

93 F.

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Génie_Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

**Pont a poutres
en
beton precontraint**

9 PLANCHES

Proposé par : La

SEROA

Etudié par : Mrs

Setbel malek

Hadbi morad

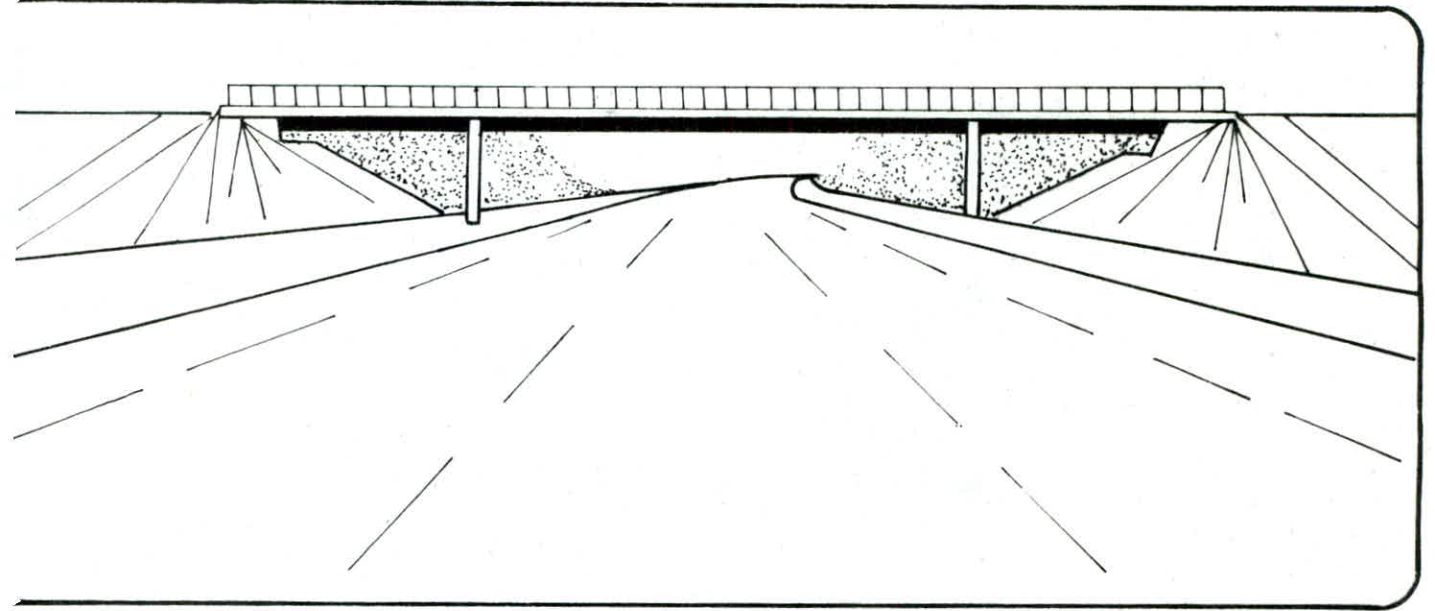
Dirigé par : Mme

Mohabeddine

PROMOTION : Janvier 1987

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Ecole Nationale Polytechnique
Departement Genie _Civil



PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAIT

PROJET DE FIN D'ETUDES :

- _ PROPOSE PAR LA ENEROA EX SEROA
- _ ETUDIE PAR MM HADBI MORAD _SETBEL MALEK.
- _ DIRIGE PAR Mme MOHABEDDINE

SOMMAIRE

| | | |
|---------|---|---------|
| I . | Introduction | 1 |
| II . | Caracteristiques des materiaux | 2 - 4 |
| III . | Caracteristiques geometriques de la poutre | 5 - 6 |
| IV . | Charges et surcharges | 7 - 10 |
| V . | Calcul des efforts sous charges et surcharges | 11 - 18 |
| VI . | Calcul des efforts dans la poutre | 19 - 29 |
| VII . | Etude du Platelage | 30 - 38 |
| VIII . | Etude de la precontrainte des poutres | 39 - 44 |
| IX . | Pertes et chutes de tension | 45 - 48 |
| X . | Verification des contraintes | 49 - 55 |
| XI . | Verification à la rupture | 56 - 57 |
| XII . | Armatures transversales | 58 - 59 |
| XIII . | Etude de la zone d'about | 60 - 62 |
| XIV . | Calcul des deformations | 63 - 66 |
| XV . | Joint de chaussée | 67 - |
| XVI . | Appareils d'appui | 68 - 71 |
| XVII . | Verification des appareils d'appui | 72 - 74 |
| XVIII . | Etude de la pile | 75 - 81 |
| XIX . | Etude de la culée | 82 - 91 |
| | Bibliographie. | |

Introduction.

Le present ouvrage dont nous faisons l'étude est un pont à poutres multiples en béton précontraint par post-tension. il sera implanté à BOUSSOUAOU et permettra de traverser l'autoroute de l'est.

Cet ouvrage est constitué de 4 travées. Les travées de rives font 23,43 m de long, et les travées intermédiaires font 31,96 m de long.

La largeur de la chaussée est de 10,25 m, d'où nous aurons 3 voies de circulation de 3,08 m, et de deux bandes de guidage de 0,5 m de part et d'autre de la chaussée. Présence de 2 trottoirs de 1,625 m de largeur chacun

Structure du pont

Le Tablier: le tablier est constitué par :

- Le platelage: formé d'un hourdis de 20 cm d'épaisseur recouvert d'une couche d'asphalte et d'une chape d'étanchéité d'épaisseur totale de 8 cm.
L'hourdis étant coulé sur place, il est prévu des barres d'amorces laissées en attente sur la table de la poutre pour la liaison poutre-dalle
- Poutraison: constitue le support du platelage et se compose de 9 poutres principales en Béton précontraint d'entre-axe 1,45 m.

Les Appuis:

Les appuis constitués de 3 piles et de 2 culées. ces éléments essentiels de l'ouvrage supportent les efforts transmis par le tablier, et les transmettent aux fondations.

Les Fondations.

Les Fondations de notre ouvrage sont sur pieux en raison des mauvaises caractéristiques du sol d'implantation.

caracteristiques des materiaux utilises.



1. Beton armé

A. beton.

le beton utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux regles

CC BA 68.

- ciment CPA. 325
- Dosage du beton 400 kg/m^3
- controle strict.
- Diametre des plus gros granulats $C_g = 25 \text{ mm}$

Contraintes admissibles de compression.

d'après l'article 94 du CC BA 68 $\bar{\sigma}' = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28}$; $\sigma'_{28} = 300 \text{ bars}$.

α : coefficient qui depend de la classe du ciment (dans notre cas $\alpha = 1$).

β : coefficient qui depend de la nature du controle (controle strict $\beta = 1$).

γ : coefficient qui depend de l'épaisseur relative des elements, et des dimensions des granulats ($\gamma = 1$, $\frac{h_m}{4C_g} > 1$; avec h_m épaisseur de la pièce)

δ : coefficient qui depend du type de sollicitation $\delta = 0,3$ en compression simple
 $\delta = 0,6$ en flexion simple.

ϵ : coefficient qui depend de la forme de la section et de la nature de la sollicitation.

$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 1 \text{ en Flexion simple pour les sections rectangulaires} \\ \epsilon = 1 \text{ en compression simple} \\ 0,5 \leq \epsilon \leq 1 \text{ pour les autres cas.} \end{array} \right.$

Nous avons.

- En compression simple. $\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 300 = 90 \text{ bars}$.

- En Flexion simple. $\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 300 = 180 \text{ bars}$.

B. Acier.

* contrainte de traction admissible $\bar{\sigma}_u = f_a \cdot \sigma_{en}$.

avec σ_{en} : contrainte d'élasticité nominale.

f_a : $2/3$ pour les sollicitations du 1^{er} genre.

Aciers utilisés FeE 40 HA.

| Diametre | | $\phi \leq 20 \text{ mm}$ | $\phi \geq 25 \text{ mm}$ |
|------------------|--------------------|---------------------------|---------------------------|
| σ_{en} | kg/cm ² | 4200 | 4000 |
| | bars | 4120 | 3920 |
| $\bar{\sigma}_a$ | kg/cm ² | 2800 | 2667 |
| | bars | 2746 | 2613 |

* contrainte de traction imposée par la condition de fissuration dans le cas où la fissuration sera nuisible à la bonne tenue de l'ouvrage, σ_n pourra limiter la contrainte admissible dans les aciers. les valeurs maximale de la contrainte dans les aciers sera limitée par la plus grande des deux valeurs suivantes.

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\sigma}{\phi} \frac{\hat{w}_f}{1 + 10 \hat{w}_f}$$

$$\sigma_2 = 2,14 \sqrt{k \cdot \frac{\sigma}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

avec: \varnothing : diamètre nominal de la plus grosse des barres tendues [mm].

K: coefficient qui dépend de l'importance de la fissuration.

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de fissuration (= 116 pour les aciers de H.A.).

$\hat{w}_f = \frac{A}{B_f}$: pourcentage de fissuration avec A: section totale des barres tendues. B_f: section d'enrobage de ces barres.

* contrainte admissible de traction pour les armatures d'âme pour pouvoir utiliser les armatures d'âme droite, il faut que la condition suivante soit vérifiée.

$$\Sigma_b \leq 3,15 \sigma_b \quad \text{si } \sigma_b' \leq \bar{\sigma}_{b0}$$

$$\Sigma_b \leq \left(4,15 \cdot \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b0}}\right) \cdot \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}_{b0} < \sigma_b' < 2\bar{\sigma}_{b0}$$

dans ce cas: $\bar{\sigma}_{at} = \gamma_{at} \cdot \sigma_{en}$.

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

* contrainte d'adhérence admissible.

$$\bar{\Sigma}_b = \begin{cases} 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b & \text{pour les poutres} \\ 2,15 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b & \text{pour les dalles et hourdis.} \end{cases} \quad [\psi_d = 1,5 \text{ pour HA}]$$

2. Béton précontraint.

A. béton.

Resistance nominale: - compression: $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$

- traction: $\sigma_n = \sigma_{28} = 7 + 0,106 \cdot \sigma'_{28} = 31 \text{ kg/cm}^2$

contraintes admissibles: selon les dispositions de l'IP 1, les contraintes sont:

$$\text{en compression } \bar{\sigma}' = \begin{cases} 0,142 \sigma'_n = 168 \text{ kg/cm}^2 & \text{en service} \\ 0,155 \sigma'_n = 220 \text{ kg/cm}^2 & \text{en construction} \end{cases}$$

en traction $\bar{\sigma} = 0$ (en service).

B. Armatures.

Les câbles utilisés sont du type Freyssinet 6T13 I.

l'ancrage est du type actif-actif.

les caractéristiques données par les constructeurs sont les suivantes

- Module d'élasticité ----- $2 \cdot 10^6 \cdot \text{kg/cm}^2$
- Contrainte de rupture garantie ----- $18666,66 \text{ kg/cm}^2$
- contrainte de déformation garantie -- $15734,76 \text{ kg/cm}^2$
- section utile d'un câble ----- $5,58 \text{ cm}^2$.
- diamètre extérieur de la gaine ----- $5,1 \text{ cm}^2$
- coefficient de frottement câble-gaine -- $0,2 \text{ rd}^{-1}$

| | | |
|-----------------------------|-------|-----------|
| coefficient de perte | ----- | 0,01 rd/m |
| perte par blocage d'ancrage | ----- | 5 mm |
| Relaxation à 1000 h | ----- | 2,5% |
| Relaxation à 3000 h | ----- | 6% |

Caracteristiques Geometriques de la poutre.

Dimensionnement.

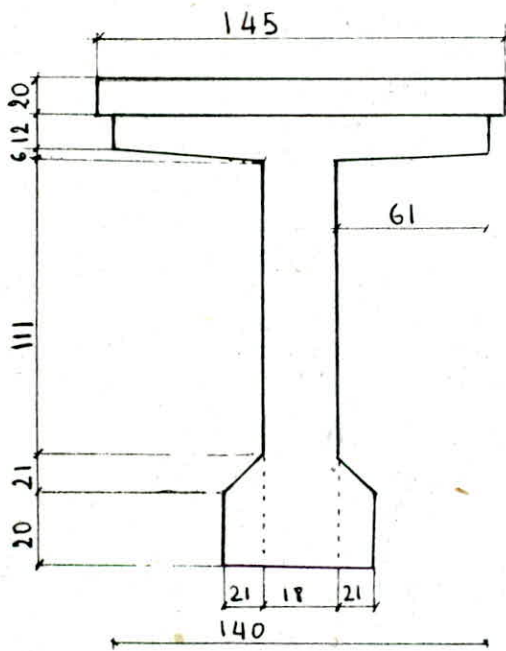
- Pour une portée $L \geq 20$ m. La hauteur de la poutre doit être prise en respectant la double inégalité suivante. $\frac{L}{20} - 0,20 \leq h_t \leq \frac{L}{20} + 0,15$
Comme nous avons $L = 31,96$ m, $1,398 \leq h_t \leq 2,098$ m (condition vérifiée $h_t = 1,70$ m)

- l'épaisseur de l'âme doit être prise en respectant l'inégalité

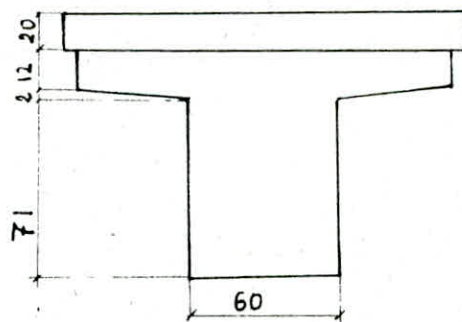
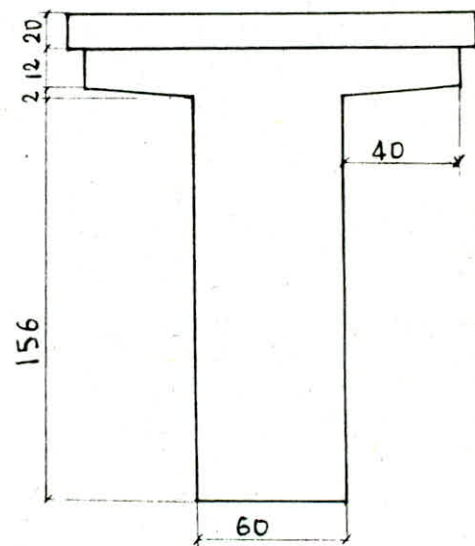
$$e \geq \frac{h_t}{40} + 9$$

Comme nous avons $e = 18$ cm., $e = 18$ cm $>$ $13,25$ cm vérifiée

section Mediane



section d'about



section d'about.

| Caractéristiques | | B [cm ²] | S _a [cm ³] | I [cm ⁴] | V _i [cm] | V _s [cm] |
|-------------------------|------------------|----------------------|-----------------------------------|----------------------|---------------------|---------------------|
| Sections | | | | | | |
| Section médiane | Poutre seule | 6171 | 580 691,1 | 237 695 478,1 | 94,1 | 75,90 |
| | Poutre + hourdis | 9071 | 116 444 427 | 352 315 41,51 | 128,37 | 61,63 |
| Section d'about | Poutre seule | 11242,4 | 103 744 8,67 | 304 036 997,7 | 92,28 | 77,72 |
| | Poutre + hourdis | 14142,4 | 167 191 4,52 | 444 255 04,25 | 118,22 | 71,78 |
| Section réduite (about) | Poutre seule | 6142,4 | 29 858 2,06 | 420 549 0,42 | 48,61 | 36,39 |
| | Poutre + hourdis | 9042,4 | 63 513 8,17 | 690 365 2,95 | 70,2 | 34,76 |

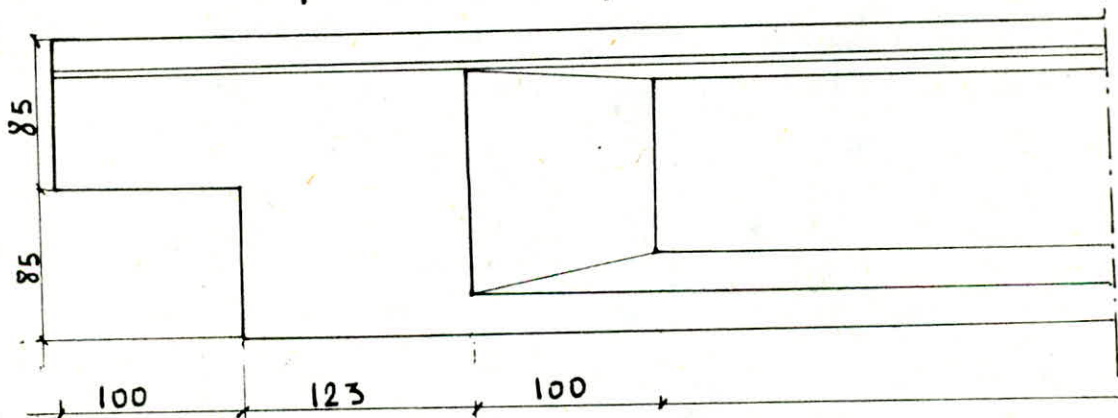
S_a: moment statique de la section considérée par rapport à la fibre inférieure

V_i et V_s: distance respectivement, entre le C.D.G de la section et la fibre inférieure et supérieure.

I: moment d'inertie de la section par rapport à son C.D.G

i: rayon de giration de la section. $i^2 = I/B$.

Section équivalente de la poutre.



Section équivalente de la poutre.

S₁: La section d'about réduite = 6142,4 cm²

L₁: longueur correspondante à S₁ = 1,00 m

S'₁: La section d'about = 11242,4 cm²

L'₁: longueur correspondante à S'₁ = 1,23 m.

S₂: La section médiane = 6171 cm²

ΔL: longueur de transition = 1,00 m.

L₂: longueur correspondant à S₂ = 27,5 m.

$$S_{eq-L} = 2 \left(S_1 L_1 + S'_1 L'_1 + \frac{S'_1 + S_2}{2} \Delta L \right) + S_2 L_2 \Rightarrow S_{eqi} = 7104,41 \text{ cm}^2$$

charges et surcharges.

I) charges permanentes :

poids propre des 9 poutres : $2,5 \cdot 0,7104 \cdot 9 = 15,98 \text{ t/mL}$
 " " de la dalle : $8 \cdot h \cdot b = 2,5 \cdot 0,2 \cdot 13,75 = 6,87 \text{ t/mL}$.
 $\Sigma = 22,85 \text{ t/mL}$

Superstructure :

revêtement : $0,08 \cdot 2,2 \cdot 10,25 = 1,804 \text{ t/mL}$
 glissière et garde corps : $= 0,25 \text{ t/mL}$
 trottoirs : $2 \cdot (1,625 \cdot 2,5 \cdot 0,26) = 2,12 \text{ t/mL}$
 corniches : $2 \cdot (0,7 \cdot 2,5 \cdot 0,2) = 0,875 \text{ t/mL}$
 chape : $0,01 \cdot 2,2 \cdot 10,25 = 0,225 \text{ t/mL}$.
 $\Sigma = 5,274 \text{ t/mL}$

II) Surcharges :

. caractéristique du pont :

Largeur chargeable : $L_s = L_r - 2 \cdot 0,5 = 9,25 \text{ m}$.

Nombre de voies de circulation : $N = E \left(\frac{L_s}{3} \right) = 3$

$L_v = \frac{L_s}{N} = \frac{9,25}{3} = 3,08 \text{ m}$.

classe du pont : $L_s = 9,25 \text{ m} > 7 \text{ m} \Rightarrow$ notre pont est de 1^{ère} classe.

. surcharge de chaussée :

surcharge A :

$A = K \cdot A(L) \cdot \frac{p_0}{l_v}$

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

$L = 31,96 \text{ m}$.

$A(L) = 1048,92 \text{ kg/m}^2$.

$l_0 = 3,5 \text{ m}$ (pont de 1^{ère} classe)

$l_v =$ Largeur d'une voie = $3,08 \text{ m}$

K: est un coefficient qui dépend du nombre de voies chargées et de la classe du pont.

| | | | | | |
|---|---|---|-----|------|----------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
| K | 1 | 1 | 0,9 | 0,75 | 0,7 |

$A = K \cdot A(L) \cdot \frac{p_0}{l_v} = K \cdot 1048,92 \cdot \frac{3,5}{3,08} = 1191,95 \cdot K \text{ kg/m}^2$

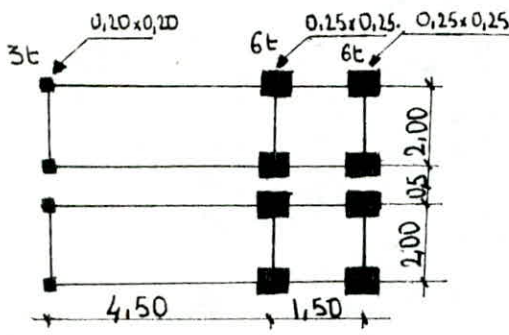
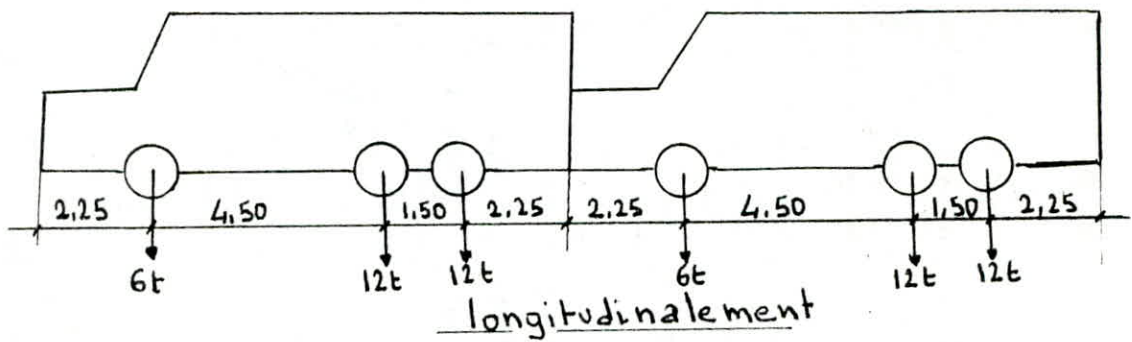
remarque: La surcharge A n'est pas frappée de majoration dynamique, il en a été tenu compte dans l'établissement de la formule donnant "A".

| nbre de voies chargées | 1 | 2 | 3 |
|------------------------|---------|---------|---------|
| K | 1 | 1 | 0,9 |
| A (kg/m ²) | 1191,95 | 1191,95 | 1072,75 |

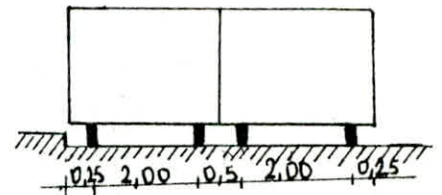
b) système de surcharge B.

c'est un système de charges roulantes et concentrées. Il comprend 3 systèmes distincts.

- Le système Bc : qui se compose de camions types. Il sera disposé sur la chaussée dans le sens transversal autant de convois qu'il ya de voies de circulation. Dans le sens longitudinal, le nombre de camions à disposer est limité à deux.



En Plan

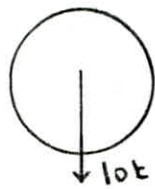


Transversalement.

Les surcharges Bc sont pondérables par un coefficient b_c qui est donné en fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées. Pour les ponts de 1^{re} classe, les valeurs de b_c sont les suivantes :

| nombre de files | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
|-----------------|-----|-----|------|-----|-----|
| b_c | 1,2 | 1,1 | 0,95 | 0,8 | 0,7 |

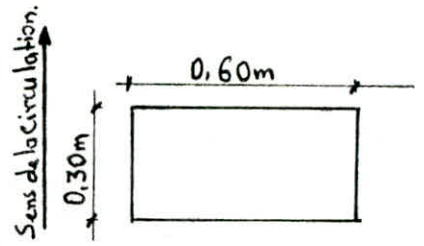
- Le système Br : qui se compose d'une roue isolée de masse 10t, sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé de côté transversal mesurant 0,6m et de côté longitudinal égal à 0,3m. Elle pourra être disposée n'importe où sur la chaussée.



Longitudinalement

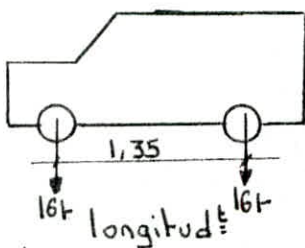


Transversalement

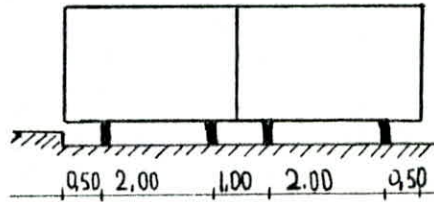


En plan.

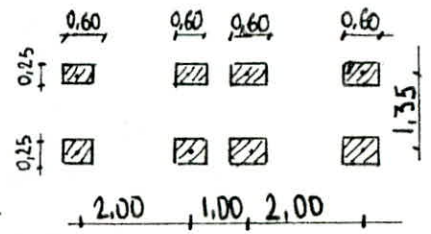
- Le système Bt : Il se compose de deux essieux. chaque tendem est supposé circuler dans une bande de 3m de large. le nombre de tendem est limité à deux dans le sens transversal et à un dans le sens longitudinal.



longitudinal



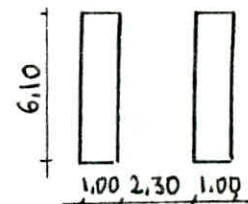
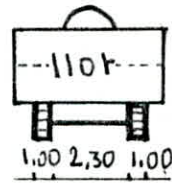
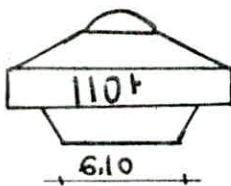
En plan transversal.



En plan.

c) Surcharges militaires : Π_{C120} .

Un véhicule type Π_{C120} comporte 2 chenilles, dont la masse totale est de 110t. La longueur de chenille 6,10 m. l'entre-axe des chenilles est de 3,30m



d) surcharges exceptionnelles (convoi type D)

Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de longueur. remarque: cette surcharge n'est pas frappée de majoration pour effet dynamique, elle est supposée ne développer aucune réaction de freinage.

e) calcul du tablier:

En considère une charge uniformément répartie de 450 kg/m^2 , elle sera disposée tant en longueur qu'en largeur pour produire l'effet maximal envisagé. ces effets peuvent éventuellement être cumulés avec ceux du système B ou des charges militaires.

f) calcul des poutres:

En applique sur les trottoires une surcharge uniforme de 150 kg/m^2 de façon à produire l'effet maximal cherché.

Calcul des coefficients de majoration dynamique

Le coefficient de majoration dynamique δ est calculé pour chaque élément de l'ouvrage, et est donné par l'expression suivante.

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

pour les poutres principales.

L : portée de la travée

P : est le poids total correspondant à la travée

S : est la surcharge maximale que l'on peut appliquer sur le tablier de cette travée

pour la dalle.

soit l_r : La largeur roulable

l : La distance entre-axes des poutres de rives

$l_1 = \max(l_r, l)$.

si $l_1 < L$ (portée de la travée) on prendra l_1

si $l_1 > L$ " " on prendra L

P est le poids total du tablier (sauf les poutres principales) correspondant à la surface: l_1 par la largeur totale du pont.

S est la surcharge maximale que l'on peut disposer sur la distance l après comparaison.

| | B_c | B_t | B_r | Π_{c120} |
|-------------------|-------|-------|-------|--------------|
| δ_{dalle} | 1,299 | 1,202 | 1,135 | 1,249 |
| δ_{poutre} | 1,081 | 1,064 | 1,055 | 1,072 |

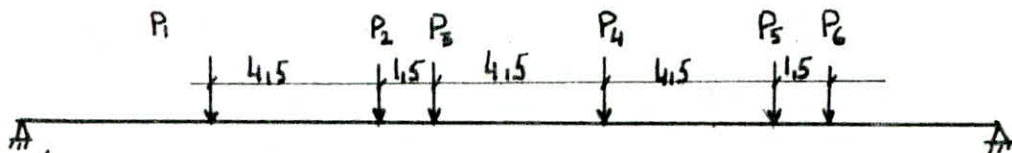
CALCUL DES EFFORTS SOUS CHARGES ET SURCHARGES

Sous l'effet des : charges permanentes, surcharge A, surcharge de trottoirs, surcharge militaire Π_{120} et surcharge exceptionnelle Δ , le moment maximum longitudinal est obtenu à mi-travée. Par contre pour le système Bc, le moment maximal est obtenu dans une section "S" qu'il faudra déterminer.

Détermination de la position "S"

Pour cela, considérons une file de roues du convoi Bc sur notre travée et appliquons le théorème de BARRE.

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



$$R = \sum_{i=1}^6 P_i = 30 \text{ t.}$$

Pour une charge P_i pouvant engendrer le moment maximum, le changement doit vérifier la double inéquation $\sum_{i=0}^i P_i \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{i=1}^i P_i$

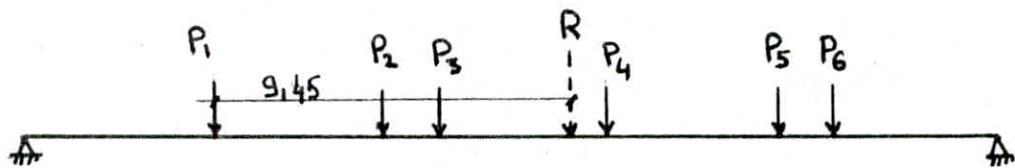
| | | |
|---------|----------------------|-----|
| P_1 : | $0 \leq 15 \leq 3$ | non |
| P_2 : | $3 \leq 15 \leq 9$ | non |
| P_3 : | $9 \leq 15 \leq 15$ | oui |
| P_4 : | $15 \leq 15 \leq 18$ | oui |
| P_5 : | $18 \leq 15 \leq 24$ | non |
| P_6 : | $24 \leq 15 \leq 30$ | non |

Il apparaît que l'une des 2 charges P_3 ou P_4 est en mesure de produire le moment maximum.

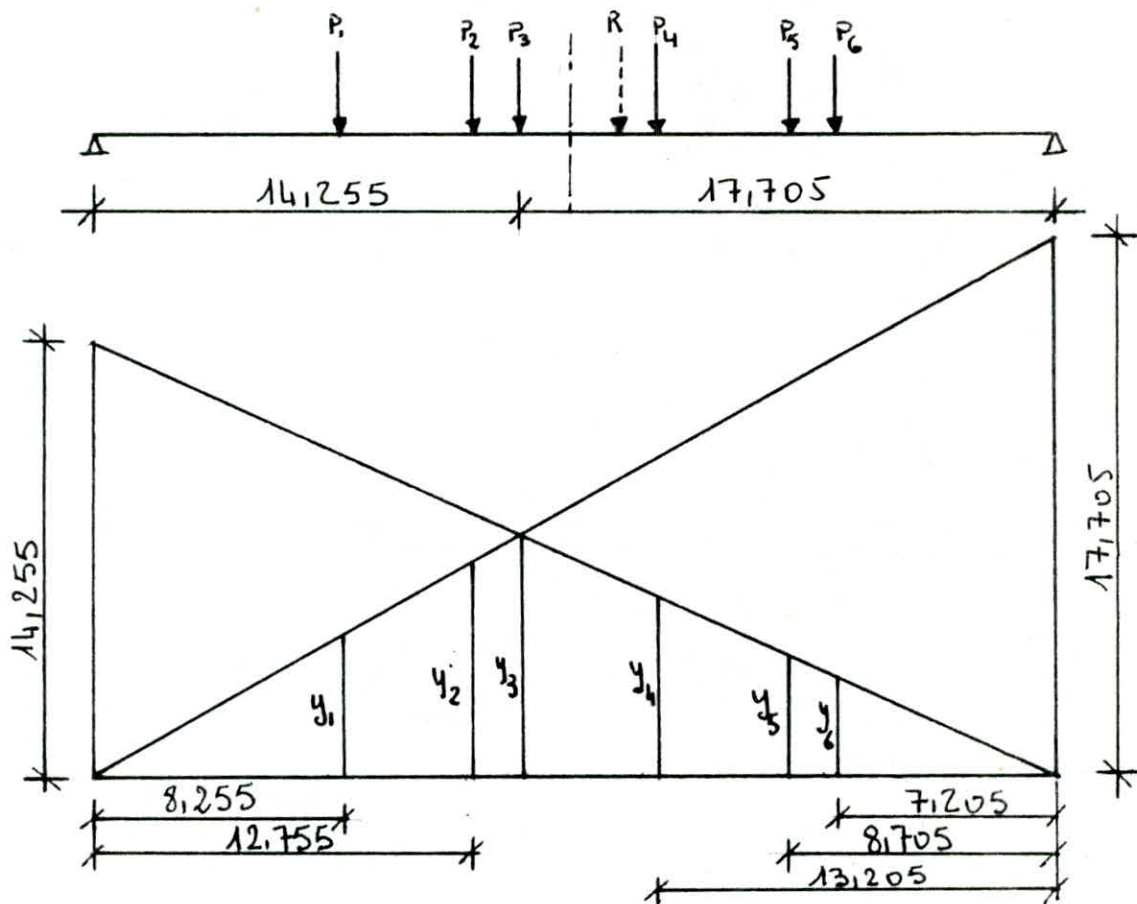
Cherchons le point d'application de la résultante R en prenant comme origine le point d'application de P_1 .

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

$$x_R = \frac{3 \cdot 0 + 6 \cdot 4,5 + 6 \cdot 6 + 3 \cdot 10,5 + 6 \cdot 15 + 6 \cdot 16,5}{30} = 9,45 \text{ m.}$$



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



$$\frac{y_3}{14,255} = \frac{y_2}{12,755} = \frac{y_1}{8,255} = \frac{17,705}{31,96} \Rightarrow$$

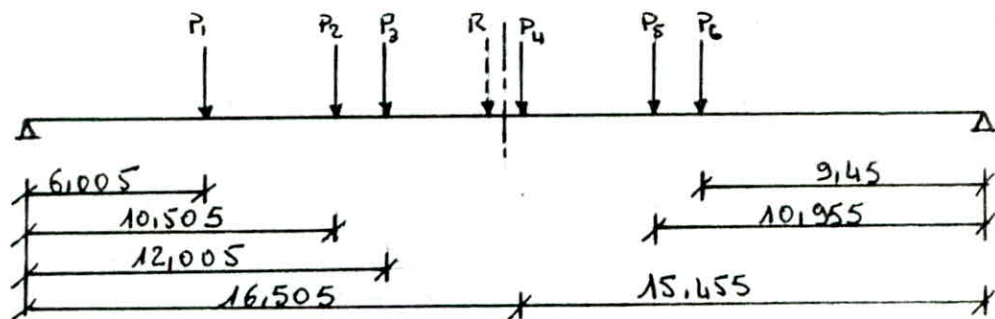
$$\begin{aligned} y_1 &= 4,569 & \text{avec } P_1 &= 3t \\ y_2 &= 7,059 & P_2 &= 6t \\ y_3 &= 7,89 & P_3 &= 6t \end{aligned}$$

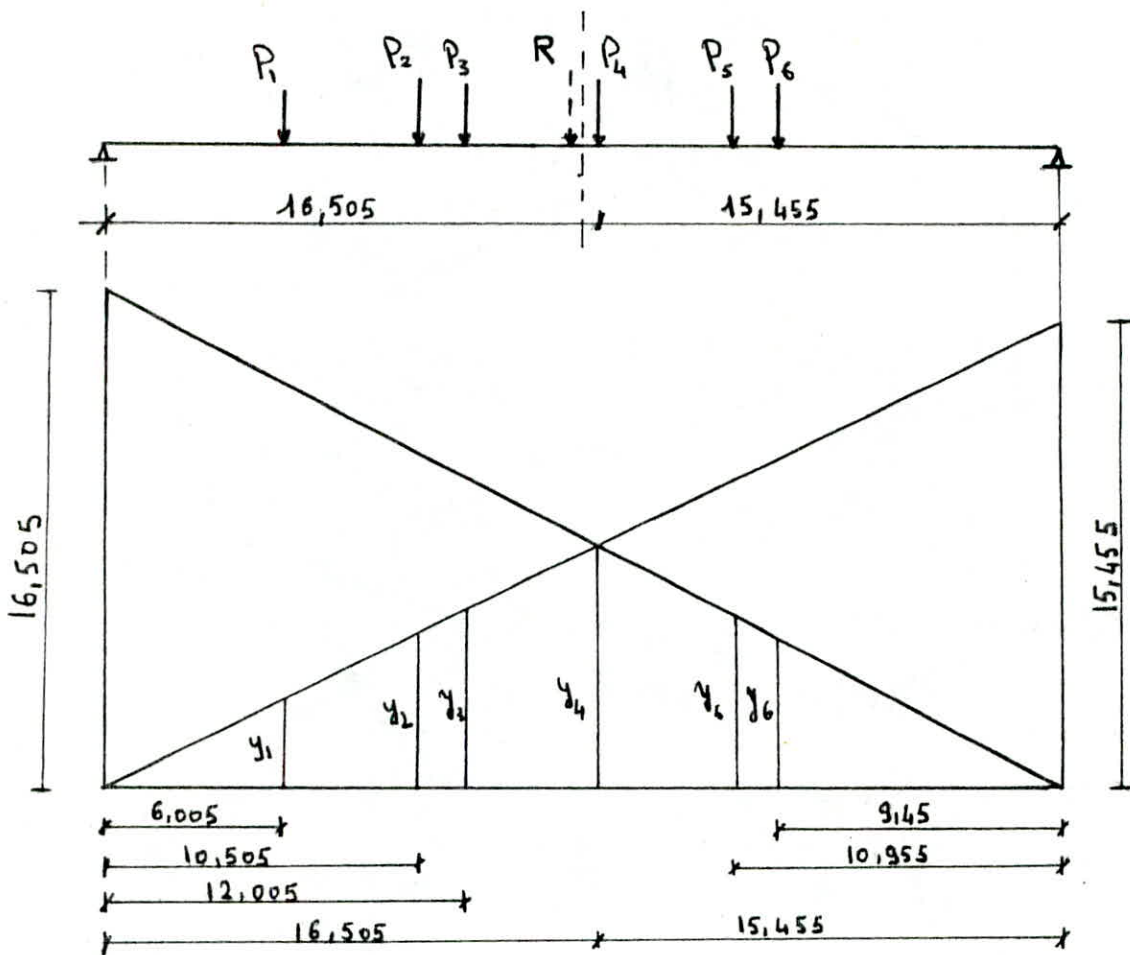
$$\frac{y_4}{13,205} = \frac{y_5}{8,705} = \frac{y_6}{7,205} = \frac{14,255}{31,96} \Rightarrow$$

$$\begin{aligned} y_4 &= 5,88 & \text{avec } P_4 &= 3t \\ y_5 &= 3,879 & P_5 &= 6t \\ y_6 &= 3,21 & P_6 &= 6t \end{aligned}$$

$$M = \sum_{i=1}^6 P_i y_i \Rightarrow M = 163,575 t.m$$

- Calculons maintenant le moment dans la section au droit de laquelle on place P_4 , cette dernière étant disposée symétriquement à R par rapport à la section médiane de la travée.





$$\frac{15,455}{31,96} = \frac{y_1}{6,005} = \frac{y_2}{10,505} = \frac{y_3}{12,005} \Rightarrow$$

$$\begin{aligned} y_1 &= 2,90 \\ y_2 &= 5,07 \\ y_3 &= 5,80 \end{aligned}$$

$$\text{avec } \begin{aligned} P_1 &= 3 \text{ t} \\ P_2 &= 6 \text{ t} \\ P_3 &= 6 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\frac{16,505}{31,96} = \frac{y_4}{15,455} = \frac{y_5}{10,955} = \frac{y_6}{9,145} \Rightarrow$$

$$\begin{aligned} y_4 &= 7,98 \\ y_5 &= 5,65 \\ y_6 &= 4,88 \end{aligned}$$

$$\text{avec } \begin{aligned} P_4 &= 3 \text{ t} \\ P_5 &= 6 \text{ t} \\ P_6 &= 6 \text{ t} \end{aligned}$$

$$M = \sum_{i=1}^6 P_i y_i \Rightarrow M = 161,04 \text{ t.m}$$

$$M_{P_3} = 163,575 \text{ t.m} > M_{P_4} = 161,04 \text{ t.m}$$

Il apparaît donc que la section au droit de P_3 placée symétriquement à la résultante R de toutes les charges par rapport à la section médiane de la travée, est la section dangereuse cherchée. sa position est donc :

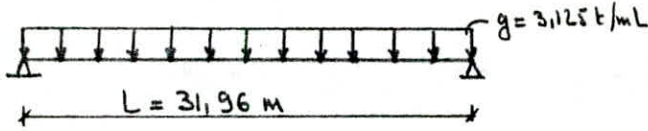
$$x_s = 14,255 \text{ à partir de l'appui}$$

$$x_s = \frac{14,255}{31,96} \cdot L \Rightarrow x_s = 0,446 L$$

1. EFFORTS DUS AUX CHARGES PERMANENTES

$$q_G = 28,124 \text{ t/mL}$$

pois propre revenant à une poutre : $\frac{q_G}{9} = 3,125 \text{ t/mL}$.



pour une section quelconque située à une distance x de l'appui, le moment fléchissant est donné par :

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

et l'effort tranchant par :

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

x étant une fraction de L , posons $x = mL$ (m prend les valeurs de : 0 ; 0,125 ; 0,25 ; 0,375 ; 0,446 ; et 0,5) les formules donnant M et T deviennent

$$M(mL) = m(1-m)g \frac{L^2}{2} \quad \text{et} \quad T(mL) = (0,5 - m)g \cdot L$$

Nous représentons dans le tableau ci-dessous les résultats obtenus pour les différentes sections considérées

| Section | 0 | 0,125L | 0,25L | 0,375L | 0,446L | 0,5L |
|-----------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|
| M (t.m) | 0 | 174,56 | 299,24 | 374,06 | 394,33 | 398,99 |
| T (t) | 49,95 | 37,45 | 24,97 | 12,48 | 5,39 | 0 |

2. SURCHARGE A

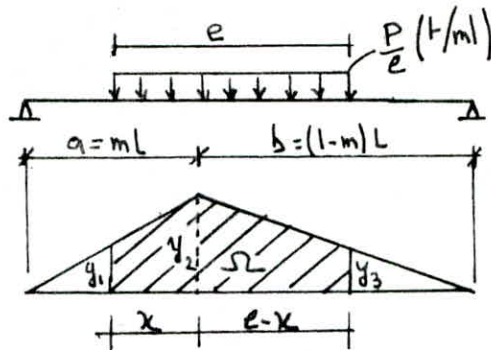
nous désignons par q_A l'intensité en t/mL due à l'application de A alors :

$$q_A = N \cdot l_v \cdot A$$

avec : N : nombre de voies chargées
 l_v : largeur d'une voie (3,08 m)

Nous déterminerons les efforts M et T pour les différents cas de chargement de la chaussée.

3. Surcharge militaire M_{c120} et convoi exceptionnel D



$$y_1 = \frac{b(e-x)}{L}$$

$$y_2 = \frac{ab}{L}$$

$$y_3 = \frac{a(b-e+x)}{L}$$

$$\Rightarrow \Omega = -\frac{x^2}{2} + \frac{a \cdot e}{L} x + \frac{a \cdot e}{L} \left(b - \frac{e}{2} \right)$$

$$\Omega = \Omega_{\max} \Rightarrow \frac{d\Omega}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{a \cdot e}{L} = m \cdot e$$

Donc pour une position quelconque de la section $\Omega = m(1-m)(L - \frac{e}{2})e$

$$\text{ce qui entraine } M = \frac{P}{e} \cdot \Omega = m(1-m)(L - \frac{e}{2}) \cdot P$$

pour l'effort tranchant.

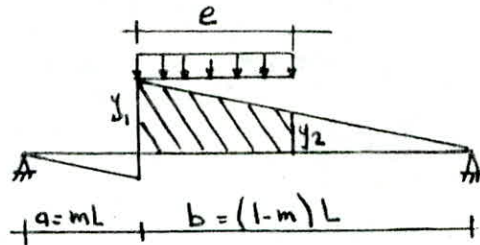
$$y_1 = 1 - m$$

$$y_2 = 1 - m - \frac{e}{L}$$

$$\Omega = \left[(1-m) - \frac{e}{2L} \right] \cdot e$$

$$\Rightarrow T = \left(1 - m - \frac{e}{2L} \right) P \quad \text{si } e \leq b$$

$$\text{si } e > b \text{ alors } \Omega = (1-m)^2 - \frac{L}{2} \Rightarrow T = (1-m)^2 \cdot \frac{L}{2e} \cdot P$$



N.B.

pour le système Π_{c120} : $e = 6,10 \text{ m}$
pour le convoi Δ : $e = 18,6 \text{ m}$.

surcharge militaire Π_{c120} :
les valeurs pour les différentes sections sont majorées par δ et représentées dans le tableau ci-après

| | Section | 0 | L/8 | L/4 | 3L/8 | S | L/2 |
|------------------|------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $\delta = 1,072$ | $\delta \cdot M$ [t.m] | 0 | 372,86 | 639,13 | 798,99 | 842,32 | 852,93 |
| | $\delta \cdot T$ [t] | 106,66 | 91,92 | 77,18 | 62,44 | 54,07 | 47,70 |

convoi Δ :

les valeurs pour les différentes sections sont données dans le tableau ci-après

| | Section | 0 | L/8 | L/4 | 3L/8 | S | L/2 |
|--|---------|--------|--------|--------|---------|---------|--------|
| | M [t.m] | 0 | 594,82 | 1019,7 | 1274,62 | 1343,74 | 1359,6 |
| | T [t] | 170,16 | 140,16 | 110,16 | 80,16 | 63,28 | 51,54 |

Surcharge de trottoirs.

pour le calcul des poutres principales on considère la surcharge uniforme de 150 kg/m^2 .

Pour une section quelconque $M = m(1-m) q \frac{L^2}{2}$

$$T = (0,5 - m) q \cdot L$$

| | q (t/m) | Sections | | 0 | L/8 | L/4 | 3L/8 | "S" | L/2 |
|---------------------|---------|----------|---------|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | T (t) | M (t.m) | | | | | | |
| 1 trottoir chargé | 0,243 | M | | 0 | 13,57 | 23,26 | 29,08 | 30,66 | 31,02 |
| | | T | | 3,88 | 2,97 | 2,18 | 1,51 | 1,19 | 0,97 |
| 2 trottoirs chargés | 0,487 | M | | 0 | 27,48 | 46,53 | 58,74 | 61,32 | 62,05 |
| | | T | | 7,76 | 5,94 | 4,36 | 3,03 | 2,38 | 1,94 |

Surcharge Bc.

pour une section quelconque, la charge Pa produisant l'effort maximal est celle qui vérifie les deux inégalités suivantes.

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

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

a et b étant les distances des appuis à la section considérée ($a+b=L$)
 $\sum_{\alpha=1}^n P_{\alpha} = 30t$ étant le poids d'une file de roues Bc

Une fois la charge produisant le moment maximum déterminée, on place le chargement Bc de manière à faire coïncider la dite charge avec la section considérée et l'on détermine les ordonnées y_i sur la ligne d'influence de la section au droit des charges P_{α} . Le moment maximum sera : $M = \sum_{\alpha=1}^n P_{\alpha} y_{\alpha}$

Dans un premier tableau nous résumerons les résultats obtenus ainsi que la disposition des charges correspondantes, et cela pour une file de roues Bc et pour toutes les sections considérées.

| Section | | Position défavorable du chargement. | | Effort max |
|----------------|---|-------------------------------------|---|-----------------|
| 0 | M | | | 0 |
| | T | | $y_1 = 1$ $y_2 = 0,953$ $y_3 = 0,812$ $y_4 = 0,671$ $y_5 = 0,624$ $y_6 = 0,483$ | 23,375 (t) |
| $\frac{L}{8}$ | M | | $y_1 = 3,1495$ $y_2 = 3,307$ $y_3 = 2,745$ $y_4 = 2,182$ $y_5 = 1,995$ $y_6 = 1,433$ | 78,408 [t.m] |
| | T | | $y_1 = 0,875$ $y_2 = 0,828$ $y_3 = 0,687$ $y_4 = 0,546$ $y_5 = 0,499$ $y_6 = 0,358$ | 19,623 |
| $\frac{L}{4}$ | M | | $y_1 = 4,867$ $y_2 = 5,992$ $y_3 = 4,867$ $y_4 = 3,742$ $y_5 = 3,367$ $y_6 = 2,242$ | 129,135 |
| | T | | $y_1 = 0,75$ $y_2 = 0,703$ $y_3 = 0,562$ $y_4 = 0,421$ $y_5 = 0,374$ $y_6 = 0,233$ | 15,867 |
| $\frac{3L}{8}$ | M | | $y_1 = 6,553$ $y_2 = 7,490$ $y_3 = 5,803$ $y_4 = 4,115$ $y_5 = 3,553$ $y_6 = 1,865$ | 153,27 |
| | T | | $y_1 = 0,625$ $y_2 = 0,578$ $y_3 = 0,437$ $y_4 = 0,390$ $y_5 = 0,249$ $y_6 = 0,108$ | 12,697 |
| S | M | | $y_1 = 4,573$ $y_2 = 7,065$ $y_3 = 7,896$ $y_4 = 5,889$ $y_5 = 3,882$ $y_6 = 3,213$ | 163,722 |
| | T | | $y_1 = 0,553$ $y_2 = 0,507$ $y_3 = 0,366$ $y_4 = 0,225$ $y_5 = 0,178$ $y_6 = 0,037$ | 9,987 |
| $\frac{L}{2}$ | M | | $y_1 = 4,99$ $y_2 = 7,24$ $y_3 = 7,99$ $y_4 = 5,74$ $y_5 = 3,49$ $y_6 = 2,74$ | 160,95 |
| | T | | $y_1 = 0,5$ $y_2 = 0,453$ $y_3 = 0,312$ $y_4 = 0,171$ $y_5 = 0,124$ | 8,424 |

Tableau des moments flechissants sous "A"

| Nombre de voies chargées | A [kg/cm ²] | q _A | 0 | 0,125L | 0,25L | 0,375L | 0,446L | 0,5L |
|--------------------------|-------------------------|----------------|---|--------|--------|---------|---------|---------|
| 1 | 1191,95 | 3,671 | 0 | 205,06 | 351,53 | 439,41 | 463,24 | 468,71 |
| 2 | 1191,95 | 7,342 | 0 | 401,12 | 703,07 | 878,83 | 926,49 | 937,12 |
| 3 | 1072,75 | 9,912 | 0 | 553,66 | 949,14 | 1186,43 | 1250,76 | 1265,52 |

Tableau des efforts tranchants sous "A"

| | | 1 | 2 | 3 |
|----------|-------------------------|----------|----------|---------|
| x=0 | A [kg/cm ²] | 1191,95 | 1191,95 | 1072,75 |
| | q _A [t/mL] | 3,671 | 7,342 | 9,912 |
| | T [t] | 58,66 | 117,32 | 158,38 |
| x=0,125L | A | 1284,571 | 1284,571 | 1156,11 |
| | q _A | 3,956 | 7,912 | 10,682 |
| | T | 44,913 | 89,82 | 121,26 |
| x=0,25L | A | 1398,22 | 1398,22 | 1258,39 |
| | q _A | 4,306 | 8,613 | 11,627 |
| | T | 38,705 | 77,411 | 104,505 |
| x=0,375L | A | 1540,28 | 1540,28 | 1386,25 |
| | q _A | 4,744 | 9,488 | 12,808 |
| | T | 29,612 | 59,225 | 79,954 |
| x=0,446L | A | 1637,78 | 1637,78 | 1474 |
| | q _A | 5,044 | 10,088 | 13,619 |
| | T | 24,738 | 49,476 | 66,793 |
| x=0,5L | A | 1722,89 | 1722,89 | 1550,60 |
| | q _A | 5,306 | 10,613 | 14,327 |
| | T | 21,197 | 42,394 | 57,233 |

calcul des efforts dans la poutre

1. Calcul de la raideur de Flexibilité d'une entretoise: elle est définie par M. GUYON avec la Formule suivante:

$$r = \frac{n}{2} \frac{a^4}{L} \sqrt{\frac{I_p}{I_E}}$$

avec
 n: nombre total des poutres principales.
 a: distance entre deux poutres principales
 L: portée des poutres principales.
 I_p : moment d'inertie propre d'une poutre principale
 I_E : moment d'inertie propre d'une entretoise

si $r < 0,3$ l'entretoise est considérée comme infiniment rigide et on ne tient pas compte de l'effet de la résistance du pont à la torsion. Dans ce cas, on utilise en général la Méthode de COURBON.

si $r \geq 0,3$. Il sera alors tenu compte de la rigidité réelle de l'entretoise et la Méthode "GUYON-MASSONNET" est la plus utilisée pour le calcul des ponts en tenant compte de l'effet de la résistance du pont à la torsion.

Dans notre cas. $a = 1,145 \text{ m}$. $n = 9$ $L = 31,96 \text{ m}$.

$$I_p = I_0 + (I - I_0) \frac{8}{3\pi}$$

I_0 = moment d'inertie de la section d'about = $30403699,77 \text{ cm}^4$

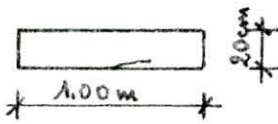
I = moment d'inertie de la section en travée = $23769547,81 \text{ cm}^4$

d'où:

$$I_p = 24772456,69 \text{ cm}^4 = 24,77 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

Notre pont ne comportant pas d'entretoises, c'est la dalle qui joue ce rôle considérons 1 m de dalle pour le calcul de I_E .

$$I_E = \frac{100 \cdot (20)^3}{12} = 66666,67 \text{ cm}^4$$



$$r = \frac{9 \cdot 1,145}{2 \cdot 31,96} \sqrt{\frac{24772456,69}{66666,67}} = 0,896$$

$r > 0,3$ On applique la Méthode GUYON-MASSONNET:

2. PRINCIPE DE LA METHODE GUYON-MASSONNET

A. Substituer au pont réel, un pont à structure continue, qui aura les mêmes rigidités moyennes à la Flexion et à la torsion de l'ouvrage réel et qui soit rigoureusement analysable par le calcul différentiel.

B. Analyser de manière approchée l'effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette répartition est analogue à celle qui résulterait d'une distribution sinusoïdale des charges suivant l'axe longitudinal du pont de la forme: $P(x) = P_1 \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$

Les deux paramètres fondamentaux:

désignons par: $-B_p = EI_p$ la rigidité Flexionnelle des poutres
 $-B_E = EI_E$ la rigidité Flexionnelle des entretoises.

E étant le module d'élasticité longitudinale.

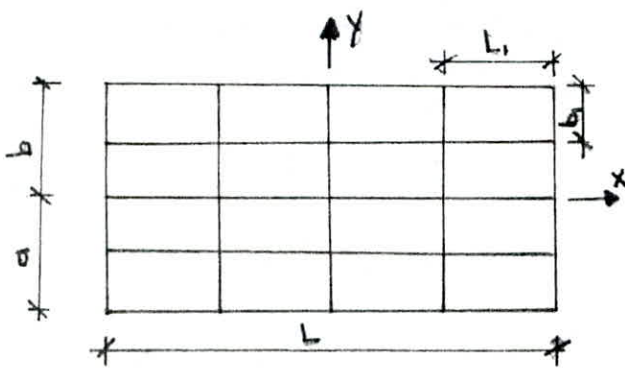
$-C_p = GI_{p_t}$ la rigidité torsionnelle des poutres
 $-C_E = GI_{E_t}$ la rigidité torsionnelle des entretoises

G étant le module d'élasticité transversale $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ avec ν : coefficient de Poisson
 I_{p_t} et I_{E_t} étant les moments de torsion.

Le tablier est constitué de n poutres espacées de b_1 et de m entretoises espacées de L_1 (L_1 : espacement fictif)

la rigidité Flexionnelle par unité de longueur de la structure équivalente:

$-e_p = \frac{B_p}{b_1}$ (poutres) $-e_E = \frac{B_E}{L_1}$ (entretoises)



Les rigidités torsionnelles par unité de longueur:

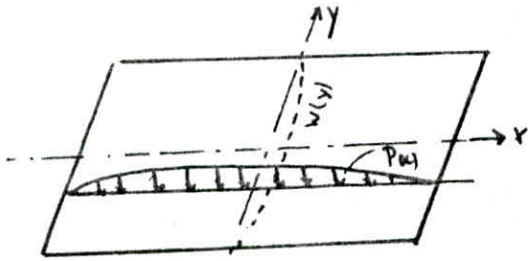
$$- \gamma_P = \frac{C_P}{b_1} \quad (\text{poutres})$$

$$- \gamma_E = \frac{C_E}{L_1} \quad (\text{entretoises})$$

Paramètre d'entretoisement: $\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{P_P}{P_E}}$

Paramètre de torsion: $\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{P_P \cdot P_E}}$ avec $0 \leq \alpha \leq 1$

a) coefficient de répartition transversale:



sous l'effet d'une charge linéaire répartie sur une parallèle à l'axe du pont (x) d'excentricité e suivant la loi sinusoïdale: $P(x) = P_1 \sin \frac{\pi x}{L}$

Le pont prend une déformée $w(x, y)$, telle que $w(x, y) = W(y) \cdot \sin \frac{\pi x}{L}$

si la charge $P(x)$, au lieu d'être répartie sur une droite, est uniformément étalée sur toute la largeur

2b du pont tout en restant sinusoïdale dans le sens longitudinal, le pont prend une déformée en surface cylindrique d'équation $w_m(x) = W_m \cdot \sin \frac{\pi x}{L}$

Par définition, le coefficient de répartition transversale est le rapport sans dimensions. $K(y) = \frac{W(x, y)}{W_m(x)} = \frac{W(y)}{W_m}$

Le coefficient de répartition transversale dépend des:

- Paramètres d'entretoisement θ
- Paramètre de torsion α
- Excentricité relative $\frac{e}{b}$ de la charge linéaire.
- ordonnée relative $\frac{y}{b}$ du point considérée du pont.

Des tables numériques à double entrée donnent les valeurs des fonctions K_0 (correspondant à $\alpha = 0$) et K_1 ($\alpha = 1$) pour les valeurs de θ figurant à l'annexe de l'ouvrage: "calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes" (Bares-Massonnet)

θ étant connu, on peut avoir les valeurs des fonctions K_0 et K_1 . Pour avoir les valeurs de K_α (K pour α calculé), SATTLER a établi la loi d'interpolation suivante:

- si $0 \leq \theta \leq 0,1$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0,105}$
- si $0,1 \leq \theta \leq 1,0$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{(1 - e^{-\frac{0,065 \cdot \theta}{0,663}})}$
- si $\theta > 1,0$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$

b) Largeur active et position active:

dans la méthode qui vient d'être exposée, toutes les valeurs se basent sur la largeur du système actif. Pour un pont à poutres, la largeur 2b à considérer est la suivante: $2b = (n-1)b_1 + 2\frac{b_1}{2} = nb_1$

dans notre cas: $2b = 9 \cdot 1,45 = 13,05 \text{ m}$.

La position active est égale à $\frac{(n-1)}{n}$ fois la position réelle.



La position réelle des poutres: $-b, -\frac{3b}{4}, -\frac{b}{2}, -\frac{b}{4}, 0, \frac{b}{4}, \frac{b}{2}, \frac{3b}{4}, b$

La position active des poutres: $-\frac{8}{9}b, -\frac{6}{9}b, -\frac{4}{9}b, -\frac{2}{9}b, 0, \frac{2}{9}b, \frac{4}{9}b, \frac{6}{9}b, \frac{8}{9}b$.

c) calcul des efforts dans les poutres.

Pour obtenir la valeur maximale des efforts, il faut disposer la charge transversalement sur le pont dans une certaine position que nous trouverons par tâtonnements à l'aide des lignes d'influence du coefficient de répartition transversale: $M_x = \frac{M_{0x}}{n} K_{max}(y)$ $T_x = \frac{T_{0x}}{n} K_{max}(y)$.

M_{0x} : moment flechissant total pour la travée n

T_{0x} : effort tranchant total pour la travée

n : nombre de poutres.

3. Calcul des paramètres

Rigidités flexionnelles par unité de longueur.

$$I_p = 24,77 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$b_0 = 1,45 \text{ m}$$

$$I_E = 6,67 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$l_0 = 1 \text{ m}$$

$$P_p = \frac{24,77 \cdot 10^6 \cdot E}{145} = 170844,528 E$$

$$P_E = \frac{6,67 \cdot 10^4 E}{100} = 666,67 E$$

Rigidités torsionnelles par unité de longueur.

Nous décomposons la section de la poutre en surfaces rectangulaires élémentaires

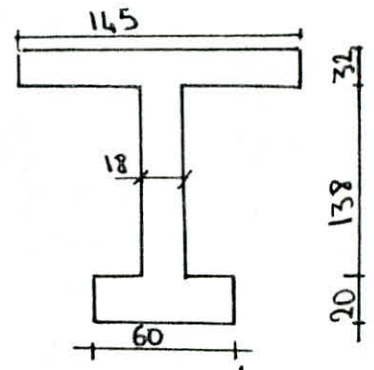
$$C_p = \frac{G}{3} \sum b_i h_i \quad b_i \text{ étant le plus petit côté}$$

$$C_p = \frac{G}{3} (145 \cdot 32^3 + \frac{138}{2} 18^3 + 60 \cdot 20^3) = 1877922,6676$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\nu = 0,15)$$

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1} = 5630,95 E$$

$$\gamma_E = \frac{C_E}{l_1} = \frac{G}{3l_1} \left[\frac{1}{2} b_0 h^3 \right] \Rightarrow \gamma_E = 840,57 E$$



a) Paramètre de torsion α .

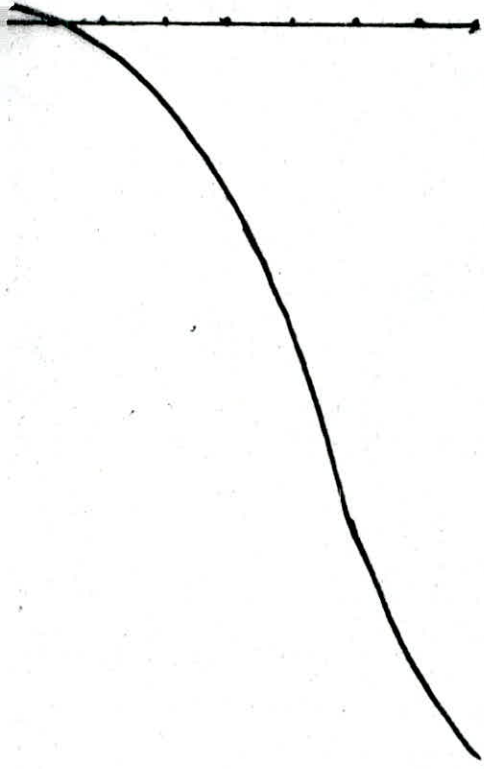
$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \sqrt{P_p \cdot P_E}} \Rightarrow \alpha = 0,303$$

b) Paramètre d'entretoisement θ .

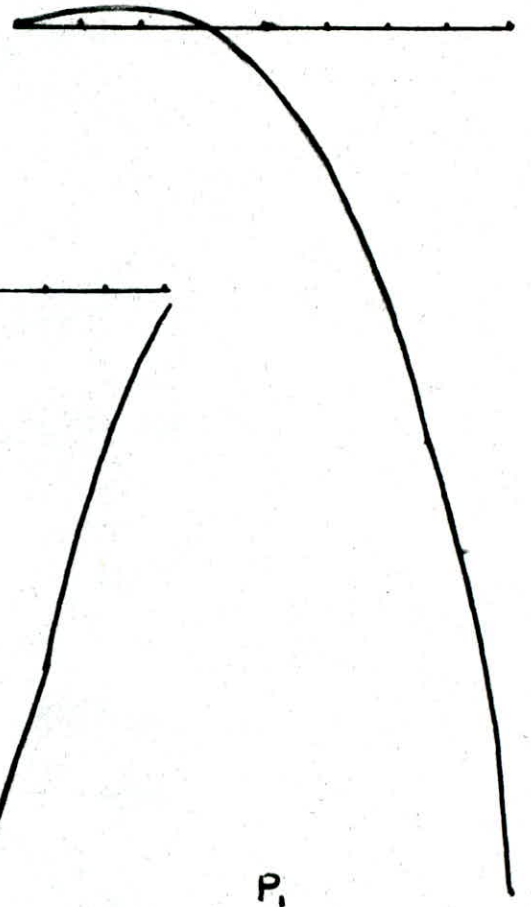
$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{P_p}{P_E}} \Rightarrow \theta = 0,86$$

$$\theta = 0,86 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha \left(1 - e^{-\frac{0,065 \cdot \theta}{0,663}} \right)$$

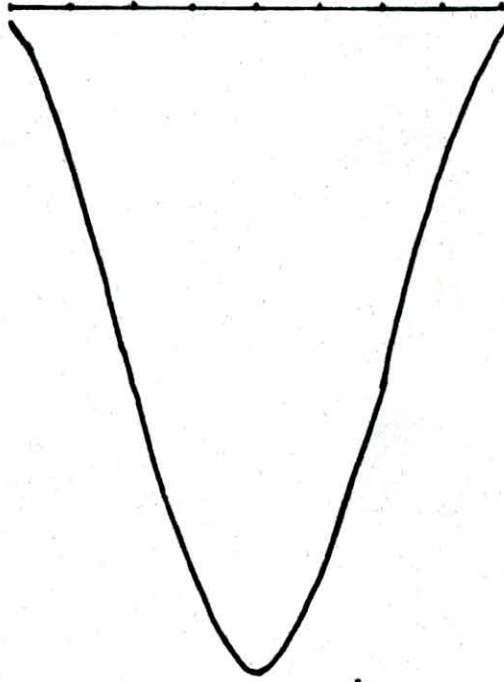
P_3



P_4



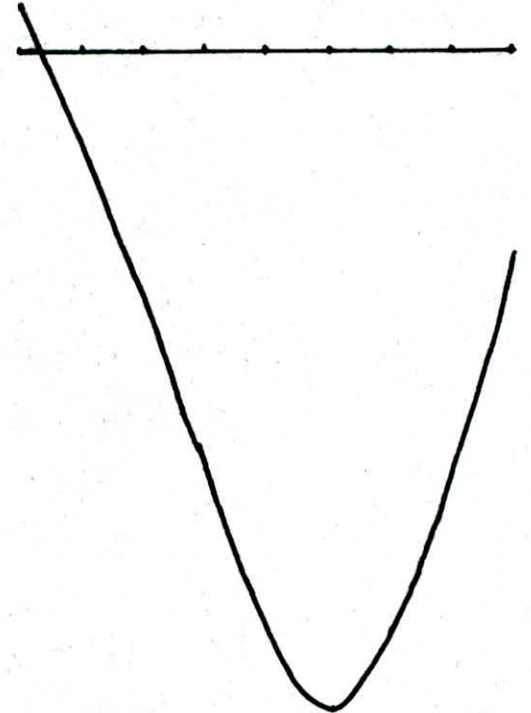
P_0



P_2



P_1



calcul des efforts dans les poutres.
 ligne d'influence du coefficient de répartition K.

| y e | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
|------|---------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0 | 0,0417 | 0,5122 | 1,0184 | 1,5181 | 1,7856 | 1,5181 | 1,0184 | 0,5122 | 0,0417 |
| b/4 | -0,146 | 0,1877 | 0,57 | 1,0307 | 1,5181 | 1,7949 | 1,5482 | 1,0715 | 0,5732 |
| b/2 | -0,1554 | 0,0255 | 0,2497 | 0,57 | 1,0184 | 1,5482 | 1,9339 | 1,8743 | 1,6520 |
| 3b/4 | -0,0894 | -0,0486 | 0,0255 | 0,1877 | 0,5122 | 1,0715 | 1,8743 | 2,7581 | 3,4330 |
| b | 0 | -0,0894 | -0,1554 | -0,1462 | 0,0417 | 0,5732 | 1,6520 | 3,4330 | 5,8235 |

Pour déterminer les lignes d'influences du coefficient de répartition positions actives, nous procéderons par interpolation linéaire.

- $P_1 (y = \frac{2}{9} b)$ Les valeurs de K seront calculées entre $y=0$ et $y = \frac{b}{4}$
 $P_2 (y = \frac{4}{9} b)$ " " " " $y = \frac{b}{4}$ et $y = \frac{b}{2}$
 $P_3 (y = \frac{6}{9} b)$ " " " " $y = \frac{b}{2}$ et $y = \frac{3b}{4}$
 $P_4 (y = \frac{8}{9} b)$ " " " " $y = \frac{3b}{4}$ et $y = b$

| y e | -b | $-\frac{3b}{4}$ | $-\frac{b}{2}$ | $-\frac{b}{4}$ | 0 | $\frac{b}{4}$ | $\frac{b}{2}$ | $\frac{3b}{4}$ | b |
|--------|---------|-----------------|----------------|----------------|--------|---------------|---------------|----------------|--------|
| 0 | 0,0417 | 0,5122 | 1,0184 | 1,5181 | 1,7856 | 1,5181 | 1,0184 | 0,5122 | 0,0417 |
| 0,222b | -0,124 | 0,224 | 0,6202 | 1,0858 | 1,548 | 1,7638 | 1,4888 | 1,0088 | 0,5136 |
| 0,444b | -0,1532 | 0,0618 | 0,3214 | 0,6731 | 1,1303 | 1,6034 | 1,8475 | 1,6944 | 1,4103 |
| 0,666b | -0,1115 | -0,0277 | 0,1008 | 0,3161 | 0,6822 | 1,2316 | 1,89143 | 2,4611 | 2,8345 |
| 0,888b | -0,04 | 0,0711 | -0,0743 | 0,0033 | 0,2425 | 0,7964 | 1,7515 | 3,1306 | 4,7525 |

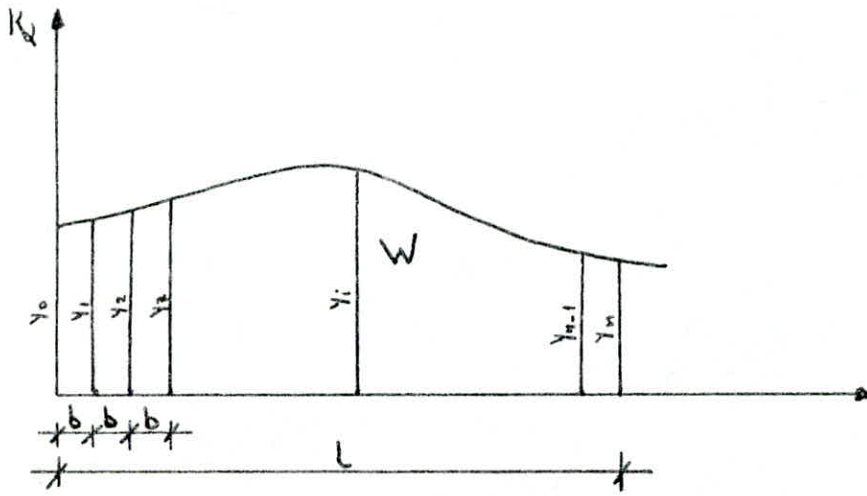
Pour des raisons de symétrie nous ne tracerons que les lignes d'influences des poutres citées ci-dessus.

Disposition des charges donnant K_d maximum pour chaque poutre.

après avoir tracé les lignes d'influences de K_d sous chaque surcharge on détermine les ordonnées y_i sur la ligne d'influence, le coefficient K_d^{max} sera calculé par la formule : $K_d^{max} = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i}$
 Transversalement les P_i ont la même valeur d'où $K_d^{max} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i$
 n désignant le nombre de files de roues ou chenilles.

• dans le cas des charges uniformément réparties dans le sens transversal

$K_d^{max} = \frac{W}{L}$ W : étant l'aire d'influence et L la largeur surchargée
 W est calculée par la méthode des trapèzes.
 $W = \frac{b}{2} [y_0 + 2(y_1 + y_2 + \dots + y_{n-1}) + y_n]$



coefficient de répartition transversal K_d^{\max}

| charges et surcharges | Mode de chargement | P_0 | P_1 | P_2 | P_3 | P_4 |
|-----------------------|---------------------|-------|--------|--------|--------|-------|
| G | Toute la Largeur | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| trottoirs | 1 trottoir chargé | 0,26 | 0,7571 | 1,3459 | 3,1306 | 3,5 |
| | 2 trottoirs chargés | 0,26 | 0,385 | 0,6385 | 1,5244 | 1,729 |
| A | 1 voie chargée | 1,651 | 1,6298 | 1,713 | 1,7416 | 1,659 |
| | 2 voies chargées | 1,473 | 1,4744 | 1,435 | 1,2285 | 1,005 |
| | 3 voies chargées | 1,294 | 1,247 | 1,0963 | 0,8708 | 0,645 |
| B_c | 1 convoi | 1,66 | 1,655 | 1,82 | 2,0857 | 2,26 |
| | 2 convois | 1,465 | 1,495 | 1,627 | 1,6142 | 1,535 |
| | 3 convois | 1,107 | 1,404 | 1,358 | 1,2238 | 1,062 |
| Mc 120 | | 1,52 | 1,424 | 1,65 | 1,7142 | 1,78 |
| convoi D | | 1,832 | 1,82 | 1,772 | 1,753 | 1,73 |

| Poutre P ₀ | | K | effort | 0 | 0,125L | 0,25L | 0,375L | "S" | 0,5L |
|-----------------------|-------|-------|--------|---------|--------|---------|---------|---------|---------|
| "G" | 1 | 1 | M | 0 | 174,56 | 299,24 | 374,06 | 394,33 | 398,98 |
| | | | T | 49,93 | 37,45 | 24,97 | 12,48 | 5,39 | 0 |
| "A" | 1 | 1,651 | M | 0 | 37,616 | 64,484 | 80,60 | 84,978 | 85,98 |
| | | | T | 10,75 | 8,239 | 7,10 | 5,432 | 4,538 | 3,888 |
| | 2 | 1,473 | M | 0 | 65,648 | 115,067 | 143,834 | 151,635 | 153,374 |
| | | | T | 19,20 | 14,7 | 12,67 | 9,693 | 8,097 | 6,938 |
| | 3 | 1,294 | M | 0 | 73,602 | 136,46 | 170,58 | 179,83 | 181,95 |
| | | | T | 21,908 | 17,43 | 15,025 | 11,495 | 9,603 | 8,228 |
| "Bc" | 1 | 1,66 | M | 0 | 37,519 | 65,48 | 73,342 | 78,344 | 77,016 |
| | | | T | 11,184 | 9,388 | 7,791 | 6,075 | 4,778 | 4,031 |
| | 2 | 1,465 | M | 0 | 60,704 | 99,979 | 118,666 | 126,758 | 124,613 |
| | | | T | 18,09 | 15,192 | 12,283 | 9,83 | 7,731 | 6,52 |
| | 3 | 1,707 | M | 0 | 53,68 | 97,869 | 116,16 | 124,08 | 121,98 |
| | | | T | 17,714 | 14,87 | 12,024 | 9,62 | 7,568 | 6,383 |
| "M _c 120" | 1,52 | M | 0 | 62,97 | 107,94 | 134,94 | 142,258 | 144,05 | |
| | | T | 18,013 | 15,524 | 13,034 | 10,545 | 9,13 | 8,056 | |
| "CD" | 1,832 | M | 0 | 121,079 | 207,56 | 259,457 | 273,525 | 276,754 | |
| | | T | 34,726 | 28,53 | 22,42 | 16,31 | 12,88 | 10,49 | |
| Trottoirs | 1 | 0,26 | M | 0 | 0,392 | 0,67 | 0,84 | 0,885 | 0,896 |
| | | | T | 0,112 | 0,085 | 0,063 | 0,043 | 0,034 | 0,028 |
| | 2 | 0,26 | M | 0 | 0,784 | 1,34 | 1,68 | 1,77 | 1,792 |
| | | | T | 0,224 | 0,170 | 0,126 | 0,087 | 0,068 | 0,056 |

| Combinaisons. | | | M | 0 | 262,98 | 450,82 | 563,54 | 594,09 | 601,08 |
|------------------------------|--|---|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | | T | 74,276 | 56,81 | 41,63 | 25,21 | 16,02 | 9,11 |
| G + 1,1(A + t _r) | | M | 0 | 242,19 | 410,69 | 506,44 | 535,71 | 538,02 | |
| | | T | 70,07 | 54,34 | 38,61 | 23,38 | 13,96 | 7,23 | |
| G + M _c 120 | | M | 0 | 237,53 | 407,18 | 509,00 | 536,58 | 543,03 | |
| | | T | 67,94 | 52,97 | 37,99 | 23,02 | 14,51 | 8,05 | |
| G + D | | M | 0 | 295,93 | 506,8 | 633,51 | 667,79 | 675,74 | |
| | | T | 84,65 | 65,98 | 47,38 | 28,78 | 18,26 | 10,49 | |

| Postre P. | | K | effort | 0 | 0,125L | 0,25L | 0,375L | "S" | 0,5L |
|----------------------|---|-------|--------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|
| "G" | 1 | 1 | M | 0 | 174,56 | 299,24 | 374,06 | 394,33 | 398,98 |
| | | | T | 49,93 | 37,45 | 24,97 | 12,48 | 5,39 | 0 |
| "A" | 1 | 1,629 | M | 0 | 37,13 | 63,65 | 79,57 | 83,88 | 84,87 |
| | | | T | 6,51 | 8,13 | 7,00 | 5,36 | 4,47 | 3,83 |
| | 2 | 1,474 | M | 0 | 65,71 | 115,17 | 143,97 | 151,77 | 153,52 |
| | | | T | 19,21 | 14,71 | 12,68 | 9,70 | 8,10 | 6,94 |
| | 3 | 1,247 | M | 0 | 76,71 | 131,50 | 164,38 | 173,29 | 175,34 |
| | | | T | 21,11 | 16,80 | 14,47 | 11,07 | 9,25 | 7,92 |
| "B _c " | 1 | 1,655 | M | 0 | 37,40 | 65,28 | 73,12 | 78,10 | 76,78 |
| | | | T | 11,15 | 9,35 | 7,56 | 6,05 | 4,76 | 4,019 |
| | 2 | 1,495 | M | 0 | 61,94 | 102,02 | 121,09 | 129,35 | 127,16 |
| | | | T | 18,46 | 15,50 | 12,53 | 10,03 | 7,89 | 6,65 |
| | 3 | 1,404 | M | 0 | 75,36 | 124,12 | 147,32 | 157,37 | 154,70 |
| | | | T | 22,46 | 18,86 | 15,25 | 12,203 | 9,59 | 8,09 |
| "M _c 120" | | 1,424 | M | 0 | 58,99 | 101,12 | 126,41 | 133,27 | 134,95 |
| | | | T | 16,87 | 14,54 | 12,21 | 9,87 | 8,55 | 7,54 |
| "CD" | | 1,820 | M | 0 | 120,28 | 206,20 | 257,75 | 274,73 | 274,94 |
| | | | T | 34,50 | 28,34 | 22,27 | 16,21 | 12,79 | 10,42 |
| Trot. foirs | 1 | 0,757 | M | 0 | 1,41 | 1,95 | 2,44 | 2,57 | 2,60 |
| | | | T | 0,326 | 0,25 | 0,183 | 0,12 | 0,10 | 0,08 |
| | 2 | 0,395 | M | 0 | 1,19 | 2,04 | 2,55 | 2,69 | 2,72 |
| | | | T | 0,34 | 0,26 | 0,19 | 0,13 | 0,10 | 0,08 |

| Combinaisons | G + 1,1(A+tr) | M | 0 | 261,03 | 446,13 | 557,69 | 587,91 | 594,85 |
|-----------------------------|---------------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | T | 73,52 | 56,21 | 41,10 | 24,80 | 15,68 | 8,81 |
| G + 1,1(B _c +tr) | M | 0 | 258,77 | 438,02 | 538,92 | 570,40 | 571,05 | |
| | T | 75,01 | 58,48 | 41,94 | 26,04 | 16,06 | 9,94 | |
| G + M _c 120 | M | 0 | 233,55 | 400,36 | 500,47 | 527,60 | 533,93 | |
| | T | 72,39 | 56,53 | 37,75 | 22,35 | 13,94 | 7,54 | |
| G + D | M | 0 | 294,84 | 505,44 | 632,41 | 666,66 | 673,92 | |
| | T | 84,42 | 65,79 | 47,24 | 28,68 | 18,18 | 10,42 | |

| Poutre P ₂ | | K | effort | 0 | 0,125L | 0,25L | 0,375L | "S" | 0,5L |
|-----------------------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| "G" | 1 | 1,713 | M | 0 | 174,56 | 299,24 | 374,06 | 394,33 | 398,98 |
| | | | T | 49,93 | 37,45 | 24,97 | 12,48 | 5,39 | 0 |
| "A" | 1 | 1,713 | M | 0 | 39,02 | 61,90 | 83,63 | 88,16 | 89,20 |
| | | | T | 11,15 | 8,54 | 7,36 | 5,63 | 4,70 | 4,03 |
| | 2 | 1,435 | M | 0 | 63,95 | 112,09 | 140,12 | 147,73 | 149,31 |
| | | | T | 18,70 | 14,32 | 12,34 | 9,44 | 7,88 | 6,75 |
| | 3 | 1,096 | M | 0 | 67,44 | 115,61 | 114,61 | 152,35 | 154,15 |
| | | | T | 18,56 | 14,75 | 12,72 | 9,73 | 8,13 | 6,97 |
| "B _c " | 1 | 1,820 | M | 0 | 41,13 | 71,79 | 80,41 | 85,89 | 84,43 |
| | | | T | 12,26 | 10,29 | 8,32 | 6,66 | 5,23 | 4,41 |
| | 2 | 1,627 | M | 0 | 67,41 | 111,03 | 131,78 | 140,77 | 138,29 |
| | | | T | 20,09 | 16,87 | 13,64 | 9,17 | 8,58 | 7,24 |
| | 3 | 1,358 | M | 0 | 112,89 | 120,06 | 142,50 | 152,21 | 149,63 |
| | | | T | 21,73 | 18,24 | 14,75 | 11,80 | 9,28 | 7,83 |
| "M _c 120" | 1,65 | M | 0 | 68,35 | 117,17 | 146,48 | 154,42 | 156,37 | |
| | | T | 19,55 | 16,85 | 14,14 | 11,44 | 9,91 | 8,74 | |
| "CD" | 1,772 | M | 0 | 117,11 | 200,76 | 250,95 | 264,56 | 267,63 | |
| | | T | 33,50 | 27,59 | 21,68 | 15,78 | 12,45 | 10,14 | |
| Trot. toirs | 1 | 1,345 | M | 0 | 2,02 | 3,47 | 4,34 | 4,58 | 4,63 |
| | | | T | 0,58 | 0,44 | 0,32 | 0,25 | 0,17 | 0,14 |
| | 2 | 0,638 | M | 0 | 1,92 | 3,30 | 4,127 | 4,35 | 4,40 |
| | | | T | 0,55 | 0,421 | 0,30 | 0,21 | 0,168 | 0,137 |

| Combinations | G + 1,1(A + t _r) | M | 0 | 250,97 | 430,24 | 537,81 | 566,96 | 573,65 |
|---|------------------------------|-------|--------|--------|--------------------------|--------|--------|--------|
| | | T | 71,14 | 54,18 | 39,32 | 23,46 | 14,53 | 7,82 |
| G + 1,1(B _c + t _r) | M | 0 | 256,97 | 435,59 | 535,59 566,81 | 568,68 | | |
| | T | 74,47 | 58,00 | 41,54 | 25,74 | 15,79 | 8,77 | |
| G + M _c 120 | M | 0 | 242,91 | 416,42 | 520,54 | 548,75 | 555,35 | |
| | T | 69,48 | 60,30 | 39,11 | 23,92 | 15,30 | 8,74 | |
| G + D | M | 0 | 291,67 | 500,00 | 625,01 | 658,89 | 666,87 | |
| | T | 83,38 | 65,04 | 46,65 | 48,25 | 17,84 | 10,14 | |

| Poutre P ₃ | | K | effort | 0,0 | 0,125L | 0,25L | 0,375L | "S" | 0,5L |
|-----------------------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| "G" | 1 | 1 | M | 0 | 174,56 | 299,24 | 374,06 | 394,33 | 398,98 |
| | | | T | 49,93 | 37,45 | 24,97 | 12,48 | 5,39 | 0 |
| "A" | 1 | 1,741 | M | 0 | 39,68 | 68,02 | 85,03 | 89,64 | 90,70 |
| | | | T | 11,33 | 8,69 | 7,48 | 5,73 | 4,78 | 4,10 |
| | 2 | 1,228 | M | 0 | 54,75 | 95,96 | 119,95 | 126,46 | 127,91 |
| | | | T | 16,15 | 12,26 | 10,56 | 8,08 | 6,75 | 5,78 |
| | 3 | 0,890 | M | 0 | 53,56 | 91,83 | 114,79 | 121,01 | 122,44 |
| | | | T | 14,74 | 11,73 | 10,11 | 7,73 | 6,46 | 5,53 |
| "B _c " | 1 | 2,085 | M | 0 | 47,14 | 82,27 | 92,15 | 98,43 | 96,76 |
| | | | T | 14,05 | 11,79 | 9,53 | 7,63 | 6,00 | 5,06 |
| | 2 | 1,614 | M | 0 | 66,88 | 110,16 | 130,75 | 139,66 | 137,30 |
| | | | T | 19,94 | 16,73 | 15,53 | 10,83 | 8,51 | 7,18 |
| | 3 | 1,223 | M | 0 | 65,69 | 108,19 | 128,41 | 137,17 | 134,81 |
| | | | T | 19,58 | 16,44 | 13,29 | 10,63 | 8,36 | 7,05 |
| "M _c 120" | 1,714 | M | 0 | 71,01 | 121,73 | 152,18 | 160,43 | 162,45 | |
| | | T | 20,31 | 17,50 | 14,70 | 11,89 | 10,29 | 9,08 | |
| "C D" | 1,753 | M | 0 | 115,85 | 198,61 | 248,26 | 261,73 | 264,81 | |
| | | T | 33,22 | 27,30 | 21,45 | 15,61 | 12,32 | 10,03 | |
| Trottoirs | 1 | 3,130 | M | 0 | 4,72 | 8,09 | 10,11 | 10,66 | 10,79 |
| | | | T | 1,34 | 1,034 | 0,75 | 0,52 | 0,41 | 0,33 |
| | 2 | 1,774 | M | 0 | 5,17 | 8,86 | 11,08 | 11,67 | 11,81 |
| | | | T | 1,47 | 1,13 | 0,83 | 0,57 | 0,45 | 0,36 |

| - Combinaisons | G + 1,1(A + t _r) | M | 0 | 240,47 | 414,55 | 518,20 | 546,28 | 552,68 |
|---|------------------------------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | T | 69,32 | 52,18 | 37,50 | 30,22 | 13,31 | 6,77 |
| G + 1,1(B _c + t _r) | M | 0 | 253,82 | 430,16 | 530,07 | 560,80 | 563,01 | |
| | T | 73,48 | 57,10 | 40,76 | 25,02 | 15,26 | 8,30 | |
| G + M _c 120 | M | 0 | 245,57 | 420,97 | 526,24 | 554,76 | 561,43 | |
| | T | 70,24 | 54,95 | 39,66 | 24,36 | 15,68 | 9,08 | |
| G + D | M | 0 | 290,41 | 497,85 | 622,32 | 656,06 | 663,80 | |
| | T | 83,15 | 64,75 | 46,42 | 28,08 | 17,71 | 10,03 | |

| Poutre P ₄ | | K | effort | 0 | 0,125L | 0,25L | 0,375L | "S" | 0,5L |
|-----------------------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| "G" | 1 | 1 | M | 0 | 174,56 | 299,24 | 374,06 | 394,33 | 398,88 |
| | | | T | 49,93 | 37,45 | 24,97 | 12,148 | 5,39 | 0 |
| "A" | 1 | 1,659 | M | 0 | 37,79 | 64,79 | 80,99 | 85,39 | 86,39 |
| | | | T | 10,80 | 8,27 | 7,13 | 5,45 | 4,56 | 3,90 |
| | 2 | 1,005 | M | 0 | 44,79 | 78,50 | 98,13 | 103,45 | 104,64 |
| | | | T | 13,1 | 10,02 | 8,64 | 6,61 | 5,52 | 4,73 |
| | 3 | 0,645 | M | 0 | 39,67 | 68,02 | 85,02 | 89,63 | 90,69 |
| | | | T | 10,92 | 8,69 | 7,48 | 5,72 | 4,78 | 4,10 |
| "B _c " | 1 | 2,26 | M | 0 | 51,08 | 89,94 | 99,85 | 106,66 | 104,85 |
| | | | T | 15,22 | 12,78 | 10,33 | 8,27 | 6,50 | 5,48 |
| | 2 | 1,535 | M | 0 | 63,60 | 104,75 | 123,82 | 132,81 | 130,56 |
| | | | T | 18,96 | 15,91 | 12,87 | 10,29 | 8,10 | 6,83 |
| | 3 | 1,062 | M | 0 | 57,00 | 93,89 | 111,43 | 119,03 | 117,02 |
| | | | T | 16,99 | 14,26 | 11,53 | 9,23 | 7,26 | 6,12 |
| "M _{c120} " | 1,780 | M | 0 | 73,74 | 126,40 | 158,02 | 166,59 | 168,69 | |
| | | T | 21,09 | 18,17 | 15,26 | 12,34 | 10,69 | 9,43 | |
| "CD" | 1,730 | M | 0 | 114,43 | 196,00 | 245,01 | 258,29 | 261,34 | |
| | | T | 32,79 | 26,94 | 21,19 | 15,40 | 12,16 | 9,90 | |
| Trot- | 1 | 3,500 | M | 0 | 5,27 | 9,04 | 11,30 | 11,92 | 12,06 |
| | | | T | 1,50 | 1,15 | 0,84 | 0,58 | 0,46 | 0,37 |
| toirs | 2 | 1,729 | M | 0 | 5,21 | 8,93 | 11,17 | 11,78 | 11,92 |
| | | | T | 1,49 | 1,14 | 0,83 | 0,58 | 0,45 | 0,37 |

| Combinaisons | | | M | 0 | 229,63 | 395,54 | 494,44 | 521,24 | 527,35 |
|------------------------------|--|--|---|-------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | | | | | | | | |
| G + 1,1 (A ₂ +tr) | | | M | 0 | 250,33 | 424,42 | 522,70 | 553,54 | 555,87 |
| | | | T | 72,44 | 56,23 | 40,05 | 24,45 | 14,80 | 7,92 |
| G + M _{c120} | | | M | 0 | 240,30 | 425,68 | 532,08 | 560,92 | 567,67 |
| | | | T | 71,02 | 55,62 | 40,22 | 24,82 | 16,08 | 9,43 |
| G + D | | | M | 0 | 289,00 | 495,24 | 619,07 | 652,26 | 660,32 |
| | | | T | 82,72 | 64,39 | 46,13 | 27,88 | 17,55 | 9,90 |

Etude du Platelage

le platelage de notre ouvrage se constitue d'une dalle en béton armé coulée sur place. cette dernière assure deux rôles :

a- celui de l'entretoisement des poutres en l'absence d'entretoises dans notre ouvrage.

b- celui de recevoir les charges permanentes engendrées par la couche de roulement ainsi que les surcharges appliquées sur cette dernière pour les transmettre aux poutres.

Il sera donc étudié deux types de Flexion :

- Flexion Transversale
- Flexion locale

1. Flexion Transversale

Elle sera calculée par la méthode "GUYON-MASSONNET". D'abord, il sera tracé la ligne d'influence du coefficient de répartition μ_x , pour ensuite déterminer μ_x pour chaque type de chargement considéré.

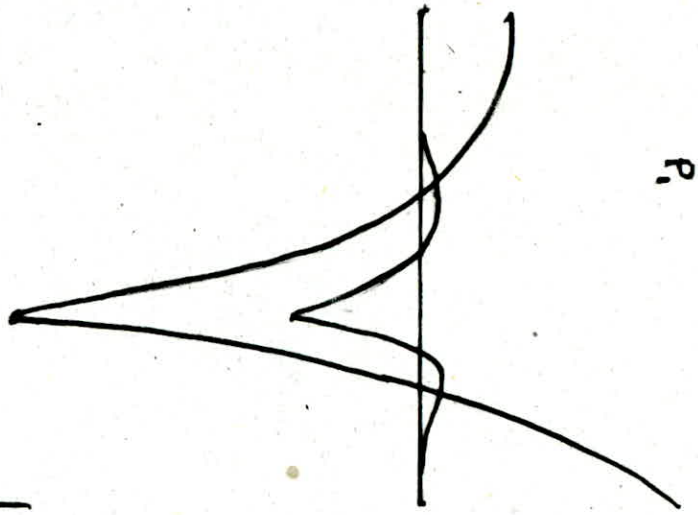
Pour notre calcul, nous considérerons deux termes de la série de Fourier (μ_1 pour θ , μ_3 pour 3θ).

Le calcul des μ_x se fera de la même manière que pour K_x . Nous signalerons toutefois qu'il a été tenu compte du coefficient de poisson ($\nu = 0,15$) pour établir les valeurs de μ_x .

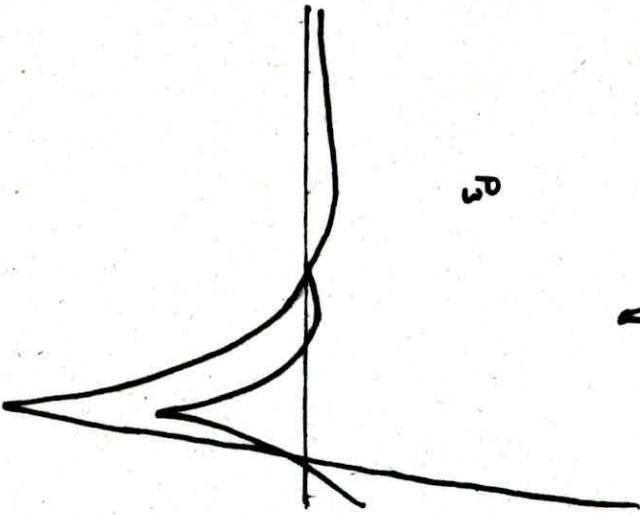
| $10^4 \mu_{21} (\theta = 0,86)$ | | | | | | | | | |
|---------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| $y \backslash e$ | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
| 0 | -436,30 | -295,75 | -93,71 | 318,07 | 1202,49 | 318,07 | -93,71 | -295,75 | -436,30 |
| b/4 | -224,17 | -205,34 | -163,04 | -25,24 | 345,02 | 1187,64 | 232,75 | -305,85 | -707,54 |
| b/2 | -93,71 | -111,25 | -123,28 | -101,34 | 15,59 | 341,32 | 1082,40 | -69,62 | -948,54 |
| 3b/4 | -29,21 | -41,54 | -54,82 | -62,58 | -47,44 | 27,72 | 237,72 | 734,40 | -860,20 |
| b | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| $10^4 \mu_{23} (3\theta = 2,58)$ | | | | | | | | | |
|----------------------------------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|
| $y \backslash e$ | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
| 0 | 0,92 | -0,25 | -20,69 | -52,64 | 391,57 | -52,64 | -20,69 | -0,25 | 0,92 |
| b/4 | -0,52 | 0,605 | -0,23 | -20,65 | -52,61 | 391,55 | -53,23 | -21,54 | 7,13 |
| b/2 | 0,12 | -0,06 | 0,58 | -0,26 | -20,65 | 52,60 | 391,05 | -56,04 | -25,44 |
| 3b/4 | 0,01 | -0,05 | -0,04 | 0,53 | -0,76 | -20,58 | -44,53 | 393,92 | -234,60 |
| | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

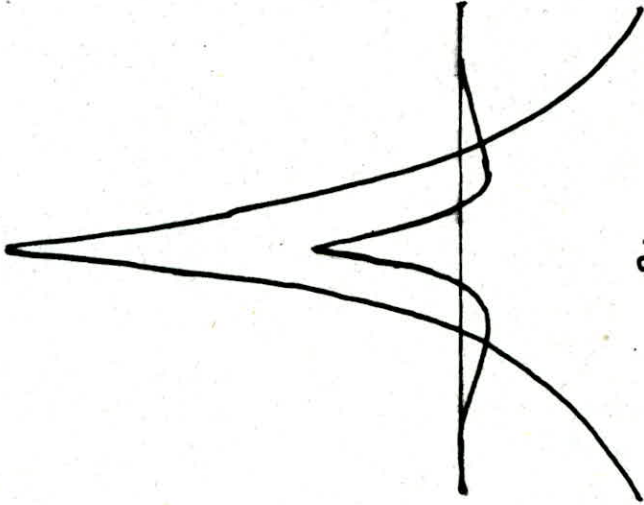
P_1



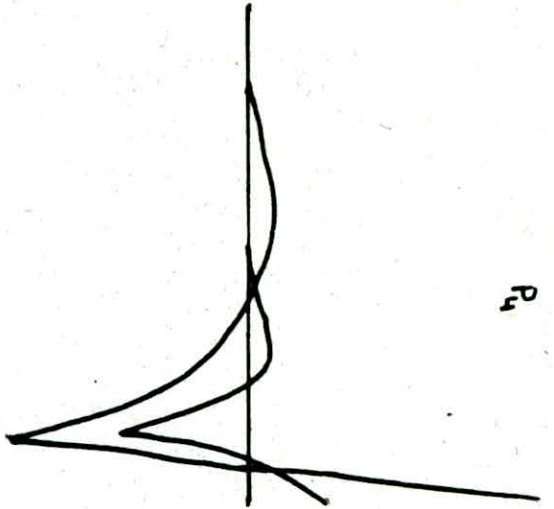
P_3



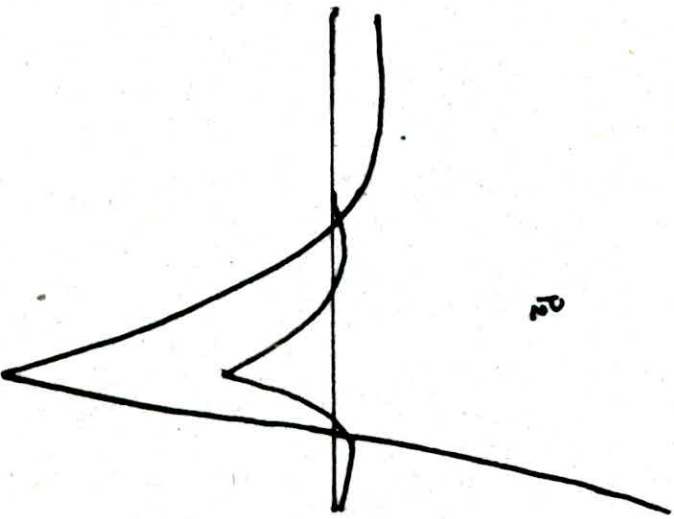
P_0



P_4



P_2



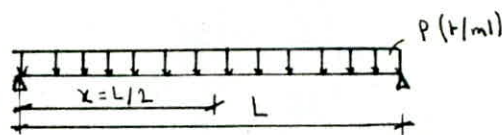
Après avoir tracé les lignes d'influence du coefficient μ_d , nous déterminons ses valeurs pour les différents types de surcharges réglementaires en procédant de la même manière que pour K_d . Les résultats obtenus pour μ_{d1} , μ_{d3} sont résumés dans le tableau qui suit. Il est calculé les valeurs positives et négatives des μ_d .

| | | μ_{d1} | | μ_{d3} | |
|------------|---|------------|---------|------------|----------|
| | | + | - | + | - |
| Trottoirs | 1 | - | -0,062 | - | -0,0003 |
| | 2 | - | -0,0331 | - | -0,00001 |
| A | 1 | 0,0719 | -0,0047 | 0,0125 | -0,0032 |
| | 2 | 0,0432 | - | 0,0037 | - |
| | 3 | 0,021 | - | 0,0008 | - |
| B_t | 1 | 0,055 | -0,025 | 0,002 | -0,0025 |
| | 2 | 0,0425 | - | 0,0062 | - |
| B_c | 1 | 0,069 | -0,017 | 0,0165 | -0,004 |
| | 2 | 0,058 | - | 0,0042 | - |
| | 3 | 0,0281 | - | - | -0,0022 |
| B_r | | 0,12 | -0,03 | 0,038 | -0,005 |
| M_{c120} | | 0,0668 | -0,0044 | 0,0115 | -0,00287 |
| D | | 0,0681 | -0,0044 | 0,0119 | -0,00304 |

les coefficients μ_d étant calculés, il ne reste plus qu'à déterminer les moments engendrés par les différentes surcharges, chose que nous allons faire en nous servant des formules suivantes :

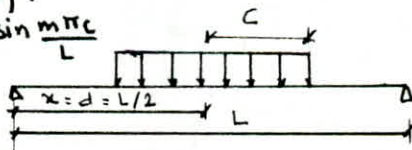
- charges uniformes (A et trottoirs):

$$M_y = \sum_{m=1,3} \mu_{dm} \cdot \frac{4P}{\pi \cdot m} \cdot b \cdot \sin \frac{m\pi x}{L}$$



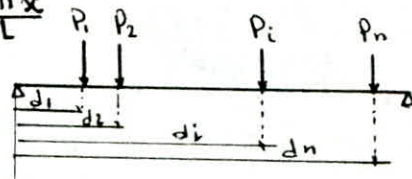
- charges linéairement réparties (M_{c120} , D).

$$M_y = \frac{4P}{\pi} b \sum_{m=1,3} \frac{1}{m} \cdot \mu_{dm} \cdot \sin \frac{m\pi x}{L} \cdot \sin \frac{m\pi d}{L} \cdot \sin \frac{m\pi c}{L}$$



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

$$M_y = \frac{2b}{L} \sum \sum P_i \mu_{dm} \cdot \sin \frac{m\pi d_i}{L} \cdot \sin \frac{m\pi x}{L}$$



Tous calculs faits nous obtenons les résultats consignés dans le tableau ci-dessus

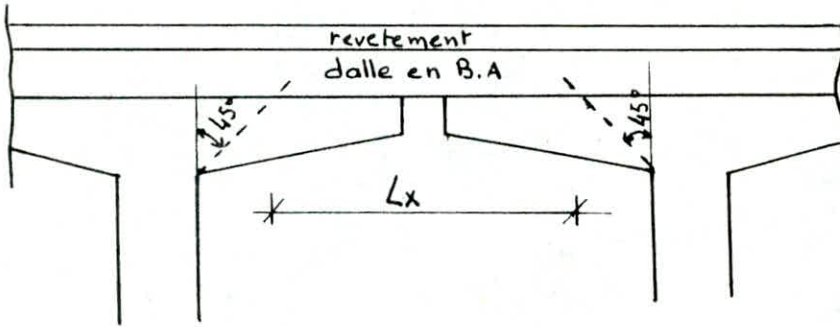
| | Trottoirs | | A | | | B _t | | B _c | | | B _r | Π _{c120} | D |
|-------------------------------------|-----------|-------|--------|-------|-------|----------------|-------|----------------|-------|--------|----------------|-------------------|-------|
| | 1 | 2 | 1 | 2 | 3 | 1 | 2 | 1 | 2 | 3 | | | |
| Π _y ⁺ (tm/ml) | — | — | 2,065 | 2,559 | 1,707 | 0,703 | 1,117 | 1,416 | 2,379 | 1,728 | 0,645 | 3,405 | 5,947 |
| Π _y (tm/ml) | 0,125 | 0,133 | -0,110 | — | — | 0,329 | — | 0,349 | — | 0,0007 | 0,142 | 0,306 | 0,415 |

Nous considérons les moments négatifs sur appuis et les moments positifs en travée. Ces valeurs ont été majorées dans le cas des surcharges B et Π_{c120}

2. Flexion Locale :

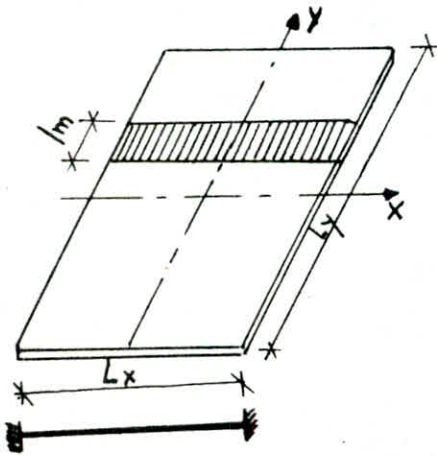
La dalle constituant le platelage sera assimilée à un ensemble de panneaux rectangulaires de dimensions L_x.L_y (L_x étant le plus petit des deux côtés). Ces panneaux seront appuyés sur les poutres principales suivant la direction L_y, libres suivant la direction L_x. Ils seront considérés comme partiellement encastés entre eux dans le sens L_y.

Les dimensions L_x et L_y seront déterminées en conformité avec les indications de l'I.P.1



Transversalement.

Longitudinalement.



Pour les charges uniformément réparties sur tout le panneau, nous considérerons une bande du panneau de largeur 1m dans le sens de travail (L_x) ce qui reviendrait à calculer une poutre de longueur L_x, de largeur 1m et d'épaisseur 20cm supportant une charge uniforme sur toute la longueur L_x.

Nous calculerons d'abord le moment isostatique en supposant la "poutre" simplement appuyée à ses extrémités, puis, en supposant les panneaux semi-encastés, le moment isostatique sera réparti sur appuis et en travée en prenant :

le moment sur appuis $M_{ax} \geq (0,4 \div 0,5) \Pi_{0x}$

le moment en travée $\Pi_{tx} = (0,75 \div 0,85) \Pi_{0x}$.

Π_{0x} étant le moment isostatique.

Dans le sens y nous prendrons un moment forfaitaire $\Pi_{fy} = 0,25 \Pi_{tx}$.

Pour les charges concentrées nous appliquerons la méthode de calcul de M. PIGEAUD en supposant la dimension L_y infinie soit $p = \frac{L_x}{L_y} = 0$

A. calcul des efforts dues aux charges :

a) charges permanentes.

pour une bande de 1m de largeur: poids propre de la dalle: $0,2 \cdot 2500 \cdot 1 = 500 \text{ kg/ml}$
 " " du revêtement: $0,08 \cdot 2200 \cdot 1 = 176 \text{ kg/ml}$
 " " de la chape: $0,01 \cdot 2200 \cdot 1 = 22 \text{ kg/ml}$

calcul du moment flechissant:

$$q = 698 \text{ kg/ml}$$

$$\Pi_{tx} = 0,8 \Pi_{0x} \text{ (moment en travée)}$$

$$\Pi_{ax} = -0,15 \Pi_{0x} \text{ (moment sur appui)}$$

$$\Pi_{0x} = q \cdot \frac{l_x^2}{8} = 72,25 \text{ kg.m/ml}$$

$$\Rightarrow \Pi_{tx} = 57,801 \text{ kg.m/ml} ; \Pi_{ax} = -36,125 \text{ kg.m/ml}$$

On prendra $\Pi_y = \frac{\Pi_{0x}}{4} = 18,062 \text{ kg.m/ml}$

Calcul des efforts tranchant:

$$T_x = \frac{q \cdot l_x \cdot l_y}{2 \cdot l_y + l_x} = \frac{698 \cdot 0,91 \cdot 31,96}{2 \cdot 31,96 + 0,91} = 313,131 \text{ kg/ml}$$

$$T_y = \frac{1}{3} \cdot q \cdot l_x = \frac{1}{3} \cdot 698 \cdot 0,91 = 211,726 \text{ kg/ml}$$

b) surcharge A.

$A = 1191,95 \text{ kg/ml}$; pour une bande de 1m de largeur. $q_A = 1191,95 \text{ kg/ml}$

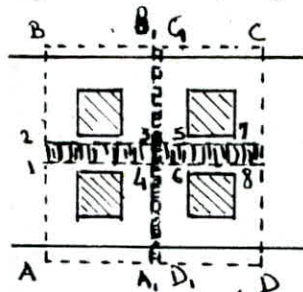
Moment isostatique: $\Pi_{0x} = q_A \frac{l_x^2}{8} = 123,381 \text{ kg.m/ml}$

$$\Pi_{0y} = \frac{\Pi_{0x}}{4} = 30,845 \text{ kg.m/ml}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Pi_{tx} = 98,705 \text{ kg.m/ml} \\ \Pi_{ax} = 61,69 \text{ kg.m/ml} \end{array} \right.$$

$$T_x = q_A \cdot \frac{l_x}{2} = 542,38 \text{ kg/ml} ; T_y = \frac{1}{3} \cdot q_A \cdot l_x = 361,56 \text{ kg/ml}$$

c) surcharge B
 système Bc:



$$v' = a + 1,5e + e = 0,25 + 1,5 \cdot 0,08 + 0,12 = 0,57 = v$$

Zone d'interference: $\Delta = 0,57 - 0,15 = 0,07 \text{ m}$

l'intensité de la charge P est: $\frac{P}{v \cdot v} = 18,467 \text{ t/ml}$

on ne considerera que la surface surchargée.

surface ABCD.

$$\begin{array}{l} v' = 0,91 \Rightarrow v'/l_x = 1 \Rightarrow \Pi_1 = 0,05152 \\ v' = 2,07 \Rightarrow v'/l_x = 2,274 \Rightarrow \Pi_2 = 0,00325 \end{array}$$

$$\Pi_x = (\Pi_1 + v \Pi_2) P = (0,05152 + 0,115 \cdot 0,00325) 18,467 \cdot 0,91 \cdot 2,07 = 1,809 \text{ t.m/ml}$$

$$\Pi_y = (\Pi_2 + v \Pi_1) P = 0,3818 \text{ t.m/ml}$$

surface A, B, C, D,

$$\begin{array}{l} v' = 0,91 \Rightarrow v'/l_x = 1 \Rightarrow \Pi_1 = 0,07758 \\ v' = 0,93 \Rightarrow v'/l_x = 1,021 \Rightarrow \Pi_2 = 0,02037 \end{array}$$

$$P = p \cdot v' \cdot v' = 15,628 \text{ t} \Rightarrow \Pi_x = 1,260 \text{ t.m/ml} ; \Pi_y = 0,150 \text{ t.m/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U' = 0,07 \\ V' = 2,07 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} U'/L_x = 0,076 \\ V'/L_x = 2,274 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \pi_1 = 0,09904 \\ \pi_2 = 0,00488 \end{array} \right. \quad P = p \cdot U' \cdot V' = 2,675 \text{ t} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \pi_x = 0,266 \text{ t.m/mL} \\ \pi_y = 0,0527 \text{ t.m/mL} \end{array} \right.$$

surface 3456.

$$\left\{ \begin{array}{l} U' = 0,07 \\ V' = 0,93 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} U'/L_x = 0,076 \\ V'/L_x = 1,021 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \pi_1 = 0,1657 \\ \pi_2 = 0,08357 \end{array} \right. \quad P = p \cdot U' \cdot V' = 1,213 \text{ t} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \pi_x = 0,2071 \text{ t.m/mL} \\ \pi_y = 0,0706 \text{ t.m/mL} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \pi_x^I = \pi_{ABCD} - \pi_{A,B,C,D_1} + \pi_{1287} - \pi_{3456} = 0,6079 \text{ t.m/mL} \\ \pi_y^I = \text{''} \quad \text{''} \quad \text{''} \quad \text{''} = -0,1361 \text{ t.m/mL} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \pi_{tx} = 0,1486 \text{ t.m/mL} \\ \pi_{ty} = -0,1303 \text{ t.m/mL} \end{array} \right.$$

systeme Br.

$$U = 0,6 + 1,5 \cdot 0,08 + 0,2 = 0,92$$

$$V = 0,3 + 1,5 \cdot 0,08 + 0,2 = 0,62$$

intensite de la charge Pest:

$$p = \frac{P}{U \cdot V} = \frac{10}{0,92 \cdot 0,62} = 17,53 \text{ t/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U' = 0,91 \\ V' = 0,62 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} U'/L_x = 1 \\ V'/L_x = 0,681 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \pi_1 = 0,08538 \\ \pi_2 = 0,103414 \end{array} \right. \quad P = 9,89 \text{ t} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \pi_x = 0,8951 \text{ t.m/mL} \\ \pi_y = 0,464 \text{ t.m/mL} \end{array} \right.$$

$$\pi_{tx} = 0,716 \text{ t.m/mL} \quad ; \quad \pi_{tx} = -0,447 \text{ t.m/mL}$$

systeme Bk:

$$U = 0,6 + 1,5 \cdot 0,08 + 0,2 = 0,92$$

$$V = 0,25 + 1,5 \cdot 0,08 + 0,2 = 0,57$$

l'intensite de la charge Pest

$$p = \frac{P}{U \cdot V} = \frac{8}{0,92 \cdot 0,57} = 15,255 \text{ t/m}^2$$

tout calcul fait on obtient:

$$\pi_x = 0,506 \text{ t.m/mL}$$

$$\pi_y = 0,091 \text{ t.m/mL}$$

$$\pi_{tx} = 0,404 \text{ t.m/mL}$$

$$\pi_{tx} = -0,253 \text{ t.m/mL}$$

surcharge militaire Mc120

$$a = 1 \text{ m} \rightarrow U = 1 + 1,5 \cdot 0,08 + 0,2 = 1,32$$

$$b = 6,10 \text{ m} \rightarrow V = 6,1 + 1,5 \cdot 0,08 + 0,2 = 6,42$$

$$\Rightarrow \pi_{tx} = 1,217 \text{ t.m/mL}$$

$$\Rightarrow \pi_{tx} = -0,76 \text{ t.m/mL}$$

surcharge exceptionnelle convoi D

$$a = 3,2 \text{ m} \rightarrow U = 3,2 + 1,5 \cdot 0,08 + 0,2 = 3,52$$

$$b = 19,6 \text{ m} \rightarrow V = 19,6 + 1,5 \cdot 0,08 + 0,2 = 19,92$$

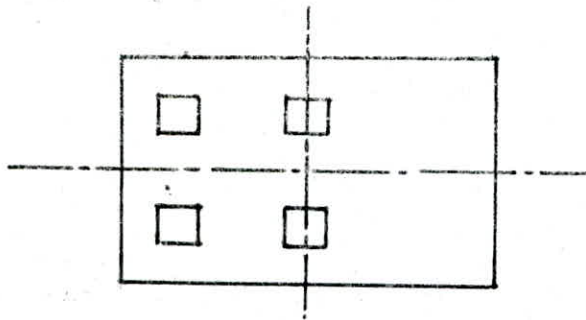
$$\Rightarrow \pi_{tx} = 0,995 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow \pi_{tx} = -0,621 \text{ t.m}$$

Calcul des efforts tranchants sous les surcharges.
pour les charges concentre, il sera utilise les formules suivantes:

| | $U > V$ | $U < V$ |
|----------------|----------------------|----------------------|
| Au milieu de U | $T = \frac{P}{2U+V}$ | $T = \frac{P}{3V}$ |
| Au milieu de V | $T = \frac{P}{3U}$ | $T = \frac{P}{2V+U}$ |

Système Bc: l'effort tranchant est maximal pour le chargement suivant:



$$T_u' = 4,58 \text{ t/ml}$$

$$T_v' = 5,45 \text{ t/ml}$$

Tableau resumant les efforts tranchants sous les surcharges.

| Surcharges effort | Bc | Be | Br | M _{0,20} | CD |
|------------------------|------|------|------|-------------------|-------|
| T _{u'} [t/ml] | 4,58 | 5,63 | 4,06 | 1,96 | 0,545 |
| T _{v'} [t/ml] | 5,45 | 5,69 | 3,62 | 2,757 | 0,799 |

Tableau recapitulatif des efforts majorés par le coefficient de pondération dynamique.

| | G | A | Bc | Be | Br | M _{0,20} | CD |
|-----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------------------|-------|
| M _{tx} | 0,057 | 0,098 | 0,757 | 0,581 | 0,812 | 1,52 | 0,995 |
| M _{ax} | 0,036 | 0,061 | 0,472 | 0,364 | 0,507 | 0,949 | 0,621 |
| M _y | 0,018 | 0,03 | 0,212 | 0,131 | 0,526 | 0,324 | 0,213 |
| T _x | 0,313 | 0,534 | 5,73 | 7,03 | 5,037 | 2,45 | 0,680 |
| T _y | 0,211 | 0,361 | 5,45 | 7,11 | 4,525 | 3,437 | 0,998 |

Sollicitations maximales:

Au effort dû à la flexion locale seront ajoutés les efforts dûs à la flexion transversale.

les efforts étant pondérées, ils sont consignées dans le tableau qui suit.

| | G | A | Bc | Be | Br | M _{0,20} | CD |
|-----------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|-------------------|--------|
| M _{tx} | 0,057 | 0,098 | 0,757 | 0,581 | 0,812 | 1,52 | 0,995 |
| M _{ax} | -0,036 | -0,061 | -0,472 | -0,364 | -0,507 | -0,949 | -0,621 |
| M _y ⁺ | 0,018 | 2,589 | 2,591 | 1,117 | 1,171 | 3,729 | 6,160 |
| M _y ⁻ | — | 0,110 | 0,349 | 0,420 | 0,142 | 0,306 | 0,415 |
| T _x | 0,313 | 0,534 | 5,73 | 7,03 | 5,037 | 2,450 | 0,680 |
| T _y | 0,211 | 0,361 | 5,45 | 7,11 | 4,527 | 3,437 | 0,998 |

pour obtenir les sollicitations max, il sera fait les combinaisons suivantes:

G + 1,2 S pour surcharge civile

G + S pour surcharge militaire et exceptionnelle.

$$\begin{aligned} \Pi_t^{\max} &= G + \Pi_{c120} = 1,577 \text{ t.m/ml} \\ \Pi_a^{\max} &= G + \Pi_{t120} = -0,985 \text{ t.m/ml} \\ M_{y\max} &= G + 1,2 B_t = -0,504 \text{ t.m/ml} \\ M_{y\max} &= G + CD = 6,178 \text{ t.m/ml} \\ T_{x\max} &= G + 1,2 B_t = 8,75 \text{ t/ml} \\ T_{y\max} &= G + 1,2 B_t = 8,74 \text{ t/ml} \end{aligned}$$

Ferraillage:

Nous avons un hourdis d'épaisseur $h_t = 20 \text{ cm}$, le diamètre ϕ des armatures à utiliser doit être tel que $\phi \leq \frac{h_t}{10} = 20 \text{ mm}$

* suivant L_x :

- Ferraillage inférieur:

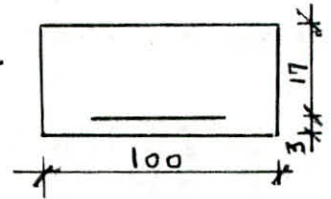
$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1,577 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (17)^2} = 0,0292 \rightarrow K = 52,8 ; E = 0,9261.$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot E \cdot h} = \frac{1,577 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9261 \cdot 17} = 3,577 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 5T10/\text{ml}.$$

- Ferraillage supérieur:

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0182 \rightarrow K = 69,166 ; E = 0,9406.$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot E \cdot h} = 2,20 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 3T10/\text{ml}.$$



* suivant L_y :

- Armatures inférieures:

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = 0,1145 \rightarrow E = 0,8671 ; K = 22,6.$$

$$A = 14,968 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 10T14/\text{ml} (A = 15,39 \text{ cm}^2).$$

- Armatures supérieures:

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0093 \rightarrow E = 0,9565 ; K = 100.$$

$$A = 1,106 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 2T10/\text{ml}.$$

Verifications:

A. compression:

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{22,6} = 123,89 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 135 \text{ kg/cm}^2.$$

B. condition de non fragilité:

les sections A d'armatures suffisantes pour résister aux sollicitations sont:

$$A_{tx} = 3,925 \text{ cm}^2 \quad A_{y\text{inf}} = 15,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{ax} = 2,35 \text{ cm}^2 \quad A_{y\text{sup}} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

les sections d'armatures A_2 nécessaire pour résister aux mêmes sollicitations majorées de 20% seraient:

$$A_{tx} = 4,71 \text{ cm}^2 \quad A_{y\text{inf}} = 18,468 \text{ cm}^2$$

$$A_{ax} = 2,82 \text{ cm}^2 \quad A_{y\text{sup}} = 1,88 \text{ cm}^2.$$

La section d'armatures A_2 pouvant équilibrer la sollicitation de fissuration

ou de rupture par traction du béton supposé non fissuré et non armé peut s'écrire:

$$\text{Dans le sens } x: \frac{A_{2x}}{b \cdot h_x} = 0,69 \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \Rightarrow A_{2x} = 2,06 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Dans le sens } y: \frac{A_{2y}}{b \cdot h_y} = 0,69 (1 + \rho) \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{4 \sigma_{en}} \Rightarrow A_{2y} = 0,50 \text{ cm}^2.$$

La section d'armatures tendues à mettre en place doit être au moins égale

$$a: - A_x^{\min} = \max [A_{0x}, \min (A_{1x}, A_{2x})] = A_{0x}.$$

$$- A_y^{\min} = \max [A_{0y}, \min (A_{1y}, A_{2y})] = A_{0y}.$$

Donc par de risque de rupture type fragile.

C. Poinçonnement:

Pour la vérification au poinçonnement, il est considéré une force localisée. La condition de non poinçonnement est comme suit:

$$\frac{1,5 \cdot P}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b = 9,17 \text{ kg/cm}^2.$$

avec: P: charge localisée

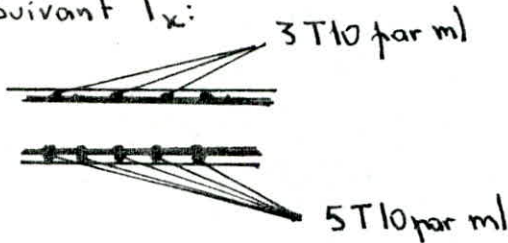
h_t : épaisseur totale de la dalle

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

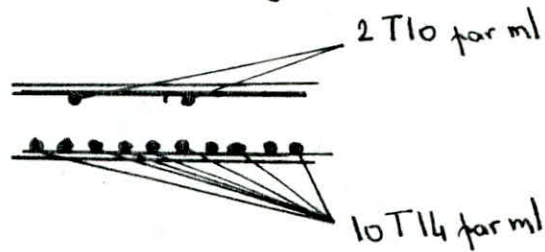
| charge | $P_c = 2(u'+v')$ (cm) | P (kg) | h_t (cm) | $1,5P/P_c \cdot h_t$ | conclusion |
|-----------------|-----------------------|--------|------------|----------------------|------------|
| Br | 308 | 10000 | 20 | 2,44 | Vérifiée |
| Roue avant Bc | 208 | 3000 | 20 | 1,08 | Vérifiée |
| Roue Arrière Bc | 228 | 6000 | 20 | 1,97 | Vérifiée |
| Roue Bt | 298 | 8000 | 20 | 2,01 | Vérifiée. |

Schema du Ferrailage:-

- Suivant l_x :



- Suivant l_y :



Vérification au cisaillement.

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 8,8 \text{ kg/cm}^2.$$

suivant l_x :

$$T_x = 8,75 \text{ t/ml.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$z = 7/8 \cdot h = 14,875 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \tau = 5,88 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 8,8 \text{ kg/cm}^2.$$

suivant l_y :

$$T_y = 8,74 \text{ t/ml}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$z = 7/8 h = 14,875 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \tau = 5,87 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 8,8 \text{ kg/cm}^2.$$

Etude de La Précontrainte des Poutres

hypothèse de calcul.

Tous les points d'une poutre qui se trouvent avant déformation dans une section plane, perpendiculaire à l'axe, se trouvent après déformation dans une section plane perpendiculaire à l'axe déformé (hypothèse de Navier-Bernoulli).

En conséquence, la répartition des contraintes dans une section quelconque se fera suivant un diagramme linéaire. Les règles classiques de la RDM sont applicables.

Le béton précontraint étant considéré comme un matériau homogène non fissuré.

Notation.

B : aire de la section droite.

I : moment d'inertie de la section droite.

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

v_s, v_i : distance, respectivement du C.D.G. à la fibre supérieure et inférieure.

W_s, W_i : modules de résistance.

e_0 : excentricité algébrique de la force de précontrainte.

Nombre de câbles.

$$v_i = 128,37 \text{ cm}$$

$$v_s = 61,63 \text{ cm}$$

$$I = 31708387,36 \text{ cm}^2$$

$$e = -v_i + d_i = -115,37 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = 675,74 \text{ t.m}$$

σ_t : contrainte engendrée par M_{\max} sur la fibre inférieure.

$$\sigma_t = -\frac{M \cdot v_i}{I} = 273,57 \text{ kg/cm}^2$$

σ_p : contrainte engendrée par la contrainte.

$$\sigma_p = \frac{N}{B} \cdot \left(1 - \frac{e \cdot v_i}{i^2}\right) \geq \sigma_t$$

$$\Rightarrow N \geq \frac{B \cdot \sigma_t}{\left(1 - \frac{e v_i}{i^2}\right)} \rightarrow N = 515,58 \text{ t}$$

Les pertes de tensions sont estimées à 20% \Rightarrow l'intensité de la force de précontrainte est: $N_0 = 1,2 \cdot N = 618,70 \text{ t}$.

l'additif à l'IP1 limite la contrainte du câble à la mise en tension à l'origine (ancrage): $\sigma_0 = \min(0,85 R_g; 0,95 T_g)$.

$$\sigma_0 = 14948 \text{ kg/cm}^2$$

d'où le nombre de câbles.

$$n = \frac{N_0}{w \cdot \sigma_0} = \frac{618,70 \cdot 10^3}{5,58 \cdot 14948} = 7,41$$

Nous prenons 8 câbles type 6 T13 ITBR FREYSSINET.

Tracé des câbles.

le nombre de câbles qui arrivent à l'about est:

$$m = \left(\frac{1}{2} \div \frac{2}{3}\right) \eta; \quad \text{dans notre cas } \eta = 8 \rightarrow m = 6$$

Les deux autres câbles émergent au niveau de la surface supérieure

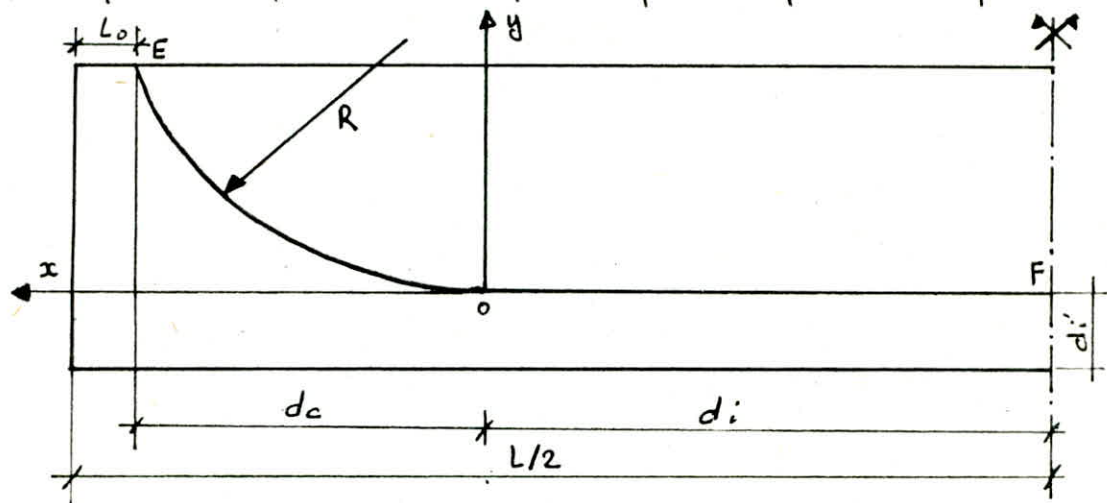
Relevage des câbles

- vue la symétrie de la poutre et le type d'ancrage utilisé (type actif-actif) nous faisant la description sur une demi-portée:

- la zone de relevage des câbles est définie pour la longueur L_0 tel que:

$$\frac{L}{4} \leq L_0 \leq \frac{L}{3}; \quad L: \text{ portée du pont} = 31,96 \text{ m}$$

- l'angle de sortie des câbles émergents est standardisé et vaut $24^{\circ}15'$.
- l'angle de sortie des câbles d'about α , tel que : $0 \leq \alpha \leq 20^{\circ}$
- Le rayon de courbure R des câbles est tel que : $R \geq 800 \phi$ avec ϕ diamètre des files constituant le câble.
- chaque câble présente une partie parabolique et une partie rectiligne.



\overline{OF} : zone rectiligne de longueur d_i

\overline{OE} : zone parabolique d'équation $y = ax^2$.

d_i : distance comprise entre le milieu de la poutre et le commencement du relevage

d_c : projection horizontale de la partie parabolique.

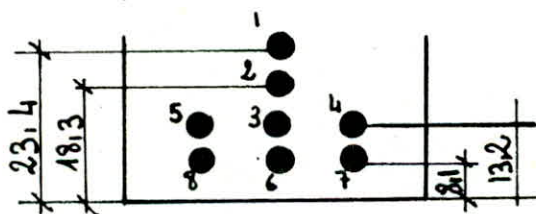
Soient x l'abscisse d'un point de la partie parabolique (0 étant l'origine) et y son ordonnée.

On a : $y = ax^2 \Rightarrow \frac{dy}{dx} = 2ax$ pour $x = d_c$ on a $y = a d_c^2$.

tel que : $\text{tg} \alpha = 2a d_c$.

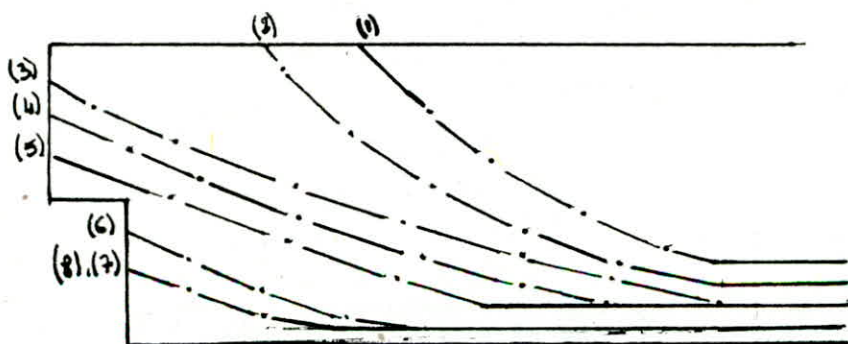
ce qui donne $a = \frac{\text{tg}^2 \alpha}{4y}$; $d_c = \frac{\text{tg} \alpha}{2a}$.

Disposition des câbles à la section médiane



$$d = \frac{3 \cdot 8,1 + 3 \cdot 13,2 + 18,3 + 23,14}{8} = 13,2 \text{ cm.}$$

- Tracé du câble équivalent



| câbles | $\alpha(^{\circ})$ | t(m) | d_i (m) | B(m) | σ (wf) | d_c (m) | d_i (m) |
|--------|--------------------|------|-----------|-------|---------------|-----------|-----------|
| 1 | 24,15 | 170 | 23,4 | 12,54 | 0,034 | 6,54 | 3,77 |
| 2 | 24,15 | 170 | 18,3 | 11,26 | 0,033 | 6,76 | 4,72 |
| 3 | 10 | 161 | 13,2 | 10,89 | 0,0124 | 9,33 | 5,1 |
| 4 | 9 | 136 | 13,2 | 10,44 | 0,0112 | 7,94 | 5,54 |
| 5 | 9 | 117 | 13,2 | 9,05 | 0,0126 | 6,55 | 6,93 |
| 6 | 4,5 | 68 | 8,1 | 8,81 | 0,0077 | 7,61 | 7,17 |
| 7 | 4,5 | 46 | 8,1 | 6,01 | 0,0104 | 4,81 | 9,97 |
| 8 | 4,5 | 46 | 8,1 | 6,01 | 0,0104 | 4,81 | 9,97 |

- calcul des caractéristiques nettes.

$$V_i = \frac{S_{net}^A}{B_{net}} = \frac{S_{brut}^A - S(\phi)}{B_{brut} - B(\phi)}$$

$$d' = \frac{\sum B_i(\phi) \cdot d_i}{\sum B_i(\phi)} \quad ; \quad S(\phi) = B(\phi) \cdot d'$$

S_b = moment statique de la section brute / à la fibre inférieure

$S(\phi)$: moment statique des trous / à la fibre inférieure.

B_{br} : section brute

B_{net} : section nette.

$B(\phi)$: section des câbles.

Composantes de la précontrainte.

$$N = \sum P_i \cos \alpha_i = P \sum \cos \alpha_i$$

$$V = \sum P_i \sin \alpha_i = P \sum \sin \alpha_i$$

N : composante horizontale

V : composante verticale

P : effort de précontrainte d'un seul câble

soient : z_i : distance du point d'application du câble i, à la fibre inférieure de la section

Z : distance du point d'application du câble équivalent à la fibre inférieure

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

caractéristiques géométriques de la poutre + dalle avant émergence du câble(i)

| | B | Z | S_b | I |
|-------------|--------|--------|------------|-------------|
| S. brute | 9071 | 128,37 | 1164444,77 | 35231541,51 |
| S des trous | 163,2 | 55,04 | 8982,528 | 1439950,89 |
| S. nette | 8907,8 | | 1155461,64 | 33791590,62 |

$$V_i = 129,71 \text{ cm}$$

$$I = 33791590,62 \text{ cm}^4$$

$$e = V_i - Z = -74,67 \text{ cm}$$

$$V_s = 60,29 \text{ cm}$$

$$I^2 = 3793,42 \text{ cm}^2$$

Tableau donnant les caractéristiques géométriques des sections nettes et l'excentricité du câble :

| Sections | B (cm ²) | V _s (cm) | V _i (cm) | I (cm ⁴) | i ² (cm ²) | e (cm) |
|---------------------------|----------------------|---------------------|---------------------|----------------------|-----------------------------------|---------|
| About | 14020 | 71,58 | 118,42 | 44116130,38 | 3146,66 | -22,91 |
| avant (2 ^{ème}) | 8928,2 | 60,55 | 129,45 | 34106747,65 | 3820,11 | -68,75 |
| après (2 ^{ème}) | 8948,6 | 60,35 | 129,65 | 34179356,57 | 3819,52 | -88,77 |
| avant (1 ^{ère}) | 8907,8 | 60,29 | 129,71 | 33791590,62 | 3793,42 | -74,67 |
| après (1 ^{ère}) | 8928,2 | 60,18 | 129,82 | 33863101,57 | 3792,82 | -92,61 |
| Quart | 8907,8 | 59,82 | 130,18 | 33457360,92 | 3755,96 | -100,77 |
| Médiane | 8907,8 | 59,52 | 130,48 | 32782280,55 | 3680,178 | -117,28 |

Fuseaux limites et câble équivalent.

Définition : Le fuseau limite est une zone limitée par 2 courbes généralement paraboliques dans lequel doit se situer le centre de pression des forces dans les sections pour que ces dernières soient toujours économiques. Le fuseau limite résulte du tracé des 2 fuseaux.

1^{er} fuseau limite : c'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le câble équivalent pour qu'il n'y ait pas de traction, quelque soit le cas de charge sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes.

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

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

a et a' sont les limites du noyau central.

2^{ème} fuseau limite : c'est le fuseau dans lequel doit se trouver le câble équivalent pour que la contrainte maximale reste toujours inférieure à la contrainte admissible sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes.

Les valeurs limites de l'excentricité du câble équivalent sont :

$$S = \left(\frac{\bar{\sigma} \cdot B}{N} - 1 \right) \cdot \frac{i^2}{V_s} - \frac{M_G + M_Q}{N}$$

$$S' = - \left(\frac{\bar{\sigma} \cdot B}{N} - 1 \right) \cdot \frac{i^2}{V_i} - \frac{M_G}{N}$$

Câble équivalent.

Dans une section de béton précontraint traversé par plusieurs câbles, on peut remplacer fictivement l'ensemble des forces de précontrainte par leur résultante P appliquée en un point E. L'ensemble des câbles en question peut donc être assimilé pour la section considérée à un "câble équivalent" unique passant par E tangent à la ligne d'action de P et dont la tension au point E serait égale à P. Le lieu de tous les points E le long de la poutre donne le tracé du câble dit "câble équivalent".

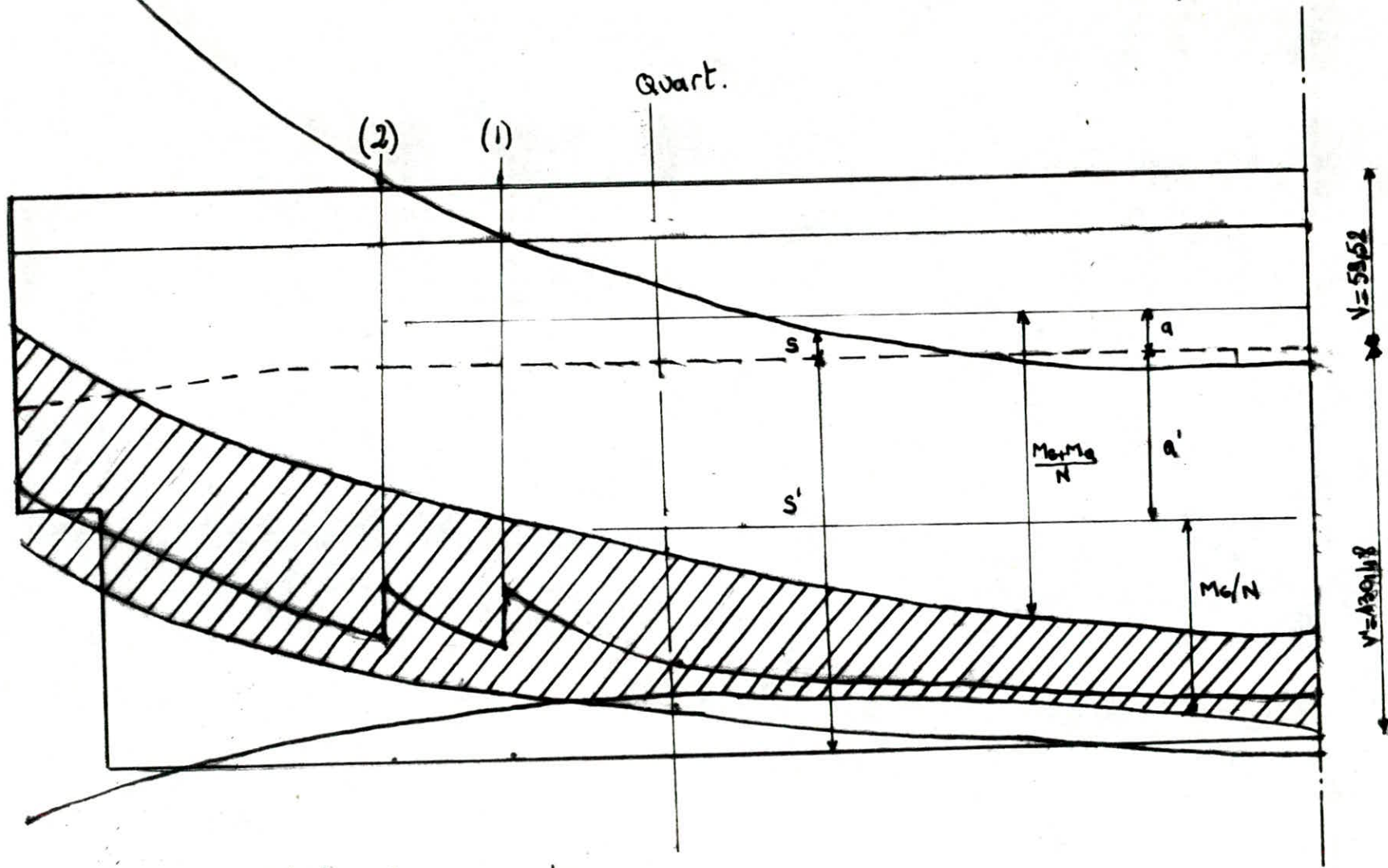
1^{er} fuseau limite.

| Section | Γ_b (t.m) | M_a (t.m) | N (t) | $\frac{M_b}{N}$ (cm) | $\frac{M_a+M_b}{N}$ (cm) | a (cm) | a' (cm) | e_1 (cm) | e_2 (cm) |
|---------|------------------|-------------|---------|----------------------|--------------------------|----------|-----------|------------|------------|
| Médiane | 398,98 | 276,754 | 544 | 73,34 | 124,21 | 28,20 | -61,83 | -135,17 | -96,01 |
| Quart | 299,16 | 207,565 | 542,83 | 55,11 | 93,34 | 28,85 | -62,78 | -117,89 | -64,49 |
| about | 0 | 0 | 405,14 | 0 | 0 | 26,57 | -43,96 | -43,96 | 26,57 |

2^{eme} fuseau limite.

| Section | B (cm ²) | $-a'$ (cm) | $\bar{\sigma}' : B/N$ | $\frac{M_b}{N}$ (cm) | $\frac{M_a+M_b}{N}$ | N (t) | S (cm) | S' (cm) | a (cm) |
|---------|------------------------|------------|-----------------------|----------------------|---------------------|---------|----------|-----------|----------|
| Médiane | 8907,8 | 61,83 | 2,881 | 73,34 | 124,21 | 544 | -7,9 | -126,38 | 28,2 |
| Quart | 8907,8 | 62,78 | 2,888 | 55,11 | 93,34 | 542,83 | 25,18 | -109,57 | 28,85 |
| About | 14020 | 43,96 | 6,090 | 0 | 0 | 405,11 | 223,7 | -135,24 | 26,57 |

FUSEAUX LIMITES et CABLE EQUIVALENT



Echelle: longueur: 1m

hauteur: 1m

Pertes et chutes de tension

1. Définition :

la perte de précontrainte est la différence entre la force exercée par le vérin sur le câble lors de la mise en tension et la force qui s'exerce en un point d'une armature à une époque donnée. Il existe deux sortes de perte de précontrainte dans le cas de la précontrainte par post-tension :

- les pertes instantanées :
 - Frottement
 - Recul d'ancrage
 - Raccourcissement instantané du béton
- les pertes différées :
 - Fluage du béton
 - Retrait du béton
 - Relaxation des aciers.

2. Les pertes instantanées :

- Frottement :

les pertes dues au frottement peuvent être évaluées par :

$$\Delta \sigma_{fr} = \sigma_0 [f \cdot \alpha + p L]$$

avec : f : coefficient de frottement câble-gaine ($f = 0,12 \text{ rad}^{-1}$)

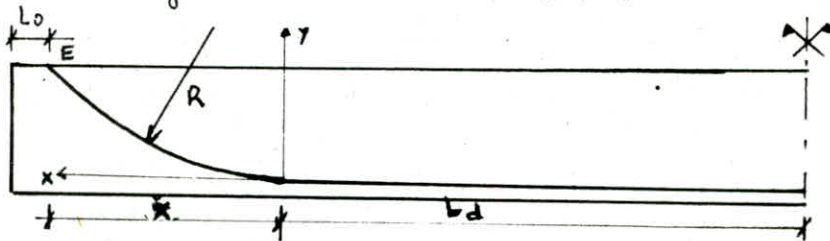
α (rd) : angle de relevage du câble

p : coefficient de perte en ligne ($p = 0,002 \text{ rd/m}$)

σ_0 : contrainte initiale à la mise en tension

$\sigma_0 = \min(0,85 R_g ; 0,95 T_g) = 14948 \text{ kg/cm}^2$

L : longueur du câble $L = L_d + L_c$



Le tronçon courbe du câble est parabolique d'équation $y = ax^2$ d'où $dy = 2ax dx$. en effectuant un changement de variable on obtient :

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

Perte par frottement entre la section d'about et la section médiane

| cables | $\alpha [^\circ]$ | $\alpha [\text{rad}]$ | $X [\text{m}]$ | $L_c [\text{m}]$ | $L_d [\text{m}]$ | $L [\text{m}]$ | $a [\text{m}^{-1}]$ | $\Delta \sigma_{fr} [\text{kg/cm}^2]$ |
|--------|-------------------|-----------------------|----------------|------------------|------------------|----------------|---------------------|---------------------------------------|
| 1 | 24,15 | 0,42 | 6,54 | 6,75 | 3,44 | 10,19 | 0,034 | 1564,75 |
| 2 | 24,15 | 0,42 | 6,76 | 6,97 | 4,72 | 11,69 | 0,033 | 1609,60 |
| 3 | 10 | 0,17 | 10,88 | 11,01 | 5,10 | 16,11 | 0,012 | 1001,81 |
| 4 | 9 | 0,15 | 10,44 | 10,53 | 5,54 | 16,07 | 0,011 | 949,79 |
| 5 | 9 | 0,15 | 9,05 | 9,12 | 6,93 | 16,05 | 0,012 | 949,19 |
| 6 | 4,5 | 0,07 | 8,81 | 8,83 | 7,17 | 16,00 | 0,007 | 713,02 |
| 7 | 4,5 | 0,07 | 6,01 | 6,02 | 9,97 | 15,99 | 0,010 | 712,72 |
| 8 | 4,5 | 0,07 | 6,01 | 6,02 | 9,97 | 15,99 | 0,010 | 712,72 |

$$\Delta \sigma_{fr} \text{ moy} = 1026,70 \text{ kg/cm}^2$$

$\Delta\sigma_{fr} \text{ moy} = 1026,7 \text{ kg/cm}^2$.
 Perte par frottement entre la section d'about et la section d'émergence du 2^{ème} câble

| cables | $\alpha [^\circ]$ | $\alpha [\text{rad}]$ | $X [\text{m}]$ | $L_c [\text{m}]$ | $L_d [\text{m}]$ | $L [\text{m}]$ | $\Delta\sigma_{fr}$ |
|--------|-------------------|-----------------------|----------------|------------------|------------------|----------------|---------------------|
| 3 | 10 | 0,17 | 4,5 | 4,5 | 0 | 4,5 | 655 |
| 4 | 9 | 0,15 | 4,5 | 4,5 | 0 | 4,5 | 604,17 |
| 5 | 9 | 0,15 | 4,5 | 4,5 | 0 | 4,5 | 604,18 |
| 6 | 4,5 | 0,07 | 4,5 | 4,5 | 0 | 4,5 | 369,53 |
| 7 | 0 | 0 | - | - | - | - | 0 |
| 8 | 0 | 0 | - | - | - | - | 0 |

$$\Delta\sigma_{fr} \text{ moy} = 372,14 \text{ kg/cm}^2$$

Perte par frottement entre la section d'about et la section d'émergence du 1^{er} câble.

| cables | $\alpha [^\circ]$ | $\alpha [\text{rad}]$ | $X [\text{m}]$ | $L_c [\text{m}]$ | L_d | L | $\Delta\sigma_{fr}$ |
|--------|-------------------|-----------------------|----------------|------------------|-------|------|---------------------|
| 2 | 24,15 | 0,42 | 1,5 | 1,5 | | 1,5 | 1305,03 |
| 3 | 10 | 0,17 | 6 | 6,02 | | 6,02 | 700,22 |
| 4 | 9 | 0,15 | 6 | 6,01 | | 6,01 | 649,28 |
| 5 | 9 | 0,15 | 6 | 6,02 | | 6,02 | 649,42 |
| 6 | 4 | 0,06 | 6 | 6 | | 6 | 388,3 |
| 7 | 0 | 0 | - | - | | - | 0 |
| 8 | 0 | 0 | - | - | | - | 0 |

$$\Delta\sigma_{fr} \text{ moy} = 527,46 \text{ kg/cm}^2$$

. Recul d'ancrage :

ces pertes sont dues à l'enfoncement de l'appareil d'ancrage.
 soit x la longueur de l'armature sur laquelle s'effectue la perte par recul d'ancrage (x est mesuré à partir de l'extrémité de la poutre).

$$X = \sqrt{\frac{g \cdot E_a}{\sigma_0 \left(f \cdot \frac{\alpha}{L} + p \right)}} = \sqrt{\frac{g \cdot L \cdot E_a}{\Delta\sigma_{fr}}}$$

$$E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$g = 0,005 \text{ m}$$

La perte par recul d'ancrage est évaluée par la formule :

$$\Delta\sigma_{recul} = 2 \sigma_0 \left[f \cdot \alpha + pL \right] - 2 \frac{g}{x} \cdot E_a$$

En un point quelconque de l'armature, l'abscisse x (origine prise à l'ancrage)
 $x < X$ on a : $\Delta\sigma_{recul}(x) = \Delta\sigma_{recul} \cdot \frac{X-x}{X} = 2 \cdot g \cdot E_a \frac{X-x}{x^2}$

Le tableau suivant donne les pertes par recul d'ancrage pour quelques sections.

| Séctions | | | | | |
|--|-------|---------|---------|--------|-------------|
| | X | Appui | 4,5 | 6,00 | sect: Média |
| 1 | 8,27 | - | - | 6,97 | - |
| 2 | 8,73 | - | 1166,61 | 752,23 | - |
| 3 | 12,92 | 1616,62 | 1056,59 | 869,91 | - |
| 4 | 13,32 | 1576,57 | 1043,94 | 866,40 | - |
| 5 | 13,32 | 1576,57 | 1043,94 | 866,40 | - |
| 6 | 15,34 | 1368,97 | 967,38 | 833,51 | - |
| 7 | 15,34 | 1368,97 | 967,38 | 833,51 | - |
| 8 | 15,34 | 1368,97 | 967,38 | 833,51 | - |
| $\Delta\sigma_{\text{ancrage}}^{\text{moy}}$ | | 1479,44 | 1030,46 | 819,05 | - |

Raccourcissement instantané du béton:
 les pertes par raccourcissement instantané du béton sont données par la relation suivante: $\Delta\sigma_{\text{racc}} = \frac{1}{2} \frac{E_a}{E_i} \sigma'_{bj}$
 où σ'_{bj} : contrainte probable du béton au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée sous l'effet de toutes les actions de longue durée.

$$\sigma'_b = \frac{N}{B} + \frac{Ne^2}{I} + \frac{M_0 \cdot e}{I}$$

$$\text{A mi-travée: } \sigma'_b = \frac{544 \cdot 10^3}{9807,8} + \frac{544 \cdot 10^3 (117,28)^2}{32782280,55} - \frac{398,98 \cdot 10^5 (117,28)}{32782280,55} = 140,97 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{A L/4: } \sigma'_b = \frac{542,83 \cdot 10^3}{9807} + \frac{542,83 \cdot 10^3 (100,77)^2}{33457360,90} - \frac{299,16 \cdot 10^5 (100,77)}{33457360,90} = 135,58 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{bj} = \sigma'_{b \text{ moy}} = \frac{140,97 + 135,58}{2} = 138,28 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_{28}} = 420000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{\text{racc}} = \frac{1}{2} \frac{2,1 \cdot 10^6}{0,42 \cdot 10^6} \cdot 138,28 = 345,7 \text{ kg/cm}^2$$

3. Pertes différées

- 3.1. Fluage: $\Delta\sigma_{\text{fluage}} = 2 \cdot \frac{E_a}{E_i} \sigma'_{bj} = 1382,8 \text{ kg/cm}^2$

- 3.2. Retrait: $\Delta\sigma_{\text{retrait}} = \epsilon_r \cdot E_a$ avec $\epsilon_r = 2,3 \cdot 10^{-4} \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{retrait}} = 483 \text{ kg/cm}^2$

- 3.3 Relaxation des aciers:

d'après l'IP2, on a:

$$\Delta\sigma_{\text{rel}} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 2,4 \cdot \frac{P_{1000}}{100} \cdot \frac{\sigma_p - 0,55 R_g}{0,25 R_g} \cdot \sigma_p \\ \frac{P_{2000} + 2,5}{100} \cdot \frac{\sigma_p - 0,55 R_g}{0,25 R_g} \cdot \sigma_p \end{array} \right.$$

$$P_{1000} = 2,5\% \quad ; \quad P_{2000} = 6\%$$

$$R_g = 18666,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_p = \sigma_0 - \sum \Delta\sigma_{\text{instantanées}}$$

$$\sigma_0 = 149482 \text{ kg/cm}^2$$

à l'about: $\sigma_p = 14948 - (1479,44 + 345,7) = 13122,86 \text{ kg/cm}^2$

à la section d'émergence du 2^{ème} câble.

$$\sigma_p = 14948 - (1030,46 + 345,7 + 372,14) = 13196,7 \text{ kg/cm}^2$$

à la section d'émergence du 1^{er} câble

$$\sigma_p = 14948 - (819,05 + 345,7 + 527,14) = 13256,11 \text{ kg/cm}^2$$

à la section médiane

$$\sigma_{Pi} = 14948 - (1026,7 + 0 + 345,7) = 13575,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Pi, \text{ moy}} = 13287,817 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Delta\sigma_{rel} = 220,221 \text{ kg/cm}^2.$$

Les résultats obtenus seront adoptés pour toutes les sections. Toutefois l'IP2 propose de prendre les pertes différées égales à :

$$\Delta\sigma_{diff} = \begin{cases} \Delta\sigma_{retrait} + \Delta\sigma_{fluage} + \Delta\sigma_{rel} - \frac{\Delta\sigma_{rel}(\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu})}{\sigma_{Pi} - 0,55 R_G} & \text{si } \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu} < \sigma_{Pi} - 0,55 R_G \\ \Delta\sigma_{retrait} + \Delta\sigma_{fluage} & \text{sinon.} \end{cases}$$

$$\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu} = 483,1 + 1382,8 = 1865,9 < \sigma_{Pi} - 0,55 R_G = 3021,154 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où : } \Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu} + \Delta\sigma_{rel} - \frac{\Delta\sigma_{rel}(\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu})}{\sigma_{Pi} - 0,55 R_G}$$

$$\Delta\sigma_{diff} = 1950 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{totale} = \Delta\sigma_{diff} + \Delta\sigma_{racc} = 1950 + 345,7 \Rightarrow \Delta\sigma_{tot} = 2295,71 \text{ kg/cm}^2$$

ces pertes représentent 16%. (sachant que dans nos calculs, nous avons tenu compte de 20% de pertes)

Vérification des contraintes.

les vérifications des contraintes se feront d'après les phases ci. après :

* phase 1 : On coule la poutre sur l'aire de prefabrication. Après durcissement suffisant du béton, on procède à la première mise en tension des câbles d'about.

- la section résistante est la poutre seule.
- les contraintes sont celles de la précontrainte des six câbles plus le poids propre de la poutre.

cette phase se vérifiera à quelques jours seulement après avoir décoffré. les pertes différées ne sont pas encore consommées.

* phase 2 : On place les poutres sur leurs appuis, on coule la dalle. les contraintes sont :

- poids propre de la poutre.
- poids de la dalle

Précontrainte résiduelle de la première série de câbles.

La section résistante est toujours la poutre seule.

* phase 3 : La dalle en durcissant participe à la résistance. on procède à la deuxième mise en tension des câbles émergents. les contraintes sont :

- poids propre de la poutre.
- poids propre de la dalle.
- précontrainte résiduelle de la première série de câbles
- précontrainte de la deuxième série de câbles.

La section résistante est la poutre plus la dalle.

* phase 4 : On met la superstructure en place (trottoirs, garde-corps, bordures) les contraintes sont :

- poids propre de la poutre
- poids de la dalle
- poids de la superstructure.
- précontrainte résiduelle des deux séries de câbles.

La section résistante est la poutre plus la dalle.

* phase 5 : c'est une phase de vérification en service. On applique les surcharges civiles et exceptionnelles susceptibles de provoquer les efforts maximaux.

1. Vérification des contraintes normales.

1.1. Détermination de la contrainte initiale de calcul :

Nous allons effectuer les vérifications de contraintes au droit de la section médiane.

Le tableau suivant nous permet de déduire la contrainte initiale de calcul à la section médiane

| Câbles | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ | ⑦ | ⑧ |
|---|---------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Contrainte de mise en tension $\sigma = [kg/cm^2]$ | 14948 | 14948 | 14948 | 14948 | 14948 | 14948 | 14948 | 14948 |
| Pertes par frottement $\Delta\sigma [kg/cm^2]$ | 1564,75 | 1609,60 | 1001,81 | 949,79 | 949,79 | 713,02 | 712,72 | 712,72 |
| Pertes par recul d'ancrage $\Delta\sigma [kg/cm^2]$ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Cables | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ | ⑦ | ⑧ |
|--|----------|---------|---------|----------|----------|----------|----------|----------|
| pertes par raccourcissement instantané [kg/cm ²] | 345,7 | 345,7 | 345,7 | 345,7 | 345,7 | 345,7 | 345,7 | 345,7 |
| contrainte juste après mise en tension [kg/cm ²] | 13037,55 | 12992,7 | 13600,5 | 13652,51 | 13653,11 | 13889,28 | 13889,58 | 13889,58 |

Nous prenons comme contrainte initiale de calcul la moyenne des contraintes juste après la mise en tension $\sigma_i = 13525,6 \text{ kg/cm}^2$.

caractéristiques géométriques de la section médiane.

| Section | B [cm ²] | I [cm ⁴] | i ² [cm ²] | v _s [cm] | v _i [cm] | e [cm] |
|----------------|----------------------|----------------------|-----------------------------------|---------------------|---------------------|---------|
| Poutre seule | 6007,8 | 22638312,98 | 3768,15 | 73,71 | 96,29 | -83,09 |
| Poutre + dalle | 8907,8 | 32782280,55 | 3680,17 | 59,52 | 130,48 | -117,28 |

1.2 Vérification des contraintes :

* phase 1 : contrainte initiale dans chaque câble $\sigma_i = 13525,6 \text{ kg/cm}^2$
 Effort de précontrainte dans les six câbles d'about $N = 6 \cdot 13525,6 \cdot 5,58 = 452837,08 \text{ kg}$
 contrainte engendrée par l'effort de précontrainte :

$$\text{Fibre supérieure (F.S)} : \sigma_{ps} = \frac{452837,08}{6007,8} \left(1 - \frac{83,09 \cdot 73,71}{3768,15}\right) = -47,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fibre inférieure (F.I)} : \sigma_{pi} = \frac{452837,08}{6007,8} \left(1 + \frac{83,09 \cdot 96,29}{3768,15}\right) = 235,141 \text{ kg/cm}^2$$

contrainte produite par le poids propre de la poutre :

$$\sigma_{Gs} = \frac{M v_s}{I} = \frac{226,7 \cdot 10^5 \cdot 73,71}{22638312,98} = 73,81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Gi} = -\frac{M v_i}{I} = -\frac{226,7 \cdot 10^5 \cdot 96,29}{22638312,98} = -96,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{contrainte effective : (F.S)} \quad \sigma_s = \sigma_{Gs} + \sigma_{ps} = 26,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{(F.I)} \quad \sigma_i = \sigma_{Gi} + \sigma_{pi} = 139 \text{ kg/cm}^2$$

À la fin de la 1^{ère} phase, la première série de câbles va subir une perte de tension estimée à $\Delta\sigma_d/3$ ($\Delta\sigma_d$: pertes différées totales). La contrainte de service devient : $13525,6 - 1950/3 = 12875,6 \text{ kg/cm}^2$.

l'effort de précontrainte des six câbles devient : $12875,6 \cdot 6 \cdot 5,58 = 431075,08 \text{ kg}$.

| Fibre | Contrainte engendrée par la précontrainte [kg/cm ²] | Contrainte due au Poids propre (poutre) [kg/cm ²] | Contrainte effective [kg/cm ²] |
|-------|---|---|--|
| F.S | -47,13 | 73,81 | 26,67 |
| F.I | 235,141 | -96,42 | 139 |

* phase 2 : les câbles d'about vont subir encore une perte estimée à $\frac{1}{3} \Delta\sigma_d$

La contrainte de service est : $12875,6 - 1950/3 = 12225,6 \text{ kg/cm}^2$.

l'effort de précontrainte : $12225,6 \cdot 6 \cdot 5,58 = 409313,08 \text{ kg}$.

Contrainte engendrée par la force de précontrainte :

$$\text{F.S} : \sigma_{ps} = \frac{409313,08}{6007,8} \left(1 - \frac{83,09 \cdot 73,71}{3768,15}\right) = -42,60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I} : \sigma_{pi} = \frac{409313,08}{6007,8} \left(1 + \frac{83,09 \cdot 96,29}{3768,15}\right) = 212,788 \text{ kg/cm}^2$$

contrainte produite par le poids propre de la poutre et de la dalle.

$$\text{FS} : \sigma_{ps} = \frac{324,165 \cdot 10^5 \cdot 73,71}{22638312,98} = 105,54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{FI} : \sigma_{pi} = -\frac{324,165 \cdot 10^5 \cdot 96,29}{22638312,98} = -141,68 \text{ kg/cm}^2$$

| Fibre | Contrainte engendrée par la précontrainte [kg/cm ²] | Contrainte due au Poids propre (Poutre + dalle) [kg/cm ²] | Contrainte effective [kg/cm ²] |
|-------|---|---|--|
| F.S | -42,60 | 105,54 | 62,94 |
| F.I | 212,78 | -141,68 | 71,10 |

* phase 3 : On met en tension les deux cables émergents.

Contrainte initiale $\sigma_i = 13525,6 \text{ kg/cm}^2$.

Force de précontrainte des deux cables : $2 \cdot 13525,6 \cdot 5,58 = 150945,69 \text{ kg}$.

la 1^{re} série de cables va subir une perte de $1/3 \sigma_d$.

$12225,6 - 1950/3 = 11575,6 \text{ kg/cm}^2$.

la force de précontrainte des cables d'about devient : $11575,6 \cdot 6,558 = 387551,08 \text{ kg}$
 contrainte engendrée par la précontrainte : $(N = 150945,69 + 387551,08 = 538496,77 \text{ kg})$

$$F.S : \sigma_{ps} = \frac{538496,77}{8907,8} \left(1 - \frac{117,28 \cdot 59,52}{368017} \right) = -54,21 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.I : \sigma_{pi} = \frac{538496,77}{8907,8} \left(1 - \frac{117,28 \cdot 130,48}{368017} \right) = 311,821 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte produite par le poids propre (Poutre + dalle).

$$F.S : \sigma_{Gs} = \frac{324,165 \cdot 10^5 \cdot 59,52}{32782280,55} = 58,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.I : \sigma_{Gi} = \frac{324,165 \cdot 10^5 \cdot 130,48}{32782280,55} = -129,02 \text{ kg/cm}^2$$

contraintes effectives :

$$F.S : \sigma_s = \sigma_{ps} + \sigma_{Gs} = 4,64 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.I : \sigma_i = \sigma_{pi} + \sigma_{Gi} = 182,8 \text{ kg/cm}^2$$

A la fin de cette phase, la deuxième série de cables (1 et 2) va subir une perte de $1/3 \sigma_d$.

La contrainte de service des cables 1 et 2 sera :

$$\sigma = 13525,6 - 1950/3 = 12875,6 \text{ kg/cm}^2$$

et l'effort de précontrainte des cables 1 et 2 sera : $2 \cdot 12875,6 \cdot 5,58 = 143691,69 \text{ kg}$.

l'effort de précontrainte total (8 cables) : $143691,69 + 387551,08 = 531242,77 \text{ kg}$.

contrainte engendrée par la précontrainte :

$$F.S : \sigma_{ps} = -53,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.I : \sigma_{pi} = 307,62 \text{ kg/cm}^2$$

| Fibre | Contrainte engendrée par la précontrainte [kg/cm ²] | Contrainte due au Poids Propre (Poutre + dalle) [kg/cm ²] | Contrainte effective [kg/cm ²] |
|-------|---|---|--|
| F.S | -54,21 | 58,85 | 4,64 |
| F.I | 311,82 | -129,02 | 182,80 |

* phase 4 : On met en place la superstructure (trottoirs, revêtement, garde-corps) $M_G = 398,98 \text{ t.m}$.

contraintes engendrées par les charges permanentes :

$$F.S : \sigma_{Gs} = \frac{398,98 \cdot 10^5 \cdot 59,52}{32782280,55} = 72,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.I : \sigma_{Gi} = \frac{398,98 \cdot 10^5 \cdot 130,48}{32782280,55} = -158,8 \text{ kg/cm}^2$$

La première série de cables a subi toutes les pertes, l'effort de précontrainte des six cables 3,4,5,6,7,8. sera $P = 387551,08 \text{ kg}$. La deuxième

serie de cables va subir une perte estimée à 2/3 Gd.

$$\sigma = 12875,6 - \frac{2}{3} 1950 = 11575,6 \text{ kg/cm}^2.$$

l'effort de cette deuxième serie est $P = 129183,69 \text{ kg}$.

d'où l'effort de precontrainte total sera : $129183,69 + 387551,08 = 516734,77 \text{ kg}$.

contrainte engendrée par la precontrainte :

$$\text{F.S : } \sigma_{ps} = \frac{516734,77}{8907,8} \left(1 - \frac{117,28 \cdot 59,52}{3680,17} \right) = -52,02 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{F.I : } \sigma_{pi} = \frac{516734,77}{8907,8} \left(1 + \frac{117,28 \cdot 130,48}{3680,17} \right) = 299,22 \text{ kg/cm}^2.$$

| Fibre | contrainte engendrée par la precontrainte [kg/cm ²] | contrainte due au poids propre (Poutre + dalle + corniche) [kg/cm ²] | contrainte effective [kg/cm ²] |
|-------|---|--|--|
| F.S | -52,02 | 72,44 | 20,42 |
| F.I | 299,22 | -158,8 | 140,42 |

* phase 5 : c'est la phase de service en charge. on applique les surcharges dans notre cas, c'est la surcharge exceptionnelle qui est la plus defavorable.

$$\text{F.S : } \sigma_{(g+q)s} = \frac{675,73 \cdot 10^5 \cdot 59,52}{32782280,55} = 122,68 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{F.I : } \sigma_{(g+q)i} = \frac{675,73 \cdot 10^5 \cdot 130,48}{32782280,55} = -268,95 \text{ kg/cm}^2.$$

tous les cables on deja subit toutes leurs pertes. donc les contraintes engendrees par la precontrainte sont :

$$\text{F.S : } \sigma_{ps} = -52,02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I : } \sigma_{pi} = 299,22 \text{ kg/cm}^2.$$

Contraintes effectives :

$$\text{F.S : } \sigma_s = \sigma_{ps} + \sigma_{(g+q)s} = 70,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I : } \sigma_i = \sigma_{pi} + \sigma_{(g+q)i} = 30,27 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Verification des contraintes tangentés :

2.1. Effort tranchant réduit :

l'effort de precontrainte peut se decomposer au droit de chaque section en deux composantes :

$$N = \sum P \cos d_i \quad \text{composante horizontale}$$

$$V = \sum P \sin d_i \quad \text{composante verticale.}$$

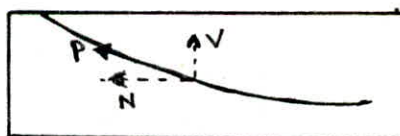
P_i : c'est l'effort de precontrainte par cable.

d_i : angles de relevage

pour cela il resulte un effort tranchant

$$\text{reduit : } T_r = \alpha - \sum P \sin d_i$$

avec : α = effort tranchant dû aux sollicitations extremes



Contrainte de cisaillement :

la contrainte de cisaillement est donnée par la relation suivante :

$$\tau_b = \frac{T \cdot S}{b_0 \cdot I} \quad \text{avec}$$

T : effort tranchant

b_0 : épaisseur nette de l'ame

S : moment statique par rapport à l'axe qui passe par le centre de gravité de la section

I : moment d'inertie.

2.2 contrainte de cisaillement admissible :

La contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}$ est donnée par la formule de

CHALOS-BETEILLE (I.P.1)

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

$\bar{\sigma}$ et $\bar{\sigma}'$ sont respectivement les contraintes admissibles de traction et de compression
 G_g : contrainte au niveau du centre de gravité de la section.

En phase de construction: $\bar{\sigma} = 0,55 \sigma_{28} = 17,05 \text{ kg/cm}^2$.

$$\bar{\sigma}' = 0,55 \sigma'_{28} = 220 \text{ kg/cm}^2$$

En phase de service: $\bar{\sigma} = 0,44 \sigma_{28} = 13,64 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}' = 0,44 \sigma'_{28} = 176 \text{ kg/cm}^2$$

On doit vérifier pour chaque phase que $\sigma < \bar{\sigma}$
 caractéristiques de la section d'about:

| Section | B[cm] | I[cm ⁴] | V _i [cm] | V _s [cm] | e _p [cm] | i ² [cm ²] | $\sum \cos \alpha_i$ | $\sum \sin \alpha_i$ |
|--------------|---------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-----------------------------------|----------------------|----------------------|
| Poutre | 6081,20 | 4179507,34 | 48,72 | 36,28 | -11,21 | 687,28 | 2,96 | 0,486 |
| Poutre+Dalle | 8981,20 | 6818915,58 | 70,46 | 34,54 | -32,95 | 759,24 | 2,96 | 0,486 |

contrainte initiale à l'about:

$$G_i = G_0 - \sum G_{inst} - \sum G_{rewl} = 14948 - 345,7 - 1479,44 = 13122,86 \text{ kg/cm}^2$$

* phase 1:

contrainte de service: $13122,86 - 1/3 \cdot 1950 = 12472,86 \text{ kg/cm}^2$.

effort de precontrainte par câble: $12472,86 \cdot 5,58 = 69598,55 \text{ kg}$.

$$N = \sum P \cos \alpha_i = 206011,7 \text{ kg}$$

$$V = \sum P \sin \alpha_i = 33824,9 \text{ kg}$$

$$T_r = T_{pout} - V = \frac{9l}{2} - V = \frac{1755,55 \cdot 31,96}{2} - 33824,9 = -5571,211 \text{ kg}$$

$$b_0 = b - \text{gaine} = 60 - 5,1 = 54,9 \text{ cm}$$

$$S = 70449,76 \text{ cm}^3$$

$$I = 4179507,34 \text{ cm}^4$$

$$Z = \frac{I}{S} = 59,28 \text{ cm}$$

$$\sigma_r = \frac{S}{Z b_0} T_r = \frac{-5571,211}{59,28 \cdot 54,9} \Rightarrow \sigma_r = -1,77 \text{ kg/cm}^2$$

détermination de la contrainte engendrée par la precontrainte au C.d.G de la section

contrainte engendrée par N.

$$F.S: \sigma_s = + \frac{N}{B} - \frac{N \cdot e}{W_{spoutre}} + \frac{M_0 \text{ poutre}}{W_{spoutre}}$$

$$\sigma_s = \frac{206011,7}{6081,2} - \frac{206011,7 \cdot 11,21}{115201,41} + \frac{27,48 \cdot 10^5}{115201,41} = 37,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.I: \sigma_i = + \frac{N}{B} + \frac{N \cdot e}{W_{spoutre}} - \frac{M_0 \text{ poutre}}{W_{spoutre}} = 28,76 \text{ kg/cm}^2$$

$$d'où: \bar{\sigma}^2 = \frac{17,05}{220} (17,05 + 33,87)(220 - 33,87) = (27,10)^2 \cdot \text{kg}^2/\text{cm}^4$$

$$|\sigma| = 1,77 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma} = 27,10 \text{ kg/cm}^2$$

* phase 2:

La precontrainte résiduelle: $12472,86 - 1/3 \cdot 1950 = 11822,86 \text{ kg/cm}^2$.

donc $N = 195275,78 \text{ kg}$.

$$V = 32062,17 \text{ kg}$$

$$T_r = T_{p+d} - V = 8509,27 \text{ kg}$$

donc $\sigma_r = 2,61 \text{ kg/cm}^2$.

contrainte engendrée par N.

$$F.S: \sigma_s = \frac{N}{B} - \frac{N \cdot e}{W_{sp}} + \frac{M_0 \text{ p+d}}{W_{sp}}$$

$$\sigma_s = \frac{195275,78}{6081,2} - \frac{195275,78 \cdot 11,21}{115201,41} + \frac{39,30 \cdot 10^5}{115201,41} = 47,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.I: \sigma_i = \frac{N}{B} + \frac{N \cdot e}{W_{ip}} - \frac{M_{Gp+d}}{W_{ip}} = 11,81 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_g = 32,11 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma} = 26,75 \text{ kg/cm}^2.$$

$$|\sigma| = 2,61 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma} = 26,75 \text{ kg/cm}^2$$

* phase 3:

$$\text{contrainte résiduelle: } 11822,86 - 1/3 \cdot 1950 = 11172,86 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Effort par câble: } 11172,86 \cdot 5,58 = 62344,55 \text{ kg.}$$

$$N = 184539,86 \text{ kg.}$$

$$V = 30299,4513 \text{ kg.}$$

$$S = 85859,188 \text{ cm}^4$$

$$Z = \frac{I}{S} = 79,41 \text{ cm.}$$

$$T_r = 40571,44 - 30299,4513 = 10271,98 \text{ kg.}$$

$$\text{d'où } \sigma_r = 2,35 \text{ kg/cm}^2.$$

contrainte engendrée par N.

$$F.S: \sigma_s = \frac{184539,86}{8981,2} - \frac{184539,86 \cdot 32,95}{197420,83} + \frac{39,30 \cdot 10^5}{197420,83} = 9,65 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F.I: \sigma_i = \frac{184539,86}{8981,2} + \frac{184539,86 \cdot 32,95}{96777,11} - \frac{39,30 \cdot 10^5}{96777,11} = 42,76 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{d'où: } \sigma_g = 20,54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = 24,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$|\sigma| = 2,35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma} = 24,10 \text{ kg/cm}^2.$$

* phase 4:

$$\text{les câbles subissant une dernière perte: } 11172,86 - 1/3 \cdot 1950 = 10522,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{l'effort par câble: } 58717,55 \text{ kg.}$$

$$N = 173803,94 \text{ kg.}$$

$$V = 28536,73 \text{ kg.}$$

$$T_r = 49935,72 - 28536,73 = 21399 \text{ kg.}$$

$$\text{d'où: } \sigma_r = 4,90 \text{ kg/cm}^2.$$

contrainte engendrée par N

$$F.S: \sigma_s = \frac{N}{B} - \frac{N \cdot e}{W_{sp+d}} + \frac{M_{Gp+d+sup}}{W_{sp+d}}.$$

$$\sigma_s = \frac{173803,94}{8981,2} - \frac{173803,94 \cdot 32,95}{197420,83} + \frac{48,37 \cdot 10^5}{197420,83} = 14,84 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F.I: \sigma_i = \frac{N}{B} + \frac{N \cdot e}{W_{ip+d}} - \frac{M_{Gp+d+sup}}{W_{ip+d}} = 28,54 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{d'où: } \sigma_g = 20,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = 24,05 \text{ kg/cm}^2.$$

$$|\sigma| = 4,90 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma} = 24,05 \text{ kg/cm}^2.$$

* phase 5:

$$N = 173803,94 \text{ kg.}$$

$$V = 28536,73 \text{ kg.}$$

$$T_r = T_0 + T_{surcharge} - V = 49935,72 + 34726 - 28536,73 =$$

$$\text{d'où } \sigma_r = 12,87 \text{ kg/cm}^2.$$

contrainte engendrée par N.

$$F.S: \sigma_s = \frac{173803,94}{8981,2} - \frac{173803,94 \cdot 32,95}{197420,83} + \frac{81,92 \cdot 10^5}{197420,83} = 31,83 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F.I: \sigma_i = \frac{173803,94}{8981,2} + \frac{173803,94 \cdot 32,95}{96777,11} - \frac{81,92 \cdot 10^5}{96777,11} = -6,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où: } \sigma_g = 18,35 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma} = 19 \text{ kg/cm}^2.$$

$$|\sigma| = 12,87 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma} = 19 \text{ kg/cm}^2$$

le même calcul va être mené pour les deux autres sections, dont les résultats sont regroupés dans les 2 tableaux suivants :

section d'émergence du câble ①

| | Phase 1 | Phase 2 | Phase 3 | Phase 4 | Phase 5 |
|-----------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|
| $ Z $ [kg/cm ²] | 17,49 | 5,70 | 15,25 | 8,45 | 9,05 |
| $ \bar{Z} $ [kg/cm ²] | 32,70 | 32,46 | 30,31 | 30,17 | 25,06 |

section d'émergence du câble ②

| | Phase 1 | Phase 2 | Phase 3 | Phase 4 | Phase 5 |
|-----------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|
| $ Z $ [kg/cm ²] | 12,51 | 0,97 | 12,32 | 5,69 | 11,80 |
| $ \bar{Z} $ [kg/cm ²] | 31,79 | 31,37 | 31,89 | 29,01 | 24,41 |

pour chaque section et en toute phase nous obtenons $|Z| < |\bar{Z}|$.

Verification à la rupture.

c'est une vérification que préconise l'IP1 (page 44), afin de s'assurer que si les surcharges augmentent de 80%, l'ouvrage ne perit pas.

1. sécurité à la rupture en Flexion:

A. Moment de rupture par le béton.

condition à vérifier. $\Pi_G + 1,8 \Pi_Q \leq 0,7 \Pi_{R,B}$.

avec $\Pi_G = 398,98 \text{ t.m}$

$\Pi_Q = 276,75 \text{ t.m}$.

$\Pi_{R,B} = \Pi_{R,B1} + \Pi_{R,B2}$. (Moment de rupture du béton).

calcul de $\Pi_{R,B}$.

$\Pi_{R,B1} = 0,35 \cdot b_0 \cdot h^2 \cdot \sigma'_n$ (relatif à l'âme).

$\Pi_{R,B2} = \min \begin{cases} 0,8 \cdot (b-b_0) h_0 (h - \frac{h_0}{2}) \sigma'_n \\ 0,35 (b-b_0) h^2 \cdot \sigma'_n \end{cases}$ (relatif à l'hourdis).

$h = h_f - d' = 190 - 13,2 = 176,8 \text{ cm}$.

$h_0 = 20 \text{ cm}$

$b_0 = 21 \text{ cm}$

$b = 145 \text{ cm}$

$\sigma'_n = 400 \text{ kg/cm}^2$

$$\Rightarrow \left. \begin{array}{l} \Pi_{R,B1} = 918,99 \text{ t.m.} \\ \Pi_{R,B2} = \min \begin{cases} 1323,72 \text{ t.m.} \\ 5408,03 \text{ t.m.} \end{cases} \end{array} \right\} \Rightarrow \Pi_{R,B2} = 1323,72 \text{ t.m.}$$

$\Pi_{R,B} = 918,99 + 1323,72 = 2242,71 \text{ t.m}$.

$\Pi_G + 1,8 \Pi_Q = 897,13 \text{ t.m} < 1569,90 \text{ t.m}$. Vérifié.

B. Moment de rupture par les aciers:

condition à vérifier. $\Pi_G + 1,8 \Pi_Q \leq \begin{cases} 0,9 \Pi_{R,A} & \text{si } \Pi_f < \Pi_{R,A} \\ 0,8 \Pi_{R,A} & \text{sinon.} \end{cases}$

avec $\Pi_{R,A} = 0,9 \cdot h \cdot w \cdot R_G$. (Moment de rupture de l'acier).

$\Pi_f = \sigma \cdot \frac{I}{v}$ (moment de fissuration).

calcul de Π_f et $\Pi_{R,A}$:

- pour $\Pi_{R,A}$

$w = 5,58 \cdot 8 = 44,64 \text{ cm}^2$ (section des cables).

$R_G = 18666,66 \text{ kg/cm}^2$. (contrainte de rupture garantie).

$h = h_f - d_i = 190 - 13,2 = 176,8 \text{ cm}$.

$\Rightarrow \Pi_{R,A} = 1325,91 \text{ t.m}$.

- pour Π_f .

$\sigma = \sigma'_p + 2 \sigma_n$ pour la fibre inférieure.

$\sigma'_p =$ contrainte due à la précontrainte.

$\sigma_n = 31 \text{ kg/cm}^2$. (contrainte de traction)

$$\sigma'_p = \frac{N}{I_3} \left(1 - \frac{e v_i}{i^2} \right) = \frac{544}{8907,8} \left(1 - \frac{117,28 \cdot 130,48}{3680,17} \right) = 315 \text{ kg/cm}^2.$$

d'où $\sigma = 377 \text{ kg/cm}^2$.

$\sigma = 377 \text{ kg/cm}^2$

$I = 32782280,55 \text{ cm}^4$

$v_i = 130,48 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \Pi_f = 947,18 \text{ t.m} < \Pi_{R,A} = 1325,91 \text{ t.m}$$

Donc la condition à vérifier sera:

$\Pi_G + 1,8 \Pi_Q = 897,13 \text{ t.m} < 0,9 \cdot \Pi_{R,A} = 1193,32 \text{ t.m}$. Vérifié

2. Sécurité à la rupture par effort tranchant.
On vérifiera la condition $\sigma = \frac{2Z}{\sin 2\gamma} \leq 0,15 \sigma'_{28}$.

l'effort tranchant réduit est $T_r = T_G + 1,8 T_Q - V$.

$$\left. \begin{array}{l} T_G = 49,93 \text{ t} \\ T_Q = 34,726 \text{ t} \\ V = 50,18 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow T_r = 62,246 \text{ t}.$$

$$Z = \frac{T_r}{b_0 \cdot \sigma} \quad \text{avec } b_0 = 54,9 \text{ cm} \Rightarrow Z = 19,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{S} = 59,28 \text{ cm}$$

$$\text{tg } 2\gamma = \frac{2Z}{\sigma_g} \Rightarrow \text{tg } 2\gamma = 0,56 \Rightarrow 2\gamma = 29,31^\circ$$

Vérification de la condition:

$$\sigma = \frac{2Z}{\sin 2\gamma} = 78,09 \text{ kg/cm}^2 \leq 0,15 \cdot 400 = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifié.}$$

En ce qui concerne la contrainte des armatures transversales on prendra: $\gamma = 14,65^\circ$ soit $\text{tg } \gamma = 0,26$

on vérifiera $\sigma'_a = \frac{t \cdot T_r}{A_t \cdot Z} \text{tg } \gamma \leq 1,2 \sigma_{en}$

$$\sigma'_a = \frac{15 \cdot 62240}{1157 \cdot 59,28} \cdot 0,26 = 2608,11 \text{ kg/cm}^2 < 5040 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifié.}$$

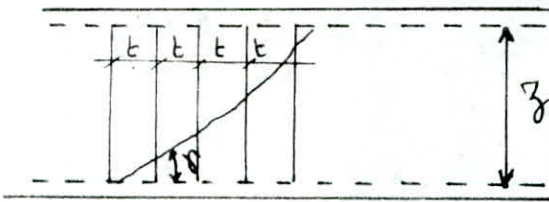
Armatures transversales.

les armatures transversales ont essentiellement pour rôle de couvrir les fissures qui peuvent être produites par le retrait et la reprise de bétonnage

* espacement des armatures transversales t :

On admet que les fissures qui peuvent se produire font un angle δ avec la parallèle à la fibre moyenne de la poutre.

l'angle δ est tel que $\text{tg } 2\delta = \frac{2\sigma}{\sigma_g}$



soit n le nombre de cadres de section $A't$ espacé de t

$$n = \frac{l}{t} = \frac{z}{t \text{tg } \delta}$$

On doit avoir $\frac{T_r}{n A't} \leq \bar{\sigma}_{at}$

$$\bar{\sigma}_{at} = \sigma_{at} \text{ avec } \sigma_{at} = \begin{cases} 2/3 & \text{si il ya reprise de betonnage} \\ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma}{\bar{\sigma}} \right)^2 & \text{sinon.} \end{cases}$$

$$\frac{T_r}{n A't} = \frac{T_r}{A't} \cdot \frac{\text{tg } \delta}{z} \leq \bar{\sigma}_{at} \Rightarrow t \leq \frac{\bar{\sigma}_{at} \cdot A't}{T_r} \cdot \frac{z}{\text{tg } \delta}$$

Toutefois t doit vérifier $t \leq \bar{t}$ (d'après l'instruction du 12 Aout 65)

$$\text{avec } \bar{t} = \min \begin{cases} ht (1,25 - 0,95 \frac{\sigma}{\bar{\sigma}}) \\ 4b_0 \\ b_0 (5 - 2 \frac{\sigma}{\bar{\sigma}}) \end{cases}$$

section d'about:

$$T_r = 56125 \text{ kg.}$$

$$\sigma_g = 54,71 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 19,87 \text{ kg/cm}^2$$

$$z = 79,41 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma} = 22,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$A't = 1,57 \text{ cm}^2 (2T10)$$

$$\rho_a = \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{19,87}{22,67} \right)^2 \right) = 0,74 \text{ pas de reprise de betonnage.}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 4200 \cdot 0,74 = 3124,47 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{tg } 2\delta = \frac{2\sigma}{\sigma_g} = \frac{2 \cdot 19,87}{54,71} = 0,72 \Rightarrow \delta = 18^\circ \Rightarrow \text{tg } \delta = 0,325.$$

$$t \leq \frac{3124 \cdot 1,57 \cdot 79,41}{56125 \cdot 0,325} = 21,35 \text{ cm.}$$

$$t \leq \begin{cases} 170 \left(1,25 - 0,95 \cdot \frac{19,87}{22,67} \right) = 70,94 \text{ cm} \\ 4 \cdot 54,9 = 219,6 \text{ cm} \\ 54,9 \left(5 - 2 \cdot \frac{19,87}{22,67} \right) = 178,26 \text{ cm} \end{cases}$$

pourcentage minimale.

$$\hat{w}_t = 0,25 \frac{ht}{ht + 3b_0} = 0,12\%$$

$$0,1 < \hat{w}_t < 0,2$$

$$\bar{E} = \frac{A't}{\hat{w}_t \cdot b_0} = \frac{1,57 \cdot 100}{0,12 \cdot 54,9} = 22,52 \text{ cm}$$

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

Section d'émergence du câble n° 1

$$T_r = 17958,59 \text{ kg.}$$

$$\tau = 15,09 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = 25,6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_g = 58,16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = 153,75 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{15,09}{25,6} \right)^2 \cdot 4200 = 3713,56 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{tg } 2\delta = \frac{2 \cdot 15,09}{58,16} = 0,518 \Rightarrow \delta = 13,71 \Rightarrow \text{tg } \delta = 0,244$$

$$t \leq \frac{3713,56 \cdot 1,57 \cdot 153,75}{17958,59 \cdot 0,244} = 204,56 \text{ cm.}$$

$$t = \inf \begin{cases} 170 \left(1,25 - 0,95 \cdot \frac{15,09}{25,6} \right) = 117,30 \text{ cm} \\ 4 \cdot 12,9 = 51,6 \text{ cm} \\ 12,9 \left(5 - 2 \cdot \frac{15,09}{25,6} \right) = 49,29 \text{ cm} \end{cases}$$

On prendra $t = 40 \text{ cm}$
pourcentage minimale: $\hat{w}_t = 0,125 \frac{170}{170 + 3 \cdot 12,9} = 0,12\%$

2. Armatures longitudinales.

ces armatures vont jouer le rôle d'armatures de construction et d'armatures de pecu.

Le pourcentage d'armatures longitudinales pourra être fixé comme la moitié environ du pourcentage d'armatures transversale (IP 1 article 18).

à l'about:

$$\hat{w}_L = 0,5 \hat{w}_t = 0,5 \cdot 0,12 = 0,1\%$$

section minimale des armatures $A_{min} = B_{âme} \cdot \hat{w}_L$

$$B_{âme} = b_0 \cdot h = 60 \cdot 85 = 5100 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} = 5100 \cdot 0,001 = 5,1 \text{ cm}^2.$$

$$\text{en travée: } \hat{w}_L = 0,5 \cdot 0,12 = 0,1\% \Rightarrow A_{min} = \frac{18 \cdot 170 \cdot 0,11}{100} = 3,06 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons des T12 comme armatures longitudinales. ces armatures vont être placées le long de l'âme, dans le talon et dans la table de la poutre.

Cadre du Talon:

d'après la disposition de l'IP1, les cadres du talon doivent être choisis de manière à satisfaire la relation suivante:

$$(1) \frac{\hat{w}_t}{t} \geq c \cdot \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{en}} \quad \hat{w}_t: \text{pourcentage des } A_t \text{ (cadre du talon)}$$

$$(2) \frac{\hat{w}_t}{t} \geq 1,3 \cdot D \cdot \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{en}} \quad t: \text{espacement des cadres du talon}$$

c : enrobage.

La relation (1) est applicable si $D \leq c \leq 1,3 D$

La relation (2) est applicable si $c > 1,3 D$

avec D : diamètre de la gaine

Nous utilisons des T10 comme cadre du talon

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2; A_t = 0,785 \text{ cm}^2; \sigma_{28} = 31 \text{ kg/cm}^2; D = 5,1 \text{ cm.}$$

section médiane:

$$t \leq \frac{\hat{w}_t \cdot \sigma_{en}}{c \cdot \sigma_{28}} \quad c = 6 \text{ cm} < 1,3 D = 6,63 \text{ cm} \longrightarrow \text{cas (1)} \\ \longrightarrow t \leq 17,72 \text{ cm}$$

nous prenons $t = 15 \text{ cm}$.

section d'about:

$$c = 9 \text{ cm} > 1,3 D = 6,63 \text{ cm}$$

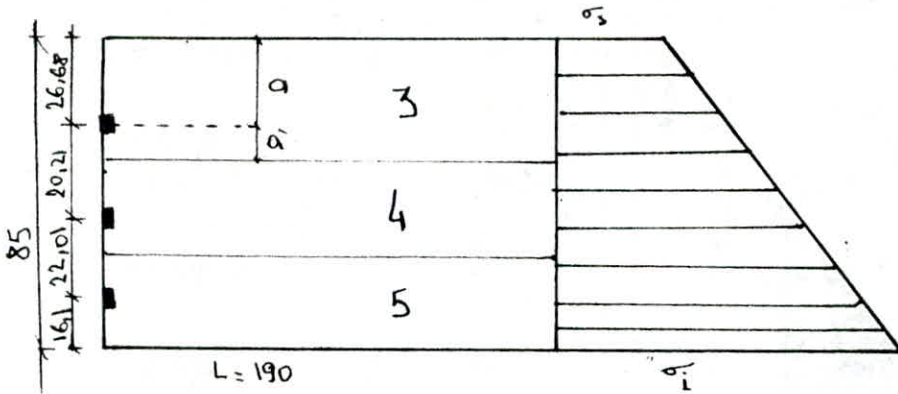
$$t \leq \frac{\hat{w}_t \sigma_{en}}{1,3 D \sigma_{28}} = 16,05 \text{ cm} \quad \text{On prend } t = 15 \text{ cm.}$$

Etude de la Zone d'about.

1. Introduction.

Au niveau de la zone d'about, la précontrainte n'a pas son plein effet qu'à une certaine distance de son point d'application, cette distance est appelée zone de régularisation. Cette zone est le siège des efforts complexes.

2. Détermination des efforts.



L: zone de régularisation des contraintes supposées égale à la hauteur de la poutre
 a, a': distance de l'ancrage aux bords du prisme qui lui est associé.

- 3: prisme associé à l'ancrage du câble 3
- 4: ——— // ——— // ——— // ——— 4
- 5: ——— // ——— // ——— // ——— 5

Effort de surface T_s et calcul des frettes.

l'effort de surface T_s est donné par la formule établie selon la théorie de GUYON

$$T_s = \left[0,04 + 0,2 \left(\frac{a - a'}{a + a'} \right)^3 \right] \cdot F$$

avec F: force utile du câble dans le cas d'un ancrage incliné on majore F de 10%.
 A l'about la contrainte du câble est σ

$$\sigma = 12472,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$F = 1,1 \cdot 5,58 \cdot 12472,86 = 76558,41 \text{ kg}$$

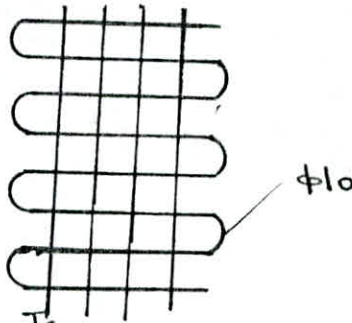
les valeurs de T_s sont regroupées dans le tableau suivant:

| Prisme | a [cm] | a' [cm] | F [t] | T_s [t] |
|--------|--------|---------|-------|-----------|
| 3 | 26,68 | 10,10 | 76,55 | 4,46 |
| 4 | 10,10 | 11 | 76,55 | 3,06 |
| 5 | 11 | 16,1 | 76,55 | 2,96 |

calcul de Frette: nous utilisons des aciers doux ; $\bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot 2400$

$$T_{\max} = 4,46 \text{ t} \quad A = \frac{T_{\max}}{\bar{\sigma}_a} = 2,78 \text{ cm}^2.$$

Nous adopterons une frette verticale en $\phi 10$ formée par 4 branches $\rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2$
 cette frette commune aux ancrages sera placée le plus près possible de la face d'about tout en respectant les conditions d'enrobage. Nous ajoutons également une frette horizontale formée de 4 branches.



Effort d'éclatement T_e .

notation: a_1 : longueur d'ancrage
 $2a$: longueur du prisme fictif avec $a < a'$; si $a > a' \rightarrow 2a'$
 K : coefficient de réduction
 F : force utile du câble
 s : surface du prisme fictif
 P : contrainte moyenne d'éclatement
 $\sigma_{y \max}$: contrainte max d'éclatement.

Posons $y = \frac{a_1}{2a} \quad \sigma_y^{\max} = 0,65 P (1-y) \quad \text{en kg/cm}^2.$
 $P = \frac{F}{s} \quad K = 1 - \left(\frac{8}{\sigma_{0 \max}}\right)^2$

T_e : évaluée à partir de règle des prismes symétriques (prisme fictif)

$$T_e = \frac{F}{3} (1-y) K$$

les dimensions à prendre en compte:

- pour le prisme i $2a, a$; plaque d'ancrage $a_1, a_2 = 22,22 \text{ (cm}^2)$
 F : force utile du câble: $76,558 \text{ t}$

| Prisme | $2a$ (cm) | y (cm) | $\frac{F}{3}(1-y)$ (t) | $2a \cdot a$ (cm ²) | σ_y (kg/cm ²) | P (kg/cm ²) | T_e (t) |
|--------|-----------|----------|------------------------|---------------------------------|----------------------------------|---------------------------|-----------|
| 3 | 0,20 | 1,14 | -3,57 | 579,33 | -12,02 | 132,15 | -1,98 |
| 4 | 0,20 | 1,14 | -3,57 | 222,20 | -31,02 | 344,51 | -3,33 |
| 5 | 0,20 | 1,03 | -0,76 | 354,2 | -4,21 | 216,14 | 1,97 |

$T_e^{\max} = 3,33 \text{ t}$; les armatures nécessaires pour reprendre cet effort ont une section:

$$A = \frac{3,33 \cdot 10^3}{1600} = 2,081 \text{ cm}^2; \text{ nous adoptons } 4 \phi 10 \text{ (} A = 3,14 \text{ cm}^2)$$

Nous prévoyons aussi des armatures pour reprendre la poussée au vide $\hat{w} = 0,3\%$

$$B_{\text{âme}} = 60 \times 85 = 5100 \text{ cm}^2 ; A_t = \frac{0,13}{100} \cdot 5100 = 15,3 \text{ cm}^2$$

soit 6 cadres $\phi 14$ ($A = 18,46 \text{ cm}^2$).

Contrainte maximale sous l'ancrage.

Le règlement admet comme contrainte admissible de compression sous l'ancrage la valeur:

$$\bar{\sigma}'_{\text{ém}} = \frac{1}{1,16} \sigma'_j \cdot K ; \text{ avec } K = 1 + \left(3 - \frac{a_1}{b_1} - \frac{a_2}{b_2}\right) \sqrt{\left(1 - \frac{a_1}{b_1}\right) \left(1 - \frac{a_2}{b_2}\right)}$$

a_1 et a_2 sont les dimensions de la plaque d'ancrage.

b_1 et b_2 sont les dimensions de la section du prisme ayant même centre de gravité que la plaque.

Vérification des contraintes.

dans notre cas, les plaques d'ancrage sont circulaires de diamètre $\phi 22$, les diamètres de la gaine des armatures est $\phi = 5,1 \text{ cm}$, la section nette de la plaque est:

$$\Delta = \frac{\pi}{4} (22^2 - 5,1^2) = 359,70 \text{ cm}^2$$

Contrainte admissible de compression.

$$\bar{\sigma}' = \frac{1}{1,16} \cdot 400 \cdot K = 250 K \text{ (kg/cm}^2\text{)}.$$

prisme 3 : on prend $a_1 = a_2 = 22 \text{ cm}$, $b_1 = 60 \text{ cm}$, $b_2 = 25 \text{ cm}$

$$\Rightarrow K_3 = 1,148 \quad \Rightarrow \bar{\sigma}'_3 = 370,84 \text{ kg/cm}^2$$

calcul des deformations

1. FLèches et contre-FLèches

les FLèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre-FLèches).

A. Flèche de poids propre.

$$f_G = \frac{5 g l^4}{384 E I}$$

$$l = 31,96 \text{ m} \quad E = \frac{1}{3} E_i = 140000 \text{ kgf/cm}^2 = 1,4 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$g = 3,12 \text{ t} \quad I = 32782280,55 \text{ cm}^4$$

$$\text{d'où: } f_G = 9,23 \text{ cm.}$$

B. Flèche de précontrainte

$$f_P = \frac{1}{2} \int_0^{L/2} \frac{\pi}{EI} \cdot x \cdot dx + \frac{1}{2} \int_{L/2}^L \frac{\pi}{EI} (L-x) dx$$

pour un diagramme des moments symétrique par rapport à l'axe de la poutre, l'expression de la flèche à mi-travée s'écrit:

$$f_P = \int_0^{L/2} \frac{\pi}{EI} x \cdot dx$$

cette valeur représente le moment statique à EI près, de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-longueur par rapport à l'appui de gauche.

On trace le diagramme de moment de précontrainte à partir des trois valeurs de moments ($x=0$; $x=L/4$; $x=L/2$).

La contrainte initiale à la mise en tension: $13525,6 \text{ kg/cm}^2$

La contrainte en service: $11575,6 \text{ kg/cm}^2$.

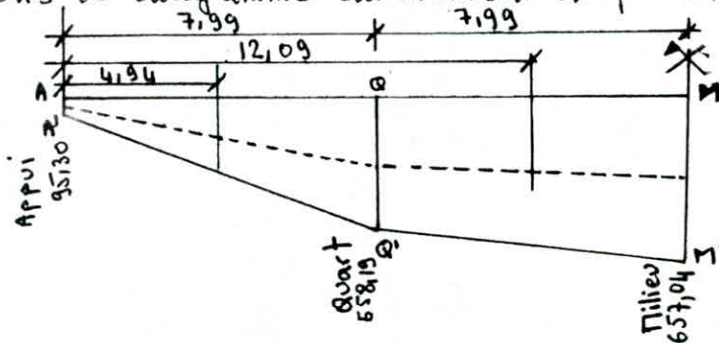
On prendra comme valeur de précontrainte $\sigma_m = \frac{13525,6 + 11575,6}{2} = 12550,6 \text{ kg/cm}^2$.

La précontrainte par câble est $P = 12550,6 \cdot 5,58 = 70032,35 \text{ kg}$.

$P = 70,03 \text{ t}$.

| Section | $\Sigma \cos \alpha$ | N (t) | e (10^{-2} m) | π_p (t.m) |
|---------|----------------------|--------|------------------|---------------|
| Mediane | 8 | 560,24 | 117,28 | 657,04 |
| Quart | 7,91 | 553,93 | 100,77 | 558,19 |
| about | 5,94 | 415,98 | 22,91 | 95,30 |

Trçons le diagramme du moment de précontrainte.



| Aire | Aire du trapèze (m ²) | Distance de G | Moment Statique |
|--|-----------------------------------|---------------|-----------------|
| aqg'a' | -2610,69 | 4,94 | -12896,8 |
| qmm'q' | -4854,84 | 12,09 | -58695,01 |
| $\int_0^{L/2} M \cdot x \, dx = \dots$ | | | -71591,81 |

On a donc comme contre flèche de precontrainte

$$\left. \begin{array}{l} \Pi \cdot X = -71591,81 \text{ t} \cdot \text{m}^3 \\ E = 1,4 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \\ I = 32782280,55 \text{ cm}^4 \end{array} \right\} \Rightarrow f_p = -15,6 \text{ cm (c'est une flèche vers le haut)}$$

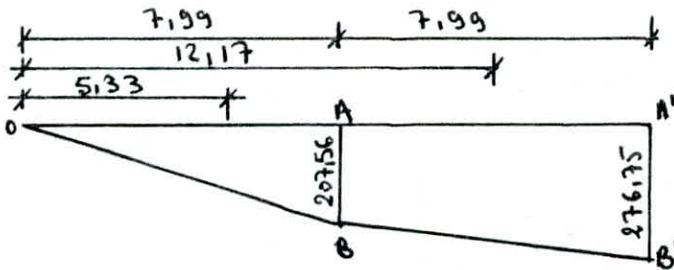
C. Flèche de construction :

On adoptera pour le fond de coffrage une flèche de construction f_c vers le bas : $f_c = \frac{3}{4} (f_p - f_g)$ en valeur absolue.

$$f_c = \frac{3}{4} (15,6 - 9,23) = 4,77 \text{ cm}.$$

D. Flèche de surcharge.

La surcharge D, qui est la plus défavorable, n'est pas uniforme. Pour cela nous allons utiliser la même méthode que celle utilisée pour le calcul de la flèche de precontrainte. $E = E_i = 420000 \text{ kg/cm}^2$.



| Aire | | distance de G | Moment statique |
|---|---------|---------------|-----------------|
| OAB | 829,20 | 5,33 | 4419,64 |
| AA'BB' | 1934,82 | 12,17 | 23546,76 |
| $\int_0^{L/2} M \cdot x \cdot dx = \dots$ | | | 27966,4 |

On a donc comme flèche de surcharge :

$$\left. \begin{array}{l} \Pi \cdot X = 27966,4 \text{ t} \cdot \text{m}^3 \\ E = 4,2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \\ I = 32782280,55 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4 \end{array} \right\} \Rightarrow f_q = 2,03 \text{ cm}.$$

On aura donc en définitive en service à vide :

$$f = f_p + f_g + f_c = -15,6 + 9,23 + 4,77 = -1,6 \text{ cm}$$

en service en charge

$$f = f_p + f_g + f_c + f_q = -1,6 + 2,03 = 0,43 \text{ cm}.$$

2. Rotation d'appui.

A. Rotation d'appui sans poids propre.

Il est parfois utile de calculer les rotations β aux appuis.

$$\text{On a : } \beta = \int_0^l \frac{\pi \cdot x}{E \cdot I \cdot l} \cdot dx.$$

On peut donc dire que β est, à EI près, égal au moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'ensemble de l'aire limitée par le diagramme des moments et l'axe horizontal de référence. Pour le calcul d'une valeur suffisamment approchée de $\int_0^l M \cdot x \cdot dx$. On vérifiera toutefois que si le diagramme de π est symétrique on peut écrire :

$$\beta = \frac{1}{EI L} \int_0^l \pi \cdot dx \cdot \frac{l}{2} = \frac{1}{2EI} \int_0^l M \cdot dx.$$

sous charge uniformément répartie g , le diagramme des moments est une parabole (valeur maximale au centre $\frac{gl^2}{2}$) et l'on a alors :

$$\beta = \frac{gl^3}{24EI}$$

$$g = 3,12 \text{ t}$$

$$l = 31,96 \text{ m}$$

$$E = 114 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$I = 32782280,55 \cdot 10^8 \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow \beta_G = 0,0092$$

B. rotation d'appui sous précontrainte.

surface $amm'a'$ (c.f. diagramme de la flèche due à la précontrainte)

$$\int_0^l \pi \cdot dx = 2(-2610,69 - 4854,84) = -14931,06 \text{ t} \cdot \text{m}^2.$$

$$\int_0^l \pi \cdot dx = -14931,06 \text{ t} \cdot \text{m}^2.$$

$$E = 114 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$I = 32782280,55 \cdot 10^8 \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow \beta_P = \frac{1}{2EI} \cdot \int_0^l M \cdot dx = -0,016$$

C. Rotation d'appui sous surcharges.

$$\beta_Q = \frac{1}{2EI} \int_0^l \pi \cdot dx \quad (\text{avec } E = 42 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2).$$

$$\int_0^l \pi \cdot dx = 2(829,2 + 1934,82) = 5528,04 \text{ t} \cdot \text{m}^2 \quad (\text{c.f. diagramme de la flèche due aux surcharges})$$

$$\text{d'où } \beta_Q = 0,002.$$

en aura en définitive

en service à vide.

$$\beta = \beta_G + \beta_P = 0,0092 - 0,016 = -0,0068$$

en service en charge

$$\beta = \beta_G + \beta_P + \beta_Q = -0,0068 + 0,002 = -0,0048.$$

3. Déplacement d'appui

A. déplacement dû à la rotation.

$$\Delta \beta = \beta \cdot \frac{ht}{2}$$

$$\text{avec } \beta = 0,0068 \quad \left. \begin{array}{l} ht = 1,90 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta \beta = 0,0064 \text{ m}.$$

B. déplacement dû au retrait.

$$\Delta r = 3 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{L}{2} \quad (\text{avec } L = 31,96 \text{ m})$$

$$\text{d'où } \Delta r = 0,0048 \text{ m.}$$

C. déplacement dû au FLuage.

Récapitulation des contraintes de compression du béton sur la fibre inférieure

| | σ'_A à l'appui | σ'_n au milieu |
|----------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| En service | 28,57 kg/cm ² | 30,27 kg/cm ² |
| à la mise en tension | <u>42,76 kg/cm²</u> | <u>178,6 kg/cm²</u> |
| Valeur moyenne | 35,66 kg/cm ² | 104,43 kg/cm ² |

La valeur moyenne de la contrainte de compression du béton sur la fibre inférieure serait évaluée à :

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_A + \sigma'_n}{2} = \frac{35,66 + 104,43}{2} = 70,04 \text{ kg/cm}^2.$$

Le déplacement dû au fluage sur un appui est donc :

$$\Delta f = \frac{L}{2} \cdot \frac{\sigma'_m}{E}$$

$$\left. \begin{array}{l} L = 31,96 \text{ m} \\ E = 1,4 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \\ \sigma'_m = 70,04 \text{ kg/cm}^2 = 700,4 \text{ t/m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f = 0,008 \text{ m}$$

D. déplacement dû à la variation de Température

$$\Delta t = \pm \frac{L}{10000} \quad (\text{avec } L = 31,96 \text{ m})$$

$$\text{d'où } \Delta t = \pm 0,0032 \text{ m.}$$

On aura donc en définitive.

$$\Delta_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta \beta + \Delta r + \Delta f) + \Delta t \quad \left(\begin{array}{l} \text{les poutres ont été prefabriquées} \\ \text{et posées sur leurs appuis} \end{array} \right)$$

$$\Delta_{\max} = \frac{2}{3} (0,0064 + 0,0048 + 0,008) + 0,0032 = 0,016 \text{ m.}$$

$$\text{soit } \Delta_{\max} = 1,6 \text{ cm (sur chaque appui).}$$

joint de chaussée

1. Role des joints:

Ils assurent la continuité de surface de circulation entre deux éléments d'un ouvrage malgré leur déplacement relatif dû à l'effort des écarts de température, au retrait et à la rotation

2. choix du type de joint

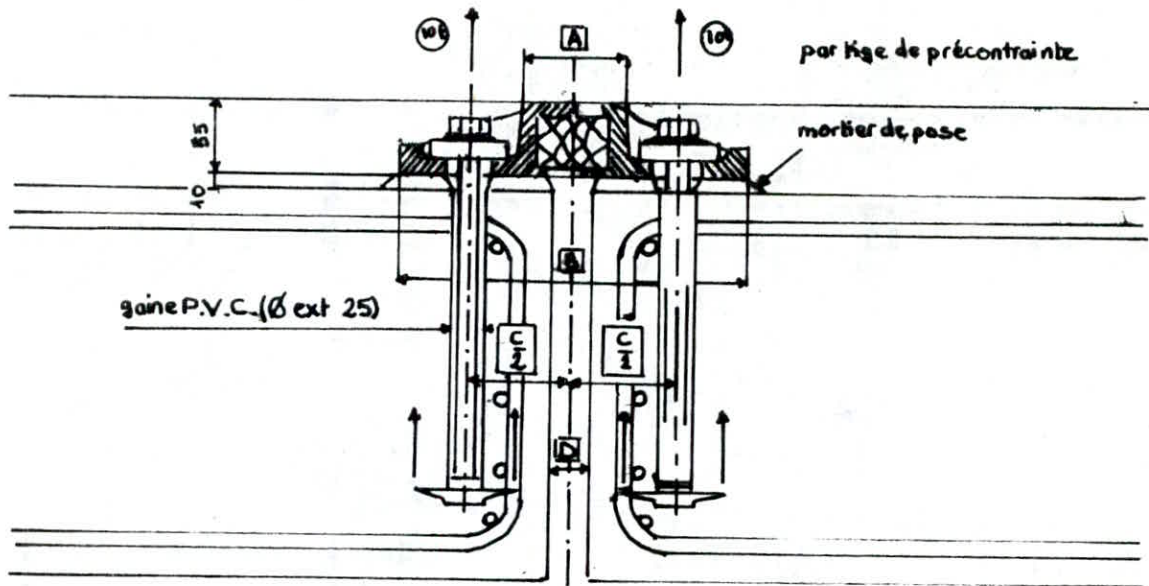
comme les poutres avaient été préfabriquées et posées sur leurs appuis après mise en précontrainte, le déplacement à prendre en compte aurait été inférieur, soit approximativement.

$$\Delta = \frac{2}{3} (\Delta\beta + \Delta r + \Delta f) + \Delta t$$

$$= \frac{2}{3} (0,0064 + 0,0048 + 0,008) + 0,0032 = 0,016 \text{ m}$$

soit $\Delta = 16 \text{ mm}$

On choisit les joints type CIPEC W-25.



les côtes ABCD varient en fonction de l'ouverture du joint tant à la pose qu'au fonctionnement. l'écartement des deux lignes de tirants (cote c) et le réglage définitif du joint (cote A) seront déterminés à partir des indications fournies par le bureau d'étude de l'entreprise.

| | A | B | C | D |
|--------------------------------------|-----------------------------|------------------------------|------------------------------|-----------------------------|
| $0 \leq \Delta l \leq 25 \text{ mm}$ | $68 \pm \frac{\Delta l}{2}$ | $242 \pm \frac{\Delta l}{2}$ | $142 \pm \frac{\Delta l}{2}$ | $25 \pm \frac{\Delta l}{2}$ |

La capacité Δl peut être légèrement augmentée si l'on admet, qu'en position ouverte, les pointes des dents ne sont plus en alignement.

Appareils d'appuis.

les appareils d'appuis ont pour but d'assurer la liaison entre une structure et son support, tout en permettant d'absorber les déplacements, les efforts horizontaux et les rotations.

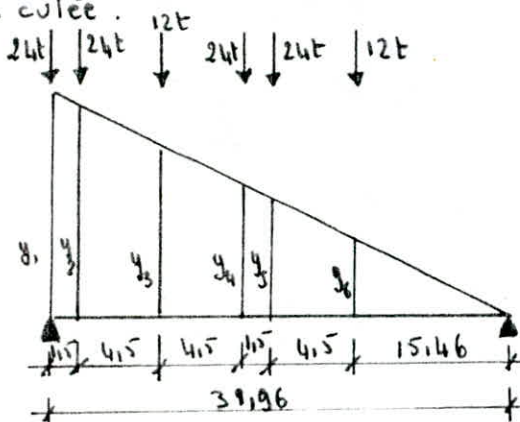
1. calcul des charges sollicitant l'ensemble de l'ouvrage.

A. charges verticales.

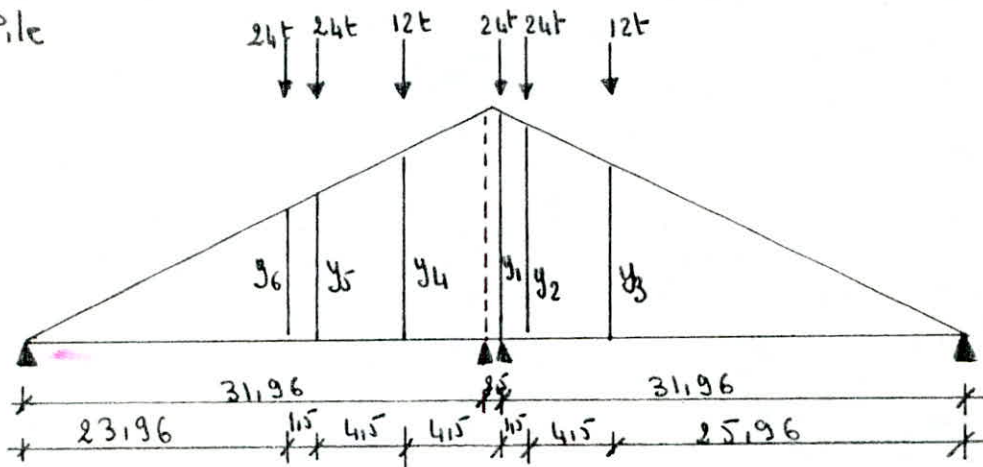
le tablier repose sur deux culées et trois piles. les efforts verticaux dus aux charges et surcharges qui sollicitent chaque culée et pile sont:

calcul d'un exemple sous la surcharge Bc.

- culée.



- Pile



On procédera de la même manière pour les charges et autres surcharges. ces valeurs majorées et pondérées seront consignées dans le tableau qui suit:

| charges et surcharge | G | A(1) | trottoirs | Bc | M _{c120} | ID | seisme vertical |
|----------------------|--------|--------|-----------|--------|-------------------|--------|-----------------|
| culée | 329,47 | 128,72 | 5,69 | 129,21 | 94,72 | 144,7 | 23,06 |
| Pile (L=23,43) | 778,82 | 304,44 | 13,45 | 159,76 | 103,68 | 198,71 | 54,52 |
| Pile (L=31,96m) | 898,7 | 351,16 | 15,52 | 161,65 | 104,59 | 205,08 | 62,91 |

les accélérations sismiques verticale et horizontale sont prises égales respectivement à $\epsilon_v = 0,07$, $\epsilon_H = 0,10$ conformément aux recommandations du C.P.S.

B. charges horizontales.

a) vent:

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute surface frappée normalement une pression P . La valeur de P est prise égale à $0,25 \text{ t/m}^2$. (C.P.S article 14).

l'effort horizontal du au vent est: $H_v = P \cdot L_p \cdot h$.

avec $P = 0,25 \text{ t/m}^2$

$$\left. \begin{array}{l} L_p = 119,18 \text{ m (portée du pont)} \\ h = 1,98 \text{ m (hauteur du tablier)} \end{array} \right\} \Rightarrow H_v = 58,99 \text{ t.}$$

b) Freinage:

les surcharges de chaussée $A(l)$ 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

- l'effort de freinage développé par $A(l)$ est: $F_A = \frac{A}{20 + 0,00355 \Omega} \cdot \Omega$.

Ω (surface chargée).

$$\Omega = L_p \cdot l_s = 119,18 \cdot 9,25 = 1102,21 \text{ m}^2.$$

$$A = 1072,75 \text{ kg/cm}^2, \text{ on aura } F_A = 49,56 \text{ t.}$$

- l'effort de freinage développé par B_c est $F_{Bc} = 30 \text{ t}$.

Un seul camion est supposé freiné et développe une force de freinage égale à son poids.

c) seisme.

$$H_s = E_H \cdot G = 0,1 \cdot 335182 = 335,18 \text{ t.}$$

2. Variation linéaire du Tablier.

se sont des déformations dues au fluage, au retrait et aux variations de températures. Ces déformations affectent les appuis de l'ouvrage et provoquent sur ces appuis des efforts horizontaux considérables

A. Fluage.

$$\frac{\Delta L_f}{L_p} = 3 \varepsilon_f = 3 \frac{\sigma_m}{E_v} \Rightarrow \Delta L_f = \frac{3 \cdot 70,04 \cdot 110,78}{420000} = 55,42 \text{ mm}$$

B. Retrait.

$$\frac{\Delta L_r}{L_p} = -\varepsilon_r \Rightarrow \Delta L_r = -3 \cdot 10^{-4} \cdot 110,78 = -33,2 \text{ mm.}$$

C. Température.

$$\Delta L_t = \pm \varepsilon_{\Delta t} \cdot L_p = \pm 3 \cdot 10^{-4} \cdot 110,78 = \pm 33,2 \text{ mm.}$$

On admet que 60% du retrait et fluage se sont produits avant la mise en place des poutres préfabriquées.

Bilan des variations linéaires dues au fluage, au retrait et aux variations de température

$$\text{Allongement } \Delta l_{\max}^+ = \Delta L_t = 33,2 \text{ mm.}$$

$$\text{Retrecissement } \Delta l_{\max}^- = -0,4(33,2 + 55,42) - 33,2 = -68,64 \text{ mm.}$$

3. Détermination des Appareils d'appuis.

A. Réactions des appuis.

- pour la pile:

$$\text{sous charges permanentes : } 898,7 / 18 = 49,93 \text{ t}$$

$$\text{sous surcharge A : } 351,16 / 18 = 19,51 \text{ t}$$

$$E = 3,64 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \quad b = 1,20 \text{ m.}$$

$$I = \frac{\pi b^4}{64} = 0,102 \Rightarrow d = 3,80.$$

$$\lambda = \frac{1}{d} = \frac{1}{3,8} \Rightarrow \lambda = 0,263$$

$$\lambda P = 0,263 \cdot 15 = 4.$$

d'après les tables de WERNER. on a:

$$X_{w\pi^*} = -1,26 \quad X_{wP^*} = -1,68.$$

$$X_{\varphi\pi^*} = 1,54 \quad X_{\varphi P^*} = 1,26.$$

La rotation en tête du pieu est nulle: $\varphi = 0$

$$EI \cdot \varphi = 0 \Rightarrow \frac{M^*}{2} X_{\varphi\pi^*} + X_{\varphi P^*} \cdot \frac{P^*}{\lambda^2} = 0.$$

d'où:

$$M^* = - \frac{X_{\varphi P^*} \cdot P^*}{X_{\varphi\pi^*} \cdot \lambda} = - \frac{1,26 \cdot 0,167}{1,54 \cdot 0,263} = -0,519 \text{ t.m.}$$

$$EI W = X_{w\pi^*} \cdot \frac{M^*}{\lambda^2} + X_{wP^*} \cdot \frac{P^*}{\lambda^3} \Rightarrow W = 6,7 \cdot 10^{-5} \text{ m.}$$

$$\text{Donc } \delta_{31} = \delta_{32} = \delta_{33} = 6,7 \cdot 10^{-5} \text{ m.}$$

Repartition des efforts horizontaux aux piles et aux culées:
le pourcentage d'effort repris par chaque appui est donné par l'expression:

$$H_i \% = \frac{K_i}{\sum K_i} \quad \text{avec } K_i = \frac{1}{\sum \delta_i} \quad \text{d'où: } H_i = \frac{H \cdot K_i}{\sum K_i}$$

| | abscisse x(m) | Elastomère | Pile | Fondation | $\sum \delta_i$ | Rigidité | H_i % | freinage | seisme |
|-------|------------------|------------|------|-----------|-----------------|----------|-------|----------|--------|
| culée | 0 | 20,37 | 0 | 6,70 | 27,08 | 0,037 | 14,52 | 7,19 | 48,66 |
| Pile | 24,83 | 5,44 | 5,62 | 6,70 | 11,06 | 0,09 | 35,5 | 17,59 | 118,98 |
| Pile | 94,35 | 5,44 | 5,62 | 6,70 | 11,06 | 0,09 | 35,5 | 17,59 | 118,98 |
| culée | 119,18 | 20,37 | 0 | 6,70 | 27,08 | 0,037 | 14,52 | 7,19 | 48,66 |
| | | | | | Σ | 0,2546 | 100 | 49,56 | 335,29 |

Efforts horizontaux engendrés par la variation linéaire du tablier
l'abscisse de la section du tablier qui ne subit aucun déplacement.

$$x_0 = \frac{\sum k_i \cdot x_i}{\sum k_i} = \frac{15,17}{0,2546} = 59,59 \text{ m (à } L/2).$$

la variation linéaire d'un point distant de x_i du centre de déplacement est:

$$U_L = \Delta l_{\max} \frac{x_i}{L} \quad \text{avec: } \Delta l_{\max} = 68,64 \text{ mm (variation linéaire maximale due à la}$$

Température, au fluage, au retrait)

cette variation linéaire engendre sur l'appui un effort horizontal:

$$H_{0L} = \frac{n \cdot G \cdot U_L \cdot a \cdot b}{Tr}$$

a, b, G, Tr: caractéristiques des appareils d'appuis
n: nombre d'appareil d'appuis

$$\text{pour culée: } x_i = 59,59 \text{ m. ; } U_L = 34,32 \text{ mm} \Rightarrow H_{0L} = 16,84 \text{ t}$$

$$\text{pour pile: } x_i = 34,96 \text{ m ; } U_L = 20,02 \text{ mm} \Rightarrow H_{0L} = 36,76 \text{ t.}$$

Reaction maximale sur chaque appui = 69,44 t
Reaction minimale sur chaque appui = 49,93 t.

- pour la culée .

sous charge permanente : $329,47/9 = 36,61$ t
sous convoi B : $144,7/9 = 16,1$ t.

Reaction maximale sur chaque appui = 52,71 t
Reaction minimale sur chaque appui = 36,61 t.

B - Appareil d'appui

Le type d'appareil d'appui a été donné par l'entreprise .

Appareil d'appui pour la pile 400/300/96/69

Appareil d'appui pour la culée $\varnothing 350/104/144$.

Épaisseur nominale totale de l'elastomère $T \leq \frac{a}{5}$ et $T \geq \frac{a}{10}$.

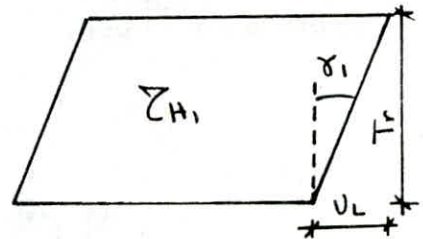
avec "a" le plus petit côté, $T \leq \frac{300}{5} = 60$ mm et $T \geq \frac{300}{10} = 30$ mm .

Verification des appareils d'appui

verifications au cisaillement.

* sous variation lineaire : $\tau_H = G \tan \delta_1 \leq 0,5 G \Leftrightarrow \tan \delta_1 \leq 0,5$
 pour la culée : $\tan \delta_1 = \frac{U_L}{T_r} = \frac{34,32}{144} = 0,238 \leq 0,5$.

pour la pile : $\tan \delta_1 = \frac{20,02}{96} = 0,208 \leq 0,5$



* sous variation lineaire + Freinage.
 $G \tan \delta_1 + \frac{H_{fr}}{n \cdot a \cdot b} \leq 0,7 G \Leftrightarrow \tan \delta_1 + \frac{H_{fr}}{G \cdot n \cdot a \cdot b} \leq 0,7$.

pour la pile : $n = 18$; $U_L = 20,02 \text{ mm}$; $H_{fr} = 17,59 \text{ t} \Rightarrow \frac{20,02}{96} + \frac{17590}{8,16 \cdot 18 \cdot 30 \cdot 40} = 0,3 < 0,7$

pour la culée : $n = 9$; $U_L = 34,32$; $H_{fr} = 7,19 \text{ t} \Rightarrow \frac{34,32}{144} + \frac{7190}{8,16 \cdot 9 \cdot 962,112} = 0,34 < 0,7$

* sous variation lineaire + Freinage + seisme.

$G \tan \delta_1 + \frac{H_{fr}}{2 \cdot n \cdot a \cdot b} + \frac{H_s}{2 \cdot n \cdot a \cdot b} \leq 1,3 G \Leftrightarrow \tan \delta_1 + \frac{H_{fr}}{2 \cdot n \cdot a \cdot b \cdot G} + \frac{H_s}{2 \cdot n \cdot a \cdot b \cdot G} \leq 1,3$.

pour la pile : $H_s = 118,98 \text{ t} \Rightarrow \tan \delta_1 + \frac{H_{fr}}{2 \cdot n \cdot a \cdot b \cdot G} + \frac{H_s}{2 \cdot n \cdot a \cdot b \cdot G} = 0,596 < 1,3$.

pour la culée : $H_s = 47,66 \text{ t} \Rightarrow \tan \delta_1 + \frac{H_{fr}}{2 \cdot n \cdot \pi R^2 \cdot G} + \frac{H_s}{2 \cdot n \cdot \pi R^2 \cdot G} = 0,633 < 1,3$.

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

condition à verifier : $\tau = \tau_v + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5 \cdot G$

$\tau_v = 1,5 \cdot \frac{\sigma_{max}}{\beta}$. contrainte de cisaillement due à la charge verticale
 β : coefficient de forme de l'appareil d'appui

$\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)} = \frac{30 \cdot 40}{2 \cdot 8(30+40)} = 10,7$ (t : epaisseur du feuillet moyen, $t = 8 \text{ mm}$).

$\tau_v = 1,5 \cdot \frac{\sigma_{max}}{\beta} = 1,5 \cdot \frac{R_{max}}{\beta \cdot a \cdot b} = 1,5 \cdot \frac{52,71 \cdot 10^3}{10,7 \cdot 1200} = 6,157 \text{ kg/cm}^2$.

$\tau_H = G \tan \delta_1 + \frac{H_{fr}}{2 \cdot n \cdot a \cdot b} + \frac{H_s}{2 \cdot n \cdot a \cdot b} = 4,94 \text{ kg/cm}^2$. (G : contrainte de distorsion : $8,16 \text{ kg/cm}^2$)

$\tau_\alpha = \frac{1}{2} \cdot \frac{a^2}{t^2} \left(\frac{\alpha_T + \alpha_0}{n} \right) \cdot G$. n : nombre de feuillet de l'elastomere : 12

α_T : rotation d'appui = $0,0048 \text{ rd}$.

α_0 : $0,01 \text{ rd}$. dû aux imperfections des appareils d'appuis et aux defauts d'executions.

d'où $\tau_\alpha = 7,076 \text{ kg/cm}^2$.

$\tau = \tau_v + \tau_H + \tau_\alpha = 6,157 + 4,94 + 7,076 = 18,173 \text{ kg/cm}^2 < 5 \cdot G = 40 \text{ kg/cm}^2$

* Condition de non soulèvement

En doit verifier que $\alpha_t = \frac{\alpha_T + \alpha_0}{n} \leq \frac{3}{\beta} \cdot \frac{t^2}{a^2} \cdot \frac{\sigma_{max}}{G} = 0,107$

$\frac{0,0048 + 0,01}{12} = 0,00123 \leq 0,107$ Verifié

* Condition de non cheminement et de non glissement.

la condition de non glissement s'ecrit : $H \leq f \cdot N$.

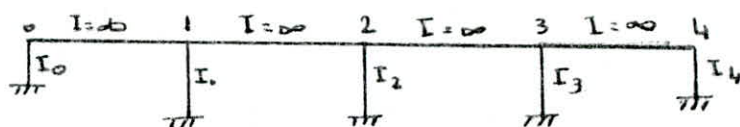
N : effort normal provenant du tablier à vide = $R_{min} = 49,93 \text{ t}$.

f : coefficient de frottement total = $0,1 + \frac{6}{\sigma_{max}} + 0,15 = 0,39$.

$H = \frac{1}{n} (H_{fr} + H_s)$.

* Détermination des rigidités : les efforts horizontaux seront répartis sur l'infrastructure de la rigidité des éléments la constituant. Le tablier est supposé infiniment rigide. La déformation d'une pile ou d'une culée sous l'effet d'un effort horizontal unitaire est : $\sum \delta_i = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$ avec : $\delta_1 =$ déformation de l'élastomère, $\delta_2 =$ déformation du voile de la pile ou culée, $\delta_3 =$ déformation de la fondation.

La rigidité d'un appui est : $K = \frac{1}{\sum \delta_i}$



* Déformation de l'élastomère :

$$\delta_{2i} = \frac{T_r}{n \cdot G \cdot A} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} n: \text{nombre d'appuis} \\ T_r: \text{hauteur de l'élastomère} \\ A: \text{aire de l'élastomère, pile: } 1200 \text{ cm}^2; \text{ culée: } 962,112 \text{ cm}^2 \\ G: \text{module de cisaillement de l'élastomère: } 8,16 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

culée : $n = 9$; $T_r = 14,4 \text{ cm}$; $\delta_{10} = \delta_{14} = \frac{14,4 \cdot 10^3}{9 \cdot 8,16 \cdot 962,112} = 20,38 \cdot 10^{-5}$

pile : $n = 18$; $T_r = 9,6 \text{ cm}$; $\delta_{11} = \delta_{12} = \delta_{13} = \frac{9,6 \cdot 10^3}{18 \cdot 8,16 \cdot 1200} = 5,44 \cdot 10^{-5}$

* Déformation de la pile et de la culée.

La rigidité du voile de la culée est grande par conséquent la déformation est nulle

$$\delta_{20} = \delta_{24} = 0$$

La déformation d'un voile de la pile est :

$$\delta_{2i} = \frac{h_i^3}{3EI \cdot n} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} n: \text{nombre de fût} \\ E: 21000 \sqrt{0,29} = 363751 \text{ kg/cm}^2 \text{ (module d'élasticité)} \\ I: \text{inertie de la pile} = 0,84375 \text{ m}^4 \\ h_i: \text{hauteur de la pile} = 8,03 \text{ m} \end{array}$$

$$\delta_{21} = \delta_{22} = \delta_{23} = 0,056 \text{ mm}$$

* Déformation de la Fondation.

La déformation d'une fondation sur une file de pieux est comme l'indique la figure ci-contre.

$$\delta(H=1) = w + \varphi h$$

w : déplacement en tête de pieu

φh : déplacement dû à la rotation.

Les déformations sont évaluées à l'aide des tableaux de "HEWRICH-WERNER"

nous avons :

$$EIw = \frac{\chi_{wm} \cdot M^*}{\lambda^2} + \chi_{wp} \cdot \frac{P^*}{\lambda^3} ; \quad EI\varphi = \chi_{\varphi m} \cdot \frac{M^*}{\lambda} + \chi_{\varphi p} \cdot \frac{P^*}{\lambda^2}$$

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

$$\lambda = \frac{1}{\alpha} \quad \text{avec} \quad \alpha = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{C_v \cdot b}}$$

d : longueur élastique du pieu.

I : moment d'inertie du pieu

b : diamètre du pieu.

E : module de déformation instantané

χ_{wm}^* , χ_{wp}^* , $\chi_{\varphi m}^*$, $\chi_{\varphi p}^*$ sont des coefficients donnés par les tables de Werner dans notre cas, la semelle de liaison est sur 2 files de 3 pieux ($n=6$).

Dans le cas où l'on a une déformation sur 2 files de pieux, la rotation en tête du pieu est nulle ($\varphi=0$). l'effort tranchant en tête dans chaque pieu est : $P^* = \frac{1}{8} = 0,167$

le module de réaction du sol est estimé : $C_v = 6000 \text{ t/m}^3$.

nous admettons que la variation du module de réaction du sol le long du pieu est comme l'indique la figure ci-après.

pour la pile: $H = \frac{1}{18} (118,98 + 17,59) = 7,58 \text{ t} \leq 0,39 \cdot 49,93 = 19,47 \text{ t}$

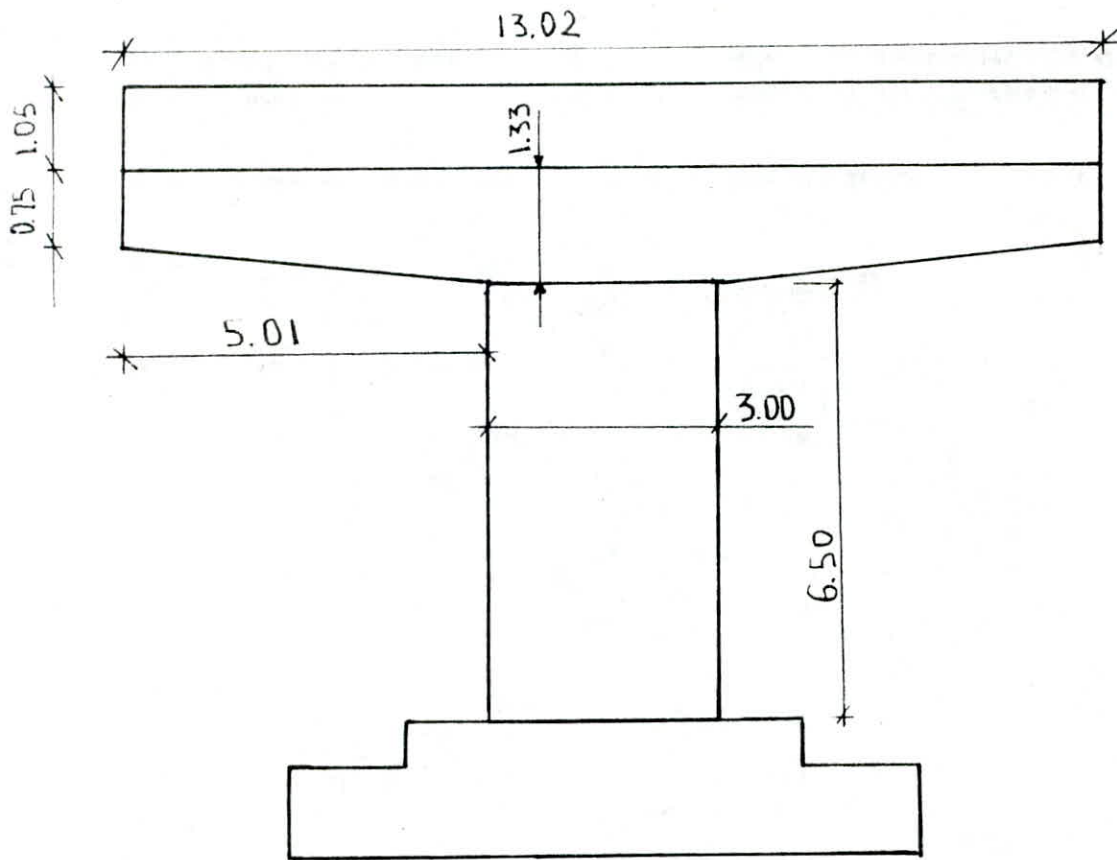
pour la culée: $H = \frac{1}{9} (48,66 + 7,19) = 6,2 \text{ t} \leq 19,47 \text{ t}$. vérifié

toutes les conditions sont vérifiées

l'épaisseur des frettes devra respecter deux conditions.

$t_s \geq 2 \text{ mm}$ et $T_s \geq \frac{a}{b} \cdot \frac{\sigma_m}{\sigma_e} = 0,05 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } t_s = 2 \text{ mm}$.

Etude de La Pile



1. Etude du chevêtre:

Le rôle du chevêtre est de transmettre les efforts provenant du tablier aux autres éléments de la pile (fût, semelle). Le chevêtre doit être conçu pour pouvoir reprendre son poids propre et les efforts provenant du tablier. Il sera étudié comme une console encastrée au fût.

A. Evaluation des efforts:

- poids propre du chevêtre:

$$g_c = 2,5 [1,05 \cdot 1,5 \cdot 13,02 + 0,75 \cdot 4,15 \cdot 13,02 + 0,58 \cdot 3 \cdot 1,50 + 5,01 \cdot 0,58 \cdot 1,5] = 71,41 \text{ t}$$

$$q_c = \frac{71,41}{13,02} = 5,48 \text{ t/mL}$$

- Effort provenant du tablier.

les charges et surcharges du tablier sont réparties sur les poutres qui, elles les transmettent au chevêtre sous forme de charge concentrées. les charges revenant à une poutre sont:

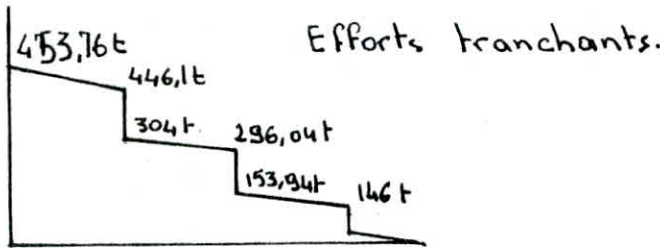
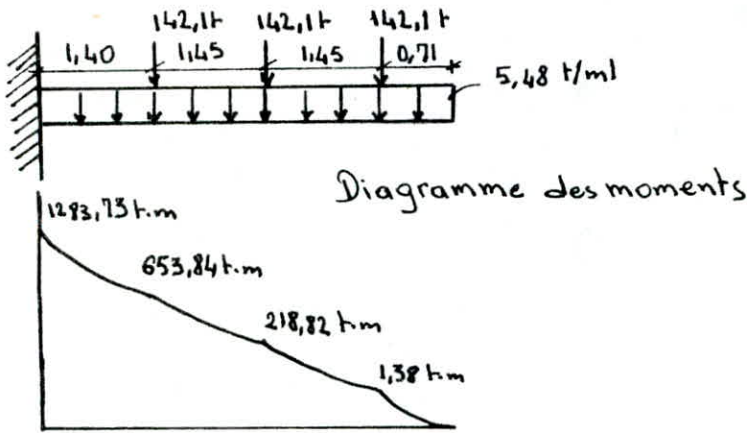
* poids propre du tablier: $P_1 = 99,87 \text{ t}$.

* d'après le C.P.S. fascicule 61 titre VI, la surcharge A est la plus défavorable pour la pile. $q_A = 9,912 \text{ t/mL}$.

$$P_2 = \frac{9,912 \cdot 31,96}{9} = 35,19 \text{ t}$$

$$P = P_1 + 1,2 P_2 = 142,10 \text{ t}$$

schéma statique de calcul (conditions normales).
 le moment fléchissant ainsi que l'effort tranchant sont maximums au niveau de l'encastrement donc le ferrillage du chevêtre sera effectué à l'aide de ces efforts.



B. Ferrillage du chevêtre. Armatures supérieures
 $M = 1283,73 \text{ t.m.}$ $h = 180 - 20 = 160 \text{ cm.}$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} \quad \text{avec} \quad \left(\begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2 \\ b = 350 \text{ cm} \quad \phi \geq 25 \end{array} \right).$$

$\mu = 0,0805 \Rightarrow K = 28,4$; $\epsilon = 0,8851$; $d = 0,3456$.
 détermination de la position de l'axe neutre.

$$\frac{h_0}{h} = \frac{1,05}{1,16} = 0,656.$$

$d < \frac{h_0}{h} \Rightarrow$ donc l'axe neutre tombe dans la table.

d'où : $A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = 339,88 \text{ cm}^2$ on prend 43T32 soit $345,8 \text{ cm}^2$

Vérification :

* A La compression :

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 93,90 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{Vérifié}$$

* A La Fissuration :

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{(1 + 10 \bar{w}_f)}$$

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

avec $\left\{ \begin{array}{l} K = 10^6 \\ \eta = 1,16 \\ \bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{345,8}{150 \cdot 20 \cdot 2} = 0,0575 \end{array} \right.$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 1828,1 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma_2 = 1469,7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot 4000, \max(1828,1 ; 1469,7) \right\} = 1828,67 \text{ kg/cm}^2$$

Non vérifié

d'où on recalcule le Ferrailage.

$$\mu = \frac{15 \cdot 1283,73 \cdot 10^5}{1828,67 \cdot 350 (160)^2} = 0,117 \Rightarrow \epsilon = 0,8660 \quad ; \quad K = 22,3.$$

$$A = \frac{1283,73 \cdot 10^5}{1828,67 \cdot 0,866 \cdot 160} = 506,80 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } 64 \text{ T } 32 \text{ soit } 514,69 \text{ cm}^2$$

Vérification à la compression.

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{1828,67}{22,3} = 82 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 180 \text{ kg/cm}^2.$$

Armature inférieure.

Ces armatures comprimées ne sont pas nécessaires pour la résistance de la pièce. Ces armatures qui seront prises forfaitairement, seront des armatures de montage.

Effort tranchant.

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} T = 453,76 \text{ t.} \\ b_0 = 350 \text{ cm} \\ z = 7/8 \cdot 160 = 140 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \tau_b = 9,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 90 \text{ kg/cm}^2 > \sigma'_b = 82 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{avec } \bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \cdot 7,5 = 26,25 \text{ kg/cm}^2, \quad \text{on a : } \tau_b = 9,26 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 26,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{at} = \max \left[\left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right), \frac{2}{3} \right] = 0,862 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = P_{at} \cdot \sigma_{en} = 0,862 \cdot 4200 = 3623,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 22,62 \text{ cm}^2 \quad (1 \text{ cadre} + 9 \text{ étriers}) \text{ T } 12$$

$$t \leq \frac{A_t z \bar{\sigma}_{at}}{T} = 25,29 \text{ cm.}$$

$$t = \min \begin{cases} 0,2 h = 0,32 \\ \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \cdot h = 100,73 \text{ cm.} \end{cases}$$

on prend $t = 25 \text{ cm.}$

Armatures transversales:

la charge totale revenant à la console est: $13,76 \text{ t/mL}$.

d'où le moment d'encastrement. $M = 13,76 \cdot 1,25 = 16,76 \text{ t.m/mL}$

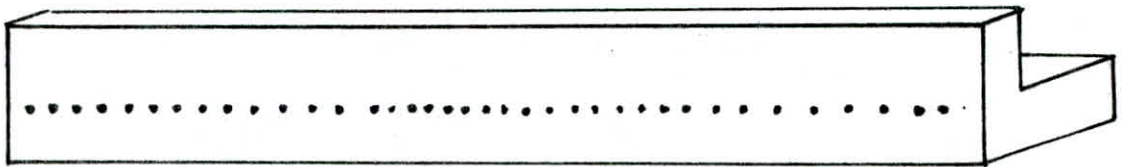
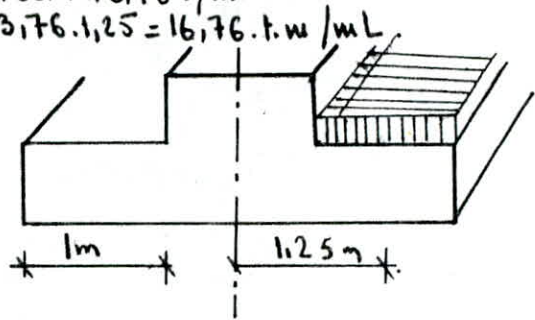
Ferraillage.

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2}$$

avec: $\begin{cases} M = 16,76 \text{ t.m/mL} \\ \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \\ h = 70 \text{ cm} \end{cases}$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu = 0,018 \\ \epsilon = 0,9405 \\ K = 69 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = 9,09 \text{ cm}^2/\text{mL} \text{ on prend } 3 \text{ T}20 \text{ (} A = 9,42 \text{ cm}^2/\text{mL} \text{)}.$$



l'espacement entre les barres est de $32,5 \text{ cm}$ sur toute la longueur du chevetre.

2. Etude du Fût.

Le fût est sollicité par des charges verticales (poids de la pile, charges et surcharges du tablier) et des charges horizontales (Freinage, et seisme). ces dernières engendrent des moments à la base du fût.

A. Effort à la base du fût.

dans le sens longitudinal du pont.

| | H (t) Horiz | N (t) vert | d (m) | M (t.m) |
|---------------------|-------------|------------|-------|---------|
| chevetre | — | 71,41 | — | — |
| fût | — | 73,125 | — | — |
| Freinage | 17,59 | — | 8,03 | 141,25 |
| Tablier | — | 778,82 | — | — |
| Surcharge A(2) | — | 304,44 | — | — |
| Surcharge trottoirs | — | 13,45 | — | — |
| Variation lineaire | 36,76 | — | 8,03 | 295,18 |

Combinaison

$$G + 1,2 P + T.$$

$$N = 1304,82 \text{ t}$$

$$H = 54,35 \text{ t}$$

$$M = 436,43 \text{ t.m.}$$

| | H (t) | N (t) | d (m) | M (t.m) |
|-------------------------|--------|------------------|-------|---------|
| Chevetre | — | 75,97 66,03 | — | — |
| fut | — | 78,24 68 | — | — |
| Poids propre du tablier | — | 833,33 724,26 | — | — |
| Surcharge A(l) | — | 304,44 | — | — |
| Surcharge trottoirs | — | 13,45 | — | — |
| freinage | 17,59 | — | 8,03 | 141,25 |
| Seisme | 118,98 | — | 8,03 | 955,41 |
| Variation linéaire | 36,76 | — | 8,03 | 295,18 |

Combinaison .

G + P + T + S I

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\min} = 858,29t \\ H_{\min} = 36,76t \\ M_{\min} = \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 1432,67t \\ H_{\max} = 173,33t \\ M_{\max} = 1391,84t.m \end{array} \right.$$

B. Calcul et Ferrailage du Fût.

Le fût est sollicité par M, N, T, il sera calculé en Flexion Composée l'étude se fait dans les conditions sismiques car elles donnent le cas le plus défavorable.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1391,84}{1432,67} = 0,97m > e = \frac{150}{6} = 0,25m \Rightarrow \text{section est partiellement comprimée}$$

$$e_1 = e_0 + \frac{ht}{2} - d = 0,97 + \frac{1,5}{2} - 0,05 = 1,67m$$

$$M = N \cdot e_1 = 1432,67 \cdot 1,67 = 2392,55t.m.$$

On prendra $\bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2$ ($\phi > 20 \text{ mm}$).

d'où:

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,213 \rightarrow K = 14,8 \quad ; \quad E = 0,8322$$

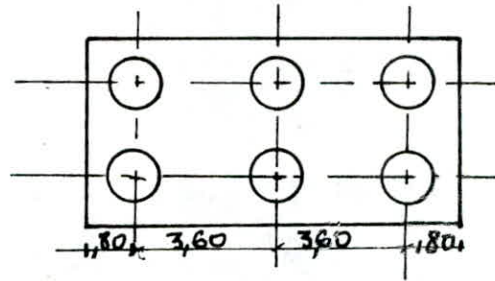
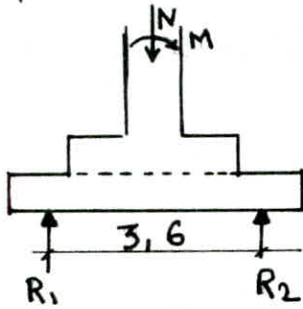
$$A_i = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 743,43 \text{ cm}^2$$

$$A = A_i - \frac{V}{\bar{\sigma}_{en}} = 743,43 - \frac{1432,67 \cdot 10^3}{4000} = 385,26 \text{ cm}^2$$

On prend 48 T 32 espacé de 12 cm (2 lits).

Etude de la semelle sous pile.

pour le Ferrailage de la semelle sur pieux, il suffit de connaître la répartition des charges sur chaque pieu, (Reaction du pieu) à partir de laquelle on pourra trouver la force de traction dans les aciers.



surcharge du remblai

$$N_r = 1,5 [(5,2 - 8,8) \cdot 1,25 + 5,2 \cdot 2,5 \cdot 0,25] = 66,3 \text{ t.}$$

Condition sismique.

$$M = 1391,84 \text{ t.m.}$$

$$N = 1432,67 \text{ t.}$$

pois propre de la semelle.

$$P = 2,5 (5,20 \cdot 1,00 \cdot 2,5 + 8,90 \cdot 1,50 \cdot 5,20) = 204,10 \text{ t.}$$

La semelle est sur 2 files de 3 pieux (6 pieux). d'où le moment de renversement revenant à chaque couple de pieux.

$$M_1 = \frac{M}{3} = 463,94 \text{ t.m.}$$

$$N_{\text{tot}} = 1432,67 + 204,10 + 66,3 = 1703 \text{ t}$$

$$N_1 = \frac{N_{\text{tot}}}{3} = 567,66 \text{ t.}$$

Ferrailage transversale.

$$R = \frac{N}{2} + \frac{M}{3,6} = 412,70 \text{ t.}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kg/cm}^2 ; b = 1,50 \text{ m} , h = 1,42 \text{ m} , l = 3,6 \text{ m.}$$

on a:

$$A_1 = \frac{R}{\bar{\sigma}_a} \cdot \frac{(l/2 - b/4)}{h} = 155,11 \text{ cm}^2$$

on choisit 20 T32 ($A = 160,84 \text{ cm}^2$)

Ces armatures seront placées dans des bandes axées sur les pieux "poutres incorporées" de largeur $\phi + h_t = 270 \text{ cm}$. Donc on choisit un espacement $t = 13 \text{ cm}$ entre les poutres incorporées on dispose des armatures de répartition.

$A_r = \frac{A_1}{3} = 53,6 \text{ cm}^2$, on choisit 7 T32 / m L. dans la nappe inférieure avec un³ espacement de 10 cm.

$$A_s = \frac{A_r}{4} = 14,07 \text{ on choisit 7 T16 / m L.}$$

Ferrailage longitudinal.

ces armatures sont placées dans le sens de la longueur de la semelle.

Armatures inférieures: $A_i = \frac{A_1}{3} = 53,6 \text{ cm}^2$ (7 T32 / m L).

Armatures supérieures: $A_s = \frac{A_r}{4} = 14,07 \text{ cm}^2$ (7 T16 / m L)

pour le raidisseur il sera ferrailé suivant les documents SETRA en prenant 12% de l'aire de la semelle plus nervure.

Verification des contraintes.

On verifie les contraintes de compression ou des boielles.

1) au niveau du fût.

$$\sigma'_b = \frac{N}{B \sin^2 \theta} \leq 0,16 \sigma_j$$

avec :

$$N = 1703,10^3 \text{ kg.}$$

$$B = 45 \cdot 10^3 \text{ cm}^2$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$\Rightarrow \sigma'_b = 75,68 \text{ kg/cm}^2 \leq 0,16 \sigma_j.$$

2) au niveau du pieu.

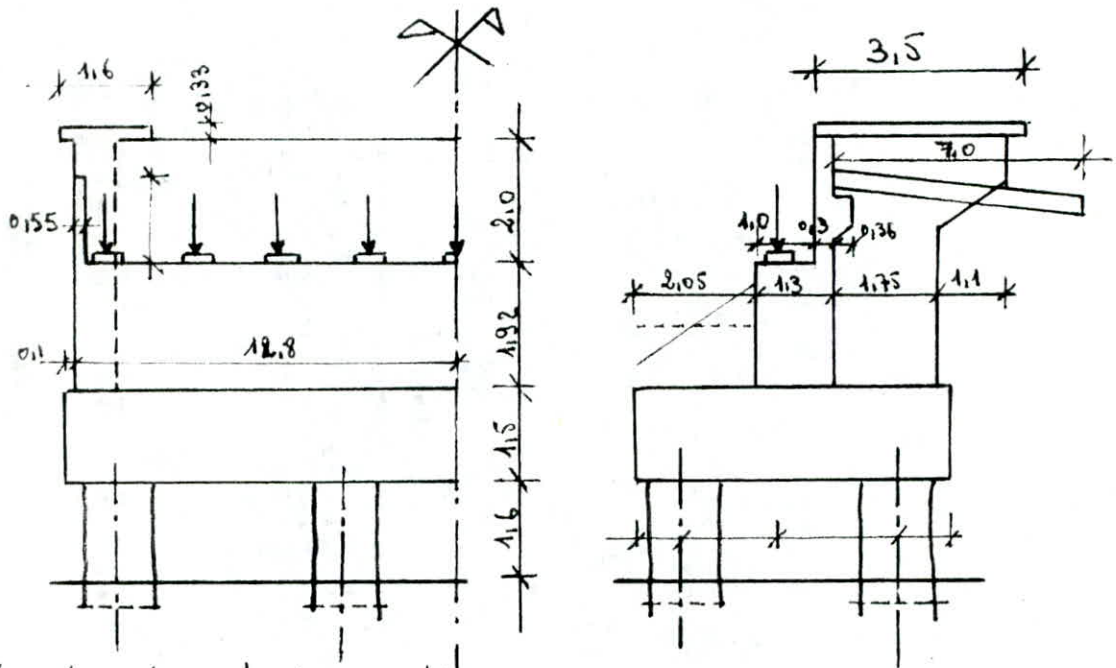
$$N = 567,66 \cdot 10^3 \text{ kg.}$$

$$B = \frac{\pi \cdot 1,12^2}{4} = 113 \cdot 10^4 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma'_b = 100,47 \text{ kg/cm}^2 \leq 0,16 \sigma_j$$

Etude de la culée.

les culées représentent les appuis extrêmes du pont, elles permettent de relier la chaussée au terrain au moyen de la dalle de transition. la culée est munie de murs en retours et mur garde-grève qui sont destinés à retenir le remblai.



Etude des éléments de la culée.

* Mur garde-grève:

le mur garde-grève est soumis essentiellement aux forces horizontales sur la face arrière et qui résultent de :

- La poussée des terres.
- La poussée des forces locales en arrière du mur
- l'effort de freinage.

A - Evaluation des efforts sur le mur garde-grève.

a) Moment dû à la poussée des terres (M_T).

Le moment maximal à l'encastrement est donné par l'expression suivante:

$$M_T = \frac{K_a \cdot \Delta \cdot h^3}{6} = 0,888 \text{ t.m/ml.}$$

$$\left. \begin{array}{l} K_a: \text{coefficient de poussée} = \frac{1}{3} \\ \Delta: \text{pois volumique du remblai} = 2 \text{ t/m}^3 \\ h: \text{hauteur du mur garde-grève} = 2 \text{ m} \end{array} \right\}$$

b) Moment dû à la poussée des charges locales (M_P)

pour une hauteur h du mur comprise entre 0,5m et 3,0m. il a été vérifié que seule la sollicitation engendrée par les camions type Bc (poussée des charges locales et freinage) était la plus défavorable. l'effort maximal étant produit par les 2 roues arrière de 6t chacune de 2 camions accolés placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde-grève. les charges réelles (2 roues de 6t distante de 0,5m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle d'impact de 0,25m.0,75m. Il sera admis que la pression sur ce rectangle ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur. Le moment à l'encastrement aura pour expression:

$$M_p = \frac{12K}{0,175 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,125+x} dx = 3,28 \text{ t.m/mL}$$

area: $k = K_a \cdot \gamma \cdot b_{bc} \cdot bc = 0,141$
 ($K_a = \frac{1}{2}$; $\gamma = 1,2$; $b_{bc} = 1,1$; $bc = 1$)

c) Le moment dû à la Force de Freinage (M_f).

$$M_f = \frac{6h}{0,125 + 2h} \cdot \gamma = \frac{2 \cdot 6}{0,125 + 2 \cdot 2} \cdot 1,2 = 3,39 \text{ t.m/mL}$$

d) Moment total à l'encastrement.

$$M = M_T + M_p + M_f = 7,55 \text{ t.m/mL}$$

B. Ferrailage du mur garde-grève.

a) Ferrailage vertical.

Face arrière. $M_{max} = 7,55 \text{ t.m/mL}$.

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 7,55 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (30)^2} = 0,0449 \rightarrow \epsilon = 0,9104 ; K = 40,8$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = 9,87 \text{ cm}^2. \text{ on prend 9T12 (A=10,18 cm}^2\text{/mL)}$$

Verification des contraintes.

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 10,18}{100 \cdot 30} = 0,339 \rightarrow \mu = 0,0461 ; \epsilon = 0,9096 ; K = 40,2$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{7,55 \cdot 10^5}{10,18 \cdot 0,9096 \cdot 30} = 2718,46 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2718,46}{40,8} = 66,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Face avant: quelle que soit la hauteur du mur $M_{min} = 3,28 \text{ t.m/mL}$, il sera adopté 5T12 par metre lineaire.

b) Ferrailage horizontal.

$$A/4 \leq A_r \leq A/2 \rightarrow 2,54 \leq A_r \leq 5,09 \text{ cm}^2$$

On prendra des T10 tout les 15 cm sur les deux faces.

c) Ferrailage du corbeau de la dalle de transition.

Nous adopterons le Ferrailage donné par le bulletin SETRA. Le ferrailage du corbeau en coupe transversal est donné sur les plaques, et il règne sur toute la largeur de la dalle de transition.

* Mur de Front.

a) culée à vide.

Poids propres des différents éléments

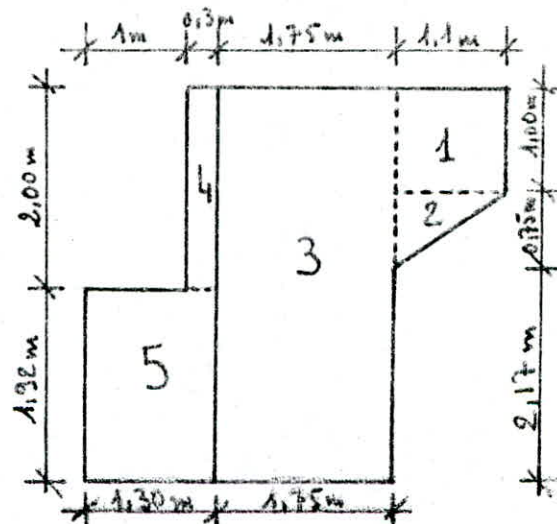
$$Q_1 = 1,1 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 0,7 \cdot 1/3,92 = 0,149 \text{ t/mL}$$

$$Q_2 = \frac{1}{2} \cdot 0,75 \cdot 1,1 \cdot 2,5 \cdot 0,7 \cdot 1/3,92 = 0,18 \text{ t/mL}$$

$$Q_3 = 1,75 \cdot 3,92 \cdot 0,7 \cdot 2,5 \cdot 1/3,92 = 3,06 \text{ t/mL}$$

$$Q_4 = 0,3 \cdot 2 \cdot 2,5 = 1,5 \text{ t/mL}$$

$$Q_5 = 1,30 \cdot 1,92 \cdot 2,5 = 6,24 \text{ t/mL}$$



| | Calcul de l'effort | H(t/ml) | V(t/ml) | d(m) | M/B t.m/ml |
|----------------------|--|---------|---------|------|------------|
| poussée des terres | C.N: $\frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 3,92 \cdot 0,33$ | 5,11 | — | 1,30 | 6,64 |
| | S: — " — 0,42 | 6,51 | — | | 8,146 |
| poussée de Surcharge | C.N: $1,2 \cdot 1 \cdot 3,92 \cdot 0,33$ | 1,56 | — | 1,96 | 3,05 |
| | S: — " — 0,42 | 1,97 | — | | 3,86 |
| Mur en retour | SH: $q_1 \cdot 0,1 \cdot 2$ | 0,10 | — | 3,42 | 0,342 |
| | SH: $q_2 \cdot 0,1 \cdot 2$ | 0,036 | — | 2,67 | 0,1 |
| | SH: $q_3 \cdot 0,1 \cdot 2$ | 0,612 | — | 1,96 | 1,2 |
| Q ₄ | C.N: 1,5 | — | 1,5 | 0,5 | -0,75 |
| | S _v : $1,5 \times 401$ | — | 1,6 | 0,5 | -0,8 |
| | S _n : $1,5 \times 0,1$ | 0,15 | — | 2,92 | 0,43 |
| Q ₅ | C.N: 6,24 | — | 6,27 | 0 | 0 |
| | S _v : $6,24 \times 1,01$ | — | 6,67 | 0 | 0 |
| | S _n : $6,24 \times 0,1$ | 0,624 | — | 0,96 | 0,6 |

Les efforts sismiques 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 moments qu'ils induisent ne sont plus défavorables.

Les combinaisons des efforts calculés ci-dessus donnent.

C.N. H = 6,67 t/ml. V = 7,77 t/ml M = 8,94 t.m/ml
C.S. H = 10,32 t/ml V = 8,27 t/ml M = 14,2 t.m/ml.

b) culée en service.

| | H(t/ml) | V(t/ml) | d(m) | M/B |
|--------------------|---------|---------|------|-------|
| Tablier surchargé | — | 87,48 | 0,30 | 26,24 |
| Variation linéaire | 4,29 | — | 2,92 | 12,52 |
| Freinage | 1,83 | — | 2,92 | 5,34 |
| Total en C.N | 12,80 | 95,25 | — | 53,04 |
| Total en C.S | 16,144 | 95,75 | — | 58,30 |

B. Ferrailage.

La section d'encastrement B se trouve sollicitée par l'effort vertical V et le moment de flexion M. Le calcul du mur de front se fera donc en flexion composée.

$e_0 = M/V = 0,56$ m. L'effort de compression V est appliqué à l'intérieur de la section. $e_0 = 0,56$ m $>$ $\frac{ht}{6} = 0,32$ m. \Rightarrow section partiellement comprimée.

$e_1 = e_0 + \frac{ht}{2} - d = 147$ cm avec $d = 5$ cm.

d'où: $\Pi_{\text{fictif}} = V \cdot e_1 = 140,75 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{mL}$.

d'où: $\mu = 0,022$; $\epsilon = 0,9351$; $K = 62$.

$A = 29,05 \text{ cm}^2/\text{mL}$.

$A_1 = A - \frac{V}{\sigma_{\text{en}}} = 6,25 \text{ cm}^2/\text{mL}$.

Le ferrailage étant minimum, on disposera du ferrailage conseillé par les documents SETRA.

soit $0,002 \cdot 100 \cdot 130 = 26 \text{ cm}^2/\text{mL}$. on choisit 9T20 avec un espacement $t = 11 \text{ cm}$.

d'autre part, il sera disposé un ferrailage constructif de manière à former une cage; il sera donc adopté des T10 espacées de 10 cm.

Ferrailage du Sommier d'appui.

La liaison tablier-appui est assurée par des appareils d'appui discontinus, il y a risque de fissuration suivant le plan vertical et le plan oblique (45°).

pour parer à ce risque nous prévoyons des armatures de chaînage et des armatures de surface et d'éclatement.

A. Armature de chaînage.

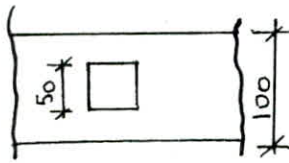
Les documents SETRA proposent une quantité d'acier pouvant équilibrer 0,25 fois la charge localisée la plus défavorable (la réaction d'appui max)

$A = 0,25 \cdot R_{\text{max}} / \sigma_a = 0,25 \cdot 52,68 \cdot 10^3 / 2800 = 4,70 \text{ cm}^2$.

On prendra 6 $\phi 10$ par nappe (il sera disposé 2 nappes) la propagation d'éventuelles fissures sera limitée par les armatures de flexion du mur frontal (armatures horizontales).

B. Armatures de surface et d'éclatement.

Nous disposerons des frettes au droit des appareils d'appui. La section des frettes doit être suffisante pour reprendre un effort $N = 0,25(1 - \delta) R_{\text{max}}$.



$N = 0,25 \left(1 - \frac{50}{100}\right) 52,68 = 6,58 \text{ t}$.

d'où: $A = \frac{N}{\sigma_a} = 2,35 \text{ cm}^2$ soit 4T10 ($A = 3114 \text{ cm}^2$)

Nous disposerons une nappe de 4T10 dans les deux directions sous chaque appareil d'appui, avec un enrobage de 2cm en dessus et en dessous de la nappe

* Dalle de transition

La dalle de transition est une dalle placée sur la chaussée aux entrées du pont. Sa présence a pour but d'éviter le dénivellement qui se produira éventuellement entre la chaussée côté remblai et celle du pont du fait du tassement du remblai

Le Principe de calcul:

La dalle de transition sera calculée comme étant une poutre appuyée simplement sur 2 extrémités.

évaluation des efforts sur la dalle de transition.

charges permanentes: poids propre de la dalle: $2,5 \cdot 0,3 \cdot 1 = 0,75 \text{ t/m}^2$

poids du remblai: $2 \cdot 0,9 \cdot 1 = 1,8 \text{ t/m}^2$.

revêtement de la chaussée: $2,2 \cdot 0,08 \cdot 1 = 0,176 \text{ t/m}^2$.

Total

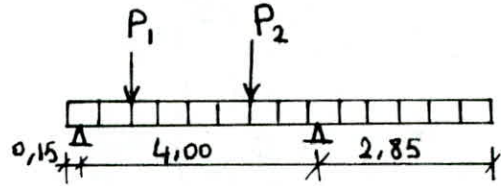
$= 2,676 \text{ t/m}^2$.

surcharge.

Le système Bt est le plus défavorable comme c'est indiqué dans le schéma ci-dessous. Les 2 roues P_1 et P_2 sont équivalentes chacune à une charge répartie de $5,5 \text{ t/mL}$, assimilable à un rouleau indéfini. La charge P_1 est affectée d'un coefficient dynamique égal à 2, pour tenir compte du choc d'un essieu au voisinage de l'appui de la dalle de transition et doit être affecté d'un coefficient de majoration de 1,2.

$$P_1 = 2 \cdot 5,5 = 11 \text{ t} ; P_2 = 1,2 \cdot 5,5 = 6,6 \text{ t}.$$

Évaluation des efforts
(On néglige les 2 consoles dans nos calculs)



$$M_G = \frac{9L^2}{8} = 5,352 \text{ t.m/mL}.$$

$$T_G = \frac{9L}{2} = 5,352 \text{ t/mL}.$$

• Moment flechissant : On utilise le théorème de BARRE pour avoir le moment maximal.

$$M_S^{\max} = 11,73 \text{ t.m/mL}$$

• Effort tranchant.

$$T_S = 15,53 \text{ t/mL}.$$

• Efforts maximaux.

$$M = M_G + M_S = 17,08 \text{ t.m/mL} \quad \text{et} \quad T = T_G + T_S = 20,88 \text{ t/mL}.$$

Ferraillage : $M = 17,08 \text{ t.m/mL}$.

$$\mu = \frac{15 \cdot 17,08 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (27)^2} = 0,125 \rightarrow \epsilon = 0,8623 ; K = 21,3.$$

$$A = \frac{17,08 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8623 \cdot 27} = 26,20 \text{ cm}^2/\text{mL} \quad \text{soit} \quad 9T20 \quad (A = 28,27 \text{ cm}^2).$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 131,45 < \bar{\sigma}'_b.$$

Verification de non fissuration.

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\hat{\omega}_t}{1 + 10 \hat{\omega}_t}$$

$$\sigma_2 = 2,14 \cdot \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$K = 10^6 ; \eta = 1,6 ; \phi = 20 \text{ mm} ; \hat{\omega}_t = 0,034 \rightarrow \sigma_1 = 2029,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1859,03 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ 2/3 \cdot \bar{\sigma}_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} = 2029,85 \text{ kg/cm}^2.$$

d'où la section d'armature :

$$A = \frac{17,05 \cdot 10^5}{2029,85 \cdot 27 \cdot 0,8623} = 36,14 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

$$\text{soit} \quad 12T20/\text{mL} \quad (A = 37,69 \text{ cm}^2).$$

Dans l'autre sens nous prenons des armatures de répartition

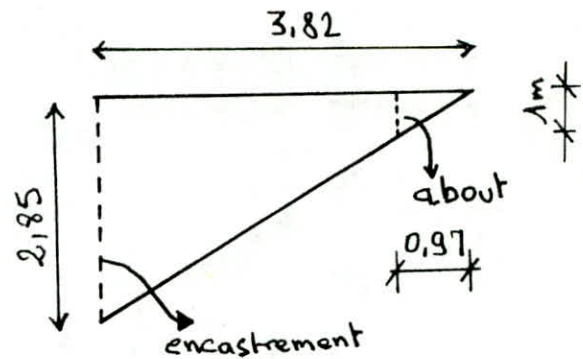
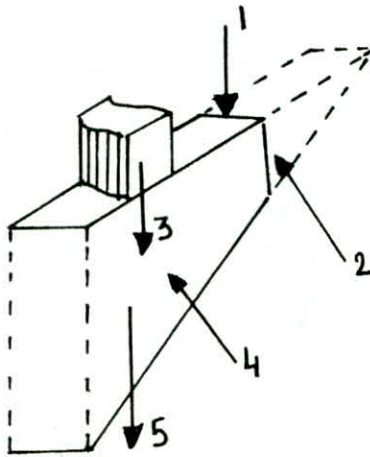
$$A_r = \frac{A}{4} = 9,142 \text{ cm}^2 \text{ soit } 9 \text{ T12}$$

Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $\tau = \frac{T}{b \cdot z} \leq 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,8 \text{ kg/cm}^2$.

avec : $T = 20,88 \text{ t/ml}$
 $b = 100 \text{ cm}$
 $z = 7/8 \cdot h = 23,63 \text{ cm}$ } $\Rightarrow \tau = 8,8 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\tau} = 8,8 \text{ kg/cm}^2$.

* oreille du mur en retour.



(1) une charge concentrée de 4 t à l'extrémité. Elle est accidentelle (conventionnelle) elle permet de négliger les frottements verticaux sur le mur.

(2) une force accidentelle de 2 t

(3) poids de la superstructure (corniche, garde-corps, ...) = $0,3 \rho = 0,3 \cdot 3,82 = 1,146 \text{ t}$

(4) poussée du remblai uniformément répartie d'intensité égale à :
 $\frac{h}{3} + 0,5 = \frac{2,94}{3} + 0,5 = 1,48 \text{ t}$. (0,5: coefficient de poussée au repos)

(5) poids du mur = $\frac{2,94 + 1}{2} \cdot 2,85 \cdot 0,4 \cdot 2,5 = 5,614 \text{ t}$.

calcul des sollicitations.

Effort tranchant (selon la verticale) : $T_v = 4 + 1,146 + 5,614 = 10,76 \text{ t}$

Le moment d'encastrement vaut :

$$M_v = 4 \cdot 2,85 + 1,146 \cdot \frac{2,85}{2} + 5,614 \cdot \frac{2 \cdot 1 + 2,94}{3 \cdot (2,94 + 1)} \cdot 2,85 = 19,72 \text{ t.m.}$$

l'effort tranchant (selon l'horizontale) : $T_h = 2 + 1,48 = 3,48 \text{ t}$.

$$M_h = 2 \cdot 2,85 + 1,48 \cdot \frac{(3,82)^2 \cdot 2,94}{6} = 16,28 \text{ t.m.}$$

Ferraillage :

calcul de A_H : $\mu = \frac{15 \cdot 16,28 \cdot 10^5}{2800 \cdot 294 \cdot 40^2} = 0,0185 \rightarrow E = 0,9401$; $K = 68,5$.

$$A_H = \frac{16,28 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9401 \cdot 40} = 15,46 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 10 \text{ T14}$$

calcul de A_V : $\mu = \frac{15 \cdot 19,72 \cdot 10^5}{2800 \cdot 45 \cdot 285^2} = 0,0028 \rightarrow E = 0,9758$; $K = 192$.

$$A_V = \frac{19,72 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9758 \cdot 285} = 2,5 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 2 \text{ T14}$$

Etude des Fondations

calcul des efforts en tête des pieux
1) charges verticales.

| | Elements | Dimensions | m ³ | Poids (t) | Levier (m) | Moment par rapport à A | M ₁ (t.m) | M ₂ (t.m) |
|--|------------------------------------|---|----------------|---|------------|------------------------|----------------------|----------------------|
| 1 | Mur de Front | 1,3.1,92. ^{1,07} _{12,8} _{0,93} | 31,95 | 85,46 79,87 74,28 | 0,10 | 7,99 | 8,55 | 7,43 |
| 2 | MUR garde greve | 0,3.2. ^{1,07} _{12,8} _{0,93} | 7,70 | 20,54 19,20 17,86 | 0,60 | 11,52 | 12,33 | 10,71 |
| 3 | Semelle | 5.2.1,5. ^{1,07} ₁₃ _{0,93} | 101,40 | 271,24 253,50 235,75 | — | — | — | — |
| 4 | Dés d'appuis | 9.0,15. ^{1,07} _{0,1} _{0,93} | 0,22 | 0,642 0,600 0,560 | -0,20 | -0,12 | -0,128 | -0,11 |
| 5 | MUR en retour | 2.1,75.0,7. ^{1,07} _{3,92} _{2,93} | 9,60 | 25,69 24,01 22,33 | 1,62 | 39,01 | 41,74 | 36,28 |
| 6 | oreille du mur en retour | (2+0,96).1,1. ^{1,07} _{0,7} _{0,93} | 2,28 | 6,10 5,70 5,20 | 2,98 | 16,99 | 18,18 | 15,80 |
| 7 | Dalle de transition | 7.0,3.10. ^{1,07} _{0,5} _{0,93} | 10,76 | 28,78 26,90 25,02 | 0,93 | 25,02 | 26,77 | 23,27 |
| 8 | remblai sur la dalle de transition | 7.0,9.10,15. ^{1,07} _{0,5} | 32,28 | 64,57 | 0,93 | 60,05 | 60,05 | 60,05 |
| 9 | remblai sur la Semelle | 2,05.1,1.1,3 | 29,3 | 58,6 | -1,57 | -9,20 | -92,0 | -92 |
| | | 1,85.2,92.11,4 | 61,58 | 123,16 | 1,67 | 205,67 | 205,67 | 205,67 |
| 10 | Trottoirs | 2.1,6.0,3. ^{1,07} _{3,5} _{0,93} | 3,36 | 9,00 8,40 7,810 | 2,20 | 18,48 | 19,77 | 17,19 |
| Poids propre + remblais | | | | 693,78 664,57 635,24 | 0,44 | 292,61 | 300,93 | 284,29 |
| les charges permanentes du tablier | | | | ^{1,07} _{0,93} 507,36 474,17 440,99 | -0,2 | -94,83 | -101,47 | -88,19 |
| les charges perm. verticales. ensemble | | | | 1201,14 1138,68 1076,23 | 0,17 | 197,78 | 199,46 | 196,1 |

2) charges horizontales.

| EFFORTS | H(t) | d(m) | M (t.m) |
|------------------------|--------|------|---------|
| Freinage | 7,19 | 3,92 | ± 28,18 |
| Variation lineaire | 16,84 | 3,92 | -66,01 |
| Poussé des terres | 125,21 | 1,81 | -226,63 |
| Pousse de la surcharge | 28,15 | 2,71 | -76,28 |
| Combinaisons | 179,35 | 2,23 | -340,74 |

Valeurs de M et N par rapport à A .

condition normale :

$$N_{\max} = 1138,68 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 142,96 \text{ t.m.}$$

condition sismique.

$$N_{\max} = 1201,14 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 141,28 \text{ t.m}$$

$$N_{\min} = 1076,23 \text{ t}$$

$$M_{\min} = 144,64 \text{ t.m.}$$

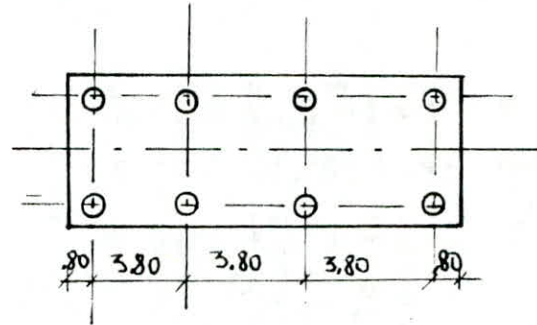
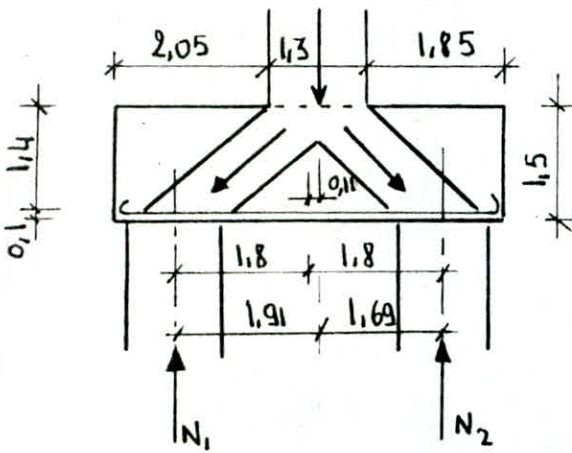
Reaction max et min en tête de pieux.

Le calcul des armatures se fait à l'aide de la formule : $A_i = \frac{R_{\max} (\frac{l}{2} - \frac{b}{4})}{\sigma_a \cdot h}$

calcul de R_{\max} et R_{\min} .

$$R_{\max} = \frac{1201,14}{8} + \frac{141,28}{8 \cdot 1,8} = 159,95 \text{ t.}$$

$$R_{\min} = \frac{1201,14}{8} - \frac{141,28}{8 \cdot 1,8} = 140,33 \text{ t.}$$



$$e = \frac{141,28}{1201,15} = 0,11 \text{ m.}$$

$$N_1 = 140,33 \text{ t}$$

$$N_2 = 159,95 \text{ t.}$$

l'effort tirant.

$$T_1 = 140,33 \cdot \frac{1,69}{1,14} = 169,39 \text{ t.}$$

$$T_2 = 159,95 \cdot \frac{1,91}{1,14} = 218,22 \text{ t.}$$

Ferrailage de la semelle :

Armatures inférieures :

$$A = \frac{218,22 \cdot 10^3}{2667} = 81,82 \text{ cm}^2 \quad \text{On choisit 11 T32 (A = 88,44 cm}^2\text{).}$$

ces armatures vont être placées dans les bandes axés sur les pieux "poutres incorporées" de largeur $\phi + ht = 270 \text{ cm}$. Donc on choisit un espacement $t = 20 \text{ cm}$ entre les poutres incorporées, on dispose des armatures de répartition

$$A_i = \frac{A}{3} = \frac{88,44}{3} = 29,48 \text{ cm}^2. \text{ on choisit 4 T32 (32,17 cm}^2\text{) espacées de } t = 20 \text{ cm.}$$

En conclusion on prend des T32 sur toute la longueur de la semelle avec $t=20\text{cm}$

Armatures longitudinales :

ces armatures sont placées dans le sens de la longueur de la semelle.

• Armatures inférieures: $A_2 = \frac{A}{3} = 27,27\text{cm}^2$ (9 T20/mL).

• Armatures supérieures: $A_{2s} = \frac{A_2}{4} = 6,81\text{cm}^2$ (7 T12/mL).

calcul des pieux.

l'étude de sol où sera fondé notre ouvrage a donné les caractéristiques ci-contre.

La présence de deux couches compressible nous a poussé à opter pour des fondations profondes.

Les piles de notre ouvrage sont fondées sur 6 pieux (2 files de 3 pieux), et chaque culée est fondée sur 8 pieux (2 files de 4 pieux). liés aussi par une semelle rectangulaire.

capacité de portance des pieux.

les pieux seront ancrés dans un sol dur.

La force portante admissible d'un pieu est: $\bar{Q}_p = \frac{Q_p}{F_s}$

F_s : coefficient de sécurité, on prendra $F_s=2$.

Q_p : Résistance en pointe de pieu.

$$Q_p = \frac{\pi \phi^2}{4} \left[N_q \sum \gamma_i D_i + 1,3 C N_c \right]$$

ϕ : diamètre du pieu.

D_i : longueur de pénétration du pieu dans la couche

γ_i : masse volumique de la couche i traversée par le pieu

C : cohésion de la couche où le pieu est ancré.

N_q et N_c : coefficient dépendant des caractéristiques mécaniques du sol où le pieu est ancré. ($\psi=35^\circ \Rightarrow N_q=33,3$; $N_c=46,1$).

$$Q_p = \frac{\pi}{4} (1,2)^2 \left[0,8 \cdot 1 + 2,2 \cdot 1 + 1,5 \cdot 2 + 0,9 \cdot 2,7 + 1,5 \cdot 9 \right] \cdot 33,3$$

$$Q_p = 622,54 \text{ t}$$

La force portante admissible du pieu sera alors:

$$\bar{Q}_p = \frac{622,54}{2} = 311 \text{ t}$$

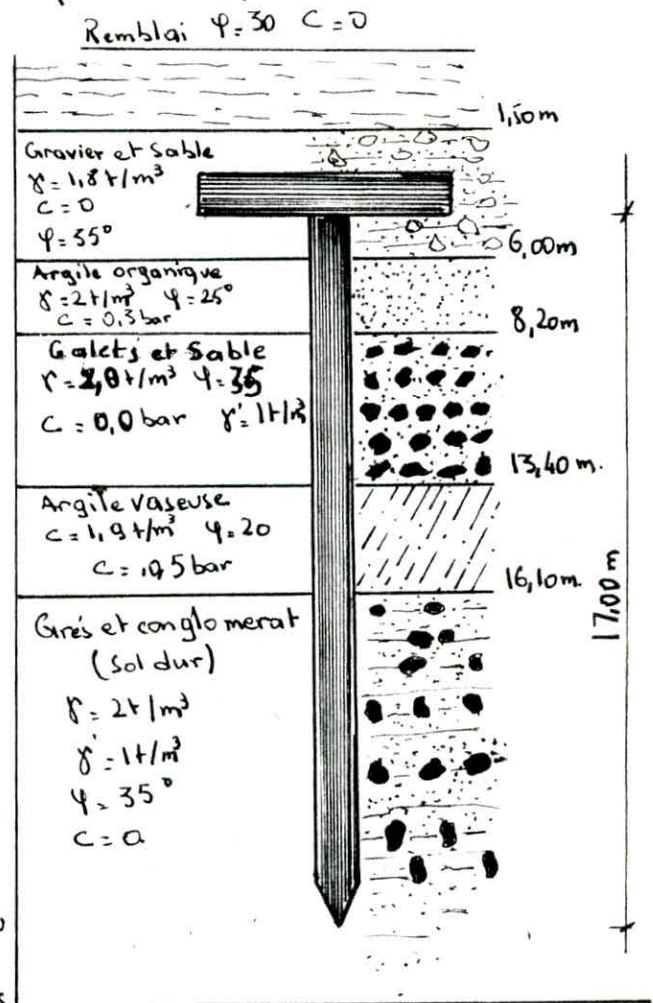
$$\bar{Q}_p = 311 \text{ t}$$

Moment Flechissant le long du pieu.

La répartition des moments le long du pieu sera déterminé par la méthode de WERNER. avec les mêmes paramètres calculés dans le chapitre correspondant au calcul des appareils d'appui.

le moment est donné par la formule suivante.

$$\Pi(x) = X_{wH} \cdot \frac{H_1^*}{\lambda} + X_{wM} \Pi^* = 92,63 X_{wH} - 75,86 X_{wM}$$



$$\frac{H^*}{\lambda} = \frac{179,35}{0,242 \cdot 8} = 92,63 \text{ t} \quad \text{avec } H^* = \frac{H}{8}$$

$$M^* = \frac{\chi_{pH^{(0)}}}{\chi_{pH^{(1)}}} \cdot \frac{H^*}{\lambda} = \frac{1,26}{1,54} \cdot \frac{179,35}{0,242 \cdot 8} = -75,86 \text{ t.m.}$$

les tables de WERNER donnant les valeurs de χ_{wH} et χ_{wM} en fonction de $\frac{x}{L}$

| x/L | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 |
|-------------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| χ_{wM} | 0,975 | 0,870 | 0,690 | 0,485 | 0,280 | 0,135 | 0,060 | 0,015 |
| χ_{wH} | 0,365 | 0,600 | 0,660 | 0,585 | 0,440 | 0,300 | 0,170 | 0,08 |
| $M(x)$ | -40,15 | -10,42 | 8,79 | 17,39 | 19,51 | 17,54 | 11,19 | 6,21 |

Ferraillage du pieu :

Armatures longitudinales.

La section en tête de pieu est plus sollicitée aux conditions sismiques.

$$M = 75,86 \text{ t.m.} ; N_{\max} = 150,14 \text{ t} ; N_{\min} = 134,52 \text{ t.}$$

$$e = M/N_{\min} = 0,56 > 0,15 = R/4 \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

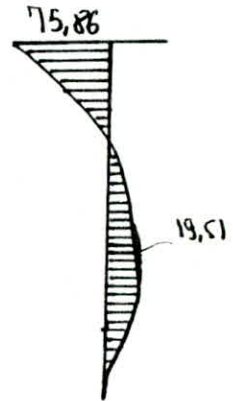
Le ferraillage sera donné par la méthode exposée dans l'aide-mémoire

Béton armé. Dunod pour les sections circulaires pleines soumises

à la flexion composée. $K_e = \frac{N_r}{M} = \frac{134,52}{75,86} \cdot 0,6 = 1,06$

On calcule K_e et K_a

$$K_a = \frac{\pi}{r^3 \cdot \sigma_a} = \frac{75,86 \cdot 10^5}{0,60^3 \cdot 2667} = 0,013$$



les tableaux nous donnent : $\hat{w}(x) = 0,20\%$; $K = 25,3$.

$$A = \frac{\hat{w} \cdot \pi r^2}{100} = 22,61 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = 105 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

pourcentage minimale d'acier à utiliser.

La section de Béton à prendre en ligne de compte est : $0,8 \cdot \phi = \frac{0,8 \cdot \pi r^2}{2} = 9047,8 \text{ cm}^2$.

d'où la section d'acier est $0,8\% (0,8 \cdot \phi) = 72,38 \text{ cm}^2$.

On prendra donc 16 T 25.

cette section d'acier est largement suffisante pour reprendre la flexion composée la plus pessimiste.

Armatures transversales.

On disposera des spires tous les 25 cm.

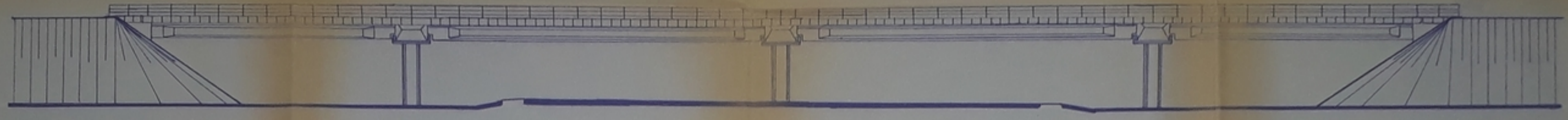
Nos remerciements vont tout spécialement à M^{me} MOHABEDDINE notre promotrice et M^r CHIKH (Ingénieur à L'ENEROA), ainsi qu'à toutes personnes nous ayant fait don de leurs temps et de leurs connaissances pour l'élaboration de ce projet.

M^r. M. HADBI

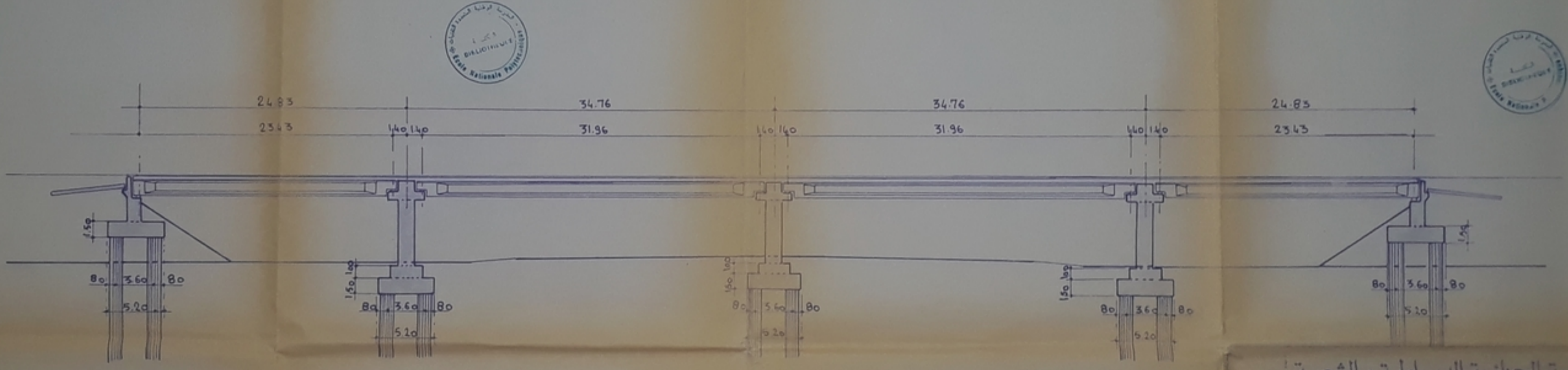
M^r M. SETBEL



ELEVATION Ech 1/200



COUPE LONGITUDINALE Ech 1/200



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية والشعبية
Ecole Nationale Polytechnique
Departement Genie - Civil



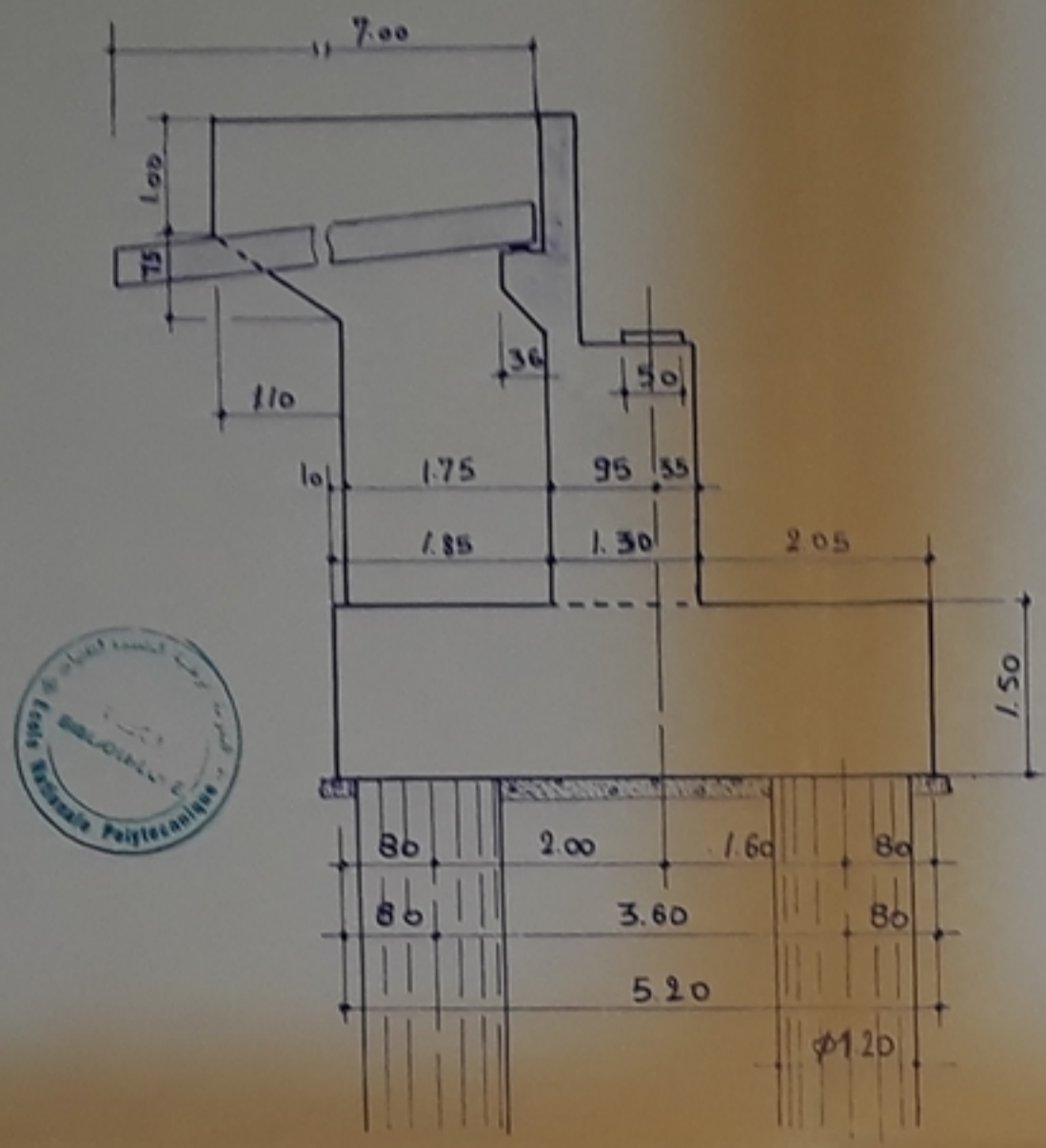
PONT A POUTRES
EN BETON PRECONTRAINTE

PROJET DE FIN D'ETUDES :

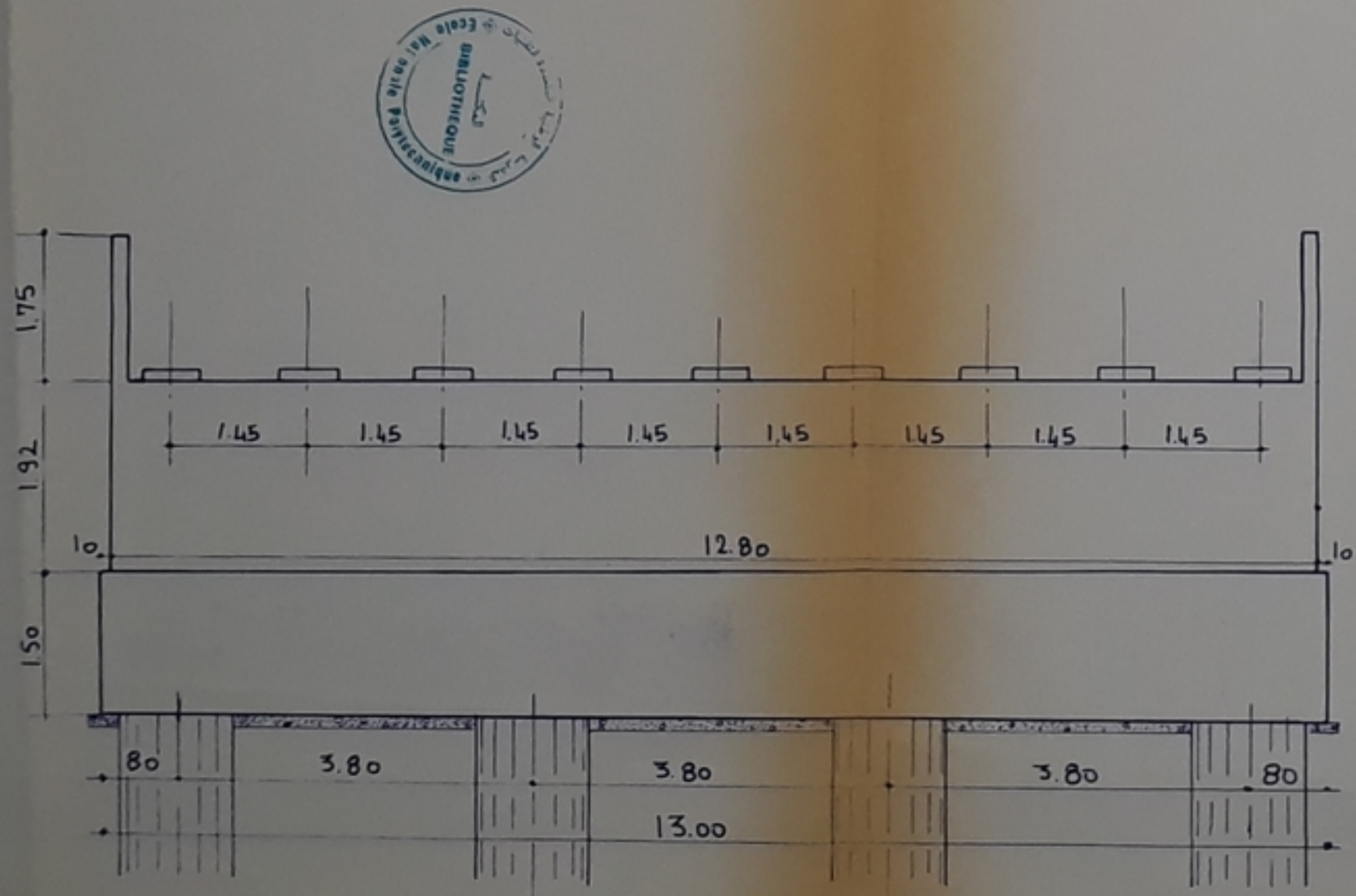
- PROPOSE PAR LA ENEROA EX SEROA
- ETUDIE PAR MM HADBI MORAD - SETBEL MALEK
- DIRIGE PAR Mme MOHABEDDINE

| | | |
|----------------------|-----------------|---------------|
| DATE : 10.187 | TITRE DU PLAN : | N° : 1 |
| PROMOTION JANV 87 | PLAN D'ENSEMBLE | ECHELLE 1/200 |

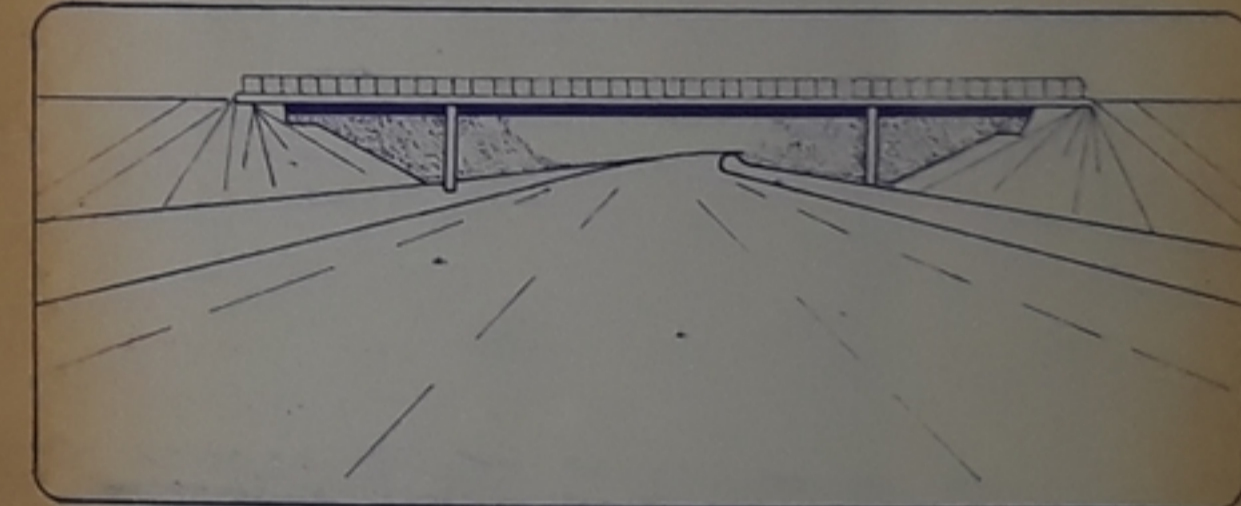
DETAIL DE LA CULEE Ech 1/50^e



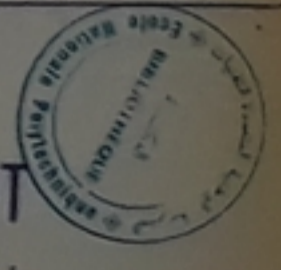
_ COUPE TRANSVERSALE _ CULEE _ Ech 1/50^e



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية والشعبية
Ecole Nationale Polytechnique
Département Genie _ Civil



PONT A POUTRES
EN BETON PRECONTRAINTE



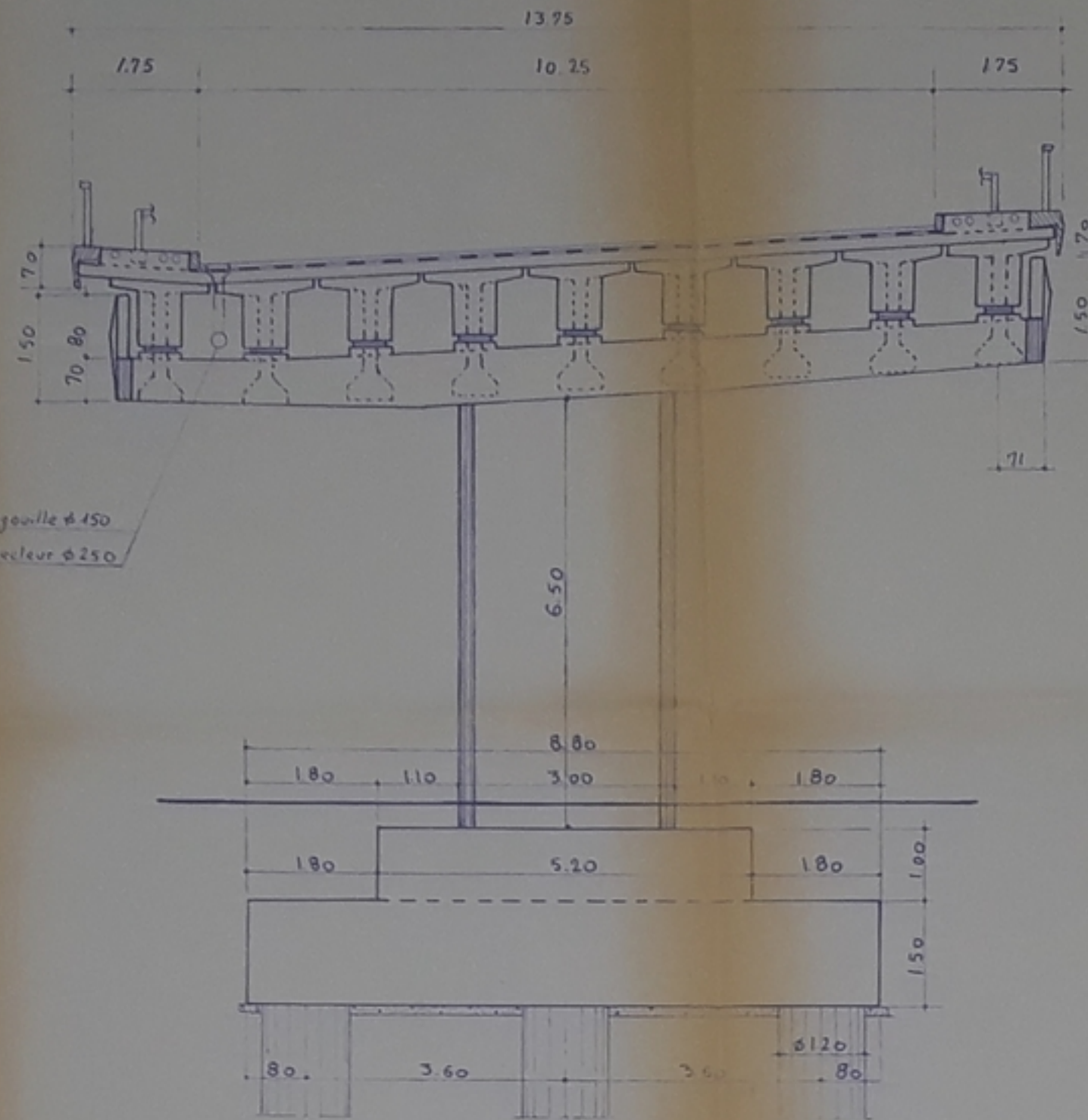
PROJET DE FIN D'ETUDES :

- PROPOSE PAR LA- ENEROA EX SEROA
- ETUDIE PAR MM HADBI MORAD _SETBEL MALEK
- DIRIGE PAR Mme MOHABEDDINE

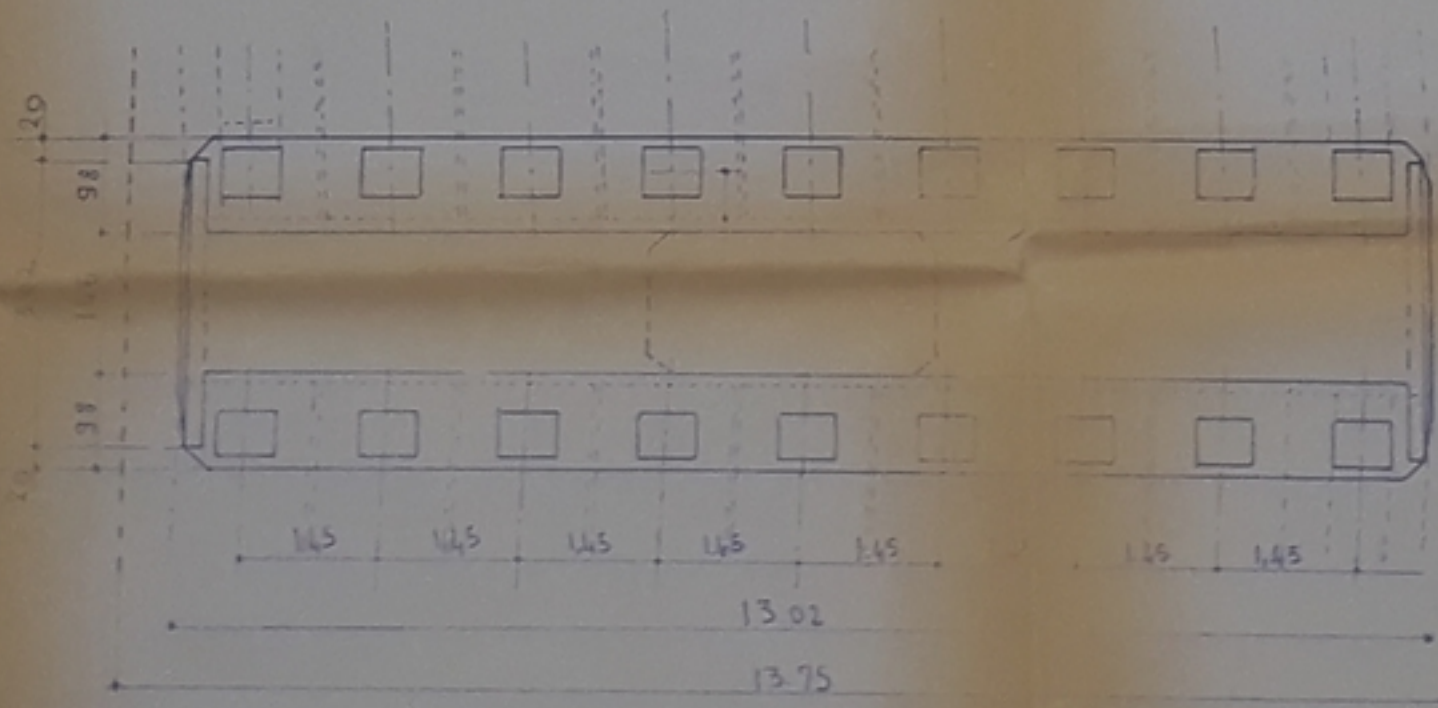
| | | |
|-----------------------|-------------------|----------------|
| DATE : 10.1.87 | - TITRE DU PLAN - | N° : 2 |
| PROMOTION JANV. 87 | COFFRAGE CULEE | ECHELLE : 1/50 |



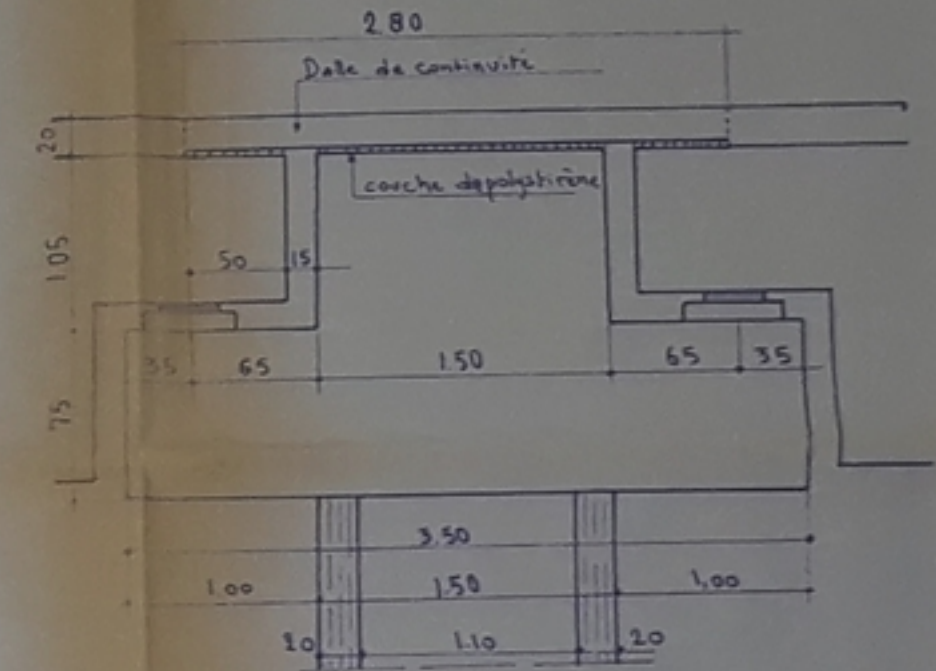
COUPE TRANSVERSALE ech 1/50



VUE EN PLAN DU CHEVETRE - PILE ech 1/50



DETAIL DU CHEVETRE - PILE ech 1/25



PB 03382
-3-

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية والشعبية
Ecole Nationale Polytechnique
Departement Genie Civil



PONT A POUTRES
EN BETON PRECONTRAIT

PROJET DE FIN D'ETUDES :

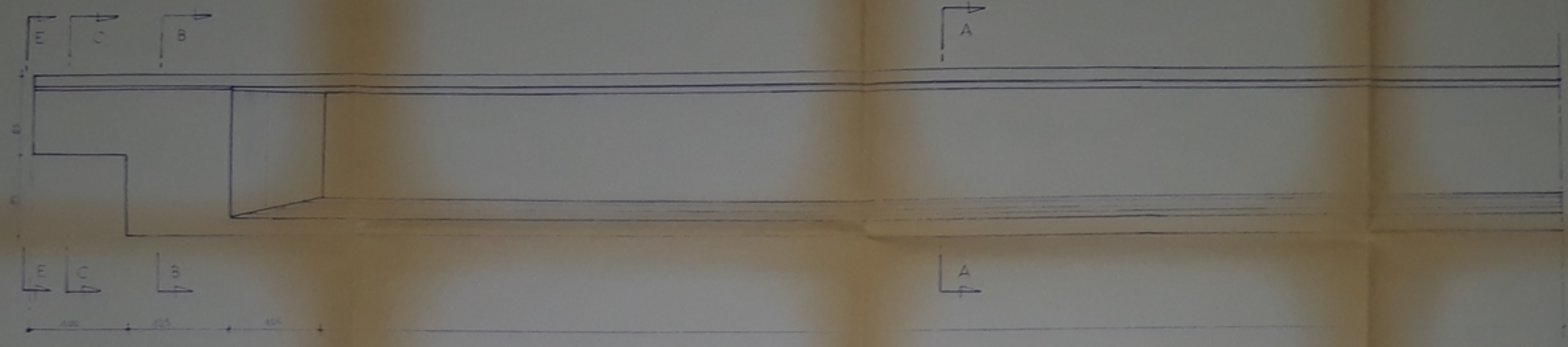
- PROPOSE PAR LA ENERDA EX SERDA
- ETUDIE PAR MM HADBI MORAD - SETBEL MALEK
- DIRIGE PAR Mme MOHABEDDINE

| | | |
|--------------|-----------------|----------------|
| DATE : 10/87 | TITRE DU PLAN : | N° : 3 |
| PROMOTEUR : | COFFRAGE PILE | ACHEVEE : 1/28 |
| DATE : | | 1/28 |

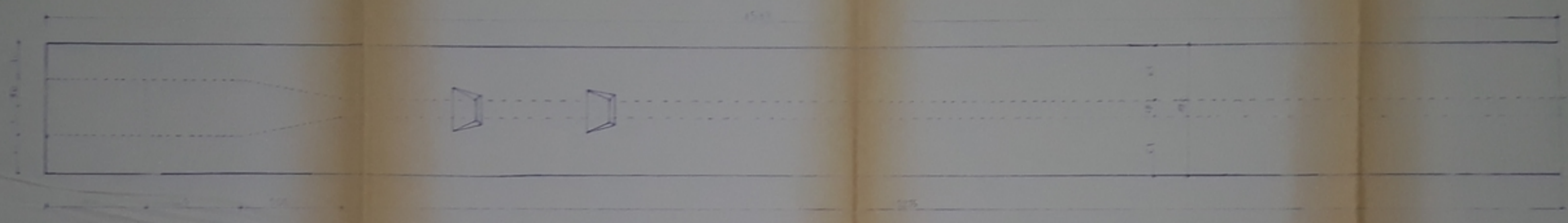


VUE ELEVATION 1/20

4598



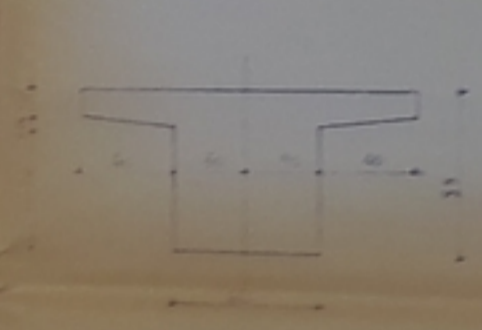
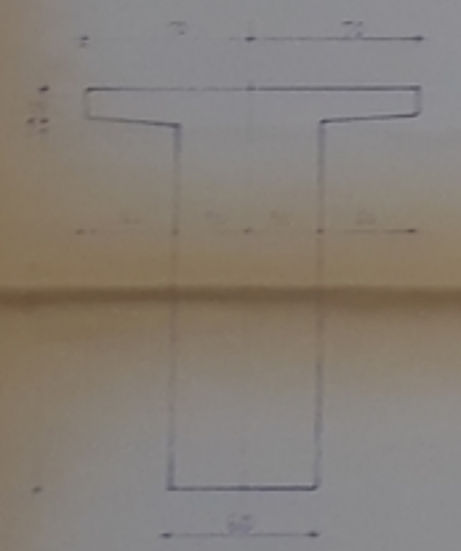
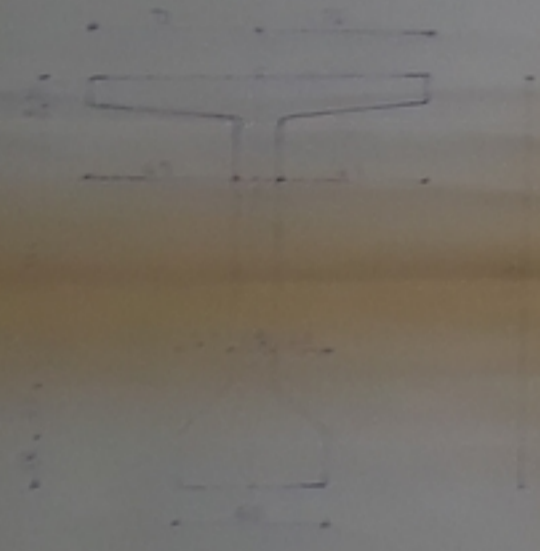
VUE EN PLAN 1/20



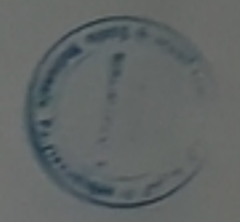
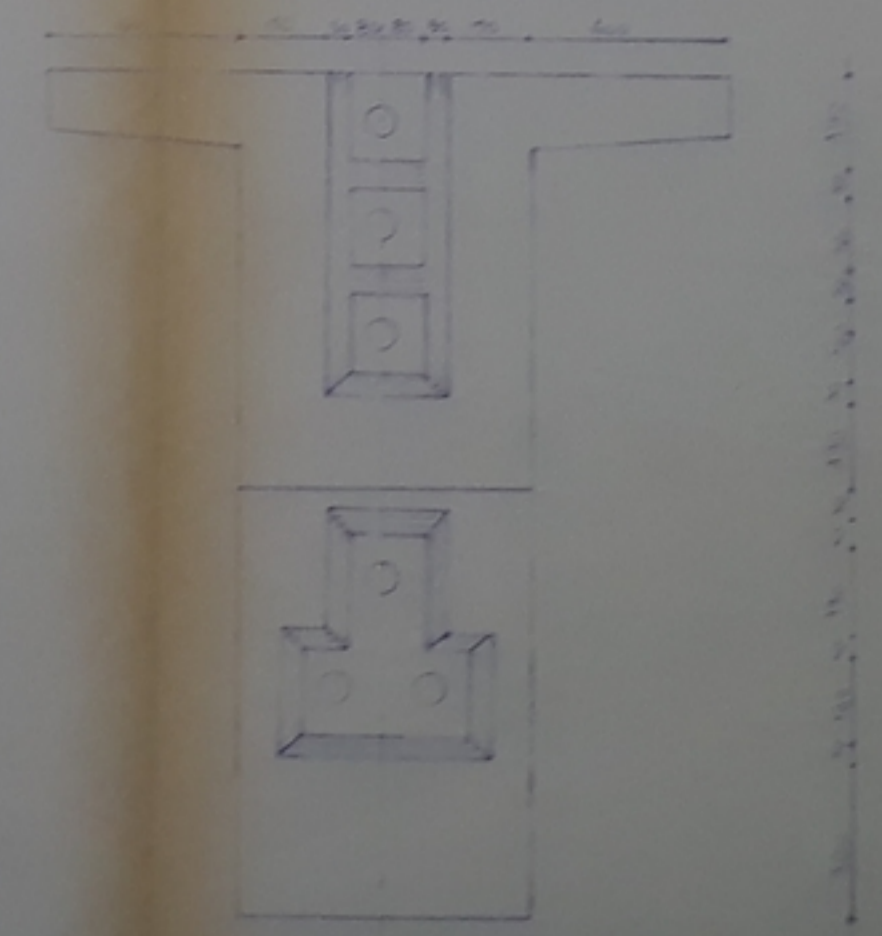
COUPE A.A. 1/20

COUPE B.B. 1/20

COUPE C.C. 1/20



ELEVATION SUIVANT E.E. 1/20



PB 03387

-4-

جمهورية الجزائرية الديمقراطية والشعبية
Ecole Nationale Polytechnique
Departement Genie Civil



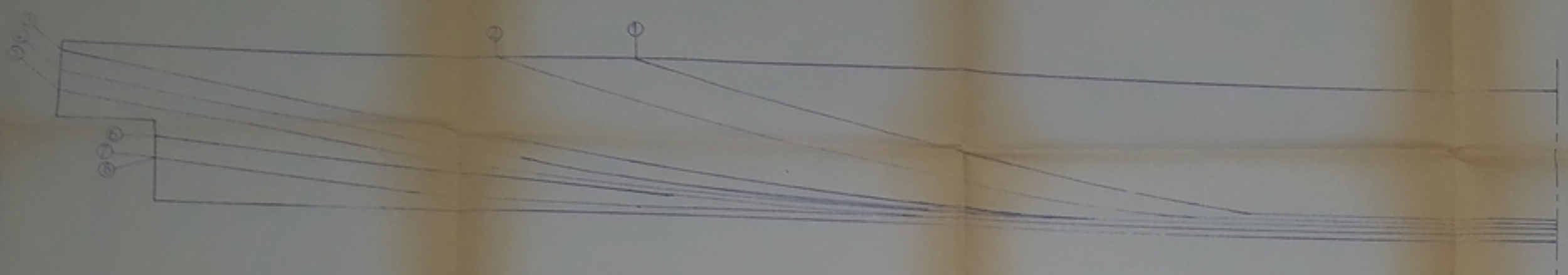
PONT A POUTRES
EN BETON PRECONTRAIT

PROJET DE FIN D'ETUDES :

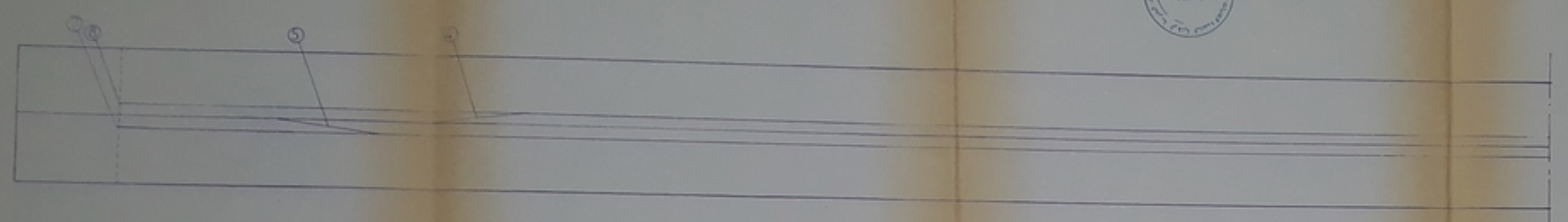
PROPOSE PAR LA ENERGA EX SERDA
ETUDIE PAR MM HADBI MORAD - SETBEL MALEK
DIRIGE PAR Mme MOHABEDDINE

| | | |
|-----------------------|-----------------|--------------|
| DATE 10/1/87 | TITRE DU PLAN | N° 4 |
| PROMOTION JANV. 87 | COFFRAGE POUTRE | SCHELLE 1/20 |

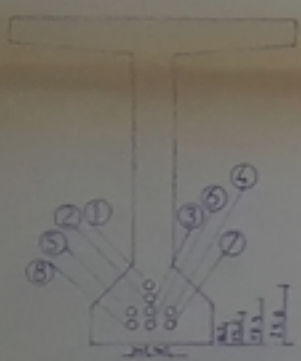
— COUPE LONGITUDINALE — éch. 1/100



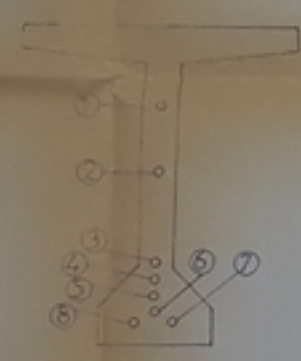
— COUPE HORIZONTALE — éch. 1/100



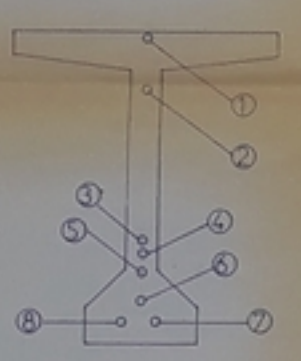
SECTION à L/2



SECTION à L/4



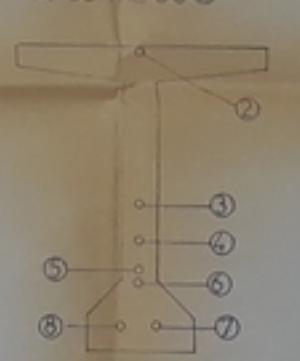
AP SORTIE DU ①



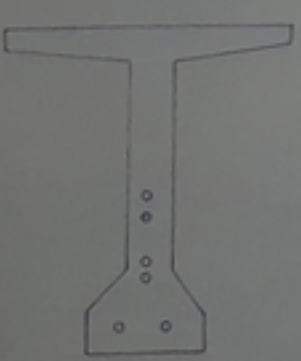
AP SORTIE DU ①



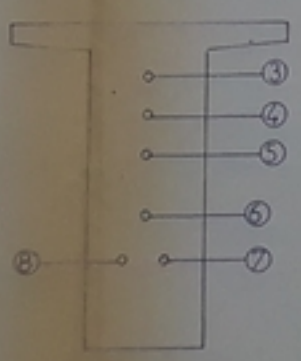
AP SORTIE DU ②



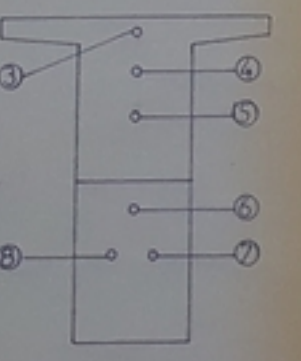
AP SORTIE DU ②



SECTION à 1m DE L'ABOUT



SECTION D'ABOUT



— ECHELLE DES SECTIONS 1/20 —

PB 03384

-5-



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Ecole Nationale Polytechnique
Departement Genie Civil



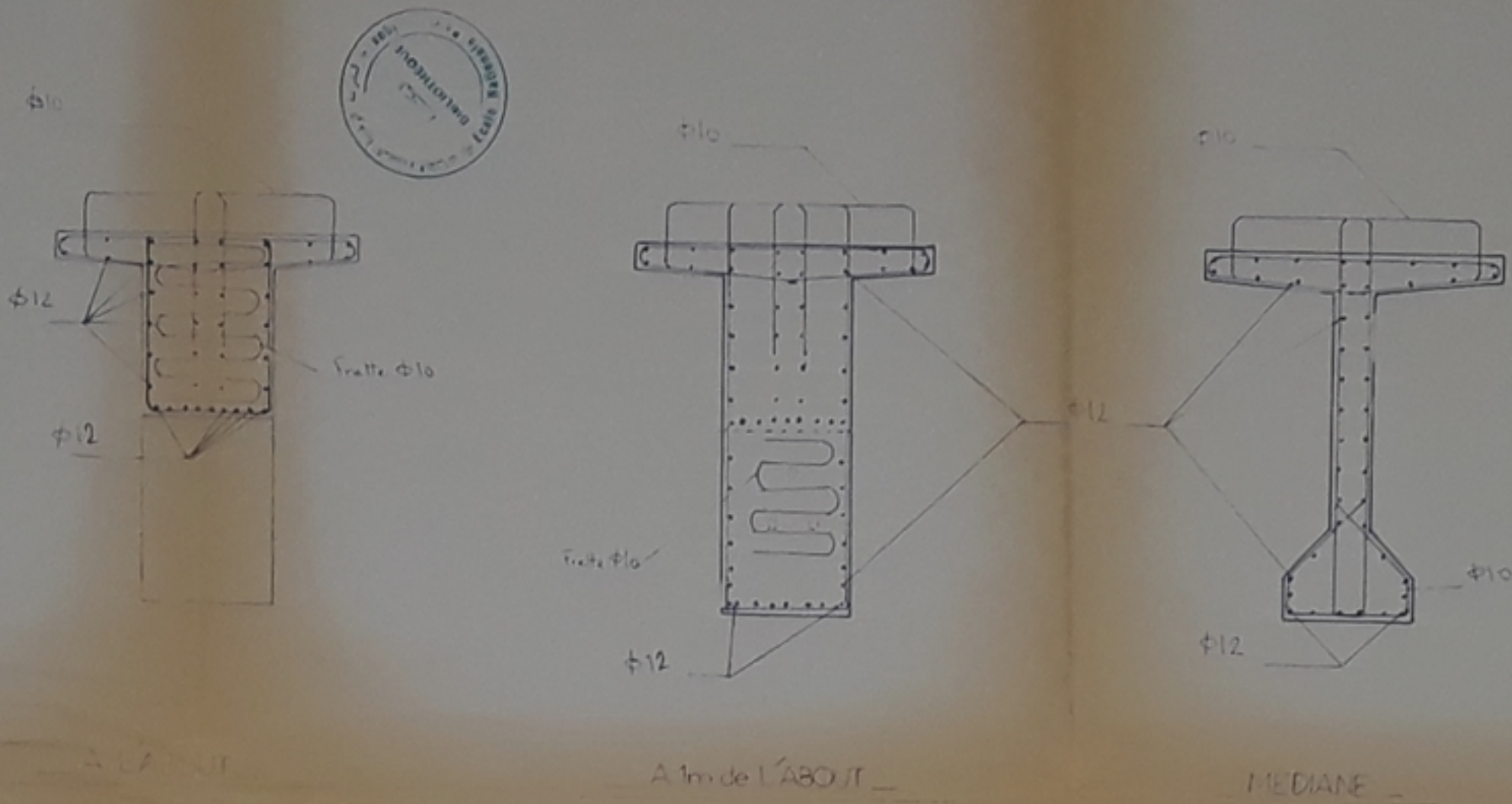
PONT A POUTRES
EN BETON PRECONTRAINTE

PROJET DE FIN D'ETUDES :

- PROPOSE PAR LA ENEROA EX SEROA
- ETUDIE PAR MM HADBI MORAD, SETBEL MALEK
- DIRIGE PAR Mmie MOHABEDDINE

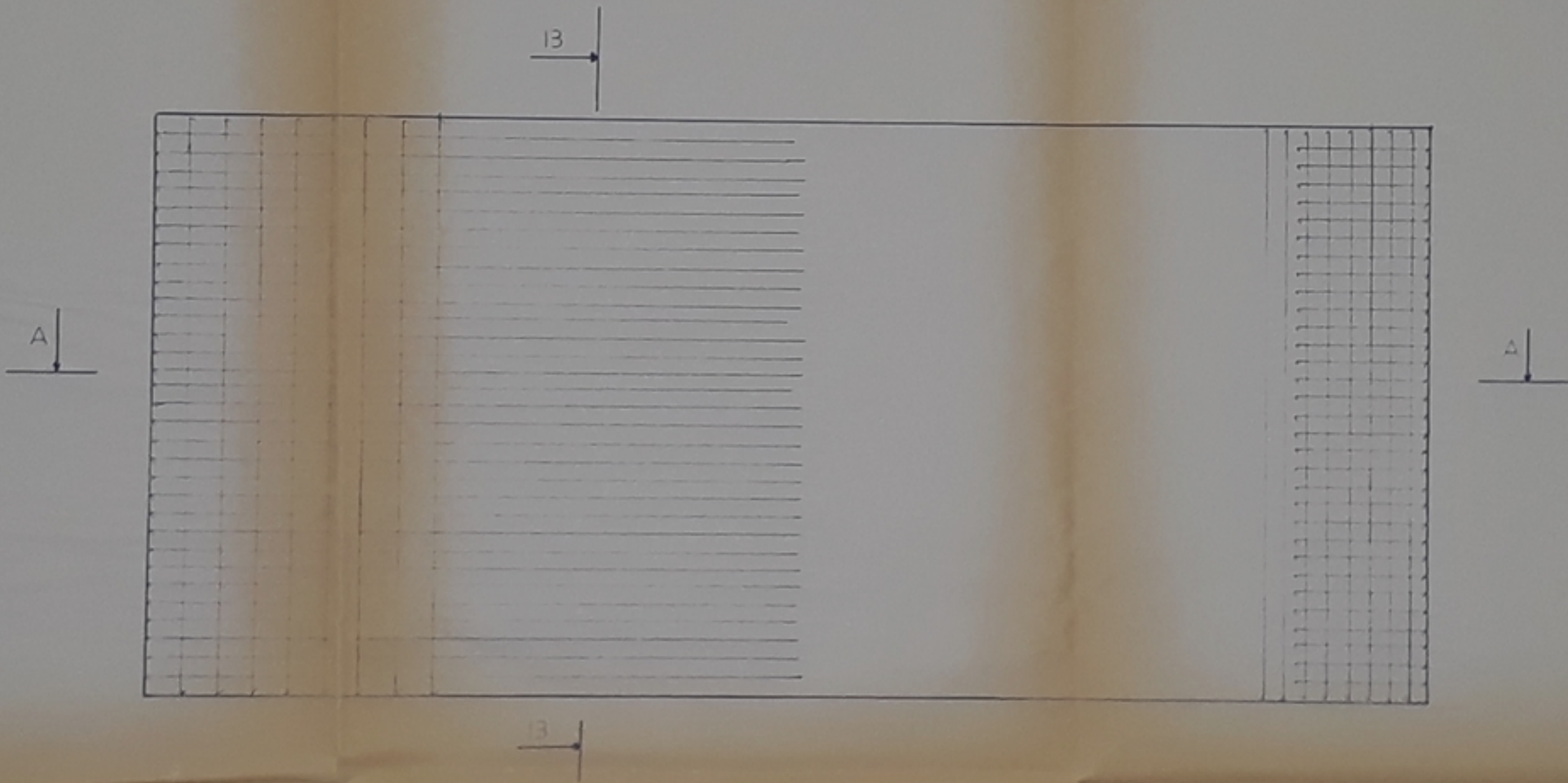
| | | |
|-----------------------|-------------------|-------------------------|
| DATE : 10.1.87 | - TITRE DU PLAN - | N° 5 |
| PROMOTION JANV. 87 | CABLAGE | ECHELLE 1/25 1/20 |

FERRAILLAGE DE LA POUTRE

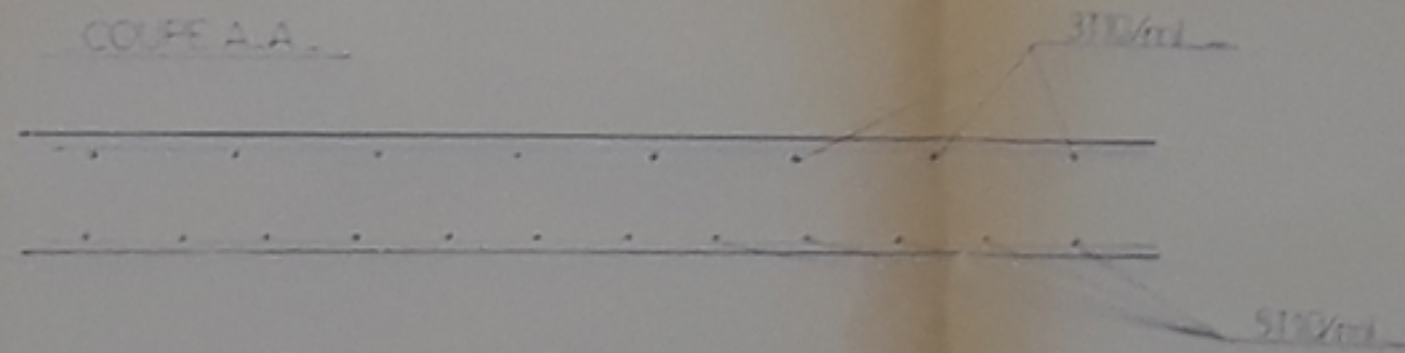


ECHELLE 1/20^e

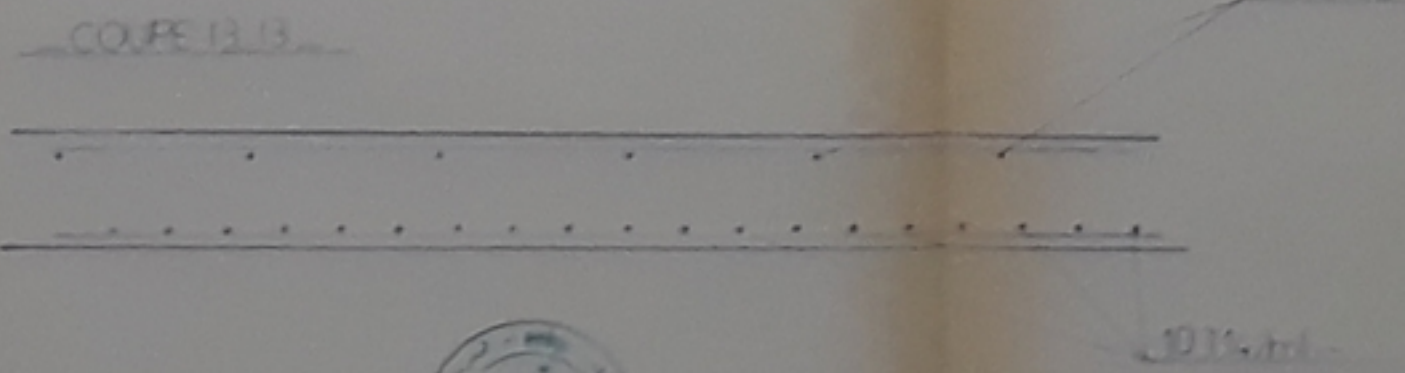
FERRAILLAGE de LA DALLE



COUPE A.A.



COUPE B.B.



PB 03387
.6.

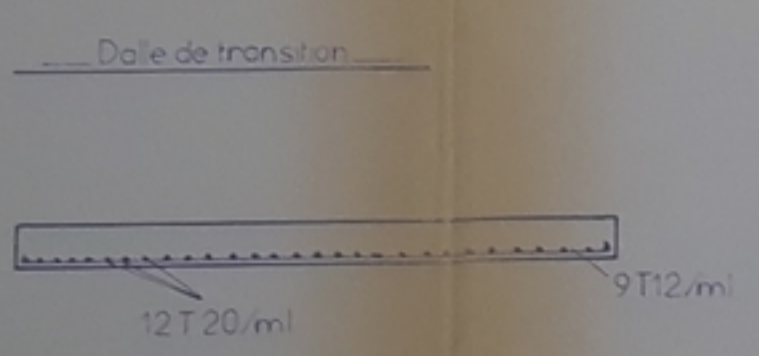
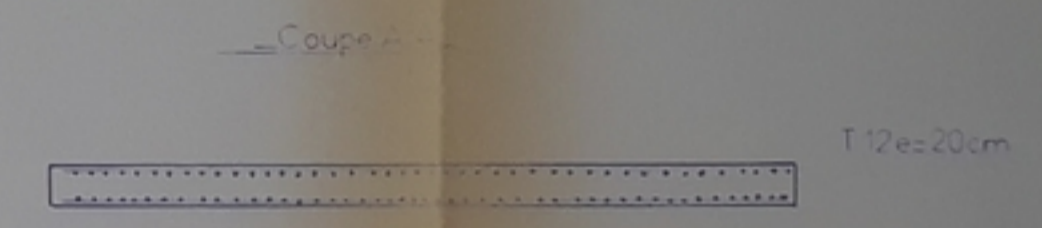
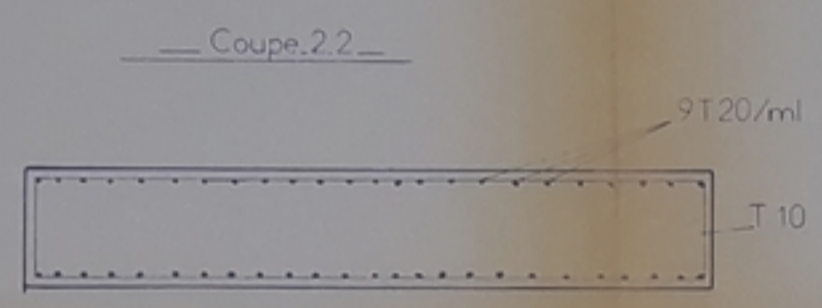
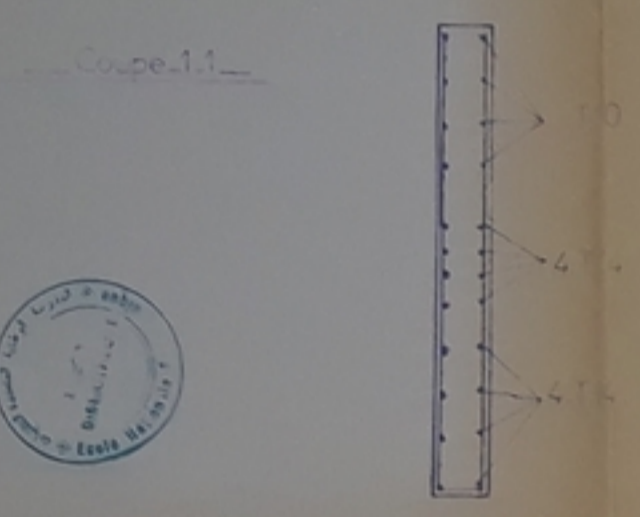
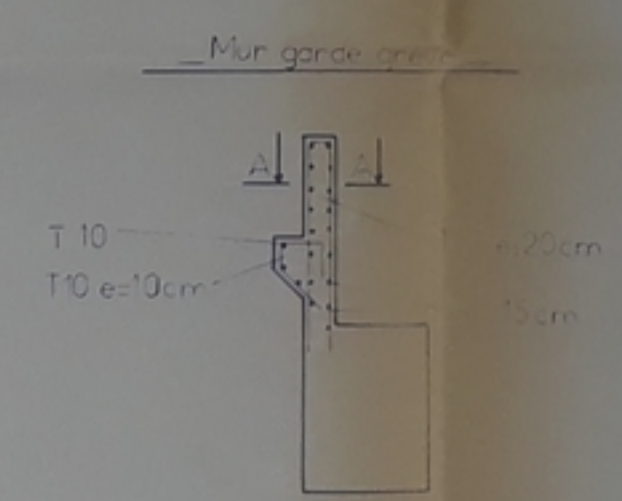
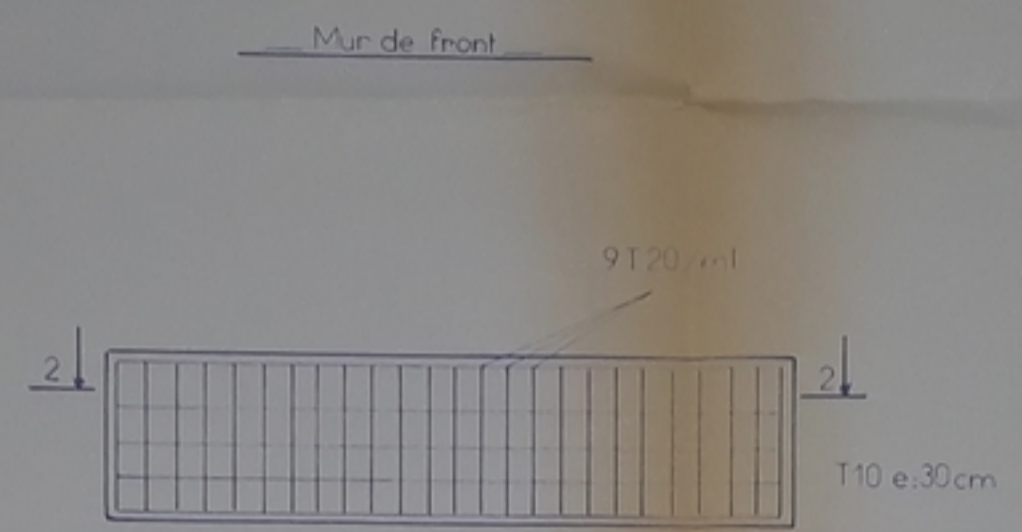
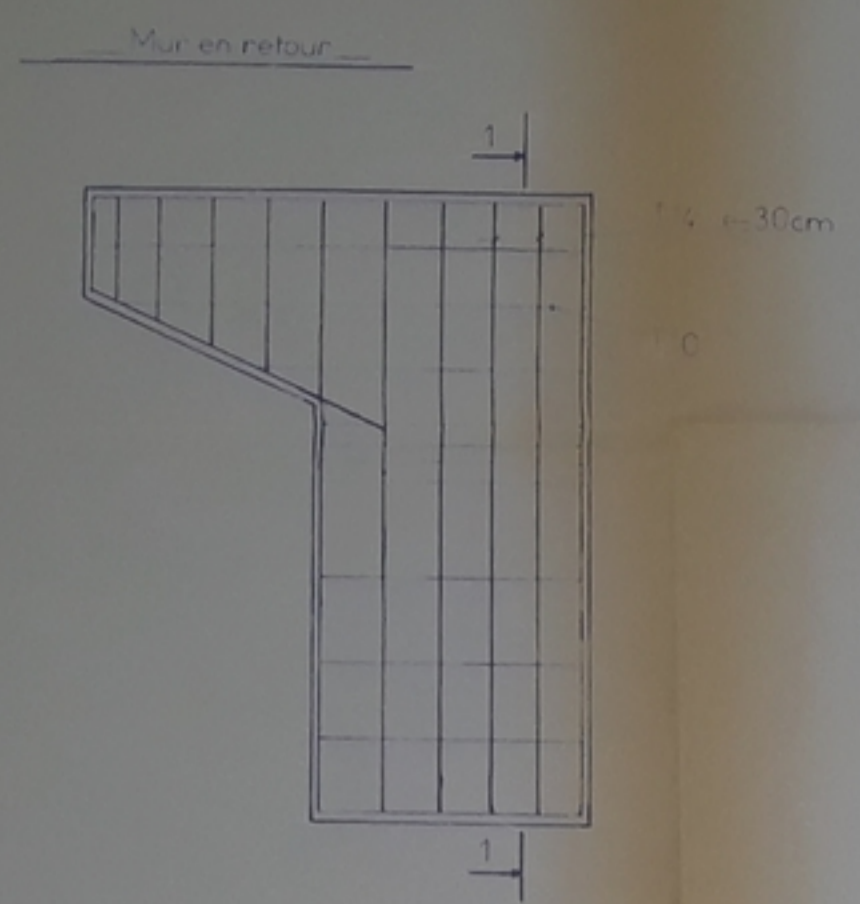
جمهورية الجزائرية الديمقراطية والشعبية
Ecole Nationale Polytechnique
Departement Genie Civil

PONT A POUTRES
EN BETON PRECONTRAIN

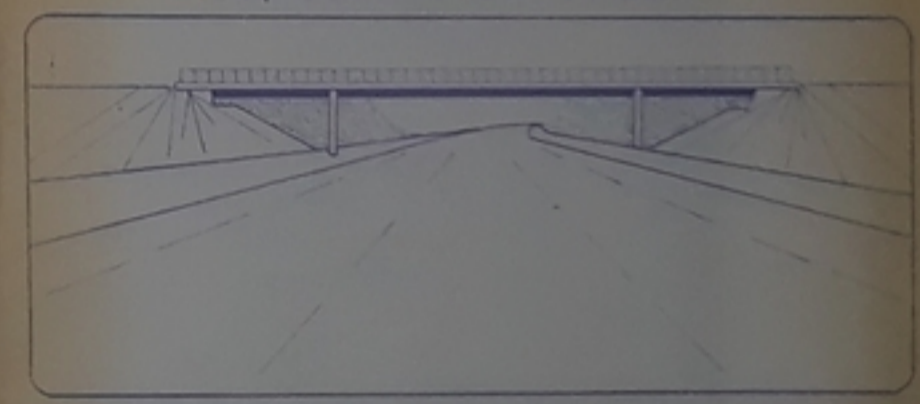
PROJET DE FIN D'ETUDES :

PROPOSE PAR LA ENERDA EX SERDA
ETUDE PAR MM. HADJI MORAD, SETBEL MALEK
DIRIGE PAR M. MOHAMED

| | | |
|------------|-------------------|---------------------------|
| DATE 10/87 | - TITRE DU PLAN - | N° 6 |
| PROMOTION | FERRAILLAGE | ECHELLE 1/20 ^e |
| JANV 87 | DALLE ET POUTRE | |



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية والشعبية
Ecole Nationale Polytechnique
Departement Genie _Civil

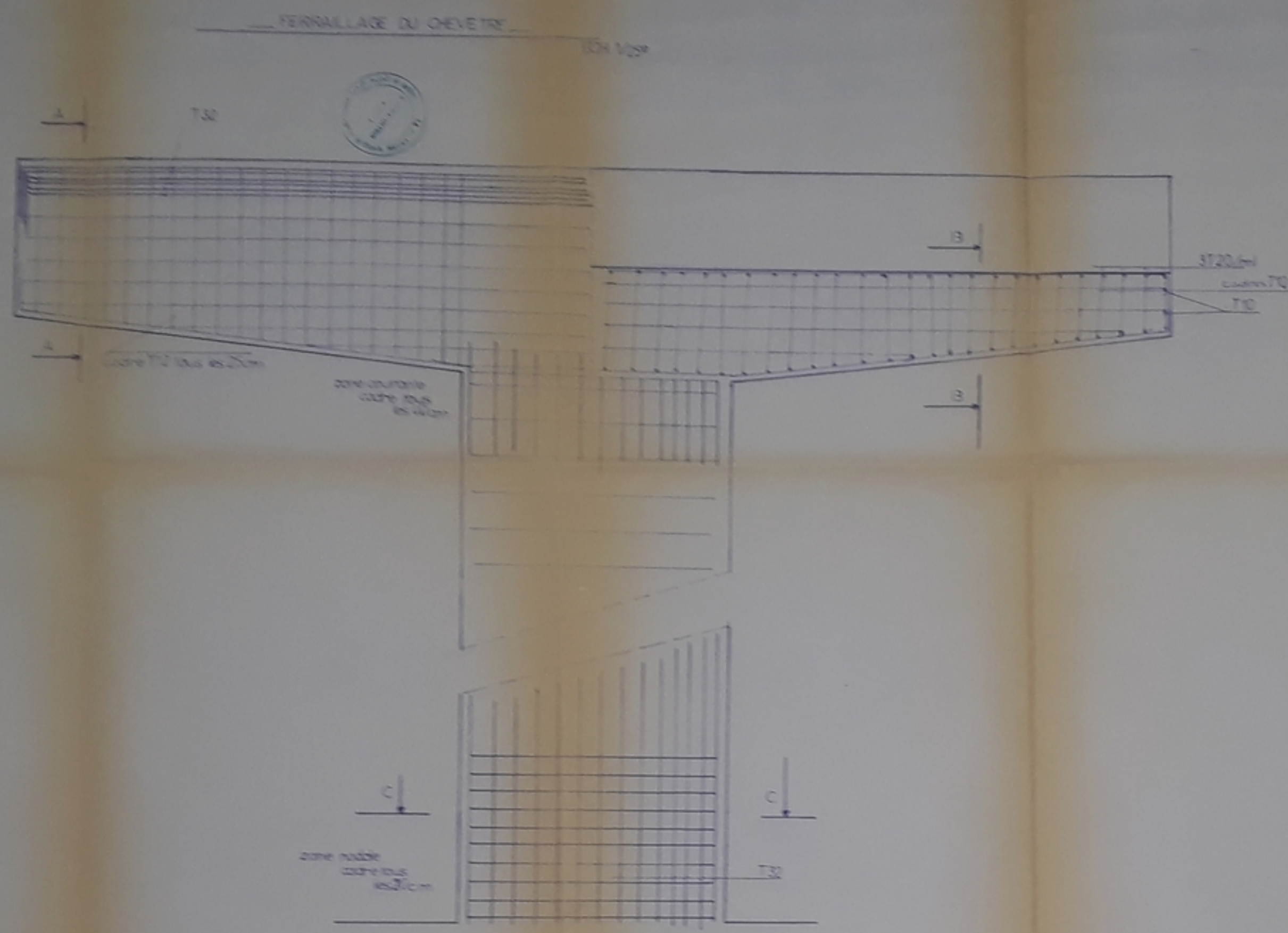


**PONT A POUTRES
EN BETON PRECONTRAIT**

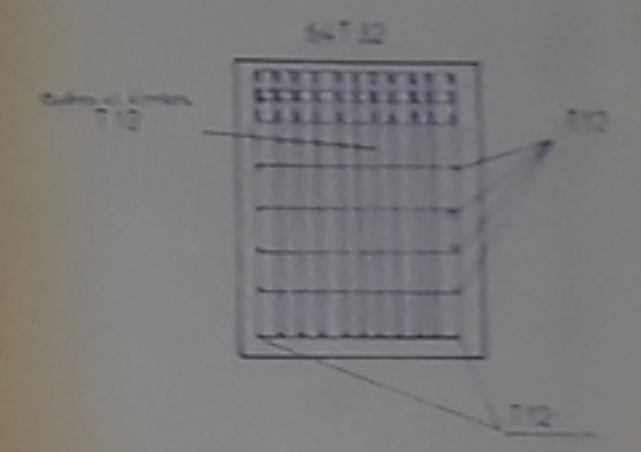
PROJET DE FIN D'ETUDES :

- PROPOSE PAR LA ENEROA EX SEROA
- ETUDIE PAR MM HADBI MORAD - SETBEL MALEK
- DIRIGE PAR Mme MOHABEDDINE

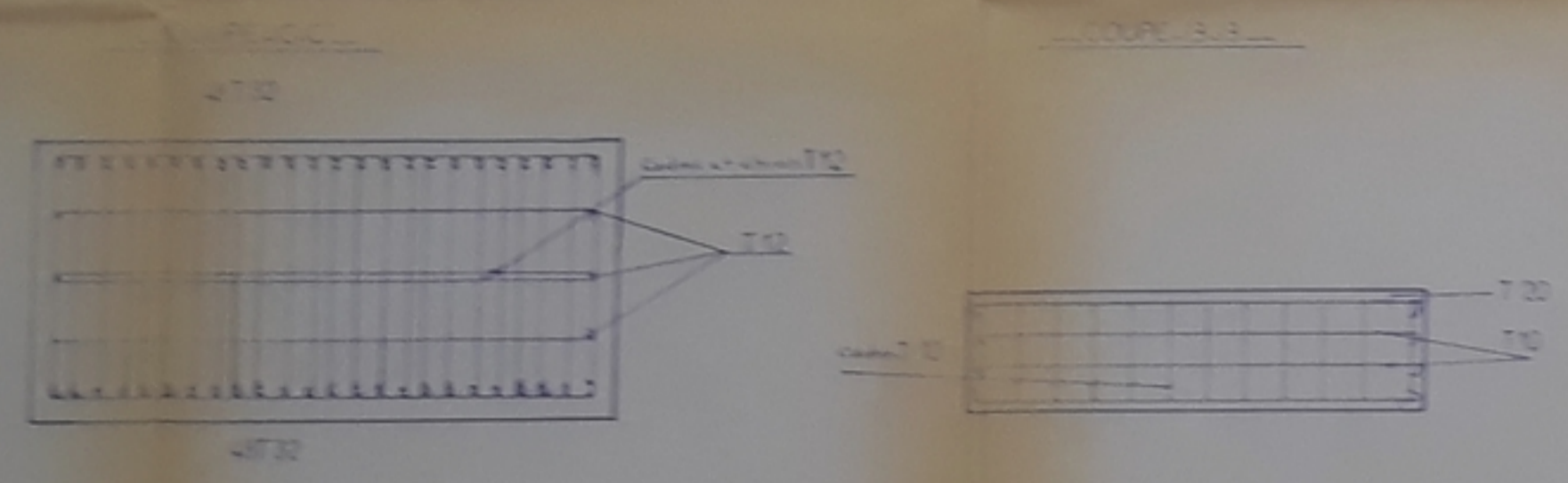
| | | |
|-----------------------|--------------------------|----------------|
| DATE : 10.1.87 | - TITRE DU PLAN - | N° : 7 |
| PROMOTION JANV. 87 | FERRAILLAGE CULEE | ECHELLE : 1/50 |



COUPE A-A



93 033 82
-8-



الجامعة الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Ecole Nationale Polytechnique
Departement Genie Civil

**PONT A POUTRES
EN BETON PRECONTRAINTE**

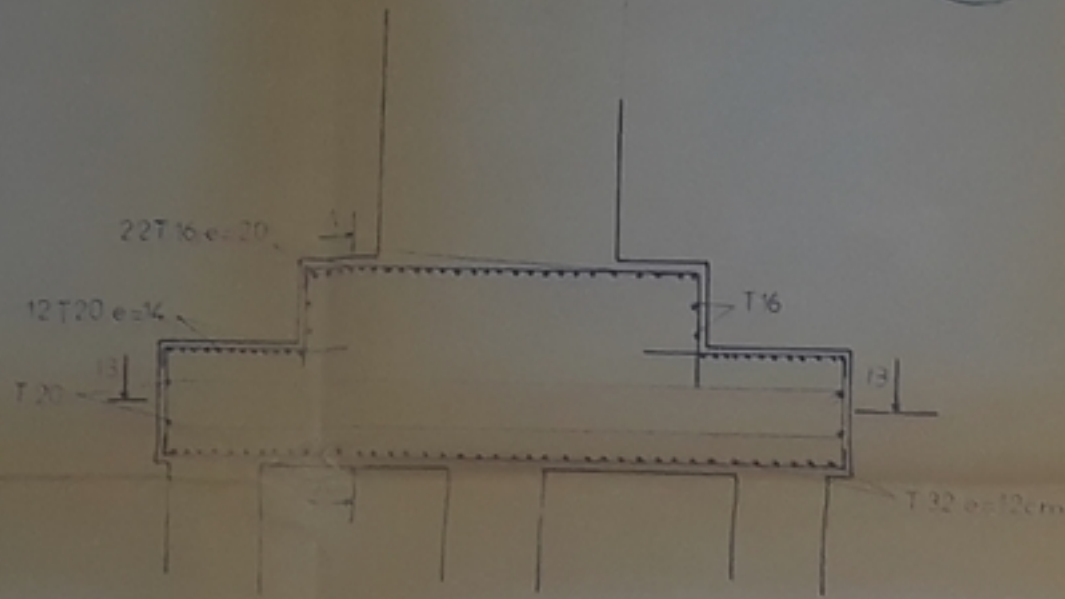
PROJET DE FIN D'ETUDES

PROPOSE PAR LA ENERDA EN SIRDA
ETUDIE PAR M. HAZBI MORAD, SETREL MAJOU
DIRIGE PAR M. MOHAMED

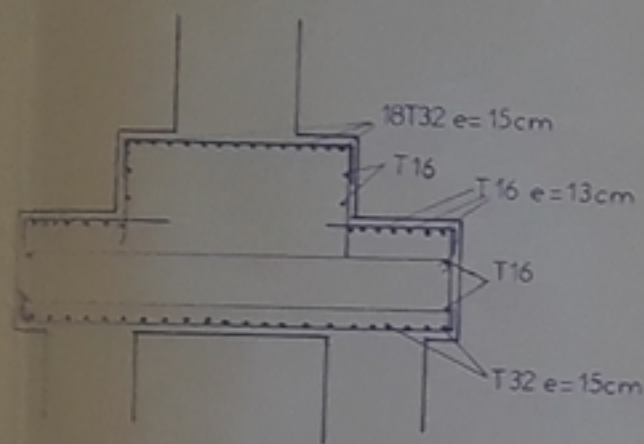
DATE: 10/57 - TITRE DU PLAN: FERRAILLAGE PILE - N°: 8

PROJETEUR: JAVY 87

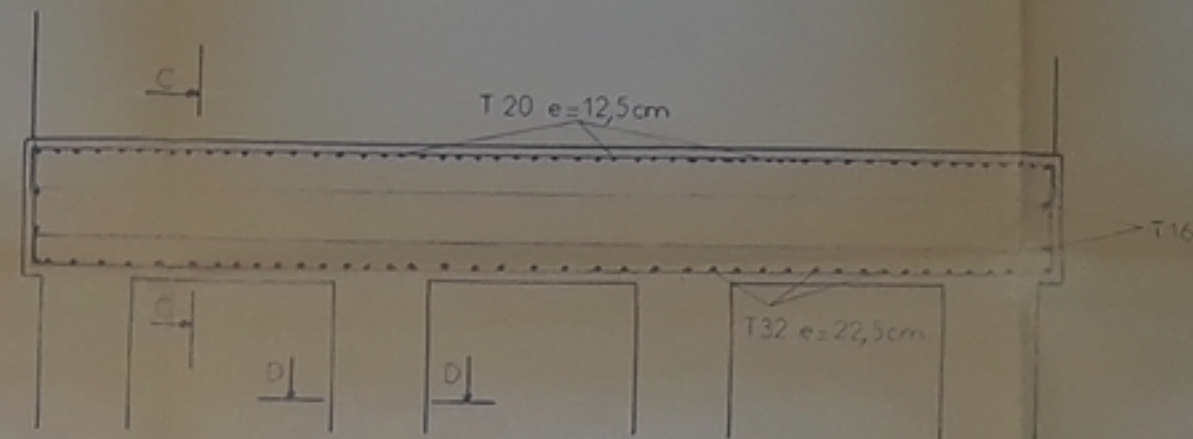
FERRAILLAGE SEMELLE SOUS PILE



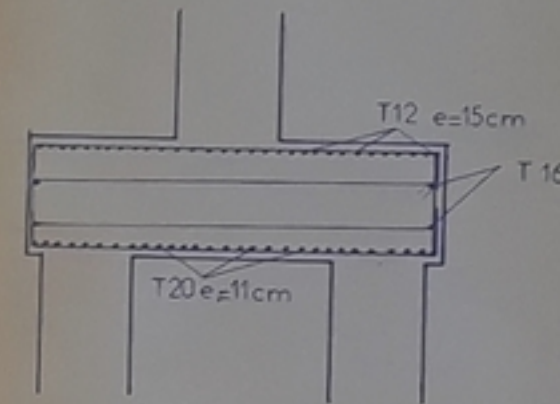
COUPE A-A



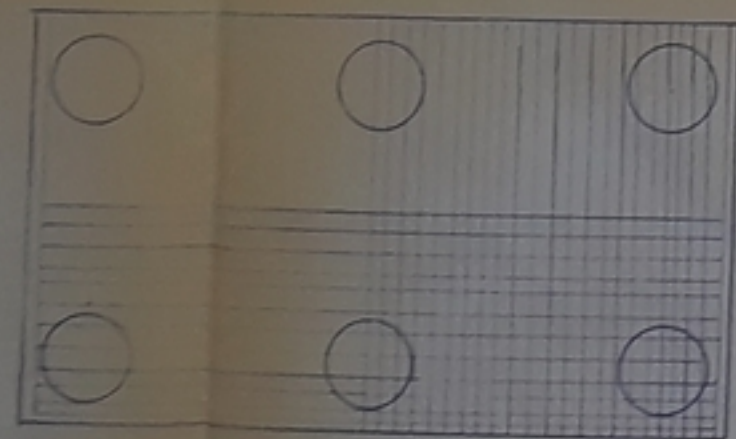
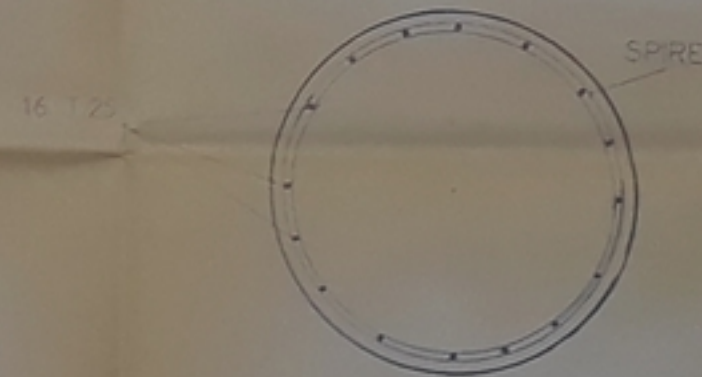
FERRAILLAGE SEMELLE SOUS CULEE



COUPE C-C



COUPE D-D



T32 e=12cm

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية والشعبية
 Ecole Nationale Polytechnique
 Departement Genie - Civil



PONT A POUTRES
 EN BETON PRECONTRAIT

PROJET DE FIN D'ETUDES :

PROPOSE PAR LA ENEROA EX SEROA
 ETUDIE PAR MM HADBI MORAD - SETBEL MALEK
 DIRIGE PAR Mme MOHABEDDINE

| | | |
|----------------------|---|----------------|
| DATE : 10 / 87 | - TITRE DU PLAN - | n° : 9 |
| PROMOTION : JANV. 87 | FERRAILLAGE DES SEMELLES SOUS PILE ET CULEE | ECHELLE : 1/10 |

