

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

44/87

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : **GENIE CIVIL**

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

PONT A POUTRES MULTIPLES

EN BETON PRECONTRAIN

(EN PRE-TENSION)

Proposé Par : **SAPTA**

Etudié par :

T.KADRI

Dirigé par :

Mr ZOUKH

R. BOUDELLA

PROMOTION : **JUIN 87**

REMERCIEMENTS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Nous tenons, à remercier en premier lieu notre promoteur Mr ZOUKH pour l'aide et le suivi qu'il n'a cessé de nous apporter durant toute la durée de notre travail, à exprimer notre profonde gratitude à tous nos enseignants qu'ils soient du lycée, de Bab - Ezouar ou de l'Ecole Nationale Polytechnique .

Nos remerciements vont également à l'ensemble du personnel de la S.A.P.T.A et particulièrement à Mr BELMEHDI pour les conseils et l'assistance qu'il nous a apporté.

T. KADRI

R. BOUDELLA

DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Je dédie ce modeste travail

- à Mon père
- à Ma mère.
- à mes sœurs ; FATMA et NADIA
- à mes frères en particulier l'aîné ABDERAHMANE
- à mes amis ; AZEDDINE ; HAMID etc ...
- et à tous ceux qui me sont chers.

R. BOUDELLA

Je dédie le modeste travail en signe de respect et de reconnaissance

- à la mémoire de mon père
- à ma mère
- à ma grand mère
- à mon frère ZOUBIR, sa femme et son fils aîné MOHAMED-EL-YASSINE.
- à mes sœurs sans oublier : WARDA - NACÉRA et RAZIKA.
- et à tous mes amis (es).

T. KADRI

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PAGES:

.INTRODUCTION ET PRESENTATION DE L'OUVRAGE	-0
I .CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX	-1
II .CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS	-3
III .HYPOTHESES	-4
IV .FLEXION LONGITUDINALE DE LA TRAVEE	-11
V .REPARTITION DES EFFORTS DANS LES POUTRES	-16
VI .ETUDE DU PLATELAGE	-29
VII .ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE DES POUTRES	-40
VIII .VERIFICATION DES ABOUTS A LA MISE EN	-57
PRECONTRAINTTE	
IX .VERIFICATION DE LA FLEXION A L'ETAT LIMITE	-63
D'UTILISATION	
X .VERIFICATION DE LA FLEXION A LETAT LIMITE	-70
ULTIME	
XI .CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS	-74
XII .VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT	-80
XIII .CALCUL DES DEFORMATIONS	-84
XIV .DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS	-89
XV .ETUDE DE LA PILE	-94
XVI .ETUDE DE LA CULEE	-100

INTRODUCTION ET PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage d'art faisant l'objet de notre projet de fin d'études est un pont à poutres multiples en béton précontraint (pré-tension), il sera implanté à BEN AKNOUN, qui permettra la jonction BEN AKNOUN - ZERALDA.

Le pont est composé de deux (2) travées isostatiques et identiques de portée 24,50m chacune. La largeur totale du tablier est de 11,80m dont :

- Deux (2) voies de 4,00m de largeur chacune.
- Deux (2) trottoirs de largeur 1,90m chacun.

L'étude de l'avant projet nous a fourni les renseignements suivants :

A- Le tablier : est constitué par :

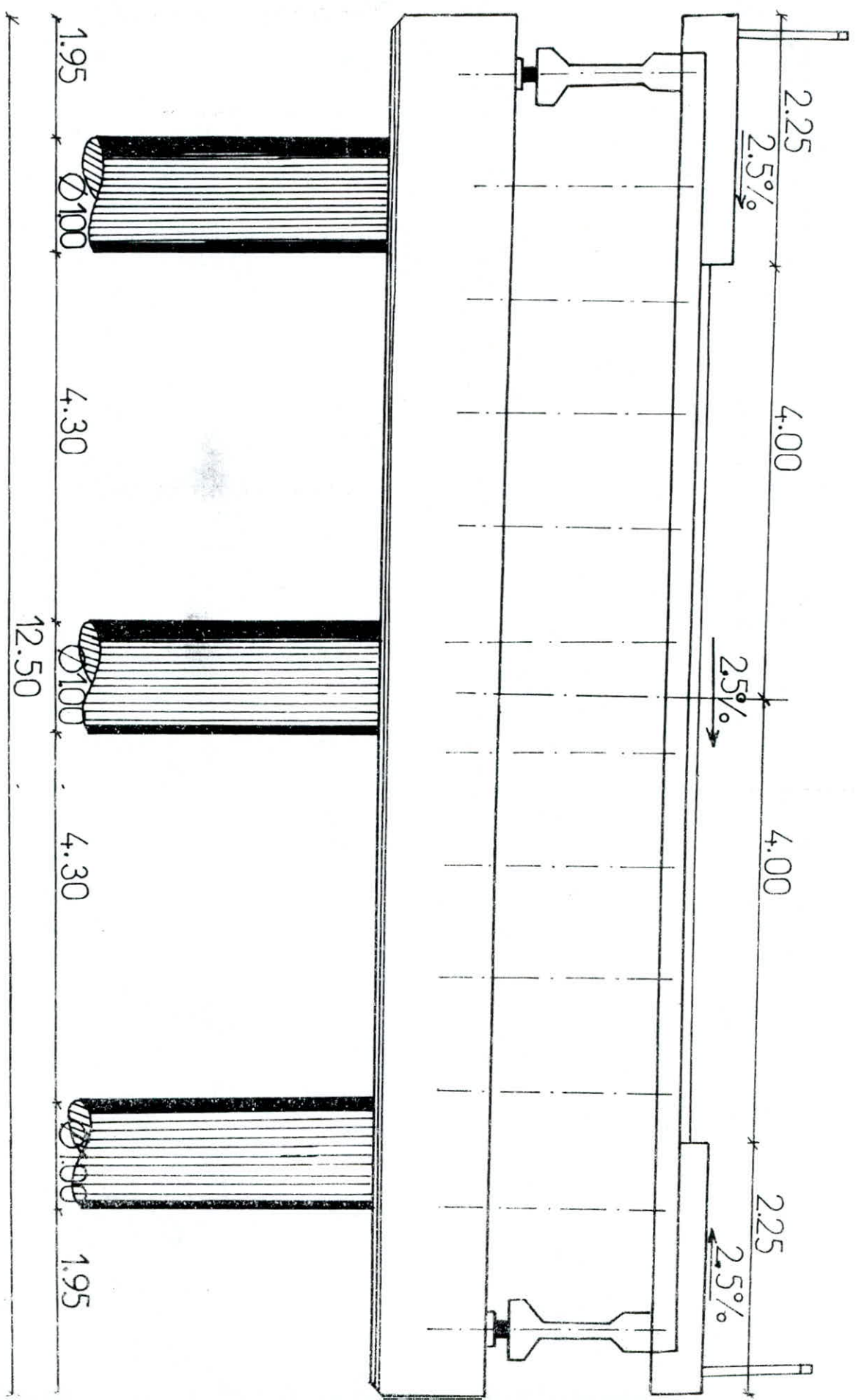
- Un hourdis de 20cm d'épaisseur en béton armé, coulé sur place avec un ripage de 2,5% recouvert d'une chape d'étanchéité et d'un revêtement en asphalte d'épaisseur 8cm.
- 12 poutres en béton précontraint (par-tension) à fils adhérents fabriquées dans une usine spécialisée située à ROUIBA.

B- Les appareils d'appui : Plaques en élastomères frettés conformément aux prescriptions des constructeurs. Ils sont fixés sur des dés (bossages prismatiques) en béton armé.

C- La pile : Appui intermédiaire située entre les 2 culées comporte un chevron en béton armé de longueur de 12,50m, supporté par 3 fûts de 1,00m de diamètre, les derniers reposant sur une semelle.

D- La culée : Elément essentiel dont le mur frontal et les murs en retour sont des voiles en béton armé, ces derniers reposant sur une semelle.

E- Nature du sol : Le sol où va reposer notre pont est un sol pulvérulent dont les diff^{tes} couches sont constituées de sable et gravier ($\bar{\sigma}_s \geq 3$ bars).



CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

A-BETON ARME :

A-1-BETON: Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux prescriptions réglementaires CCBA 68.

- Ciment CPA 325; dosage 400 kg/m³; contrôle strict, diamètre des plus gros granulats C_g = 25mm.

A-1-1 - CONTRAİNTE ADMISSIBLE DE COMPRESSION: (Art 94. CCBA 68).

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \delta \epsilon \sigma'_{28} \text{ avec } \sigma'_{28} = 300 \text{ bars.}$$

- α = coefficient dépend de la classe de ciment utilisé : $\alpha = 1$ (CPA 325).
- β = coefficient dépend de la nature du contrôle : $\beta = 1$ (Contrôle strict).
- δ = coefficient dépend de l'épaisseur relative des éléments et des dimensions des granulats $\delta = 1$ ($h_m > C_g$).
- ϵ = coefficient dépend de la nature des sollicitations : $\epsilon = 0,3$ (C.S); $\epsilon = 0,6$ (F.S).

• ϵ = coefficient dépend de la forme des sections : $\epsilon = 1$ (F.S pour section rectangulaire ou C.S \forall la formule de la section)

- En Compression Simple : $\bar{\sigma}'_{b0} = 1.1.1.0,3.1.300 = 90 \text{ bars}$

- En Flexion Simple : $\bar{\sigma}'_b = \left(\frac{1}{0,6} \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 300 \right) = 1.1.1.0,6.1.300 = 180 \text{ bars}$

A-1-2 - CONTRAİNTE ADMISSIBLE DE TRACTION : $\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \theta \sigma_{28}$; $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$

A-2 - Aciers:

- Armatures longitudinales : On utilise des aciers à haute adhérence (H.A).

$$FeE40A \Rightarrow \sigma_{\text{en}} = \begin{cases} 4200 \text{ kg/cm}^2 & \text{si } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 4000 \text{ kg/cm}^2 & \text{si } \phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$$

- Armatures transversales:

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_{\text{en}} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

* Contraîntes de traction et de compression pour les armatures longitudinales:

- Limite imposée par les caractéristiques mécaniques de l'acier:

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{\text{en}} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 & \text{si } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2666,67 \text{ kg/cm}^2 & \text{si } \phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$$

- Limite imposée par la condition de fissuration du béton : $\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{\text{en}} \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right. \end{array} \right.$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \cdot \frac{\hat{\omega}_f}{1 + 10 \hat{\omega}_f} \\ \sigma_2 = 2,4 \frac{k \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b \end{array} \right. ; \hat{\omega}_f = \text{pourcentage de fissuration} = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd}$$

$k = 10^6$: fissuration nuisible (préjudiciable)

$\eta = 1,6$ (Acier à H.A).

ϕ = diamètre de la plus grosse barre.

σ_1, σ_2 [en bars].

* Contraintes admissibles pour les armatures transversales: $\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en}$ avec $\rho_{at} = \begin{cases} 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} \\ 2/3 \end{cases}$
 avec $\tau_b \leq \begin{cases} 3,5 \bar{\sigma}_b & \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}_{b0} \\ (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}_{b0}}) \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}_{b0} < \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}_{b0} \end{cases}$

* Contrainte d'adhérence admissible: $\bar{\tau}_d = \begin{cases} 2 \psi_d \bar{\sigma}_b & \text{pour les poutres} \\ 2,5 \psi_d \bar{\sigma}_b & \text{pour les dalles et hourdis} \end{cases}$
 $\psi_d =$ Coefficient de scellement droit ($\psi_d = 1,5$ pour (Acier à H.A)).

* Contrainte d'adhérence admissible pour les ancrages: $\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$

B - BETON PRECONTRAINTE :

B-1 - C'est un béton dosé à 400 kg/m^3 ($E/c = 0,42$)

- Résistance caractéristique en compression au relâchement : $\sigma' = 270 \text{ bars}$.

- Valeur caractéristique en traction au relâchement : $\sigma = 6 + 0,06 \sigma' = 16,2 \text{ bars}$; ($\sigma' = 270 \text{ bars}$)

- Résistance caractéristique à 28 jours (en compression) : $\sigma'_{28} = 420 \text{ bars}$.

- Résistance caractéristique à 28 jours (en traction) : $\sigma_{28} = 31,2 \text{ bars} = 6 + 0,06 \sigma'_{28}$ (IP2)

Module d'élasticité instantané :

- A la mise en précontrainte, le module du béton est diminué de 30% du fait de l'étuvage : $0,7 \times 24000 \sqrt{\sigma'} = 276052,169 \text{ bars}$

- A 28 jours : $24000 \sqrt{\sigma'} = 394360,241 \text{ bars}$.

B-2 - Armatures de précontrainte : Les câbles utilisés sont des torons $T_{12,4}$ III TBR dont les caractéristiques sont les suivantes :

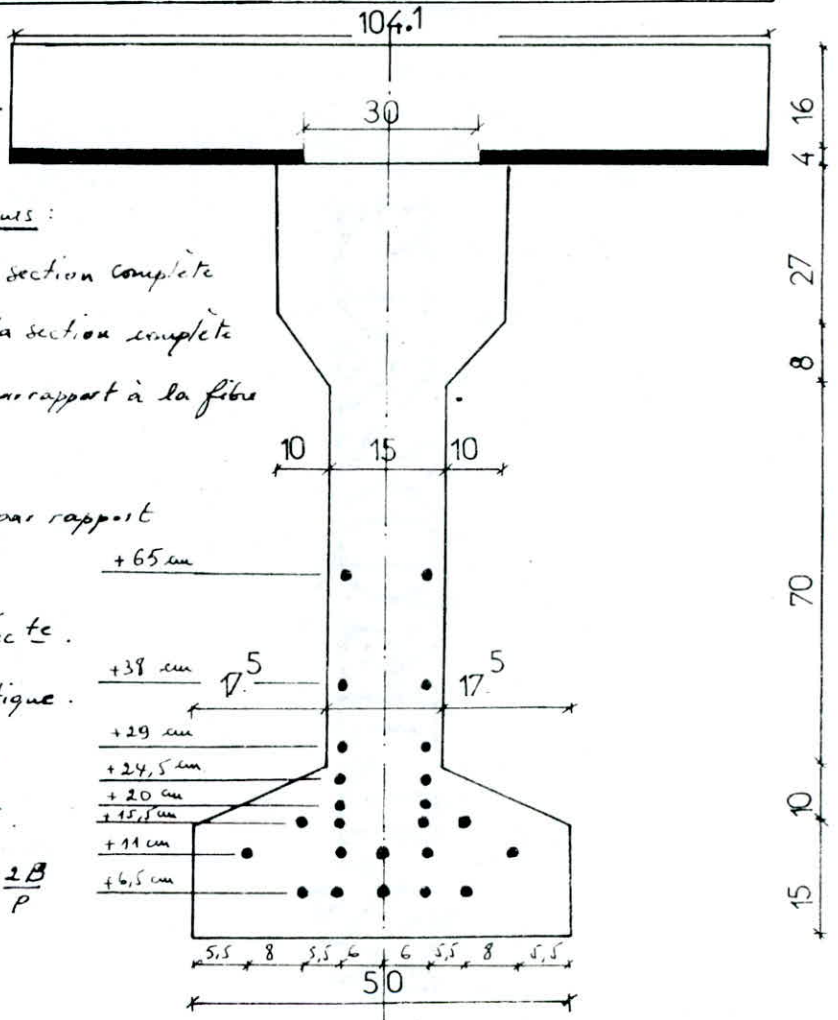
CARACTERISTIQUES	Toron $T_{12,4}$ III TBR	
Section A_p	0,93	cm^2
Force de tension garantie (FTG)	15400	daN
Force de rupture garantie (FRG)	17360	daN
Relaxation à 1000 heures (P_{1000})	2,5	%
Relaxation à 3000 heures (P_{3000})	3	%
Relaxation à 16 heures (P_{16})	0,75	%
Coefficient de scellement (η_p ou ψ_d ou η_D)	1,4	
Longueur de scellement (l_{sn})	1,00	mètre
Coefficient de fissuration η (ou η_A)	1,5	
Module d'élasticité (E_a)	19000	bars

Pour les armatures passives, on utilise des FeE40A (HA)

$\begin{cases} \phi \leq 20 : \sigma_{en} = 4120 \text{ bars} \\ \phi > 20 : \sigma_{en} = 3920 \text{ bars} \end{cases}$

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS

I-EN ZONE COURANTE



⊗ Désignation des caractéristiques :

B = Section de la poutre ou de la section complète

I = Inertie de la poutre ou de la section complète

V = Distance de la fibre neutre par rapport à la fibre supérieure.

V' = Distance de la fibre neutre par rapport à la fibre inférieure.

E = Excentricité de la force de précontrainte.

Z = Bras de levier du couple élastique.

$\frac{I}{V}$ = Module d'inertie / à la F.S

$\frac{I}{V'}$ = Module d'inertie / à la F.I.

e_m = Epaisseur fictive = $\frac{B}{P/2} = \frac{2B}{P}$

B = Aire

P = Périmètre.

A-CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE SEULE :

- Centre de gravité des armatures actives : En zone courante, nous avons 24 armatures actives.

$$2 \times 65 = 130 \text{ cm}$$

$$2 \times 38 = 76 \text{ cm}$$

$$2 \times 29 = 58 \text{ cm}$$

$$2 \times 24,5 = 49 \text{ cm}$$

$$2 \times 20 = 40 \text{ cm}$$

$$4 \times 15,5 = 62 \text{ cm}$$

$$5 \times 11 = 55 \text{ cm}$$

$$5 \times 6,5 = 32,5 \text{ cm}$$

$$24 D' = 502,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow D' = 20,94 \text{ cm}$$

- Epaisseur fictive : $e_m = \frac{B}{P/2} = \frac{2B}{P}$ avec $\begin{cases} B = \text{Section de la poutre} \\ P = \text{Périmètre de la poutre} \end{cases}$

$$B = 15 \times 130 + \left(15 \times 17,5 + \frac{10 \times 17,5}{2} + 27 \times 10 + \frac{8 \times 10}{2} \right) \times 2 = 3270 \text{ cm}^2$$

$$P = (70 + 20,155 + 15 + 12,81 + 27) \times 2 + 50 + 35 = 374,93 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_m = \frac{2 \times 3270}{374,93} = 17,44 \text{ cm}$$

A-1- Caractéristiques avec N=0 (Béton seul) : ⊕ Position de la fibre neutre :

N°	A _i (cm ²)	x _i (cm)	y _i (cm)	A _i x _i (cm ³)	A _i y _i (cm ³)	x _G (cm)	y _G (cm)	d _i (cm)	I _{x_i} (cm ⁴)	A _i d _i ² (cm ⁴)
1	1950,0	0	65	0,00	126750	↑	↑	2,36	2746250	10860,72
2	262,5	16,5	7,5	4331,25	1968,75			-55,14	4921,875	798110,15
3	262,5	-16,5	7,5	-4331,25	1968,75			-55,14	4921,875	798110,15
4	87,5	13,33	18,33	1166,38	1603,88			-44,31	486,110	171795,41
5	87,5	-13,33	18,33	-1166,38	1603,88			-44,31	486,110	171795,41
6	270,0	12,5	116,5	3375,00	31455			53,86	16402,50	783242,89
7	270,0	-12,5	116,5	-3375,00	31455			53,86	16402,50	783242,89
8	40,0	10,83	100,33	433,20	4013,20			37,69	142,22	56821,44
9	40,0	-10,83	100,33	-433,20	4013,20			37,69	142,22	56821,44
Σ	3270			0	204831,66					

$$x_G = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i} ; y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} ; d_i = y_i - y_G$$

- Pour les parties : ① - ② - ③ - ⑥ - ⑦ : $I_{x_G} = \frac{b h^3}{12}$ (Rectangles).

- Pour les parties : ④ - ⑤ - ⑧ - ⑨ : $I_{x_G} = \frac{b h^3}{36}$ (Triangles).

$$I_{x_G} = \sum (I_{x_i} + A_i d_i^2) = 6420955,924 \text{ cm}^4 \text{ (M}^{\text{nt}} \text{ d'inertie)}$$

$$V' = y_G = 62,64 \text{ cm} \rightarrow V = H - V' = 130 - 62,64 = 67,36 \text{ cm}$$

⊕ Excentricité de la force de précontrainte :

$$E = V' - D' = 62,64 - 20,94 = 41,70 \text{ cm}$$

⊗ Bras de levier du couple élastique : $z = \frac{I}{S}$

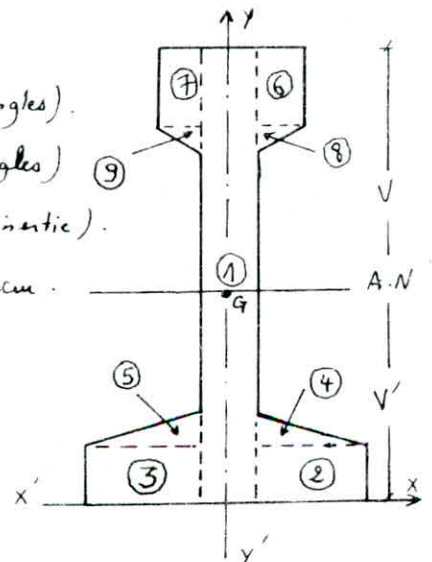
où S : M^{nt} statique par rapport à la fibre neutre.

$$S = 62,64 \times 15 \times \frac{62,64}{2} + 15 \times 17,5 \times 2 \left(62,64 - \frac{15}{2} \right) + \frac{10 \times 17,5}{2} \times 2 \left(62,64 - 15 - \frac{10}{3} \right) =$$

$$S = 66130,44 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow z = \frac{I}{S} = \frac{6420955,924}{66130,44} = 97,10 \text{ cm}$$

$$\oplus \text{ Modules d'inertie : } \frac{I}{V} = \frac{6420955,924}{67,36} = 95322,98 \text{ cm}^3 ; \frac{I}{V'} = 102505,68 \text{ cm}^3$$



A-2 - Caractéristiques homogénéisées avec $N=4$:

* Section : $B = 3270 + 4 \times 24 \times 0,93 = 3359,28 \text{ cm}^2$

* Position de la fibre neutre : $V' = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i} = \frac{3270 \times 62,64 + 89,28 \times 20,94}{3359,28} = 61,53 \text{ cm}$

$V = H - V' = 130 - 61,53 = 68,47 \text{ cm}$

* Inertie : $I = 6420955,924 + 3270 \times (62,64 - 61,53)^2 + \left\{ \begin{array}{l} 5 \times (61,53 - 6,5)^2 \times 4 \times 0,93 \\ 5 \times (61,53 - 11)^2 \times 4 \times 0,93 \\ 4 \times (61,53 - 15,5)^2 \times 4 \times 0,93 \\ 2 \times (61,53 - 20)^2 \times 4 \times 0,93 \\ 2 \times (61,53 - 24,5)^2 \times 4 \times 0,93 \\ 2 \times (61,53 - 29)^2 \times 4 \times 0,93 \\ 2 \times (61,53 - 38)^2 \times 4 \times 0,93 \\ 2 \times (61,53 - 65)^2 \times 4 \times 0,93 \end{array} \right.$
 $= 170460,362$
 $\Rightarrow I = 6595445,267 \text{ cm}^4$

* Excentricité de la force de précontrainte : $E = V' - D' = 61,53 - 20,94 = 40,59 \text{ cm}$

* Bras de levier du couple élastique : $z = \frac{I}{S}$

$S = 15 \times 61,53 \times \frac{61,53}{2} + 15 \times 17,5 \times 2 \times \left(61,53 - \frac{15}{2}\right) + \frac{10 \times 17,5}{2} \times 2 \times \left(61,53 - 15 - \frac{10}{3}\right) + 4 \times 24 \times 0,93 \times (61,53 - 20,94) = 67943,60 \text{ cm}^3$

$\Rightarrow z = 97,0724 \text{ cm}$

* Modules d'inertie : $\frac{I}{V} = \frac{6595445,267}{68,47} = 96326,06 \text{ cm}^3$; $\frac{I}{V'} = 107190,7243 \text{ cm}^3$

B - CARACTERISTIQUES DE LA SECTION COMPLETE : (Dalle + Poutre)

B-1 - Caractéristiques avec $N=0$ (Béton seul)

* Section : $B = 3270 + 104,1 \times 16 + 4 \times 30 = 4926 \text{ cm}^2$

* Position de la fibre neutre : $V' = \frac{104,1 \times 16 (150 - 8) + 4 \times 30 \times (150 - 18) + 3270 \times 62,64}{104,1 \times 16 + 4 \times 30 + 3270}$
 $\Rightarrow V' = 89,144 \text{ cm}$

$V = H - V' = 150 - 89,144 = 60,856 \text{ cm}$

* Inertie : $I = 104,1 \times \frac{16^3}{12} + 30 \times \frac{4^3}{12} + 6420955,924 + 3270 \times (89,144 - 62,64)^2 + 104,1 \times 16 \times (60,856 - 8)^2 + (60,856 - 18)^2 \times 30 \times 4 =$
 $I = 13379271,64 \text{ cm}^4$

* Excentricité de la force de précontrainte :

$E = V' - D' = 89,144 - 20,94 = 68,204 \text{ cm}$

⊗ Bras de levier du couple élastique : $z = \frac{I}{S}$

où $S = 15 \times 89,144 \times \frac{89,144}{2} + 2 \times 15 \times 17,5 \left(89,144 - \frac{15}{2} \right) + 2 \times 10 \times \frac{17,5}{2} \left(89,144 - 15 - \frac{10}{3} \right) = 114854,862 \text{ cm}^3$.

$\Rightarrow z = \frac{I}{S} = \frac{13379271,64}{114854,862} = 116,49 \text{ cm}$.

⊗ Modules d'inertie : $\frac{I}{V} = 209851,32 \text{ cm}^3$; $\frac{I}{V'} = 155312,867 \text{ cm}^3$.

B-2 - Caractéristiques homogénéisées avec $N=4$:

⊗ Section : $B = 4926 + 4 \times 24 \times 0,93 = 5015,28 \text{ cm}^2$

⊗ Position de la fibre neutre : $V' = \frac{4926 \times 89,144 + 20,94 \times 89,28}{5015,28} = 87,93 \text{ cm}$
 $V = H - V' = 150 - 87,93 = 62,07 \text{ cm}$.

⊗ Inertie : $I = 13379271,64 + 4926 \times (87,93 - 89,144)^2 + \left\{ \begin{array}{l} 5 \times (87,93 - 6,5)^2 \times 4 \times 0,93 \\ 5 \times (87,93 - 11)^2 \times 4 \times 0,93 \\ 4 \times (87,93 - 15,5)^2 \times 4 \times 0,93 \\ 2 \times (87,93 - 20)^2 \times 4 \times 0,93 \\ 2 \times (87,93 - 24,5)^2 \times 4 \times 0,93 \\ 2 \times (87,93 - 29)^2 \times 4 \times 0,93 \\ 2 \times (87,93 - 38)^2 \times 4 \times 0,93 \\ 2 \times (87,93 - 65)^2 \times 4 \times 0,93 \end{array} \right.$
 $\Rightarrow I = 13810528,68 \text{ cm}^4$ $= 424037,36$

⊗ Excentricité de la force de précontrainte : $E = V' - D' = 87,93 - 20,94 = 66,99 \text{ cm}$

⊗ Bras de levier du couple élastique : $z = \frac{I}{S}$

où $S = 15 \times \frac{87,93^2}{2} + 2 \times 15 \times 17,5 \left(87,93 - \frac{15}{2} \right) + 2 \times 10 \times \frac{17,5}{2} \left(87,93 - 15 - \frac{10}{3} \right) + 4 \times 24 \times 0,93 \times (87,93 - 20,94) = 118373,67 \text{ cm}^3$.

$\Rightarrow z = \frac{I}{S} = \frac{13810528,68}{118373,67} = 116,866 \text{ cm}$.

⊗ Modules d'inertie :

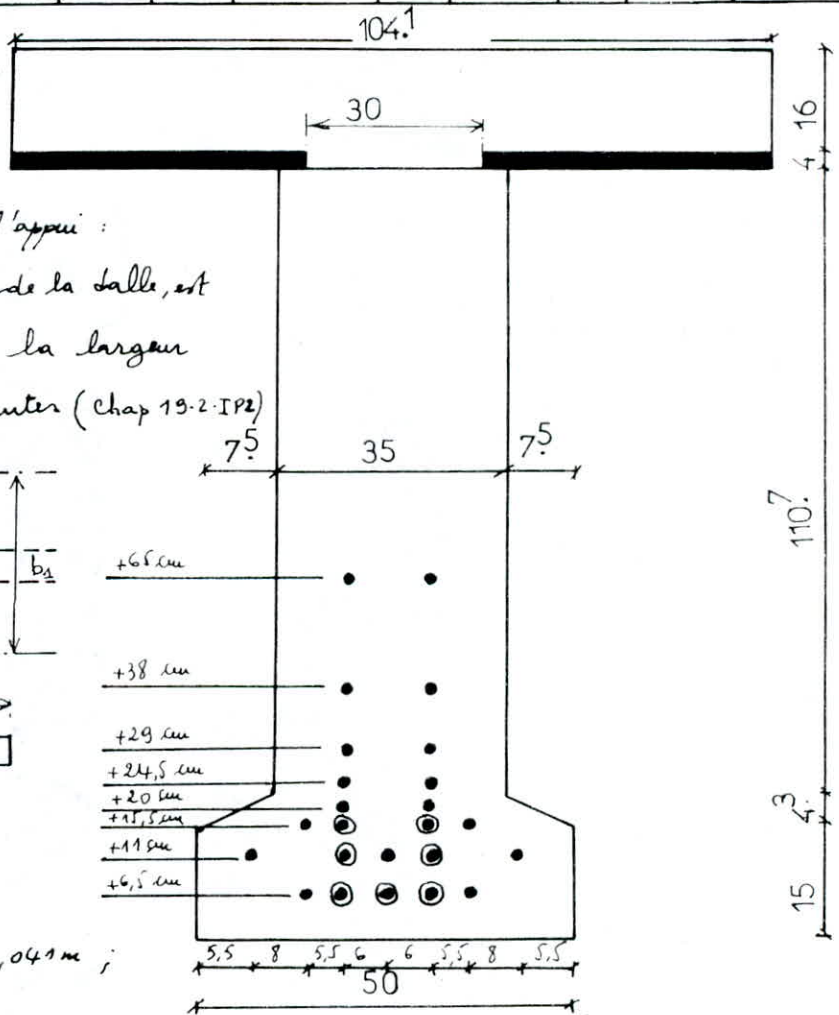
$\frac{I}{V} = \frac{13810528,68}{62,07} = 222499,254 \text{ cm}^3$.

$\frac{I}{V'} = \frac{13810528,68}{87,93} = 157062,762 \text{ cm}^3$.

⊛ Récapitulatif des Caractéristiques pour la zone courante :

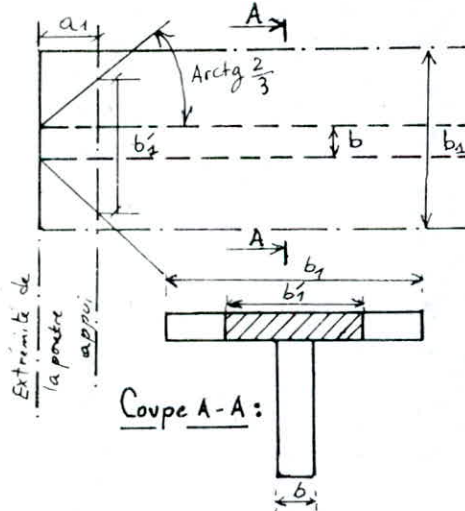
Caractéristiques	(cm)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm ⁴)	(cm)	(cm ³)	(cm)	(cm ³)	(cm ³)
	D	B	em	V'	V	I _{xg}	E	S	Z	I/V	I/V'
Poutre seule	N=0	3270	17,44	62,44	67,36	6420955,924	41,70	66130,44	97,10	95322,98	102505,68
	N=4	20,94	3359,28	17,44	61,53	6595445,267	40,59	67943,60	97,124	96326,06	107190,7243
Section complète	N=0	4926		89,144	60,856	13379271,64	68,204	114854,162	116,149	219851,32	155312,867
	N=4	20,94	5015,28		87,93	13810528,69	66,99	118373,67	116,866	222499,24	157062,762

II - EN ZONE D'ABOUT



Section prise en compte à l'appui :

Pour le calcul de la section de la dalle, est obtenue après réduction de la largeur dans les conditions suivantes (Chap 19-2-IP2)



Données : $a_1 = 0,50m$; $b_1 = 1,041m$;
 $b = 0,35m$.

- si $a_1 \leq \frac{3}{4} (b_1 - b)$ On prend $b_1' = \frac{4}{3} a_1 + b$ (a)

- si $a_1 > \frac{3}{4} (b_1 - b)$ On prend $b_1' = b_1$ (b)

Finalement la (a) qui est vérifiée $\Rightarrow b_1' = 1,02m$.

Le calcul des caractéristiques est similaire à la zone courante. Seulement dans la zone d'about nous avons une section en T et le nombre de cables actifs est de 17 car on a 7 actifs gainés (deviennent passifs).

La largeur de la dalle considérée est égale à l'entre-axes entre les poutres

$$b = 1,041 \text{ m}$$

Nous donnons directement les caractéristiques pour cette zone suivant le tableau récapitulatif :

Caractéristiques		(cm)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm ⁴)	(cm)	(cm ³)	(cm)	(cm ³)	(cm ³)
		D'	B	e _m	V'	V	I _{XG}	E	S	Z	I/V	I/V'
Poutre	N=0	/	4807,25	27,1834	61,983	68,107	7188394,544	36,689	80960,77	88,7886	105685,262	115943,6467
Seule	N=4	25,294	4870,49	27,1834	61,507	68,493	7291282,92	36,213	8209,754	88,810	106452,965	118543,953
Section	N=0	/	6559,25	/	83,173	66,827	15315717,5	57,879	140239,368	109,210	229184,57	184142,90
Complète	N=4	25,294	6622,49	/	82,620	67,380	1554414,21	57,326	142126,797	109,370	230697,764	188143,479

HYPOTHESES

A- DESIGNATION DES CARACTERISTIQUES :

l_{sn} = longueur nominale de scellement = c'est la longueur le long de laquelle la tension de l'armature passe par la valeur $\sigma_{p0} = 0$ à la valeur $\sigma_p \Rightarrow l_{sn} = 1m = 100cm$.

l_e = longueur d'établissement de la précontrainte: C'est la distance séparant l'about de la poutre de la section au delà de laquelle l'effort normal de précontrainte interresse toute la hauteur de l'élément considéré. L'IP2 définit l_e par la formule (IP2):

$$l_e = \sqrt{(\sigma_e \cdot l_{sn})^2 + h_p^2} \quad \text{avec } \sigma_e = \begin{cases} 0,8 & \text{Valeur caract. min.} \\ 1,2 & \text{Valeur caract. max.} \end{cases}$$

h_p = distance du barycentre des arm de précont^e à la F.S de la poutre.

Zône de régularisation de la précontrainte: (L'IP2 - Chap 34.1) $\Rightarrow l_e = \sqrt{(0,8 l_{sn})^2 + h_p^2}$
En général $l_e > d$.

B- ASSOCIATION "POUTRE + DALLE": Les deux bétons (Poutre + dalle) ayant les modules d'élasticité différentes, il devrait être tenu compte d'un coefficient d'équivalence. Par simplification et ceci dans le sens de la sécurité, nous prenons ($\nu = 1$).

C- SECTION HOMOGENEÏSEE (PRAD-SETRA-DOC 3 Chap 1.31).

Dans le calcul des sections résistantes pour la justification des contraintes normales, il est tenu compte des armatures longitudinales. La section des armatures est alors multipliée par un coefficient d'équivalence: $n = \frac{E_a}{E_{ie}}$.

C-1- Action de la précontrainte et du poids propre: Le calcul se fait en section nette; $n = 0$ (béton seul)

C-2- Action finale des charges permanentes: Le calcul se fait en section nette $n = 0$ (béton seul)

C-3- Actions des charges d'exploitation intermittentes: $n = \frac{E_a}{24000\sqrt{598}} = 3,86 \Rightarrow n = 4$.

D- GENRE DE VERIFICATION A L'ETAT-LIMITE D'UTILISATION:

Pour la plupart des ouvrages usuels en "Béton Précontraint" exposés aux intempéries et à des charges de courte durée (Q_c (ponts), on applique le genre II. Le genre est défini par un état limite des fissures ne doit être atteint en aucun point de la section d'enrobage et à l'état limite de décompression ne doit être atteint en aucun point de la section d'enrobage sous l'effet des actions de longue durée. En dehors de la section d'enrobage les conditions à respecter conduisent à distinguer deux sous-genre dénommés IIa et IIb. D'après (PRAD-SETRA) le genre à considérer IIb.

La zone d'enrobage sera définie lors des calculs.

E - VALEURS CARACTERISTIQUES DES ACTIONS :

E-1- Valeurs caractéristiques de la précontrainte: En raison de l'incertitude qui règne sur la valeur de la force de précontrainte, les calculs sont à effectuer avec les valeurs les plus défavorables déterminées à partir des valeurs caractéristiques max et min.

$$\left. \begin{aligned} P_{1 \max} &= 1,02 \sigma_{p0} - 0,8 \Delta \sigma_p \\ P_{2 \min} &= 0,98 \sigma_{p0} - 1,20 \Delta \sigma_p \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \sigma_{p0} &= \text{Tension initiale} \\ \Delta \sigma_p &= \text{Pertes de précontraintes.} \end{aligned}$$

E-2- Valeurs caractéristiques des actions de longue durée (Charges permanentes) et des actions de courte durée (intermittentes): Les valeurs caractéristiques seront définies lors des calculs suivant (PRAD- SETRA).

F- COMBINAISONS D'ACTIONS - SOLLICITATIONS DE CALCUL: La sollicitation de calcul résulte de la combinaison la plus défavorable des sollicitations, majorée d'un coefficient de la forme γ_{S3} . La sollicitation de calcul est de la forme suivante :

$$\gamma_{S3} \left(S(\gamma_{Q_{L1}} Q_{L1}) + S\left(\frac{P_1}{\text{ou}} \frac{P_2}{P_2}\right) + S(\gamma_{Q_c} Q_c) \right) ; \begin{aligned} \gamma_{S3} &= 1,2 \text{ (ETAT LIMITE ULTIME)} \\ \gamma_{S3} &= 1 \text{ (--- --- D'UTILISATION)} \end{aligned}$$

avec $S(\gamma_{Q_{L1}} Q_{L1})$: Sollicitation due aux actions de longue durée.

$S\left(\frac{P_1}{\text{ou}} \frac{P_2}{P_2}\right)$: Sollicitations dues à la précontrainte en valeur caract. max ou min.
 $S(\gamma_{Q_c} Q_c)$: Sollicitation due aux charges intermittentes (Charges d'exploitations).

Les coefficients γ_Q sont définies comme suit :

Actions	Sollicitation ultime	Sollicitation d'utilisation
a) Actions de longue durée $\gamma_{Q_{L1}}$	1,1	1
b) Actions intermittentes γ_{Q_c}		
A	1,33	1,2
B(B _c , B _t)	1,33	1,2
M	1,1	1
E	1,1	1
Surcharge trottoir	1,33	1

G- PHASES DE CONSTRUCTION: La vérification du tablier est conduite conformément suivant :

Phase ①: Préfabrication et transport des poutres.

Phase ②: Stockage de la dalle - Phase ③: Coulage de la dalle.

Phase ④: Mise en place des superstructures et mise en service de l'ouvrage

Les sections résistantes des poutres varient en cours de construction:

- En phase ①, ② et ③ L'ossature résistante est constituée par des poutres préfabriquées seules (en phase ③, en particulier, la dalle n'a pas encore durci, elle n'est donc pas intégrée à la section résistante - Après durcissement de la dalle (phase ④), les sections sont constituées

FLEXION LONGITUDINALE DE LA TRAVÉE

Le pont est composé de deux (2) travées isostatiques, chaque travée a pour portée $L = 24,50\text{m}$.
On étudie une seule travée (2 travées identiques) et uniquement pour le moment fléchissant

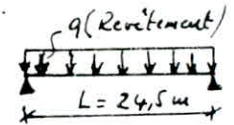
A - CALCUL DES EFFORTS :

- A-1- Sous charges permanentes :
- * Poutres: $12 \times 835 \times 25,50 = 255510 \text{ daN} = 255,510 \text{ t}$
 - * Dalle + pré-dalle: $2,5 \times 0,2 \times 11,80 \times 25,50 = 150,45 \text{ t}$
 - * Trottoirs + Corniches: $2,5 \times (2,25 \times 0,2 + 0,35 \times 0,2) \times 2 \times 25,5 = 66,3 \text{ t}$
 - * Garde-Corps : $0,06 \times 2 \times 25,5 = 3,06 \text{ t}$
 - * Revêtement : $2,2 \times 0,08 \times 8 \times 25,5 = 35,904 \text{ t}$
- $\Rightarrow G = 511,224 \text{ t}$.

N.B: Le calcul de M_G sera partagé en 2 parties :
 (1) \rightarrow Trottoirs + Revêtement
 (2) \rightarrow poids propre (hourdis + poutres)

- Revêtement: La travée est chargée avec $q = \frac{35,904}{25,5} = 1,408 \text{ t/ml}$.

Le moment pour une abscisse x est donné par : $M(x) = \frac{q \cdot x}{2} (L - x)$



Sections	0	L/8	L/4	3L/8	S = 10,525 m	L/2
M (tm)	0	46,22	79,23	99,04	103,55	105,64

$L = 24,50\text{m}$; $q = 1,408 \text{ t/ml}$.

- Trottoirs (Poids propre): La travée est chargée avec $q = \frac{2,5 \times 1,9 \times 0,2 \times 2 \times 25,5}{25,5} = 1,9 \text{ t/ml}$ (2 trottoirs).

$M(x) = \frac{q \cdot x}{2} (L - x)$.

Sections	0	L/8	L/4	3L/8	S = 10,525 m	L/2
M (tm)	0	62,37	106,92	133,65	139,73	142,56

- Sous surcharge A(L) : Classe du pont : - Largeur roulable: $l_r = 8\text{m}$

- Largeur chargeable: $l_1 = l_2 = 8\text{m}$ (Pont à trottoirs)

- Nombre de voies: $N = E \left[\frac{l_A}{3} \right] = 2$

- Largeur de la voie: $l_v = \frac{l_A}{N} = 4\text{m}$

donc $l_r \geq 7\text{m} \Rightarrow$ Pont de 1^{ère} Classe ; $l_0 = 3,50\text{m}$ et $K = 1$ (pour 1 ou 2 voies chargées)

$A = K \cdot 4 \cdot \frac{l_0}{l_v}$ où $A_L = 230 + \frac{36000}{L+12}$; $L =$ distance arrêtée par l_0 L.I pour un effet envisagé = $24,50\text{m}$.

$\Rightarrow A_L = 1216,30 \text{ kg/ml}^2$; d'où $A = 1064,264 \text{ kg/ml}^2$.

- Pour une voie chargée : $q = A \cdot l_v = 1064,264 \times 4 = 4257,056 \text{ kg/ml}$

- Pour 2 voies chargées : $q = 2A \cdot l_v = 1064,264 \times 2 \times 4 = 8514,112 \text{ kg/ml}$

⊗ Moment fléchissant : $M = S^+ \cdot q$ avec $S^+ = \frac{a \cdot b}{L} \cdot \frac{L}{2} = \frac{a \cdot b}{2}$

Sections		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
Σ (t.m)	1 voie chargée	0	139,84	239,72	299,66	313,295	319,63
	2 voies chargées	0	279,68	479,45	599,32	626,59	639,26

- Sous surcharges de trottoirs : L'effort déterminé dans ce chapitre sera distribué aux poutres et nous servira pour la justification des poutres. D'après le C.P.C art 11 la surcharge de trottoirs à prendre en compte pour la justification des poutres principales est uniformément répartie de 150 kg/m^2 .

Moment fléchissant : 1- Pour 1 trottoir chargé : $q = 0,15 \times l_t = 0,15 \times 1,9 = 0,285 \text{ t/ml}$

2- Pour 2 trottoirs chargés : $q = 0,15 \times 2 \times l_t = 0,570 \text{ t/ml}$

$M = q \cdot S^+ = q \cdot \frac{q \cdot b}{2}$; $S^+ = \text{Surface d'influence}$.

Sections		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
M (t.m)	1 trottoir chargé	0	9,36	16,04	20,05	20,96	21,38
	2 trottoirs chargés	0	18,72	32,08	40,10	41,92	42,76

- Sous surcharge B_c : Calcul du coefficient de majoration dynamique : $\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+0,4P/S}$
avec $L = \text{Portée de la travée} : L = 24,50 \text{ m}$; $P = \text{Poids total du tablier} = 511,224 \text{ t}$.

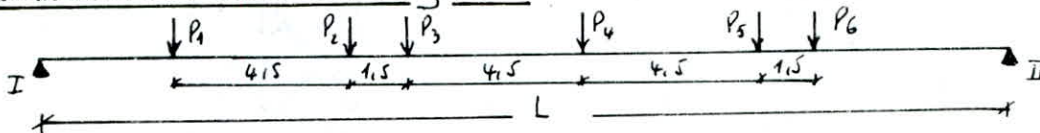
$S = \text{Surcharge max que l'on peut disposer sur cette travée} ; S_{Bc} = 84 \text{ t}$

1- Pour 1 voie chargée : $S_{Bc} = 1 \times 84 \times 1,2 = 100,8 \text{ t}$; ($b_c = 1,2$)

2- Pour 2 voies chargées : $S_{Bc} = 2 \times 84 \times 1,1 = 184,8 \text{ t}$; ($b_c = 1,1$)

⇒ 1- $\delta = 1,266$; 2- $\delta = 1,543$.

- Détermination de la section dangereuse : Nous avons 2 crochets dans le sens transversal.



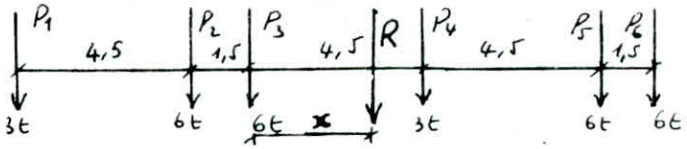
Détermination de $P_k = ?$ pour laquelle le moment est maximum et que P_k doit satisfaire

la double inégalité : $\sum_{i=1}^{k-1} P_i \leq R/2 \leq \sum_{i=1}^k P_i$

avec $R = \sum P_i$.

Pour une file de roues ; $R = \sum P_i = 30t$.

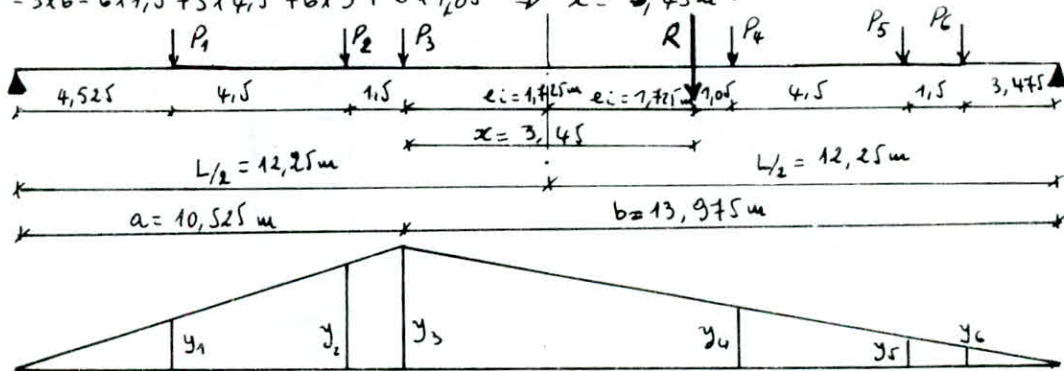
- 1- $P_1 = 3t$: $0 \leq 15 \leq 3t$: Non vérifiée
- 2- $P_2 = 6t$: $3t \leq 15 \leq 9t$: — " —
- 3- $P_3 = 6t$: $9t \leq 15 \leq 15t$: Oui vérifiée.
- 4- $P_4 = 3t$: $15t \leq 15 \leq 18t$: Oui — " —
- 5- $P_5 = 6t$: $18 \leq 15 \leq 24t$: Non — " —
- 6- $P_6 = 6t$: $24t \leq 15 \leq 30t$: Non — " —



$R/2 = 15t$ (Pour une file de roues)
 2 solutions ; On choisit celle qui donnera le moment maximal, On choisit pour $P_3 = 6t$.

Nous allons utiliser le Théorème de BARRÉ pour trouver la position de la section dangereuse.
Théorème de BARRÉ: Le moment fléchissant M_i au droit d'une charge P_i dû à un ensemble de charges mobiles engagé sur une poutre I II sera maximum au droit de cette charge P_i lorsque cette charge et la résultante de toutes les charges sont symétriques par rapport au centre de la poutre ; $M_i = M_{max}$ pour $e_i = e = \frac{x}{2}$

$$Rx = -3 \times 6 - 6 \times 1,5 + 3 \times 4,5 + 6 \times 9 + 6 \times 1,05 \Rightarrow x = 3,45m$$



$$y_3 = \frac{ab}{L} = \frac{10,525 \times 13,975}{24,5} = 6 ; y_1 = 2,58 ; y_2 = 5,145 ; y_4 = 4,068 ; y_5 = 2,136 ; y_6 = 1,492$$

$$M_{max} = N \sum_{i=1}^6 P_i y_i ; N = 4 \text{ files de roues} ; M_{max} = 434,328t.m$$

Pour la charge $P_4 = 3t$, en suivant le même procédé, mais on trouve un moment faible.
Conclusion: C'est la charge $P_3 = 6t$ qui occasionne le moment maximal, la section dangereuse pour le convoi Bc est située à une distance $x = a = 10,525m$ de l'appui gauche, cette section a été appelée section "S"

- Calcul des moments en différentes sections (M_{max}): Le moment fléchissant dans une section distance de a de l'appui de gauche dû à un ensemble de charges est max au droit d'une charge P_i si les inégalités suivantes sont vérifiées:

$$1 - \frac{\sum_{\alpha=1}^{i-1} P_{\alpha}}{a} < \frac{\sum_{\alpha=i}^{n} P_{\alpha}}{b} ; 2 - \frac{\sum_{\alpha=1}^{i-1} P_{\alpha}}{a} > \frac{\sum_{\alpha=i+1}^{n} P_{\alpha}}{b}$$

Nous allons faire le calcul du moment maximum à une section située à $L/8$ de l'appui de gauche.

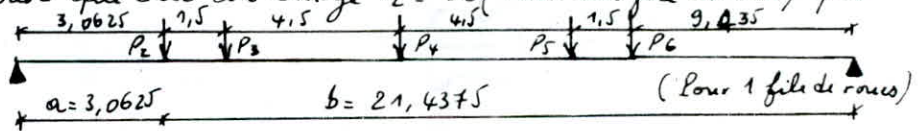
Section $a = L/8 \rightarrow a = \frac{24,5}{8} = 3,0625 \text{ m}$; $b = L - a = 21,4375 \text{ m}$

Le calcul est fait pour une file de roues :

- 1) $P_1 = 3t : \frac{0}{3,0625} < \frac{30}{21,4375}$ oui ; $\frac{3}{3,0625} > \frac{27}{21,4375}$ Non
- 2) $P_2 = 6t : \frac{0}{3,0625} < \frac{27}{21,4375}$ oui ; $\frac{9}{3,0625} > \frac{21}{21,4375}$ Oui
- 3) $P_3 = 6t : \frac{6}{3,0625} < \frac{21}{21,4375}$ Non ; $\frac{12}{3,0625} > \frac{15}{21,4375}$ oui
- 4) $P_4 = 3t : \frac{0}{3,0625} < \frac{15}{21,4375}$ oui ; $\frac{3}{3,0625} > \frac{12}{21,4375}$ Oui
- 5) $P_5 = 6t : \frac{0}{3,0625} < \frac{12}{21,4375}$ oui ; $\frac{6}{3,0625} > \frac{6}{21,4375}$ oui
- 6) $P_6 = 6t : \frac{6}{3,0625} < \frac{6}{21,4375}$ Non ; $\frac{12}{3,0625} > \frac{0}{21,4375}$ oui

Donc les charges $P_2 = 6t$; $P_4 = 3t$; $P_5 = 6t$ (pour une file de roues) sont susceptibles de produire le moment max au droit de la section $L/8$

Tout calcul fait, on trouve que c'est la charge $P_2 = 6t$ (Pour une file de roues) qui produit M_{max} .

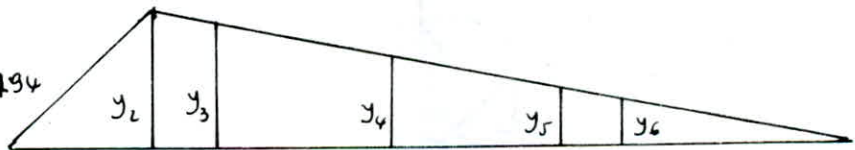


$$M_{max} = 4 \sum_{i=1}^6 P_i y_i$$

$$y_1 = 0 ; y_2 = 2,682 ; y_3 = 2,294$$

$$y_4 = 1,931 ; y_5 = 1,368$$

$$y_6 = 1,1807 ; M_{max} = 208,56 \text{ Em}$$



Section	Disposition la plus défavorable	M_{max} (t.m)
$L/4$		348,750
$3L/8$		425,814
$L/2$		420,00

Moment fléchissant :

$$M = \delta \cdot bc \cdot M_{max} ; \text{ avec}$$

pour 1 convoi : $\delta = 1,266$)
 $bc = 1,2$

pour 2 convois : $\delta = 1,543$)

Sections		0	$L/8$	$L/4$	$3L/8$	"S"	$L/2$
M (t.m)	1 convoi	0	158,422	264,911	323,448	329,916	319,032
	2 convois	0	353,989	591,933	722,734	737,185	712,866

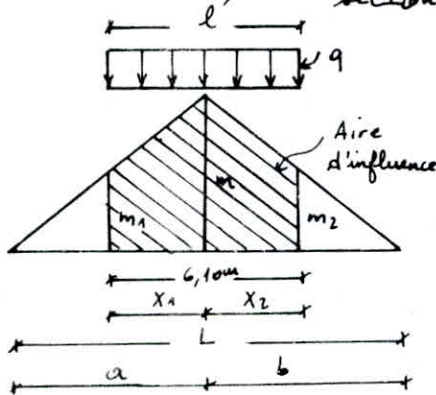
- Sous surcharge militaire Mc 120: Un véhicule Mc 120 comporte deux (2) chenilles dont les caractéristiques sont: - Masse totale: 110t; - Longueur de chenille: $L = 6,10$ m, soit la surcharge Mc 120 est uniformément répartie sur une longueur $L = 6,10$ m dans le sens longitudinal. $\Rightarrow q = \frac{110}{6,10} = 18,03$ t/ml pour tout le pont.

Coefficient de majoration dynamique: $\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{P}{S}}$; $P = 511,22$ k (Pds total du tablier)

$S = 110$ t (surcharge maximale que l'on peut appliquer à cette travée)

$L = 24,50$ m; $\Rightarrow \delta = 1,098$.

Moment fléchissant: Nous traçons la ligne d'influence du m^{mt} fléchissant au droit d'une section distante de x de l'appui de gauche.



Le moment dans une section distante de x de l'appui de gauche est: $M = \delta q \Omega$, ce moment est maximal lorsque l'aire d'influence Ω atteint sa valeur maximale, l'aire d'influence Ω atteint sa valeur Ω_{max} lorsque $m_1 = m_2$.

$$m = \frac{ab}{L}; m_1 = \frac{a-x_1}{a} m; m_2 = \frac{b-x_2}{b} m$$

$$l' = x_1 + x_2$$

$$m_1 = m_2 \Leftrightarrow \frac{a-x_1}{a} m = \frac{b-x_2}{b} m; ba - x_1 b = ab - x_2 a \Rightarrow x_1 b = x_2 a$$

$$bx_1 - ax_2 = 0$$

$$x_1 + x_2 = l' \Rightarrow x_1 = a \frac{l'}{L}; x_2 = b \frac{l'}{L}; \text{ finalement } \Omega_{\text{max}} = ab \left(1 - \frac{l'}{2L}\right) \cdot \frac{l'}{L}$$

et $M_{\text{max}} = \delta q \Omega_{\text{max}}$; $\delta = 1,098$; $q = 18,03$ t/ml; $l' = 6,10$ m; $L = 24,50$ m.

Les valeurs de M_{max} pour chaque section sont regroupées dans le tableau ci-dessous:

Sections	0	$L/8$	$L/4$	$3L/8$	"S"	$L/2$
M (tm)	0	283,32	485,69	607,11	634,74	647,58

REPARTITION DES EFFORTS DANS LES POUTRES

1- Introduction : La rigidité étant définie lorsque celle-ci avait une valeur $\geq 0,3$ alors la rigidité réelle de l'entretoise est prise en compte.

M.M Guyon et Massonnet ont défini la rigidité (ou la flexibilité) relative d'une entretoise par la relation suivante :

$$r = \frac{m}{2} \cdot \frac{a^4}{L} \sqrt{\frac{I_p}{I_E}} \quad \text{avec} \quad \begin{aligned} m &= \text{nombre total des poutres principales} \\ a &= \text{distance entre 2 poutres principales} \\ L &= \text{portée des poutres principales} \\ I_p &= \text{Moment d'inertie propre d'une poutre principale} \\ I_E &= \text{Moment d'inertie propre d'une entretoise} \end{aligned}$$

On distingue 2 cas :

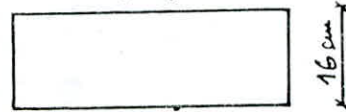
- Si $r < 0,3$: La rigidité de l'entretoise est infinie, autrement dit l'entretoise est absolument rigide et ne tient pas compte de l'effet de la résistance à la torsion du pont. Dans ce cas on utilise en général la méthode de COURBON.
- Si $r \geq 0,3$: La rigidité réelle de l'entretoise est prise en compte. La méthode de M.M Guyon et Massonnet est l'une des meilleures méthodes utilisées actuellement pour le calcul des ponts à poutres multiples. On tient compte de la résistance à la torsion du pont.

2- Calcul de la rigidité de l'entretoise :

$m = 12$; $a = 1,041\text{m}$; $L = 24,50\text{m}$; $I_p = 6420955,924\text{ cm}^4$ (Entravée - Poutre seule)
 $N=0$

En effet, nous n'avons pas d'entretoises, c'est le chourdia qui joue le rôle d'entretoises

$$I_E = 100 \times \frac{16^3}{12} = 34133,33\text{ cm}^4$$



$$\text{Donc } r = \frac{12}{2} \times \frac{1,041^4}{24,5} \sqrt{\frac{6420955,924}{34133,33}} = 0,944 > 0,3$$

Par conséquent, nous utilisons la méthode de M.M Guyon et Massonnet.

3- Principes fondamentaux de la méthode : La méthode de calcul consiste essentiellement :

- * - A substituer au pont réel, un pont à structure continue qui a même rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel, et qui est analysable par le calcul différentiel.
- * - A analyser d'une manière approchée l'effet de la répartition transversale des charges,

en admettant que cette répartition soit la même que si la distribution des charges selon l'axe du pont était sinusoidale de la forme :

$$P = P_0 \sin \frac{\pi x}{L} \quad \text{avec} \quad : P_0 = \text{c'est une constante}$$

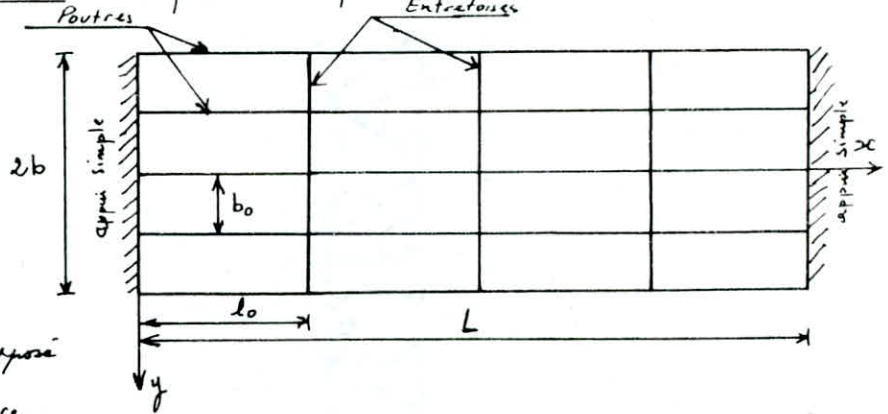
$L =$ Portée des poutres principales.

- Les 2 paramètres fondamentaux : Le pont est représenté comme suit :

$$2b = m b_0.$$

Le pont est constitué de :

- m poutres pples espacées de b_0
- n entretoises espacées de l_0 .
- $L =$ Portée des poutres principales
- $b =$ Demi-largeur du tablier supposé comme élément de résistance



Nous désignons par :

$$1 - \left. \begin{array}{l} B_p = EI_p \\ B_E = EI_E \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Les rigidités flexionnelles respectivement de la poutre et de l'entretoise} \\ E = \text{Module d'élasticité longitudinale (E est constant pour une poutre ou une} \\ \text{entretoise supposée isotrope)} \end{array}$$

$$2 - \left. \begin{array}{l} \rho_p = \frac{B_p}{b_0} \\ \rho_E = \frac{B_E}{l_0} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Les rigidités flexionnelles par unité de longueur respectivement de} \\ \text{la poutre et de l'entretoise.} \end{array}$$

$$3 - \left. \begin{array}{l} C_p = GI_p \\ C_E = GI_E \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Les rigidités torsionnelles respectivement de la poutre et de l'entretoise} \\ G : \text{Module d'élasticité transversale ; } G = \frac{E}{2(1-\nu)} ; \nu = \text{coeff de Poisson} \\ \text{(G est constant pour une poutre ou une entretoise supposée isotrope).} \end{array}$$

$$4 - \left. \begin{array}{l} \gamma_p = \frac{C_p}{b_0} \\ \gamma_E = \frac{C_E}{l_0} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Les rigidités torsionnelles par unité de longueur respectivement de la poutre} \\ \text{et de l'entretoise.} \end{array}$$

D'après la théorie de flexion, si le pont doit subir des déformations :

$$W = W(x, y) \text{ dont les courbures valent } \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \text{ et } \frac{\partial^2 W}{\partial y^2}$$

Le pont est le siège des moments de flexion unitaires :

$$M_x = -\rho_p \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \quad \text{et} \quad M_y = -\rho_E \frac{\partial^2 W}{\partial y^2}$$

et comme la torsion géométrique de la surface $W(x, y)$ vaut $\frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y}$

⇒ Moments de torsion unitaires : $M_{xy} = \delta_p \cdot \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y}$ et $M_{yx} = -\delta_E \cdot \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y}$

L'équation aux dérivées partielles représentant la surface déformée du pont continu s'écrit :

$$\int_p \frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + (\delta_p + \delta_E) \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + \int_E \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} = p(x, y) \quad (1)$$

Si l'on ne tient pas compte de l'effet de la résistance du pont à la torsion, le coefficient $(\delta_p + \delta_E)$ du terme $\frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2}$ est pratiquement négligé.

Si au contraire, le pont est formé d'une dalle isotrope, son équation est l'équation

$$\text{classique de LAGRANGE : } \frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} = \frac{1}{D} \cdot p(x, y) \quad (2)$$

$$\text{où } D = \frac{E e_0^3}{12(1-\nu^2)} \quad \text{avec } \begin{cases} e_0 = \text{épaisseur de la dalle} \\ \nu = \frac{E-2G}{2G} : \text{Coefficient de Poisson} \end{cases}$$

En pratique, le coefficient $(\delta_p + \delta_E)$ représentant la rigidité à la torsion évoluera toujours entre 2 cas particuliers : L'équation (1) devient :

$$\int_p \frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + 2\alpha \sqrt{\int_p \int_E} \cdot \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + \int_E \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} = p(x, y) \quad (3)$$

On définit par comparaison des équations (1) et (3)

$$\alpha = \frac{\delta_p + \delta_E}{2\sqrt{\int_p \int_E}} ; \quad \alpha = \text{Paramètre de torsion}$$

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{\int_p}{\int_E}} ; \quad \theta : \text{Paramètre d'entretroisement}$$

Remarque : Les paramètres α et θ déterminent d'une manière complète le comportement du pont.

4 - Coefficient de répartition transversale :

Sous l'effet d'une charge linéaire répartie sur une parallèle à l'axe du pont d'excentricité e et suivant la loi sinusoidale $p = p_0 \sin \frac{\pi x}{L}$, on peut montrer que le pont prend une déformée de la forme :

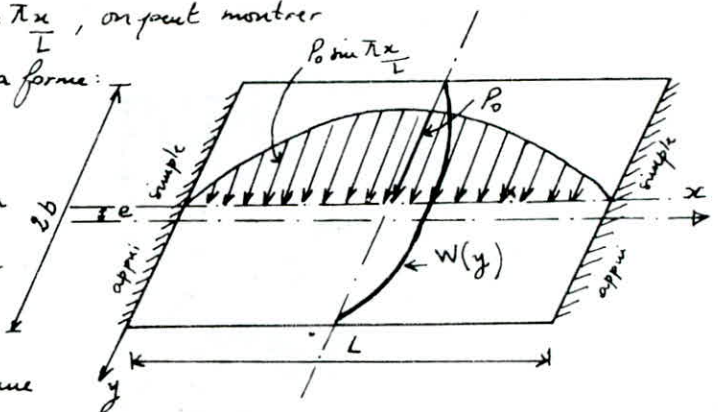
$$W(x, y) = W(y) \cdot \sin \frac{\pi x}{L}$$

Si la charge P au lieu d'être répartie sur une ligne était uniformément répartie sur $2b$ tout en restant sinusoidale dans le sens de l'axe x , le pont prendrait une

déformée cylindrique d'équation : $W_0(x, y) = W_0 \cdot \sin \frac{\pi x}{L}$

On appelle par définition le coefficient de répartition transversale, le rapport sans dimension

$$K(y) = \frac{W(y)}{W_0}$$



Le coefficient K dépend de α et θ , de l'excentricité e de la charge linéaire $p(x)$ et de l'ordonnée y du pont considéré.

Il peut être déterminé à l'aide des fonctions $K_0(\alpha=0)$ et $K_1(\alpha=1)$ établis dans les numériques à double entrées données ($K_0; K_1$ sont présentés à l'annexe de l'ouvrage, le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes (BARRES-MASSONNET).

Connaissant θ , on peut avoir les valeurs des fonctions K_0 et K_1 .

Pour avoir les valeurs de K_α correspondant à α (paramètre de torsion), nous utilisons la loi d'interpolation :

$$\text{Pour } 0 < \alpha \leq 0,1 \quad ; \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0,05} \cdot \frac{0,065 - \theta}{1 - e^{0,663}}$$

$$\text{Pour } 0,1 < \alpha \leq 1 \quad ; \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha$$

$$\text{Pour } \alpha > 1 \quad ; \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$$

Comme les tables ne donnent que les valeurs pour les poutres de la 2^{ème} moitié ($y > 0$), celles de l'autre moitié ($y < 0$) peuvent être obtenues en intervenant symétriquement les excentricités e et en remplaçant les ordonnées y par leurs symétriques.

5- Calcul des paramètres α et θ :

L'inertie de la poutre n'étant pas la même à l'appui et en travée, on calcule l'inertie moyenne : $I_m = I_0 + \frac{8}{3\pi} (I - I_0)$.

où I_0 et I sont des moments d'inertie respectivement à l'appui et en travée de la section complète avec $N=0$ (béton seul).

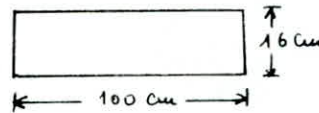
$$I = 13379271,64 \text{ cm}^4 \quad \Rightarrow \quad I_m = 13672011,20 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 15315717,50 \text{ cm}^4$$

$$J_p = \frac{B_p}{b_0} = \frac{E I_p}{b_0} = \frac{E \cdot 13672011,2}{104,1} = 131335,3622 E$$

$$J_E = \frac{B_E}{l_0} = \frac{E I_E}{l_0}$$

Comme nous n'avons pas d'entretoises intermédiaires, c'est l'hourdis qui joue le rôle d'entretoises



et puisque la dalle agit seule, nous

préférons de ne pas négliger l'influence du coefficient de Poisson : $\nu = 0,15$ pour le béton

$$J_E = \frac{E}{l_0} \cdot \frac{l_0^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{E}{100} \cdot \frac{100 \cdot 16^3}{12(1-0,15^2)} = 349,19 E$$

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{J_p}{J_E}} = \frac{5,9}{24,5} \sqrt{\frac{131335,3622 E}{349,19 E}} = 1,06$$

Dix mètres de rive - L = portée de la poutre.

6- Calcul de δ_p et δ_E (Les rigidités torsionnelles respectivement de la poutre et de l'entretoise):

Pour le calcul des rigidités torsionnelles C_p nous décomposons la section en sections rectangulaires élémentaires.

On a $\alpha = \frac{\delta_p + \delta_E}{2\sqrt{J_p \cdot J_E}}$ avec $\delta_p = \frac{C_p}{b_0}$; $C_p = G \cdot I_p \Rightarrow \delta_p = \frac{G I_p}{b_0}$
 $\delta_E = \frac{C_E}{l_0}$; $C_E = G \cdot I_E \Rightarrow \delta_E = \frac{G I_E}{l_0}$
 or $\delta_p = \frac{G \cdot \Gamma_p}{b_0}$; $\delta_E = \frac{G \cdot \Gamma_E}{l_0}$ et $J_p = \frac{E I_p}{b_0}$; $J_E = \frac{E I_E}{l_0}$

$\Rightarrow \alpha = \frac{\frac{G \Gamma_p}{b_0} + \frac{G \Gamma_E}{l_0}}{2\sqrt{\frac{E I_p}{b_0} \cdot \frac{E I_E}{l_0}}}$; $G = \frac{E}{2(1-\nu)}$; si $\nu \approx 0$, nous prenons $G = \frac{E}{2}$

nous aurons $\alpha = \frac{\frac{\Gamma_p}{b_0} + \frac{\Gamma_E}{l_0}}{4\sqrt{\frac{I_p \cdot I_E}{b_0 l_0}}}$; avec $\Gamma_p =$ Inertie moyenne de torsion de chaque poutre
 $\Gamma_E =$ Inertie moyenne de torsion de l'entretoisement.

* Calcul de Γ_p et Γ_E : Pour le calcul de Γ_p et Γ_E , nous décomposons comme nous avons écrit au-dessus, la section en sections rectangulaires élémentaires

L'inertie de torsion d'un rectangle de longueur b et de hauteur h est :

$\Gamma = (K) \cdot b h^3$ avec $\frac{b}{h} > 1$. (**)

K prenant les valeurs suivantes en fonction du rapport $\frac{b}{h}$ (Dossier PRAD . SETRA).

b/h	1	1,2	1,5	1,75	2	2,25	2,50	3	4	5	10	∞
K	0,141	0,166	0,196	0,213	0,229	0,240	0,249	0,263	0,281	0,292	0,312	0,333

Remarque : Pour tenir compte de la distribution réelle des contraintes de cisaillement dans les sections de rapport b/h élevé, nous avons convenu d'appliquer les corrections suivantes dans l'application de la formule ci-dessus : (**)

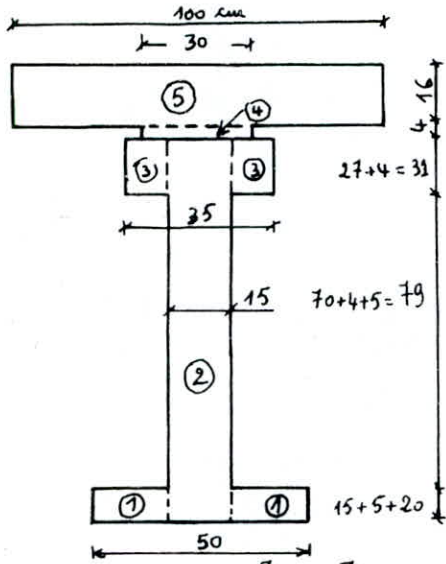
- Pour l'âme de poutres, le coefficient K est calculé avec une hauteur double de la hauteur réelle.
- Pour le hourdis, la valeur de Γ est réduite de moitié que celle donnée par la formule générale.

1.a - $\frac{b}{h} = \frac{50-15}{20} = 1,75 \rightarrow K = 0,213$; $\Gamma_1 = 0,213 (50-15) \times 20^3 = 59640 \text{ cm}^4$

2.b - $\frac{b}{h} = \frac{2 \times (20 + 79 + 31)}{15} = 17,33 > 10 \rightarrow K = 0,333$; $\Gamma_2 = 0,333 \times 130 \times 15^3 = 146703,75 \text{ cm}^4$

3.c - $\frac{b}{h} = \frac{31}{35-15} = 1,55 \rightarrow K = 0,1994$ (Après interpolation) ; $\Gamma_3 = 0,1994 \times 31 \times (35-15)^3$
 $\Gamma_3 = 49451,20 \text{ cm}^4$

4.d - $\frac{b}{h} = \frac{30}{4} = 7,5 \rightarrow K = 0,302$ (Après interpolation) ; $\Gamma_4 = 0,302 \times 30 \times 4^3 = 579,84 \text{ cm}^4$



5.e - $b/h = \frac{100}{16} = 6,25 \rightarrow K = 0,297$ (Après itération) ;

$I_5 = \frac{1}{2} \times 0,297 \times 100 \times 16^3 = 60825,6 \text{ cm}^4$

$I_p = I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + I_5 = 316599,79 \text{ cm}^4$

$I_E = I_5 = 60825,6 \text{ cm}^4$

Nous avons
$$\alpha = \frac{\frac{I_p}{b_0} + \frac{I_E}{I_0}}{4 \sqrt{\frac{I_p}{b_0} \cdot \frac{I_E}{I_0}}} = \frac{\frac{316599,79}{104,1} + \frac{60825,60}{100}}{4 \sqrt{\frac{1367209,2}{104,1} \cdot \frac{34133,33}{100}}} = 0,136$$

7 - Lignes d'influence du coefficient de répartition transversale K_α :

Le paramètre d'entretoisement $\theta > 1$; On utilise la formule : $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$

K_0 = Coefficient de répartition pour $\alpha = 0$; $K_0 = K(\alpha = 0 ; \theta ; e ; y)$

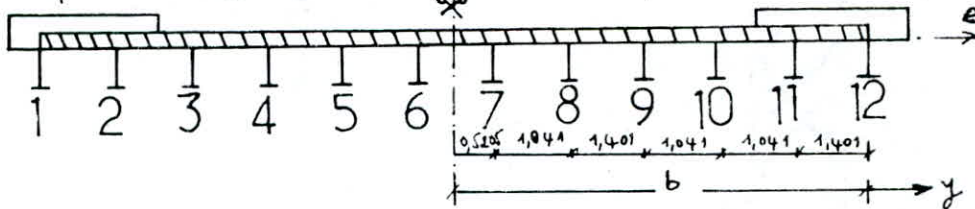
K_1 = Coefficient de répartition pour $\alpha = 1$; $K_1 = K(\alpha = 1 ; \theta ; e ; y)$

Nous déterminons K_0 pour $\alpha = 0$; $\theta = 1$ et pour différentes positions théoriques de e et y et K_1 pour $\alpha = 1$; $\theta = 1$ ainsi que pour les différentes positions théoriques de e et y .

À l'aide de la formule : $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$, nous déterminons $K_\alpha(\alpha = 0,136 ; \theta = 1,10 ; e ; y)$ ①

et pour $\theta = 1,10$, nous procédons de la même manière et nous aurons : $K_\alpha(\alpha = 0,136 ; \theta = 1,10 ; e ; y)$ ②

En interpolant entre ① et ②, nous déterminons K_α pour $\theta = 1,06$; $e ; y$.



Pour avoir les valeurs de la fonction K_α correspondantes aux positions réelles de nos pontes, nous avons fait des interpolations linéaires. Les résultats ont regroupés dans le tableau ci-après suivant pour les pontes de la moitié droite du pont.

Les valeurs de K_α qui sont représentées dans le tableau ci-après vont nous permettre de tracer sa ligne d'influence pour les pontes $P_7, P_8, P_9, P_{10}, P_{11}, P_{12}$

$y(m) \backslash e$		$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3}{4}b$	b
		$-5,900$	$-4,425$	$-2,950$	$-1,475$	0	$1,475$	$2,950$	$4,425$	$5,900$
P_7	0,5205	-0,2434	0,2099	0,7658	1,4680	2,0381	1,8898	1,2232	0,9288	-0,1280
P_8	1,5615	-0,1892	0,0321	0,3919	0,7376	1,4095	2,0162	1,7496	0,6741	0,5796
P_9	2,6025	-0,1422	-0,0191	0,1861	0,5036	1,0952	1,8202	2,1304	1,6384	1,0558
P_{10}	3,6435	-0,0756	-0,0376	0,0440	0,3276	0,7076	1,4201	2,1463	2,4480	2,2093
P_{11}	4,6845	+0,0064	-0,0302	-0,0475	0,2200	0,2686	0,8601	1,8746	3,1374	3,9787
P_{12}	5,725	+0,0852	-0,0079	-0,1030	-0,1659	-0,1045	0,3126	1,4188	3,5950	6,5880

8 - Calcul des coefficients K_x :

- Cas de surcharges localisés : On calcule les ordonnées y_i de la ligne d'influence de K_x sous chaque surcharge, le coefficient K_x sera obtenu par la formule ci-après :

$$K_x = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i}$$

Dans le sens transversal, les P_i ont même valeur. La formule devient alors :

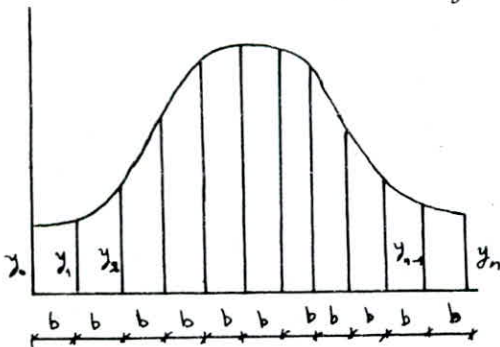
$$K_x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i \quad \text{avec } n : \text{nombre de fils de rones ou chevilles.}$$

- Cas de surcharges et charges uniformément réparties dans le sens transversal :

$$K_x = \frac{\Omega}{l} \quad \text{avec } \Omega = \text{Aire d'influence}$$

$l = \text{longueur chargée}$

L'aire Ω sera calculée par la formule des trapèzes : $\Omega = \frac{b}{2} \left[\frac{y_0}{2} + y_1 + \dots + y_{n-1} + \frac{y_n}{2} \right]$



Pour les 2 types de charges, nous allons envisager toutes les dispositions transversales des charges pour avoir le coefficient de répartition transversale K_x maximal.

Sur les graphes, nous avons représenté uniquement la disposition défavorable qui donne le $K_{x \max}$ pour chaque charge et surcharge.

*) Coefficients de répartition transversale $K_{\alpha \max}$:

Nous donnons le résultat de ces coefficients dans le tableau suivant :

CHARGES ET SURCHARGES	MODE DE CHARGEMENT	Poutre P7 $y = 0,5205 \text{ m}$	Poutre P8 $y = 1,5615 \text{ m}$	Poutre P9 $y = 2,6025 \text{ m}$	Poutre P10 $y = 3,6435 \text{ m}$	Poutre P11 $y = 4,6845 \text{ m}$	Poutre P12 $y = 5,725 \text{ m}$
A(L)	1 Voie chargée	1,665	1,693	1,800	1,650	1,268	0,818
	2 Voies chargées	1,451	1,193	1,003	0,958	0,655	0,350
Surcharges de TROTTOIRS	1 Trottoir chargé	0,411	0,470	1,558	2,350	3,558	4,681
	2 Trottoirs chargés	0,240	0,204	0,624	1,100	1,770	2,355
Mc 720	1 Véhic à 2 chenilles	1,720	1,490	1,650	1,550	1,190	0,940
Bc	1 convoi	1,440	1,570	2,000	1,940	1,745	1,380
	2 convois	1,675	1,540	1,620	1,415	1,078	0,703

*) Calcul des moments fléchissants dans les poutres :

Le moment fléchissant qui revient à chaque poutre sous les sollicitations sera donné selon la méthode de MM Guyon Massonet :

$$M_i = \frac{M_0}{n} \cdot K_{\alpha_i} \quad \text{avec} \quad M_0 = \text{Moment sollicitant chaque travée du pont}$$

n = nombre de poutres

K_{α_i} = coefficient de répartition transversale pour la poutre i .

M_i = Moment revenant à la poutre i .

Après avoir les combinaisons (voir hypothèses), nous allons donner les valeurs des moments pour la poutre la plus défavorable : (Poutre P7 ; $y = 0,5205 \text{ m}$)

i) Surcharge A(L) : Nous avons le cas le plus défavorable lorsque les 2 voies sont chargées

$$K_{\alpha \max} = 1,665 \text{ (1VC)} ; K_{\alpha \max} = 1,451 \text{ (2VC)}.$$

Section		0	L/8	L/4	3L/8	$S = 10,525 \text{ m}$	L/2
M (t.m)	1VC	0	19,4028	33,2612	41,5778	43,4697	44,3487
	2VC	0	33,8238	57,9835	72,4803	75,7782	77,3105

ii) Surcharge de trottoirs : Nous avons le cas le plus défavorable lorsque les 2 trottoirs sont chargés.

$$K_{\alpha \max} = 0,411 \text{ (1TC)} ; K_{\alpha \max} = 0,240 \text{ (2TC)}.$$

Section		0	L/8	L/4	3L/8	S=10,525 _(m)	L/2
M (t.m)	1TC	0	0,3202	0,5487	0,6859	0,7170	0,7314
	2TC	0	0,3739	0,6408	0,8010	0,8374	0,8541

iii) Surcharge Bc: Nous avons le cas le plus défavorable lorsqu'on a 2 convois

$$K_{\alpha_{max}} = 0,440 \text{ (1 convoi)}; K_{\alpha_{max}} = 1,675 \text{ (2 convois)}$$

Section		0	L/8	L/4	3L/8	S=10,525 _(m)	L/2
M (t.m)	1 convoi	0	19,0106	31,7893	38,8138	39,5899	38,2838
	2 convois	0	49,4110	82,6240	100,8816	702,8990	99,5040

iv) Convoi Me120: On a $K_{\alpha_{max}} = 1,720$.

Section		0	L/8	L/4	3L/8	S=10,525 _(m)	L/2
M(t.m)		0	40,6092	69,6156	87,0191	90,9794	92,8198

v) Cas de superstructures (Revêtement + Trottoirs)

a) Revêtement: Dans ce cas, on a les 2 voies chargées, nous prenons $K_{\alpha_{max}}$ de la surcharge A(2) pour 2 voies chargées $\rightarrow K_{\alpha_{max}} = 1,451$.

Section		0	L/8	L/4	3L/8	S=10,525 _(m)	L/2
M(t.m)		0	5,5897	9,5819	11,9777	12,5231	12,7758

b) Trottoirs (Poids propre): Nous avons $K_{\alpha_{max}} = 0,240$ (2 trottoirs chargés).

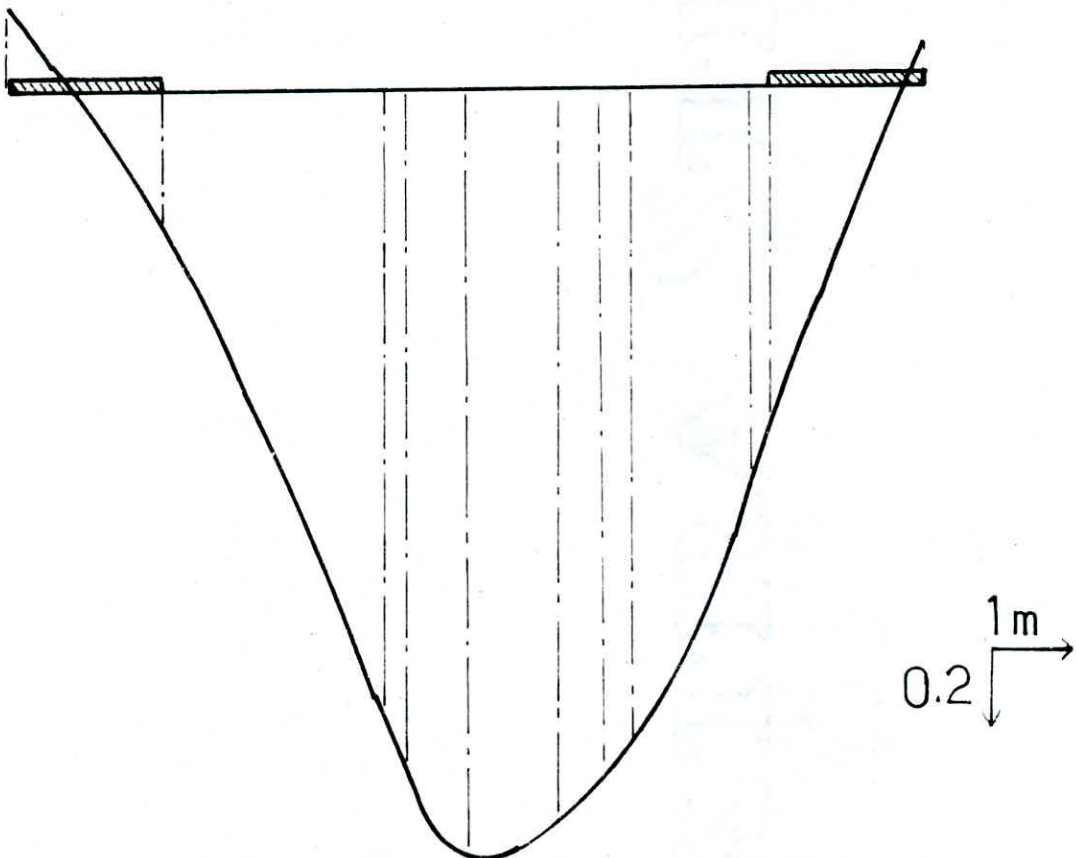
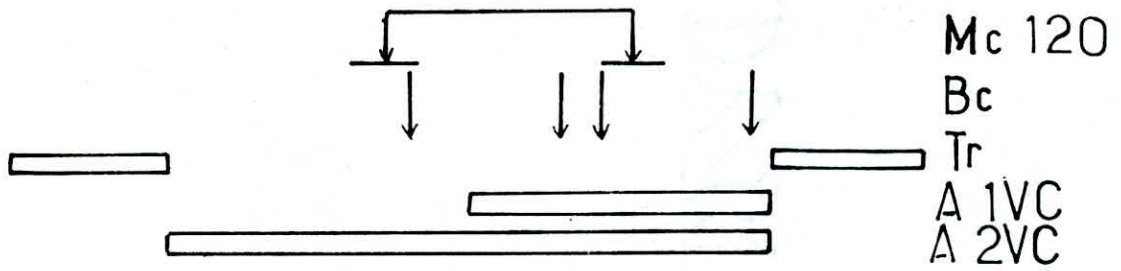
Section		0	L/8	L/4	3L/8	S=10,525 _(m)	L/2
M(t.m)		0	1,2458	2,1357	2,6697	2,7911	2,8476

c) Moment (Revêtement + Trottoirs)

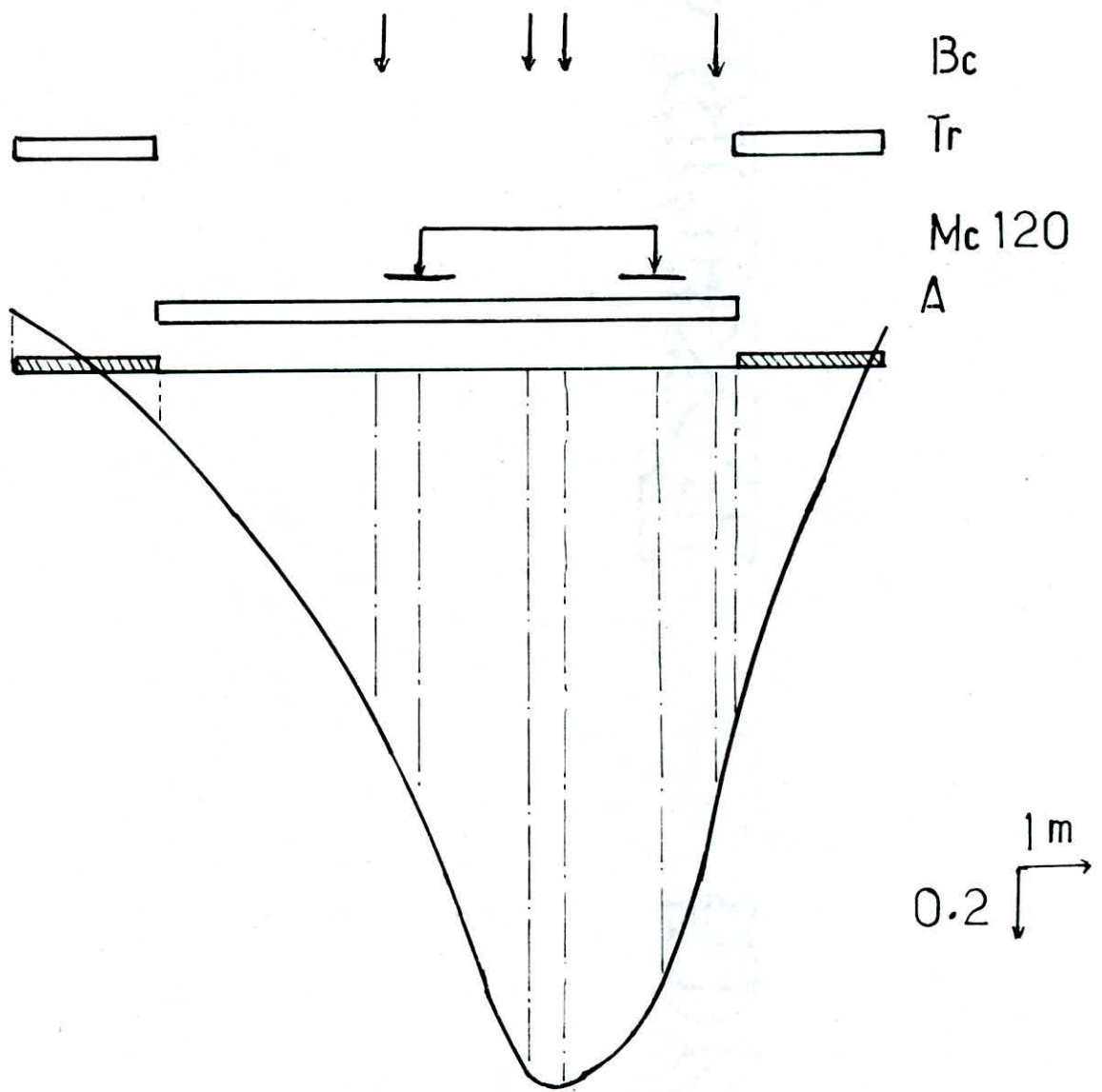
Section		0	L/8	L/4	3L/8	S=10,525 _(m)	L/2
M(t.m)		0	6,8355	11,7176	14,6474	15,3142	15,6234

La section la plus défavorable (qui donne le moment max) se trouve au milieu de la travée (section médiane L/2).

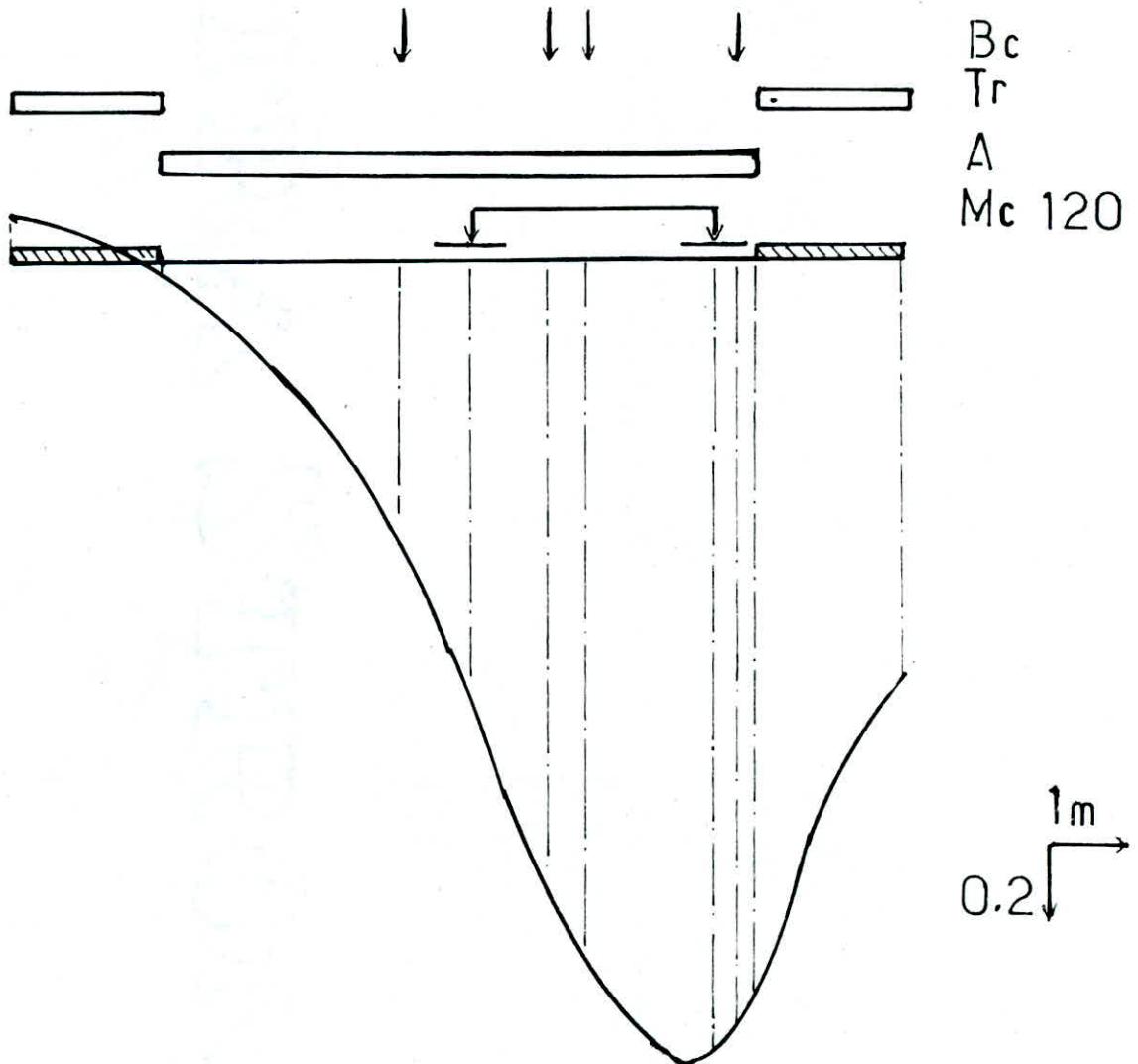
LIGNE D'INFLUENCE DE K_{α}
POUTRE P7



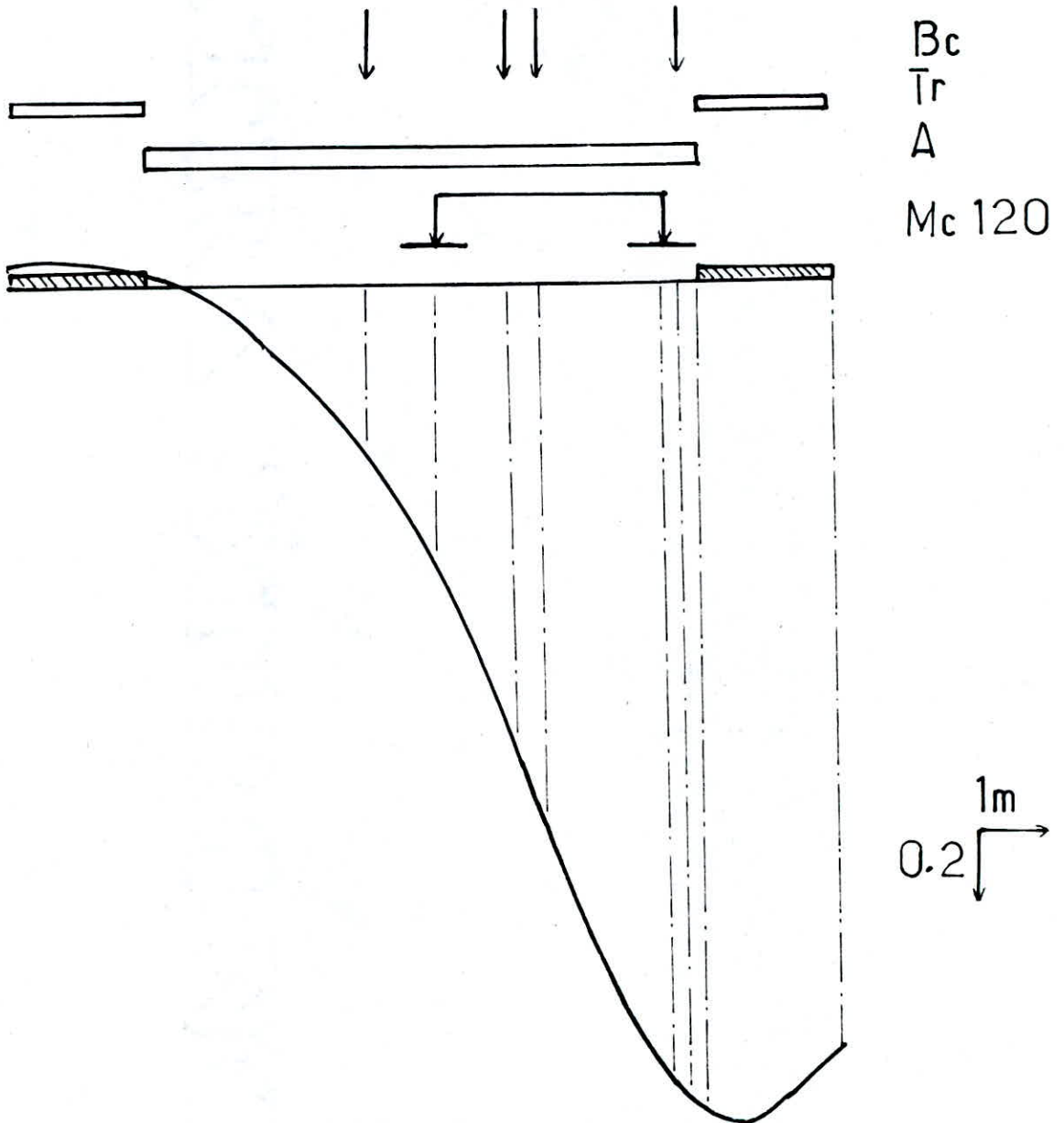
LIGNE D'INFLUENCE DE \hat{K}_α
POUTRE P8



LIGNE D'INFLUENCE DE \hat{K}_α
POUTRE P9



LIGNE D'INFLUENCE DE K_{α}
POUTRE P 10



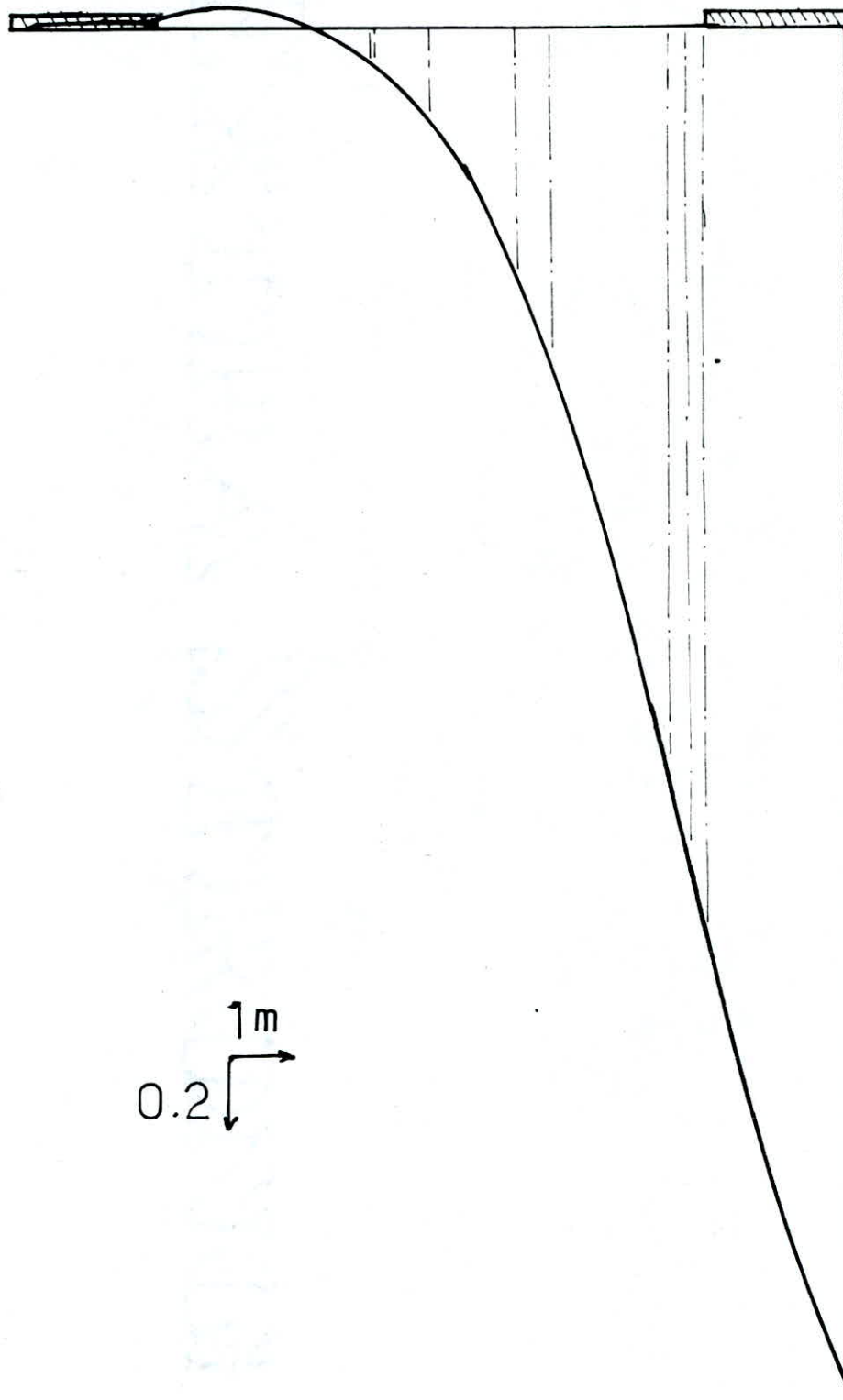
LIGNE D'INFLUENCE DE \hat{K}_α
POUTRE $\hat{P}11$

Mc-120

Bc

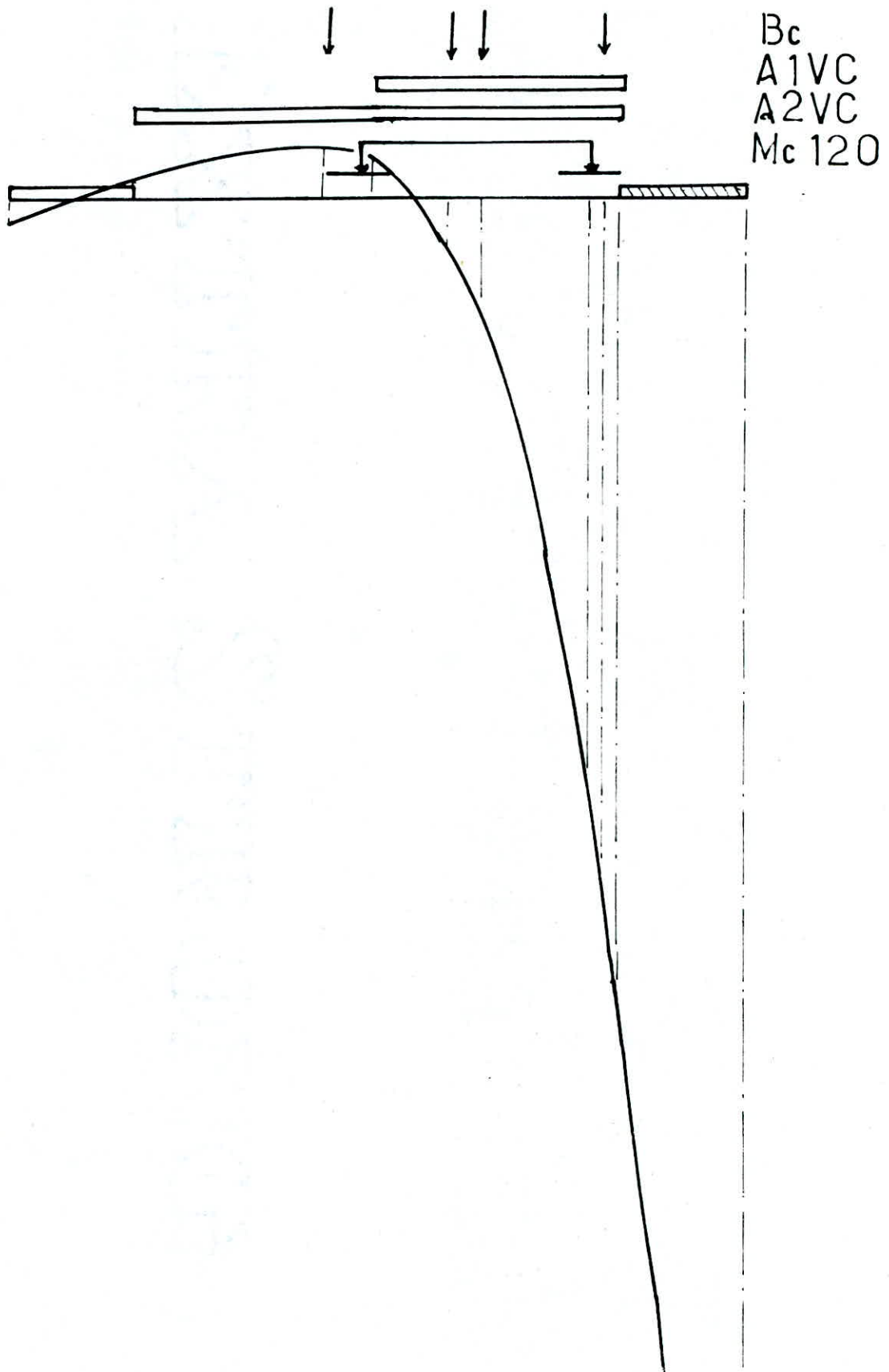
A 1VC

A 2VC



1m
0.2

LIGNE D'INFLUENCE DE \hat{K}_α
POUTRE P12



Récapitulatif des moments pour la poutre P7; $y = 0,5205 \text{ m}$.

Poutre P7; $y = 0,5205$	M_{-}^{mt} à l'état limite ultime (t.m)	M_{-}^{mt} à l'état limite d'utilisation (t.m)
Charges civiles surcharges sur trottoirs	$\delta_{Qc} \leftarrow \delta_{S3} \leftarrow \delta_{Qc}$ $99,504 \times 1,2 \times 1,33 = 158,808$ $\Sigma = 160,172$ $0,8541 \times 1,2 \times 1,33 = 1,3631$	$99,504 \times 1 \times 1,2 = 119,405$ $\Sigma = 120,246$ $0,8541 \times 1 \times 1 = 0,8541$
Charges militaires surcharges sur trottoirs	$92,8198 \times 1,2 \times 1,1 = 122,522$ $\Sigma = 123,885$ $0,8541 \times 1,2 \times 1,33 = 1,3631$	$92,8198 \times 1 \times 1 = 92,8198$ $\Sigma = 93,674$ $0,8541 \times 1 \times 1 = 0,8541$
Superstructures (Revêt + trot) poids propre	$15,623 \times 1,2 \times 1,2 \times 1,10 = 24,748$ $\delta_{S3} \quad \delta_{Q_{L1}}$	$15,623 \times 1,2 \times 1 \times 1 = 18,748$ $\delta_{S3} \quad \delta_{Q_{L1}}$

La sollicitation de calcul est de la forme :

$$\delta_{S3} \left[S(Q_{Q_{L1}}, Q_{L1}) + S\left(\begin{matrix} P_1 \\ \text{ou} \\ P_2 \end{matrix}\right) + S(\delta_{Qc} Q_c) \right] ; \quad \begin{matrix} \delta_{S3} = 1,2 \text{ (Etat limite ultime)} \\ \delta_{S3} = 1 \text{ (--- --- d'utilisation)} \end{matrix}$$

avec $S(\delta_{Q_{L1}}, Q_{L1})$: Sollicitation due aux actions de longue durée, dont la valeur caractéristique (max ou min) est Q_{L1} , actions majorées du coefficient $\delta_{Q_{L1}}$.

$S\left(\begin{matrix} P_1 \\ \text{ou} \\ P_2 \end{matrix}\right)$: Sollicitations dues à la précontrainte en valeur caractéristique max (P_1) ou min (P_2).

$S(\delta_{Qc} Q_c)$: Sollicitation due aux charges intermittentes (charges d'exploitation) l'action Q_c étant majorée du coefficient δ_{Qc} .

Pour les coefficients δ_{S3} , δ_{Qc} voir hypothèses.

Nous allons retenir le moment des charges d'exploitation entre charges civiles et militaires, qu'on augmente du moment provoqué par les superstructures (Revêtement + trottoirs) finalement pour la poutre (P7; $y = 0,5205 \text{ m}$) on obtient :

	M_{-}^{mt} à l'état limite ultime	à l'état limite d'utilisation
Actions intermittentes d'exploitation	160,172	120,246
Actions permanentes des superstructures	24,748	18,748

⊗ MOMENT DE FLEXION TRANSVERSALE :

Le moment de flexion transversale est calculé par la méthode de MM Guyon-Massonnet à l'aide des coefficients " μ_α ". Dans ce cas chaque charge réelle est remplacée par une charge développée en série de FOURRIER. Pour avoir une bonne précision de ce moment, Massonnet exige de prendre en compte les 3 premiers termes de la série de Fourier ($m=1;3;5$)

La détermination des coefficients μ_α se fait de la même façon que K_α .

Des tables numériques donnant les valeurs de μ_0 et μ_1 en fonction de θ , y et e ont été établis par MASSONNET.

Pour avoir les valeurs de la fonction μ_α (correspondant à α), nous utilisons la formule d'interpolation :

$$\text{Pour } \theta > 1 \Rightarrow \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \sqrt{\alpha} \quad (\theta = 1,06 ; \alpha = 0,136).$$

Tableau des valeurs de la fonction μ_{α_1} (correspondant à $\theta_1 = \theta = 1,06$) $m=1$ ($\mu_{\alpha_1} \times 10^4$)

Point y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	P7	0,5205	-185,4423	-194,9188	-164,8560	39,6392	677,3867	428,8750	-68,5750	-252,3850
P8	1,5615	-68,8611	-125,3624	-168,1591	-131,9243	137,7050	925,2500	149,3806	-283,3130	-559,3440
P9	2,6050	-22,6184	-72,7703	-120,4404	-135,2878	-59,1295	368,7600	736,2800	-171,5950	-804,6480
P10	3,6435	-3,1458	-37,0546	-73,0434	-700,5847	-79,1870	83,9850	562,6720	224,3912	-927,1630
P11	4,6815	1,2932	-13,5162	-32,7509	-49,6292	-58,3820	-15,7540	122,2750	518,3400	-791,9870
P12	5,7250	0,1862	-1,9458	-4,4386	-7,1453	-8,4059	-3,5110	17,6040	74,6270	-114,0250

Tableau des valeurs de la fonction μ_{α_3} (correspondant à $\theta_2 = 3\theta = 3,18$) $m=3$ ($\mu_{\alpha_3} \times 10^4$)

Point y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	P7	0,5205	-0,4070	1,6085	-2,8442	-38,5550	184,5030	75,0360	-30,6840	-1,4100
P8	1,5615	-0,0755	-0,0346	1,1363	-5,6900	-53,3100	293,9900	-34,8000	-9,3800	3,5840
P9	2,6050	-0,0230	-0,0478	0,2562	-0,5940	-0,5440	30,8190	228,5030	-46,3500	5,0600
P10	3,6435	0,0107	-0,0276	-0,0426	0,6310	-2,0280	-32,8560	141,7680	120,4100	-79,5000
P11	4,6815	0,0005	0	-0,0423	0,2637	0,7300	-5,3120	-44,4700	265,4400	-144,5600
P12	5,7250	0,0008	0	-0,0061	-0,0025	0,1370	-0,9620	-6,4030	39,7700	-19,5400

Tableau des valeurs de la fonction μ_{α_5} (correspondant à $\theta_5 = 5\theta = 5,30$) $m=5$ ($\mu_{\alpha_5} \times 10^4$)

Point y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	P7	0,5205	0,004084	-0,0310	0,3853	-9,3730	124,8700	72,7900	-4,8300	1,5720
P8	1,5615	0	0	-0,0450	0,5823	-13,9200	133,3300	1,6680	-0,2060	-0,0477
P9	2,6050	0	0	0	0,1087	-2,9900	35,6600	150,5500	-11,2500	0,9133
P10	3,6435	0	0	0	-0,0254	-0,0600	-7,5600	99,5500	86,5500	-8,1390
P11	4,6815	0	0	0	0	-0,06100	0,5300	-12,2100	165,5000	-15,4090
P12	5,7250	0	0	0	0	-0,0055	0,074	-1,7600	23,8300	-2,2180

Ces valeurs vont nous permettre de tracer les lignes d'influence de μ_{α_m} ($m = 1; 3; 5$) pour les ordonnées $e = (-b; 3b/4; -b/2; -b/4; 0; b/4; b/2; 3b/4; b)$.

Les valeurs des coefficients de répartition N_{α_m} pour chaque surcharge seront déduites de la même façon que K_{α} à partir de ces lignes d'influence (lecture d'ordonnées au droit des charges concentrées, calcul des surfaces avec la formule des trapèzes pour les charges uniformément réparties).

Toutefois, on envisagera les cas donnant les coefficients μ_{α_m} maximaux (+) et (-) pour chaque surcharge. Il est à noter que la charge permanente G n'engendre pas de flexion transversale, elle ne sera pas tenue compte pour le calcul des moments transversaux. Le calcul de ces coefficients de répartition N_{α_m} pour chaque surcharge au droit de chaque ordonnée y nous a permis d'avoir des coefficients $N_{\alpha_m}^+$ et $N_{\alpha_m}^-$ les plus défavorables (coefficients $N_{\alpha_m}^+$ et $N_{\alpha_m}^-$ maximaux). Ce sont ces coefficients qui vont nous servir pour le calcul des moments transversaux. Les valeurs de ces coefficients sont regroupés dans le tableau suivant pour chaque cas de surcharge.

Tableau des valeurs des coefficients N_{α_m} ($m = 1; 3; 5$) les plus défavorables pour chaque surcharge :

POUTRE P7		N_{α_1}		N_{α_3}		N_{α_5}	
		+	-	+	-	+	-
Trottoirs	1 Trottoir chargé	—	0,0580	—	0,0003	—	—
	2 trottoirs chargés	—	0,0965	—	0,0003	—	—
A(2)	1 voie chargée	0,0150	—	0,0045	—	0,0037	—
	2 voies chargées	0,0097	—	0,0030	—	0,0028	—
Br	1 Roue isolée	0,0677	0,0210	0,0180	0,0010	0,0130	—
B _c	1 Convoi	—	0,0150	0,0013	0,0040	0,0035	0,0010
	2 Convois	0,0128	—	0,0036	—	0,0043	—
B _t	1 Convoi	0,0035	0,0085	0,0020	0,0040	0,0050	0,0010
	2 Convois	0,0148	—	0,0047	—	0,0043	—
M _{c120}	—	0,0249	—	0,0180	—	0,0130	—

Calcul du moment de flexion transversale au moment dans les entretoises

Le moment est donnée par mètre linéaire par les formules suivantes :

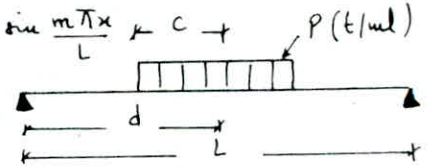
i) Pour une charge uniforme (A(l); Trottoirs).

$$M_y = \sum_{m=1}^5 N_{\alpha m} \frac{4P}{\pi m} b \sin \frac{m\pi x}{L} \quad \text{avec } x = \frac{L}{2}$$

ii) Pour une charge linéairement répartie : (M_{c120})

$$M_y = \frac{4P}{\pi} b \sum_{m=1}^5 \frac{1}{m} N_{\alpha m} \sin \frac{m\pi c}{L} \sin \frac{m\pi d}{L} \sin \frac{m\pi x}{L}$$

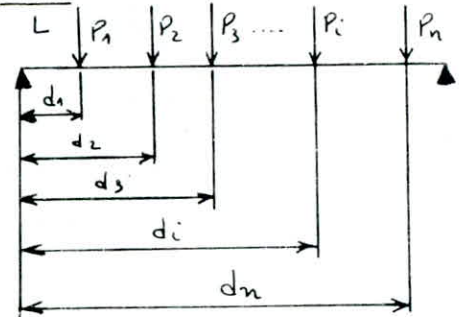
$$d = \frac{L}{2} \quad \text{et} \quad x = \frac{L}{2}$$



iii) Pour un système de charges concentrées (B_r; B_c et B_t).

$$M_y = \frac{2b}{L} \sum_{m=1}^5 \sum_{i=1}^n P_i N_{\alpha m} \sin \frac{m\pi d_i}{L} \sin \frac{m\pi x}{L}$$

$$x = \frac{L}{2}$$

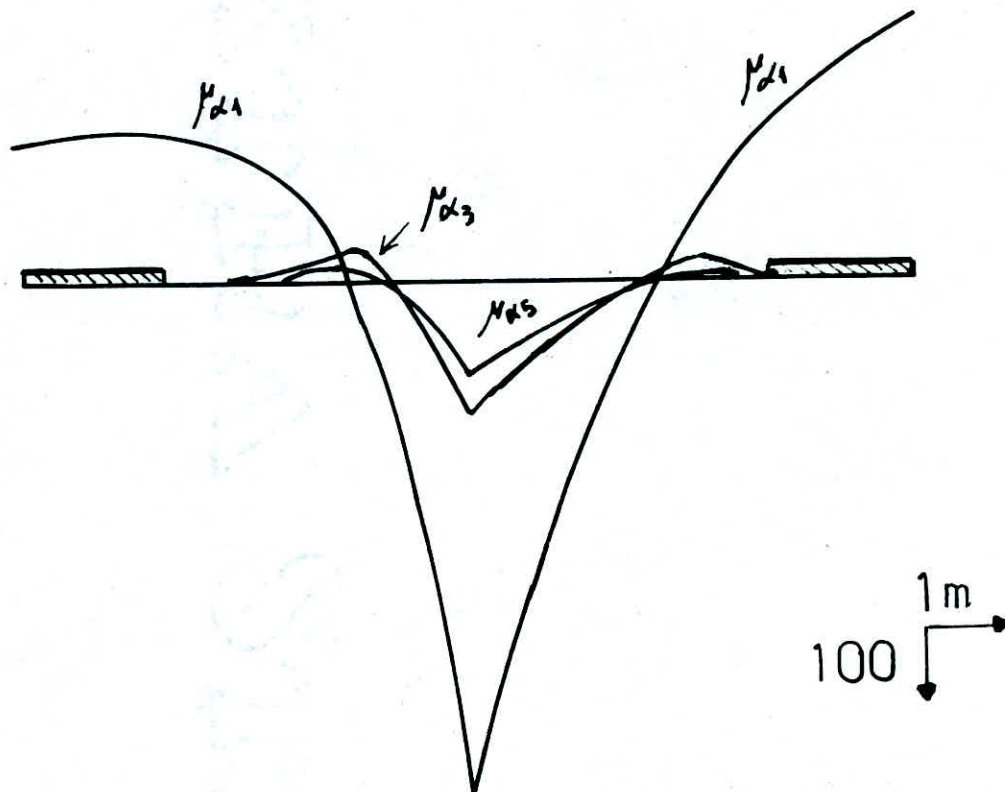


Nous avons fait le calcul pour les différentes surcharges, Les valeurs des moments de flexion transversale sont réunies dans le tableau ci-dessous :

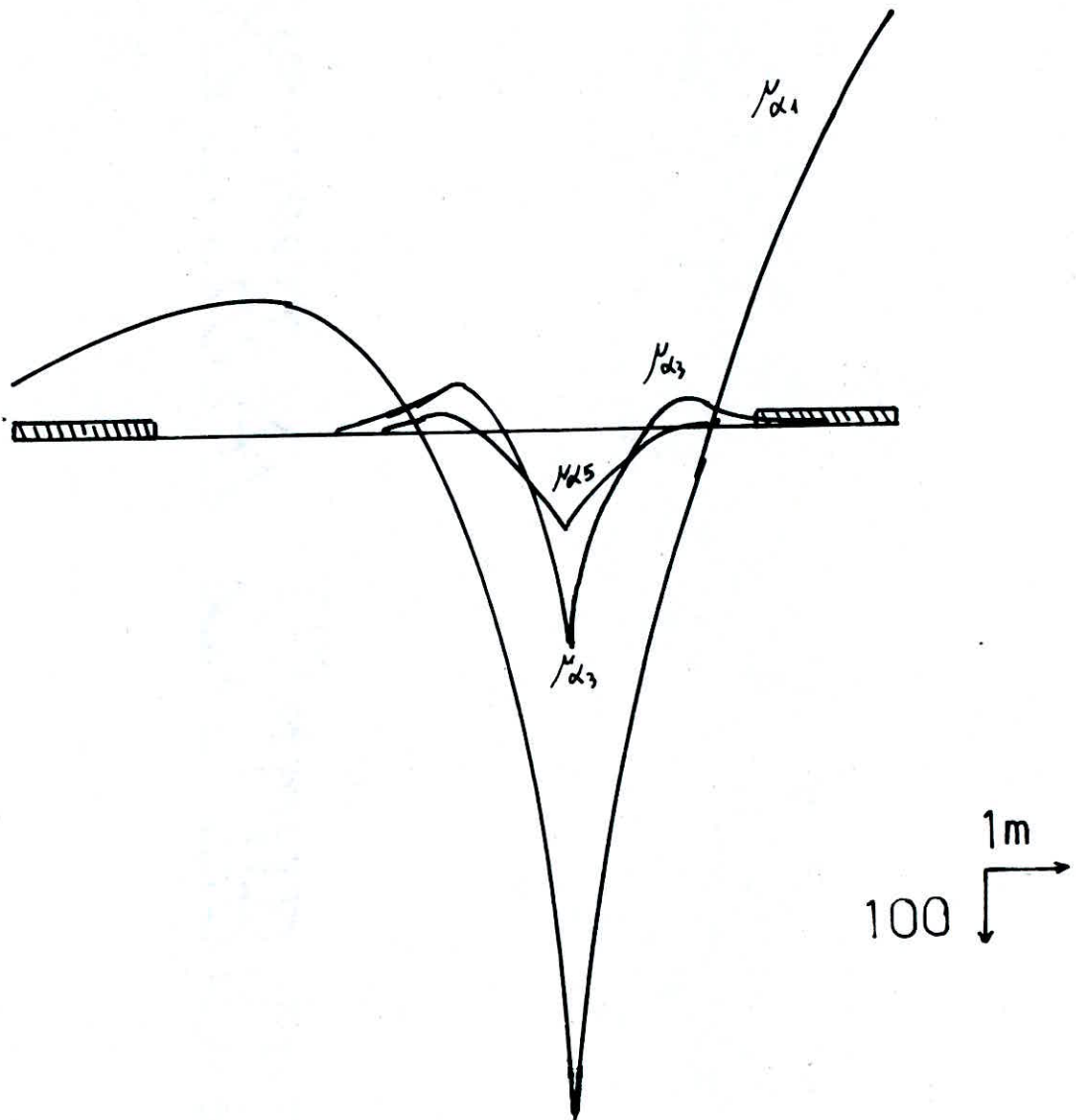
	TROTTOIR		A(l)		B _c		B _t		B _r	M _{c120}
	1TC	2TC	1VC	2VC	1convoi	2convois	1convoi	2convois		
M _y ⁻ (tm/ml)	-0,0652	-0,1080	—	—	0,0074	—	-0,0164	—	-0,1060	—
M _y ⁺ (tm/ml)	—	—	0,4540	0,5960	0,0123	0,0430	0,0097	0,0132	0,4750	0,3150

Ces moments que nous avons calculé vont être frappés par le coefficient de magnification dynamique δ avant d'être ajoutés aux moments dus à la flexion locale (cas des systèmes B et M_{c120}).

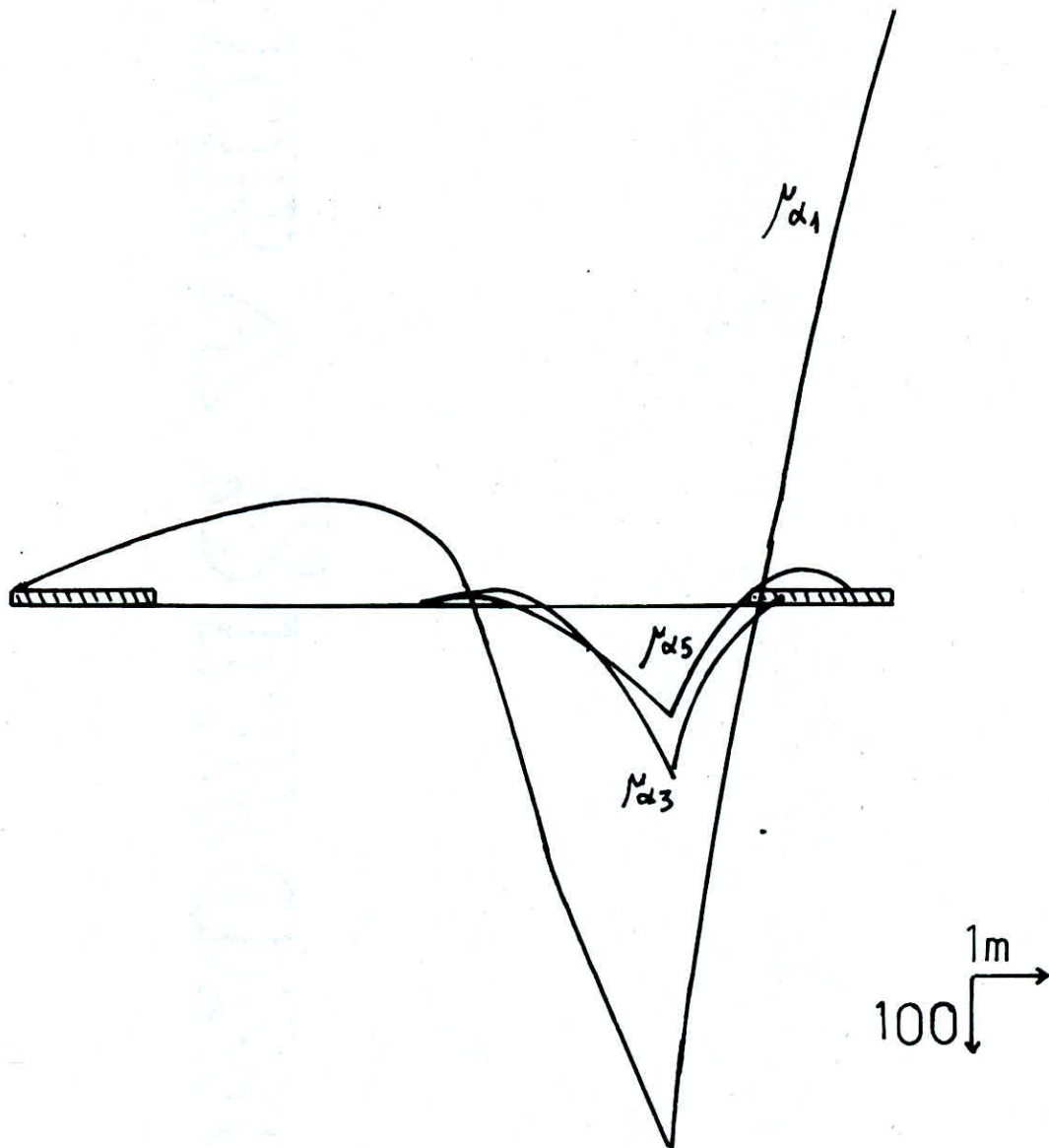
LIGNE D'INFLUENCE DE \hat{M}_α
POUTRE "P7"



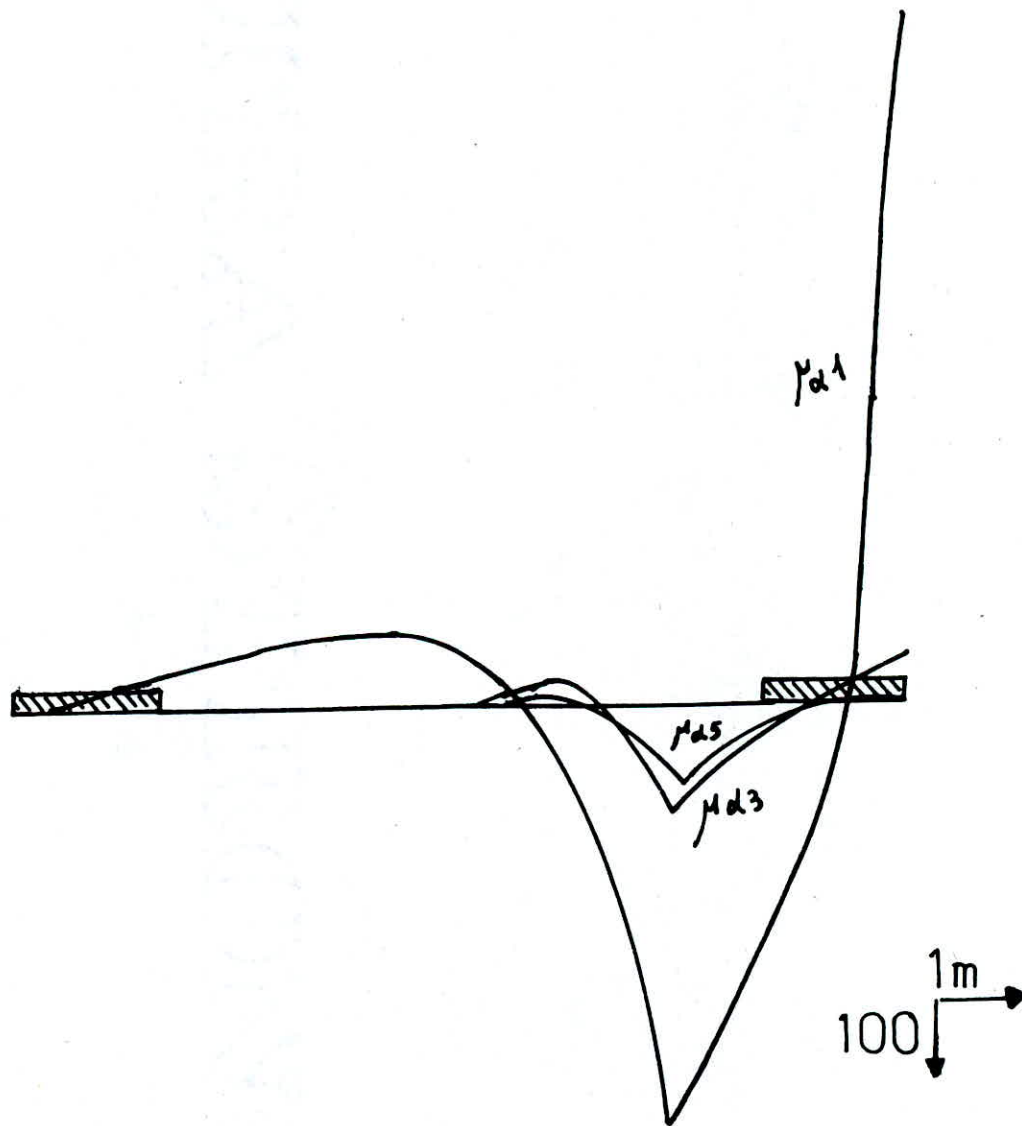
LIGNE D'INFLUENCE DE \hat{M}_α
POUTRE $\hat{P} 8$



LIGNE D'INFLUENCE DE \hat{M}_α
POUTRE $\hat{P9}$

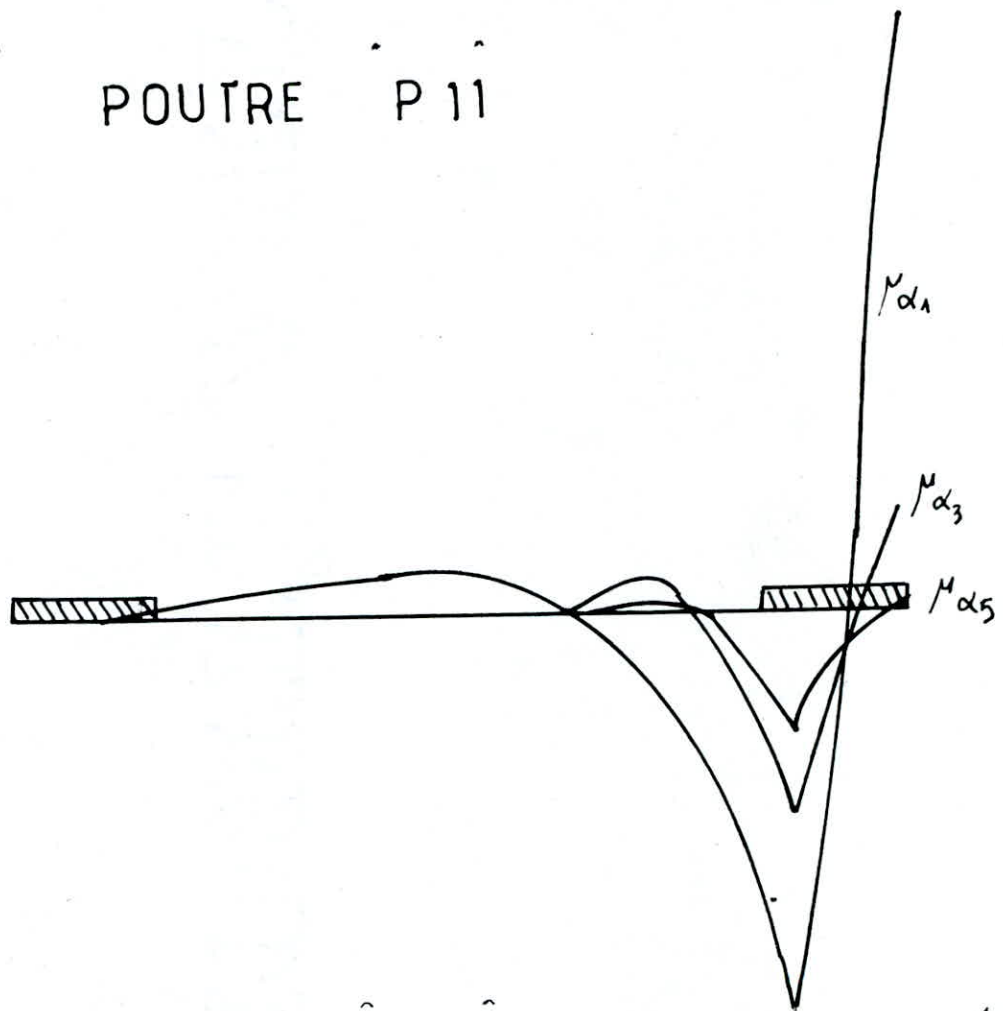


LIGNE D'INFLUENCE DE M_{α}
POUTRE P 10'

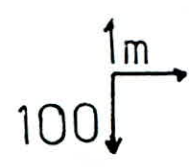
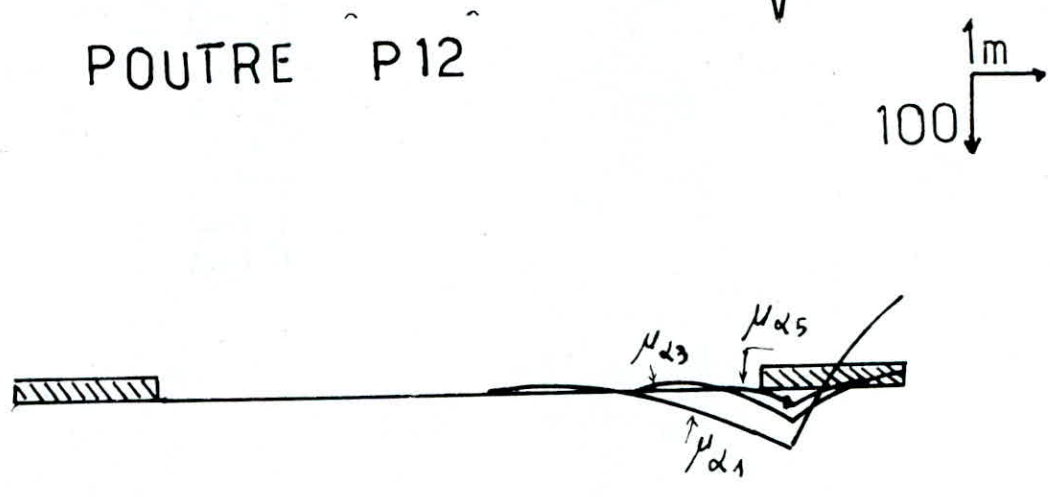


LIGNES D'INFLUENCE DE M_α

POUTRE P11



POUTRE P12



ETUDE DU PLATELAGE

Le platelage est constitué par une dalle en Béton armé coulé sur place, d'épaisseur 20 cm (y compris la prédalle). Pour le calcul, on considère la dalle d'épaisseur 16 cm car la prédalle sert uniquement pour le coffrage.

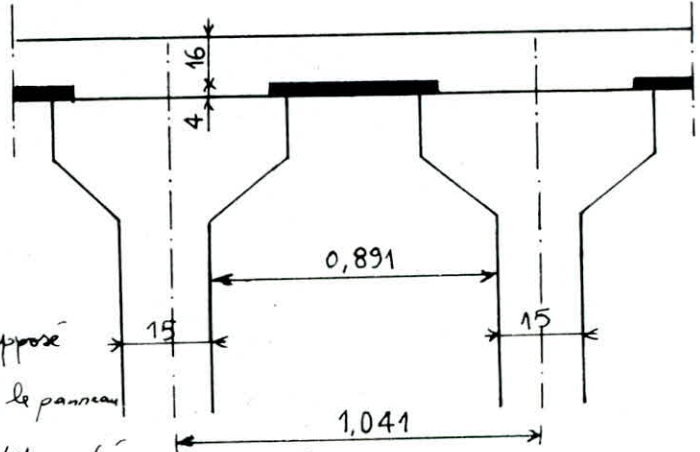
I - DIMENSIONNEMENT DU PANNEAU :

$l_y = 25,50 \text{ m}$: longueur de la poutre.

$l_x = 0,891 \text{ m}$: distance entre -mes intérieurs des âmes des poutres.

$$\text{on a } \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0,891}{25,50} = 0,035 < 0,4$$

$\rho < 0,4$ donc le panneau de dalle est supposé appuyer simplement sur 2 côtés, le panneau travaille dans le sens de la petite portée.



II - CALCUL DU COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE :

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

où P : Poids total du tablier sauf les poutres principales correspondant à L (après comparaison) par la largeur totale du pont.

S : surcharge maximale que l'on peut disposer sur la distance L (après comparaison).

$L = \min(l; l_1)$ où l = portée des poutres principales ; $l = 25,50 \text{ m}$

$l_1 = \max(l_r; l_p)$; l_r = largeur roulable = 8 m

$l_p = 11,45 \text{ m}$ [Entre-axes de 2 poutres de rive].

$$\Rightarrow l_1 = \max(8; 11,45) = 11,45 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L = \min(25,50; 11,45) = 11,45 \text{ m}$$

donc $L = 11,45 \text{ m}$.

* Poids total du tablier (sauf les poutres principales).

- Dalle + prédalle : $2,5 \times 0,20 \times 11,45 \times (11,45 + 0,35) = 67,555 \text{ t}$

- Trottoirs + corniches : $2,5 \times (2,25 \times 0,2 + 0,35 \times 0,2) \times 11,45 \times 2 = 29,77 \text{ t}$

- Revêtement : $2,2 \times 0,08 \times 8 \times 11,45 = 16,1216 \text{ t}$

- Garde-Corps : $0,06 \times 2 \times 11,45 = 1,374 \text{ t}$

$$P = 114,82 \text{ t}$$

* Surcharge S :

S : surcharge maximale que l'on peut disposer sur la distance L ($L = 11,45 \text{ m}$).

- Cas de B_c : On peut disposer 2 convoies ($b_c = 1,1$) $\Rightarrow S_{B_c} = 92,4 \text{ t} = 84 \times 1,1$
- Cas de B_t : On peut disposer de 2 tendeurs au maximum ($b_t = 1$) $\Rightarrow S_{B_t} = 64 \text{ t} = 2 \times 32 \times 1$
- Cas de B_r : On peut disposer d'une seule roue $\Rightarrow S_{B_r} = 10 \text{ t}$.
- Cas de M_{c120} : On peut disposer d'un seul convoi de $110 \text{ t} \Rightarrow S_{M_{c120}} = 110 \text{ t}$

Surcharges	B_c	B_t	B_r	M_{c120}
$S(\text{t})$	92,4	64	10	110
δ	1,222	1,195	1,134	1,238

III - CALCUL DES EFFORTS :

* Charge permanente "G" : Comme $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,035 < 0,4$; alors l'étude est ramenée à un calcul d'une poutre continue dans le sens de la petite portée, nous allons étudier une bande de panneau de 1m de largeur et 16 cm d'épaisseur et de $l_x = 0,891 \text{ m}$ de portée.

- Poids propre de la dalle : $2,5 \times 0,16 \times 1 = 0,4 \text{ t/ml}$
- Poids propre du revêtement : $2,2 \times 0,08 \times 1 = 0,176 \text{ t/ml}$

$$q_G = 0,576 \text{ t/ml}$$

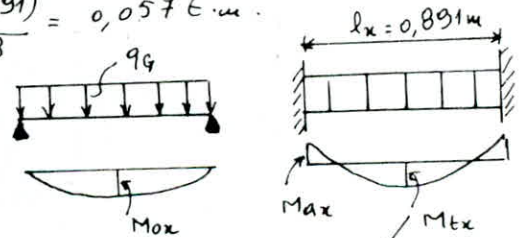
- Moments fléchissants : $M_{0x} = q_G \cdot \frac{l_x^2}{8} = 0,576 \cdot \frac{(0,891)^2}{8} = 0,057 \text{ t} \cdot \text{m}$

i) • En travée : $M_{t_x} = 0,8 M_{0x} = 0,0457 \text{ t} \cdot \text{m}$

• En appui : $M_{a_x} = -0,5 M_{0x} = -0,0286 \text{ t} \cdot \text{m}$

ii) • En travée : $M_{t_y} = \frac{1}{4} M_{t_x} = 0,0114 \text{ t} \cdot \text{m}$

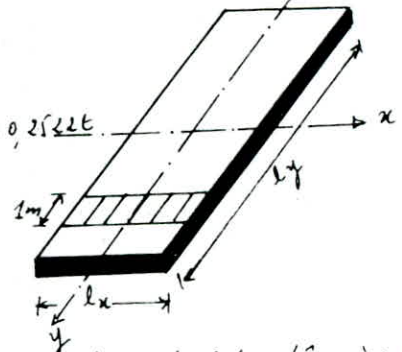
• En appui : $M_{a_y} = M_{a_x} = -0,0286 \text{ t} \cdot \text{m}$



- Efforts tranchants :

• Au milieu de l_y : $T_x = q_G \cdot \frac{l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = 0,576 \times \frac{0,891 \times 25,5}{2 \times 25,5 + 0,891} = 0,2522 \text{ t}$

• Au milieu de l_x : $T_y = \frac{1}{3} q_G l_x = \frac{1}{3} \times 0,576 \times 0,891 = 0,171 \text{ t}$



* Sous surcharges :

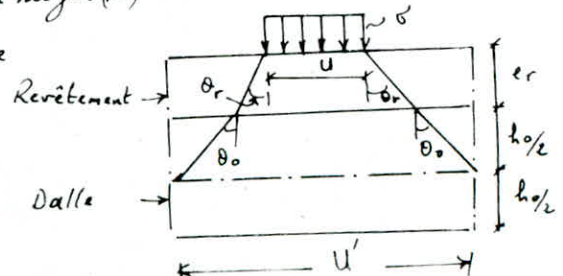
- Diffusion : Lorsqu'une charge localisée concentrée s'exerce, les contraintes dues à cette surcharge sont diffusées dans le plan moyen ($\bar{\pi}$) située à mi-hauteur de la dalle

e_r = épaisseur du revêtement ; h_0 = épaisseur de la dalle

U, U' = Largeurs d'impact avant et après diffusion

θ_r = Angle de diffusion dans le revêtement

θ_0 = Angle de diffusion dans la dalle



$\begin{cases} U \text{ et } U' \parallel l_x \\ V \text{ et } V' \parallel l_y \end{cases}$; - dalle en Béton Armé $\rightarrow \theta_0 = 45^\circ$
 - Revêtement peu rigide [Asphalte] $\rightarrow \theta_r = \text{Arctg } \frac{3}{4}$

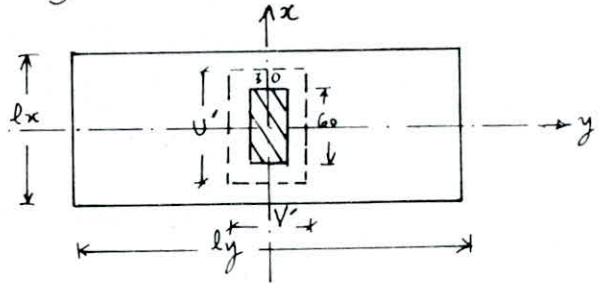
Il s'en suit : $U' = U + 1,5e_r + h_0$; $U' \parallel l_x$; $e_r = 8 \text{ cm}$
 $V' = V + 1,5e_r + h_0$; $V' \parallel l_y$; $h_0 = 16 \text{ cm}$

1- ROUE ISOLEE : B_r ; $P = 10t$

$$\begin{cases} U' = 60 + 1,5 \times 8 + 16 = 88 \text{ cm} \\ V' = 30 + 1,5 \times 8 + 16 = 58 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\frac{U'}{l_x} = \frac{88}{89,1} = 0,981 \approx 1 ; \frac{V'}{l_x} = \frac{58}{89,1} = 0,65$$

$P = 10t$



- Moments : $M_1 = 8,6 \cdot 10^{-2}$; $M_2 = 3,6 \cdot 10^{-2}$ } $\Rightarrow M_x = (M_1 + \nu M_2) P = (8,6 + 0,15 \times 3,6) \cdot 10^{-2} \cdot 10^4$
 $M_y = (M_2 + \nu M_1) P = (3,6 + 0,15 \times 8,6) \cdot 10^{-2} \cdot 10^4$
 ($\nu = \text{Coeff. de Poisson} = 0,15$)

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x = 914 \text{ kgm} = 0,914 \text{ tm} \\ M_y = 489 \text{ kgm} \approx 0,49 \text{ tm} \end{cases}$$

- Efforts tranchants : $U' = 88 \text{ cm}$; $V' = 58 \text{ cm}$ $\Rightarrow U' > V'$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_{U'} = \frac{P}{2U' + V'} = \frac{10^4}{(2 \times 88 + 58) \cdot 10^{-2}} = 4273,5 \text{ kg/ml} \approx 4,27 \text{ t/ml} \\ T_{V'} = \frac{P}{3U'} = \frac{10^4}{3 \times 88 \cdot 10^{-2}} = 3787,878 \text{ kg/ml} \approx 3,79 \text{ t/ml} \end{cases}$$

Pour avoir les efforts tranchants au milieu de l_x et l_y , on majore $T_{U'}$ et $T_{V'}$ de 25%

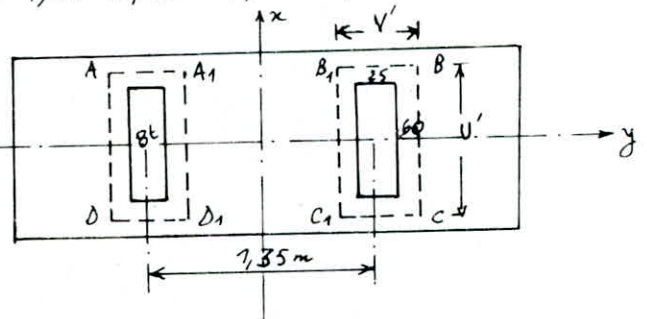
- au milieu de l_y : $T_x = 1,25 \cdot T_{U'} = 1,25 \times 4,27 = 5,34 \text{ t/ml}$

- au milieu de l_x : $T_y = 1,25 \cdot T_{V'} = 1,25 \times 3,79 = 4,737 \text{ t/ml}$

2 - Surcharge B_t : - Moments fléchissants :

On ne peut disposer qu'une file de roues sur la plaque.

- Diffusion : $\begin{cases} U' = 60 + 1,5 \times 8 + 16 = 88 \text{ cm} \\ V' = 25 + 1,5 \times 8 + 16 = 53 \text{ cm} \end{cases}$



- Interférence : * suivant l_x : Vérifions que $V' > \alpha$; $\alpha = \text{Entre-axes de 2 roues voisines}$
 $V' = 53 \text{ cm}$; $\alpha = 135 \text{ cm}$ $\Rightarrow V' < \alpha$: Pas d'interférence.

* suivant l_y : Nous n'avons pas aussi d'interférence.

- Calcul de la pression de répartition : $\sigma' = \frac{P}{U'V'} = \frac{8}{88 \times 53 \cdot 10^{-4}} = 17,153 \text{ t/m}^2$

- Surface ABCD : $U'_1 = 88 \text{ cm}$

$$V'_1 = 135 + 53 = 188 \text{ cm}$$

$$f = 0,035 \approx 0 \Rightarrow \begin{cases} \frac{U'_1}{l_x} = \frac{88}{89,1} = 0,98 \approx 1 \\ \frac{V'_1}{l_x} = \frac{188}{89,1} = 2,11 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{1,1} = 5,4 \cdot 10^{-2} \\ M_{2,1} = 0,42 \cdot 10^{-2} \end{cases}$$

Charge fictive: $P_1 = \sigma' \cdot U'_1 \cdot V'_1 = 17,153 \times 0,88 \times 1,88 = 28,38 \text{ t}$

$M_{x1} = (M_{1,1} + \sqrt{2} M_{2,1}) P_1 = 1550,29 \text{ kg} \cdot \text{m}$; $M_{y1} = (M_{2,1} + \sqrt{2} M_{1,1}) P_1 = 349,048 \text{ kg} \cdot \text{m}$

- Surface $A_1 B_1 C_1 D_1$: $U'_2 = 88 \text{ cm}$; $V'_2 = 82 \text{ cm}$

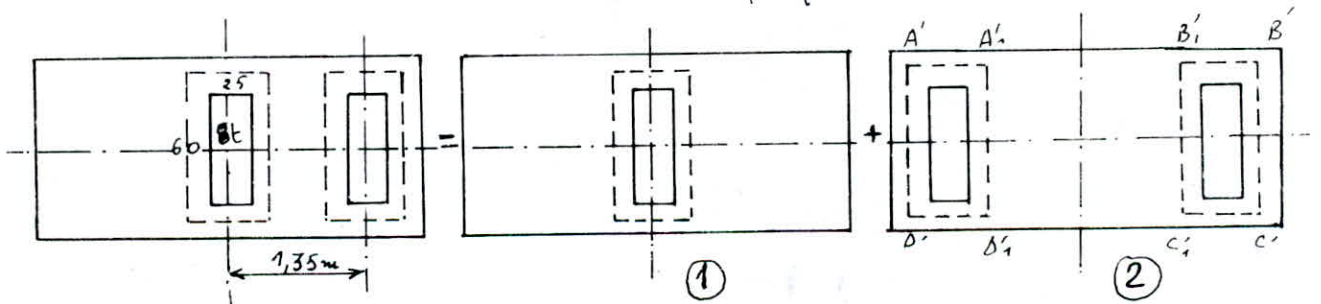
$$f = 0 \Rightarrow \begin{cases} \frac{U'_2}{l_x} = 0,987 \approx 1 \\ \frac{V'_2}{l_x} = 0,92 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{1,2} = 8 \cdot 10^{-2} \\ M_{2,2} = 2,4 \cdot 10^{-2} \end{cases}$$

Charge fictive: $P_2 = \sigma' \cdot U'_2 \cdot V'_2 = 12,38 \text{ t}$

$M_{x2} = (M_{1,2} + \sqrt{2} M_{2,2}) P_2 = 1034,77 \text{ kg} \cdot \text{m}$; $M_{y2} = (M_{2,2} + \sqrt{2} M_{1,2}) P_2 = 445,59 \text{ kg} \cdot \text{m}$

finallement: $\begin{cases} M_x = M_{x1} - M_{x2} = 0,515 \text{ t} \cdot \text{m} \\ M_y = M_{y1} - M_{y2} = -0,01 \text{ t} \cdot \text{m} \end{cases}$

- Efforts tranchants: x' effort tranchant max a lieu quand 2 roues de 2 véhicules voisins se trouvent au milieu de la plaque. mais on ne peut disposer qu'une seule roue au milieu de la plaque.



Système ① : $U'_1 = 60 + 1,5 \times 8 + 16 = 88 \text{ cm}$; $V'_1 = 25 + 1,5 \times 8 + 16 = 53 \text{ cm}$

$U'_1 > V'_1 \Rightarrow T_{1U'} = \frac{P_1}{2U'_1 + V'_1} = \frac{8}{(2 \times 88 + 53) \times 10^{-2}} = 3,49 \text{ t/ml}$; $T_{1V'} = \frac{P_1}{3U'_1} = \frac{8}{3 \times 88 \times 10^{-2}} = 3,03 \text{ t/ml}$

Système ② : - pression de répartition: $\sigma' = \frac{P}{U'V'} = \frac{8}{0,88 \times 0,53} = 17,153 \text{ t/m}^2$

* Surface $A'B'C'D'$: $U'_2 = 88 \text{ cm}$; $V'_2 = 2,70 + 0,53 = 3,23 \text{ m} = 323 \text{ cm}$

- charge fictive: $P_2 = 0,88 \times 3,23 \times 17,153 = 48,756 \text{ t} = \sigma' U'_2 V'_2$

$U'_2 < V'_2$: $T_{2U'} = \frac{P_2}{3V'_2} = \frac{48,756}{3 \times 3,23} = 5,03 \text{ t/ml}$; $T_{2V'} = \frac{P_2}{2V'_2 + U'_2} = 6,64 \text{ t/ml}$

* Surface $A_1 B_1 C_1 D_1$: $U'_3 = 0,88 \text{ m} = 88 \text{ cm}$; $V'_3 = 2,17 \text{ m} = 217 \text{ cm}$

- charge fictive: $P_3 = \sigma' U'_3 V'_3 = 32,76 \text{ t}$

$U'_3 < V'_3$: $T_{3U'} = \frac{P_3}{3V'_3} = \frac{32,76}{3 \times 2,17} = 5,03 \text{ t/ml}$; $T_{3V'} = \frac{P_3}{2V'_3 + U'_3} = 6,275 \text{ t/ml}$

pour le système ② on a: $T_{U'_2} = \frac{T_{2U'} - T_{3U'}}{2} = \frac{5,03 - 5,03}{2} = 0$

$T_{V'_2} = \frac{T_{2V'} - T_{3V'}}{2} = \frac{6,64 - 6,275}{2} = 0,1825 \text{ t/ml}$

Pour l'ensemble : $T_{U'} = T_{U'1} + T_{U'2} = 3,49 + 0 = 3,49 \text{ t/mel}$

$T_{V'} = T_{V'1} + T_{V'2} = 3,03 + 0,1825 = 3,215 \text{ t/mel}$

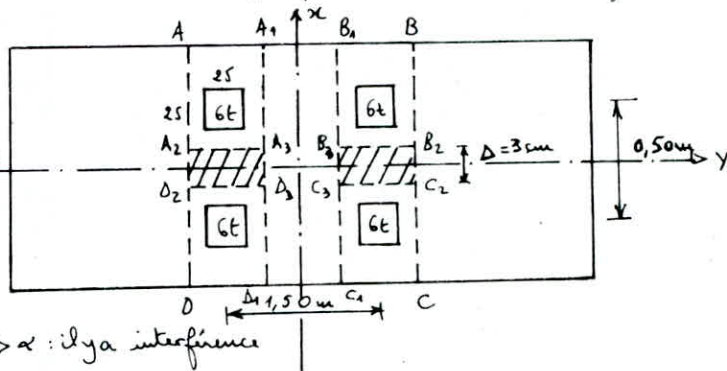
D'où finalement, on majore les efforts tranchants de 25%, on obtient :

$T_x = 1,25 T_{U'} = 4,36 \text{ t/mel}$: Au milieu de l_y .

$T_y = 1,25 T_{V'} = 4,02 \text{ t/mel}$: Au milieu de l_x .

3 - SURCHARGE B_C :

- Moments fléchissants: Le moment fléchissant max a lieu quand il y a 4 roues de 2 véhicules voisins se trouvent au milieu de la plaque d'où la position défavorable est la suivante :



- Diffusion : $V' = U + 1,5e + h_0 = 53 \text{ cm}$

$V' = U + 1,5e + h_0 = 53 \text{ cm}$

- Vérification de l'interférence :

• suivant l_x : Vérifions $U' > \alpha$

$\alpha = 50 \text{ cm}$, $U' = 53 \text{ cm} \Rightarrow U' > \alpha$: il y a interférence

zone d'interférence : $\Delta = U' - \alpha = 53 - 50 = 3 \text{ cm}$.

• suivant l_y : $V' = 53 \text{ cm}$; $\alpha = 150 \text{ cm} \Rightarrow V' < \alpha$: Pas d'interférence.

On distingue 2 surfaces :
 - Surfaces Ω_1 non touchées par l'interférence
 - Surfaces Ω_2 touchées par l'interférence

- Calcul de la pression de répartition : $\sigma' = \frac{P}{U'V'} = \frac{6}{53 \times 53 \cdot 10^{-4}} = 21,36 \text{ t/m}^2$.

⊗ Surfaces Ω_1 : 1- Surface ABCD : $U'_1 = 2U' - \Delta = 103 \text{ cm} > l_x$; nous prenons $U'_1 = l_x = 89,1 \text{ cm}$

$V'_1 = 203 \text{ cm}$

• charge fictive : $P_1 = \sigma' U'_1 V'_1 = 0,891 \times 2,03 \times 21,36 = 38,825 \text{ t}$.

$$f \approx 0 \Rightarrow \begin{cases} \frac{U'_1}{l_x} = 1 \\ \frac{V'_1}{l_y} = \frac{203}{89,1} = 2,28 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{1,1} = 5,1 \cdot 10^{-2} \\ M_{2,1} = 0,30 \cdot 10^{-2} \end{cases}$$

$M_{x1} = (M_{1,1} + 2M_{2,1}) P_1 = 1,9975 \text{ t m}$; $M_{y1} = (M_{2,1} + 2M_{1,1}) P_1 = 0,4135 \text{ t m}$.

2- Surface $A_1 B_1 C_1 D_1$: $U'_2 = l_x = 89,1 \text{ cm}$; $V'_2 = 1,50 - 0,53 = 0,97 \text{ m} = 97 \text{ cm}$.

• charge fictive : $P_2 = 0,891 \times 0,97 \times 21,36 = 18,46 \text{ t}$.

$$f \approx 0 \Rightarrow \begin{cases} \frac{U'_2}{l_x} = 1 \\ \frac{V'_2}{l_y} = 1,1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{1,2} = 7,6 \cdot 10^{-2} \\ M_{2,2} = 1,8 \cdot 10^{-2} \end{cases}$$

$M_{x2} = (M_{1,2} + 2M_{2,2}) P_2 = 1,45 \text{ t m}$; $M_{y2} = (M_{2,2} + 2M_{1,2}) P_2 = 0,543 \text{ t m}$.

D'où $M_{xI} = M_{x1} - M_{x2} = 0,55 \text{ t m}$; $M_{yI} = M_{y1} - M_{y2} = -0,13 \text{ t m}$.

⊗ Surfaces Ω_2 : 3- Surface $A_2 B_2 C_2 D_2$: $U'_3 = \Delta = 3 \text{ cm}$; $V'_3 = 1,50 + 0,53 = 2,03 \text{ m} = 203 \text{ cm}$

• Charge fictive: $P_3 = \sigma' \cdot U'_3 \cdot V'_3 = 21,36 \times 0,03 \times 2,03 = 1,3 \text{ t}$.

$$f \approx 0 \Rightarrow \begin{cases} \frac{U'_3}{l_x} = 0,034 \\ \frac{V'_3}{l_x} = 2,28 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 70,2 \cdot 10^{-2} \\ M_2 = 0,47 \cdot 10^{-2} \end{cases}$$

$M_{x_3} = 0,134 \text{ t m}$; $M_{y_3} = 0,026 \text{ t m}$.

4- Surface $A_3 B_3 C_3 D_3$: $U'_4 = 3 \text{ cm}$; $V'_4 = 1,50 - 0,53 = 0,97 \text{ m} = 97 \text{ cm}$.

• Charge fictive: $P_4 = \sigma' U'_4 V'_4 = 0,622 \text{ t}$

$$f \approx 0 \Rightarrow \begin{cases} \frac{U'_4}{l_x} = 0,034 \approx 0 \\ \frac{V'_4}{l_x} = 1,1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 16,8 \cdot 10^{-2} \\ M_2 = 3 \cdot 10^{-2} \end{cases}$$

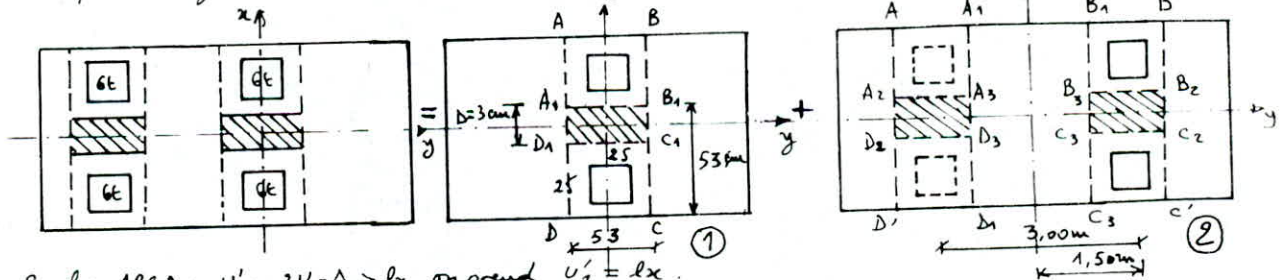
$M_{x_4} = 0,107 \text{ t m}$; $M_{y_4} = 0,0343 \text{ t m}$.

D'où $M_{x_{II}} = M_{x_3} - M_{x_4} = 0,027 \text{ t m}$; $M_{y_{II}} = M_{y_3} - M_{y_4} = -0,0083 \text{ t m}$.

finallement:
$$\begin{cases} M_x = M_{x_I} + M_{x_{II}} = 0,577 \text{ t m} \\ M_y = M_{y_I} + M_{y_{II}} = 0,1383 \text{ t m} \end{cases}$$

- Efforts tranchants: L'effort tranchant max a lieu lorsque 2 roues de 2 vehicules voisins se trouvent au milieu de la plaque.

La position defavorable est la suivante:



① - Surface ABCD: $U'_1 = 2V - \Delta > l_x$ on prend $U'_1 = l_x$.

$V'_1 = l_x = 89,1 \text{ cm}$; $V'_2 = 53 \text{ cm}$.

• Charge fictive: $P_1 = \sigma' \cdot U'_1 \cdot V'_1 = 21,36 \times 89,1 \times 53 \cdot 10^{-4} = 10,087 \text{ t}$.

$$U'_1 > V'_1 \Rightarrow \begin{cases} T_{U'_1} = \frac{P_1}{2U'_1 + V'_1} = 4,363 \text{ t/ml} \\ T_{V'_1} = \frac{P_1}{3U'_1} = 3,774 \text{ t/ml} \end{cases}$$

- Surface $A_1 B_1 C_1 D_1$: $U'_2 = 3 \text{ cm}$; $V'_2 = 53 \text{ cm}$

• charge fictive: $P_2 = \sigma' U'_2 V'_2 = 0,34 \text{ t}$.

$$V'_2 < V'_1 \Rightarrow \begin{cases} T_{U'_2} = \frac{P_2}{3V'_2} = 0,214 \text{ t/ml} \\ T_{V'_2} = \frac{P_2}{2V'_2 + U'_2} = 0,312 \text{ t/ml} \end{cases}$$

Donc
$$\begin{cases} T_{U'_I} = T_{U'_1} + T_{U'_2} = 4,577 \text{ t/ml} \\ T_{V'_I} = T_{V'_1} + T_{V'_2} = 4,086 \text{ t/ml} \end{cases}$$

② - Surface A'B'C'D': $\begin{cases} U'_1 = l_x = 89,1 \text{ cm} \text{ (car } U'_1 = 2V'_1 - \Delta = 103 \text{ cm} > l_x = 89,1 \text{ cm)} \\ V'_1 = 300 + 53 = 353 \text{ cm} \end{cases}$

• Charge fictive: $P_1 = \sigma \cdot U'_1 \cdot V'_1 = 21,36 \times 0,891 \times 3,53 = 67,182 \text{ t}$

$$U'_1 < V'_1 \Rightarrow \begin{cases} T_{U'_1} = \frac{P_1}{3V'_1} = 6,344 \text{ t/ml} \\ T_{V'_1} = \frac{P_1}{2V'_1 + U'_1} = 8,45 \text{ t/ml} \end{cases}$$

- Surface A₁B₁C₁D₁: $U'_2 = 89,1 \text{ cm}; V'_2 = 2,47 \text{ m} = 247 \text{ cm}$

• Charge fictive: $P_2 = \sigma \cdot U'_2 \cdot V'_2 = 47 \text{ t}$

$$U'_2 < V'_2 \Rightarrow \begin{cases} T_{U'_2} = \frac{P_2}{3V'_2} = 6,344 \text{ t/ml} \\ T_{V'_2} = \frac{P_2}{2V'_2 + U'_2} = 8,06 \text{ t/ml} \end{cases}$$

d'où $T_{U'_{III}} = \frac{T_{U'_1} - T_{U'_2}}{2} = 0$; $T_{V'_{III}} = \frac{T_{V'_1} - T_{V'_2}}{2} = 0,195 \text{ t/ml}$

⊗ Zone d'interférence:

- Surface A₂B₂C₂D₂: $U'_3 = 3 \text{ cm}; V'_3 = 353 \text{ cm}$

• Charge fictive: $P_3 = \sigma \cdot U'_3 \cdot V'_3 = 2,262 \text{ t}$; $U'_3 < V'_3 \Rightarrow \begin{cases} T_{U'_3} = \frac{P_3}{3V'_3} = 0,214 \text{ t/ml} \\ T_{V'_3} = \frac{P_3}{2V'_3 + U'_3} = 0,319 \text{ t/ml} \end{cases}$

- Surface A₃B₃C₃D₃: $U'_4 = 3 \text{ cm}; V'_4 = 2,47 \text{ m} = 247 \text{ cm}$

• Charge fictive: $P_4 = \sigma \cdot U'_4 \cdot V'_4 = 1,583 \text{ t}$; $U'_4 < V'_4 \Rightarrow \begin{cases} T_{U'_4} = \frac{P_4}{3V'_4} = 0,214 \text{ t/ml} \\ T_{V'_4} = \frac{P_4}{2V'_4 + U'_4} = 0,319 \text{ t/ml} \end{cases}$

$\Rightarrow T_{U'_{IV}} = \frac{T_{U'_3} - T_{U'_4}}{2} = 0$; $T_{V'_{IV}} = \frac{T_{V'_3} - T_{V'_4}}{2} = 0$

d'où finalement: $T_{U'_{II}} = T_{U'_{III}} + T_{U'_{IV}} = 0 + 0 = 0$

$T_{V'_{II}} = T_{V'_{III}} + T_{V'_{IV}} = 0,195 + 0 = 0,195 \text{ t/ml}$

Pour le système entier:

$$\begin{cases} T_{U'} = T_{U'_{I}} + T_{U'_{II}} = 4,577 \text{ t/ml} \\ T_{V'} = T_{V'_{I}} + T_{V'_{II}} = 4,281 \text{ t/ml} \end{cases}$$

d'où finalement, on majore les efforts tranchants de 25%

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 1,25 T_{U'} = 1,25 \times 4,577 = 5,72 \text{ t/ml} \\ T_y = 1,25 T_{V'} = 1,25 \times 4,281 = 5,35 \text{ t/ml} \end{cases}$$

4 - SURCHARGE A(l): A(l) est une surcharge uniformément répartie.

$A = K \cdot A_L \cdot \frac{l_0}{l_v}$ où $A_L = 230 + \frac{36000}{L+12}$

Classe du pont: - largeur roulable: $l_r = 8 \text{ m}$

- " - chargeable: $l_s = l_r = 8 \text{ m}$ (Pont à trottoirs)

- Nombre de voies: $N = E\left[\frac{l_s}{3}\right] = 2$

- Largeur de la voie : $lv = \frac{ls}{N} = \frac{8}{2} = 4m$.

Donc $lv > 7m \Rightarrow$ Pont de 1^{ère} Classe.

$$\Rightarrow \begin{cases} l_0 = 3,50m \\ \text{et} \\ K = 1 \text{ (pour 1 ou 2 voies chargées)}. \end{cases}$$

$$A_L = 230 + \frac{36000}{24,5+12} = 1216,3 \text{ kg/m}^2 ; L = 24,5m : \text{distance arrêtee par les lignes d'influence pour un effet euvirage}.$$

$$\Rightarrow A = 1 \times 1216,30 \times \frac{3,50}{4} = 1064,264 \text{ kg/m}^2.$$

Dans le calcul des efforts, nous prenons une bande de 1m de longueur $\Rightarrow q = A \times 1m = 1064,264 \text{ kg/ml}$

$$\text{- Moments fléchissants : } \begin{cases} M_x = q \frac{l^2}{8} = 105,61 \text{ kg/ml}^2 = 1064,264 \times \frac{(0,891)^2}{8} \approx 0,106 \text{ t.m} \\ M_y = \frac{1}{4} M_x = 0,0264 \text{ t.m} \end{cases}$$

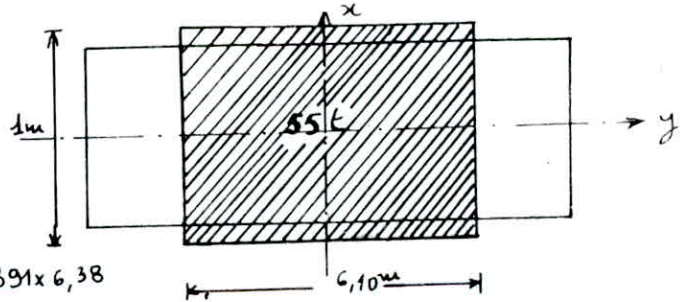
$$\text{- Efforts tranchants : } \begin{cases} T_x = q \frac{l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = 1064,264 \times \frac{0,891 \times 25,5}{2 \times 25,5 + 0,891} = 465,988 \text{ kg} \approx 0,466 \text{ t} \\ T_y = q \frac{l_x}{3} = \frac{1}{3} \times 1064,264 \times 0,891 = 316,086 \text{ kg} \approx 0,316 \text{ t} \end{cases}$$

5- SURCHARGE MILITAIRE MC120 :

$$\text{- Diffusion : } \begin{cases} U' = U + 1,5er + h_0 = 128 \text{ cm} \\ V' = V + 1,5er + h_0 = 638 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{- Pression de répartition : } \sigma' = \frac{P}{U'V'} = \frac{55}{3,28 \times 6,38} \Rightarrow \sigma' = 6,735 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{d'où } P = \sigma' U' V' = 6,735 \times 0,891 \times 6,38 \Rightarrow P = 38,286 \text{ t}.$$



$$\text{- Moments fléchissants : } f \approx 0 \begin{cases} \frac{U'}{l_x} = 1 \text{ (} U' = l_x \text{)} \\ \frac{V'}{l_x} = 7,16 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 4 \cdot 10^{-2} \\ M_2 = 0,09 \cdot 10^{-2} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_x = (M_1 + 2M_2) P = 1,537 \text{ t.m} ; M_y = (M_2 + 2M_1) P = 0,264 \text{ t.m}.$$

$$\text{- Efforts tranchants : } U' < V' \Rightarrow \begin{cases} T_{U'} = \frac{P}{3V'} = \frac{38,286}{3 \times 6,38} = 2,00 \text{ t/ml} \\ T_{V'} = \frac{P}{2V' + U'} = 2,805 \text{ t/ml} \end{cases}$$

$$\text{Majoration de 25\% : Au milieu de } l_y : \begin{cases} T_x = 1,25 T_{U'} = 2,5 \text{ t/ml} \\ \text{Au milieu de } l_x : \begin{cases} T_y = 1,25 T_{V'} = 3,506 \text{ t/ml} \end{cases} \end{cases}$$

* Récapitulation des efforts : En tenant compte de la majoration δ .

Charges et Efforts	G	B _r	B _e	B _c	M _{c120}	A
M _{Ex}	0,0457	0,7770	0,4620	0,5290	1,4270	0,0848
M _{ax}	0,0286	0,5180	0,3080	0,3530	0,9510	0,0530
M _{Ey}	0,0114	0,1940	0,1150	0,1320	0,3570	0,0211
M _{ay}	0,0286	0,5180	0,3080	0,3530	0,9510	0,0530
T _x	0,2522	6,0560	5,2100	6,9890	3,0950	0,4660
T _y	0,1710	5,3720	6,5380	4,3400	4,3400	0,3160

à ces moments calculés, nous ajouterons les moments provenant de la flexion transversale.

Sollicitations maximales

③ Moments fléchissants : Les combinaisons sont : G+1,2S ; S : surcharges civiles
G+S ; S : — " — militaire

- Suivant l_x : Le convoi M_{c120} qui est le plus défavorable.

• Flexion locale : $\left. \begin{array}{l} \text{sous G} \\ M_{ax} = 0,0286 \text{ tm/ml} \\ M_{Ex} = 0,0457 \text{ tm/ml} \end{array} \right\} ; \left. \begin{array}{l} \text{sous S (surcharge militaire)} \\ M_{ax} = 0,9510 \text{ tm/ml} \\ M_{Ex} = 1,4270 \text{ tm/ml} \end{array} \right\}$

$\Rightarrow M_{Ex} = 0,0457 + 1,4270 = 1,4727 \text{ tm/ml} ; M_{ax} = 0,0286 + 0,951 = 0,9796 \text{ tm/ml}$

• Flexion transversale : $\left\{ \begin{array}{l} M_E = 0,315 \text{ tm/ml} \\ M_a = 0 \end{array} \right.$

D'où $\left\{ \begin{array}{l} M_{Ex} = 1,4727 + 0,315 = 1,7877 \text{ tm/ml} \\ M_{ax} = 0,9796 + 0 = 0,9796 \text{ tm/ml} \end{array} \right.$

④ Efforts tranchants : $T_x = T_x(G) + 1,2 T_x(B_c) = 0,2522 + 1,2 \times 6,989 = 8,64 \text{ t/ml}$ (suivant l_x)

- Suivant l_y : Moment de flexion locale seulement : $\begin{array}{cc} & G & M_{c120} \\ M_{Ey} & 0,0114 & 0,3570 \\ M_{ay} & 0,0286 & 0,9510 \end{array}$

G+S : $M_{Ey} = 0,0114 + 0,357 = 0,3456 \text{ tm/ml}$

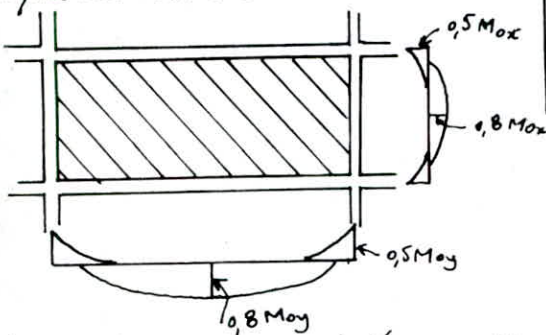
$M_{ay} = 0,0286 + 0,9510 = 0,9796 \text{ tm/ml}$

- Flexion transversale : $M_E = 0 ; M_a = 0 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{Ey} = 0,3456 \text{ tm/ml} \\ M_{ay} = 0,9796 \text{ tm/ml} \end{array} \right.$

- Efforts tranchants : $T_y = T_y(G) + 1,2 T_y(B_c) = 0,1710 + 1,2 \times 6,5380 = 8,0170 \text{ t/ml}$

IV - FERRAILLAGE DE LA DALLE :

Le ferrailage de la dalle se fera d'après la méthode de Pierre CHARON.



Efforts \ Sens	lx	ly
M_x (tm/ml)	1,7877	0,3456
M_y (tm/ml)	0,9796	0,9796
T (t/ml)	8,6400	8,0170

1- Suivant lx : * Armatures inférieures : $M_{lx} = 1,7877 \text{ tm}$; $\phi \leq \frac{h_x}{10} = \frac{16}{10} = 1,6$, on choisit des $\phi 12$

$h_x = h_t - d - \frac{\phi}{2} = 16 - 1 - 0,6 = 14,4 \text{ cm}$; $h_y = h_x - \phi = 14,4 - 1,2 = 13,2 \text{ cm}$.

$\nu = \frac{m M_{lx}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_x^2} = \frac{15 \times 1,7877 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times (14,4)^2} = 0,046 \rightarrow \begin{cases} K = 40,2 \\ \epsilon = 0,904 \end{cases}$

$A_{lx} = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h_x} = \frac{1,7877 \cdot 10^5}{2800 \times 0,904 \times 14,4} = 4,87 \text{ cm}^2/\text{ml}$. On choisit 5T12/√ 5,65 cm²/ml ; e = 20 cm.

Vérification : - Condition de non fissuration : $\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\hat{\omega} f}{1 + 10 \hat{\omega} f} = 2937 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$ vérifiée

* Armatures supérieures : $M_{lx} = 0,9796 \text{ tm/ml}$; $\nu = 0,0253 \rightarrow \begin{cases} K = 57,43 \\ \epsilon = 0,9307 \end{cases}$

d'où $A = 2,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification : - Condition de non fissuration $\sigma_1, \sigma_2 < \bar{\sigma}_a$.

En raison de fissuration, on prendra $A_{lx} = 5712/\text{ml}$; e = 20 cm.

- Condition de non fragilité : $A_{lx} = 5,65 \text{ cm}^2$

La section d'armatures qui résiste à la sollicitation de fissuration : $A \geq \min \begin{cases} 1,2 A_{lx} \\ 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \cdot b \cdot l_x \\ \bar{\sigma}_a \end{cases}$

$A \geq \min \begin{cases} 1,2 \times 5,65 \\ 0,69 \times \frac{7,5}{4200} \times 100 \times 14,4 = 1,774 \end{cases}$; $A \geq 1,774 \text{ cm}^2$.

On doit en outre avoir dans les 2 sens $\hat{\omega} f = \frac{5,65}{200 \times 1} = 0,02825 > \frac{1,2}{4200 - 2200} = 6 \cdot 10^{-4}$ vérifiée

or on a obtenu $A_{lx} > A_{\min}$, donc c'est vérifiée.

2- Suivant ly : * Armatures inférieures : $M_{ly} = 0,3456 \text{ tm/ml}$ (Ce moment donne une section faible)

$\nu = \frac{m M_{ly}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot (h_y)^2} = \frac{15 \times 0,3456 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times (13,2)^2} = 0,0106 \rightarrow \begin{cases} K = 93,5 \\ \epsilon = 0,9539 \end{cases}$; $A_{ly} = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h_y} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend $A_{ly} = \frac{1}{3} A_{lx} = \frac{1}{3} \times 5,65 = 1,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on choisit 4T12 = 4,52 cm²/ml.

* Armatures supérieures : $M_{ly} = 0,9796 \text{ tm/ml}$; $\nu = 0,03 \rightarrow \begin{cases} K = 52 \\ \epsilon = 0,9254 \end{cases}$; $A = 2,864 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend 4T12 = 4,52 cm²/ml. [En appui et En trévue, on prend e = 25 cm]

V - VERIFICATIONS :

1) Vérification du cisaillement : $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 7,5 = 8,625 \text{ kg/cm}^2$.

* Suivant l_x : $T_x = 8,64 \text{ t/ml}$; $b = 100 \text{ cm}$; $l_x = 14,4 \text{ cm}$; $z = \frac{7}{8} l_x$

$\Rightarrow \tau_b = \frac{8,64 \cdot 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 14,4} = 6,86 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$ vérifiée.

* Suivant l_y : $T_y = 8,017 \text{ t/ml}$; $b = 100 \text{ cm}$; $l_y = 13,2 \text{ cm}$; $z = \frac{7}{8} l_y$

$\Rightarrow \tau_b = \frac{8,017 \cdot 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 13,2} = 6,94 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$ vérifiée.

2) Vérification du poinçonnement : Le poinçonnement est un phénomène qui est dû à l'application des charges localisées. Dans notre cas, ce sont les surcharges B qui peuvent provoquer le poinçonnement. D'après le CCBA68, la contrainte de cisaillement due au poinçonnement est : $\tau_p = 1,5 \frac{P}{l_c \cdot h_0}$; avec l_c : périmètre du contour de la surcharge P sur le plan moyen de la dalle.

$l_c = 2(U+V)$.

$\bar{\tau}_p = 1,2 \bar{\sigma}_b = 1,2 \times 7,5 = 9 \text{ kg/cm}^2$

2-1 - Sans B_c : $l_c = 2(53+53) = 212 \text{ cm}$; $P = 6 \text{ t} = 6000 \text{ kg}$; $h_0 = 16 \text{ cm}$

$\Rightarrow \tau_p = 1,5 \times \frac{6000}{212 \times 16} = 2,83 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_p$: vérifiée.

2-2 - Sans B_e : $l_c = 2(88+53) = 282 \text{ cm}$; $P = 8 \text{ t}$; $h_0 = 16 \text{ cm}$.

$\Rightarrow \tau_p = 2,84 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_p$: vérifiée.

2-3 - Sans B_f : $l_c = 2(88+58) = 292 \text{ cm}$; $P = 10 \text{ t}$; $h_0 = 16 \text{ cm}$

$\Rightarrow \tau_p = 3,425 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_p$: vérifiée.

3) Calcul des espacements (Vérification)

* Suivant l_x : $t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 2l_x = 28,8 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow t < \bar{t}$: vérifiée

* Suivant l_y : $t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3l_y = 39,6 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow t < \bar{t}$: vérifiée

N.B : Rôle de la prédalle : Elle a un rôle essentiel, elle sert comme coffrage de la dalle, ce coffrage ne sera plus récupérable (coffrage perdu). Elle permet également la circulation des ouvriers lors du coulage de la dalle.

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DES POUTRES

A- A L'ABOUT :

- RETRAIT : (Retrait de la poutre) : Le retrait du béton est un raccourcissement de celui-ci dans le temps, sous l'effet de divers facteurs, pour des conditions climatiques constantes ou peu variables, la valeur relative du retrait en fonction du temps peut être exprimée sous la forme : $\epsilon_r \cdot r(t)$ (Chap 2 art 6.1) -IP2-

où $\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_r : \text{est le retrait final du béton} \\ r(t) : \text{fonction du temps} \end{array} \right. \begin{cases} r(t) = 0 & \text{si } t = 0 \\ r(t) = 1 & \text{si } t = \infty \end{cases} ; t : \text{Age du béton.}$

$$\epsilon_r = K_b \cdot \epsilon_c \cdot K_{e1} \cdot K_p \quad (\text{IP2 page 187}).$$

K_b = Coefficient qui dépend de la composition du béton et du rapport E/c
(Pour un béton dosé à 400 kg/m^3 et $E/c = 0,42$) $\Rightarrow K_b = 1$.

ϵ_c = Coefficient qui dépend des conditions climatiques (IP2 - Annexe I).
 $\epsilon_c = 2,75 \cdot 10^{-4}$ qui correspond à l'humidité relative égale à 70% (air).

K_{e1} = coefficient qui dépend de l'épaisseur fictive (e_m) de la pièce
 $e_m = 27,1834 \text{ cm}$ d'où $K_{e1} = 0,69$.

K_p = coefficient qui dépend de la proportion d'armature longitudinale.
 $\bar{\omega} = \frac{A}{B} ; K_p = \frac{1}{1+n\bar{\omega}} ; n = 20$: en regard à l'influence du fluage.
 $A = 17 \times 0,93 = 15,81 \text{ cm}^2 ; B = 4807,25 \text{ cm}^2$

\uparrow 17 armatures actives.

$$\bar{\omega} = 0,0033 \Rightarrow K_p = 0,9383.$$

L'étuvage diminue le retrait de 20% ; d'où :

$$\epsilon_r = 0,8 (1 \times 2,75 \cdot 10^{-4} \times 0,69 \times 0,9383) \quad (\text{En tenant compte de l'étuvage})$$

PRAD-SETRA

$$\Rightarrow \epsilon_r = 1,424 \cdot 10^{-4}$$

- FLUAGE : Le fluage du béton est un raccourcissement de celui-ci dans le temps sous l'effet d'une contrainte permanente.

$$\epsilon_{fl} = \frac{\sigma_b}{E_{ij}} \cdot K_{fl} \cdot r(t) ; K_{fl} = K_b \cdot K_c \cdot K_d \cdot K_{e2}$$

$$K_b (\text{Idem retrait}) = 1.$$

K_c = Coefficient qui dépend des conditions climatiques (humidité relative de 70%)
(Chap 2.2 de l'IP2 - Annexe I)
d'où $K_c = 2,3$.

K_d = Coefficient qui dépend du durcissement du béton à l'âge de la mise en charge
(Chap 2.2 de l'IP2 - Annexe I).

Hypothèses prises en compte :

- A la mise en précontrainte, à 1 jour réel sur un béton étuvé correspond un âge de 7 jours fictifs sur un béton normal, d'où $K_d(7 \text{ jours}) = 1,4$.
- Au coulage de la dalle, à 90 jours réels correspond un âge fictif de 90 jours d'où $K_d(90 \text{ jours}) = 0,75$.

Du fait des 2 valeurs de K_d , nous avons 2 valeurs de K_{fl} .

- A la mise en précontrainte : $K_{fl}(7 \text{ jours}) = 1 \times 2,3 \times 1,4 \times 0,78 = 2,5116$
- Au moment du coulage de la dalle : $K_{fl}(90 \text{ jours}) = 1 \times 2,3 \times 0,75 \times 0,78 = 1,3455$

I - PERTES SUR BANC :

I-1 - Tension initiale : σ_{p0} (Chap 12.1.2 - L'IP2).

$$\sigma_{p0} \leq \begin{cases} 0,85 F_{Rq} = 0,85 \times 17360 = 14756 \text{ daN} \\ 0,95 F_{Tg} = 0,95 \times 15400 = 14630 \text{ daN} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{p0} = 14360 \text{ daN}$$

I-2 - Perte d'ancrage : (Longueur du banc : $l = 66 \text{ m}$) (Chap 12.2.2 - L'IP2)

C'est la perte de tension qui résulte de la somme de deux (2) phénomènes, le tassement éventuel de l'ancrage et le glissement éventuel de l'armature par rapport à son ancrage lors du blocage de celui-ci sur les têtes d'ancrage sur le banc, cette somme est appelée g .

Le raccourcissement relatif de l'armature après le blocage de la clavette est :

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{g}{l} \text{ et la perte correspondante } \Delta \sigma_a = E_a \cdot \frac{g}{l} \cdot A_p$$

avec $g = 0,005 \text{ m}$ (Rentrée d'ancrage)

Section d'armature : $A_p = 0,93 \text{ cm}^2$

Module d'élasticité : $E_a = 19 \cdot 10^5 \text{ bars}$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_a = 133,86 \text{ daN}$$

I-3 - Perte par relaxation sur banc : Le temps entre la mise en tension des armatures et la mise en précontrainte des poutres est de 16 heures \Rightarrow relaxation $\frac{16}{100}$

$$f_{16} = 0,75\% ; \Delta \sigma_p = (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_a) \cdot \frac{16}{100} \Rightarrow \Delta \sigma_p = 108,72 \text{ daN}$$

I-4 - Perte par retrait instantané sur banc :

$$* \text{Retrait total : } \epsilon_r = 0,8 (K_b \cdot \epsilon_c \cdot K_{e1} \cdot K_p) = 1,424 \cdot 10^{-4}$$

Le béton étuvé à la mise en précontrainte à 1 jour réel est équivalent à un béton non étuvé de 7 jours, d'où le retrait sur banc : $\epsilon = \epsilon_r \cdot r(\epsilon)$ (Chap 7.5 - L'IP2 - Annexe I)

avec $t_{\text{réel}} = 7 \text{ jours}$, d'où $t_{\text{fictif}} = 6 \text{ jours}$ et on a $r(t) = 0,20$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_r = 0,20 \cdot \epsilon_r \cdot E_a \cdot A_p = 50,32 \text{ daN}$$

I-5- Perte thermique: Du fait de l'étuvage, les armatures et le béton vont se dilater. Les coefficients de dilatation thermique de l'acier et du béton sont pratiquement égaux entre eux et valent $\alpha = 10^{-5}/\text{C}^\circ$ (Chap 9.4. L'IP2)

$$\text{La perte de tension est: } \Delta \sigma_\theta = \frac{\Delta L}{L + \Delta L} \cdot E_a \cdot A_p \approx \frac{\Delta L}{L} \cdot E_a \cdot A_p \text{ avec } \Delta L = \alpha \cdot \Delta \theta \cdot L$$

$\Delta \theta$ = étant le gradient de température subi par un fil en degré Celsius ($^\circ\text{C}$)

L'armature est chauffée sur toute sa longueur et l'on peut écrire:

$$\Delta \sigma_\theta = \alpha \cdot \Delta \theta \cdot E_a \cdot A_p \text{ avec } \Delta \theta: \text{différence entre la température max à l'étuvage et la température ambiante} \Rightarrow \text{On prend } \Delta \theta = 70 - 20 = 50$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_\theta = 10^{-5} \cdot 50 \cdot 19 \cdot 10^5 \cdot 0,93 = 883,5 \text{ daN}$$

Finalement la tension avant relâchement:

$$\begin{aligned} \sigma_{p_0} - (\Delta \sigma_a + \Delta \sigma_p + \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_\theta) &= 14630 - (133,86 + 108,72 + 50,32 + 883,5) \\ &= 13453,6 \text{ daN} \end{aligned}$$

II - PERTES INSTANTANÉES: (Le calcul se fait avec la longueur de la poutre)

1- A la longueur d'établissement de la précontrainte:

$$\text{Longueur d'établissement de la précontrainte: } l_e = \sqrt{(\delta_e \cdot l_{sn})^2 + h_p^2} \quad (\text{Chap 34.2. L'IP2})$$

$\delta_e = 0,8$ ou $1,2$ selon la vérification considérée.

l_{sn} = Longueur de scellement des armatures.

h_p = Distance du barycentre des armatures de précontrainte à la fibre extrême la plus éloignée dans la direction considérée (Chap 34.4. L'IP2).

$$h_p = 130 - D' = 130 - 25,294 = 104,706 \text{ cm} \text{ et } \delta_{\text{min}} = 0,8; l_{sn} = 1 \text{ m}$$

$$\Rightarrow l_{\text{emin}} = \sqrt{(0,8 \times 1)^2 + (1,04706)^2} = 1,318 \text{ m}$$

2 - Calcul du moment dû au poids propre de la poutre:

$$M(l_e = 1,318 \text{ m}) = 9,4 \cdot \frac{l_e}{2} (l - l_e) = 835 \cdot \frac{1,318}{2} (25,50 - 1,318) = 13306,51 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

Le calcul de la perte par déformation instantanée est fait par le calcul itératif

$$\text{et vaut } \Delta \sigma_i(l_e) = \sigma'_{bj} \cdot \frac{E_a}{E_{ij}} \cdot A_p$$

avec σ'_{bj} = Contrainte de compression finale au niveau de C.D.G. des armatures dues à la précontrainte et à la décompression due au poids mort (Poutre)

$$E_{ij} = 0,7 \times 24000 \sqrt{\sigma'_t} \quad [\text{bars}] \quad (\text{Art 5 - IP2})$$

E_{ij} = Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

σ'_j = Contrainte caractéristiques du béton en compression à la mise en précontrainte
[en bars] ; $\sigma'_j = 270$ bars.

A_p = Section de l'armature de précontrainte = $0,93 \text{ cm}^2$.

E_a = Module d'élasticité de l'armature = $79 \cdot 10^5$ bars.

$$\Delta\sigma_i(l_e) = \sigma'_{bj} \cdot \frac{E_a}{E_{ij}} \cdot A_p = 6,4 \sigma'_{bj}$$

$$\sigma'_b = \frac{F}{B} + \frac{M \cdot E}{I} ; \quad E = \text{Excentricité de la force de précontrainte avec } \begin{cases} F = nP \\ \text{et} \\ M = (nP) \cdot E \end{cases}$$

n = Nombre de cables = 17 cables actifs : zone d'about.
 P = Tension probable.

$$\sigma'_b = \frac{nP}{B} + \frac{nPE^2}{I} = nP \left[\frac{1}{B} + \frac{E^2}{I} \right] \quad \text{et} \quad \sigma'_b = \sigma'_b + \sigma_b^* = nP \left(\frac{1}{B} + \frac{E^2}{I} \right) - \frac{MV}{I}$$

$(V = E)$.

$$\sigma_b^* = -\frac{ME}{I} = \frac{1330651 \times 36,689}{7188394,544} = 6,792 \text{ bars.}$$

$$\sigma'_b = 17P \left(\frac{1}{4807,25} + \frac{(36,689)^2}{7188394,544} \right) = 6,7197 \cdot 10^{-3} P.$$

$$\begin{cases} \sigma'_{bj} = \sigma'_b - \sigma_b^* = 6,7197 \cdot 10^{-3} P - 6,792 \\ \Delta\sigma_i = 6,4 \cdot \sigma'_{bj} \end{cases}$$

; $P = 13453,6$ - Valeur estimée
Tension avant relâchement \uparrow

Calcul itératif : Par simplification, nous prenons la bonne valeur

soit perte estimée : 513 daN

Tension probable au relâchement : $13453,6 - 513 = 12940,6$ daN (Tension par cable)

Précontrainte due au poids au COG des aciers : $\sigma'_b = 86,96$ bars.

Décompression due au poids propre : $\sigma_b^* = -\frac{MV}{I} = -6,792$ bars.

Contrainte de compression résiduelle : $\sigma'_b - \sigma_b^* = 80,17$ bars = σ'_{bj}

$$\Delta\sigma_i = \sigma'_{bj} \cdot \frac{E_a}{E_{ij}} \cdot A_p = 513,16 \text{ daN} \approx \text{Valeur estimée.}$$

Donc la tension probable au relâchement est égale à $12940,6$ daN.

3 - Valeurs caractéristiques des tensions à $l_e = 7,318$ m :

$$P_{1\max} = \sigma_{P1} = 1,02 \cdot \sigma_{p0} - 0,8 \Delta\sigma_{Pj}(l_e) \quad (\text{Chap 12.4. L'IP2})$$

$$P_{2\min} = \sigma_{P2} = 0,98 \cdot \sigma_{p0} - 1,2 \Delta\sigma_{Pj}(l_e)$$

avec σ_{p0} = Tension initiale = 14630 daN.

$$\Delta\sigma_j = \text{Pertes totales} = 133,86 + 108,72 + 50,32 + 883,5 + 513 = 1689,4 \text{ daN}$$

$$P_{1\max} = 13571,08 \text{ daN} ; \quad P_{2\min} = 12310,12 \text{ daN}$$

4- Contraintes dans le béton dues à la précontrainte à $x = 1,318 - 0,5 = 0,818m$

4-1 - Précontrainte max (P_{1max}):

- Fibre supérieure : $n_0 = \frac{n \cdot P_{1max}}{B} - \frac{n \cdot P_{1max} \cdot E}{I \cdot \sqrt{}}$ $= 17 \times 13571,08 \left(\frac{1}{4807,25} - \frac{36,689}{105685,2632} \right) = 32,01 \text{ bars}$

- Fibre inférieure : $n_0 = \frac{n \cdot P_{1max}}{B} + \frac{n \cdot P_{1max} \cdot E}{I \cdot \sqrt{}}$ $= 17 \times 13571,08 \left(\frac{1}{4807,25} + \frac{36,689}{115973,6467} \right) = 120,98 \text{ bars}$

4-2 - Précontrainte min (P_{2min}):

- Fibre supérieure : $n_0 = -32,01 \times \frac{P_{2min}}{P_{1max}} = -29,04 \text{ bars}$

- Fibre inférieure : $n_0 = 120,98 \times \frac{P_{2min}}{P_{1max}} = 109,74 \text{ bars}$

III - PERTES DIFFERÉES à l'abscisse $x = 0,818m$ (Portée entre appuis est 24,50m)

α - SUR POUTRE SEULE AU STOCKAGE: Ces pertes sont estimées comme étant une fraction des pertes différées totales que la poutre subirait si elle restait seule indéfiniment

1 - Retrait différé : a - Perte par retrait total = $\epsilon_r \cdot E_a \cdot A_p = 7,424 \cdot 10^{-4} \times 19 \cdot 10^5 \cdot 0,93 = 251,62 \text{ daN}$

b - Perte par retrait déjà effectuée sur banc = 50,32 daN.

c - Perte par retrait différé : $251,62 - 50,32 = 201,30 \text{ daN}$

2 - Relaxation différée : $\Delta \sigma_p(x) = \max \left\{ \frac{2,4 \cdot f_{1000}}{100} \times \frac{\sigma_{p_0}(x) - 0,55 F_{Rg}}{0,25 F_{Rg}} \times \sigma_{p_0}(x) \text{ (1)} \right.$
 $\left. \frac{2,5 + f_{3000}}{100} \times \frac{\sigma_{p_0}(x) - 0,55 F_{Rg}}{0,25 F_{Rg}} \times \sigma_{p_0}(x) \text{ (2)} \right.$

avec $\sigma_{p_0}(x)$ = Tension dans le câble après mise en précontrainte

$\sigma_{p_0}(x = l_e = 1,318m) = 72940,6 \text{ daN}$

$f_{1000} = 2,5\%$; $f_{3000} = 3\%$; $F_{Rg} = 77360 \text{ daN}$ (Caractéristiques de l'armature de précontrainte)

Compte tenu des armatures utilisées, c'est la relaxation à 1000 heures qui est défavorable : $\Delta \sigma_p = 606,94 \text{ daN}$

3 - Fluage: Le calcul de la perte par fluage est fait par un calcul itératif. Cette perte est donc estimée au début de calcul. Les pertes par retrait, fluage

et relaxation étant concomitantes, on tient compte de ce fait, en affectant les pertes différées d'un terme correcteur appelé "Terme de Concomitance". Il

est de la forme : $\Delta \sigma = \frac{\Delta \sigma_p (\Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl})}{\sigma_{p_i}(x) - 0,55 F_{Rg}}$

avec $\left\{ \begin{array}{l} \Delta \sigma_r : \text{Perte due au retrait} = 201,30 \text{ daN}; \Delta \sigma_p = \text{Perte par relaxation différée} = 606,94 \text{ daN} \\ \Delta \sigma_{fl} = \text{Perte due au fluage} = ? ; \sigma_{p_i}(x) = \text{Tension probable après la mise en précontrainte} \end{array} \right.$

Calcul itératif (Par simplification, nous prenons la bonne valeur).

* Valeur estimée : $\Delta\sigma_{fl} = 586,20 \text{ daN}$.

* Terme de concomitance : $\Delta\sigma = \frac{606,94(201,30 + 586,20)}{12940,6 - 0,55 \times 17360} = 140,88 \text{ daN}$.

* Précontrainte au C.D.G des aciers : $\sigma'_b = 86,96 \text{ bars}$ (Valeur déjà calculée).

* Moment dû au poids mort (poutre) : $M = 835 \cdot \frac{0,818}{2} (24,50 - 0,818) = 8087,76 \text{ daN}\cdot\text{m}$

* Variation de précontrainte : $\Delta\sigma^* = 8,42 \text{ bars} = \sigma'_b \left(\frac{\sum \text{pertes différées} - \text{Terme de Concomitance}}{\Delta\sigma} \right)$

* Contrainte résiduelle : $\sigma'_{bj} = \sigma'_b - \sigma' - \Delta\sigma^* = 74,41 \text{ bars}$. Tension au relâchement

Vérification du fluage estimé : $\epsilon_{fl} = 0,7 \cdot K_{fl}(T) \cdot \frac{\sigma'_{bj}}{E_{ij}} \cdot r(t)$; $\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 24 \text{ rool} \sqrt{270} \\ r(t) = 1 \end{array} \right.$

0,7 : Coeff de minoration de 30% à cause de l'étirage.

$$\Rightarrow \epsilon_{fl} = 3,32 \cdot 10^{-4}$$

⊗ Perte par fluage : $\Delta\sigma_{fl} = 7,878 \sigma'_{bj} = 586,19 \text{ bars} \cong \text{Valeur estimée}$.

La durée de stockage des poutres étant en maximum 90 jours, les pertes dans cette phase représentant 60,15% des pertes totales.

Soit $\Delta\sigma_{diff} = 0,6015 [\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_{fl} - \Delta\sigma] = 754,02 \text{ daN}$.

Finalement la tension avant coulage est : $12940,6 - 754,02 = 12186,58 \text{ daN}$.

D'où les valeurs caractéristiques des pertes au stockage :

- Pertes différées max = $1,2 (\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_{fl} - \Delta\sigma) \times 0,6015 = 904,82 \text{ daN}$.

- Pertes différées min = $0,8 (\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_{fl} - \Delta\sigma) \times 0,6015 = 603,22 \text{ daN}$.

Donc les pertes de précontraintes dues aux pertes différées :

a - Pertes de précontraintes maximum :

a-1 - Fibre supérieure : $n_0 = -n \cdot P_{max} \left(\frac{1}{B} - \frac{E}{I/V} \right) = -17 \times 904,82 \left(\frac{1}{4807,25} - \frac{36,689}{105685,2632} \right)$
 $n_0 = + 2,14 \text{ bars}$

a-2 - Fibre inférieure : $n'_0 = -n \cdot P_{max} \left(\frac{1}{B} + \frac{E}{I/V'} \right) = -17 \times 904,82 \left(\frac{1}{4807,25} + \frac{36,689}{115973,6467} \right)$
 $n'_0 = - 8,07 \text{ bars}$.

b - Pertes de précontraintes minimum :

b-1 - Fibre supérieure : $n_0 = 2,14 \times \frac{603,22}{904,82} = + 1,43 \text{ bars}$

b-2 - Fibre inférieure : $n'_0 = - 8,07 \times \frac{603,22}{904,82} = - 5,38 \text{ bars}$.

B - SUR SECTION COMPLETE AU STADE FINAL (Caractéristiques Section Complète).
 $n=0$

B-1 - Perte par retrait total = $251,62 \text{ daN}$

B-2 - Perte par retrait sur banc = $50,32 \text{ daN}$.

β-3 - Perte par retrait différentiel = 201,30 daN.

β-4 - Perte par relaxation différentiel = 606,94 daN.

β-5 - Perte par fluage: Le calcul se fait par itération, comme précédemment

- Valeur estimée = 590 daN

- Terme de concomitance: $\Delta\sigma_{c0} = 0,1789 (201,30 + 590) = 141,56 \text{ daN}$

- Pertes différées sur section complète = $201,30 + 606,94 + 590 - 141,56 = 754,02 = 502,66 \text{ daN}$.

* Variation de la précontrainte sur section complète:

$$\Delta\sigma_N = -17 \times 502,66 \left(\frac{1}{6559,25} + \frac{(57,869)^2}{15315717,5} \right) = -3,172 \text{ bars}$$

* Décompression due à l'application du (hourdis + Coffrage perdu (Prédalle)):

$$\gamma_{\text{béton}} = 2,5 \text{ t/m}^3; G_1 = 20 \times 25 \times 0,981 \times 1,041 = 510,6105 \text{ daN/ml}$$

$$M_1 = 510,6105 \times 0,818 \times \left(\frac{24,50 - 0,818}{2} \right) = 4945,74 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = -4945,74 \times 10^2 \times \frac{36,689}{7188394,544} = -2,52 \text{ bars}$$

* Décompression due à l'application du revêtement de chaussée:

$$\gamma_{\text{revet}} = 2,2 \text{ t/m}^3; G_2 = 8 \times 22 \times 0,981 \times 1,041 = 179,735 \text{ daN/ml}$$

$$M_2 = 1740,9 \text{ daN.m}; \Rightarrow \sigma_2 = -0,89 \text{ bars}$$

$$\text{D'où } \Sigma \Delta\sigma = \Delta\sigma_N + \sigma_1 + \sigma_2 = -6,582 \text{ bars}$$

$$\text{Contrainte due à la précontrainte: } \sigma'_b = \frac{n \cdot P_c}{B_p} + \frac{n \cdot P_c \cdot E^2}{I_p} \text{ avec } \begin{cases} P_c = \text{Tension avant anlage} \\ B_p = \text{Section pontre seule} \\ I_p = M^2 \text{ d'inertie p. seule} \end{cases}$$

$$\sigma'_b = 17 \times 12186,58 \left[\frac{1}{4807,25} + \frac{36,689^2}{7188394,544} \right] = 81,89 \text{ bars}$$

$$\text{Contrainte résiduelle: } \sigma'_{b,j} = 81,89 - 4,128 = 77,76 \text{ bars}$$

↑ Décompression due au poids propre.

$$\text{D'où } \epsilon_{fl} = 0,7 \left[K_{fl}(7) \cdot \frac{\sigma'_{b,j}}{E_i(7)} \cdot r(t-j) + K_{fl}(90) \cdot \frac{\Delta\sigma'_{b,i}}{E_i(90)} \cdot r(t-i) \right]$$

$$\text{avec } \begin{cases} E_i(7) = 24000 \sqrt{270}; & r(t-j) = r(\infty) = 1 \\ E_i(90) = 24000 \sqrt{420}; & r(t-i) = r(\infty - 90) = 1 \\ K_{fl}(7) = 2,5116 & K_{fl}(90) = 1,3455 \end{cases}; \sigma'_{b,j} = \text{Contrainte résiduelle}$$

$\Delta\sigma'_{b,i}$ = Variation de la contrainte due:
 - à la variation de la contrainte causée par les pertes par fluage.
 - à la variation due à l'application du (hourdis + prédalle).
 - à la décompression due à l'application du revêtement

$$\Delta\sigma'_{b,i} = \Sigma \Delta\sigma = \Delta\sigma_N + \sigma_1 + \sigma_2 = -6,582 \text{ bars}$$

Finalement on a $\epsilon_{pe} = 3,34 \cdot 10^{-4}$ d'où $\Delta\sigma_{pe} = 590 \text{ daN} \approx \text{Valeur estimée} = \epsilon_{pe} \cdot E_a \cdot A_p$
 Pour avoir les pertes différencielles sur section complète au stade final, il suffit de déduire les pertes déjà effectuées sur poutre seule au stockage.

- Pertes différencielles sur poutre seule = $\Delta\sigma_{diff} = +54,02 \text{ daN}$.

- Pertes différencielles sur section complète (poutre + dalle) = $\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_{pe} - \Delta\sigma_{co} - 754,02$
 $= 201,30 + 606,94 + 590,00 - 141,56 - 754,02 = 502,66 \text{ daN}$.

D'où les valeurs caractéristiques des pertes sur le montage à $x = 0,818 \text{ m}$.

- Valeur max : $P_{max} = 1,2 \times 502,66 = 603,19 \text{ daN}$.

- Valeur min : $P_{min} = 0,8 \times 502,66 = 402,13 \text{ daN}$.

1- Les pertes de précontraintes min (Variation des contraintes dans le béton) :

1-1- En fibre supérieure du hourdis (avec caractéristiques de la section) :

$$n_1 = -n \cdot P_{min} \left[\frac{1}{B_m} - \frac{E_m}{I_m/V} \right] = -17 \times 402,13 \left[\frac{1}{6559,25} - \frac{57,879}{229184,57} \right] = +0,68 \text{ bars}$$

1-2- En fibre supérieure de la poutre :

$$n_2 = -n \cdot P_{min} \left[\frac{1}{B_m} - \frac{E_m(V_m - 20)}{I_m} \right] = -17 \times 402,13 \left[\frac{1}{6559,25} - \frac{57,879(66,827 - 20)}{15315717,5} \right] = +0,17 \text{ bars}$$

1-3- En fibre inférieure de la poutre :

$$n_3 = -n \cdot P_{min} \left[\frac{1}{B_m} + \frac{E_m}{I_m/V} \right] = -17 \times 402,13 \left[\frac{1}{6559,25} + \frac{57,879}{184142,9} \right] = -3,19 \text{ bars}$$

2- Les pertes de précontraintes max :

2-1- En fibre supérieure du hourdis : $n'_1 = n_1 \cdot \frac{P_{max}}{P_{min}} = 0,68 \times \frac{603,19}{402,13} = +1,02 \text{ bars}$.

2-2- En fibre supérieure de la poutre : $n'_2 = n_2 \cdot \frac{P_{max}}{P_{min}} = 0,17 \times \frac{603,19}{402,13} = +0,25 \text{ bars}$

2-3- En fibre inférieure de la poutre : $n'_3 = n_3 \cdot \frac{P_{max}}{P_{min}} = -3,19 \times \frac{603,19}{402,13} = -4,78 \text{ bars}$

* Valeurs caractéristiques des tensions à $x = 0,818 \text{ m}$.

Pertes totales à cette abscisse :

- Pertes totales sur lauc : $1176,4 \text{ daN}$

- Pertes instantanées : $513 \text{ daN} \Rightarrow \Sigma \text{ pertes} = 2942,96 \text{ daN}$.

- Pertes différencielles : $1253,56 \text{ daN}$.


Les valeurs caractéristiques des tensions sont :

Tension $\sigma_{P_{max}} = 1,02 \cdot \sigma_{p0} - 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pj}(x) = 1,02 \times 14630 - 0,8 \times 2942,96 = 12568,23 \text{ daN}$.


Tension $\sigma_{P_{min}} = 0,98 \cdot \sigma_{p0} - 1,2 \cdot \Delta\sigma_{pj}(x) = 0,98 \times 14630 - 1,2 \times 2942,96 = 10805,85 \text{ daN}$.

- Contraintes finales dans la poutre dues à la précontrainte à $x = 0,818m$.

a - Contrainte minimum :

	Fibre supérieure	Fibre inférieure
Contrainte dans le béton au début du stockage (contrainte min)	-29,04	109,74
Pertes de précontraintes durant le stockage (Pertes max)	2,14	-8,07
Pertes sur section complète (Pertes max)	0,25	-4,78
La somme	-26,65 bars	96,89 bars

b - Contrainte maximum :

	Fibre supérieure	Fibre inférieure
Contrainte dans le béton au début du stockage (contrainte max)	-32,01	120,98
Pertes de précontraintes durant le stockage (Pertes min)	1,43	-5,38
Pertes sur section complète (Pertes min)	0,17	-3,19
La somme	-30,41 bars	112,41 bars

* Vérification des contraintes maximales à la mise en précontrainte :

Cette vérification doit être faite à la longueur d'établissement minimum de la précontrainte (lemin), car à cette abscisse, la précontrainte est maximum et la décompression due au poids propre est minimum.

À l'abscisse $x = 0,818m$, à la mise en précontrainte, la force de précontrainte max est $P_{max} = 13571,08 \text{ daN}$ (voir Pertes instantanées).

Nous avons trouvé les contraintes suivantes dues à cette force :

- En fibre supérieure : $m_0 = -32,01 \text{ bars}$
- En fibre inférieure : $m_0 = +120,98 \text{ bars}$.

* Calcul des ordonnées de la section d'encrobage :

• Ordonnée de la fibre inférieure = Ordonnée du 1^{er} lit - $\left(\frac{\phi(\text{armat})}{2} + m \times \text{distance min}\right)$
 $= 6,5 - \left(\frac{1,24}{2} + \frac{2}{3} \times 3\right) = 3,88 \approx 3,9 \text{ cm}$.

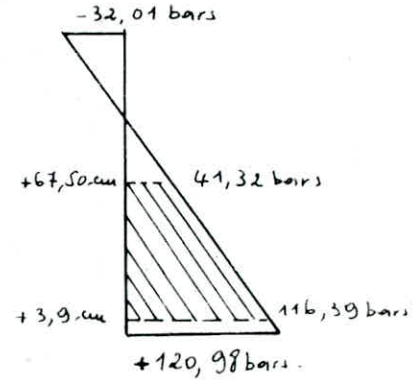
- Ordonnée de la fibre supérieure = Ordonnée du dernier lit + $\left(\frac{\phi}{2} + m \times \text{distance min}\right)$
 $= 65 + \left(\frac{1,24}{2} + \frac{2}{3} \times 3\right) = 67,62 \text{ cm} \approx 67,65 \text{ cm}$
 avec $m = \frac{2}{3}$ (C.P.S) et Distance minimale = 3 cm (Chap 47.3. L'IP2)

D'ici le diagramme des contraintes :

"La partie hachurée est la section d'enrobage"

i) $17 \times 13571,08 \left(\frac{1}{4807,25} + \frac{36,689}{\left(\frac{7188394,544}{58,083}\right)} \right) = 116,39 \text{ bars}$

ii) $17 \times 13571,08 \left(\frac{1}{4807,25} + \frac{36,689}{\left(\frac{7188394,544}{-5,667}\right)} \right) = 41,32 \text{ bars}$



⊗ Calcul des contraintes dues au poids propre de la poutre : $g_1 = 835 \text{ daN/ml}$

Preons une valeur caractéristique minimale = $0,98 \times 835 = 818,3 \text{ daN/ml}$

Moment à $x = 0,918 \text{ m}$ est $M = 13040,40 \text{ daN.m}$

Contraintes correspondantes : - En fibre supérieure : 12,35 bars

- Au niveau supérieur de la section d'enrobage : 1,03 bars

- Au niveau inférieur de la section d'enrobage : -10,55 bars

- En fibre inférieure : -11,26 bars

⊗ Vérification des contraintes :

- La contrainte de compression (fibre inférieure) est limitée à $\frac{\sigma'}{1,5}$ (Chap 21.3. L'IP2)

$\frac{\sigma'}{1,5} = \frac{2f_0}{1,5} = 180 \text{ bars}$

- Les contraintes de traction ne doivent pas dépasser les valeurs (Pour le genre II_b)

• Section d'enrobage : $\sigma = 6 + 0,06 \sigma' = 6 + 0,06 \times 2f_0 = 22,2 \text{ bars}$

• Hors section d'enrobage : $1,8 \sigma' = 1,8 \times 22,2 = 39,96 \text{ bars}$

avec $\begin{cases} \sigma' = \text{Contrainte caractéristique en compression au relâchement} \\ \sigma = \text{Contrainte caractéristique en traction au relâchement} \end{cases}$

a) En fibre supérieure (Poutre) : $\sigma = -32,01 + 12,35 = -19,66 \text{ bars} < 39,96 \text{ bars}$

b) $\begin{cases} \text{En fibre supérieure de la section d'enrobage : } \sigma = 41,32 + 1,03 = 42,35 \text{ bars} < 180 \text{ bars} \\ \text{En fibre inférieure de la section d'enrobage : } \sigma = 116,39 - 10,55 = 105,84 \text{ bars} < 180 \text{ bars} \end{cases}$

La section d'enrobage étant entièrement comprimée, la condition est vérifiée (pas de traction)

c) En fibre inférieure (de la poutre) : $\sigma = 120,98 - 11,26 = 109,72 \text{ bars} < \sigma = 180 \text{ bars}$

Vérifiées

⊗ Règle particulière à l'about : (Chap 34.6.1 L'IP2).

La contrainte fictive à l'about, calculée sur la section Ω est limitée à :

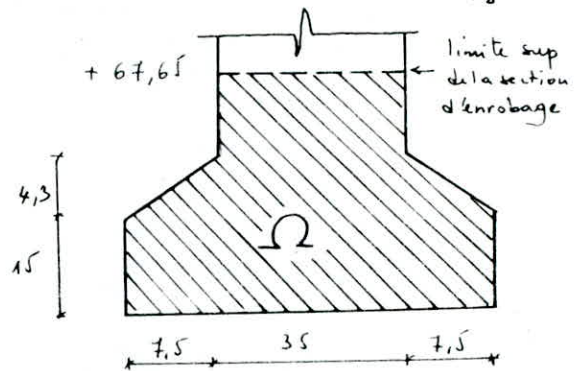
$$\frac{\sigma'_j}{\sigma_b} \text{ avec } \sigma_b = 1,3 ; \sigma'_j = \sigma'_{2g} = 270 \text{ bars} \Rightarrow \frac{\sigma'_{2g}}{\sigma_b} = 207,69 \text{ bars.}$$

La surface Ω reçoit une force de ($P \times 17$ torons)

$$\Omega = 67,65 \times 35 + 2 \times 15 \times 7,5 + 4,3 \times 7,5 \times \frac{2}{2} = 2621,85 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{P}{\Omega} = \frac{17 \times 13571,08}{2621,85} = 87,99 \text{ bars} \approx 88 \text{ bars} < 207,69 \text{ bars} = \frac{\sigma'_{2g}}{\sigma_b}$$

Donc toutes les conditions sont vérifiées.



⊗ Reprise conventionnelle de traction du béton dans les zones tendues : (Chap 21.4.2 L'IP2)

Nous avons obtenu le diagramme suivant les contraintes

La section d'armature nécessaire est : $A_c \geq \frac{0,1}{100} B + \frac{F_B}{\sigma_e}$

avec $B = \text{Aire du béton tendu} = 35 \times 19,75 = 691,25 \text{ cm}^2$

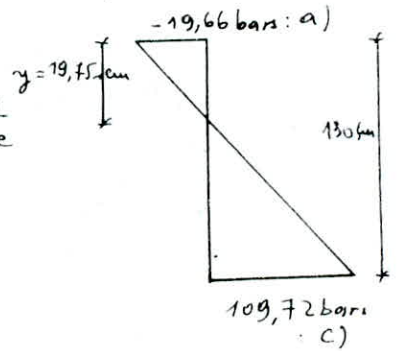
$F_B = \text{Effort de traction correspondant à cette aire.}$

$$F_B = 691,25 \times \frac{19,66}{2} = 6795 \text{ daN}$$

$$\sigma_e = 4120 \text{ bars (FeE 40 ; } \phi \leq 20 \text{ mm).}$$

$$\Rightarrow A_c \geq \frac{0,1}{100} \times 691,25 + \frac{6795}{4120} = 2,34 \text{ cm}^2$$

$$A_c \geq 2,34 \text{ cm}^2 \Rightarrow (2T14 = 3,08 \text{ cm}^2)$$



A_c : Section d'armatures passives pour le volume de traction
B-EN DEBUT DE ZONE COURANTE ($x = 1,60 \text{ m}$) :

Dans cette zone, nous obtenons uniquement les résultats, car le calcul est identique à la zone d'about.

- RETRAIT : $\epsilon_r = 1,556 \cdot 10^{-4}$

- FLUAGE : $K_{fl}(f_j) = 2,6020$

$K_{fl}(g_{0j}) = 1,3938$

I. PERTES SUR BANC: Tension initiale : $\sigma_{p0} = 14630 \text{ daN}$

- Perte d'ancrage : $\Delta\sigma_a = 133,86 \text{ daN}$
- Perte par relaxation sur banc : $\Delta\sigma_p = 108,72 \text{ daN}$.
- Perte par retrait instantané : $\Delta\sigma_r = 55 \text{ daN}$.
- Perte thermique : $\Delta\sigma_\theta = 883,5 \text{ daN}$

Donc la tension avant relâchement = $13454,5 \text{ daN}$.

II - PERTES INSTANTANÉES: Après itération, nous obtenons $\Delta\sigma = 1041,143 \text{ daN}$

d'où tension probable au relâchement = $12413,357 \text{ daN}$.

Donc les valeurs caractéristiques de cette tension à $x = 1,60 \text{ m}$

$$P_{\max} = 13149,29 \text{ daN} ; P_{\min} = 11677,43 \text{ daN}$$

⊕ Contrainte dans le béton due à la précontrainte à $x = 1,60 \text{ m}$.

- Précontrainte max :
 - Fibre supérieure : $n_0 = -41,55 \text{ bars}$
 - Fibre inférieure : $n'_0 = +224,89 \text{ bars}$
- Précontrainte min :
 - Fibre supérieure : $n_0 = -36,90 \text{ bars}$
 - Fibre inférieure : $n'_0 = +199,72 \text{ bars}$

III - PERTES DIFFÉRÉES à l'abscisse $x = 1,60 \text{ m}$.

1- Sur poutre seule au stockage:

- Retrait total : 275 daN .
- Retrait déjà effectué sur banc : 55 daN
- pertes par retrait différé : $220 \text{ daN} = 275 - 55$
- Pertes par relaxation différée : $491,52 \text{ daN}$
- Perte par fluage : Après itération on trouve $\Delta\sigma_{fp} = 1164,96 \text{ daN}$.

$$\text{d'où } \Delta\sigma_{\text{diff}} = 0,6015 [\Sigma \text{ pertes différées} - \Delta\sigma_{co}] = 985,80 \text{ daN}$$

Donc la tension probable avant coulage de la dalle = $11427,557 \text{ daN}$.

⊕ Valeurs caractéristiques de ses pertes différées à $x = 1,60 \text{ m}$.

$$\text{Pertes max} = 1182,96 \text{ daN} ; \text{Pertes min} = 788,64 \text{ daN}$$

D'où les pertes de précontraintes dues aux pertes différées:

	précontrainte min	précontrainte max
Fibre supérieure	$n_0 = +2,492 \text{ bars}$	$n_0 = +3,740 \text{ bars}$
Fibre inférieure	$n'_0 = -13,490 \text{ bars}$	$n'_0 = -20,230 \text{ bars}$

2 - Sur section complète au stade final :

- Retrait total : 275 daN
- Retrait déjà effectué sur banc : 55 daN
- Perte par retrait différé : 220 daN
- Perte par relaxation différée : 491,52 daN
- Pertes par fluage : Après itération on trouve $\Delta\sigma_{fl} = 1144,25$ daN.
- terme de concomitance : $\Delta\sigma_{co} = 218,28$ daN.

D'où $\Delta\sigma_{diff} = (\sum \text{Pertes diff de la section complète} - \sum \text{pertes diff de la poutre seule}) = 651,69$ daN

⊗ Valeurs caractéristiques de ces pertes différées à $x = 1,60$ m.

Pertes max = 782,03 daN

Pertes min = 521,35 daN.

d'où les pertes de précontraintes dues aux pertes différées sur section complète.

- a - Pertes de précontraintes minimum :
- Fibre supérieure des hourdis : $n_1 = +1,34$ bars
 - Fibre supérieure de la poutre : $n_2 = +0,07$ bars
 - Fibre inférieure de la poutre : $n_3 = -8,04$ bars
- b - Pertes de précontraintes maximum :
- Fibre supérieure des hourdis : $n'_1 = +2,01$ bars
 - Fibre supérieure de la poutre : $n'_2 = +0,11$ bars
 - Fibre inférieure de la poutre : $n'_3 = -12,06$ bars

⊗ Valeurs caractéristiques des tensions à $x = 1,60$ m.

Pertes totales à cette abscisse :

- Pertes totales sur banc = 1175,50 daN
- Pertes instantanées = 1041,143 daN
- Pertes différées = 1637,49 daN

$\Sigma = 3854,13$ daN.

Tension max $P_1 = 1,02 \times 14630 - 0,8 \times 3854,13 = 11839,29$ daN

Tension min $P_2 = 0,98 \times 14630 - 1,2 \times 3854,13 = 10257,56$ daN.

⊗ Contraintes dans le béton dues à la précontrainte à $x = 1,60$ m.

a - Contrainte minimum :

	Fibre supérieure	Fibre inférieure
Contrainte dans le béton au début du stockage (contrainte min)	-36,90	199,72
Pertes de précontrainte durant le stockage (Pertes max)	2,49	-13,49
Pertes sur section complète (Pertes max)	0,07	-8,04
La somme	-34,34 bars	178,19 bars

b - Contrainte maximale :

	Fibre supérieure	Fibre inférieure
Contrainte dans le béton au début du stockage (contrainte max)	-41,55	224,89
Pertes de précontraintes durant le stockage (Pertes min)	3,74	-20,23
Pertes sur section complète (Pertes min)	0,11	-12,06
La somme	-37,70 bars	192,60 bars

⊛ Vérification des contraintes normales à la mise en précontrainte : à $x = 1,60$ m.
 Nous faisons une vérification dans cette zone (En début de zone courante) à cause des caractéristiques moindres mécaniques de la section.

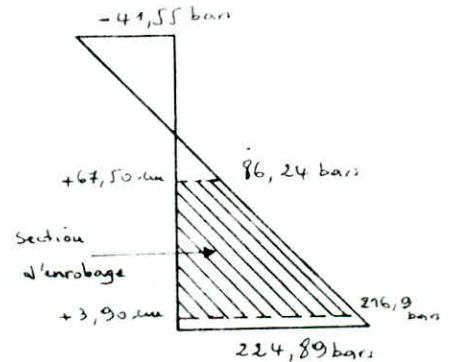
à $x = 1,60$ m, à la mise en précontrainte (au relâchement) nous avons les valeurs maximum des contraintes suivantes dues à $P_{max} = 13149,29$ daN/tonne :

- En fibre supérieure : $n_0 = -41,55$ bars
- En fibre inférieure : $n_0 = 224,89$ bars.

Ce qui nous donne le diagramme suivant :

$$i) 24 \times 13149,29 \left(\frac{1}{32,70} + \frac{41,70}{\left(\frac{6420955,924}{62,64 - 3,90} \right)} \right) = 191,16 \text{ bars}$$

$$ii) 24 \times 13149,29 \left(\frac{1}{32,70} + \frac{41,70}{\left(\frac{6420955,924}{62,64 - 67,65} \right)} \right) = 86,24 \text{ bars}$$



⊛ Calcul des contraintes dues au poids propre de la poutre : $g_1 = 835$ daN/ml.

Prenons une valeur caractéristique minimale = $0,98 \times 835 = 818,30$ daN/ml.

Moment à $x = 1,60$ m est $M = 15661,86$ daN.m.

Contraintes correspondantes : - En fibre supérieure : 16,53 bars

- Au niveau supérieur de la section d'enrobage : 1,22 bars

- Au niveau inférieur de la section d'enrobage : -14,33 bars

- En fibre inférieure de la poutre : -15,28 bars.

⊛ Vérification des contraintes : (Pour les contraintes admissibles voir L'ABOUT).

- En fibre supérieure de la poutre : $\sigma = -41,55 + 16,43 = -25,12$ bars $< 39,66$ bars

- Section d'enrobage : $\begin{cases} F.S : \sigma = 86,24 + 1,22 = 87,46 \text{ bars} < 180 \text{ bars} \\ F.I : \sigma = 191,16 - 14,57 = 176,59 \text{ bars} < 180 \text{ bars} \end{cases}$

La section d'enrobage est entièrement comprimée, la condition est vérifiée (Pas de traction).

- En fibre inférieure de la poutre : $\sigma = 224,89 - 15,28 = 209,61$ bars

C-EN ZONE COURANTE (milieu de la poutre).

Dans cette zone, nous donnons uniquement les résultats, car le calcul est similaire aux autres zones.

- RETRAIT: $\epsilon_r = 1,556 \cdot 10^{-4}$ (Idem en début de zone courante).

- FLUAGE: $K_{fl}(7j) = 2,6020$

$K_{fl}(90j) = 1,3938$

I - PERTES SUR BANC: Tension initiale: $\sigma_{p0} = 14630 \text{ daN}$.

- Perte d'ancrage: $\Delta\sigma_a = 133,86 \text{ daN}$

- Perte par relaxation sur banc: $\Delta\sigma_p = 108,72 \text{ daN}$

- Perte par retrait instantané: $\Delta\sigma_r = 55 \text{ daN}$.

- Perte thermique: $\Delta\sigma_\theta = 883,50 \text{ daN}$

} Idem en début de zone courante.

Donc la tension avant relachement = $13454,5 \text{ daN}$.

II - PERTES INSTANTANÉES: Après itération, nous obtenons $\Delta\sigma = 834,132 \text{ daN}$.

D'où tension probable au relachement = $12620,368 \text{ daN}$.

Donc les valeurs caractéristiques de cette tension à $x = 12,25 \text{ m}$ (soit à $l/2$) sont:

$P_{max} = 13314,894 \text{ daN}$; $P_{min} = 11925,842 \text{ daN}$.

⊗ Contrainte dans le béton due à la précontrainte à $x = 12,25 \text{ m}$

- Précontrainte max: - Fibre supérieure: $n_0 = -42,07 \text{ bars}$

- Fibre inférieure: $n_0 = +227,72 \text{ bars}$

- Précontrainte min: - Fibre supérieure: $n_0 = -37,68 \text{ bars}$

- Fibre inférieure: $n_0 = +203,96 \text{ bars}$.

III - PERTES DIFFÉREES à l'abscisse $x = 12,25 \text{ m}$.

1 - Sur poutre seule au stockage:

- Retrait total: 275 daN

- Retrait déjà effectué sur banc: 55 daN .

- Pertes par retrait différé: 220 daN

- Pertes par relaxation différée: $536,05 \text{ daN}$.

- Pertes par fluage: Après itération, on trouve $\Delta\sigma_{fl} = 925,89 \text{ daN}$

D'où $\Delta\sigma_{diff} = 0,6015 [\Sigma \text{pertes différées} - \Delta\sigma_{co}] = 891,412 \text{ daN}$

Donc la tension probable avant coulage de la dalle = $12620,368 - 891,412 = 11728,956 \text{ daN}$.

*) Valeurs caractéristiques de ces pertes différées à $x = 12,25$ m.

Pertes max = 1069,69 daN ; Pertes min = 713,13 daN.

D'où les pertes de précontraintes dues aux pertes différées :

	Précontrainte min	Précontrainte max
Fibre supérieure	$n_0 = +2,253$ bars	$n_0 = +2,820$ bars
Fibre inférieure	$n'_0 = -12,190$ bars	$n'_0 = -15,250$ bars

2 - Sur section complète au stade final :

- Retrait total : 275 daN
- Retrait déjà effectué sur banc : 55 daN
- Perte par retrait différé : 220 daN
- Perte par relaxation différé : 536,05 daN
- Perte par fluage : Après itération, on trouve $\Delta\sigma_{fl} = 814,73$ daN
- terme de concomitance : $\Delta\sigma_{co} = 180,564$ daN.

D'où $\Delta\sigma_{diff} = (\sum \text{Pertes diff de la section complète} - \sum \text{pertes diff de la poutre seule})$
 - - - = 498,824 daN.

*) Valeurs caractéristiques de ces pertes différées à $x = 12,25$ m.

Pertes max = 598,56 daN ; Pertes min = 399,06 daN.

D'où les pertes de précontraintes dues aux pertes différées sur section complète :

- a - Pertes de précontraintes minimum :
- Fibre supérieure du hourdis : $n_1 = +1,03$ bars
 - Fibre supérieure de la poutre : $n_2 = +0,05$ bars
 - Fibre inférieure de la poutre : $n_3 = -6,15$ bars
- b - Pertes de précontraintes maximum :
- Fibre supérieure du hourdis : $n'_1 = +1,55$ bars
 - Fibre supérieure de la poutre : $n'_2 = +0,08$ bars
 - Fibre inférieure de la poutre : $n'_3 = -9,22$ bars

*) Valeurs caractéristiques des tensions à $x = 12,25$ m.

Pertes totales à cette abscisse :

- Pertes totales sur banc = 1175,50 daN
- Pertes instantanées = 834,132 daN
- Pertes différées = 1390,236 daN

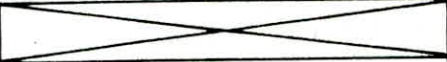
$\Sigma = 3399,868$ daN

Tension max $P_1 = 1,02 \times 14630 - 0,8 \times 3399,868 = 12202,71$ daN.


Tension min $P_2 = 0,98 \times 14630 - 1,2 \times 3399,868 = 10257,56$ daN.

* Contraintes dans le béton dues à la précontrainte à $x = 12,25$ m.

a - Contrainte minimum :

	Fibre supérieure	Fibre inférieure
Contrainte dans le béton au début du stockage (Contrainte min)	-37,68	+203,96
Pertes de précontraintes durant le stockage (Pertes max)	+2,82	-15,25
Pertes sur section complète (Pertes max)	+0,08	-9,22
La somme	-34,78 bars	+179,49 bars

b - Contrainte maximum :

	Fibre supérieure	Fibre inférieure
Contrainte dans le béton au début du stockage (Contrainte max)	-42,07	+227,72
Pertes de précontraintes durant le stockage (Pertes min)	+2,253	-12,190
Pertes sur section complète (Pertes min)	+0,05	-6,15
La somme	-39,77 bars	+209,38 bars

VERIFICATION DES ABOUTS A LA MISE EN PRECONTRAINTES

L'étude sera faite suivant (IP2. Chap VII et Annexe IV)

- ZÔNE D'INTRODUCTION DES FORCES DE PRECONTRAINTES A L'ABOUT :

⊗ Zône de régularisation des contraintes : Equilibre général :

L'extrémité de la pièce correspondant à la zone de régularisation des contraintes est considérée comme une poutre de répartition. L'équilibre général de tout élément de cette zone, isolé par un plan de coupe parallèle à l'axe longitudinal de la pièce, est obtenu en ajoutant aux efforts appliqués sur ces faces extrêmes S_A et S_R , un effort tranchant T_x (Cisaillements "longitudinaux") et un moment fléchissant M (Contraintes "transversales") appliqués au plan de coupe. Il en résulte, sur le plan, des contraintes tangentes T_x et des contraintes normales de flexion σ_y .

L'équilibre de l'élément ABCD conduit aux sollicitations suivantes, sur le plan de coupe BC, parallèle à l'axe longitudinal de la pièce par son ordonnée y .

- Effort tranchant : $T_x = F - X$
- Moment fléchissant : $M_y = F(y - d') - X \cdot e$
- Effort normal = 0

- ETUDE DE L'EQUILIBRE GÉNÉRAL DE LA ZÔNE D'ABOUT :

La longueur x de cette zone est la plus grande des deux valeurs l_e et $a \Rightarrow x = \max \begin{cases} l_{e_{min}} \\ a \end{cases}$

⊗ Calcul de la longueur de régularisation

des contraintes : (Chap 34.2. IP2)

$$l_e = \sqrt{(\delta_p \cdot l_{sn})^2 + l_p^2} \quad \text{avec } \delta_p = \begin{cases} 0,8 & \text{pour } l_{e_{min}} \\ 1,2 & \text{pour } l_{e_{max}} \end{cases}$$

$l_{sn} = \text{longueur de scellement} = 100 \text{ cm (PRAD)}$

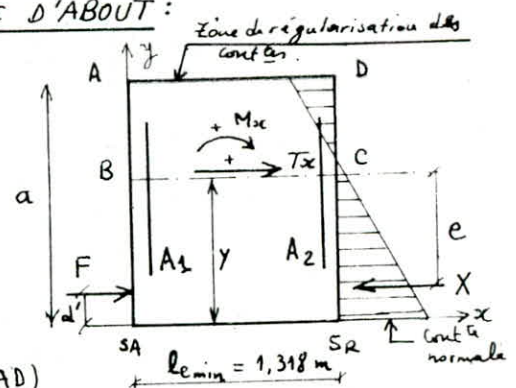
$l_p = \text{distance du barycentre des armatures de précontraintes à la fibre extrême la plus éloignée dans la direction considérée (Chap 34.4. IP2)}$

$$l_p = H - d' = 130 - 25,294 = 104,706 \text{ cm}$$

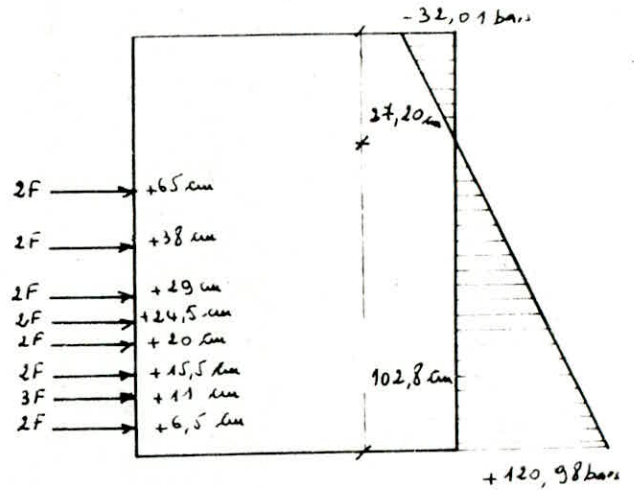
$$1 - l_{e_{min}} = \sqrt{(0,8 \times 100)^2 + (104,706)^2} = 131,8 \text{ cm}$$

$$2 - l_{e_{max}} = \sqrt{(1,2 \times 100)^2 + (104,706)^2} = 159,26 \text{ cm}$$

Pour le calcul nous prenons $l_{e_{min}} = 131,8 \text{ cm} > a = \text{Hauteur de la poutre} = 130 \text{ cm}$.



Donc la section S_A de l'about reçoit l'effet de forces de précontrainte maximum (au relaxation) ; $F = 13571,08 \text{ daN/toron}$; La section S_R subit l'effet du diagramme de précontrainte



Nous allons faire une coupure tous les 4,5 cm c'est à dire y varie suivant un pas de 4,5 cm

M_1 = Moment donné par le diagramme de précontrainte

M_2 = Moment donné par les câbles de précontrainte

⊗ Moment résultant = $M_1 + M_2$

T_1 = Effort tranchant donné par le diagramme de précontrainte

T_2 = Effort tranchant donné par les câbles de précontrainte

⊗ Effort tranchant résultant = $T_1 + T_2$

Pour chaque niveau, nous calculons σ correspondante.

Remarque : M_1 (Diagramme) = Aire du diag x largeur correspondante x bras de levier

M_2 (Cable) = Effort x bras de levier.

T_1 (Diagramme) = Aire du diag x largeur correspondante

T_2 (Cable) = Effort des câbles.

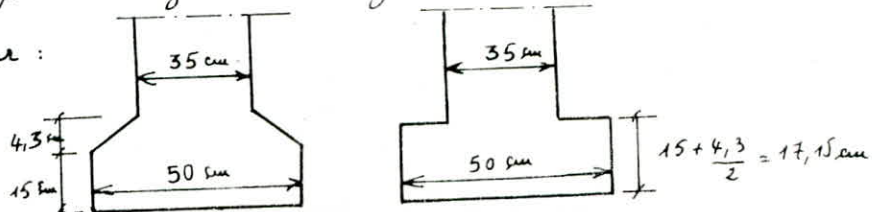
Nous donnons les résultats suivant le tableau ci-après :

y (cm)	d (bois)	(Diagramme)	(Cable)	$M = M_1 + M_2$	(Diagramme)	(Cable)	$T = T_1 + T_2$
		$M_1 \oplus$ daN.cm	$M_2 \ominus$ daN.cm		$T_1 \ominus$ daN	$T_2 \oplus$ daN	
6,5 - E	133,33	125091,86	0	125091,86	38135,32	0	-38135,32
6,5 + E	- " -	125091,86	0	125091,86	38135,32	27142,16	-10993,16
11 - E	108,03	352911,30	122139,72	230771,58	62979,04	27142,16	-35836,88
11 + E	- " -	352911,30	122139,72	230771,58	62979,04	67855,40	+4876,36
15,5 - E	102,74	690115,83	427489,02	262626,81	86691,06	67855,40	-18835,66
15,5 + E	- " -	690115,83	427489,02	262626,81	86691,06	94997,56	+8306,50
20 - E	97,44	1122234,97	854978,04	267256,93	108929,03	94997,56	-13931,47
20 + E	- " -	1122234,97	854978,04	267256,93	108929,03	122139,72	+13210,69
24,5 - E	92,15	1631560,55	1404606,78	226953,77	119904,37	122139,72	+2235,35
24,5 + E	- " -	1631560,55	1404606,78	226953,77	119904,37	149281,88	+2937,51
29 - E	86,85	2280066,01	2076375,24	203690,77	134000,51	149281,88	+15281,37
29 + E	- " -	2280066,01	2076375,24	203690,77	134000,51	176424,04	+42423,53
33,5	81,56	2836314,00	2870283,42	-33969,42	147262,56	176424,04	+29161,48
38 - E	76,26	3527271,21	3786331,32	-259060,11	159690,52	176424,04	+16733,52
38 + E	- " -	3527271,21	3786331,32	-259060,11	159690,52	203566,20	+43875,68
42,5	70,96	4272277,52	4580239,50	-307961,98	171284,39	- " -	+32281,81
47	65,67	5067579,53	5496287,40	-428707,87	182044,16	- " -	+21522,04
51,5	60,37	5909423,85	6412335,30	-502911,45	191969,85	- " -	+11596,35
56	55,08	6794057,03	7328383,20	-534326,17	201061,44	- " -	+2504,76
60,5	49,78	777725,68	8244431,10	-526705,42	209318,94	- " -	-5752,74
65 - E	44,48	8676676,40	9160479,00	-483802,60	216742,36	- " -	+13176,16
65 + E	- " -	8676676,40	9160479,00	-483802,60	216742,36	230708,36	+13966,00
69,5	39,19	9667155,75	10198666,62	-531510,87	22331,68	- " -	+7376,68
74	33,89	10685410,34	11236854,24	-551443,90	229086,91	- " -	+1621,45
78,5	28,60	11727686,76	12275041,86	-547355,10	234011,95	- " -	-3303,59
83	23,30	12790231,60	13313229,48	-522997,88	238095,12	- " -	-7386,76
87,5	18,01	13882770,40	14351417,10	-468646,70	241346,78	- " -	-10638,42
92	12,71	1491116,55	15389604,72	-428488,17	243767,01	- " -	-13058,65
96,5	7,41	16061687,80	16427792,34	-366104,54	245344,18	- " -	-14635,82
101	2,12	17174462,54	17465979,96	-291517,42	246105,57	- " -	-15397,21
105,5	-3,18	18275430,90	18504167,58	-228736,68	246014,04	- " -	-15305,68
110	-8,47	19381765,81	19542355,20	-160589,39	245122,66	- " -	-14414,30
114,5	-13,77	20496201,30	20580542,82	-84341,52	243348,04	- " -	-12639,68
119	-19,06	21569841,37	21618730,44	-48889,07	240764,09	- " -	-10055,73
123,5	-24,36	22645979,09	22656918,06	-10938,97	237346,19	- " -	-6637,83
128	-29,66	23704005,36	23695105,68	8890,07	233082,48	- " -	-2374,12
130	-32,01	24168772,45	24156522,40	12250,05	230932,86	- " -	-224,50

⊗ Remarque : Puisque l'élément considéré est en équilibre c'est à dire pour :

$$y = 130 \text{ m on a } M = M_1 + M_2 = 0 \text{ et } T = T_1 + T_2 = 0$$

Nous avons trouvé des valeurs proches de zéro car on a fait une estimation simplifiée pour le calcul de la largeur :



V - Calcul des armatures : Les armatures transversales régissant dans la zone de régularisation doivent satisfaire à la règle des coutures.

La contrainte de cisaillement totale à considérer étant écartée à la valeur suivante :

$$\tau_{\text{écartée}} = \tau_0 \left[1 - \left(\frac{\sigma'}{3\tau_0} \right)^2 \right] \quad \text{avec} \quad 1 + \left(\frac{\sigma'}{3\tau_0} \right)^2 : \text{coefficient d'écartement.}$$

$$\tau_{\text{écartée}} = 22,02 \left[1 - \left(\frac{24}{3 \times 22,02} \right)^2 \right] = 19,11 \text{ bars.}$$

a - Règles de couture, armatures à placer sur $\frac{l_e}{4} = 65,9 \text{ cm}$.

$\frac{A_t}{b_0 \cdot t} \cdot \bar{\sigma}_a (\cos \alpha + \sin \alpha) \geq \tau - \sigma'$; $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma'_{en}$
 Vérification globale (chap 1.32.a 2 - IP2) $\rightarrow \sigma' = 0$, les armatures sont verticales :

$$(\cos \alpha + \sin \alpha) = 1.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma'_{en} = \frac{2}{3} \times 4120 = 2746,67 \text{ bars.}$$

$$\text{d'où } A_t \geq \frac{\tau_{\text{écartée}} \cdot b_0 \cdot l_e / 2}{\bar{\sigma}_a} = \frac{19,11 \times 35 \times 65,9}{2746,67} = 16,05 \text{ cm}^2 \quad (\text{T10 voir dessin pontre})$$

Ces armatures sont à placer sur $\frac{l_e}{2} = 65,9 \text{ cm}$ de long à partir de l'about de la poutre.

b - Pourcentage minimal : Il est égal à 0,3% de l'aire de la coupure horizontale de longueur $l_{e_{\max}} = l_{e_2} = 159,26 \text{ cm} \Rightarrow A = \frac{0,3}{100} \times 159,26 \times 35 = 16,72 \text{ cm}^2$.

c - Armatures pour l'effort d'éclatement:

- Coupure verticale \Rightarrow branches horizontales de frettés

$$8 \text{ lits horizontaux} \Rightarrow \frac{8 \times 10\%}{17} = 4,7\% \text{ de } \Sigma F.$$

- Coupure horizontale \Rightarrow branches verticales de frettés

$$7 \text{ lits verticaux} \Rightarrow \frac{7 \times 10\%}{17} = 4,12\% \text{ de } \Sigma F.$$

- Loi générale $\Rightarrow 4\% \text{ de } \Sigma F$

Les frettés seront donc dimensionnés pour un effort de 4,7% de ΣF (MAX).

$$F = \frac{17 \times 13571,08 \times 4,7}{100} = 10843,3 \text{ daN.}$$

$$\text{Soit une section de : } A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} = \frac{10843,3}{2746,67} = 3,95 \text{ cm}^2 \quad (\text{T10 type C})$$

Ces armatures sont à placer autour des torons sur une distance de $\frac{l_{sn}}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ à partir de l'about.

VI - Calcul de la longueur de gainage :

Après plusieurs itérations, nous avons trouvé que la longueur de gainage $l_g \leq l_e$

or par hypothèse on a $l_g \geq l_e$, nous prenons $l_g = l_e = 1,318 \text{ m}$.

Nous présentons ci-après un calcul pour cette longueur : Soit la longueur de gainage :

$l_g = 1,318 \text{ m}$; abscisse de l'efficacité des armatures après le gainage : $l_g + l_e = 2 \times 1,318 = 2,636 \text{ m}$.

A cette abscisse la poutre a une section en I (Caractéristiques de la zone courante ; $\eta = 0$)

- Calcul de la précontrainte dans cette abscisse : ($l_g + l_{\text{emin}} = 2,636 \text{ m}$) .

Les pertes sont :

- Perte par ancrage : $\Delta \sigma_a = 133,86 \text{ daN}$
- Perte par relaxation sur banc : $\Delta \sigma_p = 108,72 \text{ daN}$.
- Perte par retrait instantané : $\Delta \sigma_r = 55 \text{ daN}$.
- Perte thermique : $\Delta \sigma_\theta = 883,5 \text{ daN}$.

*) Calcul de la perte instantanée : Par simplification, nous prenons la bonne valeur :

$998,7 \text{ daN}$, donc la tension probable au relâchement : $13454,5 - 998,7 = 12455,8 \text{ daN}$.

D'où la valeur caractéristique maximum de cette tension à $l_g + l_{\text{emin}} = 2,636 \text{ m}$

$$P_{\text{max}} = 1,02 \cdot \sigma_{p_0} - 0,8 \Delta \sigma_{p_j} = 13178,78 \text{ daN}.$$

$$\Delta \sigma_{p_j} = \text{Perte totale déjà effectuée} = 133,86 + 108,72 + 55 + 883,5 + \Delta \sigma_j = 2179,79 \text{ daN}$$

998,7 (valeur estimée)

La précontrainte max (contrainte max dans le béton)

- En fibre supérieure : ① $= 24 \cdot P_{\text{max}} \left(\frac{1}{B} - \frac{E}{I/V} \right) = 24 \times 13178,78 \left(\frac{1}{4270} - \frac{41,70}{95322,98} \right)$
 $= -41,64 \text{ bars}$.

- En fibre inférieure : ② $= 24 \times P_{\text{max}} \left(\frac{1}{B} + \frac{E}{I/V'} \right) = 24 \times 13178,78 \left(\frac{1}{4270} + \frac{41,70}{102505,68} \right)$
 $= 202,74 \text{ bars}$.

Action du poids propre : $M = 835 \times 0,98 \times \frac{2,636}{2} (25,50 - 2,636) = 24659,27 \text{ daN} \cdot \text{m}$

D'où les contraintes dans le béton dues au poids propre :

- En fibre supérieure : ③ $\frac{M}{I/V} = 25,87 \text{ bars}$

- En fibre inférieure : ④ $-\frac{M}{I/V'} = -24,06 \text{ bars}$.

Vérification des contraintes :

- En fibre supérieure : ① + ③ $= -15,87 \text{ bars} < 1,8\sigma = 1,8 \times 24 = 43,2 \text{ bars}$.

- En fibre inférieure : ② + ④ $= 178,68 \text{ bars} < \frac{\sigma'}{1,5} = \frac{270}{1,5} = 180 \text{ bars}$.

VERIFICATION DE LA FLEXION A L'ETAT LIMITE D UTILISATION

La vérification de la flexion est faite pour la poutre PF ($y = 0,5205m$) qui est la plus défavorable, en section médiane ($x = l/2$)

A. VALEURS CARACTERISTIQUES DES MOMENTS DES ACTIONS DE LONGUE DUREE :

On obtient les valeurs caractéristiques des moments des actions de longue durée, en pondérant les moments probables par les coefficients suivants :

	Valeurs Caract max	Valeurs Caract min
Poids propre poutre	1,03	0,98
Poids propre hourdis	1,06	0,96
Superstructures	1,20	0,80

Poids propre de la poutre : $q = 835 \text{ daN/ml}$; Poids propre de la dalle : $q = 2500 \times 0,2 \times 1,041 \times 0,981 = 510,61 \text{ daN/ml}$.

- Moments des actions de longue durée :

- Poids propre de la poutre : $M = q_p \cdot \frac{l^2}{8}$; Valeur max : $M = 1,03 \times 835 \times \frac{24,5^2}{8} = 64530,63 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 Valeur min : $M = 0,98 \times 835 \times \frac{24,5^2}{8} = 61398,07 \text{ daN}\cdot\text{m}$
- Poids propre de la dalle : $M = q_d \cdot \frac{l^2}{8}$; Valeur max : $M = 1,06 \times 510,61 \times \frac{24,5^2}{8} = 40610,41 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 Valeur min : $M = 0,96 \times 510,61 \times \frac{24,5^2}{8} = 36779,24 \text{ daN}\cdot\text{m}$
- Superstructures : Valeur max : $M = 18748 \text{ daN}\cdot\text{m}$ (Voir chap. Moments)
 Valeur min : $M = 12498,67 \text{ daN}\cdot\text{m}$

B- Contraintes amenées par les charges et surcharges : Ces contraintes sont calculées.

- 1- En fibre inférieure de la poutre ; 2- A la limite inf de la section d'encrobage
- 3- En fibre supérieure de la poutre ; 4- En fibre inf des hourdis ; 5- En fibre sup des hourdis.

• Contraintes dues au poids propre (Poutre) : Le calcul est fait avec les caractéristiques de la poutre seule ($N=0$) en zone courante.

a) En fibre inférieure de la poutre : $\sigma = -\frac{M}{I/v'} = -\frac{6453063}{102505,68} = -62,92 \text{ bars}$

b) A la limite inf de la section d'encrobage : $\sigma = -\frac{M}{I} (v'-3,9) = -59,03 \text{ bars}$.

c) En fibre sup de la poutre : $\sigma = +\frac{M}{I/v} = +\frac{6453063}{95322,98} = 69,70 \text{ bars}$.

• Contraintes dues au poids propre de la dalle : Le calcul est fait avec les caractéristiques de la poutre seule ($N=0$) en zone courante.

a) En fibre inf de la poutre : $\sigma = -\frac{M}{I/v'} = -\frac{4061041}{102505,68} = -39,62 \text{ bars}$

b) A la limite inf de la section d'enrobage: $\sigma = -\frac{M}{I} (V' - 3,9) = \frac{4061041}{6420955,924} (62,64 - 3,9)$
 $\sigma = -37,15 \text{ bars.}$

c) En fibre sup de la poutre: $\sigma = +\frac{M}{I/V} = \frac{4061041}{9322,98} = 42,60 \text{ bars}$

• Contraintes dues aux superstructures: Le calcul est fait avec les caractéristiques de la section complète ($N=0$) en zone courante.

a) En fibre inf de la poutre: $\sigma = -\frac{M}{I/V'} = -\frac{1874800}{155312,867} = -12,07 \text{ bars.}$

b) A la limite inf de la section d'enrobage: $\sigma = -\frac{M}{I} (V' - 3,9) = -11,95 \text{ bars.}$

c) En fibre sup de la poutre et fibre inf de la dalle: $\sigma = \frac{M}{I} (V - 20) = +5,72 \text{ bars.}$

d) En fibre sup de la dalle: $\sigma = \frac{M}{I/V} = \frac{1874800}{219851,32} = +8,53 \text{ bars.}$

• Contraintes dues aux surcharges d'exploitation: Le calcul est fait avec les caractéristiques de la section complète avec ($N=4$) en zone courante; $M = 120246 \text{ daN.m (P7)}$
 (Voir chap. Moments)

a) En fibre inf de la poutre: $\sigma = -\frac{M}{I/V'} = -\frac{12024600}{157062,762} = -76,56 \text{ bars}$

b) A la limite inf de la section d'enrobage: $\sigma = -\frac{M}{I} (V' - 3,9) = -73,16 \text{ bars.}$

c) En fibre sup de la poutre et fibre inf de la dalle: $\sigma = \frac{M}{I} (V - 20) = +36,63 \text{ bars}$

d) En fibre sup de la dalle: $\sigma = \frac{M}{I/V} = \frac{12024600}{222499,254} = 54,04 \text{ bars.}$

- Récapitulatif des contraintes dues aux charges et surcharges: total I

a) F.I de la poutre: $\sigma = \sum \sigma_i = -62,92 - 39,62 - 12,07 - 76,56 = -191,17 \text{ bars.}$

b) A la limite inf de la section d'enrobage: $\sigma = \sum \sigma_i = -59,03 - 37,15 - 11,95 - 73,16 = -181,29 \text{ bars}$

c) F.S de la poutre: $\sigma = \sum \sigma_i = 69,70 + 42,60 + 5,72 + 36,63 = 154,65 \text{ bars}$

d) F.I de la dalle: $\sigma = \sum \sigma_i = 5,72 + 36,63 = 42,35 \text{ bars}$

e) F.S de la dalle: $\sigma = \sum \sigma_i = 8,53 + 54,04 = 62,57 \text{ bars.}$

C) Estimation des contraintes dues au retrait différentiel et au fluage gêné (PRAD73-SETRA):

a) Retrait différentiel de la dalle par rapport à la poutre: Lorsque la dalle est coulée sur place sur les poutres préfabriquées, les 2 fibres de contact sont astreintes à subir les mêmes déformations (poutre + dalle) forment alors un ensemble monolithique. Or les déformations différées (retrait) de ces 2 éléments ne sont pas les mêmes pour une raison essentielle: ils n'ont pas le même âge.

La valeur du retrait différentiel prise en compte est donnée par la formule:

$$\epsilon = \epsilon_{rd} - \epsilon_{rp} [1 - r(t_f)] \text{ où } \epsilon_{rd} = \text{valeur du retrait total de la dalle}$$

$\epsilon_{rp} = \text{valeur du retrait total de la poutre donnée pour le calcul des pertes} \Rightarrow$

$\epsilon_{rp} = 1,556 \cdot 10^{-4}$: zone courante.

$r(t_f)$ = Valeur de la fonction $r(t)$ pour un temps fictif pendant lequel la poutre a fait son retrait avant coulage de la dalle : $t_f = t_0 \sqrt{\frac{t_0}{e_m}}$; e_m : épaisseur fictive de la dalle.
 $t_0 = 90$ jours

$$e_m = \frac{2B}{P} = \frac{2(104,1 \times 16 + 30 \times 4)}{104,1 + 2(16+4) + 104,1} = 14,39 \text{ cm} \Rightarrow t_f = 75,03 \text{ jours} \Rightarrow$$

$$r(t_f) = 0,55 \text{ (Annexe I - L'IP2 (abaque))}.$$

Après un calcul identique (Voir chap. Etude de la précontrainte des poutres), nous avons trouvé $\epsilon_{r2} = 2,4 \cdot 10^{-4}$ (Avec hypothèse $\bar{\omega}$ varicentre $0,25 \cdot 10^{-2}$ et $0,4 \cdot 10^{-2} \Rightarrow K_p = 0,94$)
 D'où $\epsilon = 1,7 \cdot 10^{-4}$.

• Calcul des contraintes dues au retrait différentiel de la dalle par rapport à la poutre :
 Le calcul se fait avec les caractéristiques de la section complète avec $N=0$: zone courante.

- Module d'élasticité du béton de la dalle : $E_v = \frac{1}{3} \cdot 24000 \sqrt{f_c} = 8000 \sqrt{f_c} = 8000 \sqrt{27,5}$
 $\Rightarrow E_v = 131453,414 \text{ bars}$; Caractéristiques de la dalle : $b = 1,041 \text{ m}$; $h_0 = 16 \text{ cm}$.

1- F.I de la poutre : $\sigma = \epsilon \cdot E_v \cdot b \cdot h_0 \left[\frac{1}{B} - \frac{(V - h_0/2)}{I} \cdot V' \right]$
 $\sigma = 1,7 \cdot 10^{-4} \times 131453,414 \times 104,1 \times 16 \left[\frac{1}{4926} - \frac{(60,856 - \frac{16}{2})}{13379271,64} \times 89,144 \right]$
 $\Rightarrow \sigma = -5,55 \text{ bars}$.

2- Au niveau bas de la section d'enrobage : $\sigma = \epsilon \cdot E_v \cdot b \cdot h_0 \left[\frac{1}{B} - \frac{V - h_0/2}{I} \cdot (V' - d) \right]$
 $\sigma = 1,7 \cdot 10^{-4} \times 131453,414 \times 104,1 \times 16 \left[\frac{1}{4926} - \frac{(60,856 - 14/2)}{13379271,64} \times (89,144 - 3,9) \right]$
 $\Rightarrow \sigma = -4,98 \text{ bars}$.

3- F.S de la poutre : $\sigma = \epsilon \cdot E_v \cdot b \cdot h_0 \left(\frac{1}{B} + \frac{(V - h_0/2)}{I} \cdot (H - V') \right)$; $H =$ Hauteur de la poutre
 $\Rightarrow \sigma = 13,56 \text{ bars}$.

4- F.I de la dalle : $\sigma = \epsilon \cdot E_v \cdot b \cdot h_0 \left[\frac{1}{B} + \frac{(V - h_0/2)}{I} \cdot (H - V' + h) \right] - \epsilon \cdot E_v$; h : $\begin{cases} \text{épaisseur du} \\ \text{coffrage} \\ \text{eventuel} \end{cases}$
 $\Rightarrow \sigma = -8,20 \text{ bars}$.

5- F.S de la dalle : $\sigma = \epsilon \cdot E_v \cdot b \cdot h_0 \left[\frac{1}{B} + \frac{(V - h_0/2)}{I} \cdot V \right] - \epsilon \cdot E_v$
 $\Rightarrow \sigma = -5,84 \text{ bars}$.

b- Estimation des contraintes dues au fluage gêné de la poutre par la dalle :

La poutre soumise antérieurement à des efforts (Poids propre + précontrainte) tend à subir des déformations différées par fluage. A partir de l'instant où on coule la dalle, les déformations se trouvent être gênées par la présence de la dalle (c'est à dire le coulage de la dalle à 90 jours gêne le fluage de la poutre et introduit une modification dans la distribution des contraintes dans la section).

HYPOTHESES: Si α est la part de la déformation finale prise en compte par la poutre seule à j jours, tout se passe comme si une part α des efforts dus à la précontrainte et au poids mort de la poutre seule est prise en compte par la poutre et, complément $(1-\alpha)$ par le montage ; $\alpha = \frac{1+r(t_j) \cdot (K_{fl})_e}{1+(K_{fl})_e}$

Rappelons que $(K_{fl})_e = 0,5 \cdot K_{fl} = 0,5 \times 2,602 = 1,301$; $(K_{fl} = 2,602$; voir Chap Etude) de la précontrainte des poutres
 Pour un coulage à 90 jours ; $r(t_j) = r(t = t_p = 44 \text{ jours}) = 0,47$

d'où $\alpha = 0,7$; $1-\alpha = 0,3$.

Connaissant α et $(1-\alpha)$, on doit calculer les contraintes sur les fibres étudiées, comme il est dit auparavant, et les comparer à celles obtenues par le calcul normal pour connaître l'ordre de grandeur des contraintes supplémentaires, dont il faut tenir compte dans les calculs

• Pour une fibre quelconque par le 1^{er} calcul :

$$\sigma'_1 = \alpha \left[\frac{F}{B_p} + \frac{F \cdot e_p \cdot V_p}{I_p} + \frac{M}{I_p} \cdot V_p \right] + (1-\alpha) \left[\frac{F}{B_m} + \frac{F \cdot e_m \cdot V_m}{I_m} + \frac{M}{I_m} \cdot V_m \right]$$

• Pour une fibre quelconque par le 2^e calcul :

$$\sigma'_2 = \left[\frac{F+P}{B_p} + \frac{(F+P) \cdot e_p \cdot V_p}{I_p} \right] + \frac{M}{I_p} \cdot V_p - \left[\frac{P}{B_m} + \frac{P \cdot e_m \cdot V_m}{I_m} \right]$$

• Contrainte supplémentaire à prendre en compte

$$\sigma = \sigma'_1 - \sigma'_2$$

Le calcul est fait avec les valeurs probables au lieu des valeurs caractéristiques, en raison du caractère estimatif de ce calcul, les caractéristiques des sections prises en compte sont avec $(N=0)$.

- Notation: B = Section ; I = Inertie ; e = Excentricité des axes par/au C.D.G de la section considérée ; V = Ordonnée de la fibre étudiée par/ au C.D.G de la section considérée avec l'indice "p" pour la poutre seule et "m" pour la section complète (montage).

M = Moment probable à mi-portée du poids propre de la poutre.

F = Effort probable final de précontrainte

P = Perte probable sur le montage seul (En valeur absolue).

$$M = q_p \cdot \frac{l^2}{8} = 835 \times \frac{24,5^2}{8} = 62651,1 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$F = \frac{P_1 + P_2}{2} \times n = \frac{12202,71 + 10257,56}{2} \times 24 = 269523,24 \text{ daN}$$

(P_1, P_2 : Voir chap. Etude de la précontrainte des poutres)

$$P = 814,75 \text{ daN/cable} \text{ d'où } P = 814,75 \times 24 = 19554 \text{ daN (voir chap. Etude de la précontrainte des poutres)}$$

$$\begin{aligned}
 \text{D'où } \sigma = 0,7 & \left[\frac{269523,24}{3270} + \frac{269523,24(-41,70) V_p}{6420955,924} + \frac{6265110 V_p}{6420955,924} \right] + \\
 & + 0,3 \left[\frac{269523,24}{4926} + \frac{269523,24(-68,204) V_m}{13379271,64} + \frac{6265110 \cdot V_m}{13379271,64} \right] + \\
 & - \left[\frac{(269523,24 + 19554)}{3270} + \frac{(269523,24 + 19554) \cdot (-41,70) V_p}{6420955,924} \right] - \frac{6265110 V_p}{6420955,924} + \\
 & + \left[\frac{19554}{4926} + \frac{19554 \times (-68,204) V_m}{13379271,64} \right].
 \end{aligned}$$

- Calcul des contraintes dues au fluage gêné :

1- En F.I de la poutre: $V_p = V_p' = -62,64 \text{ cm} \Rightarrow \sigma = 0,35 \text{ bars.}$

$V_m = V_m' = -89,144 \text{ cm}$

2- Niveau bas de la section d'enrobage: $V_p = V_p' = -62,64 + 3,9 = -58,74 \text{ cm} \Rightarrow \sigma = 0,30 \text{ bars}$

$V_m = V_m' = -89,144 + 3,9 = -85,244 \text{ cm}$

3- En F.S de la poutre: $V_p = V_p = 67,36 \text{ cm} \Rightarrow \sigma = -1,34 \text{ bars.}$

$V_m = V_m = 130 - 89,144 \text{ cm}$

4- En F.I de la dalle: Les 1^{er}, 3^e et 4^e termes de σ sont nuls par définition

$V_m = 40,856 + 4 = 44,856 \text{ cm} \Rightarrow \sigma = 3,70 \text{ bars.}$

5- En F.S de la dalle: Les 1^{er}, 3^e et 4^e termes de σ sont nuls par définition

$V_m = 44,856 + 16 = 60,856 \text{ cm} \Rightarrow \sigma = -2,25 \text{ bars}$

- Contraintes cumulée (Retrait + Fluage) : Récapitulatif des contraintes: total II

1- F.I de la poutre: $\sigma = -5,55 + 0,35 = -5,2 \text{ bars}$

2- Niveau bas de la section d'enrobage: $\sigma = -4,98 + 0,30 = -4,68 \text{ bars.}$

3- F.S de la poutre: $\sigma = 13,56 - 1,34 = 12,22 \text{ bars}$

4- F.I de la dalle: $\sigma = -8,20 + 3,74 = -4,5 \text{ bars}$

5- F.S de la dalle: $\sigma = -5,84 - 2,25 = -8,09 \text{ bars}$

c- Contraintes dues aux forces de précontrainte: Nous avons obtenu les valeurs des contraintes

finales dues à la précontrainte au chapitre (ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DES POUTRES) :

1- En F.I de la poutre: $\sigma = +203,96 \text{ bars.}$

2- En F.S de la poutre: $\sigma = -37,68 \text{ bars.}$

3- Niveau bas de la section d'enrobage: $\sigma = 196,72 \text{ bars}$ (calculés à l'aide des valeurs ci-dessus) Pour être plus défavorable, nous avons pris les valeurs dues à la précontrainte minimum

- 4- En F.I de la dalle: $\sigma = +0,08$ bars } Voir chapitre - ETUDE DE LA PRECONTRAINTE
 5- En F.S de la dalle: $\sigma = 1,55$ bars } DES POUTRES.

d- Contraintes finales (Précontrainte + total I + total II):

- 1- En F.I de la poutre: $\sigma = 203,96 - 191,17 - 5,2 = -7,59$ bars.
 2- Niveau bas de la section d'enrobage: $\sigma = 196,72 - 181,29 + 4,68 = +10,75$ bars
 3- En F.S de la poutre: $\sigma = -37,68 + 154,65 + 12,22 = +129,19$ bars
 4- En F.I de la dalle: $\sigma = 0,08 + 42,35 - 4,5 = +37,93$ bars
 5- En F.S de la dalle: $\sigma = 1,55 + 62,57 - 8,09 = +56,03$ bars.

e- Vérifications des contraintes: Les contraintes admissibles sont les suivantes:

Genre	TRACTION		COMPRESSION
	hors zone d'enrobage	Dans zone d'enrobage	
IIb	-1,628	-628	$\sigma'_{28}/1,8$

1- Vérification des contraintes admissibles en genre IIb sous charges totales (Poutre).

D'après les hypothèses on a $\sigma_{28} = 31,2$ bars et $\sigma'_{28} = 420$ bars.

- 1-1- Contrainte de traction hors zone d'enrobage: plus grande traction hors zone d'enrobage est la F.I de la poutre: $\sigma = 7,59$ bars $< \bar{\sigma} = 1,6 \times 31,2 = 49,92$ bars : vérifiée.
 1-2- Contrainte de traction en zone d'enrobage: plus grande traction en zone d'enrobage est le niveau bas de la section d'enrobage: $\sigma = 10,75$ bars $< \bar{\sigma} = 31,2$ bars : vérifiée.
 1-3- Contrainte de compression admissible dans la poutre: plus grande compression est la F.S de la poutre: $\sigma' = 129,19$ bars $< \bar{\sigma}' = \frac{420}{1,8} = 233,33$ bars : vérifiée.

2- Vérification des contraintes pour la dalle: Pour la dalle, nous avons $\sigma'_{28} = 270$ bars.

- 2-1- Contrainte de compression: Plus grande compression est pour la F.S de la dalle:
 $\sigma' = 56,03$ bars $< \bar{\sigma}' = \frac{270}{1,8} = 150$ bars : Vérifiée.

f) Armatures du volume de traction: (D'après Chap 21.4.2 de L'IP2): Il ya lieu de répartir à proximité des parois les plus tendus, une section d'armatures passives longitudinales au moins égale à la somme des 2 termes suivants:

- * 0,1% de l'aire de la partie de béton tendu.
 - * Le quotient de l'effort de traction équilibré par le béton tendu (supposé non fissuré) sous la sollicitation la plus défavorable, par la limite élastique σ_e de ces armatures bornées supérieurement à 420 MPa (420 bars).
- Dans le cas des poutres précontraintes par armatures adhérentes, on peut diminuer

la section ci-avant d'une quantité A_p à condition de remplacer la plus petite des 3 valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} - \sigma_e \\ - F_{Tg} - \sigma_p \\ - 2600\eta \text{ (bars)} \end{array} \right.$$

$$2600\eta = 2600 \times 1,6 = 4160 \text{ bars}$$

$$\Rightarrow \sigma_e = 4120 \text{ bars.}$$

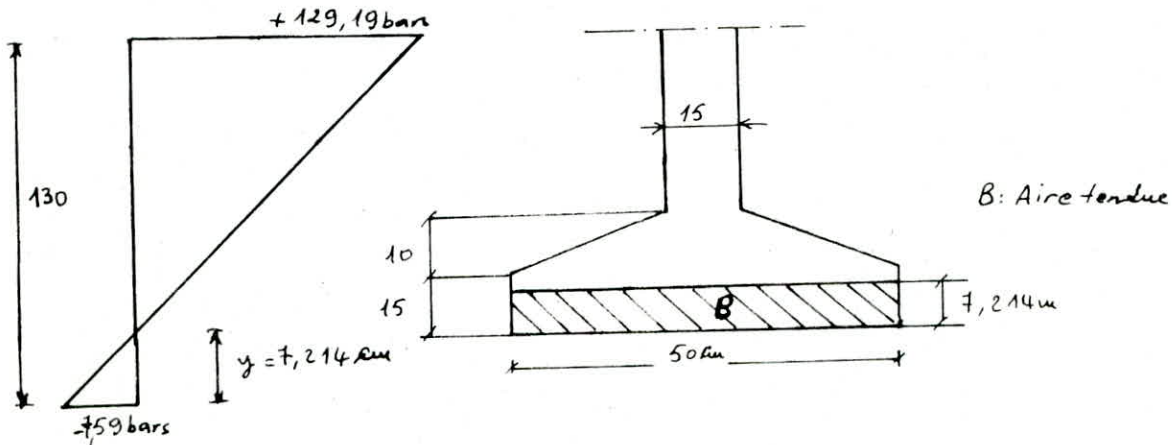
$$\frac{F_{Tg} - \sigma_p}{A_p}$$

$$\text{avec } \left\{ \begin{array}{l} F_{Tg} = \text{Force de tension garantie} \\ = 15400 \text{ daN} \\ \sigma_p = \text{Force probable finale de} \\ \text{précontrainte} \\ \sigma_p = \frac{P_1 + P_2}{2} = 11230,14 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$A_p = 0,93 \text{ cm}^2 = \text{Section d'un câble.}$$

$$\text{d'où } \frac{F_{Tg} - \sigma_p}{A_p} = \frac{15400 - 11230,14}{0,93} = 4483,72 \text{ bars.}$$

D'après le calcul des contraintes finales, nous avons obtenu le diagramme suivant:



Calcul de la section d'armatures passives: - Aire de la partie tendue: $B = 50 \times 7,214 = 360,69 \text{ cm}^2$

$$\text{- Volume de contrainte: } V = \frac{7,59 \times 7,214 \times 50}{2}$$

$$V = 1368,8 \text{ daN.}$$

finallement nous avons la section d'armature passive: $A = \frac{0,1 \times B}{100} + \frac{V}{\sigma_e}$

$$A = \frac{0,1 \times 360,69}{100} + \frac{1368,8}{4120} = 0,7 \text{ cm}^2$$

Cette section est très faible, donc elle peut être reprise par les aciers de montage

Conclusion: Nous n'avons pas d'armatures passives dans la zone tendue.

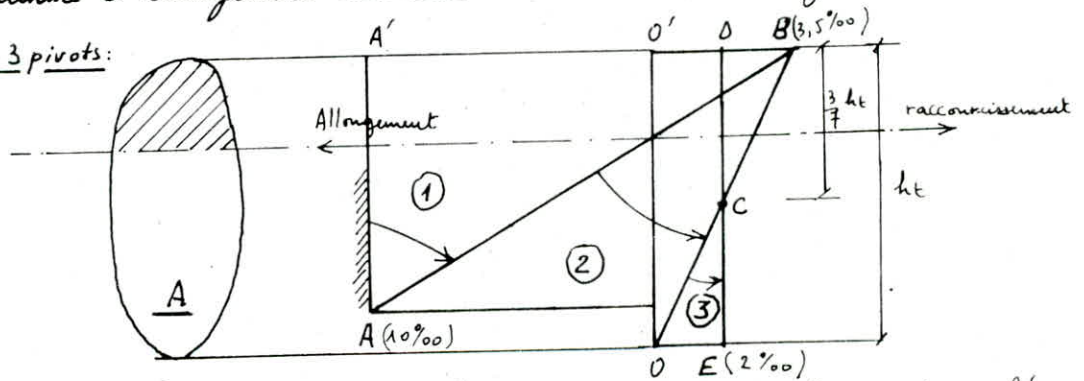
VERIFICATION DE LA FLEXION A L'ETAT LIMITE ULTIME

La vérification de la flexion à l'état limite ultime se fait à mi-portée pour la poutre PT la plus défavorable ($\gamma = 0,5205m$)

1- Hypothèses de calcul (Art 23.2 IP2).

- a- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
- b- La résistance à la traction du béton est négligée.
- c- Les diverses positions que peut prendre le diagramme des déformations de la section dans les divers domaines de sollicitation sont définies en 1-1 (Règles des 3 pivots).
- d- Le diagramme de déformations contraintes du béton est celui défini en 1-2 (a)
- e- Le diagramme d'allongement contraintes du béton est celui défini en 1-2 (b).

1-1 - Règle des 3 pivots:



Les droites matérialisant les diagrammes de déformation passent obligatoirement par l'un des 3 pivots A ; B ou C .

La figure ci-dessous définit 3 domaines :

- Domaine ① pivot "A" : C'est le cas limite ultime, correspond à l'atteinte de la déformation limite sur les armatures les plus extérieures qu'elles que soient passives ou actives ; le diagramme de déformation passe alors par le pivot "A" correspondant à une déformation de 10‰ .

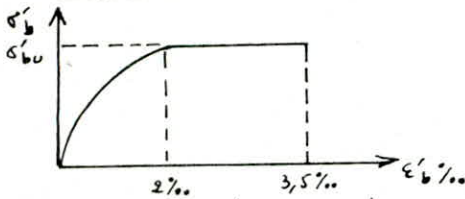
- Domaine ② pivot "B" : (Cas d'une flexion composée n'entraînant pas une compression complète de la section) . L'état limite ultime correspond à l'atteinte de la déformation limite sur la fibre extrême où le béton est comprimé ($\epsilon_b = 3,5‰$) , le diagramme de déformation passe alors par le pivot "B" .

- Domaine ③ pivot "C" : (Cas d'une flexion composée de compression telle que toute la section soit comprimée) . L'état limite ultime du béton qui suit l'intensité de la flexion varie

entre 3,5‰ et 2‰, le diagramme de déformation passe alors par le pivot "C"

1-2- Diagrammes de calcul :

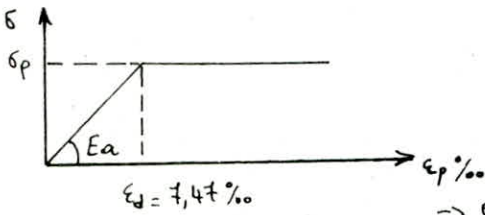
a- Diagramme de béton de la dalle :



$$\sigma'_{bu} = \frac{0,85 \sigma_{28}}{K_b \cdot \delta_b} \quad \text{avec} \begin{cases} K_b = 0,85 \text{ (Charge routière)} \\ \sigma_{28} = 240 \text{ bars} \\ \delta_b = 1,5 \end{cases}$$

d'où $\sigma'_{bu} = 160 \text{ bars}$.

b) Diagramme des aciers de précontrainte :



$E_a = 19 \cdot 10^5 \text{ bars} ; A_p = 0,93 \text{ cm}^2$.

$$\sigma_p = \text{Min} \begin{cases} \frac{1,1 F_{14}}{1,25 A_p} = \frac{1,1 \times 15400}{1,25 \times 0,93} = 14572,04 \text{ bars.} \\ \frac{0,95 F_{24}}{1,25 A_p} = \frac{0,95 \times 17360}{1,25 \times 0,93} = 14186,67 \text{ bars} \end{cases}$$

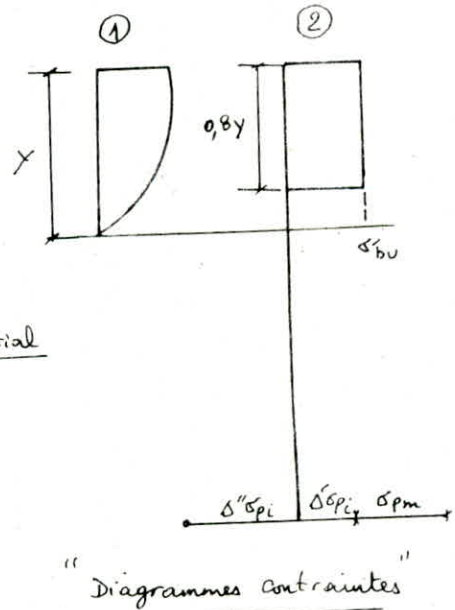
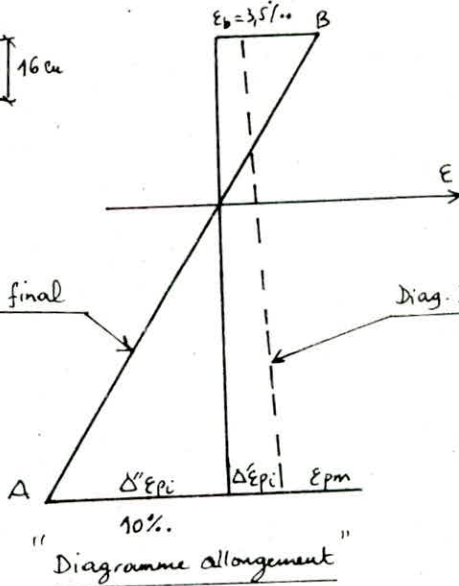
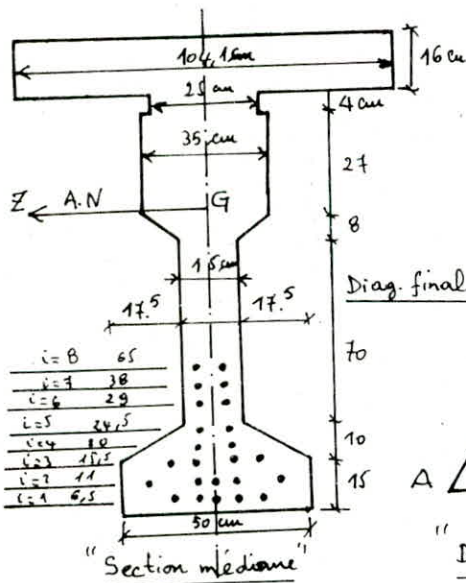
$\Rightarrow \sigma_p = 14186,67 \text{ bars}$.

$$\epsilon_d = \frac{\sigma_p \times 1000}{E_a} = \frac{14186,67 \cdot 10^3}{19 \cdot 10^5} = 7,47 \text{‰}$$

c) Diagramme des aciers passifs :

Dans notre cas nous n'avons pas d'aciers passifs, donc ils n'interviennent pas dans le calcul.

d) Diagramme - Allongements - Contraintes :



NOTATION :

ϵ_{pm} : c'est l'allongement des aciers de précontrainte tendus à leur tension caractéristique minimum après des charges permanentes (Mortier + Revêtement + poids propre poutre). Il est constant pour toutes les armatures $P_{lim} = 10257,56 \text{ daN/tonne}$ (voir: Essai de la précontrainte des poutres); d'où $\sigma_m = \frac{P}{A_p}$
 $\sigma_m = \frac{10257,56}{0,93} = 11029,63 \text{ bars/tonne}$ d'où $\epsilon_{pm} = 5,805 \text{‰}$.

$\Delta \epsilon_{pi}$: Complément d'allongement accompagnant le retour à la déformation nulle du béton au niveau du lit i. Sa valeur étant très faible, il sera négligé.
 $\delta \epsilon_{pi}$: Complément d'allongement au delà de la valeur nulle. Il est déterminé par le diag des aciers de précontrainte pour chaque lit i.
 $\delta \sigma_{pi}$ et $\delta \sigma_p$: Variations de contraintes relatives à $\Delta \epsilon_{pi}$ et $\Delta \epsilon_p$.

Pour le calcul du moment résistant limite maximum, nous utiliserons le diagramme rectangulaire simplifié (2), mais en considérant la contrainte σ_b qui correspond au raouissement exact du béton suivant le diagramme de béton (Diag-parabole-rectangle)

1-3 - Equation d'équilibre de la section : La sollicitation est une sollicitation de flexion composée. On fixe donc l'un des paramètres de cette sollicitation qui est l'effort normal.

Soit G = barycentre des forces des armatures de précontrainte.

Z = Bras de levier

F_b = Force béton = $B_c \cdot \sigma_{bu}$; B_c = Section de la partie comprimée [B(2,84)]

Soit P l'effort de précontrainte; $P_{min} = 10257,56 \text{ daN/toron}$

d'où $P = 10257,56 \times 24 = 246181,44 \text{ daN}$.

L'équation d'équilibre est donnée par: $\sigma_{s3} \cdot P = F_b - \sum A_{p_i} \cdot \Delta \sigma_{p_i} \cdot Z$

$$1,2 P = F_b - \sum A_{p_i} \cdot \Delta \sigma_{p_i} ; (\sigma_{s3} = 1,2) \dots (1)$$

avec A_{p_i} = Section d'armatures actives du lit d'indice i .

$\Delta \sigma_{p_i}$ = Surtension du lit d'indice i .

$$\Delta \sigma_{p_i} = \Delta'' \sigma_{p_i} + \Delta' \sigma_{p_i} = \sigma_{p_i} (\epsilon_{pm} + \Delta' \epsilon_{p_i} + \Delta'' \epsilon_{p_i}) - \sigma_{p_i} (\epsilon_{pm})$$

avec $\Delta' \epsilon_{p_i} = 0$ (négligé) ; $\epsilon_{pm} = \text{constante}$; $n = \text{nb de torons} = 24$; $A_p = 504 \text{ da}$

L'équation (1) après simplification devient:

$$1,2 P = F_b - \sum_{i=1}^i A_{p_i} \sigma_{p_i} (\epsilon_{pm} + \Delta'' \epsilon_{p_i}) + n \cdot A_p \cdot \sigma (\epsilon_{pm}) \dots (2)$$

La comparaison porte donc ensuite sur le moment fléchissant, telle que:

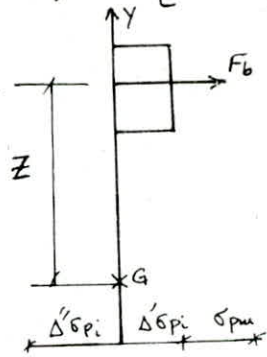
$$M_U \leq M_{Ulim \max} \quad \text{avec} \quad M_{Ulim \max} = F_b \cdot Z$$

2 - Calcul du moment résistant : $M_{Ulim \max}$: Le calcul se fait par itération. La 1^{ère} itération consiste à prendre un diagramme - allongements qui passe par les 2 pivots (A et B)

c'est à dire $\epsilon_b = 3,5\%$ et $\Delta' \epsilon_{p_i} = 10\%$. Après cette 1^{ère} itération, nous avons trouvé pour

$$\text{l'équation (2) que } 1,2 P > F_b - \sum A_{p_i} \sigma_{p_i} (\epsilon_{pm} + \Delta'' \epsilon_{p_i}) + n \cdot A_p \cdot \sigma (\epsilon_{pm})$$

cela signifie que la section de béton comprimée est très petite (γ petit). Pour diminuer le diagramme doit pivoter autour de A. Nous sommes donc dans le domaine (1) défini par la règle des 3 pivots. Nous donnons ci-joint le diagramme allongement final trouvé et montrons que l'équation d'équilibre (2) est satisfaite.



Nous voyons que nous avons un diagramme passant par le pivot béton.

Nous allons montrer que suivant ce diagramme de déformation, la section est en équilibre à l'état limite ultime.

Vérification de l'équation d'équilibre :

$$\text{Nous avons : } 1,2P = F_b - \sum_1^i A_{p_i} \sigma_{p_i} (\epsilon_{p_m} + \Delta \epsilon_{p_i}) + n A_p \sigma (\epsilon_{p_m})$$

$$\epsilon_{p_m} = 5,805\% = \text{cst} \Rightarrow \text{Contrainte correspondante sur}$$

le diagramme des aciers de précontrainte est :

$$\sigma_p = 11029,63 \text{ bars / ton} \Rightarrow n \cdot A_p \cdot \sigma (\epsilon_{p_m}) = 246182,3416 \text{ daN.}$$

Calcul du terme $\sum A_{p_i} \sigma_{p_i} (\epsilon_{p_m} + \Delta \epsilon_{p_i})$: Le lit ($i=8$) le plus haut a un allongement

total de $(\epsilon_{p_m} + \Delta \epsilon_{p_8}) = (5,805 + 3,392)\% = 9,197\% > \epsilon_s = 7,47\%$, donc la contrainte correspondante à cet allongement se trouve sur le palier et leur contrainte correspondante est donc $\sigma_p = 14186,67 \text{ bars}$, ainsi que les autres lits inférieurs, les allongements ($\Delta \epsilon_{p_i} > \Delta \epsilon_{p_8}$) donc leurs contraintes correspondantes se trouvent également sur le palier est donc $\sigma_p = 14186,67 \text{ bars}$

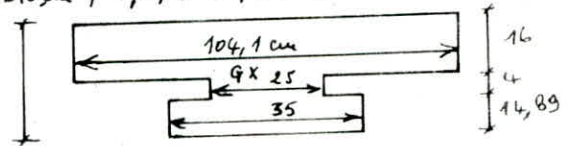
$$\text{finalement } \sum_1^i A_{p_i} \sigma_{p_i} (\epsilon_{p_m} + \Delta \epsilon_{p_i}) = n A_p \sigma_p = 24 \times 0,93 \times 14186,67 = 316646,4744 \text{ daN.}$$

Calcul de la force (F_b) reprise par le béton : $y = 43,613 \text{ cm}$; $0,8y = 34,89 \text{ cm}$

$$F_b = \sigma'_{bu} \cdot B_c \quad B_c = 104,1 \times 16 + 25 \times 4 + 35 \times 14,89 \quad 0,8y$$

$$\sigma'_{bu} = 160 \text{ bars} ; \quad B_c = 2286,77 \text{ cm}^2$$

$$F_b = 160 \times 2286,77 = 365882,852 \text{ daN.}$$



$$\text{Vérification : } 1,2P = 295417,728 \text{ daN} ; F_b - \sum_{i=1}^i A_i \sigma_{p_i} (\epsilon_{p_m} + \Delta \epsilon_{p_i}) + n A_p \sigma_p = 295417,719 \text{ daN.}$$

Donc l'équilibre est vérifié.

Calcul du moment résistant : - Calcul du C.D.G de la force béton par rapport à la F.S.

$$d = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{10 \times 100 \times (\frac{16}{2}) + 25 \times 4 \times (16 + \frac{4}{2}) + 35 \times 14,89 \times (\frac{14,89}{2} + 20)}{2286,77} = 12,87 \text{ cm}$$

- Calcul du barycentre des forces des armatures de précontrainte : Les armatures étant toutes tendues à la même contrainte $\sigma_p = 14186,67 \text{ bars}$, donc le barycentre de leurs forces est confondu avec le C.D.G des armatures : $d' = 20,94 \text{ cm}$ (voir caract. géom. des sections).

$$\text{- Calcul du bras de levier } Z : Z = H_c - d - d' = 150 - 12,87 - 20,94 = 116,19 \text{ cm}$$

$$\text{finalement le moment résistant } M_{U \text{ lim max}} = F_b \times Z = 365882,852 \times 116,19 = 42511928,57 \text{ daN.cm}$$

$$M = 425119,286 \text{ daN.m}$$

Moment appliqué à l'E.L ultime (M_U) : $M_U = \gamma_{s3} \cdot \gamma_Q (M(\text{poutre}) + M(\text{dalle})) + M(\text{Réact} + \text{traff}) + M(\text{charge})$

$$M_U = 1,2 \times 1,1 (64530,63 + 40610,41) + 24748 + 160172 = 323706,1728 \text{ daN.m}$$

$$\text{finalement } M_U < M_{U \text{ lim max}} = 425119,286 \text{ daN.m} \quad \text{vérifié}$$

CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS

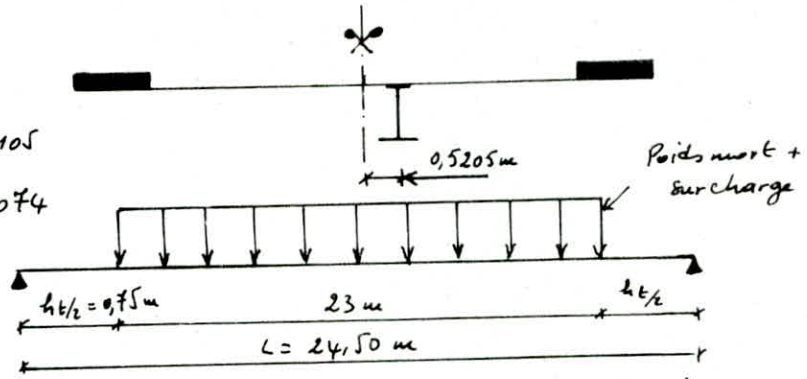
A - Efforts tranchants à l'état limite d'utilisation :

Nous faisons les calculs pour la poutre PT qui est la plus défavorable, qui est située à l'abaisse $y = 0,5205 \text{ m}$.

A-1 - Cas de charge : Trottoirs

- Trottoir droite : $K_{dmax} = 0,4105$

- Trottoir gauche : $K_{dmax} = 0,074$



Les charges réparties situées entre l'appui et les sections

distances de $\frac{h_t}{2}$ ne sont pas prises en compte où $\frac{h_t}{2}$ = hauteur totale de la poutre (art 27.2.1 page 109 - IP2) ; $h_t = 1,50 \text{ m}$.

- Surcharges sur trottoirs : $T_1 = q \frac{(l - h_t)}{2} \cdot \frac{\sum K_{d_i}}{n} \cdot \delta_{Qc} = 0,57 \times \frac{(24,5 - 1,50)}{2} \times \frac{(0,4105 + 0,074)}{2} \times 1$

$q = 0,57 \text{ t/ml (2TC)} ; \Rightarrow T_1 = 0,348 \text{ t}$.

- Poids mort (Trottoir) : $T_2 = q \frac{(l - h_t)}{2} \cdot \frac{\sum K_{d_i}}{n} \cdot \delta_{Qc} = 1,9 \times 1,2 \times \frac{(24,5 - 1,50)}{2} \times \frac{(0,4105 + 0,074)}{2} \times 1$

$q = 1,9 \text{ t/ml (2TC)} ; \delta_{Qc} = 1 \Rightarrow T_2 = 1,06 \text{ t}$.

A-2 - Charge : $A(L)$: $T = q \frac{(l - h_t)}{2} \cdot \frac{\sum K_{d_i}}{n} \cdot \delta_{Qc}$; Cas défavorable avec 2 voies
 $K_{dmax} = 1,45125$
 $q = 8,51 \text{ t/ml} ; \delta_{Qc} = 1,2$ (surcharge intermittente)

$$T = 8,51 \times \frac{(24,5 - 1,50)}{2} \times \frac{1,45125}{2} \times 1,2 = 14,203 \text{ t}$$

A-3 - Charge : B_c : Nous allons utiliser la disposition suivant PRAD73 (Chap 3-2-3)

L'essieu le plus proche est placé à une distance $2 h_t$ de l'appui de gauche.

Calcul de l'effort tranchant :

a = Abscisse longitudinale de la charge P, comptée à partir de l'axe d'appui

e = Espacement entre les poutres.

- Cas général :

i) Si $a_i = 0$: La répartition transversale se fait, en supposant que l'hourdis est articulé sur les poutres.

ii) Si $a_i \geq 4e$: La répartition suit les hypothèses de M.M Guyon Massonet

iii) Si $0 < a_i < 4e$: La répartition se fait de la façon suivante :

1- La fraction $(1 - \frac{a_i}{4e}) P_i$ se répartit en supposant le hourdis articulé sur les poutres.

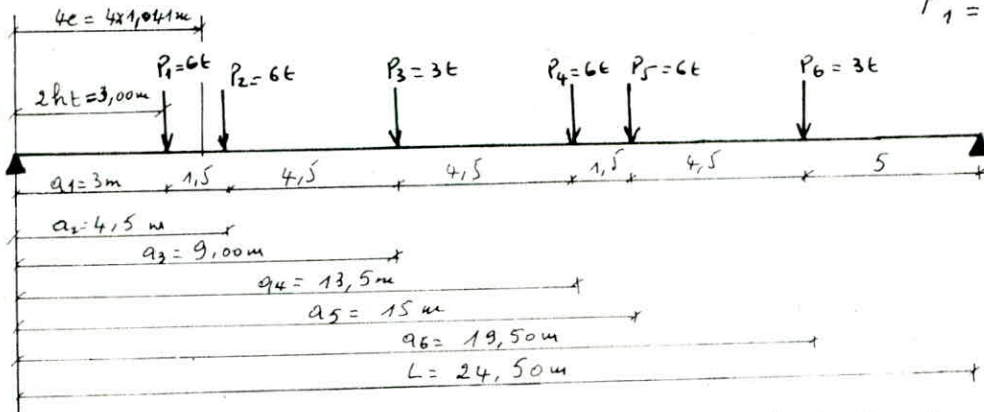
2 - La fraction $\left(\frac{a_i}{4e}\right) P_i$ se répartit selon la méthode de M.M Guyon Massonnet

Pour $a_i > 4e$, alors les charges P_2, P_3, P_4, P_5, P_6 sont réparties selon la méthode de M.M Guyon Massonnet

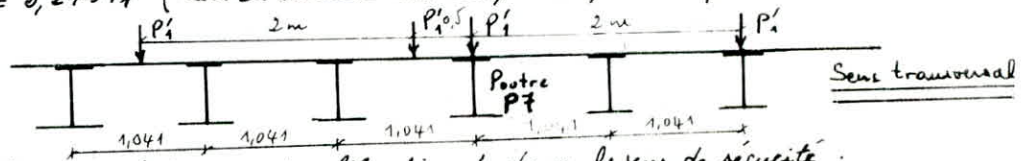
Pour $0 < a_i < 4e$, la charge P_1 est partagée entre 2 parties

* La charge n'est pas répartie selon Guyon - Massonnet : $P'_1 = P_1 \left(1 - \frac{a_1}{4e}\right) = P_1 \left(1 - \frac{3}{4,164}\right)$
 $P'_1 = 0,279 P_1$

* L'autre part de la charge sera répartie selon Guyon - Massonnet $P''_1 = P_1 \cdot \frac{a_1}{4e}$
 $P''_1 = 0,720 P_1$



a. Pour la charge $P'_1 = 0,279 P_1$ (tourdis articulés sur les poutres) est dissipée selon le schéma suivant :



Le schéma ci-dessus est fait par simplification et dans le sens de sécurité.

$$P'_1 = 0,279 \times 6 = 1,674 \text{ t}$$

Donc la réaction sur la poutre P7 : $R = P'_1 \left(1 + \frac{0,541}{1,041}\right) = 2,544 \text{ t}$

finallement on a l'effort tranchant à l'appui dû à $P'_1 \Rightarrow T_1 = R \frac{(l - 2ht)}{l} = 2,23 \text{ t}$

b. Effort tranchant des charges réparties par Guyon - Massonnet.

pour une file de courroi b_c : $P = 12 \times 0,981 = 11,772 \text{ t}$

Calculons la réaction à l'appui pour toutes les charges P_2, P_3, P_4, P_5, P_6 et pour $P''_1 = 0,72 P_1$.

Si on fait $\sum M / \text{appui droite} = 0$: $R = \frac{11,772}{24,5} \left(0,72 \times 21,5 + 20 + \frac{15,5}{2} + 11 + 9,5 + \frac{5}{2}\right) = 32,44 \text{ t}$

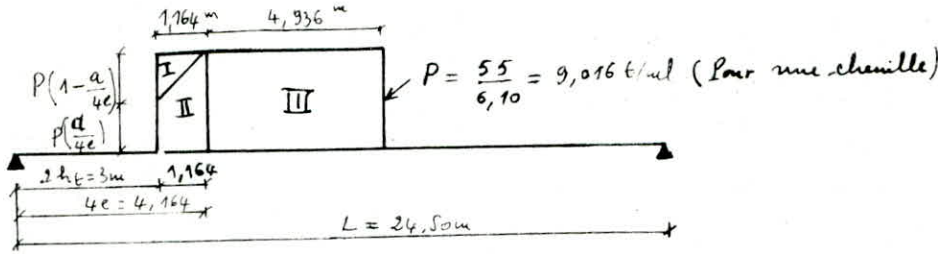
Nous avons le cas le plus défavorable pour 2 voies chargées $\Rightarrow K_{\text{max}} = 1,675$.

D'où $T_2 = 2 \times R \times \frac{\sum K_{\text{max}}}{n} = 2 \times 32,04 \times \frac{1,675}{12} \Rightarrow T_2 = 9,056 \text{ t}$

Donc l'effort total dû à b_c sera : $T = (T_1 + T_2) \cdot b_c \cdot \delta_{Qc} = (2,230 + 9,056) \times 1,1 \times 1,222 \times 1,2$

avec $b_c = 1,1$; $\delta = 1,222$; $\delta_{Qc} = 1,2 \Rightarrow T = 18,205 \text{ t}$

A-4. Charge : Mc 120 : Le début du courroi Mc 120 est placé à une distance $2ht$ de l'appui.



Pour cette position, on prendra 3 charges.

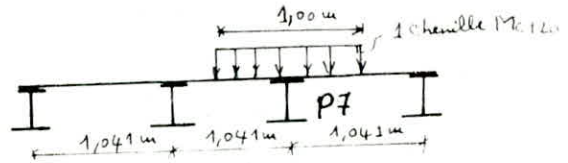
Pour $0 < a < 4e = 4,164m$, on a 2 fractions: charge (I): fraction: $P(1 - \frac{a}{4e})$
charge (II): fraction: $P \cdot \frac{a}{4e}$.

La charge (III); (P) est répartie totalement selon Guyon-Massonnet.

* $P = \frac{55}{6,10} = 9,016 \text{ t/ml}$.

- Pour une chenille la part de charge I non répartie par GM est:

$$P'_1 = P(1 - \frac{a}{4e}) \times \frac{1,164}{2} = 1,467t$$



Réaction sur P7: $R = P'_1 = 1,467t$

L'effort tranchant dû à P'_1 : $T_1 = R \left(\frac{l - 2ht}{l} \right) = 1,467 \times \left(\frac{24,5 - 3}{24,5} \right) = 1,287t$.

Effort tranchant des parts (II) et (III) réparties selon Guyon-Massonnet.

Poids des parts de charges (II) et (III): $P = 2(55 - 1,467) = 107,167t$.

Calcul de la réaction (Moment par rapport à l'appui de droite).

$$R = \frac{107,167 \times 18,39}{24,5} = 80,43t$$

on a $K_{dmax} = 1,720$ d'où $T_2 = R \cdot \frac{K_{dmax}}{m} = 80,43 \times \frac{1,720}{12} = 11,53t$.

finallement l'effort tranchant total dû à la surcharge Mc 120:

$$T = (T_1 + T_2) \delta \cdot \gamma_{Qc} = (1,287 + 11,53) \times 1,238 \times 1 = 15,87t \text{ ; avec } \begin{cases} \delta = 1,238 \\ \gamma_{Qc} = 1 \end{cases}$$

A-5 - Poids mort (Poutre + Dalle):

- Poids mort de la poutre: $835 \times 1,03 = 860 \text{ daN/ml} = 0,86 \text{ t/ml}$ (Valeur caractéristique max)

- Hourdis: $2,5 \times 0,16 \times 1 \times 1,06 = 0,424 \text{ t/ml}$ (---"---"---"---).

Effort tranchant (en négligeant les charges entre 0 et $h/2$).

$$T = q \cdot \left(\frac{l - h_t}{2} \right) \text{ ; } h_t = \text{hauteur de la poutre seule, on suppose que le hourdis s'exécute sur la poutre.}$$

$$q = q_p + q_h = 0,86 + 0,424 = 1,284 \text{ t/ml}$$

finallement l'effort tranchant vaut: $T = 1,284 \left(\frac{24,5 - 1,30}{2} \right) = 14,894t$.

A-6 - Revêtement: charge caractéristique: $q = 1,408 \times 1,2 = 1,670 \text{ t/ml}$.

on a $K_{dmax} = 1,45125$ (identique à la surcharge A(1): 2 voies chargées).

$$T = q \cdot \frac{(l - h_t)}{2} \cdot \frac{K_{dmax}}{m} \cdot \gamma_{Q_{L1}} = 1,67 \times \frac{(24,5 - 1,50)}{2} \times \frac{1,45125}{12} \times 1 = 1,960 \text{ t}; \quad h_t: \text{Hauteur totale de la poutre + dalle}$$

A-7 - Tableau récapitulatif des efforts tranchants pour chaque charge et surcharge:
pour la poutre défavorable à l'appui (P7 : $y = 0,5205m$).

Charges + surcharges	Charge sur trottoir	Poids mort sur trottoir	A(l)	Bc	Mc120	Poids mort (Poutre + Dalle)	Revêtement
T(t)	0,348	1,060	14,203	18,205	15,870	14,894	1,960

- * Combinaisons les plus défavorables: - Poids mort (Poutre + Dalle) = 14,894t
- Trottoirs + revêtement + surcharge Bc = 21,573t.

B - Efforts tranchants à l'état limite ultime:

Charges + surcharges	Charge sur trottoir	Poids mort sur trottoir	A(l)	Bc	Mc120	Poids mort (Poutre + Dalle)	Revêtement
T(t)	0,5554	1,3992	18,89	24,213	20,95	19,66	2,5872

- * Combinaisons les plus défavorables: - Poids mort (Poutre + Dalle) = 19,66t
- Trottoirs + Revêtement + surcharge Bc = 28,755t.

Remarque: L'effort tranchant à l'E.ultime est obtenu en divisant T à l'E.d'utilisation par ($\gamma_{Q_{L1}}$ ou γ_{Q_C}) et en le multipliant par (γ_{Q_L} ou γ_{Q_C}) équivalent à l'E.ultime et par $\gamma_{S3} = 1,2$ pour l'état limite ultime.
Et lorsque les K_w sont négatifs, les trottoirs sont supposés non chargés.

A-8 - Tableaux des efforts tranchants pour les poutres 8 - 9 - 10 - 11 - 12:

Charges + surcharge	Charge sur trottoir	Poids mort sur trottoir	A(l)	Bc	Mc120	Poids mort Poutre + dalle	Revêtement	Combinaisons les plus défavorables	
A l'état limite d'utilisation; T(t)	P8	0,1285	0,5130	11,670	17,027	13,957	14,894	14,894	(*)
								19,577	(-)
	P9	0,431	1,700	9,811	16,500	15,280	14,894	14,894	(*)
								20,213	(-)
	P10	0,642	2,567	9,371	14,709	14,350	14,894	14,894	(*)
								19,448	(-)
P11	1,943	3,887	6,410	9,658	9,870	14,894	14,894	(*)	
							16,748	(-)	
P12	2,580	10,300	3,425	6,130	7,800	14,894	14,894	(*)	
							21,240	(-)	

NB: (*) : Poids mort (Poutre + Dalle)

(-) : Trottoirs + Revêtement + Surcharge.

charges + surcharge		Charge sur Trottoir	Poids mort sur trottoir	A(1)	Bc	M _{C120}	Poids mort (Poutre+dalle)	Revêtement	Combinaisons des plus défavorables.
A l'état limite Ultime T _U (t)	Pg	0,2051	0,6772	15,5211	22,6459	18,4232	19,6601	2,5192	19,6601 (*)
									26,0474 (-)
	Pg	0,6879	2,2440	13,0486	21,9450	20,1696	19,6601	2,1120	19,6601 (*)
									26,9890 (-)
	Pg	1,0246	3,3884	12,4634	19,5630	18,9420	19,6601	2,0196	19,6601 (*)
									25,9960 (-)
Pg	3,1010	5,1308	8,5253	12,8451	13,0284	19,6601	1,3834	19,6601 (*)	
								22,6436 (-)	
Pg	4,1177	13,5960	4,5553	8,1529	10,2960	19,6601	0,7392	19,6601 (*)	
								28,7490 (-)	

N.B : ⊕ : Poids mort (Poutre + dalle) ; ⊖ : Trottoirs + Revêtement + surcharge.

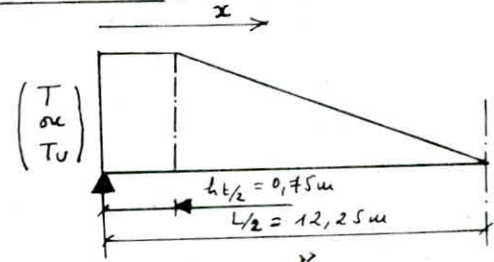
C - ENVELOPPES EFFORTS TRANCHANTS :

C-1 - Enveloppe pour la combinaison poids mort (Poutre + dalle) :

• $x \leq 0,75 \text{ m} \rightarrow T_x \text{ ou } T_{ux} = T_{\text{au}} T_u$ à l'appui

• $x > 0,75 \text{ m} \rightarrow \frac{T_x}{T} = \frac{L/2 - x}{L/2 - \frac{ht}{2}} \rightarrow$

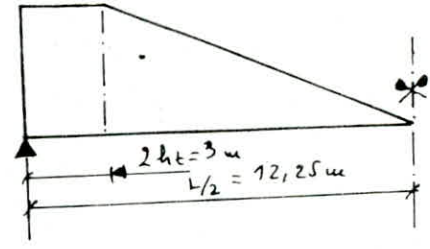
$$\left(\frac{T}{\text{ou}} \right)_{T_{ux}} = \left(\frac{T}{\text{ou}} \right)_{T_u} \left[1 - \frac{x - ht/2}{L/2 - \frac{ht}{2}} \right]$$



C-2 - Enveloppe pour la combinaison "trottoirs + Revêtement + Charges" :

i) Trottoir + Revêtement : Pour une poutre donnée, à une distance x , les efforts tranchants correspondants aux trottoirs + revêtement seront calculés selon la formule (même formule que pour le poids mort).

ii) Surcharges : Pour $0 \leq x \leq 2ht = 3\text{m}$. L'effort tranchant dû aux surcharges est constant, car elles sont disposées d'une abscisse ($x = 2ht = 3\text{m}$) à partir de l'appui



C-3 - Calcul de l'effort tranchant pour $x = 3\text{m}$ ($2ht$) :

⊗ A l'état limite d'utilisation

⊗ - 1 - Combinaison poids mort (Poutre + dalle) : A l'appui, pour toutes les poutres étudiées

nous avons : $T_{\text{appui}} = 14,894\text{t}$.

D'après l'enveloppe de l'effort tranchant pour $x > 0,75\text{m}$, nous avons : $T = T_{\text{appui}} \left(1 - \frac{x - 0,75}{12,25 - 0,75} \right)$

Donc pour $x = 3\text{m}$, nous avons $T = 11,98\text{t}$.

⊗ - 2 - Combinaison (Trottoirs + Revêtement + Surcharge)

Nous avons : $1 - \frac{x - 0,75}{12,25 - 0,75} = 1 - \frac{3 - 0,75}{12,25 - 0,75} = 0,804 \Rightarrow$

$$T_x = T_{appui} (\text{Revêtement} + \text{trottoir}) \left(1 - \frac{x - 0,75}{12,25 - 0,75} \right) + T_{surcharge}$$

Calculons toutes les combinaisons pour les différentes poutres :

* Poutre P7 : $T_{x=3m} = (1,960 + 0,348 + 1,06) \times 0,804 + 18,205 = 20,91 \text{ t}$.

Pour les autres poutres, nous dressons un tableau ci-dessous :

Poutres	P7	P8	P9	P10	P11	P12
T(t)	20,91	19,17	19,50	18,52	15,40	18,60

(*) A l'état limite ultime :

(*) - 1 - Combinaison poids mort (Poutre + Dalle) :

$$T_{appui} = 19,6601 \text{ t} ; \text{ pour toutes les poutres ; } T_{x=3m} = 19,6601 \left[1 - \frac{3 - 0,75}{12,25 - 0,75} \right] = 15,814 \text{ t}$$

(*) - 2 - Combinaisons (trottoirs + Revêtement + Surcharge) :

Poutre P7 : $T_{x=3m} = (0,554 + 1,3992 + 2,5872) \times 0,804 + 24,213 = 27,865 \text{ t}$.

Poutres	P7	P8	P9	P10	P11	P12
Tu(t)	27,865	25,380	26,000	24,735	20,760	25,132

Remarque : à $x = 3 \text{ m}$, la poutre la plus défavorable est la poutre P7.

Pour les autres abscisses, on a trouvé la poutre la plus défavorable est la poutre P7

POUTRE P7	ETAT LIMITE D'UTILISATION ; T(t)		ETAT LIMITE ULTIME ; Tu(t)	
	Poids mort (Poutre + Dalle)	Trottoirs + Revêtement + Surcharge	Poids mort (Poutre + Dalle)	Trottoirs + Revêtement + surcharge
$x = \frac{L}{4} = 6,125 \text{ m}$	7,933	20,000	10,471	26,632
$x = \frac{3L}{8} = 9,1875 \text{ m}$	3,966	19,102	5,236	25,423

VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

I- VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT A L'APPUI : Ces vérifications des contraintes se font à l'état limite d'utilisation. A chaque niveau "y", on détermine les contraintes de cisaillement.

a) Pour le poids mort " Poutre + Dalle " :

$$\tau_{03} = \frac{T_{pm}}{b_0 \cdot z_p} \quad \text{avec} \quad z_p = \frac{I_p}{S_y}$$

$I_p =$ Inertie de la poutre seule ($N=0$); $I_p = 7188394,5 \text{ cm}^4$

$S_y =$ M^{st} statique = $\Omega \cdot y \cdot Y_G$.

$T_{pm} =$ Effort tranchant à l'appui; ($T_{pm} = 14894 \text{ kg}$).

$b_0 =$ largeur correspondante à l'ordonnée y.

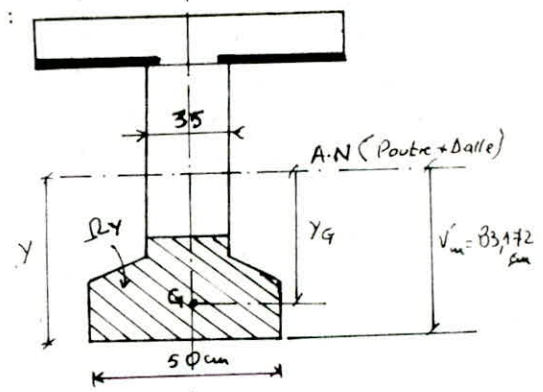
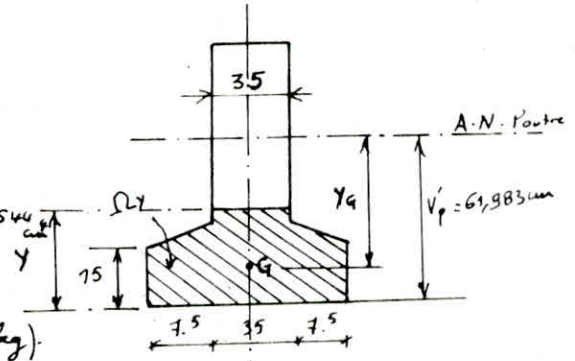
b) Pour la combinaison " Charge + Revêtement + Trottoir " :

$$\tau_{04} = \frac{T_Q}{b_0 \cdot z_m} \quad ; \quad \text{avec} \quad z_m = \frac{I_m}{S_y}$$

$I_m =$ Inertie (Poutre + Dalle); ($N=0$); $I_m = 15315717,5 \text{ cm}^4$

$T_Q =$ Effort tranchant à l'appui; ($T_Q = 21573 \text{ kg}$)

$b_0 =$ largeur corresp^{de} à l'ordonnée y.



c) Tableau donnant les valeurs τ_{03} et τ_{04} pour différentes ordonnées y :

Y (cm)	τ_{03} (bars)	τ_{04} (bars)	$\tau_{03} + \tau_{04}$	Y (cm)	τ_{03} (bars)	τ_{04} (bars)	$\tau_{03} + \tau_{04}$
6,5	0,791	0,732	1,523	69,5	4,734	5,512	10,246
11	1,287	1,203	2,490	74	4,643	5,584	10,227
15	1,670	1,600	3,270	78,5	4,510	5,628	10,138
20	2,941	2,833	5,774	83	4,335	5,395	10,350
24,5	3,311	3,219	6,530	87,5	4,118	5,631	9,749
29	3,643	3,577	7,217	92	3,859	5,585	9,444
33,5	3,952	3,906	7,858	96,5	3,558	5,515	9,077
38	4,197	4,207	8,404	101	3,216	5,420	8,636
42,5	4,400	4,479	8,879	105,5	2,831	5,293	8,124
47	4,560	4,722	9,282	110	2,404	5,137	7,541
51,5	4,679	4,937	9,616	114,5	1,936	4,930	6,866
56	4,756	5,124	9,880	119	1,425	4,740	6,165
60,5	4,790	5,282	10,072	123,5	0,872	4,499	5,371
V=61,983	4,793	5,328	10,121	128	0,278	4,229	4,507
65	4,783	5,411	10,194	130	0,000	4,100	4,100

d) Vérification à l'ordonnée $y = 38$ cm correspondant au niveau le plus défavorable pour le cumul des contraintes de cisaillement tranchant + about (Chap 28. IP2).

Pour $y = 38$ cm, on a : $\tau_{03} = 4,197$ bars ; $\tau_{04} = 4,207$ bars ; $\tau_{01} = 19,02$ bars (ABOUT).

On doit vérifier : $\gamma \tau_{01} + \tau_{03} + \tau_{04} \leq 1,5 \cdot \sigma_{28}$.

avec $\gamma = 0,89$ (Coeff. de réduction des contraintes sous l'effet des pertes dans les armatures entre le moment du relâchement et le moment où le ouvrage est en service)

$$\sigma_{28} = 31,2 \text{ bars ;}$$

$\gamma \tau_{01} + \tau_{03} + \tau_{04} = 0,89 \times 19,02 + 4,197 + 4,207 = 25,33 < 1,5 \times 31,2 = 46,8$ bars : vérifié.

e) Vérification à l'ordonnée $y = 83$ cm correspondant au cumul maximum des contraintes de cisaillement d'effort tranchant (Chap 28. IP2) :

Pour $y = 83$ cm, on doit vérifier : $\tau_{03} + \tau_{04} \leq \bar{\tau}$ avec $\bar{\tau} = 0,25 \sqrt{\frac{\sigma_{28}}{\delta_b}} \cdot \sigma_{28} \cdot K$

$\sigma'_{28} = 420$ bars ; $\sigma_{28} = 31,2$ bars ; $\delta_b = 1,8$ (Enterrée) ; $K = 1$ (genre II_b)

à $y = 83$ cm on a $\tau_{03} + \tau_{04} = 10,33$ bars et $\bar{\tau} = 21,331$ bars $\Rightarrow \tau_{03} + \tau_{04} < \bar{\tau}$: vérifié.

II - VÉRIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT AU DEBUT DE LA ZONE COURANTE

($x = 1,60$ m) : Dans le cas des poutres avec bloquets aux extrémités, on doit faire cette vérification au début de la zone courante. Cette vérification est faite au niveau du C.O.G de la section complète. A ce niveau il y a cumul de 2 valeurs de contraintes de cisaillement

τ_1 : Contrainte de cisaillement sur poutre seule ;

τ_2 : — " — — " — sur section complète.

a) Calcul de τ_2 (Relative à la combinaison " trottoir + Revêtement + surcharge " :

$\tau_2 = \frac{TQ}{b_0 \cdot z_m}$ avec $z_m = \frac{I_m}{S_{ym}}$; $b_0 = 15$ cm ; $z_m = 116,49$ cm (voir Chap. Caract. géom. des sections)

- Calcul de TQ (à $x = 1,60$ m) ; on a d'après l'enveloppe : $\left(1 - \frac{x - 0,75}{12,25 - 0,75}\right) = 0,926$.

TQ : effort tranchant pour la combinaison (trottoir + Revêt + surcharge) à l'E.L.d'util.

$$TQ = (1960 + 348 + 1060) \times 0,926 + 18205 = 21001,842 \text{ kg.}$$

$$\text{finalement on a } \tau_2 = \frac{21001,842}{15 \times 116,49} \Rightarrow \tau_2 = 12,019 \text{ bars.}$$

b) Calcul de τ_1 (relative à la combinaison " poids mort (poutre + dalle) " à $x = 1,60$ m)

$\tau_1 = \frac{T_{pm}}{b_0 \cdot z_p}$ avec $z_p = \frac{I_p}{S_{yp}} = 97,10$ cm et $b_0 = 15$ cm ;

- Calcul de T_{pm} (à $x = 1,60$ m) ; $T_{pm} = T_{appui} \left(1 - \frac{x - 0,75}{12,25 - 0,75}\right)$; $T_{appui} = 14894$ kg.

$$\Rightarrow T_{pm} = 14894 \times 0,926 = 13791,844 \text{ kg.}$$

$$\Rightarrow \tau_1 = \frac{13791,844}{15 \times 97,10} = 9,470 \text{ bars.} \Rightarrow \tau_1 = 9,470 \text{ bars.}$$

c) Calcul de la contrainte de cisaillement admissible: Cette contrainte est donnée par:

$$\bar{\tau} = 0,25 \left(1 + \frac{\sigma'_x}{\sigma_{28}} \right) \sqrt{\left(\frac{\sigma_{28}}{\sigma_b} - \sigma'_x \right) (K \sigma_{28} + \sigma'_x)} \quad \text{avec } \begin{cases} \sigma_b = 1,8 \text{ (européen)} ; \sigma_{28} = 420 \text{ bars} \\ K = 1 \text{ (genre II b)} ; \sigma_{28} = 31,2 \text{ bars} \end{cases}$$

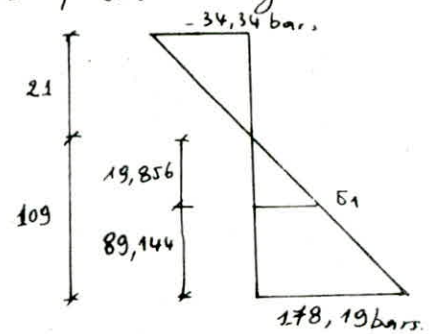
σ'_x = Contrainte normale au niveau de la fibre neutre de la section complète due:

- à la précontrainte min (si $x \geq l_e - a$ ce qui est notre cas; $\Rightarrow 1,6 \geq 1,318 - 0,5$).
- au moment dû au poids propre (poutre + dalle); (en Valeur Caract. min).

i) Calcul de σ'_x : * précontrainte (Valeur min): Le calcul des pertes de la section au début de la zone courante, nous a donné pour la précont⁰ le diag suivant:

D'après le diagramme: $\frac{\sigma_1}{19,856} = \frac{178,19}{109} \Rightarrow$

$\sigma_1 = 32,46 \text{ bars.}$



* Moment dû au poids propre (poutre + dalle): $q_g = 835 \times 0,98 + 510,61 \times 0,96 = 1308,49 \text{ daN/m}$
(Valeur Caract. min):

à $x = 1,6 \text{ m}$; Nous avons: $M = \frac{q_g x}{2} (L - x) = 1308,49 \times \frac{1,60}{2} (24,5 - 1,6) = 23971,54 \text{ daN}\cdot\text{m.}$

$\sigma_2 = \frac{M}{I} (V'_m - V'_p) = \frac{23971,54}{6420955,924} \times (89,144 - 62,64) = 9,895 \text{ bars.}$

d'où $\sigma'_x = \sigma_1 + \sigma_2 = 32,46 + 9,895 = 42,35 \text{ bars}$

$\Rightarrow \bar{\tau} = 32,662 \text{ bars (après tout calcul fait).}$

La vérification que nous devons faire est: $\tau_1 + \tau_2 \leq \bar{\tau}$; $9,47 + 12,019 = 21,489 < \bar{\tau}$; vérifié.

III - CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES (Chap 31.1.2 de L'IP2): Le calcul des armatures

transversales se fait à l'E.L ultime. Les armatures transversales sont en acier de nuance

(FeE40; $\phi < 20 \text{ mm}$) $\Rightarrow \sigma_{en} = 4120 \text{ bars}$; prenant $\phi = 10 \text{ mm}$.

- Calcul des armatures transversales à l'appui ($x = 0$): Les espacements des armatures

sont déterminés selon 5 conditions.

1^{ère} Condition: $t_1 = \frac{A_E \cdot \sigma_c}{b_0 (\tau_{U1} \cdot t_g \beta - 0,47 \sqrt{\sigma'_{28}})}$; avec $A_E = 1,57 \text{ cm}^2 (2 \phi 10)$; $\sigma_c = 4120 \text{ bars}$.

$\tau_U = \frac{T_U}{b_0 \cdot z_m}$ (bars); $T_U =$ Effort tranchant ultime sous poids propre (poutre + dalle) + Effort tranchant ultime sous (Trahoir + Revêt + surcharge).

$z_m =$ Bras de levier au niveau de la fibre neutre de la section complète.

$t_g \beta = \frac{2 \tau_U}{\sigma'_x}$; $\sigma'_{28} = 300 \text{ bars (dalle)}$;

σ'_x = Contrainte normale calculée au niveau de la fibre neutre de la section complète due:

- A la précontrainte min
- Au moment dû au poids propre (poutre + dalle) (En Valeur caract. min).

Remarque: A l'appui ($x=0$), nous avons $\sigma'_x=0 \Rightarrow \beta=45^\circ \rightarrow \text{Eq } \beta=1$.

$I_m = 15315717,5 \text{ cm}^4$ ($N=0$; section complète (A l'about)); $S_y = 140239,368 \text{ cm}^3 \Rightarrow z_m = 109,24 \text{ cm}$.

$T_U = 19,66 + 28,755 = 48,415 \text{ t} = 48415 \text{ kg}$. (Voir l'effort tranchant à l'appui).

d'où: $\tau_U = \frac{T_U}{b \cdot z_m} = 12,67 \text{ bars}$; finalement $t_1 = \frac{1,57 \times 4120}{35(12,67 \times 1 - 0,47\sqrt{12,67})} = 34,30 \text{ cm}$.
 $\Rightarrow t_1 = 34 \text{ cm}$.

2^e Condition: Règle de minimum d'armatures. Cette règle s'applique selon l'une ou l'autre des cas suivants:

- i) si $\tau_U \geq 20 \text{ bars}$: $t_2 = \frac{A_t \cdot \sigma_e}{10 b \sigma}$
- ii) si $\tau_U < 20 \text{ bars}$: $t_2 = \frac{2 \cdot A_t \cdot \sigma_e}{\tau_U \cdot b \sigma}$

c'est le cas ii) qui correspond; donc: $t_2 = \frac{2 \times 1,57 \times 4120}{12,67 \times 35} = 29,17 \text{ cm}$

3^e Condition: $t_3 \leq 0,8 H_t = 0,8 \times 150 = 120 \text{ cm}$ (H_t : Hauteur totale de poutre + dalle).

4^e Condition: $t_4 \leq 3 \cdot b_0 = 3 \times 35 = 105 \text{ cm}$.

5^e Condition: Couture de reprise "poutre + dalle".

(En général, cette couture est réalisée par les armatures transversales eux-mêmes).

$t_5 \leq \frac{A_t \cdot \sigma_e}{1,1 \cdot \tau_U^* \cdot b}$ avec b = Largeur de la reprise "poutre + dalle" $\Rightarrow b = 25 \text{ cm}$.

$\tau_U^* = \frac{T_U^*}{b \cdot z}$; T_U^* : Effort tranchant à l'E.L. Ultime "Tot + Rev + Surc"

z = Bras de levier de la section complète calculé au niveau de la jonction "poutre - dalle"

$T_U^* = 28,755 \text{ t} = 28755 \text{ kg}$; $z = \frac{I_m}{S_y}$; $S_y = B_p(V_m - V_p) = 4807,25(83,173 - 61,983)$
 $\Rightarrow S_y = 101865,6275 \text{ cm}^3$.

d'où $z = 150,35 \text{ cm}$. $\Rightarrow \tau_U^* = \frac{28755}{25 \times 150,35} = 7,65 \text{ bars}$.

d'où $t_5 \leq \frac{1,57 \times 4120}{1,1 \times 7,65 \times 25} = 30,75 \text{ cm}$.

finalement, nous avons $t = \min(t_1; t_2; t_3; t_4; t_5) = 29 \text{ cm}$.

pour les autres abscisses, le calcul est le même. Nous donnons les valeurs dans le tableau suivant:

Rmq: Tout calcul fait, nous trouvons dans notre cas que la condition ⑤ qui

donne le t_{\min} :

Abscisses	$x = 1,6 \text{ m}$	$x = 3 \text{ m}$	$x = \frac{L}{4} = 6,125 \text{ m}$	$x = \frac{3L}{8} = 9,187 \text{ m}$
t_{\min} (5 ^e Condition)	31 cm	32 cm	34 cm	35 cm

CALCUL DES DEFORMATIONS

1- DEFORMATION DE FLEXION :

Une pièce mise en tension subit des déformations telles que : Rotation d'appuis -
Raccourcissements - Flèches : les déformations doivent se produire de manière à
ne pas perturber l'état de précontrainte résultant dans les diverses sections.

2- CALCUL DES FLECHES :

* 1 - Sous charges permanentes G : Dans la section médiane : $f_G = \frac{5q_G \cdot l^4}{384 EI}$

avec

$$\begin{cases} q_G = 1,74 \text{ t/ml} = 1,707 \text{ daN/ml} & (\text{Pour chaque pontre}) \\ l = 24,5 \text{ m} \\ E = E_V = \frac{1}{3} E_i = \frac{1}{3} \cdot 24000 \sqrt{420} = 163951,21 \text{ bars} \\ I = 6420955,924 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

d'où $f_G = 7,60 \text{ cm}$.

* 2 - Flèche due à la précontrainte : Dans la section médiane la flèche est

égale à : $f_P = \frac{1}{2} \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} x dx + \frac{1}{2} \int_{L/2}^L \frac{M}{EI} (l-x) dx$.

et comme le diagramme des moments est symétrique par rapport à l'axe de la poutre, l'expression de la flèche à mi-portée s'écrit :

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

Cette valeur représente le moment statique à EI près ; de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte de chaque section et par l'axe horizontal de référence sur la mi-longueur par rapport à l'appui gauche.

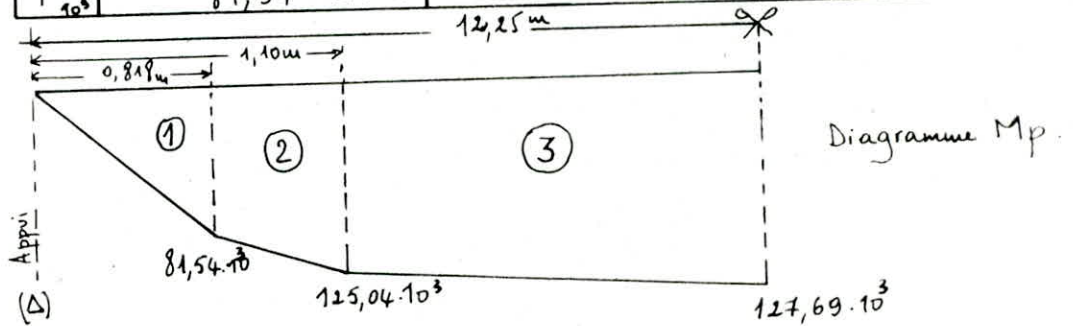
Tracé du diagramme des moments de précontrainte :

Tableau 1 :

$x(m)$	Tension max à la mise en pré ^l	Tension max en service (section complète)	Tension moyenne
0,818	13571,08	12568,23	13069,66
1,10	13149,29	11839,29	12494,29
12,25	13314,89	12202,71	12758,80

Tableau 2 :

$x(m)$	0,818	1,10	12,25
$N \cdot 10^3$ (daN)	$17 \times 13069,66 = 222,18$	$24 \times 12494,29 = 299,86$	$24 \times 12758,80 = 306,21$
$E(m)$	0,367	0,417	0,417
$M_p = N \cdot E$ 10^3	81,54 daN·m	125,04 daN·m	127,69 daN·m



* Calcul des centres de gravité par rapport à Δ :

$$① \quad x_{G_1} = \frac{2}{3} \cdot 0,818 = 0,55 \text{ m}$$

$$② \quad x_{G_2} = 0,818 + \frac{2 \times 125,04 + 81,54}{125,04 + 81,54} \times \frac{(1,10 - 0,818)}{3} = 0,97 \text{ m}$$

$$③ \quad x_{G_3} = 1,10 + \frac{2 \times 127,69 \times 125,04}{127,69 + 125,04} \times \frac{(12,25 - 1,10)}{3} = 6,69 \text{ m}$$

* Aires des diagrammes :

$$① \quad \Omega_1 = -\frac{0,818 \times 81,54}{2} = -33,35 \cdot 10^3 \text{ daN} \cdot \text{m}^2$$

$$② \quad \Omega_2 = -\frac{(81,54 + 125,04)}{2} \times (1,10 - 0,818) = -29,13 \cdot 10^3 \text{ daN} \cdot \text{m}^2$$

$$③ \quad \Omega_3 = -\frac{127,69 + 125,04}{2} \times (12,25 - 1,10) = -1408,97 \cdot 10^3 \text{ daN} \cdot \text{m}^2$$

* Moments statiques :

$$* \quad S_{\Delta} = \sum x_{G_i} \cdot \Omega_i = - (0,55 \times 33,35 + 0,97 \times 29,13 + 6,69 \times 1408,97) \cdot 10^3$$

$$S_{\Delta} = 9472,61 \cdot 10^3 \text{ daN} \cdot \text{m}^3$$

$$\text{D'où } f_p = \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} x dx = \frac{1}{EI} \sum x_{G_i} \cdot \Omega_i = \frac{-9472,61 \cdot 10^6 \cdot 10^3}{163951,21 \times 6420955,924} = -8,498 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow f_p \approx -9 \text{ cm.}$$

Le signe \ominus indique que la flèche est vers le haut. Ce type de flèche est appelé souvent "Contre flèche".

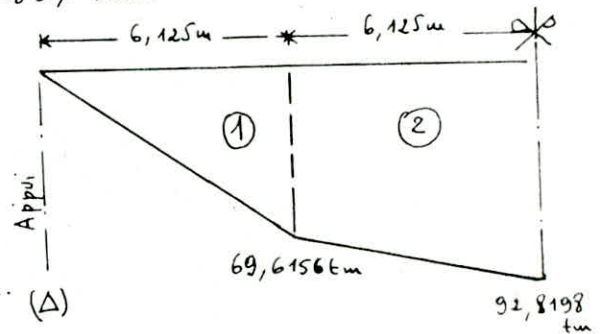
* 3 - Flèche de construction :

$$f_c = \frac{3}{4} (f_p - f_G) = \frac{3}{4} (-9 + 7,60) = -1,05 \text{ cm.}$$

* 4 - Flèche due aux surcharges :

M_{c120} : Cette surcharge n'est pas uniforme, on utilise la méthode précédente (Méthode de celle utilisée pour le calcul de la flèche de précontrainte).

$$E = E_i = 24000 \sqrt{\sigma_j'} = 24000 \sqrt{420} = 491854 \text{ bars}$$



* Calcul des centres de gravité / Δ :

$$\textcircled{1} x_{G_1} = \frac{2}{3} \cdot 6,125 = 4,08 \text{ m.}$$

$$\textcircled{2} x_{G_2} = 6,125 + \frac{2 \times 92,8198 + 69,6156}{92,8198 + 69,6156} \times \frac{6,125}{3} = 9,33 \text{ m. } (\Delta)$$

* Aires des diagrammes :

$$\textcircled{1} \Omega_1 = \frac{6,125 \times 69,6156 \cdot 10^3}{2} = 213,20 \cdot 10^3 \text{ daN} \cdot \text{m}^2$$

$$\textcircled{2} \Omega_2 = \frac{(69,6156 + 92,8198) \cdot 10^3}{2} \times 6,125 = 497,46 \cdot 10^3 \text{ daN} \cdot \text{m}^2$$

* Moments statiques :

$$S_\Delta = \sum x_{G_i} \cdot \Omega_i = 5511,16 \cdot 10^3 \text{ daN} \cdot \text{m}^3$$

$$\text{D'où } f_Q = \frac{S_\Delta}{EI} = \frac{5511,16 \cdot 10^3}{491854 \times 6420955,924} = 1,75 \text{ cm.}$$

Donc la flèche totale en section médiane est :

$$\text{- En service à vide : } f = f_G + f_p + f_c = 7,6 - 9 - 1,05 = -2,45 \text{ cm}$$

$$\text{- En service en charge : } f = f_G + f_p + f_c + f_Q = -0,7 \text{ cm.}$$

3- ROTATIONS D'APPUIS :

L'expression de la rotation est donnée par $\beta = \int_0^L \frac{M}{EI} \cdot \frac{x}{L} dx$.

Dans le cas où le diagramme des moments est symétrique par rapport à l'axe

de la poutre, cette expression devient: $\beta = \int_0^L \frac{M}{2EI} dx$

où $\int_0^L M dx$: Aire comprise entre la courbe des moments et l'axe horizontal de référence.

a) Sous charges permanentes :

$$\beta_G = \frac{q_g \cdot l^3}{24EI} = \frac{1,707 \cdot 10 \cdot (2450)^3}{24 \times 163951,21 \times 6420955,924} = 0,00994 \text{ rad.}$$

b) Sous l'effort de précontrainte :

$$\int_0^L M dx = 2(-33,35 - 29,13 - 1408,97) \cdot 10^3 = -2942,9 \cdot 10^3 \text{ daN} \cdot \text{m}^2$$

$$\Rightarrow \beta_P = \frac{1}{2EI} \int_0^L M dx = \frac{-2942,9 \cdot 10^3 \cdot 10^4}{2 \times 163951,21 \times 6420955,924} = -0,01398 \approx -0,014 \text{ rad.}$$

c) Sous surcharges : Convoi M_{c120} est plus défavorable.

$$E = E_c = 491854 \text{ bars.}$$

$$\int_0^L M dx = 2(213,20 + 497,46) \cdot 10^3 = 710,66 \cdot 10^3 \text{ daN} \cdot \text{m}^2$$

$$\Rightarrow \beta_Q = \frac{1}{2EI} \int_0^L M dx = \frac{710,66 \cdot 10^3 \cdot 10^4}{2 \times 491854 \times 6420955,924} = 0,0013 \text{ rad.}$$

Donc la rotation est :

- Service à vide: $\beta = \beta_G + \beta_P = 0,00994 - 0,014 = -0,0041 \text{ rad}$

- Service en charge: $\beta = \beta_G + \beta_P + \beta_Q = -0,0041 + 0,00113 = -0,00293 \text{ rad.}$

4- DEPLACEMENTS D'APPUIS :

Les déplacements horizontaux d'appuis sont dus à 4 causes principales qui provoquent

chacune un déplacement de l'appui vers le milieu de la poutre.

a) Déplacement dû à la rotation d'appui: $\Delta\beta = \beta \cdot \frac{h_t}{2}$ où $\left\{ \begin{array}{l} \beta = \text{Rotation d'appui} \\ h_t = \text{Hauteur totale de la poutre (avec dalle)} \end{array} \right.$

$$\Rightarrow \Delta\beta (\text{Service à vide}) = -0,0041 \cdot \frac{150}{2} = -0,3075 \text{ cm.}$$

b) Déplacement dû au retrait: $\Delta_r = -\epsilon_r \cdot \frac{L}{2}$ avec $\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_r = \text{Retrait total} = 1,424 \cdot 10^{-4} \\ L = 24,50 \text{ m} \end{array} \right.$
 $\Rightarrow \Delta_r = -1,424 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{24,50 \cdot 10^2}{2} = -0,174 \text{ cm}$

c) Déplacement dû au fluage:
 $\Delta_{fl} = -\epsilon_{fl} \cdot \frac{L}{2}$ où $\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_{fl} = 3,34 \cdot 10^{-4} \\ L = 24,50 \text{ m} \end{array} \right.$
 $\Rightarrow \Delta_{fl} = -3,35 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{24,50 \cdot 10^2}{2} = -0,410 \text{ cm}$

d) Déplacement dû aux variations de température:

Pour une variation de température de $\pm 20^\circ\text{C}$, le déplacement relatif

$$\epsilon_t = 2,5 \cdot 10^{-4}; \quad \Delta_t = \pm \epsilon_t \cdot \frac{L}{2} = \pm \frac{L}{8000} = \pm \frac{24,50 \cdot 10^2}{8000} = \pm 0,306 \text{ cm}$$

Finalement, on obtient : (Déplacements totaux):

$$\Delta_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta_\beta + \Delta_r + \Delta_{fl}) + \Delta_t = -0,9 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\min} = +0,306 \text{ cm}$$

JOINTS DE CHAUSSEE :

Les joints sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de surface de circulation entre 2 éléments d'un ouvrage en dépit de leurs déplacements relatifs dus à l'effet des écarts de température, aux retraits différenciés et aux rotations.

Ils peuvent supporter les circulations lourdes et intenses.

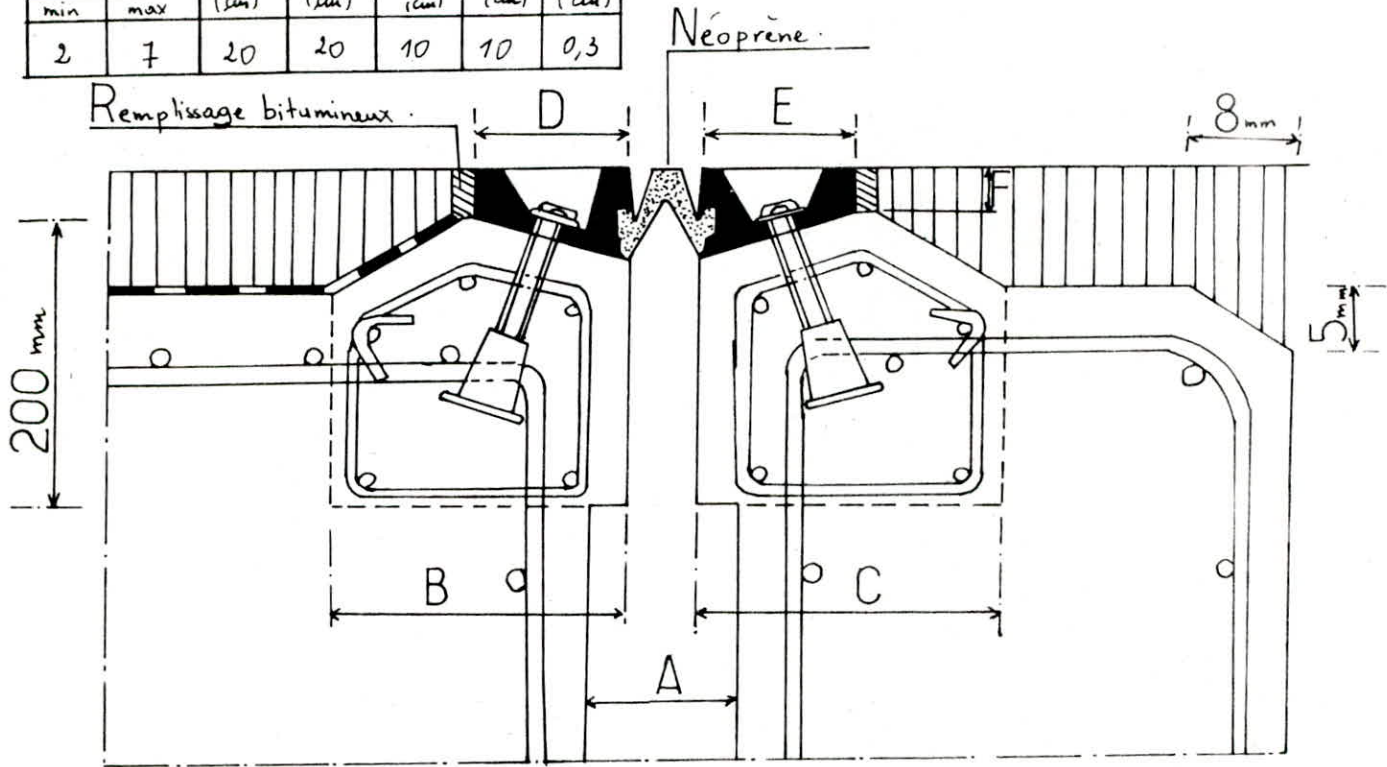
Choix des joints : D'après le calcul des déformations, nous avons obtenu

- Souffle maximum : $\Delta_{\max} = 0,9 \text{ cm}$

- Souffle minimum : $\Delta_{\min} = 0,306 \text{ cm}$

Nous allons donc adopter des joints type MONOBLOC 50 système Freyssinet ou équivalent; dont la fiche technique nous a donné les caractéristiques suivantes en fonction des souffles :

A (cm)		B (cm)	C (cm)	D (cm)	E (cm)	F (cm)
min	max					
2	7	20	20	10	10	0,3



JOINT DE CHAUSSEE TYPE MONOBLOC 50

DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI

Les appareils d'appuis sont chargés de transmettre aux appuis les actions provenant du tablier. Ils permettent aussi les mouvements de translation et de rotation du tablier par rapport aux appuis.

Pour déterminer les appareils d'appuis, on doit calculer les efforts horizontaux et verticaux qui sollicitent l'ensemble de l'ouvrage.

A- CHARGES SOLLICITANT L'OUVRAGE :

A-1 - ACTIONS VERTICALES : Notre tablier repose sur 2 culées extrêmes et une pile. Nous allons évaluer les efforts verticaux dus aux charges et surcharges qui sollicitent chaque culée et la pile.

+ Sous le système Bc :

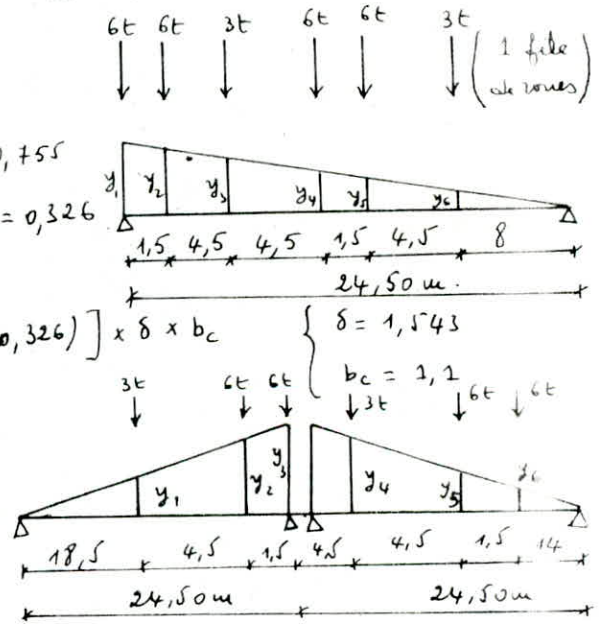
- Culée : $y_1 = 1 ; y_2 = 0,939 ; y_3 = 0,755$
 $y_4 = 0,571 ; y_5 = 0,510 ; y_6 = 0,326$

$$T_1 = 4 [6(1 + 0,939 + 0,571 + 0,510) + 3(0,755 + 0,326)] \times 8 \times b_c$$

$$\Rightarrow T_1 = 145,03t$$

- Pile : $y_1 = 0,755 ; y_2 = 0,939 ; y_3 = 1$
 $y_4 = 0,816 ; y_5 = 0,633 ; y_6 = 0,571$

$$\Rightarrow T_2 = 160,03t$$



Pour les autres charges, le calcul est identique, par conséquent nous donnons directement les valeurs obtenues dans le tableau suivant :

Appuis \ Charges et surcharges T (t)	G	A(L)	Trottoirs	Bc	Mc120	Séisme Vertical
CULÉE	255,61	104,25	6,985	145,03	105,73	± 17,90
PILE	511,224	208,5	13,97	160,03	113,25	± 35,80

• Les accélérations sismiques verticale et horizontale sont égales : $\begin{cases} \epsilon_H = 0,10 \\ \epsilon_V = 0,07 \end{cases}$ (d'après C.P.C.)

A-2 - ACTIONS HORIZONTALES :

a- VENT : Hypothèse : Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, il développe sur toute la surface frappée une pression p.

$$p = 2500 \text{ N/m}^2 \text{ (Région II - C.P.C.)}$$

L'effort horizontal : $H_v = p \cdot L_p \cdot h$ avec $\begin{cases} L_p = 50 \text{ m (portée du pont)} \\ h = \text{hauteur du tablier} = 1,7 \text{ m} \end{cases}$

$$H_v = 0,25 \times 50 \times 1,7$$

$$\Rightarrow H_v = 21,25 \text{ t}$$

b- FREINAGE: Les charges $A(L)$ et B_c sont susceptibles de développer des réactions de freinage. La résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

b-1 - Effort de freinage développé par $A(L)$:

$$F_A = \frac{A}{20 + 0,0035 \Omega} \times \Omega \quad \text{où } \Omega : \text{Surface chargée}$$

$$A = 1064,264 \text{ kg/m}^2 \text{ (2 voies chargées)}$$

$$\Rightarrow \Omega = L \times l_s = 24,5 \times 8 = 196 \text{ m}^2$$

$$\text{d'où } F_A = 10,08 \text{ t}$$

b-2 - Effort de freinage développé par B_c : $F_{B_c} = 30 \text{ t}$

c- SEISME: Force sismique horizontale : $H_s = \epsilon_H \cdot G$

$$q_g = \frac{511,224}{24,5} = 20,87 \text{ t/ml} \Rightarrow G = q_g \cdot L_p = 20,87 \times 50 = 1043,3 \text{ t}$$

$$\Rightarrow H_s = 104,33 \text{ t}$$

d- VARIATIONS LINEAIRES DU TABLIER: Ce sont des déformations liées essentiellement au fluage, au retrait et aux variations de température. Ces déformations touchent les appuis de l'ouvrage et provoquent sur ces appuis des efforts horizontaux considérables.

d-1 - Retrait: D'après le calcul des pertes, on a trouvé qu'il y a:

80,15% du retrait qui s'effectue avant la mise en place des poutres préfabriquées (20% sur le banc; 60,15% au stockage).

$$\text{d'où : } \frac{\Delta l_r}{L_p} = - \frac{100 - 80,15}{100} \cdot \epsilon_r \Rightarrow \Delta l_r = -0,1985 \cdot \epsilon_r \cdot L_p \quad \text{où } \begin{cases} L_p = 50 \text{ m} \\ \epsilon_r = 1,424 \cdot 10^{-4} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \Delta l_r = 1,413 \text{ mm}$$

d-2 - Fluage: $\frac{\Delta l_{fl}}{L_p} = - \frac{100 - 60,15}{100} \cdot \epsilon_{fl} = -0,3985 \epsilon_{fl}$ où $\epsilon_{fl} = 3,32 \cdot 10^{-4}$

$$\Rightarrow \Delta l_{fl} = 6,62 \text{ mm}$$

d-3 - Température: $\Delta l_t = \pm \epsilon_{\Delta t} \cdot L_p$; $\epsilon_{\Delta t}$ est estimé à 0,3‰

$$\Rightarrow \Delta l_t = 15 \text{ mm}$$

Finalement, on a les variations linéaires totales :

Allongement: $\Delta l_{\max}^+ = 15 \text{ mm}$.

Retrecissement: $\Delta l_{\max}^- = -23,02 \text{ mm} = -(6,62 + 1,4 + 15)$

Hypothèse: On suppose que le centre de déplacement (position de la section du tablier qui ne subit aucun déplacement) se situe au milieu de la longueur du pont. Donc la variation linéaire engendré, sur les culées, un déplacement égal à la moitié de la variation linéaire totale (pour la pile la variation linéaire est nulle). $U_L \text{ totale} = 23,02 \text{ mm} \Rightarrow U_L \text{ (culée)} = \frac{23,02}{2} = 11,51 \text{ mm}$.

B- DETERMINATION DES APPAREILS D'APPOIS :

Réactions des appuis : - Sous charges permanentes (culée) : $\frac{255,61}{12} = 21,3 \text{ t}$.
 - Sous la surcharge M_{c120} (culée) : $\frac{705,73}{12} = 8,81 \text{ t}$.
 (défavorable).

$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Réaction maximale sur chaque appui : } R_{\max} = 21,3 + 8,81 = 30,11 \text{ t} \\ \text{--- " --- minimale --- " --- } R_{\min} = 21,3 \text{ t} \end{array} \right.$

Les appareils d'appuis sont choisis de telle façon qu'ils vérifient les 9 conditions suivantes :

1- $a \cdot b \geq \frac{R_{\max}}{\bar{\sigma}'}$ où $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}' = 150 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Contrainte de compression adu} \\ \text{de l'élastomère (SAPTA))} \\ R_{\max} = 30,11 \text{ t} \end{array} \right.$
 $a \cdot b \geq 200,73 \text{ cm}^2$

2- Hauteur nette de l'élastomère : $T_r \geq 2U_L = 2 \times 11,51 = 23,02 \text{ mm}$.

soit $T_r = 40 \text{ mm}$ c'est à dire 4 feuilletts de 10 mm d'épaisseur chacun

3- Dimension en plan de l'appareil d'appui : $\frac{a}{10} \leq T_r \leq \frac{a}{5}$ où $5T_r \leq a \leq 10T_r$.
 $200 \text{ mm} \leq a \leq 400 \text{ mm}$, prenons $a = 200 \text{ mm}$ et $b = 250 \text{ mm}$.

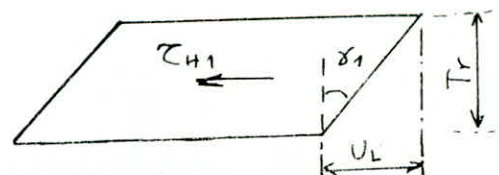
$\left\{ \begin{array}{l} a = \text{Dimension parallèle à l'axe longitudinal du pont} \\ b = \text{Dimension perpendiculaire à l'axe --- " ---} \end{array} \right.$

4- Déformation de l'élastomère :

* Sous l'effet des actions lentes : (Dilatation - Retrait)

$\tau_{H1} < 0,5G$ avec $\tau_{H1} = G \cdot \text{tg} \delta_1$ où $G = \text{Contrainte de distorsion} = 8,16 \text{ kg/cm}^2$

$\text{tg} \delta_1 = \frac{U_L}{T_r} = \frac{11,51}{40} = 0,29 \Rightarrow \tau_{H1} = 0,29G < 0,5G$



- Sous l'effet d'un effort dynamique : Dans notre cas, c'est le freinage qui est plus défavorable. $F = 30t$, donc on a $H = \frac{30}{24} = 1,25 t/\text{appui} = 1250 \text{ kg}$.

On doit vérifier que : $\tau_H = \tau_{H1} + 0,5 \tau_{H2} \leq 0,7 G = 5,71 \text{ kg/cm}^2$.

$$\tau_H = G \cdot \text{tg} \delta_1 + 0,5 \cdot \frac{H}{a \cdot b} = 8,16 \times 0,29 + 0,5 \times \frac{1250}{20 \times 25} = 3,62 \text{ kg/cm}^2 < 5,71 \text{ kg/cm}^2$$

5- Vérification de la somme des contraintes de cisaillement :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha < 5G$$

$$\bullet \quad \tau_N = 1,5 \cdot \frac{\sigma_m}{\beta} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \beta = \frac{ab}{2t(a+b)} = \frac{20 \times 25}{2 \times 1 \times (25+20)} = 5,56 \\ \sigma_m = \frac{R_{\max}}{ab} = \frac{30,11 \cdot 10^3}{20 \times 25} = 60,22 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau_N = 16,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bullet \quad \tau_H = 3,62 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{déjà calculé}).$$

• Lorsque une frette solidaire d'un feuillet accompli une rotation à l'autre frette solidaire du même feuillet, la contrainte maximale apparaît généralement sur les bords parallèles à l'axe de rotation,

et a pour valeur : $\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t}\right)^2 \cdot \text{tg} \alpha_t$ avec $\alpha_t = \frac{\alpha_T}{n}$

α_t = Angle de rotation d'un feuillet élémentaire, exprimé en rad.

n : nombre de feuillet = 4.

$$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha \quad \begin{cases} \alpha_0 = \frac{10}{1000} \text{ rad pour le béton précontraint} \\ \alpha = -0,00293 \text{ (rotation déjà calculée)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \alpha_T = 7,07 \cdot 10^{-3} \text{ rad et } \alpha_t = 1,77 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\text{d'où } \tau_\alpha = 2,88 \text{ kg/cm}^2, \quad (\text{On prend } \text{tg} \alpha_t \approx \alpha_t)$$

$$\text{Donc } \tau = 16,25 + 3,62 + 2,88 = 22,75 \text{ kg/cm}^2 < 5G = 40,8 \text{ kg/cm}^2$$

6- Condition de non-toulement : $\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \cdot \frac{t^2}{a^2} \cdot \frac{\sigma_m}{G} = \frac{3}{5,56} \cdot \frac{1}{20^2} \cdot \frac{60,22}{8,16} = 9,95 \cdot 10^{-3}$

or $\alpha_t = 1,77 \cdot 10^{-3} \text{ rad} < 9,95 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$.

7- L'épaisseur des frettes devra respecter 2 conditions :

$$t_s \geq 4 \text{ mm} \quad \text{et} \quad t_s \geq \frac{a}{\beta} \cdot \frac{\sigma_m}{\sigma_e} = \frac{20}{5,56} \cdot \frac{60,22}{2400} = 0,09 \text{ cm}$$

On prend $t_s = 4 \text{ mm}$.

8- Condition de non-cheminement et de non-glissement :

a - Condition de non-cheminement : $\sigma'_m = \frac{R_{\min}}{a \cdot b} > 20 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{or } R_{\min} = 21,3t = 21300 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow \sigma'_m = \frac{21300}{20 \times 25} = 42,6 \text{ kg/cm}^2 > 20 \text{ kg/cm}^2$$

b- Condition de non-glisement : $H < f \cdot R_{\min}$.

Les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des frettes métalliques

$$\Rightarrow f = 0,12 + \frac{2}{5m} = 0,12 + \frac{2}{42,6} = 0,167.$$

$$H = H_D + F_{\text{freinage}}$$

$$H_D = G \cdot a \cdot b \cdot \frac{U_L}{T} = 8,16 \times 20 \times 25 \times \frac{11,51}{40} = 1174,02 \text{ kg} = 1,174 \text{ t}.$$

$$\Rightarrow H = 1,174 + 1,25 = 2,424 \text{ t}.$$

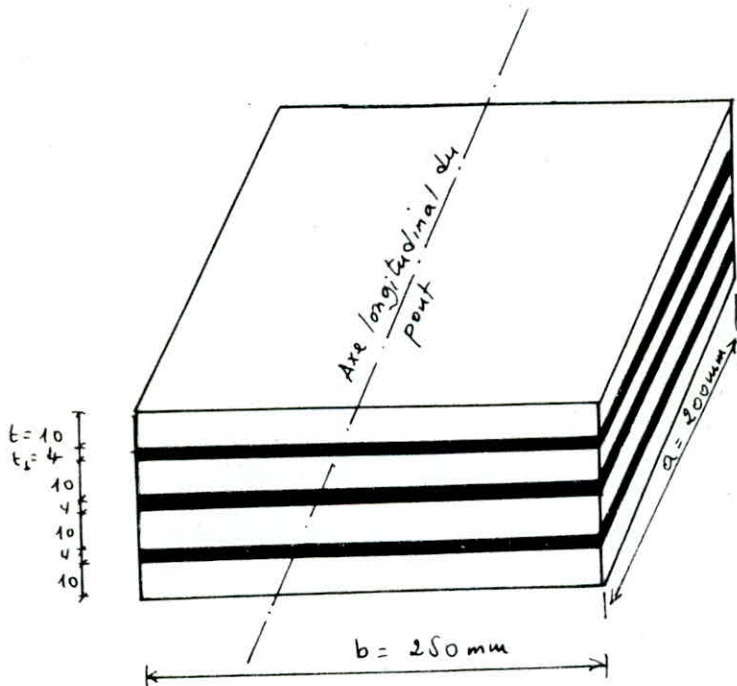
$$\text{et d'autre part : } f \cdot R_{\min} = 0,167 \times 21,3 = 3,557 \approx 3,56 \text{ t}.$$

$$\Rightarrow H < f \cdot R_{\min} \Leftrightarrow 2,424 \text{ t} < 3,56 \text{ t}.$$

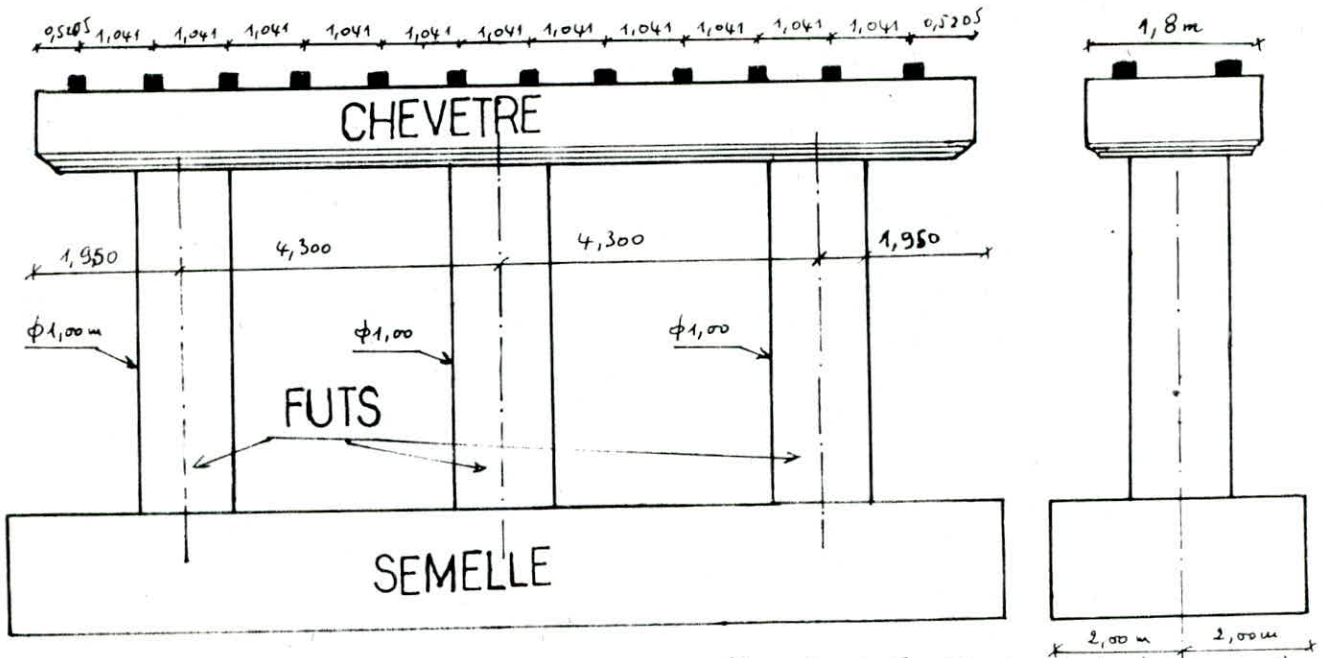
9 - Stabilité : Il faut que $\frac{a}{T} \geq 5 \Leftrightarrow \frac{200}{40} = 5 \geq 5$ vérifié.

Finalement Notre appareil d'appui sera utilisé pour la pile et les culées

aura les dimensions suivantes : $200 \times 250 \times (4 \times 10 + 3 \times 4)$.



ETUDE DE LA PILE



A- ETUDE DU CHEVETRE: Le chevetre sert essentiellement à répartir des efforts des appareils d'appuis aux autres éléments qui sont les fûts et la semelle. Il sera étudié comme une poutre hyperstatique reposant sur 3 appuis (fûts), soumise autre que son poids propre, à la réaction du tablier ainsi qu'aux différentes surcharges.

⊗ Evaluation des efforts:

- poids propre du chevetre: $q_g = 1,8 \times 1,1 \times 2,5 = 4,95 \text{ t/ml}$.

Nous supposons que les efforts provenant du tablier sont concentrés au niveau de notre chevetre $\Rightarrow P_g = \frac{G}{n}$ avec G : poids propre du tablier; n : nbrs de poutres.

$$\Rightarrow P_g = \frac{511,24}{12} = 42,602 \text{ t}$$

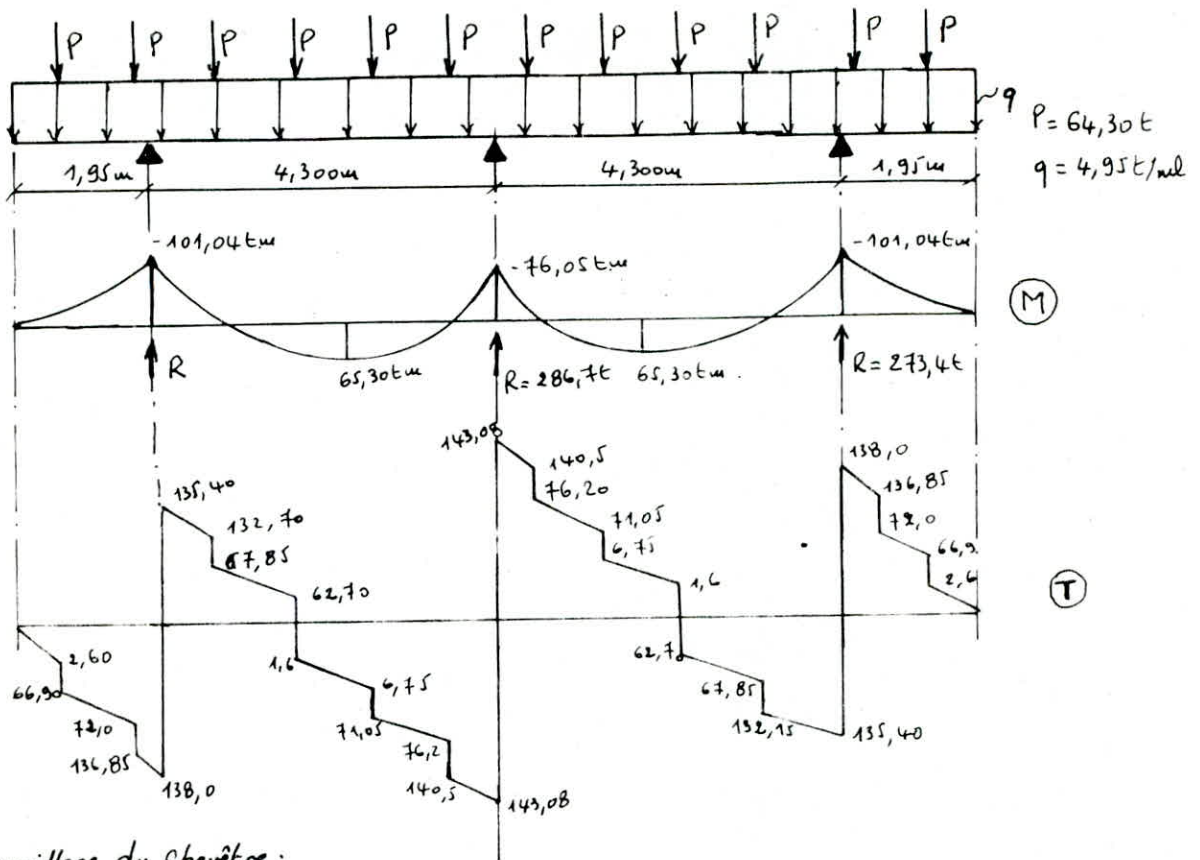
- surcharge: Le cas le plus défavorable est la surcharge (A(ℓ) + trottoir) pour la pile: $P_s = \frac{208,5 + 13,97}{12} = 18,54 \text{ t}$.

$$\text{D'où } P = P_g + 1,2 P_s = 64,30 \text{ t}$$

⊗ Calcul des efforts (Moments fléchissants + Efforts tranchants): Pour le calcul des efforts,

nous utilisons la méthode des trois (3) moments:

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = -6 \left[\frac{\omega_i a_i}{l_i} + \frac{\omega_{i+1} \cdot b_{i+1}}{l_{i+1}} \right]$$



⊗ Ferraillage du Chevêtre :

i) A l'appui : $M = -101,04 \text{ t.m.}$

$$\bar{\alpha} = \frac{n\bar{\sigma}_s}{n\bar{\sigma}_s + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 180}{15 \times 180 + 2800} = 0,491 ; \bar{\delta} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,836 ; \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ (} \phi \leq 20 \text{ mm)}$$

$$\bar{k} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\delta} \bar{\sigma}_s = \frac{1}{2} \times 0,491 \times 0,836 \times 180 = 36,96$$

Moment résistant du béton : $M_{rb} = \bar{k} b h^2 = 36,96 \times 180 \times 104^2 = 719,56 \text{ t.m.} > M_{pe} = 101,04 \text{ t.m.}$

donc les armatures comprimées sont inutiles ($A' = 0$).

$$A = \frac{M}{\frac{7}{8} h \bar{\sigma}_a} = \frac{101,04 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \times 104 \times 2800} = 39,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow 14 \phi 20 = 43,98 \text{ cm}^2$$

Vérification à la fissuration : $\sigma_1 = \frac{K_1 \cdot \bar{\omega}_f}{\phi (1 + 70 \bar{\omega}_f)}$; $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd} = 0,020$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 1333,33 \text{ kg/cm}^2 ; \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K_1 \cdot \bar{\sigma}_s}{\phi}} = 1859,03 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. < \bar{\sigma}_a \text{ non vérifiée.}$$

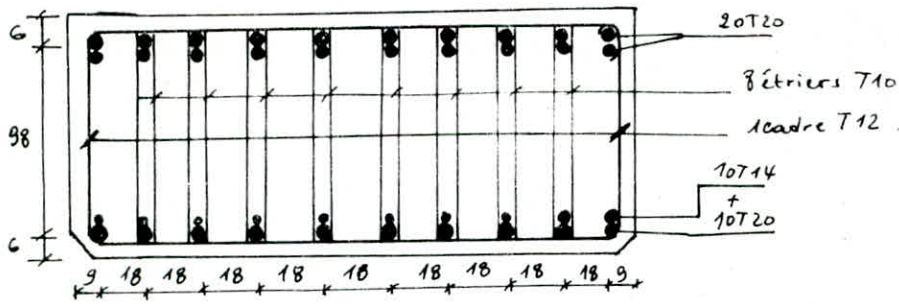
$$\text{nous prenons } \bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_2 = 1859,03 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A = \frac{M}{3 \bar{\sigma}_2} = 59,726 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A = 20T20 = 62,83 \text{ cm}^2$

ii) A mi-travée : $M = 65,30 \text{ t.m.}$; $A = \frac{M}{\frac{7}{8} h \bar{\sigma}_a} = \frac{65,30 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \times 104 \times 2800} = 25,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 9T20 = 29,27 \text{ cm}^2$

Vérification à la fissuration : $\sigma_1 = 919,64 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 1859,032 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_2 > \bar{\sigma}_a$

$$\Rightarrow A = \frac{65,30 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \times 104 \times 1859,03} = 38,599 \text{ cm}^2, \text{ On choisit } 10T20 + 10T14 = 37,43 + 15,39 = 46,39 \text{ cm}^2$$



⊗ Vérification de l'effort tranchant (Cherète):

$$T_{max} = 143,08 \text{ t} ; \tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{143,08 \cdot 10^3}{180 \times \frac{7}{8} \times 104} = 8,74 \text{ kg/cm}^2$$

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

- Armatures É transversales: $\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{cu}$ avec $\rho_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3} ; 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right\}$; $\sigma_{cu} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\rho_{at} = 1 - \frac{8,74}{9 \times 7,5} = 0,870 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 3656,181 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Choisissons : } 8 \text{ étriers T10} + 1 \text{ cadre T12} \Rightarrow D_{at} = (6,28 + 1,13) \times 2 = 14,82 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow t \leq 34,46 \text{ cm} ; \bar{E} = \min \left\{ 0,2l ; \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) l \right\} = \min (20,8 \text{ mm}, 67,6 \text{ mm})$$

$$\text{soit } t = 18 \text{ cm}$$

B- ETUDE DU FÛT: Les fûts de la pile sont sollicités par 2 types de charges:

- Charges verticales : poids propre de cherète + Charges et surcharges du tablier + poids propre du fût
- charges horizontales : freinage + Seisme.

Les charges horizontales engendrent à la base des fûts des moments fléchissants.

Charges \ Efforts	H(t)	N(t)	d(m)	M(t.m)
Poids propre du tablier	—	511,224	—	—
Cherète: 2,5(1,1x1,8x12,5)	—	61,875	—	—
Fûts: 2,5x(π/4 x 4,87) x 3	—	28,69	—	—
Surcharge	—	222,47	—	—
Freinage	15	—	8,19	122,85

H: Effort horizontal

N: — — — Vertical

d: Bras de levier

M: M_{nets}

Combinaison : G+1,2P+T

$$\text{Chaque fût est sollicité par : } \begin{cases} N_{min} = 200,60 \text{ t} \\ H = 18 \text{ t} \\ M = 49,14 \text{ t.m} \end{cases}$$

Efforts		H (t)	N (t)	d (cm)	M (t.m)
Charges et surcharges					
Tablier	511,224 x 1,07	—	547,01	—	—
	511,224 x 0,93	—	475,44		
Chevêtre	61,875 x 1,07	—	66,21	—	—
	61,875 x 0,93	—	57,54		
fûts	28,69 x 1,07	—	30,70	—	—
	28,69 x 0,93	—	26,68		
Freinage		15	—	8,19	122,85
Seisme	0,1(511,224 + 61,875 + 28,69)	60	—	8,19	492,87
Surcharge		—	222,47	—	—

Combinaison : G + P + T + S_I (genre II)

Chaque fût est sollicité par :

$$\begin{cases} N_{min} = 177,66 \text{ t} \\ H = 75,18 \text{ t} \\ M = 205,24 \text{ t.m} \end{cases}$$

- Ferrailage du fût et vérification :

* Vérification au flambement : $l_c = 2l_0$; $\nu = 2$; Notre fût est supposé encasté en bas et libre en haut.
 $\Rightarrow l_c = 2 \times 4,87 = 9,74 \text{ m}$.
 $l_c / d < 12,5$; $\frac{9,74}{1} = 9,74 < 12,5 \Rightarrow$ Pas de flambement.

Pour le ferrailage, nous utilisons "Aide-mémoire de B.A" OUNOD "

Chaque fût est sollicité par N et M, il sera calculé en flexion composée.

Le ferrailage est calculé en C.S et sera vérifié en C.N.

$N = 177,66 \text{ t}$; $M = 205,24 \text{ t.m}$.

$e_0 = \frac{M}{N} = 1,15 \text{ m} > e_1 = \frac{D}{8} = 0,125 \text{ m}$; donc la section est partiellement comprimée.

$\bar{\sigma}'_b(F.C) = 1,5 \times \bar{\sigma}'_b(F.S) = 1,5 \times 180$; (1,5 : correspond à la C.S : II^e genre).

$\bar{\sigma}'_b(F.C) = 270 \text{ kg/cm}^2$.

$K_e = \frac{N \cdot r}{M}$; $r = 50 \text{ cm}$; $d = 5 \text{ cm}$; $\frac{d}{2r} = 0,05 \Rightarrow K_e = \frac{177,66 \times 50 \times 10^3}{205,24 \times 10^5} = 0,43$.

$K_a = \frac{M}{r^2 \cdot \bar{\sigma}_a}$; $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$; $K_a = \frac{205,24 \cdot 10^5}{(50)^2 \times 4000} = 0,04$.
 (2^e genre, $\phi > 20 \text{ mm}$).

Les tableaux indiquent à partir des 2 valeurs $w\%$ et K en considérant que $\frac{d}{2r} = 0,05$

(d = c'est la distance du bord extérieur au centre de l'armature ; d = 5 cm)

$A = \frac{\bar{\omega} \cdot \pi \cdot r^2}{100} = \frac{1,802 \times \pi \times 50^2}{100} = 141,53 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 30T25 = 147,27 \text{ cm}^2$.

- Position de l'axe neutre : $\gamma_1 = K \cdot \phi$; $K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 205,68 \text{ kg/cm}^2$.

$\Rightarrow \gamma_1 = 0,42 \text{ m} = 42 \text{ cm}$; ($K' = 13,2$).

donc $\sigma_a = K' \sigma'_b = 13,2 \times 205,68 = 2714,98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2$.

- Vérification des contraintes dans les conditions normales: $\begin{cases} N_{\min} = 200,60 \text{ t} \\ M_{\min} = 49,14 \text{ t.m} \end{cases}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{49,14}{200,60} = 0,245 \text{ m} > \frac{D}{8} = \frac{1}{8} = 0,125$$

\Rightarrow La section est partiellement comprimée.

$$\Rightarrow K_e = \frac{N \cdot r}{M} = \frac{200,60 \times 0,50}{49,14} = 2 ; \quad \bar{\omega} = \frac{100A}{\pi r^2} = \frac{100 \times 147,27}{\pi (50)^2} = 1,88\%$$

$$\sigma'_b = \frac{1}{K_b} \cdot \frac{M}{r^3} = \frac{1}{0,70} \times \frac{49,14 \cdot 10^5}{(50)^3} = 56,16 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = K \cdot \sigma'_b = 4,26 \times 56,16 = 239,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{cu} = 2666,67 \text{ kg/cm}^2$$

Position de l'axe neutre: $K = 4,26$ table $\begin{cases} K' = 14 \\ K_{Y_1} = 0,739 \approx 0,74 \end{cases}$

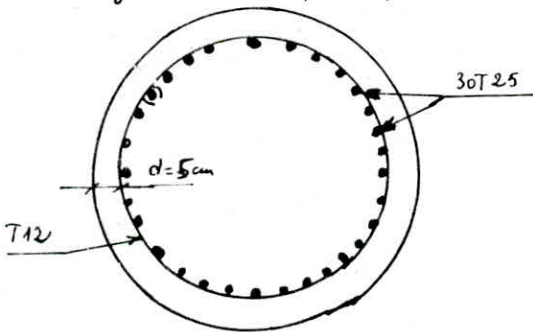
$$Y_1 = K_{Y_1} \cdot \phi = 0,74 \text{ m} = 74 \text{ cm} \quad \text{d'où } \sigma_a = K' \cdot \sigma'_b = 14 \times 56,16 = 786,24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_a < \bar{\sigma}_a = 2666,67 \text{ kg/cm}^2$$

- Armatures transversales: $\phi_L = 12 \text{ mm}$ (Cercles).

Espacement admissible: $\bar{e} \leq \begin{cases} e_1 = 100 \cdot \phi_L - 15 \phi_{L \min} \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) \\ e_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) \cdot \phi_{L \min} \end{cases}$

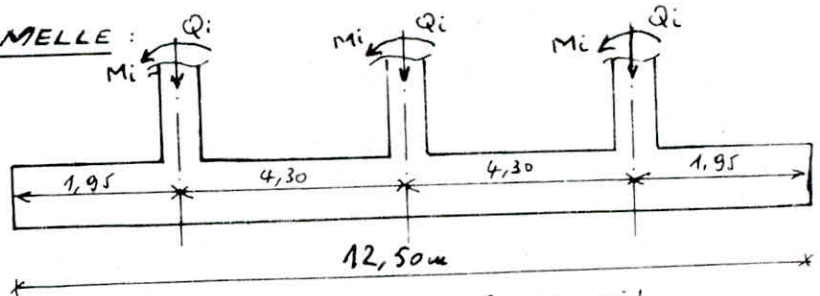
Donc en zone courante, nous prenons $e = 30 \text{ cm}$, en zone de recouvrement $\Rightarrow e_r = 15 \text{ cm}$.



C - FERRAILLAGE DE LA SEMELLE :

a - LONGITUDINALEMENT :

$$\begin{cases} M = \frac{492,87}{3} = 164,29 \text{ t.m} \\ Q = 177,66 \text{ t} \end{cases}$$



Pour une semelle sous poteaux, nous distinguons 2 cas: $\begin{cases} 1^{\text{er}} \text{ cas: Semelle rigide} \\ 2^{\text{e}} \text{ cas: } \text{---} \text{ simple} \end{cases}$

i) Contraintes dues au sol: Soit Q_T et M_G les éléments de réduction au C.O.G de la semelle

du système (Q_i et M_i); $Q_T = 3Q_i = 532,98 \text{ t}$; $M_G = 3M_i = 492,87 \text{ t.m}$.

$$\sigma_{1,2} = \frac{Q_T}{S} \pm \frac{M_G}{I} \cdot \frac{B}{2} \quad \text{où } B: \text{ longueur totale de la semelle; } B = 1250 \text{ cm; } S = 5 \cdot 10^5 \text{ cm}^2$$

$$I = 400 \cdot \frac{1250^3}{12} = 6,51 \cdot 10^{10} \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{1,2} = 1,066 \pm 0,473 \Rightarrow \sigma_1 = 1,54 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_2 = 0,59 \text{ kg/cm}^2: \text{ pas de traction car } \sigma_{1,2} > 0$$

ii) Ferrailage: La semelle agit comme une poutre renversée continue avec les fûts comme appuis. Tout calcul fait, nous trouvons

$$\begin{cases} M_{\min} = -117,12 \text{ t.m} \\ M_{\max} = 53,013 \text{ t.m} \\ T_{\max} = 145,351 \text{ t} \end{cases}$$

- Armatures inférieures: $M = -117,12 \text{ t.m}$.

$$\mu = \frac{15 \times 117,12 \times 10^5}{2800 \times 400 \times (115)^2} = 0,0137 \rightarrow \begin{cases} K = 81,0 \\ \epsilon = 0,9479 \end{cases} \Rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{91} = 30,77 < \bar{\sigma}_b = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{117,12 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9479 \times 115} = 38,372 \text{ cm}^2 \text{ soit } A = 13 \text{ T } 20 = 40,82 \text{ cm}^2$$

Après vérification à la fissuration, on prend $A = 20 \text{ T } 20 = 62,8 \text{ cm}^2$.

- Armatures supérieures: $M = 53,013 \text{ t.m}$.

$$\text{Nous trouvons } \mu = 0,0053 \rightarrow \begin{cases} K = 136 \\ \epsilon = 0,9689 \end{cases} \Rightarrow \sigma'_b = \frac{2800}{136} = 20,59 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow A = 17,18 \text{ cm}^2 \text{ soit } A = 20 \text{ T } 12 = 22,6 \text{ cm}^2$$

Après vérification à la fissuration; on prend $A = 20 \text{ T } 14 = 30,8 \text{ cm}^2$.

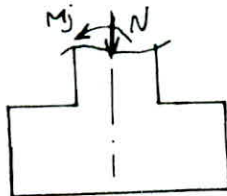
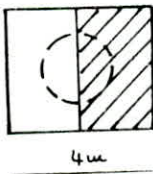
- Armatures transversales:

$$\text{Espacement: } t \leq \frac{6,97 \times \frac{1}{8} \times 115 \times 3975,32}{145,35 \times 10^3} = 19,18 \text{ cm}; \begin{cases} A_t = 3 \text{ cadres T } 10 + 1 \text{ cadre T } 12 \\ A_t = 6,67 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\bar{t} = \min(0,2h = 23; (1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) h = 65)$$

$$\Rightarrow \text{soit } t = 18 \text{ cm}$$

b- TRANSVERSALEMENT:



$$M_i \neq M_j; N = Q_i$$

Dans ce cas la semelle agit comme une poutre rectangulaire délimitée par A et B

$$A = 4 \text{ m}; B = 1,2 \text{ m}$$

$M_j = 205,24 \text{ t.m}; Q_j = 177,66 \text{ t}$; dans ce cas, nous allons tenir compte du remblai et du poids propre, afin de montrer la vérification des contraintes.

$$N_T = 177,66 + 2,5 \times 4 + 4,3 \times 1,2 + 2(4,3 \times 4 - 0,785) \times 0,8 = 255,52 \text{ t}$$

$$\sigma_{1,2} = 1,486 \pm 1,789 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 3,275 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = -0,303 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}; \sigma_2 < 0 \Rightarrow \sigma_1 = 3,275 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 3,99 \text{ bars}$$

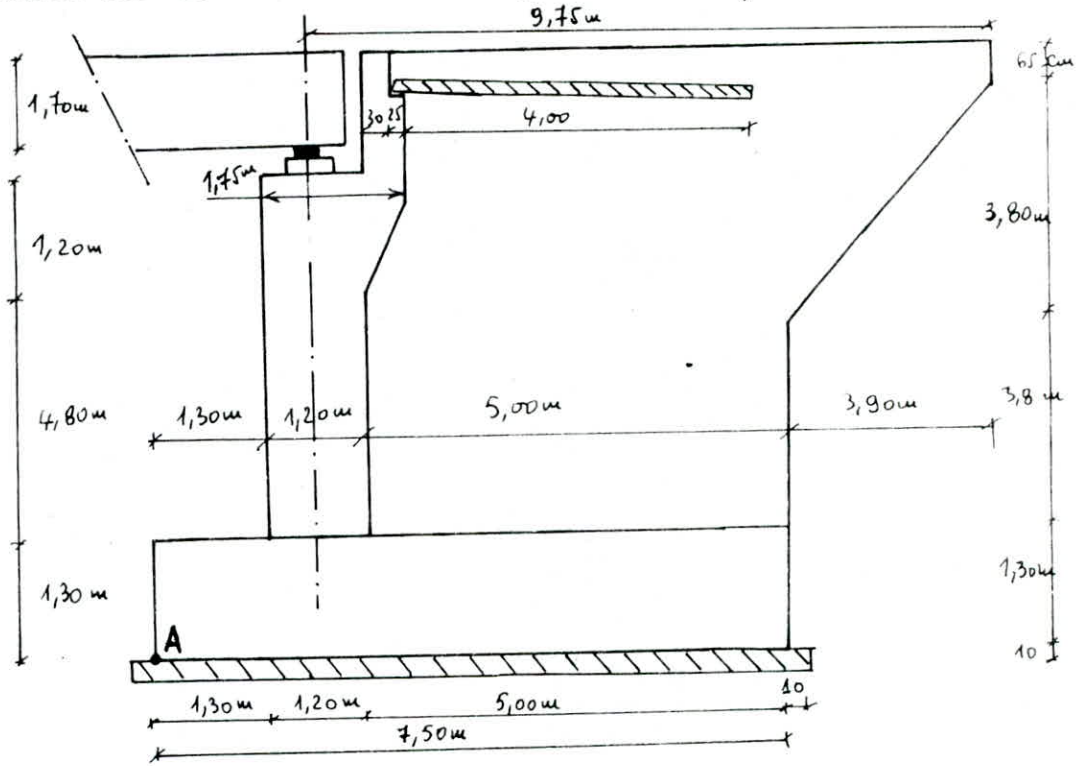
- Méthode des bielles: $\sigma(A/4) = \frac{N_T + S_T}{4} = \frac{0 + 3 \times 3,275}{4} = 2,456 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow Q' = \sigma(A/4) \times A \times B = 422,48 \text{ t}$

- Ferrailage: $A'_y = \frac{Q'(A - \Phi)}{8h\bar{\sigma}_a} = \frac{422,48 \cdot 10^3 (400 - 100)}{8 \times 115 \times 2800} = 49,20 \text{ cm}^2$

soit: $A'_y = 16 \text{ T } 20 = 50,24 \text{ cm}^2$

ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ouvrage. Elle assure la liaison entre l'ouvrage et le terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont, et la culée c'est l'élément essentiel dont le mur frontal et les murs en retour sont des voiles en béton armé, ses derniers reposent sur une semelle.



I- STABILITÉ DE LA CULÉE: On doit vérifier la stabilité de la culée à vide, en service et en condition sismique, en plus des efforts ramenés par le tablier, on tiendra compte des poussées des terres d'une surcharge de $1t/m^2$ et des actions verticales.

- Poussée des terres: (*) En conditions normales: $P_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \delta \cdot h_a^2 \cdot l$ avec $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$
 $l = 11,45m$; $h_a = 9,15m$.

(†) (*) En conditions sismiques: $K_a = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta) \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot K}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha - \theta) + \left(1 + \frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cos(\alpha + \beta)}\right)}$

avec φ = Angle de frottement interne du remblai = 30° .

α = Angle que fait le talus naturel avec l'horizontal = 0

δ = Angle de frottement "Sol - Béton" = 0

$\theta = \text{Arctg}\left(\frac{E_H}{1 \pm E_V}\right)$; $\begin{cases} E_H = \text{Coefficient sismique horizontal} = 0,1 \\ E_V = \text{--- " --- vertical} = 0,07 \end{cases}$

$K = \sqrt{E_H^2 \pm (1 \pm E_V)^2}$; $\delta = 2t/m^3$: Densité de la terre de remblai

La formule (†) devient donc: $K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta) \cdot K}{\cos \theta \left(1 + \frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos \theta}\right)^2}$

Formule de M^e MONO - OKABE.

- En Conditions normales : $K = 0,333$

- En Conditions sismiques : Les valeurs de K_a sont données dans le tableau suivant :

Actions du système	Notation	ϵ_H	ϵ_V	K	θ°	K_a
Horizontal	SH	0,1	0	1,005	5,71	0,396
Vertical ↑	SV↑	0	-0,07	0,93	0	0,310
Vertical ↓	SV↓	0	-0,07	1,07	0	0,357
Vertical ↑ + Horizontal	SV↑ + SH	0,1	-0,07	0,935	6,14	0,374
Vertical ↓ + Horizontal	SV↓ + SH	0,1	-0,07	1,075	5,34	0,420

1- CULEE A VIDE :

⊗ Calcul des efforts sur la culée à vide : Les moments sont calculés par rapport au point A

Sollicitation	Calcul des efforts	Horiz (t)	Vert (t)	d (m)	M_R (t.m)	M_S (t.m)
Poussée des terres $\frac{1}{2} \times h^2 \times K_a$	CN : $\frac{1}{2} \times 2 \times 9,15 \times 0,333 \times 11,45$	313,22	—	4,575	1434,55	—
	SV↓ : _____ $\times 0,375$	342,23	—	—	1567,41	—
	SV↓ + SH : _____ $\times 0,42$	402,62	—	—	1844,00	—
	SV↑ + SH : _____ $\times 0,374$	358,52	—	—	1642,02	—
	SH : _____ $\times 0,396$	379,61	—	—	1738,61	—
Poussée de la surcharge ($q = 1t/m^2$) $q \times h \times K_a$	CN : $1,2 \times 1 \times 9,15 \times 11,45 \times 0,333$	41,87	—	5,225	218,77	—
	SV↓ : _____ $\times 0,375$	44,88	—	—	234,50	—
	SV↓ + SH : _____ $\times 0,42$	52,80	—	—	275,88	—
	SV↑ + SH : _____ $\times 0,374$	47,02	—	—	245,68	—
	SH : _____ $\times 0,396$	49,79	—	—	260,15	—
Poids des terres	CN : $2 \times 11,45 \times 7,85 \times 5 \times 1$	—	898,83	5	—	4494,15
	SV↓ : _____ $\times 1,07$	—	961,74	—	—	4808,70
	SV↑ : _____ $\times 0,93$	—	835,91	—	—	4179,55
	SH : _____ $\times 0,1$	89,88	—	5,225	469,62	—
	—	—	—	—	—	—
Poids des surcharges sur remblai	CN : $1,2 \times 1 \times 9,5 \times 5 \times 1$	—	54,9	5	—	274,50
	SV↓ : _____ $\times 1,07$	—	58,74	—	—	293,70
	SV↑ : _____ $\times 0,93$	—	51,06	—	—	255,30
	SH : _____ $\times 0,1$	5,49	—	5,225	28,69	—
	—	—	—	—	—	—
Poids du mur- garde grève	CN : $0,815 \times 2,5 \times 12,5 \times 1$	—	27,66	2,636	—	72,91
	SV↓ : _____ $\times 1,07$	—	29,59	—	—	78,00
	SV↑ : _____ $\times 0,93$	—	25,72	—	—	67,80
	SH : _____ $\times 0,1$	2,766	—	7,70	21,49	—
	—	—	—	—	—	—
Poids du mur frontal.	CN : $7,84 \times 2,5 \times 12,5 \times 1$	—	238,75	1,95	—	465,56
	SV↓ : _____ $\times 1,07$	—	255,46	—	—	498,15
	SV↑ : _____ $\times 0,93$	—	222,04	—	—	432,98
	SH : _____ $\times 0,1$	23,875	—	4,45	106,24	—
	—	—	—	—	—	—
Poids du mur en retour	CN : $47,837 \times 2,5 \times 0,5 \times 1$	—	59,82	5,84	—	698,46
	SV↓ : _____ $\times 1,07$	—	63,982	—	—	747,28
	SV↑ : _____ $\times 0,93$	—	55,612	—	—	649,52
	SH : _____ $\times 0,1$	11,96	—	5,7	68,17	—
	—	—	—	—	—	—
Poids de la dalle de transition	CN : $2,5 \times 8 \times 4 \times 0,3 \times 1$	—	24,00	4,8	—	115,20
	SV↓ : _____ $\times 1,07$	—	25,68	—	—	123,26
	SV↑ : _____ $\times 0,93$	—	22,32	—	—	107,14
	SH : _____ $\times 0,1$	2,4	—	8,65	20,76	—
	—	—	—	—	—	—
Poids de la Semelle.	CN : $12,50 \times 7,50 \times 2,5 \times 1,30 \times 1$	—	304,69	3,75	—	1142,60
	SV↓ : _____ $\times 1,07$	—	326,02	—	—	1222,58
	SV↑ : _____ $\times 0,93$	—	283,36	—	—	1062,60
	SH : _____ $\times 0,1$	30,469	—	0,65	19,81	—
	—	—	—	—	—	—

A l'aide du tableau précédent, nous résumons les efforts agissants sur la culée (à vide) par rapport au point A

Efforts Conditions		H(t)	V(t)	M _R (t.m)	M _S (t.m)
(A)	CN	355,09	1668,43	1653,22	7263,38
(B)	SH	596,24	1668,43	2733,54	7263,38
(C)	SV↑+SH	566,85	1551,63	2622,48	6754,89
(D)	SV↓+SH	622,26	1786,79	2854,66	7771,67

• Vérifications : 1) Renversement : 2) Glissement : $\varphi = 30^\circ$

(A) $\frac{M_S}{M_R} = 4,39 > 1,5$

(A) $\frac{V}{H} \tan \varphi = 2,71 > 1,5$

(B) $\frac{M_S}{M_R} = 2,66 > 1,5$

(B) $\frac{V}{H} = 1,62 > 1,5$

(C) $\frac{M_S}{M_R} = 2,58 > 1,5$

(C) $\frac{V}{H} = 1,58 > 1,5$

(D) $\frac{M_S}{M_R} = 2,72 > 1,5$

(D) $\frac{V}{H} = 1,66 > 1,5$

3) Excentricité : (A) $e_1 = \frac{M_S - M_R}{V} = 3,36 \text{ m} \rightarrow e_0 = \frac{B}{2} - e_1 = \frac{7,5}{2} - 3,36 = 0,39 < \frac{B}{6} = 1,25 \text{ m}$

(B) $e_1 = 2,72 \text{ m} \rightarrow e_0 = 1,03 \text{ m} < \frac{B}{6} = 1,25 \text{ m}$

(C) $e_1 = 2,66 \text{ m} \rightarrow e_0 = 1,08 \text{ m} < \frac{B}{6} = 1,25 \text{ m}$

(D) $e_1 = 2,75 \text{ m} \rightarrow e_0 = 0,99 \text{ m} < \frac{B}{6} = 1,25 \text{ m}$

4) Loi de Poisson : (A) $M_G = V \cdot e_0 = 650,69 \text{ t.m}$; (C) $M_G = 1675,76 \text{ t.m}$

(B) $M_G = 1718,48 \text{ t.m}$; (D) $M_G = 1767,34 \text{ t.m}$

$\sigma_{1,2} = \frac{V}{S} \pm \frac{M_G}{I} \cdot y$; $S = 750 \times 1250 = 937500 \text{ cm}^2 = 93,75 \cdot 10^4 \text{ cm}^2$

$I = 750^3 \cdot 1250 = 4,39 \cdot 10^{10} \text{ cm}^4$; $y = 3,75 \text{ m}$

(A) $\sigma_{1,2} = \frac{1668,43 \cdot 10^3}{93,75 \cdot 10^4} \pm \frac{650,69 \cdot 10^5 \cdot 3,75}{4,39 \cdot 10^{10}} \Rightarrow \sigma_1 = 2,34 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 1,22 \text{ kg/cm}^2$

(B) $\sigma_1 = 3,25 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 0,31 \text{ kg/cm}^2$

(C) $\sigma_1 = 3,09 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 0,22 \text{ kg/cm}^2$

(D) $\sigma_1 = 3,41 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 0,39 \text{ kg/cm}^2$

d'où (A) $\sigma(B/4) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = 2,06 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma}_s = 3,99 \text{ kg/cm}^2$

(B) $\sigma(B/4) = 2,515 \text{ kg/cm}^2 < 3,99 \text{ kg/cm}^2$

(C) $\sigma(B/4) = 2,37 \text{ kg/cm}^2 < 3,99 \text{ kg/cm}^2$

(D) $\sigma(B/4) = 2,66 \text{ kg/cm}^2 < 3,99 \text{ kg/cm}^2$

2. CULEE EN SERVICE : (Conditions normales).

charges et surcharges	Efforts		V(t)	H(t)	d(m)	M _R (tm)	M _S (tm)
Tablier			255,61	—	1,9	—	485,66
Freinage			—	15	9,15	137,25	—
Variation linéaire			—	14,09	9,15	128,92	—
Surcharge routière (Bc)			145,03	—	1,9	—	275,56
Culée à vide			1668,43	355,09	—	1653,62	7263,38
TOTAL			2069,07	384,18	—	1949,79	8024,60

- Vérifications :
- 1) Renversement : $\frac{M_S}{M_R} = 4,18 > 1,5$
 - 2) Glissement : $\frac{V}{H} \tan \varphi = 3,11 > 1,5$, ($\varphi = 30^\circ$)
 - 3) Excentricité : $e_1 = \frac{M_S - M_R}{V} = 2,95m \rightarrow e_0 = \frac{B}{2} - e_1 = 0,8m < \frac{B}{6} = 1,25m$.
 - 4) Poingnement : $M_G = V \cdot e_0 = 1655,26 tm$.

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{V}{S} \pm \frac{M_G}{I} y \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 3,62 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,79 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$
 d'où $\sigma(B/4) = \frac{\sigma_1 + 3\sigma_2}{4} = 2,91 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma_s} = 3 \text{ kg/cm}^2$.

3 - CULEE EN SERVICE : (Conditions sismiques) :

charges et sollicitations surcharges	V(t)	H(t)	d(m)	M _R (tm)	M _S (tm)	
Poussée des terres $\frac{1}{2} \sigma h^2 \cdot K_a$	—	402,62	4,575	1844,00	—	
Poussée due à la surcharge de $1t/m^2$ q & K _a	—	52,80	5,225	275,88	—	
Poids des surcharges sur remblai	58,74	—	5	—	293,70	
Poids des terres	961,74	—	5	—	4808,70	
Poids du mur en retour	SV	127,96	—	5,84	—	747,28
	SH	—	11,96	5,7	68,17	—
Poids du mur garde-grève	SV	29,59	—	2,636	—	78,00
	SH	—	2,766	7,77	21,49	—
Poids du mur frontal	SV	255,46	—	1,95	—	498,15
	SH	—	23,875	4,45	106,24	—
Poids de la dalle de transition	SV	25,68	—	4,8	—	123,26
	SH	—	2,40	8,65	20,76	—
Poids de la semelle	SV	326,02	—	3,75	—	1222,58
	SH	—	30,469	0,65	19,81	—
Poids du tablier	255,61	—	1,9	—	485,66	
Poids des surcharges routières	145,03	—	1,9	—	275,56	
Freinage	—	15,00	9,15	137,25	—	
Variations linéaires	—	14,09	9,15	128,92	—	
Seisme	—	17,90	7,30	130,67	—	
TOTAL	2185,83	573,88	—	2753,19	8532,89	

- Vérifications :
- 1) Renversement : $\frac{M_s}{M_R} = 3,1 > 1,5$.
 - 2) Glissement : $\frac{V}{H} \tan \varphi = 2,2 > 1,5$; ($\varphi = 30^\circ$).
 - 3) Excentricité : $e_1 = \frac{M_s - M_R}{V} = 2,64 \text{ m} \rightarrow e_0 = \frac{B}{2} - e_1 = 1,1 < \frac{B}{6} = 1,25 \text{ m}$
 - 4) Loingnement : $M_G = V \cdot e_0 = 2404,41 \text{ t.m}$.

$$\sigma_{1,2} = \frac{V}{S} \pm \frac{M_G}{I} y \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 4,39 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,28 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

D'où $\sigma(B/4) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = 3,36 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \sigma_s = 3,39 \text{ kg/cm}^2$.

Conclusion : Toutes les conditions sont vérifiées et la culée est stable sous n'importe quel chargement.

II - CALCUL DES ELEMENTS DE LA CULÉE :

1- Mur garde-grève : Le mur garde-grève est encasté dans le mur frontal, il sera étudié suivant les documents (SETRA). Dans ce cas le mur garde-grève est soumis à l'action des forces horizontales (On néglige les effets des forces horizontales).

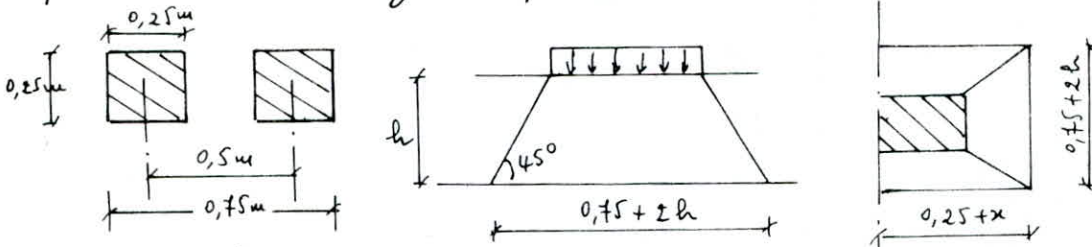
- On tiendra compte de :
- La poussée des terres
 - La poussée des charges locales
 - La force de freinage.

⊗ Evaluation des efforts à la section d'encastrement du mur garde-grève :

a) Poussée des terres : $M_T = \frac{K_a \cdot \delta \cdot h^3}{6}$ où $\begin{cases} K_a = \text{coeff de poussée} = 0,333 \\ \delta = \text{densité du remblai} = 2 \text{ t/m}^3 \\ h = \text{hauteur du mur garde-grève} = 1,85 \text{ m} \end{cases}$

$\Rightarrow M_T = 0,703 \text{ t.m/ml}$

b) Poussée des charges locales : Pour $0,5 \leq h \leq 3 \text{ m}$, il a été vérifié que l'effet défavorable était dû au système Bc. L'effet le plus défavorable est produit par 2 roues arrières de 6t de 2 camions accolés de telle façon que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière du mur garde-grève. Les charges réelles (2 roues de 6t distantes de 0,5m) sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12t répartie sur un rectangle d'impact de $0,25 \times 0,75 \text{ m}$.



$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx \quad \text{avec} \quad h = 1,85 \text{ m} ; K = K_a \cdot \delta \cdot \delta \cdot b_c ; (K_a = 0,333 ; b_c = 1,1)$$

$\delta = \text{coeff de majoration dynamique pour charges sur remblai} ; \delta = 1$

$\delta = 1,2 \Rightarrow K = 0,44$

$$\int_{0,25+x}^{h-x} dx = (h+0,25) \log\left(1 + \frac{h}{0,25}\right) - h.$$

$$M_p = \frac{12 \times 0,44}{0,75 + 2 \times 1,85} \times \left[(0,25 + 1,85) \log\left(1 + \frac{1,85}{0,25}\right) - 1,85 \right] = 3,11 \text{ t m/mel.}$$

c] Force de freinage: On considère l'effort de freinage d'une roue Bc (6t)

$$M_f = \frac{6h}{0,25 + 2h} \cdot \delta = \frac{6 \times 1,85}{0,25 + 2 \times 1,85} \times 1,2 = 3,37 \text{ t m/mel.}$$

Le moment total est donc:

Poussée des terres	Poussée des charges/m ²	Force de freinage	Moment Total
0,703	3,110	3,370	7,183 t m/mel

Remarque: La formule approchée donne: $M = 2,5(h+1) = 2,5(1,85+1) = 7,125 \text{ t m/mel.}$

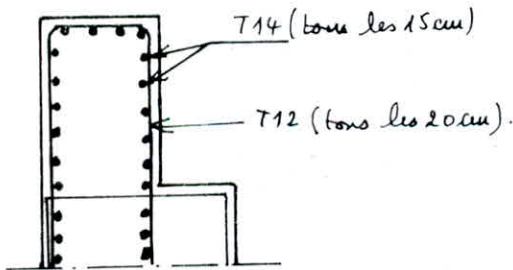
- Ferroillage: • Mur garde-grève (verticalement): $M = 7,183 \text{ t m/mel.}$

$$n = \frac{mM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 7,183 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 27^2} = 0,0528 \rightarrow (K=37,0; \epsilon = 0,9038)$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon h} = \frac{7,183 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9038 \times 27} = 10,51 \text{ cm}^2/\text{mel}, \text{ on prendra } 7714 = 10,78 \text{ cm}^2/\text{mel}$$

après vérification à la fissuration, nous prendrons $A = 9714/\text{mel} = 13,85 \text{ cm}^2/\text{mel}$.
 $e = 15 \text{ cm.}$

• Mur garde-grève (Horizontalement): Dans l'autre sens, le moment à l'encastrement est dû au freinage diminué de la poussée des terres et évalué à $M_{\min} = -3,2 \text{ t m/mel.}$
(à la hauteur du mur), on met des T12 tous les 20 cm (face arrière et face avant)



2- Mur en retour: Le rôle du mur en retour est d'assurer le soutènement des terres des remblais d'accès au pont.

- Calcul des contraintes du mur:

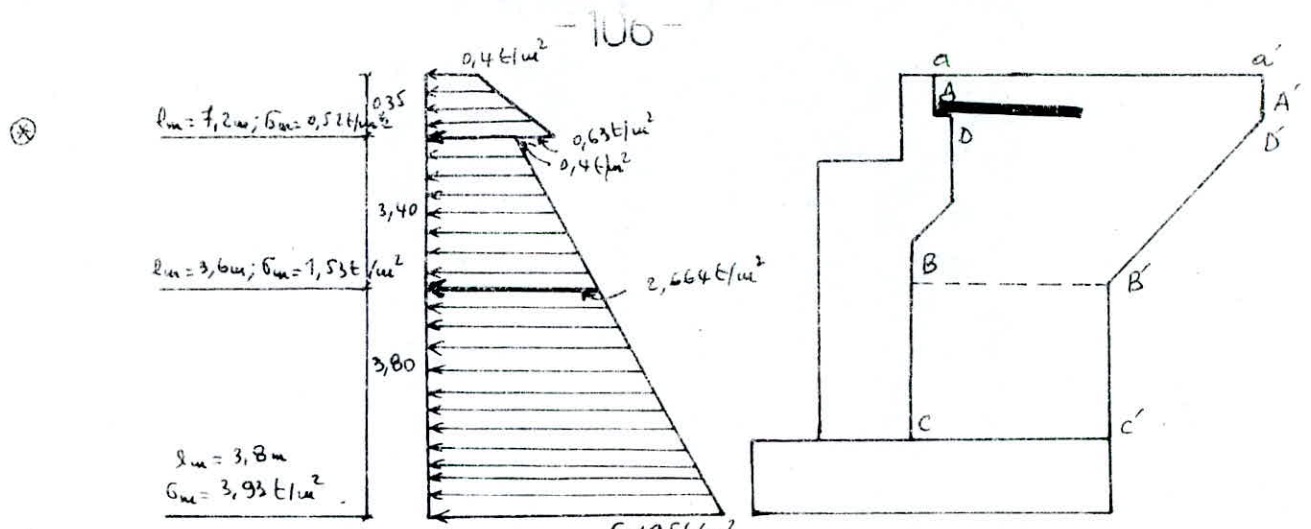
A- Partie au-dessus de la dalle de transition:

$$\sigma = K(q + \delta h); K = 0,333; \delta = 2 \text{ t/m}^3; q = 1 \text{ t/m}^2 \text{ (on doit majorer } q \text{ par } \delta = 1,2).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } h=0 \rightarrow \sigma = 0,333(1 \times 1,2 + 2 \times 0) = 0,3996 \text{ t/m}^2 \approx 0,4 \text{ t/m}^2 \\ \text{pour } h=35 \text{ cm} \rightarrow \sigma = 0,333(1 \times 1,2 + 2 \times 0,35) = 0,63 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

B- Partie au-dessous de la dalle de transition: $\sigma = K(q + \delta h)$

$$\left\{ \begin{array}{l} h=0 \rightarrow \sigma = 0,333(1 \times 1,2 + 2 \times 0) = 0,4 \text{ t/m}^2 \\ h=3,40 \text{ m} \rightarrow \sigma = 0,333(1 \times 1,2 + 2 \times 2,40) = 2,664 \text{ t/m}^2 \\ h=7,20 \text{ m} \rightarrow \sigma = 0,333(1 \times 1,2 + 2 \times 7,20) = 5,195 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$



(*) \Rightarrow On travaille avec des contraintes moyennes et les longueurs moyennes.

* - Trauche a a' AA': Encastrement le long de a A:

$$M_{AA} = \sigma_m \cdot l_m \cdot \frac{l_m}{2} = 0,52 \times \frac{(7,20)^2}{2} = 13,48 \text{ t m/mel.}$$

- Au début du gousset: $M = 0,52 \times \frac{(6,20)^2}{2} = 9,99 \approx 10 \text{ t m/mel.}$

* - Trauche AA' BB': Encastrement le long de AB:

$$M_{AB} = 1,53 \times \frac{(3,6)^2}{2} = 9,91 \text{ t m/mel.}$$

- Au début du gousset: $M = 1,53 \times \frac{(2,6)^2}{2} = 5,17 \text{ t m/mel.}$

* - Trauche BB' CC': Encastrement le long de BC:

$$M_{BC} = 3,93 \times \frac{(3,8)^2}{2} = 28,37 \text{ t m/mel.}$$

- Au début du gousset: $M = 3,93 \times \frac{(2,8)^2}{2} = 15,41 \text{ t m/mel.}$

- Ferraillage:

* - Trauche a a' AA': $M = 13,48 \text{ t m/mel.} \Rightarrow A = \frac{13,48 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 45 \cdot 2800} = 12,23 \text{ cm}^2/\text{mel.}$

soit 10T14/mel ($e = 10 \text{ cm}$). (Après vérification à la fissuration)
 $15,39 \text{ cm}^2/\text{mel}$

* - Trauche AA' BB': $M_{AB} = 9,910 \text{ t m/mel.} \Rightarrow A = \frac{9,91 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 45 \cdot 2800} = 8,988 \text{ cm}^2/\text{mel.}$

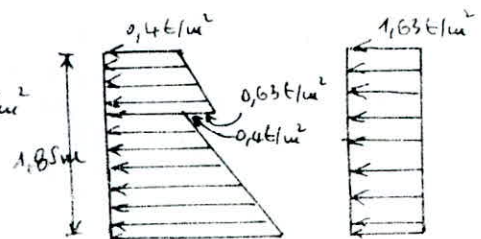
soit A = 6T14 $\text{cm}^2/\text{mel} = 9,24 \text{ cm}^2/\text{mel}$ (Après vérification à la fissuration)

* Trauche BB' CC': $M_{BC} = 28,37 \text{ t m/mel} \Rightarrow$ soit A = 12T20 = $37,66 \text{ cm}^2/\text{mel}$ ($e = 10 \text{ cm}$)
 (après vérification à la fissuration)

ACIERS VERTICAUX: On considère l'encastrement au niveau de DD'.

$$M_{DD'} = 1,63 \times \frac{(1,85)^2}{2} = 2,79 \text{ t m/mel}$$

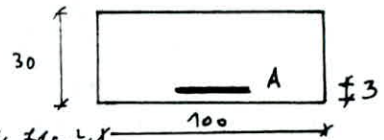
$$h = 1,85 \text{ m} \Rightarrow \sigma = 0,333 (1 \times 2,2 + 1,85 \times 2) = 1,63 \text{ t/m}^2$$



$$N = \frac{nM}{\sigma_a \cdot b \cdot d^2} = \frac{15 \times 2,79 \times 10^5}{2800 \times 100 \times (27)^2} = 0,0205 \rightarrow \begin{cases} k = 64,5 \\ \epsilon = 0,9371 \end{cases}$$

$$d'o\grave{u} A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot b} = \frac{2,79 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9371 \times 27} = 3,94 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 6710 = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

après vérification à la fissuration on aboutit à $A = 10712/\text{ml} = 11,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ($e = 10 \text{ cm}$).



3- Mur frontal : Evaluation des efforts

a) CULÉE A VIDE :

Poids propre des différents éléments :

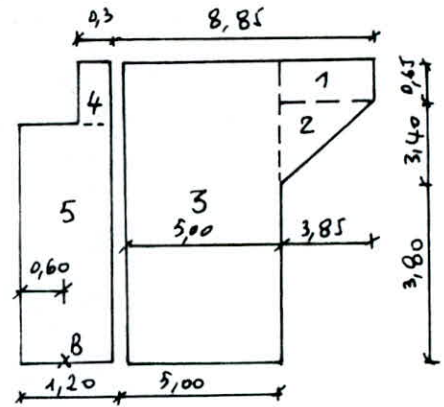
$$Q_1 = \frac{0,65 \times 3,85 \times 1 \times 2,5}{12} = 0,5 \text{ t/ml}$$

$$Q_2 = \frac{3,40 \times 3,85 \times 1 \times 2,5}{2 \times 12,5} = 1,31 \text{ t/ml}$$

$$Q_3 = \frac{5 \times 7,85 \times 1 \times 2,5}{12} = 7,85 \text{ t/ml}$$

$$Q_4 = 0,3 \times 1,85 \times 1 \times 2,5 = 3,9 \text{ t/ml}$$

$$Q_5 = 6 \times 1,20 \times 2,5 \times 1 = 18,00 \text{ t/ml}$$



Sollicitations	Calcul des efforts	H (t/ml)	V (t/ml)	d (m)	M/B (tm/ml)
Q_1 Q_2 Q_3	SH: $0,5 \times 0,1$	0,05	—	7,525	+0,376
	SH: $1,31 \times 0,1$	0,131	—	6,067	+0,795
	SH: $7,85 \times 0,1$	0,785	—	3,925	+3,081
Poussée des terres	CN: $\frac{1}{2} \times 2 \times (1,85) \times 0,333$	20,52	—	3,275	+67,203
	SH: — $\times 0,42$	25,88	—	—	+84,760
Poussée due à la surcharge $q = 16/\text{m}^2$	CN: $1,2 \times 1 \times 1,85 \times 0,333$	3,137	—	3,925	+12,313
	SH: — $\times 0,42$	3,956	—	—	+15,527
Q_4	CN: 1,39	—	1,39	0,45	-0,626
	SV: $1,39 \times 1,07$	—	1,4873	0,45	-0,670
	SH: $1,39 \times 0,10$	0,139	—	6,925	+0,963
Q_5	CN: 18	—	18	0	0
	SV: $18 \times 1,07$	—	19,26	0	0
	SH: $18 \times 0,10$	1,8	—	3	5,4

Les efforts horizontaux verticaux des éléments du mur en retour n'ont pas été pris en compte, car d'une part, ils ne sollicitent pas la section B, d'autre part les éléments qu'ils induisent ne sont pas défavorables.

Les combinaisons des efforts :

- En C.N : $\begin{cases} H = 20,52 + 3,137 = 23,66 \text{ t/ml} ; V = 19,39 \text{ t/ml} \\ M/B = 78,89 \text{ tm/ml} \end{cases}$
- En C.S : $\begin{cases} H = 32,741 \text{ t/ml} ; V = 20,75 \text{ t/ml} \\ M/B = 110,232 \text{ tm/ml} \end{cases}$

b) CULÉE EN SERVICE :

Sollicitations	H (t)	V (t)	d (m)	M _B (t.m)	M _B (t.m/ml)
Charge permanente G	—	255,61	0,1	25,561	2,5561
Surcharge S	—	145,03	0,1	14,503	1,45
Variation linéaire	14,09	—	6,30	88,767	-7,1
Freinage	15	—	6,30	94,50	7,56
Seisme	17,90	—	6,30	112,77	9,02

Récapitulatif: - En C.N:
$$\begin{cases} H = \frac{14,09}{12,5} + \frac{15}{12,5} + 23,66 = 25,9876 \text{ t/ml} \\ V = \frac{255,61}{12,5} + \frac{145,03}{12,5} + 19,39 = 47,76 \text{ t/ml} \\ M_B = (2,5561 + 1,45 - 7,1 + 7,56) + 78,89 = 83,356 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

- En C.S: $H = 35,3 \text{ t/ml} ; V = 55,04 \text{ t/ml} ; M_B = 121,26 \text{ t.m/ml}$

La section B sera sollicitée par V et M, donc le mur frontal sera calculé en flexion composée $\rightarrow e_0 = \frac{M}{V} = \frac{121,26}{55,04} = 2,20 \text{ m} > \frac{h_t}{6} = \frac{1,20}{6} = 0,2 \text{ m}$, donc la section est partiellement comprimée.

$e_1 = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 2,2 + 0,6 - 0,05 = 2,75 \text{ m} \rightarrow M' = V \cdot e_1 = 151,38 \text{ t.m/ml}$

- Ferraillage: $\mu = \frac{n M}{\sigma_a \cdot b h^2} = \frac{15 \times 151,38 \times 10^5}{2800 \times 100 \times (115)^2} = 0,0613 ; (h = 115 \text{ cm} ; d = 5 \text{ cm}) \rightarrow \begin{cases} K = 32,2 \\ \varepsilon = 0,8941 \end{cases}$

$A_1 = \frac{151,38 \times 10^5}{2800 \times 0,8941 \times 115} = 52,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A = A_1 - \frac{V}{\sigma_a} = 52,58 - \frac{55,04 \cdot 10^3}{2800} = 32,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

soit $A = 11T20/\text{ml} = 34,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$. ($e = 10 \text{ cm}$).

Après, qu'on a vérifié la condition de non fissuration, on a aboutit à:

$A = 16T20 = 50,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$. ($e = 10 \text{ cm}$).

4 - Dalle de transition: Elle est réalisée pour empêcher la dénivellation éventuelle qui peut se produire entre la chaussée courante et le tablier de l'ouvrage d'art en cas de tassement du remblai. Notre dalle a une largeur de 4,00m et une épaisseur de 30cm. Son calcul se fera suivant les documents SETRA.

- ⊗ Charges permanentes: - poids propre de dalle: $2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/ml}$.
 - poids du remblai: $2 \times 0,35 \times 1 = 0,75 \text{ t/ml}$.
 - Revêtement de la chaussée: $\frac{2,2 \times 0,08 \times 1 = 0,176 \text{ t/ml}}{q = 1,676 \text{ t/ml}}$.

- ⊗ Surcharges: Les plus grands efforts sont obtenus avec le système B_c. Nous admettons que les roues des rangées P₁ et P₂ sont équivalentes. Chacune à

une charge répartie (5,5 t/ml). P_1 est affectée d'un coefficient de majoration égal à 2 (Pour tenir compte du choc d'un essieu au voisinage de l'appui), et P_2 est affectée d'un coefficient de majoration dynamique égal à 1,2.

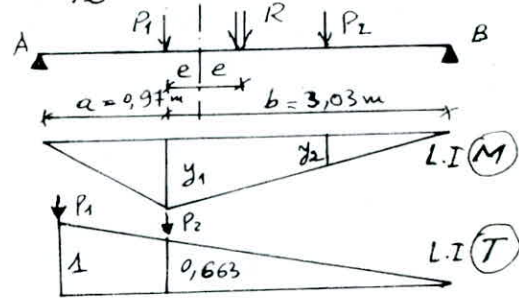
$$P_1 = 2 \times 5,5 = 11 \text{ t/ml} ; P_2 = 1,2 \times 5,5 = 6,6 \text{ t.}$$

Nous utiliserons le théorème de BARRÉ pour obtenir la position la plus défavorable.

$$\Sigma M/O = 0 \Rightarrow -R \cdot e = P_1 \cdot e - P_2 (1,35 - e) ; l_2 = 1,35 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow e = 0,253 \text{ m.}$$

$$\begin{cases} y_1 = \frac{ab}{l} = \frac{0,97 \times 3,03}{4} = 0,735 \\ y_2 = 0,405 \end{cases}$$



- Détermination des efforts:

a) Sous charges permanentes: $\begin{cases} M_G = q \cdot \frac{l^2}{8} = 1,676 \times \frac{4^2}{8} = 3,352 \text{ t m/ml.} \\ T_G = q \cdot \frac{l}{2} = 1,676 \times \frac{4}{2} = 3,352 \text{ t/ml.} \end{cases}$

b) Sous surcharges: $\begin{cases} M_{Q_3} = \Sigma P_i \cdot y_i = 11 \times 0,735 + 6,6 \times 0,405 = 10,758 \text{ t m/ml} \\ T_S = \Sigma P_i \cdot y_i = 11 + 6,6 \times 0,663 = 15,376 \text{ t/ml.} \end{cases}$

- Ferraillage: Moment résistant du béton M_{rb}

après calcul, on a trouvé que $M_{rb} > M_{pl}$; $M_{pl} = M_S + M_G = 14,11 \text{ t m/ml.}$

$$A = \frac{M}{\frac{7}{8} \cdot h \cdot \sigma_a} = \frac{14,11 \times 10^5}{\frac{7}{8} \times 25 \times 2800} = 23,0 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A' = 0 \text{ soit } A = 12716 = 24,12 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

pour l'autre sens: $A_r = \frac{A}{4} = 6,03 \text{ cm}^2/\text{ml.}$ soit 7712/ml.

- Vérification au cisaillement: $\tau = \frac{T_{max}}{b \cdot z}$; $T_{max} = T_G + T_S = 18,728 \text{ t/ml.}$

$$\tau = \frac{18,728 \times 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 25} = 8,561 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 7,50 = 8,625 \text{ kg/cm}^2.$$

5- ETUDE DE LA SEMELLE SOUS CULÉE : La semelle est rectangulaire de dimensions:

(3,50m x 7,5) x 1,3d d'épaisseur.

- Efforts de liaison la semelle: - En C.N: $N = 153,26 \text{ t} ; M_G = 122,61 \text{ t.m.}$

- (pour 1m de longueur) - En C.S: $N' = 161,91 \text{ t} ; M_G' = 178,10 \text{ t.m.}$

Contraintes: $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_G}{I} \cdot U$; section rectangulaire: $\sigma_{A,B} = \frac{153,26 \cdot 10^3}{100 \times 7,50} \pm \frac{122,61 \cdot 10^5 \times 6}{100 \times 7,50^3}$

$$\sigma_{A,B} = 2 \pm 1,3 \Rightarrow \sigma'_A = 3,3 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma'_B = 0,7 \text{ kg/cm}^2.$$

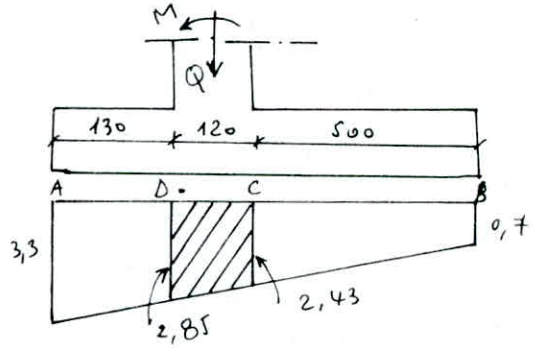
$$\sigma_m = \frac{3,3 + 0,7}{4} = 1,0 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s \text{ vérifié.}$$

(3 bars)

Les parties CB et DA de la semelle sont considérées comme des consoles

Calculons les moments d'encastrement dans la

$$\text{section CD} : \begin{cases} \delta'_D = 2,85 \text{ kg/cm}^2 \\ \delta'_C = 2,43 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$



⊛ La force qui s'exerce sur la partie AD : $F_1 = \frac{(3,3 + 2,85)}{2} \times 130 \times 100 = 39,98 \text{ t}$.

⊛ La force qui s'exerce sur la partie CB : $F_2 = \frac{(2,43 + 0,7)}{2} \times 500 \times 100 = 78,25 \text{ t}$.

- Le point d'application de F_1 est $x = 0,66 \text{ m}$.

$$\Rightarrow M_D = 0,66 \times 39,98 = 26,38 \text{ t.m}$$

- Le point d'application de F_2 est : $2,04 \text{ m}$

$$\Rightarrow M_C = 78,24 \times 2,04 = 159,63 \text{ t.m}$$

donc les armatures seront déterminées pour $M = 159,63 \text{ t.m}$. (on utilise la méthode de Pierre Charon)

$$\nu = \frac{\mu M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 159,63 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 125^2} = 0,0547 \rightarrow \begin{cases} K = 36,2 \\ \epsilon = 0,9023 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{159,63 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9023 \times 125} = 50,55 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ soit } 18720 = 56,54 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

($\sigma_1; \sigma_2 > \bar{\sigma}_a$: vérifié).

- Effort tranchant : $T_{\max} = 78,25 \text{ t}$; $z = \frac{1}{8} h = 100,63 \text{ cm}$.

$$\bar{\tau}_b = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot z} = \frac{78,25 \times 10^3}{100 \times 100,63} = 7,78 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_s = 8,625 \text{ kg/cm}^2.$$

⊛ Vérification en Conditions binomiques : $\sigma_{1,2} = \frac{161,91 \cdot 10^3}{100 \times 750} \pm \frac{178,10 \times 10^5}{100 \times 750^2} = 2,16 \pm 1,90$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 4,06 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_2 = 0,26 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 3,11 \leq 1,33 \bar{\sigma}_0 = 3,99 \text{ kg/cm}^2.$$

$F_1' = 46,8 \text{ t}$; son point d'application est $0,68 \text{ m} \rightarrow M_D = 31,82 \text{ t.m}$.

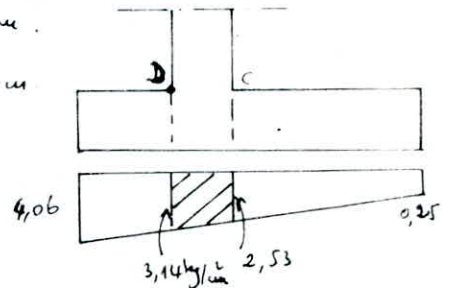
$F_2' = 69,5 \text{ t}$; son point d'application est $3,18 \text{ m} \rightarrow M_C = 221,01 \text{ t.m}$

Moment maximum est : $M_{\max} = 221,01 \text{ t.m}$.

Ferraillage : $\nu = \frac{15 \times 221,01 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 125^2} = 0,0757 \rightarrow \begin{cases} K = 29,6 \\ \epsilon = 0,8879 \end{cases}$

$\Rightarrow w = 0,568 ; \Rightarrow A = 71 \text{ cm}^2$.

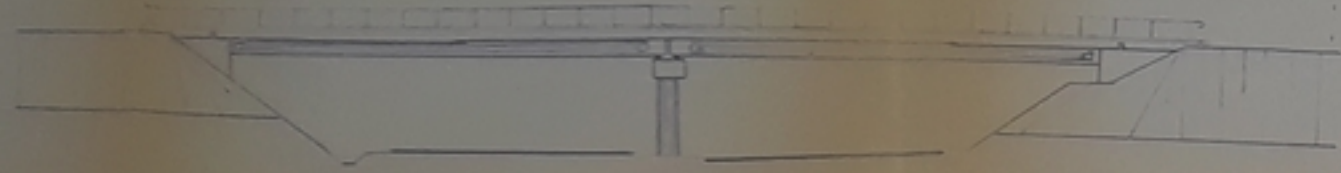
d'où $\bar{\sigma}_a = \frac{221,01 \times 10^5}{71 \times 0,8879 \times 125} = 2804,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{eu} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ vérifié.



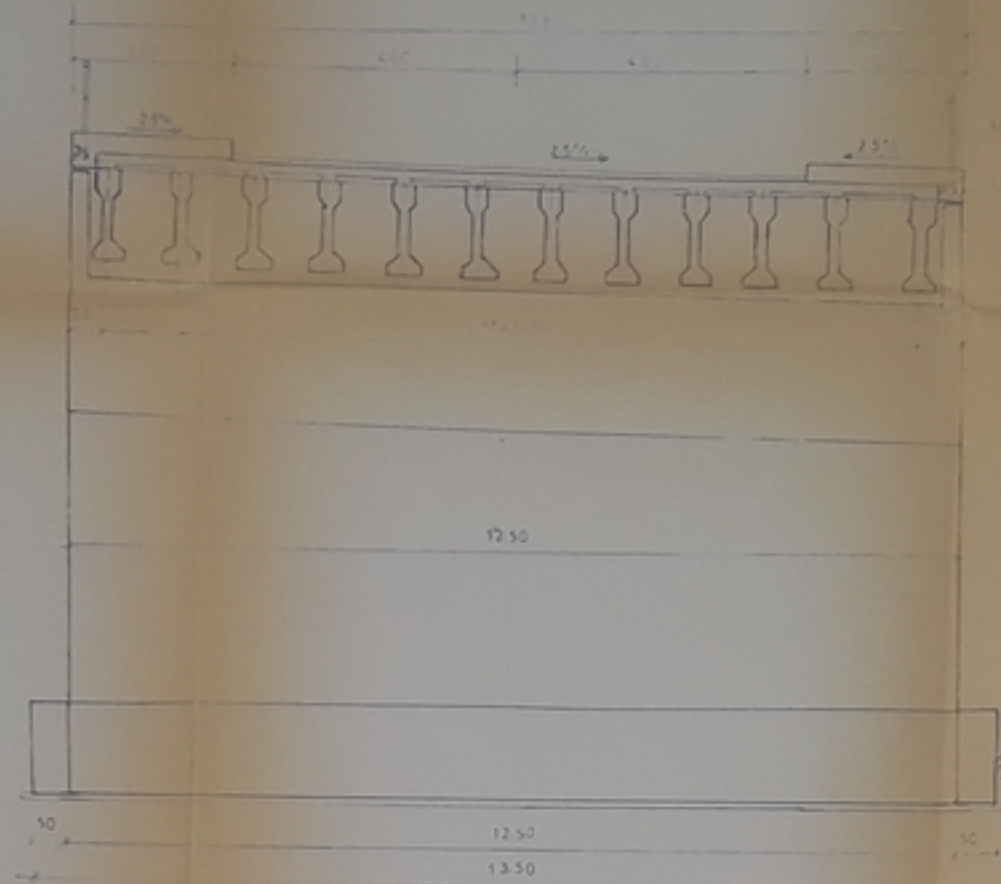
BIBLIOGRAPHIE

N°	TITRE DE L'OUVRAGE	AUTEURS	EDITIONS
1	Conceptions des ponts	G - GRATESTAT	Eyrolles .
2	Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes	R - BARRES C - MASSONNET	DUNOD .
3	Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé	P - CHARON	Eyrolles .
4	Traité de béton armé . Tome III . Les fondations	A - GUERRIN R - LAVAUR	DUNOD
5	Pratique de béton précontraint	G - DREUX	Eyrolles .
6	Aide mémoire (Composants en B.P) 2 ^e Edition .	SARET	DUNOD .
7	Aide mémoire de béton Armé	V - DAVIDOVICI	DUNOD .
8	Le projet de béton précontraint	R - LACROIX A - FUENTES	Eyrolles .
9	CAHIER de prescription commune	—	Publication du Ministère des T.P et de la construction
10	Poutres précontraintes par adhérence	—	PRAD.73 .
11	Calcul des ouvrages en béton armé	M. BELAZOUGHI	O. P.U.
12	Conception et calcul du B.P	Instruction provisoire N° 2 (I.P.2)	
14	Document SETRAT	Service d'études techniques des routes et Autoroutes (FRANCE)	

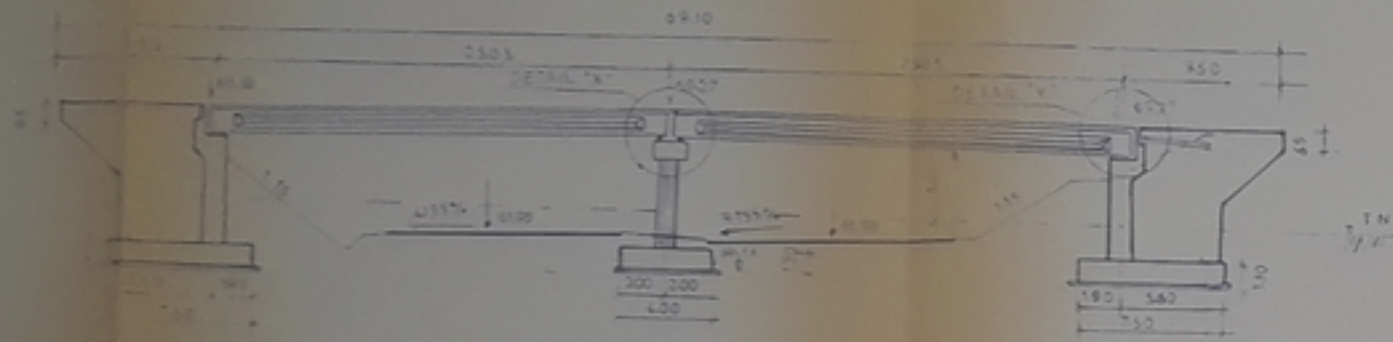
VUE EN ELEVATION ECH 1/20



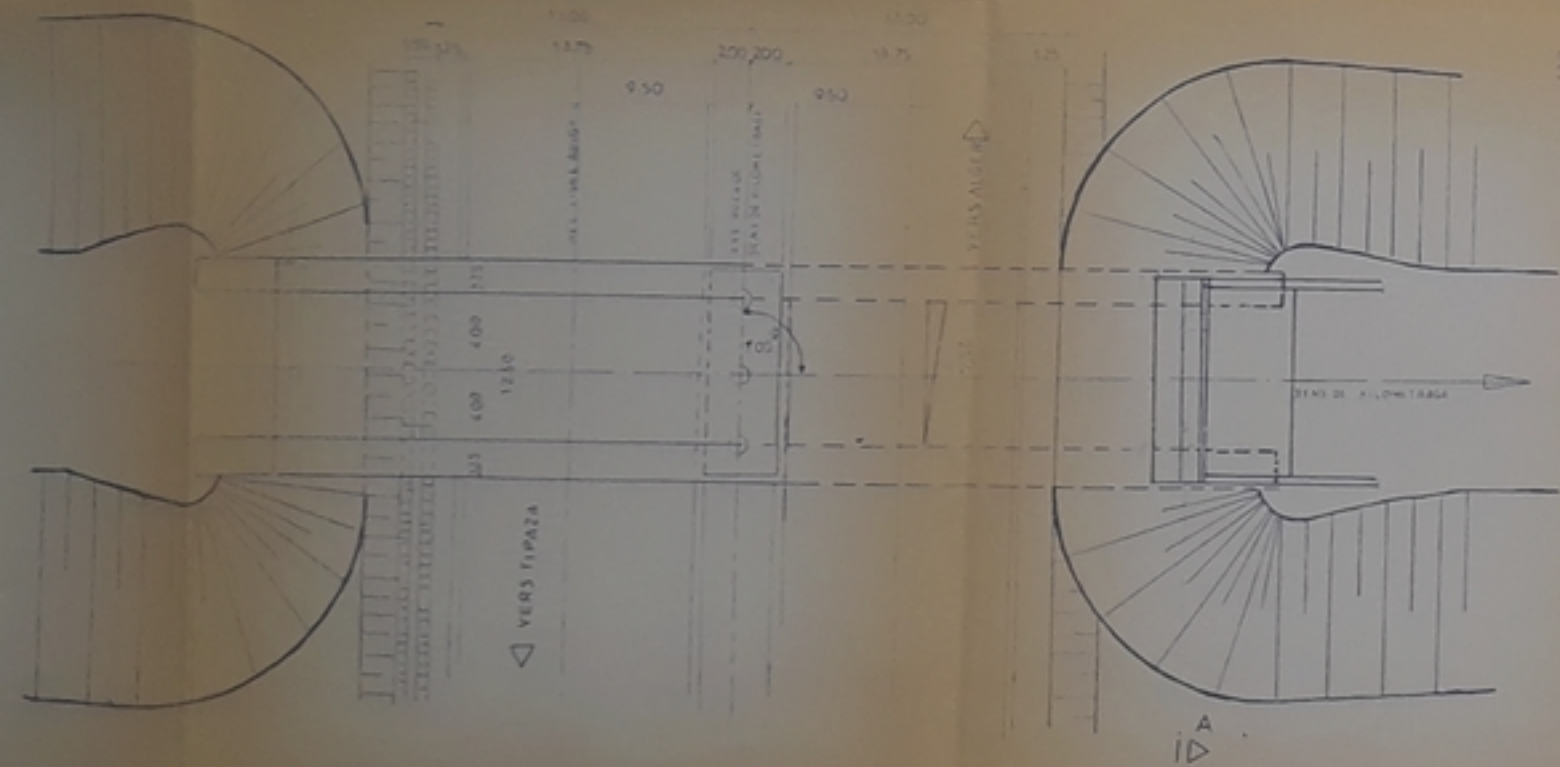
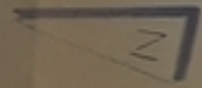
COUPE A-A ECH 1/50



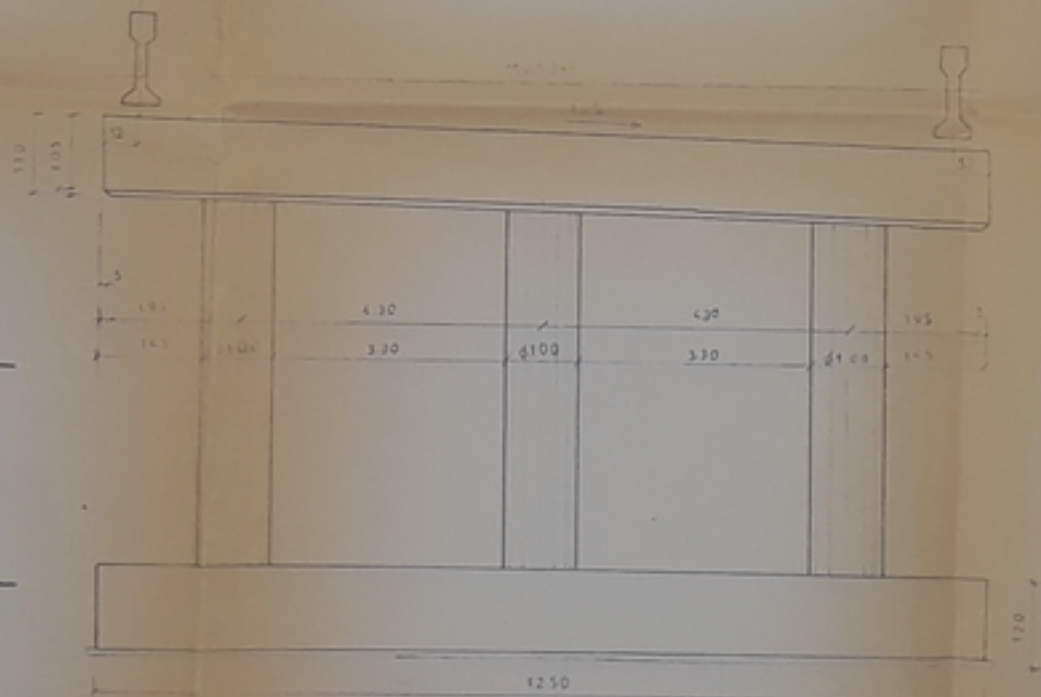
COUPE LONGITUDINALE ECH 1/20



VUE EN PLAN ECH 1/200

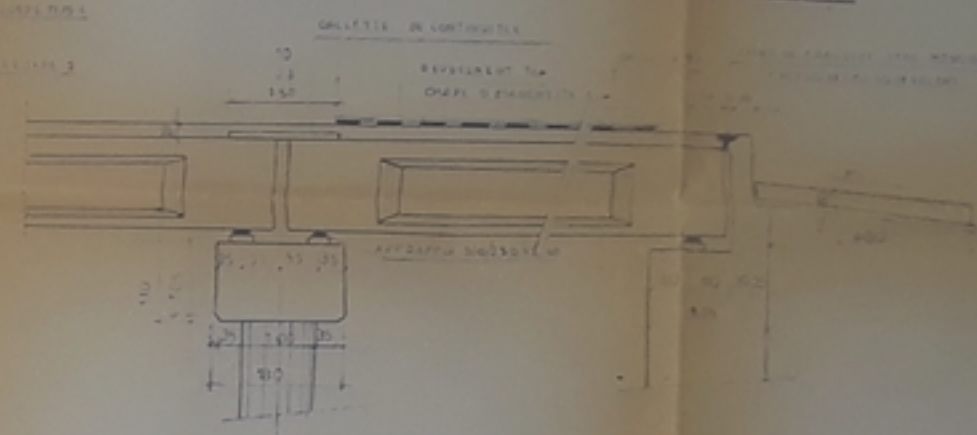


ELEVATION PILE ECH 1/50



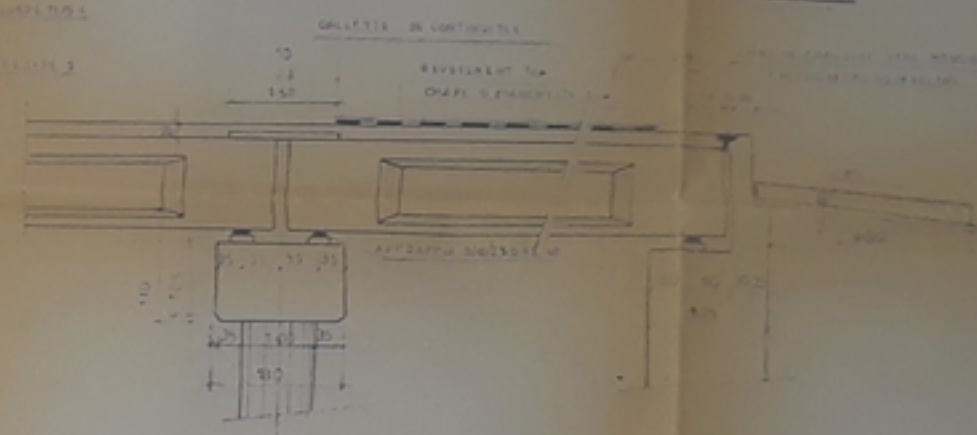
DETAIL X ECH 1/50

APPUI SUR PILE
REVESTIMENT EN
CIMENT ET ENDUIT EN
PEINTURE

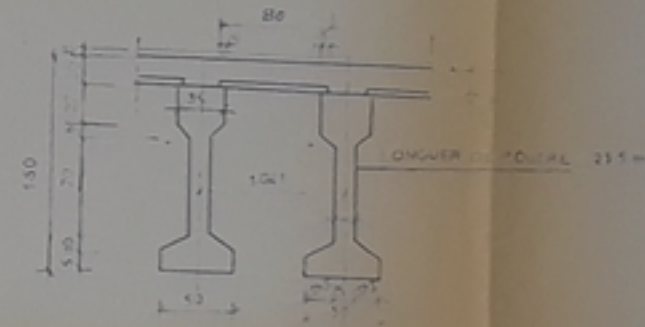


DETAIL Y ECH 1/50

REVESTIMENT EN
CIMENT ET ENDUIT EN
PEINTURE



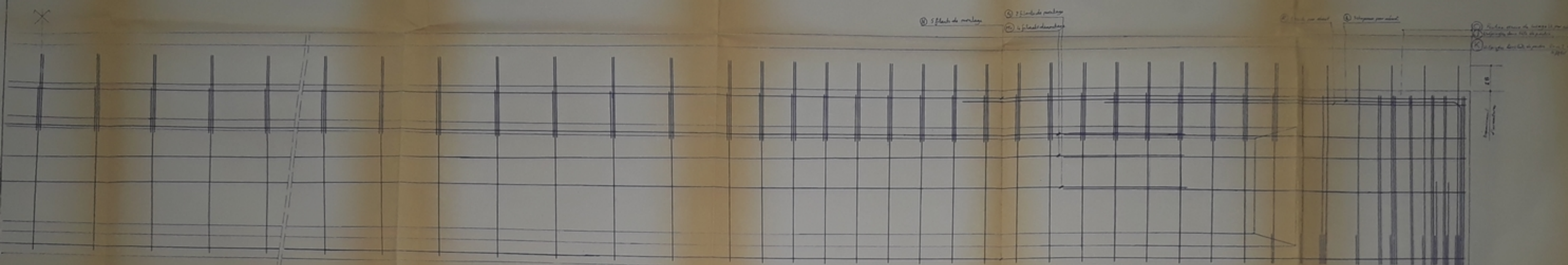
DETAIL POUTRE ECH 1/50



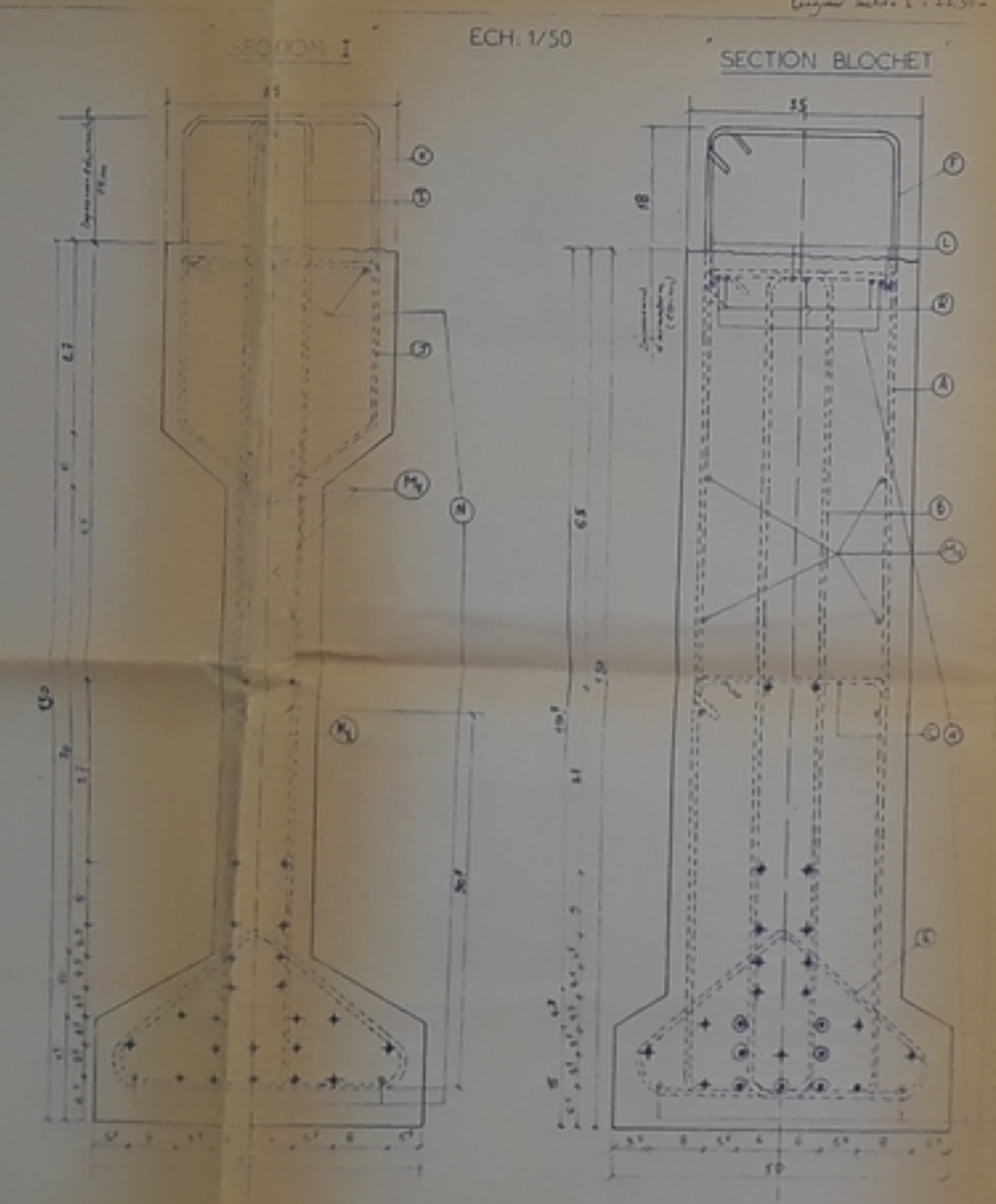
4504487

-3-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE DEPARTEMENT GENIE CIVIL PROMOTION JUIN 87 PROJET DE FIN D'ETUDES	
PONT A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAINTE	
DESIGNATION	PROPOSE PAR: SAPTA
PLAN D'ENSEMBLE	ETUDE PAR: R. BOUDELLA T. KADRI
ECHELLE: 1/200 1/50 1/25	DIRIGE PAR: M. ZOUKH



① S. f. de montage
 ② S. f. de montage
 ③ S. f. de montage
 ④ S. f. de montage
 ⑤ S. f. de montage
 ⑥ S. f. de montage
 ⑦ S. f. de montage
 ⑧ S. f. de montage
 ⑨ S. f. de montage
 ⑩ S. f. de montage
 ⑪ S. f. de montage
 ⑫ S. f. de montage
 ⑬ S. f. de montage
 ⑭ S. f. de montage
 ⑮ S. f. de montage
 ⑯ S. f. de montage
 ⑰ S. f. de montage
 ⑱ S. f. de montage
 ⑲ S. f. de montage
 ⑳ S. f. de montage
 ㉑ S. f. de montage
 ㉒ S. f. de montage
 ㉓ S. f. de montage
 ㉔ S. f. de montage
 ㉕ S. f. de montage
 ㉖ S. f. de montage
 ㉗ S. f. de montage
 ㉘ S. f. de montage
 ㉙ S. f. de montage
 ㉚ S. f. de montage
 ㉛ S. f. de montage
 ㉜ S. f. de montage
 ㉝ S. f. de montage
 ㉞ S. f. de montage
 ㉟ S. f. de montage
 ㊱ S. f. de montage
 ㊲ S. f. de montage
 ㊳ S. f. de montage
 ㊴ S. f. de montage
 ㊵ S. f. de montage
 ㊶ S. f. de montage
 ㊷ S. f. de montage
 ㊸ S. f. de montage
 ㊹ S. f. de montage
 ㊺ S. f. de montage
 ㊻ S. f. de montage
 ㊼ S. f. de montage
 ㊽ S. f. de montage
 ㊾ S. f. de montage
 ㊿ S. f. de montage



Nomenclature	Région	Espacement	Arrière de pont		Arrière de poutre		Longueur développée		Poids	
			mm	cm	mm	cm	mm	cm	kg	kg
Arrière de pont	A	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	B	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	C	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	D	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	E	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	F	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	G	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	H	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	I	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	J	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	K	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	L	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	M	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	N	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	O	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	P	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	Q	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	R	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	S	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	T	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	U	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	V	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	W	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	X	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	Y	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	Z	100	100	100	100	100	100	100	100	100

Nomenclature	Région	Espacement	Arrière de pont		Arrière de poutre		Longueur développée		Poids	
			mm	cm	mm	cm	mm	cm	kg	kg
Arrière de pont	A	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	B	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	C	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	D	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	E	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	F	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	G	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	H	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	I	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	J	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	K	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	L	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	M	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	N	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	O	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	P	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	Q	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	R	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	S	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	T	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	U	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	V	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	W	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	X	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	Y	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Arrière de poutre	Z	100	100	100	100	100	100	100	100	100

REPUBLICAINE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROMOTION: JUIN 87

PROJET DE FIN D'ETUDES

PONT A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAINTE (EN PRETENSION)

DESIGNATION: FERRAILLAGE POUTRE

PROPOSE PAR: SAPTA

ETUDIE PAR: R. BOUDELLA, T. KADRI

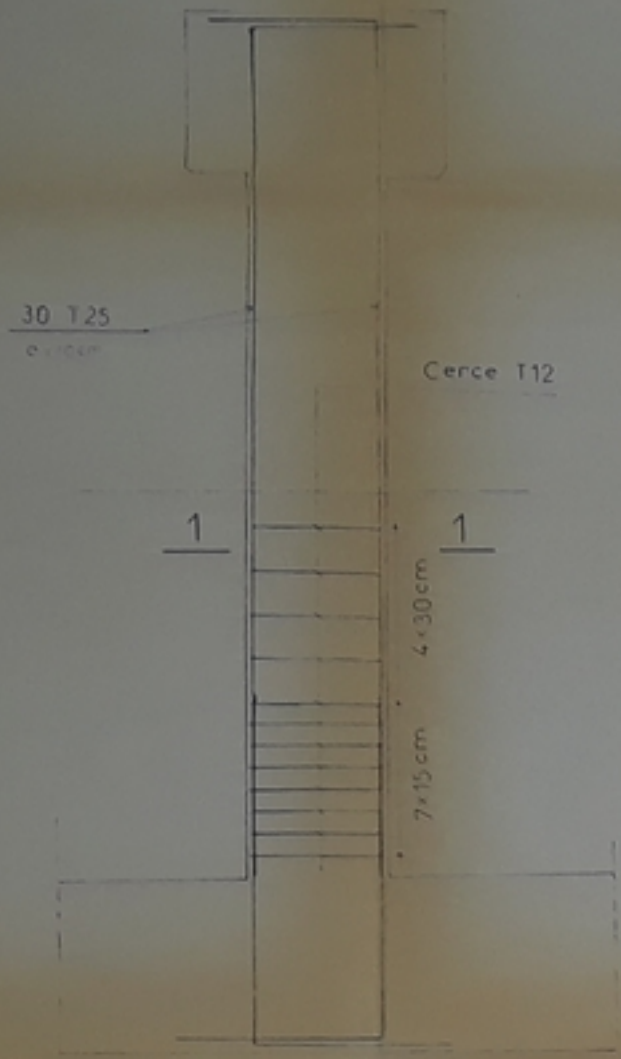
DIRIGE PAR: Mr ZOUKH

2804487

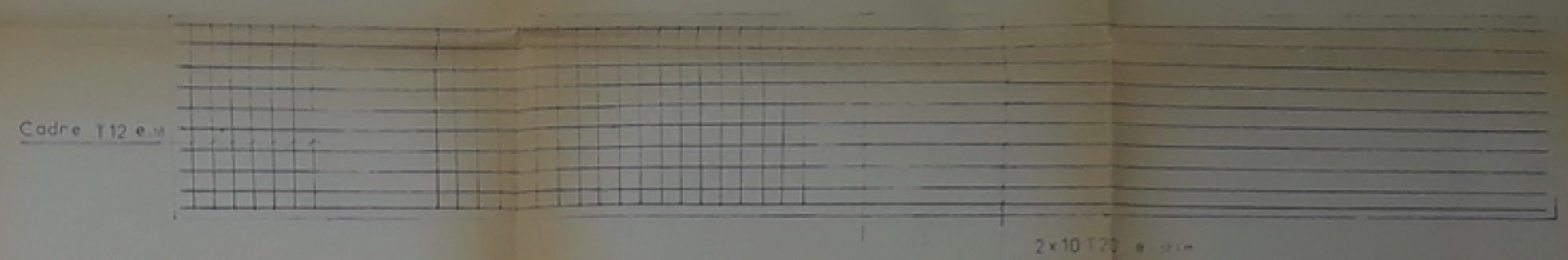
-3-

FERR DU CHEVETRE

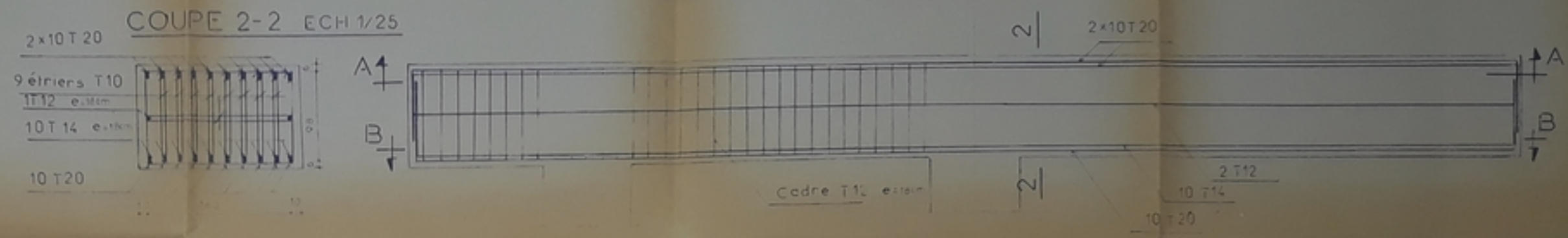
FERR DU FUT ECH 1/25



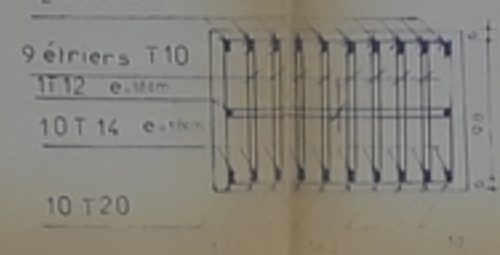
COUPE A-A ECH 1/25



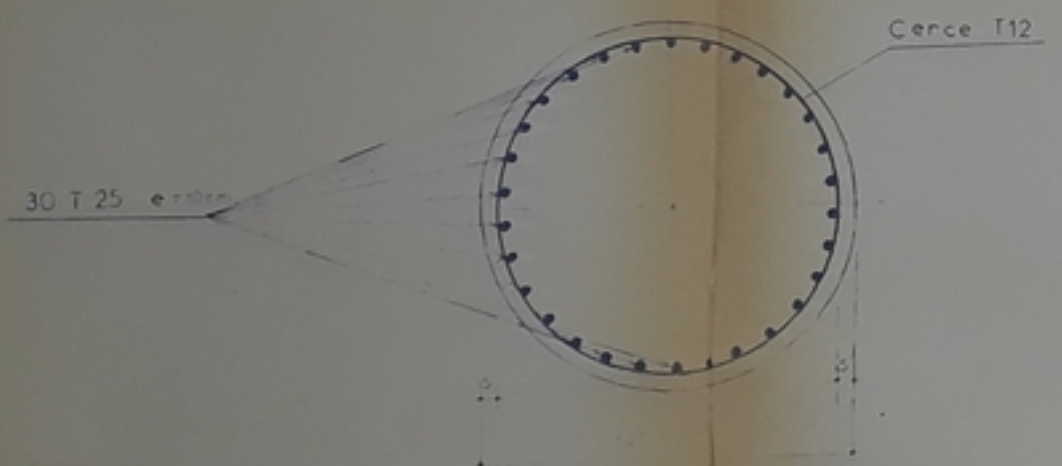
ELEVATION CHEVETRE ECH 1/25



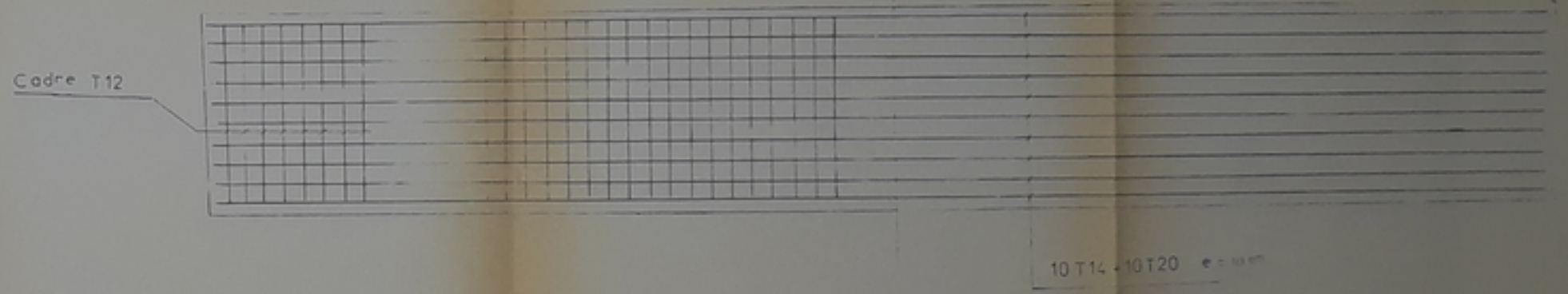
COUPE 2-2 ECH 1/25



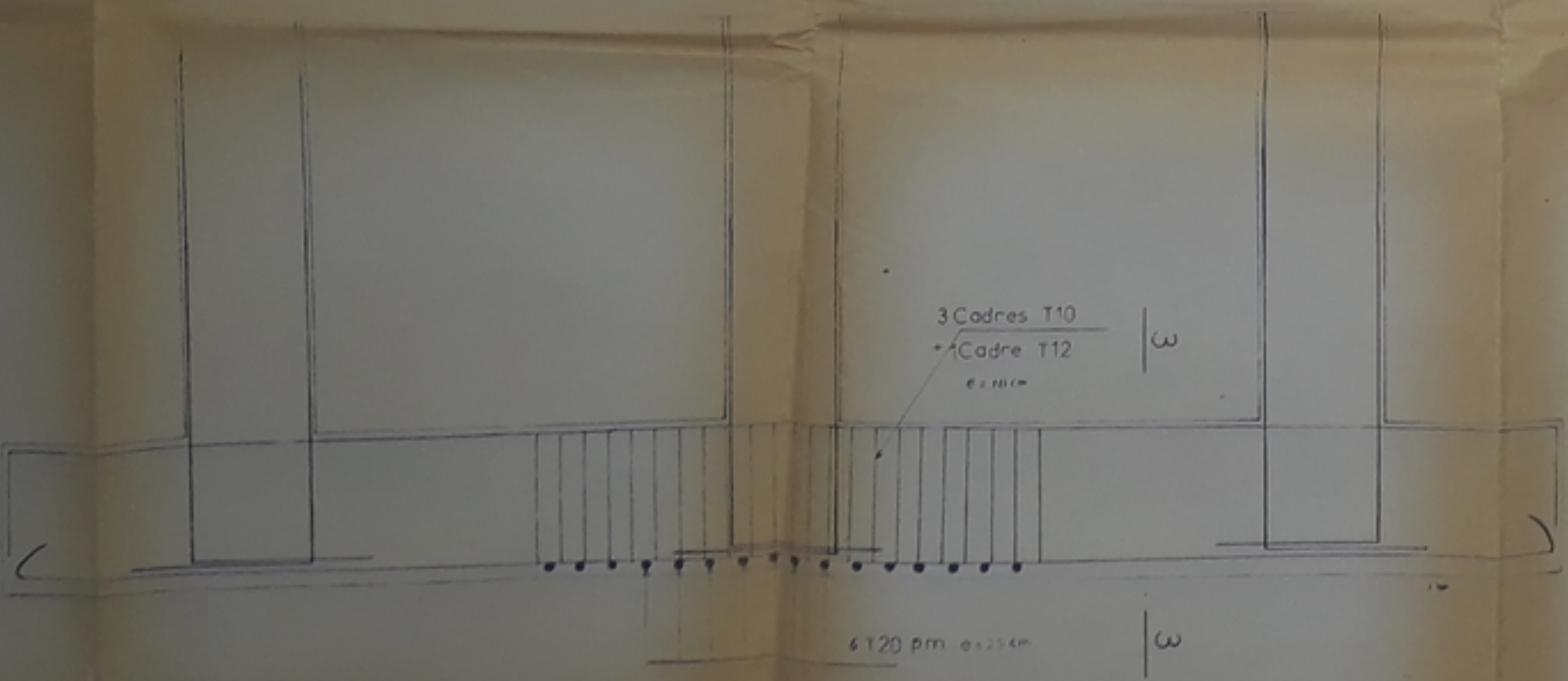
COUPE 1-1 ECH 1/10



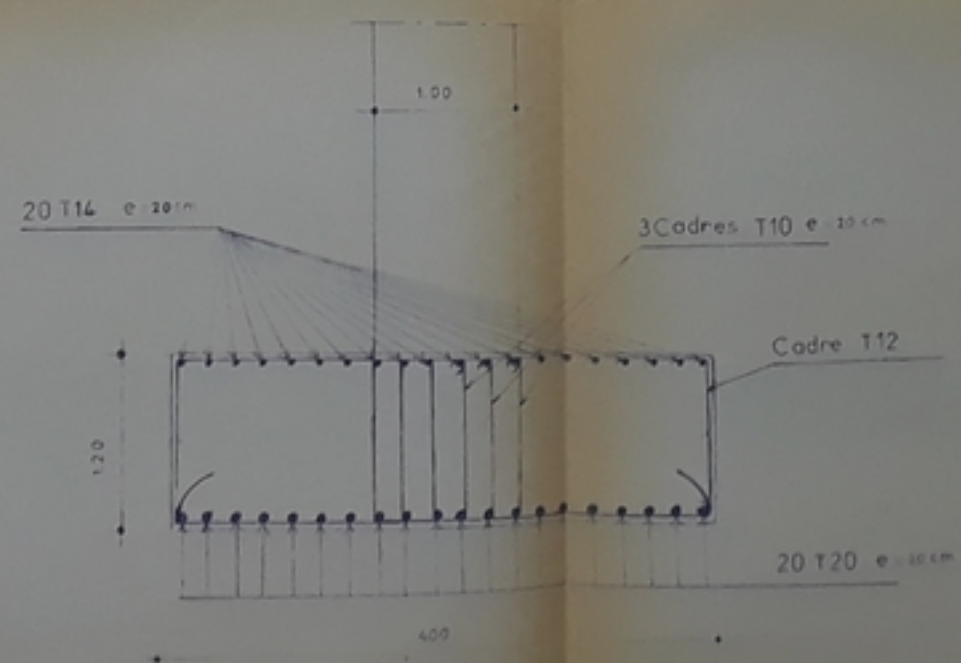
COUPE B-B ECH 1/25



FERR SEMELLE ECH 1/25



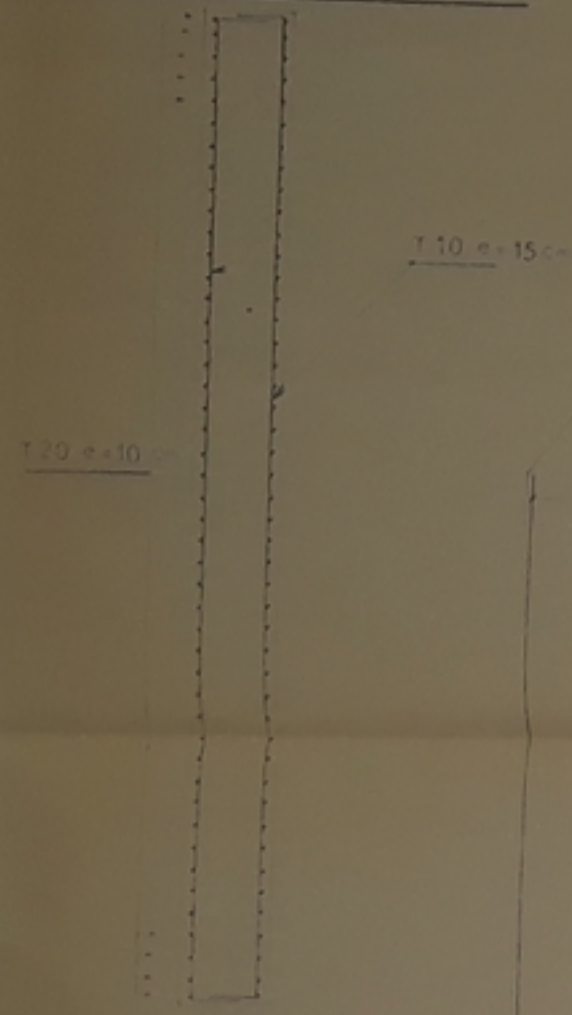
COUPE 3-3 ECH 1/25



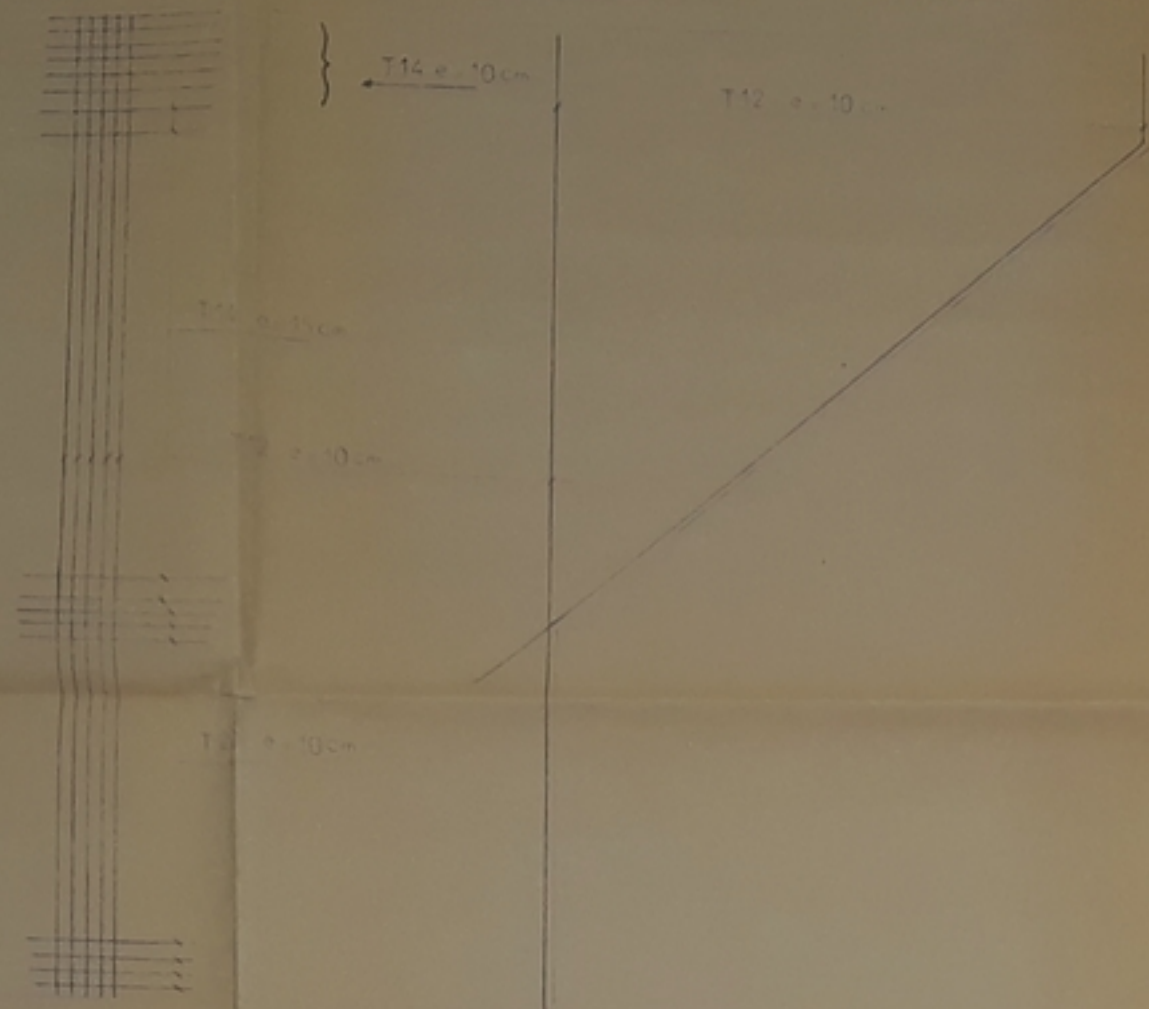
BOUDET
-4-

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE DÉPARTEMENT GENIE CIVIL PROMOTION JUIN 87. PROJET DE FIN D'ÉTUDES	
PONT A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAIT	
DESIGNATION	PROPOSE PAR: SAÏTA
FERRAILLAGE	ÉTUDE PAR: R BOUDELLA T. KADRI
PILE - SEMELLE	
ECHELLE: NO. 1/8	DIRIGÉ PAR: M ^{re} ZOUKRI

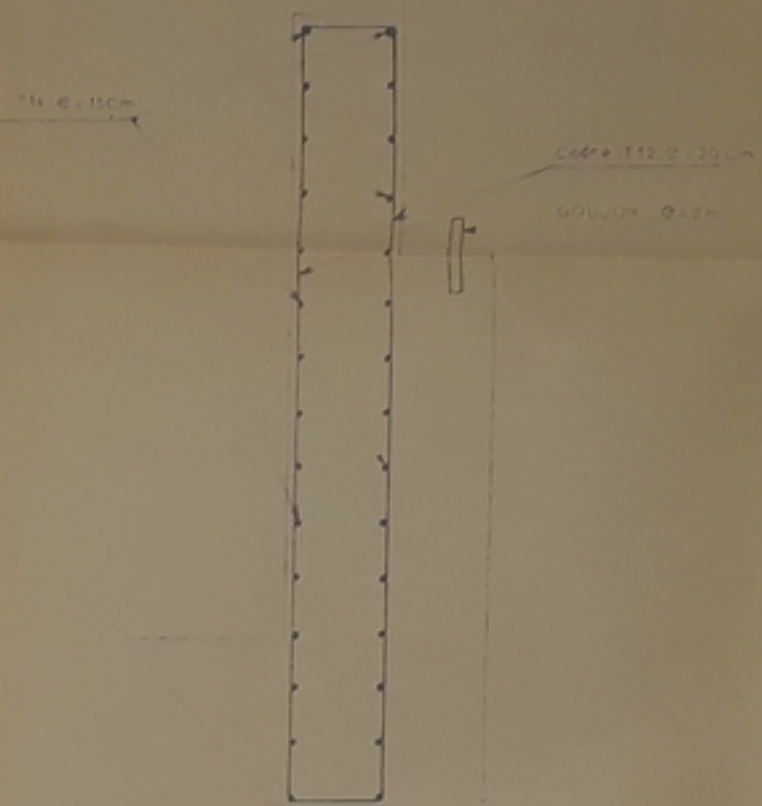
FERR COUPE B-B ECH 1/50



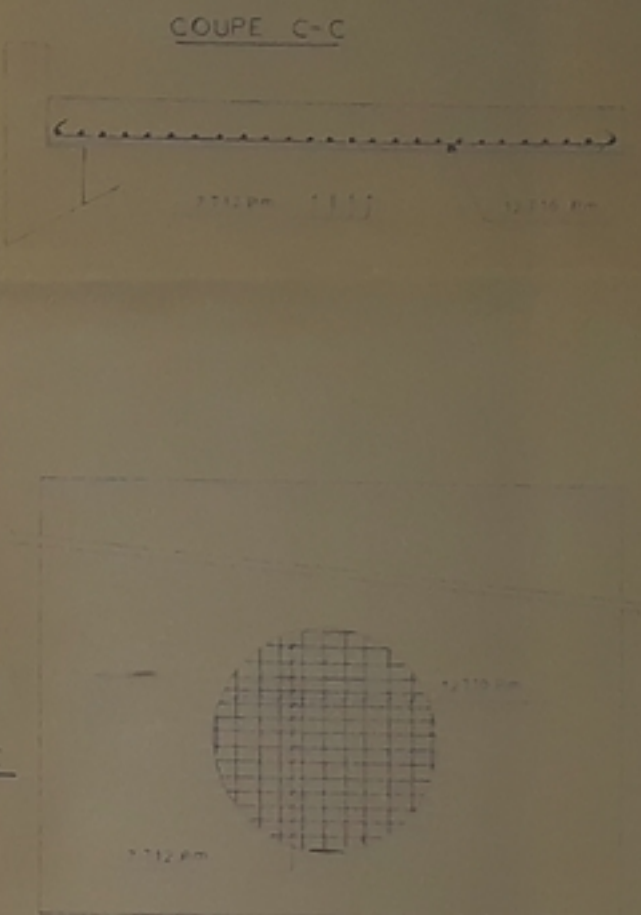
FERR MUR EN RETOUR ECH 1/25



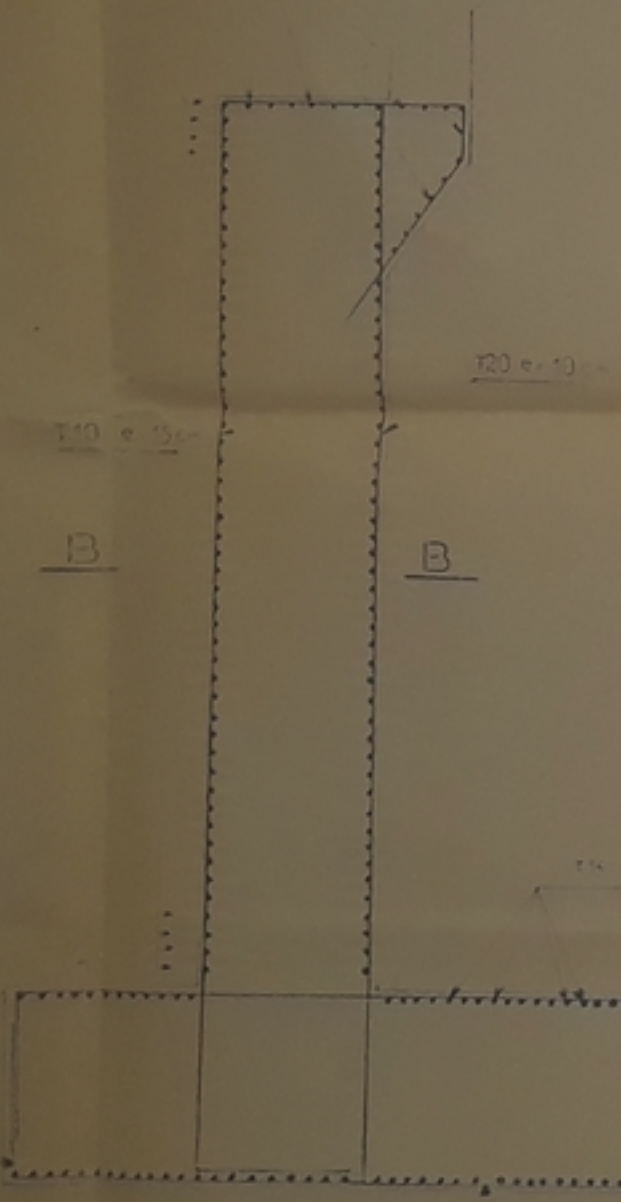
FERR MUR GARDE GREVE ECH 1/10



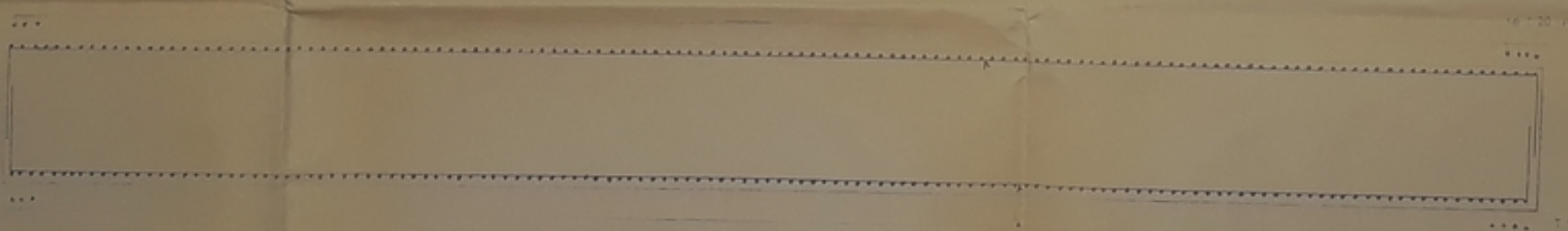
FERR DALLE DE TRANSITION ECH 1/25



FERR MUR FRONTAL SEMELLE ECH 1/25



COUPE A-A ECH 1/25



PS04084
-7-

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
PROMOTION: JUIN 87	
PROJET DE FIN D'ETUDES	
PONT A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAINTE (EN PRETENSION)	
DESIGNATION	PROPOSE PAR: SAPTA
FERRAILLAGE - CULEE - SEMELLE	ETUDE PAR: R-BOUDELLA T-KADRI
ECHELLE: 1/10 - 1/25 - 1/50	DIRIGE PAR: M-ZOUKH

