

30/87

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

228

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINTE

6 PLANCHES

Proposé par :

E.N.G.O.A

Etudié par :

MOULA Abouerrahmane
SEMAI Farid

Dirigé par :

Mme KHETTAB

PROMOTION: Janvier 1987



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي
Ministère 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 EN BETON PRECONTRAINTE

Proposé par :

E.N.G.O.A

Etudié par :

MOULA Abderrahmane
SEMAI Farid

Dirigé par :

Mme KHETTAB

PROMOTION: Janvier 1987

Dedication

A la mémoire de mon père
Ma mère pour son immense sacrifice
Mes soeurs
Mon frère
Mes beaux frères. Et mes amis
SEMAI FARID

A toute ma famille
Mes amis
MOULA ABDERRAHMANE

Remerciements



- nous tenons à remercier :
- Monsieur Djaffar Khodja ingénieur chef projet au sein de L'E.N.G.O.A pour son aide et sa gentillesse
 - Tous les enseignants de L.E.N.P

TABLES DES MATIERES

	Page :
Introduction	1
Caractéristiques des matériaux utilisés	3
Calcul pratique des caractéristiques géométriques de la poutre	5
Efforts sollicitant chaque travée de pont	9
Calcul des efforts dans les poutres	18
Calcul des moments fléchissants dans les entretoises	28
Calcul du plâtrage	35
Etude de la précontrainte des poutres	43
Calcul des pertes et chutes de tension	50
Vérification des contraintes normales	55
Vérification des contraintes tangentielles	60
Vérification à la rupture.	64
Etude de la zone d'about	65
Calcul des déformations	68
Joints de chaussée	71
Etude des entretoises d'about	72
Dimensionnement des appareils d'appuis	75
Vérification des appareils d'appuis	78
Répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure	81
Etude de la pile	87
Etude de la culée	94
Etude des fondations	105
Bibliographie	115

Le projet qui nous a été confié consiste en l'étude d'un pont droit à poutres multiples en béton précontraint il sera implanté sur l'oued BOUBARNAS et BOU-RDHIM, il reliera les villes: MASCARA - MOHAMMADIA

L'étude comporte:

- Dimensionnement des infrastructures
- Cablage des poutres

Description de l'ouvrage:

* le tablier est composé de:

- 5 poutres principales espacées de 2,19m et solidarisées entre elles par des entretoises à l'about. (2 abouts)
- La dalle en béton armé coulée sur place sur des dalles préfabriquées supportées par les poutres principales.
- revêtement de la chaussée d'épaisseur: 8cm constitué:
 - chappe d'étanchéité
 - une couche de béton de protection

** la chaussée: comporte 2 voies de circulation de largeur totale 7,00m

*** les trottoirs: composés d'éléments préfabriqués en place

- des appuis
 - la culée adoptée est une culée enterrée, en béton armé
 - la pile est constituée de 3 fûts de forme cylindrique.
- des fondations: les résultats de l'étude du sol ont conduit à opter pour des fondations profondes: Pieuze forés en béton armé de diamètre 1,20m

- Précontrainte: post-tension, multifore (CCL) chaque câble est constitué de 7 torons de diamètre nominal 15,2mm (7T15)

- Surcharges admises

conformément aux prescriptions du cahier de charge:

- * Surcharges civiles: justification des poutres: trottoirs; A(e), Bc
 justification de la dalle: trottoirs; Bc, B'e, Br

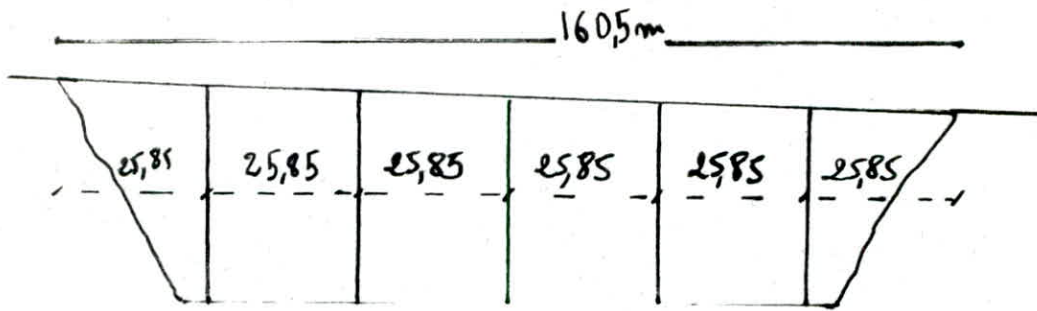
** Surcharges militaires:

Seule la surcharge Mc120 sera prise en compte pour les poutres et la dalle.

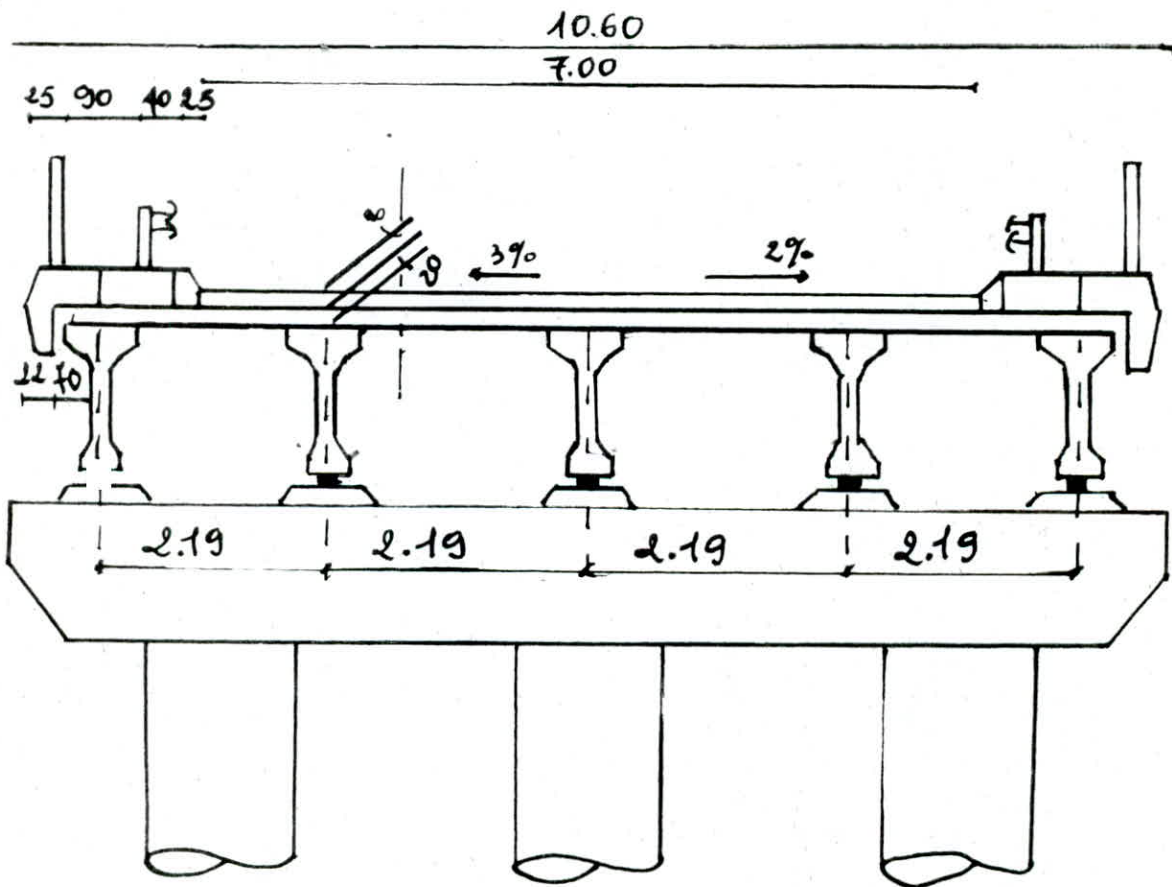
*** Surcharge exceptionnelle:

on considère uniquement le convoi D pour la justification des poutres et de la dalle.

Coupe longitudinale.



Coupe transversale.



CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1 - Béton armé

- Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles C.C.B.A. 68

- ciment C.P.A 325
- Dosage du béton 400 kg/m³
- contrôle strict
- diamètre des plus gros granulats $\phi_g \geq 25$ mm

- * contrainte admissible du béton en compression

d'après l'article 94 du C.C.B.A 68.

$$\overline{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \cdot \sigma'_{28} \quad \sigma'_{28} = 300 \text{ bars.}$$

- α : coefficient qui dépend de la classe du ciment ($\alpha=1$, classe 250/325)
- β : coefficient qui tient compte de la nature du contrôle ($\beta=1$ contrôle strict)
- γ : coefficient qui dépend de l'épaisseur relative des éléments et des dimensions des granulats.
($\gamma=1$, $\frac{h_m}{\phi_g} > 1$): h_m épaisseur de la pièce.

δ : dépend du type de sollicitation $\delta = \begin{cases} 0,3 & \text{en compression simple} \\ 0,5 & \text{en flexion simple} \end{cases}$

ε : dépend de la forme de la section et de la nature de sollicitation

$\varepsilon = 1$ en flexion simple pour les sections rectangulaires

$\varepsilon = 1$ en compression simple

Pour les autres cas: $0,5 \leq \varepsilon \leq 0,1$

en compression simple: $\overline{\sigma}'_{b0} = 90 \text{ bars}$

en flexion simple: $\overline{\sigma}'_{b0} = 180 \text{ bars}$

- * contrainte de traction

$$\overline{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \delta \cdot \sigma'_{28} \quad \text{avec } \theta = 0,018 + \frac{21}{\sigma'_{28}} = 0,025$$

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

- * Acier

contrainte de traction admissible: $\overline{\sigma}_a = \beta_a \cdot \sigma_{en}$

σ_{en} : contrainte d'élasticité nominale.

$\beta_a = 2/3$: Pour les sollicitations du 1^{er} genre

Aciers utilisés: FeE40H.A

Diamètre	$\phi \leq 20$ mm	$\phi > 20$ mm
σ_{en} kg/cm ²	4200	400
bars	4120	3920
$\overline{\sigma}_a$ kg/cm ²	2800	2667
bars	2746	2613

Contrainte de traction imposée par la condition de non fissuration:

$$\overline{\sigma}_a = \max(\overline{\sigma}_1, \overline{\sigma}_2) \quad \overline{\sigma}_1 = \frac{k \eta_b \omega \tilde{\omega}}{\phi + 10 \tilde{\omega}}; \quad \overline{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta_b \overline{\sigma}_b}{\phi}}$$

ϕ : diamètre nominal de la plus grosse barre tendue en mm

k : coefficient de l'importance de fissuration.

$k = 1,5$ 1^{er} genre fissuration peu nuisible

$k = 1,0$ 2^{ème} genre fissuration préjudiciable

$k = 0,5$ 3^{ème} genre fissuration très préjudiciable

η_b : coefficient / $\eta_b = 1$ pour les aciers A.D.X

$\eta_b = 1,6$ pour les aciers H.A.

$\tilde{\omega} = \frac{A}{B \phi}$ pourcentage de fissuration.

A : section totale de barres tendues
 $B \phi$: section de mise en charge de A .

$\overline{\sigma}_b$: contrainte de référence du béton en traction.

* Contrainte admissible de traction pour les armatures d'âme
- pour pouvoir utiliser des armatures d'âme droite, il faut que la condition suivante soit vérifiée:

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

et $\bar{\sigma}'_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en}$ avec $\rho_{at} = \begin{cases} 2/3 & \text{avec reprise de bétonnage} \\ \max\{2/3; (1 - \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b})\} & \text{sinon.} \end{cases}$

** contrainte d'adhérence admissible.

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

ψ_d : coefficient de scellement droit

$$(\psi_d = 1,5 \text{ pour les aciers HA}) \quad \psi_d = \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}$$

$\bar{\sigma}'_b$: contrainte de référence du béton

Homogénéité des résistances Aciers - Béton.

La résistance du béton doit être en rapport avec celle des armatures.

$$\bar{\sigma}'_{b0} > 20(1 + 1,25 \psi_d) \text{ en bars.}$$

$$\psi_d = 1,5 \Rightarrow \bar{\sigma}'_{b0} = 90 \text{ bars} > 20(1 + 1,5 \times 1,25) = 57,5 \text{ bars}$$

2. Béton précontraint

* béton - Résistance nominale Compression: $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$
traction: $\sigma_n = \sigma_{28} = 31 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes admissibles: Selon l'IPI:

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

en traction: $\bar{\sigma} = \begin{cases} 0,42 \sigma_n = 13,02 \text{ kg/cm}^2 & \text{en service} \\ 0,55 \sigma_n = 17,05 \text{ kg/cm}^2 & \text{en construction} \end{cases}$

** Armatures.

Les câbles utilisés sont du type: FT15 CCL Multifilament
ancrage actif-actif (à clavettes)

- Module d'élasticité $E_a = 210^6 \text{ kg/cm}^2$
- contrainte de rupture garantie $R_g = 18490 \text{ kg/cm}^2$
- contrainte de déformation garantie: $T_g = 15720 \text{ kg/cm}^2$
- section utile d'un câble $\bar{\omega} = 9,73 \text{ cm}^2$
- diamètre intérieur de la gaine $\phi_i = 5,5 \text{ cm}$
- diamètre extérieur de la gaine $\phi_e = 6,1 \text{ cm}$
- coefficient de frottement câble-gaine $f = 0,17$
- perte de tension relative par mètre $\varphi = 0,0016$
- perte par blocage d'ancrage $g = 5 \text{ mm}$
- rayon de courbure minimum du câble $R = 8 \text{ m}$
- relaxation à 1000 heures = 2,5 %
- relaxation à 3000 heures = 3 %

Ces caractéristiques sont données par le constructeur.

CALCUL PRATIQUE DES CARACTÉRISTIQUES DE LA POUTRE

1) Dimensionnement des poutres

- hauteur de la poutre : h_t
 la hauteur h_t d'une poutre en béton précontraint ayant une portée $L > 20m$ peut être prise en respectant les inégalités suivantes :

$$\frac{L}{20} - 0,2 \leq h_t \leq \frac{L}{20} + 0,5$$

application :

$$L = 25,85m \Rightarrow 1,092 \leq h_t \leq 1,792 \text{ [m]}$$

- épaisseur de l'âme

valeur minimale à mi-travée $b_0 = 9 + \frac{h_t}{40}$ [cm]

application :

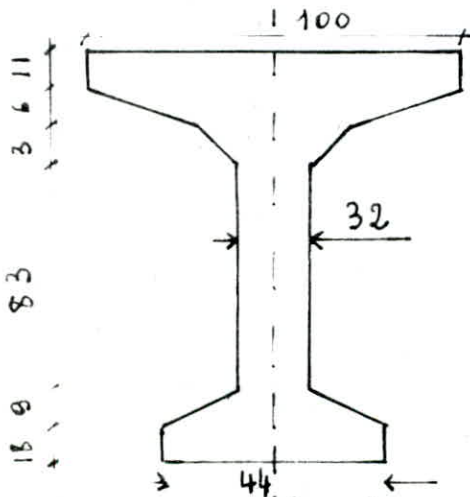
hauteur totale $h_t = 1,30m$

longueur de la table $b = 1,00m$

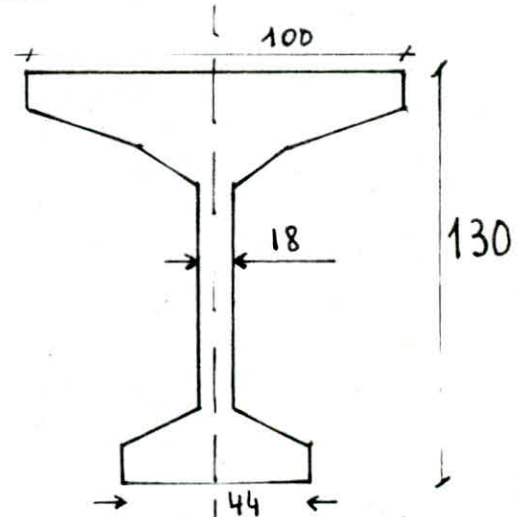
épaisseur de l'âme - en travée $b_0 = 18cm$

- à l'appui $b_0 = 32cm$

largeur du talon : $b' = 44cm$



Section d'about
(Poutre seule)



Section en travée
(Poutre seule)

Caractéristique des sections brutes

théorème de HUG

$$I_y = I_0 + S_y \cdot B$$

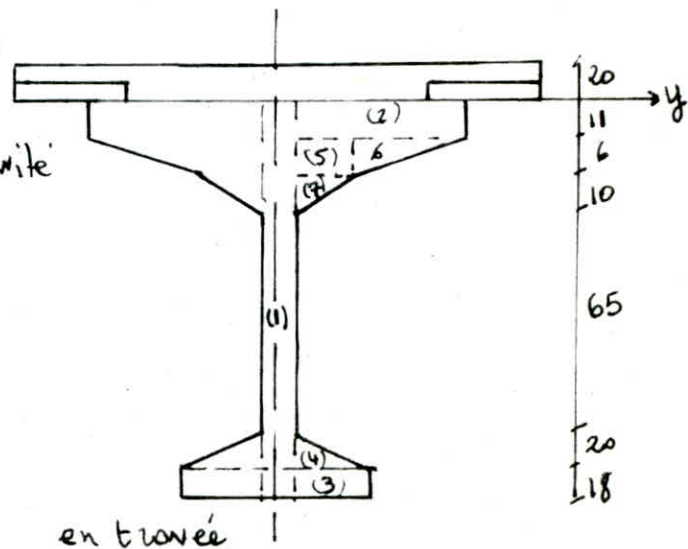
I_0 : moment d'inertie / au centre de gravité

S_y : moment statique / à l'axe y

B : section nette

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} \text{ section rectangulaire}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{36} \text{ section triangulaire}$$



Section nette: étant donné qu'on ne connaît pas le nombre de câbles, on estime les valeurs des caractéristiques géométriques des sections nettes:

$$B_{\text{nette}} = 0,95 B_{\text{brut}} ; I_{y_{\text{net}}} = 0,90 I_{y_{\text{brut}}} ; S_{y_{\text{net}}} = 0,92 S_{y_{\text{brut}}}$$

La position du centre de gravité: $v = \frac{S_{y_{\text{net}}}}{B_{\text{nette}}}$; $v' = h_t - v$

moment d'inertie net par rapport au centre de gravité:

$$I_{G_{\text{net}}} = I_{y_{\text{net}}} - S_{y_{\text{net}}} \cdot v$$

caractéristiques géométriques de la poutre sans dalle entravée

Sections	dimensions	AIRE B (cm ²)	Z (cm)	S _y (cm ³)	I _G (cm ⁴)	I _y = I _G + S _y Z (cm ⁴)
1	130x18	2340	65	152100	3295500	131820000,000
2	11x41x2	902	55	4961	9095,166	36380,666
3	13x18x1	468	121	56628	12636,00	6856535,583
4	13x $\frac{20}{2}$ x2	260	105,33	27386,66	5777,776	2890497,467
5	6x10x2	120	14	1680	360,00	23880,00
6	31x $\frac{6}{2}$ x2	186	13	2418	372	31806,00
7	10x $\frac{10}{2}$ x2	100	20,35	2033,33	555,555	41893,154
Σ brut		4376				23062992,87
Σ nette		4157,20				20756693,57

a) $v = \frac{S_{y_{\text{net}}}}{B_{\text{nette}}} = 54,707 \text{ cm}$, $v' = h_t - v = 75,29 \text{ cm}$

b) $I_{G_{\text{net}}} = I_{y_{\text{net}}} - S_{y_{\text{net}}} \cdot v = 8314656,719 \text{ cm}^4$

c) $i = \sqrt{\frac{I_{G_{\text{net}}}}{B_{\text{nette}}}} = 44,72 \text{ cm}$ rayon de giration

d) coefficient de rendement: $\rho = \frac{i^2}{v \cdot v'} = 0,485$

Caractéristiques géométriques de la poutre avec dalle en travée

Section	dimension	aire B_0 (cm ²)	\bar{z} (cm)	$S_y = B_0 \bar{z}$ (cm ³)	I_0 (cm ⁴)	$I_y = I_0 + S_y \bar{z}$ (cm ⁴)
1	130 x 18	2340	85	198900	3295500	20202000
2	11 x 41 x 2	902	255	23001	9095,167	595620,667
3	13 x 15 x 2	468	141	65988	12636,00	9316944
4	$\frac{13 \times 120 \times 2}{2}$	260	125,33	32586,58	5777,776	4089951,607
5	6 x 10 x 2	120	34	4080	360,00	139080
6	$\frac{31 \times 6 \times 2}{2}$	186	23	4278	372	98766
7	$\frac{10 \times 10 \times 2}{2}$	100	40,333	4033,3	555,555	163230,643
dalle	219 x 20	4380	10	43800	146000	584000
Σ_{brake}		8756		376466,88		35189592,92
Σ_{nette}		8318,2		346533,53		31670633,63

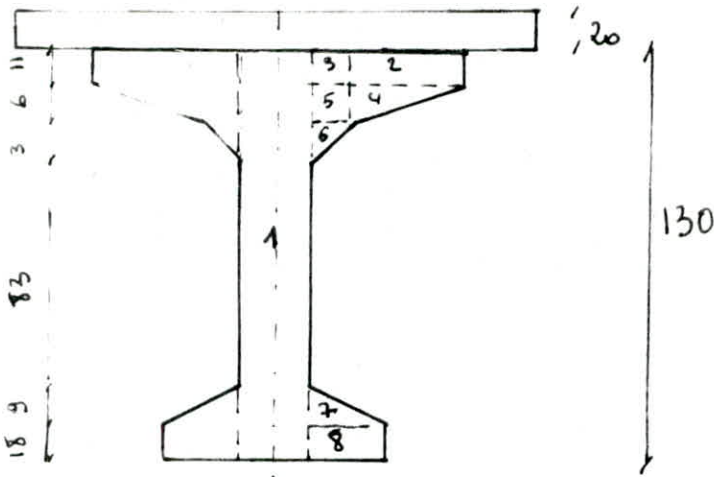
a) $U = 41,65 \text{ cm}$, $v = 108,35 \text{ cm}$

b) $I_{G_{net}} = 17237512,11 \text{ cm}^4$

c) $i = 45,52$

d) $\rho = 0,46$.

A L ABOUT



Caractéristiques géométriques de la poutre sans dalle à l'about

Sections	Dimensions	Aires B(cm ²)	Z(cm)	S _y =BZ	I ₀ (cm ⁴)	I _y =I ₀ +S _y Z
1	32 x 130	4160	65	270400	5858666,667	23434666,67
2	31 x 11 x 2	682	5,5	3751	6876,832	27507,332
3	3 x 11 x 2	66	5,5	363	665,5	2662
4	31 x 6 x 2/2	186	13	2418	372	58001
5	3 x 6 x 2	36	14	504	108	7164
6	3 x 3 x 2 x 1/2	9	18	162	4,5	2920,5
7	9 x 6 x 2 x 1/2	54	109	5886	486	1283391
8	18 x 6 x 2	216	121	26136	5832	3168288
Σ brute		5409		309620		27984600,5
Σ nette		5138,55		284850,4		25186140,45

a) $v = 55,43$ b) $I_{G \text{ net}} = 9396882,778$ c) $i = 42,76$ $p = 0,442$

Caractéristiques géométriques de la poutre avec dalle à l'about

Sections	Dimensions	Aires B(cm ²)	Z(cm)	S _y =BZ	I ₀ (cm ⁴)	I _y =I ₀ +S _y Z
1	32 x 130	4160	85	353300	5858666,667	36059166,67
2	31 x 11 x 2	682	25,5	17391	6876,832	460861,5
3	3 x 11 x 2	66	25,5	1683	665,5	43582
4	31 x 6 x 2/2	186	33	6138	371	202926
5	3 x 6 x 2	36	34	1224	108	41724
6	3 x 3 x 2 x 1/2	9	38	342	4,5	13411
7	9 x 6 x 2 x 1/2	54	129	6966	486	899100
8	18 x 6 x 2	216	141	30456	5832	4300128
dalle	20 x 219	4380	10	43800	146000	584000
Σ brute		9789		463300		42604899,17
Σ nette		9299,55		426236		38344409,25

a) $v = 45,83 \text{ cm}$ b) $I_{G \text{ net}} = 18810013,35 \text{ cm}^4$ c) $i = 44,97$ $p = 0,423$

EFFORTS SOLLICITANT chaque TRAVEE

calcul des efforts sous charge permanente

$$\text{Poutre: } 5 \times \frac{1}{2} (0,437 + 0,649) \times 2,5 \times 26,65 = 180,886 \text{ t}$$

$$\text{Dalle + pedalle: } 0,20 \times 26,65 \times 2,5 (10,6 - 2 \times 0,22) = 135,382 \text{ t}$$

$$\text{Trottoirs et corniches: } (1,8 \times 0,25 + 0,28 \times 0,35) \times 2,5 \times 26,65 = 73,021 \text{ t}$$

$$\text{Revêtement: } 2,35 \times 7 \times 0,08 \times 26,65 = 35,071 \text{ t}$$

$$\text{Glissière + garde corps: } 0,07 \times 2 \times 26,65 = 3,731 \text{ t}$$

$$\text{Entretôises: } 2,5 \times (4 \times 1,689) + 0,25 = 4,222 \text{ t}$$

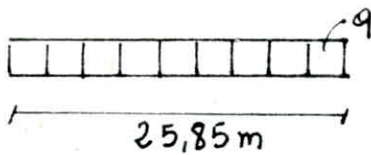
$$G = \overline{432,313 \text{ t}}$$

La pente étant de 3,5% d'où $\sin \alpha = a$

$$\text{alors: } \begin{cases} G \sin \alpha \approx 0 \\ G \cos \alpha = G \end{cases}$$

Moment flechissant:

$$q = \frac{G}{L} = \frac{432,313}{25,85} = 16,723 \text{ t/ml}$$



à une distance x

$$M_0(x) = \frac{qL}{2} x - \frac{qx^2}{2}$$

$a = 13,45 \text{ m}$; $b = 12,4 \text{ m}$ Pour la section "Σ"

Sections	0	L/8	L/4	3L/8	L/2	"Σ"
$M_0(\text{tm})$	0	611,11	1046,0	1309,53	1396,835	1394,531

Effort tranchant: $T(x) = q\left(\frac{L}{2} - x\right) = 16,723\left(\frac{L}{2} - x\right)$

Sections	0	L/8	L/4	3L/8	L/2	"Σ"
$T \text{ [t]}$	216,14	162,108	108,072	54,036	0	52,259

Sous surcharge $A(L)$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

L : longueur de l'élément surchargé

Caractéristiques du Pont

- Largeur roulable
- Nombre de voies
- Largeur de la voie
- Classe du pont

$$L_r = 7 \text{ m}$$

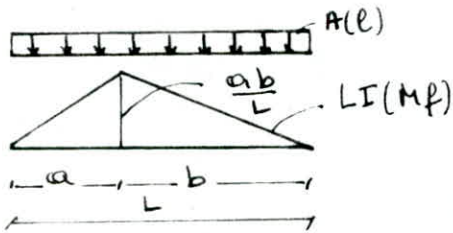
$$N = \frac{7}{3} = 2,3 \Rightarrow N = 2$$

$$\frac{7}{2} = 3,5 \text{ m.}$$

1^{ère} classe $L_r = 7$

Moment flechissant

ligne d'influence du moment flechissant à une section "a" de l'appui



Pour produire un moment il faut charger l'élément sur toute sa longueur $\Rightarrow l = L$

Pour une voie chargée

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{25,85+12} = 1,181 \text{ t/m}^2$$

$$q = A(L) \cdot l_v = 1,181 \times 3,5 = 4,133 \text{ t/ml}$$

Pour deux voies chargées

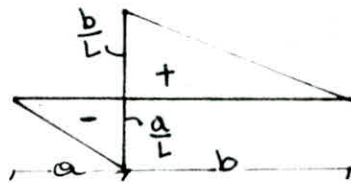
$$q = 2 \times A(L) \cdot l_v = 8,266 \text{ t/ml}$$

$$M = qS$$

S : aire de la ligne d'influence de Mf
 $S = \frac{ab}{2}$

Sections	0	L/8	L/4	3L/8	L/2	"Σ"
1 Voie	0	151,032	258,911	323,642	345,2	344,651
2 Voies	0	302,064	517,822	647,284	690,401	689,301

Effort tranchant



$$T = q \cdot S$$

$$S = \frac{b^2}{2L}$$

Sections	0	L/8	L/4	3L/8	L/2	"Σ"
q (t/ml)	4,133	4,444	4,819	5,28	5,86	5,297
1 Voie	53,42	43,976	35,035	26,657	18,435	26,393
2 Voies	106,8	87,953	70,071	53,31	37,87	52,786

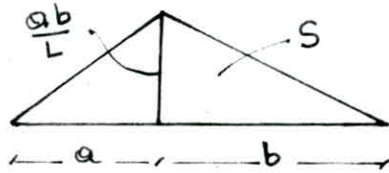
Sous surcharges de trottoirs

charge uniformément répartie $q = 0,150t/m^2$

1 trottoir chargé $q = 0,150t \times 2 = 0,27t/ml$

2 trottoirs chargés $q = 0,54t/ml$

Moment flechissant



$$S = \frac{ab}{2}$$

$$M = qS$$

Sections	0	L/8	L/4	3L/8	L/2	"Σ"
1 trot	0	9,866	16,914	21,143	22,552	22,515
Σ 2 trot	0	19,733	33,828	42,286	45,105	45,03

Effort tranchant

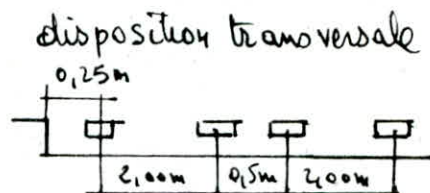
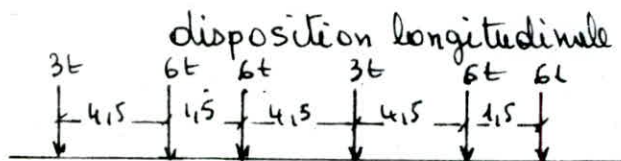
Section	0	L/8	L/4	3L/8	L/2	"Σ"
1 trot	3,473	2,671	1,962	1,363	0,872	1,345
Σ 2 trot	6,973	5,343	3,952	2,726	1,745	2,690

Surcharges B_c

calcul de coefficient de majoration dynamique "S"

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

$L = 25,85m$ portée de la portée
 $P =$ poids de la travée



2 convois

$$S = (4 \times 6 + 2 \times 3) \times 2 + 2 = 120t$$

$$b_c = 1,1 \rightarrow S_{bc} = 1,1 \times 120 = 132t$$

$$P = 432,313t$$

$$S = 1,101$$

on cherche la charge qui provoque un moment maximum par la relation

$$\sum_{i=1}^{i-1} P_i \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{i=1}^L P_i \quad R = 30t \text{ résultante des charges}$$

1 convoi

$$b_c = 1,2 \quad S = 60t$$

$$S_{bc} = 1,2 \times 60 = 72t$$

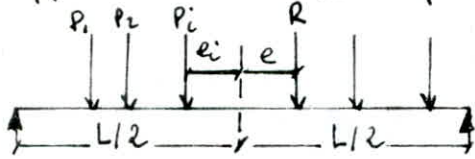
$$P = 432,313t$$

$$S = 1,088$$

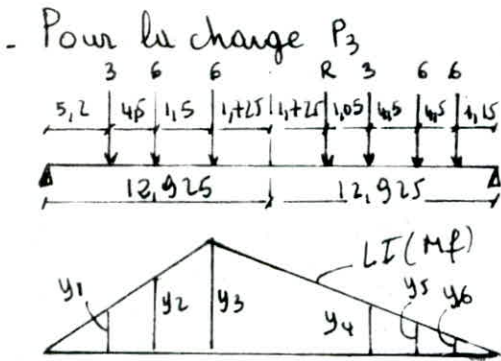
L	P _i	$\sum_{i=1}^n P_i \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{i=1}^n P_i$	Oui/non
1	P ₁	$0 \leq 30/2 \leq 3$	non
2	P ₂	$3 \leq 30/2 \leq 9$	non
3	P ₃	$9 \leq 30/2 \leq 15$	Oui
4	P ₄	$15 \leq 30/2 \leq 18$	Oui
5	P ₅	$18 \leq 30/2 \leq 24$	non
6	P ₆	$24 \leq 30/2 \leq 30$	non

(●) donc P₃ et P₄ provoque le moment maximum

Il reste à déterminer la section dangereuse, on utilise pour cela le théorème de BARRE: le moment fléchissant due aux charges mobiles au droit de la charge P_i sera maximum lorsque cette charge P_i et la résultante R de toutes les charges seront symétriques par rapport au centre de la poutre



il faut placer les roues de telle sorte que: $e_i = e$



$$\sum M/P_i \Rightarrow R x = 283,5 \quad R=30t$$

$$x = \frac{283,5}{30} = 9,45m$$

$$\text{d'où } d_i = 9,45 - 4,5 - 1,5 = 3,45m$$

$$e = \frac{d_i}{2} = 1,725m$$

$$y_1 = 2,947 \quad y_2 = 5,497 \quad y_3 = 6,347$$

$$y_4 = 4,397 \quad y_5 = 2,448 \quad y_6 = 0,493$$

$$M_o^{Bc} = \sum_{i=1}^6 P_i y_i$$

$$\text{A.N } M_o^{Bc} = 110,742t.m$$

- Pour la charge P₄
dans le même esprit que pour la charge P₃ on trouve:

$$M_o^{Bc} = 115,431t.m$$

donc la charge P₄ provoque le moment maximal pour 1 file de roue. La section dangereuse se trouve à une distance $l = 13,45m$ à partir de l'appui de gauche

• Calcul des moments en différentes sections

Pour que la charge P_i d'un ensemble de charges située à une distance "a" de l'appui de gauche produise un moment maximal au droit de celle-ci il faut qu'elle vérifie simultanément.

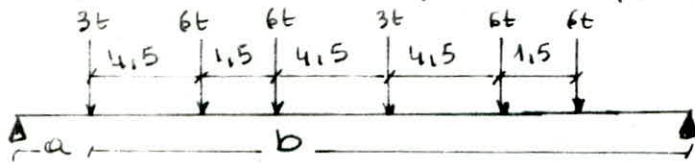
$$\frac{1}{a} \sum_{\alpha=1}^i P_{\alpha} > \frac{1}{b} \sum_{\alpha=i+1}^n P_{\alpha}$$

si on déplace P_i à gauche de la section

$$\frac{1}{a} \sum_{\alpha=1}^{i-1} P_{\alpha} < \frac{1}{b} \sum_{\alpha=i}^n P_{\alpha}$$

si on déplace P_i à droite de la section

Pour une section à L/8 : $a = L/8 = 3,231\text{m}$ $b = 22,619\text{m}$



au droit de P_1

$$\begin{cases} \text{à gauche } \frac{3}{3,231} > \frac{27}{22,619} \Rightarrow \text{non} \\ \text{à droite } \frac{0}{3,231} < \frac{30}{22,619} \end{cases}$$

au droit de P_3

$$\begin{cases} \text{à gauche } \frac{12}{3,231} > \frac{15}{22,619} \Rightarrow \text{non} \\ \text{à droite } \frac{6}{3,231} < \frac{21}{22,619} \end{cases}$$

au droit de P_5

$$\begin{cases} \text{à gauche } \frac{6}{3,231} > \frac{6}{22,619} \Rightarrow \text{oui} \\ \text{à droite } \frac{0}{3,231} < \frac{12}{22,619} \end{cases}$$

au droit de P_2

$$\begin{cases} \text{à gauche } \frac{6}{3,231} > \frac{21}{22,619} \Rightarrow \text{oui} \\ \text{à droite } \frac{0}{3,231} < \frac{27}{22,619} \end{cases}$$

au droit de P_4

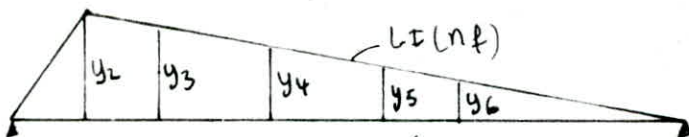
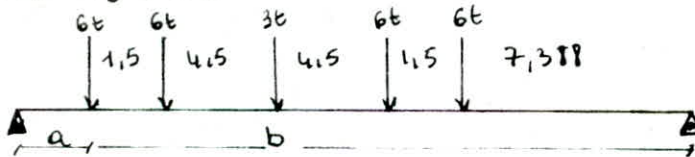
$$\begin{cases} \text{à gauche } \frac{3}{3,231} > \frac{12}{22,619} \Rightarrow \text{oui} \\ \text{à droite } \frac{0}{3,231} < \frac{15}{22,619} \end{cases}$$

au droit de P_6

$$\begin{cases} \text{à gauche } \frac{12}{3,231} > \frac{0}{22,619} \Rightarrow \text{non} \\ \text{à droite } \frac{6}{3,231} < \frac{6}{22,619} \end{cases}$$

Seules P_2, P_4, P_5 donnent le moment maximum

Pour $P_2 = 6\text{t}$



$$y_2 = 2,827 \quad y_3 = 2,235 \\ y_4 = 1,673 \quad y_5 = 1,11 \quad y_6 = 0,923$$

$$M_{(P_2)} = \sum_{i=2}^6 P_i y_i \quad \text{A.N} \quad M_{(P_2)} = 47,589\text{t.m}$$

Pour $P_4 = 3\text{t}$

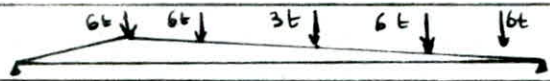
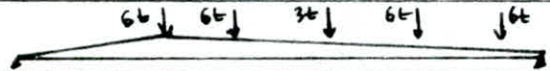
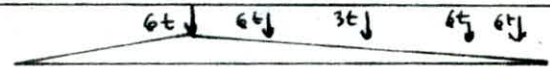
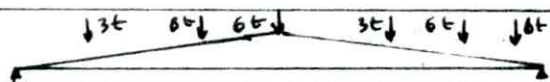
dans le même esprit que pour la charge P_2

$$M_{(P_4)} = 34,527\text{t.m}$$

ainsi que pour $P_5 = 6\text{t}$

$$M_{(P_5)} = 32,796\text{t.m}$$

P_2 provoque le moment maximal, les valeurs du moment ($M_{(P_2)}$) aux différentes sections sont consignés dans le tableau suivant :

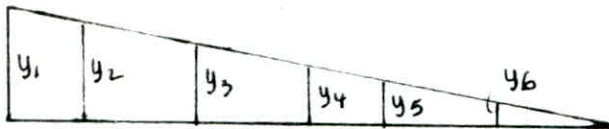
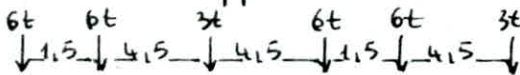
Sections	Disposition la plus defavorable	M(max) t.m
L/8		47,584
L/4		62,616
3L/8		102,81
L/2		115,11

Effort tranchant

on trace la ligne d'influence de l'effort tranchant pour chaque section tout en disposant le convoi de manière à produire l'effort tranchant maximum.

$$T_{max} = \sum P_a y_a$$

• Section à l'appui



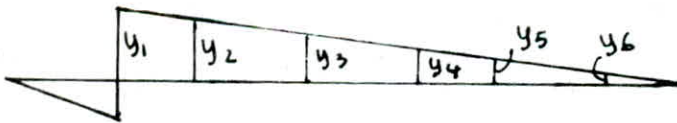
$$y_1 = 1 \quad y_2 = 0,942$$

$$y_3 = 0,767 \quad y_4 = 0,593$$

$$y_5 = 0,535 \quad y_6 = 0,361$$

$$T = 21,801t$$

• Section à L/8



$$y_1 = 0,876 \quad y_2 = 0,817$$

$$y_3 = 0,642 \quad y_4 = 0,468$$

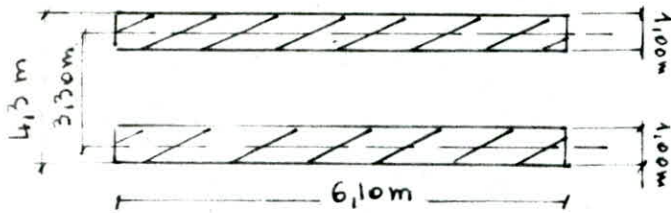
$$y_5 = 0,41 \quad y_6 = 0,236$$

$$T = 18,054t$$

il est inutile d'étudier les autres sections (L/4; 3L/8; L/2) l'effort tranchant est maximal à l'appui. cependant on donne les valeurs. sous forme de Tableau résultant

Sections	M(t.m)		T(t)	
	1 convoi	2 convois	1 convoi	2 convois
0	0	0	56,926	105,627
L/8	124,25	230,516	47,142	87,461
L/4	163,502	303,736	37,35	69,294
3L/8	268,456	498,052	27,706	51,404
L/2	300,574	557,64	18,834	35,054
"Σ"	301,421	559,208		

Sous Surcharge Militaire MC120



La surcharge MC120 compte 2 chenilles, elle a une masse de 110t répartie uniformément sur une longueur de 6m.10

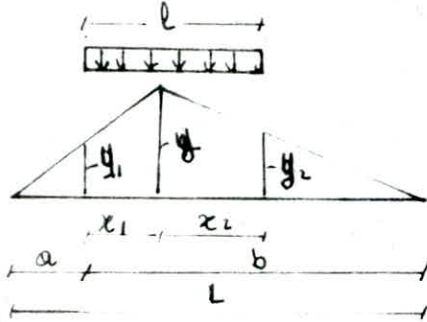
$$q = \frac{110}{6.1} = 18,033 \text{ t/ml}$$

Calcul du coefficient dynamique δ

$$L = 25,85 \text{ m} \quad P = 432,313 \text{ t} \quad S = 11 \text{ lot}$$

$$\delta = 1,22$$

Moment flechissant: On trace la ligne d'influence du moment flechissant à une distance 'a' de l'appui de gauche. Il faut disposer la charge q de manière à avoir $y_1 = y_2$ d'où la section sera maximum par conséquent le moment sera maximum.



$$S = \left(\frac{y_1 + y_2}{2}\right) x_1 + \left(\frac{y_1 + y_2}{2}\right) x_2 \quad \text{et } y = \frac{a \cdot b}{L}$$

$$l = x_1 + x_2$$

$$\text{et } y_1 = \frac{a - x_1}{a} y \quad y_2 = \frac{b - x_2}{b} y$$

$$\text{on a } y_1 = y_2 \Rightarrow \frac{a - x_1}{a} = \frac{b - x_2}{b} \Rightarrow b x_1 = a x_2$$

on a le système d'équation

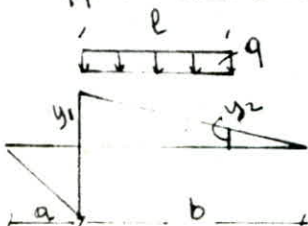
$$\begin{cases} b x_1 - a x_2 = 0 \\ x_1 + x_2 = l \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x_1 = \frac{a l}{L} \\ x_2 = \frac{b l}{L} \end{cases}$$

$$\text{Soit } y_1 = y_2 = \frac{a b}{L} \left(1 - \frac{l}{L}\right)$$

$$S_{\text{max}} = \frac{a b l}{L} \left(1 - \frac{l}{2L}\right) \quad \text{et } M_{\text{max}} = \delta q S_{\text{max}}$$

Sections	0	L/8	L/4	3L/8	L/2	"Σ"
M (tm)	0	336,9	574,18	717,27	765,57	766,31

Effort tranchant: on trace la ligne d'influence de l'effort tranchant à une distance 'a' de l'appui gauche



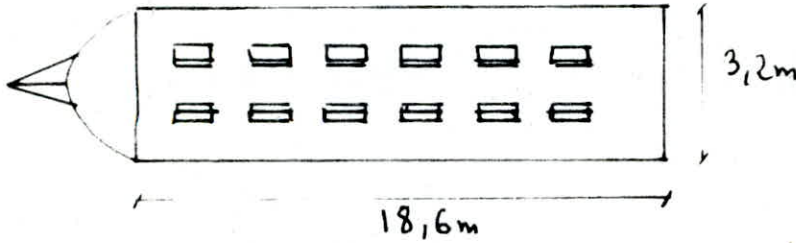
$$y_1 = \frac{b}{L} \quad y_2 = \frac{b-l}{L}$$

$$T = \delta q S_{\text{max}} = \delta q (y_1 + y_2) \frac{l}{2} = \delta q \left(\frac{l b}{L} - \frac{l^2}{2L}\right)$$

L'effort tranchant dans chaque section est.

Sections	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
T(t)	118,464	101,67	84,88	68,09	51,3

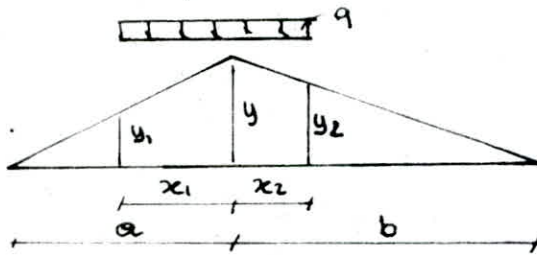
Sous surcharge exceptionnelle D en plan.



$$S = 240t$$

$$q = 12,903t/ml$$

Moment fléchissant



de la même façon que la surcharge Mc120.

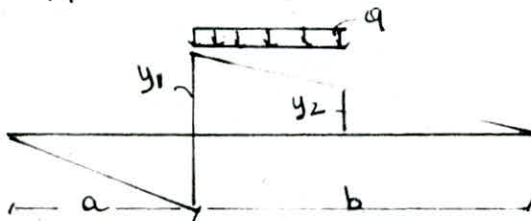
On a $l = 18,50m$.

$$S_{max} = ab \frac{l}{L} \left(1 - \frac{l}{2L}\right)$$

$$M_{max} = q S_{max}$$

Sections	0	L/8	L/4	3L/8	L/2	S.
M(t.m)	0	434,43	744,73	930,9	992,9	991,34

Effort tranchant



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

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

Sections	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
T(t)	153,6	123,65	93,65	63,65	33,65

Tableau recapitulatif donnant les moments flechissant

Sections	0	L/8	L/4	3L/8	L/2	S	en [T.M]
charge permanente G	0	611,11	1046	1309,53	1396,83	1394,5	
1 Voie A(L)	0	151,03	258,91	323,64	345,2	344,65	
2 Voies	0	302,06	517,82	647,25	690,4	689,5	
1 trottoir trottoirs	0	9,86	16,91	21,143	22,55	22,51	
2 trottoirs	0	19,73	33,82	42,86	45,1	45,03	
1 convoi Bc	0	124,25	163,5	268,45	300,57	301,42	
2 convoi	0	230,51	303,73	498,05	557,64	559,2	
Mc120	0	334,9	544,18	717,27	765,57	764,31	
convoi D	0	434,42	744,73	930,92	992,88	991,34	

Tableau recapitulatif donnant l'effort tranchant

Sections	0	L/8	L/4	3L/8	L/2	S	en [T]
charge permanente G	216,14	162,109	108,07	54,036	0		
1 Voie A(L)	53,419	43,976	35,035	26,657	18,93		
2 Voies	106,83	87,953	70,071	53,31	37,87		
1 trottoir trottoirs	3,459	2,671	1,962	1,363	0,872		
2 trottoirs	6,979	5,343	3,925	2,726	1,745		
1 convoi Bc	56,926	47,142	37,35	27,706	18,894		
2 convoi	105,627	87,461	69,29	51,404	35,054		
Mc120	118,464	101,675	84,886	68,09	51,308		
convoi D	153,653	123,653	93,654	63,654	33,66		

CALCUL des EFFORTS dans les Poutres

1) Calcul du paramètre de rigidité : τ
 ce paramètre détermine la souplesse de l'entretassement. Plus grand est τ , plus souple est l'entretassement

τ est défini par Guyon par :
$$\tau = \frac{b^4}{l^4} \sqrt{\frac{E_p}{E_E}}$$

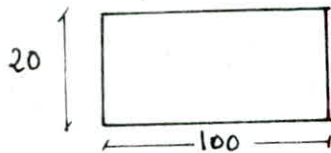
avec E_p ; E_E : rigidité de flexion par unité de longueur
 b : demi-largeur de la construction
 l : portée de la construction

Application :

$$b = \frac{2,19 \times 4}{2} = 4,38 \text{ m}$$

$$l = 25,85 \text{ m}$$

Comme le pont ne comporte pas d'entretôises, c'est l'hourdis qui en assure le rôle. on considère 1 mètre d'hourdis pour le calcul de E_E



$$E_E = \frac{100(20)^3}{12} = 66666,666 \text{ cm}^4$$

et $E_p = 31670633,63$

A.N $\tau = 0,79$

comme $\tau > 0,3$ alors on applique la méthode de Guyon-Havonnet, afin de déterminer le coefficient de répartition transversale "k"

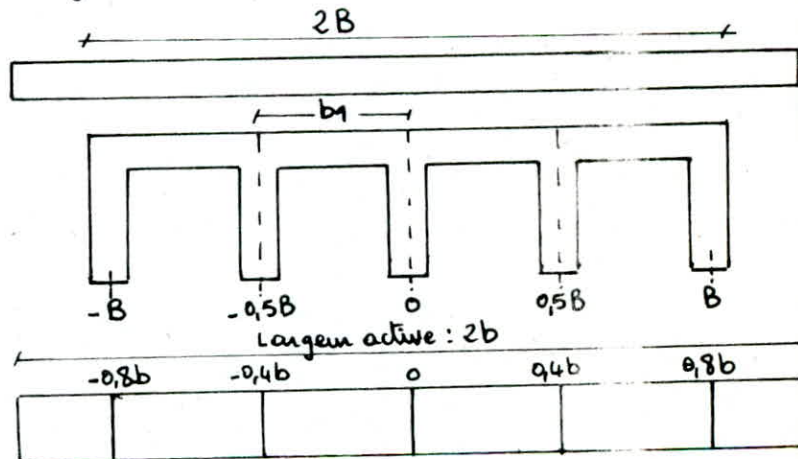
a) détermination de la largeur active

n: nombre de poutres:

$n = 5$ poutres

$$\frac{b_1}{2} = \frac{2,19}{2} \text{ et } 2b = nb_1$$

$$2b = 5 \times 2,19 \Rightarrow b = 5,475 \text{ m}$$



b) Calcul de: $\beta_p; \beta_E$ (rigidités flexionnelles unitaires)

: γ_p, γ_E (rigidités unitaires de torsion)

$$\beta_p = \frac{EI_p}{b_0} \quad ; \quad \beta_E = \frac{EI_E}{l_0}$$

$b_0 = 2,19\text{m}$ (entre axes des pontons)
 $l_0 = 1\text{m}$ (fictive)

comme notre pont a une inertie variable, on prend une inertie équivalente définie par :

$$\bar{I} = I_0 + (I_m - I_0) \cdot \frac{8}{3\pi}$$

avec I_m à la section médiane
 I_0 à l'appui

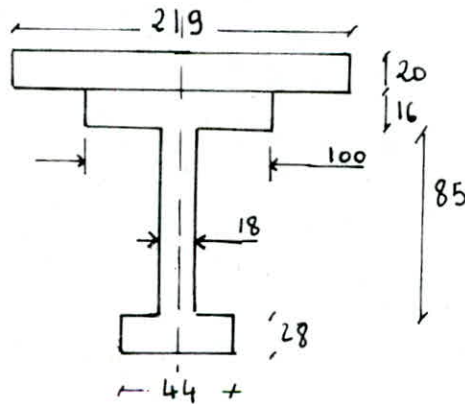
A.N $I_0 = 3834440,9,25\text{cm}^4$
 $I_m = 316706333,63\text{cm}^4$

d'où $\bar{I} = 32679532,56\text{cm}^4$

et $\beta_p = 108957,240E$; $\beta_E = 1302,083E$

$$\gamma_p = \frac{C_p}{D_1} \quad ; \quad \gamma_E = \frac{C_E}{L_1} \quad \text{avec} \quad C_p = \frac{G}{3} \sum b_i^3 h_i$$

Pour la commodité des calculs on assimile le ponton en travers à la poutre suivante.



b_i et h_i étant respectivement le plus petit et le plus grand côté du rectangle i

A.N: $\sum b_i^3 h_i = 3623208\text{cm}^4$

on définit G comme suit:

$$G = \frac{E}{(1 + D) \cdot 2} \quad \text{avec} \quad D = 0,15$$

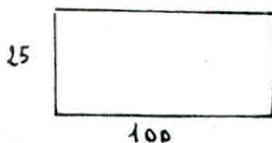
$G = 0,435E$

ainsi $C_p = 525365,16E$

Pour l'entataise $C_E = \frac{G}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot h^3$ A.N $C_E = 113224,638E$

soit: $\gamma_p = 2398,927E$
 $\gamma_E = 1132,246E$

I_E : moment d'inertie de l'entataise (entataise fictive)



$$I_E = \frac{25^3 \cdot 100}{12} = 130208,333\text{cm}^4$$

enfin: $\beta_p = 149221,609E$
 $\beta_E = 1302,083E$

c) Paramètre d'entretouement

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{PP}{PE}} \quad \text{A.N.} \quad \theta = 0,70$$

Paramètre de Torsion: α

$$\alpha = \frac{\sigma_P + \tau_E}{2 \sqrt{PP.PE}} \quad \text{A.N.} \quad \alpha = 0,126$$

2) Pour déterminer le coefficient de répartition transversal K on utilise la formule approchée suivante:

$$K_d = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha \left(1 - e^{-\frac{0,065 - \theta}{0,663}}\right) \quad \text{car } \theta / 0,1 < \theta < 1$$

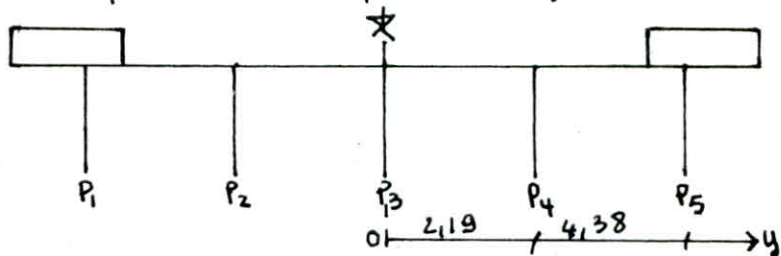
K_0, K_1 sont donnés par les tableaux de Massonet en fonction de θ et des excentricités des charges et de la position de la poutre. On procède par interpolation (en supposant que la variation est linéaire par un intervalle restreint)

$$\text{A.N.} : - \alpha = 0,126 ; \theta = 0,7 ; 0,126 \left(1 - e^{-\frac{0,065 - 0,7}{0,663}}\right) = 0,278$$

des valeurs de K_d sont consignés dans le tableau suivant:

Position de la Poutre (y)		excentricité des charges (e)								
y	e	-b	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0		0,39	0,7121	1,033	1,3118	1,443	1,312	1,033	0,7121	0,39
b/4		0,0079	0,328	0,6605	1,0016	1,312	1,4891	1,3884	1,231	1,012
b/2		-0,219	0,272	0,3342	0,6605	1,033	1,4234	1,7402	1,8798	1,947
3b/4		-0,3647	-0,1705	0,0478	0,328	0,7121	1,231	1,8798	2,5812	3,218
b		-0,4844	-0,3647	-0,2189	0,0079	0,39	1,0121	1,947	3,218	4,743

des positions réelles des poutres sont représentées ci dessous.



des valeurs de K_d correspondants aux positions réelles des poutres sont consignés dans le tableau de la page qui suit (après interpolation)

y \ e	-b	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
P ₃ : y=0	0,39	0,7221	1,033	1,3118	1,4430	1,312	1,033	0,7121	0,39
P ₄ : y=2,19m	-0,1283	0,2943	0,4645	0,7967	1,444	1,4496	1,5996	1,6025	1,573
P ₅ : y=4,38m	-0,3884	-0,2096	-0,0059	0,2634	0,6471	1,1868	1,8933	2,7096	3,5261

3) Disposition des charges donnant le coefficient K_d maximum pour chaque poutre
on calculera le coefficient K_d^{max}

3.1 Sous charges localisées
on calcule les ordonnées y_i de la ligne d'influence de K_d sous chaque surcharge, le coefficient K_d^{max} est donné par:

$$K_d^{max} = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i}$$

dans le sens transversal les charges P_i ont même valeur d'au:

$$K_d^{max} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i \quad n: \text{nombre de files de roues ou de chenilles}$$

3.2 cas de surcharges et de charges uniformément réparties dans le sens transversal

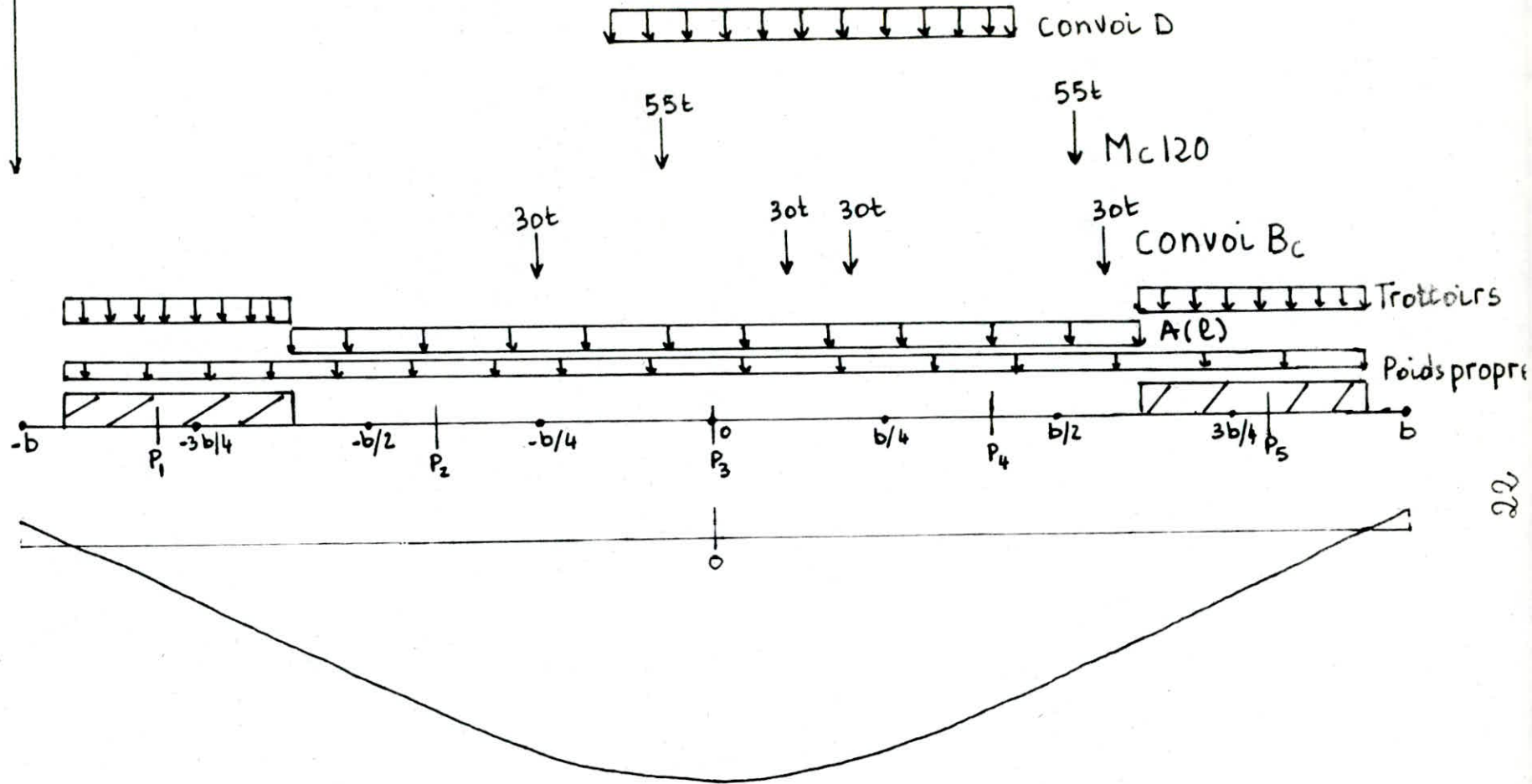
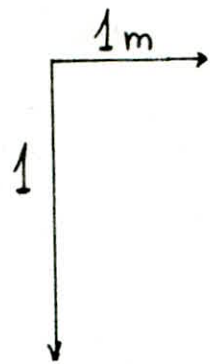
$$K_d = \frac{W}{l} \quad \text{avec } W: \text{aire de la ligne d'influence}$$

l : largeur chargée.
l'aire W est calculée par la méthode des trapèzes

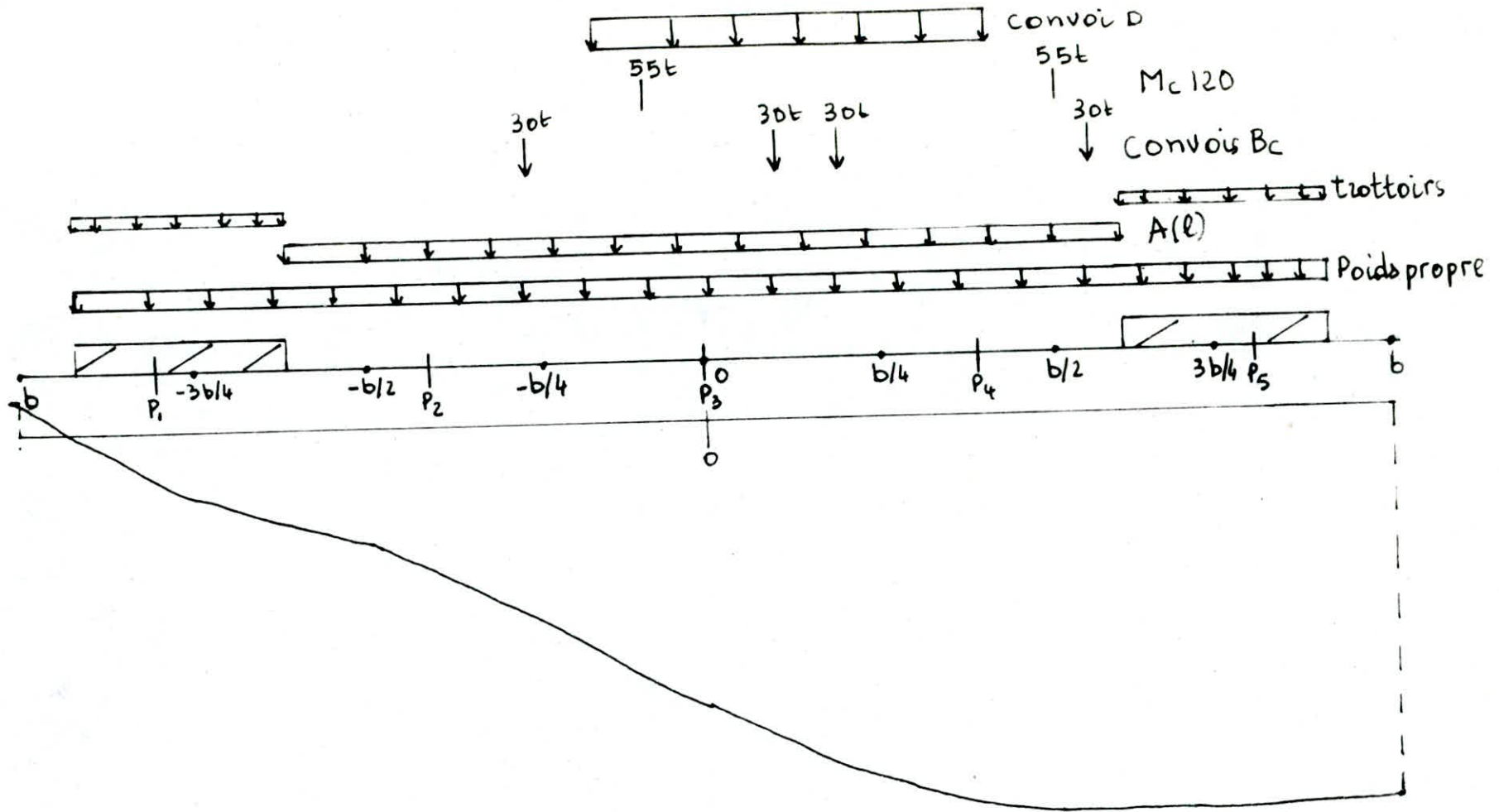
$$W = \frac{b}{2} [y_0 + 2(y_1 + y_2 + \dots + y_{n-1}) + y_n]$$

charges et surcharges	mode de chargement	Poutre P ₃	Poutre P ₄	Poutre P ₅
B	toute la largeur	1,00	0,9884	0,9555
TROTTOIRS	1 trottoir chargé	0,675	1,4761	5,325
	2 trottoirs chargés	0,675	0,8937	4,825
A(L)	1 voie chargée	1,827	1,3696	1,357
	2 voies chargées	1,65	1,4839	0,798
B(C)	1 convoi	1,15	1,525	1,6
	2 convois	1,256	1,281	1,0934
Mc120		1,212	1,350	1,275
CONVOI(D)		1,2	1,1	1,05

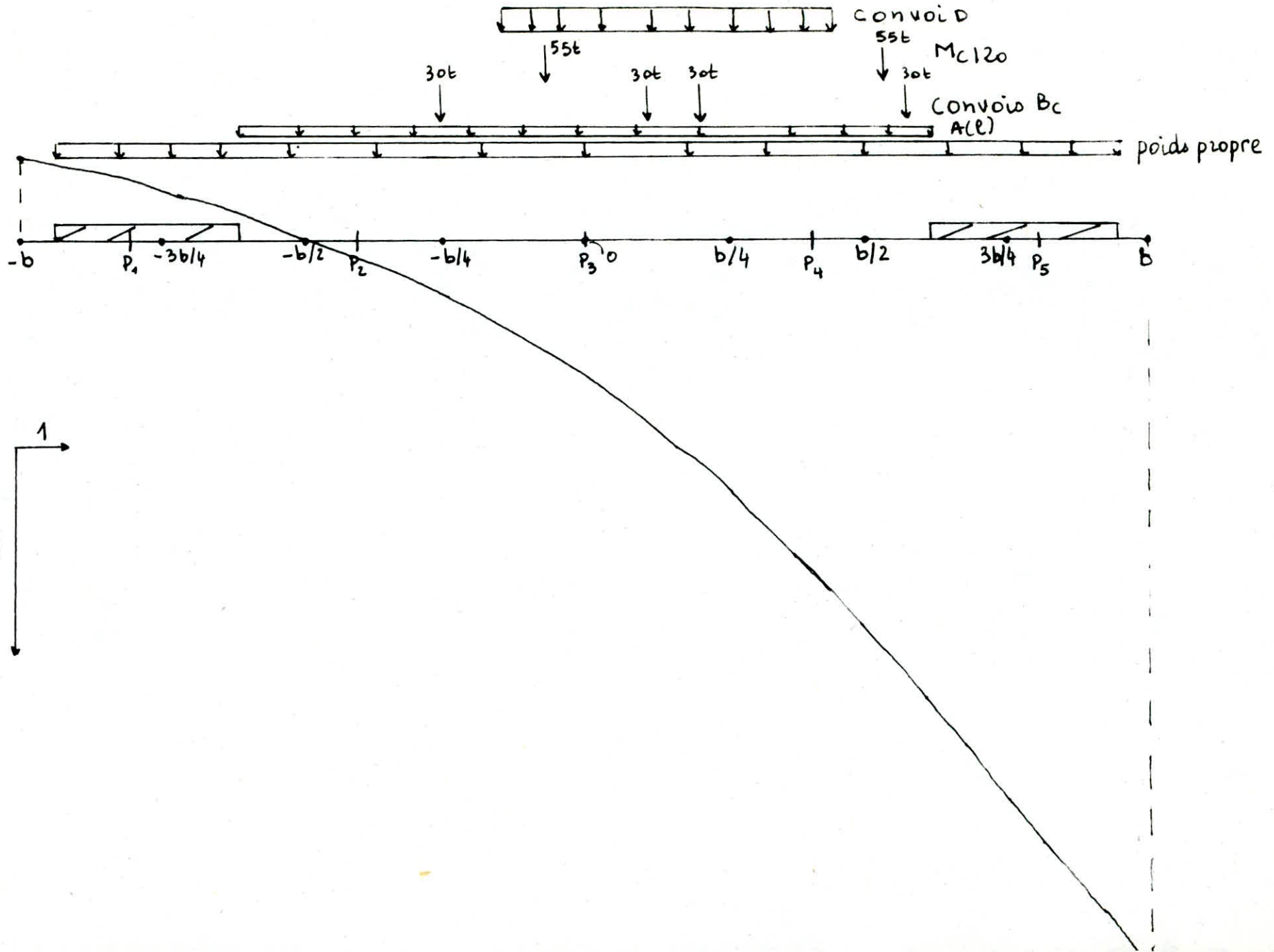
LIGNE D'INFLUENCE K_α POUR $P_3 (y=0)$



LIGNE D'INFLUENCE POUR $P_4 (y=2,19) K_d$



LIGNE D'INFLUENCE DE K_d POUR P_5 ($y=4,38m$)



4) Calcul des moments fléchissants (M_i) et des efforts tranchants (T_i) dans chaque poutre

$$M_i = K_{di} \frac{M_0}{n}$$

M_0 : moment de flexion sollicitant chaque travée du pont sous la charge considérée

T_0 : effort tranchant sollicitant chaque travée du pont sous la charge considérée

n : nombre total des poutres

K_{di} : coefficient dynamique pour la poutre i

Moment fléchissant dans la poutre $P_3 (y=0)$

Sections	K_d	0	L/8	L/4	3L/8	L/2	"Σ"	
G	1,000	0	122,22	209,2	261,9	279,36	278,9	
A(l)	1 voie	1,827	0	55,187	94,606	118,258	126,136	125,935
	2 voies	1,65	0	99,68	170,88	213,6	227,7	227,4
Trott	1 trottoir	0,675	0	1,331	2,283	2,854	3,044	3,039
	2 trottoirs	0,675	0	2,664	4,566	5,708	6,089	6,079
Bc	1 convoi	1,15	0	28,577	37,605	61,745	69,132	69,327
	2 convois	1,256	0	57,905	76,298	125,110	140,079	140,473
Mc 120	1,212	0	81,189	139,181	173,867	185,575	185,269	
convoi D	1,552	0	104,26	178,73	225,42	238,31	237,84	
G+1,1(A+Tr)		0	234,79	402,190	503,13	536,52	535,72	
G+1,1(Bc+Tr)		0	188,84	298,15	405,799	440,145	440,107	
G+Mc120		0	203,4	348,381	435,767	464,93	464,13	
G+D		0	226,48	387,93	485,32	517,67	516,74	

Effort tranchant dans la poutre $P_3 (y=0)$

Sections	K_d	0	L/8	L/4	3L/8	L/2	
G	1,00	43,22	32,42	21,61	10,8	0	
A(l)	1 voie	1,827	19,519	16,068	12,802	9,74	6,918
	2 voies	1,65	35,253	29,02	23,12	17,59	12,49
Trott	1 trottoir	0,675	0,471	0,36	0,265	0,184	0,117
	2 trottoirs	0,675	0,942	0,721	0,529	0,368	0,235
Bc	1 convoi	1,15	13,092	10,842	8,590	6,372	4,345
	2 convois	1,256	24,294	20,116	15,937	11,823	8,062
Mc 120	1,212	28,715	24,646	20,576	16,50	12,43	
convoi D	1,2	36,87	29,67	22,47	15,276	8,079	
G+1,1(A+Tr)		83,03	65,13	47,62	30,55	13,99	
G+1,1(Bc+Tr)		70,97	55,34	39,72	24,20	9,12	
G+Mc120		70,935	57,06	42,186	27,3	12,43	
G+D		80,1	62,09	44,08	26,076	8,079	

Moment fléchissant dans la poutre P_4 ($y=2,19m$)

Sections	K_d	0	L/8	L/4	3L/8	L/2	"Σ"
G	0,9884	0	120,8	206,773	258,867	276,126	275,67
A(e)	1 voie	1,3636	41,37	70,92	88,652	94,557	94,426
	2 voies	1,4839	89,646	153,679	192,101	204,897	204,57
Trott	1 trottoir	1,4761	2,912	4,993	6,242	6,657	6,646
	2 trottoirs	0,8937	3,527	6,046	7,758	8,062	8,048
Bc	1 convoi	1,525	37,896	49,869	81,879	91,675	91,933
	2 convois	1,281	59,058	77,817	127,601	142,64	143,269
Mc120	1,350	0	90,433	155,029	193,66	206,70	206,364
convoi D	1,1	0	95,57	163,84	204,8	218,45	218,09
G+1,1(A+Tr)		0	229,29	382,47	478,492	510,38	509,549
G+1,1(Bc+Tr)		0	189,643	299,022	407,542	441,898	444,118
G+Mc120		0	214,858	361,802	452,527	482,826	484,034
G+D		0	216,37	370,61	463,66	494,57	494,36

Effort tranchant dans la poutre P_4 ($y=2,19m$)

Sections	K_d	0	L/8	L/4	3L/8	L/2	
G	0,9884	42,726	32,045	21,363	10,681	0	
A(e)	1 voie	1,3636	14,632	12,045	9,596	7,302	5,186
	2 voies	1,4839	31,705	26,102	20,705	15,821	11,239
Trott	1 trottoir	1,4761	1,03	0,788	0,579	0,402	0,257
	2 trottoirs	0,8937	1,247	0,955	0,701	0,487	0,312
Bc	1 convoi	1,525	17,362	14,378	11,391	8,45	5,762
	2 convois	1,281	27,061	22,407	17,753	13,169	8,98
Mc120	1,35	31,985	27,452	22,019	18,384	13,853	
convoi D	1,1	33,80	27,60	20,60	14,00	7,41	
G+1,1(A+Tr)		78,973	61,807	45,008	28,619	12,706	
G+1,1(Bc+Tr)		73,864	57,743	41,562	25,703	22,241	
G+Mc120		74,711	59,497	44,282	29,065	13,853	
G+D		76,52	59,24	41,96	24,68	7,4	

Moment flechissant dans la poutre P₅ (y = 4,38m)

Sections	K _d	0	L/8	L/4	3L/8	L/2	"Σ"
G	0,9555	0	116,783	199,89	250,251	266,955	266,495
A(e)	1 voie	1,357	40,99	70,268	87,836	93,687	93,558
	2 voies	0,798	48,209	82,644	103,306	110,188	110,301
Trott	1 trottoir	5,325	10,507	18,013	22,517	24,017	23,928
	2 trottoirs	4,825	19,042	32,644	40,806	43,526	43,454
Bc	1 convoi	1,6	39,76	52,32	85,905	96,183	96,454
	2 convois	1,0937	50,423	66,439	108,943	121,97	122,321
Mc120	1,275	0	85,409	146,416	182,905	195,222	194,899
Convoi D	1,05	0	91,23	156,39	195,49	208,52	208,18
G + 1,1(A+Tr)		0	190,759	326,706	406,744	436,02	435,625
G + 1,1(Bc+Tr)		0	193,194	308,881	414,925	448,98	448,847
G + Mc120		0	202,192	346,306	433,156	462,157	461,394
G + D		0	208,03	356,28	445,741	475,45	474,675

Effort tranchant dans la poutre P₅ (y = 4,38m)

Sections	K _d	0	L/8	L/4	3L/8	L/2	
G	0,9555	41,304	30,978	20,652	10,326	0	
A(e)	1 voie	1,357	14,497	11,935	9,508	7,234	5,138
	2 voies	0,798	85,25	70,186	55,916	42,541	30,22
Trott	1 trottoir	5,325	3,715	2,844	2,089	1,451	0,928
	2 trottoirs	4,825	6,734	5,156	3,787	2,630	1,684
Bc	1 convoi	1,6	18,216	15,085	11,952	8,865	6,046
	2 convois	1,0937	23,105	19,131	15,157	11,244	7,667
Mc120	1,275	30,208	25,927	21,646	17,363	13,083	
Convoi D	1,05	30,73	25,96	19,66	13,366	7,069	
G + 1,1(A+Tr)		142,486	113,854	80,832	65,587	55,095	
G + 1,1(Bc+Tr)		74,127	57,693	48,832	35,587	25,286	
G + Mc120		71,512	56,94	42,298	27,689	13,083	
G + D		72,034	56,09	40,312	23,699	7,069	

DANS LES ENTRETOISES

1) Le moment flechissant par unité de longueur est donné, par l'expression:

$$M_y(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} M_{ym}(x, y) = \sum \mu_{dm} P_m b \frac{\sin m \pi x}{L}$$

Le coefficient μ_{dm} est défini par:

$$\mu_{dm} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^{1 - e^{\frac{9065 - \theta}{0,663}}} \quad \text{Pour } 0,1 \leq \theta \leq 1$$

$$\text{et } \mu_{dm} = f(\theta, \alpha, \frac{e}{b}, y/b)$$

Comme la construction est très chargée et que les charges dans le sens longitudinal ne sont sinusoidales, on doit tenir compte des trois premiers termes du développement des charges réelles en série de FOURIER qui sont:

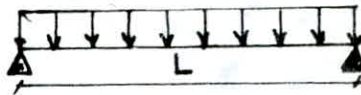
$$\mu_{d1} \rightarrow \theta$$

$$\mu_{d2} \rightarrow 3\theta$$

$$\mu_{d3} \rightarrow 5\theta$$

a) cas d'une charge linéaire uniformément répartie (A(1), trottoirs)

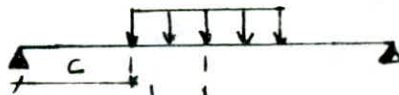
$$P_m = \frac{4P}{\pi m} \cdot \frac{\sin^2 \frac{m\pi}{L}}$$



$$M_y = \sum_{m=1}^5 \mu_{dm} \frac{4P}{\pi m} \frac{\sin^2 \frac{m\pi}{L}}{L} \sin \frac{m\pi x}{L} \quad \text{avec } x = L/2$$

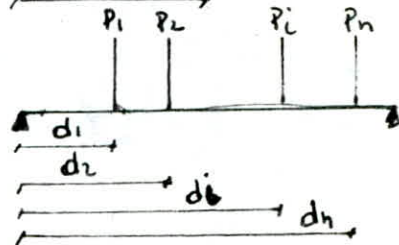
b) cas d'une charge linéaire distante des appuis (Mc120, convoi)

$$P_m = \frac{4P}{m\pi} \cdot \frac{\sin \frac{\pi m c}{L}}{L} \frac{\sin \frac{\pi m d}{L}}$$



c) cas de charges concentrées

$$P_m = \frac{2P}{L} \frac{\sin \frac{m\pi d}{L}}$$



Dans le sens longitudinal il faut que la résultante des charges (Pom Bc) passe $x = \frac{L}{2}$

on ne tiendra pas compte de la charge permanente car, elle n'engendre pas de flexion transversale.

c) degré d'influence μ_2

$$0,1 \leq \theta \leq 1$$

$$\mu_2 = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha$$

$$1 - e^{-\frac{(0,065 - \theta)}{0,665}}$$

on prend en compte uniquement les 3 premiers termes de la série de Fourier.

$$m = 1; 3; 5$$

$$m = 1$$

$$\text{unité} \times 10^{-4}$$

Pour θ

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P_3 y=0	-1055,13	-617,49	-120,68	+753,34	1564,44	753,34	-120,68	-617,49	-1055,13
P_4 y=2,19	-545,549	-386,49	-215,299	35,573	382,817	967,73	864,325	-459,41	-1630,94
P_5 y=4,38	-95,757	-89,962	-75,86	-52,78	-1,756	108,034	211,886	520,078	-1045,42

$$m = 3$$

$$\text{unité} \times 10^{-4}$$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P_3 y=0	22,915	-21,839	-89,452	-73,508	558,967	-73,508	-89,452	-21,839	22,915
P_4 y=2,19	4,804	2,878	-8,112	-48,521	-80,863	182,49	310,157	-90,428	-129,098
P_5 y=4,38	-0,526	0,55	2,514	-0,359	-17,258	-52,364	-14,145	426,357	-495,71

$$m = 5$$

$$\text{unité} \times 10^{-4}$$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P_3 y=0	-0,743	1,965	-5,372	-64,39	336,17	-64,39	-5,372	1,965	-0,743
P_4 y=2,19	-0,022	-0,05	0,935	-0,648	-31,253	98,41	182,668	-46,156	11,902
P_5 y=4,38	0	0	-0,055	0	1,844	-4,645	-53,219	291,30	-185,879

11a

$$\theta = 0,70$$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
b/4	-759,87	-514,07	-283,6	+129,85	685,58	1551,18	317,16	-663,1	-1547,96
b/2	-402,8	-304,51	-199,78	-27,22	+181,16	579,66	+1228,7	-323,74	-1686,21
3b/4	-119,96	-112,7	-95,04	-66,13	-2,2	+135,34	+265,44	+651,54	-130,42
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

$$\theta = 3\theta = 2,10$$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
b/4	7,89	2,38	-27,83	-87,14	-72,55	+558,12	-76,39	-90,73	-2,26
b/2	2,75	3,21	1,69	-22,8	-86,4	-67,7	+567,62	-90,23	-213,58
3b/4	-0,66	+0,69	3,15	-0,45	-21,62	-65,6	-17,32	-534,11	-6,21
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

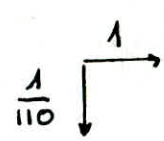
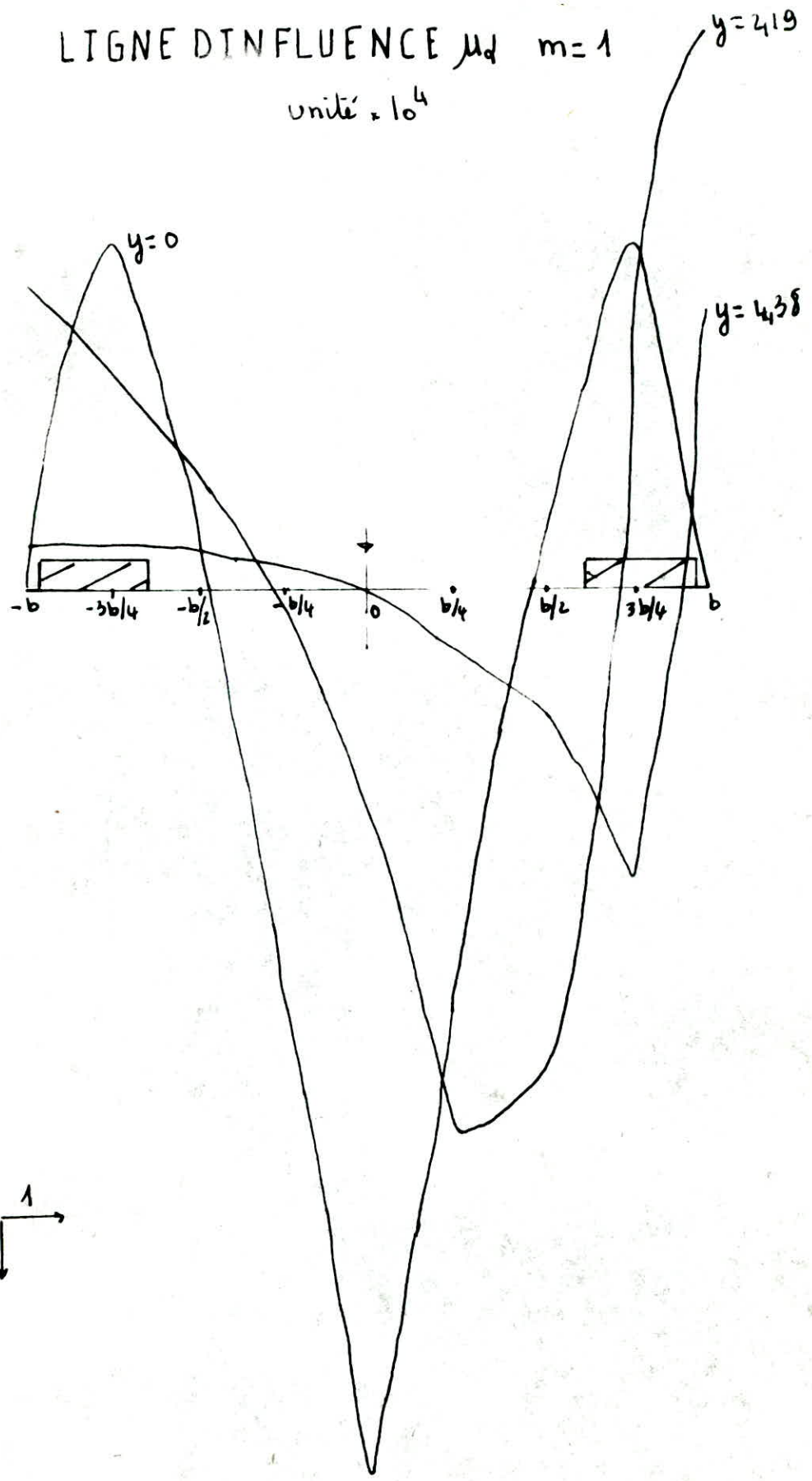
$$\theta = 5\theta = 3,5$$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
b/4	-0,10	-0,02	+2,37	-5,18	-70,4	+351,7	-70,48	-5,36	+5,54
b/2	0,03	-0,07	-0,07	+2,37	-5,18	-70,29	+351,28	-73,33	+16,14
3b/4	0	0	-0,07	0	2,31	-5,82	-66,67	+364,93	-232,86
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

On trace les lignes d'influences avec les valeurs θ pour les pontes $P_3; P_4; P_5$.

LIGNE D'INFLUENCE μ_d $m=1$

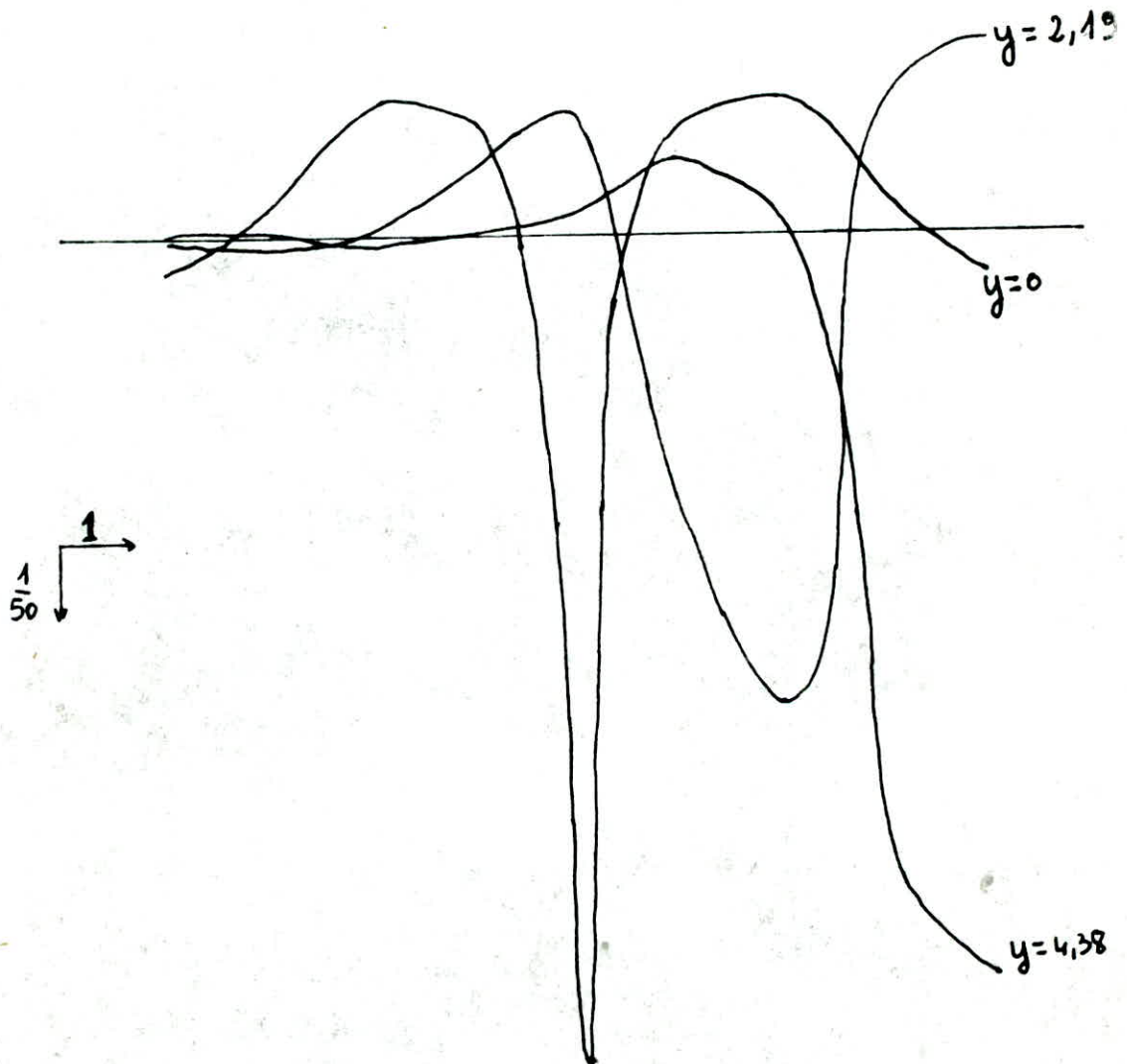
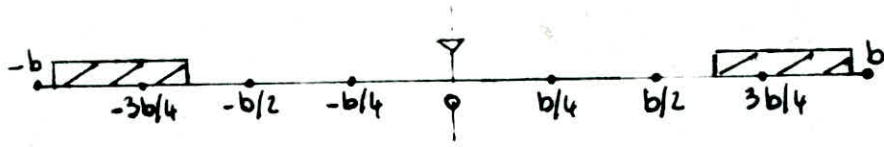
unité = 10^4



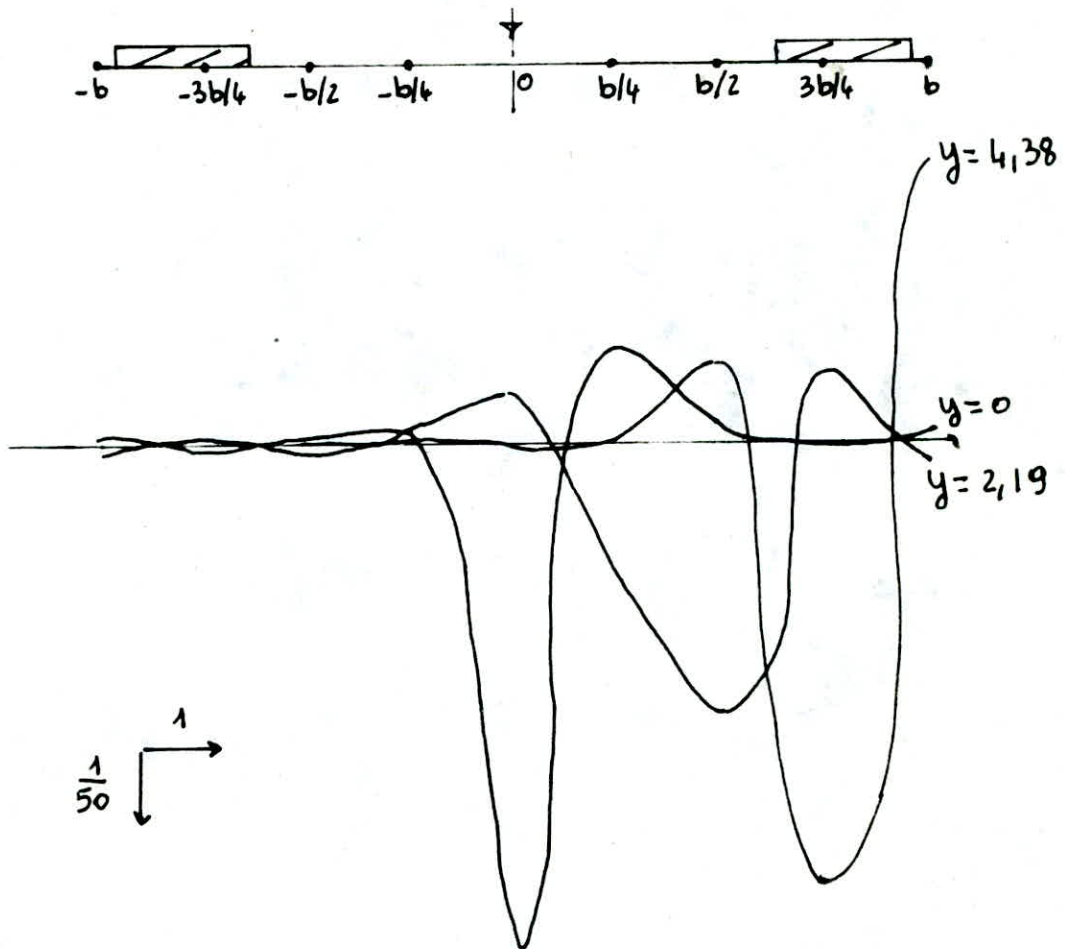
LIGNE D'INFLUENCE de μ_d

$m=3$

unité $\times 10^4$



LIGNE D'INFLUENCE de μ_d $m=5$ unité $\times 10^4$



des moments transversaux maximums. Les moments sont déterminés à partir des positions de chargement dans le sens transversal de manière à avoir les valeurs y_i et W maximums

les valeurs de μ_{xm} sont données par:

$$\mu_d = \frac{1}{n} \sum y_i \quad \text{Pour les charges concentrées}$$

$$\mu_d = \frac{W}{l} \quad \text{Pour les charges uniformément réparties}$$

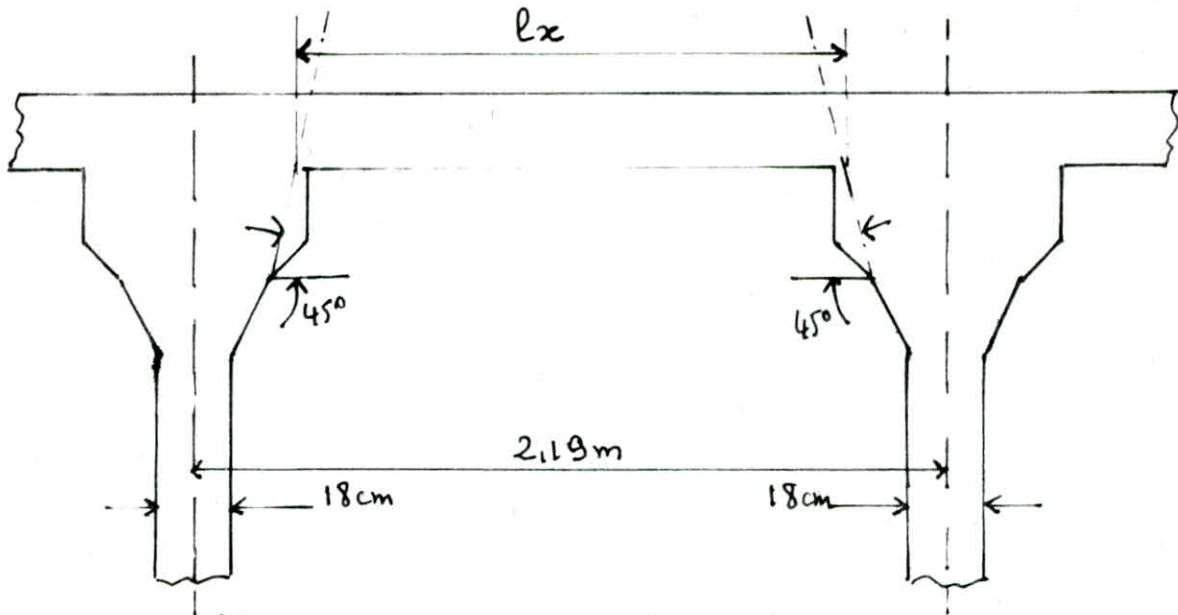
		m=1		m=3		m=5	
		μ_{d1}^+	μ_{d1}^-	μ_{d3}^+	μ_{d3}^-	μ_{d5}^+	μ_{d5}^-
Trottoirs	1 trot	298,22	270,64	390,19	91,47	216,65	42,213
	2 trot	149,11	419,19	159,09	45,74	108,33	29,26
A(l)	1 voie	77,57	88	177,14	56,07	113,14	21,35
	2 voies	602,48	44	89,71	56,07	57	10,88
Bc	1 convoi	990	275	560	70	340	65
	2 convois	797,5	275	560	70	259,5	55
Bt	1 convoi	935	110	560	55	340	50
	2 convois	651,75	220	560	70	182,5	50
Br		156,2	220	560	90	340	65
Mc120		1562	165	560	45	340	65
Convoi D		1115	154	206,66	60	120	65

	A(l)		Trottoir		Bc		Bt		Br	Mc120	Convoi D
	1Voie	2Voies	1trot	2trot	1conv	2conv	1conv	2conv			
M ⁺	2,114	6,727	0,039	0,079	0,625	0,628	1,21	0,92	0,23	10,02	8,86
M ⁻	0,21	0,315	0,048	3,07	0,214	0,22	0,466	0,219	0,158	3,984	1,117

de cas le plus défavorable est occasionné par la surcharge Mc120.

$$M_{max} = 10,02 \text{ t m / ml}$$

CALCUL DU PLATELAGE



(l_x est donnée par l'instruction provisoire au béton précontraint chapitre 2,1)

$$l_x = 2,19 - (0,1 + 0,06 + 0,11 + 0,18/2) \times 2 = 1,47 \text{ m.}$$

$$l_y = 25,85 - 0,25 = 25,6 \text{ m.}$$

$$f = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,47}{25,6} = 0,057 < 0,14.$$

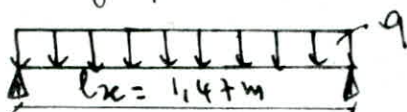
$f < 0,14$, la dalle se calcule comme une poutre continue dans le sens de la portée portée (l_x). Et doit, considérer que les moments sur les petits côtés atteignent des valeurs du même ordre que sur les grands côtés.

I Calcul des efforts M et T

on calculera ces efforts suivant le sens porteur c'est à dire l_x , une fois ces efforts connus on déterminera les armatures nécessaires suivant l_x , et suivant l_y on prendra le $\frac{1}{3}$ de A_x c'est à dire $A_y = \frac{1}{3} A_x$ car le platelage est soumis à des charges ponctuelles (concentrées).

on suppose pour le calcul que la dalle est simplement appuyée (Pour la commodité des calculs) et on considère une bande de largeur 1m suivant l_y .

1) charge permanente



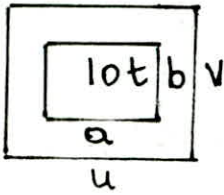
$$q = e_2 \times 1 + \gamma_2 + e_1 \times \gamma_6$$

$$q = 0,08 \times 1 + 235 + 0,2 \times 25 = 0,688 \text{ t/m}$$

$$M_{0x} = q \frac{l_x^2}{8} = 0,186 \text{ tm/m}$$

$$T_{0x} = q \frac{l_x}{2} = 0,505 \text{ t/m}$$

* surcharge Br



rectangle de diffusion de la charge Br (lot)

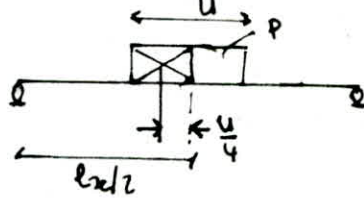
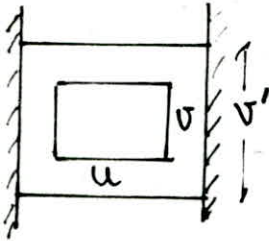
$$u = a + 1,5e + e = 0,6 + 1,5 \times 0,08 + 0,2 = 0,92 \text{ m}$$

$$v = b + 1,5e + e = 0,3 + 1,5 \times 0,08 + 0,2 = 0,62 \text{ m}$$

$$v' = v + \frac{lx}{3} = A' \quad \text{si } A' < 0,6lx \text{ alors } v' = 0,6lx$$

$$\text{sinon } v' = A'$$

$$v' = 0,62 + \frac{1,47}{3} = 1,11 \text{ m} > 0,6lx = 0,88 \text{ m} \Rightarrow v' = A'$$



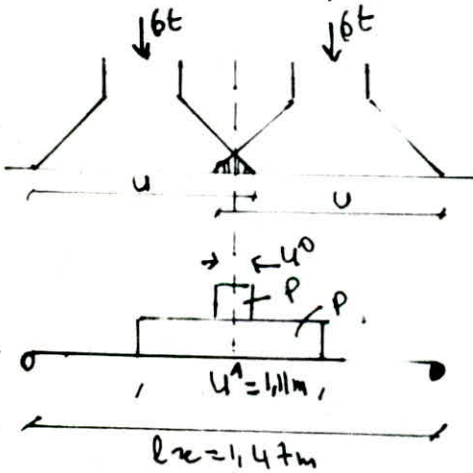
$$-p = \frac{P}{uv'} = 9,92 \text{ t/m}^2$$

$$M_s^0 = -p \frac{u}{2} \frac{lx}{2} = -p \frac{u^2}{8}$$

$$M_s^0 = 2,24 \text{ tm/ml}$$

** surcharge Bc

on peut disposer 2 roues sur la dalle de telle sorte à provoquer l'effet le plus défavorable. (sens transversal)



$u = v = 0,57 \text{ m} > 0,5 \text{ m}$
donc suivant le on a une zone d'interférence de largeur
 $\delta = u - 0,5 = 0,07 \text{ m} = 7 \text{ cm}$

$$v' = v + \frac{lx}{3} = 1,06 > 0,6lx \Rightarrow v' = 0,6lx$$

$$-p = \frac{P}{uv'} = 9,936 \text{ t/m}^2$$

$$M_s^0 = \frac{P u^1}{4} (lx - \frac{u^1}{2}) + \frac{P u^0}{4} (lx - \frac{u^0}{2})$$

A.N: $M_s^0 = 2,77 \text{ tm/ml}$

*** sous surcharge Bt



$a = 60 \text{ cm}$
 $b = 25 \text{ cm}$

$u = 0,92 \text{ m} < 1 \text{ m}$. pas d'interférence.

$u = 0,57 \text{ m}$

$v' = 1,06 \text{ m}$ $u^0 = u + 0,5 = 1,42 \text{ m}$

$$p^0 = \frac{2P}{u^0 v'} = 7,97 \text{ t/m}^2 \quad (P = 6 \text{ t})$$

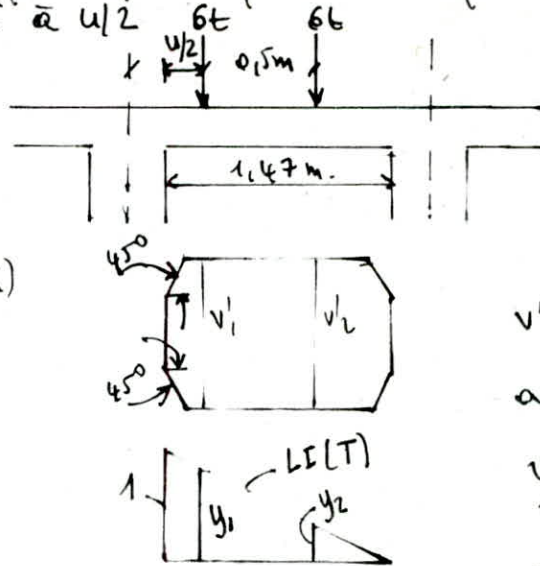
$$M_s^0 = \frac{p^0 u^0}{4} (lx - \frac{u^0}{2})$$

$M_s^0 = 2,15 \text{ tm/ml}$

Pour obtenir l'effet le plus défavorable il faut placer les surcharges près de l'appui à $u/2$

Pour B_c

on trace la ligne d'influence comme indiqué ci-dessous. (à l'appui)



$$v' = v'_1 = v'_2 = 0,57m$$

$$\text{au milieu } v' = v' \frac{l}{3}$$

$$v' = 1,06m$$

$$v_{\text{max}} = v' = 1,06m$$

$$v'_1 = v'_2 = 1,06m$$

$$y_1 = 0,806$$

$$y_2 = 0,466$$

$$T_2^S = \frac{\sum P_i y_i}{v_x} = P \left[\frac{y_1}{v'_1} + \frac{y_2}{v'_2} \right]$$

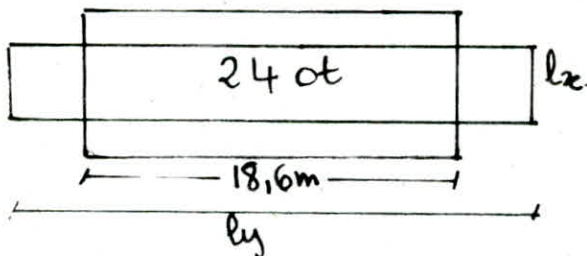
A.N. $T_2^S = 7,2t/ml$

dans le même esprit que précédemment on obtient pour :
surcharge B_t

$$T_2^S = 5,236t/ml$$

★ Pour les convois.

Convoi D.



$$u' = a + 1,5e + e$$

$$u' = 3,20 + 1,5 \times 8 + 20 = 3,52m$$

$$v' = b + 1,5e + e$$

$$v' = 18,60 + 1,5 \times 8 + 20 = 18,92m$$

- Moment

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{u'}{l_x} = \frac{3,52}{1,47} = 1 \text{ (car } u' > l_x) \\ \frac{v'}{l_y} = 3 \text{ car } v' >> l_y. \end{array} \right.$$

Les abaques de PIGEAUD donnent. $M_1 = 4 \cdot 10^2$; $M_2 = 0,0910^2$

$$M_x = (M_1 + \mu \cdot M_2) P ; M_y = (M_2 + \mu M_1) P \quad \mu: \text{coefficient de Poisson.}$$

$$-p = \frac{240}{3,52 \times 18,92} = 3,603 \text{ t/m}^2$$

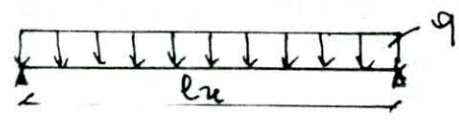
$$P = 100,208 \text{ t}$$

$$\omega = 0,15$$

$$M_x = 4,021 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = 0,690 \text{ tm/ml}$$

effort tranchant



$$q = \frac{240}{3,52 \times 18,92} = 3,603 \text{ t/ml}$$

$$T(0) = q \frac{l_x}{2} = 2,641 \text{ t/ml}$$

Convoy Hc120.

$$P = 110 \text{ t}$$

$$a = 1 \text{ m}$$

$$b = 6,1 \text{ m}$$

on ne peut appliquer que P/2 car l'espace entre les roues dépasse l_x.

les abuyes de PIÉGAUD donnent.

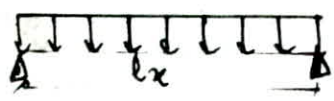
$$U = 1,32 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = 0,089 \\ V = 3 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} M_1 = 0,043 \\ M_2 = 0,01 \end{array}$$

$$-p = \frac{55}{1,32 \times 6,12} = 6,49 \text{ t/m}^2$$

$$P = -p \times 1,32 \times 6,12 = 54,99 \text{ t}$$

$$M_x = 2,44 \text{ tm/ml} ; M_y = 0,904 \text{ tm/ml}$$

effort tranchant



$$q = 6,49 \text{ t/ml}$$

$$T_{0c120} = q \frac{l_x}{2} = 4,77 \text{ t/ml}$$

** Pour A(l).

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad L=L=25,6 \text{ m}$$

$$A(l) = 1187,446 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow q = A(l) \times 1 = 1187,446 \text{ kg/ml}$$

$$M_{0x} = \frac{q l_x^2}{8} = 0,32 \text{ tm/ml}$$

$$T_{0x} = \frac{q l_x}{2} = 0,872 \text{ t/ml}$$

Calcul de coefficient de majoration dynamique.

$$\delta = 1 + \frac{0,14}{1+0,2L} + \frac{0,16}{1+4\frac{P}{S}}$$

$$l_2 = 7 \text{ m}$$

$$l = 8,76 ; L = 25,6 \text{ m}$$

$$l_1 = \max(l_2, l) = 8,76$$

$$l_1 \leq L \Rightarrow L = l_1 = 8,76 \text{ m}$$

- Dalle + prédalle : $2,5 \times 0,2 (10,6 - 2 \times 0,25) \times 8,76 = 44,238 \text{ t}$
- revêtement : $2,35 \times (0,08 \times 7) \times 8,76 = 11,528 \text{ t}$
- trottoir + caniches : $2 \times 2,5 (1,8 \times 0,25 + 0,28 \times 0,35) \times 8,76 = 24,002 \text{ t}$
- Glissière + garde corps : $0,07 \times 2 \times 8,76 = 1,226 \text{ t}$

$$P = \frac{80,994 \text{ t}}{3,52}$$

S: Surcharges.

Systeme Bc	$b_c = 1,1$	$S = 60t$	$S_{bc} = 66t$	$\Rightarrow \delta = 1,246$
Systeme Bt	$b_t = 1$	$S = 64t$	$S_{bt} = 64t$	$\Rightarrow \delta = 1,244$
Systeme Br		$S = 10t$	$S_{br} = 10t$	$\Rightarrow \delta = 1,163$
Mcl20		$S = 110t$		$\Rightarrow \delta = 1,297$

des efforts à considerer sont:

$$M_z^S = M_z^0 \times \delta + 1,2$$

$$T_z^S = T_z^0 \times \delta + 1,2$$

Pour les surcharges.

efforts	G	A(l)	Bc	Br	Mcl20	conv D
$M_z^0 (tm/ml)$	0,186	0,32	4,14	3,209	3,807	4,021
$T_z^0 (t/ml)$	0,505	0,872	10,765	7,816	7,42	2,648

m.

sollicitation maximale.

suivant l'axe: flexion locale + flexion transversale.

de l'essai Mcl20 presente le cas le plus defavorable.

Combinaison: G+1,2S.

flexion locale: Mcl20 $\rightarrow M_z^0 = 4,021 tm/ml$.

flexion transversale Mcl20 $\rightarrow M_z^0 = 10,02 tm/ml$

Moment resultant: $4,021 + 10,02 = 14,041 tm/ml$.

$$M_z^{travée} = -0,8 \times 14,041 = -11,2328 tm \quad M_z^{appui} = -0,5 \times 14,041 = -7 tm/ml$$

avec la combinaison G+1,2S:

$$M_z^t = -13,48 tm/ml \quad M_z^a = -6,147 tm/ml$$

effort tranchant

$$T_z = T_z^{Bc} + T_z^G = 11,27 t/ml$$

★ calcul des armatures.
suivant l'axe



en travée: $A_u^t = \frac{M_z^t}{7/8 h_u^2 \bar{\sigma}_s}$

$$h_0 = 20 cm$$

$$h_u = h_0 - d = 20 - 2 = 18 cm. \quad (d \approx \frac{h_0}{10})$$

$$A_u = 30,56 cm^2$$

à l'appui $A_u^a = 13,93 cm^2$

à l'appui: $7 \phi 16 / \text{ml} = 14,07 \text{ cm}^2$

* Selon by
comme on est en présence des charges locales on armement
de la manière suivante.

en travée $A_y^t = \frac{1}{3} A_z^t = 10 \phi 12 / \text{ml} = 11,31 \text{ cm}^2$

à l'appui $A_y^a = A_z^a = 7 \phi 16 / \text{ml} = 14,07 \text{ cm}^2$

Verifications.

1) à la flexion

armatures inférieures: $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$; $\bar{\sigma}_a = \min\{2/3 \sigma_{ey}, \min(\sigma_1, \sigma_2)\}$

$\sigma_1 = \frac{K \eta \omega \bar{M}}{\phi (1 + 10 \omega \rho)} = 3511,83 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2,4 \frac{\sqrt{K \eta \omega \bar{M}}}{\phi} = 1877,53 \text{ kg/cm}^2$

avec $K = 1,2^{\text{th}}$

$\eta = 1,6$

$\sigma_b = 7,165 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = \min\{2800, 3511,83\} = 2800 \text{ kg/cm}^2$

la flexion n'est pas à craindre.

armatures supérieures

$\sigma_1 = 2602 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2602 \text{ kg/cm}^2 \neq 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2099$

on doit recalculer les armatures.

$A_z^a = A_y^a = 14,07 \times \frac{2800}{2602} = 15,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 10 \phi 14 / \text{ml}$

2) à la pliche

on doit vérifier: $\frac{1}{10} \frac{M_t}{\eta_0} \geq \frac{h_t}{e}$ (*) et $\frac{A}{b_{oh} \sigma_{en}} \leq \frac{43}{\sigma_{en}}$ (**)

soit $\frac{h_t}{e} = 0,136$ et $\frac{M_t}{\eta_0} = 1,25 \Rightarrow (*)$ vérifié.

$\frac{A}{b_{oh}} = 0,0157$ et $\frac{43}{\sigma_{en}} = 0,0157 \Rightarrow (**)$ vérifié à 10⁻⁴ près

3) condition de non fragilité

Les armatures tendues doivent avoir une section suffisante pour équilibrer l'effort qui entraîne la flexion du béton.

Les armatures comprimées pour cet équilibre ont une section définie par:

$A = \max\{A_0, \min(A_1, A_2)\}$

A_0 : Section d'armature qui résiste aux sollicitations.

A_1 : section d'armature susceptible de résister aux sollicitations majorés de 20% $A_1 = 1,2 A_0$.

$A_2 = 0,69 \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} b h \frac{2-p}{2}$ suivant la

$A_2 = 0,69 \times \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} b h \frac{1+p}{2}$ suivant by

$$\rho = 0,057$$

$$\sigma_b = 7,65b \Rightarrow A_2 = 4,3$$

$$\sigma_{ca} = 2146$$

la fixation n'est pas à craindre selon le min $\{A_1, A_2\} = A_2 = 4,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = A_0$

4) vérification au cisaillement.

l'effort tranchant à craindre est celui occasionné par Bc

$$T_x = 11,27t / \text{ml.}$$

$$\text{on doit vérifier } \tau_b = \frac{T}{bZ} \leq \bar{\tau}_b$$

$$\text{avec } \bar{\tau}_b = 1,15 \sigma_b = 1,15 \times 7,65 = 8,79b.$$

$$A \cdot N: b = 100 \text{ cm}$$

$$z = 7/8 h = 15,75 \text{ cm}$$

$$\tau_b = 7,28 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\tau}_b = 8,79 \text{ kg/cm}^2$$

d'où pas de risque de cisaillement.

5) vérification au poinçonnement.

on doit vérifier pour les charges localisées que:

$$\frac{1,5P}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{\tau}_b$$

P: charge localisée

h_t: épaisseur seule dalle

P_c: périmètre du contour de diffusion sur le plan moyen.

Pom :

B_r: P = 10t

B_t: P = 8t

B_c: P = 6t

$$P_c = (u+v) \times 2 = 3,08 \text{ m}$$

$$P_c = (u+v) \times 2 = 2,19 \text{ m}$$

$$P_c = (u+v) \times 2 = 2,28 \text{ m}$$

	$\frac{1,5P}{P_c h_t}$ (1)	$1,2 \bar{\tau}_b$ (2)	(1) < (2)
B _r	2,43	9,18	Oui
B _t	2,4	9,18	Oui
B _c	1,31	9,18	Oui

6) à l'adhérence.

$$\bar{\tau}_d = 2,15 \phi d \cdot \bar{\tau}_b = 2,15 + 1,5 + 7,65 = 28,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{T_u}{n \rho_a z}$$

$$n = \text{nombre de bars} = 7$$

$$\rho_a = \pi \phi \cdot = \pi \times 1,6 = 5,02 \text{ cm}^2$$

$$T_u = 11,27t \text{ (Bc)}$$

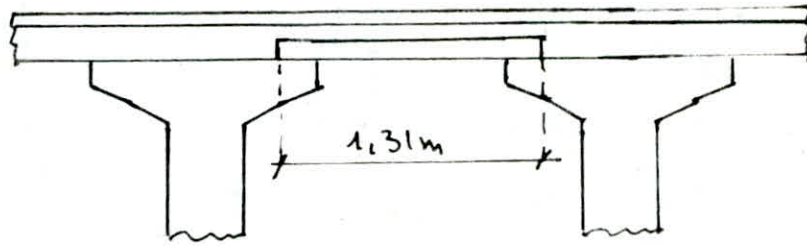
$$z = 17,5 \text{ cm}$$

$$\tau_d = 18,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d < \bar{\tau}_d$$

l'adhérence est vérifiée

La poutre dalle sert de coffrage (coffrage perdu) lors du coulage de la dalle et permet une ouverture de circulation, elle est posée sur les rails des pontes.



- charges permanentes.

revêtement + étanchéité : $0,08 \times 2,35 = 0,188 \text{ t/m}^2$
 Poids du Hormis : $2,5 \times 0,2 = 0,5 \text{ t/m}^2$

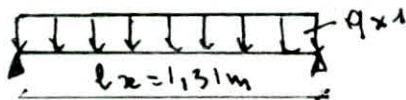
$G = 0,688 \text{ t/m}^2$

- surcharge

Poids des ouvriers : $S = 150 \text{ kg/m}^2$

combinaison : $q = G + 1,2S = 0,868 \text{ t/m}^2$

pour 1m de largeur (suivant y)



$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 0,186 \text{ tm/ml}$

renforcement.

$\phi \leq \frac{ht}{10} = 5 \text{ mm} \rightarrow \phi = 5 \text{ mm}$

$h = ht - d = 5 - 1,25 = 3,75 \text{ cm}$

$\mu = \frac{15M}{\sigma_s \cdot h^2 \cdot b} = \frac{15 \times 0,186 \cdot 10^5}{2800 \times 3,75^2 \times 19} = 0,059$

$\mu \Rightarrow \epsilon = 0,899 \Rightarrow \bar{\omega} = 0,439$

$k = 34,5$

$\sigma'_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{2800}{34,5} = 81 < \sigma'_b = 90 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M}{\sigma_s \epsilon h} = 1,97 \text{ cm}^2$ reprend 10T5/ml

verification des contraintes

$\sigma_a = \frac{M}{EhA} = 2814,9 \times 2800 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_a$

l'acier est négligeable. (< 5%)
 les contraintes sont vérifiées.

Notations utilisées

B: aire de la section droite

V: distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure

V': distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure

ht: hauteur totale de la section

h: hauteur utile

e: excentricité de la force de précontrainte au centre de la section

F: force de précontrainte

$\bar{\sigma}_b$: contrainte admissible du béton en compression

$\bar{\sigma}_t$: contrainte admissible du béton en traction

$\beta = \frac{I}{VV'}$ rendement géométrique de la section

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

I: moment d'inertie de la section droite

M_G: moment fléchissant dû aux charges permanentes

M_S: moment fléchissant dû aux surcharges

d': distance de l'axe des câbles à la fibre inférieure

Notions générales sur la précontrainte:

C'est un traitement mécanique qui consiste à soumettre à l'avance un matériau qui est dans notre cas le béton, à des efforts destinés à créer des contraintes de sens favorable, et par conséquent à créer des contraintes de compression dans les zones qui seront ultérieurement tendues. Le matériau se trouve ainsi "soulagé" quand il est chargé.

I Détermination de l'effort de précontrainte:

L'effort de précontrainte sera déterminé de manière à ce qu'il n'y ait pas des contraintes de traction dans chaque section.

- Calcul des contraintes dues aux charges et surcharges
on considère la poutre la plus sollicitée qui est P₃ (y=0)

• caractéristiques géométriques de la section (Poutre + dalle)

$B = 8318,2 \text{ cm}^2$ $I = 17237512,11 \text{ cm}^4$ $V = 41,65 \text{ cm}$ $V' = 108,35 \text{ cm}$ $i^2 = 2072,26 \text{ cm}^2$

sous charges permanentes: M_G = 279,36 tm

Fibre supérieure $\sigma'_G = \frac{M_G V}{I} = 67,5 \text{ kg/cm}^2$ (compression)

Fibre inférieure $\sigma'_G = \frac{M_G V'}{I} = -175,59 \text{ kg/cm}^2$ (traction)

sous surcharges convoi D : $M_S = 238,31 \text{ t.m}$

Fibre supérieure

$$\sigma'_S = \frac{M_S v}{I} = 57,58 \text{ kg/cm}^2$$

Fibre inférieure

$$\sigma'_S = \frac{M_S v'}{I} = -149 \text{ kg/cm}^2$$

la contrainte de traction totale sur la fibre inférieure est:

$$\sigma = \sigma'_G + \sigma'_S = -175,59 - 149,79 = -325,38 \text{ kg/cm}^2$$

sous l'action de l'effort de précontrainte la poutre travaille en flexion composée.

Fibre supérieure:

$$\sigma_p = \frac{F}{B} \left(1 + \frac{e v}{i^2}\right) \text{ traction}$$

Fibre inférieure:

$$\sigma'_p = \frac{F}{B} \left(1 - \frac{e v'}{i^2}\right) \text{ compression.}$$

on prend $d' = 15 \text{ cm}$

Il faut que l'effort de précontrainte (de compression) équilibre l'effort de traction (dû à $M_G + M_S$) soit donc:

$$\sigma'_p = \frac{F}{B} \left(1 - \frac{e v'}{i^2}\right) \geq \sigma \Rightarrow F = \sigma \times B \left(1 - \frac{e v'}{i^2}\right)^{-1} \text{ avec } e = v' - d'$$

AN: $e = -93,35 \text{ cm}$ (le signe - indique que l'excentricité est en dessous du centre de gravité.)

$$F = 460,17 \text{ t}$$

comme on ne peut pas éviter les pertes de tension, on doit appliquer un effort de précontrainte supérieur à celui préalablement calculé, on estimera les pertes à 25% soit donc un effort à appliquer de:

$$F = 1,25 \times 460,17 = 575,18 \text{ t}$$

II Nombre de cables.

des cables sont du type: 7T15 C.C.L multiforme

σ_0 : contrainte de mise en tension à l'origine

$$\sigma_0 = \min \{0,85 R_g; 0,95 T_g\} = \min \{15716,5; 14934\} = 14934 \text{ kg/cm}^2$$

w : section utile du cable $w = 9,73 \text{ cm}^2$

le nombre de cable est $n = \frac{F}{w \sigma_0}$ AN: $n = 4$

on prend 4 cables type 7T15

11) Relevage des cables.

on fait la description uniquement sur une demi-portée de la poutre vu sa symétrie et le type d'ancrage (actif-actif) utilisé. Au milieu de la poutre les cables sont rectilignes, et on relève les cables au fur et à mesure qu'on s'approche de l'appui de manière à ramener le centre de gravité des cables proches du centre de gravité de la section. à l'about, on adopte en general, les dispositions de cablage suivantes:

- La zone de relevage est définie par la longueur L_0 :

$$\frac{L}{4} \leq L_0 \leq \frac{L}{3}$$

- angle de sortie des cables émergent est $\alpha = 24,15^\circ$ (angle standard)
- angle de sortie des cables d'about: $0 < \alpha < 20^\circ$
- rayon de courbure R des cables $R \geq 800 \phi$ (ϕ diamètre du fil constituant les cables)
- tous les cables representent
 - une partie parabolique
 - une partie rectiligne

OF: zone rectiligne b_i
OE: zone parabolique $y = ax^2$

b_i : projection horizontale de la partie parabolique

x : abscisse d'un point de la partie parabolique (à l'origine)

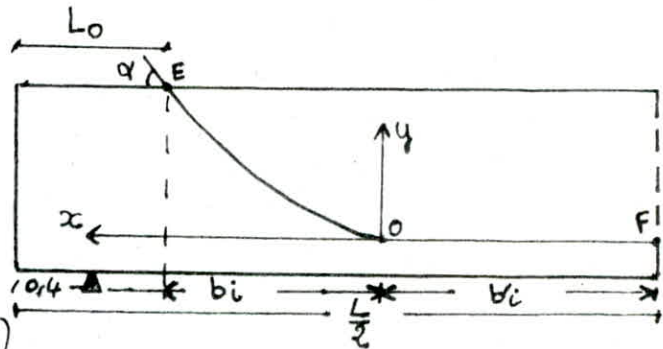
y : son ordonnée

équation de la parabole: $y = ax^2$

$$\frac{dy}{dx} = 2ax$$

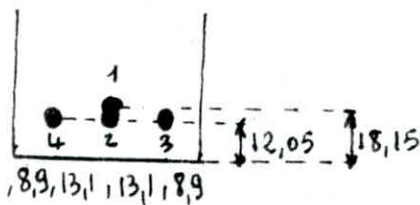
Pour $x = b_i \Rightarrow y = a_i b_i$ et $\tan \alpha = 2a_i b_i$

d'où $a_i = \frac{\tan^2 \alpha}{4 y_i}$; $b_i = \frac{\tan \alpha}{2 a_i}$

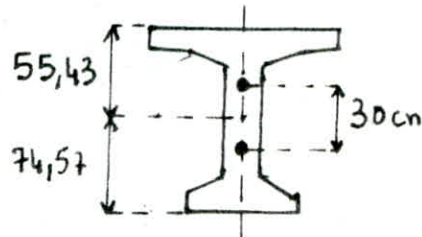


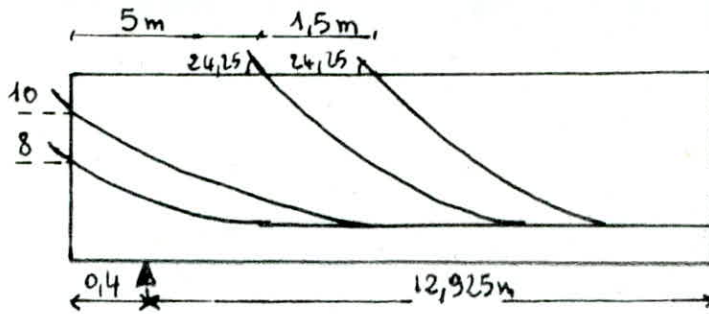
disposition des cables dans la section

médiane



à l'about





cables	d_i (cm)	α_i ($^\circ$)	y_i (cm)	α_i (mm^2)	b_i (m)	b'_i (m)
4	12,05	8	47,52	$1,04 \cdot 10^{-2}$	6,75	6,575
3	12,05	10	77,52	$1,00 \cdot 10^{-2}$	8,81	4,515
2	12,05	24,25	117,95	$4,31 \cdot 10^{-2}$	5,23	3,095
1	18,15	24,25	111,85	$4,53 \cdot 10^{-2}$	4,97	1,855

IV Calcul des caractéristiques géométriques des sections et des excentricités du câble équivalent
 L'ensemble des câbles peut être assimilé à un câble fictif équivalent pour la section considérée.

Caractéristiques géométriques: La section à considérer est la poutre + la dalle, les caractéristiques seront déterminées à l'about, à $\frac{L}{4}$, $\frac{L}{2}$ et aux sections d'émergence des câbles.

$$B_{\text{nette}} = B_{\text{brute}} - B(\phi)$$

$$S_{\text{ynet}} = B_{\text{nette}} \times U \Rightarrow U = \frac{S_{\text{ynet}}}{B_{\text{nette}}}; U' = ht - U$$

$$S_{\text{ynet}} = S_{\text{ybrute}} - S_{\text{y}}(\phi)$$

$$S_{\text{y}}(\phi) = B(\phi) \times Z$$

$$I_{\text{ynet}} = I_{\text{ybrute}} - I_{\text{y}}(\phi) \Rightarrow I_{\text{y}}(\phi) = I_0(\phi) + \sum B_i(\phi) z_i^2$$

$$I_{\text{Gnet}} = I_{\text{ynet}} - S_{\text{ynet}} \times U \quad i^2 = \frac{I_{\text{Gnet}}}{B_{\text{nette}}}$$

avec: $B(\phi)$: section des câbles

$S_{\text{y}}(\phi)$: moment statique des trous par rapport à la fibre supérieure

• excentricité du câble équivalent dans une section:
 on décompose l'effet de précontrainte F en deux composantes

composante horizontale: $N = \sum F \cos \alpha_i$; composante verticale: $V = \sum F \sin \alpha_i$

Soit z_i : distance du point d'application du câble i à la fibre supérieure de la section

Z : distance du point d'application du câble équivalent à la fibre supérieure
par superposition on a:

$$Z \cdot N = \sum z_i F \cos \alpha_i \Rightarrow Z = \frac{\sum z_i F \cos \alpha_i}{\sum F \cos \alpha_i} = \frac{\sum z_i \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

l'excentricité du câble équivalent par rapport au centre de gravité de la section nette est: $e = v - Z$

V Fuseaux Limites

1^{er} Fuseau Limite: c'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le tracé du câble équivalent pour qu'il n'y ait pas de traction (quelque soit le cas de charge) sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes. Les valeurs limites pour l'excentricité du câble équivalent sont:

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

a et a' sont les limites du noyau central définies par:

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

2^{em} Fuseau Limite: c'est le tracé qui détermine la zone à l'intérieur de laquelle le câble équivalent doit se trouver afin qu'il n'y ait pas de compression dépassant la contrainte de compression admissible $\bar{\sigma}$ quelque soit le cas de charge.

Tout tracé se trouvant entre ces deux fuseaux limites vérifie nécessairement les conditions imposées.

Les valeurs limites de ce 2^e fuseau sont:

$$S = \left(\frac{\sigma_B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{v} - \frac{M_G + M_Q}{N} ; \quad S' = - \left(\frac{\sigma_B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{v'} - \frac{M_G}{N}$$

Calcul des sections et des excentricités

on explicitera les calculs pour la section à $\frac{L}{4}$, pour le reste les résultats seront consignés dans le tableau ci⁴ dessous.

Section à $\frac{L}{4}$:

$$x_i\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{L}{4} - b_i \quad y_i = a_i x_i^2 \quad \alpha_i = \text{artg}(2a_i x_i)$$

Cables	α	y	Z	$\cos \alpha$	$Z \cos \alpha$	Z^2
1	22,65	96,16	35,69	0,922	32,9	1273,77
2	16,15	48,76	89,19	0,96	85,62	7954,85
3	2,23	3,79	134,16	0,999	134,02	17998,9
4	0	0	137,95	1	137,95	19030,2
			Σ	3,881	390,49	46257,72

$$Z = \frac{\sum \Sigma \cos d_i}{\Sigma \cos d_i} = 100,61 \text{ cm}$$

$$I_{y \text{ brute}} = 35189592,92 \text{ cm}^4$$

$$S_{y \text{ brute}} = 376466,88 \text{ cm}^3$$

$$B(\phi) = 116,89 \text{ cm}^2$$

$$B_{\text{brute}} = 8756 \text{ cm}^2$$

$$B_{\text{nette}} = 8639,11 \text{ cm}^2$$

$$S(\phi) = 15943,79 \text{ cm}^3$$

$$I(\phi) = 135138,26 \text{ cm}^4$$

$$I_{y \text{ net}} = 33837454,66 \text{ cm}^4$$

$$S_{y \text{ net}} = 360523,09 \text{ cm}^3$$

$$v = 41,73 \text{ cm} \Rightarrow v' = 108,27 \text{ cm}$$

$$I_{G \text{ net}} = 18792826,14 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = 2175,32 \text{ cm}^2$$

$$e = -58,88 \text{ cm}$$

Tableau donnant les résultats recapitulatifs.

Sections	B(cm ²)	I _G (cm ⁴)	i ² (cm ²)	v(cm)	v'(cm)	e(cm)	Σcos d	Z(cm)
L/4	8639,11	18792826,14	2175,32	41,73	108,27	-58,88	3,88	100
L/2	8639,11	17968456,81	2079,89	41,73	108,27	-94,67	4	136,4
about	9730,55	20619249,45	2119,02	47,15	102,85	-28,45	1,97	75,61
avant cable 1	8639,11	18468435,23	2137,77	42,3	107,7	-51,75	3,857	94,05
après cable 1	8668,33	19717882,95	2276,7	42,24	107,75	-74,69	2,947	116,93
avant cable 2	8668,33	18567193,98	2141,95	42,46	107,53	-52,62	2,906	95,08
après cable 2	8697,55	18565096,48	2134,52	42,41	107,58	-86,72	1,996	129,13

Limite du 1^{er} Fuseau

$$F = 115,04 \text{ t (force revenant à un câble en service)}$$

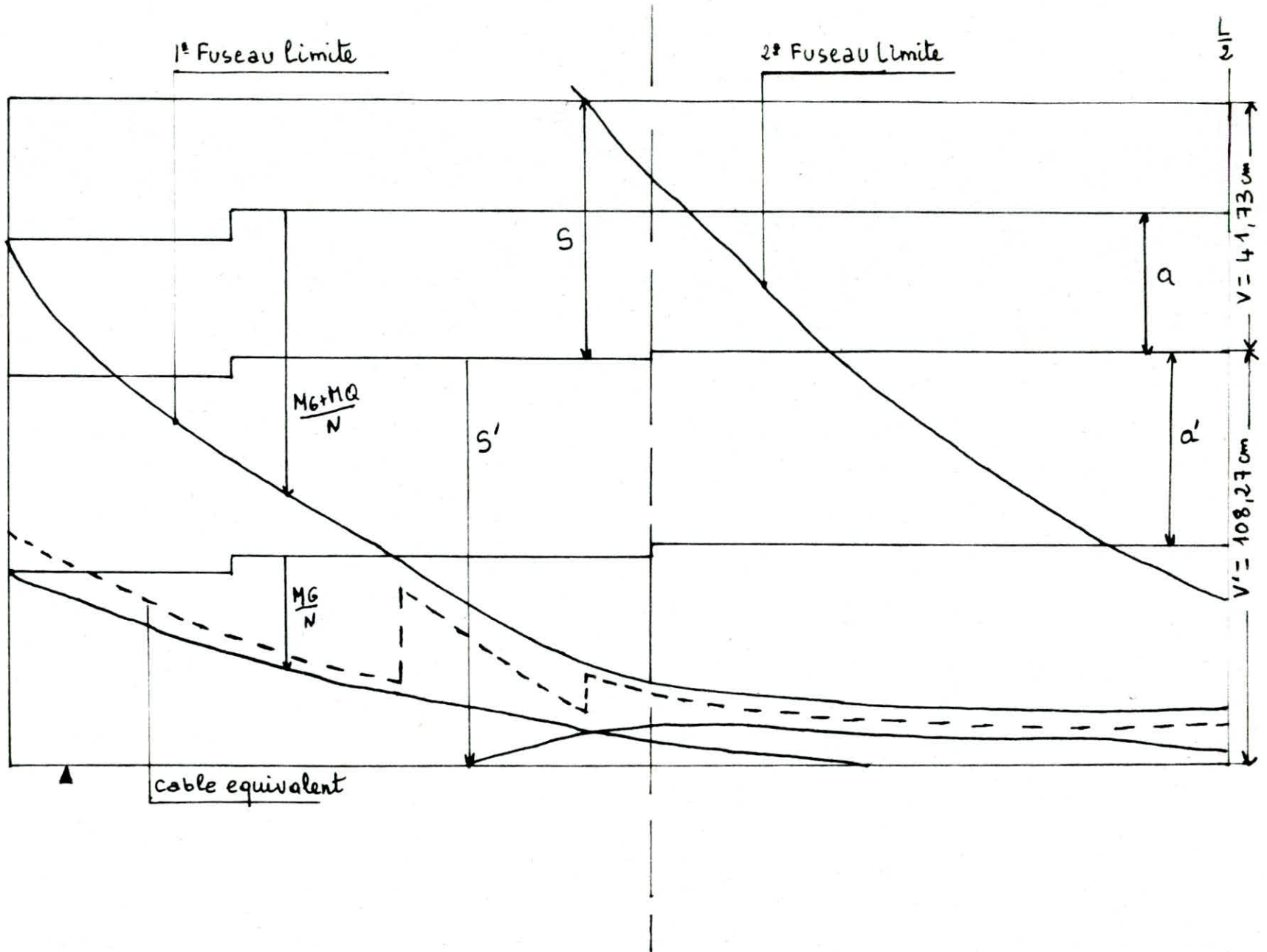
Sections	M _G (t.m)	M _Q (t.m)	N = Σ F cos d (t)	M _G /N (cm)	M _G +M _Q /N (cm)	a	a'	e ₁	e ₂
mediane	279,36	238,31	460,17	60,7	112,95	19,21	-49,84	-110,54	-93,74
L/4	209,2	178,73	446,36	46,86	86,9	20,09	-52,13	-98,99	-66,81
about	0	0	226,63	0	0	20,60	-44,94	-44,94	20,60

Limite du 2^{es} Fuseau

$$\overline{\Gamma}'_b = 168 \text{ kg/cm}^2 \text{ en service}$$

Sections	B(cm ²)	N(t)	-a' = i ² /v	a = i ² /v'	$\overline{\Gamma}'_b = \frac{M}{N}$ (cm)	M _G /N cm	M _G +M _Q N (cm)	S(cm)	S'(cm)
mediane	8639,11	460,17	49,84	19,21	3,15	60,7	112,95	-5,79	-102,88
L/4	8639,11	446,36	52,13	20,09	3,25	46,86	86,9	30,39	-92,06
about	9730,55	226,63	44,94	20,6	7,21	0	0	279	-127,9

Fuseaux Limite et cable equivalent



CALLUL des PERTES et LHUTES de TENSION

1) L'ingénieur doit tenir compte des pertes et chutes qui vont se produire entre l'instant de la mise en tension et la période de service, afin d'en déduire la tension initiale à réaliser à la mise en tension ces pertes et chutes de tension sont dues aux :

- Pertes instantanées
 - pertes dues aux frottements
 - pertes par recul d'ancrage
 - raccourcissement instantané du béton
- Pertes différées
 - pertes dues au retrait du béton
 - pertes dues au fluage du béton
 - pertes dues à la relaxation des aciers

2) Pertes instantanées

2-1 frottement : ces pertes se produisent le long du câble par frottement dans la gaine, ces pertes sont données par la formule suivante :

$$\Delta \sigma_f = \sigma_0 (f \cdot \alpha + f \cdot l)$$

avec :

$l = l_c + l_d$ (longueur du câble)

f : coefficient de frottement en ligne droite $f = 0,002 \text{ rad/m}$

$\sigma_0 = \min(0,85 R_g, 0,95 T_g) = 14934 \text{ kg/cm}^2$

α = angle de relevage des câbles (radian)

f = coefficient de frottement câble-gaine $f = 0,17$

calcul de la longueur l_c :

de tracé parabolique du câble est d'équation : $y = ax^2 \Rightarrow dy = 2ax dx$

$$l_c = \int ds = \int \sqrt{dx^2 + dy^2} = \int \sqrt{1 + (2ax)^2} dx \quad \text{avec changement de variable on'a :}$$

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

les pertes par frottements entre la section d'about et la section médiane :

Cables	$\alpha [^\circ]$	$\alpha [\text{rad}]$	$x(\text{m})$	$l_c(\text{m})$	$l_d(\text{m})$	$l(\text{m})$	$\Delta \sigma_f (\text{kg/cm}^2)$
4	8	0,139	6,75	6,77	6,575	13,345	751,47
3	10	0,174	8,81	8,85	4,515	13,365	840,93
2	24,25	0,423	5,23	5,40	3,095	8,495	1327,63
1	24,25	0,423	4,97	5,13	1,855	6,985	1282,53

$$\Delta \sigma_f^m = 1050,6$$

les pertes de frottement entre la section d'about et la section d'émergence du câble 2 :

Cables	$\alpha [^\circ]$	$\alpha [\text{rad}]$	$x(\text{m})$	$l_c(\text{m})$	$l_d(\text{m})$	$l(\text{m})$	$\Delta \sigma_f (\text{kg/cm}^2)$
4	2,08	0,036	1,75	1,75	0	1,75	143,66
3	4,35	0,075	3,81	3,81	0	3,81	306,49

$$\Delta \sigma_f^m = 225,$$

des pertes de frottement entre la section d'about et la section d'émergence du câble 1

Cables	$\alpha [^\circ]$	$\alpha [rad]$	$x(m)$	$l_c(m)$	$l_d(m)$	$l(m)$	$\Delta\sigma_f (kg/cm^2)$	
4	0,29	0,005	0,25	0,25	0	0,25	20,16	$\Delta\sigma_f^m = 368,71$
3	2,64	0,046	2,31	2,31	0	2,31	185,77	
2	17,78	0,31	3,73	3,79	0	3,79	900,22	

2-2 pertes par recul d'ancrage : dues au relachement de la tension du verin

$$\Delta\sigma_{recul} = 2\sigma_0 [f \cdot \alpha + \varphi] \frac{x}{l}$$

$$x = \sqrt{\frac{g E_a}{\sigma_0 (f \cdot \alpha + \varphi)}} = \sqrt{\frac{g l E_a}{\Delta\sigma_f}} \quad \text{d'où} \quad \Delta\sigma_{recul} = 2g \cdot \frac{E_a}{x}$$

$E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ $g = 5 \text{ mm}$ $\sigma_0 = 14934 \text{ kg/cm}^2$ $f = 0,17$ $\varphi = 0,002$

Pour un point de l'armature situé à une distance x de l'ancrage

$$\Delta\sigma_{recul}^{(x)} = 2g \cdot E_a \cdot \frac{x-x}{x^2} \quad [kg/cm^2]$$

pour les différentes sections les pertes sont consignées dans le tableau suivant:

Cables	$x(m)$	appui	à 5m	à 6,5m	à L/2
4	13,65	1538,46	974,92	805,86	81,71
3	12,91	1626,6	996,6	807,65	—
2	8,19	—	998,7	529,1	—
1	7,56	—	—	389,47	—
$\Delta\sigma_{recul}^{moy}$		1582,5	990,1	633,02	81,71

2-3 Raccourcissement instantané du béton

$$\Delta\sigma_{racc} = \frac{1}{2} \frac{E_a}{E_i} \sigma'_{bj} \quad E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad E_i = 21000 \sqrt{f_{28}} = 42 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

σ'_{bj} contrainte probable du béton au niveau du centre de gravité des câbles dans la section considérée sous l'effet de toutes les actions de longues durées.

$$\sigma'_b = \frac{N}{B} + \frac{N e^2}{I} + (-M_6 \cdot \frac{e}{I})$$

section à L/2 $\sigma'_b = \frac{460,17 \cdot 10^3}{8639,11} + \frac{460,17 \cdot (94,67)^2}{17968456,81} - \frac{279,36 \cdot 10^5 \cdot 94,67}{17968456,81} = 135,6 \text{ kg/cm}^2$

section à L/4 $\sigma'_b = \frac{446,36 \cdot 10^3}{8639,11} + \frac{446,36 \cdot 10^3 \cdot (58,88)^2}{18792826,14} - \frac{209,2 \cdot 10^5 \cdot 58,88}{18792826,14} = 68,46 \text{ kg/cm}^2$

d'où $\Delta\sigma_{racc} = \frac{1}{2} \frac{2,1 \cdot 10^6}{42 \cdot 10^4} \cdot 102,03 = 255 \text{ kg/cm}^2$

on considère que: $\sigma'_{bj} = \frac{\sigma'_b(\text{à } L/2) + \sigma'_b(\text{à } L/4)}{2}$

2) des pertes différentes

3.1 fluage : $\Delta\sigma_f = 2 \frac{E_a}{E_i} \sigma'_{bj} = 1023 \text{ kg/cm}^2$

3.2 retrait : $\Delta\sigma_{ret} = E_a \cdot \frac{\Delta l}{l} = 2,116^6 \cdot 316^4 = 630 \text{ kg/cm}^2$

3.3 Relaxation des aciers (IP2)

$$\Delta\sigma_{rela} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2,14 \frac{\rho_{1000}}{100} \cdot \frac{\sigma_{pi} - 0,55 R_g}{0,25 R_g} \cdot \sigma'_{pi} \\ \frac{\rho_{3000} + 2,15}{100} \cdot \frac{\sigma_{pi} - 0,55 R_g}{0,25 R_g} \cdot \sigma'_{pi} \end{array} \right.$$

$\rho_{1000} = 0,025$

$\rho_{3000} = 0,003$; $R_g = 18490 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_{pi} = \sigma_0 - \sum \Delta\sigma_{instantanée}$; $\sigma_0 = 14934 \text{ kg/cm}^2$

à l'about : $\sigma'_{pi} = 14934 - 0 - 1582,55 - 255 = 13096,45 \text{ kg/cm}^2$

section d'émergence du câble 2 $\sigma'_{pi} = 14934 - 225,94 - 990,1 - 255 = 13462,97 \text{ kg/cm}^2$

section d'émergence du câble 1 $\sigma'_{pi} = 14934 - 368,71 - 633,02 - 255 = 13677,27 \text{ kg/cm}^2$

section médiane $\sigma'_{pi} = 14934 - 1050,64 - 81,71 - 255 = 12546,65 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_{pi}^{moy} = 13195,83 \text{ kg/cm}^2 > 0,55 R_g = 10169,5 \text{ kg/cm}^2$

d'où $\sigma'_{pi}^{moy} = 13195,83$ pour toutes les sections

$\Delta\sigma_{rela} = \max \left\{ \begin{array}{l} 5,18 \\ 216,24 \end{array} \right. = 216,24 \text{ kg/cm}^2$

des pertes différentes à prendre en compte d'après l'IP2.

$$\Delta\sigma_{diff} = \begin{cases} \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu} + \Delta\sigma_{rel} - \Delta\sigma_{rel} \left(\frac{\Delta\sigma_{ret} - \Delta\sigma_{flu}}{\sigma'_{pi} - 0,55 R_g} \right) & \text{si } \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu} < \sigma'_{pi} - 0,55 R_g \\ \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu} & \text{sinon} \end{cases}$$

$\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu} = 1653$ \Rightarrow $\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu} < \sigma'_{pi} - 0,55 R_g$
 $\sigma'_{pi} - 0,55 R_g = 3026,33$ \Rightarrow d'où :

$\Delta\sigma_{diff} = 1897,32 \text{ kg/cm}^2$

3.1 détermination des cadres

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad h_t = 130 \text{ cm}$$

on prend $A'_t = 1,57 \text{ cm}^2$ 2T10

$$f'_A = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma}{\sigma_c} \right)^2 \quad \text{pas de reprise de bétonnage}$$

• Section d'about

$$T_R = 19,757 \text{ t} \quad \sigma_c = 7,86 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_c = 28,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_g = 44,66 \text{ kg/cm}^2 \quad z = 97,01 \text{ cm} \quad b_0 = 25,9 \text{ cm}$$

$$AN: \quad f'_A = 0,97 \quad \sigma'_{At} = 4096 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{tg} 2\alpha = 0,3 \Rightarrow \alpha = 9,69$$

$$\text{tg} \alpha = 0,17 \quad \bar{E} \leq \inf \begin{cases} 128,96 \\ 115,43 \\ 103,6 \end{cases} = 103,6 \text{ cm}$$

$$t \leq 184,8 \text{ cm}$$

•• Pourcentage minimum

$$\omega_t = 0,25 \frac{h_t}{h_t + 3b_0} = 0,156 \%$$

$$0,1\% < \omega_t < 0,2\% \Rightarrow \bar{E} = \frac{A'_t}{\omega_t b_0} = 38,85 \text{ cm}$$

on prend $t = 15 \text{ cm}$

• Section d'émergence du câble 1

$$T_R = 51,2 \text{ t} \quad \sigma_c = 26 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_c = 30,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_g = 60,5 \text{ kg/cm}^2 \quad z = 115,6 \text{ cm} \quad b_0 = 18 \text{ cm}$$

$$AN: \quad \sigma'_{At} = 3212 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{tg} 2\alpha = 1,679 \Rightarrow \text{tg} \alpha = 0,568$$

$$\bar{E} = 58,78 \text{ cm} \quad t \leq 20,03 \text{ cm} \quad \text{on prend } t = 20 \text{ cm}$$

•• Pourcentage minimum

$$\omega_t = 0,17\% \Rightarrow 0,1\% \leq \omega_t \leq 0,2\%$$

d'où $\bar{E} = 49,32 \text{ cm}$ on conserve $t = 20 \text{ cm}$

IV ARMATURES longitudinales

Ces armatures jouent le rôle d'armatures de construction et de peau. (d'après l'IP1) Le pourcentage minimal des armatures longitudinales à mettre doit être égal à la moitié du pourcentage des armatures transversales à l'about: $\bar{\omega}_l = 0,5 \omega_t = 0,078$

Section minimale des armatures $A_{min} = B_{âme} \cdot \bar{\omega}_l$

$$B_{âme} = 32 \times 130 = 4160 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} = 3,24 \text{ cm}^2$$

entravée $\bar{\omega}_l = 0,085 \Rightarrow A_{min} = 1,98$

On prend T12 comme armature longitudinale

V CADRES du TALON

Selon l'IP1, les cadres du talon doivent vérifier la condition suivante

$$1 \quad \frac{\tilde{w}_t}{t} \geq c \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{en}}$$

\tilde{w}_t : section des A_t (cadres du talon)
 t : espacement des cadres

$$(2) \text{ ou } 1' \quad \frac{\tilde{w}_t}{t} \geq 1,3 D \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{en}}$$

$$\text{Si } D \leq c \leq 1,3 D. \Rightarrow 1$$

$$\text{Si } c > 1,3 D \Rightarrow (2) \text{ ou } 1'$$

avec D : diamètre de la gaine
 c : enrobage

on utilise des T12 comme cadres du talon.
 $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $A_t = 1,13 \text{ cm}^2$ $\sigma_{28} = 31 \text{ kg/cm}^2$

$$D = 6,1 \text{ cm}$$

• Section médiane

$$c = 9 \text{ cm} > 1,3 D = 7,93 \Rightarrow \text{cas } 1' \text{ ou } (2)$$

$$t \leq \frac{\tilde{w}_t \cdot \sigma_{en}}{1,3 D \sigma_{28}} = 19,3 \text{ cm} \quad \text{on prend } t = 15 \text{ cm}$$

•• section d'about

$$c > 1,3 D$$

$$c > 1,3 \times 6,1 = 7,93 \Rightarrow \text{d'où } c = 8 \text{ cm}$$

$$t \leq \frac{\tilde{w}_t \cdot \sigma_{en}}{1,3 D \sigma_{28}} = 19,3 \text{ cm} \quad \text{on prend } t = 15 \text{ cm}$$

on vérifiera toutes les contraintes qui vont apparaître au cours des cinq (5) phases d'exécution

PHASE 1 : coulage de la poutre, après durcissement suffisant du béton, on met en tension la première série de câbles (4,3). Ces opérations seront exécutées au sol. des contraintes qui se développent au niveau de la section résistante (Poutre seule): poids propre de la poutre et la précontrainte de la première série de câbles.

PHASE 2 : exécution de la dalle et des entretoises coulés en place. des contraintes qui apparaissent au cours de cette phase au niveau de la section de la poutre seule: le poids propre de la poutre, de la dalle, des entretoises, et la précontrainte de la première série de câbles.

PHASE 3 : la dalle participe pleinement à la résistance de l'ensemble après avoir atteint le durcissement nécessaire. la section résistante est la poutre + la dalle, mise en tension de la 2^e série de câbles. (2,1) des contraintes à prendre en compte sont: le poids de la poutre, la dalle, des entretoises, la précontrainte de la 1^{ère} série de câbles après consommation des pertes de la précontrainte de la 2^e série de câbles.

PHASE 4 : mise en tension en place de la superstructure (trottoirs, garde-corps, corniches...) la section résistante (Poutre + dalle). des contraintes à considérer sont celles induites par: le poids de la superstructure, de la dalle, de la poutre, des entretoises et les précontraintes des deux séries de câbles après consommation de toutes les pertes.

PHASE 5 : phase de vérification en service. on procédera à la vérification sous la surcharge la plus défavorable (qui est le convoi-D dans notre cas)

I détermination de la contrainte initiale :

la mise en tension des différents câbles au droit de la section médiane est résumée dans le tableau ci-dessous.

câbles		(1)	(2)	(3)	(4)
[kg/cm ²]	contrainte de mise en tension	14934	14934	14934	14934
	Perte par raccourcissement	255	255	255	255
	Perte par frottements	1282,53	1323,63	840,93	751,47
	Pertes par recul d'ancrage	0	0	0	81,71
	contrainte après la mise en tension	13396,47	13351,37	13838,07	13845,82

On prendra en compte comme contrainte initiale de calcul la moyenne des contraintes juste après la mise en tension.

$$\sigma_i = 13607,93 \text{ kg/cm}^2$$

caractéristiques de la poutre à mi-travée

Sections	B (cm ²)	I (cm ⁴)	i ² (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	e (cm)
Poutre+dalle	8639,11	17968456,81	2079,88	41,73	108,27	-94,67
Poutre	4259,1	8666690,86	2034,86	54,84	75,15	-61,56

Phase 1. contrainte initiale $\sigma_i = 13607,93 \text{ kg/cm}^2$
force de précontrainte de chaque câble: $P = \sigma_i \times 9,73 = 132405,15 \text{ kg}$

La précontrainte des câbles disposée à l'about: $N_1 = 2P = 264810,31 \text{ kg}$
cette force engendre des contraintes.

Fibre supérieure : $\sigma_{ps} = \frac{N_1}{B} \left(1 + \frac{e \cdot v}{i^2}\right) = -40,97 \text{ kg/cm}^2$

Fibre inférieure : $\sigma_{pi} = \frac{N_1}{B} \left(1 - \frac{e \cdot v'}{i^2}\right) = 203,52 \text{ kg/cm}^2$

des contraintes dues au poids propre de la poutre: $M_6 = 116,89 \text{ tm}$

Fibre supérieure : $\sigma_{Gs} = \frac{M_6 \cdot v}{I} = 73,96 \text{ kg/cm}^2$

Fibre inférieure : $\sigma_{Gi} = -\frac{M_6 \cdot v'}{I} = -101,35 \text{ kg/cm}^2$

à la fin de la première phase on estime les pertes de tension à $\frac{1}{3} \Delta \sigma$ diff

La contrainte de service devient: $\sigma_i^{\text{serv}} = 13607,93 - \frac{1}{3}(1897,32) = 12975,49$
d'où l'effort de précontrainte de la première série de câble:
 $2 \times 12975,49 = 25950,98 \text{ kg}$

$$\sigma_s = \sigma_{ps} + \sigma_{Gs} = 32,99 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_i = \sigma_{pi} + \sigma_{si} = 102,17 \text{ kg/cm}^2$$

Fibres	contraintes [kg/cm ²]		effectives
	elementaires		
	1 ^{er} série de câbles	Poutre (M ₆₀)	
F.S	-39,06	73,96	34,9
F.I	194,06	-101,35	92,71

Phase 2: la 1^{ère} série de cables va encore subir des pertes instantanées estimées à $\frac{1}{3} \Delta \sigma_{diff}$
 la contrainte de service sera: $12975,49 - \frac{1}{3}(1897,32) = 12343,05 \text{ kg/cm}^2$
 l'effort de precontrainte est $12343,05 \times 2 \times 9,73 = 240195,75 \text{ kg}$

Fibres	contraintes [kg/cm ²]		effectives
	elementaires		
	1 ^{ère} serie de cable	M61	
F.S	-37,16	135,76	98,6
F.I	184,61	-186,03	-1,41

Phase 3: la mise en tension de la 2^{ème} série de cables (1) et (2)

Section résistante: Poutre + dalle
 contrainte initiale $\sigma_i = 13607,93 \text{ kg/cm}^2$
 Precontrainte de la 2^{ème} série de cables: $13607,93 \times 2 \times 9,73 = 264810,31 \text{ kg}$

la 1^{ère} série de cable a subi une perte de $\frac{1}{3} \Delta \sigma_{diff}$
 la contrainte de service de la 1^{ère} série: $12343,05 - \frac{1}{3}(1897,32) = 11710,61 \text{ kg/cm}^2$
 la precontrainte totale est:
 $264810,31 + 11710,61 \times 9,73 \times 2 = 492698,78 \text{ kg}$

contraintes engendrées par la precontrainte.

Fibre supérieure: $\sigma_{ps} = -51,29 \text{ kg/cm}^2$

Fibre inférieure: $\sigma_{pi} = 338,08 \text{ kg/cm}^2$

contraintes engendrées par le poids propre (poutre + dalle + entretoises)

Fibre supérieure: $\sigma_{Gs} = 49,82 \text{ kg/cm}^2$

Fibre inférieure: $\sigma_{GI} = -129,14 \text{ kg/cm}^2$

à la fin de cette phase, la 2^{ème} série de cables va subir une perte estimée à $\frac{\Delta \sigma_{diff}}{3}$

la contrainte de service de la 2^{ème} série de cables (1) et (2)
 $\sigma = 13607,93 - \frac{1}{3}(1897,32) = 12975,49 \text{ kg/cm}^2$

effort de precontrainte de la 2^{ème} série est: $252503,03 \text{ kg}$

la precontrainte totale: $252503,03 + 227888,47 = 480391,5 \text{ kg}$

contraintes [kg/cm ²]			
Fibres	elementaires		effectives
	des deux series de cables	M _{G1}	
F.S	-50,00	49,82	= 0,18
F.I	+329,63	-129,14	200,49

Phase 4 : Mise en place de la superstructure (travains, gressiers, revêtement, ...)
 M_{G2} = 321,56 tm

L'effort de precontrainte de la 1^{ere} serie de cables : 227888,47 kg

la 2^e serie de cable va subir une perte estimée à $\frac{2}{3} \Delta \sigma_{diff}$

la contrainte de service de la 2^e serie devient :

$$12975,49 - \frac{2}{3}(1897,32) = 11710,61 \text{ kg/cm}^2$$

effort de precontrainte de la 2^e serie : 227888,47 kg

effort de precontrainte total : 455776,94 kg

contraintes [kg/cm ²]			
Fibres	elementaires		effectives
	de 2 series de cables	M _{G2}	
F.S	-47,45	74,67	27,22
F.I	312,75	-193,75	118,99

Phase 5 : on applique les surcharges, dans notre cas c'est la surcharge du convoi D qui est la plus defavorable

$$M_G = 279,36 \text{ tm} \quad M_Q = 238,31 \text{ tm}$$

$$\text{Fibre superieure} \quad \sigma_s = \frac{M_G + M_Q}{I} \sigma$$

$$\text{Fibre inferieure} \quad \sigma_i = - \frac{M_G + M_Q}{I} \sigma'$$

des cables ont subi toutes les pertes

		contraintes [kg/cm^2]	
Fibres	elementaires		effectives
	les 2 series de cable	$M_0 + M_Q$	
F. S	-47,45	120,22	72,77
F. I	312,75	-311,92	0,83

Verifications.

toutes les contraintes verifient les conditions suivantes

en construction $\bar{\sigma} < \sigma' \leq \bar{\sigma}'$

$$\bar{\sigma}' = 220 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = 17,05 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

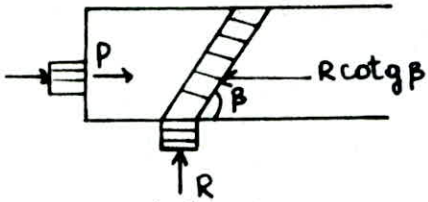
en service $\bar{\sigma} \leq \sigma \leq \bar{\sigma}'$

$$\bar{\sigma}' = 168 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = 13,02 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

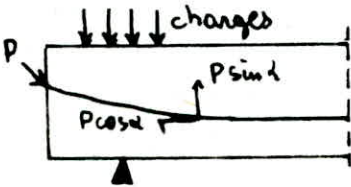
INTRODUCTION

En post-tension l'équilibre de la bielle de l'effort tranchant est assuré par les armatures de précontrainte, lorsque les corps d'ancrage sont convenablement disposés sur l'about.
 A l'appui d'une pièce précontrainte on admet que l'effort tranchant est équilibré par une bielle unique inclinée de β sur l'axe (horizontal) longitudinal de la pièce.



L'IP2 impose $\beta > 30^\circ$

Pour la post-tension $\beta = 45^\circ$ et l'équilibre de la bielle est assurée par les armatures passives d'une part et par les armatures adhérentes d'autre part.
 L'effort tranchant à prendre en compte dans les calculs est l'effort tranchant réduit T_R , le relevage des cables introduit deux composantes pour la force de précontrainte



$N = \sum F \cos \alpha_i$ composante horizontale
 $V = \sum F \sin \alpha_i$ composante verticale
 F effort de précontrainte

il en résulte que: $T_R = T_G - V$

où T_G : effort tranchant dû aux sollicitations extérieures.

I évaluation des contraintes

contrainte de cisaillement: $\tau = \frac{T_R}{b_0 z}$ b_0 longueur nette de l'âme
 $z = \frac{I}{S}$ (moment d'inertie de la section)
 S (moment statique / à un axe - passant par le Centre de gravité)

contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}$

$\bar{\tau}^2 = \frac{\bar{\sigma}}{\sigma'} (\bar{\sigma}' - \sigma_g) (\bar{\sigma}' + \sigma_g)$ σ_g : contrainte normale au niveau du centre de gravité

- pour chaque phase de réalisation on doit vérifier que:

$\tau \leq \bar{\tau}$

★ Calcul des contraintes admissibles

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

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

II Verifications.

Section d'about

Sections	B(cm ²)	I _G (cm ⁴)	V(cm)	V'(cm)	i ²	e _{cm}	Σcosα _i	Σsinα _i
Poutre seule	5350,55	10146009,85	57,61	72,39	1896,25	2,16	1,97	0,312
Poutre + dalle	9730,55	20619249,45	47,16	102,84	2119,02	-28,4	1,97	0,312

Phase 1

mise en tension de la première série de câble

contrainte de mise en tension $\sigma_0 = 14934 \text{ kg/cm}^2$

contrainte initiale dans chaque câble à l'about $\sigma_i = \sigma_0 - \Sigma \sigma_{instantané}$

$\sigma_i = 14934 - 0 - 1582,55 - 255 = 13096,45 \text{ kg/cm}^2$

contrainte de service: $13096,45 - \frac{1}{3}(1897,32) = 12464,01 \text{ kg/cm}^2$

Force de précontrainte par câble: $F = 12464,01 \times 9,73 = 121274,817 \text{ kg}$

$N = \Sigma F \cos \alpha_i = 238911,389 \text{ kg}$

$V = \Sigma F \sin \alpha_i = 37837,74 \text{ kg}$

$T_G = \frac{qL}{2}$ AN $T_G = 18,08 \text{ t}$

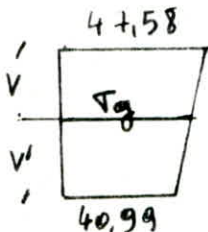
$T_R = 18,08 - 37,837 = -19,757 \text{ t}$ $b_0 = 32 - \phi(\text{cable}) = 32 - 6,1 = 25,9 \text{ cm}$

$I = 10146009,85 \text{ cm}^4$ $S = 104579,9 \text{ cm}^3$ $z = \frac{I}{S} = 97,01 \text{ cm}$

contraintes engendrées par N.

Fibre supérieure $\sigma' = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{eV}{i^2}\right) = 47,58 \text{ kg/cm}^2$

Fibre inférieure $\sigma = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{eV'}{i^2}\right) = 40,99 \text{ kg/cm}^2$



$\sigma_g = 40,99 + V' \text{tg} \left(\frac{47,58 - 40,99}{130} \right) = 44,66 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}^2 = \frac{17,05}{228} (220 - 44,66)(17,05 + 44,66) \Rightarrow \bar{\sigma} = 28,95 \text{ kg/cm}^2$

contrainte de cisaillement: $\tau_0 = \frac{T_R}{b_0 z}$ AN $|\tau_0| = \frac{19,757 \times 10^3}{25,9 \times 97,01} = 7,86 \text{ kg/cm}^2$

on vérifie bien, que: $|\tau_0| < \bar{\tau}$

Phase 2 section à considérer Poutre seule

$$\begin{aligned} \text{contrainte résiduelle} &: 12464,01 - \frac{1}{3}(1897,32) = 11831,57 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Force de précontrainte par câble} & \quad F = 11831,57 \times 9,73 = 115121,176 \text{ kg} \\ N &= \sum F \cos \alpha = 226788,716 \text{ kg} \\ V &= \sum F \sin \alpha = 35917,8 \text{ kg} \\ T_G &= T_{\text{Poutre}} + T_{\text{dalle}} = 18,08 + 14,15 = 32,23 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\sigma' = 39,6 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma = 38,89 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_g = 39,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = 28,07 \text{ kg/cm}^2 \quad |\sigma| = 1,47 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow |\sigma| \leq \bar{\sigma}$$

Phase 3

dans cette phase la section résistante est la poutre + dalle

$$\begin{aligned} \text{Précontrainte d'un câble} & \quad F = 1199,13 \times 9,73 = 108967,535 \text{ kg} \\ N &= 214666,04 \text{ kg} \\ V &= 33997,87 \text{ kg} \\ T_R &= 32,23 - 33,977 = -1,767 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= 164297,01 \text{ cm}^3 & I &= 20619249,45 \text{ cm}^4 & z &= 125,49 \text{ cm} \\ \sigma' &= 8,09 \text{ kg/cm}^2 & \sigma &= 52,52 \text{ kg/cm}^2 & \sigma_g &= 22,05 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} &= 24,49 \text{ kg/cm}^2 & \Rightarrow |\sigma| &\leq \bar{\sigma} \\ |\sigma| &= 0,54 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Phase 4

dans cette phase toutes les pertes ont été dissipées ainsi :

$$\begin{aligned} N &= 214666,04 \text{ kg} \\ V &= 33997,87 \text{ kg} \\ \text{Section résistante} &: \text{Poutre + dalle} \\ T_G &= T_{\text{Poutre}} + T_{\text{dalle}} + T_{\text{tratt + corniche}} = 18,08 + 14,15 + 13 = 45,23 \text{ t} \end{aligned}$$

$$T_R = T_G - V = 11,233 \text{ t}$$

$$\sigma = 3,45 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma} = 24,49 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma \leq \bar{\sigma}$$

Phase 5

$$\begin{aligned} N &= 214666,04 \text{ kg} \\ V &= 33997,87 \text{ kg} \\ T_R &= T_G + T_{\text{surcharge}} = T_G + T_{\text{convoi D}} = 48,093 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\sigma = 14,33 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma} = 24,49 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma \leq \bar{\sigma}$$

Pour la section d'émergence du câble 1

Sections	B (cm ²)	I _G (cm ⁴)	V (cm)	V (cm)	i ²	e	$\sum \cos \alpha_i$	$\sum \sin \alpha_i$
Poutre	4259,11	8892934,79	55,87	74,13	2087,98	-23,26	3,86	0,76
Poutre dalle	8756,0	1846765,9	42,3	117,7	2137,68	-51,64	3,86	0,76

des contraintes tangentielles sont consignées dans le tableau ci dessous

Phases	1	2	3	4	5
$ \tau $	2,44	7,99	26	22	20
$\bar{\tau}$	31,68	31,39	30,96	28	27

Pour la section d'émergence du câble 2

Sections	B(cm ²)	I _G (cm ⁴)	V(cm)	V'(cm)	i ²	e	$\sum \cos i$	$\sum \sin i$
Poutre	4288,34	88693596,4	56,11	73,89	2066,9	-18,92	2,907	0,522
Poutre dalle	8668,34	18570057,69	42,46	107,54	2142,28	-52,57	2,907	0,522

des contraintes tangentielles sont consignées dans le tableau ci dessous

Phases	1	2	3	4	5
$ \tau $	17,52	15,82	14,37	13,48	12,39
$\bar{\tau}$	32,55	28,05	27,05	25,05	21,05

La condition $\tau \leq \bar{\tau}$ est vérifiée

III ARMATURES transversales

des armatures sont mises pour résister à l'effort tranchant la justification de ces armatures se base sur la méthode de:

RITTER MORSH

espacement des armatures t:

on admet un angle α entre les fissures et la parallèle à la fibre moyenne de la poutre, l'angle α est donnée par la relation

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2V}{T}$$



n étant le nombre de cadre de section A't espacé de t

$$n = \frac{l}{t} = \frac{Z}{t \operatorname{tg} \alpha}$$

on doit avoir $\frac{T}{n A' t} \leq \bar{T}_{at}$

$$\bar{T}_{at} = \rho'_A T_{en} \quad \text{avec} \quad \rho'_A = \begin{cases} 2/3 & \text{avec reprise de bétonnage} \\ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{V}{T} \right)^2 & \text{sinon} \end{cases}$$

$$t \leq \frac{\bar{T}_{at} A' t \cdot Z}{T_R \cdot \operatorname{Tg} \alpha}$$

on doit avoir $t \leq \bar{t}$

$$\text{avec:} \quad \bar{t} = \inf \begin{cases} ht (1,25 - 0,95 \frac{V}{T}) \\ 60 (5 - 2 \frac{V}{T}) \\ 460 \end{cases}$$

de fait d'adopter des contraintes modérées pour le cas de charges extrêmes ne garantit pas la sécurité des ouvrages en béton armé vis à vis d'une - augmentation de ces charges. Pour cela l'IPI prescrit une majoration de la surcharge seule dont le rapport est de 80%

1 Rupture en flexion : on doit vérifier la sécurité au béton et aux aciers

1.1 Sécurité par rapport au béton

$$M_G + 1,8 M_Q \leq 0,7 M_{RB}$$

M_G moment dû au poids propre total
 M_Q moment dû au convoi D
 M_{RB} moment de rupture du béton

$$M_{RB} = M_{RB1} + M_{RB2} \quad \text{avec} \quad M_{RB1} = 0,35 b_0 h^2 \sigma_n \quad (\text{relatif à l'âme})$$

$$M_{RB2} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 (b-b_0) h_0 (h - \frac{h_0}{2}) \sigma_n \\ 0,35 (b-b_0) h^2 \sigma_n \end{array} \right.$$

AN

$$h = h_t - d' = 150 - 15 = 135 \text{ cm}$$

$$h_0 = 20 \text{ cm} \quad b = 219 \text{ cm} \quad b_0 = 18 \text{ cm} \quad \sigma_n = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{RB1} = 459,27 \text{ tm} \quad M_{RB2} = 1710,912 \text{ tm} \quad \Rightarrow M_{RB} = 2170,182 \text{ tm}$$

$$M_G = 279,36 \text{ tm} \quad (\text{Poutre } y=0)$$

$$M_Q = 238,31 \text{ tm} \quad M_G + 1,8 M_Q = 708,318 \text{ tm} \quad \text{et } 0,7 M_{RB} = 1519,127 \text{ tm}$$

donc $M_G + 1,8 M_Q \leq 0,7 M_{RB}$

1.2 Sécurité par rapport aux aciers

$$M_G + 1,8 M_Q \leq \begin{cases} 0,9 M_{RA} & \text{si } M_f < M_{RA} \\ 0,8 M_{RA} & \text{sinon} \end{cases} \quad M_f: \text{moment de fissuration}$$

M_{RA} = moment de rupture de l'acier et R_g : contrainte de rupture garantie
 $M_{RA} = 0,9 h w R_g \quad w = 4 + 9,73 = 38,92 \text{ cm}^2 \quad R_g = 18490 \text{ kg/cm}^2 \quad h = 135 \text{ cm}$

A.N $M_{RA} = 874,35 \text{ tm}$

$M_f = \frac{\sigma I}{V}$ Pour la fibre supérieure $\sigma = \sigma_p + 2\sigma_n$ avec σ_p : contrainte de pré-contrainte
 -contrainte

$\sigma_n = 31 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_p = 312,75 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma = 374,75 \text{ kg/cm}^2$

$M_f = \frac{374,75 \times 17968456,81}{108,27} = 621,934 \text{ tm}$

$M_G + 1,8 M_Q = 708,318 \text{ tm}$ et $0,9 M_{RA} = 786,915 \text{ tm}$ donc $M_G + 1,8 M_Q \leq 0,9 M_{RA}$

2. Sécurité à la rupture par l'effort tranchant

2.1 compression des bielles : $\frac{T}{\sin 2\alpha} \leq 0,5 \sigma'_{28}$ avec $\sigma = \frac{T_R}{b_0 z}$

$T_R = T_G + 1,8 T_Q - V = 33,22 \text{ t} + 1,8 \times 36,87 - 34 = 65,58 \text{ t} \Rightarrow \sigma = 20,17 \text{ kg/cm}^2$

$\tan 2\alpha = \frac{\sigma}{\sigma_g} = \frac{20,17}{22,05} \Rightarrow 2\alpha = 61,34^\circ \Rightarrow \sigma = 45,97 \leq 0,5 \sigma'_{28} = 200 \text{ kg/cm}^2$

2.2 résistance des armatures transversales

$\sigma'_a = \frac{t \cdot T_R \cdot \tan 2\alpha}{A_t \cdot z} \leq 1,2 \sigma_{en} \quad \tan 2\alpha = 0,59 \quad t = 15 \text{ cm} \quad T_R = 65,58 \text{ t} \quad A_t = 1,57 \text{ cm}^2$
 $z = 125,49 \text{ cm}$

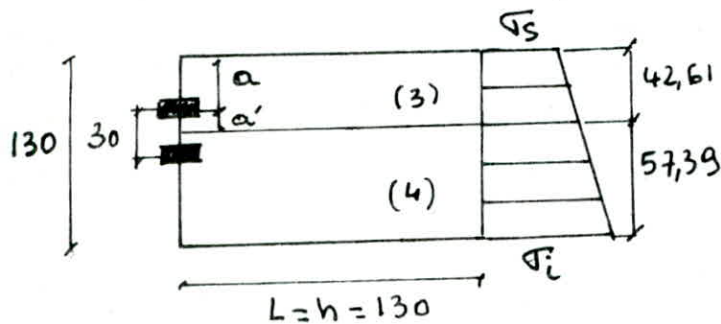
d'où $\sigma'_a = 2945,81 \text{ kg/cm}^2$

$1,2 \sigma_{en} = 5040 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma'_a \leq 1,2 \sigma_{en}$

ETUDE de la ZONE d'ABOUT

Au niveau de la zone d'about les contraintes ne se répartissent régulièrement qu'au delà d'une zone de régularisation des contraintes (selon l'hypothèse de Navier - Bernoulli). Cette zone est le siège de phénomènes complexes, il est donc nécessaire d'effectuer un certain nombre de justification concernant la résistance du béton et le choix de section d'armatures à prévoir

I Détermination des efforts :



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

a, a' distances de l'ancrage aux bords du prisme qui lui revient

- (3) prisme associé au câble (3)
- (4) prisme associé au câble (4)

1.1 Effort de surface T_s et calcul des frettes

L'effort de surface T_s est donné par la formule établie selon la théorie de Guyon :

$$T_s = \left[0,04 + 0,2 \left(\frac{a-a'}{a+a'} \right)^3 \right] F \quad F: \text{effort (force) utile du câble.}$$

on majore F de 10% car l'ancrage est incliné.

à l'about, la contrainte du câble est $\sigma = 13096,45 \text{ kg/cm}^2$ (après les pertes instantanées)

$$F = \sigma \times 9,73 = 140171,3 \text{ kg}$$

des valeurs de T_s sont regroupées dans le tableau suivant

Prismes	a (cm)	a' (cm)	F (t)	T_s (t)
(3)	42,61	15	140171,3	8,69
(4)	15	57,39	140171,3	-0,002

1.1.1. Calcul des Frettes

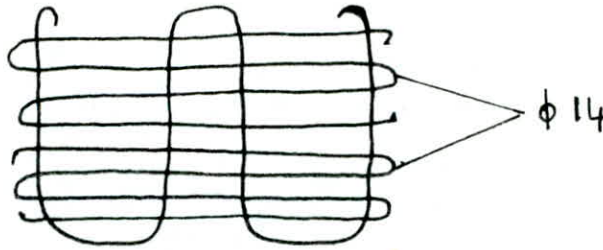
on utilise des axes doux : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$

$$A = \frac{T_{s \max}}{\bar{\sigma}_a} \cdot A.N. \quad T_{s \max} = 8,69t \quad \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A = 5,43 \text{ cm}^2$$

on adopte une frette verticale en $\phi 14$ formée par 4 branches
 $A = 6,15 \text{ cm}^2$

Cette frette commune aux deux ancrages sera placée le plus possible de la face d'about tout en respectant les conditions d'enrobage.

On ajoute également une poutre horizontale formée de 4 branches



1.2 Effort d'éclatement T_e :

La valeur de l'effort d'éclatement est évaluée approximativement à partir de la règle du prisme symétrique (prisme fictif)

$$T_e = \frac{F}{3} (1-y) K \quad \text{avec} \quad K = 1 - \left(\frac{8}{\sigma_y^{max}} \right)^2, \quad \sigma_y^{max} = 0,65 p (1-y) \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$y = \frac{a_1}{2a} \quad a, \text{ largeur de l'ancrage}$$

$p = \frac{F}{S}$: contrainte moyenne d'éclatement

σ_y^{max} : contrainte maximale d'éclatement.

K : coefficient de réduction

F : force utile du câble

S : surface du prisme fictif

$2a$: largeur du prisme fictif

avec $a < a'$

Si $a > a'$ on prend $2a'$

Dimensions à prendre en compte :

prisme symétrique : $2a \times 2$

plaque d'ancrage : $a_1 \times a_1 = 24 \times 24 \text{ cm}^2$

$$F = 140,17 \text{ t}$$

Prismes	$2a$ (m)	y	$S = 2a \times a$ (cm ²)	$p = \frac{F}{S}$	σ_y^{max}	T_e (t)
(3)	0,3	0,8	1278,3	109,65	14,25	6,39
(4)	0,3	0,8	450	331,48	43,09	9,01

$$T_e^{max} = 9,01 \text{ t}$$

Section d'armature qui reprend cet effort

$$\text{au vu de } \Rightarrow A = \frac{9,01 \times 10^3}{1600} = 5,63 \text{ cm}^2$$

on prend $6 \phi 12$ ($A = 6,78 \text{ cm}^2$)

on prévoit des armatures pour reprendre la poussée

au vide : $\tilde{w} = 0,3\%$ $B_{âme} = 32 \times 130 = 4160 \text{ cm}^2$

$$A_f = \frac{0,3 \times 4160}{100} = 12,48 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend 6 cadres } \phi 12 \quad A_f = 13,5 \text{ cm}^2$$

II Verification des contraintes

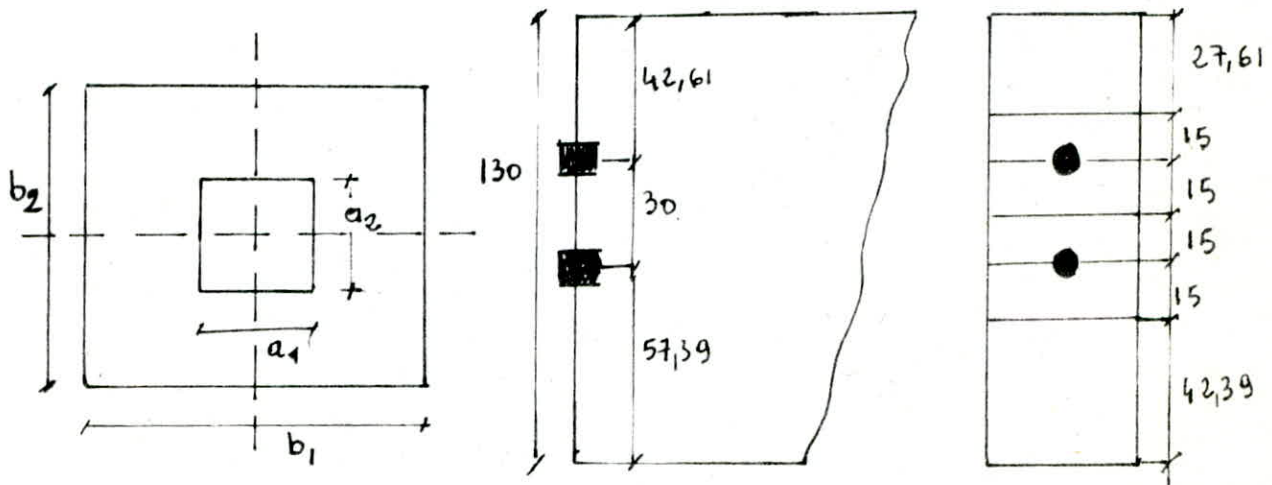
des plaques d'ancrage sont circulaires de diamètre $\phi = 24 \text{ cm}$
 Le diamètre de la gaine des armatures : $\phi_g = 6,1 \text{ cm}$
 La section nette de la plaque d'ancrage est :

$$S = \frac{\pi}{4} (24^2 - 6,1^2) = 423,16 \text{ cm}^2$$

la contrainte admissible de compression

$$\bar{\sigma}'_{li} = \frac{1}{1,6} \sigma'_j \times K \quad \text{avec: } K = 1 + \left[3 - \frac{a_1}{b_1} - \frac{a_2}{b_2} \right] \sqrt{\left(1 - \frac{a_1}{b_1} \right) \left(1 - \frac{a_2}{b_2} \right)}$$

a_1, a_2 dimensions de la plaque d'ancrage
 b_1, b_2 dimensions de la section du prisme ayant même centre de gravité que la plaque



Prisme (3) on prend $a_1 = a_2 = 24 \text{ cm}$
 $b_1 = 32 \text{ cm}$
 $b_2 = 30 \text{ cm}$ d'où $K = 1,64$ et $\bar{\sigma}'_3 = 410 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma'_3 = \sigma'_4 = \frac{F}{S} = \frac{140,17 \text{ t}}{423,16} = 331,24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{ainsi: } \sigma'_3 = (\sigma'_4) < \bar{\sigma}'_3$$

Prisme (4) il a la même valeur que le prisme (3).

les contraintes sont vérifiées.

CALCUL des DEFORMATIONS

I) Deformation de flexion:

la mise en tension d'une pièce engendre des déformations: Flèches, rotations d'appuis, raccourcissement... donc des dispositions doivent être prises afin que ces déformations se produisent sans modifier les effets de la précontrainte résultant dans les sections diverses de la pièce (dans ce qui suivra les poutres seront posées sur des appuis neoprenes permettant la liberté des déformations et déplacement d'appuis)

II Calcul des flèches

1 sous charges permanentes
 flèche de section médiane $f_G = \frac{596 L^4}{384 EI}$

AN: $q_G = 3,34 \text{ t/ml}$ $E = \frac{1}{3} E_i = 140000 \text{ kg/cm}^2$, $I = 17968456,81 \text{ cm}^4$
 $L = 25,85 \text{ m}$
 $f_G = 7,72 \text{ cm}$

2 flèche due à la précontrainte
 la flèche à la section médiane: $f_p = \frac{1}{2} \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} x dx + \frac{1}{2} \int_{L/2}^L \frac{M(L-x)}{EI} dx$

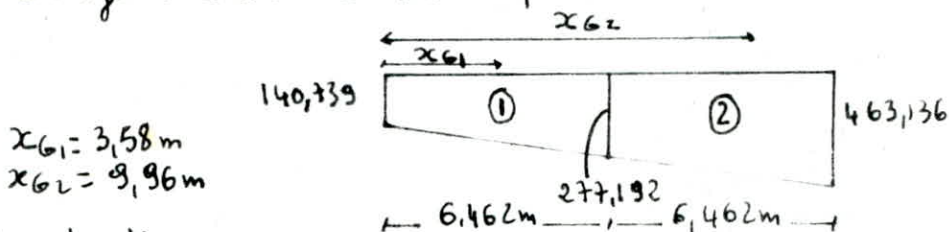
remarque: Pour un diagramme des moments symétriques par rapport à l'axe de la poutre, alors la flèche à la section médiane est:

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

f_p est le moment statique à EI près, de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontraintes dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-longueur par rapport à l'appui de gauche. On tracera le diagramme des moments de précontrainte aux sections suivantes, $x=0$; $x=\frac{L}{4}$; $x=\frac{L}{2}$

la contrainte initiale à la mise en tension: $\sigma_i = 13607,93 \text{ kg/cm}^2$
 la contrainte en service: $11710,61 \text{ kg/cm}^2$
 la précontrainte normale à considérer est: $\frac{13607,93 + 11710,61}{2} = 12659,27 \text{ kg/cm}^2$
 la précontrainte par câble: $12659,27 \times 9,73 = 123174,69 \text{ kg}$

diagramme des moments de précontrainte



Aires des diagrammes

$A_1 = -1350,49$ $A_2 = 2393,02$

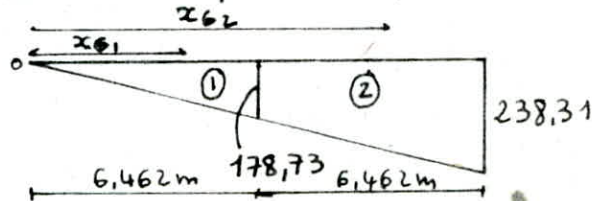
$S_\Delta = \sum x_{Gi} A_i = -28674,02 \text{ t m}^2$

$f_p = \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} x dx = \frac{1}{EI} S_\Delta = -11,39 \text{ cm}$
 (la flèche est vers le haut)

3) flèche de construction: $f_c = \frac{3}{4}(f_p - f_G)$

AN: $f_c = 2,74 \text{ cm}$

4) flèche due aux surcharges
 convoi D dont la charge n'est pas uniforme. On utilisera la même méthode que pour la flèche de précontrainte



$x_{G1} = 4,3 \text{ m}$
 $x_{G2} = 9,84 \text{ m}$

$A_1 = 577,47$
 $A_2 = 1347,45$
 $S_A = 15742,029$

$f_Q = \frac{15742,029}{EI} = 6,25 \text{ cm}$

la flèche totale à mi-travée:

à vide $f = f_G + f_p + f_c = -0,92 \text{ cm}$

en charge $f = f_G + f_p + f_c + f_Q = 5,33 \text{ cm}$

III Rotations d'appuis

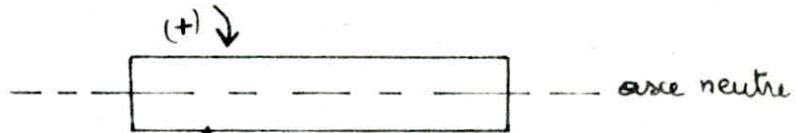
l'expression de la rotation d'appui est donnée par:

$\beta = \int_0^L \frac{M}{2EI} dx$ Pour un diagramme de moment symétrique

alors:

$EI \times \int_0^L \frac{M}{EI} dx$ représente l'aire comprise entre la courbe des moments et l'axe horizontal de référence

convention de signe



1) sous charges permanentes.

$\beta_G = \frac{96L^3}{24EI} = \frac{3,34 \times (25,85)^3}{24 \times 14 \times 179684568110^3} = 0,01 \text{ rd}$

2) sous l'effet de précontrainte

$\int_0^L M dx = 2(A_1 + A_2) \Rightarrow \beta_p = -\frac{1}{EI}(A_1 + A_2) = -0,014 \text{ rd}$

3) sous surcharge D

$\beta_Q = \frac{1}{2EI} \int_0^L M dx = 0,007 \text{ rd}$

rotation totale

à vide : $\beta = \beta_G + \beta_p = 0,004 \text{ rd}$

en charge : $\beta = \beta_G + \beta_p + \beta_Q = 0,003 \text{ rd}$

IV Déplacement d'appui:
 le déplacement est dû principalement à la rotation d'appui et au retrait ainsi qu'au fluage

1) déplacement dû à la rotation d'appui:
 $\Delta_B = \beta \frac{h^2}{2}$ A.N: $\Delta_B = 2,2 \text{ mm}$

2) déplacement dû au retrait
 $\Delta_r = -\epsilon_r \frac{L}{2}$ A.N $\Delta_r = -310^{-4} \times \frac{25,85}{2} = -3,8 \text{ mm}$

3) déplacement dû au fluage:
 on considère le fluage de la membrane inférieure sous la contrainte de compression du béton σ' , on prendra en compte la valeur moyenne entre la contrainte de compression de la fibre inférieure au milieu σ'_m et celle de l'appui σ'_A on prendra pour σ'_A et σ'_m la moyenne entre d'une part la contrainte en service et d'autre part la contrainte à la mise en tension: $\sigma'_m = \frac{\sigma'_{n} + \sigma'_A}{2} [\text{kg/cm}^2]$

$$\Delta_f = -\frac{L}{2} \frac{\sigma'_m}{E_b}$$

	σ'_A à l'appui	σ'_m au milieu
en service	58,45	118,99
à la mise en tension	58,45	200,49
contrainte moyenne	58,45	159,74
$\sigma'_m = \frac{\sigma'_{n} + \sigma'_A}{2} [\text{kg/cm}^2]$	109,095	

$$\Delta_f = -10,07 \text{ mm}$$

4) déplacement dû aux variations de température
 on prendra une valeur moyenne: $\Delta_t = \pm L \cdot 10^{-4}$

$$\text{A.N } \Delta_t = \pm 2,58 \text{ mm}$$

Déplacement maximal: $\Delta_{\max} = \frac{2}{3}(\Delta_B + \Delta_r + \Delta_f) + \Delta_t = -14,25 \text{ mm}$

Déplacement minimal $\Delta_{\min} = 2,58 \text{ mm}$

JOINT de CHAUSSEE

Rôle des joints de chaussée.

des joints sont réalisés pour assurer la continuité de surface de circulation entre deux éléments d'un ouvrage en dépit de leurs déplacements relatifs dus à l'effet des écarts de température, aux retraits différés et aux rotations

choix du joint : D'après le calcul des déformations on a :

$$\Delta_{\max} = -14,25 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\min} = 2,58 \text{ mm}$$

on met les joints uniquement aux appuis (culées)

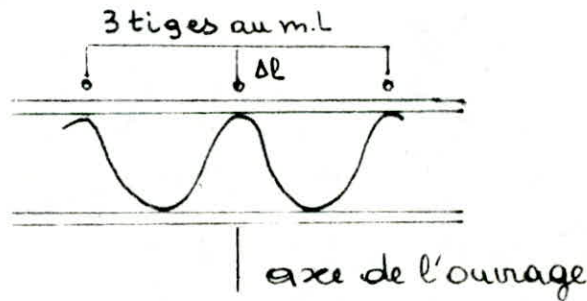
d'où on aura : $\Delta_{\max} = 3,11(14,25) = 44,31 \text{ mm}$

on choisit des joints types : W. 50

les caractéristiques de ces joints sont les suivantes

A	B	C	D
$111 \pm \frac{\Delta l}{2}$	$285 \pm \frac{\Delta l}{2}$	$185 \pm \frac{\Delta l}{2}$	$35 \pm \frac{\Delta l}{2}$

$$0 \leq \Delta l \leq 50 \text{ mm}$$



Fonctionnement droit

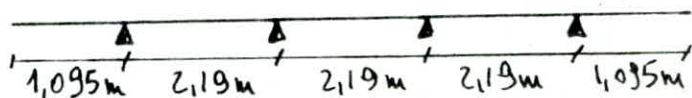
I INTRODUCTION

L'entretôise d'about est une poutre rectangulaire, dont l'épaisseur est choisie supérieure à celle de l'âme, de la poutre, et dont la hauteur est celle de la poutre seule diminuée de la hauteur du Talon. Les entretôises servent à ancrer les poutres. Elles se calculent, en torsion comme une poutre continue dont les appuis sont des verins.

II DISPOSITION DES VERINS

Les verins seront disposés dans l'entretôise de manière à ne pas gêner les appareils d'appuis et de ne pas créer un effort de console aux extrémités de l'entretôise lors du soulèvement du Tablier.

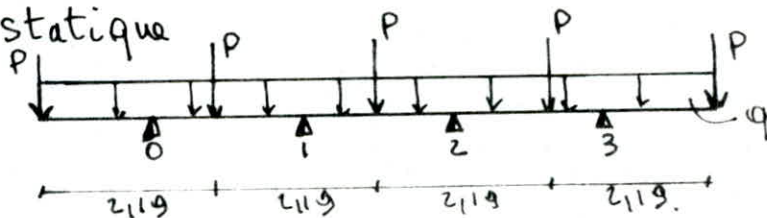
On choisit 4 verins du type ENEL PAC de charge admissible: 100t disposés comme suit:



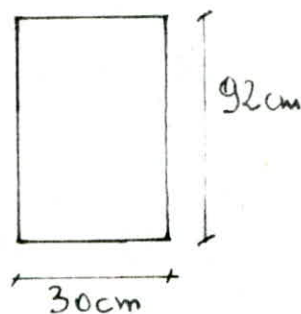
III CALCUL DES EFFORTS DANS L'ENTRETOISE

L'entretôise est sollicitée d'une part par son poids propre, d'autre part par la moitié des poids propres du hourdis, poutres, revêtement, glissière et trottoirs, ces derniers sont transmis à l'entretôise par les poutres en charges concentrées P.

schéma statique



Section droite de l'entretôise



▲ Poids Propre de l'entretoise: $2,5 \times 0,3 \times 0,92 = 0,69 \text{ t/ml} = q$

★ $P = \frac{G/2}{5}$ avec G poids total du Tableau sans l'entretoise
 A.N $G = 428,09 \text{ t}$ $P = 42,809 \text{ t}$

On determine les efforts (M, et T) par la resolution de l'equation des trois moments appliquee au schéma statique ci dessus.

$$L_i M_{i-1} + 2(L_i + L_{i+1}) M_i + M_{i+1} L_{i+1} = -6 \left(\frac{w_i L_i^2}{l_i} + \frac{w_{i+1} L_{i+1}}{l_{i+1}} \right) \quad (EI = ct)$$

diagramme de l'effort tranchant

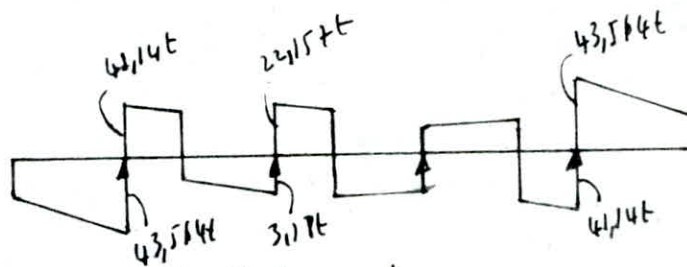
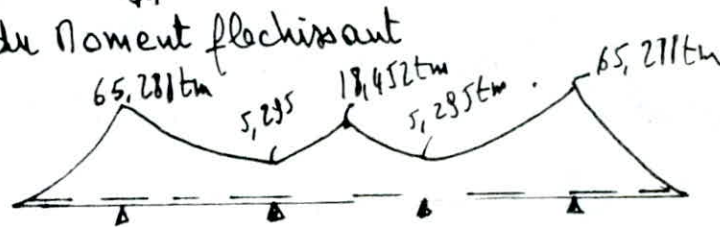


diagramme du moment flechissant



IV Ferrailage de l'entretoise

1) armatures longitudinales.

appui 0. $M = 65,281 \text{ tm}$
 $\bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2$ (mode flexion)

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

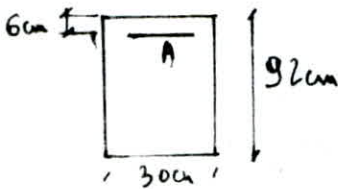
A.N $\mu = 0,1659 \Rightarrow k = 17,6$
 $E = 0,8466$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a k E} = 33,62 \text{ cm}^2$$

On prend $A = 7T25 = 34,36 \text{ cm}^2$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 151,53 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2$$

donc $A' = 0$



Section en travée
 $M = 18,452 \text{ tm}$

$\mu = 0,0461 \Rightarrow k = 39,8$
 $E = 0,908$

$$\Rightarrow A = 8,75 \text{ cm}^2$$

On prend $A = 7T14 = 10,7 \text{ cm}^2$

$$\sigma'_b = 67 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

4-2 Armatures transversales

$$A = \frac{T}{2\bar{\sigma}_{at}} \quad (\text{armatures droites})$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en}$$

comme les armatures sont perpendiculaires à la ligne moyenne alors:

$$\rho_{at} = 1 - \frac{\rho_b}{\rho_{sb}} \quad \text{et sans reprise de bétonnage} \Rightarrow \rho_{at} \geq \frac{2}{3}$$

$$\rho_b = \frac{I_{max}}{b z} = \frac{84,704 \cdot 10^3}{\frac{7}{8} \times 16 \times 30} = 37,521 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{et } \bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{at} = 0,444 < \frac{2}{3} \quad \text{on prendra } \rho_{at} = \frac{2}{3}$$

$$A = \frac{84,704 \cdot 10^3}{\frac{7}{8} \times 16 \times \frac{2}{3} \times 4200} = 0,4 \text{ cm}^2 \quad \text{on prendra } 2T10 \quad (A = 3,14 \text{ cm}^2) \quad 2 \text{ cadres}$$

espacement des cadres.

$$t \leq \frac{A \times z \times \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \text{A.N.} \quad t \leq 16,08 \text{ cm}$$

$$E = 17,2 \text{ cm} \quad \text{on prend } t = 15 \text{ cm}$$

V vérifications.

* condition de non fragilité

$$A \geq A_{min} = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b b h}{\sigma_{en}} = 3,41 \text{ cm}^2$$

à l'appui $A_{app} = 34,36 \text{ cm}^2 > 3,41 \text{ cm}^2$
 en travée $A_{travée} = 30,77 \text{ cm}^2 > 3,41 \text{ cm}^2$

* adhérence

$$\sigma_d = \frac{T}{n p z}$$

$n p$ = somme des périmètres des armatures tendues

A.N. $\sigma_d = 20,47 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \varphi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 + 7,5 = 22,5 \text{ kg/cm}^2$$

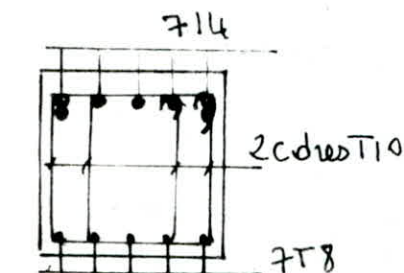
donc $\sigma_d < \bar{\sigma}_d$

* vérification des appuis

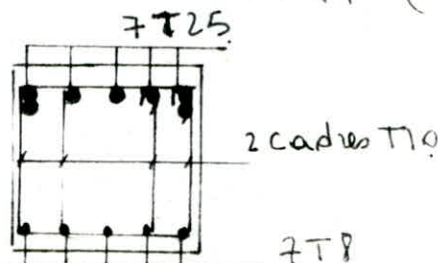
on doit vérifier que: $A \bar{\sigma}_a \geq T + M$

appui 0. $M = 65,278 \text{ tm} \Rightarrow 91,638 \text{ t} > -20,5$
 $T = 84,704 \text{ t}$

il suffit de vérifier pour un seul appui (appui 0)



entrée



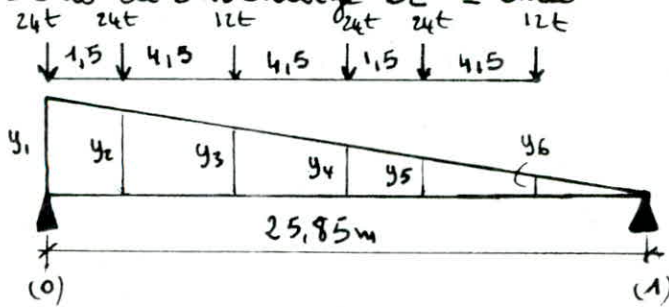
à l'appui

I Calcul des charges sollicitant l'ensemble de l'ouvrage

1.1 charges verticales

Le tablier du pont repose sur 2 culées et 5 piles
 Les efforts verticaux dus aux charges et surcharges qui sollicitent chaque culée et chaque pile sont :

- Sous la surcharge Bc - Culée

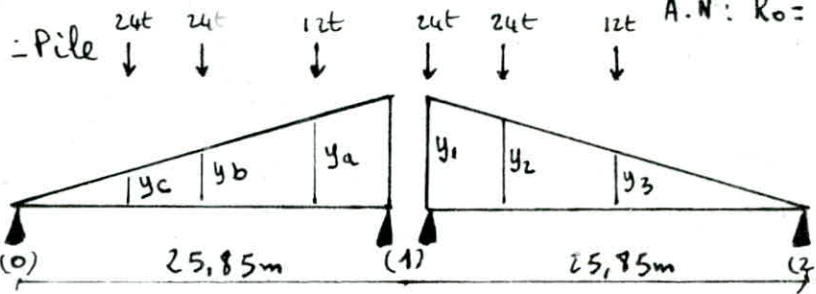


$$y_1 = 1 \quad y_2 = 0,941 \quad y_3 = 0,767$$

$$y_4 = 0,593 \quad y_5 = 0,535 \quad y_6 = 0,361$$

$$R_0 = \sum P_i y_i$$

A.N: $R_0 = 87,19t$



$$y_1 = 1 \quad y_2 = 0,941$$

$$y_3 = 0,767 \quad y_4 = 0,825$$

$$y_5 = 0,651 \quad y_6 = 0,593$$

$$R_1 = \sum P_i y_i$$

A.N: $R_1 = 95,54t$

de même pour les charges permanentes et les surcharges on regroupe les valeurs des efforts verticaux dans le tableau suivant :

charges et surcharges Appuis	G (t)	A (t)	traff. (t)	Bc (t)	Mc120 (t)	Convoi D (t)	(t) Seisme Vent
Culée	216,15	106,83	6,979	87,19	118,464	153,653	15,13
Pile	432,315	213,66	13,958	95,54	126,28	196,82	30,26

On a déterminé le Seisme vertical par: $0,07G$

des accélérations sismiques verticale et horizontale: $E_v = 0,07 \quad E_h = 0,1$
 (d'après le C P S)

1.2 charges horizontales

- Vent: Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute -

- la surface frappée normalement une pression r . La valeur de r est prise égale à 250 kg/m^2 (définie dans le chapitre III CPC ART 140, Région II)
- l'effort horizontal dû au vent $H_v = P \cdot L_p \cdot h$ avec h : hauteur du tablier
 L_p : portée du pont

A.N : $H_v = 73,42 \text{ t}$

- Freinage : les charges de chaussée A(l) et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage. La résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Effort de freinage développé par A(l) : $F_A = \frac{A}{20 + 0,0035 \cdot L} \times \Omega$

avec $\Omega = L \cdot l_s$ (surface chargée)

A.N : $A = 1171,12$ $\Omega = 180,95 \text{ m}^2$ $F_A = 10,35 \text{ t}$

- L'effort de freinage développée par Bc
un seul camion est supposé freiner et développe une force de freinage égale à son poids :

$F_{Bc} = 30 \text{ t}$

- Seisme : $H_s = \epsilon_H \cdot G$ avec ϵ_H : coefficient d'accélération horizontale du seisme

A.N $G = 16,723 \times 160,5 = 2684,04 \text{ t}$

$\epsilon_H = 0,1$

$H_s = 268,40 \text{ t}$

- Variation linéaire du Tablier :

Ce sont des déformations dues au fluage, au retrait et aux variations de température. Ces déformations affectent les appuis de l'ouvrage et développent à leur niveau des efforts horizontaux considérables

- Retrait : on admet que 60% du retrait se produisent avant la mise-en place des poutres préfabriquées.

$$\frac{\Delta l_r}{L_p} = - \left(\frac{100 - 60}{100} \cdot \epsilon_r \right) = -0,40 \cdot \epsilon_r \Rightarrow \Delta l_r = -0,40 \cdot \epsilon_r \cdot L_p$$

A.N : $\Delta l_r = -1,92 \text{ cm}$

- Fluage : $\epsilon_{fl} = 3 \epsilon_i = 3 \frac{\sigma'_m}{E_u}$

avec : σ'_m : contrainte au niveau de la fibre moyenne
 E_u : module de déformation lente du béton

$$\Delta l_f = - \left(\frac{100 - 60}{100} \right) \cdot \epsilon_{fl} \cdot L_p \quad \text{A.N : } \epsilon_{fl} = \frac{3 \times 52,9}{14 \cdot 10^4}$$

$\Delta l_f = -7,27 \text{ cm}$

- Température : $\Delta l_t = \pm \epsilon_{\Delta t} \cdot L_p$ $\epsilon_{\Delta t}$ estimée à 0,3%

A.N : $\Delta l_t = \pm 4,8 \text{ cm}$

variations linéaires totales :

- allongement : $\Delta l_{\max} = 4,81 \text{ cm}$

- retraitissement : $\Delta l_{\max} = 13,99 \text{ cm}$

II vérification des appareils d'appuis

- Reactions d'appuis

* Sous charges permanentes $\frac{216,15}{5} = 43,23t$

* Sous la surcharge D $\frac{153,653}{5} = 30,73t$

Reaction maximale sur chaque appui: $R_{max} = 73,96t$

Reaction minimale sur chaque appui: $R_{min} = 43,23t$

• Appareils d'appuis

dimensions: 400.500.209.(11.9)

III Verifications des contraintes normales.

on doit vérifier que $\sigma_{max} < \bar{\sigma}_m$ $\bar{\sigma}_m = 150 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_m$: contrainte de compression admissible de l'élastomère

$$\sigma_{max} = \frac{R_{max}}{a \times b}$$

A.N. $a = 50$

$b = 40$

$R_{max} = 73,96t$

$$\sigma_{max} = 36,98 \text{ kg/cm}^2$$

comme $\bar{\sigma}_m = 150 \text{ kg/cm}^2$

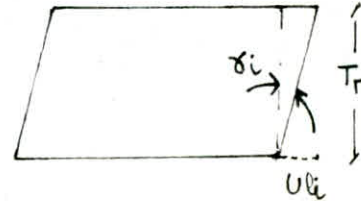
alors $\sigma_m < \bar{\sigma}_m$

I verification au cisaillement

1.1. Sous variation lineaire:

condition à verifier $\tau_{H_i} = G \cdot \text{tg} \delta_i \leq 0,5 G \Leftrightarrow \text{tg} \delta_i \leq 0,5$

$$\text{tg} \delta = \frac{U_{li}}{T_r}$$



on a. $\text{tg} \delta \leq 0,5$
pour tous les appuis

	culée 0	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 5	culée 6
T_r	20,9	20,9	20,9	20,9	20,9	20,9	20,9
U_l	6,99	4,61	2,23	0,01	2,37	4,61	6,99
$\text{tg} \delta$	0,33	0,22	0,10	0,00	0,11	0,22	0,33

1.2. Sous variation lineaire et freinage

condition à verifier $G \cdot \text{tg} \delta_i + \frac{H_{fr}}{n \cdot ab} \leq 0,7 G$

ou encore: $\text{tg} \delta_i + \frac{H_{fr}}{n \cdot G \cdot ab} \leq 0,7$

	culée 0	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 5	culée 6
$\text{tg} \delta_{(1)}$	0,33	0,22	0,1	0,00	0,11	0,22	0,33
H_{fr}	4,35	3,84	4,11	4,29	4,44	4,71	4,26
$\frac{H_{fr}}{n \cdot G \cdot ab}$ (2)	0,04	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,042
(1)+(2)	0,37	0,24	0,12	0,02	0,13	0,24	0,372

la condition est
verifiée.

1.3 sous variation lineaire + freinage + seisme

condition à verifier $G \cdot \text{tg} \delta_i + \frac{H_{fr}}{2n \cdot ab} + \frac{H_s}{2n \cdot ab} \leq 1,36 G$

ou encore: $\text{tg} \delta_i + \frac{H_{fr}}{2G \cdot ab} + \frac{H_s}{2G \cdot ab} \leq 1,3$

	Culée 0	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 5	Culée 6
$G \tan \alpha_1 (1)$	0,33	0,22	0,1	0,00	0,11	0,22	0,33
$\frac{Hfr (2)}{2Gabh}$	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02
$\frac{Hs (3)}{2Gnab}$	0,194	0,08	0,09	0,09	0,10	0,10	0,19
(1)+(2)+(3)	0,54	0,31	0,2	0,1	0,22	0,33	0,54

La condition est vérifiée.

1.4 Sous charges verticales + charges horizontales + rotation d'appui

condition à vérifier : $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_d \leq 56$

avec $\tau_N = 1,5 \frac{\tau_{max}}{\beta}$ (contrainte de cisaillement due à la charge - verticale)

$$\tau_{max} = 36,98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = \frac{ab}{2e(a+b)} ; e = 11 \text{ mm} \Rightarrow \beta = 10,1$$

e: épaisseur de l'élastomère

on trouve:

$$\tau_N = 5,49 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_H = G \tan \alpha_1 + \frac{Hfr}{2nab} + \frac{Hs}{2nab}$$

$$\tau_d = \frac{1}{2} \frac{a^2}{e^2} \frac{\alpha_T + \alpha_0}{m} \cdot G$$

α_0 : rotation due aux imperfections de l'appareil d'appui et aux défauts d'exécution
 $\alpha_0 = \frac{1}{100} \alpha_d$

α_T : rotation d'appui en service (calculée)

$$\alpha_T = 0,003 \alpha_d$$

m: nombre de feuilletts d'élastomère par appareil d'appui.

$$m = 19$$

$$e = 11 \text{ mm} \Rightarrow \tau_d = 9,04 \text{ kg/cm}^2$$

	culée 0	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 5	culée 6
ΣN	5,49	5,49	5,49	5,49	5,49	5,49	5,49
ΣH	5,4	3,1	2	1	2,2	3,3	5,4
Σd	9,04	9,04	9,04	9,04	9,04	9,04	9,04
Σ	19,93	17,63	16,53	15,53	16,73	17,83	19,93

la condition est vérifiée.

1.5 Condition de non glissement

condition à vérifier: $H < f \cdot N$

avec f : coefficient de frottement total

N : effort normal provenant du tablier

$$f = 0,1 + \frac{6}{\sqrt{m}} + 0,15 = 0,412 \quad N = 43,23t$$

$$H = \frac{1}{n} [H_{fr} + H_s + H_{ue}] \quad f \cdot N = 17,83t$$

	culée 0	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 5	culée 6
n	5	10	10	10	10	10	5
H_{fr}	4,35	3,84	4,11	4,29	4,44	4,71	4,26
H_s	38,918	34,355	36,77	38,38	39,72	42,13	38,11
H_{ue}	33,45	44,11	21,34	0,09	22,67	44,11	33,45
$\Sigma \frac{H}{n}$	15,34	8,23	6,22	4,27	6,68	9,09	7,58

la condition est vérifiée.

1.6 Condition de non soulèvement

on vérifie: $d_t = \frac{d_T + d_0}{m} \leq \frac{3}{\beta} \cdot \frac{e^2}{a^2} \cdot \frac{\sigma_{max}}{G}$

A.N: $d_t = 6,84 \cdot 10^{-4} < 8,3 \cdot 10^{-4}$ la condition est satisfaite

Conclusion: les appuis reprennent les efforts auxquels ils sont confrontés. le choix de ces appuis répond donc à la sécurité de l'ouvrage.

L'INFRASTRUCTURE

I Calcul des rigidités

La répartition des efforts sera faite en assimilant notre structure à un portique. L'effort horizontal s'appliquant sur le tablier supposé infiniment rigide sera réparti entre les éléments d'appuis (culées, piles) en fonction de leur rigidités lesquelles sont calculées à partir des constantes de ressort ou amortissement des éléments constituant ces appuis.

On définit par: $\delta(H=1)$: La déformation d'un élément pour un effort horizontal unitaire appelée constante de ressort

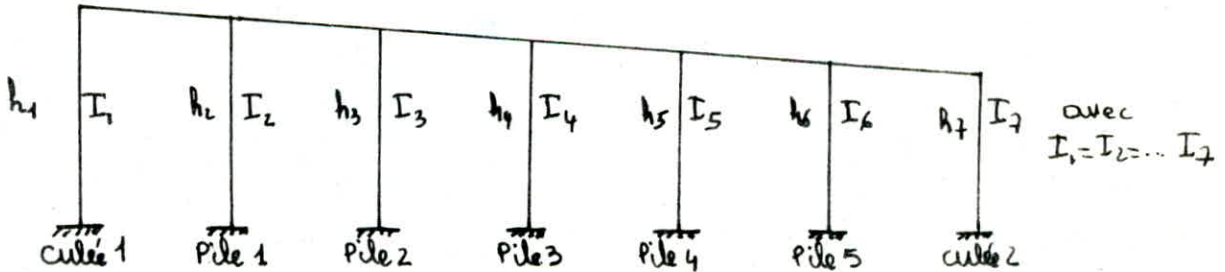
$k = H(\delta=1)$: La force pour un déplacement unitaire d'un élément appelée rigidité

Rigidité d'une structure à plusieurs éléments de constante de ressort S_i est: $k = \frac{1}{\sum S_i}$

ainsi la déformation de la pile ou de la culée pour un effort horizontal est: (effort horizontal uniforme) $\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$

où δ_1 : déformation de l'élastomère
 δ_2 : déformation des fûts, piles, ou voiles de culée
 δ_3 : déformation de la fondation

Schema statique



1.1 déformation de l'élastomère

$$\delta_1 = \frac{T_r}{n G A}$$

avec T_r : hauteur de l'élastomère
 G : module de cisaillement de l'élastomère
 A : surface; n : nombre d'appareils d'appuis

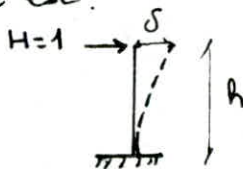
A.N: $G = 10 \text{ kg/cm}^2$
 $A = 40 \times 50 = 2000 \text{ cm}^2$
 $n = \text{nombre d'appareils d'appuis}$
 $T_r = 20,9 \text{ cm}$

appareils d'appuis	n	0,1 L10 m
Culée	5	10
Pile	10	5

1.2 Déformation des culées et des piles
 Les rigidités des voiles de la culée sont assez grandes. Par conséquent on peut admettre que la déformation de la culée est nulle.

La déformation d'un fût de la pile est:

$$\delta_{2p} = \frac{h^3}{3EI n}$$

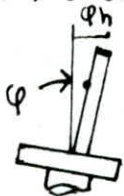
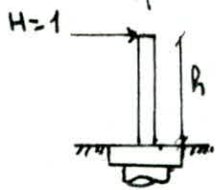


$$I = \frac{\pi D^4}{64} \quad D = 2m \quad E = 21 \cdot 10^3 \sqrt{5/23} = 354831,65 \text{ kg/cm}^2$$

Piles	I (m ⁴)	E (kg/cm ²)	n	3EI n	h (m)	h ³ (10 ⁶) cm ³	δ_{2p}
1	0,78539	354831,65	3	2506885,6	25	15625	6,2
2	''	''	''	''	24	13824	5,5
3	''	''	''	''	23,2	12487,168	4,9
4	''	''	''	''	22,5	11390,625	4,5
5	''	''	''	''	21,5	9938,375	3,9

1.3 Déformation de la fondation

déformation d'une fondation sur une file de pieux



$\delta_3 (H=1) = w + \varphi \cdot h$
 w déplacement en tête du pieu
 $\varphi \cdot h$ déplacement dû à la rotation de la fondation. ce déplacement et cette rotation dépendent des caractéristiques de la fondation sur pieux et aussi de la réaction du sol où les pieux sont plantés

Ce déplacement et cette rotation tenant compte de la structure et du sol pouvant être évalués à l'aide des Tables de HENRICH WERNER dans l'ouvrage intitulé BETON UND STAHLBETON.

Ces déformations en tête de pieu sont données par:

$$EI \cdot w = \frac{\chi_w M^*}{\lambda^2} \cdot M^* + \chi_w P^* \cdot \frac{P^*}{\lambda^3} \quad \text{et} \quad EI \varphi = \chi_\varphi M^* \cdot \frac{M^*}{\lambda} + \chi_\varphi P^* \cdot \frac{P^*}{\lambda^2}$$

avec : r : effort tranchant en tête de pieu engendré par la charge unitaire $H=1$ pour une fondation sur n pieux on a pour chaque pieu $p^* = \frac{1}{n}$ [en tonne]

M^* : moment fléchissant en tête de pieu engendré par la charge horizontale $H=1$ pour chaque pieu on a :

$$M^* = \frac{1}{\alpha} h \text{ (t.m)}$$

λ : paramètre dépendantⁿ du mode de réaction du sol (C_u) et des caractéristiques du pieu $\lambda = \frac{1}{\alpha}$ α longueur élastique du pieu.

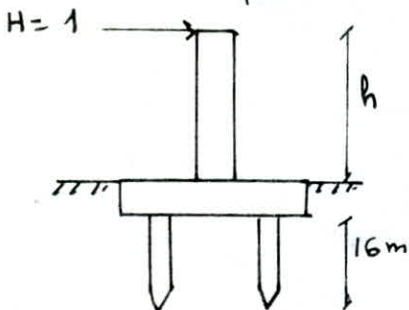
$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u \cdot b}}$$

E : module de déformation instantané du béton
 I : moment d'inertie du pieu
 C_u : module de la réaction du sol de la fondation
 b : diamètre du pieu

des coefficients $\chi_w M^*$, $\chi_w p^*$, $\chi_\phi M^*$, $\chi_\phi p^*$ sont donnés par les tables de WERNER en fonction du paramètre λ , de la longueur du pieu, du module de réaction du sol C_u ainsi que de la forme de variation de ce module le long du pieu, et enfin du mode d'appui du pied du pieu (libre ou articulé)

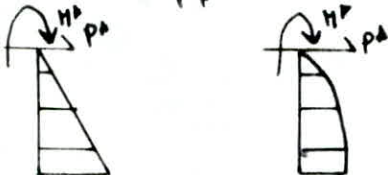
1.3.1 application

La semelle de la fondation s'appuie sur 2 files de 3 pieux ($n=6$ pieux) et la rotation en tête est considérée nulle ($\phi=0$)
 cas d'une fondation sur 2 files de pieux



module de réaction du sol est estimé à : $C_u = 6000 \text{ t/m}^3$

la variation de la réaction du sol est prise entre celle d'un sol très aqueux (variation linéaire $C_u(x) = C_u \cdot x$) et celle d'un sol présentant une réaction moyenne (variation parabolique)
 le pied est supposé libre



. cules en pile

$$E = 3548316,5 \text{ t/m}^2$$

$$b = 1,2 \text{ m}$$

$$I = 0,1017876 \text{ m}^4$$

$$c_u = 6000 \text{ t/m}^3$$

$$d = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{c_u b}} = 3,76$$

$$\text{d'où } \lambda = \frac{1}{d} \Rightarrow \lambda l = \frac{16}{3,76} = 4,25$$

des tables de WERNER donnent après interpolation

$$X_{\omega M^*} = -1,28 \quad X_{\omega P^*} = -1,73 \quad X_{\varphi P^*} = 1,28 \quad X_{\varphi M^*} = 1,55$$

$$\text{et } EI\varphi = X_{\varphi M^*} \cdot \frac{M^*}{\lambda} + X_{\varphi P^*} \cdot \frac{P^*}{\lambda^2} = 0 \quad (\text{car } \varphi = 0)$$

$$\text{alors : } M^* = -\frac{X_{\varphi P^*}}{X_{\varphi M^*}} \cdot \frac{P^*}{\lambda} \quad P^* = \frac{1}{6} \Rightarrow M^* = -\frac{1,28}{1,55} \times \frac{1}{6} \times d = -0,52$$

Pour la fondation ($\varphi = 0$)

$$EI\omega = \frac{-1,28(-0,52)}{0,07} + \frac{(-1,73) \cdot 1}{6 \times 0,018} = -6,5$$

$$\omega = \frac{-6,5}{EI} = -1,79 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

$$\delta_{3p} = -1,79 \cdot 10^{-5} \text{ m} \quad (\text{car } \varphi = 0)$$

On procède de même pour toutes les fondations

$$\delta_{3c} = -1,79 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

Repartition des efforts horizontaux aux piles et aux culées

des efforts horizontaux agissant sur la superstructure seront répartis sur les différents appuis en fonction de leur rigidité ainsi pour chaque appui - il lui revient un pourcentage :

$$H_i \% = \frac{K_i}{\sum K_i}$$

et l'effort sur chaque appui :

$$H_i = H \cdot \frac{K_i}{\sum K_i}$$

	abscisse (m)	elastomere $10^{-5}m$	Pile, culée $S_2 [10^{-5}m]$	Fondation $ S_3 [10^{-5}]m$	ΣS_i	Rigidité $k_i [10^{-5}m]$	$K_i X_i$	H_i/b	Freinage (t)	Seisme (t)
culée 0	0	10	0	1,79	11,79	0,084	0	14,5	4,35	38,92
Pile 1	25,85	5	6,2	1,79	12,99	0,076	1,96	12,8	3,84	34,35
Pile 2	52,5	5	5,5	//	12,99	0,081	3,99	13,7	4,11	36,77
Pile 3	78,35	//	4,9	//	11,69	0,085	6,66	14,3	4,29	38,38
Pile 4	104,2	//	4,5	//	11,29	0,088	9,17	14,8	4,44	39,72
Pile 5	130,05	//	3,9	//	10,69	0,093	12,09	15,7	4,71	42,13
culée 6	160,5	10	0	//	11,79	0,084	13,48	14,2	4,26	38,11
				Σ		0,591	47,35	100	30	268,4

III Effort horizontal engendré par la variation linéaire du Tableau

Les déplacements du tablier seront comptés à partir du centre de déplacement, ce dernier est défini comme étant la position du tablier qui ne subit aucun déplacement

Centre de déplacement $X_0 = \frac{\sum K_i X_i}{\sum K_i}$



AN: $X_0 = \frac{47,35}{0,591} = 80,12m$

déplacements sont donnés par :

$U_i = \Delta l_{max} \cdot \frac{X_i}{L}$ avec Δl_{max} : déplacement maximal dû au fluage, température et retrait.
L : portée du pont

cette variation linéaire engendre sur l'appui un effort horizontal :

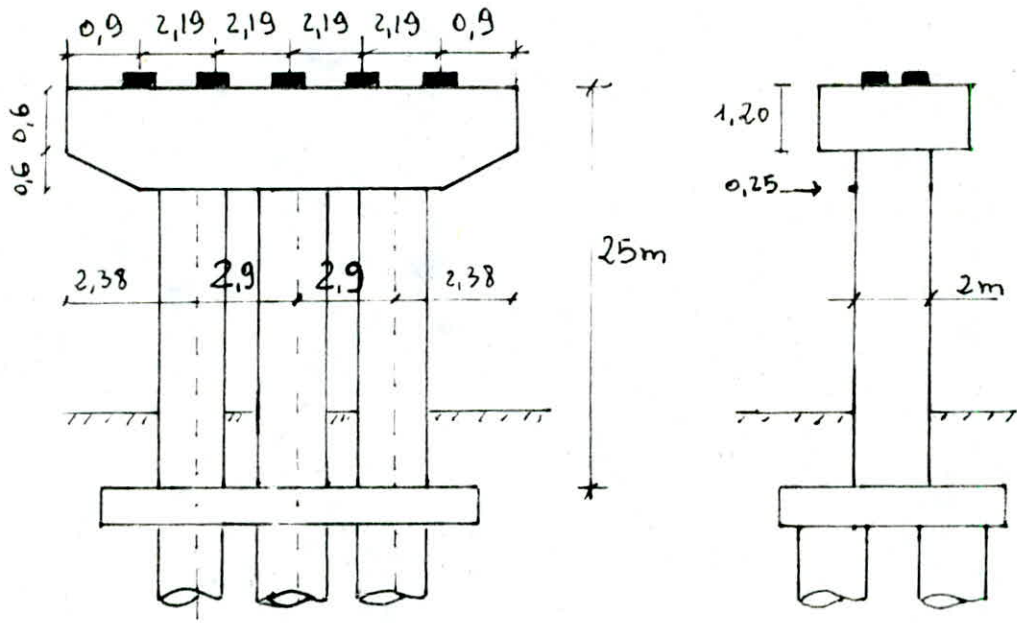
$H_{VL} = \frac{n \cdot G \cdot U_L \cdot a \cdot b}{T_r}$

G, a, b, T_r caractéristiques d'appareils d'appui

	Δl_{max} [cm]	x_i (cm)	L (cm)	x_i/L	$\Delta l_{max} \cdot \frac{x_i}{L}$	n	G.a.b (t)	T_r (cm)	$H_v L$ (t)
culée	13,99	80,12	160,5m	0,5	6,99	5	20	20,9	33,45
Pile 1		53,47		0,33	4,61	10	20	20,9	44,11
Pile 2		26,82		0,16	2,23	10	"	"	21,34
Pile 3		0,17		0,001	0,01	10	"	"	0,09
Pile 4		27,08		0,17	2,37	10	"	"	22,67
Pile 5		53,73		0,33	4,61	10	"	"	44,11
culée		80,38		0,5	6,99	5	"	"	33,45

ETUDE de la PILE

on etudiera uniquement la pile de hauteur de 25m



1 ETUDE du chevêtre

le chevêtre a pour rôle de transmettre les efforts provenant du Tablier, aux piliers qui à leurs tours les transmettent aux fondations. le chevêtre est donc sollicitée par :

- Poids propre $q = 2,5 \times 1,2 \times 2,5 = 7,5 \text{ t/ml}$
- effort provenant du Tablier $P_c = \frac{432,313}{5} = 86,463 \text{ t}$

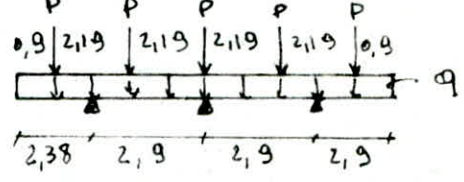
P_c est transmit par chaque poutre au chevêtre

- surcharge defavorable $A(l)$ (2 voies) $S = \frac{213,676}{5} = 42,735 \text{ t}$

la charge totale concentree à considerer : $P = P_c + 1,2 S$

soit $P = 137,745 \text{ t}$

schema statique :



Sollicitation 1^{er} genre

la resolution de ce systeme par les equations des 3 moments donne comme diagrammes des efforts :

diagramme du moment flechissant

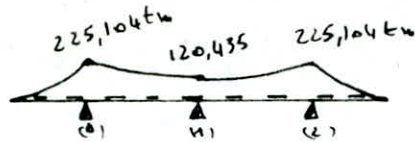
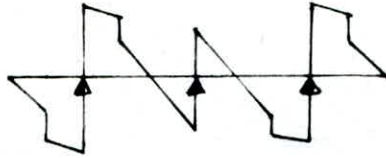


diagramme de l'effort tranchant



$$R_0 = R_2 = 303,208 \text{ t}$$

$$R_1 = 161,509 \text{ t}$$

Ferraillage

Zone d'appui 0

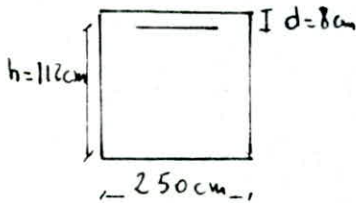
$$M = -225,104 \text{ tm}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 0,04 \Rightarrow k = 43,8$$

$$E = 0,915$$

$$\bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2$$



$$A = \frac{M}{E h \bar{\sigma}'_b} = 82,36 \text{ cm}^2$$

on prend $A = 17 \text{ T}25 = 83,45 \text{ cm}^2$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 60,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\omega}_f = 0,0417$$

verification à la fissuration:

$$\sigma_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} \stackrel{?}{=} 2667 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{on a } \sigma_1 = 1883,315 \text{ kg/cm}^2, \sigma_2 = 1662,0 \text{ kg/cm}^2$$

donc: $\sigma_a \neq 2667 \text{ kg/cm}^2$ (la fissuration n'est pas vérifiée)

on doit recalculer A avec $\sigma_a = 1883 \text{ kg/cm}^2$

on prend:

$$\text{appui 0 } A = 24 \text{ T}25 = 117,81 \text{ cm}^2$$

$$\text{appui 1 } A = 20 \text{ T}20 = 62,8 \text{ cm}^2$$

ainsi la fissuration est vérifiée

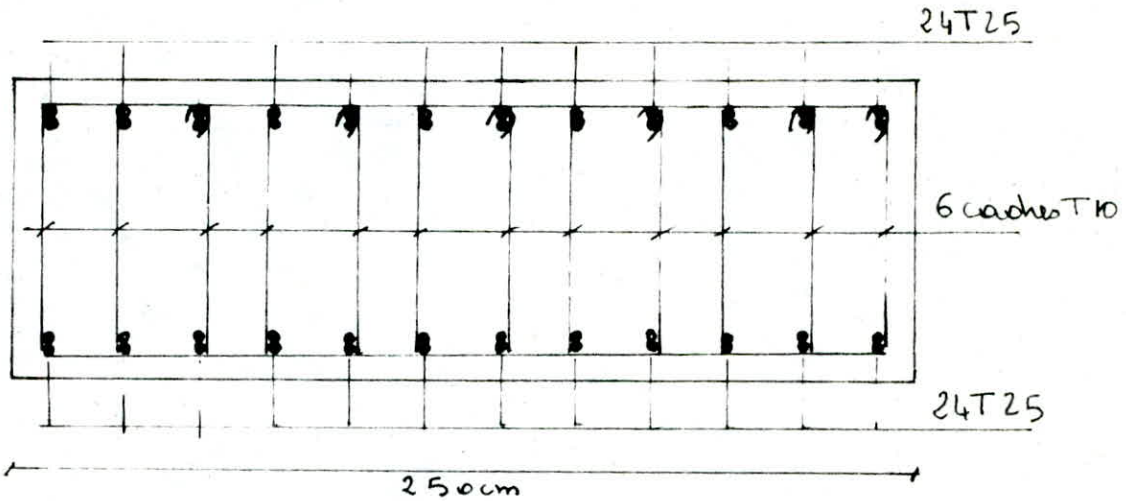
Effort tranchant

$$T_{\max} = 303,208 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{z b} = 12,358 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 26,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{ainsi: } \tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

à effort tranchant est amplement repris, on disposera des cadres droits.



Le chevête sera armé comme indiqué ci dessus (d'après le chapitre 2.2.5.2.2 SETRA)

espacement des cadres.

$$\gamma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^3$$

$$f_{at} = \min \left\{ \left(1 - \frac{z_b}{9\sigma_b} \right); \frac{z}{3} \right\} = 0,817 \Rightarrow \tau_{at} = f_{at} \times \gamma_{en} = 3268 \text{ kg/cm}^2$$

$$t \leq \frac{A_t \cdot z \cdot \tau_{at}}{T} = 9,63 \text{ cm}$$

$$\bar{E} = \min \left\{ 0,2h; \left(1 - 0,3 \frac{z_b}{\sigma_b} \right) h \right\} = 22,4 \text{ cm}$$

on prend $t = 9 \text{ cm}$.

Verification au seisme.

Sollicitation 2^e genre : P+G+SI

$$G = 7,5 \text{ t/ml}$$

$$SI = \frac{30,26}{5} = 6 \text{ t}$$

$$P+SI = 92,24 \text{ t}$$

la combinaison P+G+SI n'est pas defavorable par rapport à G+P+1,2S donc la verification au seisme n'est pas necessaire.

2. ETUDE des Fûts

on détermine les sollicitations horizontales et verticales, ainsi que les efforts qu'elles engendrent à la base du fût.

condition normale	effort horizontal $H(t)$	effort vertical $N(t)$	bras de levier $d(m)$	$M(t)$
chevête 7,5(10,56)		79,2		
Fûts $2,5\left(\frac{\pi \cdot 2^2}{4} + 23,8\right) \times 2$		560,772		
Poids propre du Tablier		432,313		
surcharge: convoi D		240		
Freinage	3,84		25	96

effort global: $G + 1,2P + T$

les efforts à la base de chaque fût:

$$(1) M_{max} = \frac{Mt}{3} = \frac{115,2}{3} = 38,4 \text{ tm}$$

$$N_{max} = \frac{Nt}{3} = \frac{1072,285}{3} = 357,428 \text{ t}$$

$$T = \frac{H}{3} = \frac{4,608}{3} = 1,536 \text{ t}$$

$$(2) M_{min} = 0$$

$$N = 597,48 \text{ t}$$

$$T = 0$$

Condition sismique	effort horizontal $H(t)$	effort vertical $N(t)$	bras de levier $d(m)$	$M(t)$
chevête 509,05, $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$		84,744 73,656		
Tablier 432,313, $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$		462,575 402,05		
Seisme Tablier fûts 589,05 x 0,1 chevête 79,2 x 0,1	34,345 58,905 7,92		25 11,75 24,4	858,6 692,13 193,4
Freinage	3,84		25	96
Variation linéaire	44,11		25	1102
surcharge: convoi D		240		
Fûts 589,05, $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$		600,026 521,518		

Combinaison $G + P + T + S$

les efforts revenant à la base de chaque fût.

condition extrême: $M = 581,36 \text{ tm}$; $N = 332,408 \text{ t}$; $T = 34,06 \text{ t}$
(compression)

On fera ailleurs suivant la condition extrême sismique

$$M = 581,36 \text{ tm} ; N = 332,408 \text{ t} ; T = 34,06 \text{ t} \quad (\text{Flexion composée})$$

on utilise des $\phi > 20 \text{ mm}$ $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{eu} = 4000 \text{ kg/cm}^2$

$$e_0 = \frac{M}{N} \quad \text{A.N. } e_0 = 1,75 \text{ m} > \frac{D}{8} = \frac{1}{4} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

* Flambement

. Longueur de flambement : $l_c = \beta l_0$ l_0 : longueur réelle
 β : coefficient qui dépend du mode d'appuis.

on considère que le fût est encasté à la semelle et à la partie supérieure encasté élastiquement

on opte pour $\beta = 1,3$ (en considérant que le fût est un poteau flexible encasté élastiquement aux extrémités)

$$\text{A.N. } l_0 = 25 \text{ m} , \beta = 1,3 \Rightarrow l_c = 32,5 \text{ m}$$

. rayon de giratum $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ avec I : moment d'inertie de la section droite
 A : aire de la section droite

$$\text{A.N. } I = \frac{\pi D^4}{64} = 0,78539816 \text{ m}^4$$

$$D = 4 \text{ m}$$

$$A = \pi \text{ m}^2$$

$$\text{d'où } i = 0,5$$

. élancement : $\lambda = \frac{l_c}{i}$ $\text{A.N. } \lambda = 65 > 35$
 donc le fût flambe, on doit armer en conséquence.

. élancement fictif

$$\lambda'^2 = \lambda^2 + \frac{3310^3}{1+0,69} \frac{e}{ht}$$

$\text{A.N. } \varphi = 0$ (Pour les ponts, ...)

$$\lambda'^2 = 181^2 \Rightarrow \lambda' = 181$$

. excentricité fictive

$$f_{2c} = \gamma \frac{i^2}{v} (1 + \varphi) 10^3 (\lambda' - 50)^{3/2} \quad \text{A.N. } \varphi = 0 \quad \lambda' = 181$$

$$v = 2/2$$

$$f_{2c} = 3,03 \text{ m}$$

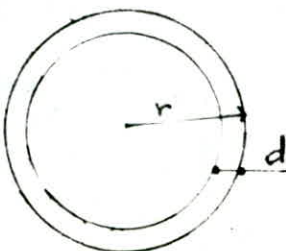
on déterminera les armatures sous l'effet de:

- effort normal $N = 332,408 \text{ t}$

- moment de flexion $M = N \times f_{2c} = 1006,93 \text{ t.m}$

. Calcul des sections

on utilise les tables relatives aux sections circulaires pleines. avec $d = 10 \text{ cm} \Rightarrow \frac{d}{2r} = 0,05$
 $r = 100 \text{ cm}$



$$k_e = \frac{11}{\sqrt[3]{\sigma_a}} = 0,025$$

$$K_e = \frac{N \cdot r}{M} = 0,33$$

après interpolation les tables donnent: $\tilde{\omega} \% = 1,28$

$$d'où A = \frac{\tilde{\omega} \% \times \pi r^2}{100} \quad \text{AN: } A = 402,12 \text{ cm}^2$$

$$K = 22,56$$

Soit $A = 50T32$ réparties en 2 nappes espacées de 19,4 cm

- Verification des contraintes dans les conditions extremes.

. Verification preliminaire

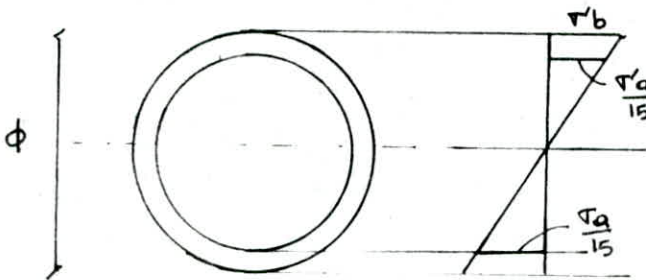
* Pour le béton $K = 22,56 \quad \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 177,3 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_{bfc} = 276 \text{ kg/cm}^2$

* Pour les aciers $K = 22,56$ après interpolation, $K' = 13,072$

$$K y_1 = 0,3678$$

L'axe neutre $y_1 = K y_1 \cdot \phi = 0,7356 \text{ m}$

$$\sigma'_a = K' \sigma'_b = 2317 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2$$



. Verification des contraintes dans les conditions normales.

$$M = 38,4 \text{ t.m} ; N = 357,428 \text{ t} \Rightarrow e_0 = \frac{M}{N} = 10,74 \text{ cm} < \frac{D}{8} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée}$$

$$\sigma'_{1,2} = \frac{N}{B+nA} \pm \frac{M \cdot D}{I}$$

A.N $B+nA = \pi 100^2 + 15 \times 402,12 = 37447,7 \text{ cm}^2$
 $I = 1,273974 \text{ m}^4$

et $\bar{\sigma}'_b = \sigma'_{b0} \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) = 184 \left(1 + \frac{10,74}{3 \times 25}\right) = 104,84 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma'_{1,2} = \begin{cases} \sigma'_1 = 12,56 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_2 = 6,53 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

donc $\sigma'_{1,2} < \bar{\sigma}'_b$ (c'est ce qu'il faut vérifier)

Calcul des armatures transversales.

$$\text{Zone courante } t \leq \begin{cases} t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{Lmax}) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \phi_{Lmin} \end{cases}$$

on prend comme armatures transversales des cerces de $\phi 12$

$\phi_t = 1,2 \text{ cm} \quad \phi_{Lmin} = \phi_{Lmax} = 3,2 \text{ cm} \quad \sigma'_b$: contrainte de compression du béton sous sollicitation du 1^{er} genre

$\sigma'_b = 12,56 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}'_{b0} = 92 \text{ kg/cm}^2$
 A.N $t \leq \begin{cases} t_1 = 18,8 \text{ cm} \\ t_2 = 64,42 \text{ cm} \end{cases}$ on prend $t = 40 \text{ cm}$

en zone de recouvrement on prend $t = 20 \text{ cm}$

97

des appareils d'appuis - sont placés sur des dés de: $30 \times 60 \times 50$
h L e

Frettes supérieures: $A = 0,04 \frac{R_{max}}{\sigma_a}$

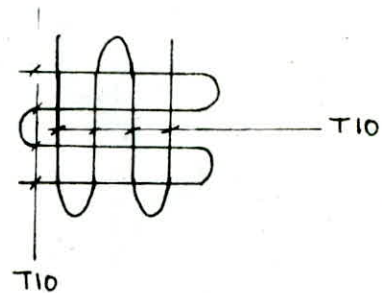
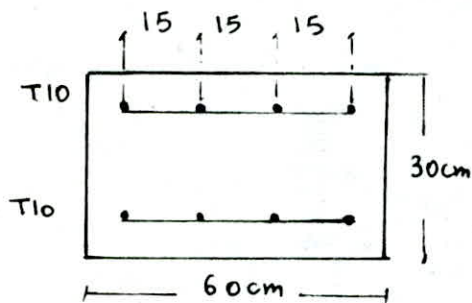
A.N: $\frac{R_{max}}{\sigma_a} = 73,96t$
 $\sigma_a = 2800 kg/cm^2$

$A = 1,052 cm^2$
on prend 4 T10 ($A = 3,14 cm^2$)

Frettes inférieures: $A = 0,1 \frac{R_{max}}{\sigma_a}$

A.N: $A = 2,64 cm^2$
on prend 4 T10 ($A = 3,14 cm^2$)

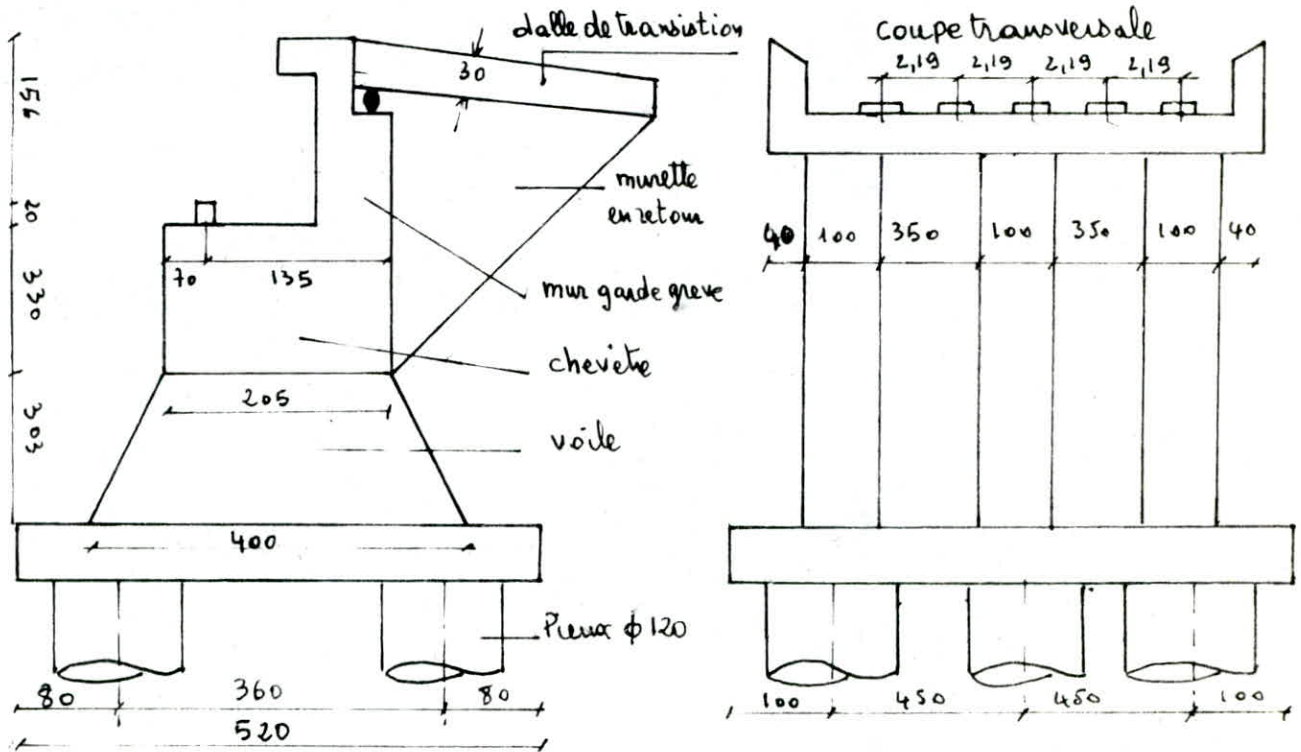
on utilise pour les frettes: une double frette de 4 T10



ETUDE de la CULÉE

La culée sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Choix de la culée : on choisit un type plus commande, c'est la culée à mur frontal et enterré.

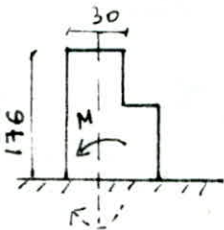


I) Calcul des éléments constituant la culée

1 Mur de greve

Le mur de greve est supposé encasté dans le chevêtre il sera étudié en suivant les hypothèses du Bulletin de SETRA on néglige les effets de forces verticales

- Forces horizontales : poussée des terres, poussée des charges locales, force de freinage.
- évaluation des efforts à la section d'encastrement du mur garde greve



• Poussée des terres

$$M_T = \frac{1}{6} K_a \gamma h^3 \quad \text{avec } K_a = 0,33 \text{ coefficient de poussée}$$

$$\gamma = 2 \text{ t/m}^3$$

$$h = 1,16 \text{ m}$$

$$M_T = 0,59 \text{ t.m/ml}$$

• Poussée des charges locales : la sollicitation totale due aux camions B_c (poussée des charges locales + freinage) est la plus défavorable pour le mur. garde greve dont $0,5 \leq h \leq 3 \text{ m}$

d'effet le plus défavorable est produit par les deux roues arrière de 6 t chacune, de deux camions accolés, placés de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière, du mur de grève, compte tenu des incertitudes sur la transmission des efforts, les charges réelles, soient 2 roues de 6 t distantes de 0,5 m sont remplacées par une charge uniformément répartie équivalente de 12 t sur un rectangle de $0,25 \times 0,75 \text{ m}^2$. on admet que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartit à 45° latéralement et en arrière du mur de grève de façon uniforme. le moment d'encastrement a pour expression.

$$M_p = \frac{12K}{0,75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

avec $K = K_a \delta \delta_{bc}$

$\delta = 1$ coefficient de majoration dynamique pour charge sur remblai

$b_c = 1,1$ coefficient de réduction du Pont

$\delta = 1,2$ coefficient de pondération

AN: $M_p = 3 \text{ tm/ml}$

Force de freinage: on considère un essieu lourd au contact du mur de grève et l'on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,5 m en arrière. Compte tenu de l'écartement des roues et pour une hauteur courante on ne considère que l'effort d'une seule roue de 6 t, la force de freinage est prise égale à 6 t

$$M_f = \frac{6h}{0,25+2h} \delta$$

AN $\delta = 1,2$ $h = 1,76 \text{ m}$

$M_f = 3,36 \text{ tm/ml}$

le moment total est: $M = M_T + M_p + M_f$

AN: $M = 6,96 \text{ tm/ml}$

le moment d'encastrement dans le sens opposé est évalué quelque-soit la hauteur du mur, il est dû au freinage minoré de la poussée des terres. d'où

$M' = -3,2 \text{ tm/ml}$

Ferraillage

a) Ferraillage vertical arrière (côté remblai)

$M = 6,96 \text{ tm/ml}$

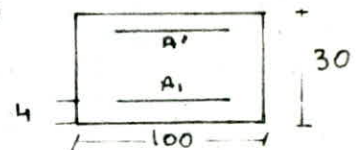
$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = 0,055 \Rightarrow K = 36,1$

$E = 99022$

($\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$)

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 77,56 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$ ($\bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2$)

$A_1 = \frac{M}{\sigma_a E h} = 10,59 \text{ cm}^2$ soit 10T12/ml espacés de 10cm



b) Ferraillage vertical avant

$M = 3,2 \text{ tm/ml}$

$\mu = 0,0253 \Rightarrow K = 57,25$

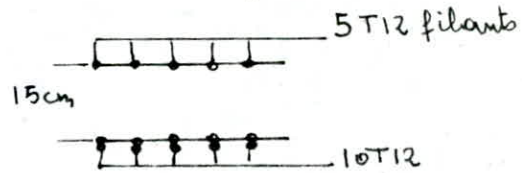
$E = 99308$

$\sigma'_b = 48,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$

$A_2 = 4,72 \text{ cm}^2$ soit 5T12/ml espacés de 10cm

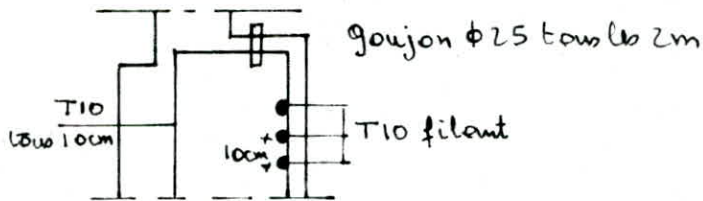
ferraillage horizontal : $\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 2,82 \text{ cm}^2 < A_r < 5,65 \text{ cm}^2$

on prend des T10 tous les 15cm sur les 2 faces



2 - corbeau d'appui

Pour le ferraillage du corbeau d'appui de la dalle de transition, on adopte celui donné dans le BULLETIN SETRA il est défini en coupe transversale ci dessous



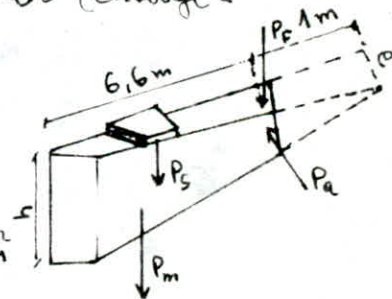
- 3 Murette en retour : chaque mur en retour est soumis aux charges suivantes, qui peuvent être appliquées ensemble :
- Poids propre y compris superstructure
 - Poussée horizontale répartie
 - charges réparties vers l'extrémité du mur (locules)

Remarque : des charges concentrées sont appliquées à 1m de l'extrémité du mur et comprennent une charge verticale de 4t, cette charge conventionnelle permet de négliger les frottements verticaux et une charge horizontale de 2t (charge - accidentelle)

$$\text{Poids du mur : } P_m = 2,5 \frac{l h}{2} e \text{ [t]}$$

$$\text{Poids de la superstructure : } P_s = 0,3 l \text{ [t]}$$

$$\text{Poussée horizontale répartie } P_r = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right) t / \text{m}^2$$



- Evaluation des efforts :

l'évaluation des efforts se fera par rapport, à la section d'encastement ($e \times h = 1 \times 5,06$)

• charges verticales :

l'effort tranchant est $T_r = 2,5 \frac{l h}{2} e + 0,3 l + 4 = 54,35 \text{ t}$

le moment d'axe horizontal à l'encastement

$$M_v = 2,5 \frac{l^2 h}{6} e + 0,3 \frac{l^2}{2} + 4(l-1) = 156,84 \text{ t.m}$$

$$P_r = 4 \text{ t}; P_a = 2 \text{ t } l = 7,6 \text{ m} \\ h = 5,06 \text{ m } e = 1,0 \text{ m}$$

charges horizontales
 ↓ effort tranchant à l'encastrement: $T_H = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right) \cdot \frac{P_h}{2} + 2$

A.N: $T_H = 44,04 \text{ t}$

de moment d'axe vertical à l'encastrement:

$$M_H = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right) \frac{P_h^2}{6} + 2(P_h - 1) = 119,71 \text{ t.m}$$

Ferrailage

sous l'effet du moment vertical

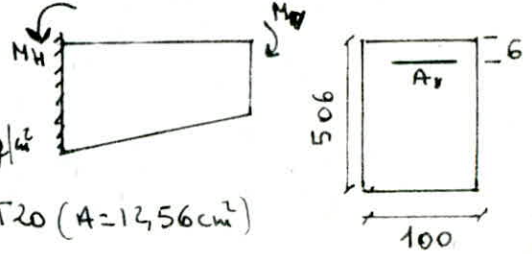
$$M_V = 156,84 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0033 \Rightarrow k = 174$$

$$E = 0,9736$$

$$\sigma'_b = 16,09 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_V = 11,50 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 4T20 (A = 12,56 \text{ cm}^2)$$



- Verification à la fissuration

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega} f}{1 + 10 \bar{\omega} f} ; \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \sigma'_b} \quad \bar{\omega} f = \frac{A}{2b_0 d} = 0,010 \quad k = 10^{+6}$$

$$\sigma_1 = 727,27 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_2 = 1877,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \{ 2800, 1877,5 \} = 1877,5 \neq 2800 \text{ kg/cm}^2$$

on recalcule les sections avec $\bar{\sigma}_a = 1877,5 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = 0,005 \Rightarrow E = 0,9677 \Rightarrow \sigma'_b = 13,41 < \bar{\sigma}'_b$$

$$k = 140$$

$$A_V = 17,26 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 6T20 (A = 17,84)$$

sous l'effet du moment horizontal

$$M_H = 119,71 \text{ t.m.}$$

$$\mu = 0,0214 \Rightarrow k = 63 \Rightarrow \sigma'_b = 29,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

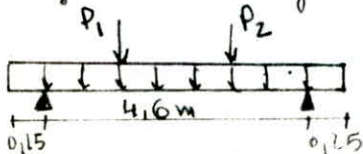
$$E = 0,9359$$

$$A_H = 72,78 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 24T20 (A = 75,39 \text{ cm}^2)$$

4) Dalle de transition

c'est une dalle en béton armé appuyée sur une extrémité sur la culée et à l'autre sur la tene. Elle est prévue pour éviter le dénivellement qui se produit entre la chaussée courante et celle du pont en cas de tassement de remblai. Notre dalle de transition a une longueur $L = 5 \text{ m}$ et une épaisseur $e = 30 \text{ cm}$ d'étude se fera suivant les hypothèses de chargement exposées dans le BULLETIN SETRA

- charges et surcharges



on considère une bande de 1 m de large charges permanentes

- remblai: $2 \times 0,6 \times 1 = 1,2 \text{ t/ml}$

• Poids propre: $2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/ml}$

• revêtement: $2,35 \times 0,07 \times 1 = 0,187 \text{ t/ml}$

$$q = 2,138 \text{ t/ml}$$

- Surcharges de système Br est la plus défavorable, les roues sont placées comme il est indiqué sur le schéma ci-dessus. On admet que les roues de rangées P_1 et P_2 sont équivalentes chacune à une charge répartie de $5,5 \text{ t/ml}$ assimilable à un rouleau indéfini. La rangée P_1 est affectée d'un coefficient '2' pour tenir compte du choc d'un essieu. La charge équivalente à la rangée P_2 se répartit entre les deux appuis de la dalle de transition et doit être affectée d'un coefficient de majoration dynamique qu'on peut estimer à 1,2.

$$P_1 = 2 \times 5,5 = 11 \text{ t}$$

$$P_2 = 1,2 \times 5,5 = 6,6 \text{ t}$$

EVALUATION des efforts:

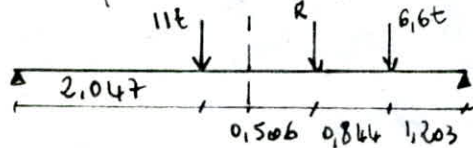
On néglige les deux consoles dans nos calculs.

charge permanente. $M_G = q \frac{(L-0,4)^2}{8} = 5,655 \text{ t.m/ml}$

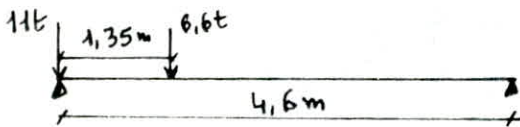
$$T_G = \frac{q(L-0,4)}{2} = 4,917 \text{ t/ml}$$

Surcharges.

moment fléchissant: On utilise le théorème de BARRE



$$M_s^{\max} = 16,03 \text{ t.m/ml}$$



$$T_s^{\max} = 15,66 \text{ t/ml}$$

efforts maximaux: $M = M_G + M_s = 21,69 \text{ t.m/ml}$ $T = T_G + T_s = 20,58 \text{ t/ml}$

Ferraillage.

$$M = 21,69 \text{ t.m/ml} \quad \mu = 0,159$$

$$k = 18,1$$

$$\epsilon = 0,8489$$

$$\sigma'_b = 154,7 < \bar{\sigma}_b = 184 \text{ kg/cm}^2 \quad (A' = 0)$$

$$A = 33,79 \text{ cm}^2$$

soit 11T20/ml espacés de 10cm

. vérification à la fissuration

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{4}{3} \bar{\sigma}_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} \stackrel{?}{=} \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}$$

$$\sigma_1 = 2906,25 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = 1897,75 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{On a bien } \bar{\sigma}_a = \min \{ 2800, 2904 \} = 2800 = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}$$

dans l'autre sens on prend des armatures de répartition.

$$A_2 = \frac{A}{3} \text{ soit } 6T16 \text{ espacés de } 20 \text{ cm}$$

. vérification au cisaillement.

$$\tau = \frac{T}{b \cdot z} \leq 1,15 \bar{\tau}_b = 8,8 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{A.N } \tau = 8,71 \text{ kg/cm}^2 < 8,7 \text{ kg/cm}^2 = 1,15 \bar{\tau}_b$$

2) CHEVÊTE

d'étude du chevête se fera suivant les instructions du BULLETIN SETRA. Le chevête est soumis, en plus de son poids propre, aux efforts provenant des actions suivantes: Mur garde-greve - dalle de transition, murette en retour et Tablier.

évaluation des charges.

- poids propre (y compris mur garde-greve) $q_{G1} = 2 \times 2,5 \times 5 = 55$
 S : surface latérale du chevête y compris le mur garde greve
 le coefficient '2' tient compte du poids moyen de la partie du Tablier située au droit du chevête au moment de la construction.

$$S = 3,3 \times 2,05 + 1,76 \times 0,55 = 7,73 \text{ m}^2 \Rightarrow q_{G1} = 38,665 \text{ t/ml}$$

- Surcharge transmise par le garde-greve.

Les charges verticales ne sont pas considérées

- charges horizontales

- Poussée des TMS: $H_p = \frac{1}{2} k_a h^2 \gamma = 8,45 \text{ t/ml}$

- Poussée de la charge localisée

en amont du mur garde greve:

$$H_L = \frac{12K}{0,75 + 2h} = 0,49 \text{ t/ml}$$

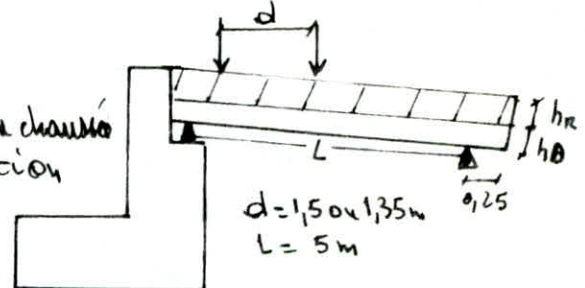
- Freinage $H_f = \frac{7,2}{0,25 + 2h} = 0,69 \text{ t/ml}$

- Dalle de transition

on prend en compte les effets locaux de la dalle de transition

$h_D = 0,3 \text{ m}$ hauteur de la dalle de transition

$h_R = 0,68 \text{ m}$ hauteur moyenne de la chaussée sur la dalle de transition



- Reaction de la charge permanente: $q_{G2} = L(1,25 h_D + 1,1 h_R) = 5,165 \text{ t/ml}$

- Reaction de charges Bc ou Bt

$$B_c: q'_{Bc} = 2 \times 5,5 + 1,2 \times 5,5 \times \frac{4,6 - 1,5}{4,6} = 15,45 \text{ t/ml}$$

$$B_t: q'_{Bt} = 2 \times 5,5 + 1,2 \times 5,5 \times \frac{4,6 - 1,35}{4,6} = 15,66 \text{ t/ml}$$

Bt est le plus défavorable.

$$q_2 = q_{G2} + q'_{Bt} = 20,82 \text{ t/ml}$$

- Murette en retour

des actions transmises par les murettes en retour sont dues à des charges variables concentrées appliquées aux murettes.

Verticalement $P_f = 4t$ horizontalement $P_a = 2t$

Poids propre d'une murette en retour

$t_m = 48t$

Tablier. les efforts provenant du Tablier sont transmis au chevête par les poutres, chaque poutre transmet une charge concentrée $P = 73,96t$

calcul des efforts

Schema statique du chevet.

$$q_{G1} = 38,665 \text{ t/ml}$$

$$q_{G2} = 20,82 \text{ t/ml}$$

$$G_m = 48 \text{ t}; P = 73,96 \text{ t}$$

$$a = 1,02 \text{ m}; b = 2,19 \text{ m}$$

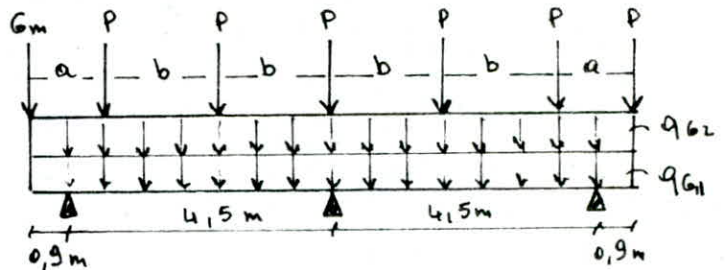
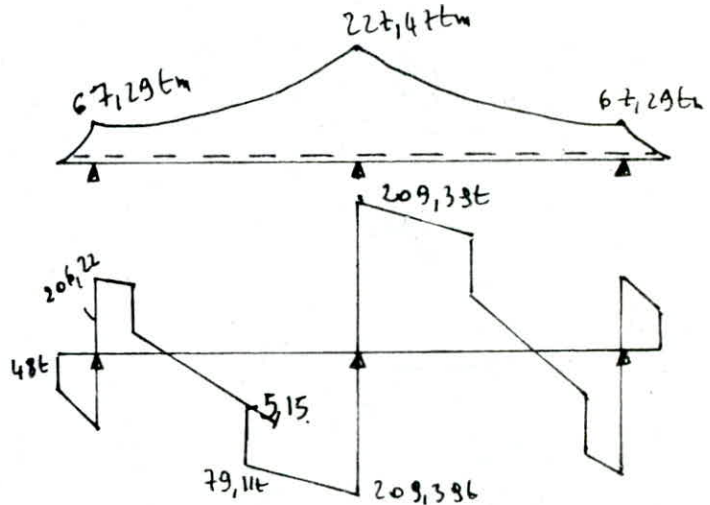


diagramme du moment flechissant



Ferraillage.

$$M = 221,4 \text{ tm}$$

$$\mu = 0,0061 \Rightarrow \epsilon = 0,9645$$

$$\bar{\sigma}_s = 2667 \text{ kg/cm}^2 \quad k = 126$$

$$\sigma'_b = 21,16 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 27,63 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } 6 \text{ } \phi 25 \quad (A = 29,45 \text{ cm}^2)$$

verification de non fissuration

$$\bar{\sigma}_u = \min(2667, \max(\sigma_1, \sigma_2)) = \bar{\sigma}_u \quad \sigma_1 = 428,79; \sigma_2 = 1679 \text{ kg/cm}^2$$

donc la fissuration n'est pas verifiee

on recalcule A avec $\bar{\sigma}_u = 1679 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{on trouve } A = 44,27 \text{ cm}^2$$

• Prise en compte de la torsion: du section d'armature precedente sera majorée de 15%.

$$\text{Armature superieure: } A = 1,15 \times 44,27 = 50,91 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend } A = 11 \text{ } \phi 25 = 54,06 \text{ cm}^2$$

Armature inferieure: armatures de construction

$$A = 13 \text{ } \phi 16.$$

• Prise en compte des actions horizontales, on place des bandes filantes horizontales T16 le long des parois laterales pour ameliorer la non fragilite' du chevet.

Effort tranchant.

$$\tau_{ob} = \frac{T}{bZ}$$

$$\text{A.N } T = 209,39 \text{ t} \Rightarrow \tau_{ob} = 3,64 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{1}{8} \times 320$$

$$\tau_{ob} < \bar{\tau}_{ob}$$

$$\sigma'_b = 17,04 \quad b = 105 \text{ cm.}$$

$$\text{donc } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\tau}_{ob} = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 26,77 \text{ kg/cm}^2$$

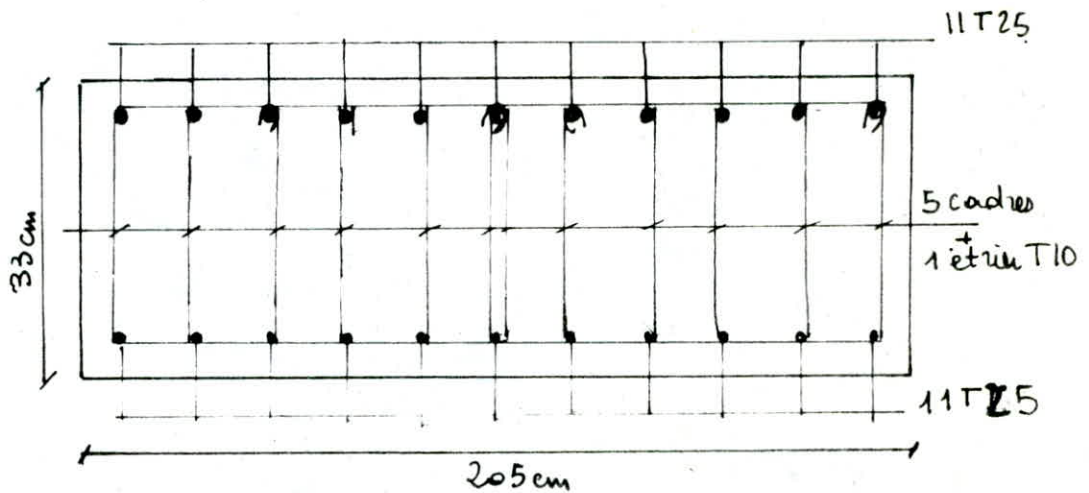
on utilise des armatures droites

$$\bar{\sigma}_{at} = \sigma_{at} \sqrt{\sigma_{at}} \quad \text{avec } \sigma_{at} = \min \left\{ 43; \left(1 - \frac{8b}{9\sigma_b} \right) \right\} = 0,947 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 3977,95 \text{ kg/cm}^2$$

on utilise 5 cadres + 1 étrier T10 $A_t = 9,42 \text{ cm}^2$

$$t \leq \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 50,13 \text{ cm} \quad E = \min \left\{ 0,24; \left(1 - 0,3 \frac{2b}{\sigma_b} \right) h \right\} = 64 \text{ cm}$$

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



6. ETUDE des voiles de la culée :

Les 3 voiles de la culée jouent le rôle des poteaux et transmettent les efforts provenant du tablier à la fondation.

Sollicitation à prendre en compte :

- actions verticales : réaction du tablier, poids propre et surcharges routières.
- actions horizontales : variations linéaires, freinage, séisme et poussée des terres.
- Poussée des terres.

notre culée est noyée dans le remblai, on considère uniquement la poussée sur le chevron et le mur garde-grève

★ condition normale : $H_n = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 L$ avec $K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$

$L = 10,8 \text{ m}$ $H = 1,76 + 3,3 = 5,06 \text{ m}$ $\phi = 30^\circ \Rightarrow K_a = 0,33$
 $H_n = 91,25 \text{ t}$

le point d'application de cette force a pour bras de levier par rapport à la base du voile : $d = 3,03 + \frac{5,06}{3} = 4,72 \text{ m}$

★ condition sismique : le coefficient de poussée K_a est donné par la formule MONO-OKABE :

$$K_a = \frac{\cos^2(\rho - \nu - \beta)}{\cos \nu \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \nu) + \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\rho + \delta) \sin(\beta - \nu - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \nu) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

avec : $\varphi = 0$ (angle de frottement pour le remblai)
 $\beta = 0$ (inclinaison de la culée par rapport à la verticale)
 $\alpha = 0$ (angle du Talus naturel avec l'horizontale)
 $\delta = 0$ (angle de frottement remblai-culée)

$$V = \operatorname{arctg} \left(\frac{E_H}{1 \pm E_V} \right) \quad E_H = 0,1 \quad E_V = \pm 0,07$$

$$K_a = 0,27 \quad \text{A.N.: } H_s = \frac{1}{2} K_a \sigma H^2 L = 74,66t$$

$$d = 4,72m$$

évaluation des efforts à la base de la culée

condition normale.	H(t)	N(t)	d(m)	M ₀ (tm)
chevêtre : $2,5 \times 2,05 + 3,3 \times 10,8$		182,65		
Muren zéton : $2,5 \times \frac{1}{2} \times 7,6 \times 5,06 \times 1 \times 2$		96,14	3,38	324,95
Mur garde grave + corbeaux : $2,5 \times 0,55 \times 1,76 \times 10,8$		26,13	0,75	19,59
Poids du remblai : $(2 \times 0,6 \times 5 \times 7) \times \frac{1}{2}$		21	0,925	19,425
Dalle de transition : $2,5 \times 5 \times 93 \times 7 \times \frac{1}{2}$		13,125	0,925	12,114
poids propre du Tablier :		216,14	0,325	-70,24
Voies : $2,5 \times \frac{1}{2} (2,05 + 4) \times 3,03 \times 3$		68,74		
Surcharges routières : convoi D		153,65	0,325	-49,93
Poussée des Tenes	91,25		4,73	-430,7
Variation linéaire du Tablier	33,45		6,33	-211,73
Freinage	4,35		6,33	-27,35

des efforts :

$$(1) \quad \begin{aligned} N &= 623,93t \\ H &= 129,92t \\ M &= -386,49tm \end{aligned}$$

$$(2) \quad \begin{aligned} N &= 777,58t \\ H &= 129,05t \\ M &= -369,38tm \end{aligned}$$

condition sismique	H(t)	N(t)	d(m)	M ₀ (t.m)
Chevêtre 182,655 × $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$		195,44 169,86		
Mur en retour 96,14 × $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$		102,86 89,41	3,38	347,66 302,20
Mur garde greve + corbeau 26,13 × $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$		27,96 24,30	0,75	20,97 18,225
Surcharge du remblai 21 × $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$		22,47 19,53	0,925	20,784 18,06
Dalle de transition 13,125 × $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$		14,04 12,20	0,925	12,987 11,285
Poids propre du Tablier 216,14 × $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$		231,27 201,01	0,325	-75,162 -65,328
Voiles 68,74 × $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$		73,55 63,93		
Surcharge : convoi D		153,65	0,325	-49,93
Poussée des Terres	74,66		4,72	-352,39
Variation linéaire du Tablier	33,45		6,33	-211,73
Freinage	4,35		6,33	-27,53
Seisme 38,918 - 407,79 × 0,1	79,69		5,25	-418,409

à la base de chaque voile on a:

$$(1) N_{\min} = \frac{1}{3} 580,78 = 193,41 \text{ t}$$

$$H = \frac{1}{3} \cdot 193,027 = 64,34 \text{ t}$$

$$M = \frac{1}{3} (-757,85) = -252,617 \text{ tm}$$

$$(2) N_{\max} = \frac{1}{3} (821,24) = 273,74 \text{ t}$$

$$H = \frac{1}{3} 187,8 = 62,6 \text{ t}$$

$$M = \frac{1}{3} (-678,5) = -226,16 \text{ tm}$$

Ferrailage:

on ferraille au seisme, combinaison (1)

le voile est sollicité en flexion composée. $N = 193,41 \text{ t}$

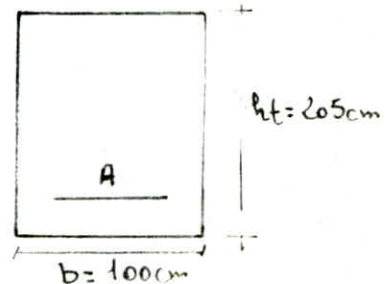
$$H = 64,34 \text{ t}$$

$$M = -252,617 \text{ tm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 130,61 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = 34,17 \text{ cm} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$$\text{Acier } \phi \leq 20 \text{ mm} \quad \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{\text{ten}} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad (2^{\text{e}} \text{ genre})$$

$$e_0 > \frac{h_t}{6} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 1,5 (2 \bar{\sigma}'_{b_0}) = 275,13 \text{ kg/cm}^2$$



... vérifiée en section en flexion simple avec un moment fictif:
 $M = N \cdot f$

$$f = e_0 + \frac{1}{2} h t - d \quad d = 5 \text{ cm} \Rightarrow h = 200 \text{ cm}$$

$$\text{A.N: } f = 228,11 \text{ cm}$$

$$M = 441,18 \text{ tm}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \alpha \bar{\sigma} b h^2$$

$$\text{avec } \alpha = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}'_b}{15 \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,495 \text{ et } \bar{\sigma} = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,834$$

$$M_{rb} = 2273,8 \text{ tm} > M \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armatures comprimées}$$

$$A_s = \frac{M}{\bar{\sigma} \bar{\sigma}'_a h} = 62,97 \text{ cm}^2$$

La section réelle nécessaire est $A = A_s \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}'_a} = 16,92 \text{ cm}^2$

Soit 6T20 ($A = 18,84 \text{ cm}^2$)

Comme le moment peut agir dans les 2 sens, on mettra des armatures symétriques et de même valeur que A
 $A = A' = 6T20$

Armatures transversales

en condition normale $T = H = 43,3 \text{ t}$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b z} \text{ avec } z = \frac{7}{8} h \quad \text{A.N: } \bar{\sigma}_b = 2,47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}_b \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 26,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}'_b$$

on prend un cadre T12 ($A_t = 226 \text{ cm}^2$)

$$\bar{\sigma}'_{at} = \beta_{at} \cdot T_{en} \text{ avec } \beta_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3}, \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}'_b} \right) \right\} = 0,924$$

$$\text{et } \bar{\sigma}'_{at} = 4048,9 \text{ kg/cm}^2$$

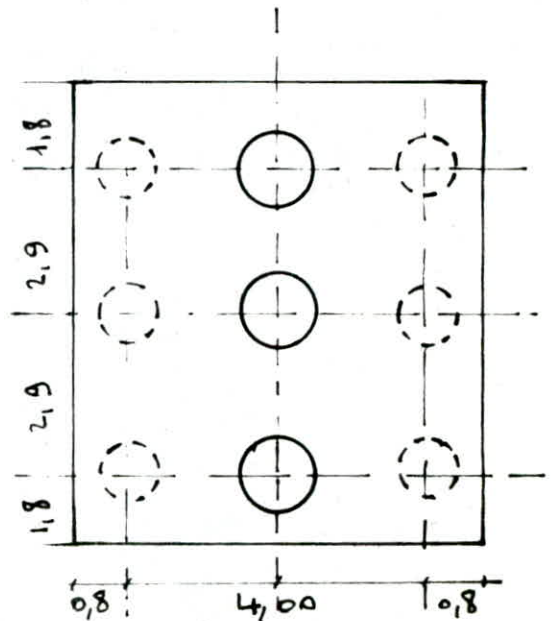
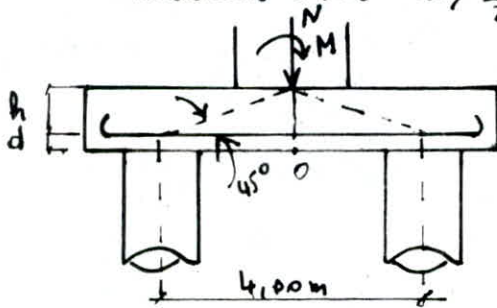
$$t \leq \frac{A_t z \bar{\sigma}'_{at}}{T} = 36,98 \text{ cm} \text{ et } E = \min \left\{ 0,2 h; \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) h \right\} = 40 \text{ cm}$$

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

Calcul des éléments des fondations

1. Semelle de liaison des Pieux de la fondation de la pile
On utilisera la méthode des Bielles: document S.E.T.R.A

- la semelle est un massif déformable
- épaisseur de la semelle $h_t = 1,5 \text{ m}$
- l'inclinaison des bielles ne doit pas dépasser 45°
hauteur utile $h > \frac{l}{2} - \frac{b}{4} = \frac{4}{2} - \frac{2}{4} = 1,5 \text{ m}$



l'épaisseur de la semelle sera donc:
 $h_s = h + d = 1,5 + 0,1 = 1,6 \text{ m}$

la section d'armatures inférieures transversales A_i à un couple de poutre est: $A_i = \frac{R_{max}}{\sigma_a} \left(\frac{e l_2 - b l_4}{h} \right)$

Calcul de R_{max}

Poids propre: $2,5 \times 5,6 \times 9,4 \times 1,6 = 210,56 \text{ t}$
surcharge du remblai sur la semelle: $2 \left[5,6 \times 9,4 - \frac{3\pi(1,2)^2}{4} \right] = 98,48 \text{ t}$

• Condition normale:

$$N = \frac{1}{3} [210,56 + 98,48 + 1072,285] = 460,44 \text{ t}$$

$$M = \frac{1}{3} 121,65 = 40,54 \text{ t.m.}$$

•• Condition sismique:

$$N = \frac{1}{3} (997,22 + 98,48 + 1,07 \times 210,56) = 437,71 \text{ t}$$

$$M = \frac{1}{3} 1885,64 = 628,55 \text{ t.m.}$$

• Condition normale:

$$R_{min} = N/2 - M/4 = 240,355 \text{ t}$$

$$R_{max} = N/2 + M/4 = 250,49 \text{ t}$$

•• Condition sismique

$$R_{min} = 61,71 \text{ t}$$

$$R_{max} = 375,99 \text{ t}$$

Ferrailage.

dans le sens transversal.
(en condition normale)

$$R_{max} = 250,49t \quad \bar{\sigma}_u = 2667 \text{ kg/cm}^2$$

- armatures inférieures

$$A_1 = \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_u} \frac{(l/2 - b/4)}{h} \quad \text{A.N.} \quad A_1 = 108,37 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend } A_1 = 14T32 = 112,56 \text{ cm}^2$$

ces armatures seront placées dans des bandes axées sur les pieux (poutres incorporées) espacées de 18cm, entre les poutres incorporées on placera des armatures de répartitions. $A'_1 = \frac{1}{3} A_1 = 5T32$.

- armatures supérieures

ces armatures sont prises forfaitairement.

$$A_1/8 \leq A_s \leq A_1/3 \quad \text{on prend } 2T32 :$$

Vérification des contraintes sous l'effet du seisme:

$$\bar{\sigma}_a = \frac{R_{max}}{A_1 h} (l/2 - b/4) \leq \bar{\sigma}_e = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{A.N.} \quad A_1 = 112,56 \text{ cm}^2 \quad R_{max} = 375,99t$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{375,99 \cdot (4/2 - 2/4)}{112,56 \times 1,6} = 3132 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_e = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

armatures longitudinales.

ces armatures sont disposées dans le sens de la longueur de la semelle

$$\text{armatures inférieures: } A_{2i} = \frac{A_1}{3} = 5T32$$

$$\text{armatures supérieures: } A_{2s} = \frac{A_1}{3} = 5T32$$

ces armatures sont des armatures de répartition.

Vérification des contraintes de compression des Bielles

$$\text{au niveau du poteau: } \sigma'_b = \frac{N}{B \sin^2 \theta} \leq 0,6 \sigma'_j$$

$$\text{A.N.} \quad \theta = 45^\circ \quad N = 250,49t$$

$$B = 17T^2 = 3141,59 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = 16 \text{ kg/cm}^2 \leq 0,6 \sigma'_j = 184 \text{ kg/cm}^2$$

au niveau du pieu. $B_1 = 11310 \text{ cm}^2$

$$\sigma'_b = 22,14 \text{ kg/cm}^2 \leq 184 \text{ kg/cm}^2$$

les contraintes sont vérifiées.

II Etude des Pieux

2.1 Capacité portante des Pieux

hypothèses:

- des pieux sont ancrés dans un sol dur, par conséquent ils travaillent en pointe
- Pour être du côté de la sécurité on négligera la résistance par frottement dans le calcul de la force portante des pieux

ainsi la force portante admissible d'un pieu est:

$$\overline{Q}_p = \frac{Q_p}{F_s}$$

avec: F_s coefficient de sécurité
 Q_p : résistance en pointe du pieu

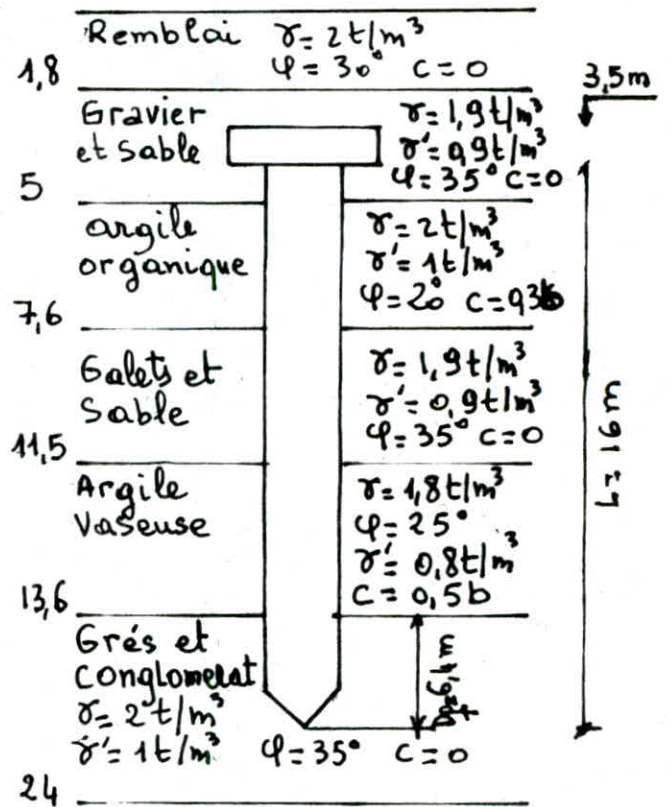
$$Q_p = \frac{\pi B^2}{4} [N_q \sum \sigma_i D_i + 1,3 C N_c]$$

B : diamètre du pieu = 1,2 m

σ_i : masse volumique de la couche i traversée par le pieu

C : la cohésion de la couche où le pieu est ancré $C=0$

N_q, N_c : coefficients dépendant des caractéristiques mécaniques de la couche où le pieu est ancré d'après le Tableau de Kerisel-Cagnot pour $\varphi=35^\circ$. $N_q=33,3$; $N_c=48,1$



2.2. calcul de la hauteur critique.

$$h_c = \frac{B}{4} N_q^{2/3} \quad \text{A.N.} \quad h_c = 3,09 \text{ m} < D_p = 6,4 \text{ m.}$$

et $Q_p = 568,4 \text{ t}$

en réalité la valeur de Q_p est plus importante que celle calculée par la formule. (on reste ainsi du côté de la sécurité)

2.3.1 force admissible des pieux: $\overline{Q}_p = 284,2 \text{ t}$ (avec $F_s = 2$)

2.3.2 Justification des Pieux

2.3.2.1 Pieux sous Piles

on a 6 pieux repartis en 2 files (2x3)

on doit vérifier que: $Q_6 + Q_3 \leq \overline{Q}_p$

Q_6, Q_3 efforts normale dus aux charges permanentes et surcharges routières.

alors $Q_G + Q_S < Q_P = 284,2t$

- condition sismique:

$Q_G + Q_S = 323,34t$
 et $Q_G + Q_S < 1,33 \bar{Q}_P = 377,9t$

2.3.2.2 Pieux sous culées

on a 6 pieux répartis en 2 files (2+3) au niveau de la culée
 on a une surcharge de remblai de hauteur plus ou moins importante, ce remblai est un sol qui se compose de couches compressibles, les couches vont donc se tasser

3. évaluation du tassement

en raison du manque de résultats de différents essais pour chaque couche, on calcule le tassement par la méthode classique. on considère que le sol est élastique, homogène et isotrope d'où on peut considérer que l'élasticité est linéaire.

Dans ce cas la surcharge à considérer est la surcharge du remblai, c'est une surcharge uniformément répartie sur une largeur de: 10,08m et une longueur infinie.
 La contrainte σ en un point situé à une profondeur z à la verticale du centre de la bande est:

$$\sigma = \frac{q}{\pi} (2\theta_0 + \sin 2\theta_0)$$

avec $\tan \theta_0 = \frac{A}{2z}$ $A = 10,08m$

$q = \sigma h = 2 \times 7 = 14t/m^2$

on prend $E_{rd} = 100 kg/cm^2$ correspondant à l'argile molle

Couche ① $z_1 = 3,2 \Rightarrow \tan \theta_1 = 1,687 \Rightarrow \theta_1 = 1,032 rad$
 $\sigma_1 = 1,3 kg/cm^2$

$z_2 = 5,8m \Rightarrow \tan \theta_2 = 0,93 \Rightarrow \theta_2 = 0,752 rad$
 $\sigma_2 = 1,11 kg/cm^2$

tassement de la couche ② $\Delta h_2 = \frac{h_2 (\sigma_1 + \sigma_2)}{E_{rd}} = 6,266 cm$

Couche ④ $z_1 = 9,7m \Rightarrow \theta_1 = 0,52 rad$
 $z_2 = 11,8m \Rightarrow \theta_2 = 0,429 rad$
 $\sigma_1 = 0,824 kg/cm^2$ et $\sigma_2 = 0,72 kg/cm^2$

tassement de la couche ④: $\Delta h_4 = \frac{h_4 (\sigma_1 + \sigma_2)}{E_{rd}} = 3,24 cm$

tassement total de la fondation:

on a. $2cm < \Delta h < 10cm$ selon les documents SETRA
 $\Delta h = \Delta h_2 + \Delta h_4 = 9,506 cm$

Gravier et sable	3,2	①
argile organique	9,7	②
Galets et sable	3,5	③
Argile vaseuse	11,2	④
Grès et conglomérat	10,4	⑤

effort au venant aux pieux

Condition normale	H(t)	N(t)	d(m)	M ₀ (t.m)
chevête		182,655		
Mur garde grève + corbeau		26,13	0,75	19,6
Murettes en rebou		96,14	3,38	324,95
Surcharge du remblai sur la dalle de Transition		21	0,925	19,425
Dalle de Transition		13,125	0,925	12,14
Poids propre du Tablier		216,14	0,325	-70,24
Vais		68,74		
Surcharges routière (convoit)		153,653	0,325	-49,94
Poussée des Tides	9,25		6,22	-567,57
Variation linéaire du Tablier	33,45		7,83	-261,91
Freinage	4,35		7,83	-34,06
Semelle		228,81		
Tide sur la Semelle.		480		

les efforts en "0" combinaison 1 ± g_{max}.

(1) $H = 129,05t$ $N = 1332,74t$ $M = -557,425t.m$

(2) $H = 124,7t$ $N = 1486,393t$ $M = -573,305t.m$
(sans freinage)

Justification de l'usage de la culée

$$R_{max} = \frac{N}{6} + \frac{M}{3 \cdot d} = 264,875t = Q_G \text{ et } Q_S = 29,77$$

$$Q_G + Q_S > \overline{Q_P} = 176,2t$$

L'effort de sollicitation dépasse la capacité portante du pieu, ainsi on est ramené à augmenter le nombre de pieux. On prendra 8 pieux
On garde les mêmes efforts que ceux calculés précédemment (pour 6 pieux) on reste toujours dans la sécurité.

renouillage de la semelle de liaison des pieux sous culée

La semelle sera appuyée sur 8 pieux comme indiqué sur le schéma ci après.

Dans le sens transversal :
on calcule le moment dans la section
située à une distance $a/4$ de l'axe
du voile

$$(1) H = 129,05/8 = 16,13t$$

$$R_{max} = \frac{1332,74}{8} + \frac{544,775}{4+4} = 200,64t$$

$$R_{min} = \frac{1332,74}{8} - \frac{544,775}{4+4} = 132,54t$$

$$(2) H = \frac{124,7}{7} = 17,81t$$

$$R_{max} = 220,81t$$

$$R_{min} = 150,68t$$

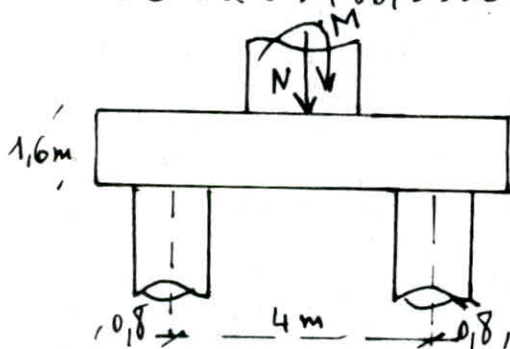
efforts réduits à la base de la culée

$$M_{total} = 561,085t.m$$

$$N_{total} = 1486,333t$$

$$\Rightarrow Q_{max} = \frac{M}{8} + \frac{H}{4+4} \quad A \rightarrow Q_{max} = 220,87t$$

$$M\left(\frac{a}{4}\right) = Q_{max}\left(\frac{a}{2} - \frac{a}{4}\right) = 220,87t.m$$



$$A_1 = \frac{M}{z \sigma_a} \quad \sigma_a = 2667 \text{ kg/cm}^2$$

$$A.N. \quad A_1 = 63,09 \text{ cm}^2$$

$$z = 7/8 \times 150 \quad \text{on prend } 8T32 = 64,34 \text{ cm}^2$$

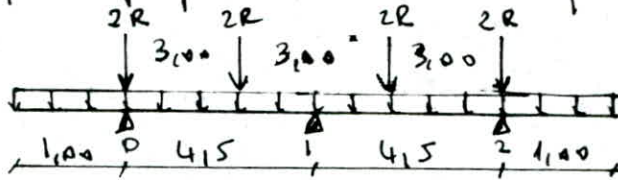
des armatures sont ajoutées sur
chaque couple de pieux, on mettra
entre chaque couple de pieux
3T32 (A'_1)

armatures inférieures : Soient - $A_s = 8T12$
- $A'_s = 3T32$.

• dans le sens de la longueur

La semelle sur 3 voiles est sollicitée par les réactions de pieux
 $R = \frac{N}{3} = 138,6 \text{ t}$

$q =$ poids propre de la semelle: $q = 20,8 \text{ t/ml}$



l'équation des trois moments donnent.

$$M_0 = -10,46 \text{ tm}$$

$$M_1 = -372,18 \text{ tm}$$

$$M_2 = -10,46 \text{ tm}$$

armatures supérieures.

Sur appui: $A_s = \frac{M}{z \sigma_a} \quad A-N \quad A_s = 106,32 \text{ cm}^2$

$$A_s = 22 \text{ T} 25 = 108,02 \text{ cm}^2$$

armatures inférieures. $A_i = \frac{A_s}{7} = 22 \text{ T} 10 = 17,27 \text{ cm}^2$

en travée

armatures supérieures: $11 \text{ T} 25 = 54,01 \text{ cm}^2$

armatures inférieures: $22 \text{ T} 10 = 17,27 \text{ cm}^2$

Vérification au non poinçonnement de la semelle de la culée

condition à vérifier $\tau_b = \frac{P}{b_0 z} < \bar{\tau}_b$

$$b = h_s + \phi = 1,6 + 1,2 = 2,8 \text{ m}$$

$$P = Q_{max} = 220,81 \text{ t}$$

$$z = 7/8 h = 7/8 \cdot 150$$

A.N. $\tau_b = 4,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 7,65 \text{ kg/cm}^2$

III moments le long du pieu (condition normale)

Les moments le long du pieu sont déterminés par la méthode de Winkler. Les pieux sont considérés comme encastres dans la semelle rigide. La rotation en tête du pieu est nulle ($\varphi = 0$)

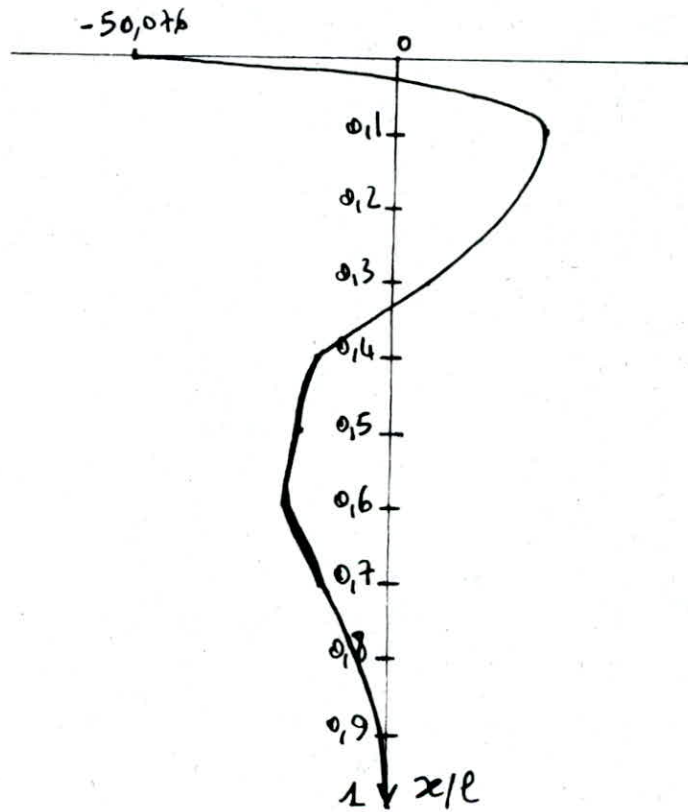
Le moment en tête du pieu: $M^* = \frac{\gamma \varphi H^* \cdot H^*}{\chi \varphi H^* \cdot \lambda}$

Le moment le long du pieu: $M(z) = H^* \chi \omega H^*(z) + \frac{H^*}{\lambda} \chi \omega H^*(z)$

avec $H^* = 16,13 \text{ t}$ $M^* = -50,076 \text{ tm}$ $\frac{H^*}{\lambda} = 60,638$

$$-v_w \dots (4) = -50,076 y_{WH}(\alpha) + 60,650 y_{WH}(\alpha)$$

α	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
y_{WH}	0,4	0,62	0,58	0,6	0,43	0,28	0,15	0,06
y_{WH}	0,98	0,84	0,58	0,46	0,28	0,15	0,08	0,02
$M(\alpha)$	39,24	19,7	5,95	-2,33	-4,68	-5	-2,7	-1,8



description > comique	H(t)	N(t)	d(m)	M ₀ tm
chevêta 182,65 × $\frac{1,07}{0,93}$		195,43 169,87	—	
Mur grande grève + corbeaux 26,14 × $\frac{1,07}{0,93}$		27,95 24,30	0,75	20,962 18,225
Murette en retour 96,14 × $\frac{1,07}{0,93}$		104,86 89,41	3,38	347,666 304,205
Surcharge du zambou 21 × $\frac{1,07}{0,93}$		22,47 19,52	0,925	20,784 18,056
dalle de transition 13,125 × $\frac{1,07}{0,93}$		14,04 12,20	0,925	12,987 11,285
Poids propre du Tablier 216,14 × $\frac{1,07}{0,93}$		236,26 201,01	0,325	-75,159 -65,328
Voiles 68,74 × $\frac{1,07}{0,93}$		73,55 63,92	—	
Surcharges routières (Lanvoïd)		153,65	0,325	-49,936
Poussi des pneus	7466		6,22	-464,385
Variation linéaire du Tablier	33,45		7,83	-261,913
Freinage	4,35		7,83	-34,06
Semelles 227,8 × $\frac{1,07}{0,93}$		244,81 212,78	—	
Poids de la tene sur la Semelle 480 × $\frac{1,07}{0,93}$		513,6 446,4	—	
Seisme 33,54 + 1116,63 × 0,1	145,11		6,85	-994

Combinaison du 2^e genre.

(1) $H = 257,57t$ $N = 1239,39t$ $M = -1469,915tm$

(2) $H = 253,22t$ $N = 1579,6t$ $M = -1442,994tm$

des efforts en tête d'un pieu sont.

(1) $H = 321,96t$ $R_{max} = 246,793t$ $R_{min} = 63,054t$

(2) $H = 31,652t$ $R_{max} = 287,637t$ $R_{min} = 107,263t$
moments le long du pieu.

$H^p = 31,2t$ $M^p = -99,96tm$ $\frac{H^p}{\lambda} = 121,05$

$M(z) = -99,96 \psi_{wn^p}(z) + 139,62 \psi_{wH^p}(z)$

x	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
v_{wHP}	0,4	0,62	0,58	0,6	0,43	0,28	0,15	0,06
v_{wHP}	0,98	0,84	0,58	0,46	0,28	0,15	0,08	0,02
$M(x)$	96,84	55,305	23	4,25	-3,89	-7,04	-3,82	-3,2

IV calcul des armatures

- condition normale.

$$M = -50,076 \text{ tm} \quad R_m = 132,54 \text{ t} \quad H = 16,13 \text{ t}$$

Det R, diamètre et rayon du pieu.

dL enrobage. = 6cm.

$$\sigma = \frac{d}{D} = \frac{6}{120} = 0,05.$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,37 \text{ m} > \frac{R}{4} = 0,15 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$e_0 = 0,37 \text{ m} \leq 0,375 D = 0,45 \text{ m} \Rightarrow \rho = 0,3(1 + 2,667 \frac{e_0}{R}) = 0,53$$

$$\text{d'où } \sigma'_b = 1,4 \times 1,4 \times 0,53 \times 300 = 159 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_e = \frac{N r}{M} = 1,58$$

$$K_b = \frac{M}{r \sigma'_b} = 0,008$$

Pour ces valeurs les tables donnent des valeurs (d'armatures) inférieure à celles prévues par le DTU (valeur minimale)

on prend alors $w = 0,6\%$.

$$\text{d'où } w = \frac{100 A}{\pi r^2} \Rightarrow A = \frac{\pi r^2 w}{100} \quad A.N.A = 22 \times 20 = 69,08 \text{ cm}^2$$

les 22 T20 seront espacés de 25cm.

V vérification des contraintes

- condition normale

$$M = 50,076 \text{ tm} \quad N = 132,54 \text{ t}$$

$$K_e = 1,58, \quad K_b = 0,15 \Rightarrow \sigma'_b = \frac{M}{K_b r N} = 46,36 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b = 159 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = 0,6\% \quad K = 9,478$$

$$\sigma_a = K \cdot \sigma'_b = 439,46 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

- condition sismique.

$$M = 99,96 \text{ tm} \quad N = 107,26 \text{ t} \Rightarrow e = \frac{M}{N} = 0,93 \text{ m} > \frac{R}{4} = 0,15 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

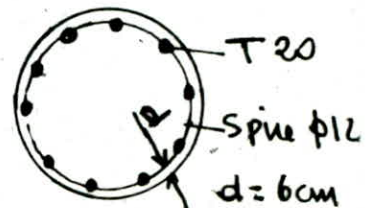
$$K_e = 0,64, \quad K_b = 0,402 \Rightarrow \sigma'_b = 115,2 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b = 159 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = 0,6\% \quad K = 26,22 \Rightarrow \sigma_e = 3019 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

* armatures transversales.

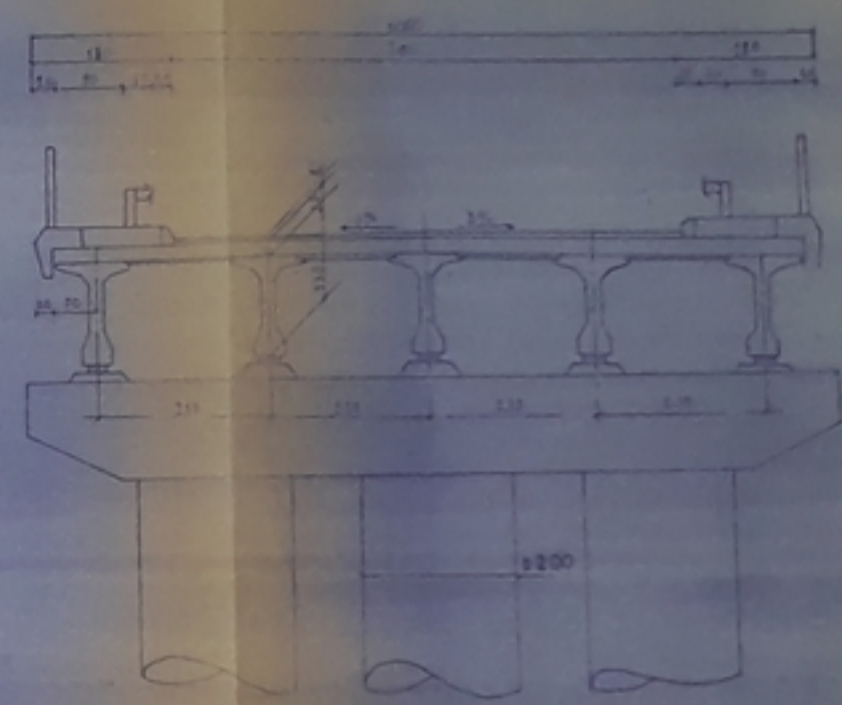
d' spiras $\phi 12$ comme armatures transversales.

en zone de recouvrement 1 spir $\phi 12$ tous les 10cm
en zone courante 1 spir $\phi 12$ tous les 15cm.

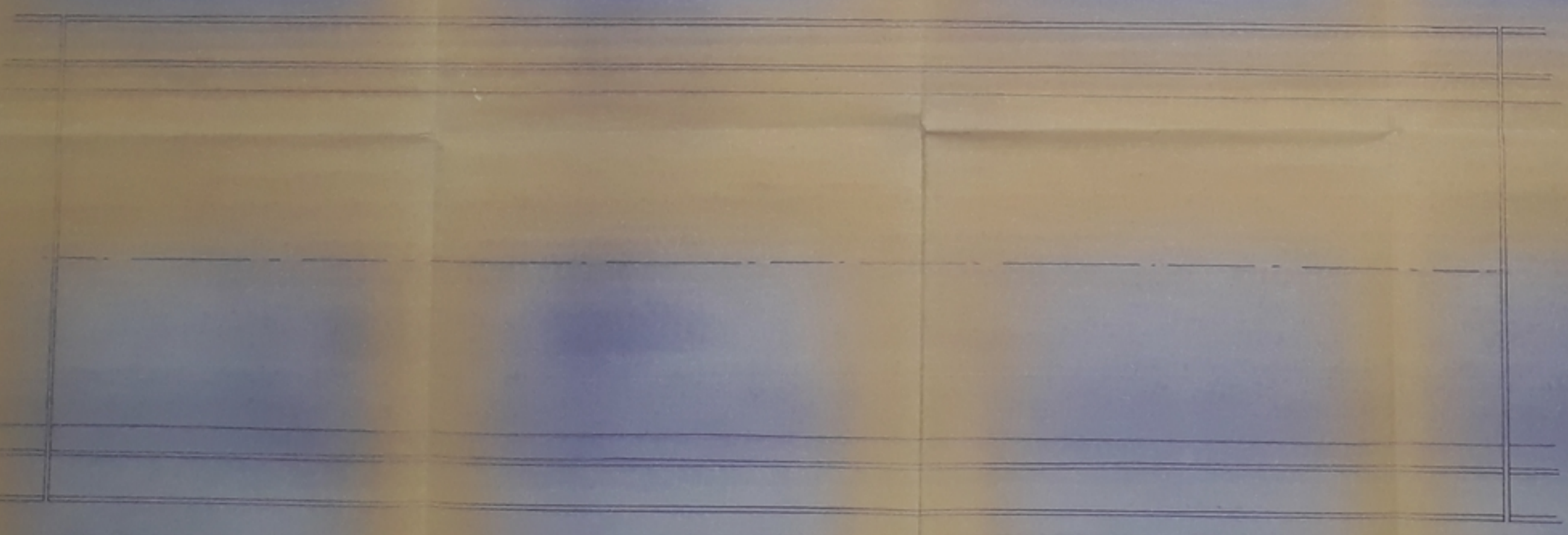


BIBLIOGRAPHIE

- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (C.C.B.A. 68)
- DREUX. G.
"Pratique du béton précontraint" édition Eyrolles, 1979
- BARES. MASSONNET
"Calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes"
- CHARON. P.
"Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé"
- DAVIDOVICI V.
"Béton armé, collection aide-mémoire" édition Eyrolles, 1979
- MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS
"Cahier des prescriptions communes"
- MINISTERE DES TRANSPORTS
"Instructions provisoires N° 1 et N° 2 sur l'emploi du béton précontraint"
- WERNER H.
"Beton und stahlbetonbau"
Hef. Bauaktiengesellschaft MÜNCHEN 1970
- S.E.T.R.A (Service d'études techniques des routes et autoroutes - (FRANCE)) Publication SETRA, octobre 1977



VUE EN PLAN éch. 1/50



160.5 m

A-J

PB0308
A.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE-CIVIL

PROMOTION JANVIER 87

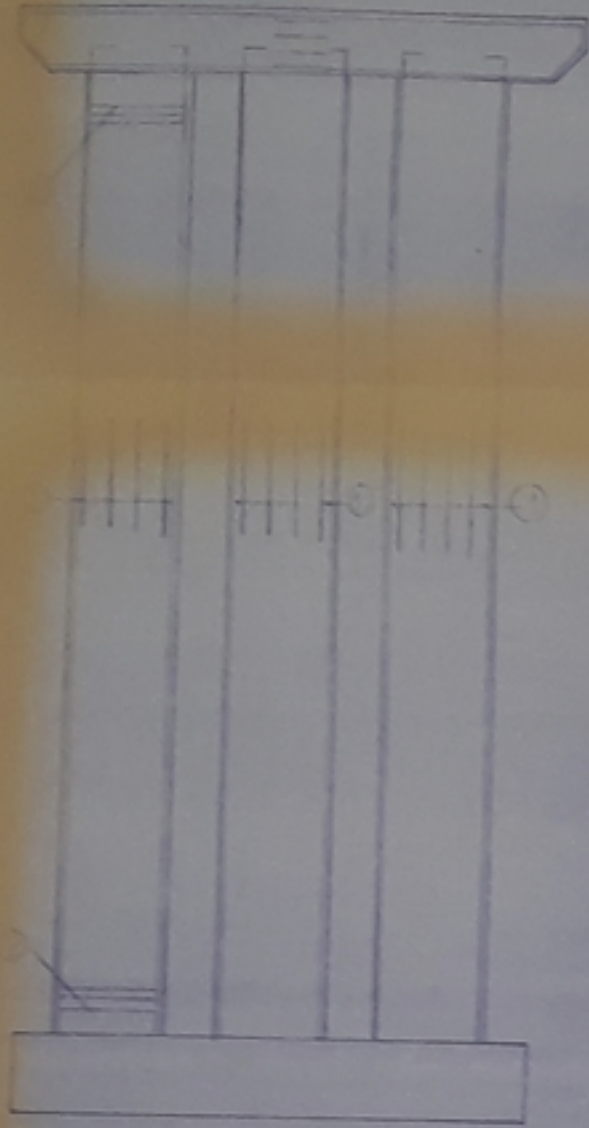
PROJET DE FIN D'ETUDES

pont à poutres multiples en béton précontraint

PROFESSEUR: [Signature]
MAITRE DE TRAVAIL: [Signature]

PROFESSEUR: [Signature]
MAITRE DE TRAVAIL: [Signature]

COUPE B-B éch 1/25

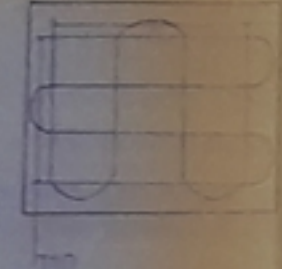
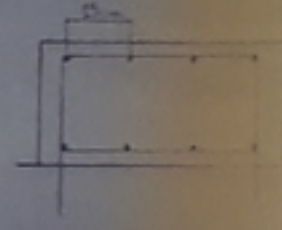


9.10

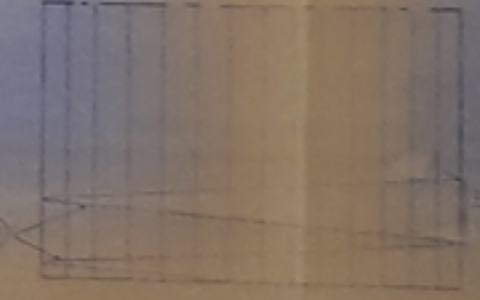
COUPE A-A éch 1/25



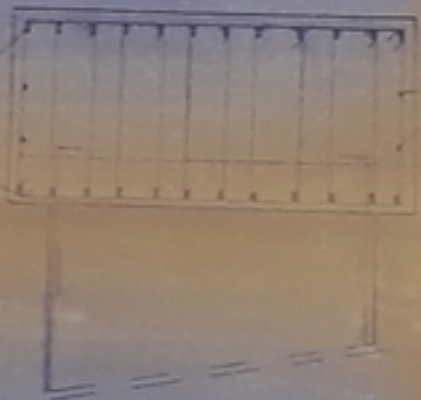
DES APPUIS



SPRES éch 1/25



DETAL III éch 1/25



COUPE C-C éch 1/25



98-03-08-

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROMOTION JANVIER 07

PROJET DE FIN D'ETUDES

PROFESSEUR RESPONSABLE

PROFESSEUR

PROFESSEUR

PROFESSEUR

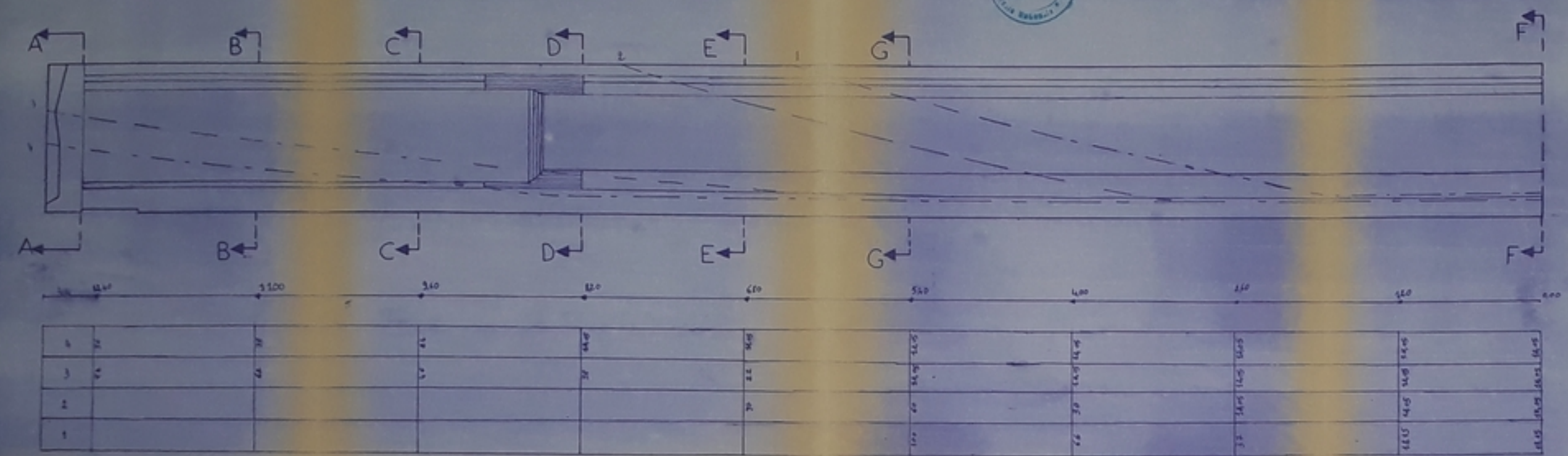
LAGDA

LAGDA

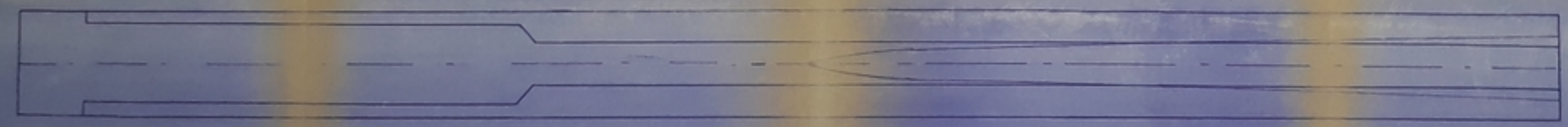
LAGDA



1/2 ELEVATION



DEVIATION EN PLAN



COUPE B.B

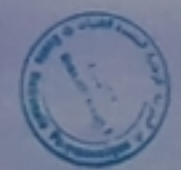
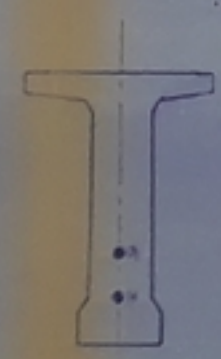
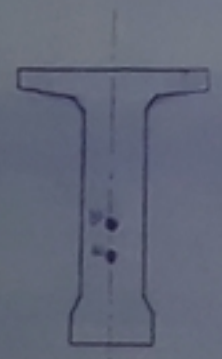
COUPE C.C

COUPE D.D

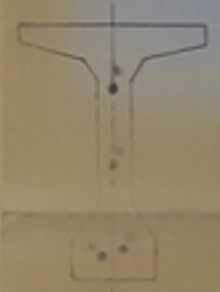
COUPE E.E

COUPE F.F

COUPE A.A



COUPE G.G



PR 03087
-3-

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE - CIVIL

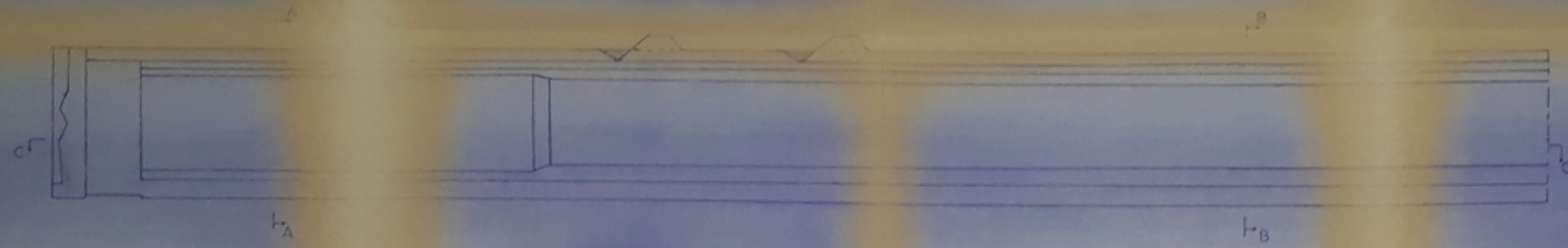
PROMOTION JANVIER 87

PROJET DE FIN D'ETUDES
pont à poutres multiples en béton précontraint

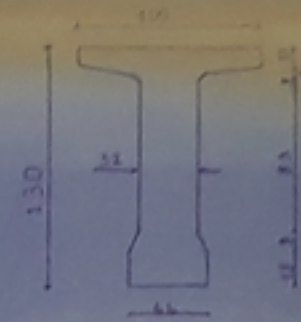
DESIGNATION: montage de la poutre préfabriquée
proposé par: ENGOA

révisé par: Mlle. Avenchoune
dessiné par: Mme. KHEFFAB

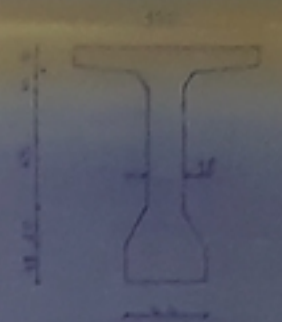
1/2 COUPE LONGITUDINALE ech:1/20



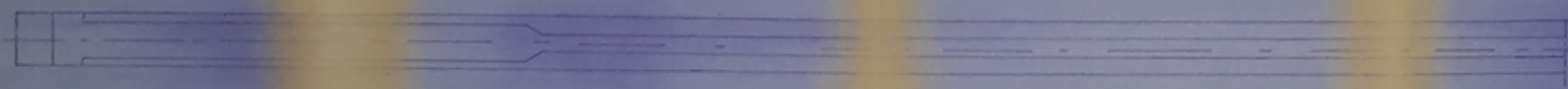
COUPE A-A ech:1/20



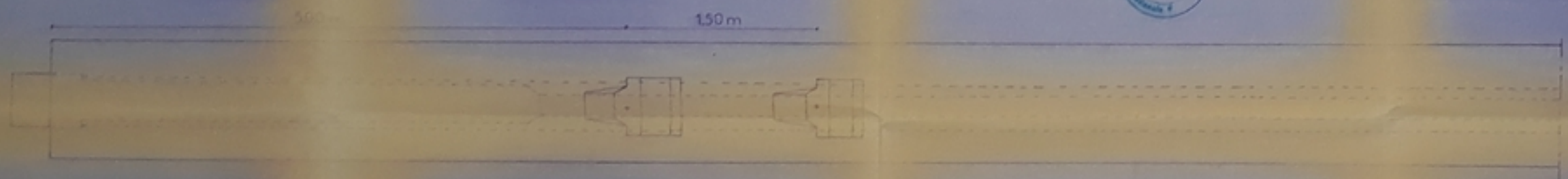
COUPE B-B ech:1/20



COUPE C-C ech:1/20

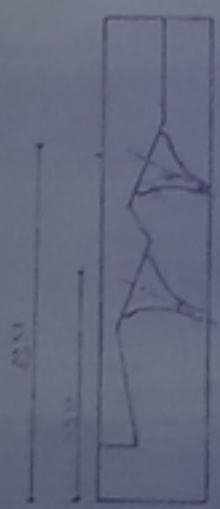


VUE DE DESSUS ech:1/20

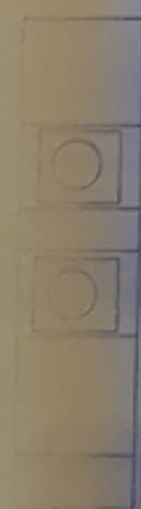


PLAQUES D'ABOUT PREFABRIQUES

COUPE ech:1/10

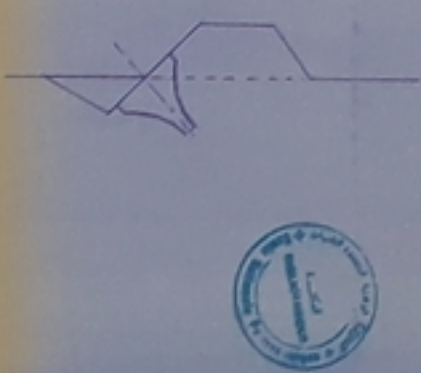


VUE DE FACE ech:1/10

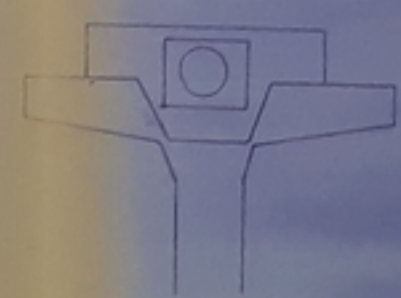


DETAIL DE SORTIE DE CABLES EN EXTRADOS

COUPE LONGITUDINALE ech:1/10



COUPE TRANSVERSALE ech:1/10



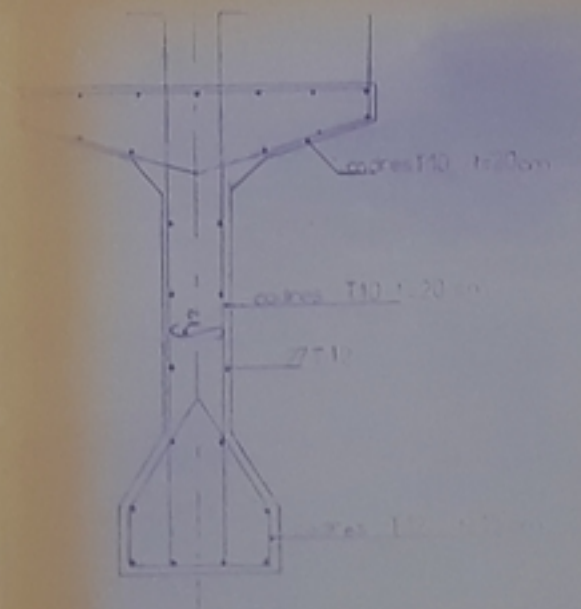
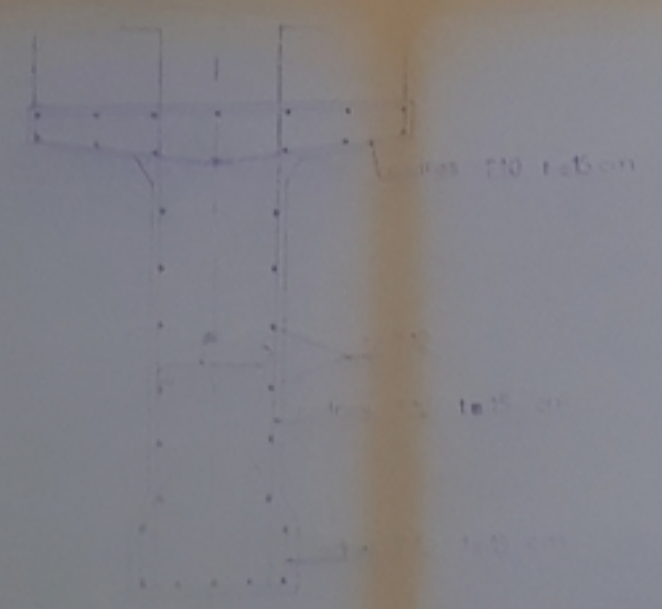
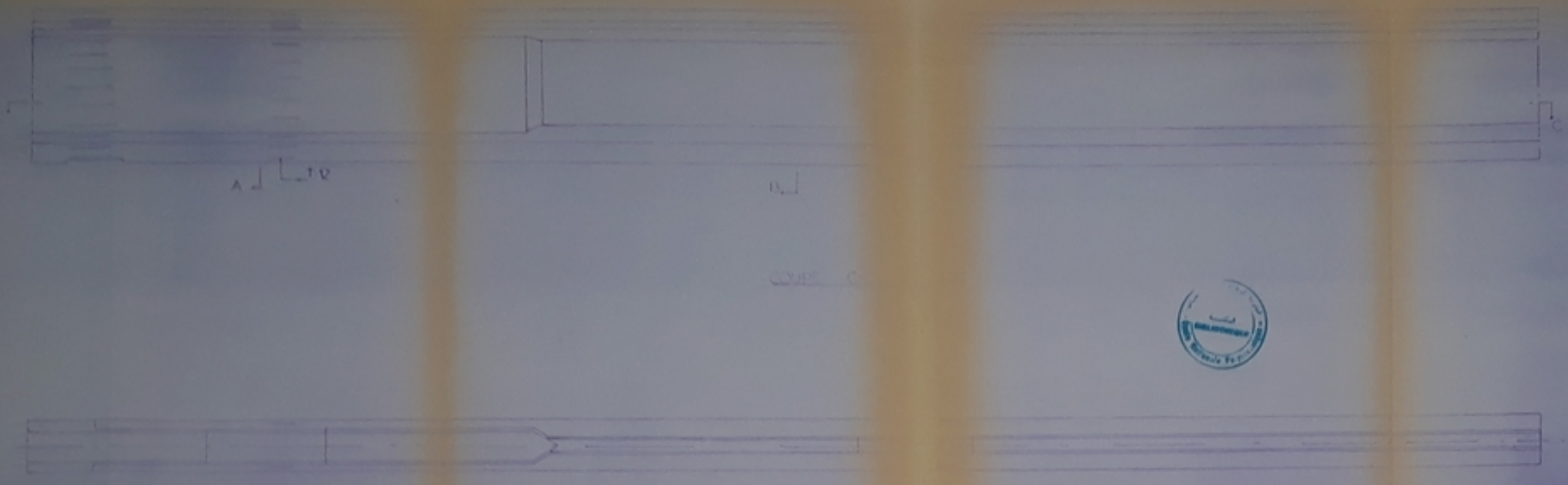
REPUBLICHE ALGERENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE-CIVIL

PROMOTION JANVIER 07

PROJET DE FIN D'ETUDES
pont a poutres multiples en beton precontraint

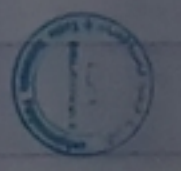
DESIGNATION edifige de la poutre	Preposé par ENGCA
Etudé par Moula Abderrahmane Sana Ferid	dirigé par Moula JETTAN



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

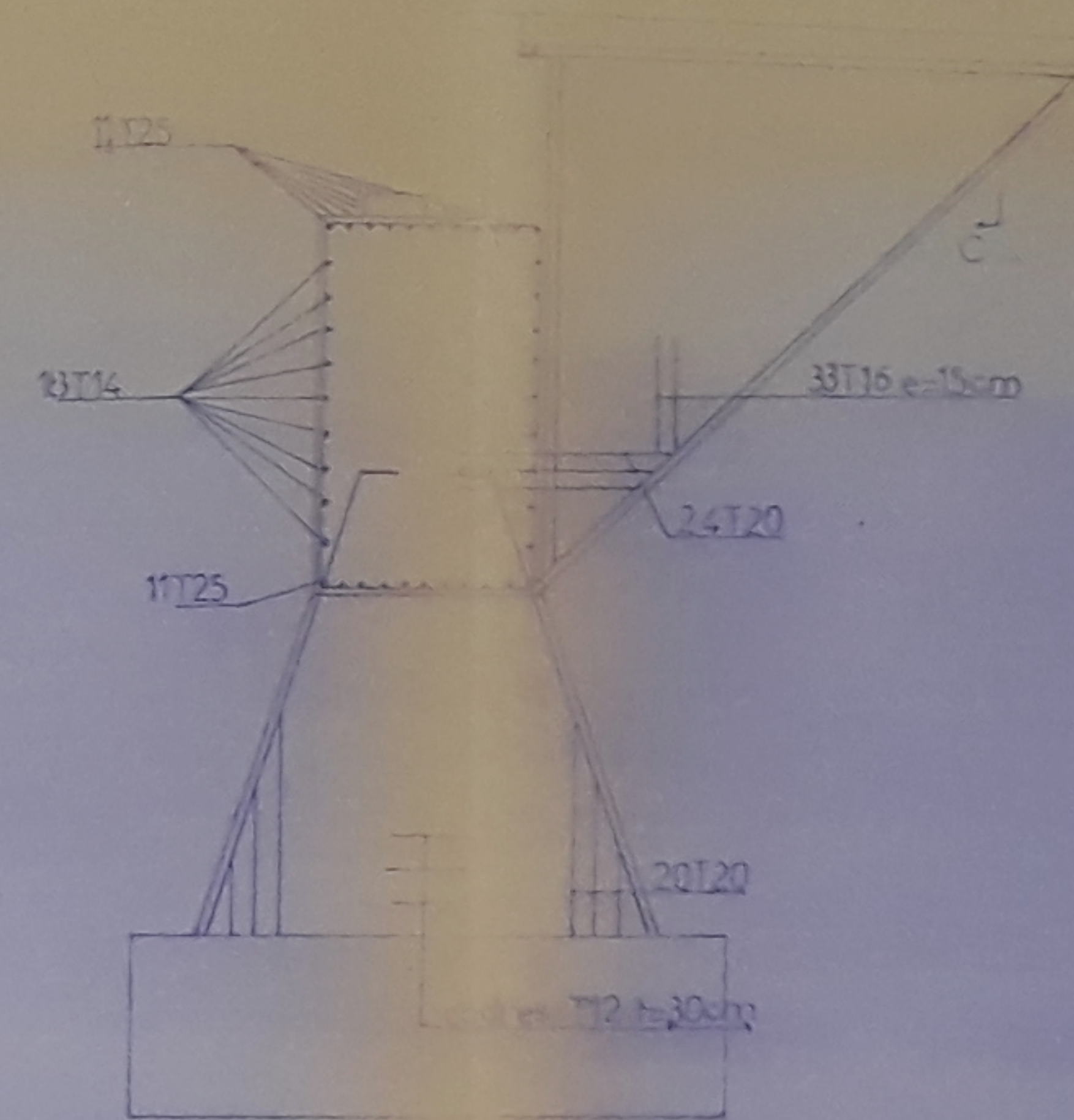
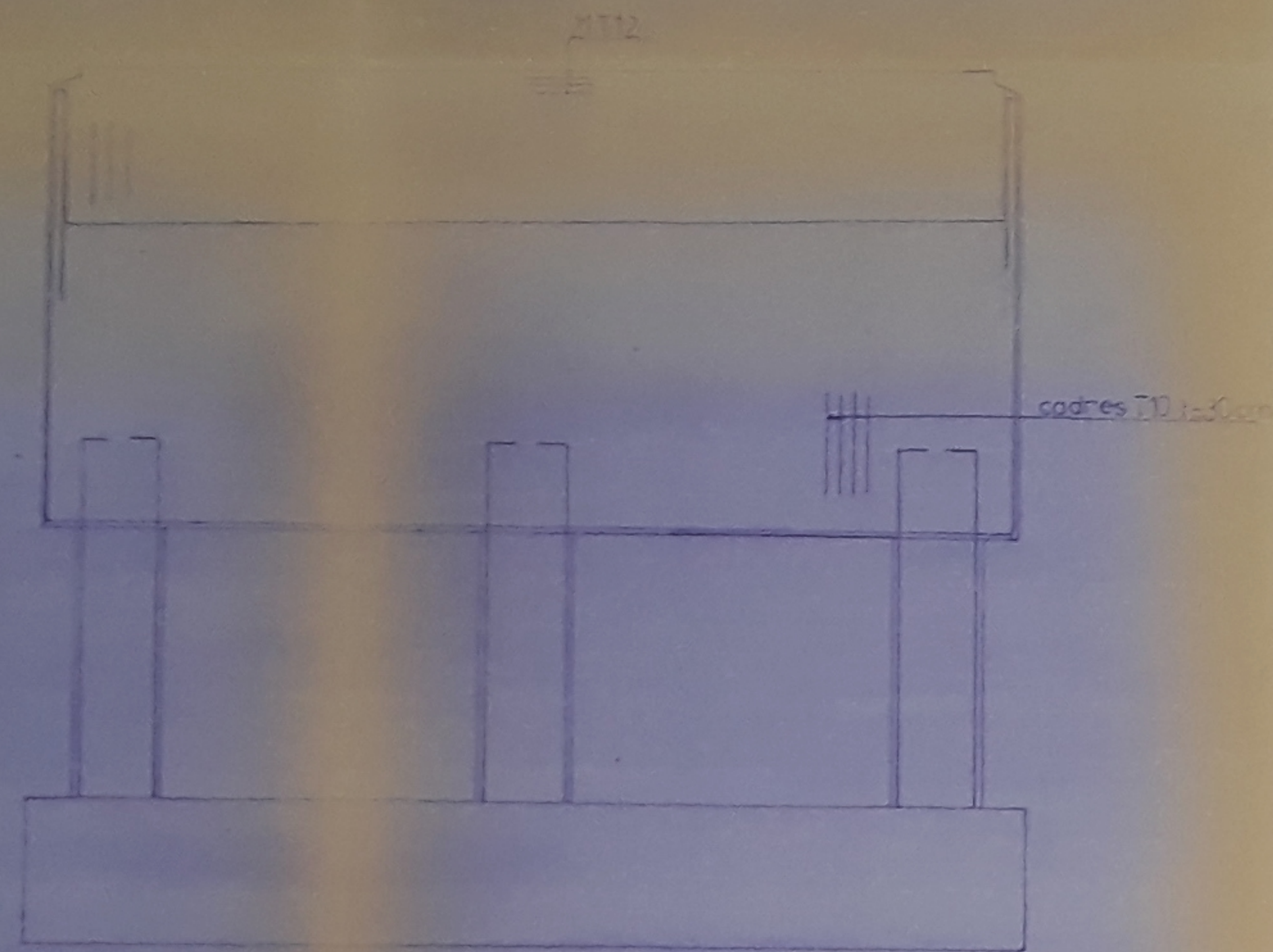
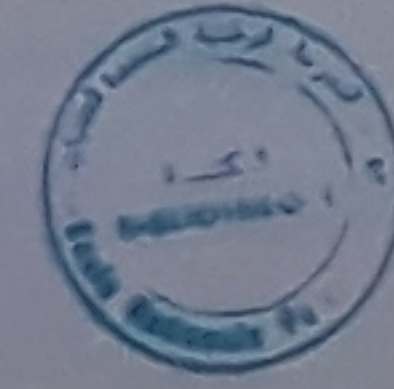
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROMOTION JANVIER 87



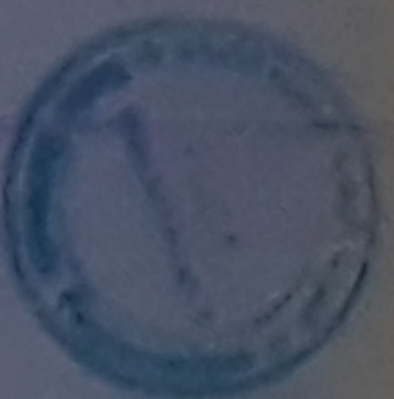
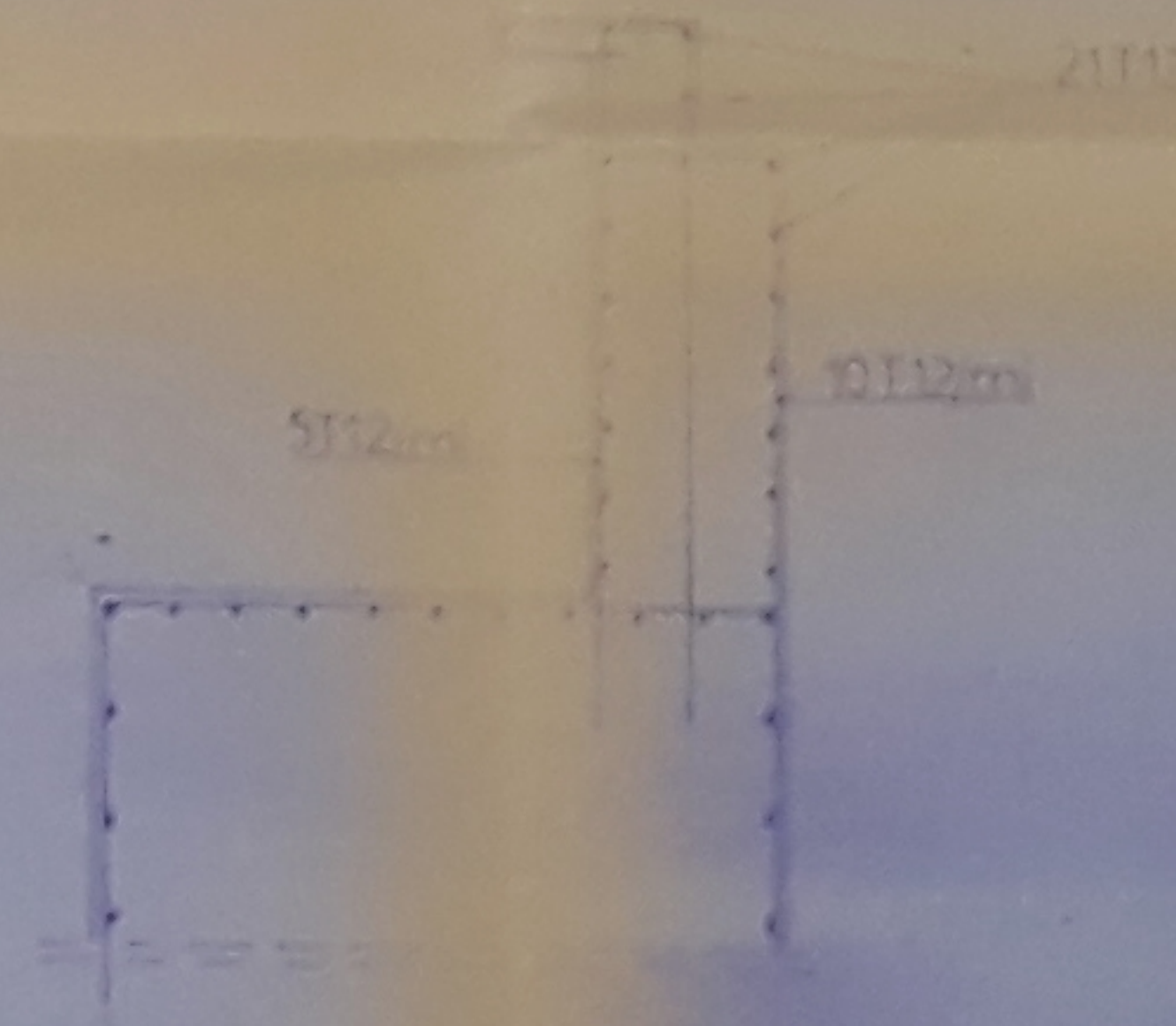
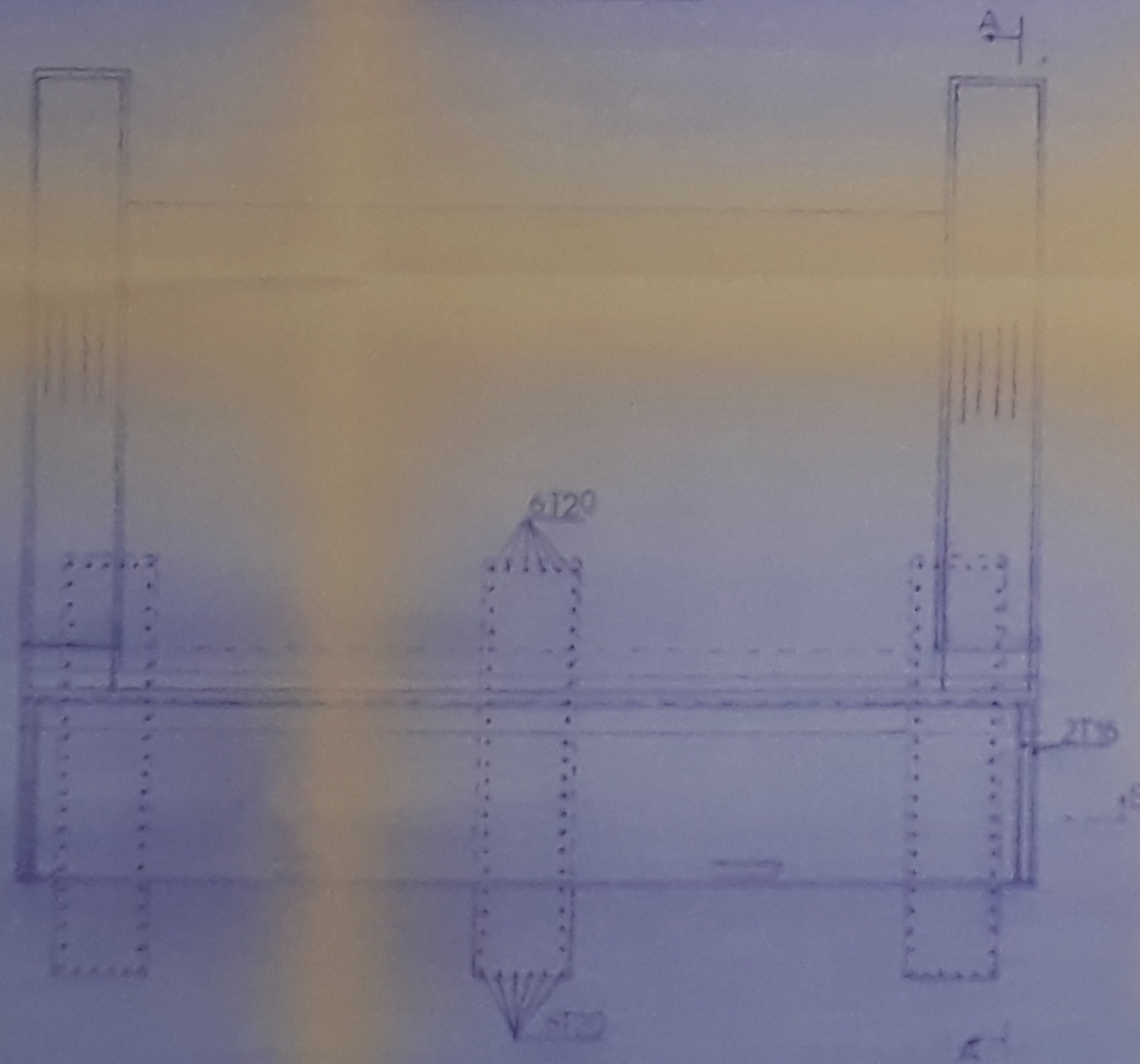
PROJET DE FIN D'ETUDES
Pont à poutres multiples en béton armé

NOMINATION	Proposé par
Maître de la poutre	ENGDA
Assistante technique	dirigé par
	une jury



VUE EN PLAN ech 1/30

DETAIL MUR GAINÉ GRÈVE ech 1/25



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GÉNÉRAL

PROMOTION JANVIER 67

PROJET DE FIN D'ETUDES

pour le bureau multiples en béton armé

PROFESSEUR RESPONSABLE: M. BOUAFIA

PROFESSEUR: M. BOUAFIA

PROFESSEUR: M. BOUAFIA

PROFESSEUR: M. BOUAFIA

PROFESSEUR: M. BOUAFIA

