{20} \frac{0,9 M_x}{M_x} = 0,045$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h_0}{l_x} = 0,169 \\ \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} = 0,045 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} : \text{vérifié}$$

ETUDE DE LA PREDALLE



Rôle : La prédalle sert comme coffrage de la dalle. ce coffrage est appelé "coffrage perdu". Elle permet également la libre circulation des ouvriers lors du collage de la dalle.

Elle sera dimensionnée sous l'effet de la charge permanente et d'une surcharge de 150 kg/m^2 due aux ouvriers

- charges permanentes

- Revêtement :	$2,2 \times 0,08 = 0,176$
- Poids propre de la predalle :	$2,5 \times 0,05 = 0,125$
- Dalle	$2,5 \times 0,2 = 0,500$
G	$= 0,8 \text{ t/m}^2$

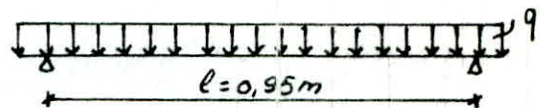
- surcharges

surcharge des ouvriers $S = 0,15 \text{ t/m}^2$

combinaison : $q = G + 1,2S = 0,98 \text{ t/m}^2$

La prédalle sera appuyée simplement sur 2 côtés. Elle sera calculée en flexion simple suivant le sens transversal.

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 0,110 \text{ t/m/ml}$$



Ferrailage

suyant le sens transversal

$$\text{Acier } \phi \leq \frac{h_t}{10} = \frac{50}{10} = 5 \text{ mm}$$

$$h = h_t - d = 5 - (1 + 0,25) = 3,75 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{M_0}{\gamma_{18} h \sigma_a} = \frac{0,110 \cdot 10^5}{1,5 \cdot 3,75 \cdot 2800} = 1,19 \text{ cm}^2$$

soit 6T5 /ml ($A = 1,17 \text{ cm}^2$)

Dans l'autre sens

$$A_2 = \frac{1}{4} A_1 = 0,295 \text{ cm}^2, \text{ soit } 3T5 / \text{ml}$$

VII ETUDE DE LA TORSION

Le biais de 21° que présente notre ouvrage engendre une torsion dont il est nécessaire d'en tenir compte. En effet, le moment dû à cette torsion provoque un supplément de contraintes tangentielles, qui ajoutées à celles provenant de l'effort tranchant et de la précontrainte donnent une résultante qui doit être admissible.

1: DETERMINATION DU COEFFICIENT DE CALCUL DU MOMENT DE TORSION: \bar{C}_α

Nous utilisons la formule d'interpolation suivante, établie par MASSONNET:

$$\bar{C}_\alpha = \bar{C}_1 \sqrt{\alpha}$$

Nous nous limiterons aux 4 premiers termes de la série de FOURIER, ce qui nous conduit à calculer \bar{C}_{α_1} et \bar{C}_{α_3} . Par ailleurs, nous ne considérerons que la poutre n°5, car c'est la plus sollicitée à la torsion.

Après calcul, nous aboutissons aux résultats suivants donnés par les tableaux ci-après.

Valeurs de \bar{C}_α pour les poutres 5, 6, 7, 8, pour $m=3$

$\theta = 1,021$	-b	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3}{4}b$	b	
Poutre y \ e	-7,50	-5,62	-3,75	-1,875	0	1,875	3,75	5,62	7,50	
5	0,1256	-0,02904	-0,03582	-0,04407	-0,04168	0,01674	0,05642	0,03374	0,02108	0,01406
6	0,3756	-0,01838	-0,02906	-0,02948	-0,03954	-0,03822	0,02122	0,06084	0,03968	0,02754
7	0,6256	-0,00797	-0,01130	-0,01709	-0,02613	-0,03597	-0,03335	0,02864	0,07176	0,05266
8	0,8756	-0,00365	-0,00540	-0,00848	-0,01380	-0,02139	-0,02821	-0,02043	0,04885	0,09813

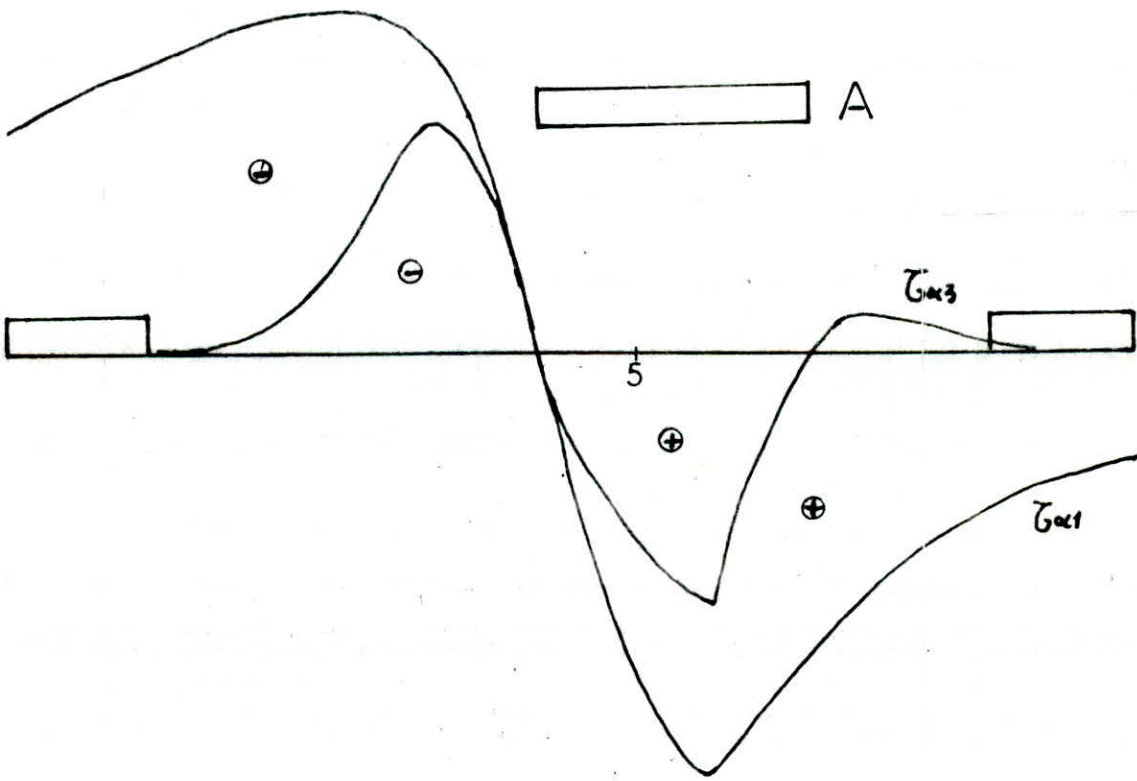
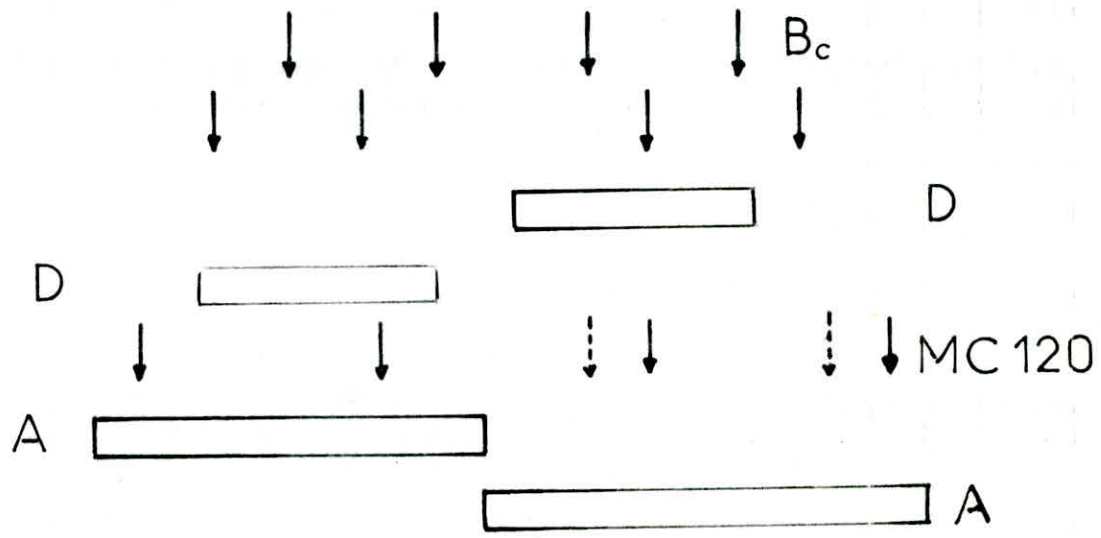
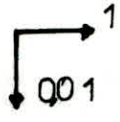
$m=3 \Rightarrow m\theta = 3,062$: même procédé de calcul pour la poutre 5 seulement

	y \ e	-b	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3}{4}b$	b
\bar{C}_{α_1}	0,000	-0,00010	-0,00057	-0,00407	-0,02245	0,00	0,02245	0,00407	0,00057	0,00010
\bar{C}_{α_3}	1,875	-0,00001	-0,00006	-0,00055	-0,00407	-0,02245	0,00	0,02147	0,00497	0,00084

Valeurs de \bar{C}_α pour la poutre n°5 pour $m=3$

Poutre	y \ e	-b	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3}{4}b$	b
5	0,1256	-0,00074	-0,00082	-0,00583	-0,03164	0,01123	0,03367	-0,00573	-0,00123	-0,00027

L. D'INFLUENCE DE τ_{α_m} $m=1, 3$ POUTRE N°5



Constatation :

Nous remarquons que les valeurs de $\bar{\sigma}_x$ sont plus importantes pour la poutre n°5, et ce, jusqu'à un excentrement $e < 0,75b$. Et vu qu'entre $0,75b$ et b , nous ne pouvons disposer que la surcharge du trottoir, laquelle est très faible devant les autres surcharges mobiles

2: CALCUL DE $\bar{\sigma}_{\alpha m}$ $m=1, 3$

Nous tracerons les lignes d'influence de $\bar{\sigma}_{\alpha 1}$, $\bar{\sigma}_{\alpha 3}$ pour la poutre n°5 nous disposerons ensuite les surcharges dans leurs positions les plus défavorables et enfin, nous calculerons $\bar{\sigma}_{\alpha m}^{\max}$ pour $m=1$, et $m=3$, sachant que :

$$\bar{\sigma}_{\alpha}^{\max} = \frac{\sum \bar{\sigma}_{\alpha i}}{n} \quad : \text{pour les surcharges concentriques}$$

n : étant le nombre de roues

$$\bar{\sigma}_{\alpha}^{\max} = \frac{\Omega_{\max}}{L} \quad : \text{pour les surcharges uniformes}$$

L : largeur de la surcharge

Ω_{\max} : Aire maximale de la ligne d'influence de $\bar{\sigma}_{\alpha m}$.

Le tableau suivant donne les résultats de ce calcul.

$\bar{\sigma}_{\alpha}^{\max}$ Surcharges	$\bar{\sigma}_{\alpha 1, \max}^+$	$\bar{\sigma}_{\alpha 1, \max}^-$	$\bar{\sigma}_{\alpha 3, \max}^+$	$\bar{\sigma}_{\alpha 3, \max}^-$	$\bar{\sigma}_{\alpha 1}^{\max}$	$\bar{\sigma}_{\alpha 3}^{\max}$
A	0,03515	-0,03635	0,01750	0,01308	0,03635	0,01750
Bc	0,04500	0,04350	0,01550	0,01700	0,04500	0,01700
MC 120	0,04550	0,04000	0,01550	0,01550	0,04550	0,01550
D	0,03900	0,03768	0,01116	0,00644	0,03900	0,01116

3: CALCUL DE MOMENT DE TORSION : M_{xy}

a: charge uniformément répartie

$$M_{xy} = \frac{2\delta p}{\gamma_p + \gamma_E} \cdot \frac{L}{\pi} \sum_{m=1}^3 \bar{\sigma}_{\alpha m} \frac{p_m}{m} \cdot \sin \frac{m\pi c}{L} \cdot \cos \frac{m\pi x}{L}$$

b: charge concentrique

$$M_{xy} = \frac{2\delta p}{\gamma_p + \gamma_E} \cdot \frac{L}{\pi} \sum_{m=1}^3 \sum_{i=1}^n \frac{p_i}{n} \bar{\sigma}_{\alpha m} \cdot \sin \frac{m\pi d_i}{L} \cdot \cos \frac{m\pi x}{L}$$

γ_p : rigidité torsionnelle des poutres, $\gamma_p = 5398,386$

γ_E : = = de l'entretoise (dalle), $\gamma_E = 682,016$

L, p_m, c, x, d_i ont été déjà définis dans le chapitre précédent.

Surcharge A : $p_m = 1130 \cdot 1 \cdot \frac{11,2}{3} = 4,276 \text{ t/ml}$ (1 voie chargée)

Convoi D : $P_m = 12,90 \text{ t/ml}$ (déjà calculé)

Convoi militaire MC120 : $P_m = 18,03 \text{ t/ml}$

Système B_c : $P = 3 \text{ t}$: roues avant; $P = 6 \text{ t}$: roues arrière

Enfin, les calculs conduisent aux résultats suivants

SECTION D'ABOUT $x=0$

Surcharge	A	MC120	B_c	D
$M_{xy} \text{ (t.m)}$	1,78	7,91	4,50	6,77

SECTION D'EMERGENCE DU CABLE N°1 : $x=4 \text{ m}$

Surcharge	A	MC120	B_c	D
$M_{xy} \text{ (t.m)}$	1,85	3,80	2,36	5,57

SECTION D'EMERGENCE DU CABLE N°2 : $x=3 \text{ m}$

Surchar	A	MC120	B_c	D
$M_{xy} \text{ (t.m)}$	1,84	4,51	3,05	5,72

VIII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DES POUTRES

1. PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE

Precontraindre une construction, c'est la soumettre avant application des charges, à des forces additionnelles déterminant des contraintes, telle que leur composition avec celles provenant des charges donne en tous points, des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération.

2. FORCE DE PRECONTRAINTE

Le moment de flexion longitudinale est obtenu par la combinaison la plus défavorable $G + D$. Soit $M = 478,83 \text{ t.m.}$ ce moment engendre :

a) une compression sur la fibre supérieure : $\sigma = \frac{M}{I} v_s$

b) une traction sur la fibre inférieure : $\sigma = \frac{M}{I} v_i$

v_s : distance du CGG de la section avec hourdis à la fibre supérieure.

v_i : distance du CGG de la section avec hourdis à la fibre inférieure.

Le moment d'inertie net de la poutre est estimé à $I_{net} = 0,90 I_{brut}$. Soit

$I_{net} = 16402928 \text{ cm}^4$; $v_s = 45,58 \text{ cm}$; $v_i = 104,42 \text{ cm}$

D'où $\sigma' = 133 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma = 305 \text{ kg/cm}^2$.

convention de signe utilisée.

a) contrainte de compression précédée d'un signe (+) $\Rightarrow \sigma' = +133 \text{ kg/cm}^2$

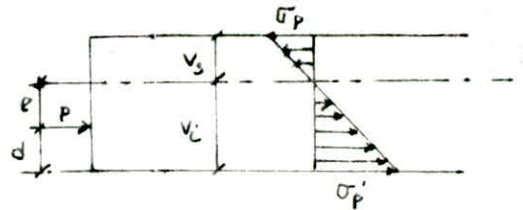
b) contrainte de traction précédée d'un signe (-) $\Rightarrow \sigma = -305 \text{ kg/cm}^2$.

Par contre, la force de précontrainte engendre :

a) une traction sur la fibre supérieure σ_p

b) une compression sur la fibre inférieure σ_p'

$$\sigma_p = \frac{P}{B} - \frac{M}{I} v_s = \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e}{I} v_s = \frac{P}{B} \left(1 - \frac{e}{i^2} v_s \right)$$



De la même manière, nous trouvons : $\sigma_p' = \frac{P}{B} \left(1 + \frac{e}{i^2} v_i \right)$

Et comme en béton précontraint, la traction est à éviter, alors :

$$\sigma_p' + \sigma \geq 0 \Rightarrow \sigma_p' \geq -\sigma \Rightarrow \frac{P}{B} \left(1 + \frac{e}{i^2} v_i \right) \geq -\sigma$$

$$\text{soit } P \geq - \frac{B \sigma}{1 + \frac{e}{i^2} v_i}$$

Tout calcul fait, nous trouvons $P \geq 434,34 \text{ t}$

Nous estimons les pertes de tension dues aux différents phénomènes à 25% de la tension initiale, alors l'effort de précontrainte à appliquer sera :

$$P_0 = 1,25 P = 542,92 \text{ t}$$

3 DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES

La tension des armatures de précontrainte dans leur partie courante est limitée à la plus faible des valeurs suivantes:

$0,85 F_{Rg}$: F_{Rg} étant la charge nominale garantie

$0,95 F_{Tg}$: F_{Tg} étant la limite conventionnelle d'élasticité

Nous prendrons pour un câble :

$$F_0 = \min(0,85 F_{Rg} ; 0,95 F_{Tg}) = \min(1499,995 ; 1500,251)$$

$$\text{Soit } F_0 = 1500 \text{ kN}$$

$$\text{D'où le nombre de câbles } n = \frac{P_0}{F_0} = 3,61$$

Nous prendrons alors 4 câbles 7T15 III DYWIDAG, avec des gaines de diamètre $\phi_g = 7 \text{ cm}$; et $A_g = 38,48 \text{ cm}^2$.

L'effort de précontrainte engendré par les 4 câbles vaut $4 \times 150 = 600 \text{ t}$, et en déduisant les 25% des pertes, l'effort de précontrainte dans la section médiane sera : $P = 0,75 \cdot 600 = 450 \text{ t}$

4. DISPOSITION ET TRACE DES CABLES

Les câbles sont disposés de façon :

a) à assurer le bétonnage jusqu'au fond du coffrage, ainsi que la parfaite vibration.

b) chaque gaine doit être bien enrobée pour protéger le câble contre la corrosion, nous devons donc prendre un enrobage $> 6 \text{ cm}$.

Le nombre arrivant à l'about est estimé à : $m = (\frac{1}{2} ; \frac{2}{3}) n$; où n est le nombre total de câbles.

$$\text{Donc : } m = (\frac{1}{2} ; \frac{2}{3}) n \Rightarrow m = 2 \text{ câbles.}$$

Par ailleurs, le centre de gravité de ces 2 câbles doit coïncider avec celui de la section d'about afin d'éviter tout moment parasite.

Dans la section médiane le moment fléchissant est maximal; ce qui nécessite une excentricité maximale de la force de précontrainte. Cela peut être assuré en regroupant les câbles.

En s'éloignant de la mi-travée, le moment commence à diminuer et l'effort tranchant à augmenter, ce qui impose la diminution de l'excentricité. Cela peut être assuré par le relevage des câbles.

Angles de relevage:

$$\text{câble d'about : } 0^\circ < \alpha < 20^\circ$$

$$\text{câble émergent : } 0^\circ < \alpha < 24,23^\circ$$

L'angle d'émergence à prendre est l'angle standard $\alpha = 24,23^\circ$

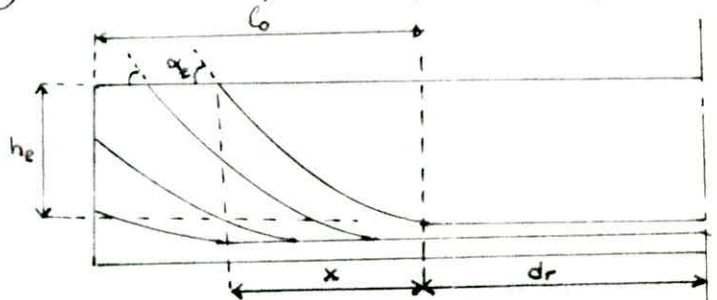
La zone de relevage des câbles l_0 est définie par:

$$\frac{L}{4} < l_0 < \frac{L}{3} \quad L = 24,70 \text{ m : entre-axe des appuis de la poutre.}$$
$$\Rightarrow l_0 \in [6,175 ; 8,23]$$

Les câbles émergents présentent une partie parabolique, dont l'équation peut s'écrire : $y = ax^2 \Rightarrow \frac{dy}{dx} = 2ax = \operatorname{tg} \alpha$

$$\text{Pour } x = x \Rightarrow y = h_e \Rightarrow \begin{cases} \operatorname{tg} \alpha_e = 2ax \\ h_e = ax^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = \frac{2h_e}{\operatorname{tg} \alpha_e} \\ a = \frac{h_e}{x^2} \end{cases}$$

h_e : hauteur d'émergence ; x : longueur courbe ; α_e : angle d'émergence ;
 d_r : distance rectiligne



Après étude des câbles émergents et des câbles arrivant à l'about, nous déduisons les valeurs suivantes :

CABLE	d (cm)	h (cm)	x (m)	d _r (m)	α (°)	a (m ⁻²)
1	17	113	5,03	3,32	24,23	0,045
2	10	120	5,33	4,07	24,23	0,042
3	10	105,5	6,35	6,00	18,27	0,026
4	10	75,5	5,35	7,00	15,76	0,026

5: CABLE EQUIVALENT

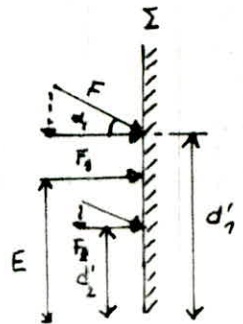
Soient F_i : l'effort de précontrainte d'un câble qui est pratiquement le même pour tous les câbles ; n : le nombre de câbles dans une section déterminée de la poutre, et d_i : la distance du c.o.g du câble i à la fibre inférieure de la poutre.

$$d'_i = d_i + y_i \quad \text{avec } y_i = a_i x_i^2$$

L'excentricité du câble équivalent, E sera donnée par :

$$E = \frac{\sum_{i=1}^n F_i d'_i}{\sum_{i=1}^n F_i} = \frac{\sum_{i=1}^n F \cos \alpha_i d'_i}{\sum_{i=1}^n F \cos \alpha_i} = \frac{\sum_{i=1}^n d'_i \cos \alpha_i}{\sum_{i=1}^n \cos \alpha_i}$$

α_i : angle du câble i au niveau de la section étudiée



Les résultats de ces calculs sont regroupés dans les tableaux suivants.

SECTION D'ABOUT (SECTION I)

Cable	Y(cm)	d(cm)	X(m)	d _r (m)	α (°)	a(m ²)	d'(cm)	E(cm)
3	104,80	10	6,35	6,00	18,27	0,026	114,80	99,50
4	74,41	10	5,35	7,00	15,76	0,026	84,41	

SECTION II après émergence du câble n°2.

Cable	Y(cm)	d(cm)	X(m)	d _r (m)	α (°)	a(m ²)	d'(cm)	E(cm)
3	29,17	10	3,35	6,00	9,88	0,026	39,17	31,73
4	14,35	10	2,35	7,00	6,96	0,026	24,35	

SECTION II avant émergence du câble n°2

Cable	Y(cm)	d(cm)	X(m)	d _r (m)	α (°)	a(m ²)	d'(cm)	E(cm)
2	120	10	5,34	4,01	24,23	0,042	130	62,74
3	29,17	10	3,35	6,00	9,88	0,026	39,17	
4	14,35	10	2,35	7,00	6,96	0,026	24,35	

SECTION III avant émergence du câble n°1

Cable	Y(cm)	d(cm)	X(m)	d _r (m)	α (°)	a(m ²)	d'(cm)	E(cm)
1	113,8	17	5,03	3,32	24,23	0,045	130	62,76
2	79,10	10	4,34	4,01	20,00	0,042	89,10	
3	14,35	10	2,35	6,00	6,96	0,026	24,35	
4	4,73	10	1,35	7,00	4,01	0,026	14,73	

SECTION III après émergence du câble n°1

Cable	Y(cm)	d(cm)	X(m)	d _r (m)	α (°)	a(m ²)	d'(cm)	E(cm)
2	79,10	10	4,34	4,01	20,00	0,042	89,10	41,84
3	14,35	10	2,35	6,00	6,96	0,026	24,35	
4	4,73	10	1,35	7,00	4,01	0,026	14,73	

SECTION IV (44)

Cable	Y(cm)	d(cm)	x(m)	d _r (m)	α(°)	q(m ²)	d'(cm)	E(cm)
1	36,67	17	2,85	3,32	14,41	0,045	53,67	25,62
2	19,68	10	2,16	4,01	10,30	0,042	29,68	
3	0,08	10	0,175	6,00	0,52	0,026	10,08	
4	0	10	0	7,00	0	0,026	10,00	

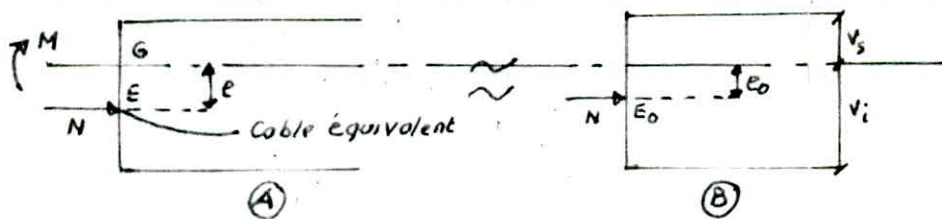
SECTION V (44)

Cable	Y(cm)	d(cm)	x(m)	d _r (m)	α(°)	q(m ²)	d'(cm)	E(cm)
1	0	17	0	3,32	0	0,045	17	11,75
2	0	10	0	4,01	0	0,042	10	
3	0	10	0	6,00	0	0,026	10	
4	0	10	0	7,00	0	0,026	10	

A partir de ces résultats; nous traçons le câble équivalent, qui n'est autre que l'ensemble des points représentant les centres d'application des résultantes des forces de précontrainte de tous les câbles dans les sections I, II, III, IV et V.

6: FUSEAUX LIMITES

6.1 centre et ligne de pression



N: effort de précontrainte

M: moment de flexion dû à une charge quelconque

Pour qu'il y ait équivalence entre les schémas (A) et (B); il faut que:

$$M - Ne = -Ne_0 \Rightarrow e_0 = e - \frac{M}{N}$$

E₀ est appelé centre de pression. il est fonction du moment de flexion M et de l'excentricité e. L'ensemble des points E₀, le long de la poutre représente la ligne de pression.

6.2: Noyau central.

C'est le domaine à l'intérieur duquel doit se trouver le centre

de pression pour qu'il n'y ait aucune traction dans la section considérée.
 Soient A_s et A_i les limites de ce domaine
 si E_0 est entre A_s et A_i , alors $\sigma > 0$; $\sigma' > 0$
 si E_0 est en A_s , alors $\sigma = 0$ sur la fibre inférieure
 si E_0 est en A_i , alors $\sigma' = 0$ sur la fibre supérieure.

6.3: Limites du noyau central

$$\begin{aligned} \sigma = 0 & \Leftrightarrow \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v_s = 0 & \Leftrightarrow \frac{N}{B} + \frac{Ne_0}{I} v_s = 0 & \Leftrightarrow e_0 = -\frac{I^2}{v_s} = a_s \\ \sigma' = 0 & \Leftrightarrow -\frac{N}{B} + \frac{M}{I} v_i = 0 & \Leftrightarrow -\frac{N}{B} + \frac{Ne_0}{I} v_i = 0 & \Leftrightarrow e_0 = \frac{I^2}{v_i} = a_i \end{aligned}$$

6.4: Premier Fuseau Limite

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le câble équivalent afin qu'il n'y ait aucune traction sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes, et ce, quelque soit le cas de charge.

Les limites de ce fuseau sont:

$$\begin{cases} e_1 = -\frac{I^2}{v_s} - \frac{M_G}{N} & \text{à vide} \\ e_2 = \frac{I^2}{v_i} - \frac{M_G + M_Q}{N} & \text{en charge} \end{cases}$$

avec: $N = \sum P_i \cos \alpha_i = P \sum \cos \alpha_i$; composante horizontale de précontrainte
 $I_{net}^2 = \frac{I_{net}}{B_{net}}$; $I_{net} = I_{brut} - \sum_{i=1}^n A_i (z_G - d_i)^2$

$$B_{net} = B_{brut} - \sum_{i=1}^n A_i; \quad A_i = 38,48 \text{ cm}^2 \text{ section d'une gaine}$$

$$P_i = \frac{P}{4} = \frac{450}{4} = 112,5 \text{ t}; \text{ Effort de précontrainte revenant à un câble.}$$

6.5: Deuxième fuseau limite.

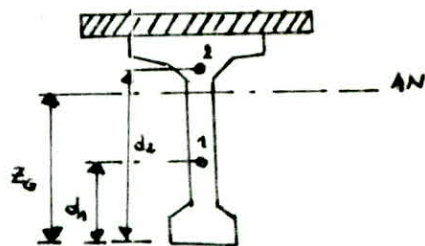
Il s'agit du fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le câble équivalent pour que la contrainte maximale reste inférieure ou égale à la contrainte admissible, et ce, sur les 2 fibres extrêmes.

$$\text{Fibre supérieure: } \sigma_{P_{sup}} + \sigma_G + \sigma_Q \leq \bar{\sigma}' \text{ en charge (I)}$$

$$\text{Fibre inférieure: } \sigma_{P_{inf}} + \sigma_G \leq \bar{\sigma}' \text{ à vide (II)}$$

$$\text{ou: } \sigma_{P_{sup}} = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{e}{I^2} v_s\right); \quad \sigma_{P_{inf}} = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{e}{I^2} v_i\right)$$

$$\sigma_G = -\frac{M_G}{I} v_i = -\frac{M_G}{B} \cdot \frac{v_i}{I^2}; \quad \sigma_Q + \sigma_G = \frac{M_G + M_Q}{B} \frac{v_s}{I^2}$$



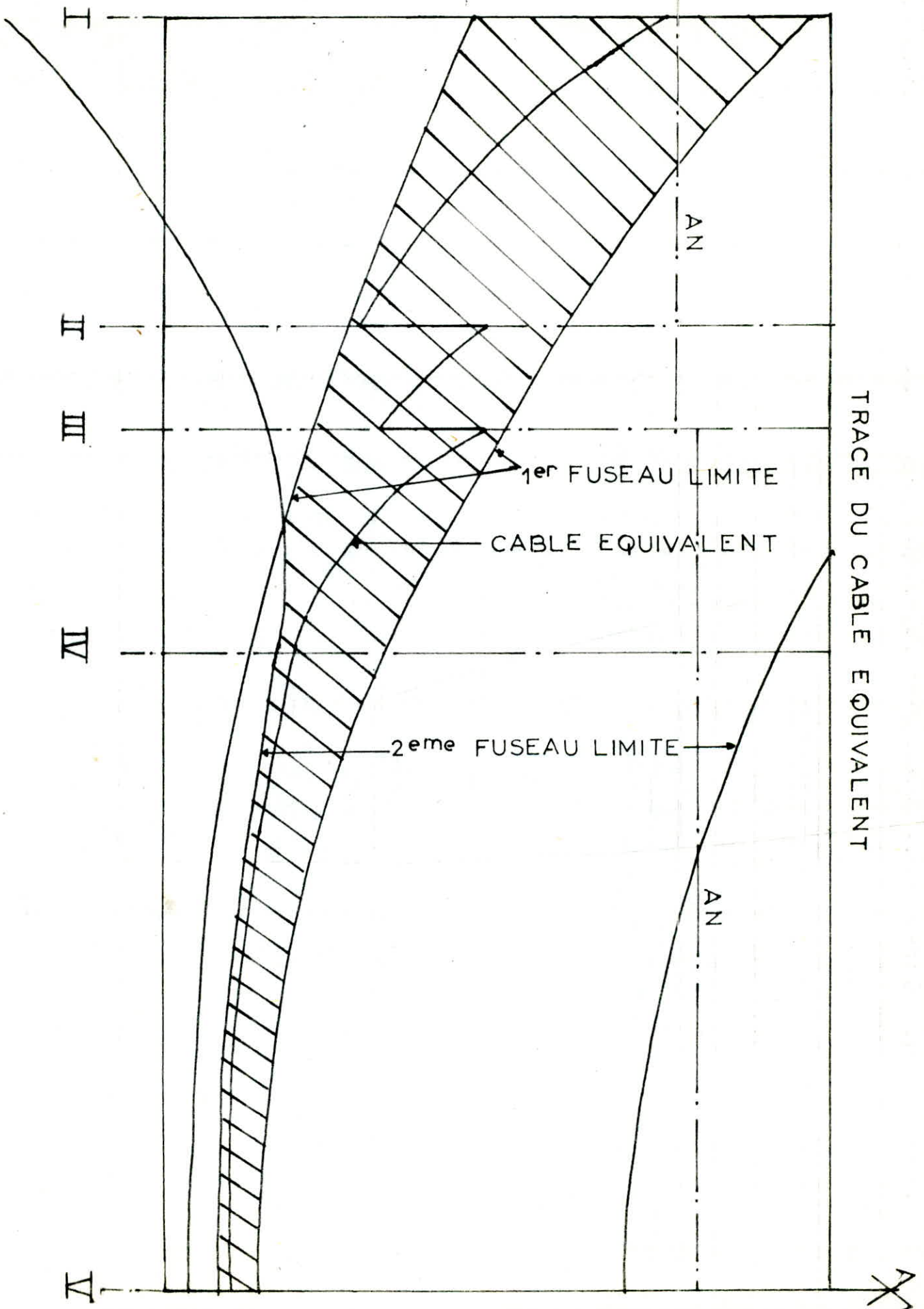
par substitution dans les inégalités I et II, nous tirons:

$$e \leq \left(\frac{\bar{\sigma}_B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{\gamma_2} - \frac{M_G + M_Q}{N} = r_2$$

$$e \geq - \left(\frac{\bar{\sigma}_B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{\gamma_1} - \frac{M_G}{N} = r_1$$

Le tableau ci-après donne les valeurs de e_1, e_2, r_1, r_2 pour les 5 sections considérées

SECTION	M_G (tm)	M_Q (tm)	N (t)	Z_{net} (cm ⁴)	B_{net} (cm ²)	i_{net}^2 (cm ⁴)	e_1 (cm)	e_2 (cm)	r_1 (cm)	r_2 (cm)
V	236,41	242,42	450	16901349	8022	2106	-98,75	-86,22	-92,78	-14,19
IV	177,31	181,55	444	17224927	8022	2147	-87,04	-60,26	-81,78	15,05
III avant emergence de 1	100,90	106,06	432	19263290	9055	2127	-66,33	-26,77	-76,72	60,45
III après emergence de 1	100,90	106,06	329	19296777	9093	2122	-73,53	-41,80	-107,60	93,28
II avant emergence de 2	70,37	72,16	325	19406379	9093	2134	-64,76	-22,62	-100,23	115,69
II après emergence de 2	70,37	72,76	222	19439867	9132	2128	-74,70	-43,02	-156,80	190,00
I	0,00	0,00	215	19794220	9132	2167	-43,81	21,58	-132,42	268,84



IX PERTES ET CHUTES DE TENSION

Dans le cas de la post-tension, il existe (02) deux types de pertes de précontrainte.

1: Les pertes instantanées

- Frottement
- Recul d'ancrage
- Raccourcissement instantané du béton.

2) Pertes différées

- Fluage du béton
- Retrait du béton
- Relaxation des aciers

1: PERTES INSTANTANÉES

a) Frottement

$$\Delta \sigma_p = \sigma_0 (f\alpha + \varphi L) \quad (\Rightarrow) \quad \Delta \sigma_i = \sigma_0 (f\alpha + \varphi L)$$

f : coefficient de frottement câble-gaine $f = 0,19$

α : angle de relevage du câble

φ : coefficient de perte en ligne $\varphi = 0,0018 \text{ rd/m}$

σ_0 : contrainte initiale à la mise en tension

$$\sigma_0 = \frac{F_0}{S} = \frac{1500 \cdot 10^3}{9,73} = 1514 \text{ kg/cm}^2$$

L : longueur totale du câble $L = L_d + L_c$

avec L_d : longueur droite ; L_c : longueur courbe

L_c longueur courbe sera déterminée comme suit:

$$y = ax^2 \Rightarrow dy = 2ax dx \Rightarrow L_c = \int ds = \int \sqrt{dx^2 + \underbrace{(2ax dx)^2}_{dy^2}}$$

$$L_c = \int_0^x \sqrt{1 + (2ax)^2} dx$$

Après intégration, nous trouvons:

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

Nous prendrons comme référence la section d'about.

Les tableaux suivants donnent les chutes de tension dues au frottement dans les différentes sections considérées.

SECTION D'ABOUT - SECTION MEDIANE

Cable	$Q (m^{-1})$	$X (m)$	$\alpha (rad)$	$L_c (m)$	$L_d (m)$	$L (m)$	$\Delta \sigma_n (kg/cm^2)$
1	0,045	5,03	0	5,19	3,32	8,51	236,33
2	0,042	5,33	0	5,50	4,01	9,51	263,97
3	0,026	6,35	0	6,46	6,00	12,46	345,85
4	0,026	5,35	0	5,41	7,00	12,41	344,60

SECTION D'ABOUT - SECTION 44

Cable	$Q (m^{-1})$	$X (m)$	$\alpha (rad)$	$L_c (m)$	$L_d (m)$	$L (m)$	$\Delta \sigma_n (kg/cm^2)$
1	0,045	2,18	0,251	2,19	0	2,19	796,06
2	0,042	3,17	0,179	3,20	0	3,20	613,29
3	0,026	6,175	0,009	6,27	0	6,27	200,61
4	0,026	5,35	0,083	5,41	0,825	6,24	173,24

SECTION D'ABOUT - SECTION III

Cable	$Q (m^{-1})$	$X (m)$	$\alpha (rad)$	$L_c (m)$	$L_d (m)$	$L (m)$	$\Delta \sigma_n (kg/cm^2)$
1	-	-	-	-	-	-	-
2	0,042	0,99	0,348	0,99	0	0,99	1046,80
3	0,026	4,00	0,121	4,02	0	4,02	467,77
4	0,026	4,00	0,07	4,03	0	4,03	316,82

SECTION D'ABOUT - SECTION U

Cable	$Q (m^{-1})$	$X (m)$	$\alpha (rad)$	$L_c (m)$	$L_d (m)$	$L (m)$	$\Delta \sigma_n (kg/cm^2)$
1	-	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-	-
3	0,026	3,00	0,172	3,01	0	3,01	588,55
4	0,026	3,00	0,121	3,01	0	3,01	438

Les moyennes des pertes de tension entre la section d'about et les différentes sections considérées sont :

Intervalle	I - II	I - III	I - IV	I - V
$\Delta \sigma_n$	513	610	445,8	297

b) Pertes par recul d'ancrage

Au moment du transfert de l'effort de tension du verin à l'ancrage, il se produit un déplacement du câble en arrière (vers le béton). Ce déplacement "g" généré par les frottements est donné par :

$$g = \frac{1}{E_0} \int_0^x \Delta \sigma(x) dx$$

D'où nous tirons $x = \sqrt{\frac{g E_0 L_c}{\Delta \sigma_1}}$

x: étant la zone où s'étend ce type de perte.

Après transformation, nous trouvons: $\Delta \sigma_2 = 2 \Delta \sigma_1 \frac{x}{L_c}$

$g = 0,007m$; $E_0 = 2.10^6 \text{ kg/cm}^2$

Les valeurs de ces pertes sont données par les tableaux suivants:

SECTION D'ABOUT - SECTION MEDIANE

Cable	L_T (m)	$\Delta \sigma_1$ (kg/cm ²)	x (m)	$\Delta \sigma_2$ (kg/cm ²)	$\Delta \sigma_{2, moy}$ (kg/cm ²)
1	8,57	236,33	22,45	1247	1246,5
2	9,57	263,97	22,45	1246	
3	12,44	345,38	22,45	1246	
4	12,42	344,88	22,45	1247	

SECTION D'ABOUT - SECTION II (44)

Cable	L_T (m)	$\Delta \sigma_1$ (kg/cm ²)	x (m)	$\Delta \sigma_2$ (kg/cm ²)	$\Delta \sigma_{2, moy}$ (kg/cm ²)
1	2,19	746,06	6,20	4372	2740
2	3,20	613,29	8,54	3276	
3	6,26	416,93	14,50	1937	
4	6,25	173,64	22,45	1246	

SECTION D'ABOUT - SECTION III

Cable	L_T (m)	$\Delta \sigma_1$ (kg/cm ²)	x (m)	$\Delta \sigma_2$ (kg/cm ²)	$\Delta \sigma_{2, moy}$ (kg/cm ²)
2	0,99	1046,80	3,64	7694	4100
3	4,02	439,72	11,31	2475	
4	4,03	337,60	13,04	2146	

SECTION D'ABOUT - SECTION II

Cable	L_T (m)	$\Delta \sigma_1$ (kg/cm ²)	x (m)	$\Delta \sigma_2$ (kg/cm ²)	$\Delta \sigma_{2, moy}$ (kg/cm ²)
3	3,01	549,25	8,76	3196	3060
4	3,01	464,47	9,52	2939	

e) Pertes par raccourcissement instantané du béton

Selon IP1 Art 12, Ces pertes sont estimées $\bar{\sigma}$:

$$\Delta \sigma_j' = \frac{1}{2} \frac{E_a}{E_i} \sigma_{bj}'$$

E_i : module d'élasticité du béton au $i^{\text{ème}}$ jour. pour $i \geq 28j$, alors

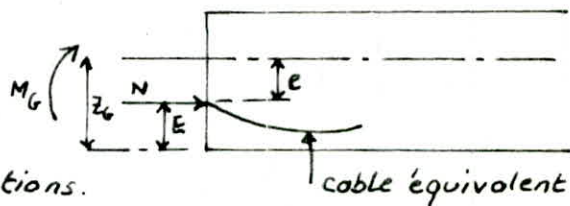
$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma_{28}'} = 21000 \sqrt{400} = 42 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2.$$

E_a : module d'élasticité de l'acier ; $E_a = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

σ_{bj}' : contrainte du béton au niveau du CG des armatures de précontrainte dans la section considérée au $i^{\text{ème}}$ jour sous l'action des charges de longue durée et de la précontrainte.

$$\sigma_b' = \frac{N}{S} - \frac{M_b}{I} e + \frac{N e}{I} \cdot e \quad ; \quad e = z_b - E$$

Nous calculons une valeur moyenne de σ_{bj}' en considérant les différentes sections.



section	I	II	III	IV	V
σ_b' (kg/cm ²)	23,58	46,28	93,35	135,77	155,12

Nous prendrons la valeur moyenne $\sigma_{bj}' = 90,82 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{soit } \Delta \sigma_j = 217 \text{ kg/cm}^2$$

2: PERTES DIFFERENTES

a) Fluage du béton:

Sous charge constante, le béton peut développer des déformations et ainsi engendre des raccourcissements dans les armatures de précontrainte; et ceci se traduit par une chute de tension.

$$\text{Ces pertes sont données par: } \Delta \sigma_4 = 2 \cdot \frac{E_a}{E_i} \sigma_{bj}'$$

Après calcul, nous trouvons: $\Delta \sigma_4 = 865 \text{ kg/cm}^2$.

b) Retrait du béton:

En durcissant, le béton subit un raccourcissement ϵ_r essentiellement à l'évaporation de l'eau du corps du béton vers l'extérieur. Ce raccourcissement provoque une chute de tension donnée par:

$$\Delta \sigma_5 = \epsilon_r E_a = 2,5 \cdot 10^{-4} \cdot 2 \cdot 10^6 = 500 \text{ kg/cm}^2$$

c) Relaxation des aciers

Selon IP2, La relaxation des armatures se traduit par une chute de tension est fonction de la durée de relaxation.

$$\Delta\sigma_6 = \max \left\{ 9,6 \rho_{1000} \left(\frac{\sigma}{R_G} - 0,55 \right) \sigma; 4 \frac{\rho_{1000} + \rho_{3000}}{100} \left(\frac{\sigma}{R_G} - 0,55 \right) \sigma \right\}$$

σ : Tension initiale des armatures après déduction des pertes dues aux frottements et raccourcissement.

$$\sigma = \sigma_0 - \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3 = \sigma_0 - (\Delta\sigma_1 + 217)$$

$$\sigma_0 = 15416 \text{ kg/cm}^2; \rho_{1000} = 2,5\%; \rho_{3000} = 3\%; R_G = 18137 \text{ kg/cm}^2$$

ρ : pourcentage de relaxation à 1000h et à 3000h

Nous regroupons toutes les valeurs de $\Delta\sigma_6$ pour les différentes sections dans le tableau ci-dessous.

Section	II	III	IV	V
$\Delta\sigma_6$ (kg/cm ²)	977	891	918	971

Tableau récapitulatif des pertes de tension

Section	II	III	IV	V
$\Delta\sigma_1$ (kg/cm ²)	523	670	446	297
$\Delta\sigma_2$ (")	3060	4100	2740	1246
$\Delta\sigma_3$ (")	217	217	217	217
$\Delta\sigma_4$ (")	865	865	865	865
$\Delta\sigma_5$ (")	500	500	500	500
$\Delta\sigma_6$ (")	977	891	918	971

Finalement, nous pouvons remarquer que pour la section V, le pourcentage de chute est : $P\% = \frac{\sum \Delta\sigma_i}{\sigma_0} = \frac{4096}{15416} = 26,56\%$. ce pourcentage est

relativement égale au pourcentage estimé, soit 25%

X VERIFICATION DES CONTRAINTES

1: CONTRAINTES NORMALES

Il est nécessaire de faire la vérification des contraintes au niveau de toutes les phases, c'est à dire depuis la préfabrication de la poutre jusqu'à sa mise en service

1.0: caractéristiques de la poutre

- seule

$$B_{nette} = B_{brute} - 4 \cdot \Omega = 4222 \text{ cm}^2$$

$$I_{net} = I_{brute} - \sum \Omega_i \cdot d_i^2 = 8828664 \text{ cm}^4$$

$$i_{net}^2 = \frac{I_{net}}{B_{nette}} = 2091 \text{ cm}^2$$

$$V_s = 50,49 \text{ cm} ; V_i = -73,51 \text{ cm}$$

- avec hourdis

$$B_{nette} = 8022 \text{ cm}^2$$

$$I_{net} = 16901349 \text{ cm}^4$$

$$i_{net}^2 = 2106 \text{ cm}^2$$

$$V_s = 45,58 \text{ cm} ; V_i = -104,42 \text{ cm}$$

1.1: caractéristiques du béton précontraint

$$\bar{\sigma}'_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_{28} = 7 + 0,06 \bar{\sigma}'_{28} = 31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{En service} \begin{cases} \bar{\sigma}' = 0,42 \bar{\sigma}'_{28} = 168 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 0,42 \bar{\sigma}_{28} = 13,02 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{En construction} \begin{cases} \bar{\sigma}' = 0,55 \bar{\sigma}'_{28} = 220 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 0,55 \bar{\sigma}_{28} = 17,05 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

- PHASE N°1

Dans cette phase, nous procédons à la mise en tension de la première série de câbles, à savoir les armatures de précontrainte d'about (2 câbles). La section résistante dans cette phase est la section de la poutre seule.

- Totalité des pertes instantanées: $\sum \Delta \sigma_{inst} = 1760 \text{ kg/cm}^2$
 - Un tiers des pertes différées: $\frac{1}{3} \sum \Delta \sigma_{diff} = 779 \text{ kg/cm}^2$
- } par câble

- poids propre de la poutre seule

$$\text{La tension initiale appliquée à l'about est: } \sigma_0 = \frac{600 \cdot 10^3}{4 \cdot 9,73} = 15416 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{La tension résiduelle: } \sigma_R^I = \sigma_0 - \sum \Delta \sigma_{inst} - \frac{1}{3} \sum \Delta \sigma_{diff} =$$

$$\text{nous trouvons: } \sigma_R^I = 12877 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{L'effort de précontrainte résiduel correspondant: } P_R^I = 2 \cdot \sigma_R^I \cdot 9,73 = 250,5 \text{ t}$$

Calcul des contraintes

$$\text{sous le poids propre } q_g : q_{G1} = \sigma_0 \cdot B_{nette} = 1,055 \text{ t/mL}$$

$$M_G = \frac{q_{G1} L^2}{8} = \frac{1,055 \cdot 24,7^2}{8} = 80,45 \text{ t.m}$$

$$\text{Fibre supérieure } \sigma_{G1} = \frac{M_{G1} V_s}{I} = 46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fibre inférieure } \sigma_{G1} = \frac{I}{I} \frac{M_{G1} V_i}{I} = -67 \text{ kg/cm}^2$$

sous l'effort de précontrainte : P_R^I

$$\text{Fibre supérieure } \sigma_p = \frac{P_R^I}{B_{nette}} \left(1 - \frac{e}{i^2} v_s\right) = -29,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fibre inférieure } \sigma_p = \frac{P_R^I}{B_{nette}} \left(1 + \frac{e}{i^2} v_i\right) = 191,85 \text{ kg/cm}^2$$

contraintes effectives

$$\text{Fibre supérieure } \sigma_s^I = \sigma_{G_1} + \sigma_{p,I} = 16,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fibre inférieure } \sigma_i^I = \sigma_{G_1} + \sigma_{p,I} = 124,85 \text{ kg/cm}^2$$

Nous remarquons que : σ_s^I et $\sigma_i^I \in [0; 220]$ donc vérifié

PHASE N°2

section résistante : celle de la poutre seule

pois propre de la poutre surmontée de la dalle : $q_{G_2} = \sigma_s \cdot B_{nette} = 2 \text{ t/ml}$

contrainte résiduelle : C'est celle de la première phase, diminuée du second tiers des pertes différées.

$$\sigma_{res}^I = \sigma_{res}^I - \frac{1}{3} \Delta \sigma_{diff} = 120,97 \text{ kg/cm}^2$$

L'effort de précontrainte résiduel correspondant : $P_{res}^I = 2 \sigma_{res}^I \cdot 9,73 = 235,41 \text{ t}$

calcul des contraintes

$$\text{Sous le poids propre } G_2 : M_{G_2} = \frac{q_{G_2} L^2}{8} = 152,52 \text{ t.m}$$

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma_{G_2} = \frac{M_{G_2}}{I_{net}} \cdot v_s = 87,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma_{G_2} = \frac{M_{G_2}}{I_{net}} \cdot v_i = -127 \text{ kg/cm}^2$$

sous l'effort de précontrainte : P_R^{II}

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma_{p,R}^{II} = \frac{P_R^{II}}{B_{nette}} \left(1 - \frac{e}{i^2} v_s\right) = -23,39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fibre inférieure } \sigma_{p,R}^{II} = \frac{P_R^{II}}{B_{nette}} \left(1 + \frac{e}{i^2} v_i\right) = 176,81 \text{ kg/cm}^2$$

contraintes effectives

$$\text{Fibre supérieure } \sigma_s^{II} = \sigma_{G_2} + \sigma_{p,R}^{II} = 59,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fibre inférieure } \sigma_i^{II} = \sigma_{G_2} + \sigma_{p,R}^{II} = 49,81 \text{ kg/cm}^2$$

$\Rightarrow \sigma_s^{II}$ et $\sigma_i^{II} \in [0; 220]$ vérifié

PHASE N°3

section résistante : celle de la poutre + dalle

pois propre de la poutre surmontée de la dalle

Dans cette phase, il est procédé à la mise en tension de la 2ème série de câbles (câbles émergents), avec un serrage de 50% par câble.

Chutes de tension

a) le dernier tiers des pertes différées de la première série

b) les pertes instantanées de la 2^{ème} série

c) le premier tiers des pertes différées de la 2^{ème} série

Contrainte résiduelle due aux câbles de la première série (3 et 4)

$$\sigma_R^{3,4} = \left(\sigma_R^{\text{II}} - \frac{1}{3} \sum \Delta \sigma_{\text{diff}} \right) \cdot 2 = 22636 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte résiduelle due aux câbles de la série (1 et 2)

$$\sigma_R^{1,2} = \left(\frac{\sigma_0}{2} - \sum \Delta \sigma_{\text{inst}} - \frac{1}{3} \sum \Delta \sigma_{\text{diff}} \right) \cdot 2 = 10338 \text{ kg/cm}^2$$

et la contrainte résiduelle totale sera donc:

$$\sigma_{\text{Res}}^{\text{II}} = \sigma_R^{(3,4)} + \sigma_R^{(1,2)} = 32974 \text{ kg/cm}^2$$

D'où l'effort de précontrainte résiduelle totale

$$P_{\text{Res}}^{\text{II}} = \sigma_{\text{Res}}^{\text{II}} \cdot 9,73 = 320,83 \text{ t}$$

Calcul des contraintes

$$\text{Fibre supérieure} : \sigma_{G_2}^s = \frac{M_{G_2}}{I_{\text{net}}} \cdot v_s = 41,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fibre inférieure} : \sigma_{G_2}^i = \frac{M_{G_2}}{I_{\text{net}}} \cdot v_i = -94,23 \text{ kg/cm}^2$$

} sous poids propre G_2

sous l'effort de précontrainte

$$\text{F.S} \quad \sigma_{P_{\text{Res}}^{\text{II}}}^s = \frac{P_{\text{Res}}^{\text{II}}}{S_{\text{nette}}} \left(1 - \frac{e}{i^2} v_s \right) = -40,21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I} \quad \sigma_{P_{\text{Res}}^{\text{II}}}^i = \frac{P_{\text{Res}}^{\text{II}}}{S_{\text{nette}}} \left(1 + \frac{e}{i^2} v_i \right) = 223,75 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes effectives

$$\text{F.S} : \sigma_s^{\text{III}} = \sigma_{G_2}^s + \sigma_{P_{\text{Res}}^{\text{II}}}^s = 0,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I} : \sigma_i^{\text{III}} = \sigma_{G_2}^i + \sigma_{P_{\text{Res}}^{\text{II}}}^i = 129,52 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_s^{\text{III}} \text{ et } \sigma_i^{\text{III}} \in [0; 320] \text{ donc vérifié}$$

PHASE N° 4

Section résistance : celle de la poutre + dalle

poids propre : poids de toute la superstructure

Nous devons ajouter le pourcentage de serrage restant des 2 câbles émergents (50%)

Pour les chutes de tension, nous avons les 2 derniers tiers des pertes différées de la 2^{ème} série de câbles

La contrainte résiduelle sera :

$$\sigma_{\text{Res}}^{\text{IV}} = \sigma_{\text{Res}}^{\text{III}} + 2 \cdot \frac{\sigma_0}{2} - 2 \cdot \frac{2}{3} \sum \Delta \sigma_{\text{diff}} = 45274 \text{ kg/cm}^2$$

Et l'effort de précontrainte résiduelle

$$P_{\text{Res}}^{\text{IV}} = \sigma_{\text{Res}}^{\text{IV}} \times 9,73 = 440,51 \text{ t}$$

sous le poids propre de la superstructure G_3 : le moment est: $M_{G_3} = 236,41 \text{ t.m}$

calcul des contraintes

sous le poids propre G_3 :

$$\text{F.S.} : \sigma_{G_3}^s = \frac{M_{G_3}}{I_{net}} v_s = 63,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I.} : \sigma_{G_3}^i = \frac{M_{G_3}}{I_{net}} v_i = -146,05 \text{ kg/cm}^2$$

sous l'effort de précontrainte P_{R_3}

$$\text{F.S.} : \sigma_{P_{R_3}}^s = \frac{P_{R_3}}{B_{net}} \left(1 - \frac{e}{i^2} v_s \right) = -55,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I.} : \sigma_{P_{R_3}}^i = \frac{P_{R_3}}{B_{net}} \left(1 + \frac{e}{i^2} v_i \right) = 307,22 \text{ kg/cm}^2$$

calcul des contraintes effectives

$$\text{F.S.} : \sigma_{i_3}^s = \sigma_{G_3}^s + \sigma_{P_{R_3}}^s = 8,53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I.} : \sigma_{i_3}^i = \sigma_{G_3}^i + \sigma_{P_{R_3}}^i = 161,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{i_3}^i \text{ et } \sigma_{i_3}^s \in [0; 168] \text{ vérifié}$$

PHASE N°5

Dans cette phase, nous ferons la vérification en service, sous l'effet de:

- la précontrainte résiduelle
- le poids propre de la superstructure
- la surcharge.

La combinaison la plus défavorable du poids propre avec la surcharge

$$\text{donne: } M_{G+Q} = M_G + M_Q = 478,83 \text{ t.m}$$

$$\text{F.S.} : \sigma_{G+Q}^s = \frac{M_{G+Q}}{I_{net}} v_s = 129,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I.} : \sigma_{G+Q}^i = \frac{M_{G+Q}}{I_{net}} v_i = -295,83 \text{ kg/cm}^2$$

sous l'effort de précontrainte

$$\text{F.S.} : \sigma_{P_R}^s = \sigma_{P_{R_3}}^s = -55,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I.} : \sigma_{P_R}^i = \sigma_{P_{R_3}}^i = 307,22 \text{ kg/cm}^2$$

contraintes effectives

$$\text{F.S.} : \sigma_{i_5}^s = \sigma_{G+Q}^s + \sigma_{P_R}^s = 73,91 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I.} : \sigma_{i_5}^i = \sigma_{G+Q}^i + \sigma_{P_R}^i = 11,39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{i_5}^i \text{ et } \sigma_{i_5}^s \in [0; 168] \text{ vérifié}$$

Nous pouvons conclure qu'avec ce procédé de mise en tension, les contraintes sont vérifiées dans toutes les phases précitées.

2: CONTRAINTES TANGENTIELLES DUES A L'EFFORT TRANCHANT

L'effort de précontrainte P introduit (02) deux composantes:

a) une composante horizontale $N_p = \sum P_i \cos \alpha_i = P \sum \cos \alpha_i$

b) une composante verticale $V_p = \sum P_i \sin \alpha_i = P \sum \sin \alpha_i$

L'effort tranchant réduit sera donc: $T_r = T - V_p$

avec: T : Effort tranchant dû aux charges et surcharges

La contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant réduit est:

$$\bar{\tau}_1 = \frac{T_r \cdot S}{I \cdot b_0}$$

avec: S : moment statique de la section nette de la poutre rapport au CG

b_0 : largeur nette de l'âme; $b_0 = b - \phi_g$; $\phi_g = 7 \text{ cm}$

I : moment d'inertie net de la section par rapport au CG

contrainte de cisaillement admissible

Nous utiliserons la formule de MM CHALOS ET BETELLE

$$\bar{\tau}^2 = \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}'} (\bar{\sigma}' - \sigma'_G) (\bar{\sigma} + \sigma'_G)$$

σ'_G : étant la contrainte au niveau du CG de la section

caracteristiques de la section brute à l'about

Poutre seule

$$B_{brute} = 5409 \text{ cm}^2$$

$$I_{brut} = 9593677 \text{ cm}^4$$

$$S_{brut} = 101263 \text{ cm}^3$$

$$V_i = 72,76 \text{ cm}; V_s = 57,24 \text{ cm}$$

$$Z_G/FI = 72,76 \text{ cm}$$

Poutre + Hourdis

$$B_{brute} = 9209 \text{ cm}^2$$

$$I_{brut} = 19872051 \text{ cm}^4$$

$$S_{brut} = 187506 \text{ cm}^3$$

$$V_i = 100,5 \text{ cm}; V_s = 49,5 \text{ cm}$$

$$Z_G/FI = 100,5 \text{ cm}$$

des caracteristiques nettes de la poutre sont données par:

$$B_{nette} = B_{brute} - \sum_{i=1}^n A_{ig} \quad ; \quad I_{net} = I_{brut} - \sum_{i=1}^n A_{ig} d_i^2 = I_{brut} - A_g \sum_{i=1}^n d_i^2$$

$$S_{net} = S_{brut} - \sum_{i=1}^n A_{ig} d_i = S_{brut} - A_g \sum_{i=1}^n d_i \quad ; \quad I_{net}^3 = \frac{I_{net}}{B_{nette}}$$

n : étant le nombre de cables dans la section considérée.

I. SECTION D'ABOUT

les 2 cables mis en jeu sont les cables arrivant à l'about (3) et (4) sous des angles de relevage respectifs $\alpha_3 = 18,27^\circ$; $\alpha_4 = 15,76^\circ$

Point	V (t)	N (t)	$I_{net} (\text{cm}^4)$	$B_{nette} (\text{cm}^2)$	$S_{net} (\text{cm}^3)$	$I_{net}^3 (\text{cm}^3)$	$\bar{\tau} (\text{kg/cm}^2)$	$\bar{\sigma} (\text{kg/cm}^2)$	T (t)
1	73,920	239,300	9537544,5	5332	101263	1789	-24,30	29,0	16,700
2	69,445	224,816	9537544,5	5332	101263	1789	-17,42	28,57	22,432
3	59,081	197,263	19806408	9132	187506	2169	-11,60	24,13	28,432
4	64,981	210,363	19806408	9132	187506	2169	-10,11	20,05	38,29
5	64,981	210,363	19806408	9132	187506	2169	4,76	20,05	77,55

II SECTION D'EMERGENCE DU CABLE N°1

Au niveau de cette, nous avons (03) câbles (2) ; (3) et (4) dont les angles de relevage sont respectivement : $\alpha_2 = 20,00^\circ$; $\alpha_3 = 6,43^\circ$; $\alpha_4 = 4,32^\circ$

Phase	V (t)	N (t)	I_{net} (cm ⁴)	B_{net} (cm ²)	S_{net} (cm ³)	I_{net}^2 (cm ⁴)	$\bar{\sigma}$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}$ (kg/cm ²)	T (t)
1	66,409	367,129	9367145	5293	101263	1768	-23,85	31,76	11,29
2	62,388	344,904	9367145	5332	101263	1755	-18,68	31,37	29,22
3	42,511	235,050	19296777	9093	187506	2122	-9,05	22,50	19,22
4	58,369	322,681	19296777	9093	187506	2122	-12,76	19,52	25,53
5	58,369	322,681	19296777	9093	187506	2122	-3,06	19,52	50,50

III SECTION D'EMERGENCE DU CABLE N°2

Au niveau de cette section, nous avons 2 câbles (3) et (4), avec des angles de relevage respectifs : $\alpha_3 = 9,73^\circ$; $\alpha_4 = 7,50^\circ$

Phase	V (t)	N (t)	I_{net} (cm ⁴)	B_{net} (cm ²)	S_{net} (cm ³)	I_{net}^2 (cm ⁴)	$\bar{\sigma}$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}$ (kg/cm ²)	T (t)
1	36,211	248,094	9458186	5332	101263	1773	-10,09	29,24	12,64
2	34,019	233,072	9458186	5332	101263	1773	-5,35	28,81	21,52
3	31,825	218,045	19439866	9132	187506	2129	-3,97	21,96	21,52
4	31,825	218,045	19439866	9132	187506	2129	-1,20	17,68	28,71
5	31,825	218,045	19439866	9132	187506	2129	7,90	17,68	60,09

3: CONTRAINTES TANGENTIELLES DUES AU MOMENT DE TORSION

Pour une section rectangulaire, le module de résistance

W est donné par : $W = \frac{a^3 b}{12}$; $a < b$; où β est fonction du rapport $\frac{b}{a}$ (Traité de béton armé LACROIX FUENTES)

La contrainte de cisaillement maximale est

$$\bar{\sigma}_{max} = \beta \frac{M_{xy}}{a^3 b} = \frac{M_{xy}}{W}$$

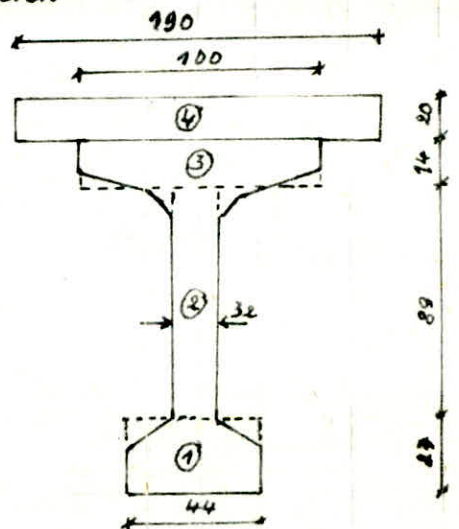
M_{xy} est le moment de torsion

Pour une section composée de plusieurs sections rectangulaires $W = \sum W_i$

aire ① : $\frac{b}{a} = 1,6$; $\beta = 4,20$; $W_1 = 7637 \text{ cm}^3$

aire ② : $\frac{b}{a} = 2,78$; $\beta = 3,74$; $W_2 = 24368 \text{ cm}^3$

aire ③ : $\frac{b}{a} = 7,14$; $\beta = 3,305$; $W_3 = 5939 \text{ cm}^3$



aire \odot : $\frac{b}{\alpha} = 9,5$; $\beta = 3,20$; $W_k = 23750 \text{ cm}^3$

$\Rightarrow W = \sum W_i = 61694 \text{ cm}^3$

Les valeurs de la contrainte tangentielle due au moment de torsion sont réunies dans le tableau suivant

SECTION	W (cm ³)	M _{Ky} (t.m)	$\bar{\sigma}_2$ (kg/cm ²)
About	61694	7,94	12,82
Emergence du Cable N°1	61694	5,57	9,03
Emergence du Cable N°2	61694	5,72	9,27

La torsion intervient dans la phase n°5 qui est une phase de service. Dans cette phase, la combinaison de la contrainte tangentielle due à l'effort tranchant et celle due au moment de torsion doit être admissible.

Section	G ₁ (kg/cm)	G ₂ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma} = G_1 + G_2$	$\bar{\sigma}$ (kg/cm ²)
About	4,76	12,82	17,58	20,05
Emergence du Cable N°1	7,90	9,27	17,17	17,68
Emergence du Cable N°2	-3,06	9,03	12,09	19,52

4: ARMATURES TRANSVERSALES

Nous avons montré que lors de chaque phase : $\sigma < \bar{\sigma}$ et $\tau < \bar{\sigma}$. Donc l'état de contraintes de chaque section et dans chaque phase se trouve à l'intérieur du cercle de MOHR. Mais pour couvrir les fissures qui peuvent être engendrées par le retrait du béton et la reprise du bétonnage, il convient d'armer la poutre transversalement. La justification de ces armatures est basée sur la théorie de RITER-MORSH.

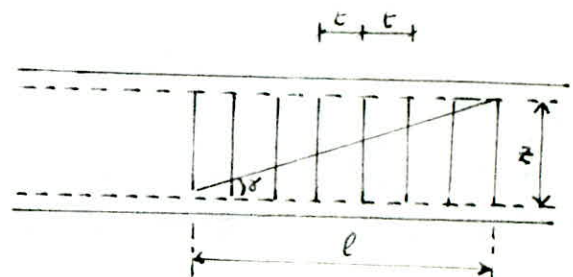
4.1: Espacement des armatures transversales

Nous admettons que les fissures font un angle α avec la fibre moyenne.

Cet angle est tel que $\tan 2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma}$

$l = n \cdot t$

$l = \frac{z}{\tan \alpha} \Rightarrow n = \frac{z}{t \tan \alpha}$



n : nombre de cadres nécessaires de section A_t espacés de t.

$$\frac{T_R}{n A_t} \leq \bar{\sigma}'_{0t} \Rightarrow t \leq \frac{\bar{\sigma}'_{0t} A_t z}{T_R \cdot t_{g\gamma}} ; \text{ avec } \bar{\sigma}'_{0t} = f'_{at} \cdot \sigma'_{ent}$$

$$f'_{at} = \begin{cases} 2/3 : \text{avec reprise de bétonnage} \\ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right)^2 : \text{sinon} \end{cases} \quad \text{et } \sigma'_{ent} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

L'espacement t ne doit pas dépasser \bar{E} défini par:

$$\bar{E} = \inf \left[h_t \left(1,25 - 0,95 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) ; 60 \left(5 - 2 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) ; 4b_0 \right]$$

Pour notre poutre, nous fixerons la section d'armatures transversales à:

$$A_t = 2710 = 1,57 \text{ cm}^2 ; h_t = 130 \text{ cm}$$

SECTION D'ABOUT

La phase 1 donne : $T_R = 116,70 - 73,92 = 57,22 \text{ t}$; $\bar{\sigma}_b = 24,30 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_b = 29 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma'_c = 44,87 \text{ kg/cm}^2 ; z = \frac{I}{S} = 94,18 \text{ cm} ; f'_{at} = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right)^2 = 0,76 ;$$

$$\bar{\sigma}'_{0t} = 3192 \text{ kg/cm}^2 ; t_{g2\gamma} = 1,08 ; t_{g\gamma} = 0,44$$

$$\bar{E} = \inf \left\{ 130 \left(1,25 - 0,95 \frac{24,3}{29} \right) = 59 \text{ cm} ; 25 \left(5 - 2 \frac{24,3}{29} \right) = 83,10 \text{ cm} ; 4 \times 25 = 100 \text{ cm} \right\}$$

$$t \leq \frac{3192 \cdot 1,57}{57220} \cdot \frac{94,18}{0,44} = 22,97 \text{ cm}$$

Nous prendrons $t = 20 \text{ cm}$.

$$\text{Pourcentage minimale } \bar{\omega}_t = 0,25 \frac{h_t}{h_t + 3h_0} = 0,16\% < 0,2\%$$

$$\bar{E}_{\min} = \frac{A_t}{\bar{\omega}_t \cdot b_0} = 39 \text{ cm}$$

SECTION D'EMERGENCE DU CABLE N° 2

$$T_R = 122,643 - 36,271 = 23,568 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b = 10,09 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_b = 29,24 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma'_c = 46,49 \text{ kg/cm}^2 ; f'_{at} = 0,93 ;$$

$$\bar{\sigma}'_{0t} = 4032 \text{ kg/cm}^2 ; z = 93,40 ; t_{g\gamma} = 0,27$$

$$\bar{E} = \inf \{ 119,5 \text{ cm} ; 107,6 \text{ cm} ; 100 \text{ cm} \}$$

$$t \leq 57 \text{ cm} \Rightarrow t = 35 \text{ cm} ; \bar{\omega}_t = 0,16\% ; \bar{E}_{\min} = 39 \text{ cm}$$

SECTION D'EMERGENCE DU CABLE N° 1

$$T_R = 171,29 - 66,409 = 55,77 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b = 23,85 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_b = 31,76 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma'_c = 69,43 \text{ kg/cm}^2 ; f'_{at} = 0,87 ;$$

$$\bar{\sigma}'_{0t} = 3402 \text{ kg/cm}^2 ; t_{g\gamma} = 0,53 ; z = 92,44 \text{ cm}$$

$$\bar{E} = \inf \{ 69,76 \text{ cm} ; 87,45 \text{ cm} ; 100 \text{ cm} \}$$

$$t \leq 16,90 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm} ; \bar{\omega}_t = 0,162 ; \bar{E}_{\min} = 39,0 \text{ cm}$$

5: ARMATURES LONGITUDINALES

Selon IP1-9478, il est prévu comme armatures longitudinales, la moitié du pourcentage des armatures transversales ; soit $\tilde{\omega}_L = 0,08\%$

$$\text{d'où } A_L = \omega_L \cdot B_{\text{moy}} \Rightarrow A_L = 3,32 \text{ cm}^2$$

Selon IP1, nous devons placer des cadres dans le talon tels que :

$$\text{si } 0,5 \leq c \leq 1,30, \text{ alors } \omega_E \geq c \cdot \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{en}} \Leftrightarrow \frac{\omega_E}{t} \geq c \cdot \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{en}}$$

c: enrobage dans la section médiane

$$\text{Nous trouvons : } \frac{\omega_E}{t} \geq 5,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

soit 8710/ml correspondant à $A = 6,28 \text{ cm}^2$.

Dans la section d'about ; nous avons : $c \geq 1,30 \Rightarrow \frac{\omega_E}{t} \geq 1,30 \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{en}} \cdot 100$
 $\Rightarrow \frac{\omega_E}{t} \geq 6,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Nous prendrons aussi 8710/ml correspondant à $A = 6,28 \text{ cm}^2$

XI VERIFICATION A LA RUPTURE

Nous ferons la vérification à la rupture selon IP1 Art 14; en considérant la charge permanente et la surcharge majorée de 80%.

1: Rupture en Flexion

Moment de rupture par les aciers : $M_{RA} = 0,9 A R_s = 757,23 \text{ t.m}$

Moment de rupture par le béton : $M_{RB1} = 0,35 b_0 h^2 \sigma'_{28} = 352,37 \text{ t.m}$

A ce moment de rupture par le béton s'ajoute le moment de rupture par le béton de l'hourdis; celui-ci est donné par:

$$M_{RB2} = \min \begin{cases} 0,35 (b-b_0) h^2 \sigma'_{28} = 3367,12 \text{ t.m} \\ 0,80 (b-b_0) h_0 \left(h - \frac{h_0}{2}\right) \sigma'_{28} = 1191,60 \text{ t.m} \end{cases}$$

Le moment de rupture total poutre + dalle est donc:

$$M_{RB} = M_{RB1} + M_{RB2} = 1544 \text{ t.m}$$

1.a: Sécurité par rapport au béton

$$M_G + 1,8 M_Q \leq 0,7 M_{RB}$$

$$\Leftrightarrow 236,47 + 1,8 \cdot 242,42 = 672,77 \text{ t.m} < 0,7 \cdot 1544 = 1080 \text{ t.m}$$

1.b: Sécurité par rapport aux aciers

$$M_G + 1,8 M_Q \leq \begin{cases} 0,9 M_{RA} & \text{si } M_{fiss} < M_{RA} \\ 0,8 M_{RA} & \text{si } M_{fiss} > M_{RA} \end{cases}$$

$$\text{où } M_{fiss} = 2 \cdot \sigma'_{28} \frac{I_0}{\nu} = 543,85 \text{ t.m} < M_{RA}$$

$$M_G + 1,8 M_Q = 672,77 \text{ t.m}$$

$$0,9 M_{RA} = 0,9 \cdot 757,23 = 676,12 \text{ t.m} \Rightarrow \text{vérifié}$$

2: Rupture par effort Tranchant

Nous ferons la vérification à la rupture par effort tranchant en majorant la surcharge de 80%

$$T_R = T_G + 1,8 T_Q - \nu_p = 44 \text{ t}$$

2.a: Sécurité par rapport au béton

L'Art 14 de l'IP1 donne la contrainte de compression des bielles σ :

$$\sigma = \frac{2 \tau_b}{\sin 2\alpha} \leq 0,5 \sigma'_{28}$$

$$\tau_b = \frac{T_R \cdot S}{I \cdot b_0} = 16,66 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tan 2\gamma = \frac{2\tau_b}{\sigma_{en}} = 0,742 \Rightarrow \gamma = 18,3^\circ$$

$$\text{d'ou } \sigma = \frac{2\tau_b}{\sin 2\gamma} = 55,88 \text{ kg/cm}^2 < 0,5\sigma_{2,3}' = 200 \text{ kg/cm}^2 : \text{Vérifié}$$

2.6: Sécurité par rapport aux armatures transversales

Il s'agit de vérifier que la contrainte des armatures transversales σ_{at} due au convoi D ne doit pas dépasser la limite d'élasticité nominale majorée de 20% :

$$\sigma_{at} < 1,2\sigma_{en}$$

$$\sigma_{at} = \frac{T_r \cdot t}{A_t} \cdot \frac{\tan \gamma}{z} = 1755 \text{ kg/cm}^2 < 1,2\sigma_{en} = 5040 \text{ kg/cm}^2 : \text{Vérifié}$$

La poutre est donc vérifiée vis à vis de la rupture.

XII CALCUL DES DEFORMATIONS

1. FLECHE ET CONTRE-FLECHE

1.1 sous poids propre G

D'après la formule classique de la RDM $f_G = \frac{5 q_G L^4}{384 EI}$

avec :

$$q_G = 3,10 \text{ t/ml}, \quad E = E_r = 7000 \sqrt{\sigma_j} = 14 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2, \quad L = 24,7 \text{ m}$$

$$I = 16901349 \text{ cm}^4 \approx 0,17 \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow f_G = \frac{5 \cdot 3,1 \cdot (24,7)^4}{384 \cdot 14 \cdot 10^5 \cdot 0,17} = 0,063 \text{ m}$$

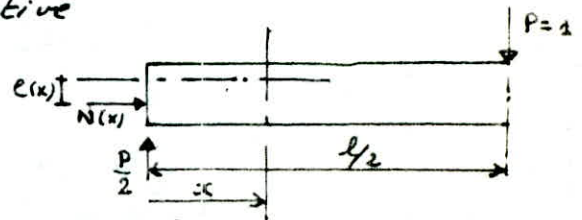
1.2: sous l'effet de la précontrainte

D'après la RDM, le potentiel interne pour une poutre, chargée et appuyée symétriquement est: $W = \int_0^{L/2} \frac{M^2}{EI} dx$

En utilisant la méthode de la charge fictive

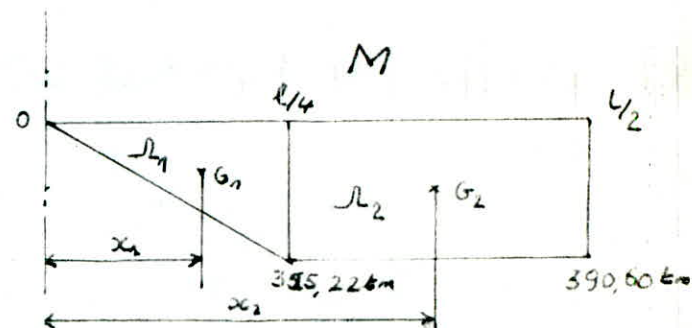
$$P = 1 \text{ t}; \quad n = \frac{\partial W}{\partial P} \quad \text{et} \quad M(x) = \frac{P}{2} x - N(x) \cdot e(x)$$

$$\text{on trouve: } f_N = - \int_0^{L/2} N(x) \cdot e(x) \cdot x dx$$



Le signe \ominus indique qu'il s'agit d'une contre-flèche, c'est ce qui explique la courbure des poutres précontraintes. D'autre part cette expressions n'est rien d'autre que le moment statique de l'aire délimitée par le diagramme des moments de la précontrainte et l'axe neutre. Ce moment statique est rapporté à l'axe normal à la poutre et passant par l'appui.

SECTION	N (t)	e (cm)	M (t.m)
L/2	440,51	0,8867	390,60
L/4	434,85	0,7479	325,22
0	210,36	0,00	0,00



$$x_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{L}{4} = 4,11 \text{ m}; \quad x_2 = 9,35 \text{ m}$$

$$S_1 = 1004,71 \text{ t.m}^2; \quad S_2 = 2220 \text{ t.m}^2$$

$$S_d = S_1 + S_2 = 24790,40 \text{ t.m}^2, \quad \text{D'où } f_N = - \frac{S_d}{EI} = -0,104 \text{ m}$$

1.3: sous surcharge (D)

De la même manière que pour la précontrainte, on démontre que

$$\text{la flèche est donnée par } f_D = \int_0^{L/2} \frac{1}{EI} M_D(x) x dx$$

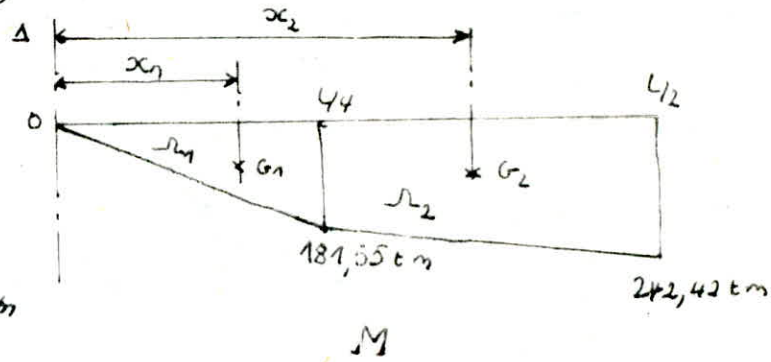
C'est le moment statique de l'aire délimitée par l'axe neutre et le diagramme M_Q (du au convoi) par rapport à l'axe passant par l'appui et normal à la fibre moyenne, de la poutre.

$$x_1 = 4,17 \text{ m}; \quad x_2 = 9,42 \text{ m}$$

$$S_1 = 560,53 \text{ t m}^2; \quad S_2 = 1309 \text{ t m}^2$$

$$S_Q = S_1 x_1 + S_2 x_2 = 14621,5 \text{ t m}^3$$

$$f_Q = \frac{S_Q}{E_i I} = \frac{14621,5}{42 \cdot 10^5 \cdot 0,17} = 0,0204 \text{ m}$$



On adoptera aussi une flèche de construction, estimée à :

$$f_c = \frac{3}{4} (|f_N| - f_G) = \frac{3}{4} (10,4 - 6,37) = 3,06 \text{ cm.}$$

Les résultats précédents sont regroupés dans le tableau suivant.

ETAT	f_G (cm)	f_N (cm)	f_c (cm)	f_Q (cm)	f (cm)
à vide	6,37	-10,40	3,06	-	-1,03
en charge	6,37	-10,40	3,06	2,04	1,01

2: ROTATION

L'angle de rotation d'une section sous l'effet d'un moment M est donné

par : $\theta = \int_0^L \frac{M(x)}{EI} \cdot \frac{x}{l} dx$; pour une poutre symétrique :

$$\theta = \int_0^{L/2} \frac{M(x)}{2EI} dx \quad \text{et cette expression}$$

représente l'aire comprise entre la courbe du moment de flexion et l'axe horizontal de référence.

2.1: sous poids propre G :

$$\theta_G = \frac{7G L^3}{24 E_v I} = \frac{3,2 \cdot 24,7^3}{24 \cdot 14 \cdot 10^5 \cdot 0,17} = 0,0081 \text{ rd.}$$

2.2: sous l'effet de la précontrainte :

$$S_N = S_1 + S_2 = 1004,17 + 2270 = 3274,17 \text{ t m}^2$$

$$\theta_N = \frac{S_N}{2 E_v I} = -0,0067 \text{ rd.}$$

2.3: sous surcharge D

$$S_Q = 560,53 + 1309 = 1869,53 \text{ t m}^2$$

$$\theta_Q = \frac{\Delta L_Q}{2E_s I} = 0,0013 \text{ rd}$$

Nous récapitulons les rotations dans le tableau suivant

ETAT	θ_G (rd)	θ_N (rd)	θ_Q (rd)	$\theta = \sum \theta_i$
à vide	0,0087	-0,0067	-	0,0014
en charge	0,0087	-0,0067	0,0013	0,0027

3: DEPLACEMENTS D'APPUI

Ces déplacements sont dus aux faits suivants:

3.1: Rotation d'appui

$$\Delta l_\theta = \theta \cdot \frac{h_0}{2} = 0,0027 \cdot \frac{(130+20)}{2} = 2,025 \text{ mm}$$

3.2: Retrait

$$\Delta l_R = \epsilon_R \cdot \frac{l}{2} = 2,5 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{24700}{2} = 3,087 \text{ mm}$$

3.3: Variation de température

Pour une variation de température de $\pm 20^\circ\text{C}$, le déplacement relatif $\epsilon_t = 2,5 \cdot 10^{-4}$, $\Delta l_T = \pm \epsilon_t \cdot \frac{l}{2}$

$$\Delta l_T = \pm 2,5 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{24,7 \cdot 10^3}{2} = \pm 3,087 \text{ mm}$$

3.4: Fluage du béton

$$\Delta l_f = \epsilon_f \cdot \frac{l}{2} \quad \text{où} \quad \epsilon_f = \frac{\sigma'_m}{E_v}; \quad \sigma'_m: \text{contrainte sur fibre moyenne}$$

$$\sigma'_m = 44,87 \text{ kg/cm}^2, \quad \epsilon_f = \frac{44,87}{14 \cdot 10^4} = 0,002; \quad \Delta l_f = 3,960 \text{ mm}$$

B'ou Le déplacement total:

$$\Delta l_1 = 2,025 + 3,087 + 3,087 + 3,960 = 12,55 \text{ mm}$$

$$\Delta l_2 = 2,025 + 3,087 - 3,087 + 3,960 =$$

XIII DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI

1: RÔLE :

Ils servent à transmettre aux appuis, les actions provenant du tablier et permettent également les mouvements de translation et de rotation du tablier par rapport aux appuis. Ils seront dimensionnés en écrasement sous les efforts verticaux et vérifiés en distorsion sous les efforts horizontaux.

2: EFFORTS VERTICAUX

À partir du tableau donnant l'effort tranchant, on tire la réaction d'appui :

$$\text{— sous } G : T_G = R_G = 38,29 \text{ t}$$

$$\text{— sous } Q : T_Q = R_Q = 39,27 \text{ t (convoi D)}$$

$$R = R_G + R_Q = 77,55 \text{ t}$$

3: CHOIX DES APPAREILS D'APPUI

Nous choisissons des appareils d'appui dont la capacité est supérieure à 78 t: soit

$$\text{Pile : } 250 \times 300 \times 85 \quad (\text{en mm})$$

$$\text{culée : } 350 \times 350 \times 144 \quad (\text{en mm})$$

4: CHARGES HORIZONTALES

4.1: Freinage des surcharges A, B

La surcharge A développe un effort de freinage donné par:

$$H_{fA} = \frac{A \cdot \Omega}{20 + 0,0035 \Omega}$$

$$\Omega = \text{aire roulable} = L_r \cdot L = 11,2 \cdot 25,4 = 284,88 \text{ cm}^2$$

$$A = 1211 \text{ kg/m}^2.$$

$$H_{fA} = 16,43 \text{ t}$$

La surcharge B développe un effort de freinage:

$$H_{fB} = 30 \text{ t}$$

4.2: Seisme

Nous prendrons une accélération horizontale du seisme égale

à $e_v = 0,2$, l'effort sismique horizontal sera donc:

$$H_s = e_h \cdot G, \quad \text{où } G : \text{ poids total du tablier}$$

$$G = 612,60 \times 2 = 1225,2 \text{ t} \quad ; \text{ d'où } H_s = 0,2 \cdot 1225,2 = 245 \text{ t}$$

4.3: Variation linéaire du tablier

Ces variations sont dues aux retrait, fluage, ainsi qu'à la température. Elles engendrent des efforts assez importants au niveau des appareils d'appui.

4.3.1: Retrait :

On admet que 50% du retrait se produisent avant la mise en place des poutres.

$$\Delta L_r = 0,5 \epsilon_r L_p ; \quad \epsilon_r : \text{déformation relative par retrait}$$

L_p : Longueur totale du pont

$$L_p = 50,80 \text{ m} ; \quad \epsilon_r = 2,5 \cdot 10^{-4} \quad \Rightarrow \quad \Delta L_r = 6,35 \text{ mm}$$

4.3.2: Fluage

Nous admettons que le 1/3 du fluage se produit avant mise en place des poutres.

$$\Delta L_f = \frac{1}{3} \epsilon_f \cdot L \quad . \quad \epsilon_f : \text{déformation relative par fluage}$$

$$\epsilon_f = 0,08 \quad , \quad \Rightarrow \quad \Delta L_f = 10,85 \text{ mm.}$$

4.3.3 Temperature:

$$\Delta L_t = \pm \epsilon_t L_p ; \quad \epsilon_t : \text{déformation relative par effet de}$$

temperature ; $\epsilon_t = \pm 2,5 \cdot 10^{-4}$

$$\Delta L_t = \pm 14,7 \text{ mm}$$

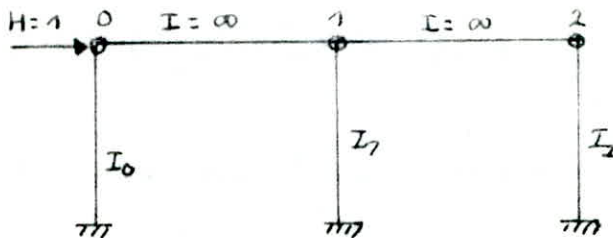
4.3.4: Variations linéaires totales

$$\Delta L_{\max} = 29,9 \text{ mm} ; \quad \Delta L_{\min} = 4,5 \text{ mm}$$

XIV REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX SUR L'INFRASTRUCTURE

1: HYPOTHESES DE CALCUL

- Notre structure sera assimilée à un portique
- Le tablier sera supposé infiniment rigide
- la distribution des efforts horizontaux entre pile et culées sera fonction des rigidités.



2: CALCUL DES RIGIDITES

Soit δ_i la déformation d'un élément d'appui sous un effort horizontal unitaire H . un appui est caractérisé par:

- i: les appareils d'appui
- ii: la pile ou la culée
- iii: la fondation

La déformation d'un appui est le cumul des déformations de ses composants. pour un appui i : $\delta_i = \sum_{j=1}^3 \delta_{ij}$; avec δ_{ij} : déformations partielles du composant j de l'appui i .

- $j=1$: appareil d'appui
- $j=2$: Pile ou culée
- $j=3$: Fondation

$$\delta_i : \text{déformation totale de l'appui } i : \begin{cases} i=0 & \text{culée de gauche} \\ i=1 & \text{Pile} \\ i=2 & \text{culée de droite} \end{cases}$$

La rigidité d'un appui est définie par : $K_i = \frac{1}{\delta_i} = \frac{1}{\sum_{j=1}^3 \delta_{ij}}$

3: DEFORMATIONS

3.1: Déformation de l'appareil d'appui

$$\delta_{i1} = \frac{U}{nGA} H$$

n : nombre d'appareils d'appui
 A : aire de l'appareil d'appui : $A = \begin{cases} 25 \times 30 = 750 \text{ cm}^2 & \text{Pile} \\ 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2 & \text{culée} \end{cases}$
 G : Module de cisaillement de l'élastomère : $G = 10 \text{ kg/cm}^2$.

on calcule alors

$$\delta_{01} = \delta_{02} = \frac{144 \cdot 10^3}{8 \cdot 10 \cdot 1225} = 1,47 \text{ mm culée}$$

$$\delta_{11} = 1,42 \text{ mm pile}$$

3.2: Déformation de la culée et de la pile

Culée : $\delta_{02} = \delta_{32} = 0$

Pile : $S_{12} = \frac{h^3}{3EI} H$; $H = 10^3 \text{ kg}$

$I = \frac{\pi d^4}{64} \cdot 4 = 99,4 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$: Inertie des futs

$E = 21000 \sqrt{270} = 345065 \text{ kg/cm}^2$: module d'élasticité à 28 jours

$h = 5,20 + 1,50 = 6,70 \text{ m}$

d'où $\delta_{12} = 0,029 \text{ mm}$

3.3: Déformation de la fondation

Notre ouvrage est fondé sur des pieux isolés, aussi pour évaluer la déformation de la fondation, on utilise la méthode de M^r WERNER.

Equations de déformation

$$EIW = \frac{M^*}{d^2} \cdot \chi_{wM^*} + \frac{P^*}{d^3} \chi_{wP^*}$$

$$EI\varphi = \frac{M^*}{d} \chi_{\varphi M^*} + \frac{P^*}{d^2} \chi_{\varphi P^*}$$

P^* : Effort tranchant engendré par une charge unitaire : $P^* = \frac{1}{n} = \frac{1}{8}$

n : nombre de pieux

M^* : Moment fléchissant engendré par la même charge unitaire P^*

d : Inverse de la longueur élastique du pieu : $d = 1/\alpha = 0,25 \text{ m}^{-1}$

α : Longueur élastique du pieu : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{cu}} = 3,94 \text{ m}$

cu : module de réaction du sol : $cu = 5000 \text{ t/m}^3$ Cu. b

E : Module d'élasticité du béton

$dL = 0,25 \cdot 16 = 4$

Des tables de WERNER, nous tirons :

$\chi_{wP^*} = -1,68$; $\chi_{wM^*} = -1,26$

$\chi_{\varphi P^*} = 1,26$; $\chi_{\varphi M^*} = 1,54$

Le pieu étant encasté dans la semelle, donc la rotation à la tête est nulle. soit :

$EI\varphi = 0 \Rightarrow M^* = -\frac{\chi_{\varphi P^*}}{\chi_{\varphi M^*}} \cdot \frac{P^*}{d} = -\frac{1,26}{1,54} \cdot \frac{1}{0,25} = -0,41 \text{ t.m}$, alors :

$EIW = \chi_{wM^*} \frac{M^*}{d^2} + \chi_{wP^*} \frac{P^*}{d^3} = -1,26 \frac{(-0,41 \cdot 10^5)}{(0,25 \cdot 10^2)^2} - 1,68 \frac{1000/8}{(0,25 \cdot 10^2)^3}$

$= b w = 1,47 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$

La fondation subit alors un déplacement $w = 1,47 \cdot 10^{-5} \text{ m}$.

Donc $S_{13} = 0,0147 \text{ mm}$.

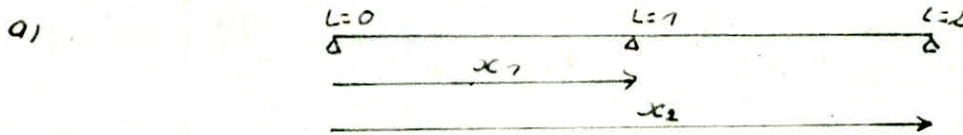
4: REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX SUR LES APPUIS

Chaque appui reprend une fraction de L'effort horizontal défini par :

$$a) H_L = \frac{k_i}{\sum k_i} H ; \text{ avec } k_i = \frac{1}{S_i} ; S_i = \sum_{j=1}^3 S_{ij} ; H = \begin{cases} H_s = 245 \text{ t} \\ H_f = 30 \text{ t} \end{cases}$$

$$b) H_L = \frac{n \cdot G \cdot \Delta l_i \cdot a \cdot b}{u} ; \text{ avec } \Delta l_i = \Delta l_{\max} \frac{x_i}{L_p}$$

La première formule sert à répartir le seisme et le freinage; la seconde à répartir les efforts de variation linéaire du tablier.



Appui "i"	x_i (cm)	S_{ij} (mm)	S_{i2} (mm)	S_{i3} (mm)	$S_i = \sum S_{ij}$	$k_i = \frac{1}{S_i}$	$k_i \cdot x_i$	H_{fi} (t)	H_{si} (t)
0	0	1,47	0	0	1,47	0,68	0	10	81,67
1	25,4	1,42	0,029	0,0147	1,46	0,68	17,27	10	81,67
2	50,8	1,47	0	0	1,47	0,68	34,54	10	81,67
Σ					4,40	2,04	51,81	30	245

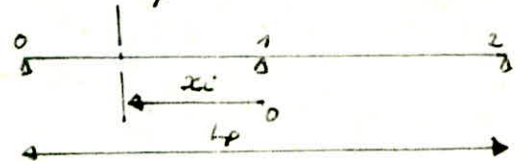
b) Vu la symétrie de l'ouvrage, il en résulte que le centre de déplacement coïncide avec le centre du tablier. Ce résultat est vérifié en calculant le centre de déplacement: $x_0 = \frac{\sum k_i x_i}{\sum k_i} = \frac{51,81}{2,04} = 25,39 \text{ m} \approx 25,4 \text{ m}$

et $x_1 = 25,4 \text{ m}$

Un point d'abscisse x_i subit un rétrécissement Δl_i , dû à la variation linéaire du tablier défini par: $\Delta l_i = \Delta l_{\max} \cdot \frac{x_i}{L_p}$
pour la culée, nous avons

$$\Delta l_0 = \Delta l_2 = \Delta l_{\max} \cdot \frac{25,4}{50,8} = \frac{\Delta l_{\max}}{2}$$

$$\Delta l_0 = \Delta l_2 = \frac{29,9}{2} = 14,95 \text{ mm}$$



Pour la pile $x_i = 0$; $\Delta l_i = 0$

Donc les efforts horizontaux engendrés par la variation linéaire du tablier sont: $H_L = \frac{n \cdot G \cdot \Delta l_0 \cdot a \cdot b}{u} = \frac{8 \cdot 10 \cdot 14,95 \cdot 35 \cdot 35}{14,4} = 10,174 \text{ t}$: culée

$$H_L = 0 : \text{Pile}$$

5: VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI

5.1: Vérification au cisaillement

5.1.1: Variation linéaire

Il s'agit de vérifier: $\tau_{H_L} = G \cdot b \cdot g_L \leq 0,5G$ ou $\tau_{g_L} \leq \frac{1}{2}G$

$$tg \delta_L = \frac{\Delta b_0}{U} = \frac{1,494}{14,4} = 0,10 < \frac{1}{2} \quad : \text{culée} \quad \left. \vphantom{tg \delta_L} \right\} \text{verifié}$$

$$tg \delta_L = 0 < \frac{1}{2} \quad : \text{Pile}$$

5.1.2: Variation Linéaire et Freinage

$$\begin{aligned} \sigma_{HL} + \sigma_{HF} &\leq 0,75 G \\ \sigma_{HL} + \sigma_{HF} &= G tg \delta_L + \frac{H_f}{n \cdot a \cdot b} = \begin{cases} 2,0 < 7,5 : \text{culée} \\ 0,83 < 7,5 : \text{Pile} \end{cases} \quad \text{verifié} \end{aligned}$$

5.1.3: Variation Linéaire, Freinage et Serme

$$\begin{aligned} \sigma_{HL} + \sigma_{HF} + \sigma_{HS} &\leq 1,3 G \\ \sigma_{HL} + \sigma_{HF} + \sigma_{HS} &= G tg \delta_L + \frac{H_f}{n \cdot a \cdot b} + \frac{H_s}{n \cdot a \cdot b} = \begin{cases} 10,3 < 13 : \text{culée} \\ 7,6 < 13 : \text{Pile} \end{cases} \quad \text{verifié} \end{aligned}$$

5.2: Efforts horizontaux, verticaux et rotation d'appui

$$\sigma_H + \sigma_V + \sigma_\theta \leq 5G$$

$$\sigma_H = \begin{cases} 1,03 G = 10,3 \text{ kg/cm}^2 & : \text{culée} \\ 0,76 G = 7,6 \text{ kg/cm}^2 & : \text{Pile} \end{cases}$$

$$\sigma_V = \frac{1,5 \sigma_{\max}}{\beta} ; \beta = \frac{ab}{2t(a+b)} ; \sigma_{\max} = \frac{R_a^{\max}}{ab} ; R_a^{\max} = 77,55t$$

culée : $a = b = 35 \text{ cm}$; $t = 11 \text{ mm}$ (épaisseur d'un feuillet)

Pile : $a = 25 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $t = 8 \text{ mm}$

$$\text{D'où } \sigma_V = \begin{cases} 17,94 \text{ kg/cm}^2 & : \text{culée} \\ 18,20 \text{ kg/cm}^2 & : \text{Pile} \end{cases}$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} \cdot \frac{a^2}{t^2} \left(\frac{\theta + \theta_0}{n} \right) \cdot G ; \text{ ou } \begin{cases} \theta_0 = 0,01 \text{ rd} : \text{rotation accidentelle} \\ \theta = 0,0027 \text{ rd} : \text{rotation d'appui} \end{cases}$$

$$\sigma_\theta = \begin{cases} 4,94 \text{ kg/cm}^2 & : \text{culée} \\ 12,15 \text{ kg/cm}^2 & : \text{Pile} \end{cases}$$

$$\text{Donc } \sigma_H + \sigma_V + \sigma_\theta = \begin{cases} 27,18 < 50 & : \text{culée} \\ 37,95 < 50 & : \text{Pile} \end{cases} \quad \text{verifié}$$

5.3 Limitation de la contrainte moyenne de l'appareil d'appui

$$\sigma_{\max} = \frac{R_{\max}}{a \cdot b} < 15 G$$

$$\sigma_{\max} = \begin{cases} 63,30 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2 & : \text{culée} \\ 103,4 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2 & : \text{Pile} \end{cases} \quad \text{verifié}$$

5.4: Condition de non soulèvement

$$\theta_t = \frac{\theta + \theta_0}{n} \leq \frac{3}{\beta} \cdot \frac{t^2}{a^2} \cdot \frac{\sigma_m}{G} ; n: \text{nombre de feuillet de l'appareil d'appui}$$

$$\theta_t = \begin{cases} 0,00127 < 0,0023 : \text{culée} \\ 0,00127 < 0,0026 : \text{Pile} \end{cases} \text{ vérifié}$$

5.5: Conditions de non glissement et non cheminement

a) $H < f \cdot N$ $f = 0,25 + \frac{G}{\sigma_{\max}}$: coefficient de frottement

$$H = \frac{1}{n} (H_L + H_f + H_s) ; n: \text{nombre d'appareils d'appui}$$

$N = 38,29 t$: effort normal minimal

$$H = \begin{cases} 12,7 t < 13,17 t & : \text{culée} \\ 5,73 t < 11,79 t & : \text{Pile} \end{cases} \text{ vérifié}$$

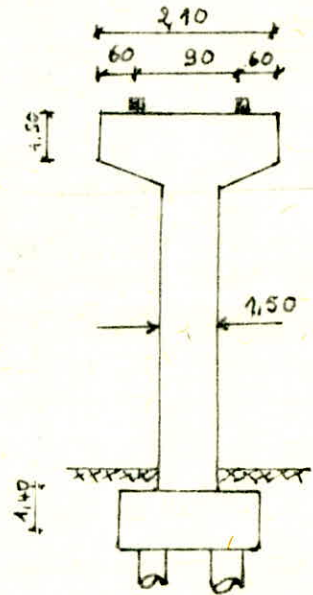
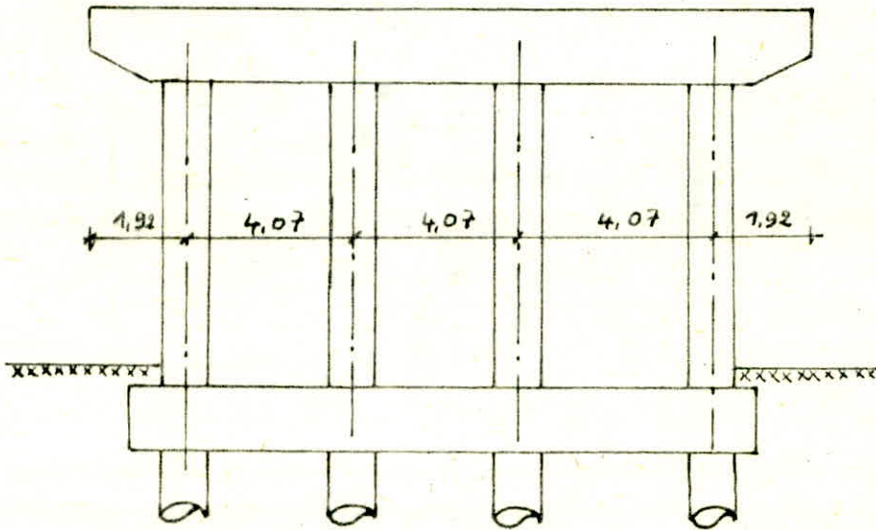
b) $\sigma_{m(\min)} \geq 20 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_{m(\min)} = \frac{T_G}{a \cdot b}$

$$\sigma_{m(\min)} = \begin{cases} 31,26 \text{ kg/cm}^2 & : \text{culée} \\ 57,05 \text{ kg/cm}^2 & : \text{Pile} \end{cases} \text{ : vérifié}$$

Conclusion: Nous pouvons dire que les appareils d'appui sont bien choisis

ETUDE DE LA PILE

Schema de la pile



1: ETUDE DU CHEVETRE

Sous les efforts provenant du tablier sont repris par le chevetre puis transmis aux fûts. Le chevetre sera calculé comme une poutre continue reposant sur des appuis.

1.2: Détermination des efforts

Poids propre provenant du tablier : $R_G = 2 \times 38,29 = 76,58t$

Poids propre du chevetre : $q = 2,5 \times 2,1 \times 1,5 = 7,8 t/ml$

surcharges:

Considérons le convoi exceptionnel type D, qui est susceptible d'engendrer l'effort le plus élevé.

La disposition la plus défavorable est la suivante.

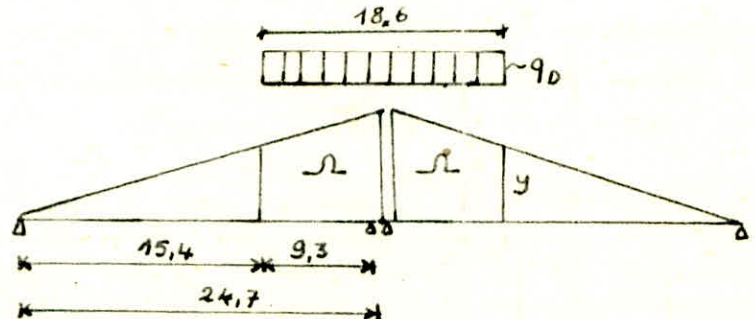
$$q_D = \frac{240}{18,60} = 12,90 t/ml$$

$$y = \frac{10,4}{24,7} = 0,421$$

$$\Omega = \frac{1+y}{2} \times 9,3 = 7,549$$

$$R_D = q_D \cdot \Omega \cdot 2 = 194,77t$$

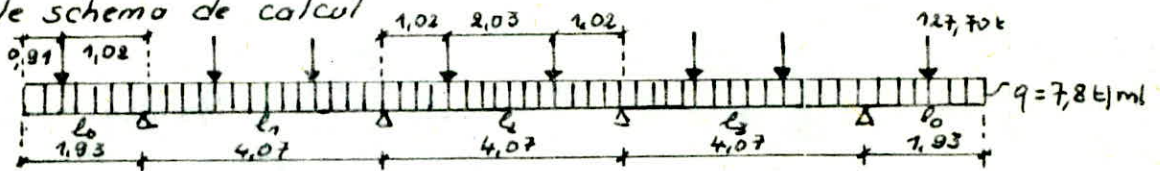
Le coefficient de répartition associé au convoi D a été déjà calculé et vaut 2,0294. Donc chaque appareil d'appuis transmet une charge R_D égale à



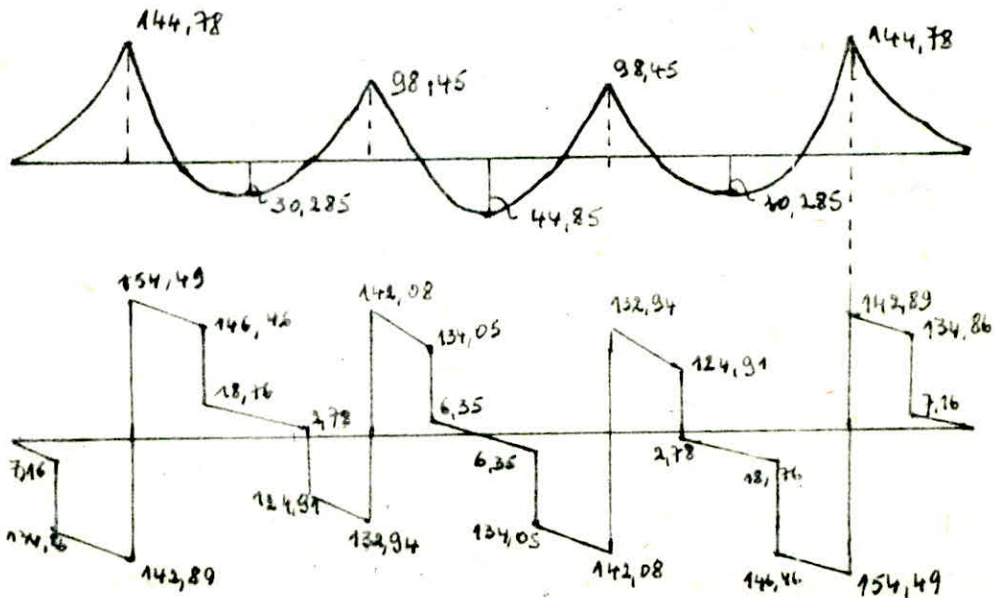
$$R_D = \frac{R'_D}{8} \times 2,0994 = 51,11 \text{ t}$$

Soient, en tout : une charge uniformément répartie $q = 7,8 \text{ t/ml}$
huit charges concentriques $P_0 = R_G + R_D = 127,70 \text{ t}$

D'où le schéma de calcul



Les diagrammes du moment flechissant et de l'effort tranchant sont obtenus en utilisant la méthode des 3 Moments.



13: Ferrailage du chevetre

a: 90 L'appui : $M = -144,78 \text{ t.m}$

Utilisons la méthode de PIERRE CHARRON

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_a} = \frac{15,162}{15,162 + 2800} = 0,464$$

$$\bar{\delta} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,844$$

$$\bar{k} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\delta} \bar{\sigma}'_b = 31,93 \text{ kg/cm}^2$$

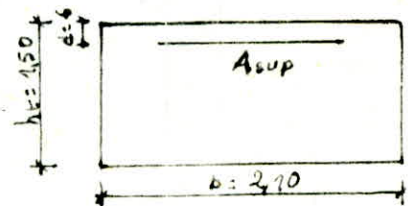
Moment résistant du béton

$$M_{rb} = \bar{k} b h^2 = 31,93 \cdot 210 (150 - 6)^2 = 1390 \text{ t.m} > M_p = 144,78 \text{ t.m}$$

Donc les armatures comprimées sont inutiles

$$A_{sup} = \frac{M_p}{\bar{\delta} h \bar{\sigma}'_a} = 41,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 14 \text{ T}20 \Rightarrow A_{sup} = 43,98 \text{ cm}^2$$



Condition de non Fissuration

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} \quad \left\{ \begin{array}{l} \tilde{\omega}_f = \frac{4}{8f} = \frac{A}{2bd} = 0,017 \\ k = 10^6 \text{ (Fissuration préjudiciable)} \\ \eta = 1,6 \text{ (Acier HA)} \\ \bar{\sigma}_b = 8,5 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

Nous trouvons:

$\sigma_1 = 1162,4 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 1979 \text{ kg/cm}^2$, la fissuration n'est pas vérifiée nous prenons alors $\bar{\sigma}_a = \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 1979 \text{ kg/cm}^2$ et nous recalculons la section d'armatures

$$A_{sup} = \frac{M_f}{\gamma_{18} h \bar{\sigma}_a} = \frac{144,78 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 144 \cdot 1979} = 58,06 \text{ cm}^2$$

Nous choisissons 20T20 correspondant à $A = 62,83 \text{ cm}^2$

b: A mi-travée: $M = 44,85 \text{ tm}$

Armatures inférieures

$$A_{inf} = \frac{M_f}{\gamma_{18} h \bar{\sigma}_a} = 12,71 \text{ cm}^2$$

soit 9T14 $\Rightarrow A_{inf} = 13,85 \text{ cm}^2$

condition de non Fissuration

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} \quad \left\{ \begin{array}{l} \tilde{\omega}_f = \frac{A}{8f} = 0,005 \\ \phi = 14 \text{ mm} \\ \eta, k \text{ et } \bar{\sigma}_b \text{ inchangés} \end{array} \right.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

Nous trouvons:

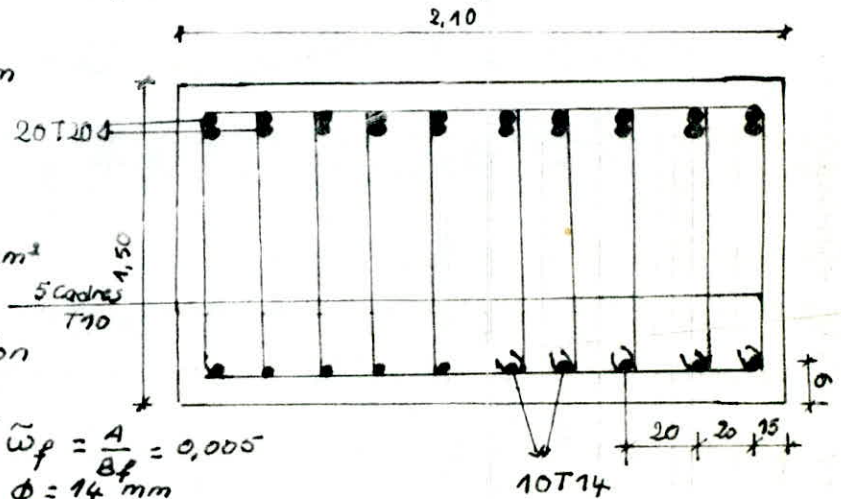
$$\sigma_1 = 544,2 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_2 = 2365 \text{ kg/cm}^2$$

La fissuration n'est pas vérifiée; nous recalculons alors la section d'armatures en prenant comme contrainte admissible des aciers.

$$\bar{\sigma}_a = \min\{2/3 \bar{\sigma}_{en}; \max(\sigma_1, \sigma_2)\} = \bar{\sigma}_{en} = 2365 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{inf} = \frac{M_f}{\gamma_{18} h \bar{\sigma}_a} = \frac{44,85 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 144 \cdot 2365} = 15,05 \text{ cm}^2$$

Nous choisissons alors 10T14 correspondant à $A = 15,39 \text{ cm}^2$



1.4 Vérification de l'effort Tranchant

$$T_{max} = 154,49 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b_0 z} = \frac{154,49 \cdot 10^3}{210 \cdot 7/8 \cdot 144} = 5,84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 8,5 = 29,75 \text{ kg/cm}^2$$

$\Rightarrow \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b : \text{Vérifié}$

0: Armatures Transversales

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \cdot \bar{\sigma}_{cn} \quad ; \quad \text{avec } f_{at} = \max \left\{ \left(1 - \frac{\sigma_b}{90} \right) ; 0,73 \right\} = 0,928$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,928 \cdot 4200 = 3900 \text{ kg/cm}^2$$

Choisissons alors 5 cadres T10 correspondant à $A_t = 7,85 \text{ cm}^2$

Espacement

$$t_s = \frac{A_t \cdot 7,85 h \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = 24,97 \text{ cm}$$

$$\bar{E} = \min \left\{ 0,2h ; \left(1 - 0,5 \frac{\sigma_b}{\sigma_b} \right) \right\} = 28,8 \text{ cm}$$

Nous prenons un espacement $t = 20 \text{ cm}$ pour tout le chevetre.

2: ETUDE DU FUT

Les fûts sont sollicités par (02) deux types de charges

- Un effort vertical (charge et surcharge provenant du chevetre + le poids propre des fûts).
- un effort horizontal dû à :
 - La variation linéaire du tablier
 - Freinage
 - séisme

Efforts Verticaux

Poids propre revenant à la pile :

- Poids provenant du Tablier : $306 \times 2 = 612,56 \text{ t}$

- Poids propre du chevetre : $(1,50 \times 16 \times 2,10) \cdot 2,5 = 126 \text{ t}$

- Poids propres des Fûts (4 fûts) : $\frac{\pi d^2}{4} \times 4 \times 2,5 \times 5 = 66,366 \text{ t}$

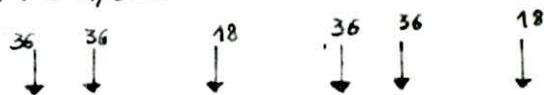
$$\text{D'où } G = 612,56 + 126 + 66,366 = 804,926 \text{ t}$$

Surcharges :

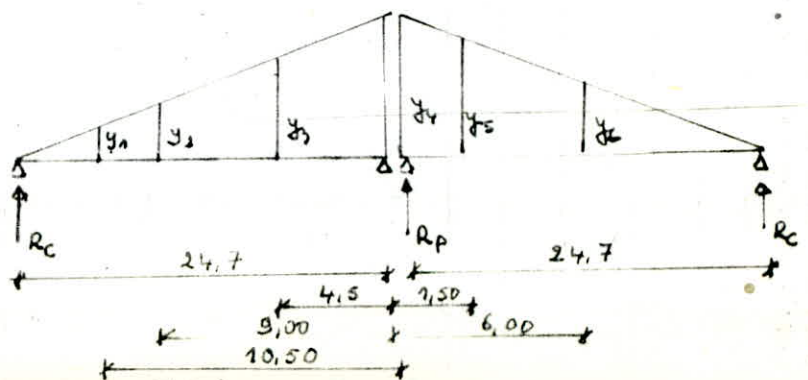
surcharge $A = 156,323 \times 2 = 312,646 \text{ t}$

surcharge du trottoir : $T_2 = 7,039 \times 2 = 14,078$

- Surcharge σ_c .



- $y_4 = 1$
- $y_1 = 0,574$
- $y_2 = 0,635$
- $y_3 = 0,817$
- $y_5 = 0,939$
- $y_6 = 0,757$



Efforts horizontaux

Variation linéaire du tablier $H_L = 10,174t$

Freinage des véhicules $H_F = 10,00t$

Seisme $H_S = 81,67t$

EFFORTS SOLICITANT LES FÛTS

EFFORTS SOLICITATIONS		H (t)	V (t)	bras de levier (m)	M (t.m)
G			804,926		
(A+T ₂)			326,664		
FREINAGE		10,00		6,50	
SEISME		81,67		6,50	
Σ	CN G+T ₂ +A+T	12,00	V _{min} = 804,926		M _{max} = 78,00
	CS G+F+S+T	91,67	V _{min} = 804,926		M _{max} = 595,85

Efforts à la base de chaque fois

Conditions normales

$$M = \frac{1}{4} M_{max} = \frac{1}{4} \cdot 78 = 19,5 \text{ t.m}$$

$$V = \frac{1}{4} V_{min} = \frac{1}{4} \cdot 804,926 = 201,23 \text{ t}$$

Conditions sismiques

$$M = \frac{1}{4} M_{max} = \frac{1}{4} \cdot 595,85 = 148,96 \text{ t.m}$$

$$V = \frac{1}{4} V_{min} = \frac{1}{4} \cdot 804,926 = 201,23 \text{ t}$$

2.1: Vérification au flambement

$$l_c = k l_0 = 2 l_0 = 2 \times 5 = 10 \text{ m}$$

pour une section circulaire : $i = D/4 = 1,30/4 = 0,325 \text{ m}$

$$d = \frac{l_c}{i} = \frac{10}{0,325} = 30,76 < 50 \Rightarrow \text{pas de Flambement}$$

2.2: Ferrailage

des fûts seront ferrailés en Flexion composée d'après la méthode décrite dans "calcul Pratique des sections de béton armé"

a: En conditions sismiques : $M = 148,96 \text{ t.m}$; $V = 201,23 \text{ t}$

$d = 12 \text{ cm}$; $R = 65 \text{ cm}$; $r = R - d = 53 \text{ cm}$

$e = \frac{M}{V} = 74 \text{ cm} > \frac{r}{2} = 26,5 \text{ cm} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée

$$\eta = \frac{e}{2r} = 0,70$$

$$B = 2\pi r d = 3996,10 \text{ cm}^2$$

$$\mu' = \frac{M}{2\pi \sigma'_b B} = 0,22$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 0,70 \\ \mu' = 0,22 \end{array} \Rightarrow \right\} \begin{array}{l} \omega = 2,52 \\ k = 14,5 \end{array}$$

D'où la section d'armatures

$$A = \frac{\omega \cdot B}{100} = 100,70 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_a = k \bar{\sigma}'_b = 14,5 \cdot 160 = 2320 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

$$\sigma'_a = \eta \sigma'_b = 15 \cdot 160 = 2400 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_{en}$$

verifié

b: En conditions normales : $M = 99,5 \text{ tm}$; $V = 209,23 \text{ t}$

$e = \frac{M}{V} = 9 \text{ cm} < \frac{r}{2} = 26,5 \text{ cm}$, et comme V est un effort de compression,

alors la section est entièrement comprimée.

$$B = 2\pi r d = 3996,10 \text{ cm}^2$$

$$\beta = \frac{B \sigma'_a}{V} = 3,77 \quad ; \quad \beta = \frac{2 \times 9}{53} = 0,339$$

$$\tilde{\omega} = \frac{1}{0,15} \left(\frac{1+\beta}{\beta} - 1 \right) < 0 \Rightarrow \tilde{\omega} = \text{pourcentage minimal.}$$

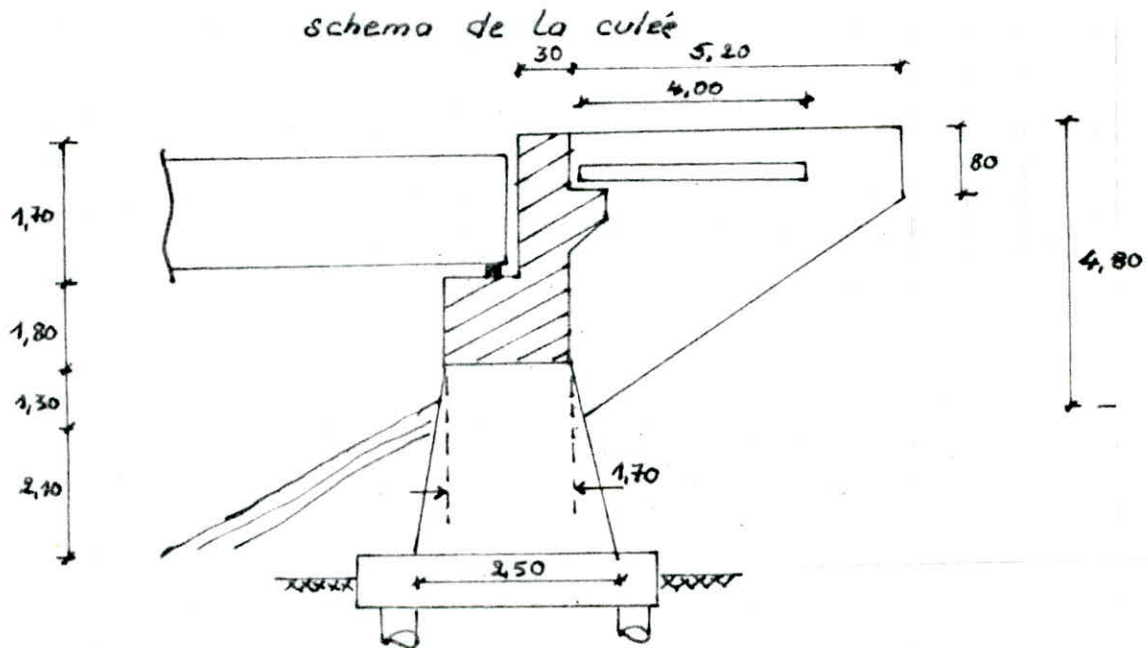
Nous adoptons alors le ferrailage suivant

$$14732 \Rightarrow A = 112,60 \text{ cm}^2.$$

XVI ETUDE DE LA CULEE

Dans le present chapitre, il s'agit de determiner les efforts et par consequent le ferrailage des elements suivants de la culee.

- 1: Mur garde-greve
- 2: Mur en retour
- 3: Dalle de transition
- 4: corbeau d'appui
- 5: chevetre
- 6: Les Fûts (poteaux de section rectangulaire)



1: MUR GARDE-GREVE

Le mur garde-greve est suppose encastree dans le chevetre et soumis aux charges suivantes :

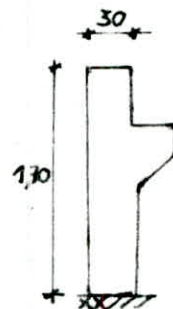
1.1: Forces horizontales

- a: Pousee des terres due au remblai
- b: Pousee due aux charges locales
- c: Force de freinage

1.2: Forces verticales

- a: Poids propre du mur garde-greve
- b: charge directement en contact avec le mur garde-greve
- c: action de la dalle de transition

Neanmoins ces forces verticales seront negligees pour les raisons suivantes (a) et (b) ne provoquent pas de moment dans le mur garde-greve, car ils sont centres, de plus ils ont un effet plutot favorable vis a vis de



flexion dû aux charges horizontales. (c) qui est en general excentrée d'environ 30cm par rapport au plan moyen du mur garde-grève engendre un moment qui vient en déduction des moments produits par les forces horizontales.

1.3 : Détermination des efforts horizontaux

a: Pousée des terres : $M_T = \frac{i \Delta h^3}{6}$
 i: coeff de pousset, $i = \frac{1}{3}$
 Δ: masse volumique du remblai $\Delta = 2 \text{ t/m}^3$
 h: hauteur du mur garde-grève $h = 1,70 \text{ m}$ } $\Rightarrow M_T = 0,54 \text{ t m/ml}$

b: Pousée due aux charges locales

$$M_p = \frac{12k}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx = \frac{12k}{0,75 + 2h} \left[(h+0,25) \ln \left(1 + \frac{h}{0,25} \right) - h \right]$$

avec:

$$k = 2886c \begin{cases} S: \text{coeff de majoration dynamique pour la charge sur remblai, } S=1 \\ b_c = 0,95 \text{ (Art 5.2.2 Fasc 61 CPC)} \end{cases}$$

c: Pousée due au freinage

Nous ne considérons qu'un essieu B_c en contact avec le mur garde-grève, l'autre essieu situé à 1,50m en arrière a un effet négligeable. D'autre part, 1ml ne peut subir que le freinage d'une seule roue de 6T. D'où

$$M_F = \frac{6 \cdot 8 \cdot h}{0,25 + 2h} = 3,35 \text{ t m/ml} \quad \text{où } \gamma: \text{coeff de pondération } \gamma = 1,2$$

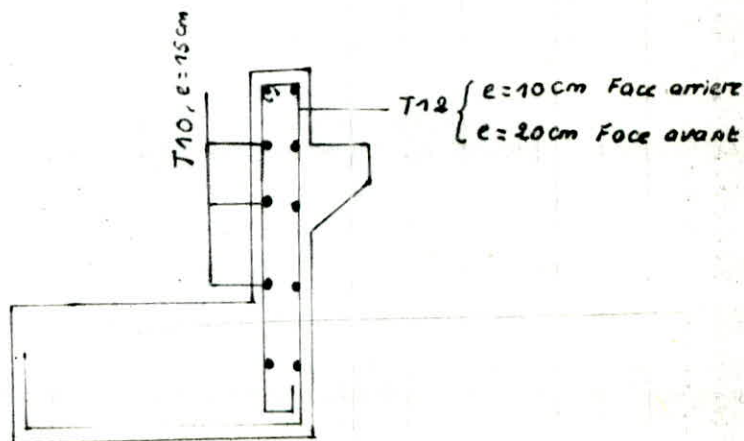
1.4 : Ferrailage

Moment Total : $M = M_T + M_p + M_F = 6,39 \text{ t m/ml}$

Dans l'autre sens, le moment à l'encastrement est dû au freinage diminué de la pousée des terres et évalué à $M' = -3,2 \text{ t m/ml}$.

Nous adoptons le ferrailage type pour le mur garde-grève.

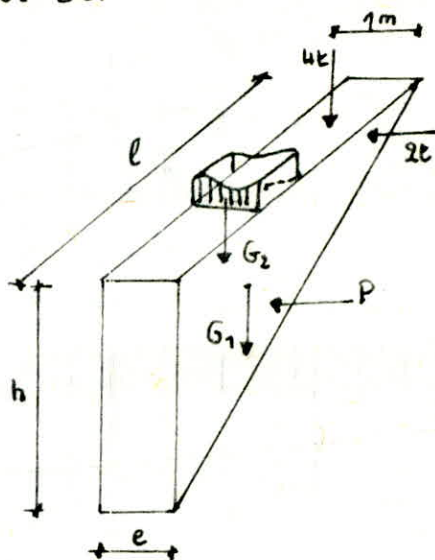
(voir documents SETRA page 25)



2: MUR EN RETOUR

Les bulletins SETRA définissent le chargement appliqué sur le mur en retour
Comme suit

- Poids propre du mur : $G_1 = 2,5 \frac{h \cdot l}{2} \cdot e$
 - Poids de la superstructure : $G_2 = 0,3l$
 - Poussée horizontale répartie : $P = (\frac{h}{3} + 0,5) \cdot \frac{l \cdot h}{2}$
 - charge concentrée verticale $F_v = 4t$
 - charge concentrée horizontale $F_H = 2t$
- $h = 4,80 m$; $l = 6,20 m$; $e = 40 cm$



2.1: Efforts au niveau de l'encastrement

a) sous charges verticales

$$\text{Effort Tranchant: } T_v = G_1 + G_2 + 4 = 20,74 t$$

Moment d'axe horizontal:

$$M_v = 2,5 \frac{l^2 h}{6} \cdot e + 0,3 \frac{l^2}{2} + 4(l-1) = 57,32 t \cdot m$$

b) sous charges horizontales

$$\text{Effort Tranchant: } T_H = (\frac{h}{3} + 0,5) \frac{l \cdot h}{2} + F_H = 33,25 t$$

Moment d'axe vertical:

$$M_H = (\frac{h}{3} + 0,5) \frac{l^2 h}{2} + 2(l-1) = 74,98 t \cdot m$$

2.2: Ferrailage

a: sous moment d'axe horizontal : $M_v = 57,32 t \cdot m$

D'après la méthode de PIERRE CHARON

$$\bar{\alpha} = 0,464 ; \bar{\delta} = 0,854 ; \bar{k} = 31,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{rb} = \bar{k} b h^2 = 29,42 t \cdot m > M_v \Rightarrow A'_v = 0$$

$$A_v = \frac{M_v}{718 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = 4,92 \text{ cm}^2$$

Nous prenons 2T20 = 6,28 cm²

b: sous moment d'axe vertical : $M_H = 74,98 t \cdot m$

$$M_{rb} = \bar{k} b h^2 = 187,75 t \cdot m > M_H \Rightarrow A'_H = 0$$

$$A_H = \frac{M_H}{718 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = 87,44 \text{ cm}^2$$

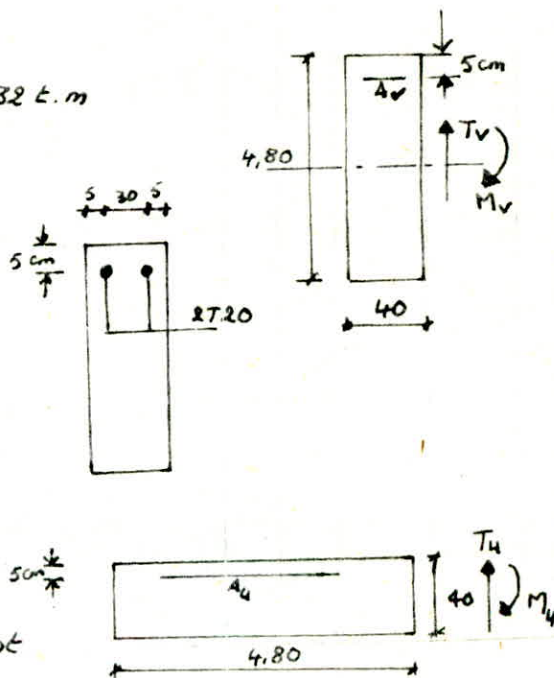
$$\text{soit : } 28 T20 = 87,96 \text{ cm}^2$$

2.3: vérification vis à vis de l'effort tranchant

$$\bar{\sigma}_{bv} = \frac{T_v}{50 Z} = 1,247 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{bH} = \frac{T_H}{60 Z} = 2,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = (\bar{\sigma}_{bv}^2 + \bar{\sigma}_{bH}^2)^{1/2} = 2,58 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_a = 9,77 \text{ kg/cm}^2 : \text{vérifié}$$



3: DALLE DE TRANSITION

Rôle : C'est une dalle placée sous la chaussée aux entrées des ponts. Sa présence a pour but d'éviter le dénivellement qui se produira éventuellement entre la chaussée courante et celle du pont en cas de tassement. Elle sera calculée comme une poutre appuyée sur ses deux extrémités.

3.1: Evaluation des charges et surcharges

a: charges permanentes

- Remblai : $2 \times 0,52 = 1,04 \text{ t/ml}$
 - Revêtement + Etanchéité : $2,2 \times 0,08 = 0,176 \text{ t/m}^2$
 - Poids propre de la dalle : $2,5 \times 0,3 = 0,75 \text{ t/m}^2$
- $$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \Rightarrow q_G = 1,966 \text{ t/m}^2$$

b: surcharges

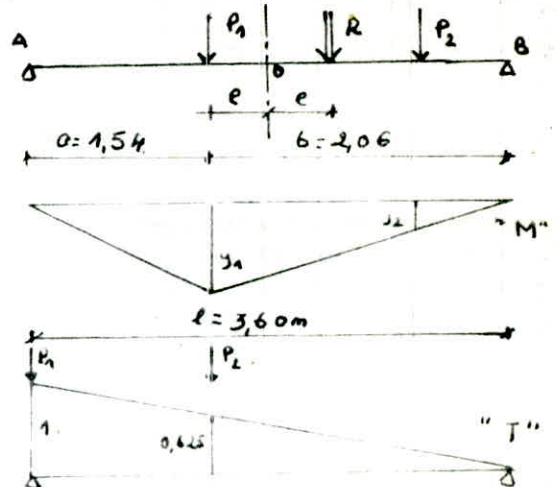
Les plus grands efforts sont obtenus avec le système de P_1 . Nous admettrons que les roues des rangées P_1 et P_2 sont équivalentes, chacune à une charge répartie ($5,5 \text{ t/ml}$). P_1 est affectée d'un coefficient de majoration égal à 2 (pour tenir compte du choc d'un essieu au voisinage de l'appui); P_2 est affectée d'un coefficient de majoration dynamique égal à 1,2.

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

Nous utiliserons le théorème de BARRÉ pour obtenir la position la plus défavorable.

$$\begin{aligned} \sum M_{10} = 0 &\Rightarrow -R \cdot e = P_1 \cdot e - P_2 (1,35 - e) \\ &\Rightarrow P_2 \cdot 1,35 = (R + P_1 + P_2) \cdot e \\ \Rightarrow e &= \frac{P_2}{R + P_1 + P_2} \cdot 1,35 = 0,253 \text{ m} \end{aligned}$$

$$y_1 = \frac{a \cdot b}{l} = 0,88 ; y_2 = 0,30$$



3.2: Détermination des efforts

a: sous charges permanentes

$$M_G = \frac{q_G \cdot l^2}{8} = 3,18 \text{ t/ml}$$

$$T_G = \frac{q_G \cdot l}{2} = 3,53 \text{ t/ml}$$

b: sous surcharges

$$M_Q = \sum P_i \cdot y_i = 11 \cdot 0,88 + 6,6 \cdot 0,30 = 11,66 \text{ t/ml}$$

$$T = \sum P_i \cdot y_i = 11 \cdot 1 + 6,6 \cdot 0,625 = 15,12 \text{ t/ml}$$

$$\text{à } 0,0 : M_{\max} = M_G + M_Q = 14,84 \text{ t/ml}$$

$$T_{\max} = T_G + T_Q = 18,45 \text{ t/ml}$$

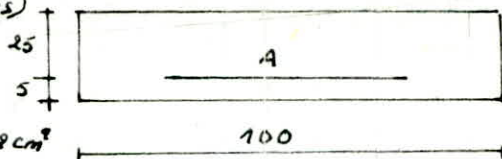
3.3: Ferrailage

$$\bar{\sigma} = 0,529 ; \delta = 0,825 ; \bar{K} = 45,74 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{rb} = \bar{k} b h^2 = 33,34 \text{ t/m/m} > M_{\max}$$

Donc $A' = 0$ (pas d'armatures comprimées)

$$A = \frac{M}{\gamma_{12} b \sigma_s} = 24,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



Soit 12 T 16 / ml correspondant à $A = 24,12 \text{ cm}^2$

Dans l'autre sens, nous prendrons des armatures de répartition.

$$A_r = \frac{A}{4} = 6,03 \text{ cm}^2/\text{ml}; \text{ soit } 7 \text{ T } 12 / \text{ml}$$

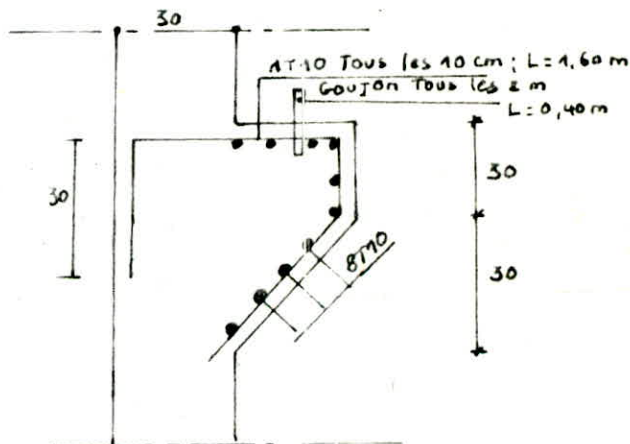
3.4 : Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b_0 z} = 8,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau} = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 8,5 = 9,77 \text{ kg/cm}^2 \quad \left. \vphantom{\bar{\tau}} \right\} \Rightarrow \tau < \bar{\tau} : \text{vérifié}$$

4: CORBEAU D'APPUI

Les bulletins définissent un ferrailage type pour le corbeau d'appui de la dalle de transition qui est le suivant:



5: ETUDE DU CHEVETRE

Selon les documents SETRA, les charges agissant sur le chevetre sont:

a: poids propre du mur garde-greve + chevetre

$$\Delta_1 = 2 \times 2,5 \text{ où } s: \text{ est la section totale chevetre + garde-greve}$$

$$s = 1,7 \cdot 0,3 + (7,71,8) = 3,57 \text{ cm}^2, \text{ où } \Delta_1 = 17,85 \text{ t/m/ml}$$

b: surcharge transmise par le mur garde-greve

- verticales

$$\sigma_c \Rightarrow \frac{12,11}{2,5} = 5,27 \text{ t/ml}$$

$$\sigma_e \Rightarrow \frac{16 \times 1}{3} = 5,33 \text{ t/ml}$$

} arrondis à 5,5 t/ml

Et pour tenir compte du choc d'un véhicule (essieux) au droit de l'appui, cette surcharge est affectée d'un coefficient de majoration dynamique égal à 2.

B'ou : $\Delta_2 = 2.55 = 77 \text{ t/ml}$

Horizontales

- Poussee des terres : $H_p = \frac{1}{2} k_0 \gamma h^2$ $\left\{ \begin{array}{l} k_0 = \frac{1}{3} \\ \gamma = 2 \text{ t/m}^3 \\ h = 3.50 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow H_p = 4.08 \text{ t/ml}$

- Poussee de la surcharge localisee

$H_L = \frac{12k}{0.75 + 2h}$; avec $k = k_0 \gamma \delta b_c$ $\left\{ \begin{array}{l} \gamma = 1.2 : \text{coeff de ponderation} \\ \delta = 1 \text{ (charge sur terre)} \\ b_c = 0.95 \end{array} \right.$

$\Rightarrow H_L = 0.588 \text{ t/ml}$

- Freinage : $H_F = \frac{6.8}{0.25 + 2h} = \frac{6 \times 1.2}{0.25 + 2 \times 3.5} = 0.99 \text{ t/ml} \approx 1 \text{ t/ml}$

c) Dalle de Transition

- Charge permanente : $\Delta_{36} = D(1.25h_0 + 1.1h_R) = 4.755 \text{ t/ml}$

avec $\left\{ \begin{array}{l} h_0 = 30 \text{ cm} : \text{hauteur de la dalle} \\ h_R = 53 \text{ cm} : \text{hauteur du remblai sur dalle} \end{array} \right.$

- surcharge

$q_s = T_q = 15.12 \text{ t/ml}$ (calculée, lors de l'étude de la dalle de Transition)

d) Tablier

La charge permanente + surcharge du convoi D transmis par les appareils d'appui sont supposées réparties uniformément sur le tablier.

$q_T = \frac{77.55 \times 8}{16} = 38.77 \text{ t/ml}$

e) Mur en retour

Le mur en retour transmet au chevetre.

- son poids propre $P_1 = 2.5 \frac{h \cdot l}{2} \cdot e = 12.96 \text{ t}$

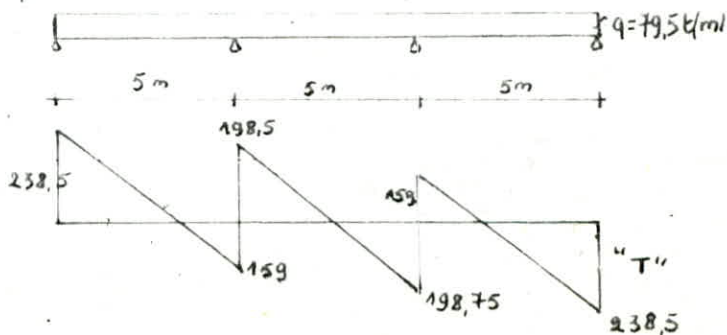
- une surcharge verticale de 4 t

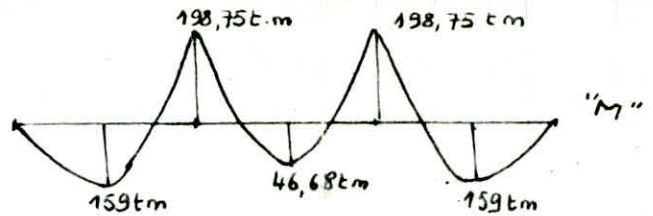
- une surcharge horizontale de 2 t

Le chevetre est soumis à une charge uniformément répartie :

$q = \Delta_n + \Delta_6 + 1.2q_s + q_T = 79.50 \text{ t/ml}$

5.1 : Détermination des efforts de flexion





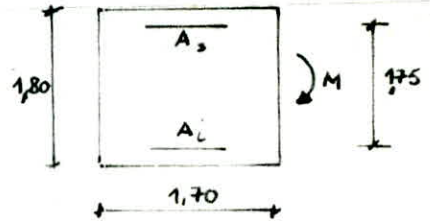
5.2: Ferroillage de Flexion

Selon les documents SETRA, Les armatures supérieures et inférieures seront déterminées par le moment maximal qui est un moment sur appui.

$$M_{max} = 198,75 \text{ tm}$$

$$A_s = A_i = \frac{M_{max}}{778 h \bar{\sigma}_a} = 46,35 \text{ cm}^2$$

Nous choisirons : $A_s = A_i = 15720 = 47,72 \text{ cm}^2$



5.2.0: condition de non fissuration

$$\bar{\sigma}_1 = 1627 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_2 = 1916 \text{ kg/cm}^2$$

$\max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 1916 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$, Nous prendrons $\bar{\sigma}_a = 1916 \text{ kg/cm}^2$ et nous recalculerons la section d'acier, nous trouvons :

$$A_s = A_i = 67,74 \text{ cm}^2, \text{ nous choisirons } A_s = A_i = 22720 = 69,11 \text{ cm}^2$$

5.2.6: Contrainte tangentielle du béton : $T_{max} = 238,5 \text{ t}$

$$\bar{\tau}_b = \frac{T_{max}}{b_0 t} = 9,16 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 9,77 \text{ kg/cm}^2$$

5.3 Détermination des efforts de torsion

a) Tablier : convoi

$$R_0 = 39,26 \text{ t} ; E_0 = 0,13 \text{ m} \Rightarrow C = R_0 \cdot E_0 = 5,10 \text{ tm}$$

b) Mur garde-greve

$$\text{Poussée des Terres : } H_p = 4,08 \text{ t/ml} ; E_p = 1,43 \text{ m}$$

$$\Rightarrow C_p = -5,83 \text{ tm}$$

$$\text{-Freinage : } H_f = 2 \text{ t/ml} ; E_f = 2,6 \text{ m} \Rightarrow C_f = \pm 2,6 \text{ tm}$$

c) Dalle de Transition

$$\text{surcharge B : } T_q = 15,12 \text{ t/ml} ; E_d = 1,25 \text{ m} \Rightarrow C_d = 18,65 \text{ tm}$$

d) Mur en retour

$$\text{surcharge verticale : } F_v = 4 \text{ t} ; E_{F_v} = 7,05 \text{ m} \Rightarrow C_{F_v} = 28,20 \text{ tm}$$

Le couple résultant maximal est

$$C = 48,72 \text{ tm}$$

5.4: Ferrailage dû à la torsion

D'après l'aide mémoire de Béton Armé.

$$f = b/a = 180/170 = 1,059 \Rightarrow \chi = 4,28$$

$$\gamma_b = \gamma \frac{c}{\sigma_b} = 4,24 \text{ Kg/cm}^2$$

A partir du tableau donnant $w_p, w_t = f(f, \gamma_b)$, nous tirons $w_p = w_t = 0,09$

$$\text{Donc : } A_e = \frac{0.6.w_e}{100} = 27,54 \text{ cm}^2, \text{ soit } 14716 = 28,13 \text{ cm}^2$$

Ces armatures de torsion seront disposées le long du chevetre, elles viennent s'ajouter aux armatures de flexion et elles peuvent être réparties sur les 4 côtés du chevetre.

5: ETUDE DU FÛT.

6.1: Rôle: Le fût sert à transmettre aux fondations les efforts provenant du chevetre.

6.2: Tableau regroupant tous les efforts appliqués au fût.

SOLLICITATIONS \ EFFORTS	V (t)	H (t)	Z (m)	M (t.m)
Fût	25,8			
Chevetre + garde-grave	35,7			
Tablier	76,57			
Surcharge D	78,50			
mur en retour	57,20		2,91	108,50
Freinage		± 2,50	5,20	± 13,00
Variation Linéaire		± 2,54	5,20	± 13,20
seisme		± 20,41	5,20	± 106,32
CN G+I,2P+T	$V_{min} = 175,30$	5,04		$M_{max} = 137,70$
CS G+P+S+T	$V_{min} = 175,30$	25,45		$M_{max} = 247,02$

6.3 Ferrailage:

Le fût sera ferrailé en flexion composée d'après la méthode de PIERRE CHARON, en condition normale et en condition sismique.

6.3.1: condition normale

$e = \frac{M_{max}}{V_{min}} = 0,768 \text{ m} = 76,8 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = 28,33 \text{ cm} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée

et comme $e = 76,8 \text{ cm} < \frac{h_t}{2} = 85 \text{ cm}$, alors: $\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b0} \left(1 + \frac{2e}{h_t}\right) = 154,88 \text{ Kg/cm}^2$

$$M = M_{j0} + V_{min} \left(\frac{h_t}{2} - d\right) = 274,946 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{15 \text{ M}}{6h^2 \sigma_a} = 0,054$$

Les tables annexes "Exercices Béton Armé" donnent $k=36,4$; $\delta=0,9027$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_0}{k} = 76,92 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 154,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_0 \cdot b \cdot h} = 65,92 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{V_{\min}}{\bar{\sigma}_0} = 62,60 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = A_1 - A_2 = 3,32 \text{ cm}^2$$

6.3.2: condition sismique

$$e = \frac{M_{\max}}{V_{\min}} = 137,49 \text{ cm} > \frac{h_e}{2} = 85 \text{ cm}$$

$$M = M_{10} + V_{\min} \left(\frac{h_e}{2} - d \right) = 381,26 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \text{ M}}{6h^2 \bar{\sigma}_a} = 0,050 \Rightarrow k=38; \delta=0,9057$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_{en} b h} = 60,74 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{V_{\min}}{\bar{\sigma}_{en}} = 41,73 \text{ cm}^2$$

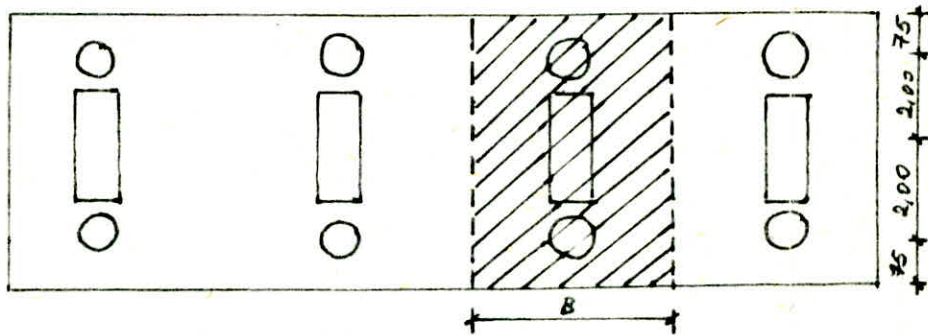
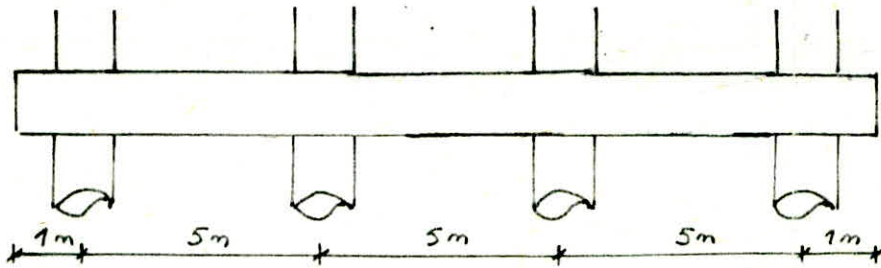
$$\Rightarrow A = A_1 - A_2 = 19 \text{ cm}^2$$

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

La condition sismique nécessite une section d'armatures plus grande, Nous adoptons donc comme ferrailage 7T20 = 21,98 cm². Et comme le seisme et le freinage peuvent avoir n'importe quel sens, il convient d'armer symétriquement le fût. Nous disposerons par ailleurs des armatures de répartition 7T8 sur les 2 autres côtés du fût. Ces armatures longitudinales seront reliées par des cadres 7T10.

XVII ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1. ETUDE DE LA SEMELLE TETE DES PIEUX DE LA CULEE



a: Prédimensionnement

- hauteur de la semelle

$$h_c > \frac{l}{2} - \frac{a}{4} = \frac{4}{2} - \frac{2,5}{4} = 1,375 \text{ m} \Rightarrow h = 1,40 \text{ m} \text{ et } h_c = 1,45 \text{ m}$$

- Largeur de la semelle : B

$$B = h_c + \Phi_{\text{pieu}} = 1,45 + 1,00 = 2,45 \text{ m}$$

b: Efforts agissant sur la semelle
Nous ne considérons que les efforts revenant à la bande de la semelle de largeur B .

- Poids propre du fût : 25,28t (déjà calculé)

- Chevette + garde-greue : $(1,8 \times 1,7 + 1,7 \times 0,3) 2,45 \times 2,5 = 27,86 \text{ t}$

- mur en retour 37,20t (déjà calculé)

- Tablier : $38,29 \times 8 \times \frac{2,45}{16} = 46,90 \text{ t}$

- surcharge D : $39,26 \times 8 \times \frac{2,45}{16} = 48,09 \text{ t}$

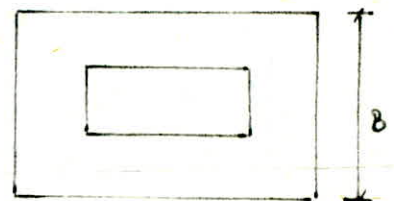
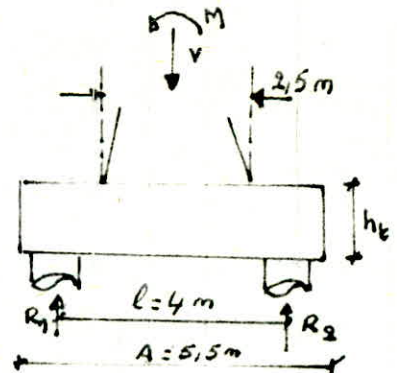
- Poids propre de la semelle : $5,5 \times 2,45 \times 1,45 \times 2,5 = 48,84 \text{ t}$

- Freinage : $10/4 = 2,5 \text{ t}$

- Variation linéaire : $10,17/4 = 2,54 \text{ t}$

- Remblai derrière la culée : $2(2,45 \times 5,5 - 1 \times 2,50) \times 6,9/2 = 75,72 \text{ t}$

- Seisme : $89,6/4 = 20,41 \text{ t}$



EFFORTS		V (t)	H (t)	z (cm)	M (t.m)
soll. citations					
Fut		25,28			
Chevêtre + garde-gras		21,86			
Mur en retour		37,2		2,76	102,67
Tablier		48,90			
Surcharge D		48,09			
Semelle		48,84			
Freinage			2,5	5,2	13
Variation Linéaire			2,54	5,2	13,20
Remblai		75,72		1,375	104,11
Seisme			20,41	5,2	106,13
Σ	CN	G+1,2P+T	V _{max} = 304	H _{max} = 5,04	M _{max} = 232,98
	CS	G+P+S+T	V _{max} = 304	H _{max} = 25,45	M _{max} = 339,11

1.1 Ferrailage:

Le ferrailage se fera suivant la méthode des bielles

a: En conditions normales

$$R_1 = \frac{V}{2} + \frac{M}{l} = \frac{304}{2} + \frac{232,98}{4} = 210,24 \text{ t}$$

$$R_2 = \frac{V}{2} - \frac{M}{l} = \frac{304}{2} - \frac{232,98}{4} = 93,75 \text{ t}$$

nous prenons $R = \max(R_1, R_2) = R_1 = 210,24 \text{ t}$, et nous calculons la section d'armatures A_1 :

$$A_1 = \frac{R}{\sigma_{ca}} \cdot \frac{l/2 - a/4}{h} = 73,74 \text{ cm}^2$$

b: En conditions sismiques

$$R_1 = \frac{V}{2} + \frac{M}{l} = \frac{304}{2} + \frac{339,11}{4} = 236,77 \text{ t}$$

$$R_2 = \frac{V}{2} - \frac{M}{l} = \frac{304}{2} - \frac{339,11}{4} = 67,22 \text{ t}$$

⇒ $R = \max(R_1, R_2) = R_1 = 236,77 \text{ t}$; et la section d'armatures

$$A_1 = \frac{R}{\sigma_{ca}} \cdot \frac{l/2 - a/4}{h} = 55,36 \text{ t}$$

Les conditions normales sont les plus défavorables; nous gardons alors $A_1 = 73,74 \text{ cm}^2$. Cette section sera disposée dans la bande de largeur $2s$ sous

poteaux. Dans la zone intermediaire, nous disposerons des armatures de répartition. $A_1' = \frac{1}{3} A_1$.

$$A_1 = \frac{73,74}{2,45} = 30,09 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A_1' = \frac{1}{3} 30,09 = 10,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Dans le sens longitudinal ; nous disposerons aussi une section d'armatures $A_2 = \frac{1}{3} A_1$. soit $A_2 = 10,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour A_1 , nous choisirons 25T20 ($A_1 = 78,5 \text{ cm}^2$), $e = 10 \text{ cm}$, qui s'étend sous poteaux et sur une bande de 2,40 m.

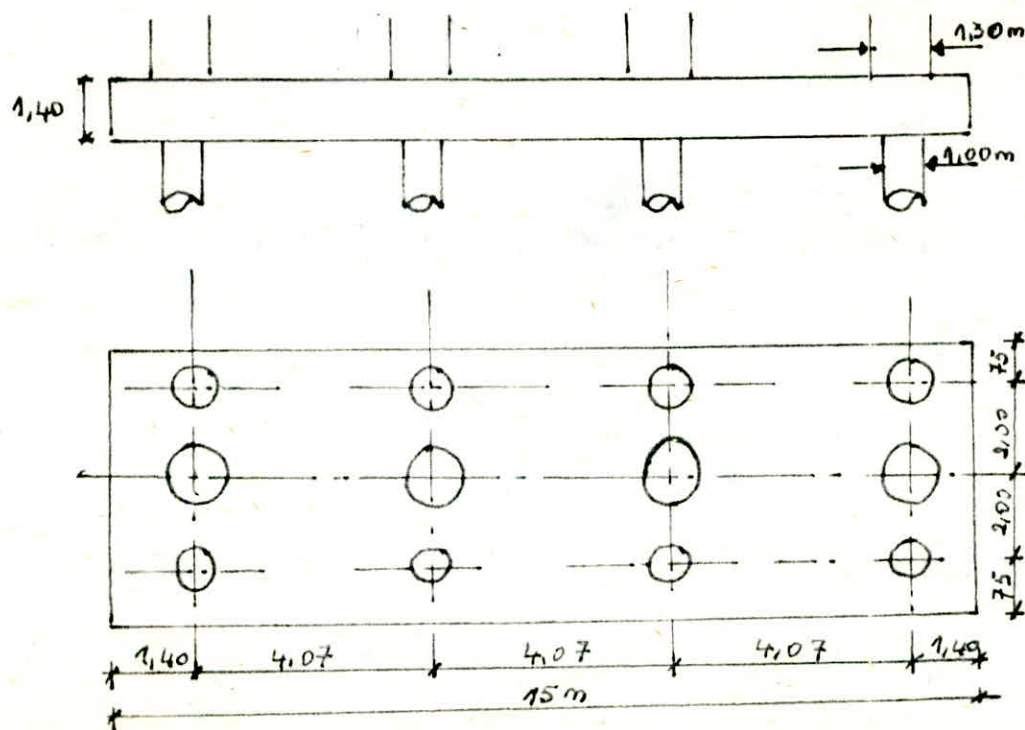
Pour A_2 , nous choisirons 12T16 ($A_2 = 24,11 \text{ cm}^2$) . soit $\frac{24,11}{2,60} = 9,27 \text{ cm}^2$ et s'étend sur toutes les zones intermediaires et sur une largeur de 2,60 m.

Dans le sens longitudinal, nous disposerons 28T16 ($A = 56,26 \text{ cm}^2$) soit $\frac{56,26}{5,5} = 10,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$, et s'étend sur toute la largeur de la

semelle.

Dans la disposition constructive, nous placerons des armatures superieures dans les 2 sens egales à $\frac{1}{3} A_1 = 10,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$. soit 5T16/ml

2: ETUDE DE LA SEMELLE TETE DES PIEUX DE LA PILE



Nous utilisons la méthode des bielles pour armer la semelle. Cette méthode suppose que les charges s'acheminent vers les pieux par des bielles obliques.

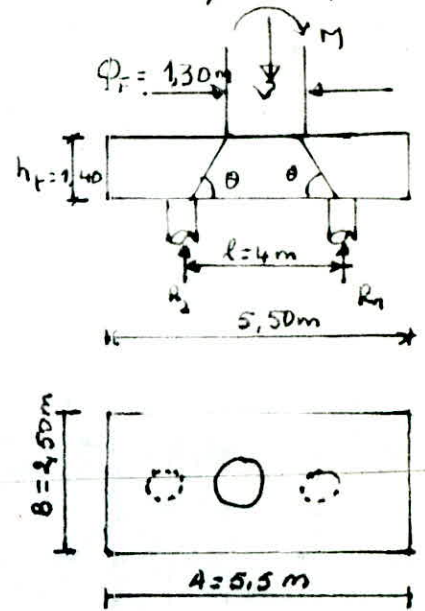
a. Épaisseur de la semelle

Pour pouvoir appliquer la méthode des bielles, il faut que :

$$\theta \geq 45^\circ \Rightarrow \operatorname{tg} \theta \geq 1 \Rightarrow \frac{h}{\frac{l}{2} - \frac{\Phi F}{4}} > 1$$

$$\Rightarrow h > \frac{l}{2} - \frac{\Phi F}{4} \Rightarrow h > \frac{400}{2} - \frac{130}{2} = 135 \text{ cm}$$

Nous prenons alors comme hauteur de la semelle $h_s = 140 \text{ cm}$ et $h_u = 135 \text{ cm}$



EFFORTS APPLIQUÉS SUR LA SEMELLE

EFFORTS sollicitations		V (t)	H (t)	z (m)	M (t·m)
Fut		16,59			
Chevêtre		19,68			
Tablier		93,80			
surcharge D		96,18			
semelle		48,72			
Freinage			3,00	7,90	23,7
Seisme			20,47	7,90	167,24
Σ	CN	G+1,2P+T	V _{max} = 277,37	H _{max} = 3,00	M _{max} = 23,7
	CS	G+D+T	V _{max} = 277,37	H _{max} = 23,47	M _{max} = 184,97

2.1 Ferrailage

a: conditions normales

$$R_1 = \frac{V}{2} + \frac{M}{l} = 143,17 \text{ t}$$

$$R_2 = \frac{V}{2} - \frac{M}{l} = 137,26 \text{ t}$$

Nous prenons $R = \max(R_1, R_2) = R_1 = 143,17 \text{ t}$ et une section A_s

$$A_s = \frac{R}{\sigma_a} = \frac{143,17}{10} = 14,317 \text{ cm}^2$$

b: conditions sismiques

$$R_1 = \frac{V}{2} + \frac{M}{l} = 183,42 \text{ t}$$

$$R_2 = \frac{V}{2} - \frac{M}{l} = 90,95 \text{ t}$$

$\Rightarrow R = \max(R_1, R_2) = R_1 = 183,42 \text{ t}$ et une section d'armatures A_1

$$A_1 = \frac{R}{\sigma_{en}} \cdot \frac{e/2 - a/4}{h} = 54,18 \text{ cm}^2$$

Nous remarquons que les sollicitations du 1er genre (normales), sont les plus défavorables. Nous gardons donc $A_1 = 63,41 \text{ cm}^2$. Cette section sera disposée dans la bande de largeur B, sous fût. Dans la zone intermédiaire, nous disposerons des armatures de répartition.

$$A_1 = \frac{63,41}{2,50} = 25,36 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad , \quad A'_1 = \frac{25,36}{3} = 8,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Dans le sens longitudinal, nous disposerons aussi une section d'armatures.

$$A_{\text{Long}} = \frac{1}{3} A_1 = \frac{25,36}{3} = 8,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc: Armatures inférieures: Transversal

$$A_1 \Rightarrow 10 \text{ T}20/\text{ml} ; e = 10 \text{ cm}$$

$$A'_1 \Rightarrow 5 \text{ T}20/\text{ml} ; e = 20 \text{ cm}$$

Armatures inférieures: longitudinal

$$A_{\text{Long}} \Rightarrow 4 \text{ T}20/\text{ml} ; e = 25 \text{ cm}$$

Armatures supérieures

$$\text{- Transversal: } A_{\text{sup}}^{\text{Tr}} \Rightarrow 4 \text{ T}20/\text{ml} ; e = 25 \text{ cm}$$

$$\text{- Longitudinal: } A_{\text{sup}}^{\text{Long}} \Rightarrow 4 \text{ T}20/\text{ml} ; e = 25 \text{ cm}$$

3: ETUDE DES PIEUX

3.1: Introduction.

Par suite de l'importance des efforts transmis aux fondations, il est nécessaire d'avoir recours à un système de fondations comportant un groupe de pieux disposés en (02) deux files et reliés par un massif rigide en tête.

Notre sol est constitué de:

a: une couche de 2m de hauteur formée par du sable argileux

b: une couche de sable moyen d'une hauteur de 1m, dont les

caracteristiques sont :

cohesion $c=0$

Angle de frottement interne $\varphi=35^\circ$

Densité $\gamma=2t/m^3$

3.2 : Capacité portante des pieux

Les formules statiques admettent que la charge limite Q_L soit

$$Q_L = Q_p + Q_f$$

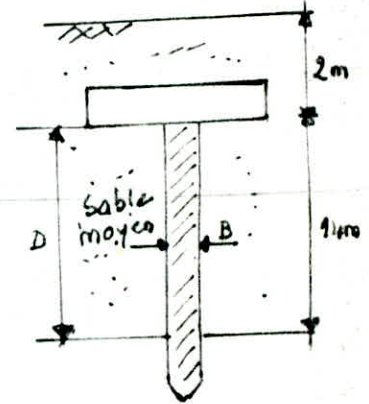
avec : Q_p : résistance de pointe

Q_f : résistance de frottement

$$Q_p = \frac{\pi b^2}{4} \gamma' N_q \cdot D \quad (\text{le terme de surface : négligé})$$

$$Q_f = \int_0^D \tau ds = \int_0^D (c + \sigma'_H \operatorname{tg} \varphi) b \cdot \pi ds$$

$$Q_f = c b \pi D + k \gamma' b \pi \frac{D^2}{2} \operatorname{tg} \varphi ; \text{ avec } k = 1 - \sin \varphi$$



Par ailleurs, nous adoptons les coefficients de sécurité suivants.

$FS_1 = 2$ pour l'effet de pointe

$FS_2 = 3$ pour l'effet de frottement

la charge limite admissible du sol sera donc :

$$Q_a = \frac{Q_p}{FS_1} + \frac{Q_f}{FS_2}$$

Application :

$$b = 1m ; \gamma' = 2 \cdot 1 = 1 t/m^3 ; N_q = 33,3 ; D = 1,4m ; k = 1 - \sin(35^\circ) = 0,42$$

$$\Rightarrow \begin{cases} Q_p = 366,15t \\ Q_f = 90,54t \end{cases} \Rightarrow Q_a = \frac{366,15}{2} + \frac{90,54}{3} = 213,25t$$

3.3 Dimensionnement des pieux (Vérification)

$$\sigma'_b = \frac{Q_a}{S} = \frac{Q_a}{\frac{\pi b^2}{4}} = \frac{4 \times 213,25 \cdot 10^3}{\pi \times (100)^2} = 27,15 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

3.4 : Efforts sollicitant les pieux sous pile

Ces efforts sont regroupés dans le tableau suivant :

Efforts		H (t)	V (t)	Z (m)	M (t.m)
Solllicitations					
Tablier + chevetret Fut G			804,926		
Surcharge D			392,00		
Semelle			288,75		
Freinage		± 12,00		7,90	94,8
Seisme		± 89,67		7,90	645,19
Σ	CN 6+1,2P+T	H _{max} = 12,00	V _{max} = 1485,67		M _{max} = 94,8
	CS 6+1,2P+5+T	H _{max} = 93,67	V _{max} = 1485,67		M _{max} = 740

Nous ferons un calcul pour les sollicitations normales, et nous donnerons les résultats pour les sollicitations sismiques.

Conditions normales

$$M = \frac{1}{4} M_{max} = 23,7 \text{ t.m}$$

$$V = \frac{1}{4} V_{max} = 371,41 \text{ t}$$

$$R_{max} = \frac{V}{2} + \frac{M}{l} = 199,63 \text{ t}$$

$$R_{min} = \frac{V}{2} - \frac{M}{l} = 179,78 \text{ t}$$

Nous remarquons que $R_{max} < Q_a \Rightarrow$ La portance du sol est vérifiée.

- Diagramme des moments le long du pieu

Nous utilisons la méthode de WERNER

$$M(x) = M^* \chi_{wm}^*(x) + \frac{H^*}{d} \chi_{wp}^*(x)$$

$$\chi_{wm}^* = -1,26 ; \chi_{wp}^* = -1,68 ; \chi_{em}^* = 1,54 ; \chi_{ep}^* = 1,26 ;$$

$$d = 0,25$$

Ces valeurs ont été calculées lors du calcul des déformations

$$p^* = \frac{\text{Effort horizontal Total}}{\text{Nombre de pieux}} = \frac{12,00}{8} = 1,5 \text{ t}$$

$$M^* = - \frac{\chi_{ep}^* \cdot p^*}{\chi_{em}^* \cdot d} = -4,90 \text{ t.m}$$



D'où l'expression du moment

$$M(x) = -4,90 \chi_{W_{M^*}}(x) + 7,5 \chi_{W_{P^*}}(x)$$

x/l	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
$\chi_{W_{M^*}}(x)$	0,97	0,87	0,70	0,50	0,30	0,17	0,08	0,03
$\chi_{W_{P^*}}(x)$	0,37	0,60	0,66	0,60	0,45	0,30	0,17	0,07
$M(x)$	-4,2	-3,36	-2,44	-1,55	-0,79	-0,38	-0,14	-0,04

Conditions sismiques

$$M = \frac{2}{4} M_{\max} = 185 \text{ t.m.}$$

$$V = \frac{2}{4} V_{\max} = 371,47 \text{ t}$$

$$R_{\max} = \frac{V}{2} + \frac{M}{l} = 237,95 \text{ t}$$

$$R_{\min} = \frac{V}{2} - \frac{M}{l} = 139,45 \text{ t}$$

Nous remarquons que $R_{\max} < 1,33 R_a = 283,62 \text{ t}$, donc la portance est vérifiée.

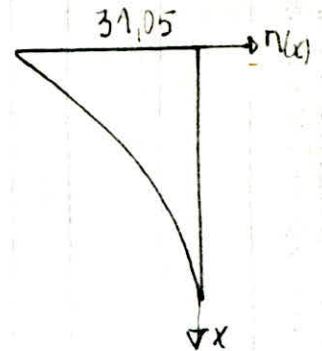
Diagramme des moments le long du pieu.

$$p^* = \frac{93,67}{8} = 11,71 \text{ t}$$

$$M^* = -36,27 \text{ t.m}$$

D'où l'expression du moment

$$M(x) = -36,27 \chi_{W_{M^*}}(x) + 11,17 \chi_{W_{P^*}}(x)$$



x/l	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
$\chi_{W_{M^*}}(x)$	0,97	0,87	0,70	0,50	0,30	0,17	0,08	0,03
$\chi_{W_{P^*}}(x)$	0,37	0,60	0,66	0,60	0,45	0,30	0,17	0,07
$M(x)$	-31,05	-24,85	-18,02	-11,43	-5,85	-2,81	-1,00	-0,31

3.5 Ferrailage

Le ferrailage des pieux se fera, en considérant la section la plus sollicitée qui se trouve en tête du pieu et qui est soumise à

Conditions sismiques

$$M = -36,27 \text{ t m}$$

$$R_{\min} = 139,45 \text{ t}$$

$$e = \frac{M}{R_{\min}} = 26 \text{ cm} > 16 \text{ cm} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

D'après l'aide mémoire de béton armé "DAVIDOVICI".

$$d = 5 \text{ cm} ; r = 45 \text{ cm} \Rightarrow \frac{d}{2r} = 0,05$$

Données : $N = R_{\min} = 139,45 \text{ t}$

$$M = 36,27 \text{ t m}$$

$$r = 45 \text{ cm}$$

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

Nous calculons :

$$k_e = \frac{N \cdot r}{M} = 1,73$$

$$k_a = \frac{M}{r^3 \bar{\sigma}_a} = 0,009$$

$$\left. \begin{array}{l} k_e = 1,73 \\ k_a = 0,009 \end{array} \right\} \Rightarrow \omega = 0,50 \% \text{ Ferrailage Minimal}$$

$$\text{Soit } A = \frac{\omega \pi r^2}{100} = 0,50 \cdot \frac{\pi \cdot 45^2}{100} = 31,80 \text{ cm}^2$$

Nous prenons alors 16 T16 ($A = 32,16 \text{ cm}^2$)

Armatures Transversales

Nous utilisons des spires T12 espacées de :

10 cm en zone de recouvrement

15 cm en zone courante

BIBLIOGRAPHIE

OUVRAGES

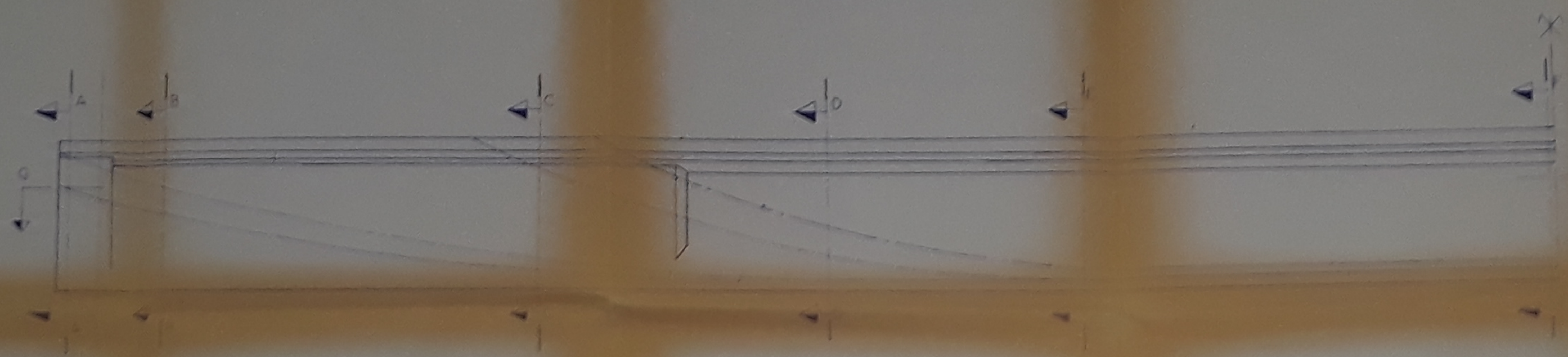
- BARES - MASSONNET
Calcul des Grallages et dalles orthotropes
- G. DREUX
Cours pratiques de béton précontraint
- ROGER - LACROIX
Projet de béton précontraint
- LACROIX - FUGENTES
Traité de béton armé
- EMILE OLIVIER
Les bétons, sols et Fondations
- A. GUERRIN
Traité de béton armé Tome III. Les Fondations
- PIERRE CHARDON
Calcul pratiques des sections de béton armé
- JAQUES PUTATI
Fondation - soubassement
- G. PHILIPONAT
Fondations et ouvrages en terre
- Aide-mémoire de béton précontraint

RÈGLEMENTS

- Cahier de prescriptions communes CPC Fasc. n° 63
- Règles C.C.B. 468
- Instructions Provisoires n° 1 et 2 (IPA; IP2) relatives à l'emploi du béton précontraint.
- Documents SETRA : appuis des Tabliers PP73
- Documents SETRA : FOND 72 LCPC.

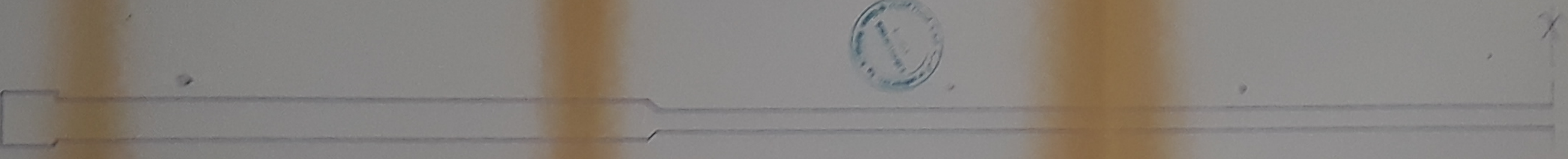


ELEVATION

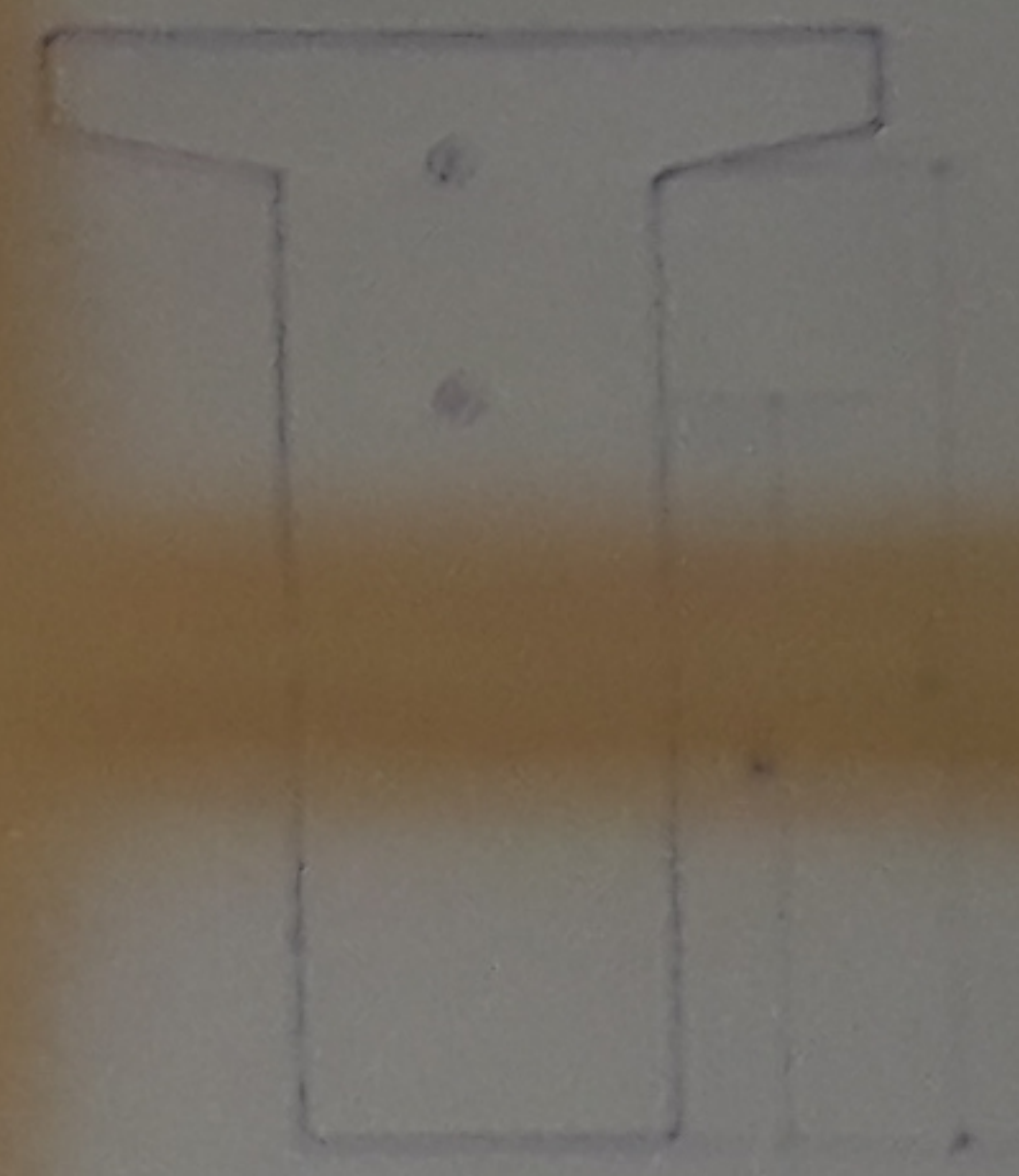


1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

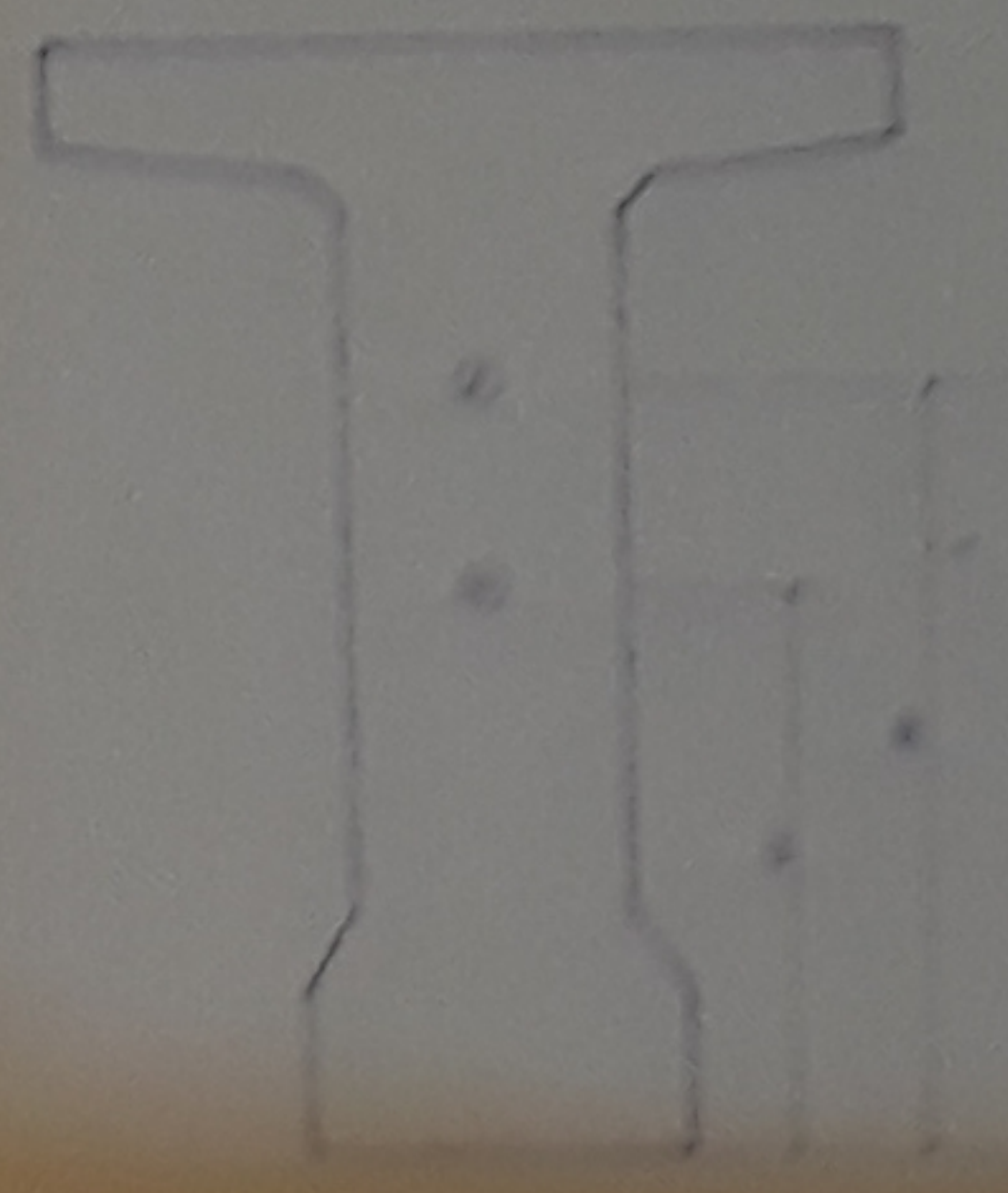
COTE 96



COTE A-A



COTE B-B

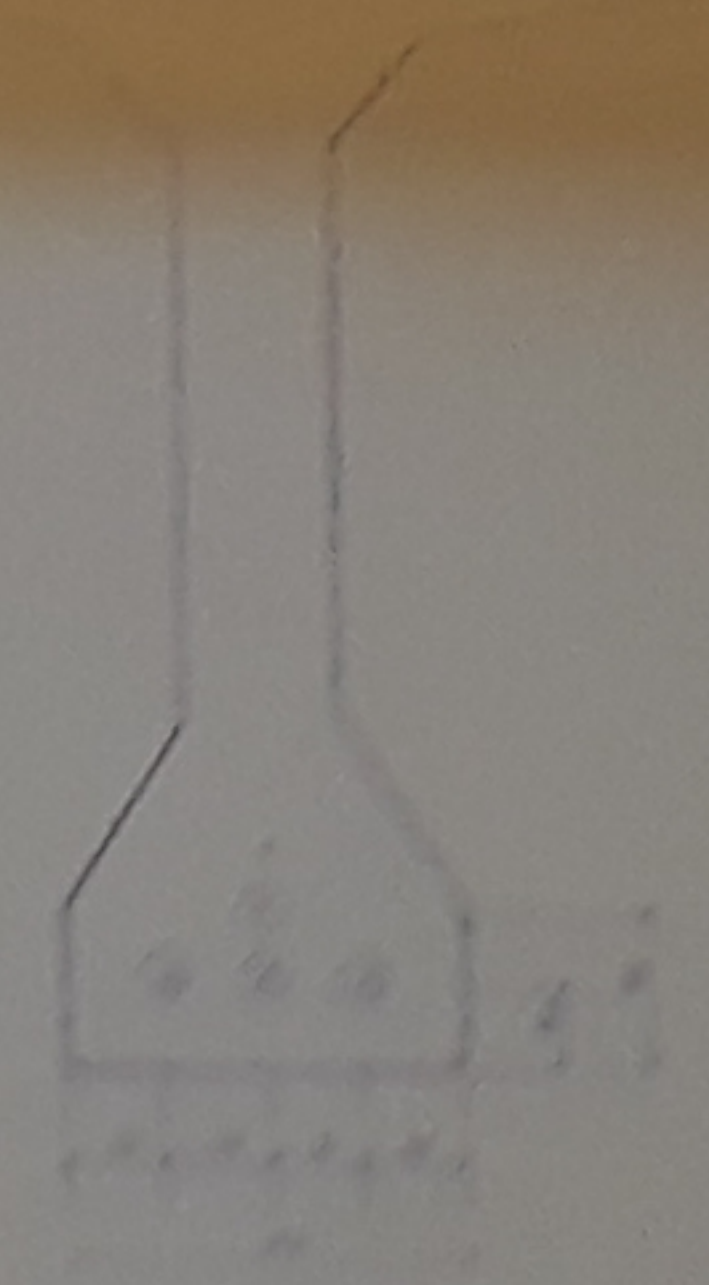
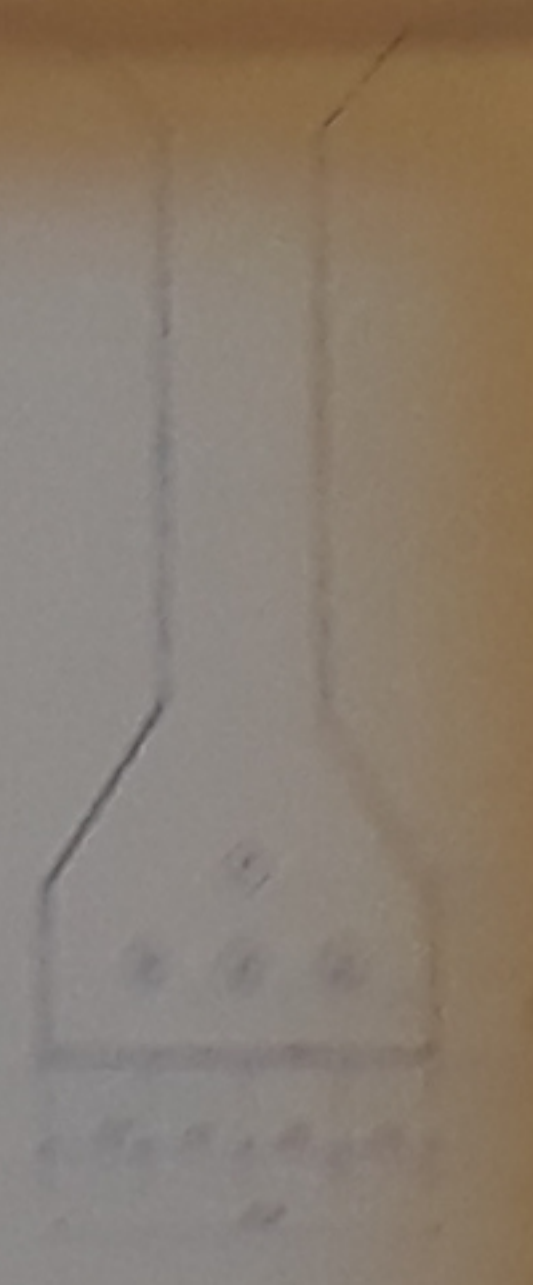


COTE 100

COTE 101

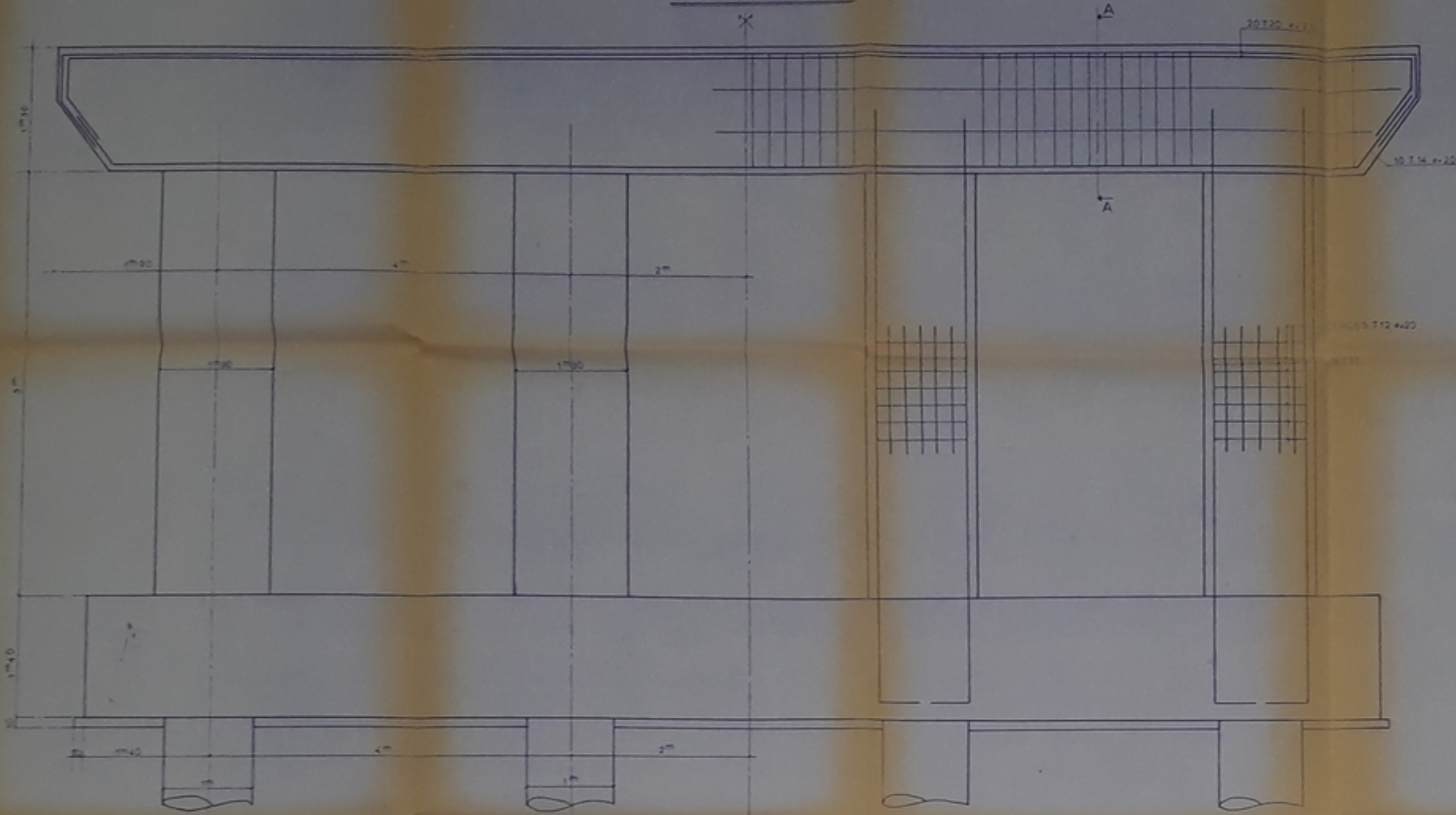
COTE 102

COTE 103

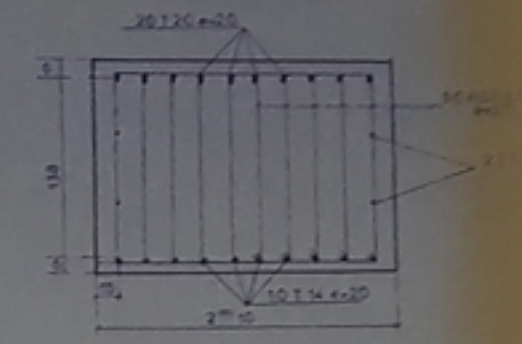


DEPARTEMENT GENIE CIVIL
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 PONT A POUTRES MULTIPLES
 EN BE TON PRECONTRAINT
 LE SIGNATURE PROPOSE PAR
 CABLAGE DE LA POUTRE ETUDE PAR
 PRELIMINAIRE
 DRESSE PAR
 NELLE 1/20 1/20

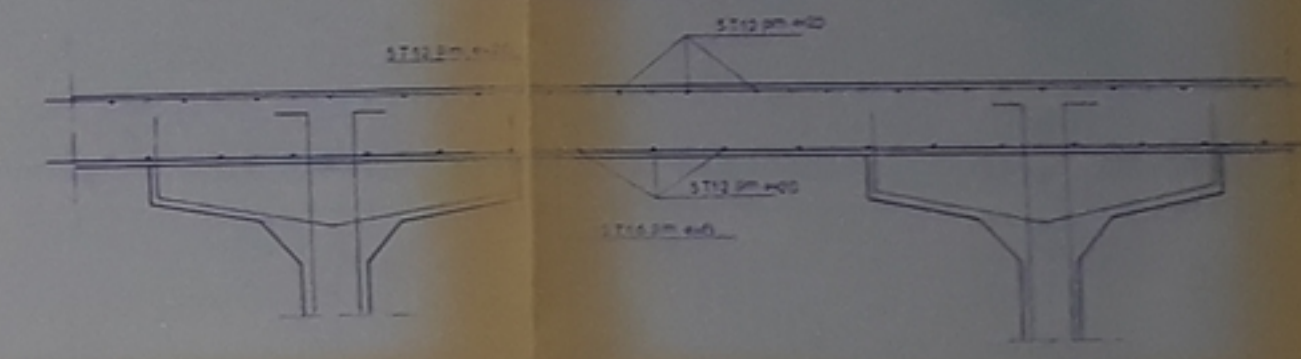
FERRAILLAGE PILE ECH 1/25



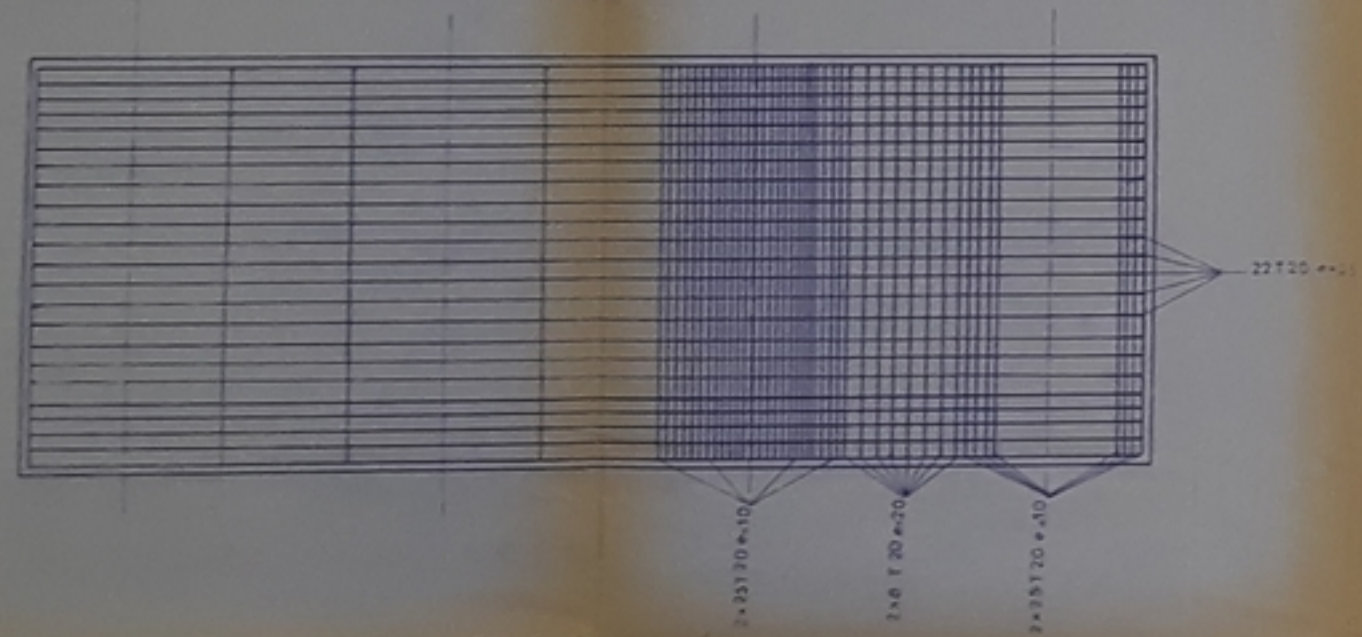
- COUPE A-A - ECH 1/25



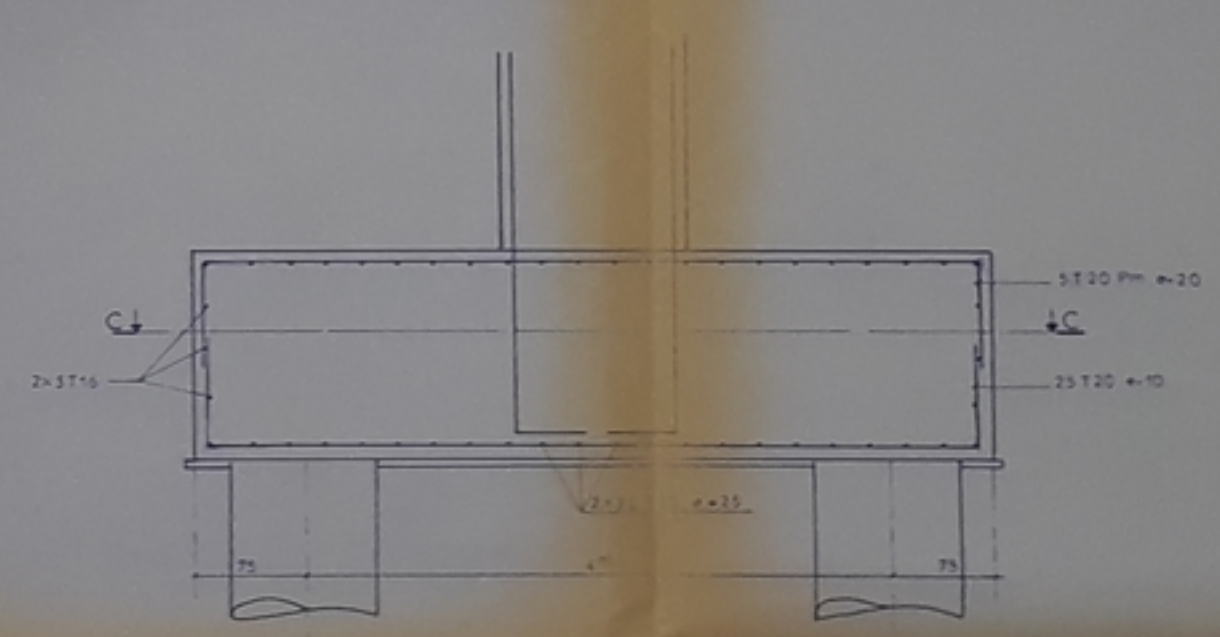
FERRAILLAGE HOURDIS ECH 1/10



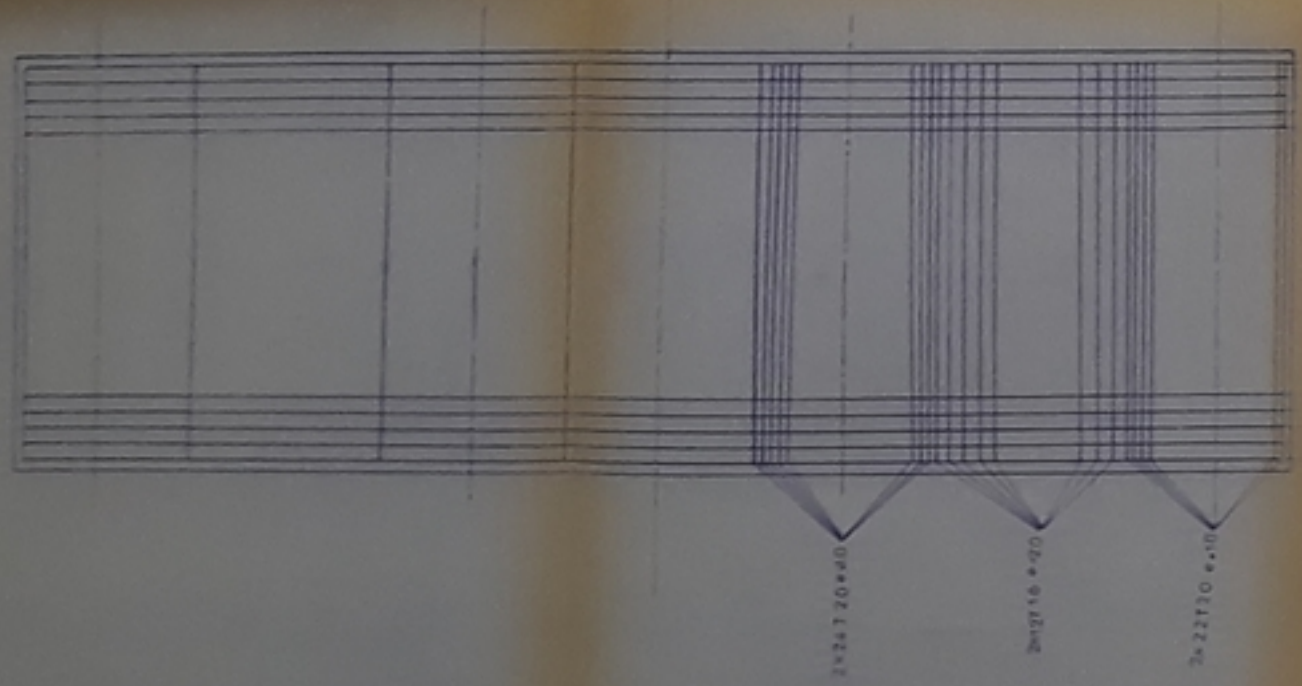
- COUPE C-C - ECH 1/50



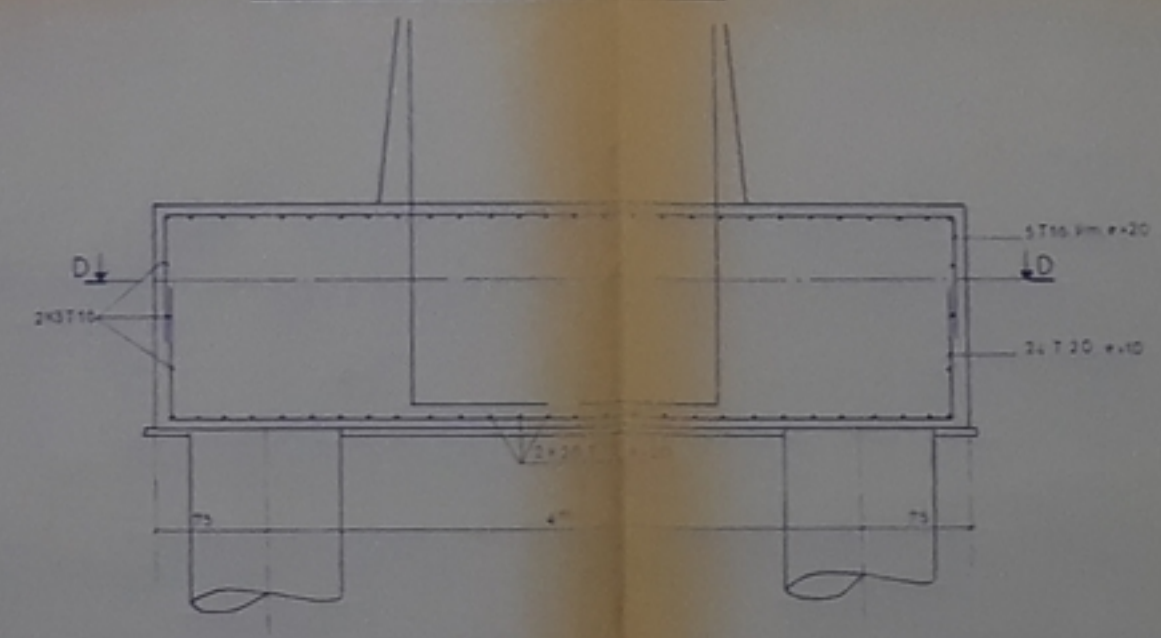
FERRAILLAGE SEMELLE PILE ECH 1/25



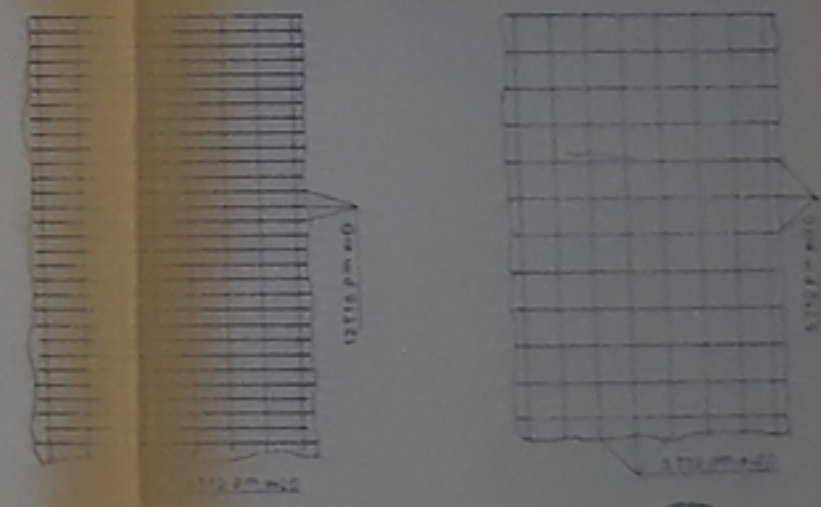
- COUPE D-D - ECH 1/50



FERRAILLAGE SEMELLE PILEE ECH 1/25



FACE SUPERIEURE ECH 1/20

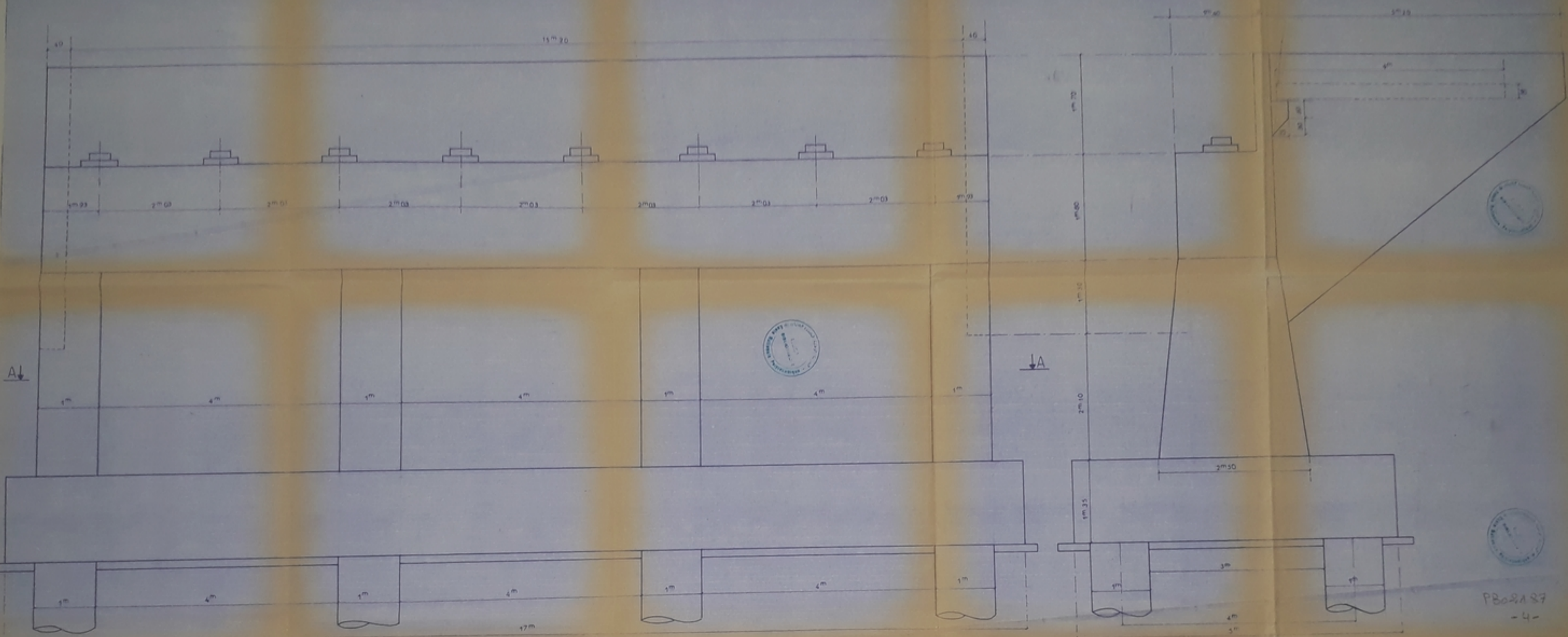


PONT A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAINT

DESIGNATION	PROPOSE PAR ENGIN
FERRAILLAGE PILE	K. HADJI
FERRAILLAGE SEMELLES	ETUDE PAR R. DERBES
FERRAILLAGE HOURDIS	
SEMELLE	DIRIGE PAR M. XANI

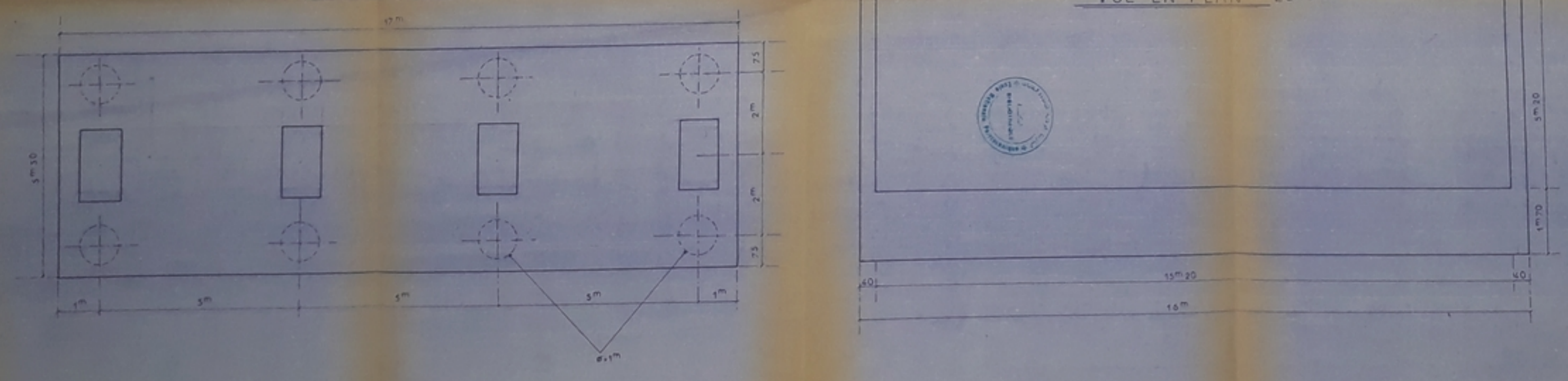
VUE DE FACE ECH 1/25

VUE DE GAUCHE ECH 1/25



COUPE-AA ECH 1/50

VUE EN PLAN ECH 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
PROMOTION JANVIER 87	
PROJET DE FIN DE TUDE	
PONT A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAIT	
DESIGNATION	PROPOSE PAR ENGOA
COFFRAGE	ETUDE PAR K HADDADI R DERBAH
CULEE	
ECHELLE 1/25 1/50	DIRIGE PAR M ^{re} XANH

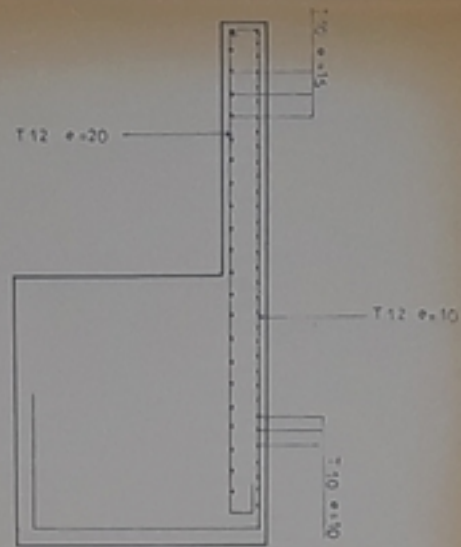
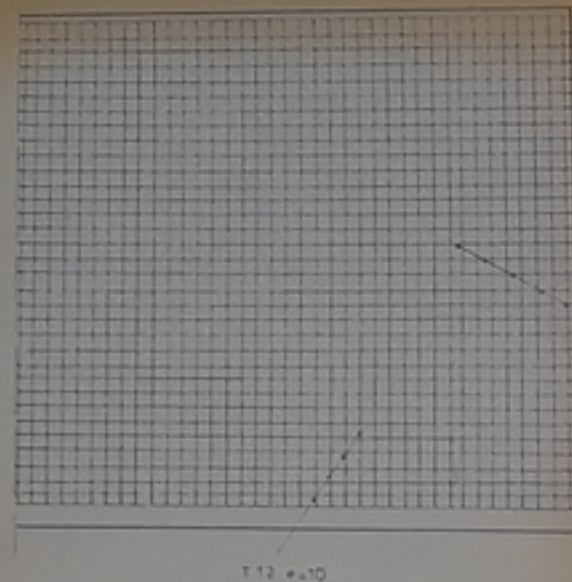
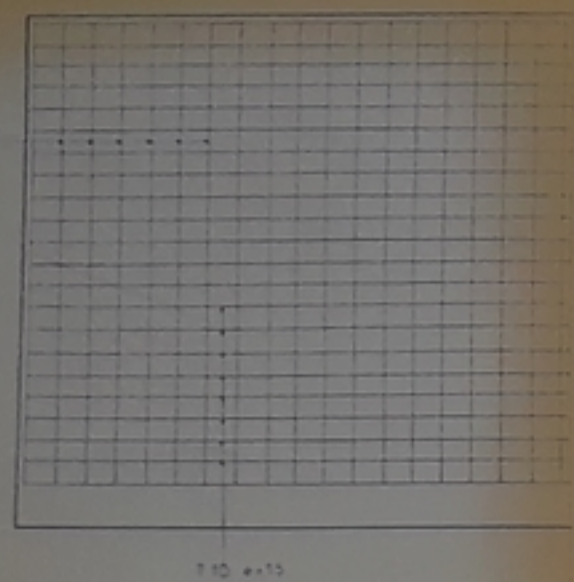
PB02187
-4-

FACE AVANT

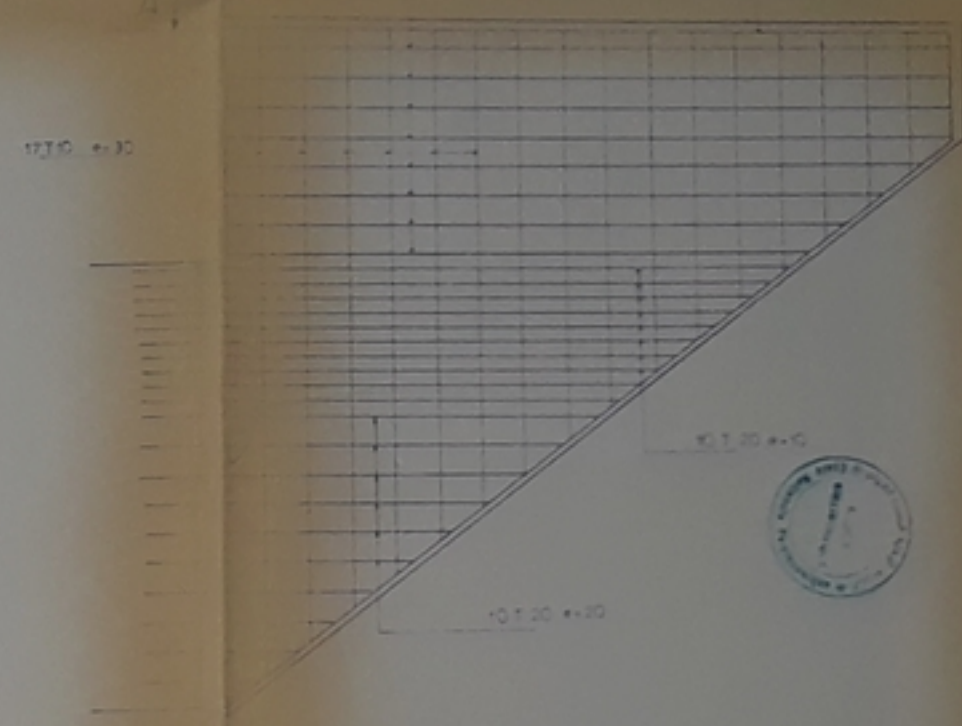
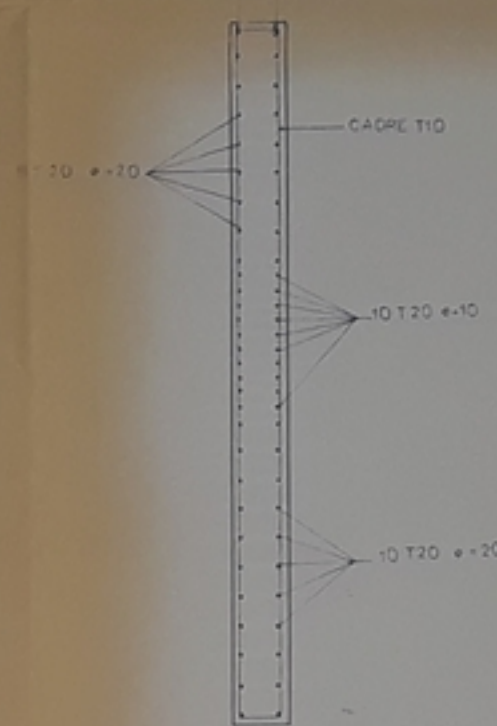
FACE ARRIERE

FERRAILLAGE DU MUR GARDE GREVE

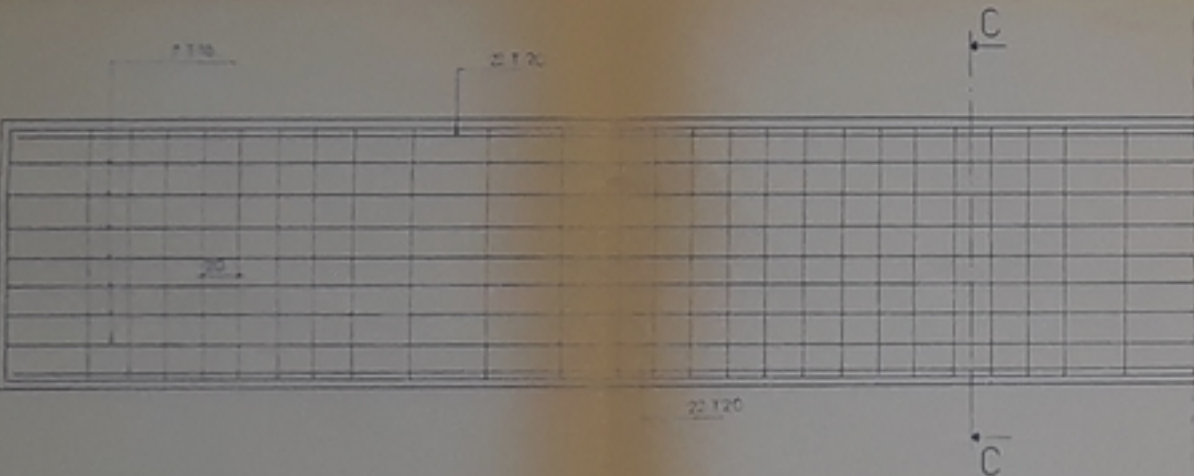
FERRAILLAGE DU MUR EN RETOUR



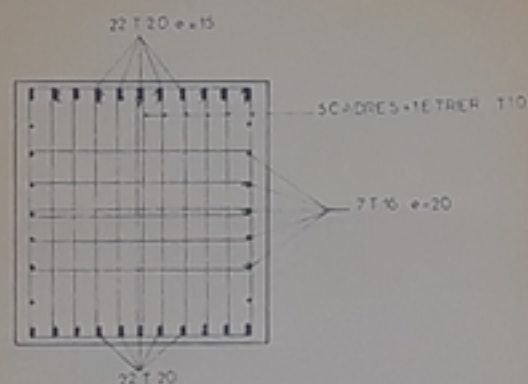
COUPE B-B



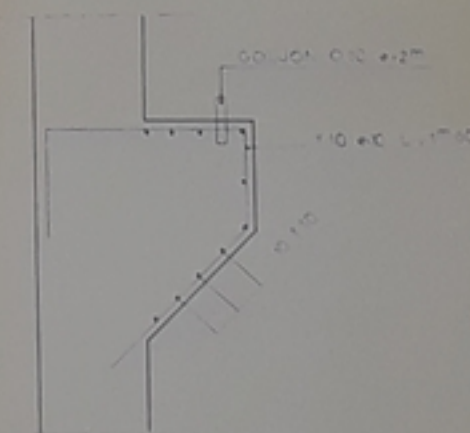
FERRAILLAGE DU CHEVETRE



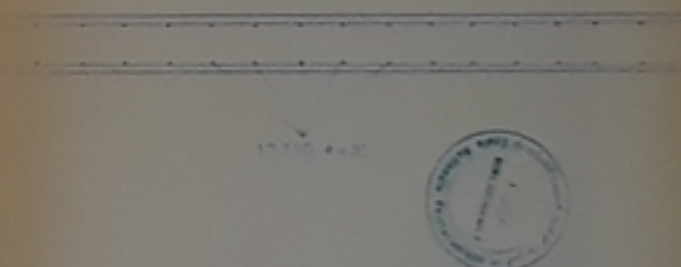
COUPE C-C



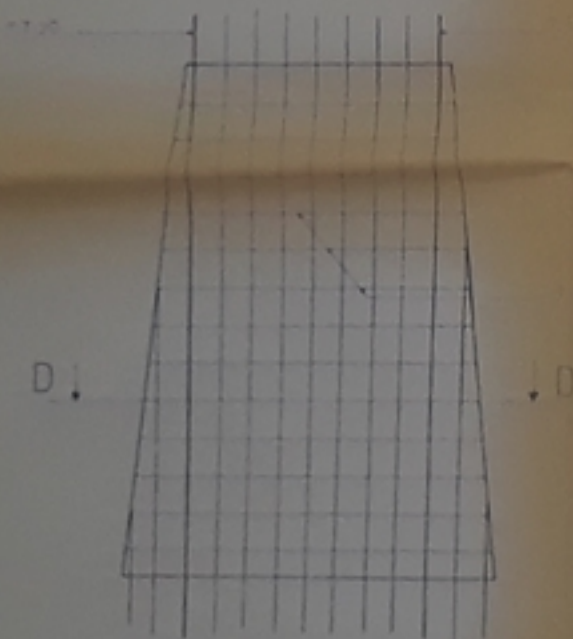
CORBEAU



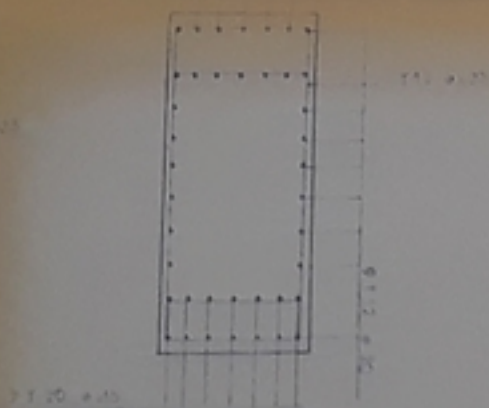
COUPE A-A



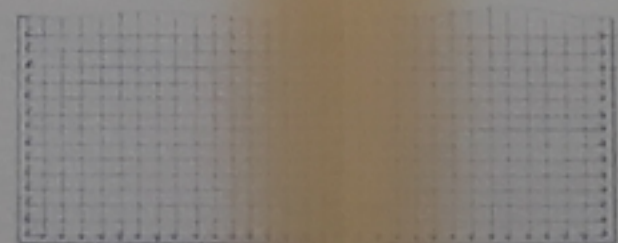
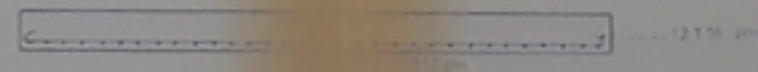
FERRAILLAGE DU FUT



COUPE D-D



DALLE DE TRANSITION



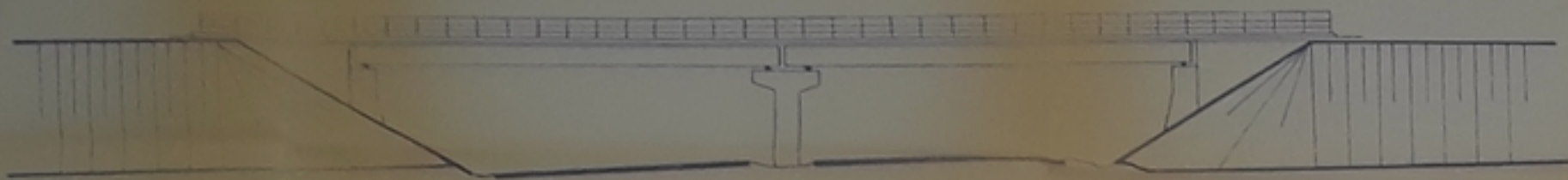
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENE CIVIL
PROMOTION JANVIER 87
PROJET DE FIN D'ETUDES

PONT A POUTRES MULTIPLES
EN BETON PRECONTRAIT

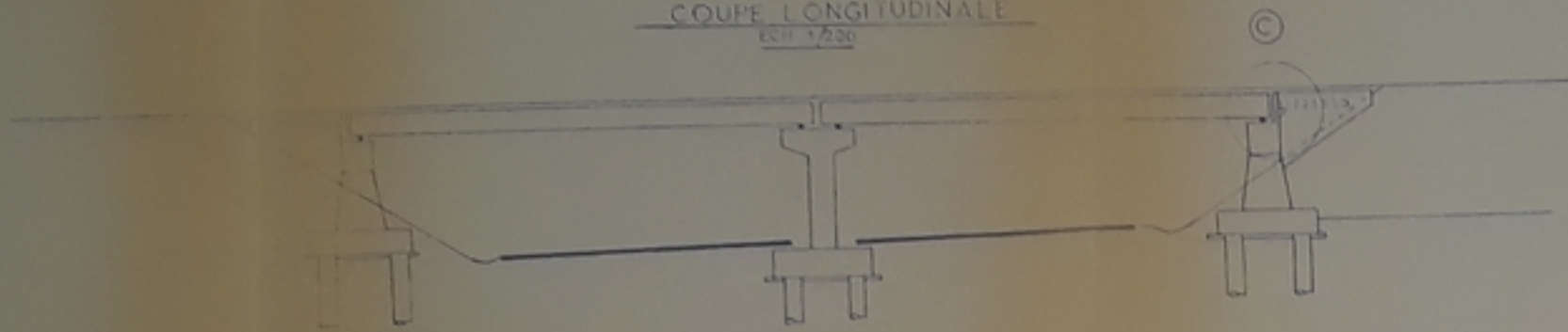
DESIGNATION	PROPOSE PAR L.N.C.
FERRAILLAGE	ETUDE PAR KHADIM
CULEE	R. DERBA
DALE	DIRIGE PAR M. KAN



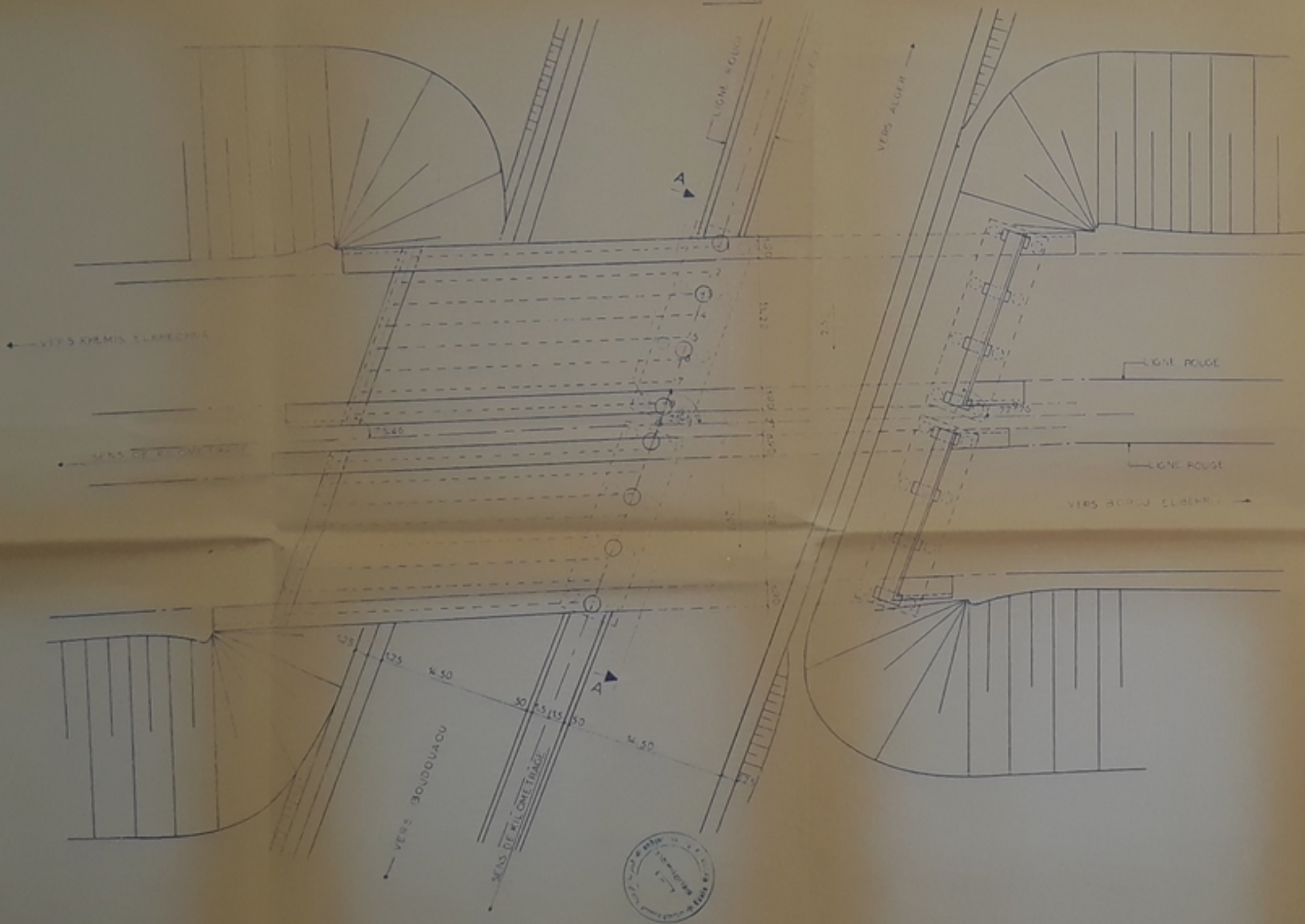
VUE EN ELEVATION
ECH. 1/200



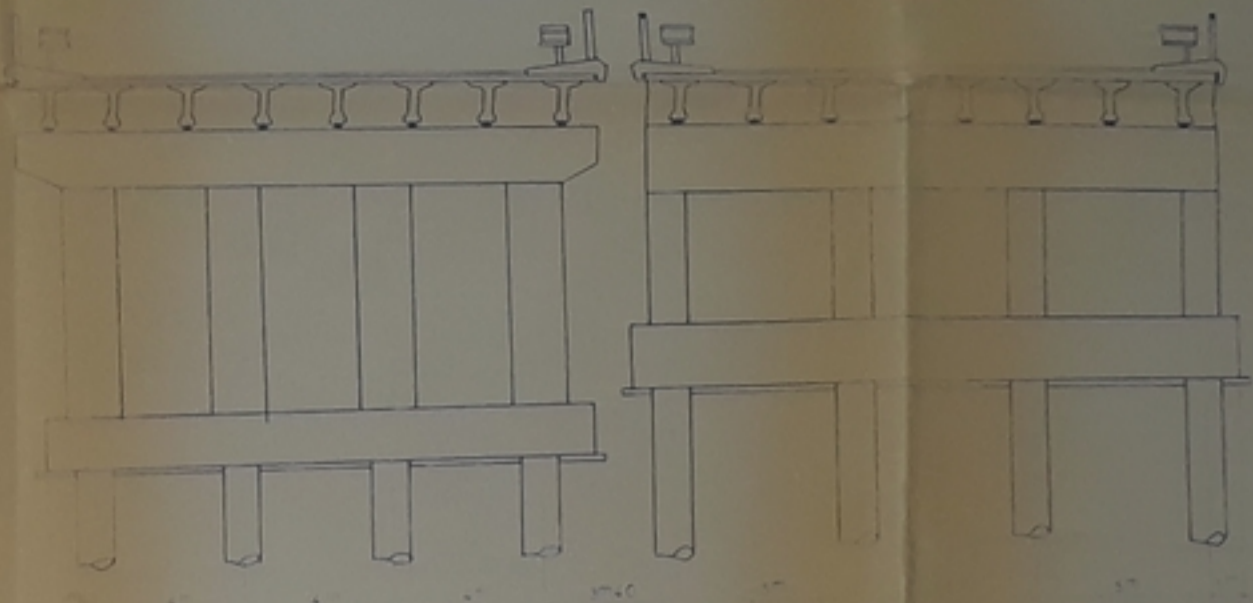
COUPE LONGITUDINALE
ECH. 1/200



VUE EN PLAN
ECH. 1/200



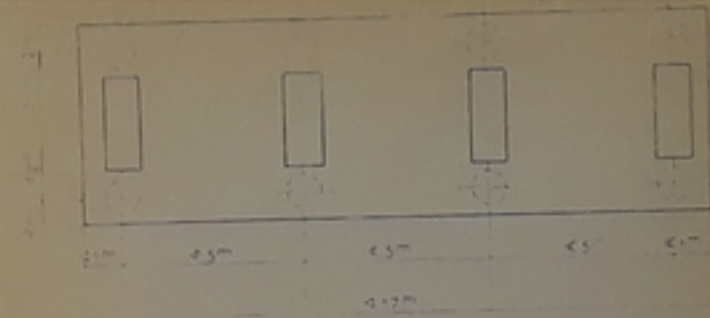
COUPE AA
ECH. 1/200



DETAIL ©
ECH. 1/50



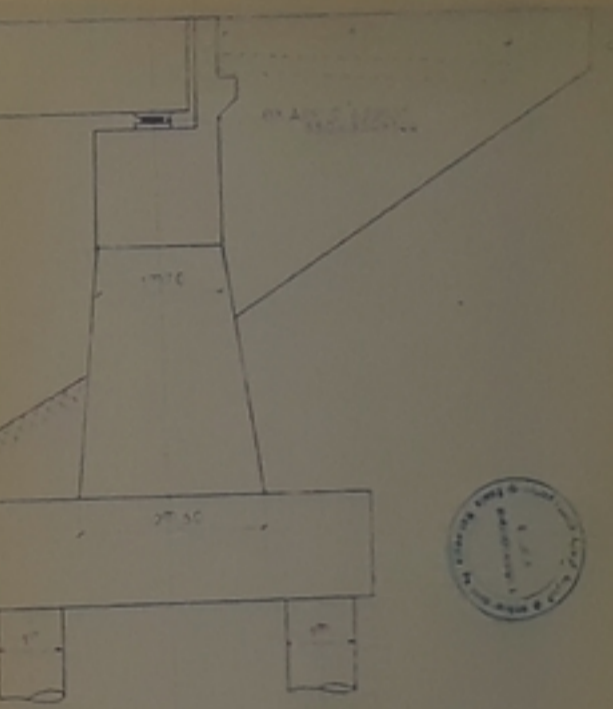
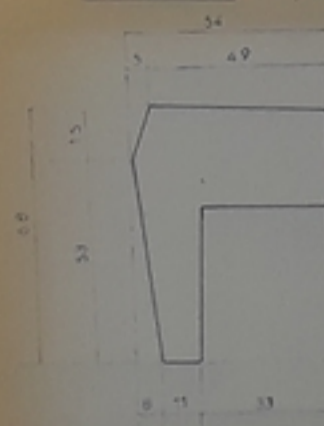
VUE EN PLAN CULEE
ECH. 1/200



MUR EN RETOUR
ECH. 1/50



CORNICHE
ECH. 1/50



9802187
-6-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE DEPARTEMENT GENIE CIVIL PROMOTION JANVIER 87 PROJET DE FIN D'ETUDES	
PONT A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAIT	
DESIGNATION PLAN D'ENSEMBLE	PROPOSE PAR M ^{re} KHALIL ETUDIE PAR M ^{re} R. DERBAH
ECHELLE 1/200 1/50	PROPOSE PAR M ^{re} KHALIL

