

82/85

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
الكننة
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE
D'UN
PONT MIXTE

Proposé par :

SAPTA

Etudié par :

A. TIGHIDET

M. AYAS

Dirigé par :

M. KORDJANI

PROMOTION : JUIN 1985

**ETUDE D'UN
PONT MIXTE**

Dedicaces

Je dédie ce modeste travail. à la mémoire
de mon neveu Rachid et celle de l'oncle Akli°
à mes parents symbole de dévouement
à mes frères et sœurs
à mes neveux
à ma fiancée et toute sa famille
à tous ceux qui m'ont aimé
à mes amis, à Mokhtar
à l'E.G.C.B

Abdelkader
Zighislet

DEDICACE

Je dédie ma thèse de fin d'étude à:

- Mes parents.
- Mes frères et sœur
- toute ma famille
- Boufik et Mohamed
- Mes amis, à A. TIGHIDET

Special Remerciement à mon frère Omar

M. AJAB
—→

Remerciements

Nous exprimons nos remerciements les plus grands à Monsieur KORDJANI, qui par ses conseils éclairés et son dévouement sans réserve, nous ont guidé dans notre travail.

Nous remercions également Monsieur REZKALLAH et son équipe pour leur valeureuse aide et leur bon accueil.

Nous remercions aussi le corps enseignant de l'E.N.P qui a contribué à notre formation.

Nos remerciements vont aussi à :

M^r - Mohamed TIGHIDET.

M^r - Madjid SAIDI

SOMMAIRE

DESIGNATION

Pages

INTRODUCTION

1

DALLE

5

POUTRES PRINCIPALES

13

ENTRETOISES

37

CONNECTEURS

52

ASSEMBLAGES

55

APPAREILS D'APPUI

59

PILE

66

CULEE

82

INTRODUCTION

INTRODUCTION:

Parmi les projets entrepris par la société des aménagements des ponts (S.A.P.T.A), il nous a été confié l'étude et le calcul d'un pont mixte. Il a été mis à notre disposition :

- un relevé planimétrique du tracé de la route et son profil en long.

- un rapport de sol indiquant les morphologies et la nature du terrain.

I PRESENTATION DE L'OUVRAGE.

notre travail porte sur l'étude et le calcul des éléments résistants d'un pont reliant Sidi Belabbes à Bouhanifia traversant l'oued Gouasmia. Ce pont est mixte : Un ouvrage mixte acier-béton est un ouvrage se composant d'une partie métallique liée à une partie en béton de telle sorte que l'ensemble se comporte comme un ouvrage monolithique.

- Le béton est un matériau fragile supportant sans inconvénients des efforts élevés de compressions. Il se fissure sous des efforts modérés de traction.

- L'acier par contre peut reprendre convenablement les efforts de traction.

Grâce aux caractéristiques essentielles de ces deux matériaux, la liaison entre le béton armé utilisé sous forme de dalles (éléments comprimés) et l'acier utilisé sous forme d'éléments tendus (poutres, entretoises) offre avant tout un intérêt économique.

Les deux types de ponts mixtes les plus couramment utilisés sont :

- Les ponts mixtes à poutrelles enrobées
- les ponts à poutres sous chaussée surmontées d'une dalle en béton armé:

Le pont mixte que nous avons à étudier est du 2^{ème} type, la justification de ce choix est basée sur les avantages suivants Parmi lesquels on peut citer:

- La rapidité d'exécution,
- Les travées importantes.
- Les faibles sollicitations dans les fondations par rapport à celles du béton armé (sol mou)
- Intérêt économique.

II DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.

- ce pont est droit. Il est constitué de quatre (04) travées isostatiques égales chacune à 30 m. Ces dernières reposent sur deux culées extrêmes et trois piles intermédiaires. Le profil en travers du pont comporte deux voies de 4,00 mètres et deux trottoirs de 1 m de large ainsi que deux gardes de corps de 1,10 m de hauteur. (voir planche en annexe).

Les corniches situées aux extrémités du tablier supportent les gardes corps.

Le tablier métallique est constitué de trois poutres principales distantes de 3,60 m. et d'entretoises à ams pleines assurant une rigidité de l'ensemble du tablier.

Le tablier repose Uniquement sur les éléments porteurs. (culées, piles) au moyen d'appareils en élastomère forés.

chaque culée est constituée d'éléments qui résistent aux différentes sollicitations imposées par le fonctionnement de

cette culée, à savoir les réactions de la travée, la poussée des terres, les actions développées par le freinage des véhicules.

- Les surfaces de la chaussée et des trottoirs présentent des pentes transversales de 2,5% pour permettre le ruissellement des eaux pluviales :

- Le revêtement de la chaussée est assuré par une couche de bitume de 5 cm d'épaisseur, sur les bordures sont disposés des dalles laissant des vides pour les canalisations.

Caracteristiques mecaniques des materiaux.

1. beton:

Dosage.	Ciment	contrôle	Granulat.
350 kg/m ³	CPA 325	strictement contrôlé	g = 25mm.

* Calcul des contraintes admissibles:

$\sigma_b' = \sqrt{f_b'} \cdot \sqrt{2} \cdot \gamma$ contrainte admissible de compression
 $\sigma_{b0} = \sqrt{f_b} \cdot \sqrt{2} \cdot \gamma$ contrainte admissible en compression simple
 $\bar{\sigma}_b = \sqrt{f_b} \cdot \sqrt{2} \cdot \gamma$ Contrainte de reference de traction

$\sqrt{f_b'} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$; $\sqrt{f_b} = \gamma \cdot \beta \cdot \delta \cdot \theta \Rightarrow \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sqrt{2} \cdot \gamma}$

- $\alpha = 1$ Ciment de 1^{re} classe 325.
- $\beta = 1$ beton strictement contrôlé
- $\gamma = 1$ hm/cg < 4
- $\delta = 0,30$ en compression simple
- $\epsilon = 1$ en compression simple
- $\delta = 0,6$ en flexion simple
- $0,8 < \epsilon < 1$ en flexion simple.

compression simple		flexion simple ou compose		contrainte de reference	
$\bar{\sigma}_{b0}' = 81b$	82,5 kg/cm ²	$\bar{\sigma}_b' = 162b$	165 kg/cm ²	$\bar{\sigma}_b = 7b$	7,1 kg/cm ²

2) Aciers:
Acier tor (nuance Fe E40).

	bars $\bar{\sigma}_{en}$ kg/cm ²		bars $\bar{\sigma}_{en}$ kg/cm ²	
$\emptyset \leq 20$	4120	4200	2750	2800
$\emptyset > 20$	3920	4000	2610	2670

$\bar{\sigma}_a = \min \left(\frac{2}{3} \sigma, \max (\sigma_1, \sigma_2) \right)$ σ_1, σ_2 contrainte de fissuration.

3. charpente: l'acier utilise est de nuance F224 $\bar{\sigma} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

DALLE

Panneau de Dalle.

C'est un élément de répartition de charge et participe à la flexion d'ensemble mais dans la justification du panneau de dalle, on peut faire abstraction de son rôle de dalle de compression de poutre (art: 39.2 CCBA 69).

Coffrage: notre panneau de dalle repose sur les entretoises d'abouts donc en un élément rectangulaire de dimension l_x, l_y avec $l_x < l_y$

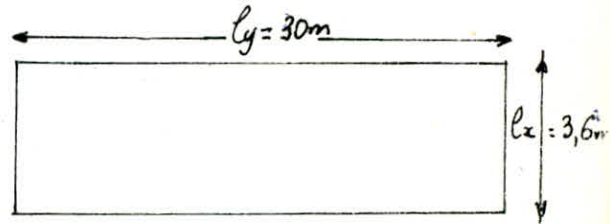
épaisseur de la dalle: $h_0 = 20 \text{ cm.}$

épaisseur du revêtement: $e = 5 \text{ cm.}$

Détermination de L

$$L = \min[\max(l_r, l), L']$$

$$= \min[\max(8, 7, 2), 30] = 8 \text{ m.}$$



Détermination du ^{poids} propre du platelage.

- Dalle en béton armé: $9,6 \times 0,2 \times 2,5 = 4,8 \text{ t/ml.}$

- Goussets: $2 \left(0,04 \left(\frac{0,8 + 0,6}{2} \right) \times 2,5 + 0,11 \times \left(\frac{0,8 + 0,6}{2} \right) \times 2,5 \right) = 0,332 \text{ t/ml.}$

- Revêtements chaussées: $0,05 \times 8 \times 2,2 = 0,88 \text{ t/ml.}$

- Corniche: $2 \left[\left(\frac{0,2 + 0,1}{2} \right) \times 0,3 + 0,2 \left(\frac{0,2 + 0,1}{2} \right) \right] \times 2,5 = 0,375 \text{ t/ml.}$

- Dalles: $2 \times 0,05 \times 0,4 \times 2,5 = 0,10 \text{ t/ml.}$

- Appuis de dalles: $2 \left[2(0,15 \times 0,15) + 2(0,2 \times 0,1) \right] \times 2,5 = 0,425 \text{ t/ml.}$

- Revêtement trottoirs: $2 \times 0,05 \times 0,80 \times 2,2 = 0,176 \text{ t/ml.}$

- Garde corps: $0,1 \text{ t/ml.}$

- Bordure de trottoir: $\frac{2 \times 0,2 \times 0,2 \times 2,5}{2} = 0,1 \text{ t/ml.}$

$$\Sigma = 7,387 \text{ t/ml.}$$

$$P = 7,387 \times 8 = 59,1 \text{ t/ml.}$$

$$P = 7,387 \text{ t/m}^2$$

$$P = 7,387 \times 8 \text{ t/ml} = 59,1 \text{ t/ml}$$

Détermination des surcharges maximales: les surcharges max doivent être prises dans la surface $S = L \times L = 64 \text{ m}^2$

Nombre de voies: $N = \frac{8}{3} \approx 2,6 \Rightarrow N = 2 \text{ voies}$ $l_0 = 3,5 \text{ m}$
 $l_r > 7 \Rightarrow$ pont de 1^{re} classe d'où $K = 1$.

$N = 2 \text{ voies}$ on peut disposer 2 convois $\Rightarrow bc = 1,1$.

surcharge	surcharge Bc (t)	surcharge Bt (t)	surcharge militaire Mc120
Coefficient b	1,1	1	/
surcharge	60	64	110
surcharge pondérée	66	64	110

Coefficient de majoration dynamique.

$$S = \frac{1+0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4P/s} \quad \text{avec } L = 8 \text{ m} \\ P = 59,1 \text{ t}$$

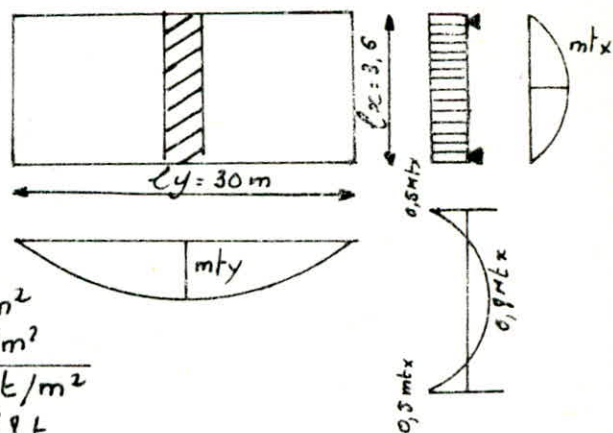
surcharge	surcharge Bc	surcharge Bt	surcharge Mc120
\int	1,284	1,281	1,344

$$S_{\text{max}} = 1,284$$

Calcul des sollicitations

$$f = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,6}{30} = 0,12 < 0,4$$

la dalle travaille dans le sens de l_x elle se comporte comme une poutre appuyée sur 2 côtes.



a) Moment fléchissant:

charge permanente

$$\text{Dalle en béton armé: } 0,2 \times 2,5 = 0,5 \text{ t/m}^2$$

$$\text{revêtement chaussée: } 0,05 \times 2,2 = 0,11 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma = \varepsilon = 0,61 \text{ t/m}^2$$

$$P = \sigma \times l_x \times l_y = 0,61 \times 3,6 \times 30 = 65,88 \text{ t}$$

$$f_1 = 0,12$$

$$f_2 = \frac{1}{f} = 9,33$$

$$M_1 = 0,0152 \quad (\text{Abaque de Pigeaud})$$

$$M_2 = 0,003$$

$$M_x = (M_2 + \sigma M_1) P = 1,031 \text{ mt/ml}$$

$$M_y = (M_1 + \sigma M_2) P = 0,3478 \text{ mt/ml}$$

Moments dus aux différentes surcharges: les abaques de la S.E.T.R.A nous donnent la valeur des moments max non pondérés et non majorés en fonction des données géométriques de la dalle

Moment de continuité sur poutre.

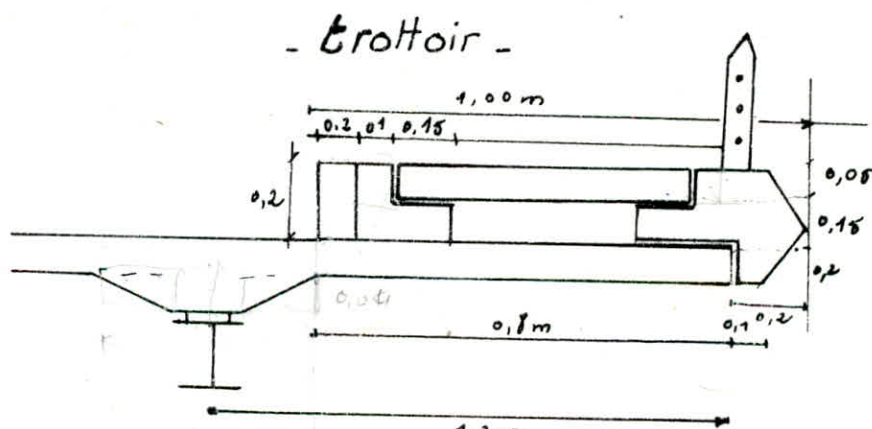
surcharges	M	coef de maj	bc, bt, br	δ	moment maj pond
Bc	4260	1,2	1,1	1,284	7220,18 kg/ml
Mc 120	3760		/	1,344	5053,44
Bt	3200	1,2	1	1,284	4930,56
Br	1650	1,2	/	1,284	2542,32 kg/ml

Moments transversaux en travées Ma.

Moment système	Moment en kg/ml	coefficient de majoration	bc, bt, br	δ	moment maj - pond
Bc	3780	1,2	1,1	1,284	6406,64
Bt	4220	1,2	1	1,284	6502,17
Br	2260	1,2	/	1,284	3482,21
Mc 120	5540	1,2		1,344	8908,32

Moments longitudinaux en travées Mb.

Moment système	moment en kg/ml	coefficient de majoration	bc, bt	δ	M en kg/ml
Bc	2100	1,2	1,1	1,284	3559,25
Bt	2260	1,2	1	1,284	3482,2
Br				1,284	2696,4



charge par m² est donc: $q = \frac{1088}{1,20} = 906,67 \text{ kg/m}^2$

calcul des sollicitations:

charge permanente: $M_{pp} = -q \frac{l^2}{2} = -652,79 \text{ mkg/ml}$.

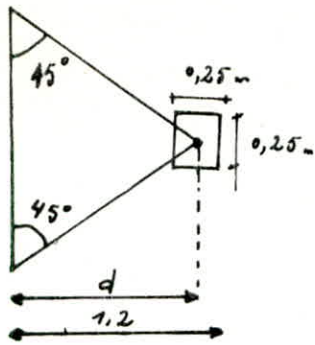
$T_{pp} = ql = 1088 \text{ kg/ml}$. (consol)

surcharge uniforme de 450 kg/m²

$M_{pond} = -q \frac{l^2}{2} = -388,8 \text{ mkg/ml}$.

$T_{pond} = ql = 648 \text{ kg/ml}$.

Roue isolée de 6t: les bulletins de la S.E.T.R.A proposent une répartition de 45° sous l'effet de la charge localisée pour avoir l'effet le plus défavorable:



$$d = 1,2 - \frac{0,25}{2} = 1,075 \text{ m.}$$

$$\Delta = 2d = 2,15 \text{ m.}$$

$$M = -\frac{1,2 \cdot 6 \times 1,075}{2,15} = 3,6 \text{ t/m.}$$

$$T = \frac{1,2 \times 6}{2,15} = 3,35 \text{ t/m.}$$

Répartition des moments.

1. Moments transversaux

a) En encorbellement.

$$M = M_{pp} + M_{\text{roue isolée}} = -(652,79 + 3600) = -4252,79 \text{ kg/ml.}$$

b) en travée: $M_{xt} = \frac{-0,5}{5} \frac{0,5}{0,9} \Delta$ (Art 39,42 CCBA 68)

on doit vérifier que: $M_t + \frac{M_s + M_w}{2} \geq 1,15 M_0$ (Art 55.31 CCBA 68)

$$0,8 M_0 + 0,5 M_0 + 0,5 M = 1,3 M_0 > 1,15 M_0 \text{ vérifier}$$

en travée $M > 0$ $M_{xt} = 0,8 (M_{pp} + M_{c120}) = 0,8 (1031 + 8908,32) = 7951,5 \text{ kg/ml.}$

c) sur appuis M_{xa} .

$$M < 0 \quad M_{xa} = -0,5 (M_{pp} + M_{c120}) = -0,5 (1031 + 8908,3) = -4969,6 \text{ kg/ml.}$$

d) sur appuis intermédiaire:

$$M_{xa} = [0,5 M_{pp} + M_{bc}]_{\text{continuité}} = -[0,5 \cdot 1031 + 7220,18] = 7735,68 \text{ kg/ml.}$$

donc pour les appuis on retiendra $M_{\text{appuis}} = 7735,68 \text{ kg/ml.}$

2) Moments longitudinaux.

en travée $M_{ty} = -0,8 [M_{pp} + M_{bc}] = -0,8 [347,8 + 3559,25] = 3125,64 \text{ kg/ml.}$

sur appuis. $M_{ay} = M_{ax} = 7735,68$ (Art 39.42 CCBA 68)

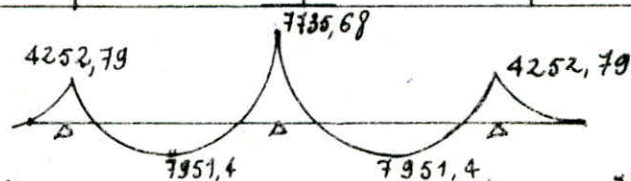
vérification particulière: (Art: 27.13. CCBA 68).

$$M_{yt} > \frac{1}{3} M_{xt} \text{ soit } 3125,64 > \frac{7951,4}{3} = 2650,47 \text{ vérifiée.}$$

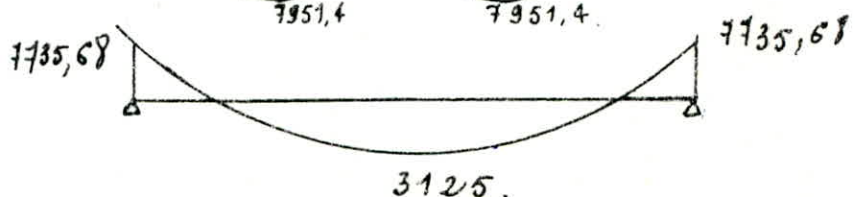
Récapitulation

M_{xt} mkg/ml	M_{yt} mkg/ml	$M_{ka} = M_{ya}$	$M_{\text{encorbellement}}$
7951,4	3125,64	-7735,68	-4252,79.

Courbe enveloppe transversalement.



Longitudinalement.



- Ferrailage. (abaque de charon)

section et armature	Mlx en kg/ml	Mtb. en kg/ml	μ	ϵ	K	A cm ² /ml. nécessaire	A cm ² /ml choisie	\sqrt{b}
Atx section en travée	7951,4	10678,55	0,193	0,9377	15,8	26,154	29,27	135,11
section sur appuis. Axz = Ayz	-7735,68	=	0,198	0,9392	16,1	25,3	29,27	132,59
section en (A) encorbellement	-4252,79	=	0,1034	0,9725	24,2	13,43	15,70	88,21
section en travée Aty	3125,64	=	0,076	0,9753	25,1	11,15	12,56	85,05

on a donc $\sqrt{b}' < \sqrt{b} = 165 \text{ kg/cm}^2$.

espacement (Art 57.33. CCBA 68)

cas de charge concentrée :

sens x : $l_{\max} = \min(2h_x, 22 \text{ cm}) = \min(40 \text{ cm}, 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm}$.

sens y : $l_{\max} = \min(3bt, 33 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

on adopte :
 Atx = 29,27 cm²/ml soit 9 HA 20 $l = 11, 11 \text{ c}$.
 Axz = Ayz = 29,27 cm²/ml soit 9 HA 20 $l = 11, 11 \text{ c}$.
 At = 15,70 cm²/ml soit 5 HA 20 $l = 20$.
 Aty = 12,56 cm²/ml soit 4 HA 20 $l = 25$.

vérification de la fissuration (Art: 49.22. CCBA 68)

$$\sigma_1 = \frac{K \mu}{\phi} \frac{\bar{\omega} f}{1 + 10 \bar{\omega} f}, \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K R \bar{\omega} b}{\phi}}$$

$K = 10^6$ fissuration nuisible ; $B_f = 2 \times 3 \times 100 = 600 \text{ cm}^2$ section d'armage de barres tendues.
 $\bar{\omega} f = \frac{A}{B_f} = 0,0471$.

$$\sigma_1 = \frac{1,6 \times 10^6}{20} \times \frac{0,0471}{1 + 10 \times 0,0471} = 2561,5 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \times 7,1 \times 10^6}{20}} = 753,65 \text{ kg/cm}^2$$

$\max[\sigma_1, \sigma_2] = 2561,5 \text{ kg/cm}^2 > 2134,8 \text{ kg/cm}^2$ vérifiée.

condition de non fragilité (Art 52.2 CCBA 68).

Il s'agit de vérifier les deux inégalités suivantes :

$$\frac{A_x}{b h_x} \geq \frac{4_4 (2-f)}{2} \frac{\sqrt{b}}{\sqrt{a}} \left(\frac{h_0}{h_x}\right)^2; \quad \frac{A_y}{b h_y} \geq 0,35 \frac{4_4 \sqrt{b}}{\sqrt{a}} \left(\frac{h_0}{h_y}\right)^2$$

Transversalement :

$$\frac{A_x}{100 \times 17} \geq \frac{0,54}{2} (2 - 0,12) \frac{7,1}{2800} \left(\frac{20}{17}\right)^2 \Rightarrow A_x \geq 2,98 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

Longitudinalement :

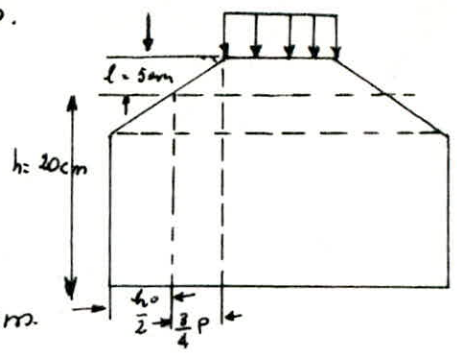
$$\frac{A_y}{100 \times 16} \geq 0,35 \times 0,54 \times \frac{7,1}{2800} \left(\frac{20}{16}\right)^2 \Rightarrow A_y \geq 326 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

Poinçonnement (Art: 39.54 CCBA 68)
 on doit vérifier que $\sigma_{max} = \frac{1,5 P}{P_c h_0} \leq \bar{\sigma}_b$.

Pour la vérification au poinçonnement.
 la roue Br est la plus prépondérante
 $E = \frac{3l}{4} + \frac{h_0}{2} = \frac{3}{4} \times 5 + \frac{20}{2} = 13,75 \text{ cm.}$

$U' = U + 2E = 60 + 2 + 13,75 = 97,5 \text{ cm.}$
 $V' = V + 2E = 30 + 2 \times 13,75 = 57,5 \text{ cm.}$
 de périmètre moyen. $P_c = 2(U' + V') = 290 \text{ cm.}$

$\sigma_{max} = \frac{1,5 \times 10^4}{290 \times 20} = 2,58 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 7,1 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifier.}$



recouvrement des armatures (Art: 30.52. CCBA 68).

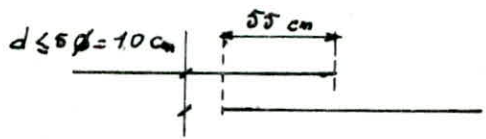
Pour assurer la continuité de contrainte la jonction de deux barres parallèles identiques est assurée par recouvrement lorsque leur extrémité se chevauchent.

$l_d = \frac{\phi \bar{\sigma}_x}{u \bar{\sigma}_s}$ en traction et $l_d' = \frac{\phi \bar{\sigma}_a'}{4 \bar{\sigma}_d}$ en compression

$\bar{\sigma}_n = \bar{\sigma}_a' \Rightarrow l_d = l_d' \quad \bar{\sigma}_d = 2,54, \bar{\sigma}_b = 2,5 \times 1,5 \times 7,1 = 26,25 \text{ kg/cm}^2.$

$l_d = \frac{2,0 \times 2800}{4 \times 26,25} = 53,33 \text{ cm.}$

on adopte $l_d = l_d' = 55 \text{ cm.}$



Evaluation de l'effort tranchant.

Poids propre:

a = 3,6 m b = 30 m.

* au milieu du petit côté a = 3,6

* au milieu du grand côté b = 30

$T_y = \frac{P}{3l_y} = \frac{65,98}{3 \times 30} = 0,732 \text{ t/ml}$

$T_x = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{65,98}{2 \times 30 + 3,6} = 1,0358 \text{ t/ml.}$

surcharge A:

$A = K A_2 \frac{l_0}{l_r} \text{ avec } A L = 230 + \frac{3600}{30 + 12} = 1087,14 \text{ kg/cm}^2.$

pont de 1^{re} classe K = 1, $l_0 = 3,50$, $l_r = 4 \text{ m.}$

$A L = 1 \left(230 + \frac{3600}{30 + 12} - \frac{3,5}{4} \right) = 951,25 \text{ kg/m}^2.$

les efforts majorés $T_x = \frac{P}{l_x + 2l_y}$; $T_y = \frac{1}{3} A l_x.$

* au milieu du petit côté :

$T_y = 1,2 \frac{A l_x}{3} = 1,2 \times \frac{951,25}{3} \times 3,6 = 1369,80 \text{ kg/ml}$

* au milieu du grand côté :

$T_x = 1,2 \frac{A \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = 1,2 \times 951,25 \times \frac{30 \times 3,6}{2 \times 30 + 3,6} = 1938,40 \text{ kg/ml.}$

surcharge B_c .

$$U = U' = 25 \text{ cm}; \quad h_0 = 20 \text{ cm}; \quad l_r = 5 \text{ cm}.$$

$$U' = U + h_0 + 1,5 l_r = 25 + 20 + 1,5 \times 5 = 52,5 \text{ cm}.$$

$$V' = U' + h_0 + 1,5 l_r = 52,5 \text{ cm}.$$

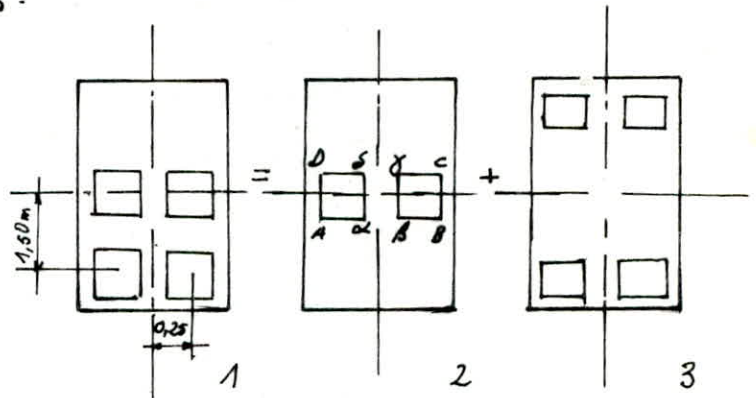
vérification d'interférence

$$\frac{U'}{2} = \frac{52,5}{2} = 26,25 > 25 \text{ cm}.$$

il existe une interférence

$$\frac{U'}{2} = \frac{52,5}{2} = 26,25 < 75 \text{ cm}.$$

pas d'interférence



Pression de répartition sur le plan moyen.

$$\sigma = \frac{P}{U \times U'} = \frac{6 \times 10^3}{(52,5)^2} = 2,1769 \text{ kg/cm}^2$$

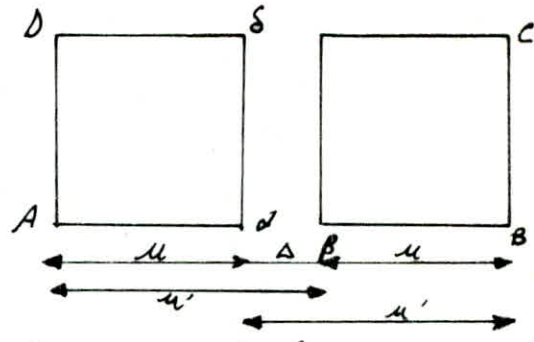
considérons le système (2)
surface A, B, C, D

$$u_1 = 2U' - \Delta = U_1.$$

$$\Delta = 2 \left(\frac{u_1}{2} - \frac{50}{2} \right)$$

$$P = \sigma u_1 U_1 = 11714 \text{ kg/ml}.$$

$$T_{U_1} = \frac{P_1}{3u_1} = 3809,4 \text{ kg/ml}$$



surface $\alpha \beta \delta \epsilon$: $T_{U_1} = \frac{P_1}{2u + u_1} = 4549,09 \text{ kg/ml}.$

$$h_0 = \Delta = 2,5 \text{ cm}, \quad V_1 = V' = 52,5 \text{ cm}; \quad P_2 = \sigma U_r U_r = 285,7 \text{ kg}$$

$$U_r > U_r \quad T_{U_r} = \frac{P_r}{3U_r} = 181,4 \text{ kg/ml}; \quad T_{U_r} = \frac{P_r}{2U_r + U_2} = 265,77 \text{ kg/ml}$$

En définitif pour le système (2) on a :

$$T_{U_2} = T_{U_1} + T_{U_r} = 4730,49 \text{ kg/ml}; \quad T_{U_2} = T_{U_1} + T_{U_2} = 4075,17 \text{ kg/ml}.$$

Considérons le système (3) surface A, B, C, D .

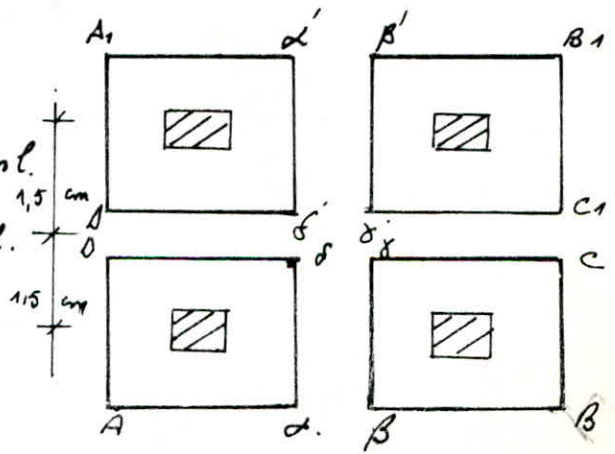
$$u_1 = 2u' - \Delta = 102,5 \text{ cm}.$$

$$U_1 = U' + 2 \times 1,50 = 352,5 \text{ cm}.$$

$$P_1 = \sigma U_1 U_1 = 78650,5 \text{ kg}.$$

$$U_1 > U_1 \Rightarrow T_{U_1} = \frac{P}{3U_1} = 7437,39 \text{ kg/ml}.$$

$$T_{U_1} = \frac{P}{2U_1 + U_1} = 9740 \text{ kg/ml}.$$



surface $0 D_1 C_1 C$.

$$U_2 = 2 U' - \Delta = 102,5 \text{ cm}, \quad v_2 = 300 - 2 \frac{U'}{2} = 247,5 \text{ cm}.$$

$$P_2 = \sqrt{U_2 v_2} = 55222,69 \text{ kg/ml}.$$

$$T_{U_2} = \frac{P_2}{3 v_2} = 7437,39 \text{ kg/ml}, \quad T_{v_2} = \frac{P_2}{2 v_2 + U_2} = 9242,29 \text{ kg/ml}.$$

Surface $\alpha \beta \alpha' \beta'$

$$U_3 = \Delta = 2,5 \text{ cm}; \quad v_3 = v_1 = 352,5 \text{ cm}; \quad P = 1918,30 \text{ kg}.$$

$$T_U = \frac{P_3}{3 v_3} = 181,4 \text{ kg/ml}, \quad T_{v_3} = \frac{P_3}{2 v_3 + U_3} = 271,188 \text{ kg/ml}.$$

Surface $S \gamma \gamma' S'$

$$U_4 = \Delta = 2,5 \text{ cm}; \quad v_4 = v_2 = 247,5 \text{ cm}; \quad P_4 = 1346,89 \text{ kg}.$$

$$T_{U_4} = \frac{P_4}{3 v_4} = 181,399 \text{ kg/ml}, \quad T_{v_4} = \frac{P_4}{2 v_4 + U_4} = 270,73 \text{ kg/ml}.$$

donc pour le système (3) on a:

$$T_{U(3)} = \frac{T_{U_2} + T_{U_3} + T_{U_4}}{2} = 0; \quad T_{v_3} = \frac{T_{v_1} + T_{v_2} + T_{v_3} + T_{v_4}}{2} = 249,06 \text{ kg/ml}.$$

T: pondéré et majoré:

$$T_x: 1,25 \times 1,2 \times 1,282 \times 4730,49 = 9096,732 \text{ kg/ml}.$$

$$T_y: 1,25 \times 1,2 \times 1,282 \times 4324,23 = 8315,5 \text{ kg/ml}.$$

même chose pour les autres surcharges, on trouve les résultats suivants sous forme de tableau.

charges	CP	A	Bc	Bt	Br	Mc 120	D.
T_x t/ml	1,0358	1,038	9,096	6,315	8,271	5,793	6,357
T_y t/ml	0,732	1,860	8,315	5,173	7,325	7,985	8,73

$$T = T_{cp} + T \text{ surcharge max.}$$

$$T_x = 1,0358 + 9,096 = 10,131 \text{ t/ml}, \quad T_y = 0,732 + 8,73 = 9,462 \text{ t/ml}.$$

$$T_{\max} = \max(T_x; T_y) = T_x = 10,131 \text{ t/ml}.$$

Vérification du cisaillement (Art. 27.2. CCBA 68)

$$\sigma_{\max} < \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_{\max} = \frac{T_{\max}}{b_3} = 6,91 \text{ kg/cm}^2 \text{ avec } z = \frac{7}{8} h; \quad b = 100 \text{ cm}.$$

$$\text{donc } \sigma_{\max} = 6,91 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,16 \text{ kg/cm}^2 \text{ c'est vérifié.}$$

On a pas besoin des Armatures transversales.

Vérification de l'adhérence (Art. 28 CCBA 68)

il s'agit de vérifier que $\bar{\sigma}_d = 2,54 d \bar{\sigma}_b = 26,62 \text{ kg/cm}^2$ (Art. 29.11. CCBA 68)

$$\sigma_{dx} = \frac{10,13 \times 10^3}{56,52 \times 17} = 10,54 < \bar{\sigma}_d$$

$$\sigma_{dy} = \frac{9,462 \times 10^3}{56,52 \times 15} = 11,16 < \bar{\sigma}_d \text{ vérifié}$$

POUTRES'
PRINCIPALES'

- Calcul des poutres -

Poids propre du tablier:

* Avant prise du béton (charge permanente CP):

- ossature métallique: $140 \text{ kg/m}^2 \times 10 \text{ m} = 1400 \text{ kg/ml}$.
 - dalle de béton armé: $0,2 \times 2500 \times 10 = 5000 \text{ kg/ml}$.
 - Goussets = 332 kg/ml .
 - coffrage métallique : $70 \times 10 = 700 \text{ kg/ml}$.
- Total = $7432,00 \text{ kg/ml}$.

* Après prise de béton (complément de charge permanente C.C.P.)

- coffrage métallique = 700 kg/ml .
 - Revêtement chaussée = 880 kg/ml .
 - Revêtement trottoirs = 220 kg/ml .
 - Corniche = 400 kg/ml .
 - Dalles = 100 kg/ml .
 - Appuis dalles = 290 kg/ml .
 - Garde Corps = 100 kg/ml .
- Total = $1.290,00 \text{ kg/ml}$.

Poids total = $CP + CCP = 7432 + 1290 = 8722 \text{ kg/ml}$

Poids total de la travée = $8.722 \times 30 = 261,66 \text{ t}$.

* Calcul du coefficient de majoration dynamique:

le coefficient dynamique est exprimé par

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4P/s} \quad \text{avec} \quad L = 30 \text{ m.}$$

s = étant la surcharge
P = $261,66 \text{ t}$.

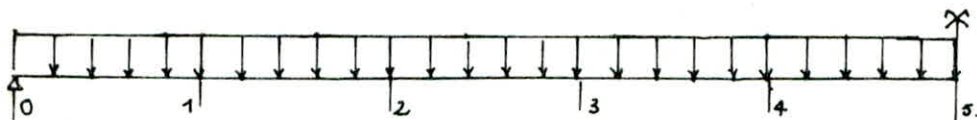
Le résultat est donné sous forme de Tableau:

surcharge.	s max.	δ coef de maj. dynam
surcharge civil B	132 t	1,124.
surcharge militaire Mc20	110 t	1,114.

- Evaluation des efforts -

* Calcul des efforts avant prise de béton. (CP)

on calculera les efforts dans la section de la poutre tous les $\frac{l}{10} = 3 \text{ m}$.



Pour chaque section on aura :

$$M = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

$$T = q \frac{x}{2} - q x$$

avec $q = 7.432 \text{ t/ml}$; $l = 30 \text{ m}$

* calcul des efforts après prise du béton CCP :

les efforts sont calculés de la même manière que pour les charges Permanentes (CP). la méthode de R.D.M est toujours applicable

$$M = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} \quad \text{avec } q = \text{CCP} = 1,290 \text{ t/ml}$$

$$T = q \frac{l}{2} - q \cdot x$$

$$l = 30 \text{ m.}$$

Calcul des efforts des surcharges :

* surcharge A :

$$A = k M l \frac{l_0}{l_v} \quad A l = 230 + \frac{36000}{L+12}$$

Pour un pont de 1^{re} classe $k=1$; $l_0 = 3,5 \text{ m.}$; $l_v = 4 \text{ m.}$

$$\Rightarrow A = 951,25 \text{ kg/m}^2 = 0,95125 \text{ t/m}^2.$$

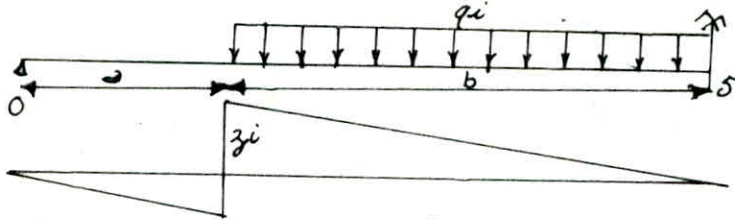
on chargera les 2 voies, le cas le plus défavorable.

$$q = A \cdot 8 = 7,61 \text{ t/ml.}$$

les efforts dus à la surcharge A sont :

$$M = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

* effort tranchant : Pour avoir le plus grand effort il faut charger longitudinalement entre le zéro de la ligne d'influence et transversalement les 2 voies.



Section : 0, 1, 2, 3, 4, 5.
a (m) : 0, 3, 6, 9, 12, 15
b (m) : 30, 27, 24, 21, 18, 15.

$$A_i = 1 \times \left(\frac{230 + 36000}{b_i + 12} \right) \frac{3,5}{4}$$

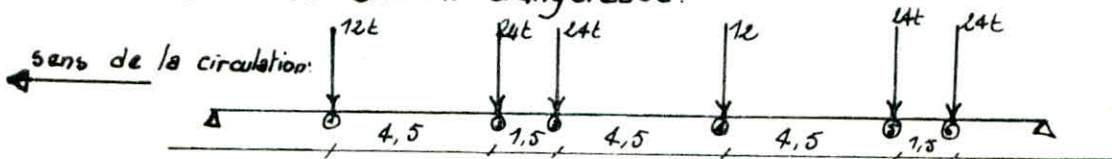
$$q_i = 8 \cdot A_i ; T_i = q_i \frac{l_i}{2} z_i$$

- Efforts dus aux surcharges Bc -

On assimile notre pont à une poutre, la charge verticale sur la poutre est égale à la somme des charges ponctuelles se trouvant sur la rangée transversalement :

- Longitudinalement : on a un convoi de 2 camions.
- Transversalement : On a 2 files de convoies

Recherche de la section dangereuse :



$$\text{La résultante des forces } P_i \quad R = \sum P_i = 120 \text{ t}$$

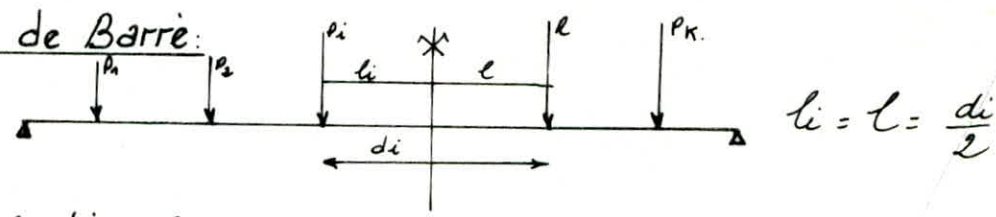
La charge P_k sous laquelle se produira le plus grand des Moments max réalisé au droit de chaque charge.

Celle qui satisfait à l'inégalité suivante :

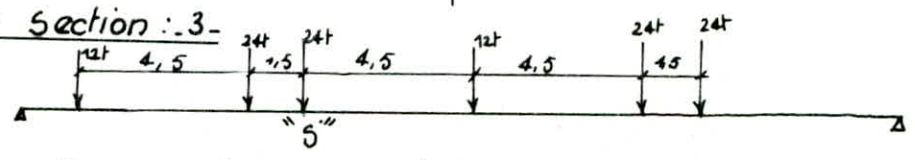
$$\sum_{\alpha=1}^{\alpha=k-1} P_{\alpha} \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{\alpha=k}^{\alpha} P_{\alpha}$$

les sections qui vérifient cette inégalité sont : section 3 et 4, les sections qui sont susceptibles de donner des moments max sont les sections 3 et 4.

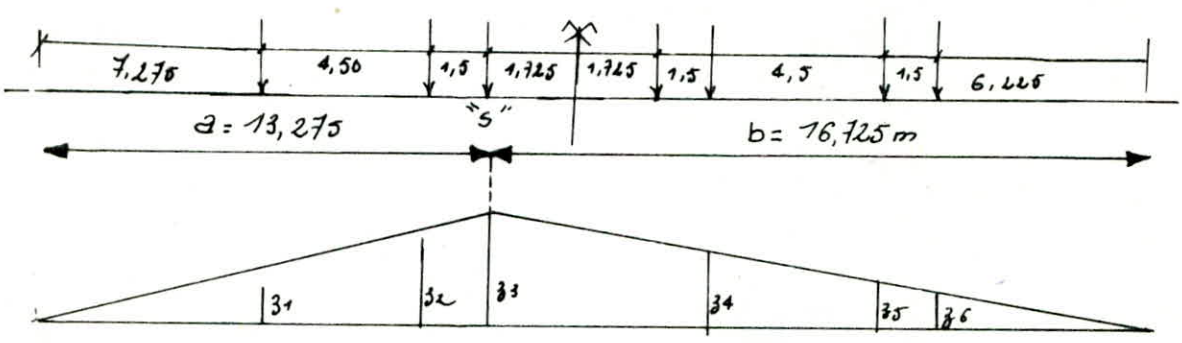
théorème de Barré :



1^{er} cas : section : 3-



$$\sum M/s = 0 \Rightarrow 12(6-4,5) + 24(1,5-9-10,5) = 120x \Rightarrow x = -3,45 \text{ m.}$$



$$M_{max} = \sum P_i z_i = 596,71 \text{ tm.}$$

2^{eme} cas. section 4: sous le 1^{er} essieux du 2^{eme} camion

$$M_{max} = \sum P_i z_i = 585,96 \text{ tm.}$$

Conclusion :

Le Max du moment max est déterminé en prenant comme section le 3^{eme} essieux du 1^{er} camion.
La section dangereuse est située à 1,725 de l'axe de symétrie.

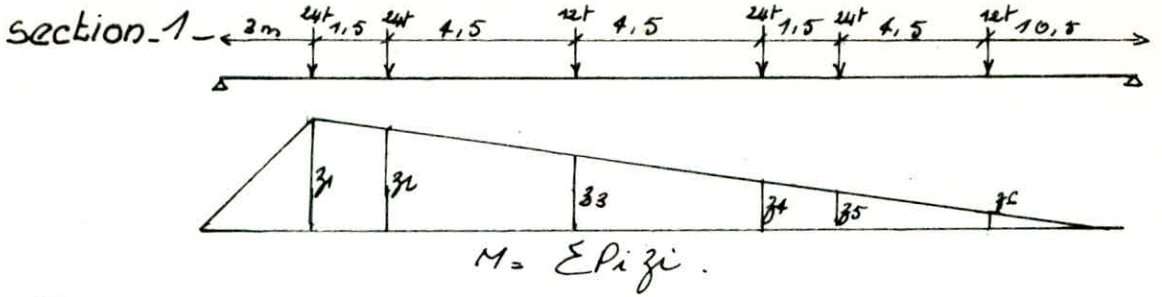
Evaluation des Moments dans chaque section.

Le moment flechissant est max au droit de la section "s" si en plaçant une P_i au droit de cette section et de telle manière que quand on passe de gauche à droite de cette charge.

L'inégalité suivante change de ligne :

$$\frac{1}{a} \sum_{\alpha=1}^{\alpha=i-1} P_{\alpha} \leq \frac{1}{b} \sum_{\alpha=i+1}^{\alpha} P_{\alpha}$$

- a) - distance à l'appui gauche à la section "s"
- b) - distance à l'appui droit à la section "s"
- P_{α} - charge se trouvant à gauche de "s"
- P_{α} - charge se trouvant à droite de "s"



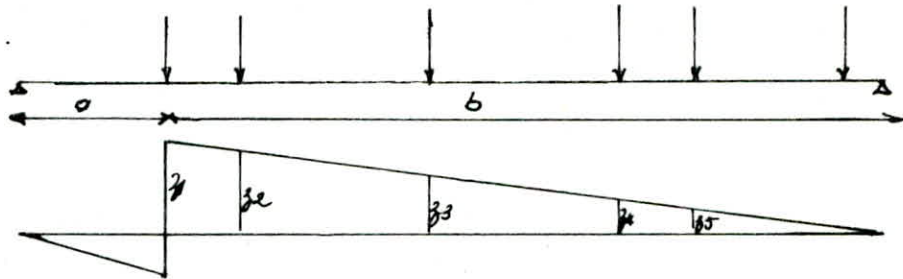
L'inégalité change de sens sous le 3^{ème} essieu du 2^{ème} camion.
même procédé pour les autres sections.

on trouve le résultat suivant.

Section	0	1	2	3	4	5
MP: $\sum P_i z_i$ (tm)	0	239,4	406,8	523,8	590,4	585

Evaluation des efforts tranchants dans chaque section

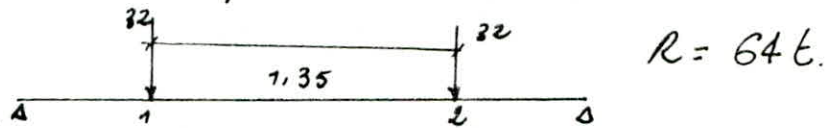
Système Bc: L'effort tranchant est max aux appuis (section 0)



section	0	1	2	3	4	5
a) (m)	0	3	6	9	12	15
b) (m)	30	27	24	21	18	15
T (t)	91,80	79,80	67,8	55,8	43,80	32,40

Efforts dus aux surcharges Bt.

- Longitudinalement on place 1 tandem par file
- transversalement on place deux tandems.

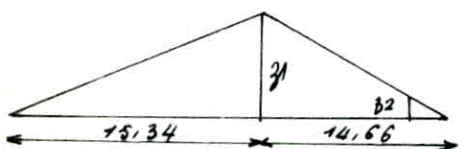
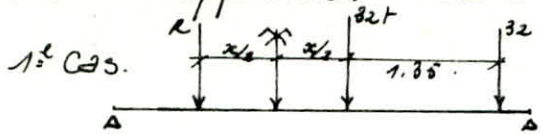


on doit vérifier la relation suivante

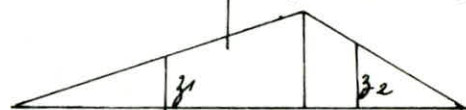
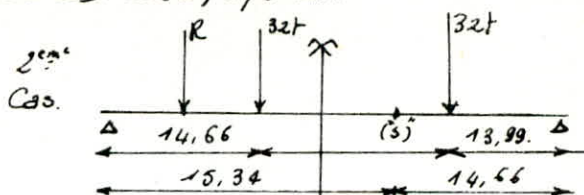
$$\sum_1^{k-1} P_k \leq \frac{R}{2} \leq \sum_1^k P_k$$

section 1 $0 \leq 32 \leq 32$ vérifiée
 section 2 $32 \leq 32 \leq 64$ vérifiée

Point d'application : $Rx = 32 \times 1,35 \Rightarrow x = 0,675 \text{ m}$.



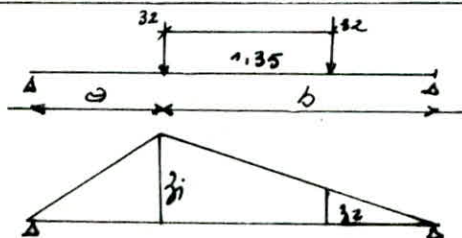
$$M = \sum P_i z_i = 457,92 \text{ tm}$$



$$M = \sum P_i z_i = 458,14 \text{ tm}$$

On retiendra le 2^{em} cas:

Evaluation de moments fléchissants dans chaque section.



en section 0 le M^E est nul.

section 1. 2. 3. 4. 5.

$$a = 3. 6. 9. 12. 15 \text{ m}$$

$$b = 27. 24. 21. 18. 15$$

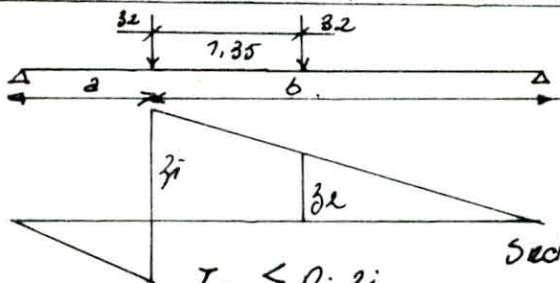
Section ① $M = \sum P_i z_i = 169,48 \text{ tm}$. ④ $M = 443,52 \text{ tm}$.

② $M = 299,56 \text{ tm}$

⑤ $M = 458,56 \text{ tm}$.

③ $M = 390,24 \text{ tm}$. Le moment max est à mi-trouée:

Evaluation de l'effort tranchant:



Section : 0. 1. 2. 3. 4. 5.

$$a = 0. 3. 6. 9. 12. 15 \text{ m}$$

$$b = 27. 24. 21. 18. 15 \text{ m}$$

$$T = \sum P_i z_i$$

$$T_{\text{max}} = 62,56 \text{ t}$$

Section ① $T = 62,56 \text{ t}$.

④ $T = 43,86 \text{ t}$.

② $T = 56,16 \text{ t}$.

⑤ $T = 36,96 \text{ t}$.

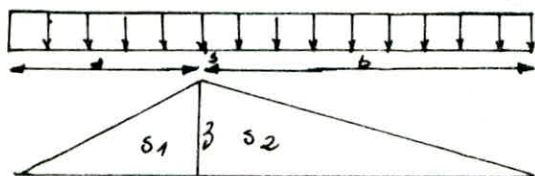
③ $T = 49,76 \text{ t}$.

⑥ $T = 30,56 \text{ t}$.

Efforts dus aux surcharges de trottoirs:

Pour le calcul des poutres principales la surcharge de trottoirs est de 150 kg/m^2 vu que nos trottoirs ont la même largeur on envisagera un seul cas pour la détermination des efforts. on utilise la ligne d'influence : $q = 150 \times 1 = 150 \text{ kg/ml}$.

Moment fléchissant dans chaque section:



section ① $-a = 0, b = 30$. ④ $a = 9 \text{ m}; b = 21 \text{ m}$.

$$M = 0$$

$$M = 14,175 \text{ tm}$$

② $a = 3, b = 27$.

⑤ $a = 12, b = 18$.

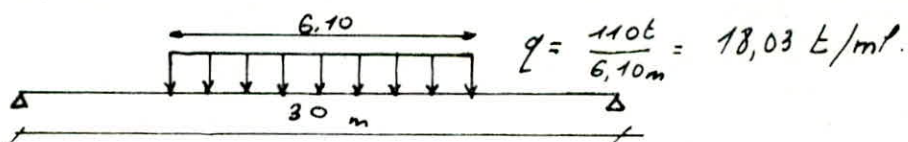
$$M = 6,075 \text{ tm}$$

$$M = 16,2 \text{ tm}$$

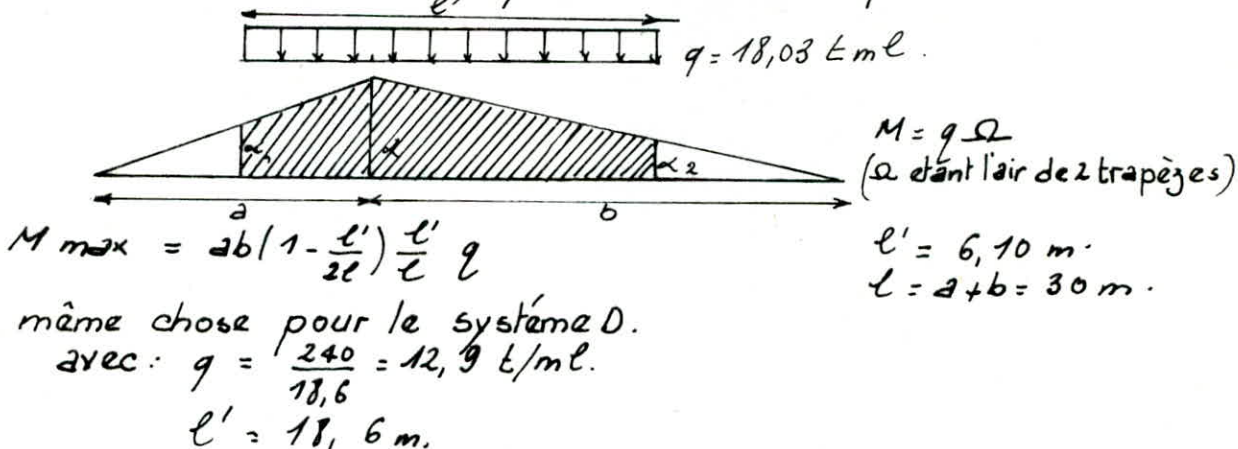
③ $a = 6 \text{ m}, b = 24 \text{ m}$.

$$M = 10,8 \text{ tm}$$

Efforts dus à la surcharge Mc120:
on placera un char sur la travée:



calcul du Moment en chaque section de la poutre:



Evaluation de l'effort tranchant:

Efforts dus aux surcharges de trottoirs:

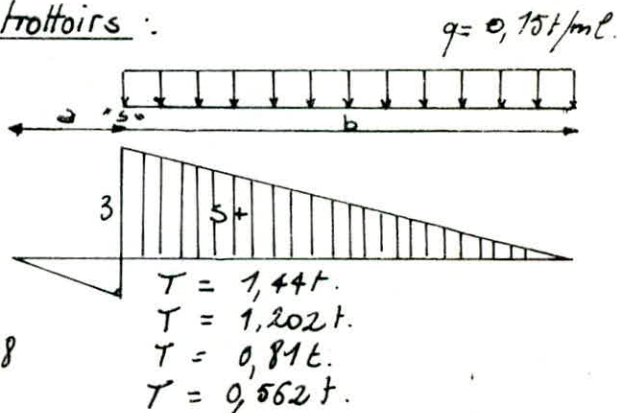
$q = 150 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 150 \text{ kg/ml}$

$l = a + b = 30 \text{ m}$

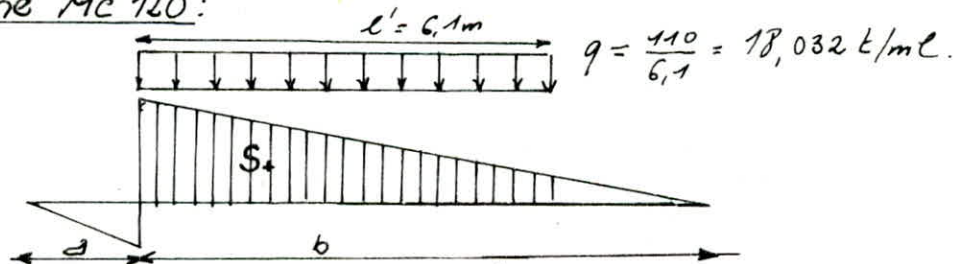
$s^+ = \frac{b^2}{2l}$

$T = q s^+$

Section: ① $a = 0$; $b = 30$. ② $a = 6 \text{ m}$, $b = 24$
 $T = 2.25 \text{ t}$. ③ $a = 9 \text{ m}$, $b = 21$
 ④ $a = 3 \text{ m}$; $b = 27$. ⑤ $a = 12 \text{ m}$, $b = 18$
 $T = 1.82 \text{ t}$. ⑥ $a = b = 15 \text{ m}$



Système Mc 120:



$S_{\max} = b \left(1 - \frac{l'}{2l}\right) \frac{l'}{l}$ avec: $l' = 6.1 \text{ m}$
 $l = a + b = 30 \text{ m}$
 $b = 30 \text{ m}, 27 \text{ m}, 24 \text{ m}, 21 \text{ m}, 18 \text{ m}, 15 \text{ m}$

$T = q \cdot S_{\max}$
même chose pour le système D.

avec: $l' = 18.6 \text{ m}$

$q = \frac{240}{18.6} = 12.903 \text{ t/ml}$

Tableau regroupant tous les résultats obtenus

charge \ section		Section 0	Section 1	Section 2	Section 3	Section 4	Section 5
C.P	M (tm)	0	300,99	535,70	702,32	802,65	836,10.
	T (t)	111,48	89,18	66,88	44,59	22,29	0.
C.C.P	M (tm)	0	52,75	92,88	124,91	139,32	145,13.
	T (t)	19,35	15,48	11,61	7,74	3,87	0.
A 2 Voies	M (tm)	0	308,20	548,10	719,55	822,6	857,25
	T (t)	114,15	91,06	92,26	67,96	54,054	41,04.
Bc 2 voies	M (tm)	0	239,04	406,8	523,8	590,4	585
	T (t)	91,80	79,80	67,80	55,80	43,83	32,40.
BL 2 Voies	M (tm)	0	168,48	298,56	390,24	443,52	458,56
	T (t)	62,56	56,16	49,76	43,36	36,96	30,56.
MC 120 2 Voies	M (tm)	0	266,84	483,20	613,38	701,07	730,22
	T (t)	98,8	87,797	76,82	65,82	54,82	43,82
systeme D. 2 voies	M (tm)	0	446,98	794,68	1.030,71	1.178,028	1.227,11.
	T (t)	165,55	141,56	117,57	93,57	69,58	45,58
Trotoirs	M (tm)	0	6,075	10,8	14,175	16,2	16,875
	T (t).	2,25	1,82	1,44	1,102	0,81	0,562.

Répartition des efforts dans les poutres principales:

Le calcul des coefficients de répartition sur les poutres principales pour le cas d'un pont à poutre multiplié sous chaussée se fera suivant la méthode de Courbon dont la théorie suppose que:

- les Entretoises sont infiniment rigides
- les entretoises reposent sur des appuis élastiques.
- Ces appuis forment la jonction poutre - entretoise.
- largeur du pont est nettement inférieure à sa longueur.

Calcul du coefficient de répartition :

Les efforts revenant à la poutre i sont donnés par la formule suivante.

$$M_i = \frac{M}{x} \left[1,6 \frac{(x+1-2i)}{x^2-1} \frac{l}{N} \right] \text{ avec } M: \text{ moment revenant à la poutre}$$

$$T_i = \frac{T}{x} \left[1,6 \frac{(x+1-2i)}{x^2-1} \frac{l}{N} \right] \text{ avec } T: \text{ l'effort tranchant revenant à la poutre}$$

M_i : moment revenant à la poutre i .

M : Moment revenant à la poutre

x : nombre de poutre principale.

l : distance entre axe de symétrie

N : espacement entre 2 poutres principales.

T_i : l'effort tranchant revenant à la poutre i .

T : l'effort tranchant revenant à la poutre.

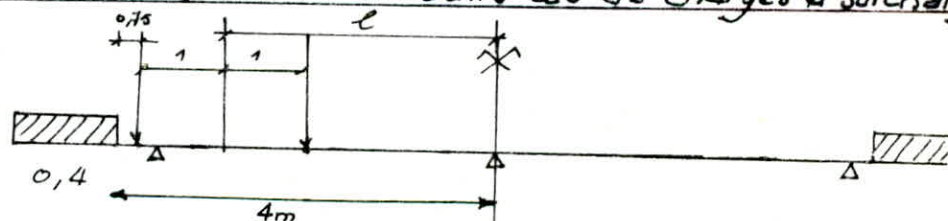
Coefficient de répartition est:

$$f = \frac{M_i}{M} = \frac{T_i}{T} = \frac{1}{x} \left[1,6 \frac{(x+1-2i)}{x^2-1} \frac{l}{N} \right]$$

$$x = 3 \text{ et } N = 3,6 \text{ m ; } i = 1, 2, 3.$$

Calcul de l'excentricité l sous les différents cas de charges et surcharges:

1) surcharge: Bc:

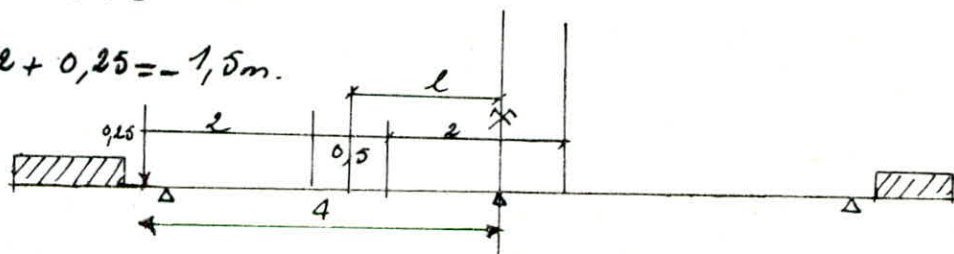


a) cas d'un convoi.

On place le convoi le plus à gauche possible à 0,25m de la bordure du trottoir.

b) cas de deux convois

$$l = -4 + 0,25 + 2 + 0,25 = -1,5 \text{ m.}$$



sections		0	1	2	3	4	5
charges		0	300,99	535,70	702,32	802,65	836,10
C. P.		0	300,99	535,70	702,32	802,65	836,10
C. C. P.		0	52,25	92,48	121,91	139,32	145,13
surcharges A	1 voie	0	154,10	274,05	359,775	411,3	428,625
	2 voies	0	308,2	548,10	719,55	822,60	857,25
surcharges BC	1 convoi	0	143,64	244,08	314,28	354,24	357,00
	2 convois	0	263,34	447,40	576,18	649,44	643,5
surcharges BT	1 tandem	0	84,24	149,28	195,12	221,76	229,29
	2 tandems	0	168,48	298,56	390,24	443,52	458,56
Mc. 120		0	266,84	483,20	613,38	701,01	730,22
trottoirs	1 trottoir	0	6,075	10,8	14,175	16,2	16,875
	2 trottoirs	0	12,150	21,6	28,350	32,4	33,750
systeme D.		0	446,98	794,68	1030,71	1178,028	1.227,11

Tableau des efforts tranchants non ponderés non majorés.

sections		0	1	2	3	4	5
charges		0	111,48	66,88	44,59	22,29	0
C. P.		111,48	89,18	66,88	44,59	22,29	0
C. C. P.		19,35	15,48	11,61	7,74	3,87	0
surcharges A	1 voie	57,07	49,03	46,13	33,98	27,03	20,52
	2 voies	114,15	98,06	92,26	67,96	54,05	41,04
surcharges BC	1 convoi	55,08	47,88	40,68	33,48	26,28	19,44
	2 convois	100,98	87,78	74,58	61,38	49,78	35,64
surcharges BT	1 tandem	31,28	28,08	24,88	21,68	18,48	15,28
	2 tandems	62,56	56,16	49,76	43,36	36,96	30,56
Mc 120		98,80	87,797	76,82	65,82	54,81	43,82
trottoirs	1 trottoir	2,25	2,025	1,8	1,5	1,35	1,125
	2 trottoirs	4,50	4,05	3,6	3,00	2,70	2,25
systeme D		165,55	141,56	117,57	93,57	69,582	45,588

Section - 0. poutre - 2

charges		Coefficient repartition	M (tm)	T (t)	S C M D	M Majore	T Majoré	Coefficient de ponderation	M. Maj-pond	T Maj-pond
C. P		1/3	0	37,16	1	0	37,16	1,32	0	49,05
C. C. P		1/3	0	6,45	1	0	6,45	1,32	0	8,51
surcharges A	1 voie	1/3	0	19,02	1	0	19,02	1,6	0	30,44
	2 voies	1/3	0	38,05	1	0	38,05	1,6	0	60,88
surcharges Bc	¹ convoi	1/3	0	18,36	1,124	0	20,64	1,6	0	33,02
	² convois	1/3	0	33,66	1,124	0	37,83	1,6	0	60,53
surcharges Bt	¹ tandem	1/3	0	10,43	1,124	0	11,72	1,6	0	18,75
	² tandems	1/3	0	20,85	1,124	0	23,44	1,6	0	37,50
Mc 120		1/3	0	32,93	1,114	0	36,69	1,32	0	48,43.
trottoirs	¹ trottoir	1/3	0	0,75	1	0	0,75	1,6	0	1,20
	² trottoirs	1/3	0	1,5	1	0	1,50	1,6	0	2,40
systeme D		1/3	0	55,19	1	0	56,19	1,32	0	72,85

section - 0. poutre 1 et 3 -

charges		Coefficient repartition	M (tm)	T (t)	S C M D	M Majore	T Majoré	Coefficient de ponderation	M. Maj-pond	T Maj-pond
C. P		1/3	0	37,16	1	0	37,16	1,32	0	49,05
C. C. P		1/3	0	6,45	1	0	6,45	1,32	0	8,51
surcharges A	1 voie	0,611	0	34,87	1	0	34,87	1,6	0	55,79
	2 voies	1/3	0	38,05	1	0	38,05	1,6	0	60,88
surcharges Bc	¹ convoi	0,715	0	39,38	1,124	0	44,27	1,6	0	70,82
	² convois	0,541	0	54,63	1,124	0	61,40	1,6	0	98,25
surcharges Bt	¹ tandem	0,666	0	20,83	1,124	0	23,42	1,6	0	37,47
	² tandems	0,472	0	29,53	1,124	0	33,19	1,6	0	53,10
Mc 120		0,59	0	58,29	1,114	0	64,93	1,32	0	85,71
trottoirs	¹ trottoir	0,958	0	2,16	1	0	2,16	1,6	0	3,45
	² trottoirs	0,333	0	1,5	1	0	1,5	1,6	0	2,40
systeme D.		0,402	0	66,55	1	0	66,55	1,32	0	87,84.

- Section 1 poutre - 2 -

charges		coefficient repartition	M (tm)	T (t)	S C M D	M Majoré	T Majoré	coefficient de pondération	M Maj-pond	T Maj-pond
C P		1/3	100,33	29,73	1	100,33	29,73	1,32	132,44	39,24
C C P		1/3	17,42	5,16	1	17,42	5,16	1,32	22,99	6,81
surcharges A	1 voie	1/3	51,36	16,34	1	51,36	16,34	1,6	82,18	26,15
	2 voies	1/3	102,73	32,69	1	102,73	32,69	1,6	164,37	52,30
surcharges Bc	1 convoi	1/3	47,92	15,96	1,124	53,86	17,94	1,6	86,17	28,70
	2 convois	1/3	87,78	29,26	1,124	98,66	32,89	1,6	157,86	52,62
surcharges Bt	1 tandem	1/3	28,08	9,36	1,124	31,56	10,52	1,6	50,50	16,83
	2 tandem	1/3	56,16	18,72	1,124	63,12	21,04	1,6	101,00	33,67
Mc	120	1/3	88,96	29,27	1,114	99,09	32,60	1,32	130,79	43,04
trottoirs	1 trottoir	1/3	2,03	0,68	1	2,03	0,68	1,6	3,24	1,08
	2 trottoirs	1/3	4,05	1,35	1	4,05	1,35	1,6	6,48	2,16
systeme D		1/3	148,99	47,19	1	148,99	47,19	1,32	196,67	62,29

- section 1 poutres 1 et 3 -

charges		coefficient repartition	M (tm)	T (t)	S C M D	M Majoré	T Majoré	coefficient de pondération	M Maj-pond	T Maj-pond
C. P		0,333	100,3	29,73	1	100,3	29,73	1,32	132,40	39,24
C. C. P		1/3	17,42	5,16	1	17,42	5,16	1,32	22,99	6,81
surcharges A	1 voie	0,611	94,15	29,96	1	94,15	29,96	1,6	150,648	47,94
	2 voies	0,333	102,73	32,36	1	102,73	32,36	1,6	164,37	52
surcharges Bc	1 convoi	0,715	102,70	34,23	1,124	115,43	38,47	1,6	184,69	61,55
	2 convois	0,541	142,47	47,49	1,124	160,14	53,35	1,6	256,21	85,41
surcharges Bt	1 tandem	0,666	56,10	18,70	1,124	63,06	21,02	1,6	100,90	33,63
	2 tandem	0,472	79,52	26,51	1,124	89,35	29,80	1,6	143,01	47,68
Mc	120	0,59	157,44	51,80	1,144	175,38	57,71	1,32	231,51	76,17
trottoirs	1 trottoir	0,958	5,82	1,94	1	5,82	1,94	1,6	9,31	3,10
	2 trottoirs	0,333	4,01	1,35	1	4,01	1,35	1,6	6,42	2,16
systeme D.		0,402	179,68	56,9	1	179,68	56,9	1,32	237,18	66,9

section - 2 - poutre - 2 -

charges		Coefficient repartition	M (tm)	T (t)	S C M D	M Majoré	T Majoré	Coefficient de pondération	M Maj - pond	T Maj - pond
C. P		1/3	178,13	22,29	1	178,37	22,29	1,32	235,44	22,43
C.C.P		1/3	30,83	3,87	1	30,83	3,87	1,32	40,70	5,11
surcharges A	1 voie	1/3	91,35	15,38	1	91,35	15,38	1,6	146,16	24,00
	2 voies	1/3	182,7	30,76	1	182,7	30,76	1,6	292,32	49,21
surcharges Bc	1 convoi	1/3	81,36	13,56	1,124	91,45	15,24	1,6	146,32	24,39
	2 convois	1/3	149,13	24,86	1,124	167,63	27,94	1,6	268,20	44,71
surcharges Bt	1 tandem	1/3	49,76	8,29	1,124	55,93	9,32	1,6	89,49	14,91
	2 tandems	1/3	99,52	16,59	1,124	111,86	18,64	1,6	178,98	29,83
Mc	120	1/3	161,07	25,60	1,114	179,43	28,52	1,32	236,85	37,65
trottoirs	1 trottoir	1/3	3,60	0,6	1	3,60	0,6	1,6	5,76	0,96
	2 trottoirs	1/3	7,2	1,2	1	7,2	1,2	1,6	11,52	1,92
systemes D.		1/3	264,9	39,19	1	264,9	264,9	1,32	349,65	349,66

section - 2 - poutres 1 et 3 -

charges		Coefficient repartition	M (tm)	T (t)	S C M D	M Majoré	T Majoré	Coefficient de pondération	M. Maj - pond	T. Maj - pond
C. P.		1/3	178,37	22,29	1	178,37	22,29	1,32	235,44	22,43
C.C.P		1/3	30,83	3,87	1	30,83	3,87	1,32	40,70	5,11
surcharges A	1 voie	0,611	91,35	15,38	1	91,35	15,38	1,6	146,16	24,00
	2 voies	0,333	182,7	30,76	1	182,7	30,76	1,6	292,32	49,21
surcharges Bc	1 convoi	0,715	81,36	13,56	1,124	91,45	15,24	1,6	146,32	24,39
	2 convois	0,541	149,13	26,86	1,124	167,63	27,94	1,6	268,20	44,71
surcharges Bt	1 tandem	0,666	49,76	8,29	1,124	55,93	9,32	1,6	89,49	14,91
	2 tandems	0,472	99,52	16,59	1,124	111,86	18,64	1,6	178,98	29,83
Mc	120	0,59	161,07	25,60	1,114	179,43	28,52	1,32	236,85	37,65
trottoirs	1 trottoir	0,958	3,60	0,6	1	3,60	0,6	1,6	5,76	0,96
	2 trottoirs	0,333	7,2	1,2	1	7,2	1,2	1,6	11,52	1,92
systeme D		0,402	264,9	39,19	1	264,9	264,9	1,32	349,65	349,66

Section 3. Poutre 2 -

charges		Coefficient repartition	M (tm)	T (t)	S C.M.D	M Majoré	T Majoré	Coefficient pondérat-ion	M Maj-pond	T Maj-pond
C P		1/3	234,11	14,86	1	234,11	14,86	1,32	309,02	19,62
C.C.P		1/3	40,64	2,58	1	40,64	2,58	1,32	53,64	3,41
surcharge A	1 voie	1/3	119,92	11,32	1	119,92	11,32	1,6	191,88	18,12
	2 voies	1/3	239,85	22,65	1	239,85	22,65	1,6	383,76	36,25
surcharges Bc	1 convoi	1/3	104,76	11,16	1,124	117,75	12,54	1,6	188,40	20,07
	2 convois	1/3	192,06	20,46	1,124	215,88	23,00	1,6	345,40	36,80
surcharges B(t)	1 tandem	1/3	65,04	7,23	1,124	73,10	8,12	1,6	116,97	13,00
	2 tandems	1/3	130,08	14,45	1,124	146,21	16,25	1,6	233,94	25,98
Mc 120		1/3	204,46	21,94	1,114	227,77	24,44	1,32	300,65	32,26
trottoirs	1 trottoir	1/3	4,73	0,50	1	4,73	0,5	1,6	7,56	0,80
	2 trottoirs	1/3	9,45	1,00	1	9,45	1,0	1,6	15,12	1,6
system D.		1/3	343,57	31,19	1	343,57	31,19	1,32	453,51	41,17

Section 3. Poutres 1 et 3

charges		Coefficient repartition	M (tm)	T (t)	S C M D	M Majoré	T Majoré	Coefficient pondérat-ion	M Maj-pond	T Maj-pond
C. P		1/3	234,11	14,89	1	234,11	14,89	1,32	309,02	19,62
C. C. P		1/3	40,64	2,58	1	40,64	2,58	1,32	53,64	3,41
surcharge A	1 voie	0,611	219,82	20,76	1	219,82	20,76	1,6	351,71	33,22
	2 voies	0,333	239,84	22,65	1	239,84	22,65	1,6	383,75	36,21
surcharge Bc	1 convoi	0,715	224,71	23,94	1,124	252,57	26,91	1,6	404,12	43,05
	2 convois	0,541	311,71	33,21	1,124	350,37	37,32	1,6	560,59	58,72
surcharge Bt	1 tandem	0,666	129,95	14,44	1,124	146,06	16,83	1,6	233,70	25,97
	2 tandems	0,472	184,19	20,47	1,124	207,03	23,00	1,6	331,25	36,81
Mc 120		0,59	361,89	38,83	1,114	403,15	43,26	1,32	532,16	57,70
trottoirs	1 trottoir	0,968	13,55	1,44	1	13,55	1,44	1,6	21,68	2,30
	2 trottoirs	0,333	9,45	1	1	9,45	1	1,6	15,12	1,6
systeme D		0,402	414,34	37,62	1	414,34	37,62	1,32	546,93	49,65

Section 4 - poutre - 2 -

27

charges		Coefficient repartition	M (tm)	T (t)	S C.M.D.	M Majoré	T Majoré	Coefficient de pondération	M. Maj-pond	T Maj-pond
C. P		1/3	267,55	7,43	1	267,55	7,43	1,32	353,17	9,81
C.C.P		1/3	46,44	1,29	1	46,44	1,29	1,32	61,30	1,70
surcharges A	1 voie	1/3	137,1	9,01	1	137,1	9,01	1,6	219,36	14,42
	2 voies	1/3	274,2	18,02	1	274,2	18,02	1,6	438,72	28,83
surcharges Bc	1 Convoi	1/3	118,08	8,76	1,124	132,72	9,84	1,6	212,36	15,74
	2 convois	1/3	236,16	17,52	1,124	265,44	19,68	1,6	424,72	31,48
surcharges Bt	1 tandem	1/3	73,92	6,16	1,124	83,08	6,92	1,6	132,94	11,05
	2 tandems	1/3	147,84	12,32	1,124	166,17	13,85	1,6	265,88	22,10
Mc. 120		1/3	233,67	18,27	1,114	260,31	20,35	1,32	343,61	26,86
bâtiments	1 trotoir	1/3	5,40	0,45	1	5,40	0,45	1,6	8,64	0,72
	2 trotoirs	1/3	10,80	0,9	1	10,8	0,9	1,6	17,28	1,44
système D		1/3	392,63	23,2	1	392,63	23,2	1,32	518,28	30,61

Section 4 - poutres 1 et 3 -

charges.		Coefficient repartition	M (tm)	T (t)	S CMD	M Majoré	T Majoré	Coefficient de pondération	M Maj-pond	T Maj-pond
C. P		1/3	267,55	7,43	1	267,55	7,43	1,32	353,17	9,81
C.C.P		1/3	46,44	1,29	1	46,44	1,29	1,32	61,30	1,70
surcharges A	1 voie	0,611	251,30	16,51	1	251,30	16,52	1,6	402,08	26,42
	2 voies	0,333	274,2	18,02	1	274,2	18,02	1,6	438,71	28,93
surcharges Bc	1 Convoi	0,715	253,28	18,79	1,124	284,72	21,12	1,6	455,55	33,79
	2 convois	0,541	351,35	26,07	1,124	394,91	29,30	1,6	631,86	46,88
surcharges Bt	1 tandem	0,666	147,69	12,31	1,124	166,01	13,83	1,6	266,61	22,13
	2 tandems	0,472	209,34	18,56	1,124	235,30	21,20	1,6	376,48	33,92
Mc 120		0,59	413,60	32,34	1,114	460,75	36,02	1,32	608,15	47,55
bâtiments	1 trotoir	0,958	15,52	1,29	1	15,52	1,29	1,6	24,83	2,07
	2 trotoirs	0,333	10,50	0,90	1	10,8	0,90	1,6	17,28	1,44
système D.		0,402	473,56	27,97	1	473,56	27,97	1,32	625,10	36,92

section 5 - poutre 2 -

28

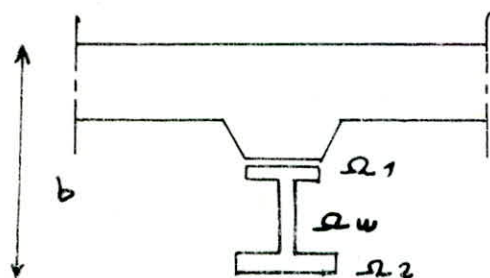
charges		Coefficient repartition	M (tm)	T (t)	S C M D	M Majoré	T Majoré	Coefficient de pondération	M Maj-pond	T Maj-pond
C. P		1/3	278,70	0	1	278,70	0	1,32	367,88	0
C.C.P		1/3	48,38	0	1	48,38	0	1,32	63,86	0
surcharges A	1 voie	1/3	142,87	6,83	1	142,87	6,83	1,6	228,6	10,94
	2 voies	1/3	285,75	13,68	1	285,75	13,68	1,6	457,2	21,89
surcharges Bc	1 convoi	1/3	117,00	6,48	1,124	131,51	7,28	1,6	210,41	11,65
	2 convois	1/3	234,5	11,88	1,124	257,10	13,35	1,6	385,76	21,36
surcharges Bt	1 tandem	1/3	76,43	5,09	1,124	85,90	5,72	1,6	137,45	9,16
	2 tandems	1/3	152,85	10,19	1,124	171,81	11,45	1,6	274,59	18,32
Mc 120		1/3	243,41	14,60	1,114	271,16	16,27	1,32	357,92	21,47
trottoirs	1 trottoir	1/3	5,63	0,38	1	5,63	0,38	1,6	9,00	0,60
	2 trottoirs	1/3	13,25	0,75	1	13,25	0,75	1,6	21,20	1,20
systeme D		1/3	409,03	15,2	1	409,03	15,2	1,32	539,92	20,058

section 5 - poutre 1 et 3 -

charges		Coefficient repartition	M (tm)	T (t)	S C.M.D	M Majoré	T Majoré	Coefficient de pondération	M Maj-pond	T Maj-pond
C. P		1/3	278,70	0	1	278,7	0	1,32	367,88	0
C.C.P.		1/3	48,38	0	1	48,38	0	1,32	63,86	0
surcharges A	1 voie	0,617	261,89	12,53	1	261,89	12,53	1,6	419,02	20,06
	2 voies	1/3	285,75	13,68	1	285,75	13,68	1,6	457,19	21,88
surcharges Bc	1 convoi	0,715	250,97	13,90	1,124	282,08	15,62	1,6	451,34	25,00
	2 convois	0,547	348,13	19,28	1,124	391,30	21,67	1,6	626,08	34,68
surcharges Bt	1 tandem	0,666	152,70	10,18	1,124	171,64	11,44	1,6	274,62	18,30
	2 tandems	0,472	216,44	14,42	1,124	243,28	16,21	1,6	389,25	25,94
Mc 120		0,59	430,83	25,85	1,114	479,94	28,80	1,32	633,53	38,02
trottoir	1 trottoir	0,958	16,17	1,08	1	16,17	1,08	1,6	25,87	1,72
	2 trottoirs	0,333	13,25	0,75	1	13,25	0,75	1,6	21,20	1,20
systeme D.		0,402	493,29	18,33	1	493,29	15,33	1,32	651,15	24,19

Etude grossière d'une section mixte :

approximation de la section mixte de base par les formules de prédimensionnement. d'après le CIOLINA



$$\Omega_1 = \frac{1.13 M_1}{b} \quad M_1 (CP + CCP + Coff)$$

$$\Omega_2 = \frac{5}{6} \frac{M_2}{b h_{\text{eff}}} \quad M_2 (CP + surcharge)$$

$$\Omega = \frac{M}{\sigma b h_{\text{eff}}} \quad M_{\text{total}}$$

Moment fléchissant dû au coffrage : $M_{\text{cof}} = \frac{9l^2}{8} = 78,75 \text{ tm.}$

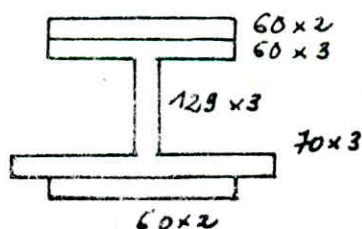
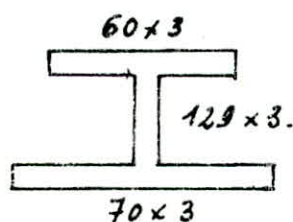
Section	0	1	2	3	4	5
M	0	28,35	58,40	66,15	75,60	78,75

Section supérieur (CP + CCP + cof).

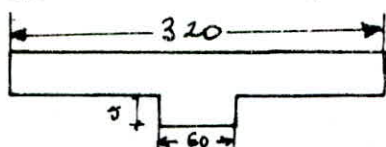
Section	0	1	2	3	4	5
M ₁ (tm)	0	183,74	326,58	428,81	490,07	510,49
theorique	0	54,07	96,10	126,19	144,21	150,22
réelle	1900	180	180	300	300	300

Section inférieure (CP + max surcharge + trottoir)
surcharge maximum donnée par système D.

Section	0	1	2	3	4	5
M ₂ (tm)	0	392,57	697,88	909,59	1039,57	1392,89
theorique	0	85,19	151,45	197,39	225,60	300,105
réelle	210	210	210	330	330	330



section en béton armé.



$$y_{GB} = 10,56 \text{ cm.}$$

$$I_b = 258734,45 \text{ cm}^4.$$

$$A_{\text{beton}} = 6700 \text{ cm}^2$$

Caractéristique de l'acier au niveau des sections 0, 1, 2.

$$y_{Ga} = 64,95 \text{ cm} \quad I_a = 2230759,1 \text{ cm}^4. \quad A_{\text{acier}} = 777 \text{ cm}^2$$

Détermination des caractéristiques de la section mixte

$$a_i = \frac{A_b}{M \sigma A_i}$$

$$b_i = \frac{A_{ac}}{\sigma A_i}$$

$$c = 160 - 10,56 - 64,95 = 84,49$$

n_i	a_i	b_i	$V_{ba'}$	V_i	V_s
∞	0	94,49	95,05	64,95	70,05
18	27,37	57,12	67,68	92,32	42,68
15	30,84	53,65	64,21	95,79	39,21
6	49,82	34,67	45,23	114,77	20,23

$$I_{\text{mixte}} = I_A + \frac{I_B}{n} + C^2 \frac{A_b + A_a}{n \sum A_i} \quad \sum A_i = A_a + \frac{A_b}{n}$$

n	∞	18	15	6
I_{mixte}	2230759	4041647,7	4272662,2	5544668

Calcul du moment statique pour le béton :

$$W_{b15} = b_{15} \frac{A_b}{15} = 53,65 \frac{6700}{15} = 23963,67 \text{ cm}^3$$

Verification de la section (2) (plus sollicitée que la section (0,1))

$$\gamma_{1b} = 56 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 15 \quad \beta = \frac{B_{15}}{A_{B15}} = 0,365$$

coef de pondération retrait = 1,32.

" " température = 1,6

$$\gamma_b = \gamma_{1b} \left(1 - \beta - n \frac{V_b}{I_{15}} \right) = 15,39 \text{ kg/m}^2$$

$$\gamma_s = \gamma_{1b} \left(-n\beta - n \frac{V_s}{I_{15}} \right) = -491,8 \text{ kg/m}^2$$

$$\gamma_i = \gamma_{1b} \left(-n\beta + n \frac{w b V_i}{I_{15}} \right) = 144,7 \text{ kg/m}^2$$

Tableau des caractéristiques de la section

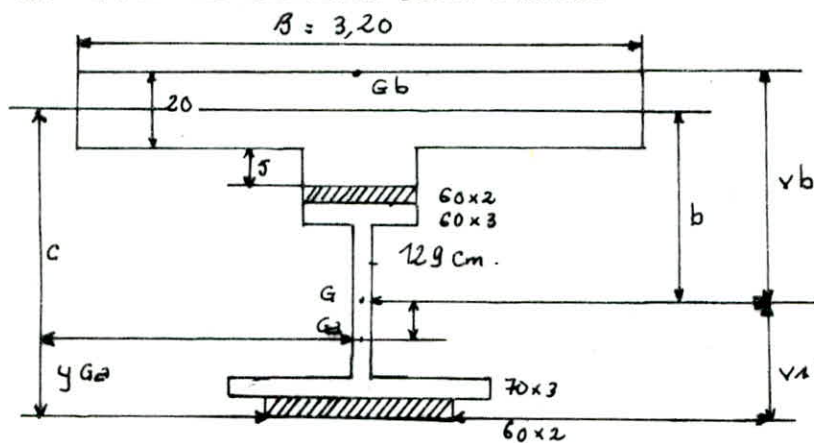
n	∞	18	15	6
I (cm ⁴)	2230759	4041647,7	4272662,2	5544668
V_b (cm)	95,05	67,68	64,21	45,23
V_s (cm)	70,05	42,68	39,21	20,23
V_i (cm)	64,95	92,32	95,79	114,77
$\frac{I}{V_b}$ (cm ³)	23469,32	59717,02	66542,07	122580,28
$n \frac{I}{V_b}$ (cm ³)	∞	1074906,36	998130,15	735529,69
I/V_s	31845,24	94696,53	108691,48	274081,46
I/V_i	34345,6	43778,6	44604,75	48311,12
A			777	
B			6700	
W			23963,67	

charge	n	M (tm)	γ_b	γ_s	γ_i
CP	∞	235,45	0	-739,36	685,58
CCP	18	4,07	-3,79	-42,98	92,97
Retrait	15		20,71	-649,17	191,0
temp:	15		8,21	-262,3	17,17
surchage	6	285,52	-36,10	-96,98	549,80
TOTAL			-11,37	1790,68	1596,47

La section (2) passe.

verification de la resistance des sections (3.4.5.)

soit le PRS avec les semelles additionnelles



caractéristique de la section (5).

$$\begin{aligned}
 y_{Ga} &= 67,55 \text{ cm} & I_a &= 3358169,9 \text{ cm}^4 & A_a &= 1017 \text{ cm}^2 \\
 y_{Gb} &= 10,56 \text{ cm} & I_b &= 258734,45 \text{ cm}^4 & A_b &= 6700 \text{ cm}^2 \\
 c &= 160 - 10,56 - 67,55 = 81,89 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

M_i	a_i	b_i	v_{bi}	v_i	v_s	I_{mixte}
∞	0	81,89	92,45	67,55	67,51	3358169,9
18	21,94	59,25	70,51	89,49	45,51	5199161,34
15	24,99	56,90	67,46	92,54	42,46	545663,1
6	39,03	39,03	49,59	110,41	24,59	6970575,7

n	∞	18	15	6
$\frac{I}{v_b}$	36324,17	73746,44	80887,38	140564,13
$n \frac{I}{v_b}$	∞	1327435,9	1213310,7	843384,78
$\frac{I}{v_s}$	49787,54	114257,55	128513,02	293471,96
$\frac{I}{v_i}$	49713,84	58105,50	58965,45	63133,55
w			25415,33	

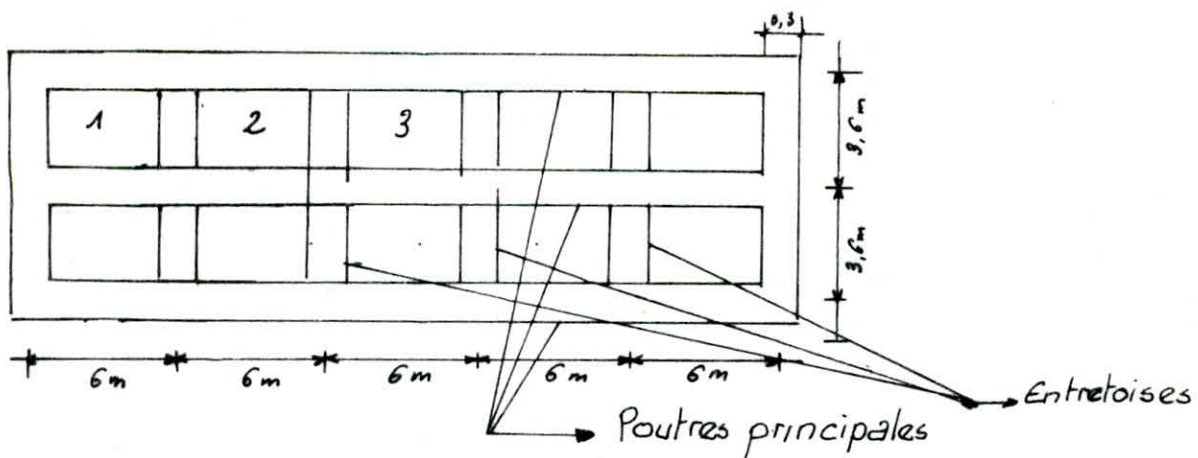
Differentes valeurs de contraintes au niveau de la section (5).

charge	n	M (tm)	δ_b (kg/m ²)	δ_s kg/m ²	δ_i kg/m ²
c p	∞	367,88	0	-938,90	740,00
c c p	18	63,86	-481	-55,99	-109,9
retrait	15		28,14	-557,46	139,73
temperature	15		11,37	-225,23	56,458
surchage	6	677,09	-80,27	-239,83	1072,36
TOTAL			-45,57	1816,41	2118,44
$\delta_{admissible}$			165	2400	2400

La section (5) passe a 12%

Les contraintes Maximums sont au niveau de la semelle inferieure

Voilement des âmes de poutres.



etude du panneau N°1

calcul des efforts, sous les différentes types de charge et surcharge.

a) charge permanente. $CP = q = 7,432 \text{ t/ml}$.

$M = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2}$ $x = 0,3 + \frac{6}{2} = 3,3 \text{ m.}$

$T = q \frac{l}{2} - q x$ (distance considérée jusqu'au centre du panneau)
 $l = 30 \text{ m.}$

b) Complément de charge permanente CCP.

$q = 1,290 \text{ t/ml}$
 $M = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2}$ $x = 3,3 \text{ m.}$

$T = q \frac{l}{2} - q x$.

surcharge de trottoir.

$q = 0,15 \text{ t/ml}$ $M = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2}$
 $T = q \frac{l}{2} - q x$ $x = 3,3 \text{ m.}$

Surcharge Bc.

le calcul des efforts dus aux surcharge Bc à 3,3 m seront déterminés par interpolation (car on connaît les efforts dans les sections (1.2.3.4.5.))

même chose pour les panneaux (2) et (3)

sauf pour les panneaux (2) $x = 9,3 \text{ m.}$
 (3) $x = 15,3 \text{ m.}$

Tableau résumant les différents efforts.

panneau 1.	charge	M (tm)	T (t)	répartition	coef. dyn. f	pondération	M. maj. pond	T. Maj. pond
	CP		327,416	86,95	1/3	1	1,32	144,05
CCP		56,83	15,093	1/3	1	1,32	25,005	6,64
BC		281,74	86,46	0,541	1,124	1,6	274,11	84,12
D		481,32	160,75	0,402	1	1,32	255	85,298
trottoir		6,608	1,755	0,958	1	1,6	10,13	2,69

panneaux	charge	M (tm)	T (t)	repartition ρ	coef. dyn ρ	ponderation	M. maj - Pond	T. maj - pond
	CP	835,76	2,23	1/3	1	1,32	367,73	0,980
	CCP	145,07	-0,387	1/3	1	1,32	63,83	0,170
	BC	642,45	34,45	0,541	1,124	1,6	625,06	33,51
	D	1218,15	43,04	0,402	1	1,32	646,4	22,83
	Trottoir	16,868	-0,045	0,958	1	1,6	25,85	0,069

Vérification des contraintes

panneau 1.		n	M (tm)	σ_0 kg/cm ²	σ_s kg/cm ²	σ_i kg/cm ²
	CP	∞	144,05	0	-452,34	419,11
	CCP	19	25,005	-2,32	-26,4	57,11
	retrait	15		20,31	-649,17	191,0
	ΔE	15		8,21	-262,3	77,17
	surcbc + trottoir	6	284,24	-34,53	-92,67	525,35
	Total			-8,33	-1492,88	1270,44
	σ admissible			2400	2400	2400

panneau 3.		n	M (tm)	σ_0 kg/cm ²	σ_s kg/cm ²	σ_i kg/cm ²
	CP	∞	367,73	0	-739,59	739,69
	CCP	18	63,83	-4,8	-55,96	109,85
	retrait	15		28,14	-557,46	139,73
	ΔE	15		11,37	-225,23	56,458
	surcbc + trottoir	6	672,24	-69	-205,29	927,77
	Total			-34,29	-1792,43	1967,6
σ admissible			2400	2400	2400	

Vérification au voilement.

Panneaux	1	2	3
a (m)	6	6	6
b (m)	1,29	1,29	1,29
l (m)	0,03	0,03	0,03
$\alpha = \frac{a}{b}; a > b$	4,65	4,65	4,66
K_n	5,52	5,52	5,52
$\sigma_r = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{c}{b}\right)^2$	1026,501	1026,501	1026,501
$\sigma_c = \sigma_r \cdot K_n$	5666,28	5666,28	5666,28
σ	316,33	194,21	80,20
$(\sigma/\sigma_c)^2$	$(3,12) \cdot 10^{-3}$	$1,17 \cdot 10^{-3}$	$0,2 \cdot 10^{-3}$
σ_i	1294,31	1936,91	2110,52
σ_0	-1487,08	-1665,68	1914,28
$\psi = \frac{\sigma_i}{\sigma_0}$ traction compression	-0,8636	-1,1027	-1,163
σ/σ_c	1,057	1	1
$n \sigma$	20,50	23,9	23,9
$\sigma = \sigma_c \cdot n \sigma$	21043,27	24533,37	24533,37
$\sigma = \max(\sigma_s, \sigma_i)$	1487,08	1936,91	2110,52
$(5\sigma \times \frac{\sigma}{\sigma_c})^2$	$5,54 \cdot 10^{-3}$	$5,6 \cdot 10^{-3}$	$7,4 \cdot 10^{-3}$
$(5\sigma \times \frac{\sigma}{\sigma_c})^2 + (\frac{\sigma}{\sigma_c})^2$	$8,66 \cdot 10^{-3} < 1,8$	$6,77 \cdot 10^{-3} < 1,8$	$7,6 \cdot 10^{-3} < 1,8$
voilement	pas de voilement	pas de voilement	pas de voilement

$$S\sigma = \begin{cases} 1,8 & \text{si } \psi = 1. \\ 1,4 + 0,4\psi & \text{si } 1 \geq \psi \geq -1. \\ 1 & \text{si } \psi \leq -1. \end{cases}$$

$$K\sigma = (1+\psi) K\sigma(\psi=0) - \psi K\sigma(\psi=-1) + 10\psi(1+\psi).$$

$$K\sigma_{\alpha > 1}(\psi=0) = \frac{8,4}{\psi+1,1} ; K\sigma(\psi=-1) = 23,9 \text{ si } \alpha > 0,667.$$

On doit vérifier que $(S\sigma \times \frac{\sigma}{\sigma_x})^2 + (\frac{\sigma}{\sigma_c})^2 < 1,8$ méthode de raidisseur rigide.

Vérification des contraintes de cisaillement dans les poutres:

On considèrera le cas le plus défavorable dans les poutres de rive, poutre 1 ou 3, et on calculera pour chaque section (0,1,2,3,4,5) de cette poutre, l'effort tranchant résultant (cp+ccp+ surch. max).
 surcharge max donnée par le système D+ surch. trottoir.

Section	0	1	2	3	4	5
T(t)	98,25	85,41	72,56	59,72	47,55	38,02.

notre profile a une section d'âme égale à:

$$A \cdot = 3 \times 129 = 387,00 \text{ cm}^2.$$

on doit vérifier que $\sigma = \frac{T}{A_{\text{âme}}} < \bar{\sigma} = \frac{\sigma_{an}}{1,54}$

Section	0	1	2	3	4	5
σ bar	253,78	220,7	187,49	154,32	122,87	98,24.
$\bar{\sigma}$	1558	1558	1558	1558	1558	1558

Déformation

Calcul de la flèche

- On considèrera la poutre de rive 1 ou 3 dont les efforts non majorés et non pondérés sont les plus défavorables.
- l'inertie de ces poutres est variable c'est pourquoi on calcule la déformation à l'aide de l'intégral de "MOHR"

a) charge permanente C.P

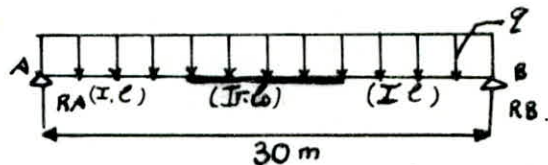
$$L = l_0 + 2l$$

$$l = \alpha L = 0,2666 \times 30 = 8$$

$$l_0 = \beta L = 0,4666 \times 30 = 14$$

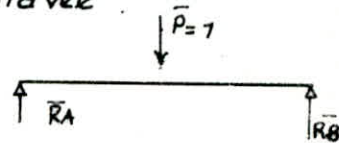
$$\frac{L}{2} = (\alpha + \beta)L = L = 0,5L$$

$$R_A = R_B = \frac{qL}{2}; \quad M(x) = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} = \frac{q}{2}x(L-x)$$



On applique une charge unitaire au milieu de la travée

$$\bar{R}_A = \bar{R}_B = \frac{1}{2} \quad (\bar{p}=1) \rightarrow \bar{M}(x) = \frac{1}{2}x \quad (x < \frac{L}{2})$$



Le chargement est symétrique donc:

$$\frac{\delta}{2} = \int_0^{L/2} \frac{M\bar{M}}{EI} dx = \int_0^{l_0} \frac{1}{EI} \frac{qx}{2}(L-x) \cdot \frac{1}{2}x dx + \int_{l_0}^{l+l_0} \frac{1}{EIx} \frac{qx}{2}(L-x) \cdot \frac{1}{2}x dx$$

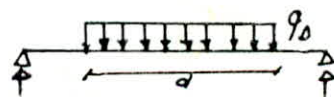
$$\Rightarrow \delta = \frac{5qL^4}{384EI_0} + \frac{L^3 q L^4 3,2}{24EI_0 I} = \frac{5qL^4}{384EI_0} + 2,510^{-3} \frac{qL^4}{EI_0 I}$$

si $I_x = I$ on retrouve la formule habituelle $\delta = \frac{5qL^4}{384EI_0}$

2 - surcharge D.

Le convoi exceptionnel D donne le moment max donc la flèche max

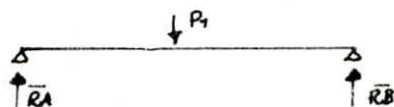
$$q_0 = \frac{50 \cdot \delta}{d} = \frac{240 \times 0,402}{11,6} = 5,18 \text{ k/ml}$$



$$R_A = R_B = \frac{q_0 d}{2}, \quad M(x) = \frac{q_0 d}{2}x - \frac{q_0}{2}(x - (\frac{L-d}{2}))^2 \quad \forall x > \frac{L-d}{2}$$

soit la charge unitaire placée au milieu

$$\bar{R}_A = \bar{R}_B = \frac{1}{2} \Rightarrow \bar{M}(x) = \frac{1}{2}x \quad (\forall x < \frac{L}{2})$$



en raison de la symétrie on a.

$$\frac{\delta}{2} = \frac{q_0}{4EI} \int_0^d [xd - x^2 + x(L-d) - (\frac{L-d}{2})^2] x dx + \frac{q_0}{4EIx} \int_{\frac{L-d}{2}}^{l+l_0} [d-x-x^2+x(L-d) - (\frac{L-d}{2})^2] x dx$$

$$\Rightarrow \delta = \frac{q_0}{384EI_x} \left[\frac{1+I_x-I}{I} \right] [12L^3 d - L^4 - 6d^2 L^2]$$

Résultat sous forme de Tableau.

	M. max kg/ml	I cm ⁴	I _r cm ⁴	E dN/cm ²	L (cm)	q kg/ml	δ (cm)
C P	278.700	2230759	3358168.9	21. 10 ⁵	3000	—	2,07
C. C. P	48370	9041647,7	5199861.34	"	"	429.9	0.437
surcharge trottoir	16166	5544668	6970575.7	"	"	143.69	0,108
Système D		5544668	6970575.7	"	"	5190	3,17
Effet de retrait	2022492 Kg cm	—	5456663,1	"	"	—	0,98

Pour le retrait $M_{\text{retrait}} = N \cdot w \cdot b \cdot b$ avec $N = 15; b \cdot b = 56 \text{ kg/cm}^2$
 $w = 23963,67 \text{ cm}^3$ (M^e statique du béton)

donc la flèche total $f_{\text{total}} = \frac{\delta}{\text{CP}} + \frac{\delta}{\text{CCP}} + \frac{\delta}{\text{D}} + \frac{f}{\text{retrait}} = \underline{6.765 \text{ cm}}$

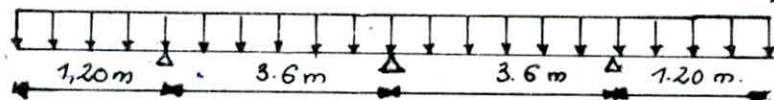
remarque: lors de l'usinage de la poutre on doit prévoir une contre flèche de $6,8 \text{ cm} = 68 \text{ mm}$.

ENTRETOISES

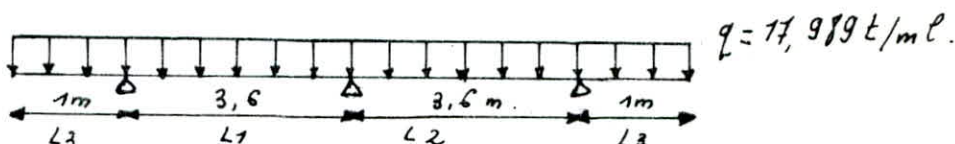
Les entretoises d'about.

- L'entretoise d'about est une poutre continue reposant sur 3 appuis fixes, elle est soumise aux efforts ramenés par les verins
 " car les plus défavorable lors du réglage du tablier et lors du changement des appareils d'appuis après leur vieillissement et au poids propre du tablier.

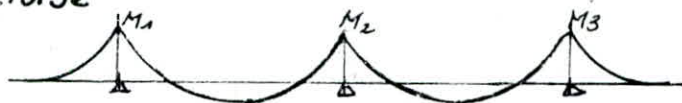
$$q = cp + ccp = 8,722 \text{ t/ml.}$$



- Longueur total de l'entretoise est de 7,20 m.
- poids propre du tablier/ml = 8,722 t/ml.
- poids repris par un fil d'appuis $R = 8,722 \times 30 \times 1,32 = 172,7 \text{ t.}$
- charge Unitaire répartie transversalement: $q = \frac{172,7}{(7,2) + (2 \times 1,20)} = 17,989 \text{ t/ml.}$



La partie résistante du trottoir est de 1 m elle est supposée continue avec l'entretoise



$$- M_1 = M_3 = -q \frac{l^2}{2} = -17,989 \times \frac{1,0^2}{2} = -9 \text{ t m.}$$

nous déterminons M_2 par l'équation de 3 moments.

$$e. M_1 + 2(l_1 + l_2)M_2 + l_2 M_3 = -6 \left[\frac{q l_1^3}{24} - \frac{q l_2^3}{24} \right] \Rightarrow M_2 = 49,28 \text{ t m.}$$

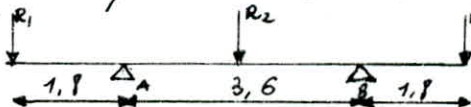
Calcul des réactions des poutres sur les entretoises.

$$R_1 = R_3 = -\frac{M_1 + M_2}{l} + q l_3 + q \frac{l}{2} = 39,18 \text{ t.}$$

$$R_2 = 2 \left(\frac{M_1 - M_2}{l_1} \right) + q \frac{l_1}{2} + q \frac{l}{2} = 2 \left(\frac{M_1 - M_2}{l} \right) + q l = 87,138 \text{ t.}$$

verification: Il faut que $E l i = q l \Rightarrow 2 \times 39,18 = 17,989 \times 3,2 = 165,498$.

entretoise d'about.



Pour le réglage du tablier nous proposons 2 verins en A et B.

$$R_A = R_B = \frac{R_1 + R_2 + R_1}{2} = 82,74 \text{ t}$$



calcul des moments en A et B.

$$M_A = M_B = -R_1 \times 1,80 = -70,52 \text{ t m.}$$

calcul du moment à mi travée :

$$M_E = -R_1 \times 3,60 + R_A \times 1,80 = 6,91 \text{ t m.}$$

Diagramme du moment flechissant.

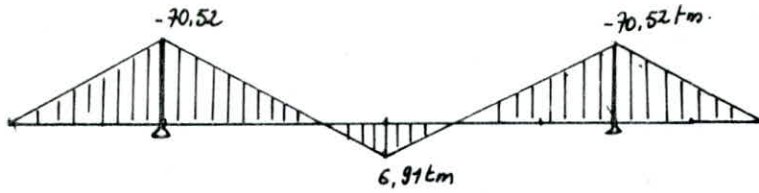
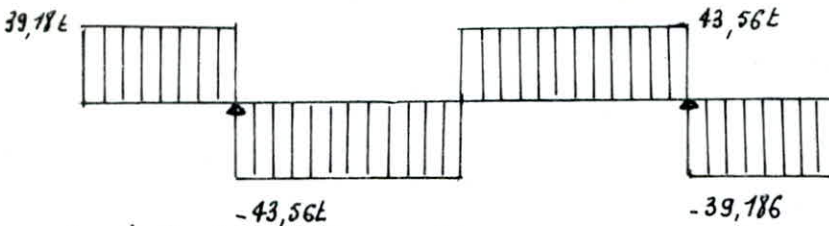


Diagramme de l'effort tranchant:

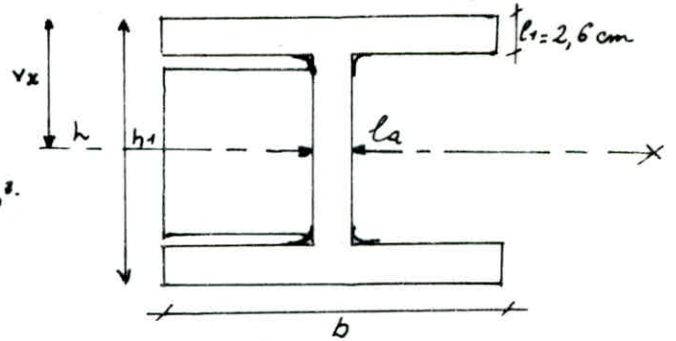


choix et vérification du profil:

nous considérons un profil différent que celui des entretoises intermédiaires. soit semelles inférieur et supérieur identiques nous prenons un HEB 450.

Caractéristique du profil HEB 450:

- $h = 45 \text{ cm}$ $h_1 = 33,4 \text{ cm}$
- $b = 30 \text{ cm}$ $l_a = 2,6 \text{ cm}$
- $l_a = 1,4 \text{ cm}$ $W_x = \frac{I_x}{v_x} = 3550 \text{ cm}^3$
- $A = 218 \text{ cm}^2$ v_x



verification à la resistance:

$M_{max} = 70,52 \text{ tm}$

$\sigma_f = \frac{M_{max}}{W} = \frac{7052000}{3550} = 19,86,47 < \bar{\sigma} = 2400 \text{ verifie.}$

$\tau = \frac{T_{max}}{(h - 2l_2) \times l_a} = \frac{43560}{39,8 \times 1,4} = 781,76 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = \frac{\sigma}{1,54} = 1558,4 \text{ verifie.}$

Raidissage: nous prévoyons des raidisseurs aux point d'application. des vérins qui contreont les réactions pour cela nous utilisons la theorie du fascicule 61 titre I Art: 18 « conception et calcul des ponts et construction métallique en acier » ces raidisseurs verticaux sont appelé aussi raidisseur principaux. ils sont définis par une inertie J et une section S.

$\gamma = \frac{EJ}{bD}$ (ou $J = 0,092 bt^3$) J: inertie du raidisseur.
D: inertie de la.

soit le raidisseur de section $\Omega = 14,3 \times 1 = 14,3 \text{ cm}^2$

$S = \frac{\Omega}{bt} = \frac{14,3}{39,8 \times 1,4} = 0,256$ (section relative)

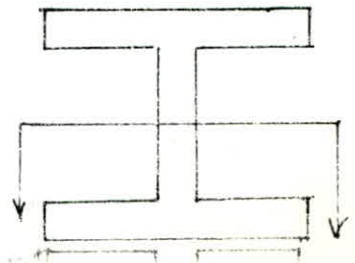
$J = 0,092 bt^3 \Rightarrow \gamma = \frac{J}{0,092 bt^3}$ avec $J = 2 \frac{(1 \times 14,3)^3}{8} = 1949,49 \text{ cm}^4$

$\gamma = \frac{J}{0,092 bt^3} = \frac{1949,47}{0,092 \times 39,8 \times 1,4} = 532,40$

section minimale imposée d'après tableau titre I Fas 61.

et de $\gamma_{min} = 0,2 \left(\frac{b}{50t}\right)^3 = 0,2 \left(\frac{39,8}{50 \times 1}\right)^3 = 6,1087$ donc la

section choisie est convenable.

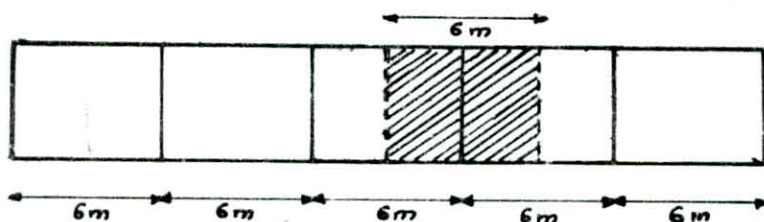


Entretoises intermédiaires.

Le rôle des entretoises est double. Elles doivent d'une part garantir l'indéformabilité du contour de la section et d'autre part assurer la liaison entre les différents éléments de l'ouvrage.

La dalle ne repose pas sur les entretoises intermédiaires qui doivent résister aux efforts de répartition qui résultent en leur noeud pour avoir des effets les plus défavorables.

Les charges et surcharges doivent être placées longitudinalement dans la position la plus défavorable à l'aide du tracé de ligne d'influence de réaction.



a) charge permanente plus complément de charge permanente.

$$CP + CCP = 7,432 + 1,29 = 8,722 \text{ t/ml.}$$

$$q = \frac{8,722}{10} = 0,8722 \text{ t/m}^2 = 872,2 \text{ kg/cm}^2$$

soit R la réaction qui revient à l'entretoise $R = ql$.

b) surcharge A:

$$A = 957,25 \text{ kg/cm}^2 \quad R_{\max} = A \cdot l \quad \text{avec } l = 6 \text{ m.}$$

c) Trottoir:

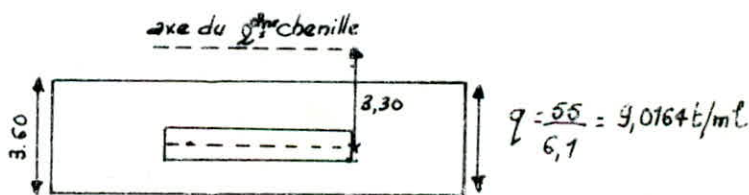
$$q = 150 \text{ kg/m}^2 \quad R_{\max} = ql.$$

d) surcharge Mc 120:

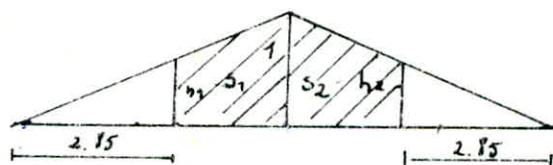
$$h_1 = h_2 = \frac{2,85 \times 1}{6} = 0,475$$

$$R_{\max} = q \times (s_1 + s_2)$$

$$s_1 + s_2 = 2s \left[2 \frac{(1 + 0,475 \times 3,05)}{2} \right] = 4,55$$



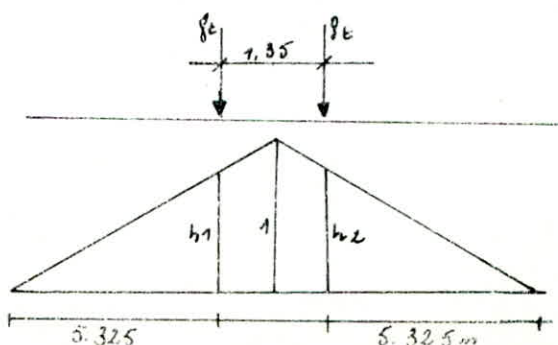
$$q = \frac{55}{6,1} = 9,0164 \text{ t/ml.}$$



e) surcharge Bt:

$$h_1 = h_2 = \frac{5,325 \times 1}{6} = 0,8875$$

$$R_{\max} = Ep \cdot h$$

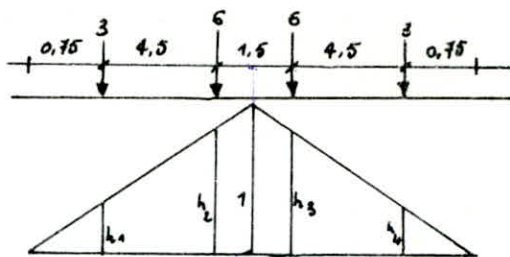


f) surcharge BC:

$$h_1 = h_4 = \frac{0,75 \times 1}{6} = 0,125$$

$$h_2 = h_3 = \frac{5,25 \times 1}{6} = 0,875$$

$$R_{\max} = \sum P_i L_i$$



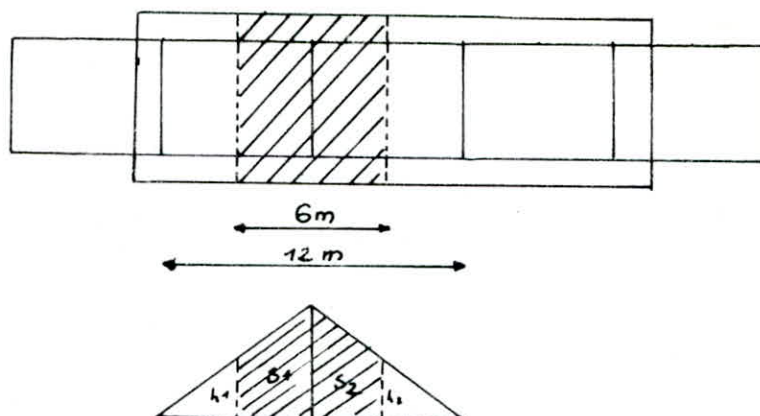
g) systeme D:

$$q = 12,903 \text{ k/ml}$$

$$h_1 = h_2 = \frac{3}{6} = 0,5$$

$$R_{\max} = q (S_1 + S_2)$$

$$S_1 + S_2 = 4,5$$



Résultats:

charge réaction	CP+ CCP	A	travois.	Mc 120	BE	Bc	D
R max t	5,233	5,707	0,9	41,021	14,2	11,25	58,06

répartition transversale:

La répartition transversale se fait suivant la méthode de COURBON, on détermine le coefficient d'influence par graphique que nous allons présenter par l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Calcul des réactions: elle est donnée par COURBON.

$$R_i = \frac{P}{n} \left[1 + 6 \frac{(n+1-2i)d}{n-1} \frac{d}{N} \right]$$

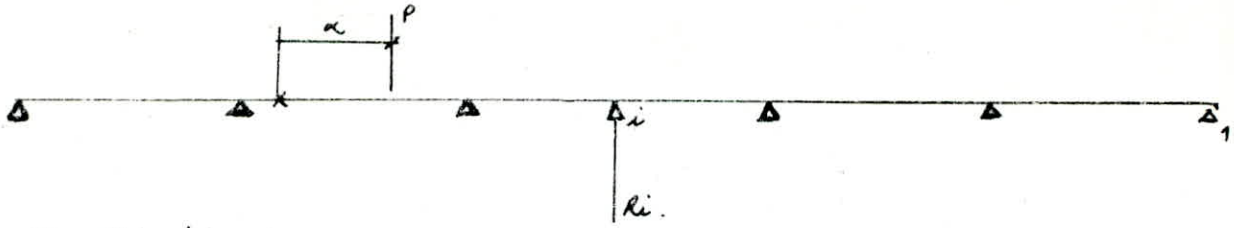
R_i = Réaction i

n = nombre de poutre.

P = charge située nd / origine 0.

N =

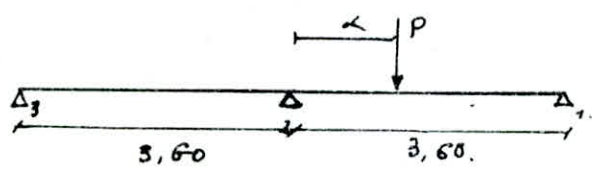
Dans notre cas, nous avons un pont à 3 poutres sous chaussée.



R_i = Réaction i
 N = Nombre de poutre = 3.
 P = charge située à α l'origine 0.
 N = de poutres = 3,60 m.

dans notre cas nous avons un pont à 3 poutres sous chausseés.

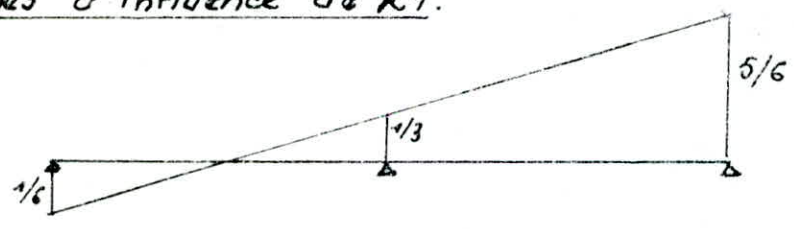
- Exercé des Lignes d'influence de réaction R_1, R_2, R_3 .



origine en 2.

$$\begin{cases}
 R_1 = P/3 \left(1 + 3/2 \frac{\alpha}{N} \right) \\
 R_2 = P/3. \\
 R_3 = P/3 \left[1 - 3/2 \frac{\alpha}{N} \right]
 \end{cases}$$

a) Lignes d'influence de R_1 .



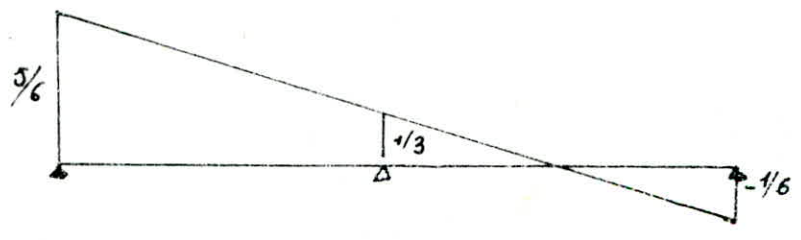
$$R_1 \begin{cases}
 5/6 P \rightarrow \alpha = N \\
 P/3 \rightarrow \alpha = 0 \\
 -P/6 \rightarrow \alpha = -N
 \end{cases}$$

b) Lignes d'influence de R_2 .



$$R_2 \begin{cases}
 \alpha = N. \\
 P/3 \Rightarrow \alpha = 0 \\
 \alpha = -N.
 \end{cases}$$

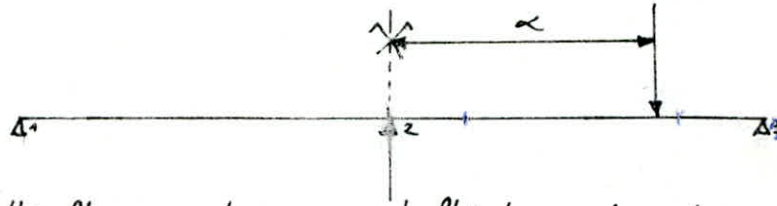
c) Lignes d'influence de R_3 .



$$R_3 \begin{cases}
 -P/6 \rightarrow \alpha = N. \\
 P/6 \rightarrow \alpha = 0. \\
 5P/6 \rightarrow \alpha = -N.
 \end{cases}$$

2 - Ligne d'influence des moments fléchissants dans l'entretoise.

rappelons:



$$\begin{cases} R_1 = \frac{P}{3} \left(1 + \frac{3}{2} \frac{\alpha}{N}\right) \\ R_2 = \frac{P}{3} \\ R_3 = \frac{P}{3} \left(1 - \frac{3}{2} \frac{\alpha}{N}\right) \end{cases}$$

1. ligne d'influence du moment fléchissant au pt 2.

$$\alpha > x \quad M = \frac{P}{3} \left(1 + \frac{3}{2} \frac{\alpha}{N}\right) (N - x) - P(d - x)$$

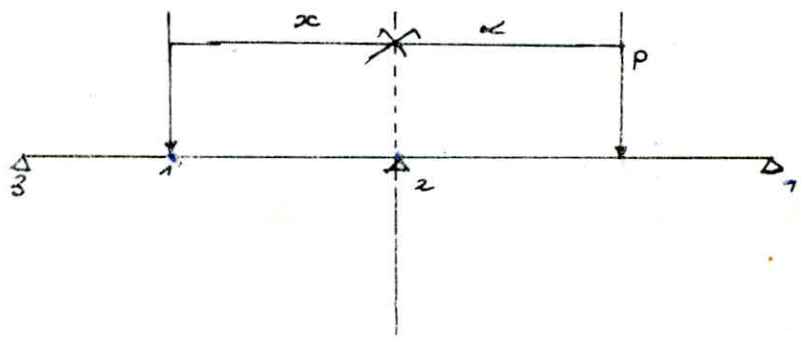
origine en 2 $\Rightarrow x = 0$ et pour $\alpha = N \rightarrow M_1 = \frac{-N}{6} = \frac{-3,6}{6} = -0,600$

$$\alpha < x \quad M = \frac{P}{3} \left(1 + \frac{3}{2} \frac{\alpha}{N}\right) (N - x)$$

origine en 2 $\Rightarrow x = 0$ et pour $\alpha = -N \Rightarrow M_2 = \frac{-N}{6} = -0,600$

$$\alpha = 0 \text{ et } x = 0 \Leftrightarrow M = \frac{N}{3} = \frac{3,6}{3} = +1,2$$

2 - Ligne d'influence au milieu du panneau "1-2"



$$\alpha > x, \quad M = R_3(N+x) - P(\alpha+x) + R_2 x = (N+x) \frac{P}{3} \left(1 + \frac{3}{2} \frac{\alpha}{N}\right) - P(\alpha+x) + \frac{P}{3} x$$

$$\alpha < x; \quad M = R_1(N+x) + R_2 x = \frac{P}{3} \left(1 + \frac{3}{2} \frac{\alpha}{N}\right) + \frac{P}{3} x$$

en particulier pour:

$$x = -\frac{N}{2} \text{ et } \alpha > x \rightarrow M \frac{P}{3} \left(1 + \frac{3}{2} \frac{N}{N}\right) \left(\frac{3}{2} N\right) + \frac{P}{3} \frac{N}{2} - P\left(\frac{3}{2} N\right) = \frac{-N}{12} = -0,3$$

$$x = -\frac{N}{2} \text{ et } (\alpha = -N) \rightarrow M = \frac{-N}{12} = -0,300$$

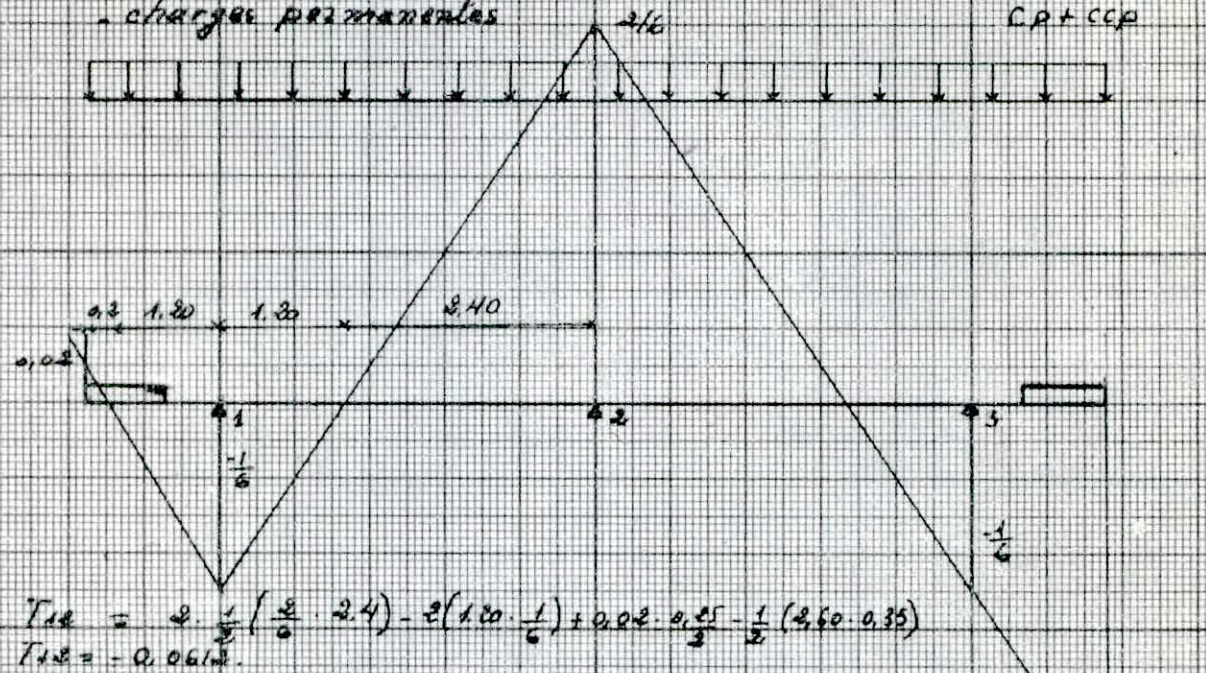
3) calcul de l'ordonnee de la ligne d'influence pour $\alpha = \frac{-N}{2}$ et $x = -\frac{N}{2}$

$$M = R_1 \left(N + \frac{N}{2}\right) + R_2 \left(\frac{N}{2}\right) = \frac{P}{3} \left(1 + \frac{3}{2} \frac{N}{N}\right) \left(-\frac{N}{2}\right) \left(N + \frac{N}{2}\right) + \frac{P}{3} \left(\frac{N}{2}\right) = 1,05$$

Diagrammes d'influences des efforts tranchants.

charges permanentes

CP + CCP



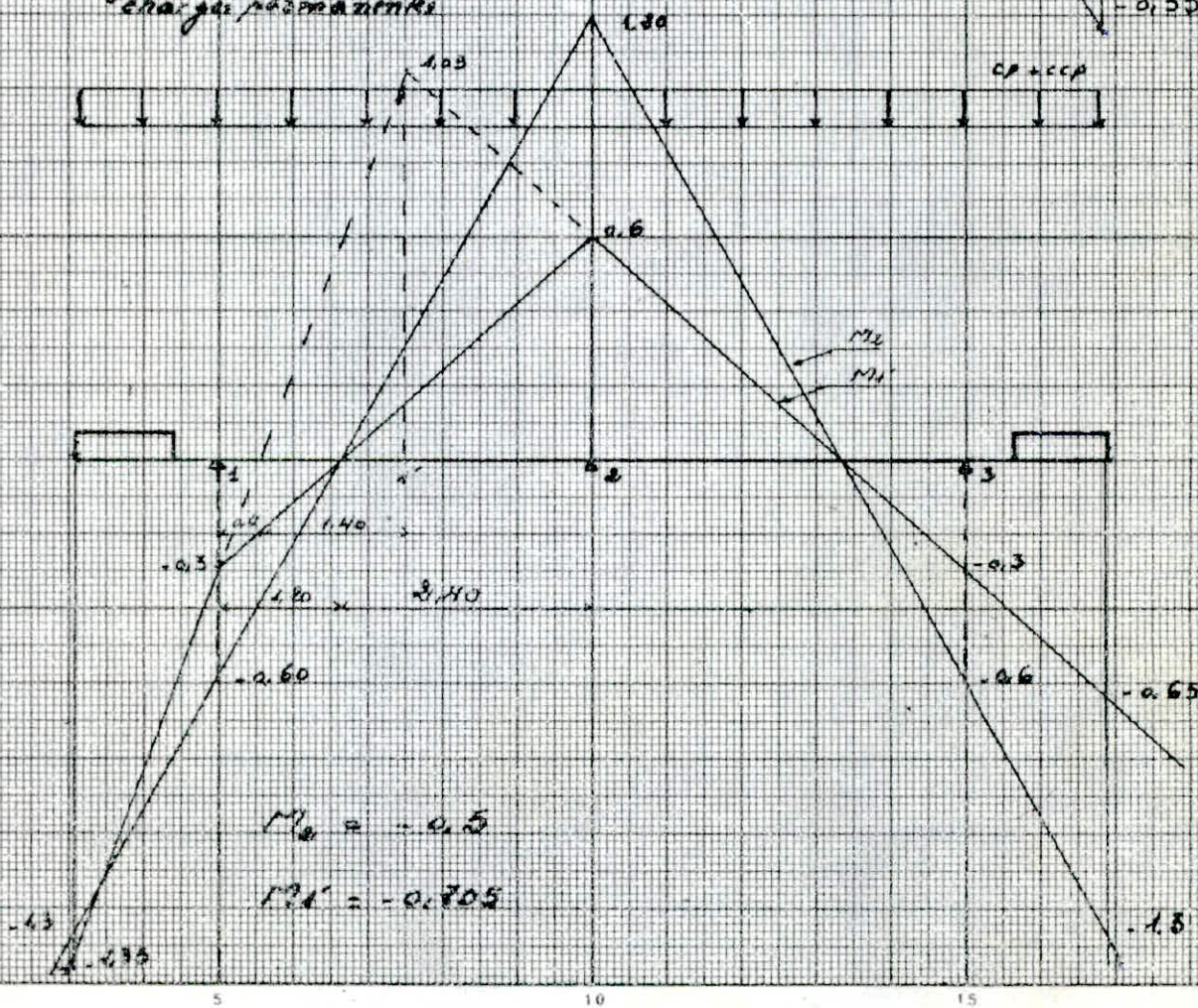
$$T_{12} = 2 \cdot \frac{1}{2} \left(\frac{2}{6} \cdot 2.4 \right) - 2 \left(1.20 \cdot \frac{1}{6} \right) + 0.02 \cdot 0.35 - \frac{1}{2} (2.60 - 0.35)$$

$$T_{12} = -0.06125$$

Diagrammes d'influences des moments fléchissants

charges permanentes

CP + CCP



$$M_2 = -0.5$$

$$M_1 = -0.805$$

Diagram d'influences des efforts tranchants
SYSTEME A

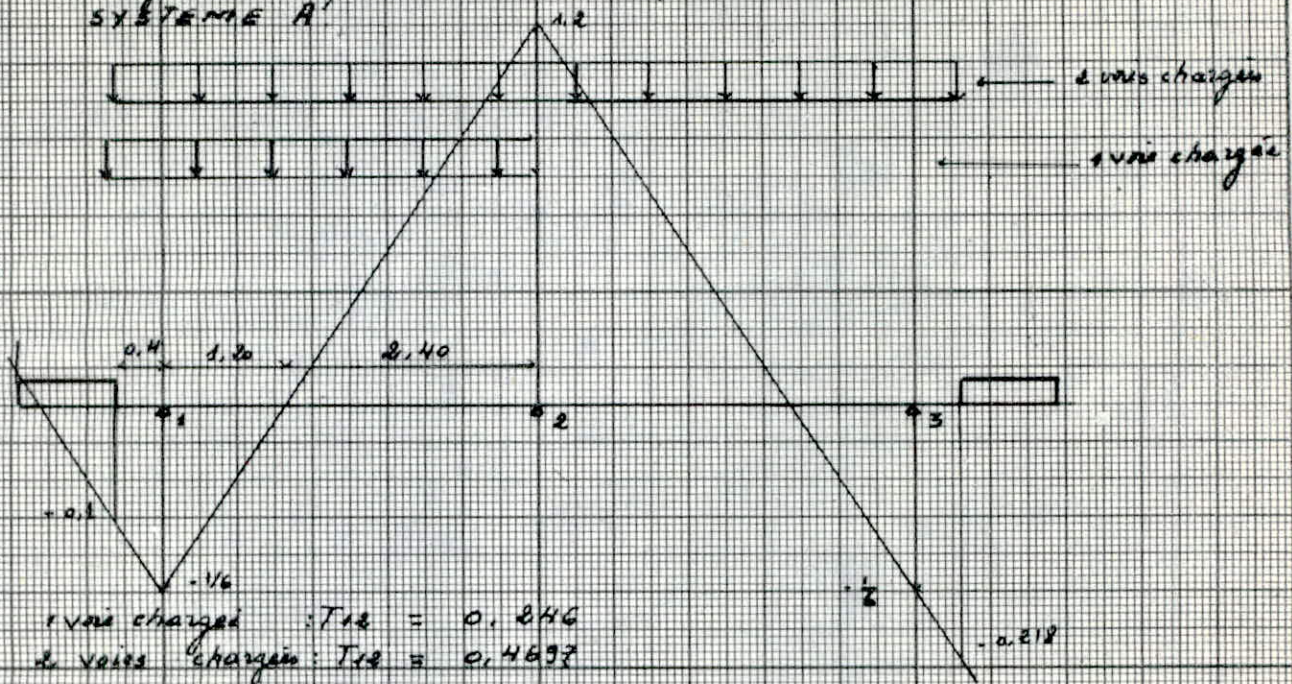
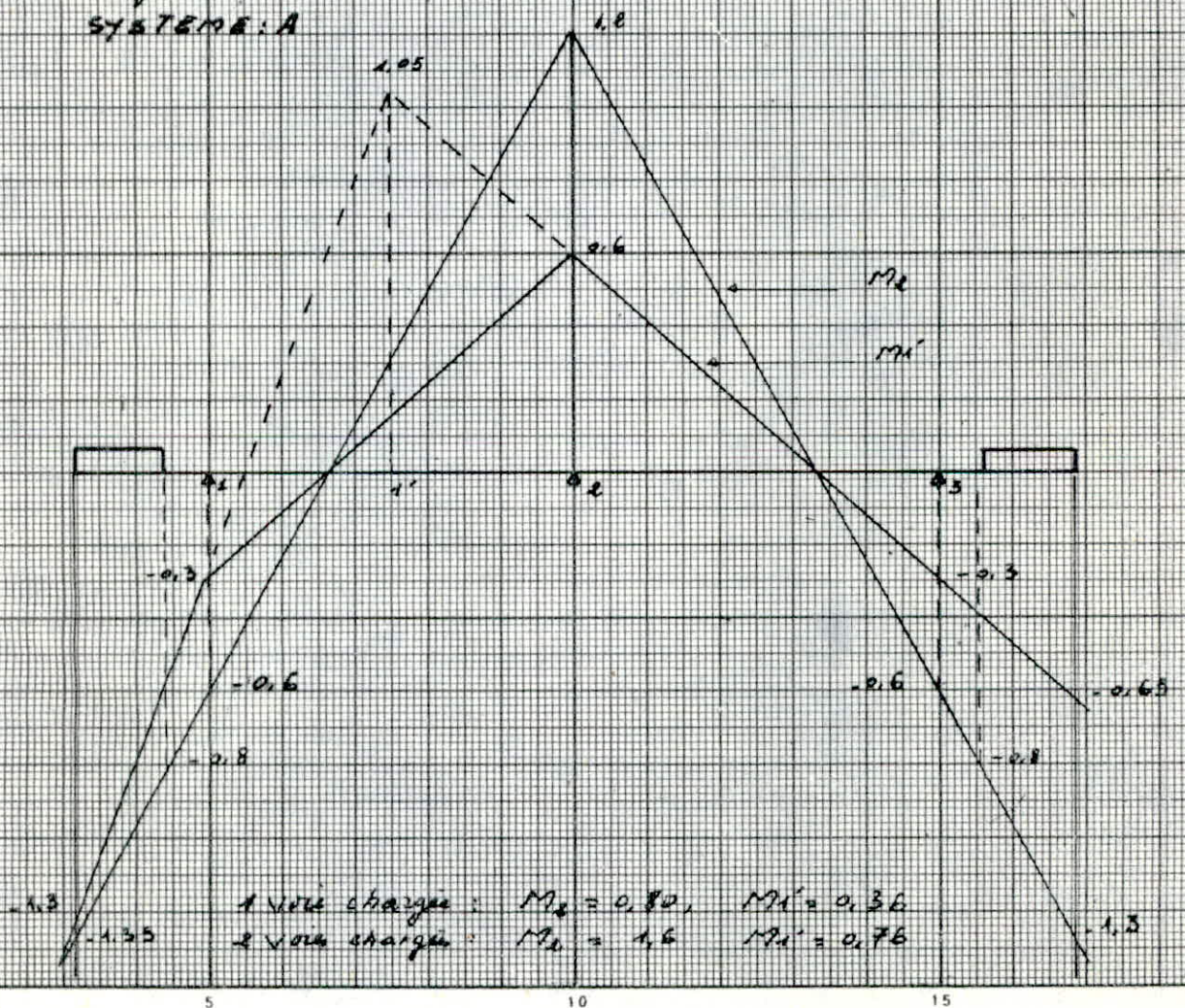


Diagram d'influences des moments fléchissants
SYSTEME A



51 01 5

41

Diagrammes d'influences des efforts tranchants

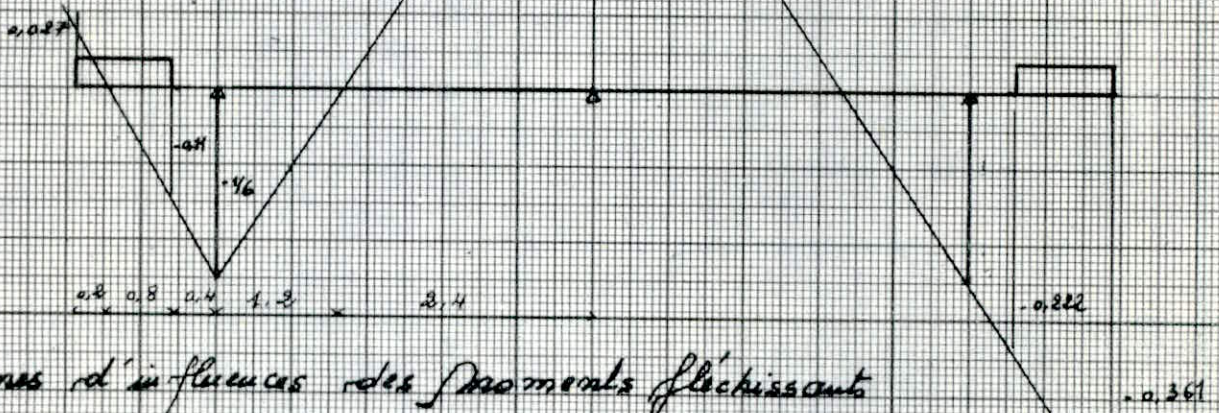
SURCHARGE DE TROTTOIR

* un seul trottoir chargé

$$T_{12} = -\frac{1}{2}(0.8 \cdot 0.11) + \frac{1}{2}(0.027 \cdot 0.2) = -0.0413$$

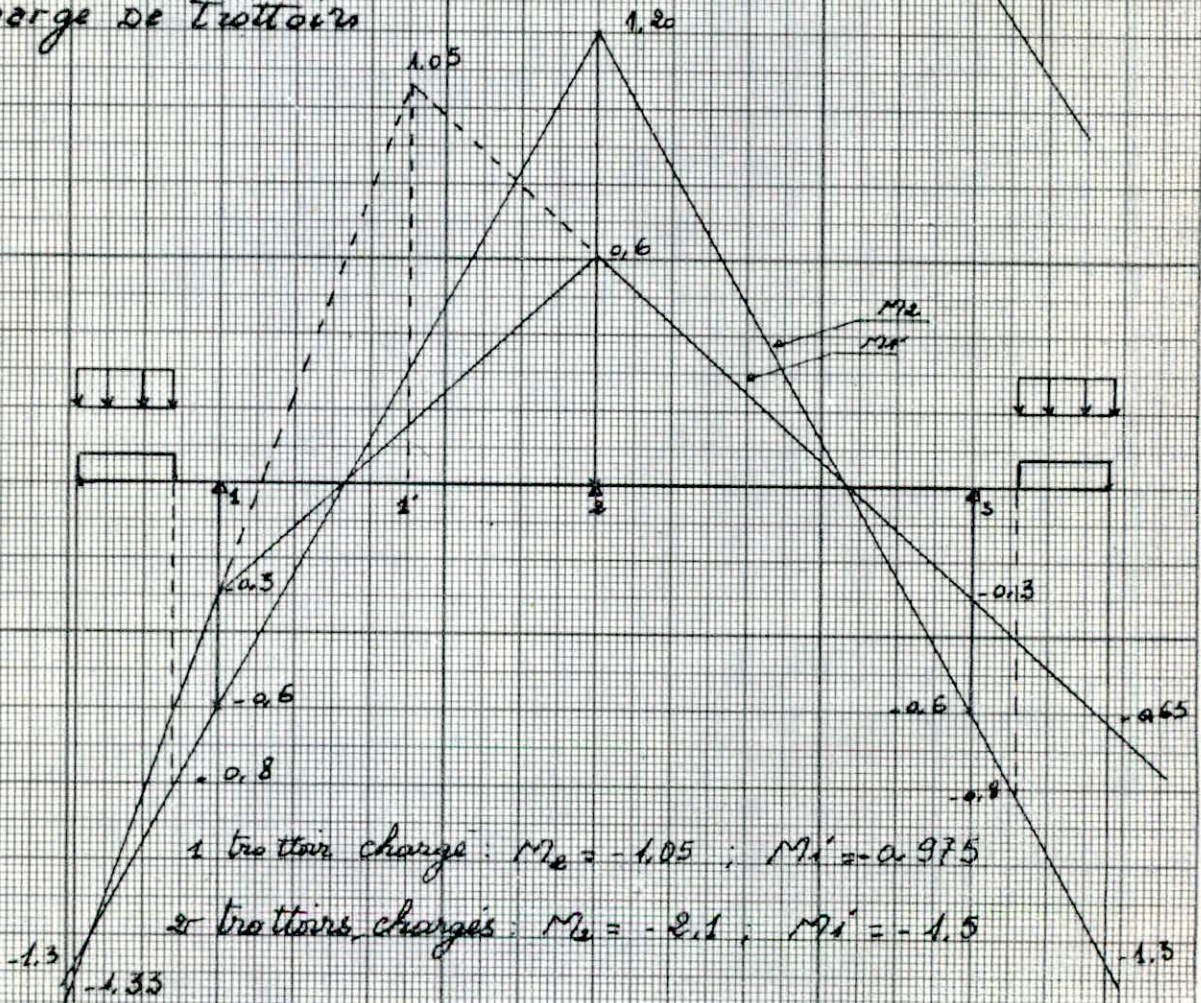
* 2 trottoirs chargés

$$T_{12} = -0.5388$$



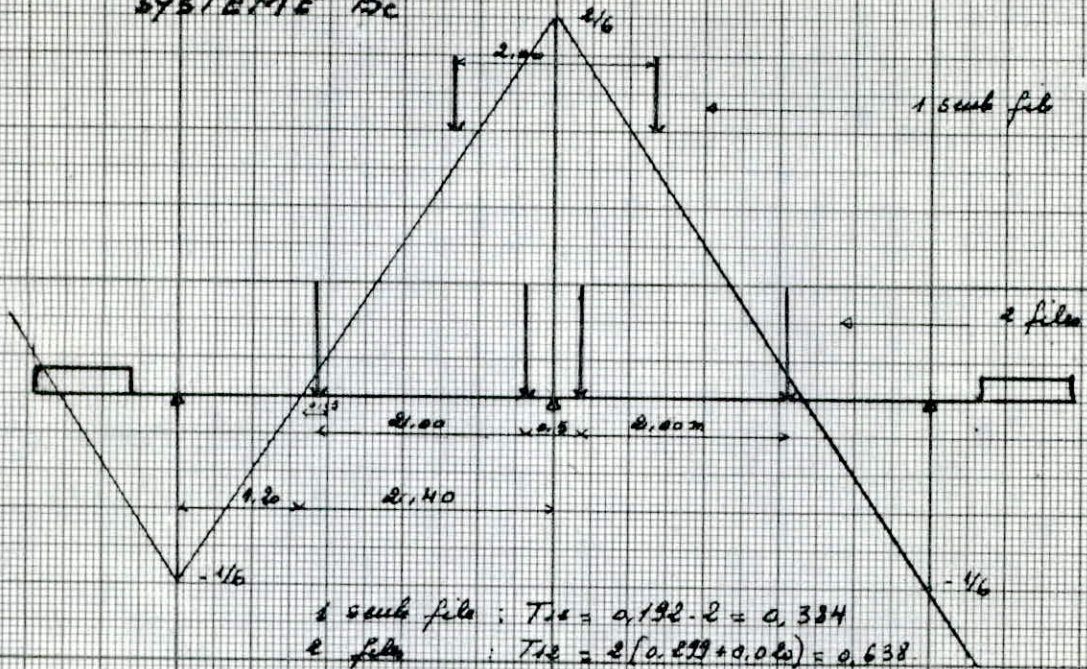
Diagrammes d'influences des moments fléchissants

surcharge de trottoir



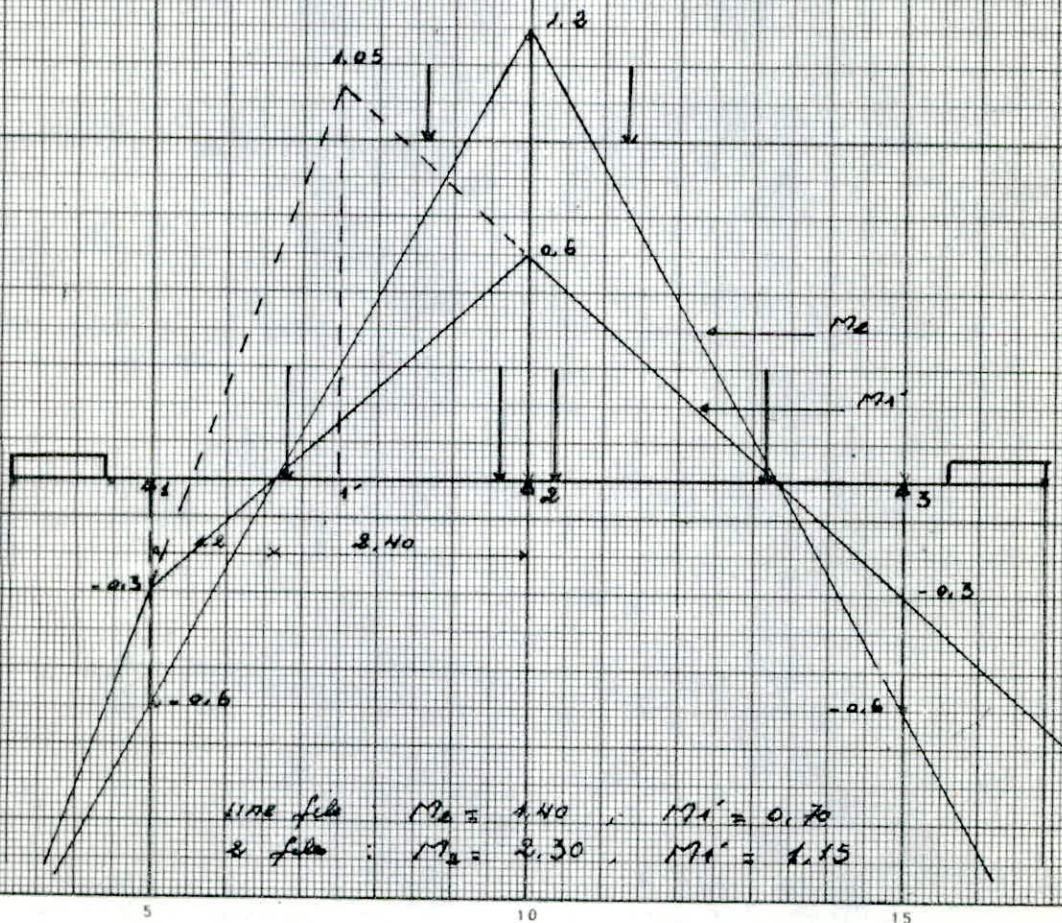
Diagrammes d'influences des efforts tranchants.

SYSTEME BC



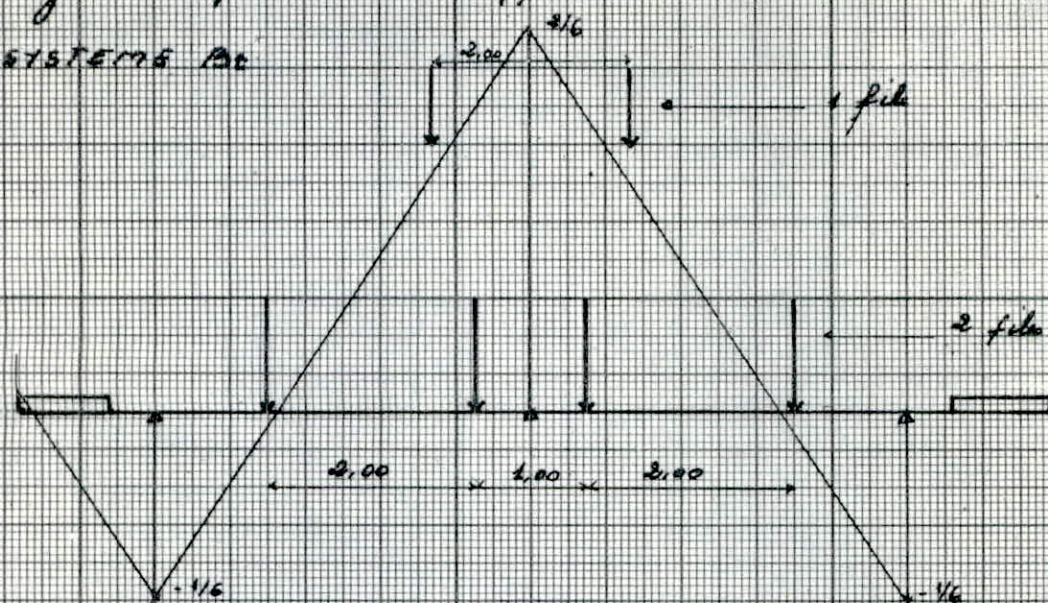
Diagrammes d'influences des moments fléchissants

SYSTEME BC



Diagrammes d'influences des efforts tranchants.

SYSTEME Bc

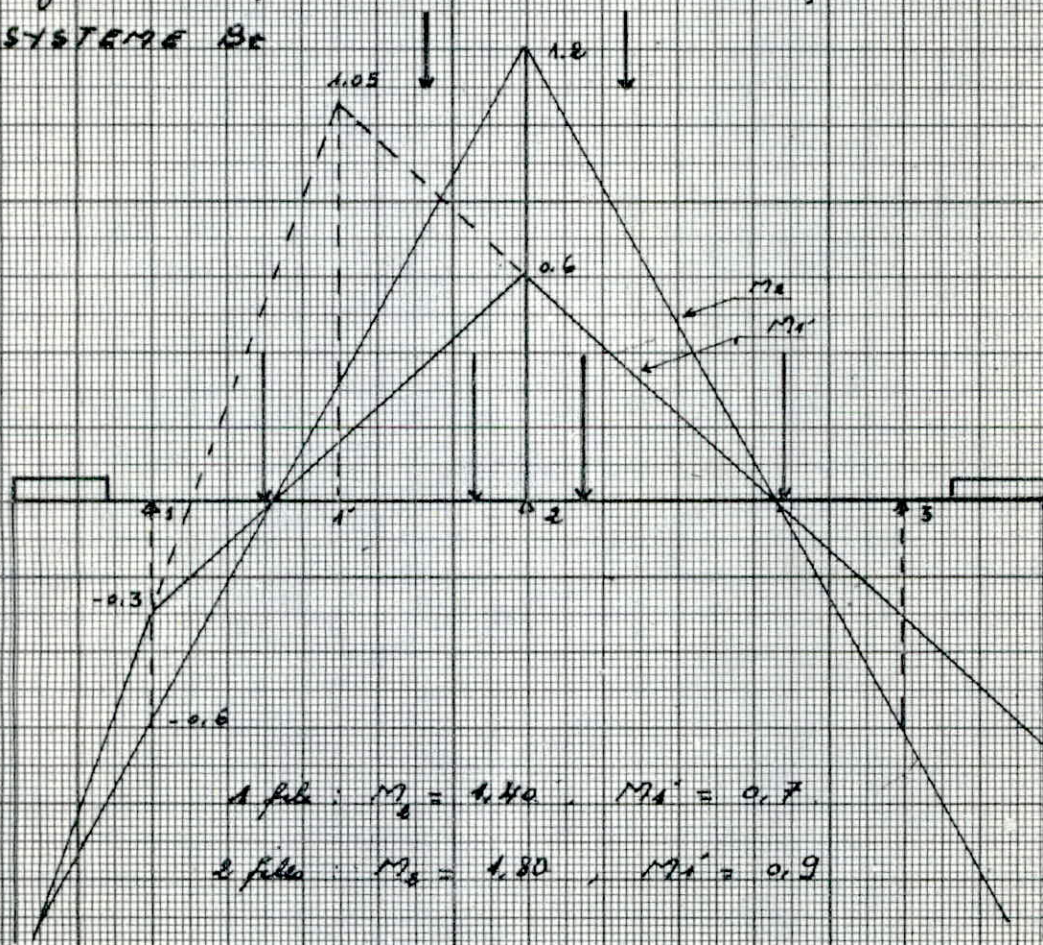


• une seule file : $T_{12} = 2 \left(\frac{2}{6} \cdot \frac{2,4-1}{2,4} \right) = 0,389$

• 2 files : $T_{12} = 2 \left[\left(\frac{2}{6} \cdot \frac{2,4-0,3}{2,4} \right) - \frac{1}{6} \cdot \frac{2,5-2,4}{1,2} \right] = 0,500$

Diagrammes d'influence des Moments fléchissants.

SYSTEME Bc



1 file : $M_2 = 1,40$, $M_1 = 0,7$

2 files : $M_2 = 1,80$, $M_1 = 0,9$

Diagrammes d'influences des moments fléchissants
SYSTEME MC120

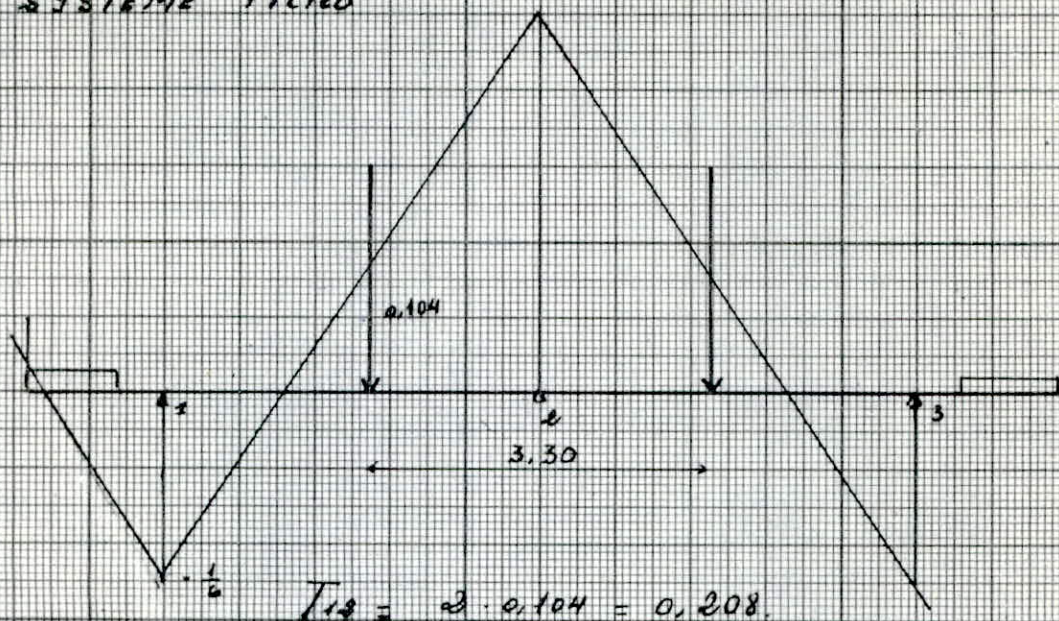
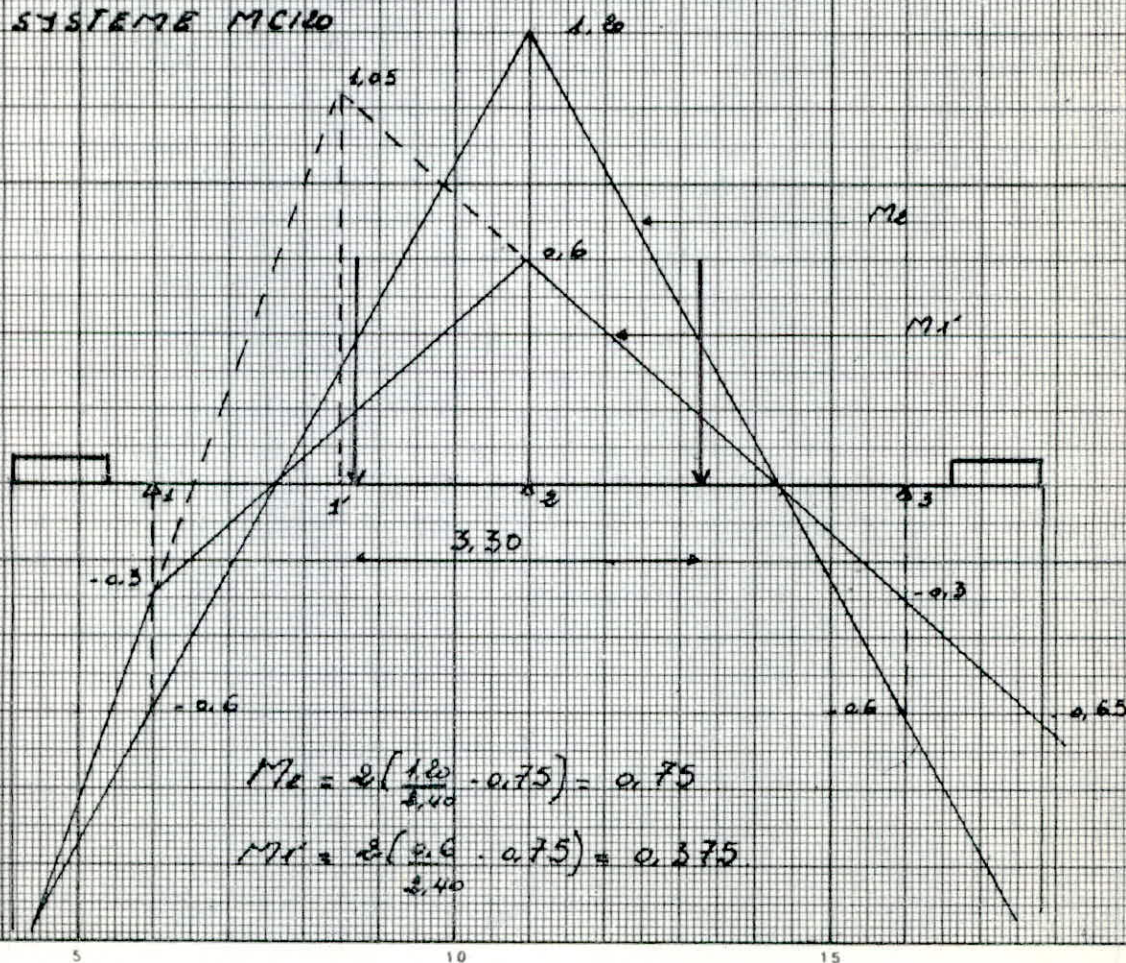


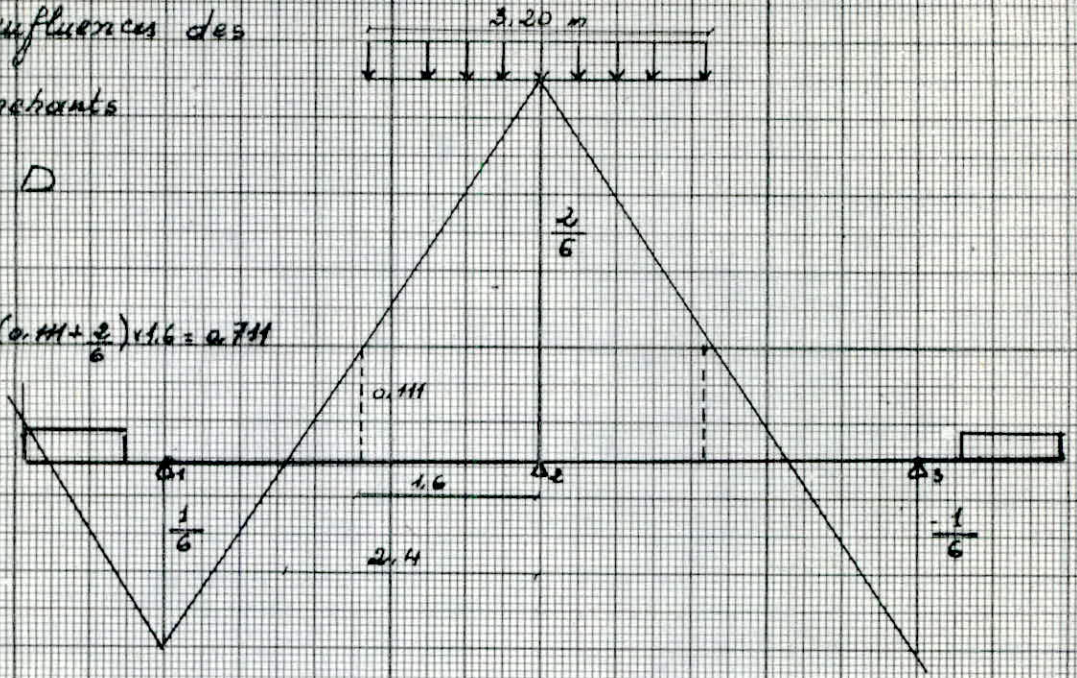
Diagramme d'influence des moments fléchissants
SYSTEME MC120



Diagrammes d'influences des efforts tranchants

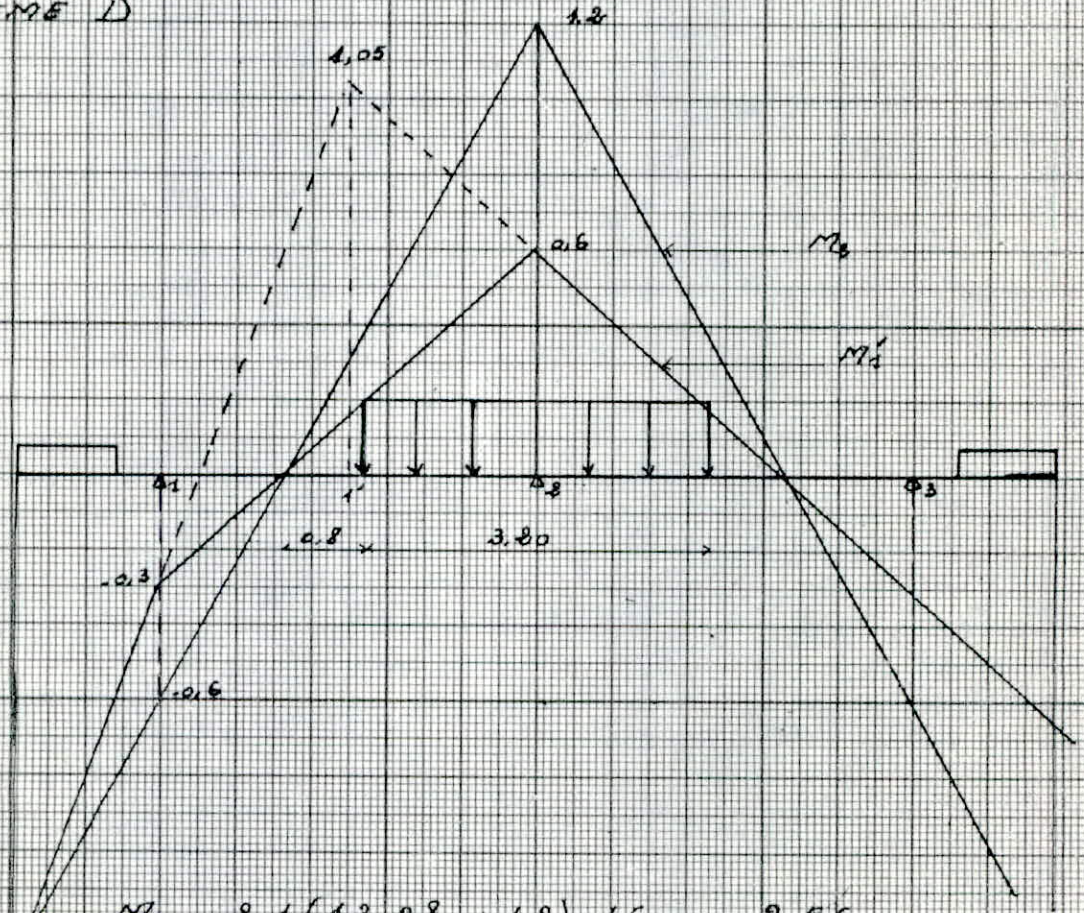
SYSTEME D

$$T_{12} = 2 \cdot \frac{1}{2} \left(0,11 + \frac{2}{6} \right) \cdot 1,6 = 0,711$$



Diagrammes d'influences des moments fléchissants

SYSTEME D



$$M_2 = 2 \cdot \frac{1}{2} \left(\frac{1,2 \cdot 0,8}{2,4} + 1,2 \right) \cdot 1,6 = +2,56$$

$$M_1' = 2 \cdot \frac{1}{2} \left(\frac{0,6 \cdot 0,8}{2,4} + 0,6 \right) \cdot 1,6 = +1,28$$

Tableau des efforts tranchants

solicitation		$R_{max} \text{ t/ml}$	Coefficient d'influence		b_i	f	coefficient pondération	Efforts Tranchants
charge permanente CP + CCP		5,233	-0,0612				1,32	-0,422
A(t)	1 voie	5,707	0,246				1,6	2,246
	2 voies	5,707	0,4697				1,6	4,288
Bc	1 file	11,25	0,384		1.2	1.124	1,6	9,322
	2 files	11,25	0,638		1.1	1.124	1,6	14,198
Bt	1 file	14,2	0,389			1.124	1,6	9,934
	2 files	14,2	0,500			1.124	1,6	12,168
Mc 120		41,02	0,208			1.124	1,32	12,546
Systeme D		58,06	0,711				1,32	54,490
travers	1 trottoir chargé.	0,9	-0,0413				1,6	-0,059
	2 trottoirs chargés	0,9	-0,8328				1,6	-0,479

Tableau des moments fléchissants.

solicitation		$R_{max} \text{ t/ml}$	coefficient d'influence		b	f	coefficient de pond.	$M_1 \text{ (tm)}$	$M_2 \text{ (tm)}$
			1	2					
CP + CCP		5,233	0,705	-0,5			1,32	4,87	-3,455
A(t)	1 voie	5,707	0,36	0,8			1,6	3,287	7,805
	2 voies	11,25	0,76	1,6			1,6	6,94	14,601
Bc	1 file	11,25	0,70	1,40	1,2	1,124	1,6	16,99	33,99
	2 files	14,2	1,15	2,30	1,1	1,124	1,6	25,59	51,186
Bt	1 file	14,2	0,7	1,40	1	1,124	1,6	17,87	35,75
	2 files	14,2	0,9	1,80	1	1,124	1,6	22,98	45,96
Mc 120		41,02	0,375	0,75		1,114	1,32	22,62	45,24
systeme D		58,06	1,28	2,56			1,32	98,09	196,19
travers	1 trottoir chargé	0,9	-0,975	-1,05			1,6	-1,404	-1,512
	2 trottoirs chargés.	0,9	-1,5	-2,1			1,6	-2,16	-3,024

CP + surch (<0)
 CP + surch (>0)

la surface prise en compte étant la surcharge max.

Résultat obtenu

$$M_{max} = 192,73 \text{ km.} \quad \text{sous le système D.}$$

$$T_{max} = 54,068 \text{ k}$$

Dimensionnement

Choix du profil: on prend un profil dont les caractéristiques sont:

$$h = 900 \text{ mm} \quad b = 300 \text{ mm.}$$

$$d = 17 \text{ mm.} \quad e = 33 \text{ mm.}$$

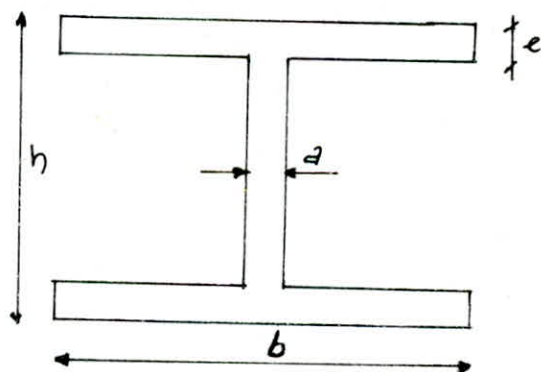
$$W_x = 8685 \text{ cm}^3.$$

Vérification des contraintes.

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{192,73 \cdot 10^5}{8685} = 2219,11 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{A_v} = \frac{54,068 \times 10^3}{(90 - 2 \times 3,3) \times 1,7} = 433,20 \text{ kg/cm}^2 < \frac{2400}{1,54} = 1558,44 \text{ kg/cm}^2$$

La vérification à la résistance est satisfaite :



'() N N E (' T E U I R S ')

- Les connecteurs -

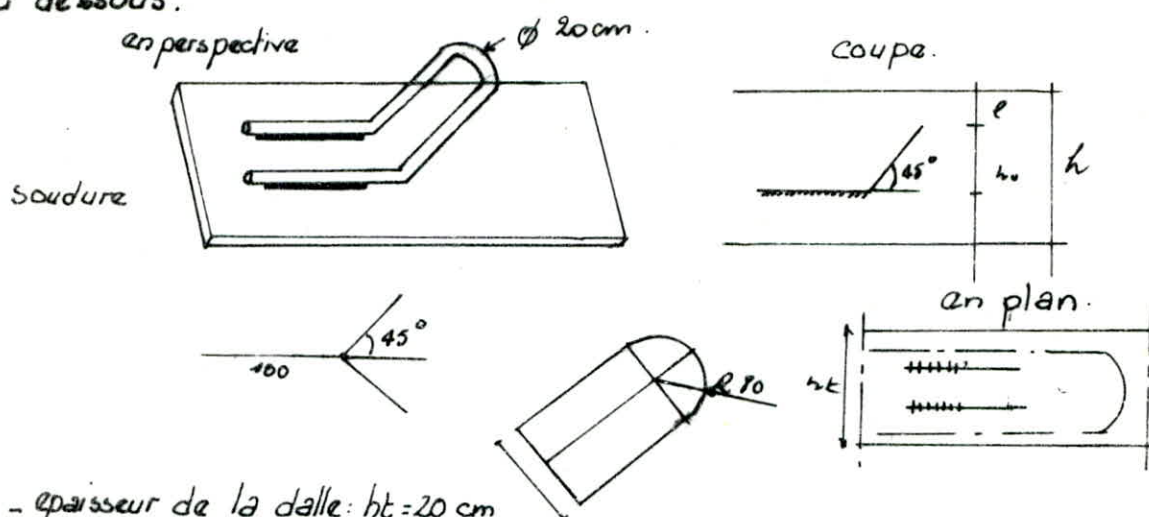
Les connecteurs ont pour but d'empêcher le glissement et le soulèvement du béton par rapport à l'acier. Ils sont ancrés dans le béton par adhérence et fixés à la membrure de la poutre par soudure.

Ils doivent assurer une liaison aussi continue que possible en les deux matériaux ont doit disposer à cet effet un grand nombre de petits connecteurs dont l'espacement ne dépasse pas trois fois l'épaisseur de la dalle.

Il existe plusieurs types de connecteurs.

- connecteur à buter, connecteur à ancrage, connecteur à buter et ancrage.

En ce qui nous concerne on prendra un connecteur à ancrage schématisé ci dessous.



- épaisseur de la dalle: $h_t = 20 \text{ cm}$
- e distance entre extrémité du connecteur et fibres extérieur de la dalle $e = 3 \text{ cm}$.
- Rayon de courbure du connecteur $r = 8 \text{ cm}$.
- d distance du centre de courbure du tracé du connecteur et le plus proche $d = 3 + 8 = 11 \text{ cm}$.
- ϕ diamètre de la barre $\phi 20$
- $\bar{\sigma}_n = 1600 \text{ kg/cm}^2$, $\bar{\sigma}_b$ contrainte de compression du béton $= 82,5 \text{ kg/cm}^2$
le rayon de courbure doit satisfaire à la condition de non écrasement du béton (Art 30. 62 du titre VI du CPC) dans la boucle du connecteur. la condition est représentée par la formule suivante.

$$l_b \geq 0,10 \phi \sqrt{\frac{\bar{\sigma}_n}{\bar{\sigma}_b}} \left(1 + \frac{e}{d}\right) \quad \bar{\nu} = 1 \text{ pour un seul lit}$$

$$l_b \geq 45,8 \text{ mm} = 4,58 \text{ cm} \quad \text{donc } l_b = 8 \text{ cm} > 4,58 \text{ cm} \text{ vérifier.}$$

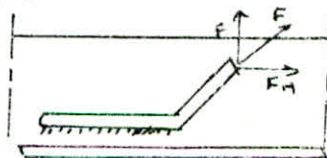
Effort que peut transmettre un connecteur

Nous pouvons faire travailler le connecteur à son taux de travail max puisque la condition de non écrasement du béton est satisfait.

un connecteur peut transmettre, dans son plan un effort max égal à.

$$F = 2 \Omega \cdot \bar{\sigma}_n = 2 \pi \frac{\phi^2}{4} ; \bar{\sigma}_n = 2 \pi \frac{\phi^2}{4} \times 1600$$

$$F = 10058,1 \text{ kg}$$



Le connecteur est incliné de 45°, donc l'effort qu'il doit reprendre se décompose en un effort horizontal et en un effort vertical:

$$(F_H, F_V) \quad F = F_V = \frac{\sqrt{2} F}{2}$$

Nous tenons compte d'un coefficient de frottement acier-béton = 0,40

$$F_H = 0,4 F_V \quad (\text{c.à.d. que } F_V \text{ équilibre une force due au } f_t = 0,4 F_V)$$

donc l'effort de glissement que pourra reprendre le connecteur est:

$$G_1 = F_H + F_V = \frac{\sqrt{2} F}{2} + 0,4 \frac{\sqrt{2} F}{2} = 0,99 F = 9952,57 \text{ kg / par connecteur.}$$

nous faisons le calcul sur des tronçons de poutres de longueur $l/6 = 5 \text{ m}$.
il faut que le nombre de connecteur soit suffisant pour s'opposer aux efforts de glissement dû aux sollicitations suivantes

- A) CCP + retrait partiel + surcharge.
- B) CCP + retrait total.
- C) CCP + retrait total + surcharge.

Effort de retrait:

$$\bar{\sigma}_b = \sum b \epsilon_r = 56 \text{ bar (retrait total)}$$

$$\bar{\sigma}_b = E_b \epsilon = 1,5 \times 10^{-4} = 21 \text{ bar (retrait partiel).}$$

$$-\Omega_b = (1 + 1,80) \times 0,02 = 0,56 \text{ m}^2 = 5600 \text{ cm}^2$$

a) Effort de traction agissant sur la section du béton développé par le retrait total est:

$$F = \bar{\sigma}_b \Omega_b = 56 \times 5600 = 313600 \text{ kg.}$$

$$\text{glissement unitaire } \epsilon = \frac{-F}{E'} = \frac{-313600}{5} = -62720 \text{ kg/ml}$$

$$\text{retrait partiel: } F = -21 \times 5600 = 117600 \text{ kg.}$$

$$G = \frac{F}{l_1} = \frac{117600}{5} = 23520 \text{ kg/ml.}$$

Complement de charge permanente

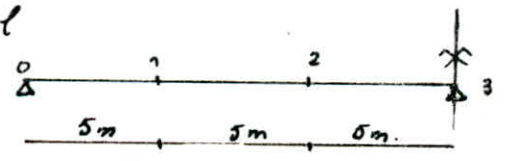
$$\text{CCP} = g = 1,29 \text{ t/ml} = 1290 \text{ kg/ml}$$

$$T_0 = \frac{g l}{2} = \frac{1290 \times 10}{2} = 19350 \text{ kg.}$$

$$T_1 = g \frac{l}{2} = -g \times 5 = 12900 \text{ kg.}$$

$$T_2 = g \frac{l}{2} - g(5+5) = 6450 \text{ kg.}$$

$$T_3 = g \frac{l}{2} - g \frac{l}{2} = 0$$



surcharge de trottoir

section ① $x = a = 0$.

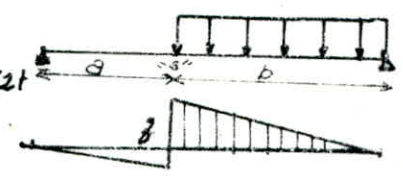
$$T = 2,25 \text{ t.}$$

section ② $x = a = 5 \text{ m}; b = 25 \text{ m}$.

$$T = \frac{g b^2}{2c} = 1,56 \text{ t.}$$



section ③ $T = 1 \text{ t}$

section ④ $T = 0,56 \text{ t}$








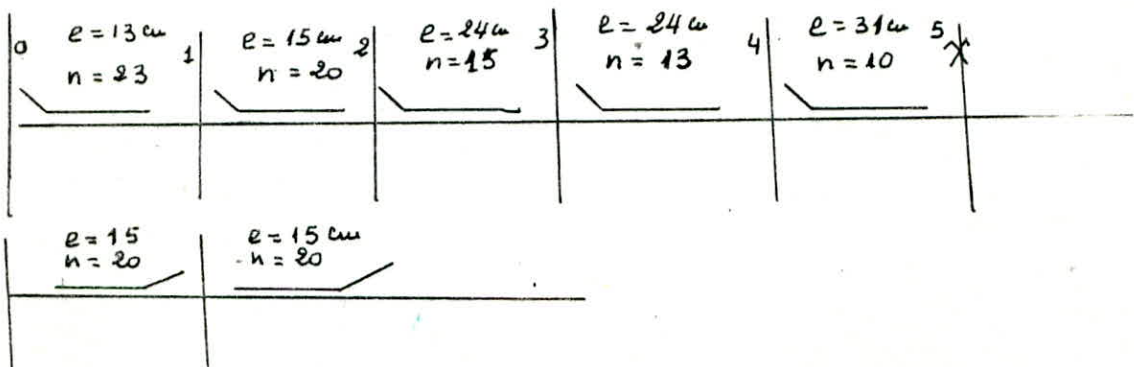
Combinaisons des Efforts

charge G	CCP	SURCH max	SURCH tot	RETRAIT Total	RETRAIT partiel	a max(+)	b min(-)	c max(-)
G(0-1)	4478,84	68601,61	2408,91	-62720	-23520	75489,36	-23520	-62720
G(1-2)	3582,44	59639,27	2164,52	-62720	-23520	65386,73	-23520	-62720
G(2-3)	2192,9	45368,1	1719,43			49280,4		
G(3-4)	1463,36	37339,9	1438,07			40244,3		
G(4-5)	729,53	29730,6	1294,26			31754,41		

dans le cas où l'effort de glissement $G > 0 \Rightarrow$ 
 " " " " " $G < 0 \Rightarrow$ 

Nombre de Connecteurs et choix de espacements
 L'effort de glissement que pourra reprendre le connecteur est:
 $G_c = 9952,57 \text{ kg / connecteur}$

SECTION	e_0	e_1	Diagram	nombre de connecteur
0-1	$e_0 = 13 \text{ cm}$	$e_1 = 15 \text{ cm}$		nombre de connecteur : 23
1-2	$e_0 = 15 \text{ cm}$	$e_1 = 15 \text{ cm}$		nbr : 20
2-3	$e_0 = 20 \text{ cm}$			nbr : 15
3-4	$e_0 = 24 \text{ cm}$			nbr : 13
4-5	$e_0 = 31 \text{ cm}$			nbr : 10



surcharge sous (Mc120, Bc).

nous étudions que le système Mc/120 pour la section ① et le système Bc qui nous donne les efforts tranchants les plus prépondérants pour les sections 0, 1, 2

nous avons trouvé $T_0 = 91,8 \text{ t}$.

Section ① $a = 5 \text{ m}$.

$$T = \sum P_i z_i = 71,76 \text{ t}$$

Section ② $a = 10 \text{ m}$.

$$T = \sum P_i z_i = 51,72 \text{ t}$$

Section ③

$$T = 43,82. \text{ (sous Mc120)}$$

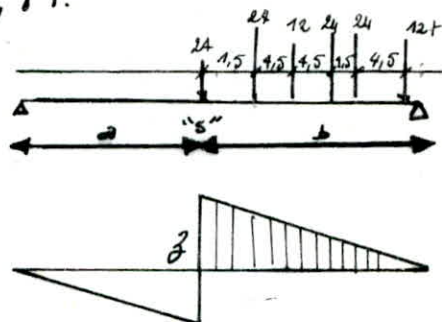


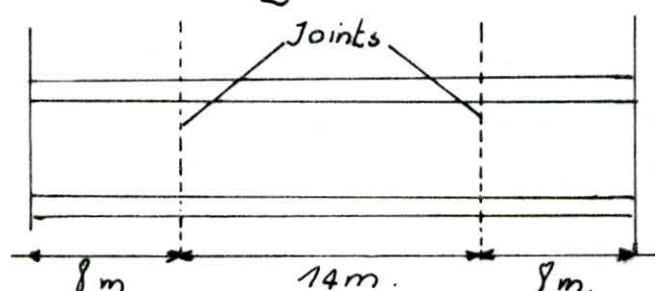
Tableau des efforts tranchants répartis, pondérés et majorés.

type de charge	coefficients				section 0	section 1	section 2	section 3
	pond	maj. δ	$\sqrt{}$	b	$T_0 (t)$	$T_1 (t)$	$T_2 (t)$	$T_3 (t)$
C.C.P	1,82	/	1/3	/	8,514	5,676	2,838	0
Mc120	1,32	1,114	0,59	/	/	/	/	38,02
Bc. 2 files.	1,6	1,124	0,541	1,1	98,247	76,8	55,35	/
surcharges de trottoirs	1,6	-	0,958	/	3,45	2,4	1,533	0,86

ASSEMBLAGES

Jointes.

Présentation: les poutres métalliques ont une longueur de 30 m. elles ne peuvent pas être transportées de leur lieu de fabrication au chantier pour cela on réalise les assemblages des poutres, par l'intermédiaire des joints.



on utilise des boulons HR 10/9 $\varnothing 24$ pour l'assemblage on prendra un coefficient de frottement égal à $\mu = 0,3$ en supposant que les surfaces à serrer sont simplement brossées.

principe de calcul:

par plan de frottement et par boulon, il est possible de développer dans un assemblage comportant des boulons HR l'effort suivant $f_r = 0,8 \cdot \sigma \cdot \Omega$ pour des éléments soumis à un chargement dynamique vu qu'il y a déplacement décharges.

Ω section résistante du boulon (CM66) $\Omega = 353 \text{ mm}^2$

$\sigma = 90 \text{ kg/mm}^2 \Rightarrow f_r = 7624,8 \text{ kg}$ par boulon.

Jointes boulonnées de la semelle supérieure celle-ci étant comprimée la contrainte normale de compression sera calculée en section brute sous l'effet de $f_a + f_b$ (CIOLINA)

la section considérée est à 8 m de l'appui
le tableau des efforts pondérés majorés (CP, CCP, surchargement max. trottoir).

charge \ efforts	CP	CCP	BC	Trottoir
M (tm)	297,77	49,95	519,82	20,24
T (t)	22,83	3,97	64	2,53.

la vérification de la section mixte à 8 m de l'appui nous donne σ_s

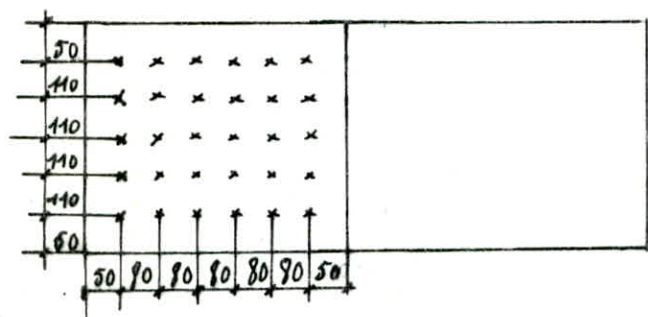
$\sigma_s = (\sigma_s(\text{cp}) + \sigma_s(\text{ccp}) + \sigma_s(\text{s+t}) + \sigma_s \text{ retrait} + \sigma_s \text{ température}) = 1570,88 \text{ kg/cm}^2$.

section de la semelle supérieure $A = 60 \times 3 + 60 \times 2 = 300 \text{ cm}^2$.

l'effort de compression est $N = 300 \times 1570,88 = 471265,03 \text{ kg}$.

Il y a 2 plans de frottement $f_r = 2 \times 7624,8 = 15249,6 \text{ kg}$

Le nombre de boulons $n = \frac{471265,05}{15249,6} = 30,92$
 On prendra 30 Boulons de HR 10/9 $\phi 24$.



Vérification des couvre joints.

Chaque couvre joint (sup et inf) reprend la moitié de l'effort. Total.

$$\text{soit } \frac{F}{2} = \frac{471265,03}{2} = 235632,515 \text{ kg.}$$

on choisit un couvre joint de 2,5 cm d'épaisseur
 la section Brute $= 2,5 \times 24 = 60 \text{ cm}^2$.

section	I	II	III	IV	V
F_a (kg)	0	$\frac{3}{15} \cdot \frac{F}{4}$	$\frac{6}{15} \cdot \frac{F}{4}$	$\frac{9}{15} \cdot \frac{F}{4}$	$\frac{12}{15} \cdot \frac{F}{4}$
F_b (kg)	$\frac{3}{15} \cdot \frac{F}{4}$	$\frac{3}{15} \cdot \frac{F}{4}$	$\frac{3}{15} \cdot \frac{F}{4}$	$\frac{3}{15} \cdot \frac{F}{4}$	$\frac{3}{15} \cdot \frac{F}{4}$
$F_a + F_b$	23563,75	47126,50	70689,75	94253,01	117816,26
A	$24 \times 2,5$	$24 \times 2,5$	60	60	60
γ (kg/cm ²)	392,72	785,44	1178,16	1570,88	1963,60

Justification de la semelle supérieure assemblée

l'effort total, repris par cette semelle est de $F = 471265,03 \text{ kg}$.
 Tableau résumant les valeurs en chaque section.

Section	I	II	III	IV	V
F_a (kg)	$\frac{12}{15} F$	$\frac{9}{15} F$	$\frac{6}{15} F$	$\frac{3}{15} F$	0
F_b (kg)	$\frac{3}{15} F$	$\frac{3}{15} F$	$\frac{3}{15} F$	$\frac{3}{15} F$	$\frac{3}{15} F$
$F_a + F_b$	471265,03	377012,02	282759,02	188506,01	94253,01
f (cm ²)	300	300	300	300	300
δ (kg/cm ²)	1570,88	1256,71	942,53	628,35	314,18

Joint boulonné de la semelle inférieur
la semelle inférieur étant tendue ou il s'exerce des contraintes de traction

$F_a + F_b$ en section brute

$F_a + 0,6 F_b$ en section nette.

la contrainte de cisaillement est : δ_i .

$$\delta_i = (\delta_r + \delta_t + \delta_{cep} + \delta_{cp} + \delta_{surc+t}) = 1668,27 \text{ kg/cm}^2.$$

section de la semelle inférieur : $S = 60 \times 2 + 70 \times 3 = 330 \text{ cm}^2$.

$$F = S \delta_i = 330 \times 1668,27 = 550529,10 \text{ Kg}.$$

le nombre de boulons $N = \frac{550529,1}{152,49,6} = 36,10$.

le joint a une épaisseur de 2,5 cm.

calcul des justification pour 1 demi couvre joint.

section	I	II	III	IV	V	VI
F_a (Kg)	0	$\frac{3F}{18}$	$\frac{6F}{18}$	$\frac{9F}{18}$	$\frac{12F}{18}$	$\frac{15F}{18}$
F_b (Kg)	$\frac{3}{18} F$	22938,71	-	-	-	-
$F_a + F_b$	22938,71	45877,43	68816,14	91754,84	114693,56	137632,27
section	84	84	84	84	84	84.
δ_i kg/cm ²	273,08	546,16	819	1092,32	1365,4	1638,48
$F_a + 0,6 F_b$	13763,26	36701,95	59640,66	82579,36	105518,08	128456,78
Sect: nette	62,4	62,4	62,4	62,4	62,4	62,4.
γ kg/cm ²	220,21	587,23	954,25	1321,27	1697,29	2055,31.

section nette = $28 \times 3 - (2,4 \times 3 \times 3) = 62,4 \text{ m}^2$.

$$F = \frac{F}{4} = 137632,28 \text{ Kg}.$$

calcul des justifications de la semelle inférieure assemblée

l'effort total repris par cette section.

Section	I	II	III	IV	V	VI
F_a (kg)	$\frac{15 F}{18}$	$\frac{12 F}{18}$	$\frac{9 F}{18}$	$\frac{6 F}{18}$	$\frac{3 F}{18}$	0
F_b (kg)	$\frac{3 F}{18}$	91754,85	91754,85	91754,85	91754,85	91754,85
F_a, F_b (kg)	550529,1	458774,25	367019,40	275264,55	193509,7	91754,85
section	330	330	330	330	330	330
γ (kg/cm ²)	1668,27	1390,23	1112,18	834,14	556,09	278,05
$f_a + 0,6 f_b$ kg	513827,16	422072,31	330317,46	238562,61	146807,76	55052,91
section nette (cm ²)	294	294	294	294	294	294
γ kg (cm ²)	1747,71	1435,62	1123,53	811,44	499,35	187,25

Section nette. $330 - 2,4(3+2) \cdot 3 = 294$.

Joint boulonné au niveau de l'âme cisailée, l'effort tranchant qui sollicite l'âme cisailée est :

$$T = 22,89 + 3,97 + 2,53 + 64 = 93,39 \text{ t.}$$

$$f_r = 15249,6 \text{ kg.}$$

$$n = \frac{93,39 \cdot 10^3}{15249,6} = 6,16.$$

Section nette du couvre joint $S = 10 \times 1 - 2,4 \times 1 = 7,6 \text{ cm}^2$

$$\tau = \frac{F}{A_{\text{nette}}} = \frac{4002,86}{7,6} = 526,69 \text{ kg/cm}^2.$$

Vérification du couvre joint sous l'effet du Moment parasite.

$$M = \frac{T \cdot l}{2}$$

$$l = 55 + 55 + 10 = 0,12 \text{ m.}$$

$$M = \frac{93,39}{2} \times 0,12 = 560 \text{ tm.}$$

$$W \text{ Moment statique } \frac{I}{v} = \frac{bh^3}{12} \cdot \frac{2}{h} = \frac{bh^2}{12}$$

$$\gamma = \frac{M}{W} = \frac{5,6 \cdot 10^5}{\frac{23 \times 120^2}{6}} = 8,78 \text{ kg/m}^2$$

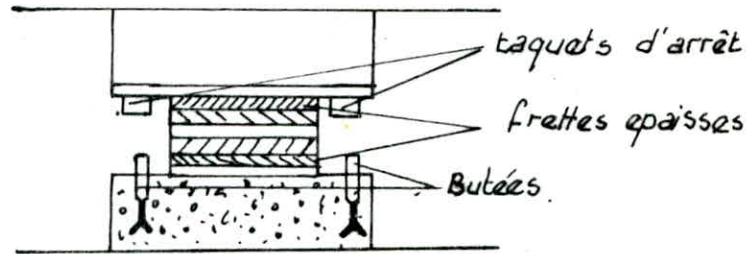
APPAREILS'

DAPPUI

Appareils d'appuis

1 Présentation:

les appareils d'appuis sont généralement en élastomère fretté composés par plusieurs feuillets d'élastomère adhésivés par vulcanisation à des frettes de métal. Ils sont placés entre le tablier et ses appuis permettant ainsi la transmission des charges et l'absorption des déformations et translation respectivement par rotation et distorsion. l'appareil d'appui est équipé d'un dispositif anticheminement sans empêcher les déformations de se produire (écrasement distorsion et rotation)



Pour le calcul des réactions d'appuis on considèrera les efforts amenés par les poutres de rives, lesquelles sont les plus sollicitées,

rotation due au taitrait M M

$n=15$; $I_{15 \text{ beton}} = 4272662,2 \text{ cm}^4$

$$\gamma_A = \frac{1}{3} \frac{M R l}{E I} \quad \text{et} \quad \gamma_B = \frac{1}{6} \frac{M R l}{E I}$$

$$w = 53,65 \frac{6700}{15} = 23963,67 \text{ cm}^3$$

$$M R = n \cdot w \cdot \gamma_{16} = 23963,67 \times 56 = 1341965,33 \text{ kg/cm}$$

$$\gamma_{\max} = \gamma_A + \gamma_B = \frac{M R l}{2 E I} = 2,251 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

répartition des efforts:

On utilisera la méthode de Courbon pour la répartition transversale.

Le tableau suivant donnera les efforts pondérés et majorés

Talieu des efforts pondérés et majorés

charges.		coef. de rép.	R (t)	$P_{rad.}$	Mag. ρ	R. maj	P_{maj}	coef. pond.	$R_{pond. maj}$	$P_{maj. pond}$
C P		0,333.	37,16.	$9,77 \cdot 10^{-2}$ $0,593 \cdot 10^{-2}$	1	37,16	$0,593 \cdot 10^{-2}$	1	37,16	$0,593 \cdot 10^{-2}$
C C P		1/3.	6,45	$1,709 \cdot 10^{-3}$ $0,569 \cdot 10^{-3}$	1	6,45	$0,569 \cdot 10^{-3}$	1	6,45	$0,569 \cdot 10^{-3}$
A	1 voie	0,611.	34,83.	$3,675 \cdot 10^{-3}$ $2,246 \cdot 10^{-3}$	1	34,83.	$2,246 \cdot 10^{-3}$	1,2	41,8	$2,696 \cdot 10^{-3}$
	2 voie	0,333.	38,04.	$7,351 \cdot 10^{-3}$ $2,45 \cdot 10^{-3}$	1	38,04	$2,45 \cdot 10^{-3}$	1,2	45,64	$2,94 \cdot 10^{-3}$
B _c	1 voie	0,715	32,82.	$2,02 \cdot 10^{-3}$ $1,44 \cdot 10^{-3}$	1,124	36,89.	$1,618 \cdot 10^{-3}$	1,2	44,267	$1,942 \cdot 10^{-3}$
	2 voie	0,541.	49,66	$3,577 \cdot 10^{-3}$ $1,94 \cdot 10^{-3}$	1,124	55,817	$2,18 \cdot 10^{-3}$	1,2	66,98	$2,616 \cdot 10^{-3}$
BC minimum.		0,715	20,16	$0,147 \cdot 10^{-3}$ $0,105 \cdot 10^{-3}$	1,124	22,66	$0,118 \cdot 10^{-3}$	1,2	27,19	$0,141 \cdot 10^{-3}$
B _t	1 voie	0,666	20,83.	$4,522 \cdot 10^{-3}$ $1,018 \cdot 10^{-3}$	1,124	23,41	1,138	1,2	28,09	$1,366 \cdot 10^{-3}$
	2 voies	0,472	29,53.	$3,03 \cdot 10^{-3}$ $1,43 \cdot 10^{-3}$	1,124	33,19	$1,607 \cdot 10^{-3}$	1,2	39,83	$1,928 \cdot 10^{-3}$
MC 120		0,59.	58,30	$5,74 \cdot 10^{-3}$ $3,135 \cdot 10^{-3}$	1,114	64,94	$3,492 \cdot 10^{-3}$	1,2	77,93	$4,190 \cdot 10^{-3}$
Système D.		0,402.	66,57	$1,459 \cdot 10^{-3}$ $4,661 \cdot 10^{-3}$	1	66,57	$0,867 \cdot 10^{-2}$	1.	79,88	$5,591 \cdot 10^{-3}$
retrait.		0,333.	/	$0,750 \cdot 10^{-3}$	1	/	$0,750 \cdot 10^{-3}$	1,2	/	$0,750 \cdot 10^{-3}$
brotoir.	1.	0,958	2,15	$0,138 \cdot 10^{-3}$	1	2,15	$0,138 \cdot 10^{-3}$	1,2	2,58	$0,165 \cdot 10^{-3}$
	2.	0,333.	1,5.	$0,096 \cdot 10^{-3}$	1.	1,5	$0,096 \cdot 10^{-3}$	1,2	1,8	$0,115 \cdot 10^{-3}$

2 - Calcul des efforts horizontaux :

effort dus au freinage surcharge A : $F_A = \frac{A}{20 + 0,0036 S}$

$$F_d = F_A \cdot S$$

on a 3 poutres principales reposant chacune sur 2 appuis (2×3)

$$F' = \frac{F_d}{6}$$

efforts dus au freinage surcharge Bc.

$$F_{Bc} = 30t \quad F = \frac{F_{Bc}}{6}$$

Dilatation: l'allongement est pris égal à $3/10$ mm/ml.

Pour un appui $\mu = \frac{3 \times 30}{2 \times 10} = 4,5$ mm par mètre linéaire

effort du au séisme.

Pour le séisme, la force horizontale peut cisailier l'appareil d'appui on tiendra compte d'une force horizontale qui sera prise égale à $\frac{1}{10}$ du poids propre du tablier et du complément de charge.

$$F_s = \frac{(C_P + C_{CP}) \cdot l}{10}$$

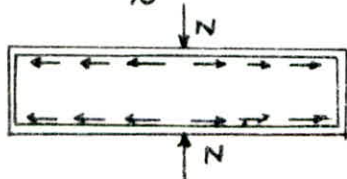
charges	surcharge A	surcharge Bc	seisme
F	1,825 t	5 t	4,36 t.

Dimensionnement :

Principe de dimensionnement des appareils d'appuis est basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de fretage. Ces contraintes proviennent surtout des efforts appliqués et des déformations imposées à l'appareil d'appui, les théories développées se basent sur l'incompressibilité de l'élastomère, les expressions permettant de calculer la valeur des contraintes sont fonction du module de cisaillement G , $G \approx 8 \text{ kg/cm}^2$.

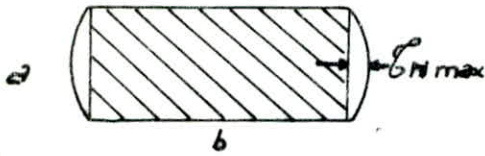
Compression: dans un effort normal, des contraintes de cisaillement τ_r apparaissent au niveau du plan de fretage, les contraintes maximales se situent sur les bouts de chaque feuillet et particulièrement au niveau des grands côtes ce qui veut dire que les premières dégradations de l'appareil d'appuis ne peuvent apparaître qu'en ces endroits.

$$\tau_N = \frac{1,5 \gamma N}{\beta}, \text{ ou } \beta = \frac{a-b}{2t(a+b)} ; \gamma = \frac{N}{a-b}$$



effort normal appliqué au milieu du grand. cote cod à $\frac{b}{2}$

Distribution des Contraintes le long du côté (a).



dimensionnement de l'appareil d'appui
 $N = R_{cp} + R_{ccp} + R_{surch} + R_{trot.}$
 $= 37,16 + 6,45 + 2,58 + 79,88 = 126,07 t.$

$$\delta_m = \frac{N}{a \cdot b} \leq 150 \Rightarrow ab \geq \frac{N}{150} = \frac{126,07 \cdot 10^3}{150} = 840,4667 \text{ cm}^2.$$

on prend $a = 30 \text{ cm}.$

$b = 60 \text{ cm}.$

$$ab = 1800 \text{ cm}^2.$$

épaisseur du frette : $t = 1 \text{ cm}.$

nombre de frette : $n = 5.$

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)} = \frac{1800}{2 \times 1 \cdot (30+60)} = 9,333.$$

$$\gamma_m = \frac{N}{ab} = \frac{126,07 \cdot 10^3}{1800} = 70,04 \text{ kg/cm}^2.$$

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} = \frac{\gamma_m}{\gamma_m} \text{ acier utilisé } E = 24.$$

$$t_s = \frac{30}{9,333} \cdot \frac{70,05}{2400} = 0,105 \text{ cm}.$$

condition de non flambement.

$$\frac{a}{10} < T < \frac{a}{5} \quad \frac{30}{10} \leq 6 \leq \frac{30}{5} \text{ condition vérifiée}$$

$$\gamma_m = \frac{N}{ab} \quad \sigma_N = \frac{1,5 \gamma_m}{\beta}.$$

charges	N (t)	γ_m kg/cm ²	σ_N (kg/cm ²)
CP	37,16	20,64	3,716
CCP	6,45	3,583	0,645
A 2 voies	45,64	25,36	4,564
Bc 2 convoies.	66,98	37,21	6,698
BT 2 tandems.	39,83	22,13	3,983
Mc 120	77,93	43,29	7,793
surcharge trottoir	2,58	1,433	0,258
système D	79,88	44,38	7,988
Bc min	27,19	15,11	2,719

Contraintes moyennes dues à CP + CCP + surcharge max + surch. trottoir

$$\gamma_m = 20,64 + 3,583 + 44,38 + 1,433 = 70,04 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_N = 3,716 + 0,645 + 7,988 + 0,258 = 12,61 \text{ kg/cm}^2.$$

contraintes de distorsion dues au freinage et au séisme.

$$t_g \delta = \frac{F}{2g \cdot a \cdot b}$$

$$\sigma_H = 2g \text{ kg } \delta \quad U = T \text{ kg } \delta.$$

$$T = n \cdot t_s = 5 \times 12 = 6 \text{ cm}; \quad G = \text{module d'élasticité transversale}.$$

$$G = 8 \text{ kg/cm}^2.$$

Forces.	$\text{tg } \gamma$	$\sigma_H \text{ kg/cm}^2$	$U \text{ cm.}$
FA: 1,095t	0,038	0,608	0,228
FBC: 5t.	0,173	2,778	1,038.
Fs: 4,36t	0,151	4,422	0,906.

Distorsion de rotation.

φ = angle de rotation de la poutre.

V = Distance de la fibre la plus sollicitée à l'axe neutre de la section mixte.

U = Distorsion $U = V \varphi$

$$\text{tg } \gamma = \frac{U}{l} \quad \sigma_H = G \text{tg } \gamma \quad H = a.b. \sigma_H.$$

la rotation de la dilatation est de $3 \cdot 10^{-3} \text{ rad.}$

N	charges	$V \text{ (cm)}$	$\tau \text{ (rad)}$	$U \text{ (cm)}$	$\text{tg } \gamma$	$\sigma_H \text{ (kg/cm}^2)$	$H \text{ kg}$
∞	CP	64,95	$0,593 \cdot 10^{-2}$	0,384	$6,40 \cdot 10^{-2}$	0,51	918,00
19	CCP	92,32	$0,569 \cdot 10^{-3}$	0,052	$8,66 \cdot 10^{-3}$	0,07	126,00
15	retrait	95,79	$0,75 \cdot 10^{-3}$	0,071	$1,17 \cdot 10^{-3}$	0,009	16,20
15	Dilatation	95,79	$3 \cdot 10^{-3}$	0,287	$4,78 \cdot 10^{-2}$	0,286	514
6	A. 2voies	114,77	$2,94 \cdot 10^{-3}$	$3,37 \cdot 10^{-1}$	$5,63 \cdot 10^{-2}$	$4,5 \cdot 10^{-1}$	810
6	Bc. 2voies	114,77	$2,617 \cdot 10^{-3}$	$3,00 \cdot 10^{-1}$	$5,01 \cdot 10^{-2}$	$4,01 \cdot 10^{-1}$	721
6	Bt. 2voies	114,77	$1,928 \cdot 10^{-3}$	$2,14 \cdot 10^{-1}$	$3,69 \cdot 10^{-2}$	$2,95 \cdot 10^{-1}$	513
6	MC 120	114,77	$4,191 \cdot 10^{-3}$	$4,91 \cdot 10^{-1}$	$8,03 \cdot 10^{-2}$	$6,427 \cdot 10^{-1}$	1155
6	systeme D	114,77	$4,661 \cdot 10^{-3}$	$5,349 \cdot 10^{-1}$	$8,93 \cdot 10^{-2}$	$7,15 \cdot 10^{-1}$	1287
6	surchage travail	114,77	$0,115 \cdot 10^{-3}$	$1,33 \cdot 10^{-2}$	$2,219 \cdot 10^{-2}$	$1,774 \cdot 10^{-2}$	31,86
6	BC Min.	114,77	$0,105 \cdot 10^{-3}$	0,012.	$2,00 \cdot 10^{-2}$	$1,610 \cdot 10^{-2}$	48,80

$$\sigma_H \text{ max} = \tau_{HCP} + \tau_{HCCP} + \tau_{Hret} + \tau_{Hdil} + \tau_{Hsurch.} + \tau_{Hrot} = 1,61 \text{ rad.}$$

rotation due aux deformations montage = $\tau_0 = 3 \cdot 10^{-3} \text{ rad.}$

$$\tau_{1T} = \tau_0 + \tau_{cp} + \tau_{ccp} + \tau_{rot} + \tau_x.$$

$$\tau_x = \tau_{MC120}; \tau_{SD}, \tau_{BT}, \tau_{BC}, \tau_A.$$

$$\tau_{2T} = \tau_0 + \tau_{cp} + \tau_{ccp} + \tau_{BCmin}.$$

Contraintes sans. τ_{1T} . (D'après document SETRA).

$$\tau_{G1} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{E} \right)^2 \frac{\tau_{1T}}{n}$$

$$\tau_{G1} = 7,14; \tau_{G2} = 6,91 \quad \tau_{G3} = 6,12; \tau_{G4} = 5,78; \tau_{G5} = 4,8; \tau_{G6} = 6,28$$

Limitation des contraintes de cisaillement. (selon SETRA) sans

Freinage:

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_r \leq 5G$$

Cisaillement . Force horizontale : rotation

$$\tau = 21,36 < 5G = 40 \text{ kg/cm}^2.$$

avec freinage:

$$\tau = 23,43 < 5G = 40 \text{ kg/cm}^2.$$

Pour la somme des contraintes de cisaillement, on doit vérifier que

$$\sigma_{H1} + 0,5 \sigma_{H2} \leq 0,7 G.$$

σ_{H1} somme des contraintes de cisaillement.

$$\sigma_{H2} = \frac{H_2}{a \cdot b} = \frac{5000}{1800} = 2,78 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{H1} + 0,5 \sigma_{H2} = 2,269 < 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Seisme plus freinage (effort max. système D)

$$\sigma_N = \sigma_{Ncp} + \sigma_{Nccp} + \sigma_{Ntrottoir} + \sigma_{ND} = 12,61 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_H = \sigma_{Hf} + \sigma_{Hsi} + \sigma_{Hdil} + \sigma_{Hretrait} = 5,495 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_C = 7,14.$$

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_H + \sigma_C = 25,25 \leq 40 \text{ kg/cm}^2.$$

On doit vérifier que $\sigma_{H1} + \sigma_{H2} \cdot 0,5 < 0,7 G$

$$\sigma_{H1} = \sigma_{Hcp} + \sigma_{Hccp} + \sigma_{Hretrait} + \sigma_{Hdil} = 0,875.$$

$$\sigma_{H2} = \frac{BC + \text{seisme}}{a \cdot b} = \frac{5000 + 43600}{60 \times 30} = 5,20 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{H1} + 0,5 \sigma_{H2} = 3,475 < 0,7 G = 5,6 \text{ kg/cm}^2.$$

selon SETRA : La limitation de la contrainte moyenne de compression σ_m est calculée comme suit : $\sigma_m \frac{N}{a \cdot b} = 70.04 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2$.

la contrainte moyenne de cisaillement est inférieure à 150, valeur fixée par les règles de la SETRA donc la surface d'impact de l'appareil d'appui est convenable (30x60)

Condition de non glissement et de non cheminement.

d'après "SETRA" il faut vérifier les 2 conditions suivantes :

$$\sigma_{\min} \frac{N}{a \cdot b} \geq 20 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{et} \quad H = f \cdot N.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{cp} + N_{ccp} + N_{bc \min}}{a \cdot b} = \frac{70.900}{1800} = 39,33 \text{ kg/cm}^2 > 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = 0,12 + \frac{0,2}{\sigma_{\min}} = 0,12 + \frac{0,2}{39,33} = 0,1251.$$

$$f \cdot N = 8857,08 \text{ kg}.$$

$$\text{au freinage } H = 5000 < 8857,08 \text{ kg}.$$

$$\text{au seisme } H_{si} = 43600 < 8857,08 \text{ kg}.$$

$$\text{au freinage + Seisme} = 9360 > 8857,08 \text{ kg à } 6\%.$$

il y a lieu de prévoir des butées parasismiques.

condition de non soulèvement

verification à faire.

$$\alpha t \leq \frac{3}{\beta} \left(\frac{t}{a}\right)^2 \frac{\gamma_{m \max}}{U} \quad \alpha t \frac{C_{iT}}{n} ; \gamma_m = 70,04.$$

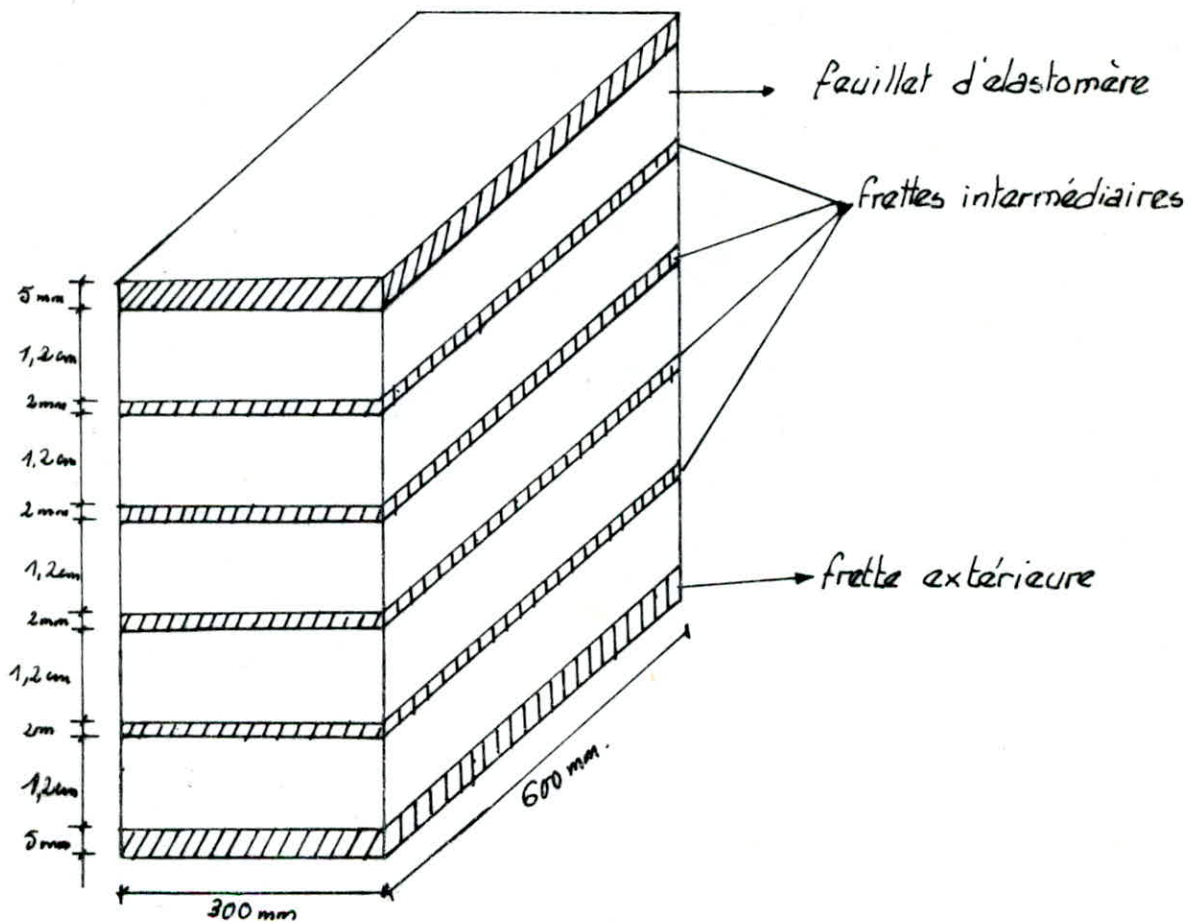
$$\begin{aligned} \alpha t_1 &= 2,95 \cdot 10^{-3} < 5,04 \cdot 10^{-3} \text{ rad} & \alpha t_2 &= 2,76 \cdot 10^{-3} < 5,00 \cdot 10^{-3} \text{ rad.} \\ \alpha t_3 &= 2,44 \cdot 10^{-3} < 4,52 \cdot 10^{-3} \text{ rad} & \alpha t_4 &= 2,31 \cdot 10^{-3} < 3,44 \cdot 10^{-3} \text{ rad.} \\ \alpha t_5 &= 1,92 \cdot 10^{-3} < 2,83 \cdot 10^{-3} \text{ rad.} & \alpha t_6 &= 2,51 \cdot 10^{-3} < 3,67 \cdot 10^{-3} \text{ rad} \end{aligned}$$

Conclusion: il n'y a pas risque de soulèvement.

Dimensionnement des frettes.

$$t_s > \frac{a}{\beta} \frac{\gamma_m}{\gamma_c} = \frac{30 \times 70,04}{8,333 \times 2400} = 1,05 \text{ mm.}$$

La SETRA preconise une epaisseur minimale de $t \gg 2 \text{ mm}$.
on prendra $T_s = 2 \text{ mm}$.



P I L E

La pile

Le pont a quatre travées reposent sur 3 piles intermédiaires de différentes hauteurs.

Ces hauteurs sont conditionnées par le profil en travers du relevé topographique et par le niveau de la chaussée finie.

Nous nous sommes intéressé particulièrement à la pile médiane qui présente une hauteur importante et qui de ce fait est la plus disposée aux risques de flambement.

Cette pile se compose de 2 fûts évidés surmonté d'un chevêtre.

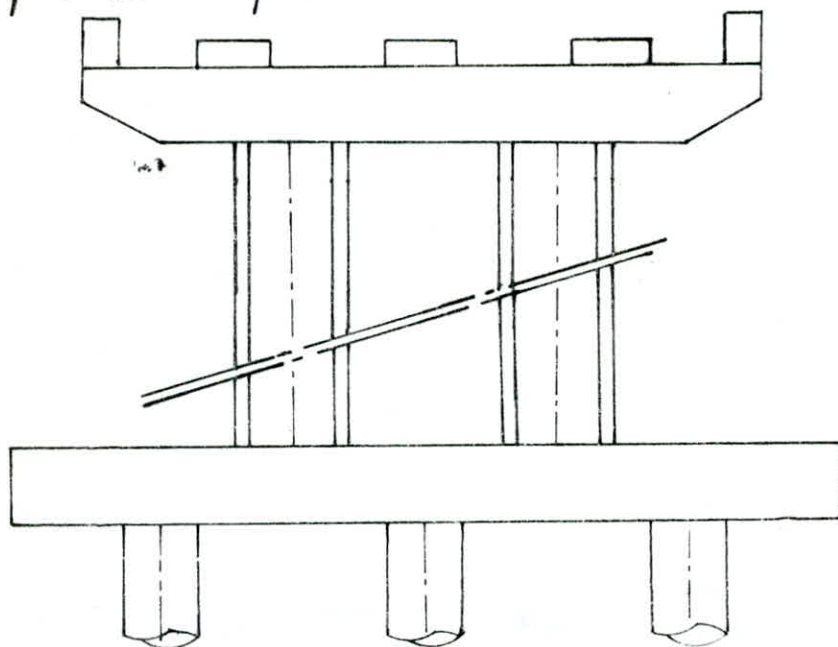
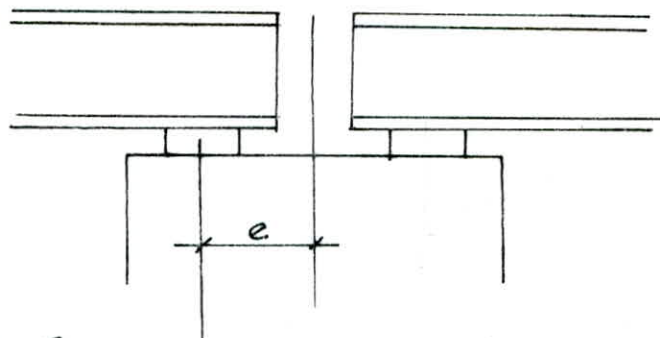


Tableau récapitulatif des charges permanentes

Elements	Dimensions	N (à sec)	Nau (PHE)
tablier	Dalle + poutre principale + entretoise	337,2 t	337,2 t
Dés d'appui	3 (0,7 x 1 x 0,25) x 2,5	1,31 t	1,31 t
chevêtre	[1,7 x 1,6 x 3] - [0,8 x 0,8 x 1,7] x 2,5	58,48 t	30,40 t
Fûts	2 x 3,14 x $\frac{(1,7^2 - (1,1)^2)}{4}$ x 19,15 x 2,5	90,94 t	47,29 t
Samelle	4 x 11 x 1 x 2,5	110 t	57,2 t
Butée parasismiq -uz	2 (1 x 0,3 x 1,70) x 2,5	2,55 t	2,55 t
Σ		600,48 t	475,95 t

efforts dus aux surcharges d'exploitation.

On envisage tous les cas possibles de changement et on calculera dans chaque cas l'effort normal (N) le moment dans le sens longitudinal du pont (Ml) qui est dû à l'excentrement de l'appareil d'appui par rapport à l'axe du chevron, cet excentrement sera traduit selon le schéma suivant



$$\text{donc } M_e = N \cdot e.$$

L'effort normal (N) provoque aussi un moment transversal $M_t = N \cdot d$ où d est la distance dans le sens transversal du pont entre l'axe du système porteur (coef de repartition poutres principales) et le point d'application de la résultante de surcharge considérée. On calculera l'effort de freinage. tous les efforts sont exprimés sous forme tabulaire.

Une travée chargée:

e : excentricité en les réactions d'appuis de l'axe du chevron
d : excentricité des résultantes des surcharges de l'axe de la chaussée.

surcharge	N (t)	H (t)	d (m)	Mt (tm)	e (m)	ne (tm)
A	voie 1	68,48	2,00	136,96	0,30	20,54
	voies 2	136,98		0	0,30	41,09
freinage		5,49			21	115,08
Bc	voie 1	55,08	2,75	151,47	0,30	16,52
	voies 2	100,98 ^{1,2}	1,75	151,47	0,30	30,29
freinage		15			21	315,00
Bc min	33,84		2,75	93,06	0,30	10,15
Bt	tandem 1	37,54	2,5	93,94	0,30	11,26
	tandem 2	75,07	1	75,07	0,30	22,52
Mc 120	118,56		1,71	202,73	0,30	35,57
systeme D	198,0		0,5	99,00	0,30	59,40
breflons	1	2,7	4,6	12,15	0,30	0,81
	2	5,4	0	0	0,30	1,62

— Bc. Bt. Mc 120. syst. D. (pondérés)

Surcharges		N (t)	H (t)	d (m)	Mt (tm)	C (m)	Mc (tm)
A	1 voie	136,96		2,00	273,93	0,30	0
	2 voies	273,93		0	0	0,30	0
Freinage			7,27			2,1	152,73
Bc	1 voie	59,04		2,75	162,36	0,30	0
	2 voies	129,89		1,5	194,92	0,30	0
Freinage			15			2,1	315
Bc Min		34,45		2,75	94,73	0,30	0
Bt	1 band	37,53		2,5	93,92	0,30	0
	2 band	75,07		1	75,07	0,30	0
MC 120		125,26		1,71	214,19	0,30	0
Systemed		127,64		0,5	60,82	0,30	0
entier	1	5,4		4,5	24,3	0,30	0
	2	10,8		0	0	0,30	0

Etude du fût.

I détermination des efforts: Les efforts s'exerçant sont donnés par le changement Bc min.

CP + Bc min + surchar trottoir + freinage + effet de courant.

$$CP = 65,66 + 31,92 + 337,2 + 1,31 = 437,23t$$

$$CP + surcharge = 437,23 + 5,4 + 33,94 = 476,47t$$

L'effort normal revenant pour chaque fût est de.

$$Nf = \frac{476,47}{2} = 238,23t$$

effet de courant.
fc = Ksv²

h = 5m. hauteur maximum de crue.

v = 5m/s vitesse au niveau supérieur.

S = surface de contact de l'eau avec le fût

$$fc = 35 \times 5 \times 1,7 \times 25 = 7,437 t$$

$$Mtc = 7,437 \times 16,71 = 123,53 tm$$

$$Mct = 123,53 + 24,3 + 5,076 + 93,178 = 246,09 tm$$

le Moment (Mt) transversal agit sur les 2 fûts comme étant un couple de force de traction et de compression.

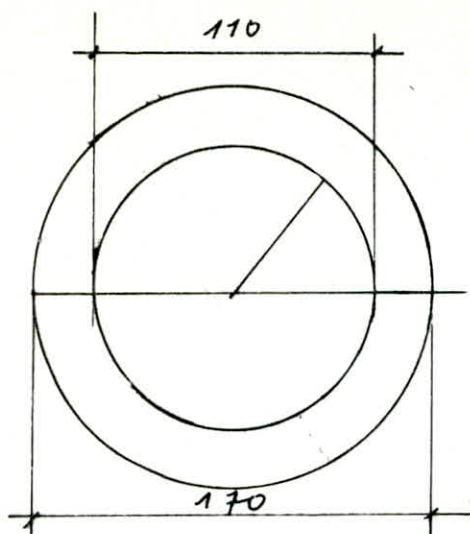
$$N: Mt = \frac{246,09}{5} = 49,21t$$

l'effort normal, s'exerçant sur le fût quand le couple de force exerce une compression sur celui-ci est.

$$N = 238,25 + 49,21 = 287,44t$$

le moment longitudinal créé par l'effort de freinage est de 320,076 tm. l'effort revenant pour chaque fût est de 160,038t

le fût est soumis à un effort normal N et un moment flechissant M => il est soumis à une flexion composée



$$i = 50,61$$

$$\lambda = 75,66$$

$50 < \lambda < 150$ cet élancement en flexion composée provoque une excentricité additionnelle.

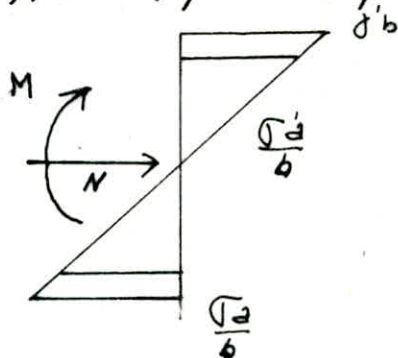
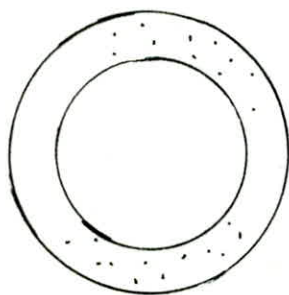
$$f_c = \frac{9i^2}{V} (1 + \eta) 10^{-3} (\lambda' - 50)^{3/2}$$

$$\lambda'^2 = \lambda^2 + \frac{33000}{1 + 0,63} \quad \frac{e}{ht} = 114,65 \Rightarrow f_c = 2,20 \text{ m}$$

excentricité total = $e + f_c = 2,75 \text{ m}$.

$l > \frac{R}{2} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée

$$M_G = N \cdot e = 2,75 \times 287,44 = 792,41.$$



II Ferrailage :

ferrailage d'après CHARRON.

$$\eta = 1,96 \quad \bar{w} = 2,45$$

$$u = 0,26 \quad \kappa = 24,6.$$

$$\Rightarrow A = \bar{w} \frac{B}{100} = 323,10 \text{ cm}^2$$

on prendra $A = 329,72 \text{ cm}^2 = 41T32$.

verification des contraintes :

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_d}{\kappa} = \frac{2670}{24,6} = 108,53 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_d = 15 \times 108,53 = 1.628,04 \text{ kg/cm}^2.$$

Armature transversale:

on mettra des cerces en HA 12. espaces de 20 cm en zone courante par contre à la base du fût au doit

$$\text{Avoir } \gamma = 4 > \frac{0,4 \phi^2 \gamma_{en l'}}{\phi^2 \sigma_{ent}} = \frac{0,4 \times (32)^2 \cdot 2670}{12^2 \cdot 2850} = 2,71.$$

On gardera le même espacement $t = 20 \text{ cm}$ on disposera les cerces en 2 couronnes.

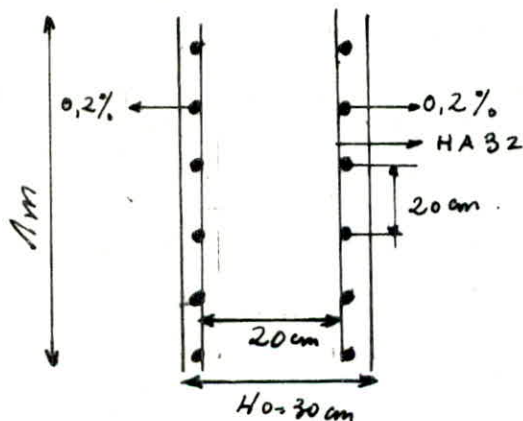
verification à la resistance sous les sollicitations du 2^{es} genre
la contrainte la plus défavorable.
CP + Bemin + freinage + si.

l'effet du seisme sous le fût se produit par une force horizontale H de direction quelconque et une force verticale \downarrow ascendante ou descendante.

Conclusion: la section d'aciers trouvé en service normal e reste valable en service exptionnel.

verification de l'effort tranchant sous la sollicitation du seisme

soit $H = 49,90 \text{ t}$.



soit la verification d'après MARIUS DIVERS.

$$S = 30 \times 100 = 3000 \text{ m}^2$$

$$A = S \times w = 3000 \times \frac{0,4}{100} = 12 \text{ m}^2$$

$$A_{ex} = A_{int} = \frac{A}{2} = 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6,78 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ HA 12.}$$

$$\sqrt{\sigma_m} = \frac{100 H}{1,65 m \cdot \sum \bar{c} \omega h_0} = \frac{100 \times 49,900}{1,6 \times 1,4 \times 0,4 \times 0,3} = 1956,66 \text{ kg/cm}^2$$

Etude du chevêtre

Le chevêtre est une poutre rigide de dimension $9 \times 1,6 \times 1,7$ qui assure l'assise des poutres principales par l'intermédiaire des appuis et transmet les différentes sollicitations vers les 2 fûts constituant la pile. Le schéma statique est une poutre encastrée aux fûts.

Les efforts agissant sur le chevêtre

Le poids propre du chevêtre $g = 6,8 \text{ t/ml}$

charge du tablier reprise par des d'appuis $p_1 = \frac{337,2}{3} = 112,4 \text{ t}$.

butee parasismique 2 butés $2,4 \text{ t}$ $P_2 = 1,2 \text{ t}$

des d'appuis $P_3 \frac{1,31}{3} = 0,43 \text{ t}$.

surcharges réparties d'après M^f COURBON.

Tableau des valeurs majorées pondérées.

les charges	surcharges A - 2 voies (t)	BC 2 convois (t)	système MC 120 (t)	système D (t)	surcharge trottoirs (t)
valeurs	45,66	73,66	77,01 t	79,86 t	1,72

la surcharge Maximum est donnée par le système D.

$$\Sigma \text{ surcharge} : S_1 = 79,86 + 1,72 = 81,58 \text{ t}$$

Pour la poutre du milieu $S_2 = 66,22 + 1,72 = 67,94 \text{ t}$.

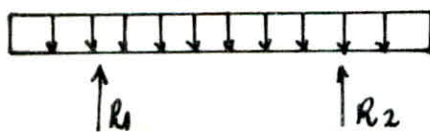
Somme des surcharges ponctuelles sur poutres de rives.

$$P_1 + P_3 + S_1 = 194,41 \text{ t}$$

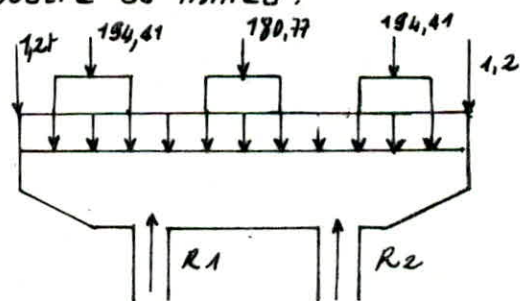
Sommes des surcharges sur poutre du milieu.

schéma statique :
calcul des réactions.

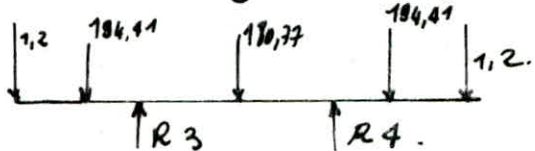
soit le système (1)



$$R_3 = R_4 = \frac{\Sigma V}{2} = 285,08 \text{ t}$$



soit le système (2).



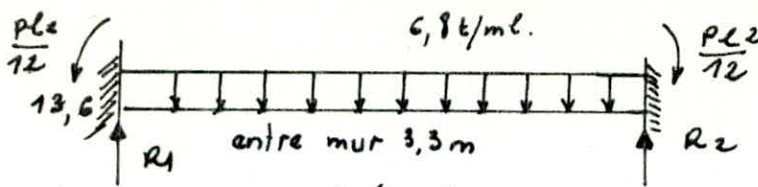
calcul des moments sous la charge répartie.

a) en console : $M = -\frac{qL^2}{2} = 13,6 \text{ tm}$.

sous les charges ponctuelles : $M = -194,41 \times 1,2 + 1,2 \times 2 = -276,24 \text{ tm}$

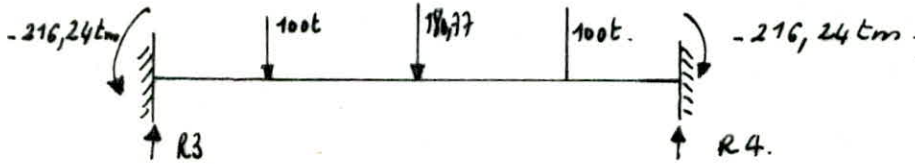
b) à mi-travée :

sous les charges réparties.



$$M_t = -13,6 - 6,8 \frac{(3,3)^2}{12} + 30,60 \times 1,65 - 6,8 \times \left(\frac{1,65}{2}\right)^2 = 21,48 \text{ t.m}$$

sous les surcharges ponctuelles.



$$M_t = 285,99 \times 1,65 - 216,24 - 180,77 \times \frac{3,3}{8} = 181,06 \text{ t.m.}$$

Moment au niveau des appuis.

$$M = -13,6 - 216,24 - 14,6 - 112,98 - 2,4 = -259,38 \text{ t.m.}$$

Moments à mi travée

$$M = 21,48 + 181,06 = +202,53 \text{ t.m.}$$

efforts tranchants:

$$\text{sous appuis: } T = 13,9 + 194,4 = 208,2 \text{ t.m.}$$

$$\text{en travée: } T = 6,8 \times 3,3 + 180,77 - 30,60 - 285,99 = -101,72 \text{ t.}$$

Vérification des contraintes:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2670}{46,98} = 56,55 \text{ kg/cm}^2 < 165 \text{ kg/m}^2$$

$$\bar{\epsilon}_b = \frac{208,20 \cdot 10^{-3}}{719/156 \times 170} = 9,03 \text{ kg/m}^2 \leq \bar{\epsilon}_b = 24,85 \text{ kg/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2670}{54,00} = 49,36 \text{ kg/m}^2 < 165 \text{ kg/m}^2.$$

$$\bar{\epsilon}_b = \frac{101,72 \cdot 10^{-3}}{719/156 \cdot 170} = 4,38 \text{ kg/m}^2 < \bar{\epsilon}_b = 24,85 \text{ kg/m}^2$$

ferrailage: Armatures Supérieures

$$M = 259,38 \text{ t.m.} \quad h = 155 \text{ cm} \quad \bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kg/cm}^2 = 170 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0,0357 \rightarrow \kappa = 46,98 \rightarrow \epsilon = 0,9152.$$

$$A = \frac{M}{\epsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{259,38 \cdot 10^5}{0,9152 \times 2670 \times 155} = 68,1842 \text{ cm}^2.$$

$$15 \text{ HA25} \rightarrow 73,62 \text{ cm}^2.$$

Armature inférieure:

$$M = 202,53 \text{ t.m.} \quad h = 155 \text{ m.} \quad \bar{\sigma}_a' = 2670 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 170 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0,0279 \rightarrow \epsilon = 0,9276 \quad \kappa = 54,09.$$

$$A = 52,75 \text{ cm}^2 \rightarrow 11 \text{ HA25} \rightarrow 53,00 \text{ cm}^2.$$

espacement:

$$\bar{\sigma}_{at} = \sqrt{f_{at} \cdot \sigma_{en}} : \quad \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/m}^2$$

$$\sqrt{f_{at}} = \max \left\{ 2,3; \left(1 - 0,3 \frac{\sqrt{\sigma_b}}{\sigma_b} \right) \right\} = 2/3$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2800$$

sur l'appui : $t = \frac{\bar{\sigma}_{at} \cdot A_{t.B}}{T}$

$$A_t = 12 \pi 10 = 9,42 \text{ m}^2$$

$$t = \frac{2800 \times 9,42 \times 7/8 \cdot 95}{208,2 \cdot 10^3} = 11 \text{ cm.}$$

au niveau de l'appui on prendra des espacements de 11 cm.

sur la travée on prendra des espacements de 20 cm.

I Resultat du rapport de sol:

au droit de la fondation le sondage effectuée a donné le profil suivant

Sol I	15m	$c_u = 0,6 \text{ bar}$ $\tau_u = 20,5$ $\gamma = 1,93 \text{ t/m}^3$	$c'_{res} = 0,32 \text{ bar}$ $\tau'_{res} = 10$
Sol II	35m	$c_u = 3,0$ $\tau_u = 0$ $\gamma_s = 1,93 \text{ t/m}^3$	

Les propriétés mécanique du sol (I) étant plus faible a long terme, donc plus défavorable sont retenues pour le calcul de la fondation.

II Dimensionnement de la fondation:

a) en premier lieu on a fait reprendre les efforts pour une fondation superficielle.

le coefficient de sécurité calculé été alors inférieur a celui prescrit par le réglement $f_s < 3$ par conséquent cette solution a été écartée on a opté pour un type de fondation profonde pour faire augmenter le coefficient de sécurité.

calcul des pieux: on se propose le groupe de pieux suivant.

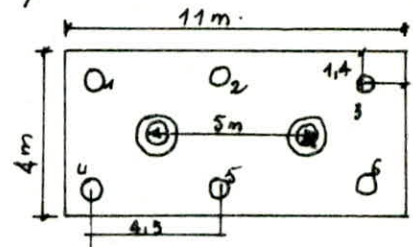
a) sollicitation a la tête de chaque pieu.

effort le plus défavorable est donc $N = CP + A_{1v} \cdot 2t$. t rott $2t - 2t_{ra} + \text{Freinage}$.

$$N = 748,24 \text{ t} \quad M_t = 273,93 \text{ tm} \quad \eta l = 152,78 \text{ tm}$$

$$I_x = 4 \Omega y^2 = 4069$$

$$I_y = 6 \Omega x^2 = 3,0144$$



d'après la S.E.T.R.A la charge Q produite sur le pieu par le couple d'efforts (Q_v , M_x , M_y) est donné par.

$$Q = \frac{Q_v}{n} \pm \left(\frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x} \right) \quad \text{et} \quad \begin{matrix} M_x \\ M_y \end{matrix} \quad \begin{matrix} x \\ y \end{matrix}$$

les efforts sur chaque pieu:

Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_6
135,03 t	150,24 t	165,48 t	84,16 t	99,37 t	119,57 t

b) recherche de la profondeur nécessaire du pieu le plus chargé:

on suppose en premier lieu que le pieu est enraciné dans le sol I on considère l'effet de pointe et l'effet de frottement.

Pour $\varphi = 10^\circ \rightarrow \alpha = 0,285$
 pour $\beta = 0,8 \text{ m}$, $\beta = 1,60 \Rightarrow Q_f = F \left(\alpha \gamma \frac{D^2}{2} + \beta c \right) \eta \eta D = 0,687 D^2 + 12,80 D$

$$OP = \frac{\pi \beta^4}{4} (0,48 \beta N \delta + \delta \beta N \eta + 12, CN)$$

$$\begin{aligned} N \delta &= 1 \\ N \eta &= 2,49 \\ N c &= 8,45 \end{aligned}$$

posons l'équation

$$\frac{QP}{3} + \frac{Qf}{2} = F_{max} \quad F_{max} = 165,48 \text{ t} \Rightarrow D = 16,5 \text{ cm}$$

$D > 15$: donc la base du pieu est ancrée dans le sol II ce qui fait réduire considérablement l'effet de pointe.

on suppose donc le pieu ancré dans les sols (I) et (II)

$$f_m = f_{m1} + f_{m2}$$

$$f_{m1} = \alpha \gamma \frac{D}{2} + \beta c \quad \text{pour } c = 0,32 \text{ bar.}$$

$$f_{m2} = \alpha \gamma \frac{D}{2} + \beta c \quad \text{pour } \begin{matrix} c = 3 \text{ bar.} \\ \varphi = 0 \end{matrix} \Rightarrow \begin{matrix} \alpha = 0 \\ \beta = 1 \end{matrix} \Rightarrow f_{m2} = c$$

$$f_m = \alpha \gamma \frac{D}{2} + \beta c + c_2$$

$$Q_f = (\alpha \gamma \frac{D}{2} + \beta c) D.M.B + c(D-15) M.B = 460,65 \text{ t}$$

$$Q_P = (\delta D N_q + 1,2 N_c C) \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{pour } \begin{matrix} c = 3 \text{ b} \\ \varphi = 0 \end{matrix} \left| \begin{matrix} N_\delta = 0 \\ N_q = 1. \\ N_c = 51 \end{matrix} \right.$$

$$Q_P = 93,695 \text{ t}$$

$$q_d = \frac{Q_f}{3} + \frac{Q_P}{2} > F_{\max}$$

le pieu a une portance de 200 t. ce qui est supérieur à F_{\max} .

verification de l'arrachement.

Dans la verification du 2^{em} genre un pieu travaille en traction => risque d'arrachement.

* principe de calcul à l'arrachement
calcul de la traction admissible.

$$\sigma_{vd} 15 \text{ m} = \sigma_h = 1,93 \times 15 = 28,95 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{vd} 16,5 = \sigma_h(15) + \sigma_h 1,5 = 28,95 + 1,5 \times 1,93 = 59,37 \text{ t/m}^2$$

effort de cisaillement

$$\tau_{15 \times 2} = \sigma_v \cdot \tan \varphi \quad (\text{dans la première couche}).$$

$$= 28,95 \text{ kg} \cdot 10^\circ = 5,104 \text{ t/m}^2$$

la traction admissible pour la 1^{er} couche)

$$T_d = \frac{\tau_{15 \times 2} \cdot P}{2} = \frac{5,104 \times 15 \times 2,51}{2} = 96,16 \text{ t.}$$

$$\text{sous securite: } T_d = \frac{96,16}{2} = 48,08 \text{ t}$$

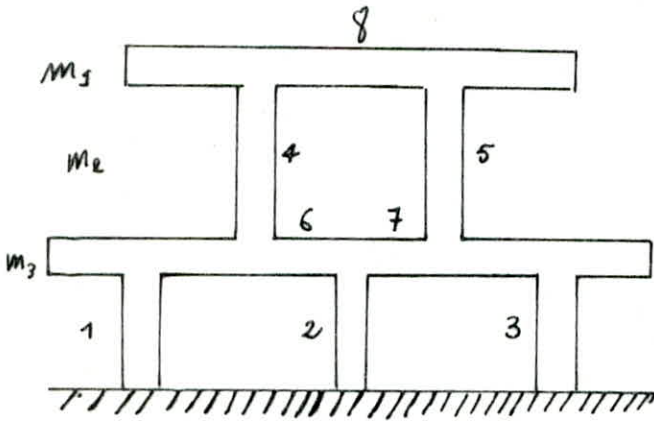
le pieu qui s'exerce à l'arrachement à une force de traction de 39,37 t < 48,08 => pas de risque d'arrachement

Ferraillage du pieu.

I calcul dynamique de la structure.

on modélise la structure portante du tablier (fut, chevêtre, semelle, fondation) comme un portique à 2 niveaux, où les poteaux du premier niveau sont les pieux, et les poteaux du second niveau sont les fûts. Pour cela nous appliquons la méthode de HOLZER (celle ci nous permet de déterminer) les différents modes de vibrations.

II Calcul des Rigidités

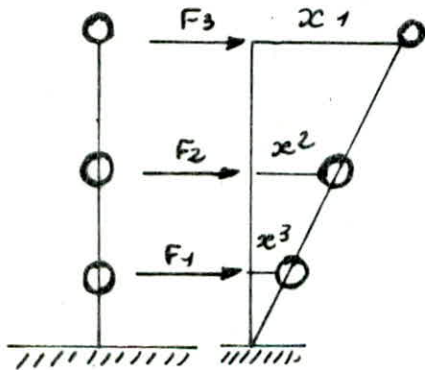


... valeur des rigidités.
 $R_1 = R_3 = 43,47 \cdot 10^3 E$
 $R_2 = 14,3 \cdot 10^3 E$

$R_4 = R_5 = 42,81 \cdot 10^3 E$
 $E_b = 21.000 \sqrt{\sigma_j} = 3,45 \cdot 10^5 \text{ kg/m}^2$

$R_3 = R_4 + R_5 = 20,54 \cdot 10^6 \text{ N/m.}$
 $R_2 = R_4 + R_5 = 29,54 \cdot 10^6 \text{ N/m.}$
 $R_1 = R_1 + R_2 + R_3 = 14,23 \cdot 10^6 \text{ N/m.}$

Les masses :
 $m_1 = 395,68 \text{ t}$
 $m_2 = 131,8 \text{ t}$
 $m_3 = 110 \text{ t}$



$x_j = 1 = x_j - \frac{\omega^2}{R_j} \sum_k^h m_k x_k$

$x_1 = x_2 - \frac{L v^2}{R_2} = \sum_k^h m_k x_k$

La condition à la base peut être formulée comme suit :

$\frac{\omega^2}{R_1} \sum_k^h m_k x_k = x_2 - \frac{\omega^2}{R_2} \sum_k^h m_k x_k$

après plusieurs itérations

$\omega^2 = 20$ nous donne des vibrations de 1^{er} mode.

K	Mk kg	$m_k \omega^2$	X K	$m_k \omega^2 x_k$	$R_k \cdot 10^6$	$\frac{\sum m_k \cdot x_k}{R_k}$
3	395680	$7,9136 \cdot 10^6$	1	$7,9136 \cdot 10^6$	29,54	0,26784
2	131900	$2,636 \cdot 10^6$	0,782	$1,06251 \cdot 10^6$	29,54	0,333
1	110000	$2,2 \cdot 10^6$	0,39913	$0,779 \cdot 10^6$	14,23	0,3947
$\uparrow \hspace{10em} \uparrow$ $0,39913 \approx 0,3947$						

$\omega^2 = 20 \Rightarrow T = \frac{2\pi}{\omega} = 1,4 \text{ seconde.}$

$X_i^I = \begin{cases} x_3^1 = 1 \\ x_2^1 = 0,782 \\ x_1^1 = 0,4 \end{cases}$

$$\eta = \frac{\left(\sum_{k=1}^3 m_k x_k^{(1)} \right)^2}{\sum_{k=1}^3 m_k x_k^{(1)2}} = 0,932 > 0,8$$

le premier est acceptable.

$$V = ABDQ = 0,12 \times 0,88 \times 1,3 \times 0,66 = 0,09152.$$

$$F_k = m_k \ddot{u}_k = m_k \gamma_i S_a (B T_i) \phi a' k.$$

$$F_1 = 4,46 \text{ t} \quad F_2 = 9,782 \text{ t} \quad F_3 = 40,123 \text{ t}.$$

$$\text{Le moment } M = F_3 \times l_3 + F_2 \times h_2.$$

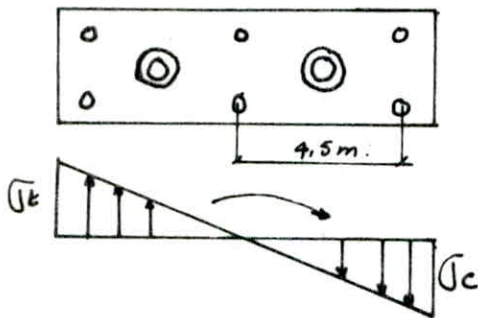
$$= 40,123 \times 20 + 9,783 \times 10 = 900,29 \text{ tm}.$$

l'effort tranchant en tête des pieux.

$$T = F_1 + F_2 + F_3 = 54,367 \text{ t}$$

Les efforts agissant sur chaque pieu.

Le moment sismique se décompose en effort normal.



$$\sigma_1 = \frac{M V}{I} ; I = 2251 \text{ di}^2$$

$$I = 20,34 \text{ m}^4$$

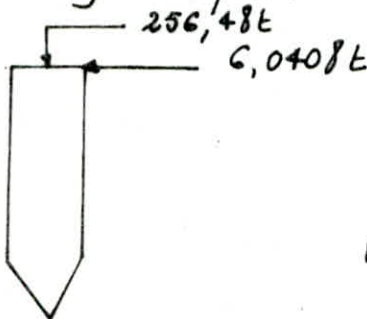
$$\sigma_1 = 199,09 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow P \sigma_1 A = 199,09 \cdot 5 = 100,02 \text{ t}.$$

sous la sollicitation du 2^{ème} genre.
l'effort agissant est de $G + 1,2P + S = 265,50 \text{ t}$
l'effort horizontal agissant sur un pieu.

$$h_1 = \frac{H}{6} = \frac{54,367}{6} = 6,0408 \text{ t}.$$

II ferrailage du pieu.



le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du quatrième ordre.

$$EI - \frac{d^4 y}{dz^4} + cby = 0$$

$$b = \text{diamètre du pieu } b = 0,8 \quad b' = 1,5b = 1,2 \text{ m}.$$

$$I = \text{inertie de la section } I = \frac{(0,8)^4 \pi}{64} = 20 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$E = \text{Module d'élasticité du matériaux. } 1,15 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2.$$

Le moment de flexion à la cote z du à un effort horizontal T_0 est donné par la formule (d'après MARCEL FORNI)

$$M_z = T_0 \times A$$

α étant la longueur élastique $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Cb'}}$

$$A = l \frac{z}{\alpha} \sin \frac{z}{\alpha}$$

C = Coefficient de réaction du sol.

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4 \times 1,15 \cdot 10^6 \cdot 20 \cdot 10^{-3}}{4500 \times 1,2}} = 2,0316$$

0 m	0
1 m	A = 0,0053
2 m	A = 0,0064
3 m	A = 0,0053
4 m	A = 0,0048
5 m	A = 0,0037
6 m	A = 0,0027

$$\begin{aligned} M_{\max} &= T_0 \alpha A_{\max} \\ A_{\max} &= 0,0064 \\ \Rightarrow M_{\max} &= 6,0408 \times 2,0316 \times 0,0064 \\ &= 0,0785 \text{ tm.} \end{aligned}$$

Ferraillage d'après P. CHARRON.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,078 \cdot 10^5}{265,48 \cdot 10^3} = 0,0296 \text{ m} < \frac{R}{4} \Rightarrow \text{La section est}$$

entièrement comprimée

$$\beta = \frac{4 \cdot e}{R} = \frac{4 \times 0,029}{40} = 0,003$$

$$\alpha = \frac{35}{40} = \frac{\alpha}{R} = 0,875 \quad B = 5024 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{\sigma_b \cdot B}{N} = \frac{165 \cdot 5024}{265480} = 3,1225$$

$$C = 0,045 \cdot (0,875)^2 \cdot 3,1225 = 0,1076$$

$$E = f - 1 - \beta = 3,1225 - 1 - 0,003 = 2,1195$$

$$D = 0,15 [f \cdot B + 20 (f - 1)]$$

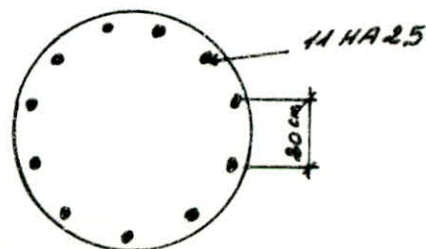
$$= 0,15 [3,1225 \cdot 5024 + 20 (3,1225 - 1)] = 0,955$$

$$\bar{w} = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4EE}}{2C} < 0 \Rightarrow \text{on doit mettre une section d'armature}$$

$$\text{minimum on mettra } 1\% \text{ cad. } A = \frac{1 \cdot 5024}{100} = 50,24 \text{ cm}^2$$

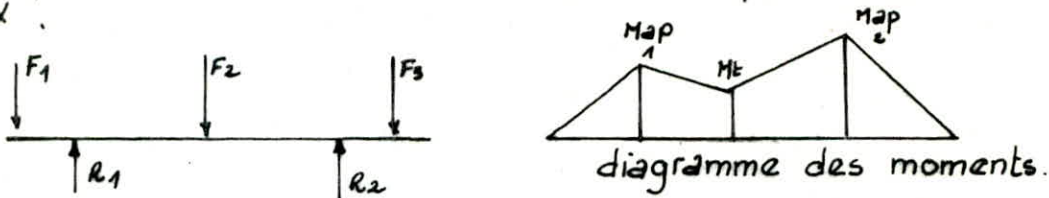
$$\Rightarrow 54,01 \text{ cm}^2 \rightarrow 11 \text{ HA } 25$$

Pour les armatures transversale on mettra des cerces de HA 10. espacés de 20 cm.



I nappe longitudinale.

On adopte la methode RDM. On supposera que la semelle est appuyée sur les 2 fûts est soumise aux réaction des pieux F_1, F_2, F_3 étant les pieux.



La verification a la resistance de la semelle sous la sollicitation du 2^{eme} genre.

La combinaison des efforts a prendre est la même que la sollicitation du 1^{er} genre plus le seisme au (PBE).

$$V = 2.5 (CP + 0,5 PV) = 2 \times 0,1 (600,48 + 0,3 (5,4 + 136,96)) = 134,33 t.$$

$$N_{sup} = 600,48 + 5,4 + 136,96 + 134,33 = 877,17 t.$$

$$Mt(x) = 921,52 + 24,3 + 273 = 1219,75 tm.$$

$$nl(y) = 152,73 tm.$$

les efforts sur chaque pieu sont.

$$Q_1 = 61,97 t$$

$$Q_3 = 331,76 t$$

$$Q_5 = 95,52 t$$

$$Q_2 = 196,86 t$$

$$Q_4 = -39,37 t$$

$$Q_6 = 230,41 t.$$

sous la sollicitation du 2^{eme} genre.

$$F_1 = 61,97 t$$

$$F_2 = 292,38 t$$

$$F_3 = 562,17 t.$$

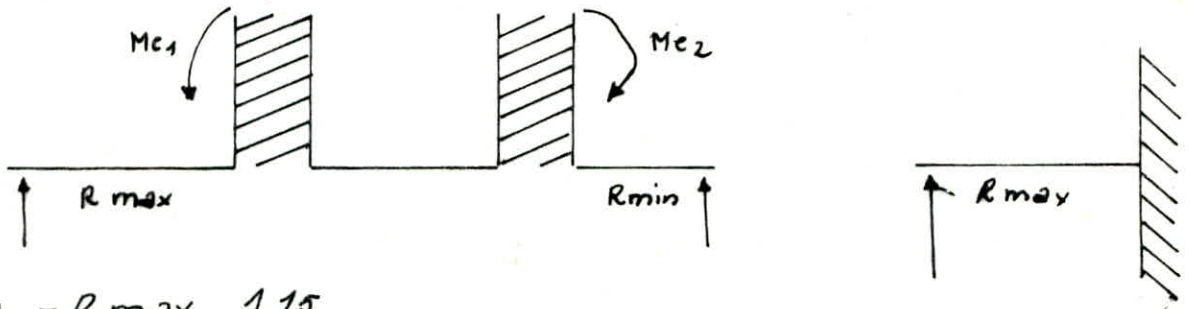
ferrailage et verification de la semelle dans le sens longitudinal.
 $ht = 1,40 m$ $l = 4 m$ $L = 11 m.$

	Les forces	les reactions	Moments	μ	K	ϵ	$A (cm^2)$	σ'_{b}	$\sigma_a (kg/cm^2)$
1 ^{er} genre	F_1 219,19 t	$R_1 = 319,65 t$	$M_1^{AP} = 438,38 tm$						
	F_2 249,61 t		$M_t = 438,38 tm$	0,0144	78,63	0,9466	54,91 \rightarrow 58,8 12 HA 25	46,62	2670
	F_3 290,05 t	$R_2 = 429,19 t$	$M_2^{AP} = 560,1 tm$	0,0432	41,92	0,9420	170,38 \rightarrow 171,50 35 HA 25	63,84	2670.

	Les forces	Les reactions	Moments	w	K	ϵ	$A \text{ cm}^2$	$\bar{\sigma}_b \text{ kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}_a \text{ kg/cm}^2$
2 ^{ème} genre	$F_1 = 61,97 \text{ t}$	$R_1 = 8,08 \text{ t}$	$M_1^{AP} = 123,94 \text{ tm}$						
	$F_2 = 292,38 \text{ t}$		$M_2 = 279,94 \text{ tm}$	0,1089	75,91	0,9450	12 HA 25 58,9 cm^2	48,95	3716,23
	$F_3 = 562,17 \text{ t}$	$R_2 = 908,2 \text{ t}$	$M_2^{AP} = 1124,34$	0,4764	34,89	0,8956	32 HA 32 257,28	109,89	3614,46

Pour la zone d'appui (1) on disposera les mêmes acier que l'appui (2) avec un espacement de 13 cm sur les lignes des pieux.

II nappe transversale: les pieux travaillent tous en même temps, pour avoir le moment maximum a mi-travée transversalement il faudrait envisager le cas ou la réaction sur le pieu est maximum en tenant compte du cas ou il y a risque de renversement.



$$M_{c1} = R_{\max} \cdot 1,15.$$

la force de traction dans les aciers est. $N_a = \frac{M}{3}$

la section d'acier : $A = \frac{N_a}{\bar{\sigma}_{\text{ten}}}$

la sollicitation du 2^{ème} genre nous donne.

2 ^{ème} genre	$R \text{ (t)}$	$M_{c1} \text{ (tm)}$	$N_a \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$A \text{ cm}^2$	$\bar{\sigma}_a \text{ kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}_b \text{ kg/cm}^2$
	331,76	391,52	322979,8	80,74 cm^2	4000	78,25

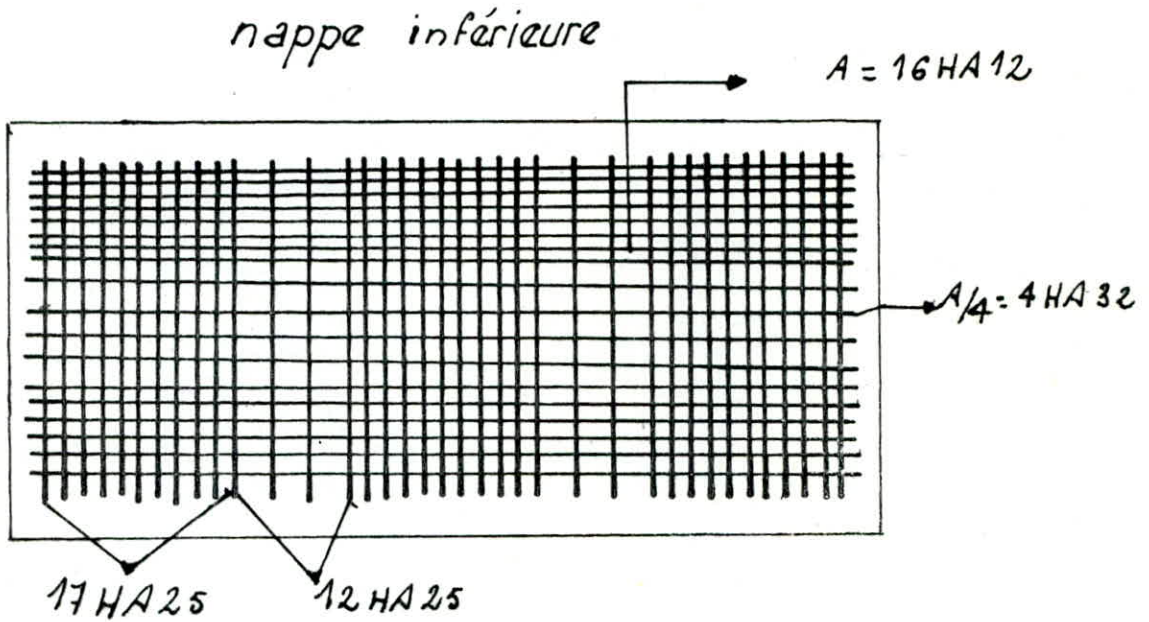
on disposera la section d'acier sur chaque file.
de 2 pieux dans le sens transversal sur une largeur
de $(\emptyset + h)$

$$\emptyset + h = 80 + 135 = 215 \text{ cm.}$$

On prendra : $83,47 \text{ cm}^2 \rightarrow 17 \text{ HA } 25$.

l'espacement est de 13 cm.

on prendra 12 HA 25 entre 2 files de 2 pieux avec un espace-
ment de 25 cm.



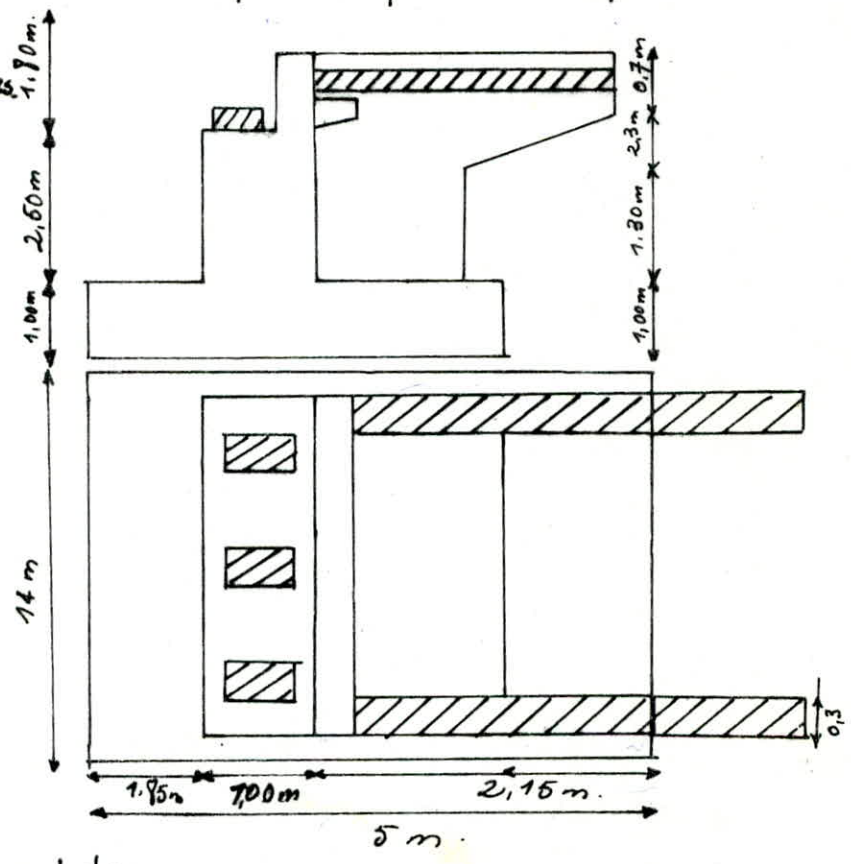
pour la nappe supérieure on mettra des armatures de
Construction.

C'ULEE

La culée

- Les culées sont plantées dans le talus par des semelles superficielles, elles sont composées :
 - d'un mur frontal dont le rôle est de soutenir le tablier et de retenir les poussées des terres.
 - d'un mur garde grève qui fait écran entre le tablier et le remblai.
 - de murs en retour pour reprendre la poussée du remblai.

- * charges verticales.
 - poids propre de la culée.
 - poids du remblai
 - surcharge.



- * charges horizontales.
 - poussée des terres.

a) Coef. de poussée.
 Selon Rankine $N = \frac{1}{3}$ condition normale.
 Selon Coulomb $N = \frac{1}{3} N_3$ condition sismique.

Formule tenant compte de l'effet sismique.

$$N_3 = \frac{\cos^2(\Phi + \alpha - \Theta)}{\cos^2 \alpha \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \text{ surch}(\Phi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cos(\alpha + \beta)}} \right)} \times \frac{k \cos(\delta' - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \Theta)}$$

avec $k = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 + I \varepsilon_V)^2}$; $\Theta = \arctg \frac{\varepsilon_H}{1 + I \varepsilon_V}$

$\varepsilon_H = 10\%$; $\varepsilon_V = 7\%$; Φ l'angle de frottement interne

$\Phi = 30^\circ$; $\alpha = \beta = \delta = 0$; $\delta_R = 1,8 \text{ t/m}^3$ (remblai).
 On trouve $N_3 = 0,35$.

Tableaux regroupant tous les efforts:

Designation	calcul	charge verticale N (t)	y (m)	M _x (tm)	x (cm)	M _y (tm)
semelles	70 x 1 x 2,5	175	0	0	0	0
Mur de front	9,0 x 1,00 x 2,5 x 2,5	56,25	-0,75	-8,437	0	0
corbeau	$\frac{1}{2} (0,5+1) \times 0,6 \times 8,4 \times 2,5$	18,9	0,616	11,642	0	0
Mur de Garde Grève	$\frac{1}{2} (0,3 \times 1,8 \times 9,0 \times 2,5)$	12,15	0,2	2,43	0	0
Dalle de transition	$\frac{1}{2} (0,2 \times 4,4 \times 8,4 \times 2,5)$	9,24	0,66	12,196	0	0
Mur en retour	2(1,85 x 0,3 x 4,3 x 2,5)	11,032	1,275	15,21	± 6,65	0
Poreille du mur en retour	$2 \frac{(0,7+3) \times 2,55 \times 4 \times 2,5}{2}$	7,06	2,285	-16,168	± 6,65	0
Tablier.	120,83.	120,83	-0,25	-32,707	0	0
remblai sur dalle de transit	$\frac{1}{2} (0,5 \times 4,4 \times 8,4 \times 1,8)$	16,63	0,66	10,975	0	0
terre sur semelle avant	1 x 1,85 x 1,8 x 14	46	-1,575	-72,45	0	0
terre sur semelle arrière	2,15 x 3,6 x 1,8 x 8,4	117,028	1,225	143,44	0	0
Poids de terre sur les 2 côtés de la semelles	2(0,5 x 1,80 x 4,3 x 5)	19,35	+1,25	0	± 6,75	0
charge permanente TOTAL		620,386		+98,46		

Poussée des terres. (charge horizontale)

Designation	calcul	charge horiz H (t)	z (m)	M _x (tm)	M _y (tm)
poussée des terres sur le mur de front	$\frac{1}{2} (28,048 \cdot 5,3)$	74,32	1,76	131,28	0
poussée des terres sur le mur en retour	$\frac{1}{2} (9,35 \times 1,8 \times 5,3 \times 4)$	7,345	1,76	0	12,976

Surcharge :

Désignation	Calcul	charge horiz. H (t)	verticale N (t)	y (m)	M(x)	x (m)	M(y)	z (m)
poussée sur mur de front.	$3,528 \times 5,3$	18,698			49,55			2,65
poussée sur mur en retour	$0,35 \times 1 \times 1,2 \times 5,3 \times 4$	9,794					25,95	2,65
Freinage Bc	± 15	± 15			$\pm 79,5$			5,3
Freinage A	$\pm 5,426$	$\pm 5,426$			$\pm 28,75$			5,3
surcharge de remblai			21,66	1,422	30,81			
surcharge de trottoir sur tablier	$2 \times 1 \times \frac{30}{2} \times 0,15 \times 1,2$		5,4	-0,25	-1,35			
surcharge de trottoir sur culée	$2 \times 1 \times 4,4 \times 0,15 \times 1,2$		1,584	-0,25	-0,398			
surcharge A 2 voies	$114,15 \times 1,2$		136,98	0,25	-34,24			
surcharge Bc 2 voies	$109,98 \times 1,2$		121,176	0,25	-30,298			
MC 120	$98,90 \times 1,2$		118,56	0,25	-29,64			
systeme D.	$165,56 \times 1,2$		198,66	0,25	-49,66			
Bc Min.	33,84		33,84	0,25	-8,46			

Vérification des contraintes sur la sollicitation du 1^{er} genre G + 1,2 P.

Combinaison qui donne le cas le plus défavorable est :
culée en service + Bc (2 voies) + surcharge trot + surch. remblai + Freinage
résultat obtenu :

S (m ²)	N (t)	M _x	M _y	W _x	W _y	σ_{max} t/m ²
70	753,61	-144,44	38,92	58,33	163,33	13,47

$$\sigma_i = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}$$

$\sigma_{max} = 1,347 \text{ kg/cm}^2$
contraintes admissible de sol.
Caractéristique de sol.

$$\delta = \delta_d (1+w) = 1,03 \text{ t/m}^3$$

$$i_{res} = 10^\circ \Rightarrow N_d = 1,0$$

$$N_q = 2,49$$

$$N_c = 7,45$$

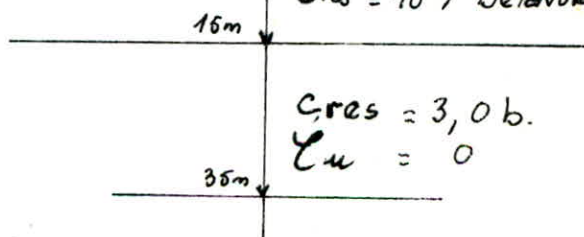
contrainte admissible de sol est :

$$q_x = \bar{\sigma}_s = \delta D + f \delta N_d + \delta D (N_q - 1) + 1,3 \cdot C N_q$$

$$q_x = \bar{\sigma}_s = 18,68 \text{ t/cm}^2 = 1,87 \text{ b.}$$

donc on a : $\sigma_{max} = 1,347 < \bar{\sigma}_s = 1,87 \text{ kg/cm}^2$ vérifié.

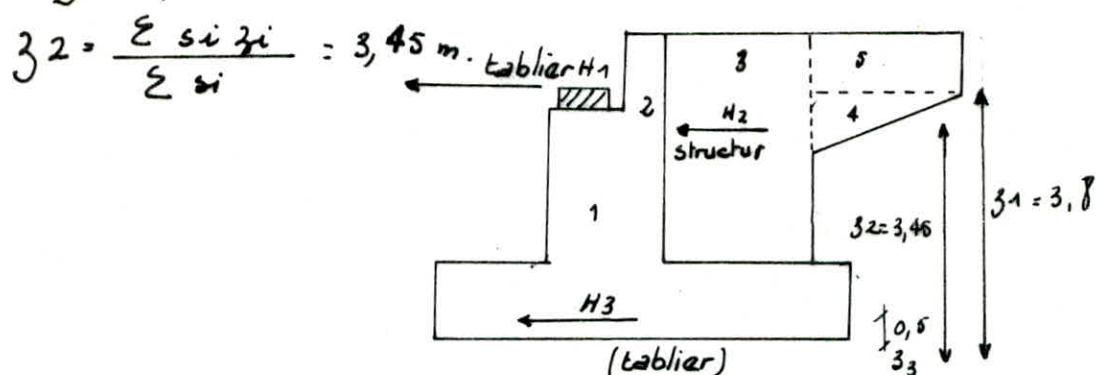
$C' = 0,6 \text{ bar.}$ along tam
 $E' = 20,5$ cas de
 $C_{res} = 0,32 \text{ b.}$ plus
 $E_{res} = 10$ Défavorable



Verification au seisme G+P+SI.

Efforts dus au seisme.

Composante horizontale : pour un élément donné de la construction cette force est appliquée au centre de gravité de l'élément et ayant une direction quelconque. égale à : $5G_v$ avec $s = 0,1 = 10\%$ charge permanente.



$$H_1 = 5G_v = 0,1 \times 130,83 = 13,083 \text{ t (tablier)}$$

$$H_2 = 5G_v = 0,1 (56,25 + 12,15 + 11,932 + 7,076) = 8,74 \text{ t (structure)}$$

$$H_3 = 5G_v = 0,1 \times 175 = 17,5 \text{ t (Fondation)}$$

$$\sum H_i = H = H_1 + H_2 + H_3 = 39,32 \text{ t}$$

Ces forces provoquent les moments suivants :

$$M_1 = H_1 z_1 = 49,71 \text{ tm}$$

$$M_2 = H_2 z_2 = 30,153 \text{ tm}$$

$$M_3 = H_3 z_3 = 8,75 \text{ tm}$$

$$M_T = \sum M_i = 88,61 \text{ tm (moment dû à la force sismique horizontale)}$$

poussée des terres : calcul du supplément dû au seisme

$$H(SI)_x = 0,1 \times 17,135 = 1,7135 \text{ t}$$

$$H(SI)_y = 0,1 \times 93,018 = 9,3018 \text{ t}$$

$$M_x = 180,83 \times 0,1 = 18,083 \text{ t}$$

$$M_y = 0$$

Composante verticale

$$Y = \pm 2s(G_v + 0,5P_v) = \pm 2sG_v \pm sP_v = \pm (0,2G_v + 0,1P_v)$$

charge permanente.

$$G_v = 620,386 \text{ t}$$

$$\pm 0,2G_v = \pm 0,2 \times 620,386 = \pm 124,077 \text{ t}$$

$$\pm 0,2M_x = \pm 0,2 \times 98,46 = \pm 19,69 \text{ tm}$$

Surcharge :

$$\text{surcharge de remblai : } N = 21,66 \Rightarrow sP_v = 0,1 \times 21,66 = 2,166 \text{ t}$$

$$M_x = 30,81 \text{ tm} \Rightarrow sM_x = 0,1 \times 30,81 = 3,081 \text{ tm}$$

Surcharge de trottoir sur tablier.

$$N = 5,4 \text{ t} \Rightarrow sR = 0,1 \times 5,4 = 0,54 \text{ t}$$

$$M_x = -1,35 \text{ tm} \Rightarrow sM_x = 0,1 \times 1,35 = 0,135 \text{ tm}$$

Surcharge de trottoir sur culée.

$$N = 1,584 \text{ t} \Rightarrow sR = 0,1 \times 1,584 = 0,1584 \text{ t}$$

$$M_x = -0,398 \text{ tm} \Rightarrow 0,1 \times 0,398 \text{ tm}$$

surcharge Bc:

$$SP_v = 12,1176 \text{ t}$$

$$SM_x = -3,0294 \text{ tm}$$

freinage : Bc : $0,1 M_x = \pm 7,95 \text{ tm}$
 A : $0,1 M_x = 2,875 \text{ tm}$

Combinaison de charge sous la sollicitation du 2^{ème} genre.
 pile culée en service + Bc2v + freinage + $SI_4^u + SI_v$ + remblai + trottoir.
 $N = 938,914 \text{ t}$ $M_x = -105,41$
 $\Rightarrow \sigma_{\max} = 10,2 / \text{m}^2 = 1,52 \text{ b}$
 donc on a $\sigma_{\max} < 1,33 \text{ b}$ vérifiée.

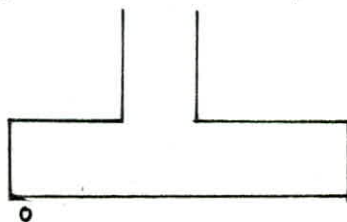
verification.

1. stabilité au renversement.

on doit vérifier que $\frac{M_s}{M_R} \geq 1,5$, M_s : Moment stabilisant.
 M_R : Moment renversant.

a) moment stabilisant.

on fait la somme des moments par rapport au point o.



Resultat sous forme de Tableau.

charge permanente.

	Fondation	Mur de front	corbeau	mur Garde Grève	dalle de transition	Tablier	remblai sur dalle de transition	terre sur semelle arriere	terre sur semelle avant.
$V(\text{t})$	175	56,25	18,9	12,15	9,24	130,83	16,63	117,02	46
$X(\text{m})$	2,5	2,35	3,116	2,7	3,15	2,25	3,16	3,920	0,925
$M_s(\text{tm})$	437,5	132,18	58,89	32,805	28,106	294,86	52,55	459,96	42,55

surcharge.

	surcharge de trottoir		surcharg de remblai		surcharge du trafic routier. Systeme D
	sur tablier	sur culée			
$V(\text{tm})$	5,4	1,594	6,048	15,62	198,66
X	2,25	2,25	3,145	4,225	2,25
$M(s)\text{tm}$	12,25	3,56	18,99	65,99	446,95

$\Sigma M_s = 2065,69 \text{ tm}$ (cas le plus defavorable)

$\Sigma M_s \text{ Min} = 1518,075$ (pile culée en service).

b) moment renversant

	poussée des terres	freinage Bc	Freinage A	seisme	
				CP	CCP.
$H(\text{t})$	74,32	18,698	15	39,32	9,30
M_R	181,28	48,55	79,5	88,61	18,083

$$\Sigma MR = 395,773 \text{ tm}$$

stabilité au renversement: $\frac{Ms}{MR} = \frac{2065,99}{395,773} = 5,21 > 1,5$ vérifiée.

b) stabilité au glissement: on doit vérifier que $\frac{\Sigma V}{H} \mu \geq 1,5$.

$$\Sigma V = 902,52 \text{ t}$$

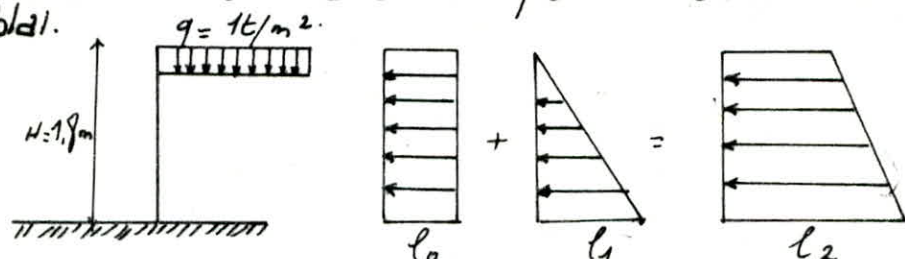
$$\Sigma H = 162,064 \text{ t} \Rightarrow \frac{\Sigma V}{H} = 2,857 > 1,5 \text{ vérifiée.}$$

$$\mu = \text{tg } \Phi = \text{tg } 20 = 0,577 \text{ (l'angle de frottement interne).}$$

- Effort sur le mur garde Grève -

Le mur garde Grève est supposée encastrer à sa partie inférieure au mur frontal.

Les sollicitations sont dues au poussée des terres et au surcharge sur remblai.



surcharge sur remblai étant égal à $q = 1 \text{ t/m}^2$

$$l_0 = N_s q = 0,35 \times 1 \times 1,2 = 0,42 \text{ t/m}^2; \quad l_1 = \sqrt{\gamma H} = 0,4 \times 1,8 \times 1,8 = 1,296 \text{ t/m}^2$$

$$\text{poussée totale au niveau de l'encastrement: } l = l_0 + l_1 = 1,696 \text{ t/m}^2$$

$$\text{cette poussée crée un moment } M \text{ et un effort horizontal } Q,$$

$$M_1 = N_s q \frac{H^2}{2} = 0,648 \text{ tm/ml}; \quad M_2 = N_s \gamma \frac{H^2}{2} = 1,83 \text{ tm/ml.}$$

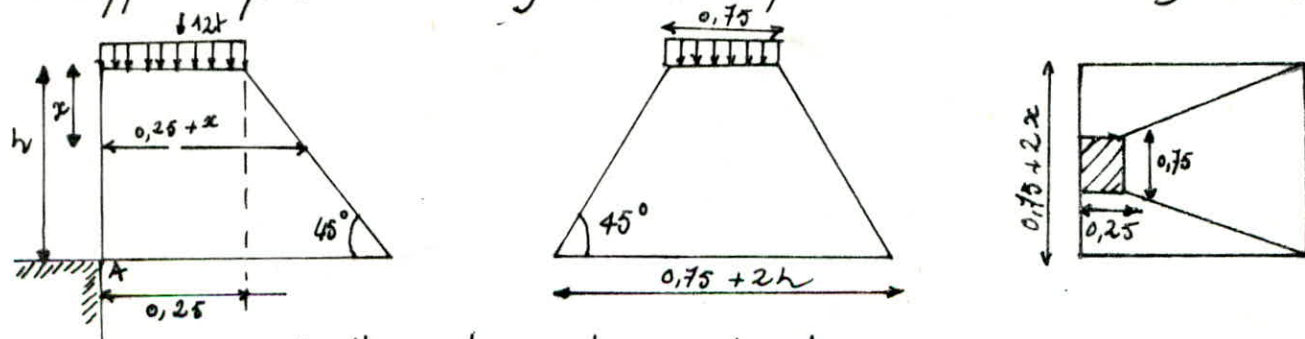
$$M = M_1 + M_2 = 2,478 \text{ tm/ml.}$$

$$Q_1 = N_s q H = 0,72 \text{ t/ml}; \quad Q_2 = \frac{1}{2} \sqrt{\gamma H^2}.$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = 1,8864 \text{ t/ml.}$$

Poussée d'une charge locale située derrière le mur de garde grève l'effet le plus défavorable est produit par 2 roues arrières de 6t de deux camions accolés:

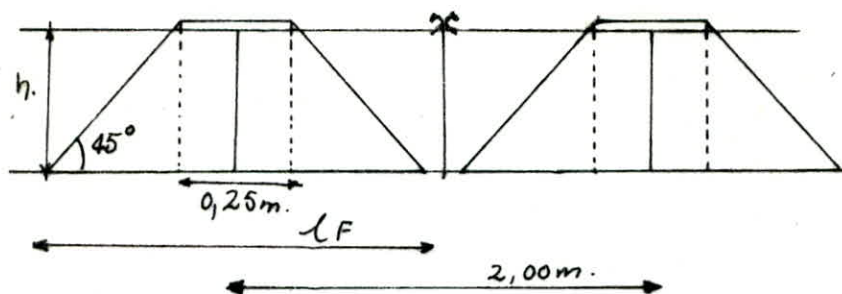
on suppose qu'on une charge de 12t repartis sur un rectangle de $0,25 \times 0,75$



Le moment d'encastrement en A est.

$$M = \frac{12 \times 0,75}{0,75 + 2h} (h + 0,25) [\log(0,25 + h) - \log 0,25 - h] = 2,74 \text{ tm/ml.}$$

Force de freinage d'un essieu.



on considère un essieu au contact du garde grève et l'on néglige l'effet de l'autre essieu situé à 15m en arrière.

La répartition est faite sur une bande de : $L = 0,25 + 2h = 3,85$ m.

le poids d'une roue est : 6t donc $M = \frac{6h \times 1,2}{0,25 + 2h} = 3,36$ t/m.

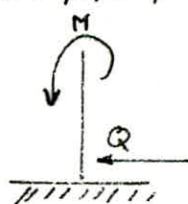
le moment total est : $M = \sum M_i = 8,57$ t/m.

et l'effort horizontale (effort tranchant) est $T = Q = \sum Q_i = 1,996$ t/m.

Ferraillage : (à l'aide des abaques de P. Charon)

a) ferraillage verticale arrière (côté du remblai)

$$h = 30 = 3 = 27 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}.$$



$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = 0,0629 \Rightarrow \varepsilon = 0,1963.$$

$$\kappa = 33,2 \quad \bar{\omega} =$$

$$\alpha = 0,3219.$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \varepsilon h} = 12,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on prend } 7\text{HA}16 = 14,07 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma = \frac{\sigma_a}{\kappa} = \frac{2800}{33,2} = 84,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

contrainte de fissuration $\sigma_{\max} = \sigma_1 = 1903,2 \text{ kg/cm}^2$

donc on prend $\sigma_a = \sigma_1 = 1903,2 \text{ kg/cm}^2$.

$$\mu = 0,0977 \rightarrow \varepsilon = 0,8753, \kappa = 25,1.$$

section d'acier recalculée $A = 20,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$. soit 7HA20 = 21,99 cm²/ml

$$\sigma_b' = \frac{1903,2}{25,1} = 71,84 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'.$$

Ferraillage vertical avant (côté opposé au remblai).

le moment d'encastrement des gardes grèves est estimé à

$M_{\min} = 3,2$ t/m quelque soit la hauteur du garde grève

$$\mu = \frac{15 \times 3,2 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 27^2} = 0,023 \rightarrow \varepsilon = 0,9338, \kappa = 60,5.$$

$$A = \frac{3,2 \times 10^5}{2800 \times 0,9338 \times 27} = 4,53 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{HA}14 = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

calcul de la dalle de transition

- elle évite tout tassement de la chaussée, entraîné par le tassement du remblai.

- Dimension de la dalle:
- largeur: 4,40 m.
 - longueur: 8,40 m.
 - épaisseur: 0,2 m

longueur élastique: $l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$ (A. FUENTE: calcul pratique des ossatures)

$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 20^3}{12} = 66666,66 \text{ cm}^4$

E: module d'élasticité $\approx 200000 \text{ daN/cm}^2$ b longueur de l'élément = 1m
 K: coefficient de raideur du sol = 2 daN/cm² (remblai)
 soit $l_e = 127,78 \text{ cm}$.

on compare l à $\frac{\pi}{2} l_e$.

si $l \leq \frac{\pi}{2} l_e$ le calcul peut être fait en supposant une repartition linéaire des contraintes.
 - si $l \gg \frac{\pi}{2} l_e$ il y a lieu de faire des calculs relatifs à la poutre du sol élastique.

* La pression en un point est égal à: $p = ky$.
 $l = 4,4 \text{ m} > \frac{\pi}{2} l_e = 2,0106$.

calcul des sollicitations.

- poids propre: $2,5 \times 0,2 \times 1 \times 1 = 0,5 \text{ t/m}^2/\text{ml}$.
- remblai sur dalle: $1,8 \times 0,5 \times 1 \times 1 = 0,9$.
- surcharge sur remblai: $1 \times 1,2 = 1,2$
- donc $P = 0,5 + 0,9 + 1,2 = 2,6 \text{ t/m}^2/\text{ml}$.

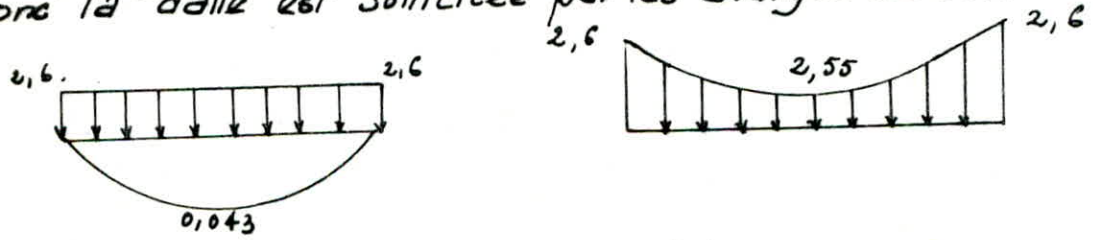
calcul de la réaction du remblai sur la dalle:

cette réaction est $p = ky$.
 la résultante sur la dalle est: $q = P - p = P - ky$.
 pour une poutre uniformément chargée de charge P et simplement appuyée le moment en une abscisse x est: $M(x) = \frac{Px}{2}(l-x)$.

qui entraîne un enfoncement $y(x) = \frac{Px}{24EI}(l^3 - 2lx^2 + x^3)$

l'enfoncement est max pour $x = \frac{l}{2} \Rightarrow y \frac{l}{2} = \frac{5Pl^4}{384EI} = 0,2165 \cdot 10^{-2} \text{ m/ml}$

d'où $p = kyb = 0,043 \text{ t/m}^2/\text{ml}$ (réaction du sol)
 donc la dalle est sollicitée par les charges suivant



$M_{max} = \frac{Pl^2}{8} - \frac{5}{48} P_r l^2 = 6,20 \text{ tm/ml}$.
 $T_{max} = \frac{Pl}{2} - P_r \frac{l}{3} = 4,88 \text{ t/ml}$.

$$\mu = 0,0455 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9101. \\ \kappa = 40,5 \end{cases} \quad A = 9,011 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{soit : } 6\text{HA}14 = 9,23 \text{ cm}^2.$$

Armature de repartition $\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2}$ soit $3\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$.

$$\text{contraintes : } \sigma' = \frac{\sigma_d}{\kappa} = 68,96 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b_3} = \frac{4,88 \times 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 27} = 2,065 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}'_b = 24,85 \text{ kg/cm}^2$$

Ferraillage du corbeau:

Il est soumis à la réaction dans la dalle de transition

$$R = P \frac{\ell}{2} - P_r \frac{\ell}{3} = T_{\max} = 4,88 \text{ t/ml}.$$

d'où le moment $M = R \times 0,6 = 2,928 \text{ tm/ml}$.

la hauteur moyenne est de 0,75 m.

* le moment provoque une force de traction égale à : $F = \frac{1}{2} \sigma \cdot y \cdot b$.

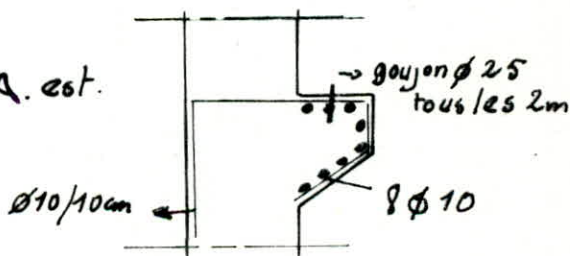
$$F = \frac{1}{2} \sigma \cdot y \cdot b = \frac{1}{2} \frac{M \cdot \sigma}{I} \cdot y \cdot b = \frac{3}{2} \frac{M}{\kappa} \quad \text{avec } y = \frac{h}{2}, I = \frac{bh^3}{12}; \sigma = \frac{h}{2}$$

$$F = \frac{3}{2} \times \frac{2,928}{0,75} = 5,856 \text{ t} \Rightarrow A = \frac{F}{\bar{\sigma}} = 2,09 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 3\text{HA}10/\text{ml} = 2,35 \text{ m}^2$$

$$\tau = \frac{T}{b_3} = \frac{4,88 \times 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 75} = 0,74 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{T}{\bar{\sigma}} = \frac{4,88 \times 10^3}{2100} = 2,32 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}10.$$

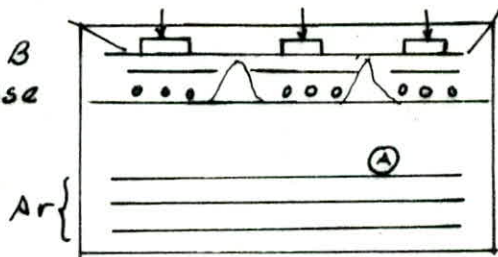
Mais le ferraillage exigé par SETRA est.



Ferraillage du sommier d'appui

- Il y a risque de fissuration du béton suivant le plan vertical et oblique sous l'effet de la charge localisée au niveau des appareils d'appuis. on dispose les armatures telle que: A.
formant un chaînage contre la fissuration telle que B.
de surface d'éclatement sous les appareils d'appuis. et l'action des verins.

a) armature de chaînage B
document du SETRA propose une quantité d'acier.



$$A = 0,25 \frac{R_{max}}{\sigma_s}, R_{max} = R_{cp} + R_{ccp} + R_{surch,max} + R_{crott} = 126,07$$

$$A = 11,25 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \text{ nappes HA16.}$$

Pour limiter la propagation de fissures, on place des armatures A_h sur une hauteur égale à la moitié des espacements des appareils d'appuis soit : 1,8 m

$$\text{avec } A_h = 0,125 \frac{R_{max}}{\sigma_s} = 5,62 \text{ cm}^2 \text{ (document SETRA)}$$

comme on a prévu 7 HA16 = 14,07 cm² pour le mur frontal donc il n'est pas nécessaire de prévoir A_h . car : 14,07 > 5,62 cm²

Armatures de surface et d'éclatement.

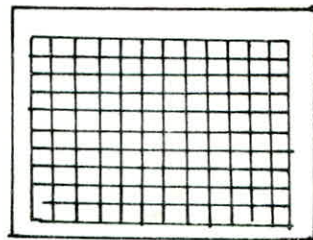
elles sont constituées par des nappes de ferraillages (B) disposées au droit des appareils d'appuis et des verins chaque frette est constituée par des armatures $\phi 8$ capable de reprendre un effort de $0,25(1-s)R$.

$$s = \frac{a}{E} = \frac{\text{Largeur de l'appareil d'appuis}}{\text{épaisseur de l'appuis.}}$$

$$\text{d'ou } F = 0,25(1-s)R = 19,147 \text{ t.}$$

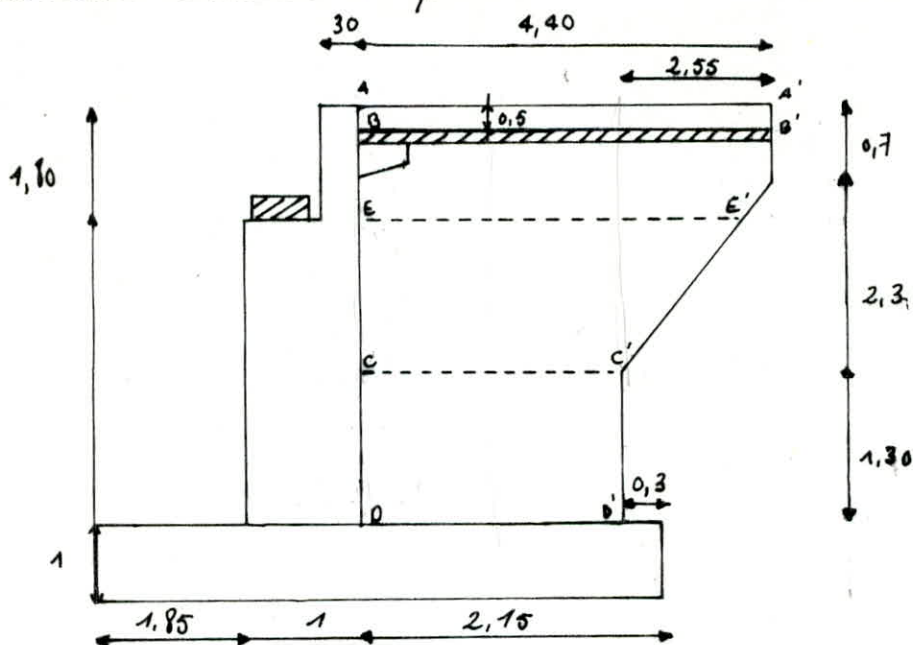
$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{19,147}{2800} \times 10^3 = 6,83 \text{ cm}^2$$

on dispose d'une seule nappe dans les 2 directions.



Mur en retour.

Le rôle des murs en retour est d'assurer le soutènement des terres des remblais d'accès au pont.



1. calcul des contraintes le long du mur.

a) partie au dessus de la dalle de transition (AA'BB')

$$\sigma = k (q + \gamma h) \quad k = 0,33 \text{ Coef de poussée condition normale.}$$

$$\gamma = 1,8 \text{ t/cm}^2 \text{ (remblai)} \quad q = 1 \text{ t/m}^2$$

$$\text{pour } h = 0 \Rightarrow \sigma = 0,33 \cdot (1 \times 1,2 + 1,8 \times 0) = 0,396 \approx 0,4 \text{ t/m}^2$$

$$h = 0,5 \text{ m} \Rightarrow \sigma = 0,33 \cdot (1 \times 1,2 + 1,8 \times 0,5) = 0,693 \approx 0,7 \text{ t/m}^2$$

* partie au dessous de la dalle (BB', D'D)

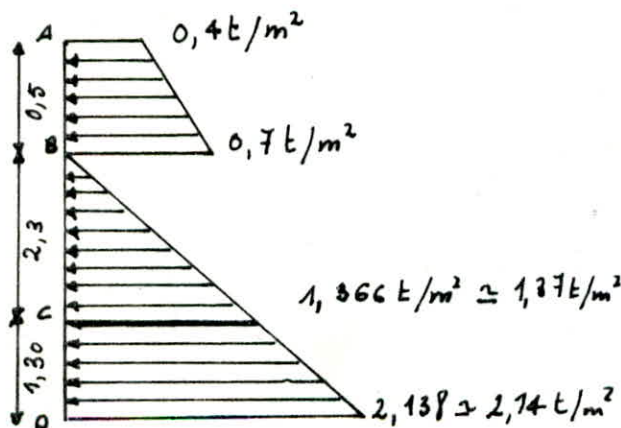
$$\sigma = k \gamma h$$

$$\text{pour } h = 0 \Rightarrow \sigma = 0$$

$$h = 2,3 \Rightarrow \sigma = 0,33 \times 1,8 \times 2,3 = 1,366 \text{ t/m}^2$$

$$h = 1,30$$

$$\sigma = 0,33 (1,8 \times 2,3 + 1,8 \times 1,30) = 2,138 \text{ t/m}^2.$$



$$\bar{\sigma}_m = 0,55 \text{ t/m}^2$$

$$L_m = 4,40 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_m = \sigma_{\max} 1,37 \text{ t/m}^2$$

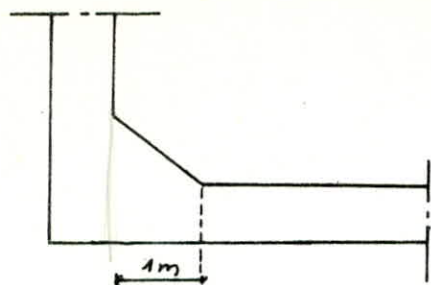
$$L_m = 3,125 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_m = 1,755 \text{ t/m}^2$$

$$L_m = 1,95 \text{ m}.$$

Tranche AA'BB'

Encastrement le long de AB, on calculera avec la contrainte moyenne.



Moment fléchissant: t_m/ml suivant la hauteur.

$$M_{AB} = \bar{\sigma}_m \cdot L_m \cdot \frac{L_m}{2} \quad : \bar{\sigma}_m : \text{charge uniforme} \\ : \frac{L_m}{2} : \text{bras de levier.}$$

$$\Rightarrow M_{AB} = 0,55 \times 4,4 \times \frac{4,4}{2} = 5,324 \text{ tm/ml.}$$

Debut du Goussat : $M = 0,55 \times \frac{3,4^2}{2} = 3,179 \text{ tm/ml.}$

* Tranche BB'CC : encastrement le long de BC.

Moment fléchissant.

$$M_{BC} = 1,37 \times \frac{3,125^2}{2} = 6,689 \text{ tm/ml.}$$

Debut gousset : $M = 1,37 \times \frac{2,125^2}{2} = 3,1 \text{ tm/ml.}$

* Tranche CC'DD' : encastrement le long de CD on calculera avec la contrainte moyenne : $1,755 \text{ t/m}^2$ et $L_m = 1,95 \text{ m.}$

Moment fléchissant:

$$M_{CD} = 1,755 \times \frac{1,95^2}{2} = 3,003 \text{ tm/ml.}$$

debut Gousset : $M_{CO} = 1,755 \times \frac{0,95^2}{2} = 0,634 \text{ tm/ml.}$

conclusion: a) à la base $M_{max} = 6,689 \text{ tm/ml} \approx 6,69 \text{ tm/ml.}$

b) debut gousset $M_{max} = 3,179 \approx 3,18 \text{ tm/ml.}$

ferraillage à la base:

$$n = 15 \\ \bar{M} = 66900 \text{ kg/cm.} \\ \bar{\sigma}_n = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm.} \\ ht = 60 \text{ cm.} \\ h = 55.$$

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_n b h^2} = \frac{15 \times 66900}{2800 \times 100 \times 55^2} = 0,0118 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,9515 \\ \kappa = 88 \\ \bar{\omega} = 0,082. \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_n \bar{\omega}}{\kappa} = 31,8 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_n \xi h} = \frac{66900}{2800 \times 0,9515 \times 55} = 4,56 \text{ cm}^2/ml$$

soit : 5 HA12 = $5,65 \text{ cm}^2$ $l = 20 \text{ cm.}$

ferraillage debut Gousset:

$$M_{max} = 3,18 \text{ tm/ml} = 31800 \text{ kg cm/ml.}$$

$$\mu = \frac{15 \times 31800}{2800 \times 100 \times 26} = 0,0252 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,931. \\ \kappa = 57,5 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_n}{\kappa} = \frac{2800}{57,5} = 48,69 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{31800}{2800 \times 0,931 \times 26} = 4,6918 \text{ cm}^2/ml$$

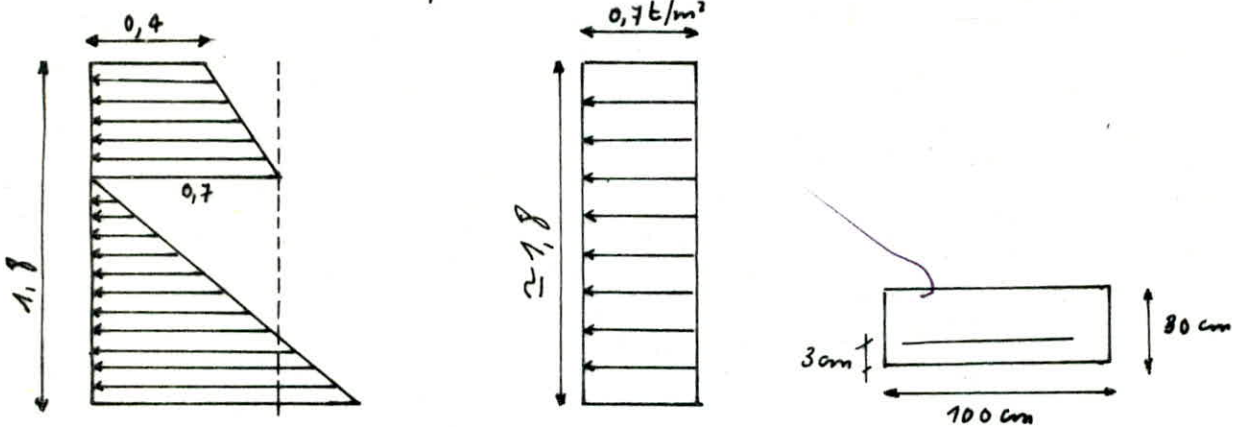
soit 5 HA12 = $5,65 \text{ cm}^2$

conclusion : on prendra comme armature horizontale pour tout le mur.
la section $A = 4,6918 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

soit 5 HA 12 p.m tous les 20 cm.

$$A = 5,65 \text{ cm}^2$$

Acier verticaux : on prendra un encastrement au niveau de ee'



$$M_e = 0,7 \times \frac{1,8^2}{2} = 1,134 \text{ tm/ml}$$

$$\mu = 0,0083$$

$$K = 107$$

$$\xi = 0,959$$

$$A = 1,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

A ces armatures de repartitions, on prendra donc pour les aciers verticaux les armatures de repartition $6 \phi 10$ tous les 16,5cm.

Mur frontal.

est un element porteur sur lequel s'appuie le tablier et qui soutient les terres, il est consideré comme encastré à la semelle à sa partie inferieure et au mur en retour et soumis aux surcharge de remblai et aux poussées des terres.

Ferraillage du mur frontal.

* moment à la base du mur.

- poussée des terres : $M = \int \delta \times \frac{H^3}{2} = 0,33 \times 1,8 \times \frac{4,3^3}{2} = 7,97 \text{ tm/ml}$.

- freinage : $M = \frac{15}{9} \times 2,50 \times 6,2 = 5 \text{ tm/ml}$.

surcharge sur remblai : $M = 0,33 \times 1 \times \frac{4,3^2}{2} \times 1,2 = 3,66 \text{ tm/ml}$.

- effort transmis par le mur garde grève $M = 1,996 \times 2,5 = 4,7 \text{ tm/ml}$.

Moment total à la base. = $\Sigma M = 21,23 \text{ tm/ml}$.

$$N = 751,61 \text{ t sous SP1.}$$

$$N = \frac{751,61}{9,00} = 83,51 \text{ t/ml}$$

fléxion composé :

$$l = \frac{21,23}{83,51} = 0,254 > \frac{ht}{6} = 0,166 \text{ m}$$

=> section partiellement comprimée :

Moment au acier tendus.

$$M = 21,23 + 93,51 \times 0,47 = 60,47 \quad \begin{matrix} h = 100 \\ b = 6m \end{matrix}$$

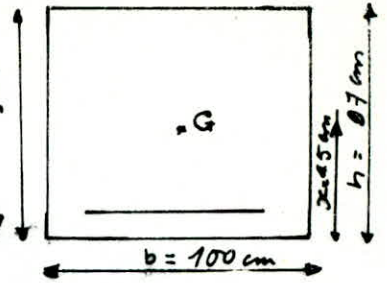
$$= 16,53 + N \cdot x = 60,47 \text{ tm/ml.}$$

$$\mu = \frac{15 \times M}{\bar{\sigma}_a \times b \times h^2} = 0,0344 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,0207 \\ \kappa = 47,8. \end{cases}$$

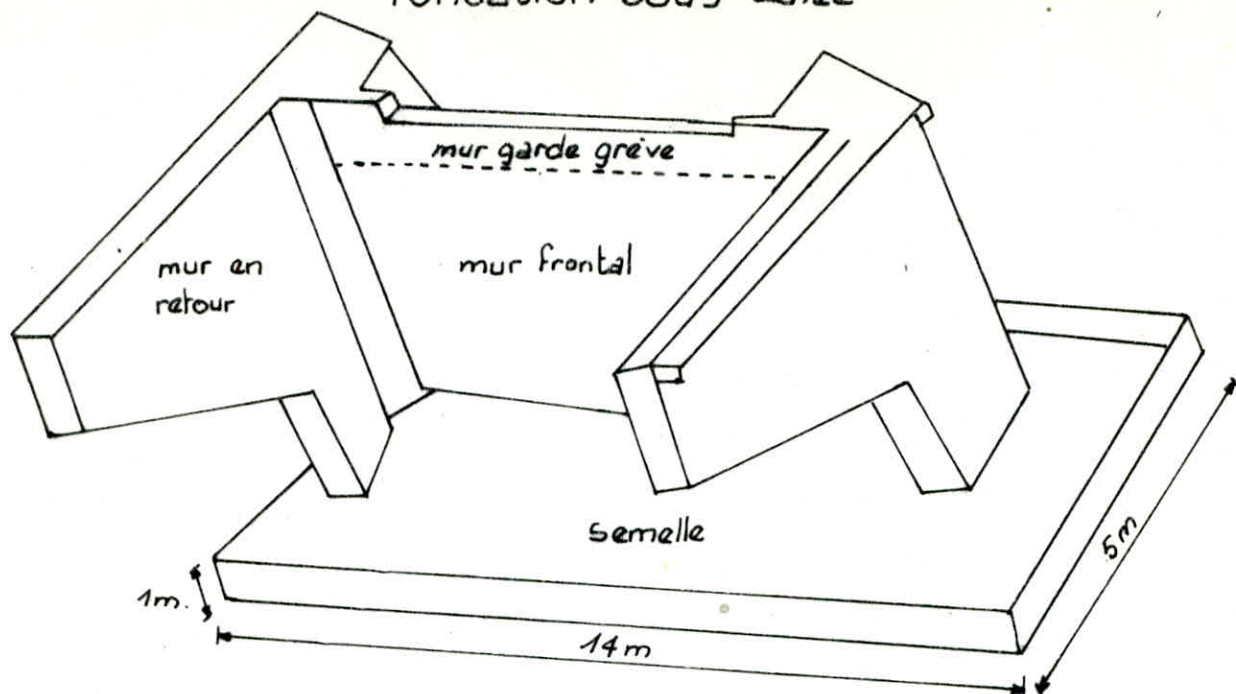
$$A' = 0 \quad A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \times \varepsilon \times h} = 24,19 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

soit 1 HA20 tous les 12,5 cm.

- Armature de repartition $\frac{A}{4} < A_r < \frac{A}{2}$ soit 6 HA14/ml tous les 16,5 cm.



fondation sous culée



La culée est moins sollicitée que la pile elle sera fondée sur semelle superficielle et ancrée à 2m dans le sol.

* Calcul des contraintes sous la semelle
on doit vérifier que:

$$\sigma_A \geq \frac{N}{S} \pm \frac{M U}{I}$$

avec $U = \frac{A}{2}$; $I = \frac{8A^3}{12}$

$N = 753,61$ sous SP1.

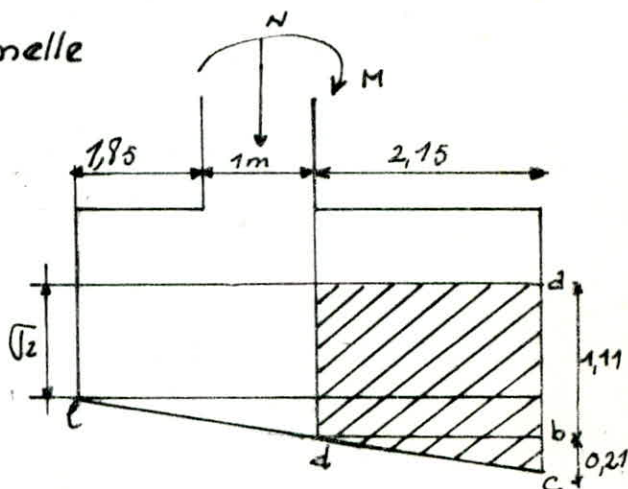
$M_x = 144,44 \text{ tm}$.

d'où $\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M U}{I} = 13,24 \text{ t/m}^2$

$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M U}{I} = 8,298 \text{ t/m}^2$

$\sigma_1 = 1,32 \text{ bars}$.

$\sigma_2 = 0,83 \text{ bars}$.



ferraillage de la semelle.

on utilise la méthode des consoles.

le moment d'encastrement en d est

$$M_d = (11,1 \times 2,15 \times 14) \frac{2,15}{2} + \left(\frac{2,1 \times 2,15 \times 14}{2} \right) 2,15 \times \frac{2}{3} = 404,46 \text{ tm}$$

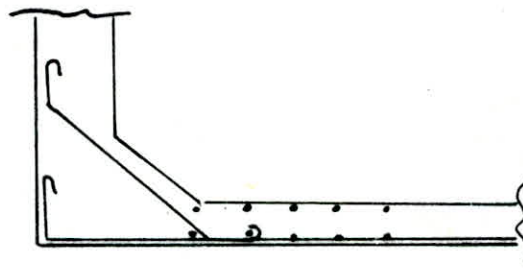
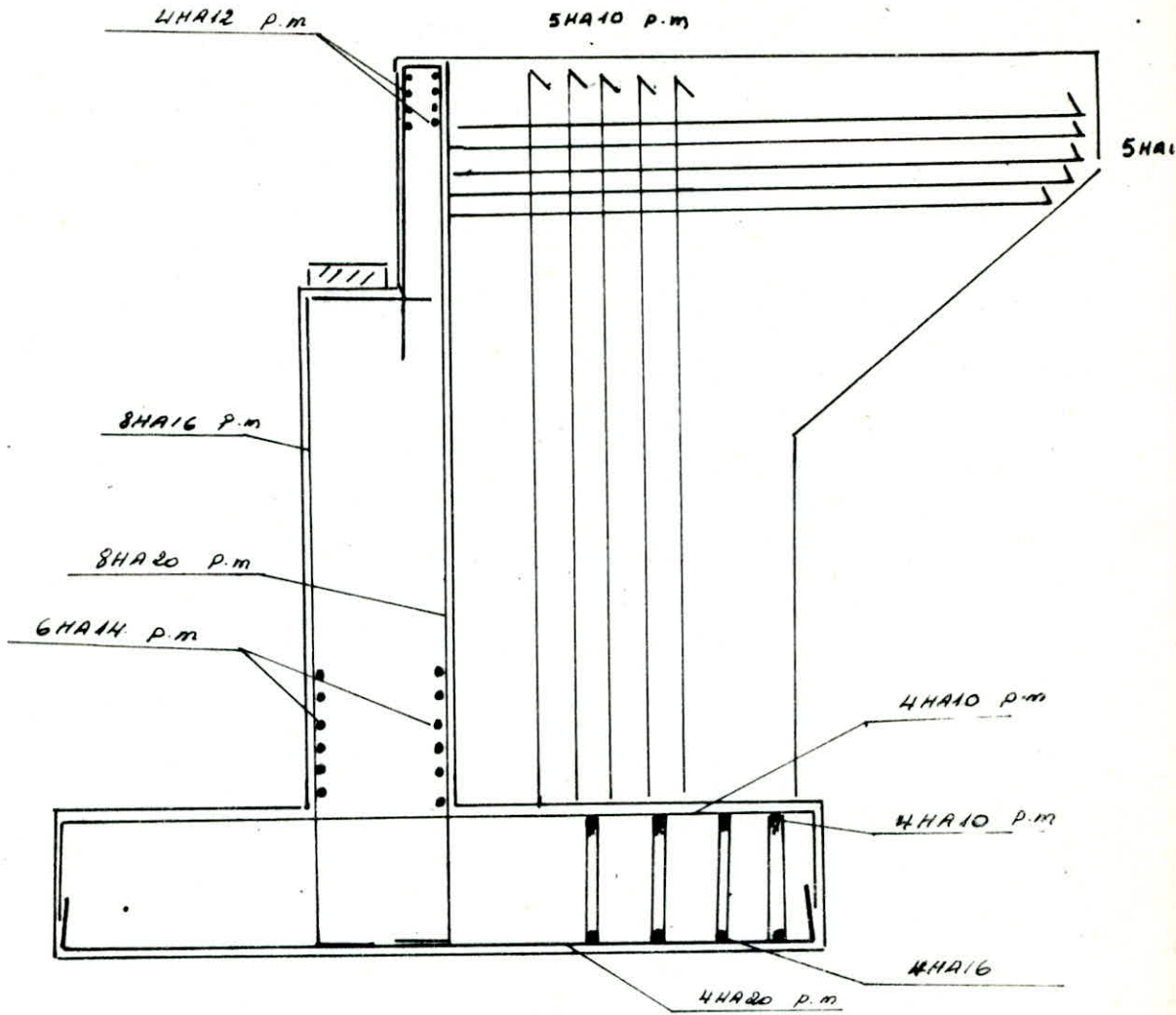
$$A = \frac{M_d}{3 \sigma_s} \quad \text{avec } \beta = \frac{7}{8} h ; h = 100 - 5 = 95 \text{ cm}$$

$A = 174 \text{ cm}^2$ soit 56 HA 20 = 175,84 cm² $\ell = 25 \text{ cm}$.

Dans l'autre sens $M = 38,92 \text{ t cm}$
 $N = 751,61 \text{ t}$.

on a trouvé $A_x = 38,75 \text{ cm}^2$ soit 20 HA 16 = 402 cm² $\ell = 25 \text{ cm}$

Ferraillage de la culée.



ferraillage du gousset

verification au cisaillement.

Methode approchée
on doit vérifier sous la sollicitation du 1^{er} regime que .

$$\tau_{b^a} = \frac{T_x}{S_a} < \bar{\sigma}_b \quad T_x = \frac{N}{A \cdot B} \cdot \frac{A + (a+h)}{2} \cdot (db - \frac{h}{2})$$

$$\tau_{b^b} = \frac{T_b}{S_b} < \bar{\sigma}_b \quad T_b = \frac{N}{A \cdot b} \cdot \frac{B + (b+h)}{2} \cdot (da - \frac{h}{2})$$

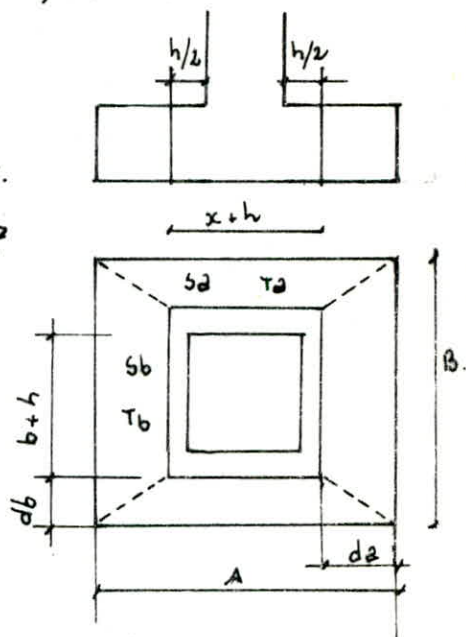
A = 5 m , B = 14 m , a = 1 m , b = 9 m , h = 0,95 m.
N = 751,67 t (sous SP1)

on trouve :

$$\tau_{b^a} = 4,079 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 7,1 \text{ kg/cm}^2$$

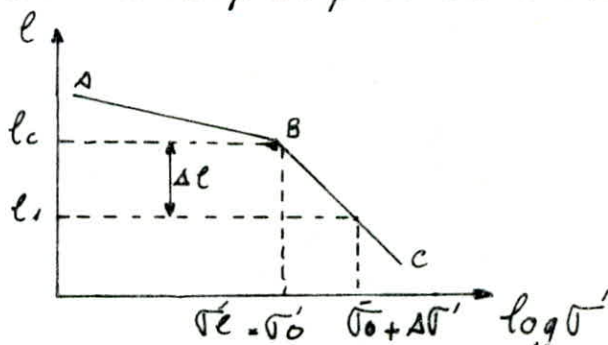
$$\tau_{b^b} = 2,04 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 7,1 \text{ kg/cm}^2$$

donc le poinçonnement est vérifié



Tassement.

On utilise la methode des tranches qui consiste a déterminer la variation des contraintes par la théorie de l'élasticité à différents niveaux sous la fondation. On découpe le sol en un certain nombre de couche correspondant à la géologie local avec des épaisseurs d'autant plus petites que l'on soit plus près de la charge.



La première partie AB à pente très faible aboutit en B point auquel correspond la pression de consolidation. La deuxième partie BC à pente marquée permet de définir l'indice de compression C_c ; $t_g BC = e_c$. En comparant σ_e au poids du terrain sus-jacent σ_0 . On en déduit, l'état de consolidation du sol.

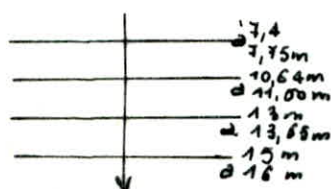
si $\sigma_e > \sigma_0$, sol surconsolidé, il n'y a pas de tassement
pour $\sigma_e = \sigma_0$ on se trouve dans le cas d'un sol normalement consolidé sous son poids propre.

at pour $\sigma_v < \sigma'_0$ sol sous consolidé.

L'amplitude de tassement pour un sol sous consolidé s'exprime par $\Delta H = H \frac{1}{1+e_0} c_c \log \frac{\sigma'_v + \Delta \sigma}{\sigma'_0}$

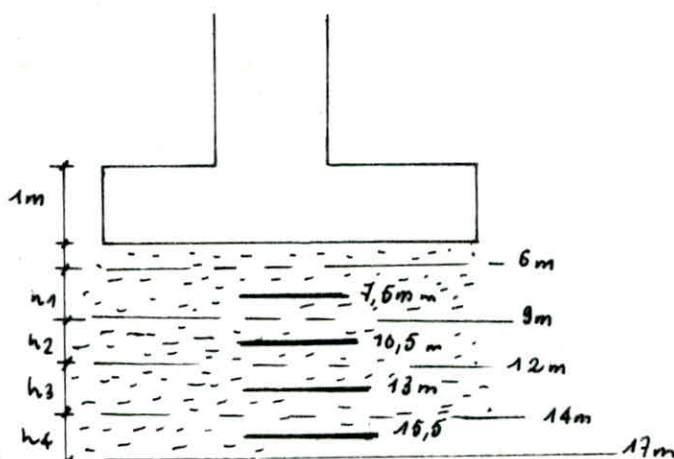
Calcul du tassement.

* caractéristique du sol relevé des essais au laboratoire.



$P_c = 2,9$ bar	$c'_c = 0,083$	$e_0 = 0,64$
$P_c = 2$ b	$c'_c = 0,088$	$e_0 = 0,875$
$P_c = 2,8$ bar	$c'_c = 0,098$	$e_0 = 0,925$
$P_c = 2,45$ b	$c'_c = 0,103$	$e_0 = 0,87$

Tassement:



$$\sigma'_0 = \sum \gamma h \text{ avec } \gamma = 1.93 \text{ t/cm}^3$$

$$\sigma'_c = P_c.$$

Resultat sous forme de Tableau

couche	P_c b	c'_c	e_0	σ'_0 (b)	$\Delta \sigma$ (b)	genre de consolidation	Δh (cm)
couche 1	2,9	0,083	0,64	1,5	0,51	surconsolidé	0
couche 2	2	0,088	0,875	2,3	0,33	sousconsolidé	0,82
couche 3	2,8	0,098	0,925	2,7	0,228	surconsolidé	0,21
couche 4	2,45	0,103	0,87	3,28	0,156	sousconsolidé	0,38
Tassement Total.							1,38

remarque: le tassement est faible, la fondation superficielle est maintenue

Conclusion

Au terme de notre étude d'un pont mixte, nous avons opté pour des méthodes universelles, car les ouvrages calculés par ces techniques n'ont pas subi de dommages.

L'acier et le béton travaillant en collaboration conduisent à une économie substantielle en temps de réalisation et en quantité de matériaux. La question est de connaître les degrés de participation des deux matériaux dans la reprise des efforts pour un bon dimensionnement de l'ouvrage.

Des hypothèses simplificatrices et sécurisantes ont été prises, réduisant par là quelques difficultés dans les calculs.

En outre cette étude a constitué un complément appréciable à notre formation et permet de comprendre le comportement d'une structure soumise aux efforts.

Bibliographie

- calcul et verification des ouvrages en beton armé
P. CHARON.
- Construction metallique (ouvrage d'art) - CIOLINA.
- Bulletin technique SETRA
Pile et culée - Fondation 72.
- C.P.C fascicule 61
Titre II surcharges.
Titre V Construction metallique.
- C C B A 68 (verification divers)
- calcul des fondations sur pieux FORNI
- calcul des sections circulaire . MARIUS DIVERS.

