

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES
Tome 1

SUJET

PONT MIXTE

Proposé par :

SAPTA

Etudié par :

N.E. NEBBACHE
H. CHENITI

Dirigé par :

M. KORDJANI



PROMOTION : JAN 85

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

الدرسة الوطنية
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

1/ Generalités:

Le projet mis au point en mars 1984 par le bureau d'études techniques de la société algérienne des ponts et travaux d'art (SAPTA) portait donc sur un ouvrage en béton précontraint long de près de 430 m, large de 20 m et à 6 travées inégales de longueur moyenne de 29 m reposant sur un sol mou qui se caractérise par une contrainte de 0,7 bar.

Toutefois, le biais des axes d'appui par rapport à l'axe longitudinal de l'ouvrage est de 78,856° qui n'est prononcé. Ce qui nous a permis d'étudier l'ouvrage en droit.

2/ Tablier:

a/ Structures

Le tablier est essentiellement constitué de 31 poutres en béton précontraint qui allourdissent la structure. La première solution qu'on a apportée est de remplacer les poutres précontraintes par 5 poutres métalliques de hauteur constante en élévation, disposées sous la chaussée avec un écartement de 3,6 m d'entre axe et reliées en tête par une dalle en béton armé formant couverture et épousant le profil en travers de la chaussée.

b/ Couverture:

Le platelage est constitué par une dalle en béton armé d'épaisseur constante égale à 20 cm et connectée à la structure métallique à l'aide de connecteurs de type goujons pour participer à la flexion d'ensemble.

c/ Poutres Principales

Les poutres principales sont des profils reconstitués par soudure en forme de I isostatiques.

d/ Encorbellement:

Les encorbellements sont symétriques par rapport à l'axe longitudinal de la chaussée et supportent une largeur de chaussée de 2,3 m

e/ Entretoises:

On a deux types d'entretoises: Entretoises d'about (sur Pile et Pile Culée) et entretoises intermédiaires.

Les entretoises intermédiaires au nombre de 5 sont formées par une triangulation à l'aide de cornières. Elles sont placées entre les poutres principales afin de solidariser le contour métallique et assurer son indéformabilité.

Les entretoises d'about sont à âme pleine. Elles permettent en outre, par verinage entre les poutres principales, un remplacement éventuel des appareils d'appuis en cours d'exploitation.

f/ Trottoirs:

Chaque trottoir comporte des bordures ^{en béton} et des garde-corps en métal. L'espace intermédiaire étant comblé par des dalles amovibles reposant sur des supports en béton.

g/ Revêtement:

Le revêtement de la chaussée est réalisé par une couche de bitume de 7cm d'épaisseur

Protection anticorrosion:

Toutes les surfaces de la charpente sont protégées contre la corrosion au moyen de couches de peinture

3/ Appuis:

Les piles et les culées sont en béton armé avec des fondations profondes.

On a remplacé la culée par une pile culée afin de minimiser les efforts sur les pieux.

a/ Piles:

La pile est constituée par un chevron rectangulaire reposant sur 2 fûts évidés en béton armé qui sont encastrés dans une semelle de répartition reposant sur des pieux verticaux.

Initialement il a été prévu 12 pieux par semelle. De ce fait on a

CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

1 BETON

Le béton utilisé est basé à 400 kg/m³ de ciment avec notation 300.

$$\sigma'_{28} = 300 \text{ bar}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 180 \text{ bar}$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 90 \text{ bar}$$

$$\bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ bar}$$

2 ACIERS

L'acier utilisé est à haute adhérence de nuance FE40

ϕ mm	σ_{en} (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)
≤ 20	4200	2800
> 20	4000	2667

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en}; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$$

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_s}$$

3 CHARPENTE

L'acier utilisé est de nuance FE24 : $\sigma_{en} = 2400 \text{ bar}$

Le boulonnage est à haute résistance et à serrage contrôlé.

La contrainte nominale des boulons utilisés (type HR 10/9) est : $\sigma_0 = 88 \text{ daN/mm}^2$

Remarque : $1 \text{ bar} = 1 \text{ kg/cm}^2$

SYSTEME DE SURCHARGES

Les surcharges prises en compte dans les différentes étapes de calcul sont conformes aux règles CPC: cahier de prescription communes algérien.

Type de surcharges:

A / Surcharges civiles:

A1 - Système de surcharge A

A2 - Système de surcharge B : B_c, B_e, B_n

A3 - Système de surcharge sur les trottoirs: générale, locale, route isolée

A4 - Système de surcharges exceptionnel D

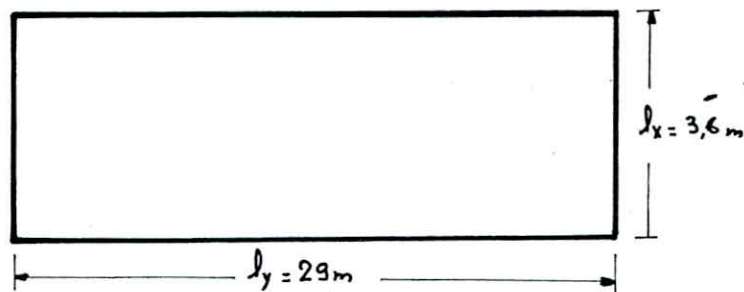
B / Surcharges militaires:

Système de surcharge M_{c120} (le plus prépondérant)

C'est un élément de répartition de charges et participe à la flexion d'ensemble mais dans la justification du panneau de dalle, on peut faire abstraction de son rôle de table de compression de poutre (art 39.2 CCBA68)

Coffrage:

Notre panneau de dalle repose sur les entretoises d'about et non pas sur les entretoises intermédiaires donc on a un élément rectangulaire de dimension $l_x \times l_y$ ($l_x < l_y$)



Epaisseur de la dalle : $h_0 = 20\text{ cm}$ (en béton armé)

Epaisseur du revêtement : $e = 7\text{ cm}$

Détermination de L:

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

l_r : largeur nonlabile $l_r = 14,4\text{ m}$

l : distance entre axe des poutres principales et rive $l = 14,4\text{ m}$

L' : portée des poutres principales $L' = 29\text{ m}$

$$L = \min [\max (14,4 ; 14,4) , 29] = 14,4\text{ m}$$

Détermination du poids propre du platelage:

- Dalle en béton armé : $0,2 \times 18,733 \times 2,5 = 9,3665 \text{ KdaN/ml}$
- Goussets : $5 \times \frac{0,6+0,5}{2} \times 0,05 \times 2,5 = 0,3475 \text{ KdaN/ml}$
- Revêtement chaussée : $0,07 \times 14,4 \times 2,5 = 2,2176 \text{ KdaN/ml}$
- Corniches : $2 \times \left(\frac{0,25+0,1}{2}\right) (0,4+0,1) \times 2,5 = 0,438 \text{ KdaN/ml}$
- Baletts : $2 \times [(0,05 \times 0,73325) \times 2] \times 2,5 = 0,366625 \text{ KdaN/ml}$
- Appuis des baletts : $2 [2(0,1+0,3) + 2(0,15+0,2)] \times 2,5 = 0,75 \text{ KdaN/ml}$
- Revêtement trottoir : $2 \times 0,05 \times 1,9165 \times 2,2 = 0,42163 \text{ KdaN/ml}$
- Garde corps : $= 0,1 \text{ KdaN/ml}$
- Bordures de trottoirs : $2 \times 0,25 \times 0,3 \times 2,5 = 0,375 \text{ KdaN/ml}$

$$\Sigma = 14,379 \text{ KdaN/ml}$$

$$\text{donc } P = 14,379 \times 14,4 = 207,06 \text{ KdaN}$$

Détermination des surcharges maximales:

Les surcharges maximales doivent être prises dans la surface $S = L \times L = (14,4)^2 = 207,36 \text{ m}^2$

Surcharge B_c :

$$L = 14,4 \text{ m}$$

$$N = \left[\frac{L}{3}\right] = \left[\frac{14,4}{3}\right] = 4 \quad N = 4 \text{ voies} \rightarrow b_c = 0,8$$

On ne peut disposer sur la distance $L = 14,4 \text{ m}$ que 54 KdaN par voie

$$\text{Soit } 4 \times 54 = 216 \text{ KdaN sur } N = 4 \text{ voies}$$

$$\text{donc } S = b_c \times 216 = 0,8 \times 216 = 172,8 \text{ KdaN}$$

Surcharge B_e :

On ne peut disposer que 2 tandems :

$$\text{donc } S = b_e \times B_e = 1 \times 64 = 64 \text{ KdaN}$$

Surcharge militaire M_{c120} :

On ne peut disposer que d'un seul char $\rightarrow S = 110 \text{ KdaN}$

Calcul du Coefficient de majoration dynamique:

Ce coefficient δ tient compte de la rapidité de l'application des surcharges mobiles qui ne s'épandent pas parfaitement sur la chaussée (irrégularités de surface et qui risquent de produire un effet dynamique : chocs). Ces phénomènes sont pris en compte en multipliant les surcharges par un coefficient $\delta > 1$

Ce coefficient de majoration dynamique δ est défini comme suit:

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

Surcharge B_c :

$$P = 207,06 \text{ kdaN} ; S = 172,8 \text{ kdaN} ; L = 14,4 \text{ m}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot 14,4} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{207,06}{172,8}} = 1,207$$

Surcharge B_t :

$$P = 207,06 \text{ kdaN} ; S = 64 \text{ kdaN} ; L = 14,4 \text{ m}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot 14,4} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{207,06}{64}} = 1,146$$

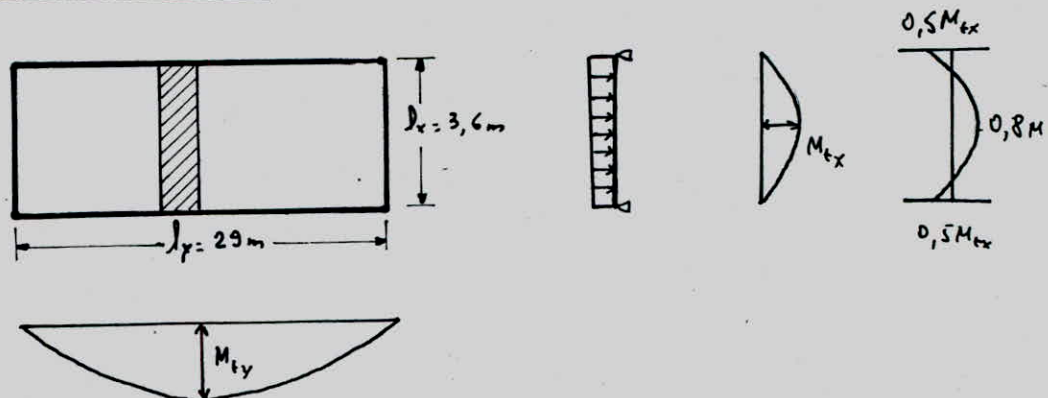
$$\rightarrow \delta_{\max B} = 1,207$$

Surcharge MC120:

$$P = 207,06 \text{ kdaN} ; S = 110 \text{ kdaN} ; L = 14,4 \text{ m}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot 14,4} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{207,06}{110}} = 1,173$$

Calcul des sollicitations:



$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,6}{29} = 0,12413 < 0,4$$

La dalle travaille dans le sens de la petite portée. Elle se comporte comme une poutre appuyée sur 2 côtés.

Evaluation des moments flechissants:

* Charges permanentes (Abaques de PIGEAUD) ($\gamma = 0,15$ B.A)

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

Ravitement laqué : $0,07 \times 2,2 = 0,154 \text{ kdaN/m}^2$

$$\sigma = 0,654 \text{ kdaN/m}^2$$

$$P = \sigma \cdot l_x \cdot l_y = 0,654 \times 3,6 \times 29 = 68,2776 \text{ kdaN}$$

$$\beta_1 = 0,12413 \rightarrow M_1 = 0,016$$

$$\beta_2 = \frac{1}{\beta_1} = 8,056 \rightarrow M_2 = 0,003$$

$$M_x = (M_1 + \gamma M_2) P = (0,016 + 0,15 \cdot 0,003) 68,2776 = 1,1232 \text{ m kdaN/ml}$$

$$M_y = (M_2 + \gamma M_1) P = (0,003 + 0,15 \cdot 0,016) 68,2776 = 0,2294 \text{ m kdaN/ml}$$

Moments dus aux différentes surcharges (CPC + Bulletin n°1 de SETRA)

Les abaqués de la SETRA nous donnent les valeurs des moments les plus défavorables non pondérés et non majorés en fonction des données géométriques de la dalle : $a = 3,6 \text{ m}$; $b = 29 \text{ m}$; $E = \frac{3}{4} e + \frac{h_0}{2} = \frac{3}{4} \cdot 7 + 10 = 15,25 \text{ cm}$

On procédera par interpolation pour la détermination des moments.

exemple : système B_c : Sens longitudinal

$$E = 0,14 \rightarrow M_{b_1} = 2140 \text{ mdaN/ml}$$

$$E = 0,1525 \rightarrow M'_b = \frac{M_{b_1} \Delta E_2 + M_{b_2} \Delta E_1}{\Delta E_1 + \Delta E_2} = 2129,6 \text{ mdaN/ml}$$

$$E = 0,2 \rightarrow M_{b_2} = 2090 \text{ mdaN/ml}$$

$$\text{avec } \Delta E_1 = 0,1525 - 0,14 = 0,0125 \quad ; \quad \Delta E_2 = 0,2 - 0,1525$$

$$\text{d'où } M_b = 1,2 \cdot b_e \cdot S \cdot M'_b = 1,2 \cdot 1 \cdot 1,207 \cdot 2129,6 = 3084,5 \text{ mdaN/ml}$$

(art 7.5 CCBA 68)

Résultat des moments dus aux différentes surcharges \rightarrow voir tableau

Moments transversaux M_a

Moment Système	Moment $m \cdot kd/m$ absolu	coeff. de majoration	coeff. de pondération b_c / b_e	δ	M maj pond (en daN/m)
Bc	3781,9	1,2	0,8	1,207	4382,2
Bt	4220	1,2	1	1,207	6122,2
Br	2247,5	1,2		1,207	3255,3
Mc120	5430	1,2		1,173	7643,3

Moments Longitudinaux M_b

Moment Système	Moment $m \cdot kd/m$ absolu	coeff. de majoration	coeff. de pondération	δ	M maj pond (en daN/m)
Bc	2090,1	1,2	1	1,207	2421,8
Bt	2129,6	1,2		1,207	3086,5

Br	1722,5	1,2		1,207	2495
----	--------	-----	--	-------	------

Moments de Continuité M_{cp} $h = \frac{1}{2}$ largeur dalle sup = 30cm

Moment Système	Moment $m \cdot kd/m$ absolu	coeff. de majoration	coeff. de pondération	δ	M maj pond (en daN/m)
Bc	4169,2	1,2	0,8	1,207	5098,0
Bt	3975,8	1,2	1	1,207	5758,6
Mc120	5323,3	1,2		1,173	7493

Dalle en encorbellement:

La dalle repose sur les membrures supérieures des poutres principales.

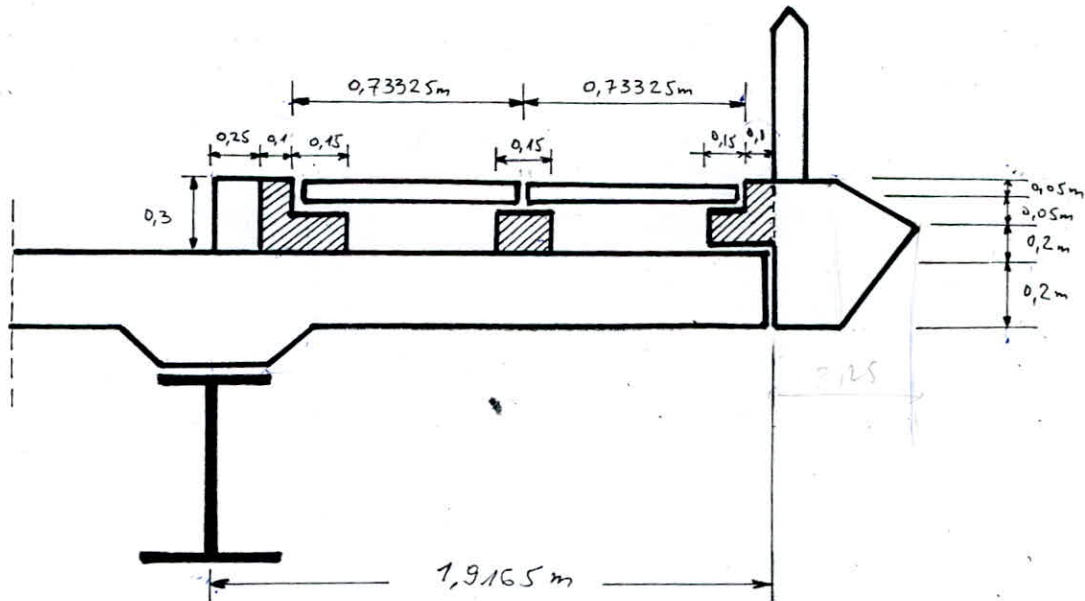
Elle supporte :

- Son poids propre

- les surcharges

→ une surcharge uniforme de 450 daN/m^2

→ une roue isolée de 6 kdN



Poids propre du trottoir /ml :

- dalle	: $0,2 \times 1,9165 \times 2500$	= 958,25 daN/ml
- dallettes	: $2 \times 0,05 \times 0,73325 \times 2500$	= 183,3 daN/ml
- Corniche	: $\left[\frac{0,25+0,1}{2} \times 0,4 + \frac{0,25+0,1}{2} \times 0,1 \right] \times 2500$	= 219 daN/ml
- Garde corp	:	= 50 daN/ml
- Appui des dallettes	: $\left[2 \times (0,1 \times 0,3 + 0,15 \times 0,2) + 0,15 \times 0,2 \right] \times 2500$	= 375 daN/ml
- Bordure de trottoir	: $0,25 \times 0,3 \times 2500$	= 187,5 daN/ml
- Revêtement trottoir	: $0,05 \times 1,9165 \times 2200$	= 210,815 daN/ml
		<hr/>
		$\Sigma = 2184$ daN/ml

La charge par m^2 est donc :

$$q = \frac{2184}{1,9165} = 1139,6 \text{ daN/m}^2$$

Calcul des sollicitations :

* Charge permanente :

$$M_{PP} = - q \cdot \frac{l^2}{2} \quad (\text{console})$$

$$M_{PP} = - 1139,6 \cdot \frac{1,9165^2}{2} = - 2092,8 \text{ mdaN/ml}$$

$$T_{PP} = q \cdot l = 1139,6 \cdot 1,9165 = 2184 \text{ daN/ml}$$

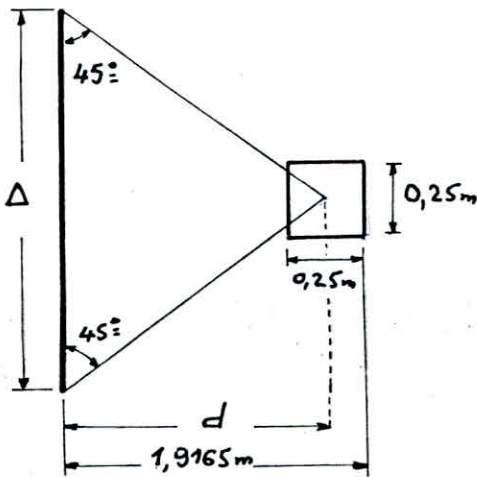
* Surcharge uniforme de 450 daN/m²:

$$M = -q \cdot \frac{l^2}{2} = -1,2 \cdot 450 \cdot \frac{1,9165^2}{2} = -991,7 \text{ m daN/ml}$$

$$T = ql = 1,2 \cdot 450 \cdot 1,9165 = 1034,9 \text{ daN/ml}$$

* Roue isolée de 6 kdaN:

Les bulletins de la SETRA proposent une répartition de 45° sous l'effet de la charge localisée. Pour avoir l'effet le plus défavorable, cette roue doit être appliquée à l'extrémité du trottoir (cas d'une console chargée à son extrémité libre)



$$d = 1,9165 - \frac{0,25}{2} = 1,7915 \text{ m}$$

$$\Delta = 2d = 3,583 \text{ m}$$

$$M = - \frac{1,2 \cdot 6 \cdot 1,7915}{3,583} = -3,6 \text{ m KdaN/ml}$$

$$T = \frac{1,2 \cdot 6}{3,583} = 2,01 \text{ KdaN/ml}$$

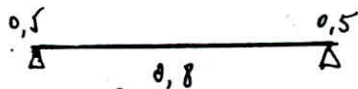
Repartition des moments:

A/ Moments transversaux:

a/ En encorbellement:

$$M = M_{PP} + M_{roue isolée} = -(2092,8 + 3600) = -5692,8 \text{ m daN/ml}$$

b/ En travée: M_{xt} (art 39.42 CCBA 68)



On doit vérifier: $M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,15 M_0$ (art 55,31 CCBA 68)

$$0,8 + \frac{0,5 + 0,5}{2} = 1,3 > 1,15 \text{ vérifié}$$

$$M > 0 \quad M_{xt} = 0,8 (M_{PP} + M_{cro}) = 0,8 (1123,2 + 7643,3) = 7013,2 \text{ m daN/ml}$$

c/ Sur appui M_{xa}

$$M < 0 \quad M_{xa} = -0,5 (M_{PP} + M_{cro}) = -0,5 (1123,2 + 7643,3) = -4383,3 \text{ m KdaN/ml}$$

d/ Sur appui intermédiaire:

$$M_{xai} = - (0,5 M_{pp} + M_{c20}(\text{continuité})) = - (0,5 \cdot 1123,2 + 7493) = -8054,6 \text{ mdaN/ml}$$

Donc pour les appuis on retiendra $M_{appui} = -8054,6 \text{ mdaN/ml}$

B/ Moments longitudinaux:

a/ En travée:

$$M_{yt} = 0,8 (M_{pp} + M_{ot}) = 0,8 (229,4 + 3084,5) = 2651,2 \text{ mdaN/ml}$$

b/ Sur appui:

$$M_{ay} = M_{ax} = -8054,6 \text{ mdaN/ml} \quad (\text{art 39.42. CCBA68})$$

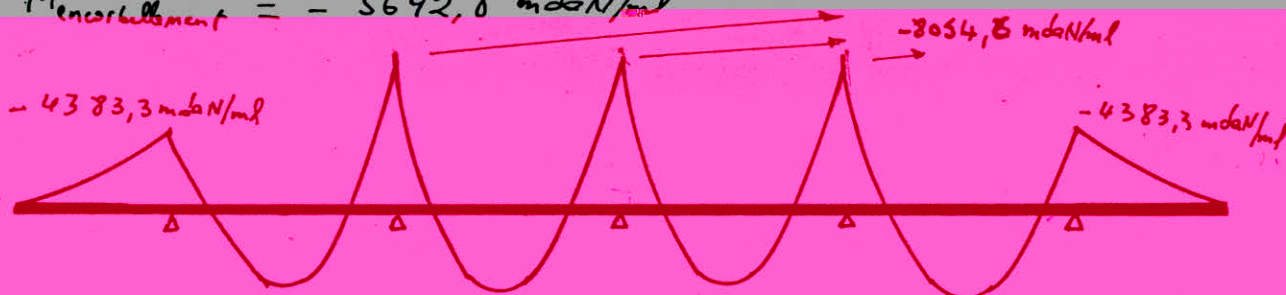
Verifications particulières: (Art 27.13. CCBA68)

$$M_{yt} > \frac{1}{3} M_{xt} \quad \text{soit} \quad 2651,2 > \frac{1}{3} \cdot 7013,2 = 2337,8 \text{ mdaN/ml}$$

Recapitulation:

$$M_{xt} = 7013,2 \text{ mdaN/ml}; \quad M_{yt} = 2651,2 \text{ mdaN/ml}; \quad M_{ax} = M_{ay} = -8054,6 \text{ mdaN/ml}$$

$$M_{encastrement} = -5692,8 \text{ mdaN/ml}$$



transversalement

$$7013,2 \text{ mdaN/ml}$$

longitudinalement

$$-8054,6 \text{ mdaN/ml}$$

$$2651,2 \text{ mdaN/ml}$$

Ferraillage avec le système Me120:

Détermination des armatures

Le diamètre des barres utilisées est au plus égal à $\frac{h_0}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$ (art 29.14 CCBA68)

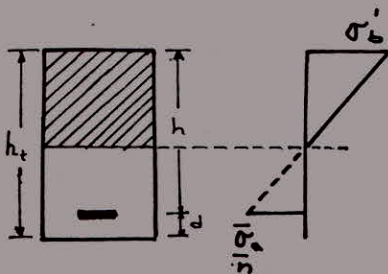
$h_x = h_0 - e - \frac{\phi}{2} = 20 - 2 - \frac{1,6}{2} = 17,2 \text{ cm}$ e : enrobage

$h_y = h_x - \phi = 17,2 - 1,6 = 15,6 \text{ cm}$ (art 29.14. CCBA68)

Exposé de la méthode:

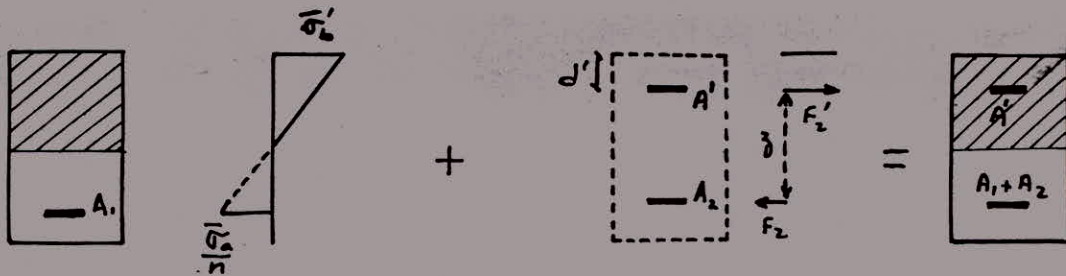
Elle est basée sur la notion du moment résistant du béton M_{rb}

1/ $M_{ex} < M_{rb}$ ($A' = 0$)



$A = \frac{M_{ex}}{\gamma \bar{\sigma}_a} = \frac{M_{ex}}{\gamma h \bar{\sigma}_a}$

2/ $M_{ex} > M_{rb}$ ($A' \neq 0$)



$A = A_1 + A_2 = \frac{M_{rb}}{\gamma h \bar{\sigma}_a} + \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a}$ avec $\Delta M = M_{ex} - M_{rb}$

$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a'}$ avec $\bar{\sigma}_a' = n \bar{\sigma}_b' \left(\frac{\alpha h - d'}{\alpha h} \right)$

avec : $M_{rb} = K b h^2$; $K = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b' \alpha \bar{\gamma}$; $\alpha = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a}$; $\bar{\gamma} = 1 - \frac{\alpha}{3}$

Vérification des contraintes:

Posons : $\theta = \frac{M_{ex}}{I}$

$\bar{\sigma}_b' = \theta y_1$

$\bar{\sigma}_a' = n \theta (y_1 - d')$

$\bar{\sigma}_a = n \theta (h - y_1)$

Contraintes admissibles

$\bar{\sigma}_b' = 180 \text{ bar}$

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ bar}$

exemple:

Armatures longitudinales en travée

$$M_{ex} = M_{tx} = 7013,2 \text{ m daN/ml}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \cdot 180}{15 \cdot 180 + 2800} = 0,491 \longrightarrow \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,83636$$

$$\bar{K} = \frac{1}{2} \times 0,491 \times 0,83636 \times 180 = 36,95$$

$$M_{rb} = 36,95 \cdot 1 \cdot (17,2)^2 = 10678,55 \text{ m daN/ml}$$

$$M_{rb} > M_{ex} \longrightarrow \Delta M = 0 \quad (A' = 0)$$

$$K = \frac{M_{ex}}{b h^2} = \frac{7013,2}{100 \cdot (17,2)^2} = 23,7 \xrightarrow{\text{abaque}} \sigma'_b = 135$$

$$\alpha = \frac{n \sigma'_b}{n \sigma'_b + \bar{\alpha}} = \frac{15 \cdot 135}{15 \cdot 135 + 2800} = 0,42 \longrightarrow \gamma = 0,81$$

$$A = \frac{7013,2}{0,86 \cdot 17,2 \cdot 2800} = 16,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{on adopte } 3 \text{ HA } 16 = 18,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre:

Equation du moment statique:

$$\frac{b y_1^2}{2} + n A' (y_1 - d') - n A (h - y_1) = 0 \quad (A' = 0)$$

$$y_1^2 + \frac{2n}{b} A y_1 - \frac{2n}{b} A h = 0$$

$$y_1^2 + 5,427 y_1 - 0,3 \cdot 18,09 \cdot 17,2 = 0 \longrightarrow y_1 = 7,32 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{b y_1^3}{12} + n A' (y_1 - d')^2 + n A (h - y_1)^2 \quad (A' = 0)$$

$$I = \frac{100 \cdot (7,32)^3}{12} + 15 \cdot 18,09 (17,2 - 7,32)^2 = 39561,8 \text{ cm}^4$$

Tableau de ferrailage

Section et armature	M_{ex} moteur/ml	M_{yB} moteur/ml	K	α	δ	h_a (mm)	$A_{chaîni}$ cm ²	Achais:
Section entravée A_{tx}	7013,2	10678,5	23,70	0,4215	0,86	17,2	16,93	9HA16
Section sur appui $A_{ax} = A_{ay}$	8054,6	10678,5	27,22	0,432	0,856	17,2	19,54	10HA16
Section encorbellement A_e	5692,8	10678,5	19,24	0,38	0,87	17,2	13,58	7HA16
Section entravée A_{ty}	2651,2	10678,5	10,9	0,30	0,90	15,6	6,74	4HA16

Espacement: (art 57.33 CCBA68)

Cas de Charges Concentrées:

$$\text{sens X: } e_{max} = \min(2h_t, 22\text{cm}) = \min(40\text{cm}, 22\text{cm}) = 22\text{cm}$$

$$\text{sens Y: } e_{max} = \min(3h_t, 33\text{cm}) = \min(60\text{cm}, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Verification des Contraintes:

section	A chaîni cm ² /ml	espacement e (cm)	γ_1 (cm)	I (cm ⁴)	σ'_b (bar)	σ_a (bar)
A_{tx}	18,06	11	7,32	39561,8	129,76	2627
$A_{ax} = A_{ay}$	20,17	10	7,61	42515,3	144,17	2725
encorbellement A_e	14,07	14	6,67	33292,8	114	2700,8
A_{ty}	8,04	25	5,04	17716	75,5	2370,5

$$(\sigma'_b)_i < \bar{\sigma}'_b \quad ; \quad (\sigma_a)_i < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ bar}$$

donc les contraintes sont vérifiées.

Verification de la fleche: (art 61.22. CCBA68)

On se dispense de cette verification si les 2 conditions suivantes sont satisfaites:

$$1/ \frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} \Leftrightarrow \frac{20}{360} = 0,055 > \frac{1}{20} \cdot \frac{0,8 \cdot M_x}{M_x} = 0,04 \quad \text{OK}$$

$$2/ \bar{w}_s = \frac{A}{bh} < \frac{20}{\sigma_{en}} \Leftrightarrow \frac{18,09}{100 \cdot 17,2} = 0,0105 < \frac{20}{4200} = 0,004 \quad \text{Non vérifiée}$$

La 2^{ème} condition n'étant pas réalisée, on doit donc vérifier la flèche en utilisant le même procédé que pour les poutres.

$$\Delta f_t = f_{g_{\infty}} + f_{q_0} - f_{g_0}$$

$f_{g_{\infty}}$: flèche due à la déformation instantanée et différée sous l'effet des charges permanentes.

f_{q_0} : flèche instantanée sous l'effet de l'ensemble des surcharges

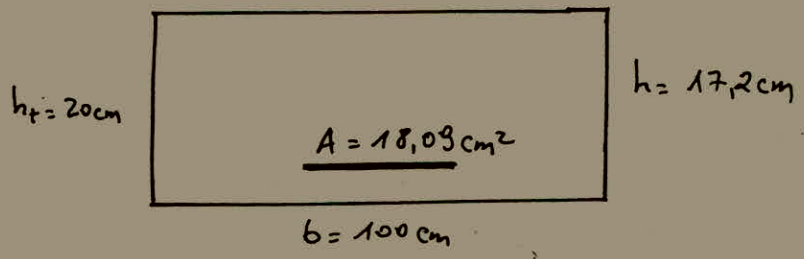
f_{g_0} : flèche instantanée sous l'effet des charges permanentes seules.

$$M_q = 0,8 (1123,2 + 6369,4) = 5994 \text{ m daN/ml}$$

$$M_g = 0,8 \cdot 1123,2 = 898,5 \text{ m daN/ml}$$

partie totale:

On suppose que la section est non fissurée (stage de service: la dalle et collaborante)



$$J_t = J_{g_{\infty}} + J_{q_0} - J_{g_0}$$

$$J_{g_{\infty}} = \frac{b h_0^3}{3} = 100 \cdot \frac{20^3}{3} = 266666,67 \text{ cm}^4$$

$$J_{q_0} = n A h^2 = 15 \cdot 18,09 \cdot 17,2^2 = 80276,19 \text{ cm}^4$$

$$J_{g_0} = S \cdot z \quad \text{avec } S: \text{moment statique}$$

$$z = \frac{S}{A(A)} \quad \text{avec } A(A) = \text{section d'acier et de béton.}$$

$$A(A) = b h_0 + n A = 100 \times 20 + 15 \cdot 18,09 = 2271,4 \text{ cm}^2$$

$$S = A(A) \frac{h_0}{2} + n A h = 2271,4 \times \frac{20}{2} + 15 \cdot 18,09 \cdot 17,2 = 27381,2 \text{ cm}^3$$

$$z = \frac{S}{A(A)} = \frac{27381,2}{2271,4} = 12,05 \text{ cm}$$

$$J_{g_0} = S \cdot z = 27381,2 \times 12,05 = 329943,46 \text{ cm}^4$$

$$J_t = J_{g_{\infty}} + J_{g_0} - J_{g_0}$$

$$J_t = 266666,67 + 80276,19 - 329943,46 = 16999,4 \text{ cm}^4$$

Valeurs de λ et μ :

$$\bar{w} = \frac{A}{bh} = \frac{18,09}{100 \times 17,2} = 0,0105174$$

a/ Pour les charges de faible durée d'application :

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72(2+3\frac{b_0}{b})\bar{w}} = \frac{7,5}{72(2+3)0,0105174} = 1,9808$$

b/ Pour les charges de longue durée d'application :

$$\lambda_v = \frac{\lambda_i}{2,5} = \frac{1,9808}{2,5} = 0,7923$$

c/ Pour la charge q , la contrainte dans les aciers tendus est :

$$\sigma_a = \frac{M_q}{\gamma_h A} = \frac{5994 \cdot 10^2}{0,86 \cdot 17,2 \cdot 18,09} = 2240 \text{ bar}$$

$$\mu = 1 - \frac{5\bar{\sigma}_b}{4\bar{w}\sigma_a + 3\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5 \cdot 7,5}{4 \cdot 0,0105174 \cdot 2240 + 3 \cdot 7,5} = 0,678$$

d/ Pour la charge g , la contrainte dans les aciers tendus est :

$$\sigma_a = \frac{M_g}{\gamma_h A} = \frac{898,5 \cdot 10^2}{0,86 \cdot 17,2 \cdot 18,06} = 335,78 \text{ bar}$$

$$\mu = 1 - \frac{5\bar{\sigma}_b}{4\bar{w}\sigma_a + 3\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5 \cdot 7,5}{4 \cdot 0,0105174 \cdot 335,78 + 3 \cdot 7,5} = -0,0238 \rightarrow 0$$

Module de deformation longitudinal (art 9.6 CCBA68)

$$E_v = 7000 \sqrt{1,2 \sigma'_{2,8}} = 7000 \sqrt{1,2 \cdot 300} = 132815,66 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_i = 3E_v = 398447 \text{ daN/cm}^2$$

a/ Calcul de $f_{g_{\infty}}$:

$$I_{fv} = \frac{I_t}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{16999,4}{1 + 0,7923 \cdot 0} = 16999,4 \text{ cm}^4$$

$$f_{g_{\infty}} = \frac{M_g l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{898,5 \cdot 10^2 \cdot 360^2}{10 \cdot 132815,66 \cdot 16999,4} = 0,5157 \text{ cm}$$

b/ Calcul de f_{g_0} :

$$I_{f_i} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{16999,4}{1 + 1,9808 \cdot 0,678} = 7255,45 \text{ cm}^4$$

$$f_{g_0} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I_{f_i}} = \frac{5994 \cdot 10^2 \cdot \overline{360}^2}{10 \cdot 398447 \cdot 7255,45} = 2,687 \text{ cm}$$

La flèche totale est donc:

$$\Delta f = \gamma_{g_0} + f_{g_0} - f_{g_0}^0 = 0,5157 + 2,687 - 0,1719 = 3,031 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité (art 52.2 ECBA68)

Il faut vérifier les 2 conditions suivantes:

$$* \frac{A_x}{b l_x} \geq \frac{\psi_4}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2 \quad \forall \rho$$

$$* \frac{A_y}{b h_y} \geq 0,35 \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_y} \right)^2 \quad \text{pour } \rho \leq 0,4$$

A_x et A_y sont les sections d'armatures tendues disposées suivant les directions l_x et l_y

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,6}{29} = 0,124 < 0,4$$

$$\bar{\sigma}_b: \text{Contrainte de traction du béton} \quad \bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ bar}$$

$$\bar{\sigma}_a: \text{Contrainte de traction de l'acier} \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ bar}$$

h_0 : hauteur totale de la dalle

$$\psi_4: \text{Coefficient relatif à l'acier ecroui} \quad \psi_4 = 0,54$$

$$\frac{A_x}{b l_x} = \frac{A_x}{100 \cdot 17,2} \geq \frac{0,54}{2} (2 - 0,124) \cdot \frac{7,5}{2800} \left(\frac{20}{17,2} \right)^2$$

$$\Rightarrow A_x \geq 3,155 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{O.K.}$$

$$\frac{A_y}{100 \cdot 15,6} \geq 0,35 \cdot 0,54 \cdot \frac{7,5}{2800} \left(\frac{20}{15,6} \right)^2 \Rightarrow A_y \geq 1,29 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{O.K.}$$

Verification de la fissuration (art 49.22 CCBA68)

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\pi}{\phi} K \bar{\sigma}_b}$$

ϕ : diametre nominal en mm de la plus grande barre tendue

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhesion.

$K = 10^6$: fissuration nuisible

\bar{w}_f : pourcentage de fissuration $\bar{w}_f = \frac{A}{B_f}$

$$B_f = 7,2 \times 100 = 720$$

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{43,78}{720} = 0,0608$$

$$\sigma_1 = \frac{1,6 \cdot 10^6}{16} \cdot \frac{0,0608}{1 + 0,608} = 3781,09 \text{ bar}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{16} \cdot 10^6 \cdot 7,5} = 2078,5 \text{ bar}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_1, \max(\sigma_2, \sigma_1) \right\} = \min \{ 2800, \max(3781,09, 2078,5) \}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ bar}$$

Ceci pour un panneau de dalle desolidarisé de la poutre métallique.

Par contre en réalité, (état d'exploitation), la dalle et la poutre travaillent ensemble. La dalle participe par une largeur suffisante pour que l'axe neutre ne s'éloigne pas de la semelle supérieure de la poutre métallique (position idéal)

Ce qui permet aux 2 matériaux de travailler en 2 régimes différents à savoir:

- dalle entièrement comprimée (beton comprimé 20 fois meilleur que le beton tendu)
- Poutre en acier entièrement tendue.

Vérification au poinçonnement (art 39.54 CBA 68)

Il faut s'assurer que la contrainte maximale de cisaillement σ_{\max} reste inférieure à la contrainte admissible de traction $\bar{\sigma}_b$

$$\sigma_{\max} = \frac{1,5 P}{1,2 f_c h_0} \leq \bar{\sigma}_b$$

P : charge localisée

h_0 : épaisseur de la dalle

f_c : périmètre de diffusion sur le plan moyen de la dalle situé à $\frac{h_0}{2}$

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

Les surcharges qui peuvent poinçonner sont les surcharges: D, Mc120, Br

$$E = \frac{3}{4} e + \frac{h_0}{2} = 15,25 \text{ cm}$$

$$u' = u + 2E$$

$$v' = v + 2E$$

$$P_c = 2(u' + v')$$

Surcharge	u (cm)	v (cm)	u' (cm)	v' (cm)	P (kN)	P_c (cm)	σ_{\max} (bar)	$\bar{\sigma}_b$ (bar)
Mc120	100	610	130,5	640,5	$55 \cdot 10^3$	1542	2,23	7,5
Br	60	30	90,5	60,5	$10 \cdot 10^3$	302	2,07	7,5
D	320	1860	350,5	1890,5	$2090 \cdot 10^3$	2252	1,83	7,5

Arrêt des armatures:

Les règles CBA 68 prévoient que la totalité des barres sont prolongées jusqu'aux appuis lorsque la dalle est soumise à l'action des charges concentrées mobiles. Cette prescription vise surtout les ouvrages d'art en particulier les ponts.

Recouvrement des armatures:

Etant donné que les longueurs des barres ne font que 12 m ou 14 m et que les armatures calculées filent jusqu'aux appuis, on doit alors assurer un recouvrement pour assurer la continuité des contraintes.

La jonction de deux barres parallèles identiques est assurée par recouvrement lorsque leurs extrémités se chevauchent sur une longueur au moins égale à leur longueur de scellement droit dans le cas où leur distance entre axes est ou plus égale à cinq fois leur diamètre (art 30.52 CCBA 68)

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} \quad \text{en traction}$$

$$l'_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\sigma}_d} \quad \text{en compression.}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a \rightarrow l_d = l'_d$$

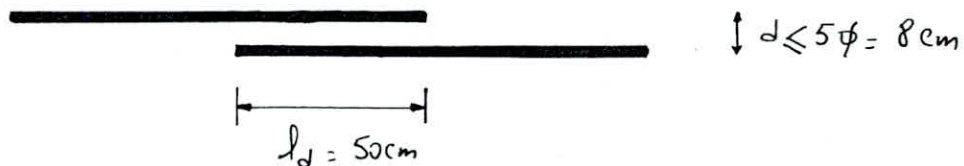
$$\bar{\sigma}_d = 2,5 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2,5 \times 1,5 \times 7,5 = 28,125 \text{ bar}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ bar} \quad \phi = 16 \text{ mm}$$

$$l_d = \frac{16}{4} \cdot \frac{2800}{28,125} = 39,8 \text{ cm}$$

On adopte donc : $l_d = l'_d = 50 \text{ cm}$

La transmission directe des efforts se fait par adhérence.



annexe dalle

Verification sous la sollicitation du second genre SP2:

Soit: $SP_2 = G + 1,5P$

$SP_2'' = G + P + SI$ avec $SI = 10\% (CP + CCP)$ (SETRA)

$SI = 0,1 (16,25) = 1,625 \text{ kdaN/ml}$

avec $\sigma_a \leq \sigma_{en}$ (art 10.42 CCBA68)

$\sigma_b' \leq 1,5 \sigma_b'$ (art 9.47 CCBA68)

En travée:

$SP_2 \rightarrow M = 0,8 (M_{PP} + 1,5 M_{C120}) = 0,8 (1123,2 + \frac{1,5}{1,2} \cdot 7643,3) = 8542 \text{ m daN/ml}$

$SP_2'' \rightarrow M = 0,8 (M_{PP} + \frac{1}{1,2} \cdot 7643,3 + 1,625) = 7234 \text{ m daN/ml}$

donc SP_2 est plus defavorable que SP_2''

$\bar{w} = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \cdot 18,09}{100 \cdot 17,2} = 1,05174 \xrightarrow{\text{charon}} \begin{cases} \epsilon = 0,8582 \\ k = 20,25 \end{cases}$

$\sigma_a = \frac{M}{AEh} = \frac{8542 \cdot 10^2}{18,09 \cdot 0,8582 \cdot 17,2} = 3198,9 \text{ bar} < \sigma_{en} = 4200 \text{ bar}$

$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{3198,9}{20,25} = 156 \text{ bar} < 1,5 \sigma_b' = 270 \text{ bar}$

Sur appui:

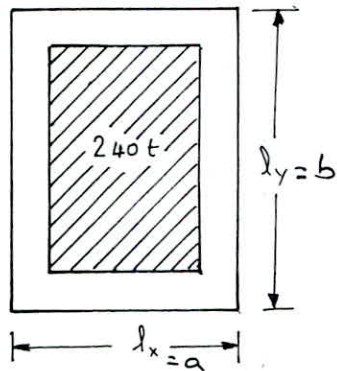
$SP_2 \rightarrow M = 0,5 M_{PP} + \frac{1,5}{1,2} M_{C120} = 0,5 \cdot 1123,2 + \frac{1,5}{1,2} \cdot 7493 = 9928 \text{ m daN}$

$\bar{w} = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \cdot 20,17}{100 \cdot 17,2} = 1,1726 \xrightarrow{\text{charon}} \begin{cases} \epsilon = 0,8524 \\ k = 18,88 \end{cases}$

$\sigma_a = \frac{M}{AEh} = \frac{9928 \cdot 10^2}{20,17 \cdot 0,8524 \cdot 17,2} = 3357,2 \text{ bar} < \sigma_{en} = 4200 \text{ bar}$

$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{3357,2}{18,88} = 177,8 \text{ bar} < 1,5 \sigma_b' = 180 \times 1,5 = 270 \text{ bar}$

Remarque: Il nous a été demandé tardivement de ferrailer la dalle avec le système D



Diffusion $u = 3,2\text{m}$; $v = 18,6\text{m}$

$$u' = u + h_0 + 1,5e_r = 3,505\text{m}$$

$$v' = v + h_0 + 1,5e_r = 18,905\text{m}$$

$$\frac{u'}{a} = 0,9736 ; \frac{v'}{b} = 0,652 ; \beta = 0,124$$

donc on a :

$$M_x = 1,2(M_1 + \gamma M_2)P = 17579\text{ mdaN/ml}$$

$$M_y = 1,2(M_2 + \gamma M_1)P = 6726\text{ mdaN/ml}$$

* Moments transversaux

• en travée : $M_{ta} = 0,8(M_{pp} + M_x) = 14961\text{ mdaN/ml}$

• sur appuis : $M_{ar} = -0,5(M_{pp} + M_x) = -9350\text{ mdaN/ml}$

• En encorbellement : $M_{ea} = -5692,8\text{ mdaN/ml}$

* Moments longitudinaux :

• En travée : $M_{tb} = 0,8(229,4 + 6726) = 5564\text{ mdaN/ml}$

• Sur appui : $M_{ab} = -0,5(229,4 + 6726) = -3478\text{ mdaN/ml}$

Ce qui donne le ferrailage suivant :

Section et armature	M_{ex} mdaN/m	M_{rb} mdaN/m	ΔM mdaN/m	K	α	γ	h	A cm ² /ml nécessaire	A' cm ² /ml nécessaire
A_{tx}	14961	10678	4283	36,95	0,491	0,836	17	37,61	17,68
$A_{ax}=A_{ay}$	9350	10678	<0	31,60	0,472	0,842	17	23,32	
A_{ty}	5564	10678	<0	22,86	0,412	0,862	15	14,94	
encastrement	5692,8	10678	<0	19,24	0,381	0,873	17	13,69	

Section	A cm ² /ml choisi	e (cm)	A' cm ² /ml choisi	e' (cm)	y_1 (cm)	I (cm ⁴)	σ'_b MPa	$\sigma'_{a_{bar}}$ MPa	$\sigma_{a_{bar}}$ MPa
A_{tx}	12HA20	8,3	6HA20	16	8,23	69777,5	177,3	1701,3	2801
$A_{ax}=A_{ay}$	8HA20	12,5			8,16	47568	162	1521,4	2606,4
A_{ty}	5HA20	20			6,37	26155	135,5	1075,3	2753,8
encastrement	5HA20	20			6,89	34974	112,1	949,7	2468,4

Les contraintes sont vérifiées à la limite.

Le système D entraîne des raciers tendus et comprimés en travers chose qui est peu pratique. Il aura fallu avoir une épaisseur de dalle de 25cm pour éviter cela.

Evaluation de l'effort tranchant

Poids propre:

$$a = 3,6 \text{ m} ; b = 2,9 \text{ m} \quad a < b$$

* au milieu du petit côté de dimension a

$$T_y = \frac{P}{3l_y} = \frac{74,19}{3 \times 2,9} = 0,853 \text{ KdaN/ml}$$

* au milieu du grand côté de dimension b

$$T_x = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{74,19}{2 \times 2,9 + 3,6} = 1,204 \text{ KdaN/ml}$$

Surcharge A:

$$A = K A_L \frac{l_o}{l_v}$$

$$A_L = 230 + \frac{36000}{L+12} = 230 + \frac{36000}{2,9+12} = 1108 \text{ daN/m}^2$$

$$K = 0,75 ; l_o = 3,5 \text{ m} \quad l_v = 3,6 \text{ m}$$

$$A = 0,75 \cdot 1108 \cdot \frac{3,5}{3,6} = 854,74 \text{ daN/m}^2$$

* au milieu du petit côté de dimension a

$$T_y = 1,2 \cdot \frac{1}{3} A \cdot l_x = 1,2 \times \frac{1}{3} \times 854,74 \times 3,6 = 1231 \text{ daN/ml}$$

* au milieu du grand côté de dimension b

$$T_x = 1,2 \times A \frac{l_x l_y}{2l_y^2 + l_x^2} = 1,2 \cdot 854,74 \cdot \frac{3,6 \times 2,9}{2 \times 2,9^2 + 3,6} = 1738,4 \text{ daN/ml}$$

Surcharge B_n:

$$u = 60 \text{ cm} ; v = 30 \text{ cm}$$

diffusion :

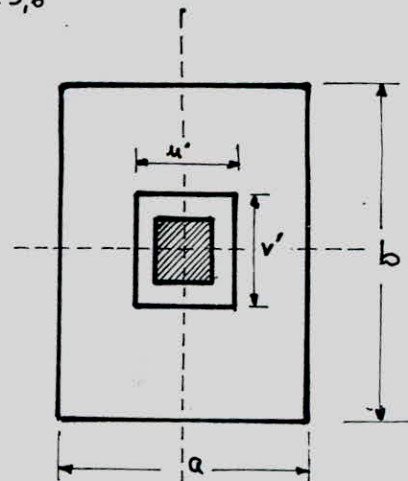
$$u' = u + h_0 + 1,5e_r = 60 + 20 + 1,5 \cdot 7 = 90,5 \text{ cm}$$

$$v' = v + h_0 + 1,5e_r = 30 + 20 + 1,5 \cdot 7 = 60,5 \text{ cm}$$

$$P = 10 \text{ t} \quad u' > v'$$

$$T_{u'} = \frac{P}{2u' + v'} = \frac{10^4}{2 \cdot 0,905 + 0,605} = 4141 \text{ daN/ml}$$

$$T_{v'} = \frac{P}{3u'} = \frac{10^4}{3 \cdot 0,905} = 3683 \text{ daN/ml}$$



T majoré et pondéré

$$T_x = 1,25 \times 1,2 \times 1,207 \times 4141 = 7497 \text{ daN/ml}$$

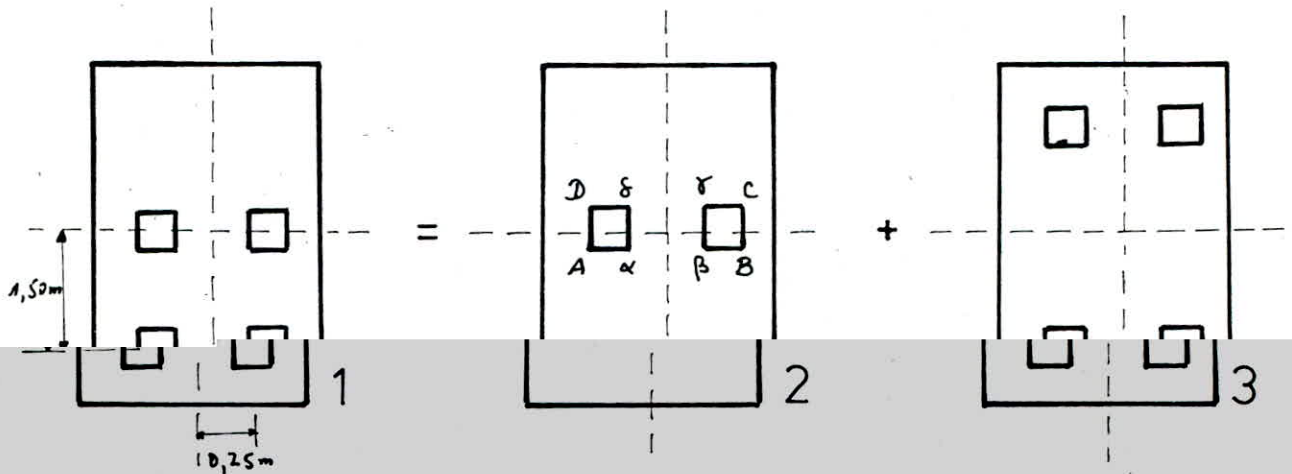
$$T_y = 1,25 \times 1,2 \times 1,207 \times 3683 = 6668 \text{ daN/ml}$$

Surcharge B_c :

$$u = v = 25 \text{ cm} ; h_0 = 20 \text{ cm}$$

$$u' = u + h_0 + 1,5e_r = 25 + 20 + 1,5 \cdot 7 = 55,5 \text{ cm}$$

$$v' = v + h_0 + 1,5e_r = 25 + 20 + 1,5 \cdot 7 = 55,5 \text{ cm}$$



Vérification d'interférence:

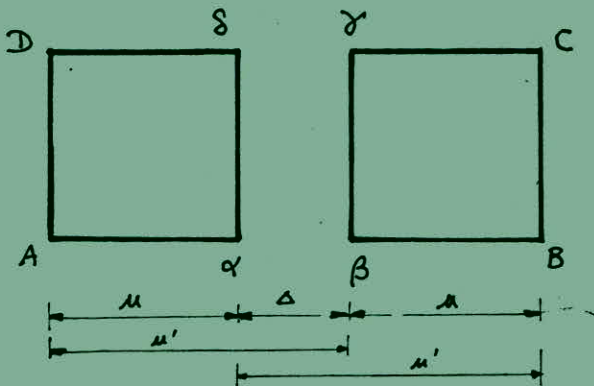
$$\frac{u'}{2} = \frac{55,5}{2} = 27,75 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{il existe une interférence}$$

$$\frac{v'}{2} = \frac{55,5}{2} = 27,75 \text{ cm} < 75 \text{ cm} \Rightarrow \text{pas d'interférence.}$$

Pression de répartition sur le plan moyen:

$$p = \frac{T}{u' \times v'} = \frac{6000}{(55,5)^2} = 1,948 \text{ 'bar}$$

Considérons le système (2):



Surface ABCD:

$$u_1 = 2u' - \Delta \quad ; \quad v_1 = v'$$

$$\Delta = 2 \left(\frac{u'}{2} - \frac{v_0}{2} \right) = u' - 50 = 55,5 - 50 = 5,5 \text{ cm}$$

$$u_1 = 2 \cdot 55,5 - 5,5 = 105,5 \text{ cm}$$

$$v_1 = 55,5 \text{ cm}$$

$$u_1 > v_1$$

$$P_1 = \sigma u_1 \cdot v_1 = 1,948 \times 105,5 \times 55,5 = 11406 \text{ daN}$$

$$T_{u_1} = \frac{P_1}{2u_1 + v_1} = \frac{11406}{(2 \cdot 105,5 + 55,5) \cdot 10^{-2}} = 4280 \text{ daN/ml}$$

$$T_{v_1} = \frac{P_1}{3u_1} = \frac{11406}{3 \cdot 105,5 \cdot 10^{-2}} = 3600 \text{ daN/ml}$$

Surface $\alpha\beta\gamma\delta$:

$$u_2 = \Delta = 5,5 \text{ cm} \quad ; \quad v_2 = v' = 55,5 \text{ cm}$$

$$v_2 > u_2 \quad ; \quad P_2 = \sigma \cdot u_2 \cdot v_2 = 1,948 \times 5,5 \times 55,5 = 595 \text{ daN}$$

$$T_{u_2} = \frac{P_2}{3v_2} = \frac{595}{3 \cdot 55,5 \cdot 10^{-2}} = 357 \text{ daN/ml}$$

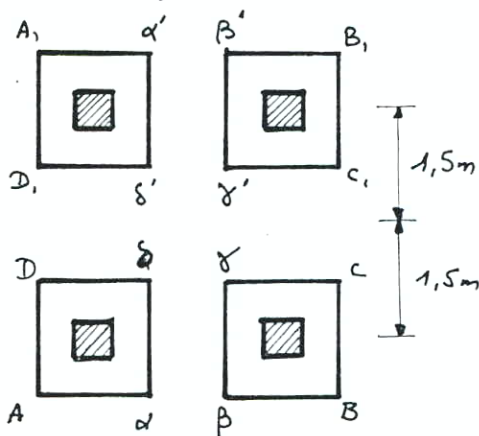
$$T_{v_2} = \frac{P_2}{2v_2 + u_2} = \frac{595}{(2 \cdot 55,5 + 5,5) \cdot 10^{-2}} = 511 \text{ daN/ml}$$

En définitif, pour le système (2), on a:

$$i_{u_2}^T = i_{u_1} + T_{u_2} = 4280 + 357 = 4637 \text{ daN/ml}^2$$

$$T_{v_2} = T_{v_1} + T_{v_2} = 3600 + 511 = 4111 \text{ daN/ml}$$

Considérons le système (3):



Surface ABB₁A₁:

$$u_1 = 2u' - \Delta = 2 \times 55,5 - 5,5 = 105,5 \text{ cm}$$

$$v_1 = v' + 2 \times 1,50 = 55,5 + 300 = 355,5 \text{ cm}$$

$$P_1 = \sigma u_1 v_1 = 1,948 \times 105,5 \times 355,5 = 73,06 \text{ KdaN}$$

$$u_1 < v_1$$

$$T_{u_1} = \frac{P_1}{3v_1} = \frac{73,06}{3 \cdot 355,5} = 6850 \text{ daN/ml}$$

$$T_{v_1} = \frac{P_1}{2v_1 + u_1} = \frac{73,06}{2 \cdot 355,5 + 105,5} = 8948 \text{ daN/ml}$$

Surface DD₁CC₁:

$$u_2 = 2u' - \Delta = 2 \cdot 55,5 - 5,5 = 105,5 \text{ cm}$$

$$v_2 = 300 - 2 \cdot \frac{v'}{2} = 300 - 55,5 = 244,5 \text{ cm}$$

$$P_2 = \sigma \cdot u_2 \cdot v_2 = 1,948 \cdot 105,5 \cdot 244,5 = 50,248 \text{ KdaN/ml}$$

$$v_2 > u_2$$

$$T_{u_2} = \frac{P_2}{3v_2} = \frac{50,248}{3 \cdot 244,5} = 6850 \text{ daN/ml}$$

$$T_{v_2} = \frac{P_2}{2v_2 + u_2} = \frac{50,248}{2 \cdot 244,5 + 105,5} = 8452 \text{ daN/ml}$$

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

$$u_3 = \Delta = 5,5 \text{ cm} ; v_3 = v_1 = 355,5 \text{ cm} \quad v_3 > u_3$$

$$P_3 = \sigma \cdot u_3 \cdot v_3 = 1,948 \cdot 5,5 \cdot 355,5 = 3809 \text{ daN}$$

$$T_{u_3} = \frac{P_3}{3v_3} = \frac{3809}{3 \cdot 355,5} = 357 \text{ daN/ml}$$

$$T_{v_3} = \frac{P_3}{2v_3 + u_3} = \frac{3809}{2 \cdot 355,5 + 5,5} = 532 \text{ daN/ml}$$

Surface $\delta\gamma\delta'\gamma'$:

$$u_4 = \Delta = 5,5 \text{ cm} ; v_4 = v_2 = 244,5 \text{ cm} \quad v_4 > u_4$$

$$P_4 = \sigma \cdot u_4 \cdot v_4 = 1,948 \cdot 5,5 \cdot 244,5 = 2619 \text{ daN}$$

$$T_{u_4} = \frac{P_4}{3v_4} = \frac{2619}{3 \cdot 244,5} = 357 \text{ daN/ml} ; T_{v_4} = \frac{P_4}{2v_4 + u_4} = \frac{2619}{2 \cdot 244,5 + 5,5} = 529 \text{ daN/ml}$$

Donc pour le système ③; on a:

$$T_{u③} = \frac{T_{u1} - T_{u2} + T_{u3} - T_{u4}}{2} = \frac{6850 - 6850 + 0,357 - 0,357}{2} = 0$$

$$T_{v③} = \frac{T_{v1} - T_{v2} + T_{v3} - T_{v4}}{2} = \frac{8948 - 8452 + 532 - 529}{2} = 2495 \text{ daN/ml}$$

Ainsi pour le système ①, on a:

$$T_u = T_{u②} + T_{u③} = 4637 \text{ daN/ml}$$

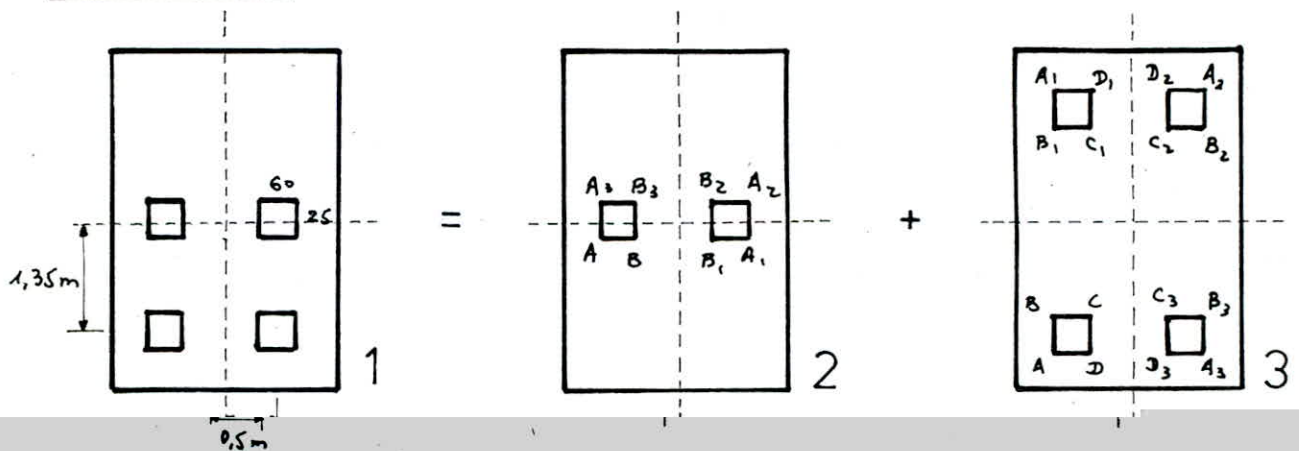
$$T_v = T_{v②} + T_{v③} = 4111 + 2495 = 4360,5 \text{ daN/ml}$$

Ponderé et majoré

$$T_x = 1,25 \times 1,2 \times 1,207 \times 4637 = 8395 \text{ daN/ml}$$

$$T_y = 1,25 \times 1,2 \times 1,207 \times 4360,5 = 7894,6 \text{ daN/ml}$$

Système B_f:



Diffusion des charges sur le plan moyen:

$$u' = u + h_0 + 1,5e_r = 60 + 20 + 1,5 \cdot 7 = 90,5 \text{ cm}$$

$$v + h_0 + 1,5e_r = 25 + 20 + 1,5 \cdot 7 = 55,5 \text{ cm}$$

Réaction de l'interférence:

$$= \frac{90,5}{2} = 45,25 \text{ cm} < 50 \text{ cm} \Rightarrow \text{pas d'interférence}$$

$$= \frac{55,5}{2} = 27,75 \text{ cm} < \frac{135}{2} = 67,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{pas d'interférence}$$

Pression de répartition sur le plan moyen:

$$\frac{P}{u'v'} = \frac{8000}{90,5 \times 55,5} = 1,593 \text{ bar}$$

systeme (2):

surface AA₁A₂A₃:

$$u_1 = 100 + 90,5 = 190,5 \text{ cm} ; v_1 = v' = 55,5 \text{ cm} \quad u_1 > v_1$$

$$P_1 = \sigma \cdot u_1 \cdot v_1 = 1,593 \times 190,5 \times 55,5 = 16,842 \text{ KdaN}$$

$$T_{u_1} = \frac{P_1}{2u_1 + v_1} = \frac{16,842}{2 \cdot 1,905 + 0,555} = 3858 \text{ daN/ml}$$

$$T_{v_1} = \frac{P_1}{3u_1} = \frac{16,842}{3 \cdot 1,905} = 2947 \text{ daN/ml}$$

surface BB₁B₂B₃:

$$u_2 = 100 - u' = 100 - 90,5 = 9,5 \text{ cm} ; v_2 = v' = 55,5 \text{ cm} \quad u_2 < v_2$$

$$P_2 = 1,593 \times 9,5 \times 55,5 = 840 \text{ daN/ml}$$

$$T_{u_2} = \frac{P_2}{3v_2} = \frac{840}{3 \cdot 0,555} = 504,5 \text{ daN/ml}$$

$$T_{v_2} = \frac{P_2}{2v_2 + u_2} = \frac{840}{2 \cdot 0,555 + 0,95} = 697 \text{ daN/ml}$$

donc pour le systeme (2), on a:

$$T_{u(2)} = T_{u_1} - T_{u_2} = 3858 - 504,5 = 3353,5 \text{ daN/ml}$$

$$T_{v(2)} = T_{v_1} - T_{v_2} = 2947 - 697 = 2250 \text{ daN/ml}$$

Systeme (3):

Surface AA₁A₂A₃:

$$u_1 = 100 + u' = 100 + 90,5 = 190,5 \text{ cm}$$

$$v_1 > u_1$$

$$v_1 = 2 \times 135 + v' = 270 + 55,5 = 325,5 \text{ cm}$$

$$P_1 = \sigma \cdot u_1 \cdot v_1 = 1,593 \times 190,5 \times 325,5 = 98,778 \text{ KdaN}$$

$$T_{u_1} = \frac{P_1}{3v_1} = \frac{98,778}{3 \cdot 325,5 \cdot 10^{-2}} = 10,115 \text{ KdaN/ml}$$

$$T_{v_1} = \frac{P_1}{2v_1 + u_1} = \frac{98,778}{2 \cdot 3,255 + 1,905} = 11,738 \text{ KdaN/ml}$$

Surface BB₁B₂B₃:

$$u_2 = u_1 = 100 + u' = 190,5 \text{ cm}$$

$$v_2 = 2 \times 1,35 - v' = 270 - 55,5 = 214,5 \text{ cm}$$

$$v_2 > u_2$$

$$P_2 = \sigma \cdot u_2 \cdot v_2 = 1,593 \times 190,5 \times 214,5 = 65,1 \text{ kdaN}$$

$$T_{u_2} = \frac{P_2}{3v_2} = \frac{65,1}{3 \cdot 214,5} = 10,116 \text{ kdaN/ml}$$

$$T_{v_2} = \frac{P_2}{2u_2 + v_2} = \frac{65,1}{2 \cdot 190,5 + 214,5} = 10,508 \text{ kdaN/ml}$$

Surface CC₁C₂C₃:

$$u_3 = 100 - u' = 100 - 90,5 = 9,5 \text{ cm}$$

$$v_3 = 2 \times 1,35 - v' = 270 - 55,5 = 214,5 \text{ cm}$$

$$v_3 > u_3$$

$$P_3 = \sigma \cdot u_3 \cdot v_3 = 1,593 \times 9,5 \times 214,5 = 3246 \text{ daN}$$

$$T_{u_3} = \frac{P_3}{3v_3} = \frac{3246}{3 \cdot 214,5} = 504 \text{ daN/ml}$$

$$T_{v_3} = \frac{P_3}{2u_3 + v_3} = \frac{3246}{2 \cdot 9,5 + 214,5} = 740 \text{ daN/ml}$$

$$100 - 90,5 = 9,5 \text{ cm}$$

$$270 + 55,5 = 325,5 \text{ cm}$$

$$1,593 \times 9,5 \times 325,5 = 4926 \text{ daN}$$

$$\frac{4926}{3,255} = 504 \text{ daN/ml}$$

$$\frac{4926}{2,55 + 0,095} = 746 \text{ daN/ml}$$

12 :

$$T_{u_3} - T_{u_4} = \frac{10,115 - 10,116 + 0,504 - 0,504}{2} = 0$$

$$T_{v_3} - T_{v_4} = \frac{11,738 - 10,508 + 740 - 746}{2} = 6,15 \text{ daN/ml}$$

Surface DD₁D₂D₃:

$$u_4 = 100 - u' = 100 - 90,5 = 9,5 \text{ cm}$$

$$v_4 = 2 \times 1,35 + v' = 270 + 55,5 = 325,5 \text{ cm}$$

$$P_4 = \sigma \cdot u_4 \cdot v_4 = 1,593 \times 9,5 \times 325,5 = 4926 \text{ daN}$$

$$T_{u_4} = \frac{P_4}{3v_4} = \frac{4926}{3 \cdot 325,5} = 504 \text{ daN/ml}$$

$$T_{v_4} = \frac{P_4}{2u_4 + v_4} = \frac{4926}{2 \cdot 9,5 + 325,5} = 746 \text{ daN/ml}$$

Pour le système (3), on a :

$$T_{u(3)} = \frac{T_{u_1} - T_{u_2} + T_{u_3} - T_{u_4}}{2}$$

$$T_{v(3)} = \frac{T_{v_1} - T_{v_2} + T_{v_3} - T_{v_4}}{2}$$

Donc pour le système ①, on a :

$$T_u = T_{u②} + T_{u③} = 3353 \text{ daN/ml}$$

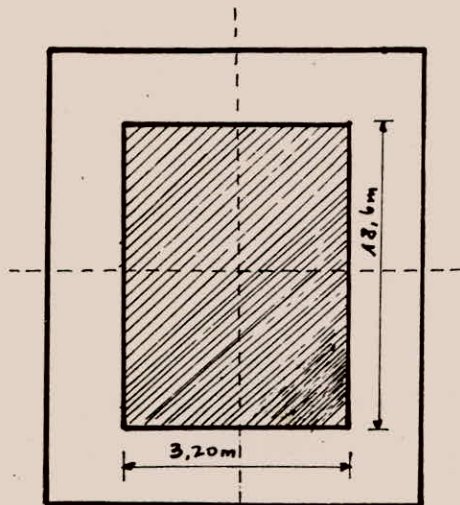
$$T_v = T_{v②} + T_{v③} = 2250 + 615 = 2865 \text{ daN/ml}$$

T majorée et pondérée :

$$T_x = 1,25 \times 1,2 \times 1,207 \times 3353 = 6070,6 \text{ daN/ml}$$

$$T_y = 1,25 \times 1,2 \times 1,207 \times 2865 = 5187 \text{ daN/ml}$$

Surcharge D :



$$u' = u + h_0 + 1,5e_r = 320 + 20 + 1,5 \cdot 7 = 350,7 \text{ cm}$$

$$v' = v + h_0 + 1,5e_r = 1860 + 20 + 1,5 \cdot 7 = 1890,5 \text{ cm}$$

$$P = 240 \text{ kdaN} \quad u' \leq v'$$

$$T_u = \frac{P}{3v'} = \frac{240}{3 \cdot 18,905} = 4,2317 \text{ kdaN/ml}$$

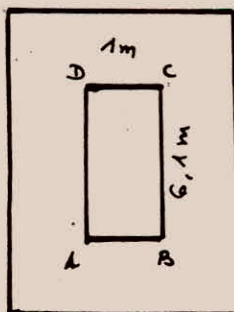
$$T_v = \frac{P}{2v' + u'} = \frac{240}{2 \cdot 18,905 + 3,507} = 5,81 \text{ kdaN/ml}$$

Le système D n'est ni majoré ni pondéré.

$$T_x = 1,25 \times 1,2 \times 4,2317 = 6,347 \text{ kdaN/ml}$$

$$T_y = 1,25 \times 1,2 \times 5,81 = 8,715 \text{ kdaN/ml}$$

Surcharge militaire Mc120 :



$$u' = u + h_0 + 1,5e_r = 100 + 20 + 1,5 \cdot 7 = 130,5 \text{ cm}$$

$$v' = v + h_0 + 1,5e_r = 610 + 20 + 1,5 \cdot 7 = 640,5 \text{ cm}$$

$$v' > u' \quad ; \quad P = 55 \text{ kdaN}$$

$$T_u = \frac{P}{3v'} = \frac{55}{3 \cdot 6,405} = 2,862 \text{ kdaN/ml}$$

$$T_v = \frac{P}{2v' + u'} = \frac{55}{2 \cdot 6,405 + 1,305} = 3,896 \text{ kdaN/ml}$$

T majorée et pondérée

$$T_x = 1,25 \times 1,2 \times 1,173 \times 2,862 = 5,035 \text{ kdaN/ml}$$

$$T_y = 1,25 \times 1,2 \times 1,173 \times 3,896 = 6,855 \text{ kdaN/ml}$$

Recapitulation des efforts tranchant majorés et pondérés :

charges	CP	A	Bc	Bt	Br	Mc120	D
T_x (KdaN/ml)	1,204	1,738	8,395	6,071	7,497	5,035	6,347
T_y (KdaN/ml)	0,853	1,231	7,8946	5,187	6,668	6,855	8,715

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

$$T_x = 1,204 + 8,395 = 9,599 \text{ KdaN/ml}$$

$$T_y = 0,853 + 8,715 = 9,568 \text{ KdaN/ml}$$

$$T_{max} = \max(T_x, T_y) = 9,599 \text{ KdaN/ml}$$

Verification au cisaillement: (art 27.2 CCBA 68)

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

$$\sigma_{max} = \frac{T}{b \cdot z} \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} h$$

$$\sigma_{max} = \frac{9599}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 17} = 6,45 \text{ bar/ml}$$

$$1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 7,5 = 8,625 \text{ bar}$$

donc $\sigma_{max} < \bar{\sigma}_b \Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Verification de l'adhérence: (art 28 CCBA 68)

Il s'agit de vérifier que : $\sigma_d = \frac{T}{P_c \cdot z} \leq \bar{\sigma}_d$

$$\bar{\sigma}_d = 2,5 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b \quad (\text{art 29.11 CCBA 68})$$

T : effort tranchant

P_c : perimetre utile de l'armature

z : bras de levier $z = \frac{7}{8} h$

$\psi_d = 1,5$ (acier HA)

$$\sigma_{dx} = \frac{T_x}{P_c \cdot z} \quad \text{avec } T_x = 9,599 \text{ KdaN/ml} ; h_x = 17,2 \text{ cm}$$

$$A_{ax} = A_{ay} = 6 \text{ HA } 16 \rightarrow P_c = 1,6 \times 3,14 \times 6 = 30,114 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_{dx} = \frac{9599}{30,114 \cdot \frac{7}{8} \cdot 17,2} = 21,158 \text{ bar}$$

$$T_y = 9,568 \text{ kdaN/ml} \quad ; \quad h_y = 15,6 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_{dy} = \frac{9568}{30,114 \cdot \frac{7}{8} \cdot 15,6} = 23,258 \text{ bar}$$

$$\bar{\sigma}_d = \max(\bar{\sigma}_{dx}, \bar{\sigma}_{dy}) = 23,258 \text{ bar}$$

$$\bar{\sigma}_d = 2,5 \cdot 1,5 \cdot 7,5 = 28,125 \text{ bar}$$

$$\bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}_d \Rightarrow \text{l'adhérence est vérifiée.}$$

ETUDE
DES
POUTRES PRINCIPALES

CALCUL DES CHARGES

Poids propre du tablier:

- Avant prise du béton (charges permanentes CP)

ossature métallique (140 Kg/m^2) :	$140 \times 18,733$	=	2622,62 Kg/ml
• Dalle en béton armé :	$0,2 \times 2500 \times 18,733$	=	9366,5 Kg/ml
• Goussets :	$5 \times 0,05 \times 0,55 \times 2500$	=	343,75 Kg/ml
• Coffrage métallique (70 Kg/m^2) :	$70 \times 18,733$	=	1311,31 Kg/ml
	P_{CP}	=	13644,18 Kg/ml

- Après, prise du béton (complément de charges permanentes CCP)

• Coffrage métallique :		=	-1311,31 Kg/ml
• revêtement chaussée :	$0,07 \times 2200 \times 14,4$	=	2217,6 Kg/ml
• revêtement trottoir :	$2 \times 1,9165 \times 2200 \times 0,05$	=	421,63 Kg/ml
• Corniche :		=	438 Kg/ml
• Dalottes :		=	366,625 Kg/ml
• MURETS (bordures de trottoir) :		=	375 Kg/ml
• Garde Corps :		=	100 Kg/ml
	P_{CCP}	=	2607,545 Kg/ml

Poids total : $P = (P_{CP} + P_{CCP}) \times l$

$$P = (13644,18 + 2607,545) \times 29 = 471,3 \text{ t}$$

$$P = 471,3 \text{ t}$$

CALCUL DES SURCHARGES

- Système B_c

- Sens longitudinal : 2 camions
- Sens transversal : 4 camions

$$S_{B_c} = b_c \times 4 \times (2 \times 30) = 0,8 \times 240 = 192 \text{ t}$$

- Système B_t

- Sens longitudinal : 1 tandem
- Sens transversal : 2 tandems

$$S_{B_t} = b_t \times 2 \times 32 = 1,64 = 6,4 \text{ t}$$

- Système D

1 convoi de 240 t

$$S_D = 240 \text{ t}$$

- Système M_{c120}

1 char M_{c120}

$$S_{M_{c120}} = 110 \text{ t}$$

COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE

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

surcharges civiles

$$\delta = 1,114$$

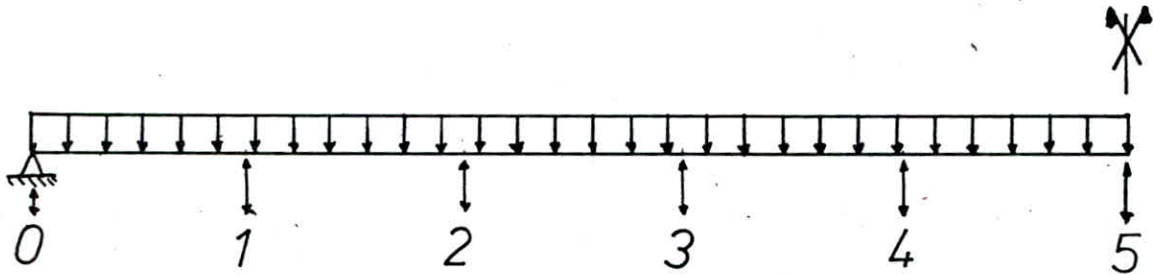
surcharges militaires

$$\delta = 1,092$$

EVALUATION DES EFFORTS

- Calcul des efforts avant prise du béton (CP)

On calculera les efforts dans 11 sections de la poutre. C'est à dire tous les $\frac{l}{10} = 2,9\text{m}$



Pour chaque section, on aura :

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

$$T = q \frac{l}{2} - qx$$

avec $q = 13,644 \text{ t/ml}$; $l = 29\text{m}$

Section	0	1	2	3	4	5
x (m)	0	2,9	5,8	8,7	11,6	14,5
M (tm)	0	516,36	917,97	1204,83	1376,95	1434,32
T (t)	197,84	158,27	118,71	79,13	39,57	0

- Calcul des efforts après prise du béton (CCP)

$q = 2,607 \text{ t/ml}$; $l = 29\text{m}$

Section	0	1	2	3	4	5
x (m)	0	2,9	5,8	8,7	11,6	14,5
M (tm)	0	98,66	175,4	230,21	263,1	274,06
T (t)	37,8	30,24	22,68	15,12	7,56	0

Surcharge A:

$$A = 854,74 \text{ kg/m}^2$$

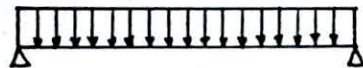
On chargera les 4 voies pour avoir le cas le plus défavorable

$$\text{donc } q = A \cdot l_s = 854,74 \times 14,4 = 12,31 \text{ t/ml}$$

Section	0	1	2	3	4	5
x(m)	0	2,9	5,8	8,7	11,6	14,5
M(tm)	0	465,87	828,22	1087	1242,3	1294,1

EFFORT tranchant

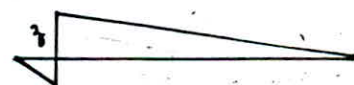
Pour avoir le plus grand effort tranchant, il faut charger longitudinalement entre les zéros de la ligne d'influence et transversalement les 4 voies

Section 0:

$$z = 1$$

$$T = q \cdot \frac{l}{2} \cdot z$$

$$T_0 = 12,31 \cdot \frac{29}{2} \cdot 1 = 178,495 \text{ t}$$

Section 1:

$$l' = 29 - 2,9 \text{ m} = 26,1 \text{ m}$$

$$A_L = 230 + \frac{36000}{26,1+12} = 1174,88 \text{ kg/m}^2$$

$$A = K A_L \frac{l_0}{l_0} = 0,75 \cdot 1174,88 \cdot \frac{3,5}{3,6} = 856,68 \text{ kg/m}^2$$

$$q = A l_s = 856,68 \times 14,4 = 12,336 \text{ t/ml}$$

$$T_1 = q \frac{l}{2} z \quad ; \quad \frac{z}{26,1} = \frac{1}{29} \rightarrow z = 0,9$$

$$T_1 = 144,88 \text{ t}$$

Section 2:

$$L = 29 - 5,8 = 23,2 \text{ m}$$

$$A_L = 230 + \frac{36000}{23,2+12} = 1252,73 \text{ Kg/m}^2$$

$$A = K A_L \frac{l_0}{l_v} = 0,75 \times 1252,73 \cdot \frac{3,5}{3,6} = 913,45 \text{ Kg/m}^2$$

$$q = A \cdot l_s = 913,45 \times 14,4 = 13,153 \text{ t/ml}$$

$$\frac{z}{23,2} = \frac{1}{29} \rightarrow z = 0,8$$

$$T_2 = q \cdot \frac{l}{2} \cdot z = 13,153 \cdot \frac{23,2}{2} \cdot 0,8 = 122,06 \text{ t}$$

Section 3:

$$L = 29 - 8,7 = 20,3 \text{ m}$$

$$A_L = 230 + \frac{36000}{20,3+12} = 1344,55 \text{ Kg/m}^2$$

$$A = K A_L \frac{l_0}{l_v} = 0,75 \cdot 1344,55 \cdot \frac{3,5}{3,6} = 980,4 \text{ Kg/m}^2$$

$$q = A \cdot l_s = 980,4 \times 14,4 = 14,118 \text{ t/ml}$$

$$\frac{z}{20,3} = \frac{1}{29} \rightarrow z = 0,7$$

$$T_3 = q \cdot \frac{l}{2} \cdot z = 14,118 \cdot \frac{20,3}{2} \cdot 0,7 = 100,31 \text{ t}$$

Section 4:

$$L = 29 - 11,6 = 17,4 \text{ m}$$

$$A_L = 230 + \frac{36000}{17,4+12} = 1454,5 \text{ Kg/m}^2$$

$$A = K A_L \frac{l_0}{l_v} = 0,75 \cdot 1454,5 \cdot \frac{3,5}{3,6} = 1060,57 \text{ Kg/m}^2$$

$$q = A \cdot l_s = 1060,57 \cdot 14,4 = 15,27 \text{ t/ml}$$

$$\frac{z}{17,4} = \frac{1}{29} \rightarrow z = 0,6$$

$$T_4 = q \cdot \frac{l}{2} \cdot z = 15,27 \cdot \frac{17,4}{2} \cdot 0,6 = 79,72 \text{ t}$$

Section 5:

$$L = 14,5 \text{ m}$$

$$A_L = 230 + \frac{36000}{14,5 + 12} = 1588,49 \text{ Kg/m}^2$$

$$A = K A_L \frac{l_0}{l_s} = 0,75 \cdot 1588,49 \cdot \frac{3,5}{3,6} = 1158,27 \text{ Kg/m}^2$$

$$q = A l_s = 1158,27 \cdot 14,4 = 16,68 \text{ t/ml}$$

$$\frac{z}{14,5} = \frac{1}{29} \rightarrow z = 0,5$$

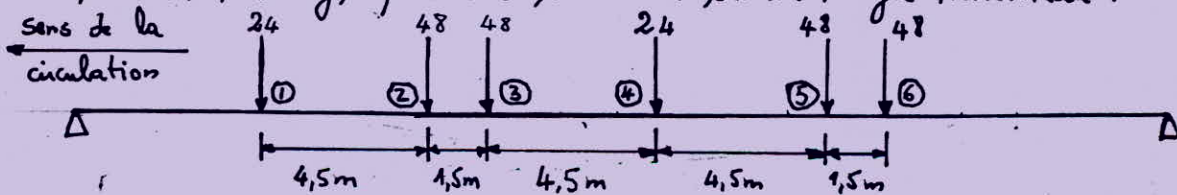
$$T_5 = q \cdot \frac{l}{2} \cdot z = 16,68 \cdot \frac{14,5}{2} \cdot 0,5 = 60,46 \text{ t}$$

Section	0	1	2	3	4	5
x (m)	0	2,9	5,8	8,7	11,6	14,5
T (t)	178,495	144,88	122,06	100,31	79,72	60,46

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 transversale.



Resultante : $R = 240 \text{ t}$

Recherche de la section dangereuse:

La charge P_k sous laquelle se produira le plus grand des moments max réalisé au droit de chaque charge est celle qui satisfait l'inégalité suivante:

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

- ① $0 \leq \frac{240}{2} \leq 24$ non
 ② $24 \leq \frac{240}{2} \leq 72$ non
 ③ $72 \leq \frac{240}{2} \leq 120$ oui
 ④ $120 \leq \frac{240}{2} \leq 144$ oui
 ⑤ $144 \leq \frac{240}{2} \leq 192$ non
 ⑥ $192 \leq \frac{240}{2} \leq 240$ non

Donc les sections susceptibles de donner le max des moments max sont les sections ③ et ④

Pour obtenir la section dangereuse, nous devons placer tout le convoi dans toutes les positions qui vérifient le Théorème de BARRE pour les sections se trouvant au droit de ces charges.

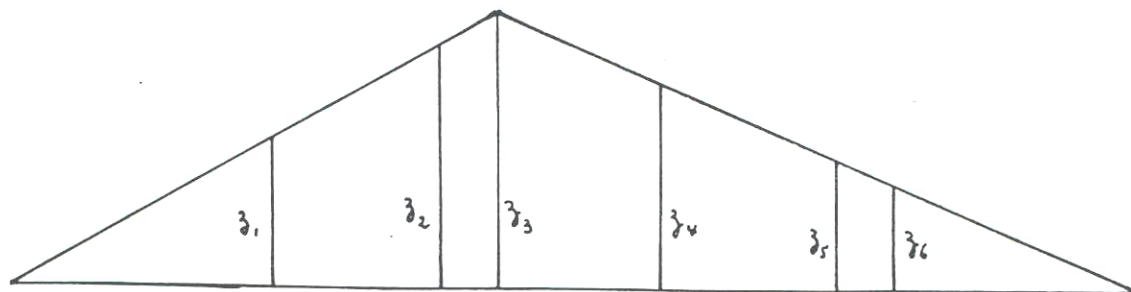
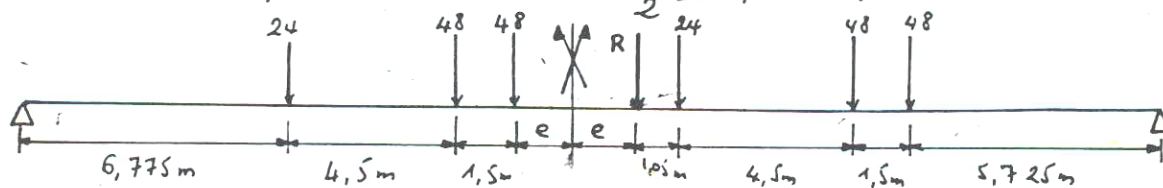
Pour chaque section, il y aura un moment max. La section dangereuse sera celle des moments max trouvés.

Section ③:

$$\sum M_{/③} = 0 :$$

$$24 \times 6 + 48 \times 1,5 - 24 \times 1,5 - 48 \times 9 - 48 \times 10,5 = 240 \text{ DE}$$

$$\rightarrow x = -3,45 \text{ m} \quad \rightarrow e = \frac{x}{2} = -1,725 \text{ m}$$



$$\frac{z_1}{6,775} = \frac{16,225}{29} \rightarrow z_1 = 3,79 \text{ m}$$

$$\frac{z_2}{11,275} = \frac{16,225}{29} \rightarrow z_2 = 6,31 \text{ m}$$

$$\frac{z_3}{12,775} = \frac{16,225}{29} \rightarrow z_3 = 7,15 \text{ m}$$

$$\frac{z_4}{11,725} = \frac{12,775}{29} \rightarrow z_4 = 5,16 \text{ m}$$

$$\frac{z_5}{7,225} = \frac{12,775}{29} \rightarrow z_5 = 3,18 \text{ m}$$

$$\frac{z_6}{5,725} = \frac{12,775}{29} \rightarrow z_6 = 2,52 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \sum P_i z_i = 24(3,79 + 5,16) + 48(6,31 + 7,15 + 3,18 + 2,52)$$

$$M_{\max} = 1134,48 \text{ m kdaN}$$

Section ④:

$$\sum M / \text{④} = 0 :$$

$$24 \cdot 10,5 + 48 \cdot 6 + 48 \cdot 4,5 - 48 \cdot 4,5 - 48 \cdot 6 = 240x$$

$$\rightarrow x = 1,05 \text{ m} \rightarrow e = \frac{x}{2} = 0,525 \text{ m}$$

$$\frac{z_1}{4,525} = \frac{13,975}{29} \rightarrow z_1 = 2,18 \text{ m}$$

$$\frac{z_2}{9,025} = \frac{13,975}{29} \rightarrow z_2 = 4,35 \text{ m}$$

$$\frac{z_3}{10,525} = \frac{13,975}{29} \rightarrow z_3 = 5,07 \text{ m}$$

$$\frac{z_4}{15,025} = \frac{13,975}{29} \rightarrow z_4 = 7,24 \text{ m}$$

$$\frac{z_5}{9,475} = \frac{15,025}{29} \rightarrow z_5 = 4,91 \text{ m}$$

$$\frac{z_6}{7,975} = \frac{15,025}{29} \rightarrow z_6 = 4,13 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \sum P_i z_i = 24(2,18 + 7,24) + 48(4,35 + 5,07 + 4,91 + 4,13)$$

$$M_{\max} = 1112,16 \text{ m kdaN}$$

Le max des moments max est déterminé en prenant comme section dangereuse la section ③ c'est à dire le 3^{ème} essieu du 1^{er} camion. Cette section est située à 1,725m de l'axe de symétrie de la poutre

Évaluation des moments dans chaque section

Le moment fléchissant est max au droit de la section "S" si en plaçant une charge 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 signe:

$$\frac{1}{a} \sum_{i=1}^{h-i-1} P_i \leq \frac{1}{b} \sum_{j=i+1}^n P_j$$

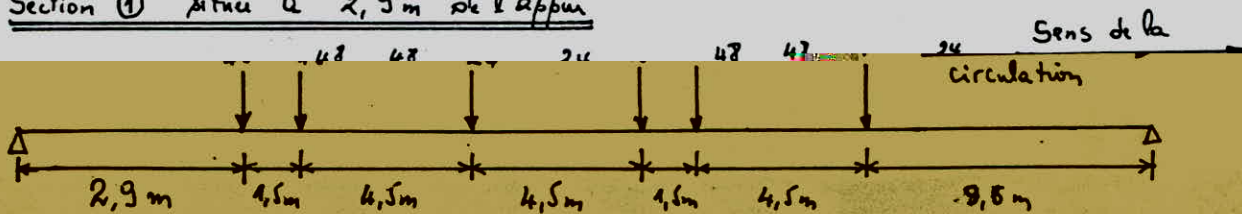
a: distance de l'appui gauche à la section "S"

b: distance de l'appui de droite à la section "S"

P_G : charges se trouvant à gauche de "S"

P_D : charges se trouvant à droite de "S"

Section ① situé à 2,9 m de l'appui



$$a = 2,9 \text{ m} ; \quad b = 26,1 \text{ m}$$

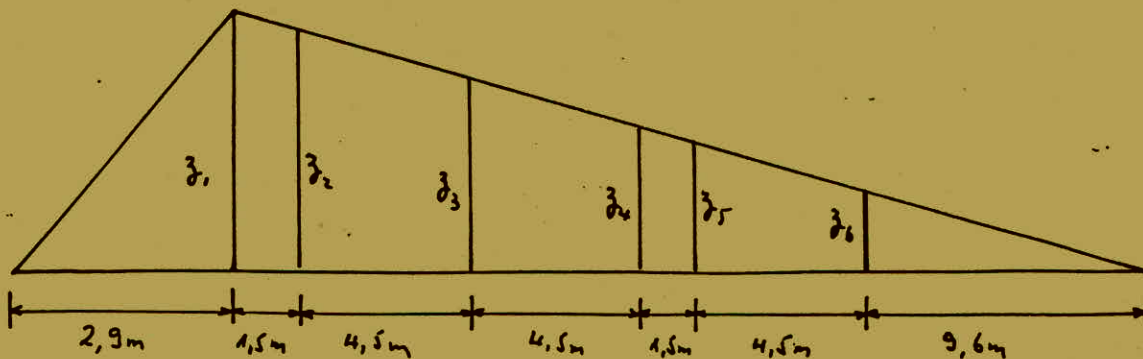
1^{er} cas: Le 3^{ème} essieu du 2^{ème} camion se trouve à droite de "S":

$$0 \leq \frac{240}{26,1}$$

2^{ème} cas: Le 3^{ème} essieu du 2^{ème} camion se trouve à gauche de "S":

$$\frac{48}{2,9} = 16,55 > \frac{192}{26,1} = 7,36$$

Donc l'inégalité change de signe sous le 3^{ème} essieu du 2^{ème} camion.



$$\frac{z_0}{2,9} = \frac{26,1}{29} \rightarrow z_1 = 2,61 \text{ m} \quad \left\| \quad \frac{z_4}{15,6} = 0,1 \rightarrow z_4 = 1,56 \text{ m}\right.$$

$$\frac{z_2}{24,6} = \frac{26,1}{26,1} \rightarrow z_2 = 2,46 \text{ m} \quad \left\| \quad \frac{z_5}{14,1} = 0,1 \rightarrow z_5 = 1,41 \text{ m}\right.$$

$$\frac{z_3}{20,1} = 0,1 \rightarrow z_3 = 2,01 \text{ m} \quad \left\| \quad \frac{z_6}{9,6} = 0,1 \rightarrow z_6 = 0,96 \text{ m}\right.$$

$$M = \sum P_i \cdot z_i = 24(0,96 + 2,01) + 48(2,61 + 2,46 + 1,56 + 1,41)$$

$$M = 457,2 \text{ mKdaN} \rightarrow M_{B_c \textcircled{1}} = 0,8 \cdot M = 365,76 \text{ mKdaN}$$

Section ② située à 5,8 m de l'appui.

$$a = 5,8 \text{ m} ; b = 23,2 \text{ m}$$

1^{er} cas: Le 3^{ème} essieu du 2^{ème} camion se trouve à droite de "S" -

$$0 < \frac{240}{23,2}$$

2^{ème} cas: Le 3^{ème} essieu du 2^{ème} camion se trouve à gauche de "S"

$$\frac{48}{5,8} = 8,27 = \frac{192}{23,2}$$

Donc l'inégalité change de sens sous le 3^{ème} essieu du 2^{ème} camion

$$\frac{z_1}{5,8} = \frac{23,2}{29} \rightarrow z_1 = 4,64 \text{ m} \quad \left\| \quad \frac{z_4}{12,7} = \frac{4,64}{23,2} \rightarrow z_4 = 2,54 \text{ m}\right.$$

$$\frac{z_2}{21,7} = \frac{4,64}{23,2} \rightarrow z_2 = 4,34 \text{ m} \quad \left\| \quad \frac{z_5}{11,2} = \frac{4,64}{23,2} \rightarrow z_5 = 2,24 \text{ m}\right.$$

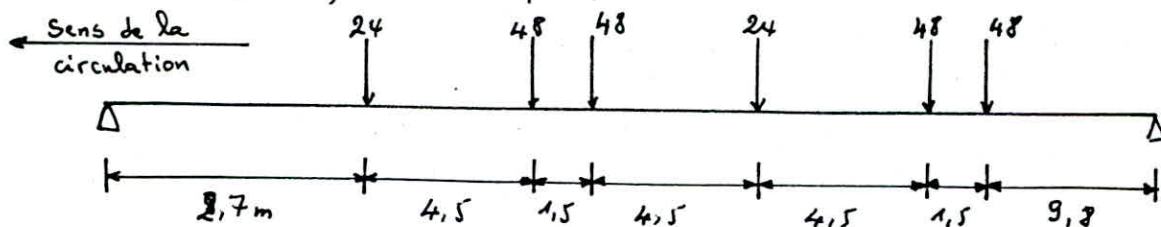
$$\frac{z_3}{17,2} = \frac{4,64}{23,2} \rightarrow z_3 = 3,44 \text{ m} \quad \left\| \quad \frac{z_6}{6,7} = \frac{4,64}{23,2} \rightarrow z_6 = 1,34 \text{ m}\right.$$

$$M = \sum P_i \cdot z_i = 24(3,44 + 1,34) + 48(4,64 + 4,34 + 2,54 + 2,24)$$

$$M = 775,2 \text{ mKdaN} \rightarrow M_{B_c \textcircled{2}} = 0,8 \cdot M = 620,16 \text{ mKdaN}$$

Section ③ située à 8,7 m de l'appui.

$$a = 8,7 \text{ m} ; b = 20,3 \text{ m}$$



1^{er} cas: Le 3^{ème} essieu du 1^{er} camion se trouve à droite de "S"

$$\frac{72}{8,7} = 8,27 > \frac{168}{20,3}$$

2^{es} cas: le 3^{ème} essieu du 1^{er} camion se trouve à gauche de "S"

$$\frac{1,20}{8,7} > \frac{1,20}{20,3}$$

Donc l'inégalité change de sens sous le 3^{ème} essieu du 1^{er} camion

$$\begin{array}{l} \frac{z_1}{2,7} = \frac{20,3}{29} \rightarrow z_1 = 1,89 \text{ m} \\ \frac{z_2}{7,2} = \frac{20,3}{29} \rightarrow z_2 = 5,04 \text{ m} \\ \frac{z_3}{8,7} = \frac{20,3}{29} \rightarrow z_3 = 6,09 \text{ m} \end{array} \quad \left\| \quad \begin{array}{l} \frac{z_4}{15,8} = \frac{8,7}{29} \rightarrow z_4 = 4,74 \text{ m} \\ \frac{z_5}{11,3} = \frac{8,7}{29} \rightarrow z_5 = 3,39 \text{ m} \\ \frac{z_6}{9,8} = \frac{8,7}{29} \rightarrow z_6 = 2,94 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$M = \sum P_i z_i = 24(1,89 + 4,74) + 72(5,04 + 6,09 + 3,39 + 2,94)$$

$$M = 997,2 \text{ mkdaN} \rightarrow M_{B, \text{④}} = 0,8 M = 797,76 \text{ mkdaN}$$

Section ④ située à 11,6 m de l'appui:

$$a = 11,6 \text{ m} ; b = 17,4 \text{ m}$$

1^{er} cas: Le 3^{ème} essieu du 1^{er} camion se trouve à droite de "S"

$$\frac{72}{11,6} = 6,21 < \frac{168}{17,4} = 9,65$$

2^{es} cas: Le 3^{ème} essieu du 1^{er} camion se trouve à gauche de "S"

$$\frac{1,20}{11,6} > \frac{1,20}{17,4}$$

Donc l'inégalité change de sens sous le 3^{ème} essieu du 1^{er} camion

$$\begin{array}{l} \frac{z_1}{5,6} = \frac{17,4}{29} \rightarrow z_1 = 3,36 \text{ m} \\ \frac{z_2}{10,1} = \frac{17,4}{29} \rightarrow z_2 = 6,06 \text{ m} \\ \frac{z_3}{11,6} = \frac{17,4}{29} \rightarrow z_3 = 6,96 \text{ m} \end{array} \quad \left\| \quad \begin{array}{l} \frac{z_4}{12,9} = \frac{11,6}{29} \rightarrow z_4 = 5,16 \text{ m} \\ \frac{z_5}{8,4} = \frac{11,6}{29} \rightarrow z_5 = 3,36 \text{ m} \\ \frac{z_6}{6,9} = \frac{11,6}{29} \rightarrow z_6 = 2,76 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$M = \sum P_i z_i = 24(3,36 + 5,16) + 48(6,06 + 6,96 + 3,36 + 2,76)$$

$$M = 1123,2 \text{ m kdaN} \rightarrow M_{Bc \textcircled{4}} = 0,8 \cdot M = 898,56 \text{ m kdaN}$$

Section ⑤ à mi-travée:

$$a = b = 14,5 \text{ m}$$

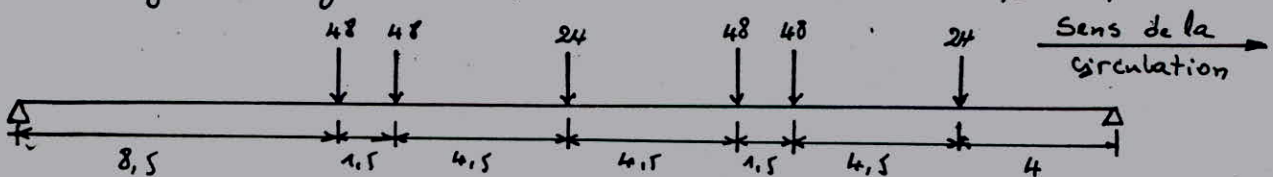
1^{er} cas: Le 1^{er} essieu du 2^{eme} camion se trouve à droite de "S"

$$\frac{96}{14,5} < \frac{144}{14,5}$$

2^{es} cas: Le 1^{er} essieu du 2^{eme} camion se trouve à gauche de "S"

$$\frac{120}{14,5} = \frac{120}{14,5}$$

Donc l'inégalité change de sens, sous le 1^{er} essieu du 2^{eme} camion



$$\frac{z_1}{8,5} = \frac{14,5}{29} \rightarrow z_1 = 4,25 \text{ m}$$

$$\frac{z_2}{10} = \frac{14,5}{29} \rightarrow z_2 = 5 \text{ m}$$

$$\frac{z_3}{14,5} = \frac{14,5}{29} \rightarrow z_3 = 7,25 \text{ m}$$

$$\frac{z_4}{10} = \frac{14,5}{29} \rightarrow z_4 = 5 \text{ m}$$

$$\frac{z_5}{8,5} = \frac{14,5}{29} \rightarrow z_5 = 4,25 \text{ m}$$

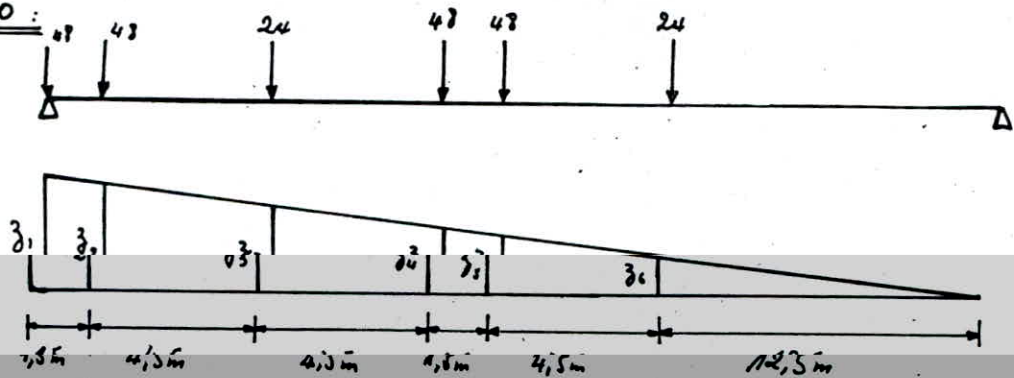
$$\frac{z_6}{4} = \frac{14,5}{29} \rightarrow z_6 = 2 \text{ m}$$

$$M = \sum P_i z_i = 24(7,25 + 2) + 48(4,25 + 5 + 5 + 4,25)$$

$$M = 1110 \text{ m kdaN} \rightarrow M_{Bc \textcircled{5}} = 0,8 \cdot M = 888 \text{ m kdaN}$$

Evaluation des efforts tranchants dans chaque section

Section 0 :



$$z_1 = 1$$

$$z_2 = z_1 \cdot \frac{27,5}{29} = 0,948$$

$$z_3 = z_1 \cdot \frac{23}{29} = 0,793$$

$$z_4 = z_1 \cdot \frac{18,5}{29} = 0,638$$

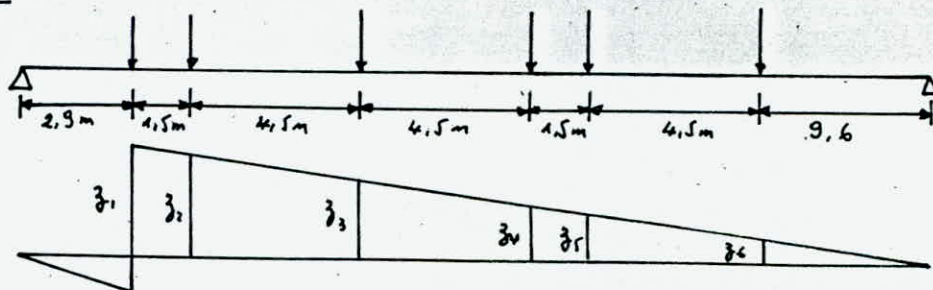
$$z_5 = z_1 \cdot \frac{17}{29} = 0,586$$

$$z_6 = z_1 \cdot \frac{12,5}{29} = 0,431$$

$$T = \sum P_i z_i = 24(0,793 + 0,431) + 40(1 + 0,948 + 0,638 + 0,586)$$

$$T = 181,632 \text{ KdaN} \rightarrow T_{Bc_0} = 0,8 \cdot T = 145,3 \text{ KdaN}$$

Section 1 :



$$\frac{z_1}{26,1} = \frac{1}{29} \rightarrow z_1 = 0,9$$

$$\frac{z_2}{24,6} = \frac{1}{29} \rightarrow z_2 = 0,848$$

$$\frac{z_3}{20,1} = \frac{1}{29} \rightarrow z_3 = 0,693$$

$$\frac{z_4}{15,6} = \frac{1}{29} \rightarrow z_4 = 0,538$$

$$\frac{z_5}{14,1} = \frac{1}{29} \rightarrow z_5 = 0,486$$

$$\frac{z_6}{9,6} = \frac{1}{29} \rightarrow z_6 = 0,331$$

$$T = \sum P_i z_i = 24(0,693 + 0,331) + 48(0,9 + 0,848 + 0,538 + 0,486)$$

$$T = 157,632 \text{ KdaN} \rightarrow T_{Bc_1} = 0,8T = 126,1 \text{ KdaN}$$

Section 2:

$$\frac{z_1}{22,2} = \frac{1}{29} \rightarrow z_1 = 0,8 \quad \left\| \quad \frac{z_4}{12,7} = \frac{1}{29} \rightarrow z_4 = 0,438 \right.$$

$$\frac{z_2}{21,7} = \frac{1}{29} \rightarrow z_2 = 0,748 \quad \left\| \quad \frac{z_5}{11,2} = \frac{1}{29} \rightarrow z_5 = 0,386 \right.$$

$$\frac{z_3}{17,2} = \frac{1}{29} \rightarrow z_3 = 0,593 \quad \left\| \quad \frac{z_6}{6,7} = \frac{1}{29} \rightarrow z_6 = 0,231 \right.$$

$$T = \sum P_i z_i = 24(0,593 + 0,231) + 48(0,8 + 0,748 + 0,438 + 0,386)$$

$$T = 133,632 \text{ kdaN} \rightarrow T_{B_{L2}} = 0,8 \cdot T = 106,9 \text{ kdaN}$$

Section 3:

$$\frac{z_1}{20,3} = \frac{1}{29} \rightarrow z_1 = 0,7 \quad \left\| \quad \frac{z_4}{9,8} = \frac{1}{29} \rightarrow z_4 = 0,338 \right.$$

$$\frac{z_2}{18,8} = \frac{1}{29} \rightarrow z_2 = 0,648 \quad \left\| \quad \frac{z_5}{8,3} = \frac{1}{29} \rightarrow z_5 = 0,286 \right.$$

$$\frac{z_3}{14,3} = \frac{1}{29} \rightarrow z_3 = 0,493 \quad \left\| \quad \frac{z_6}{3,8} = \frac{1}{29} \rightarrow z_6 = 0,131 \right.$$

$$T = \sum P_i z_i = 24(0,493 + 0,131) + 48(0,7 + 0,648 + 0,338 + 0,286)$$

$$T = 109,632 \text{ kdaN} \rightarrow T_{B_{L3}} = 0,8 \cdot T = 87,7 \text{ kdaN}$$

Section 4:

$$\frac{z_1}{17,4} = \frac{1}{29} \rightarrow z_1 = 0,6 \quad \left\| \quad \frac{z_4}{6,9} = \frac{1}{29} \rightarrow z_4 = 0,238 \right.$$

$$\frac{z_2}{15,9} = \frac{1}{29} \rightarrow z_2 = 0,548 \quad \left\| \quad \frac{z_5}{5,4} = \frac{1}{29} \rightarrow z_5 = 0,186 \right.$$

$$\frac{z_3}{11,4} = \frac{1}{29} \rightarrow z_3 = 0,393 \quad \left\| \quad \frac{z_6}{0,9} = \frac{1}{29} \rightarrow z_6 = 0,03 \right.$$

$$T = \sum P_i z_i = 24(0,393 + 0,03) + 48(0,6 + 0,548 + 0,238 + 0,186)$$

$$T = 85,608 \text{ kdaN} \rightarrow T_{B_{L4}} = 0,8 \cdot T = 68,486 \text{ kdaN}$$

Section 5:

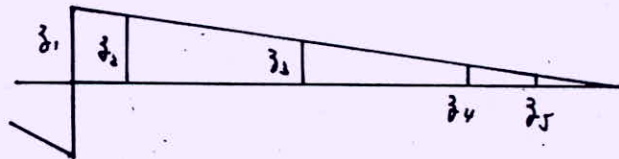
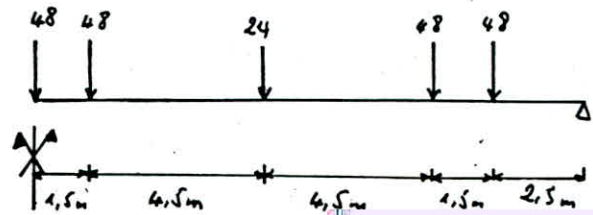
$$\frac{z_1}{14,5} = \frac{1}{29} \rightarrow z_1 = 0,5$$

$$\frac{z_2}{13} = \frac{1}{29} \rightarrow z_2 = 0,448$$

$$\frac{z_3}{8,5} = \frac{1}{29} \rightarrow z_3 = 0,293$$

$$\frac{z_4}{4} = \frac{1}{29} \rightarrow z_4 = 0,138$$

$$\frac{z_5}{2,5} = \frac{1}{29} \rightarrow z_5 = 0,086$$



$$T = \sum P_i z_i = 24 \cdot 0,293 + 48(0,5 + 0,448 + 0,138 + 0,086)$$

$$T = 63,288 \text{ kdaN} \rightarrow T_{Bc5} = 108, T = 59,63 \text{ w/bt}$$

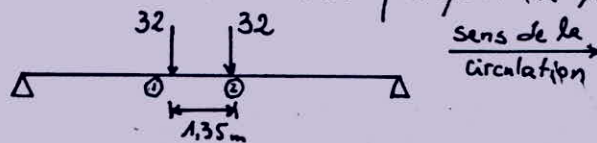
Surcharge B_E:

Longitudinalement, on place un tandem par file

Transversalement on place 2 tandems

Recherche de la section dangereuse

On procedera de la même maniere que pour le systeme B_c



$$R = 64 \text{ kdaN} \quad \frac{R}{2} = 32 \text{ kdaN}$$

$$\sum_{i=1}^{k-1} P_i \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{i=1}^n P_i$$

section ①: $0 < 32 \leq 32$ verifié

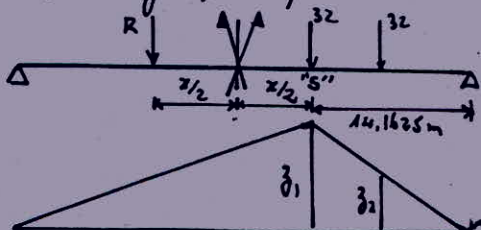
section ②: $32 \leq 32 < 64$ verifié

La section ① donne les mêmes résultats que si l'on considère la section ②

Point d'application de R par rapport à la section ①

$$R \cdot x = 32 \cdot 1,35 \rightarrow x = \frac{32 \cdot 1,35}{64} = 0,675 \text{ m}$$

1^{er} cas: Les charges sont placées au droit de la section "S"

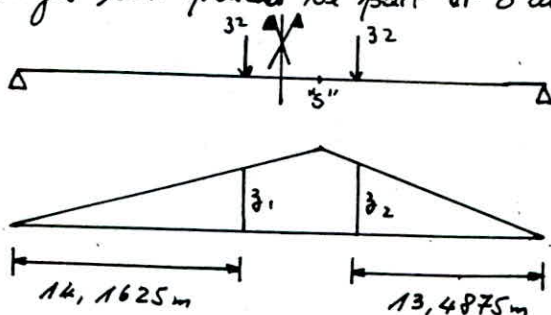


$$\frac{z_1}{14,1625} = \frac{14,8375}{29} \rightarrow z_1 = 7,246 \text{ m}$$

$$\frac{z_2}{12,8125} = \frac{14,8375}{29} \rightarrow z_2 = 6,555 \text{ m}$$

$$M = \sum P_i z_i = 32(7,246 + 6,555) = 441,632 \text{ m kdaN}$$

2^o cas : Les charges sont placées de part et d'autre de la section "S"



$$\frac{z_1}{14,1625} = \frac{15,5125}{29} \rightarrow z_1 = 7,5757 \text{ m}$$

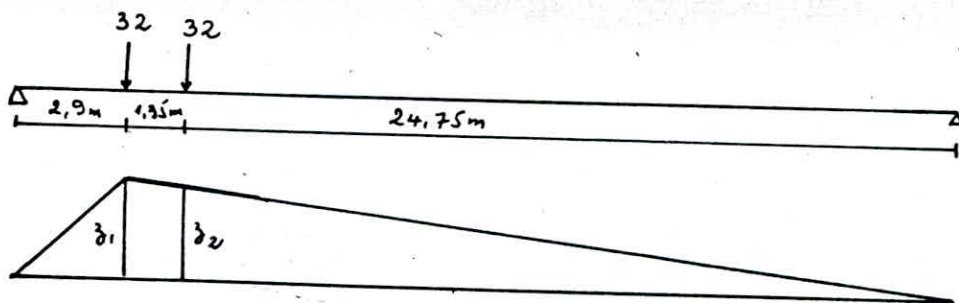
$$\frac{z_2}{13,4875} = \frac{15,5125}{29} \rightarrow z_2 = 7,2146 \text{ m}$$

$$M = \sum P_i z_i = 32(7,5757 + 7,2146) = 473,29 \text{ m kdaN}$$

On retiendra donc le 2^{ème} cas

Évaluation des moments fléchissants dans chaque section :

Section ① :



$$\frac{z_1}{2,9} = \frac{26,1}{29} \rightarrow z_1 = 2,61 \text{ m}$$

$$\frac{z_2}{24,75} = \frac{2,9}{29} \rightarrow z_2 = 2,475 \text{ m}$$

$$M = \sum P_i z_i = 32(2,61 + 2,475) = 162,72 \text{ m kdaN}$$

Section ② :

$$\frac{z_1}{5,8} = \frac{23,2}{29} \rightarrow z_1 = 4,64 \text{ m}$$

$$\frac{z_2}{21,85} = \frac{5,8}{29} \rightarrow z_2 = 4,37 \text{ m}$$

$$M = \sum P_i z_i = 32(4,64 + 4,37) = 288,32 \text{ m kdaN}$$

Section ③:

$$\frac{z_1}{8,7} = \frac{20,3}{29} \rightarrow z_1 = 6,09 \text{ m}$$

$$\frac{z_2}{18,95} = \frac{8,7}{29} \rightarrow z_2 = 5,685 \text{ m}$$

$$M = \sum P_i z_i = 32 (6,09 + 5,685) = 376,8 \text{ mKdaN}$$

Section ④:

$$\frac{z_1}{11,6} = \frac{17,4}{29} \rightarrow z_1 = 6,96 \text{ m}$$

$$\frac{z_2}{16,05} = \frac{11,6}{29} \rightarrow z_2 = 6,42 \text{ m}$$

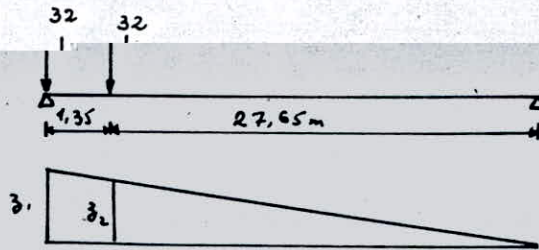
$$M = \sum P_i z_i = 32 (6,96 + 6,42) = 428,16 \text{ mKdaN}$$

Section ⑤:

$$\frac{z_1}{14,5} = \frac{14,5}{29} \rightarrow z_1 = 7,25 \text{ m}$$

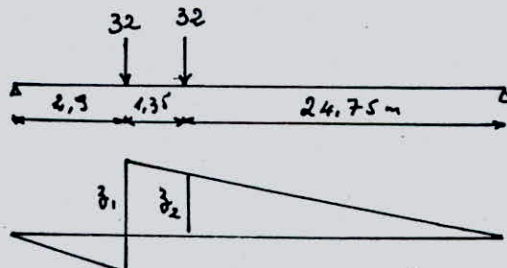
$$\frac{z_2}{13,15} = \frac{14,5}{29} \rightarrow z_2 = 6,575 \text{ m}$$

$$M = \sum P_i z_i = 32 (7,25 + 6,575) = 442,4 \text{ mKdaN}$$

Evaluation de l'effort tranchant:Section 0:

$$z_1 = 1 \quad ; \quad \frac{z_2}{27,65} = \frac{1}{29} \rightarrow z_2 = 0,953$$

$$T = \sum P_i z_i = 32 (1 + 0,953) = 62,51 \text{ kdaN}$$

Section ①:

$$\frac{z_1}{26,1} = \frac{1}{29} \rightarrow z_1 = 0,9$$

$$\frac{z_2}{24,75} = \frac{1}{29} \rightarrow z_2 = 0,853$$

$$T = \sum P_i z_i = 32 (0,9 + 0,853) = 56,11 \text{ kdaN}$$

Section ②:

$$\frac{z_1}{23,27} = \frac{1}{29} \rightarrow z_1 = 0,8$$

$$\frac{z_2}{27,05} = \frac{1}{29} \rightarrow z_2 = 0,753$$

$$T = \sum P_i z_i = 32(0,8 + 0,753) = 49,71 \text{ kdaN}$$

Section ③:

$$\frac{z_1}{20,3} = \frac{1}{29} \rightarrow z_1 = 0,7$$

$$\frac{z_2}{18,95} = \frac{1}{29} \rightarrow z_2 = 0,653$$

$$T = \sum P_i z_i = 32(0,7 + 0,653) = 43,31 \text{ kdaN}$$

Section ④:

$$\frac{z_1}{17,4} = \frac{1}{29} \rightarrow z_1 = 0,6$$

$$\frac{z_2}{16,05} = \frac{1}{29} \rightarrow z_2 = 0,553$$

$$T = \sum P_i z_i = 32(0,6 + 0,553) = 36,91 \text{ kdaN}$$

Section ⑤:

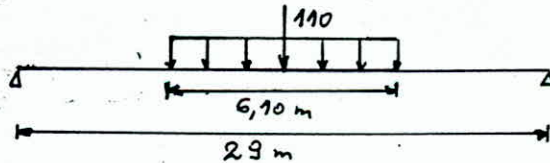
$$\frac{z_1}{14,5} = \frac{1}{29} \rightarrow z_1 = 0,5$$

$$\frac{z_2}{13,15} = \frac{1}{29} \rightarrow z_2 = 0,453$$

$$T = \sum P_i z_i = 32(0,5 + 0,453) = 30,51 \text{ kdaN}$$

Surcharge MC120

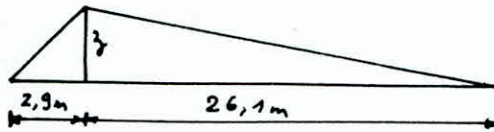
On place un seul char sur une travée de manière à avoir l'effet le plus défavorable



Recherche de la section dangereuse

Dans ce cas, la section dangereuse se trouve à mi-travée soit à 14,5 m de l'appui.

Evaluation des moments flechissant dans chaque section:

Section ①:

$$\frac{z}{26,1} = \frac{2,9}{29} \rightarrow z = 2,61$$

$$M = P \cdot z = 110 \cdot 2,61 = 287,1 \text{ m kdaN}$$

Section ②:

$$\frac{z}{23,2} = \frac{5,8}{29} \rightarrow z = 4,64 \text{ m}$$

$$M = P \cdot z = 110 \cdot 4,64 = 510,4 \text{ mKdaN}$$

Section ③:

$$\frac{z}{20,3} = \frac{8,7}{29} \rightarrow z = 6,09 \text{ m}$$

$$M = P \cdot z = 110 \cdot 6,09 = 669,9 \text{ mKdaN}$$

Section ④:

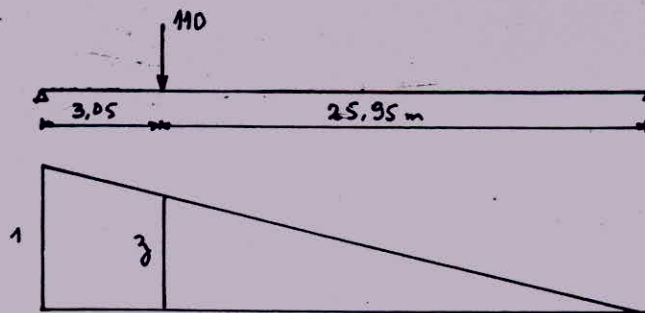
$$\frac{z}{17,4} = \frac{11,6}{29} \rightarrow z = 6,96 \text{ m}$$

$$M = P \cdot z = 110 \cdot 6,96 = 765,6 \text{ mKdaN}$$

Section ⑤:

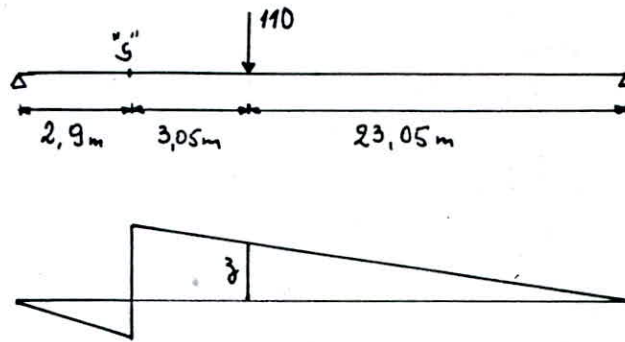
$$\frac{z}{14,5} = \frac{14,5}{29} \rightarrow z = 7,25 \text{ m}$$

$$M = P \cdot z = 110 \cdot 7,25 = 797,5 \text{ mKdaN}$$

Evaluation des efforts tranchants:Section 0: Cette section est située à 3,05 m de l'appui

$$\frac{z}{25,95} = \frac{1}{29} \rightarrow z = 0,894$$

$$T = P \cdot z = 110 \cdot 0,894 = 98,43 \text{ KdaN}$$

Section ①:

$$\frac{z}{23,05} = \frac{1}{29} \rightarrow z_1 = 0,795$$

$$T = P \cdot z = 110 \cdot 0,795 = 87,43 \text{ kdaN}$$

Section ②:

$$\frac{z}{20,15} = \frac{1}{29} \rightarrow z = 0,695$$

$$T = P \cdot z = 110 \cdot 0,695 = 76,43 \text{ kdaN}$$

Section ③:

$$\frac{z}{17,25} = \frac{1}{29} \rightarrow z = 0,595$$

$$T = P \cdot z = 110 \cdot 0,595 = 65,43 \text{ kdaN}$$

Section ④:

$$\frac{z}{14,35} = \frac{1}{29} \rightarrow z = 0,495$$

$$T = P \cdot z = 110 \cdot 0,495 = 54,43 \text{ kdaN}$$

Section ⑤:

$$\frac{z}{11,45} = \frac{1}{29} \rightarrow z = 0,395$$

$$T = P \cdot z = 110 \cdot 0,395 = 43,43 \text{ kdaN}$$

Efforts sous max surcharges de trottoir:

Pour le calcul des poutres principales, la surcharge de trottoir est de 150 kg/m^2

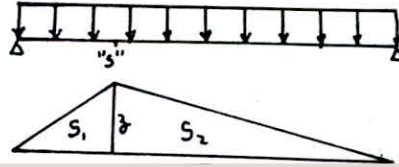
Un que nos trottoirs sont identiques, on distinguera un seul cas.

On utilisera les lignes d'influence pour la détermination des efforts.

Surcharge de trottoir:

$$q = 150 \times 2,1665 = 325 \text{ kg/ml}$$

Évaluation du moment fléchissant dans chaque section:



Section ①:

$$\frac{z}{2,9} = \frac{26,1}{29} \rightarrow z = 2,61 \text{ m}$$

$$M = (S_1 + S_2) \cdot q = \left[\frac{1}{2} (2,9 \times 2,61) + \frac{1}{2} (2,61 \times 26,1) \right] \cdot 325 = 12,29 \text{ mKdaN}$$

Section ②:

$$\frac{z}{5,8} = \frac{23,2}{29} \rightarrow z = 4,64 \text{ m}$$

$$M = (S_1 + S_2) \cdot q = \left[\frac{1}{2} (5,8 \times 4,64) + \frac{1}{2} (4,64 \times 23,2) \right] \cdot 325 = 21,86 \text{ mKdaN}$$

Section ③:

$$\frac{z}{8,7} = \frac{20,3}{29} \rightarrow z = 6,09 \text{ m}$$

$$M = (S_1 + S_2) \cdot q = \left[\frac{1}{2} (8,7 \times 6,09) + \frac{1}{2} (6,09 \times 20,3) \right] \cdot 325 = 28,7 \text{ mKdaN}$$

Section ④:

$$\frac{z}{11,6} = \frac{17,4}{29} \rightarrow z = 6,96 \text{ m}$$

$$M = (S_1 + S_2) \cdot q = \left[\frac{1}{2} (11,6 \times 6,96) + \frac{1}{2} (6,96 \times 17,4) \right] \cdot 325 = 32,79 \text{ mKdaN}$$

Section ⑤:

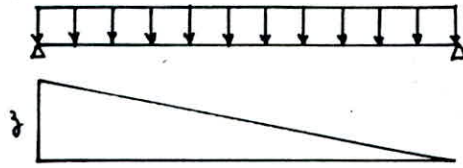
$$\frac{z}{14,5} = \frac{14,5}{29} \rightarrow z = 7,25 \text{ m}$$

$$M = (S_1 + S_2) \cdot q = \left[\frac{1}{2} (14,5 \times 7,25) + \frac{1}{2} (7,25 \times 14,5) \right] \cdot 325 = 34,17 \text{ mKdaN}$$

Évaluation de l'effort tranchant

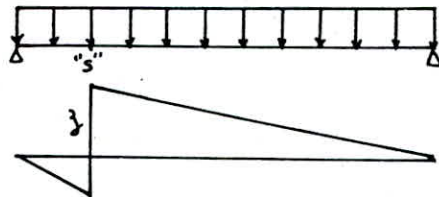
52

Section 0:



$$z = 1 \quad T = q \cdot \frac{l}{2} \cdot z = 325 \cdot \frac{29}{2} \cdot 1 = 4,71 \text{ kdaN}$$

Section ①:



$$\frac{z}{26,1} = \frac{1}{29} \rightarrow z = 0,9$$

$$T = q \cdot \frac{l}{2} \cdot z = 325 \cdot \frac{29}{2} \cdot 0,9 = 4,24 \text{ kdaN}$$

Section ②:

$$\frac{z}{23,2} = \frac{1}{29} \rightarrow z = 0,8$$

$$T = q \cdot \frac{l}{2} \cdot z = 325 \cdot \frac{29}{2} \cdot 0,8 = 3,77 \text{ kdaN}$$

Section ③:

$$\frac{z}{20,3} = \frac{1}{29} \rightarrow z = 0,7$$

$$T = q \cdot \frac{l}{2} \cdot z = 325 \cdot \frac{29}{2} \cdot 0,7 = 3,3 \text{ kdaN}$$

Section ④:

$$\frac{z}{17,4} = \frac{1}{29} \rightarrow z = 0,6$$

$$T = q \cdot \frac{l}{2} \cdot z = 325 \cdot \frac{29}{2} \cdot 0,6 = 2,83 \text{ kdaN}$$

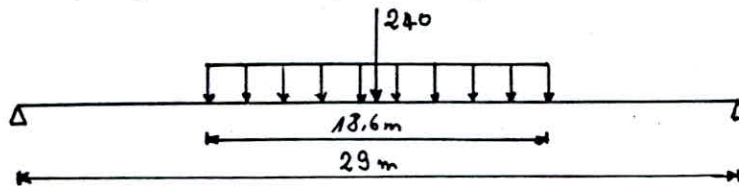
Section ⑤:

$$\frac{z}{14,5} = \frac{1}{29} \rightarrow z = 0,5$$

$$T = q \cdot \frac{l}{2} \cdot z = 325 \cdot \frac{29}{2} \cdot 0,5 = 2,36 \text{ kdaN}$$

Systeme D

On place un seul convoi sur la travée

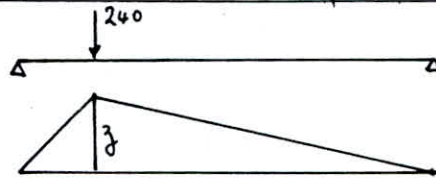


Recherche de la section dangereuse:

Dans ce cas, la section dangereuse se trouve à mi-travée soit à 14,5 m de l'appui

Evaluation des moments flechissant dans chaque section:

Section ①:



$$\frac{z}{26,1} = \frac{2,9}{29} \rightarrow z = 2,61 \text{ m}$$

$$M = P \cdot z = 240 \cdot 2,61 = 626,4 \text{ mKdaN}$$

Section ②:

$$\frac{z}{23,2} = \frac{5,8}{29} \rightarrow z = 4,64 \text{ m}$$

$$M = P \cdot z = 240 \cdot 4,64 = 1113,6 \text{ mKdaN}$$

Section ③:

$$\frac{z}{20,3} = \frac{8,7}{29} \rightarrow z = 6,06 \text{ m}$$

$$M = P \cdot z = 240 \cdot 6,06 = 1461,6 \text{ mKdaN}$$

Section ④:

$$\frac{z}{17,4} = \frac{11,6}{29} \rightarrow z = 6,96 \text{ m}$$

$$M = P \cdot z = 240 \cdot 6,96 = 1670,4 \text{ mKdaN}$$

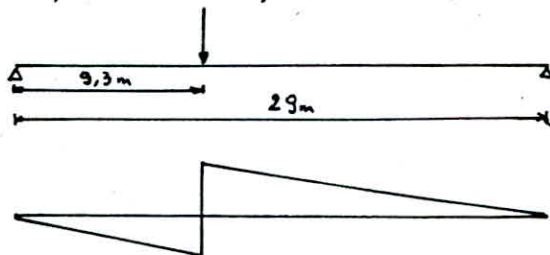
Section ⑤:

$$\frac{z}{14,5} = \frac{14,5}{29} \rightarrow z = 7,25 \text{ m}$$

$$M = P \cdot z = 240 \cdot 7,25 = 1740 \text{ mKdaN}$$

Evaluation de l'effort tranchant :

Section 0 : Cette section sera située à 9,3 m de l'appui



$$\frac{z}{19,7} = \frac{1}{29} \rightarrow z = 0,679$$

$$T = P \cdot z = 240 \times 0,679 = 163,03 \text{ kdaN}$$

Section ① :

$$\frac{z}{16,8} = \frac{1}{29} \rightarrow z = 0,579$$

$$T = P \cdot z = 240 \times 0,579 = 139,03 \text{ kdaN}$$

Section ② :

$$\frac{z}{14,9} = \frac{1}{29} \rightarrow z = 0,514$$

$$T = P \cdot z = 240 \times 0,514 = 123,3 \text{ kdaN}$$

Section ③ :

$$\frac{z}{12} = \frac{1}{29} \rightarrow z = 0,414$$

$$T = P \cdot z = 240 \times 0,414 = 99,3 \text{ kdaN}$$

Section ④ :

$$\frac{z}{9,1} = \frac{1}{29} \rightarrow z = 0,314$$

$$T = P \cdot z = 240 \times 0,314 = 75,3 \text{ kdaN}$$

Section ⑤ :

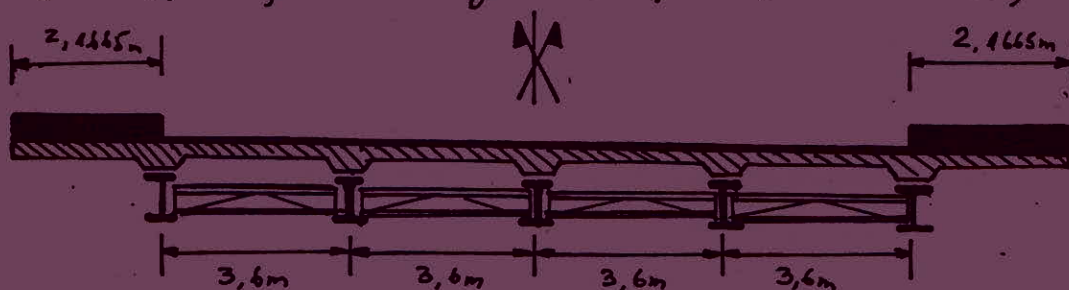
$$\frac{z}{6,2} = \frac{1}{29} \rightarrow z = 0,214$$

$$T = P \cdot z = 240 \times 0,214 = 51,3 \text{ kdaN}$$

Repartition des efforts dans Les poutres principales :

Le calcul des coefficients de repartition sur les poutres principales pour le cas d'un pont à poutres multiples sous chaussée se fera suivant la methode de COURBON dont la theorie suppose que :

- Les entretoises sont infiniment rigides.
- Les entretoises reposent sur des appuis elastiques
(ces appuis forment la fonction poutres-entretoises)



Calcul des coefficients de Repartition :

Les efforts revenant à la poutre i sont donnés par les formules suivantes :

$$M_i = \frac{M}{n} \left[1 - \frac{6(n+1-2i)}{n^2-1} \frac{e}{\lambda} \right]$$

$$T_i = \frac{T}{n} \left[1 - \frac{6(n+1-2i)}{n^2-1} \frac{e}{\lambda} \right]$$

avec :

M_i : représente le moment revenant à la poutre i

M : représente le moment revenant à n poutres

n : nombre de poutres principales de même inertie

i : numero de la poutre étudiée.

e : distance entre l'axe de symetrie du systeme porteur et la resultante des forces.

λ : espacement de deux poutres principales successives

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

T : représente l'effort tranchant revenant à n poutres

Le coefficient de répartition, est:

$$f = \frac{M_i}{M} = \frac{T_i}{T}$$

$$f = \frac{1}{n} \left[1 - \frac{6(n+2i)}{n^2-1} \frac{e}{\lambda} \right]$$

$n = 5 ; \lambda = 3,6 \text{ m}$

donc $f = \frac{1}{5} \left[1 - \frac{(3-i)e}{7,2} \right]$

Poutre Principale n° ① : $f = \frac{1}{5} \left(1 - \frac{e}{3,6} \right)$

Poutre Principale n° ② : $f = \frac{1}{5} \left(1 - \frac{e}{7,2} \right)$

Poutre Principale n° ③ : $f = \frac{1}{5}$ \forall Le chargement

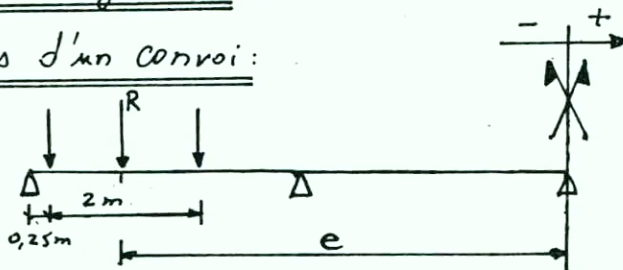
Poutre Principale n° ④ : $f = \frac{1}{5} \left(1 + \frac{e}{7,2} \right)$

Poutre Principale n° ⑤ : $f = \frac{1}{5} \left(1 + \frac{e}{3,6} \right)$

Calcul de l'excentricité e sous les différents cas de charge et surcharge :

1/ Surcharge Bc :

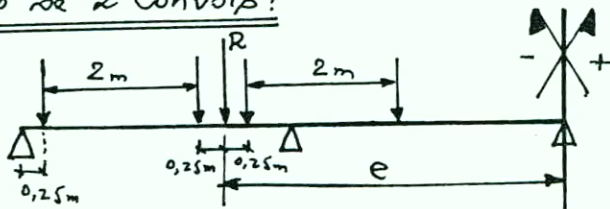
a/ Cas d'un convoi :



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

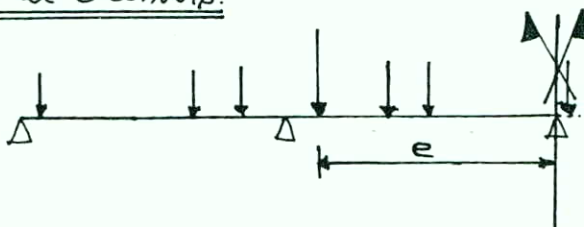
$e = -7,2 + 0,25 + 1 = -5,95 \text{ m}$

b/ Cas de 2 convois :



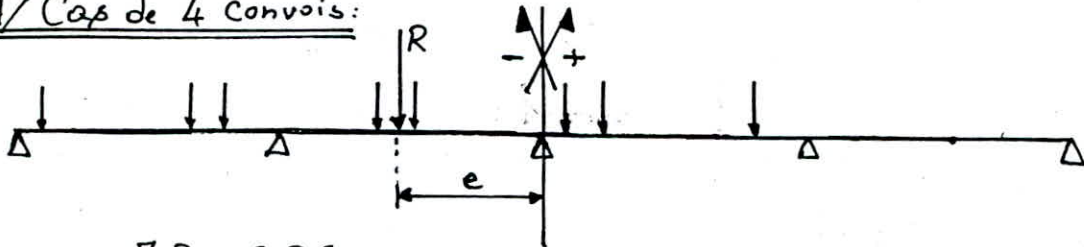
$e = -7,2 + 0,25 + 2 + 0,25 = -4,7 \text{ m}$

c/ Cas de 3 convois :



$e = -7,2 + 0,25 + 2 + 0,5 + 1 = -3,45 \text{ m}$

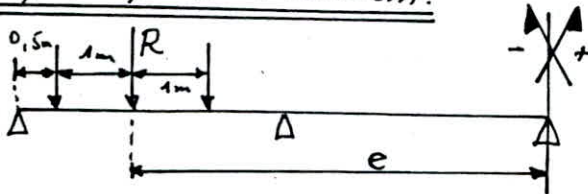
d/ Cas de 4 convois:



$$e = -7,2 + 0,25 + 2 + 0,5 + 2 + 0,25 = -2,2 \text{ m}$$

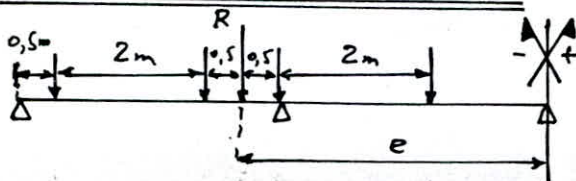
2/ Surcharge B_t:

a/ Cas d'un tandem:



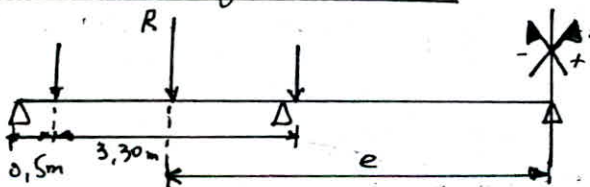
$$e = -7,2 + 0,5 + 1 = -5,7 \text{ m}$$

b/ Cas de deux tandems:



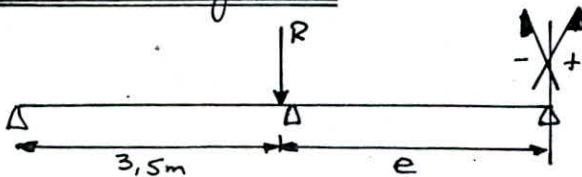
$$e = -7,2 + 0,5 + 2 + 0,5 = -4,2 \text{ m}$$

3/ Surcharge Mc 120:



$$e = -7,2 + 0,5 + \frac{3,3}{2} = -5,05 \text{ m}$$

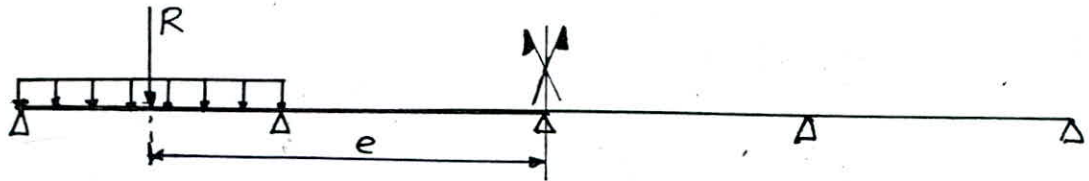
4/ Surcharge D:



$$e = -7,2 + 3,5 = -3,7 \text{ m}$$

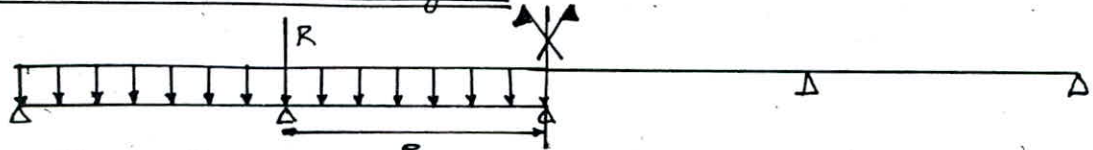
5/ Surcharge A:

a/ Cas d'une voie chargée:



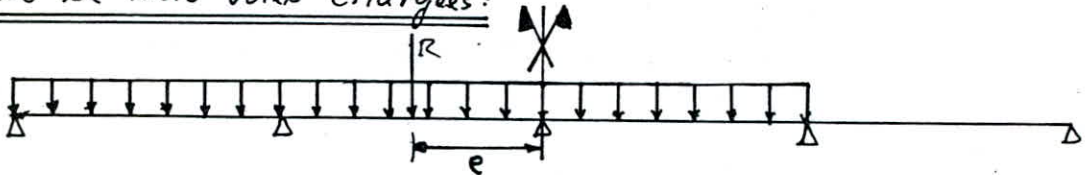
$$e = -7,2 + \frac{3,6}{2} = -5,4 \text{ m}$$

b/ Cas de deux voies chargées:



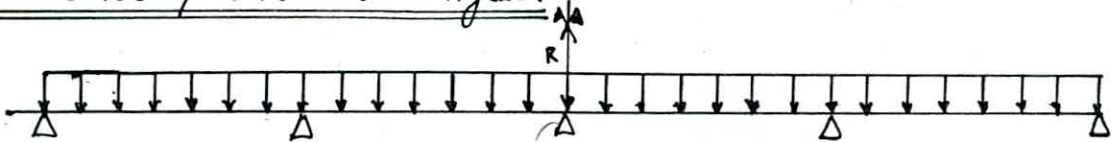
$$e = -7,2 + 3,6 = -3,6 \text{ m}$$

c/ Cas de trois voies chargées:



$$e = -7,2 + \frac{3}{2} \cdot 3,6 = -1,8 \text{ m}$$

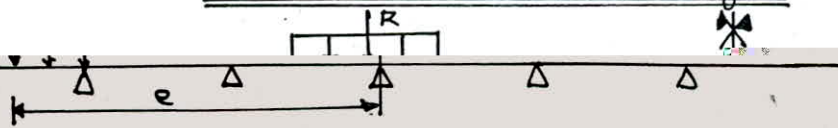
d/ Cas de quatre voies chargées:



$$e = 0$$

6/ Surcharges de trottoir (Surcharges générales)

a/ Cas d'un trottoir chargé:



$$-7,2 - \frac{2,1665}{2} = -8,28 \text{ m}$$

b/ Cas de 2 trottoirs chargés

= 0 (car on a 2 trottoirs symétriques / PP n° ③ et identiques)

des coefficients de répartition:

voir tableau

e =
b/ Cas
e
Balanc

Tableau des moments, l'échelle est non, pondérée et non mg/m²

55

Section Surcharges	0	1	2	3	4	5
CP	0	516,36	917,97	1204,83	1376,95	1434,32
CCP	0	98,66	175,4	230,21	263,1	274,06
1 voie	0	116,47	207,05	271,25	310,53	322,50

A	2 voies	0	232,93	414,11	543,5	621,15	647,05
	3 voies	0	349,4	621,16	815,25	931,72	970,57
	4 voies	0	465,87	828,22	1087	1242,3	1294,1
BC	1 voie	0	137,16	232,56	299,16	336,96	333
	2 voies	0	251,46	426,36	548,46	617,76	610,5
	3 voies	0	325,75	552,33	710,5	800,28	790,87
	4 voies	0	365,76	620,16	797,76	898,56	888
Bt	1 tandem	0	81,36	144,16	188,4	214,08	221,2
	2 tandems	0	162,72	288,32	376,8	428,16	442,4
D	0	626,4	1113,6	1461,6	1670,4	1740	
Mc120	0	287,1	510,4	669,9	765,6	797,5	
Surcharges trottoir	1 trottoir	0	12,29	21,86	28,7	32,79	34,17
	2 trottoirs	0	24,58	43,73	57,4	65,58	68,34

Tableau des efforts tranchants non pondérés et non majorés

Section		0	1	2	3	4	5
Surcharges							
CP		197,84	158,27	118,71	79,13	39,57	0
CCP		37,8	30,24	22,68	15,12	7,56	0
A	1 voie	44,62	36,22	30,51	25,08	19,93	15,11
	2 voies	89,25	72,44	61,03	50,15	39,86	30,23
	3 voies	133,87	108,66	91,54	75,23	59,79	45,34
	4 voies	178,495	144,88	122,06	100,31	79,72	60,46
BC	1 voie	54,49	47,29	40,08	32,89	25,68	18,98
	2 voies	99,89	86,7	73,5	60,3	47,08	34,81
	3 voies	129,41	112,31	95,21	78,11	61	45,09
	4 voies	145,3	126,1	106,0	87,7	68,0	50,0

Tableau des coefficients de repartition dans les poutres principales

Poutre chargement		1	2	3	4	5
CP		0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
CCP		0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A	1 voie	0,5	0,35	0,2	0,35	0,5
	2 voies	0,4	0,3	0,2	0,3	0,4
	3 voies	0,3	0,25	0,2	0,25	0,3
	4 voies	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
BC	1 voie	0,5305	0,3653	0,2	0,3653	0,5305
	2 voies	0,4611	0,3305	0,2	0,3305	0,4611
	3 voies	0,3916	0,2958	0,2	0,2958	0,3916
	4 voies	0,3222	0,2611	0,2	0,2611	0,3222
Bt	1 tandem	0,5166	0,3583	0,2	0,3583	0,5166
	2 tandem	0,4333	0,3166	0,2	0,3166	0,4333
D		0,4055	0,3028	0,2	0,3028	0,4055
Mc 120		0,4805	0,3403	0,2	0,3403	0,4805
Surcharge trottoir	1 trottoir	0,66	0,43	0,2	0,43	0,66
	2 trottoirs	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2

SECTION : 0

POUTRE PRINCIPALE 1 - 5

charges	Coeff. de répartition	M (mkdan)	T (Kdan)	S	M majoré	T majoré	Coeff. de Pondération	M maj. pond	T maj. pond	
CP	0,2	0	39,568	1	0	39,568	1,32	0	52,23	
CCP	0,2	0	7,56	1	0	7,56	1,32	0	9,98	
Surcharge A	1 voie	0,5	0	22,31	1	0	22,31	1,6	0	35,7
	2 voies	0,4	0	35,7	1	0	35,7	1,6	0	57,12
	3 voies	0,3	0	40,16	1	0	40,16	1,6	0	64,26
	4 voies	0,2	0	35,7	1	0	35,7	1,6	0	57,12
Surcharge BC	1 voie	0,5305	0	28,9	1,114	0	32,2	1,6	0	51,5
	2 voies	0,4611	0	46,06	1,114	0	51,31	1,6	0	82,09
	3 voies	0,3916	0	50,67	1,114	0	56,45	1,6	0	90,33
	4 voies	0,3222	0	46,82	1,114	0	52,15	1,6	0	83,44
Surcharge M	1 travée	0,5166	0	16,14	1,114	0	17,98	1,6	0	28,77
	2 travées	0,4333	0	27,08	1,114	0	30,17	1,6	0	48,28
Surcharge D	0,4055	0	66,11	1	0	66,11	1,32	0	87,26	
Surcharge M _{c120}	0,4805	0	47,29	1,092	0	51,65	1,32	0	68,17	
Surcharges de trottoir	1 trottoir	0,66	0	3,11	1	0	3,11	1,6	0	4,97
	2 trottoirs	0,2	0	1,884	1	0	1,884	1,6	0	3,01

SECTION : 1 POUTRES PRINCIPALES 1 - 5

charges	Coef. de repartition	M (mkdaN)	T (kdaN)	S	M _{maj}	T _{maj}	Coef. de pondération	M _{maj pond}	T _{maj pond}	
CP	0,2	103,272	31,65	1	103,272	31,65	1,32	136,32	41,78	
CCP	0,2	19,73	6,05	1	19,73	6,05	1,32	26,05	7,98	
A	1 voie	0,5	58,235	18,11	1	58,235	18,11	1,6	93,176	28,98
	2 voies	0,4	93,172	28,98	1	93,172	28,98	1,6	149,07	46,36
	3 voies	0,3	104,82	32,6	1	104,82	32,6	1,6	167,71	52,16
	4 voies	0,2	93,174	28,98	1	93,174	28,98	1,6	149,08	46,36
BC	1 voie	0,5305	72,76	25,09	1,114	81,06	27,95	1,6	129,7	44,7
	2 voies	0,4611	119,95	39,98	1,114	129,16	44,53	1,6	206,67	71,25
	3 voies	0,3916	127,56	43,98	1,114	142,1	49	1,6	227,37	78,35
	4 voies	0,3222	117,85	40,63	1,114	131,28	45,26	1,6	210,05	72,42
Bt	1 travée	0,5166	42,03	14,5	1,114	46,82	16,14	1,6	74,91	25,83
	2 travées	0,4333	70,5	24,3	1,114	78,54	27,08	1,6	125,67	43,3
D	0,4055	254	56,37	1	254	56,37	1,32	335,3	74,4	
MC120	0,4805	137,95	42	1,092	150,64	45,87	1,32	198,84	60,55	
travées	1 travée	0,66	8,11	2,8	1	8,11	2,8	1,6	12,98	4,48
	2 travées	0,2	4,916	1,7	1	4,916	1,7	1,6	7,86	2,7

SECTION : 2 POUTRES PRINCIPALES 1-5

Charges	coeff de repartition	M (mkdaN)	T (KdaN)	S	M _{maj}	T _{maj}	coeff. de pondération	M _{maj-pond}	T _{maj-pond}	
CP	0,2	183,6	23,74	1	183,6	23,74	1,32	242,34	31,34	
CCP	0,2	35,08	4,54	1	35,08	4,54	1,32	46,3	7,26	
A	1v	0,5	103,5	15,25	1	103,5	15,25	1,6	165,64	24,41
	2v	0,4	165,64	24,41	1	165,64	24,41	1,6	265	39,06
	3v	0,3	186,35	27,46	1	186,35	27,46	1,6	298,15	43,94
	4v	0,2	165,64	24,41	1	165,64	24,41	1,6	265	39,06
BC	1v	0,5305	123,4	21,26	1,114	137,44	23,68	1,6	219,9	37,9
	2v	0,4611	196,6	33,9	1,114	219	37,75	1,6	350,4	60,41
	3v	0,3916	216,3	37,28	1,114	240,95	41,63	1,6	385,52	68,45
	4v	0,3222	199,82	34,44	1,114	225,6	38,37	1,6	356,15	61,4
Bt	1tracl.	0,5166	74,47	12,84	1,114	82,96	14,3	1,6	132,74	22,88
	2tracl.	0,4333	124,93	21,54	1,114	139,17	24	1,6	222,67	38,4
D	0,4055	451,56	50	1	451,56	50	1,32	596,06	66	
Mc120	0,4805	245,25	36,72	1,092	267,81	40,1	1,32	353,51	52,94	
trottoir	1tracl.	0,66	14,43	2,49	1	14,43	2,49	1,6	23,08	3,98
	2tracl.	0,2	8,746	1,51	1	8,746	1,51	1,6	14	2,41

SECTION : 3 POUTRES PRINCIPALES 1-5

charges	Coef. de repartition	M (mKdaN)	T (KdaN)	S	M _{maj}	T _{maj}	Coef. de Pondération	M _{maj-pond}	T _{maj-pond}	
CP	0,2	240,97	15,83	1	240,97	15,83	1,32	318,07	20,9	
CCP	0,2	46,04	3,02	1	46,04	3,02	1,32	60,77	4	
T	1V	0,5	135,875	12,54	1	135,875	12,54	1,6	217,4	20
	2V	0,4	217,4	20,06	1	217,4	20,06	1,6	347,84	32,1

SECTION : 4 POUTRES PRINCIPALES 1-5

charges	Coef. de repartition	M(mKdaN)	T(KdaN)	δ	Mmaj	Tmaj	Coef. de pondération	Mmaj.pond	Tmaj.pond	
CP	0,2	275,39	7,914	1	275,39	7,914	1,32	363,5	10,45	
CCP	0,2	52,62	1,512	1	52,62	1,512	1,32	69,46	2	
1 V	0,5	155,28	9,965	1	155,28	9,965	1,6	248,46	15,94	
A	2 V	0,2	248,46	15,94	1	248,46	15,94	1,6	397,54	25,5
	3 V	0,3	279,52	17,94	1	279,52	17,94	1,6	447,22	28,7
	4 V	0,2	248,46	15,94	1	248,46	15,94	1,6	397,54	25,5
BC	1 V	0,5305	178,76	13,62	1,114	199,12	15,17	1,6	318,62	24,28
	2 V	0,4611	284,85	21,71	1,114	317,32	24,18	1,6	507,71	38,7
	3 V	0,3916	343,39	23,89	1,114	349,12	26,61	1,6	558,58	42,6
	4 V	0,3222	289,52	22,07	1,114	322,5	24,6	1,6	516,03	39,33
Bt	1 ¹ trémie	0,5166	110,6	9,53	1,114	123,2	10,62	1,6	197,12	17
	2 ² trémie	0,4333	185,52	16	1,114	206,67	17,81	1,6	330,67	28,5
D	0,4055	677,35	30,53	1	677,35	30,53	1,32	894,1	40,3	
MC120	0,4805	367,87	26,15	1,092	401,71	28,56	1,32	530,26	37,7	
tretoir	1 ¹ tretoir	0,66	21,64	1,87	1	21,64	1,87	1,6	34,63	2,99
	2 ² tretoir	0,2	13,12	1,13	1	13,12	1,13	1,6	21	1,81

SECTION : 5 POUTRES PRINCIPALES 1-5

charges	Coef. de répartition	M (m.kdaN)	T (kdaN)	S	M _{maj}	T _{maj}	Coef. de pondération	M _{maj-pond}	T _{maj-pond}	
CP	0,2	286,86	0	1	286,86	0	1,32	378,66	0	
CCP	0,2	54,81	0	1	54,81	0	1,32	72,35	0	
A	1V	0,5	161,76	7,555	1	161,76	7,555	1,6	258,82	12,1
	2V	0,4	258,82	12,1	1	258,82	12,1	1,6	414,11	19,35
	3V	0,3	291,17	13,6	1	291,17	13,6	1,6	465,87	21,76
	4V	0,2	258,82	12,1	1	258,82	12,1	1,6	414,11	19,35
BC	1V	0,5305	176,65	10,07	1,114	196,8	11,22	1,6	314,9	17,95
	2V	0,4611	281,5	16,05	1,114	313,6	17,88	1,6	501,75	28,61
	3V	0,3916	309,7	17,66	1,114	345	19,67	1,6	552	31,5
	4V	0,3222	286,11	16,31	1,114	318,73	18,17	1,6	510	29,07
Bt	1 tandem	0,5166	114,3	7,88	1,114	127,3	8,78	1,6	203,7	14,04
	2 tandem	0,4333	191,7	13,22	1,114	213,54	14,73	1,6	341,7	23,56
D	0,4055	705,57	20,8	1	705,57	20,8	1,32	931,35	27,46	
MC200	0,4805	383,0	28,87	1,290	418,15	28,8	1,32	552,36	30,08	

frottoirs	1 frottoir	0,66	22,55	1,558	1	22,55	1,558	1,6	36,08	2,49
	2 frottoirs	0,2	13,67	0,944	1	13,67	0,944	1,6	21,87	1,51

SECTION : 0 POUTRES PRINCIPALES 2-4

charges		coeff. de repartition	M (mKdAN)	T (KdAN)	S	M _{maj}	T _{maj}	coeff. de pondération	M _{maj pond}	T _{maj pond}
CP		0,2	0	39,568	1	0	39,568	1,32	0	52,23
CCP		0,2	0	7,56	1	0	7,56	1,32	0	9,98
A	1 V	0,35	0	15,62	1	0	15,62	1,6	0	25
	2 V	0,3	0	26,77	1	0	26,77	1,6	0	42,84
	3 V	0,25	0	33,47	1	0	33,47	1,6	0	53,55
	4 V	0,2	0	35,7	1	0	35,7	1,6	0	57,12
BC	1 V	0,3653	0	19,9	1,114	0	22,17	1,6	0	35,48
	2 V	0,3305	0	33,01	1,114	0	36,78	1,6	0	58,84
	3 V	0,2958	0	38,28	1,114	0	42,64	1,6	0	68,23
	4 V	0,2611	0	37,94	1,114	0	42,26	1,6	0	67,62
Et	1 tandem	0,3583	0	11,2	1,114	0	12,47	1,6	0	19,96
	2 tandem	0,3166	0	19,8	1,114	0	22,05	1,6	0	35,3
D		0,3028	0	49,36	1	0	49,36	1,32	0	65,15
MC120		0,3403	0	33,5	1,092	0	36,6	1,32	0	48,3
trattoirs	1 trattoir	0,43	0	2,02	1	0	2,02	1,6	0	3,24
	2 trattoir	0,2	0	1,88	1	0	1,88	1,6	0	3,01

SECTION : 1 POUTRES PRINCIPALES 2-4

Charges	Coef. de Répartition	M (m.kdan)	T (Kdan)	δ	M _{maj}	T _{maj}	Coef. de Pondération	M _{maj. pond}	T _{maj. pond}	
CP	0,2	103,272	31,65	1	103,272	31,65	1,32	136,32	41,78	
CCP	0,2	19,73	6,05	1	19,73	6,05	1,32	26,05	7,98	
A	1 V	0,35	40,76	12,68	1	40,76	12,68	1,6	65,22	20,3
	2 V	0,30	69,88	21,73	1	69,88	21,73	1,6	111,81	34,8
	3 V	0,25	87,35	27,16	1	87,35	27,16	1,6	139,76	43,5
	4 V	0,2	93,17	28,98	1	93,17	28,98	1,6	149	46,36
BC	1 V	0,3653	50,1	17,3	1,114	55,82	19,24	1,6	89,3	30,8
	2 V	0,3305	83,11	28,65	1,114	92,6	31,92	1,6	148,13	51,07
	3 V	0,2958	96,36	33,22	1,114	107,34	37	1,6	171,75	53,2
	4 V	0,2611	95,5	32,92	1,114	106,4	36,7	1,6	170,22	58,7
Bt	1 randam	0,3583	29,15	10,05	1,114	32,5	11,2	1,6	52	17,91
	2 randam	0,3166	51,52	17,76	1,114	57,4	19,8	1,6	91,8	31,66
D	0,3028	189,67	42,1	1	189,67	42,1	1,32	250,36	55,57	
MC120	0,3403	97,7	29,75	1,092	106,7	32,5	1,32	140,83	42,9	
Trottoirs	1 Trottoir	0,43	5,28	1,82	1	5,28	1,82	1,6	8,45	2,92
	2 Trottoir	0,2	4,92	1,7	1	4,92	1,7	1,6	7,86	2,71

SECTION : 2 POUTRES PRINCIPALES 2-4

charges	Coef. de Repartition	M(mkdan)	T (Kdan)	δ	M _{maj}	T _{maj}	Coef. de Ponderation	M _{maj. pond}	T _{maj. pond}	
CP	0,2	183,6	23,74	1	183,6	23,74	1,32	242,34	31,34	
CCP	0,2	35,08	4,54	1	35,08	4,54	1,32	46,3	7,26	
A	1 V	0,35	72,47	10,68	1	72,47	10,68	1,6	115,95	17,08
	2 V	0,3	124,23	18,31	1	124,23	18,31	1,6	198,8	29,3
	3 V	0,25	155,29	22,88	1	155,29	22,88	1,6	248,5	36,62
	4 V	0,2	165,64	24,41	1	165,64	24,41	1,6	265	39,06

SECTION: 3 POUTRES PRINCIPALES 2-4

charges	coefficient de Repartition	M (mkdan)	T (Kdan)	δ	M _{maj}	T _{maj}	Coef. de Ponderation	M _{maj.pond}	T _{maj.pond}	
CP	0,2	240,97	15,83	1	240,97	15,83	1,32	318,07	20,9	
CCP	0,2	46,04	3,02	1	46,04	3,02	1,32	60,77	4	
A	1 V	0,35	95,11	8,78	1	95,11	8,78	1,6	152,18	14,04
	2 V	0,3	163,05	15,045	1	163,05	15,045	1,6	260,88	24,07
	3 V	0,25	203,81	18,81	1	203,81	18,81	1,6	326,1	30,09
	4 V	0,2	217,4	20,06	1	217,4	20,06	1,6	347,84	32,1
BC	1 V	0,3655	109,34	12,02	1,114	121,81	13,4	1,6	194,9	21,44
	2 V	0,3305	181,26	19,93	1,114	201,93	22,2	1,6	323,09	35,52
	3 V	0,2958	234,82	23,1	1,114	261,6	25,74	1,6	418,54	41,2
	4 V	0,2611	208,3	22,9	1,114	232,04	25,51	1,6	371,26	40,81
Bt	1 tandem	0,3583	67,5	7,76	1,114	75,2	8,64	1,6	120,32	13,83
	2 tandems	0,3166	119,3	13,71	1,114	132,9	15,27	1,6	212,63	24,44
D	0,3028	442,57	30,07	1	442,57	30,07	1,32	584,2	39,7	
MC120	0,3403	227,96	22,26	1,092	248,94	24,3	1,32	328,6	32,09	
trottoirs	1 trottoir	0,43	12,34	1,42	1	12,34	1,42	1,6	19,75	2,27
	2 trottoirs	0,2	11,48	1,32	1	11,48	1,32	1,6	18,37	2,11

SECTION : 4 POUTRES PRINCIPALES 2-4

charges	Coef. de Répartition	M (KdaN.m)	T (KdaN)	δ	M _{maj}	T _{maj}	Coef. de Pondération	M _{maj. pond}	T _{maj. pond}	
CP	0,2	275,39	7,914	1	275,39	7,914	1,32	363,52	10,45	
CCP	0,2	52,62	1,512	1	52,62	1,512	1,32	69,46	2	
A	1 V	0,35	108,7	6,97	1	108,7	6,97	1,6	174	11,16
	2 V	0,3	186,34	11,96	1	186,34	11,96	1,6	298,15	19,13
	3 V	0,25	232,93	14,95	1	232,93	14,95	1,6	372,67	23,92
	4 V	0,2	248,46	15,94	1	248,46	15,94	1,6	397,54	25,51
BC	1 V	0,3655	123,16	9,38	1,114	137,2	10,46	1,6	219,52	16,73
	2 V	0,3305	204,17	15,56	1,114	227,44	17,33	1,6	363,91	27,73
	3 V	0,2958	236,72	18,04	1,114	263,71	20,1	1,6	421,93	32,16
	4 V	0,2611	234,61	17,88	1,114	261,36	19,92	1,6	418,17	31,87
Bt	1 tandem	0,3583	76,7	6,61	1,114	85,45	7,36	1,6	136,72	11,78
	2 tandem	0,3166	135,55	11,68	1,114	151	13,02	1,6	211,6	20,83
D	0,3028	505,79	22,8	1	505,79	22,8	1,32	667,64	30,1	
MC	0,3403	260,53	18,52	1,092	284,5	20,23	1,32	375,54	26,7	
trottoirs	1 trottoirs	0,43	14,1	1,22	1	14,1	1,22	1,6	22,56	1,95
	2 trottoirs	0,2	13,12	1,13	1	13,12	1,13	1,6	20,98	1,81

SECTION : 5 POUTRES PRINCIPALES 2-4

		charges	coeff. de Repartition	M(m.kdan)	T(kdan)	δ	M _{maj}	T _{maj}	Coef. de Ponderation	M _{maj.pond}	T _{maj.pond}
		CP	0,2	286,86	0	1	286,86	0	1,32	378,66	0
CCP		0,2	54,81	0	1	54,81	0	1,32	72,35	0	
A	1 V	0,35	113,23	5,29	1	113,23	5,29	1,6	181,17	8,46	
	2 V	0,3	194,11	9,07	1	194,11	9,07	1,6	310,6	14,51	
	3 V	0,25	242,64	11,33	1	242,64	11,33	1,6	388,23	18,14	
	4 V	0,2	258,82	12,09	1	258,82	12,09	1,6	414,11	19,35	
BC	1 V	0,3655	121,71	6,94	1,114	135,6	7,73	1,6	216,94	12,36	
	2 V	0,3305	201,77	11,5	1,114	224,77	12,82	1,6	359,63	20,5	
	3 V	0,2958	233,94	13,34	1,114	260,61	14,86	1,6	416,97	23,77	
	4 V	0,2611	231,86	13,22	1,114	258,29	14,73	1,6	413,26	23,56	
Bt	1 handair	0,3582	129,23	5,46	1,114	148,29	6,09	1,6	241,26	12,74	
	2 handair	0,3166	140	9,66	1,114	156	10,76	1,6	249,65	17,22	
D		0,3028	526,87	15,53	1	526,87	15,53	1,32	695,47	20,5	
MC		0,3403	271,39	14,78	1,092	296,36	16,14	1,32	391,2	21,3	
trebois	1 trebois	0,43	14,69	1,02	1	14,69	1,02	1,6	23,51	1,62	
	2 trebois	0,2	13,67	0,944	1	13,67	0,944	1,6	21,87	1,51	

SECTION : 0 POUTRE PRINCIPALE 3

charges		Coef. de Repartition	M(m.kdaN)	T(KdaN)	δ	Mmaj	Tmaj	Coef. de Pondération	Mmaj.pond	Tmaj.pond
CP		0,2	0	39,568	1	0	39,568	1,32	0	52,23
CCP		0,2	0	7,56	1	0	7,56	1,32	0	9,98
A	1V	0,2	0	8,924	1	0	8,924	1,6	0	14,28
	2V	0,2	0	17,85	1	0	17,85	1,6	0	28,56
	3V	0,2	0	26,77	1	0	26,77	1,6	0	42,84
	4V	0,2	0	35,7	1	0	35,7	1,6	0	57,12
BC	1V	0,2	0	10,9	1,114	0	12,14	1,6	0	19,42
	2V	0,2	0	19,98	1,114	0	22,25	1,6	0	35,61
	3V	0,2	0	25,88	1,114	0	28,83	1,6	0	46,13
	4V	0,2	0	29,06	1,114	0	32,37	1,6	0	51,79
Bt	1 randon	0,2	0	6,25	1,114	0	6,96	1,6	0	11,14
	2 handing	0,2	0	12,5	1,114	0	13,93	1,6	0	22,28
D		0,2	0	32,61	1	0	32,61	1,32	0	43,94
MC120		0,2	0	19,686	1,092	0	21,5	1,32	0	28,38
travail	1 travail	0,2	0	0,942	1	0	0,942	1,6	0	1,507
	2 travail	0,2	0	1,884	1	0	1,884	1,6	0	3,014

SECTION : 1 POUTRE PRINCIPALE 3

charges	coeff. de Repartition	M(m.KdaN)	T(KdaN)	δ	M _{maj}	T _{maj}	coeff. de Ponderation	M _{maj.pond}	T _{maj.pond}	
CP	0,2	103,27	31,65	1	103,27	31,65	1,32	136,32	41,78	
CCP	0,2	19,73	6,05	1	19,73	6,05	1,32	26,05	7,98	
A	1 V	0,2	23,29	7,24	1	23,29	7,24	1,6	37,27	11,59
	2 V	0,2	46,58	14,49	1	46,58	14,49	1,6	74,54	23,18
	3 V	0,2	69,88	21,73	1	69,88	21,73	1,6	111,81	34,77
	4 V	0,2	93,17	28,98	1	93,17	28,98	1,6	149,08	46,36
BC	1 V	0,2	27,43	9,46	1,114	30,56	10,54	1,6	48,89	16,86
	2 V	0,2	50,29	17,34	1,114	56,02	19,32	1,6	89,64	30,91
	3 V	0,2	65,15	22,46	1,114	72,6	25,02	1,6	116,12	40
	4 V	0,2	73,15	25,22	1,114	81,5	28,09	1,6	130,4	44,95
Bt	1 tandem	0,2	16,27	5,61	1,114	18,13	6,25	1,6	29	10
	2 tandem	0,2	32,54	11,22	1,114	36,26	12,5	1,6	58	20
D	0,2	125,28	27,81	1	125,28	27,81	1,32	165,37	36,71	
MC	0,2	57,42	17,49	1,092	62,7	19,09	1,32	82,77	25,2	
trottoirs	1 trottoir	0,2	2,458	0,848	1	2,458	0,848	1,6	3,93	1,36
	2 trottoir	0,2	4,92	1,696	1	4,92	1,696	1,6	7,86	2,71

SECTION : 2 POUTRE PRINCIPALE 3

Charges	coeff de Repartition	M(mkdan)	T(kdan)	δ	Mmaj.	Tmaj.	Coefficient de Ponderation	Mmaj pond	Tmaj pond	
CP	0,2	183,6	23,74	1	183,6	23,74	1,32	242,34	31,34	
CCP	0,2	35,08	4,536	1	35,08	4,536	1,32	46,3	5,99	
A	1 V	0,2	41,41	6,1	1	41,41	6,1	1,6	66,26	9,76
	2 V	0,2	82,82	12,2	1	82,82	12,2	1,6	132,51	19,53
	3 V	0,2	124,23	18,31	1	124,23	18,31	1,6	198,77	29,3
	4 V	0,2	165,64	24,41	1	165,64	24,41	1,6	265	39,06
BC	1 V	0,2	46,51	8,02	1,114	51,81	8,93	1,6	82,9	14,29
	2 V	0,2	85,27	14,7	1,114	95	16,37	1,6	152	26,2
	3 V	0,2	110,47	19,04	1,114	123,06	21,21	1,6	196,9	33,94
	4 V	0,2	124,03	21,38	1,114	138,2	23,82	1,6	221,07	38,11
Bt	1 traverse	0,2	28,83	4,97	1,114	32,92	5,54	1,6	51,4	8,86
	2 traverse	0,2	57,66	9,94	1,114	64,24	11,07	1,6	102,8	17,72
D	0,2	222,72	24,66	1	222,72	24,66	1,32	294	32,55	
MC120	0,2	102,08	15,3	1,092	111,47	16,7	1,32	147,14	22,03	
traverse	1 traverse	0,2	4,372	0,754	1	4,372	0,754	1,6	7	1,21
	2 traverse	0,2	8,746	1,508	1	8,746	1,508	1,6	14	2,42

SECTION: 3, POUTRE PRINCIPALE 3

Charges	Coeff. de Repartition	M (m kdaN)	T (kdaN)	δ	M _{maj}	T _{maj}	Coeff. de Ponderation	M _{maj pond}	T _{maj pond}
CP	0,2	240,97	15,83	1	240,97	15,83	1,32	318,07	20,9
CCP	0,2	46,04	3,02	1	46,04	3,02	1,32	60,77	4

SECTION : 4 POUTRE PRINCIPALE 3

charges	coeff. de Repartition	M(mKdan)	T(Kdan)	S	M _{maj}	T _{maj}	coeff. de Pondération	M _{maj pond}	T _{maj pond}	
CP	0,2	275,39	7,914	1	275,39	7,914	1,32	365,51	10,45	
CCP	0,2	52,62	1,512	1	52,62	1,512	1,32	69,46	2	
A	1 V	0,2	62,114	3,986	1	62,114	3,986	1,6	99,4	6,38
	2 V	0,2	124,23	7,972	1	124,23	7,972	1,6	198,77	12,75
	3 V	0,2	186,34	11,96	1	186,34	11,96	1,6	298,15	19,13
	4 V	0,2	248,46	15,94	1	248,46	15,94	1,6	397,54	25,51
BC	1 V	0,2	67,39	5,136	1,114	75,07	5,72	1,6	120,12	9,15
	2 V	0,2	123,55	9,42	1,114	137,64	10,5	1,6	220,22	16,8
	3 V	0,2	160	12,2	1,114	178,3	13,6	1,6	285,3	21,74
	4 V	0,2	179,7	13,7	1,114	200,2	15,26	1,6	320,32	24,4
Bt	1 travail	0,2	42,82	3,69	1,114	47,7	4,11	1,6	76,31	6,58
	2 travail	0,2	85,63	7,38	1,114	95,4	8,22	1,6	152,63	13,16
∩	0,2	334,08	13,06	1	334,08	13,06	1,32	441	19,88	
MC120	0,2	153,12	10,89	1,092	167,21	11,89	1,32	220,71	15,7	
trottoir	1 trottoir	0,2	6,558	0,566	1	6,558	0,566	1,6	10,5	0,906
	2 trottoir	0,2	13,116	1,132	1	13,116	1,132	1,6	21	1,81

SECTION : 5 POUTRE PRINCIPALE 3

charges	coeff. de Repartition	M(mkdaN)	T(kdaN)	δ	M _{maj}	T _{maj}	coeff. de Ponderation	M _{maj pond}	T _{maj pond}	
CP	0,2	286,86	0	1	286,86	0	1,32	378,66	0	
CCP	0,2	54,81	0	1	54,81	0	1,32	72,35	0	
A	1 V	0,2	64,7	3,022	1	64,7	3,022	1,6	103,53	4,83
	2 V	0,2	129,41	6,046	1	129,41	6,046	1,6	207,06	9,67
	3 V	0,2	194,11	9,07	1	194,11	9,07	1,6	310,6	14,51
	4 V	0,2	258,82	12,09	1	258,82	12,09	1,6	414,11	19,35
BC	1 V	0,2	66,6	3,796	1,114	74,2	4,23	1,6	118,71	6,77
	2 V	0,2	122,1	6,96	1,114	136	7,75	1,6	217,63	12,41
	3 V	0,2	158,17	9,02	1,114	176,2	10,05	1,6	281,93	16,07
	4 V	0,2	177,6	10,12	1,114	197,85	11,28	1,6	316,55	18,05
Bt	1 traverse	0,2	44,24	3,05	1,114	49,28	3,4	1,6	78,85	5,44
	2 traverse	0,2	88,48	6,1	1,114	98,57	6,8	1,6	157,71	10,9
D	0,2	348	10,26	1	348	10,26	1,32	459,36	13,55	
MC120	0,2	159,5	8,69	1,092	174,17	9,48	1,32	230	12,52	
traverse	1 traverse	0,2	6,834	0,472	1	6,834	0,472	1,6	10,93	0,755
	2 traverse	0,2	13,67	0,944	1	13,67	0,944	1,6	21,87	1,51

$$M_{\text{coeff}} = 9 \cdot \frac{l^2}{8} = 1,225 \times \frac{29^2}{8} = 128,78 \text{ mKdaN}$$

On considèrera les poutres principales de nive 1 et 5

$$M_1 = 378,66 + 72,35 + 128,78 = 579,79 \text{ mKdaN}$$

$$M_2 = 378,66 + 931,35 + 36,08 = 1346,09 \text{ mKdaN}$$

$$\Omega_1 = 1,125 \cdot \frac{579,79 \cdot 10^5}{200 \cdot 2400} = 135,89 \text{ cm}^2$$

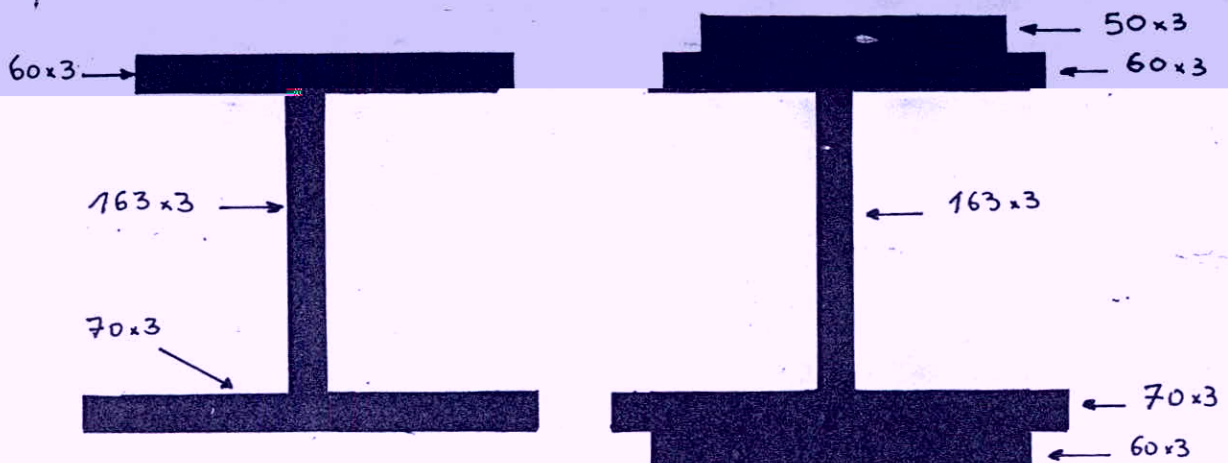
$$\Omega_2 = \frac{5}{6} \cdot \frac{1346,09 \cdot 10^5}{200 \cdot 2400} = 233,7 \text{ cm}^2$$

Tableau de la semelle superieure

Section	0	1	2	3	4	5
M_1 (mKdaN)	0	291,15	417,42	507,62	567,74	579,79
Ω_1 (cm ²) $\Omega_{1 \text{ theorique}}$	0	68,24	97,83	118,97	131,66	135,89
Ω_1 (cm ²) $\Omega_{1 \text{ r\u00e9elle}}$	180	180	180	330	330	330

Tableau de la semelle inferieure

Section	0	1	2	3	4	5
M_2 (mKdaN)	0	484,6	861,48	1130,72	1292,23	1346,09
Ω_2 (cm ²) $\Omega_{2 \text{ theorique}}$	0	84,13	149,56	196,3	224,34	233,7
Ω_2 (cm ²) $\Omega_{2 \text{ r\u00e9elle}}$	210	210	210	390	390	390



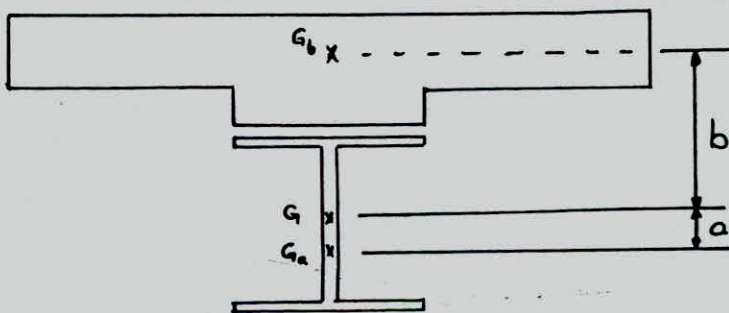
Le retrait est défini comme étant un raccourcissement non élastique du béton. Ce phénomène s'accroît pendant les premières années de service ensuite il s'affaiblit. Il dépend en premier lieu des conditions atmosphériques et de l'importance des armatures. D'autres facteurs influent sur le retrait. Ce sont :

- La sollicitation
- Quantité et qualité du ciment utilisé
- Quantité d'eau de gâchage
- Procédé de compactage.

La dalle en béton armé est solidaire des poutres métalliques par l'intermédiaire de connecteurs qui empêchent tout mouvement ou glissement de la dalle.

Bonc le retrait ne peut s'effectuer librement par conséquent, il se crée des contraintes dans la poutre mixte.

L'ouvrage étant une poutre sur deux appuis, il se développe donc des effets isostatiques seulement.



B: Section rendue homogène du béton avec $n=15$

A: Section d'acier

W: moment statique du béton par rapport au centre de gravité de la section mixte.

β est un coefficient défini par :
$$\beta = \frac{B}{A+B}$$

Le retrait se décompose en une traction uniforme dans le béton

$$\sigma_{rb} = E_b \epsilon_r \quad \text{avec} \quad \epsilon_r : \text{coefficient de retrait}$$

(en pays tempéré, on pourra prendre $\epsilon_r \epsilon_b = 2,5 \text{ N/mm}^2$)

Cette traction est équilibrée par :

- Une compression centrée dans la section totale

$$F = n \beta \sigma_{1b} \quad \text{Cette force } F \text{ crée :}$$

- Une compression dans l'acier $\sigma_{2a} = -n \beta \sigma_{1b}$
- Une compression dans le béton $\sigma_{2b} = -\beta \sigma_{1b}$

Notre section sera soumise à une contrainte :

$$\sigma_b = \sigma_{1b} + \sigma_{2b} = \sigma_{1b} - \beta \sigma_{1b} = (1 - \beta) \sigma_{1b}$$

- Une flexion due à l'excentrement de la force de compression :

$$M = n W \sigma_{1b}$$

Pour le calcul des contraintes dues au retrait, on envisagera un tableau où :

σ_b : contrainte dans le béton

σ_s : contrainte dans la semelle supérieure de la poutre en acier

σ_i : contrainte dans la semelle inférieure de la poutre en acier

n : coefficient d'équivalence prenant les valeurs : ∞ ; 18 ; 15 ; 6

F : effort normal

$$\beta = \frac{B}{A+B}$$

W : moment statique du béton.

	SECTION MIXTE		DALLE
	F	M	traction uniforme dans le béton
σ_b	$-\beta \sigma_{1b}$	$-W \sigma_{1b} \cdot \frac{V_b}{I_{15}}$	$\sigma_{1b} = E_b \epsilon_r$
σ_s	$-n \beta \sigma_{1b}$	$-n W \sigma_{1b} \frac{V_s}{I_{15}}$	—
σ_i	$-n \beta \sigma_{1b}$	$+n W \sigma_{1b} \frac{V_i}{I_{15}}$	—

D'après les définitions précédentes, on aura :

$$\bullet \quad \sigma_b = \sigma_{1b} - \beta \sigma_{1b} - W \sigma_{1b} \frac{V_b}{I_{15}} = \sigma_{1b} \left(1 - \beta - W \frac{V_b}{I_{15}} \right)$$

$$\bullet \quad \sigma_s = -n \beta \sigma_{1b} - n W \sigma_{1b} \frac{V_s}{I_{15}} = \sigma_{1b} \left(-n \beta - n W \frac{V_s}{I_{15}} \right)$$

$$\bullet \quad \sigma_i = -n \beta \sigma_{1b} + n W \sigma_{1b} \frac{V_i}{I_{15}} = \sigma_{1b} \left(-n \beta + n W \frac{V_i}{I_{15}} \right)$$

avec $\sigma_{1b} = E_b \epsilon_r = \frac{21 \cdot 10^5}{15} \cdot 4 \cdot 10^{-4} = 56 \text{ bar}$

Effet de la variation de température:

Les contraintes dues à la différence de température sont supposées égales au tiers des contraintes dues au retrait.

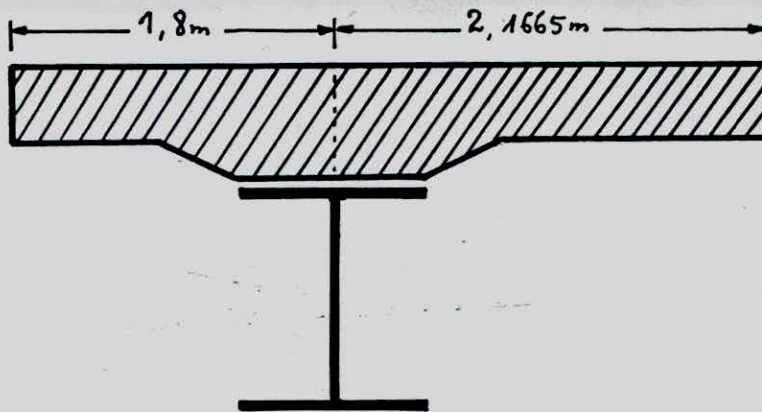
Note: Les coefficients de pondération pour le retrait et la température sont respectivement 1,32 et 1,6

Vérification à la résistance de la section prédimensionnée:

Détermination de la largeur participante (celle du hourdis) relevant à la poutre de rive:

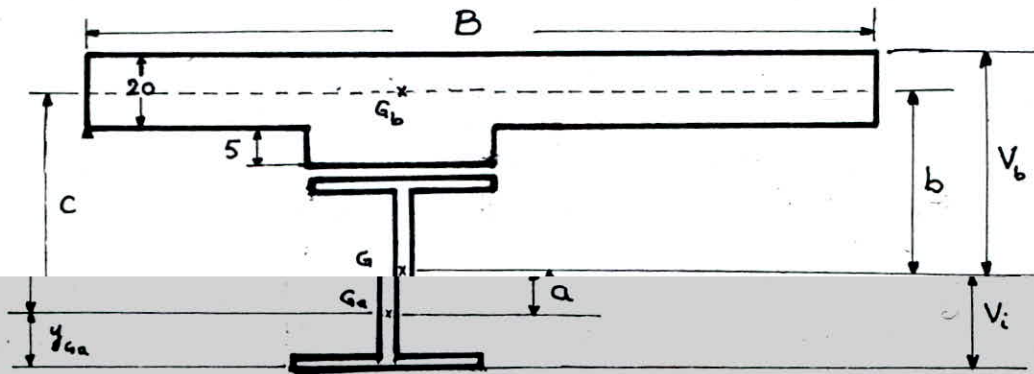
Cette largeur est limitée à la plus restrictive des conditions suivantes:

- 1/ $\frac{B}{2} < \frac{l}{10}$ (l : portée de la poutre principale)
- 2/ $\frac{B}{2} < \frac{l}{2}$ (l : distance entre axe des poutres principales)
- 3/ $\frac{B}{2} < \frac{\alpha}{4}$ (α : distance entre points de moment nuls)



$$B = 1,8 + 2,1665 = 3,9665 \text{ m}$$

Détermination du centre de gravité:



Calcul de y_{G_a} :

$$y_{G_a} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{(70 \times 3) \cdot 1,5 + (163 \times 3) \cdot \frac{166}{2} + 60 \times 3 \cdot 167,5}{70 \times 3 + 163 \times 3 + 60 \times 3}$$

$$y_{G_a} = \frac{71052}{879} = 80,83 \text{ cm}$$

Calcul de y_{G_b} :

$$y_{G_b} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{(396,65 \times 20) \cdot 10 + 5 \times 55 \cdot 22,5}{396,65 \times 20 + 5 \times 55}$$

$$y_{G_b} = \frac{85517,5}{8208} = 10,418 \text{ cm (de la partie supérieure de la dalle)}$$

$$\rightarrow y_{G_b} = 194 - 10,418 = 183,582 \text{ cm (par rapport à la semelle inf)}$$

$$\text{donc: } c = y_{G_b} - y_{G_a} = 183,582 - 80,83 = 102,75 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie de la section de béton par rapport à G_b :

$$I_b = \frac{B y_1^3}{12} + \frac{B y_2^3}{12} + A_{1b} d_1^2 + A_{2b} d_2^2$$

$$I_{1b} = \frac{396,65 \times 20^3}{12} + \frac{55 \times 5^3}{12} + (396,65 \times 20) \cdot 10,418^2 + (55 \times 5) \cdot 12,082^2$$

$$I_b = 306535,4 \text{ cm}^4$$

Calcul du moment d'inertie de la section d'acier par rapport à G_a :

$$I_a = \sum \frac{b_i y_i^3}{12} + \sum A_i d_i^2$$

$$I_a = \frac{60 \times 3^3}{12} + \frac{70 \times 3^3}{12} + \frac{3 \times 163^3}{12} + 70 \times 3 \times 79,33^2 + 3 \times 163 \times 3,67^2 + 60 \times 3 \times 86,67^2$$

$$I_a = 3763252 \text{ cm}^4$$

Calcul de la section mixte homogénéisée:

$$\text{on a : } \sum A_i = A_a + \frac{A_b}{n}$$

$$n = \infty : \sum A_i = 879 + \frac{8208}{\infty} = 879 \text{ cm}^2$$

$$n = 18 : \sum A_i = 879 + \frac{8208}{18} = 1335 \text{ cm}^2$$

$$n = 15 : \sum A_i = 879 + \frac{8208}{15} = 1426,2 \text{ cm}^2$$

$$n = 6 : \sum A_i = 879 + \frac{8208}{6} = 2247 \text{ cm}^2$$

Détermination des caractéristiques de la section mixte:

$$a_i = \frac{A_b \cdot c}{n_i \sum A_i} ; b_i = \frac{A_a \cdot c}{\sum A_i} = c - a ; V_{b_i} = b_i + y_{g_b} \text{ avec } y_{g_b} = 10,418 \text{ cm}$$

$$V_i = b - V_{b_i} \text{ avec } b = 134 \text{ cm} ; V_s = V_{b_i} - 25$$

$$A_b = 8208 \text{ cm}^2 ; A_a = 879 \text{ cm}^2 ; c = 102,75 \text{ cm}$$

n_i	a_i (cm)	b_i (cm)	V_{b_i} (cm)	V_i (cm)	V_s (cm)
∞	0	102,75	113,17	80,83	88,17
18	35,1	67,65	78,07	115,93	53,07
15	39,42	63,33	73,75	120,25	48,75
6	62,55	40,2	50,62	143,38	25,62

Calcul des inerties de la section mixte:

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

n	∞	18	15	6
$I_{\text{mixte}} (\text{cm}^4)$	3763252	6950113	7630346	9464173

Calcul du moment statique du béton pour $n=15$

$$W_{b_{15}} = b_{15} \cdot \frac{A_b}{15} = 63,33 \cdot \frac{8208}{15}$$

$$W_{b_{15}} = 34654 \text{ cm}^3$$

Tableau des caractéristiques de la section:

n	∞	18	15	6
I (cm ⁴)	3763252	6950113	7930346	9464173
V_b (cm)	113,17	78,07	73,75	50,62
V_s (cm)	88,17	53,07	48,75	25,62
V_i (cm)	80,83	115,93	120,25	143,38
$\frac{I}{V_b}$ (cm ³)	33253	89024	103462,32	186965,1
$n \frac{I}{V_b}$ (cm ³)		1602434	1551935	1121790,5
$\frac{I}{V_s}$ (cm ³)	42682	130961	156520	369406
$\frac{I}{V_i}$ (cm ³)	46557,61	59940,6	63454	66007,6
A (cm ²)			879	
B (cm ²)			8208	
W (cm ³)			34654	

Vérification de la résistance pour la section ①:

Calcul des contraintes:

- Effet du retrait et de la température:

$$n = 15 ; \quad \beta = \frac{B_{15}}{A + B_{15}} = \frac{\frac{8208}{15}}{879 + \frac{8208}{15}} = 0,384$$

$$\sigma_{16} = 56 \text{ bar}$$

$$\sigma_b = \sigma_{16} \left(1 - \beta - n W \frac{V_b}{I_{15}} \right) = 56 \left(1 - 0,384 - 15 \cdot 34654 \cdot \frac{1}{103462,32} \right) = 15,74 \text{ bar}$$

$$\sigma_s = \sigma_{16} \left(-n\beta - nW \frac{V_s}{I_{15}} \right) = 56 \left(-15 \cdot 0,384 - 15 \cdot \frac{34654}{156520} \right) = -508,54 \text{ bar}$$

$$\sigma_i = \sigma_{16} \left(-n\beta + nW \frac{V_i}{I_{15}} \right) = 56 \left(-15 \cdot 0,384 + 15 \cdot \frac{34654}{63454} \right) = +136,2 \text{ bar}$$

finalément, le retrait développe les contraintes suivantes:

$$\sigma_b = 1,32 \times 15,74 = 20,78 \text{ bar}$$

$$\sigma_s = 1,32 \times (-508,54) = -671,27 \text{ bar}$$

$$\sigma_i = 1,32 \times 136,2 = 179,78 \text{ bar}$$

Pour l'effet de la température, on a les contraintes suivantes:

$$\sigma_b = 1,6 \times \frac{15,74}{3} = 8,4 \text{ bar}$$

$$\sigma_s = 1,6 \times \frac{-508,54}{3} = -271,22 \text{ bar}$$

$$\sigma_i = 1,6 \times \frac{136,2}{3} = 72,64 \text{ bar}$$

Contraintes dues aux charges permanentes (CP):

$$n = \infty \quad \sigma_b = 0 \quad M = 136,22 \text{ mKdaN}$$

$$\sigma_s = -\frac{M}{I} V_s = -\frac{136,22 \cdot 10^5}{42682} = -319,15 \text{ bar}$$

$$\sigma_i = \frac{M}{I} V_i = \frac{136,22 \cdot 10^5}{46557,61} = 292,58 \text{ bar}$$

Contraintes dues au complément de charges permanentes (CCP):

$$n = 18 \quad M = 26,05 \text{ mKdaN}$$

$$\sigma_b = -\frac{M}{I} V_b = -\frac{26,05 \cdot 10^5}{16624524} = -1,63 \text{ bar}$$

$$\sigma_s = -\frac{M}{I} V_s = -\frac{26,05 \cdot 10^5}{130961} = -19,9 \text{ bar}$$

$$\sigma_i = \frac{M}{I} V_i = \frac{26,05 \cdot 10^5}{59940,6} = 43,46 \text{ bar}$$

Contraintes dues aux surcharges maximale + surcharge trottoir:

$$n = 6 \quad M = 335,3 + 12,98 = 348,28 \text{ mKdaN}$$

$$\sigma_b = -\frac{M}{nI} V_b = -\frac{348,28 \cdot 10^5}{1121790,5} = -31,05 \text{ bar}$$

$$\sigma_s = -\frac{M}{I} V_s = -\frac{348,28 \cdot 10^5}{369406} = -94,28 \text{ bar}$$

$$\sigma_i = \frac{M}{I} V_i = \frac{348,28 \cdot 10^5}{66007,6} = 527,64 \text{ bar}$$

charges	n	M (mkdaN)	σ_b (bar)	σ_s (bar)	σ_i (bar)
CP	∞	136,22	0	-319,15	292,58
CCP	18	26,05	-1,63	-19,9	43,46
Retrait	15	/	20,78	-671,27	179,78
temperature	15	/	8,4	-271,22	72,64
Surcharge	6	348,28	-31,05	-94,28	527,64
total	/	/	-3,5	-1375,82	1116,1
σ_{adm}	/	/	-180	-2400	2400

Conclusion : Le PRS passe pour la section ①

Verification à la resistance pour la section ② :

Pour la section ②, les caracteristiques sont les mêmes que pour la section ①

Par centre les efforts sont

Contraintes dues aux surcharges maximale + surcharge de trottoir:

$$n = 6 \quad M = 596,06 + 23,08 = 619,14 \text{ mkdaN}$$

$$\sigma_b = -\frac{M}{nI} V_b = -\frac{619,14 \cdot 10^5}{112790,5} = -55,19 \text{ bar}$$

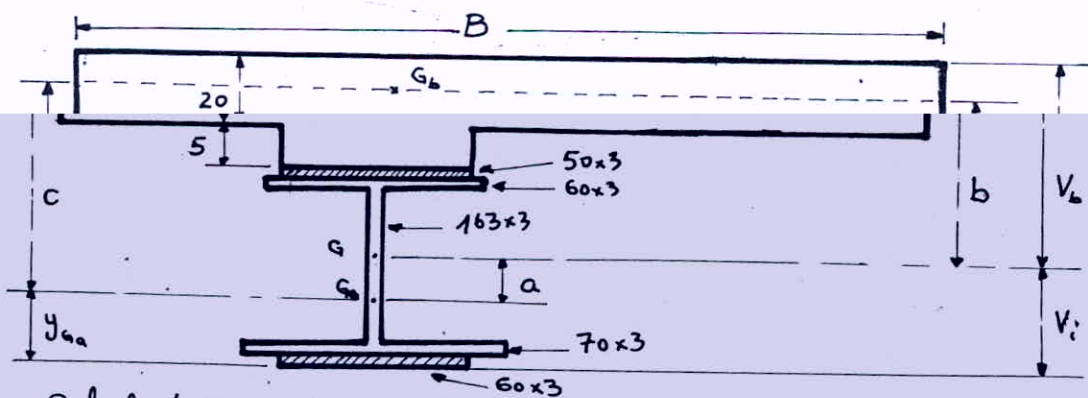
$$\sigma_s = -\frac{M}{I} V_s = -\frac{619,14 \cdot 10^5}{369406} = -167,6 \text{ bar}$$

$$\sigma_i = \frac{M}{I} V_i = \frac{619,14 \cdot 10^5}{66007,6} = 937,98 \text{ bar}$$

charges	n	M(mkdaN)	σ_b (bar)	σ_s (bar)	σ_i (bar)
CP	∞	242,34	0	-567,78	520,52
CCP	18	46,3	-2,89	-35,35	77,24
Retrait	15		20,78	-671,27	179,78
temperature	15		8,4	-271,22	72,64
Surcharge	6	619,14	-55,19	-167,6	937,98
total			-28,9	-1713,22	1788,16
σ_{adm}			-180	-2400	2400

Conclusion: Le PRS passe pour la section ②

Verification à la resistance de la section ③:



Calcul de y_{Ga} :

$$y_{Ga} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{(60 \times 3 \times 1,5) + (70 \times 3 \times 4,5) + (163 \times 3 \times 87,5) + (60 \times 3 \times 170,5) + (50 \times 3 \times 173,5)}{(60 \times 3) + (70 \times 3) + (163 \times 3) + (60 \times 3) + (50 \times 3)}$$

$$y_{Ga} = \frac{100717,5}{1209} = 83,3 \text{ cm}$$

Calcul de y_{Gb} :

$$y_{Gb} = 10,418 \text{ cm (de la partie supérieure de la dalle)}$$

→ par rapport à la semelle additionnelle inférieure de la poutre, on a:

$$y_{Gb} = 200 - 10,418 = 189,58 \text{ cm}$$

$$c = y_{Gb} - y_{Ga} = 189,58 - 83,3 = 106,28 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie de la section du béton par rapport à G_b :

$$I_b = \frac{B y_1^3}{12} + \frac{B' y_2^3}{12} + A_{1b} d_1^2 + A_{2b} d_2^2$$

$$I_b = 306535,4 \text{ cm}^4$$

Calcul du moment d'inertie de la section d'acier par rapport à G_b :

$$I_a = \sum \frac{b_i y_i^3}{12} + \sum A_i d_i^2$$

$$I_a = \frac{60 \times 3^3}{12} + \frac{70 \times 3^3}{12} + \frac{3 \times 163^3}{12} + \frac{60 \times 3^3}{12} + \frac{50 \times 3^3}{12} + [60 \times 3 \times (83,3 - 1,5)^2] + [70 \times 3 \times (83,3 - 4,5)^2] + [163 \times 3 \times (83,3 - (\frac{163}{2} + 6))^2] + [60 \times 3 \times (83,3 - (169 + 1,5))^2] + [50 \times 3 \times (173,5 - 83,3)^2]$$

$$I_a = 6189355,51 \text{ cm}^4$$

Calcul de la section mixte homogénéisée

$$\sum A_i = A_a + \frac{A_b}{n}$$

$$n = \infty : \sum A_i = 1209 + \frac{8208}{\infty} = 1209 \text{ cm}^2$$

$$n = 18 : \sum A_i = 1209 + \frac{8208}{18} = 1665 \text{ cm}^2$$

$$n = 15 : \sum A_i = 1209 + \frac{8208}{15} = 1756,2 \text{ cm}^2$$

$$n = 6 : \sum A_i = 1209 + \frac{8208}{6} = 2577 \text{ cm}^2$$

Détermination des caractéristiques de la section mixte:

$$a_i = \frac{A_b \cdot c}{n_i \sum A_i} ; b_i = \frac{A_a \cdot c}{\sum A_i} = c - a_i$$

$$V_{b_i} = b_i - y_{Gb} ; V_i = b - V_{b_i} ; V_{s_i} = V_{b_i} - 25$$

$$b = 200 \text{ cm} ; y_{Gb} = 10,418 \text{ cm} ; c = 106,28 \text{ cm}$$

n	a_i (cm)	b_i (cm)	V_{b_i} (cm)	V_i (cm)	V_{s_i} (cm)
∞	0	106,28	95,86	93,72	70,86
18	23,11	73,16	66,75	133,24	41,75
15	33,11	73,16	62,75	137,25	37,75
6	56,42	49,86	39,44	160,56	14,44

Inertie de la section mixte

$$I_{mixte} = I_A + \frac{I_b}{n} + e^2 \frac{A_b A_a}{n \sum A_i}$$

n	∞	18	15	6
I_{mixte} (cm ⁴)	6189355,51	9946457,55	10464810	13489828

Calcul du moment statique du béton pour $n=15$:

$$W_{b,15} = b_{15} \cdot \frac{A_b}{15} = 73,16 \cdot \frac{8208}{15} = 40035,94 \text{ cm}^3$$

n	∞	18	15	6
I (cm ⁴)	6189355,51	9946457,55	10464810	13489828
V_b (cm)	95,86	66,75	62,75	39,44
V_i (cm)	93,72	133,24	137,25	160,56
V_s (cm)	70,86	41,75	37,75	14,44
$\frac{I}{V_b}$ (cm ³)	64566,6	149010,6	166770	342034
$\frac{nI}{V_b}$ (cm ³)	/	2682191	2501548	2052205
$\frac{I}{V_s}$ (cm ³)	87346,25	238238,5	277213,5	934198,6
$\frac{I}{V_i}$ (cm ³)	66041	74650,7	76246,34	84017,36
A (cm ²)	/	/	1209	/
B (cm ²)	/	/	8208	/
W (cm ³)	/	/	40035,94	/

Calcul des contraintes:Effet du retrait:

$$n = 15 \quad \beta = \frac{\frac{8208}{15}}{\frac{8208}{15} + 1209} = 0,311$$

$$\sigma_b = \sigma_{1b} \left(1 - \beta - n W \frac{V_b}{I_{15}} \right) = 56 \left(1 - 0,311 - 40035,93 \cdot \frac{1}{166770} \right) = 25,14 \text{ bar}$$

$$\sigma_s = \sigma_{1b} \left(-n\beta - n W \frac{V_s}{I_{15}} \right) = 56 \left(-15 \cdot 0,311 - 15 \cdot \frac{40035,93}{277213,5} \right) = -382,55 \text{ bar}$$

$$\sigma_i = \sigma_{1b} \left(-n\beta + n W \frac{V_i}{I_{15}} \right) = 56 \left(-15 \cdot 0,311 + 15 \cdot \frac{40035,93}{76246,34} \right) = 179,8 \text{ bar}$$

On a donc pour le retrait les contraintes suivantes:

$$\sigma_b = 1,32 \times 25,14 = 33,18 \text{ bar}$$

$$\sigma_s = 1,32 \times (-382,55) = -504,97 \text{ bar}$$

$$\sigma_i = 1,32 \times 179,8 = 237,34 \text{ bar}$$

Effet de la température:

$$\sigma_b = \frac{1}{3} \times 1,6 \times 25,14 = 13,41 \text{ bar}$$

$$\sigma_s = \frac{1}{3} \times 1,6 \times (-382,55) = -204,03 \text{ bar}$$

$$\sigma_i = \frac{1}{3} \times 1,6 \times 179,8 = 95,89 \text{ bar}$$

Contraintes dues aux charges permanentes (CP):

$$n = \infty \quad M = 318,07 \text{ mKdaN}$$

$$\sigma_b = 0$$

$$\sigma_s = -\frac{M}{I} V_s = -\frac{318,07 \cdot 10^5}{87346,25} = -364,15 \text{ bar}$$

$$\sigma_i = +\frac{M}{I} V_i = \frac{318,07 \cdot 10^5}{66041} = 461,62 \text{ bar}$$

Contraintes dues au complément de charges permanentes (CCP):

$$n = 18 \quad M = 60,77 \text{ mKdaN}$$

$$\sigma_b = -\frac{M}{nI} V_b = -\frac{60,77 \cdot 10^5}{2682191} = -2,26 \text{ bar}$$

$$\sigma_s = -\frac{M}{I} V_s = -\frac{60,77 \cdot 10^5}{238238,5} = -25,51 \text{ bar}$$

$$\sigma_i = \frac{M}{I} V_i = \frac{60,77 \cdot 10^5}{74650,7} = 81,41 \text{ bar}$$

Contraintes dues aux surcharge maximale + surcharge de trottoir:

$$n = 6 \quad M = 782,34 + 30,31 = 812,65 \text{ mkdaN}$$

$$\sigma_b = - \frac{M}{nI} V_b = - \frac{812,65 \cdot 10^5}{2052205} = - 39,6 \text{ bar}$$

$$\sigma_s = - \frac{M}{I} V_s = - \frac{812,65 \cdot 10^5}{934198,6} = - 87 \text{ bar}$$

$$\sigma_i = \frac{M}{I} V_i = \frac{812,65 \cdot 10^5}{84017,36} = 967,24 \text{ bar}$$

charges	n	M(mkdaN)	σ_b (bar)	σ_s (bar)	σ_i (bar)
CP	∞	318,07	0	-364,15	461,62
CCP	18	60,77	-2,26	-25,51	81,41
Retrait	15		33,18	-504,97	237,34
Temperature	15		13,41	-204,03	95,89
Surcharge	6	812,65	-39,6	-87	967,24
Total			4,73	-1185,66	1843,5
σ_{adm}			180	2400	2400

Conclusion: Le PRS passe pour la section ③

Verification de la resistance de la section ④:

Pour la section ④, les caracteristiques sont les memes que pour la section ③

Par contre les efforts changent.

Les contraintes dues aux effets de retrait et de la temperature restent elle aussi inchangées

Contraintes dues aux charges permanentes (CP):

$$n = \infty \quad M = 363,5 \text{ mkdaN}$$

$$\sigma_b = 0$$

$$\sigma_s = - \frac{M}{I} V_s = - \frac{363,5 \cdot 10^5}{87346,25} = - 416,16 \text{ bar}$$

$$\sigma_i = \frac{M}{I} V_i = \frac{363,5 \cdot 10^5}{66041} = 550,42 \text{ bar}$$

Contraintes dues au complement de charges permanentes (CCP):

$$n = 18 \quad M = 69,46 \text{ mkdaN}$$

$$\sigma_b = -\frac{M}{nI} V_b = -\frac{69,46 \cdot 10^5}{2682191} = -2,59 \text{ bar}$$

$$\sigma_s = -\frac{M}{I} V_s = -\frac{69,46 \cdot 10^5}{238238,5} = -29,16 \text{ bar}$$

$$\sigma_i = \frac{M}{I} V_i = \frac{69,46 \cdot 10^5}{74650,7} = 93,05 \text{ bar}$$

Contraintes dues aux surcharges maximale + surcharge de trottoir:

$$n = 6 \quad M = 894,1 + 34,63 = 928,73 \text{ mkdaN}$$

$$\sigma_b = -\frac{M}{nI} V_b = -\frac{928,73 \cdot 10^5}{2052205} = -45,25 \text{ bar}$$

$$\sigma_s = -\frac{M}{I} V_s = -\frac{928,73 \cdot 10^5}{934198,6} = -99,41 \text{ bar}$$

$$\sigma_i = \frac{M}{I} V_i = \frac{928,73 \cdot 10^5}{84017,36} = 1105,4 \text{ bar}$$

Charges	n	M (mkdaN)	σ_b (bar)	σ_s (bar)	σ_i (bar)
CP	∞	363,5	0	-416,16	550,42
CCP	18	69,36	-2,59	-29,16	93,05
Retrait	15		33,18	-504,97	237,34
Temperature	15		13,41	-204,03	95,89
Surcharges	6	928,73	-45,25	-99,41	1105,4
TOTAL			-1,25	-1253,73	2082,1
σ_{adm}			-180	-2400	2400

Conclusion: Le PRS, basse, pour la section (4)

Vérification à la résistance pour la section (5):

Pour la section (5), les caractéristiques sont les mêmes que pour la section (3)

Les contraintes dues au retrait et à la température restent inchangées.

Seuls les efforts changent.

Contraintes dues aux charges permanentes: (CP)

$$n = \infty \quad M = 378,66 \text{ mKdaN}$$

$$\sigma_b = 0$$

$$\sigma_s = -\frac{M}{I} V_s = -\frac{378,66 \cdot 10^5}{87346,25} = -433,52 \text{ bar}$$

$$\sigma_i = \frac{M}{I} V_i = +\frac{378,66 \cdot 10^5}{64941} = 573,37 \text{ bar}$$

Contraintes dues au complement de charges permanentes (CCP):

$$n = 18 \quad M = 72,35 \text{ mKdaN}$$

$$\sigma_b = -\frac{M}{nI} V_b = -\frac{72,35 \cdot 10^5}{2632191} = -2,7 \text{ bar}$$

$$\sigma_s = -\frac{M}{I} V_s = -\frac{72,35 \cdot 10^5}{238238,5} = -30,37 \text{ bar}$$

$$\sigma_i = \frac{M}{I} V_i = \frac{72,35 \cdot 10^5}{74650,7} = 96,92 \text{ bar}$$

Contraintes dues aux surcharge maximale + surcharge de trottoir:

$$n = 6 \quad M = 931,35 + 36,08 = 967,43 \text{ mKdaN}$$

$$\sigma_b = -\frac{M}{nI} V_b = -\frac{967,43 \cdot 10^5}{2052205} = -47,14 \text{ bar}$$

$$\sigma_s = -\frac{M}{I} V_s = -\frac{967,43 \cdot 10^5}{934198,6} = -103,56 \text{ bar}$$

$$\sigma_i = \frac{M}{I} V_i = \frac{967,43 \cdot 10^5}{84017,36} = 1151,46 \text{ bar}$$

Charges	n	M (mKdaN)	σ_b (bar)	σ_s (bar)	σ_i (bar)
CP	∞	378,66	0	-433,52	573,37
CCP	18	72,35	-2,7	-30,37	96,92
Retrait	15	?	33,18	-504,97	237,34
Temperature	15		13,41	-204,03	95,89
Surcharge	6	967,43	-47,14	-103,56	1151,46
TOTAL			-3,25	-1276,45	2154,98
σ_{adm}			-180	-2400	2400

Conclusion : Le PRS passe pour la section ⑤

Vérification des contraintes de cisaillement dans la poutre:

On considérera le cas le plus défavorable dans la poutre de rive n° ① et on calculera pour chaque section (0, 1, 2, 3, 4, 5) de cette poutre l'effort tranchant résultant (CP + CCP + surcharge max (Bc 3voies chargées) + surcharge flottante)

On aura donc :

Section	0	1	2	3	4	5
T (kdaN)	157,51	132,59	109,03	82,9	58,04	33,99

Notre profilé a une section d'âme

$$A_a = 3 \times 163 = 489 \text{ cm}^2$$

Il s'agit de vérifier dans chaque section : $\tau_i = \frac{T_i}{A} < \bar{\tau} = \frac{\sigma_{en}}{1,54}$

Section	0	1	2	3	4	5
τ_i (bar)	322,11	271,14	222,96	169,53	118,69	69,51
$\bar{\tau}$ (bar)	1558	1558	1558	1558	1558	1558

Donc le cisaillement est vérifié.

Voilement des âmes de poutres:

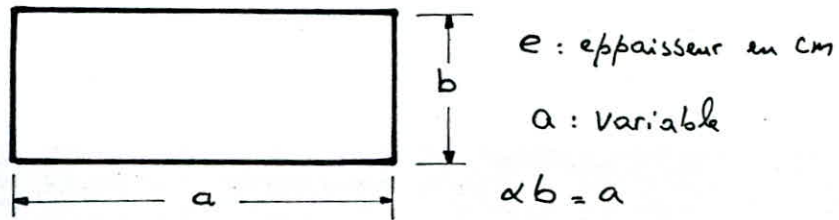
L'âme de la poutre est une plaque de dimensions $a \times b$ ($a = \alpha b$) et d'épaisseur e . Elle est délimitée par les semelles et les raidisseurs verticaux.

La flexion pure introduit dans la tôle des contraintes de compression dans la partie supérieure et de traction dans la partie inférieure.

L'étude de la stabilité par la méthode de l'énergie conduit à définir une contrainte σ^* dite critique de voilement.

Théoriquement si $\sigma > \sigma^*$, l'équilibre de la tôle devient instable.

Dans le cas du cisaillement pur, le panneau de dimensions $a \times b$ résiste jusqu'à ce que les contraintes des membrures obliques atteignent la limite élastique $\bar{\sigma}_s$.



Méthode des raidisseurs rigides:

Dans la vérification de la stabilité des panneaux élémentaires non raidis,

on doit vérifier :
$$\left(S_\sigma \cdot \frac{\sigma}{\sigma^*} \right)^2 + \left(\frac{\xi}{\xi^*} \right)^2 \leq 1,8$$

σ^* et ξ^* étant les contraintes critiques du panneau élémentaire

Nota: La valeur (1,8) est fixée compte tenu du fait que σ et ξ ne sont pas des contraintes admissibles mais résultent de combinaison d'actions.

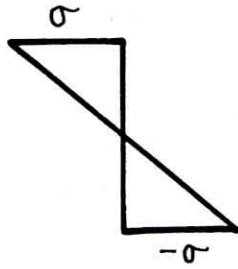
$$\sigma^* = \sigma_c \cdot K_\sigma = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{e}{b} \right)^2 \cdot K_\sigma \quad E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ bar}$$

$$\xi^* = \sigma_c \cdot K_\xi = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{e}{b} \right)^2 \cdot K_\xi \quad \nu = 0,3$$

$$S_\sigma = \begin{cases} 1,8 & \text{si } \psi = 1 \\ 1,4 + 0,4\psi & \text{si } -1 \leq \psi \leq +1 \\ 1 & \text{si } \psi < -1 \end{cases} \quad \text{avec : } \psi = \frac{\sigma_{\text{traction}}}{\sigma_{\text{compression}}}$$

Valeurs de K_σ et K_τ pour un panneau non raidi et articulé sur les bords.

$\psi \leq -1$



$\alpha \geq \frac{a}{b} = \frac{5,8}{1,63} = 3,558 > 0,667$

donc $K_\sigma = 23,9$

$\alpha > 0,667$

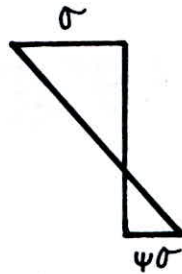
$0 \leq \psi \leq 1$



$\alpha \geq 1 \quad K_\sigma = \frac{8,4}{\psi + 1,1}$

$\alpha \leq 1 \quad K_\sigma = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2 \cdot \frac{2,1}{\psi + 1,1}$

$-1 \leq \psi \leq 0$

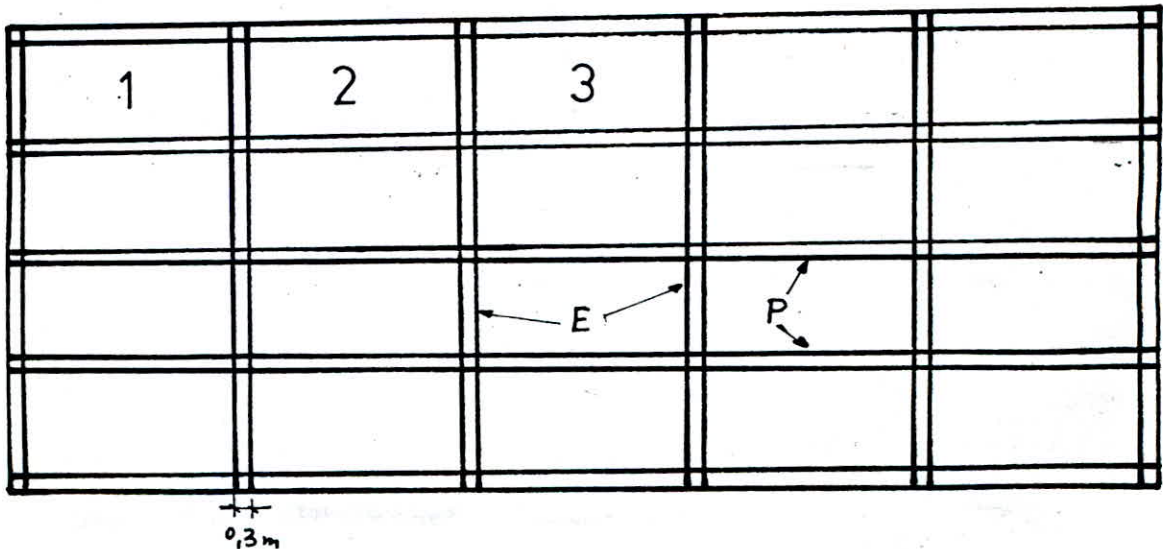


$K_\sigma = (1 + \psi) K_\sigma(\psi=0) - \psi K_\sigma(\psi=-1) + 10\psi(1 + \psi)$

Cisaillement τ :

$$\begin{cases} \alpha \geq 1 & K_\tau = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2} \\ \alpha \leq 1 & K_\tau = 4 + \frac{5,34}{\alpha^2} \end{cases}$$

Notre étude se porte sur 3 panneaux dont la représentation est schématisée ci après :



Etude du panneau ①:Calcul des efforts sous les différents types de charges et surcharges:a/ Charges permanentes (CP):

$$q = 13644 \text{ daN/ml}$$

$$M = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} \quad \text{où } x = 0,3 + \frac{5,8}{2} = 3,2 \text{ m}$$

$$T = q \frac{l}{2} - qx$$

$$M = 563,22 \text{ mkdaN} \quad T = 154,18 \text{ KdaN}$$

b/ Complément de charges permanentes (CCP):

$$q = 2607 \text{ daN/ml} \quad x = 3,2 \text{ m}$$

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

$$M = 107,62 \text{ mkdaN} \quad T = 29,46 \text{ KdaN}$$

c/ Surcharge D:

Le calcul des efforts dus à la surcharge D à 3,2 m seront déterminés par interpolation

$$x = 2,9 \text{ m} \quad M = 626,1 \text{ mkdaN} \quad T = 139,03 \text{ KdaN}$$

$$x = 3,2 \text{ m} \quad M = 676,8 \text{ mkdaN} \quad T = 137,4 \text{ KdaN}$$

$$x = 5,8 \text{ m} \quad M = 1113,6 \text{ mkdaN} \quad T = 123,3 \text{ KdaN}$$

d/ Surcharge de trottoir:

$$q = 150 \times 2,1665 = 325 \text{ daN/ml} \quad x = 3,2 \text{ m}$$

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

$$M = 13,42 \text{ mkdaN} \quad T = 3,67 \text{ KdaN}$$

Etude du panneau ②:a/ Charges permanentes (CP):

$$q = 13644 \text{ daN/ml} \quad x = 0,3 + 5,8 + \frac{5,8}{2} = 9 \text{ m}$$

$$M = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} = 1227,96 \text{ mkdaN}$$

$$T = q \frac{l}{2} - qx = 75,04 \text{ KdaN}$$

b/ Complément de charges permanentes (CCP):

$$q = 2607 \text{ daN/ml} \quad x = 9 \text{ m}$$

$$M = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} = 234,63 \text{ mKdaN}$$

$$T = q \frac{l}{2} - qx = 14,34 \text{ KdaN}$$

c/ Surcharge D:

$$x = 8,7 \text{ m} \quad M = 1461,6 \text{ mKdaN} \quad T = 99,3 \text{ KdaN}$$

$$x = 9 \text{ m} \quad M = 1483,2 \text{ mKdaN} \quad T = 96,82 \text{ KdaN}$$

$$x = 11,6 \text{ m} \quad M = 1670,4 \text{ mKdaN} \quad T = 75,3 \text{ KdaN}$$

d/ Surcharge de trottoir:

$$q = 150 \times 2,1665 = 325 \text{ daN/ml} \quad x = 9 \text{ m}$$

$$M = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} = 29,25 \text{ mKdaN}$$

$$T = q \frac{l}{2} - qx = 1,79 \text{ KdaN}$$

Etude du panneau n° ③:a/ Charges permanentes (CP):

$$q = 13644 \text{ daN/ml} \quad x = 0,3 + 5,8 + 5,8 + \frac{5,8}{2} = 14,8 \text{ m}$$

$$M = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} = 1433,71 \text{ mKdaN}$$

$$T = q \frac{l}{2} - qx = -4,09 \text{ KdaN}$$

b/ Complément de charges permanentes (CCP):

$$q = 2607 \text{ daN/ml} \quad x = 14,8 \text{ m}$$

$$M = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} = 273,94 \text{ mKdaN}$$

$$T = q \frac{l}{2} - qx = -0,78 \text{ KdaN}$$

c/ Surcharge D:

$$x = 14,5 \text{ m} \quad M = 1740 \text{ mKdaN} \quad T = 51,3 \text{ KdaN}$$

$$x = 14,8 \text{ m} \quad M = 1732,8 \text{ mKdaN} \quad T = 53,78 \text{ KdaN}$$

$$x = 17,4 \text{ m} \quad M = 1670,4 \text{ mKdaN} \quad T = 75,3 \text{ KdaN}$$

d/ Surcharges de trottoir:

$$q = 150 \times 2,1665 = 325 \text{ daN/ml} \quad \alpha = 14,8 \text{ m}$$

$$M = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} = 34,15 \text{ mKdaN}$$

$$T = q \frac{l}{2} - q x = -0,0975 \text{ KdaN}$$

Panneau	charges effort	CP	CCP	D	trottoir
1	M mKdaN	563,22	107,62	676,8	13,42
	T KdaN	154,18	29,46	137,4	3,67
2	M mKdaN	1227,96	234,63	1483,2	29,25
	T KdaN	75,04	14,34	96,82	1,79
3	M mKdaN	1433,71	273,94	1732,8	34,15
	T KdaN	-4,09	-0,78	53,78	-0,0975

Tableau des efforts majorés et pondérés

Panneau 1

charge	ρ	M(mKdaN)	T(KdaN)	δ	M _{maj}	T _{maj}	Pondération	M _{maj pond}	T _{maj pond}
CP	0,2	112,644	30,84	1	112,644	30,84	1,32	148,7	40,7
CCP	0,2	21,52	5,89	1	21,52	5,89	1,32	28,41	7,78
D	0,4055	274,44	55,72	1	274,44	55,72	1,32	362,26	73,54
trottoir	0,66	8,86	2,42	1	8,86	2,42	1,6	14,17	3,87

Panneau n° 2

charge	ρ	M(mKdaN)	T(KdaN)	δ	M _{maj}	T _{maj}	Pondération	M _{maj pond}	T _{maj pond}
CP	0,2	245,6	15	1	245,6	15	1,32	324,2	19,8
CCP	0,2	46,93	2,87	1	46,93	2,87	1,32	61,94	3,78
D	0,4055	601,44	55,26	1	601,44	55,26	1,32	793,8	51,02
trottoir	0,66	19,3	1,18	1	19,3	1,18	1,6	30,89	1,89

Panneau 3

charge	ρ	M (mkdaN)	T (kdaN)	δ	Mmaj	Tmaj	Pondération	Mmaj pond	Tmaj pond
CP	0,2	286,74	-0,82	1	286,74	-0,82	1,32	378,5	-1,08
CCP	0,2	54,79	-0,16	1	54,79	-0,16	1,32	72,32	-0,2
D	0,4051	702,65	21,81	1	702,65	21,81	1,32	927,5	28,79
tratteoir	0,66	22,54	-0,064	1	22,54	-0,064	1,6	36,06	-0,103

Verification des contraintes:Panneau 1

charges	n	M (mkdaN)	σ_b (bar)	σ_s (bar)	σ_i (bar)
CP	∞	148,7	0	-348,39	319,39
CCP	18	28,41	-1,77	-21,69	47,4
Retrait	15	/	20,78	-671,27	179,78
temperature	15	/	8,4	-271,22	72,64
Surcharge	6	376,43	-33,56	-101,9	570,3
Total	/	/	-6,15	-1414,47	1189,51
σ_{adm}	/	/	-180	-2400	2400

Panneau 2

charges	n	M (mkdaN)	σ_b (bar)	σ_s (bar)	σ_i (bar)
CP	∞	324,2	0	-371,17	490,91
CCP	18	61,94	-2,31	-26	82,97
Retrait	15	/	33,18	-504,97	237,34
temperature	15	/	13,41	-204,03	95,89
Surcharge	6	824,69	-40,18	-88,28	981,57
total	/	/	4,1	-1194,45	1888,68
σ_{adm}	/	/	180	-2400	2400

Panneau 3 :

charges	n	M (mKdAN)	σ_b (bar)	σ_s (bar)	σ_i (bar)
CP	∞	378,5	0	-433,33	573,13
CCP	18	72,32	-2,7	-30,36	96,9
Retrait	15	/	33,18	-504,97	237,34
temperature	15	/	13,41	-204,03	95,89
Surcharges	6	963,56	-46,95	-103,14	1146,81
Total	/	/	-3,06	-1275,83	2150,07
σ_{adm}	/	/	-180	-2400	2400

Calcul de K_r :

$$K_r(\psi=0) = \frac{8,4}{\psi+1,1} = \frac{8,4}{1,1} = 7,636$$

$\alpha > 1$

$$K_r(\psi=-1) = 23,9 \quad \alpha > 0,667$$

$$K_r = (1+\psi)K_r(\psi=0) - \psi K_r(\psi=-1) + 10\psi(1+\psi)$$

$$\text{Panneau ① : } K_{r_1} = 19,921$$

$$\text{Panneau ② : } K_{r_2} = 42,361$$

$$\text{Panneau ③ : } K_{r_3} = 46,38$$

Calcul de K_g :

$$\alpha = 3,558 > 1 \Rightarrow K_g = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2} = 46,38$$

Vergleichung zur Überwindung:

Panneau	1	2	3
a (m)	5,8	5,8	5,8
b (m)	1,63	1,63	1,63
e (cm)	3	3	3
$\alpha = a/b$ ($a > b$)	3,558	3,558	3,558
K_B	5,6559	5,6559	5,6559
$\sigma_c = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{e}{b}\right)^2$	642,93	642,93	642,93
$\sigma^* = \sigma_c \cdot K_B$	3636,35	3636,35	3636,35
σ	257,44	158,06	56,05
$(\sigma/\sigma^*)^2$	$5,012 \cdot 10^{-3}$	$1,889 \cdot 10^{-3}$	$0,237 \cdot 10^{-3}$
σ_i	1189,51	1888,68	2150,07
σ_s	-1414,47	-1194,45	-1275,83
$\psi = \sigma_i/\sigma_s$	-0,841	-1,581	-1,685
S_σ	1,0636	1	1
K_σ	19,92	42,36	46,38
$\sigma^* = \sigma_c K_\sigma$	12807,16	27234,5	29819,1
$\sigma = \max(\sigma_s, \sigma_i)$	1414,47	1888,68	2150,07
$(S_\sigma \cdot \frac{\sigma}{\sigma^*})^2$	$13,8 \cdot 10^{-3}$	$4,81 \cdot 10^{-3}$	$5,2 \cdot 10^{-3}$
$(S_\sigma \cdot \frac{\sigma}{\sigma^*})^2 + (\frac{\sigma}{\sigma^*})^2$	$18,812 \cdot 10^{-3} < 1,8$	$6,699 \cdot 10^{-3} < 1,8$	$5,437 \cdot 10^{-3} < 1,8$
Voilement	Pas de voilement	Pas de voilement	Pas de voilement

DEFORMATION.

Les déformations élastiques sous les surcharges doivent être inférieures à certaines limites pour des raisons de rigidité de l'ouvrage (risque d'oscillation, confort des usagers, sécurité, etc...)

Ainsi, leur calcul doit être exact et précis pour des raisons esthétique afin de prévoir des contreflexes bien précis lors de la fabrication des poutres maitresses

Du fait que les poutres maitresses prévues sont renforcées par des semelles additionnelles de longueur limitée, l'inertie de ces poutres est donc variable.

C'est pourquoi on calcule les déformations à l'aide de l'intégrale de MOHR d'autant plus qu'en charpente métallique, la section droite est homogène, les résultats de la RDM sont significatifs.

1/ Charges permanentes:

$$L = l_0 + 2l$$

$$l = \alpha L = 0,3 \times 29 = 8,7 \text{ m}$$

$$l_0 = \beta L = 0,4 \times 29 = 11,6 \text{ m}$$

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

$$R_A = R_B = q \frac{L}{2}$$

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

On applique une charge unitaire

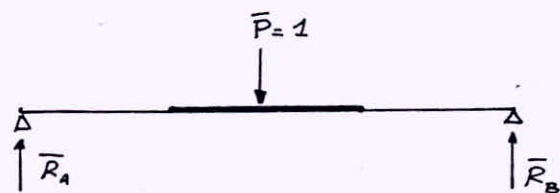
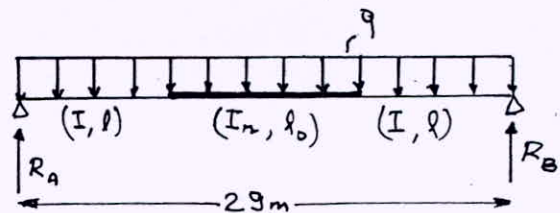
au milieu de la travée

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

Le chargement et les appuis sont symétriques donc:

$$\frac{\delta}{2} = \int_0^{\frac{L}{2}} \frac{M \bar{M}}{EI_i} dx = \int_0^{\frac{L}{2}} \frac{1}{EI} \cdot \frac{q}{2} x (L - x) \cdot \frac{1}{2} x dx + \int_{\frac{L}{2}}^{l_0 + \frac{L}{2}} \frac{1}{EI_n} \frac{q}{2} x (L - x) \cdot \frac{1}{2} x dx$$

$$\frac{\delta}{2} = \frac{q}{4EI} \int_0^{\frac{L}{2}} (Lx^2 - x^3) dx + \frac{q}{4EI_n} \int_{\frac{L}{2}}^{l_0 + \frac{L}{2}} (Lx^2 - x^3) dx$$



$$\text{Soit } \delta = \lambda^3(4-3\lambda) \frac{qL^4}{24EI_n} + \alpha^3(4-3\alpha) \frac{qL^4}{24EI_n} (I_n - I)$$

Avec $\alpha = 0,3$; $\lambda = 0,5$, on a alors :

$$\delta = \frac{5qL^4}{384EI_n} + \frac{0,93}{80} \frac{qL^4}{EI_n I} (I_n - I)$$

Remarque : Si $I_n = I$ (poutre a inertie constante) :

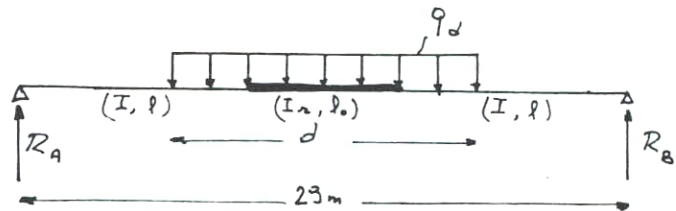
$$\text{On retrouve la formule habituelle } \delta = \frac{5qL^4}{384EI}$$

2/ SurchARGE mobiles (cas du convoi D, du char MC120) :

Le convoi exceptionnel D provoque le moment max donc la flèche max.

$$q_D = \frac{S_D \cdot c_r}{d} = \frac{240 \cdot 0,4055}{18,6} = 5,23 \text{ kdaN/ml}$$

$$R_A = R_B = q_D \cdot \frac{d}{2}$$



$$\forall x > \frac{L}{2} - \frac{d}{2}$$

$$M(x) = q_D \frac{d}{2} x - q_D \cdot \frac{1}{2} \left(x - \left(\frac{L-d}{2} \right) \right)^2$$

$$M(x) = q_D \frac{d}{2} x - \frac{q_D}{2} \left(x^2 - x(L-d) + \left(\frac{L-d}{2} \right)^2 \right)$$

Soit la charge unitaire placée au milieu

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



En vertu de la symétrie, on a :

$$\frac{\delta'}{2} = \frac{q_D}{4EI} \int_0^{\frac{L}{2}} \left[dx - x^2 + x(L-d) - \left(\frac{L-d}{2} \right)^2 \right] x dx + \frac{q_D}{4EI_n} \int_{\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2} + \frac{d}{2}} \left[Lx^2 - x^3 - x(L-d) + \left(\frac{L-d}{2} \right)^2 \right] x dx$$

$$\frac{2E\delta}{q_D} = \frac{1}{I} \int_0^{\frac{L}{2}} \left[Lx^2 - x^3 - \left(\frac{L-d}{2} \right)^2 x \right] dx + \frac{1}{I_n} \int_{\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2} + \frac{d}{2}} \left[Lx^2 - x^3 - \left(\frac{L-d}{2} \right)^2 x \right] dx$$

Soit :

$$\delta = \frac{q_D}{48EI_n} \left[(-6\lambda^4 + 8\lambda^3 - 3\lambda^2)L^4 + 6\lambda^2L^3d - 3\lambda^2L^2d^2 \right] +$$

$$+ \frac{q_D(I_n - I)}{48EI_n} \left[(-6\lambda^4 + 8\lambda^3 - 3\lambda^2)L^4 + 6\lambda^2L^3d - 3\lambda^2L^2d^2 \right]$$

pour : $\alpha = 0,3$; $\lambda = 0,5$, on a :

$$\delta = \frac{q_D}{384EI_n} \left(1 + \frac{I_n - I}{I} \right) \left(12L^3d - L^4 - 6d^2L^2 \right)$$

3/ Applications numériques :

a/ Charge permanente CP :

$$M_{\max} = 286,26 \text{ mKdaN} \rightarrow q = 2,73 \text{ KdaN/ml}$$

$$I = 3763252 \text{ cm}^4 ; I_n = 6189355,55 \text{ cm}^4$$

$$E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2 ; L = 2900 \text{ cm}$$

$$\delta_{cp} = 3,0476 \text{ cm}$$

b/ Complément de charges permanentes CCP :

$$M_{\max} = 54,81 \text{ mKdaN} \rightarrow q = 521 \text{ daN/ml}$$

$$I = 6950113 \text{ cm}^4 ; I_n = 9946457,55 \text{ cm}^4$$

$$E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2 ; L = 2900 \text{ cm}$$

$$\delta_{ccp} = 0,3181 \text{ cm}$$

c/ Surcharge de trottoir :

$$M_{\max} = 18,45 \text{ mKdaN} \rightarrow q = 173,5 \text{ daN/ml}$$

$$I = 9464173 \text{ cm}^4 ; I_n = 13489828 \text{ cm}^4$$

$$E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2 ; L = 2900 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{trottoir}} = 0,022 \text{ cm}$$

d/ Surcharge exceptionnelle D :

$$q_D = 5,23 \text{ KdaN/ml} ; E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ daN/ml} ; L = 2900 \text{ cm} ; d = 1860 \text{ cm}$$

$$I = 9464173 \text{ cm}^4 ; I_n = 13489828 \text{ cm}^4$$

$$\delta_D = 2,049 \text{ cm}$$

e/ Effet du retrait:

$$M_{\text{retrait}} = n W \sigma_{t,b} = n W E_b E_n$$

$$M_{\text{retrait}} = 15.56.40033,94 = 33628509,6 \text{ daN.cm}$$

$$\delta_{\text{retrait}} = \frac{M L^2}{16 E I_r} = \frac{33628509,6 \cdot 2900^2}{16 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 10464810} = 0,804 \text{ cm}$$

Donc la flèche total sera :

$$\delta_{\text{total}} = \delta_{cp} + \delta_{ccp} + \delta_{trattoir} + \delta_D + \delta_{\text{retrait}}$$

soit : $\delta_{\text{total}} = 6,2407 \text{ cm}$

Lors de l'usinage de la poutre, on doit prévoir une contre flèche de 63 mm.

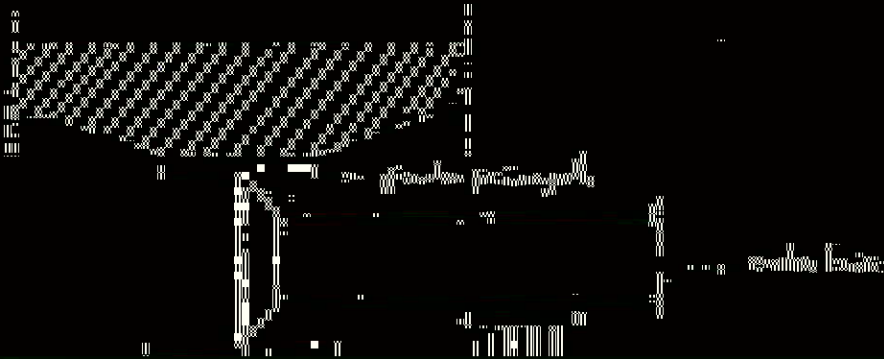
ENTRETOISES

Les entretoises sont des éléments horizontaux, normaux à l'axe longitudinal du pont. Elles solidarisent les poutres maîtresses entre elles. Leur rôle principal est d'assurer l'indeformabilité de la section transversale de l'ouvrage.

D'autre part, elles transmettent au tablier certains efforts dus au vent (négligeables dans notre cas), et permettent de fixer à certains points les semelles supérieures et inférieures des poutres maîtresses, ce qui permet au stade de montage ou de service de limiter les dangers de déversements des membrures comprimées.

Les entretoises peuvent être formées de poutre à âme pleine ou de poutre à âme en treillis (poutres triangulées)

Les entretoises sont des éléments horizontaux, normaux à l'axe longitudinal du pont. Elles solidarisent les poutres maîtresses entre elles. Leur rôle principal est d'assurer l'indeformabilité de la section transversale de l'ouvrage. D'autre part, elles transmettent au tablier certains efforts dus au vent (négligeables dans notre cas), et permettent de fixer à certains points les semelles supérieures et inférieures des poutres maîtresses, ce qui permet au stade de montage ou de service de limiter les dangers de déversements des membrures comprimées. Les entretoises peuvent être formées de poutre à âme pleine ou de poutre à âme en treillis (poutres triangulées)

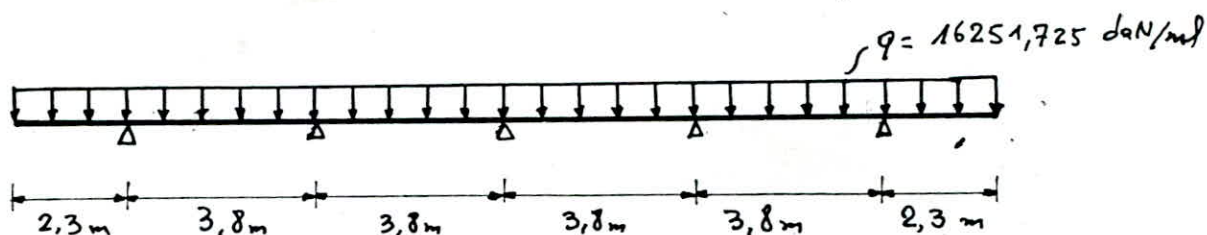


Calcul des entretoises:

La dalle repose sur les poutres principales et les entretoises d'about. Ces entretoises sont soumises à l'action du poids propre du tablier et aux efforts tranchants résultants du verinage lors de la pose du tablier. Dans ce cas le pont est au stade de montage.

schéma statique:

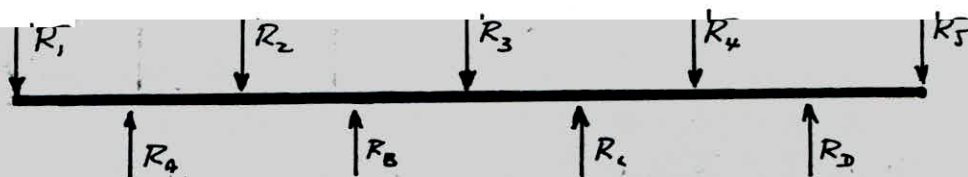
L'entretoise d'about se calcule en biais (longueur réelle)



La charge P concentrée qui sera équivalente à un système de réaction R_i est:

$$P = 16251,725 \times 29 = 471,3 \text{ KdaN}$$

Lors du verinage de la dalle, les poutres principales transmettent à l'entretoise une réaction R .



Les réactions R_a, R_b, R_c, R_d représentent les réactions des verins

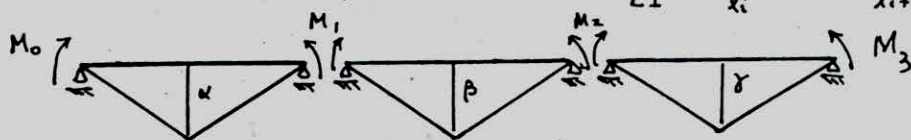
(Les verins choisis ont une capacité portante de 100 KdaN)

$$R_1 = R_2 = R_3 = R_4 = \frac{P}{2} \cdot g \cdot 1,32 = \frac{471,3}{2} \cdot 0,2 \cdot 1,32 = 62,21 \text{ KdaN}$$

Remarque: $R_i = 62,21 \text{ KdaN} < \text{capacité portante du verin} = 100 \text{ KdaN}$

Calcul des efforts (M et T): méthode des 3 moments:

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -\frac{6}{EI} \left(\frac{\Omega_i a_i}{l_i} + \frac{\Omega_{i+1} b_{i+1}}{l_{i+1}} \right)$$



$$\alpha = R_2 \frac{l_1}{4} ; \quad \beta = R_3 \frac{l_2}{4} ; \quad \delta = R_4 \frac{l_3}{4}$$

$$M_0 = M_3 = -R_1 \cdot 2,3 = -62,21 \times 2,3 = -143,083 \text{ mKdaN}$$

$$i=1 : M_0 l + 4 M_1 l + M_2 l = -\frac{6}{EI} \left(\frac{R_2 l^2}{8} \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{1}{l} + \frac{R_3 l^2}{8} \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{1}{l} \right)$$

$$R_2 = R_3 \rightarrow M_0 l + 4 M_1 l + M_2 l = -\frac{12 l^2 R}{16 EI}$$

$$i=2 : M_1 l + 4 M_2 l + M_3 l = -\frac{12 l^2 R}{16 EI}$$

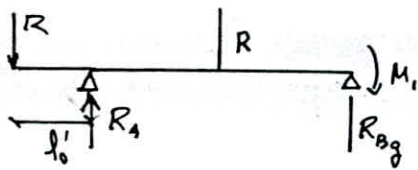
on a donc le système d'équation suivant où M_1 et M_2 sont inconnus :

$$\begin{cases} M_0 + 4 M_1 + M_2 = -\frac{3}{4} R l \\ M_1 + 4 M_2 + M_3 = -\frac{3}{4} R l \end{cases}$$

$$R = 62,21 \text{ kdaN} ; \quad l = 3,8 \text{ m} ; \quad M_0 = M_3 = -143,083 \text{ mKdaN}$$

$$\rightarrow M_1 = M_2 = 6,842 \text{ mKdaN}$$

Calcul des réactions :



$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A l - R(l+l) - R \frac{l}{2} + M_1 = 0$$

$$R_A = \frac{1}{l} \left[R(l+l) + R \frac{l}{2} - M_1 \right]$$

$$R_A = \frac{1}{3,8} \left[62,21(2,3+3,8) + 62,21 \cdot \frac{3,8}{2} - 6,842 \right]$$

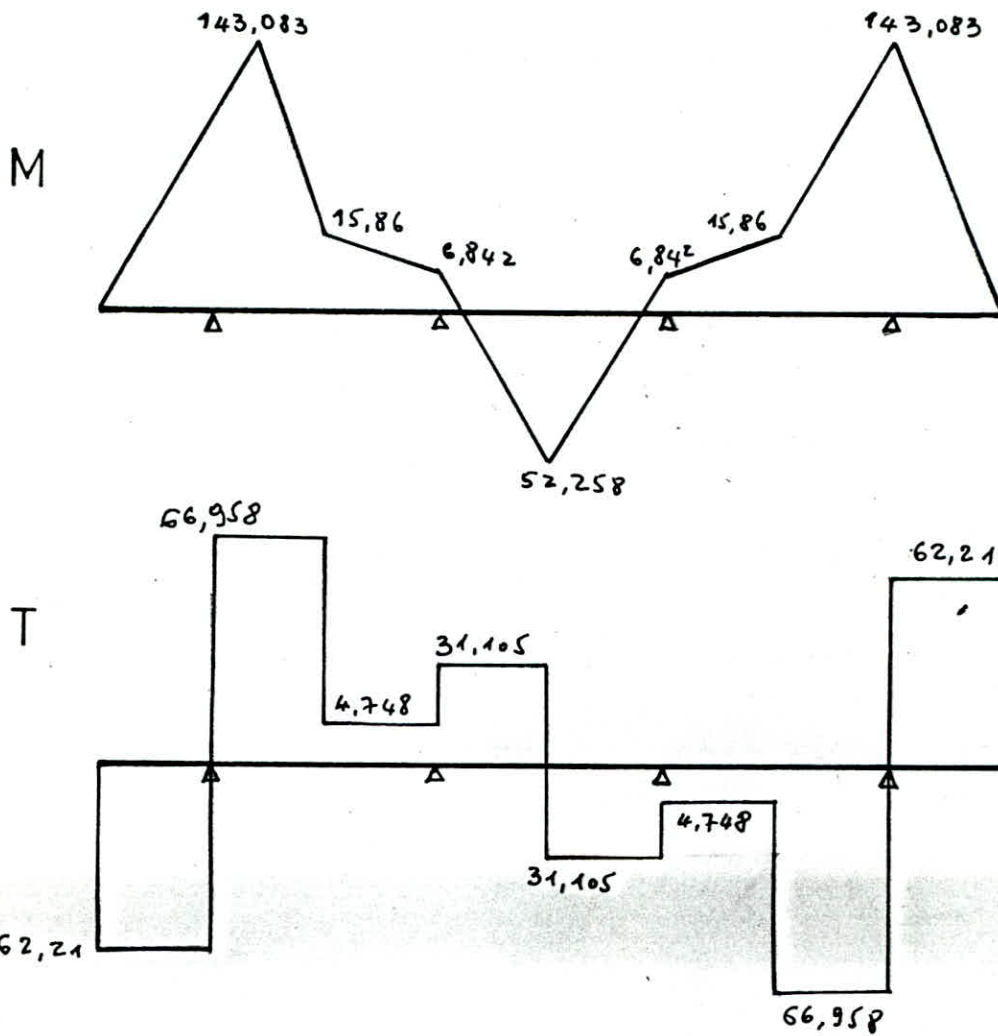
$$R_A = 129,168 \text{ kdaN}$$

On trouve de même : $R_B = 26,357 \text{ kdaN}$

$$R_C = R_B$$

$$R_D = R_A$$

Contrôle : $\sum R_i = 5R = R_A + R_B + R_C + R_D \quad \text{OK.}$



$$M_{\max} = 143,083 \text{ mKdaN}$$

$$T_{\max} = 66,958 \text{ KdaN}$$

Predimensionnement:

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{en}} \Rightarrow W_{\text{nec}} > \frac{M}{\sigma_{\text{en}}} = \frac{143,083 \cdot 10^5}{2400} = 5961,79 \text{ cm}^3$$

On adopte un profilé laminaire du type: HEB 650 $\rightarrow W_x = 6480 \text{ cm}^3$

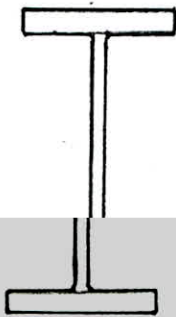
Caractéristique d'un HEB 650:

$$h = 65 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

$$e_a = 1,6 \text{ cm} ; e_s = 3,1 \text{ cm}$$

$$I_x = 210620 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 6480 \text{ cm}^3$$



Verification à la résistance:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{143,083 \cdot 10^5}{6480} = 2208 \text{ bar} < 2400 \text{ bar}$$

Verification au cisaillement:

$$A_{\text{âme}} = (h - 2e_s) e_a = (65 - 2 \times 3,1)(1,6) = 94,08 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{A_{\text{âme}}} = \frac{66,958 \cdot 10^3}{94,08} = 711,7 \text{ bar} < \frac{\tau_{\text{lim}}}{1,54} = 1558,44 \text{ bar}$$

Voilement de semelle: $\frac{b_0}{e_s} \leq 15$ (art 5.214.311 RCM66)

$$\frac{b_0}{e_s} \leq 15 ; \quad b_0 = \frac{b - e_a}{2} = \frac{30 - 1,6}{2} = 14,2 \text{ cm.}$$

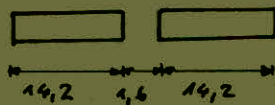
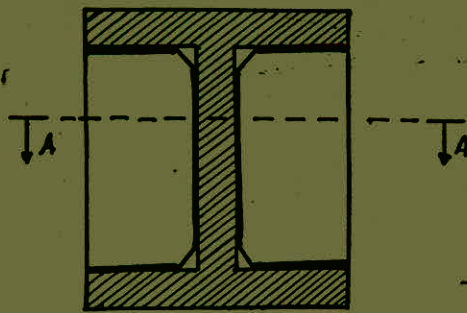
$$\frac{b_0}{e_s} = \frac{14,2}{3,2} = 4,56 < 15 \Rightarrow \text{pas de voilement.}$$

En fait, le profil étant laminé, on a tenu compte de ce phénomène lors du laminage.

De même pour l'âme, on n'a pas à craindre le voilement vu que le profil en question est laminé mais conformément aux règles CM66, on doit prévoir des raidisseurs... (voir ci-dessous)

Par contre la verification au voilement des raidisseurs est nécessaire

Voilement du raidisseur:



Coupe A-A

Le vérif le plus chargé se trouve au droit de la réaction R_D :

$$M = M_3 = 128,84 \text{ m kdaN} \rightarrow \sigma = 19,88 \text{ daN/mm}^2$$

$$T = R_s = 62,24 \text{ kdaN}$$

$$T_{\text{âme}} = e_a h_a \sqrt{0,015 \left(\frac{1000 e_a}{h_a} \right)^4 - \left(\frac{\sigma}{7} \right)^2}$$

$$T_{\text{âme}} = 852737 \text{ daN}$$

$$T_{\text{app}} = 62240 \text{ daN}$$

$T_{\text{app}} < T_{\text{âme}}$ donc il n'y a pas lieu de mettre un

raidisseur d'âme. Par contre il est obligatoire de placer un raidisseur au droit des appuis et au droit des charges concentrées fixes.

Rigidité:

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{59l^4}{384EI} \quad : \text{Cas de poutre indépendante.}$$

$$f = \frac{9 \frac{l^2}{8} \cdot l^2}{9,6EI} = \frac{M_{\max} l^2}{9,6EI} \quad : \text{Cas de poutre quelconque}$$

$$M'_{\max} = -143,083 \text{ m kNm}$$

$$l = 380 \text{ cm}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$$

$$I = 210620 \text{ cm}^4 \quad (\text{HEB650})$$

$$f = \frac{143,083 \cdot 10^5 \cdot \overline{380}^2}{9,6 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 210620} = 4,86 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{200} = \frac{3800}{200} = 19 \text{ mm}$$

$f < \bar{f}$ donc la flèche est vérifiée.

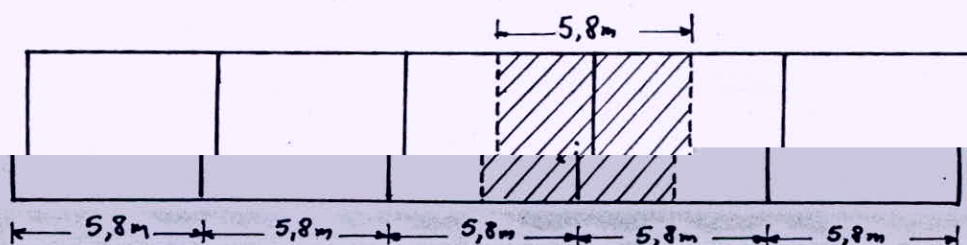
Entretoises intermediaires

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 repartition qui résultent en leur noeuds.

Pour avoir les effets les plus défavorables, les charges et surcharges doivent être placées longitudinalement dans les positions les plus défavorables à l'aide du tracé des lignes d'influence des réactions (le tablier étant articulé sur les entretoises).

Soit n le nombre de poutres principales, on a donc $(n-1)$ entretoises intermédiaires.



Soit R la réaction qui revient à l'entretoise i .

a/ CP + CCP:

$$CP + CCP = 16251,725 \text{ daN/ml}$$

$$q = \frac{16251,725}{18,733} = 867,54 \text{ daN/m}^2$$

$$R_{\max} = q \cdot l = 867,54 \cdot 5,8 = 5031,73 \text{ daN/ml}$$

b/ Surcharge A:

$$A = 854,74 \text{ daN/m}^2$$

$$R_{\max} = A \cdot l = 854,74 \cdot 5,8 = 4957,5 \text{ daN/ml}$$

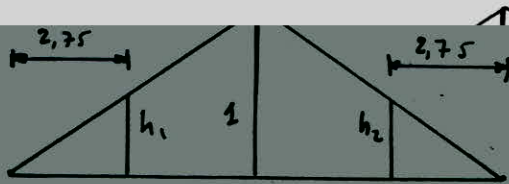
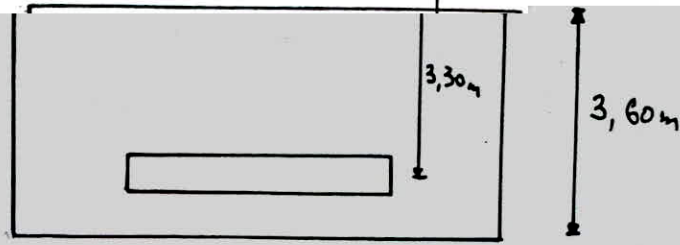
c/ trottoir:

$$q = 150 \text{ daN/m}^2$$

$$R_{\max} = q \cdot l = 150 \cdot 5,8 = 870 \text{ daN/ml}$$

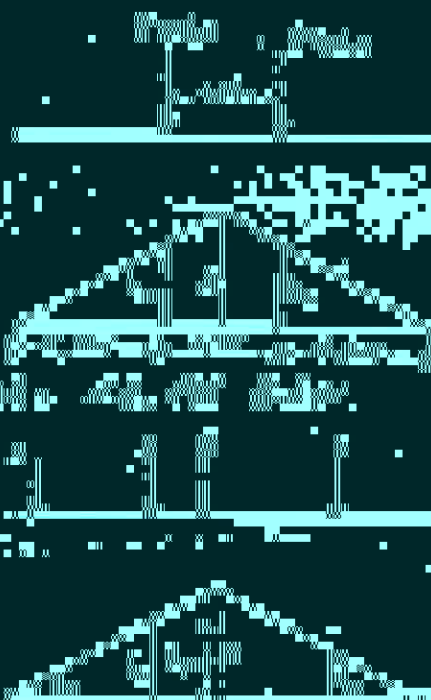
d/ Surchage Mc120:

axe 2^{ème} chenille - - -



$\rho = \frac{55}{6.1}$ g DILU K LUL I

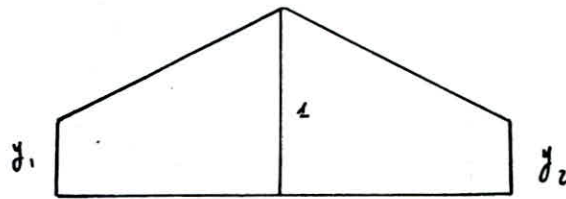
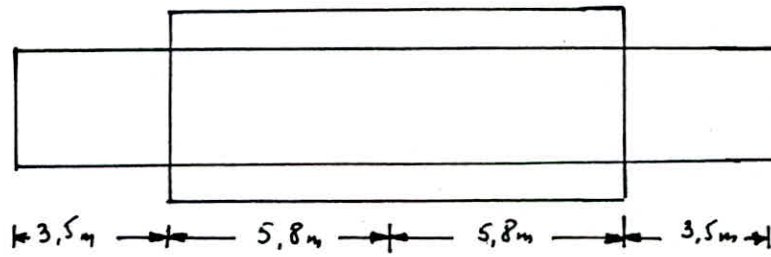
$$h_1 = h_2 = \frac{2,75 \cdot 1}{5,8} = 0,474$$



$\rho = \frac{55}{6.1}$ g DILU K LUL I

$h_1 = h_2 = \frac{2,75 \cdot 1}{5,8} = 0,474$

$\rho = \frac{55}{6.1}$ g DILU K LUL I

9/ Système D :

$$q = \frac{240 \cdot 10^3}{18,6} = 12,903 \text{ kdaN/ml}$$

$$\frac{y_1}{3,5} = \frac{1}{5,8 + 3,5} \rightarrow y_1 = 0,376 = y_2$$

$$R_{\max} = 2 \left[\frac{0,376 + 1}{2} \times 5,8 \right] \times 12,903 = 102,97 \text{ kdaN}$$

Calcul des efforts :

Soit R_i : la réaction sous différents cas de charges et surcharges.

A_i : l'aire de la ligne d'influence enveloppe de chaque section lorsque la charge se déplace

$M_i = R_i A_i$ (mkdaN/ml) : Moment résultant

$T_i =$ effort tranchant résultant = $R_i A_i$.

LIGNES D'INFLUENCE

Rappel de la méthode:

Dans les ponts à poutres multiples sous chaussée, l'entretoise est un agent de répartition des charges entre les différentes poutres

Hypothèses:

- Entretoises infiniment rigides
- Les n poutres ont un moment d'inertie égal
- Les n poutres sont également espacées de λ
- Longueur du pont $>$ 2 fois sa largeur chargeable.



$$R_i = \frac{P}{n} \Delta_i$$



$$\Delta_i = 1 + 6 \frac{(n+1) - 2i}{n^2 - 1} \left(\frac{e}{\lambda} \right)$$

Ce qui permet de rechercher les réactions de chacune des poutres pour une position variable de P et de tracer les lignes d'influence des réactions, des efforts tranchants et des moments fléchissants

Pour notre cas, les hypothèses ci-dessus sont satisfaites. Il faut noter que la 4^{ème} hypothèse est comme suit:

$$\text{Longueur du pont (= longueur de la travée)} = 29 \text{ m}$$

$$2 \text{ fois largeur du pont} = 2 \text{ fois la largeur chargeable} = 2 \times 14,4 = 28,8 \text{ m.}$$

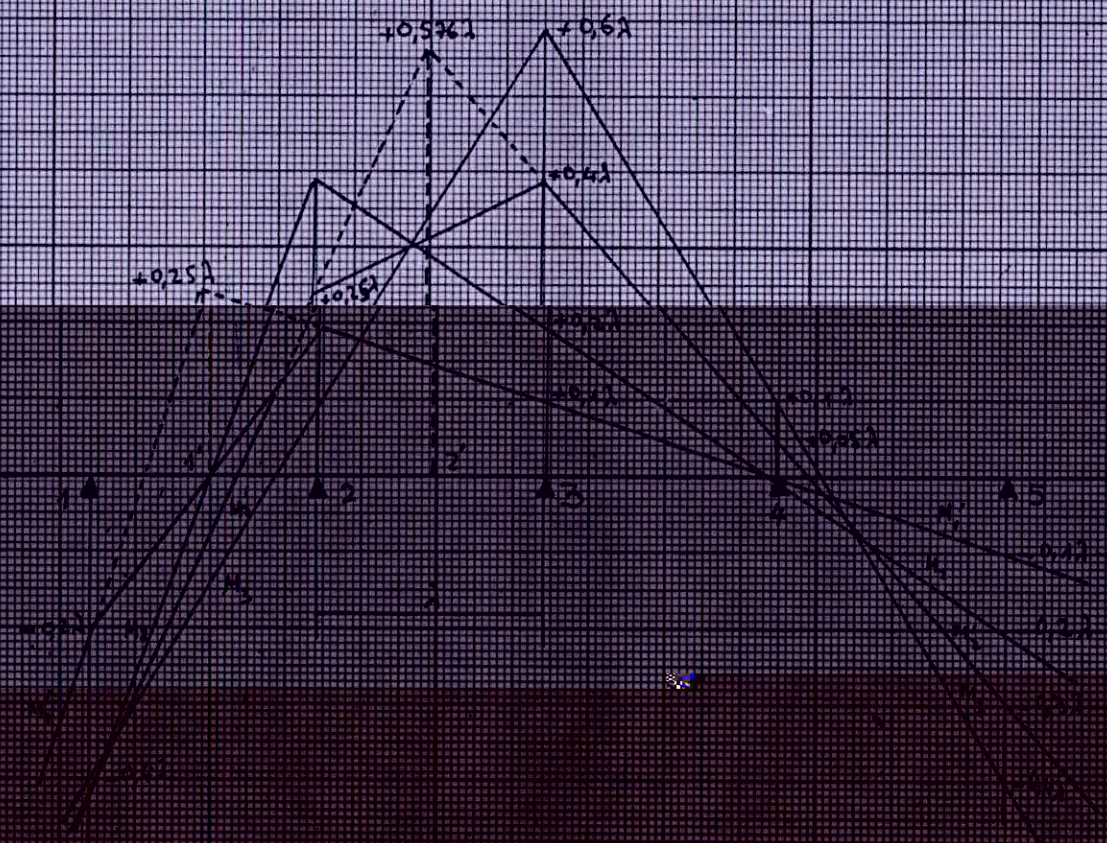
Lignes d'influence des moments

La dalle se repose pas sur des entretoises

λ : écartement des poutres

Nota: Symétrie par rapport aux moments en 4', 4; 5', 5

5
10
15
20

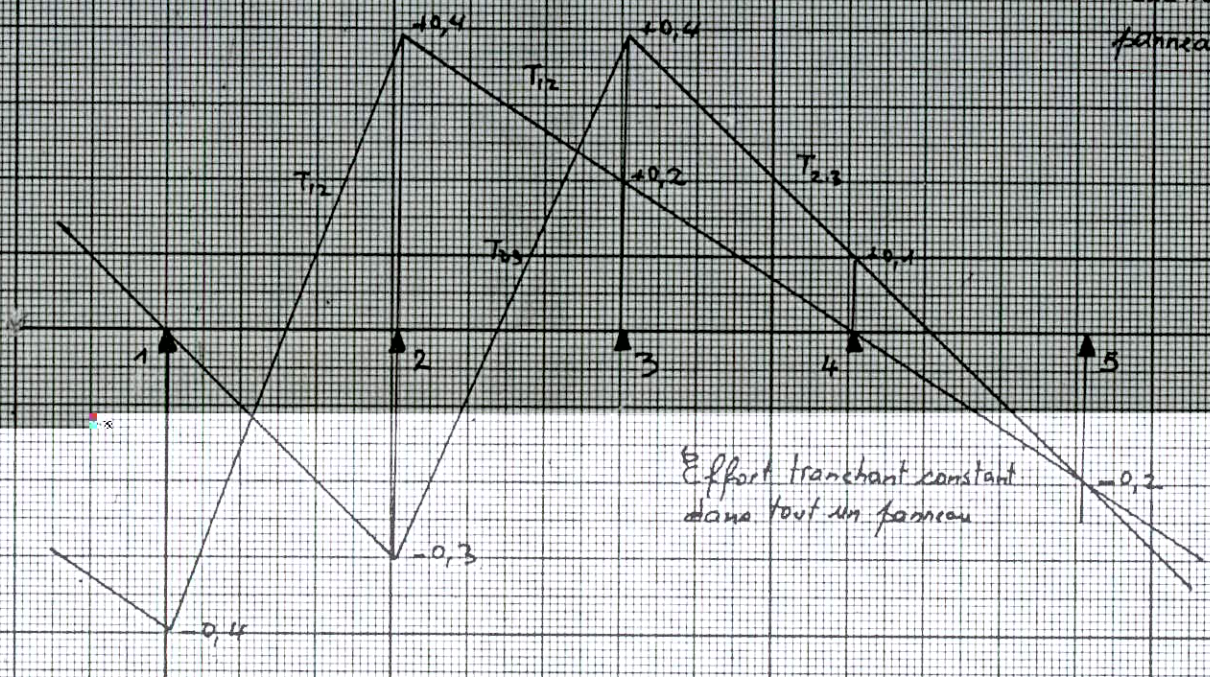


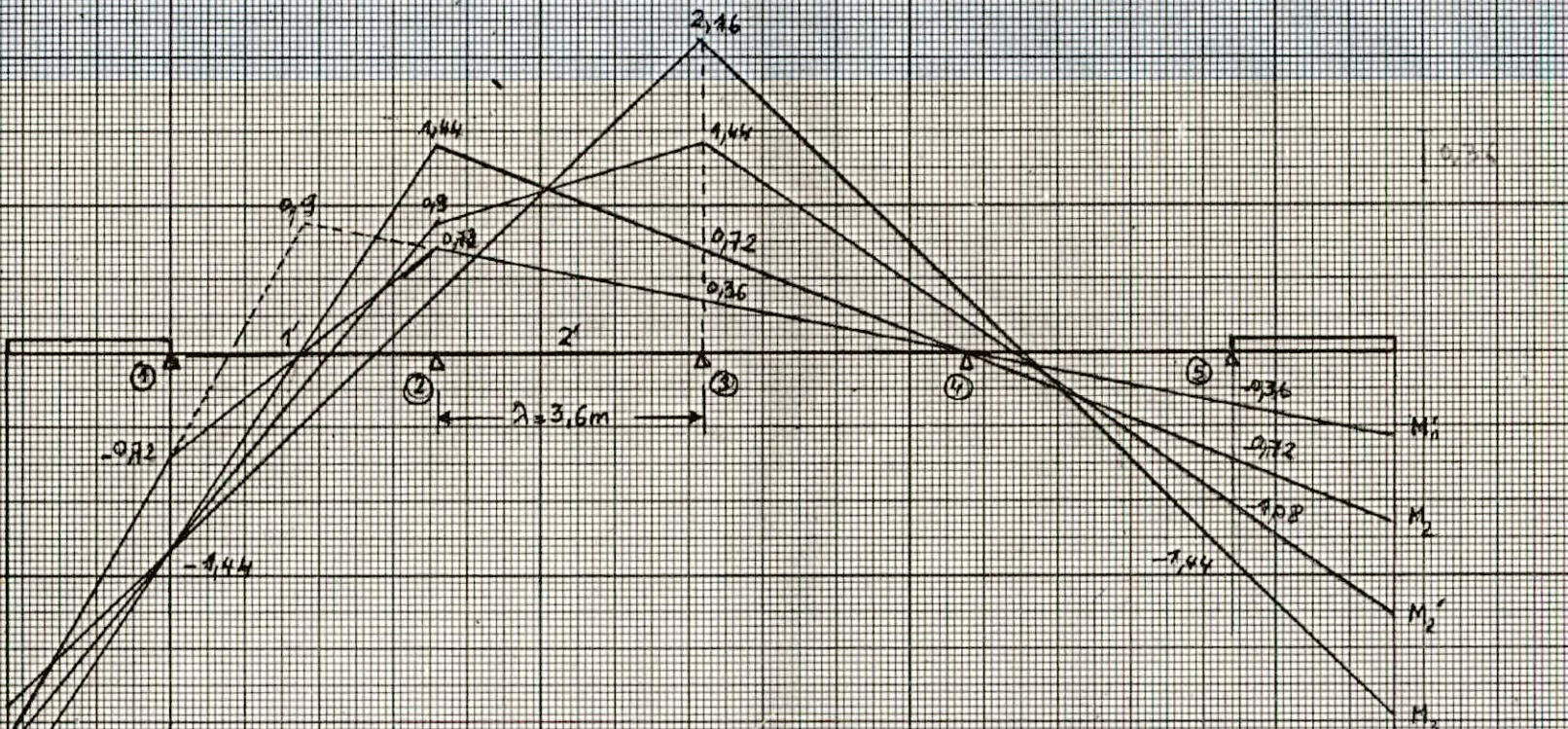
Lignes d'influence des efforts tranchants

indépendantes de λ écartement des poutres

La dalle ne repose pas sur les entretoises

Note : Symétrie pour les efforts tranchants dans les panneaux { 3-4 }
{ 4-5 }

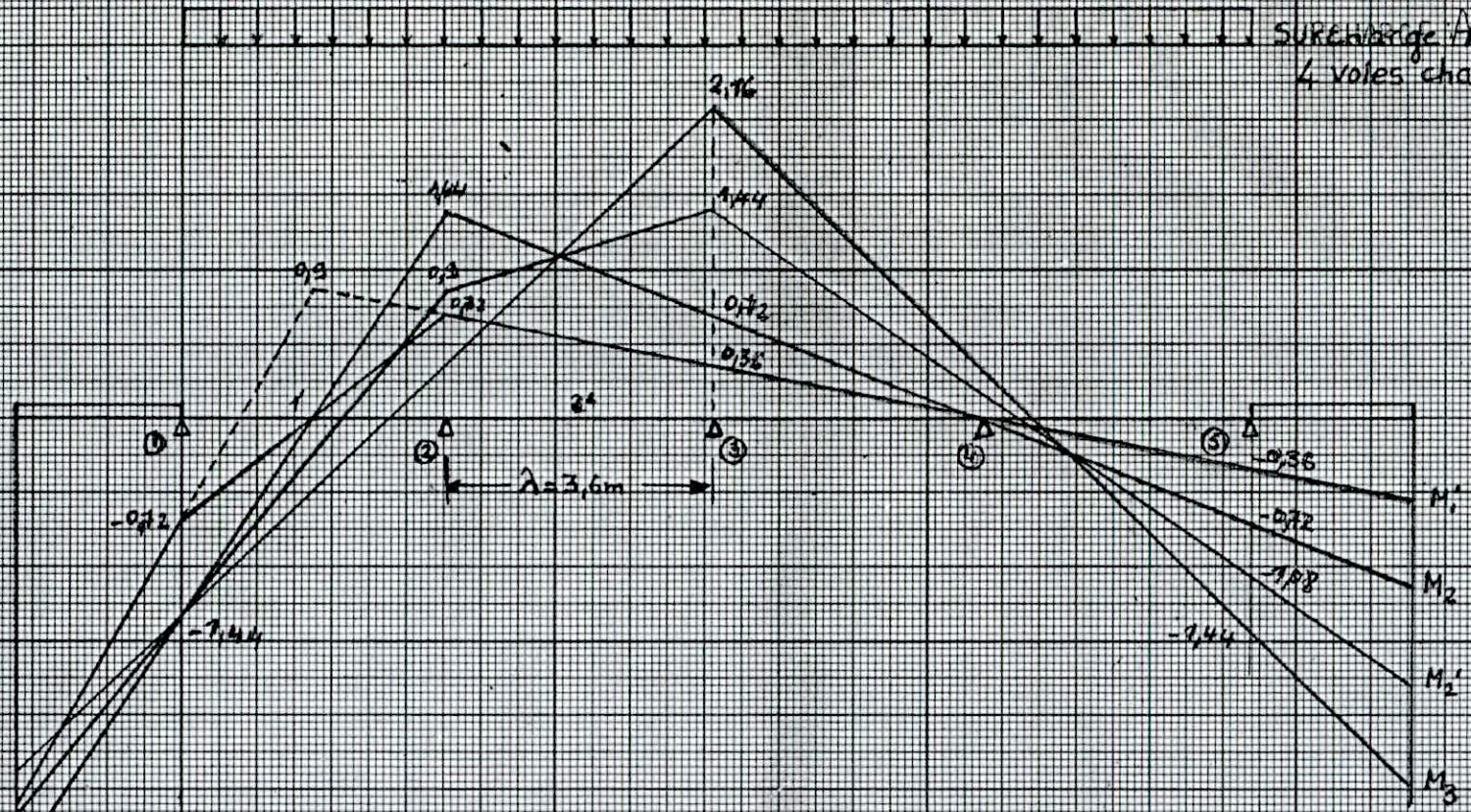




$$M_1 = \left[\frac{2.725}{2} \cdot 2.1665 \right] + \left[-\frac{1}{2} \cdot 0.72 \cdot 1.8 \right] + \left[\frac{1}{2} \cdot 0.72 \cdot 1.8 \right] + \left[\frac{1}{2} \cdot 0.72 \cdot 7.2 \right] - \left[\frac{1}{2} \cdot 0.566 \cdot 5.7665 \right] = -2.772$$

$$M_2 = -\frac{1}{2} \cdot 3.03 \cdot 7.9665 - 1.44 \cdot 1.8 - 1.44 \cdot 7.2 - 1.182 \cdot 5.7665 = -2.94$$

SURCHARGE 1A
4 voles chargées



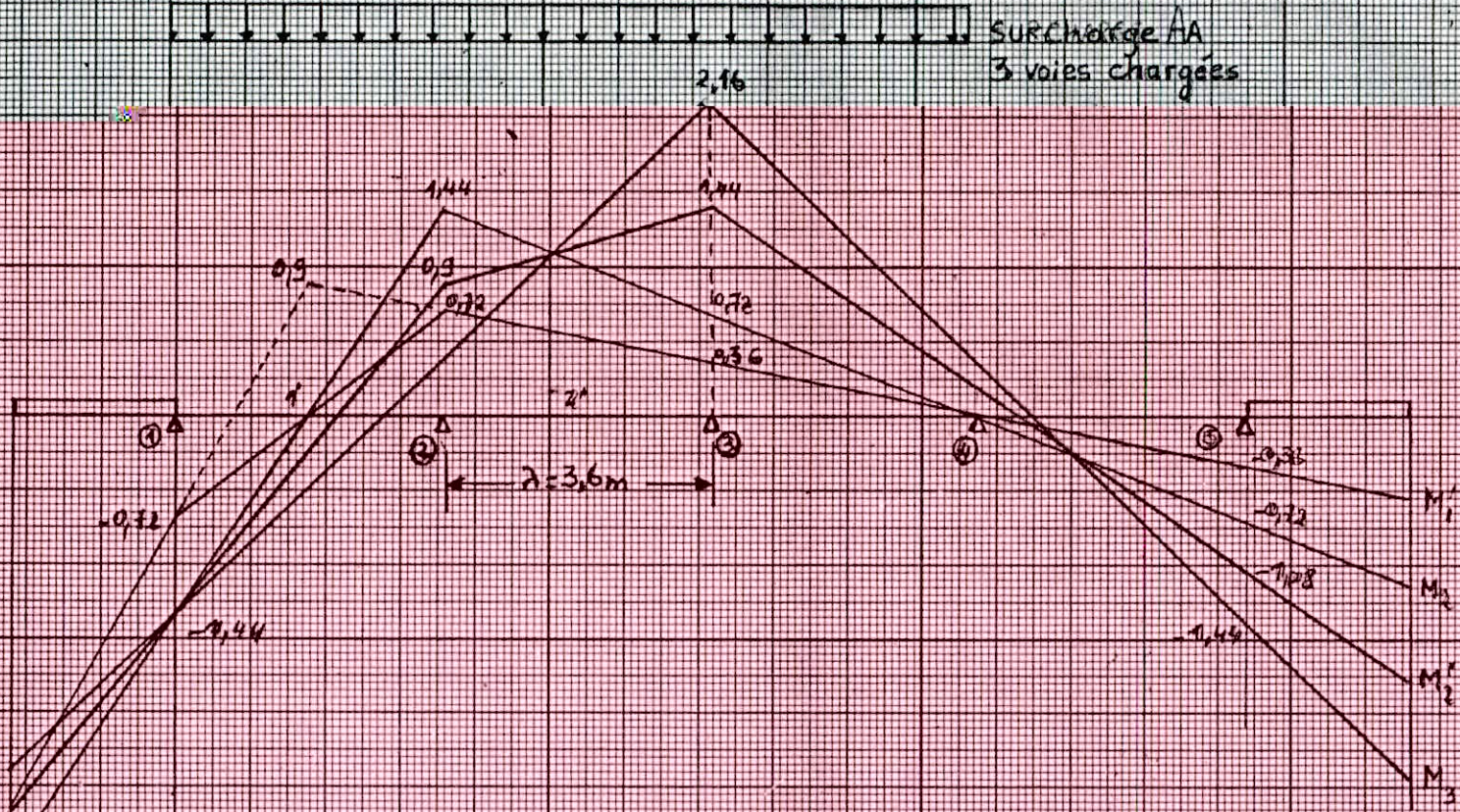
$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot 0.72 \cdot 1.8 + \frac{1}{2} \cdot 0.72 \cdot 1.8 + \frac{1}{2} \cdot 0.72 \cdot 7.2 + \left(\frac{1}{2} \cdot 0.36 \cdot 3.6 \right) = 1.944$$

$$M_2 = -\frac{1}{2} \cdot 1.44 \cdot 1.8 + \frac{1}{2} \cdot 1.44 \cdot 1.8 + \frac{1}{2} \cdot 1.44 \cdot 7.2 - \frac{1}{2} \cdot 0.72 \cdot 3.6 = -0.7776$$

$$M_2' = -\frac{1}{2} \cdot 1.44 \cdot 2.15 + \frac{1}{2} \cdot 1.45 \cdot 0.9 + \frac{0.9 \cdot 1.44}{2} \cdot 3.6 + 1.84 \cdot \frac{1}{2} \cdot 4.2 - \frac{1}{2} \cdot 3.6 \cdot 0.98 = 4.5945$$

$$M_3 = 2 \left(-\frac{1}{2} \cdot 1.44 \cdot 2.9 \right) + 2 \left(\frac{1}{2} \cdot 2.16 \cdot 4.3 \right) = 5.112$$

126

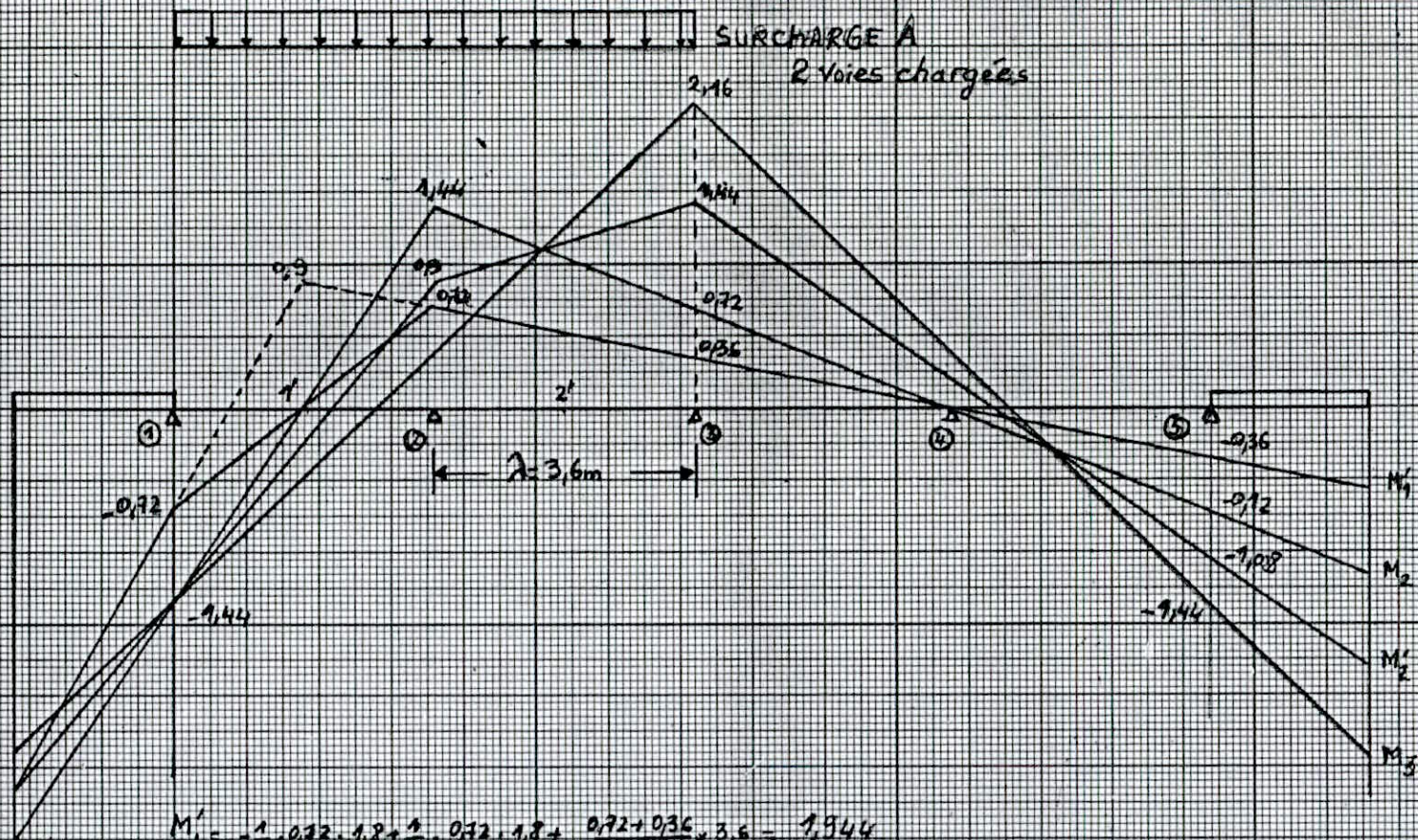


$$M_1' = -\frac{1}{2} \cdot 0,72 \cdot 1,8 + \frac{1}{2} \cdot 0,72 \cdot 1,8 + \frac{1}{2} \cdot 0,72 \cdot 7,2 = 2,592$$

$$M_2 = -\frac{1}{2} \cdot 1,44 \cdot 1,8 + \frac{1}{2} \cdot 1,44 \cdot 1,8 + \frac{1}{2} \cdot 1,44 \cdot 7,2 = 5,184$$

$$M_2'' = -\frac{1}{2} \cdot 1,44 \cdot 2,2 + \frac{1}{2} \cdot 1,44 \cdot 0,9 + \frac{0,9 + 1,44}{2} \cdot 3,6 + \frac{1,44 + 0,21}{2} \cdot 3,6 = 6,228$$

$$M_3 = -\frac{1}{2} \cdot 1,44 \cdot 3 + 4,2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 2,16 + \frac{2,16 + 0,36}{2} \cdot 3,6 = 6,972$$

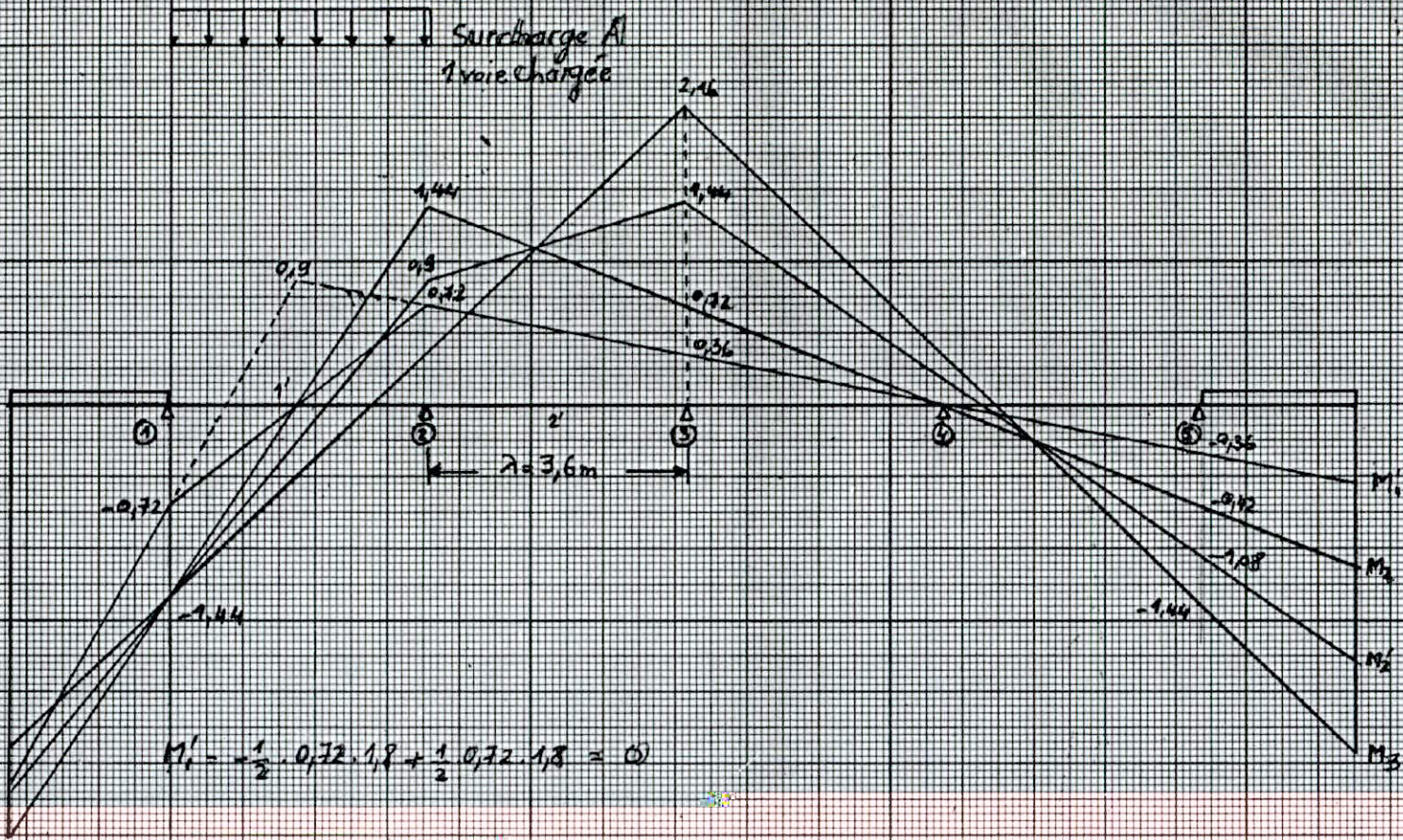


$$M_1' = -\frac{1}{2} \cdot 0.72 \cdot 1.8 + \frac{1}{2} \cdot 0.72 \cdot 1.8 + \frac{0.72 + 0.36}{2} \cdot 3.6 = 1.944$$

$$M_2 = -\frac{1}{2} \cdot 1.44 \cdot 1.8 + \frac{1}{2} \cdot 1.44 \cdot 1.8 + \frac{1.44 + 0.72}{2} \cdot 3.6 = 3.888$$

$$M_2' = -\frac{1}{2} \cdot 1.44 \cdot 2.2 + \frac{1}{2} \cdot 1.44 \cdot 0.9 + \frac{0.72 + 1.44}{2} \cdot 3.6 = 3.276$$

$$M_3 = -\frac{1}{2} \cdot 1.44 \cdot 2.8 + \frac{1}{2} \cdot 1.44 \cdot 2.16 = 2.736$$



$$M_1' = -\frac{1}{2} \cdot 0,72 \cdot 1,8 + \frac{1}{2} \cdot 0,72 \cdot 1,8 = 0$$

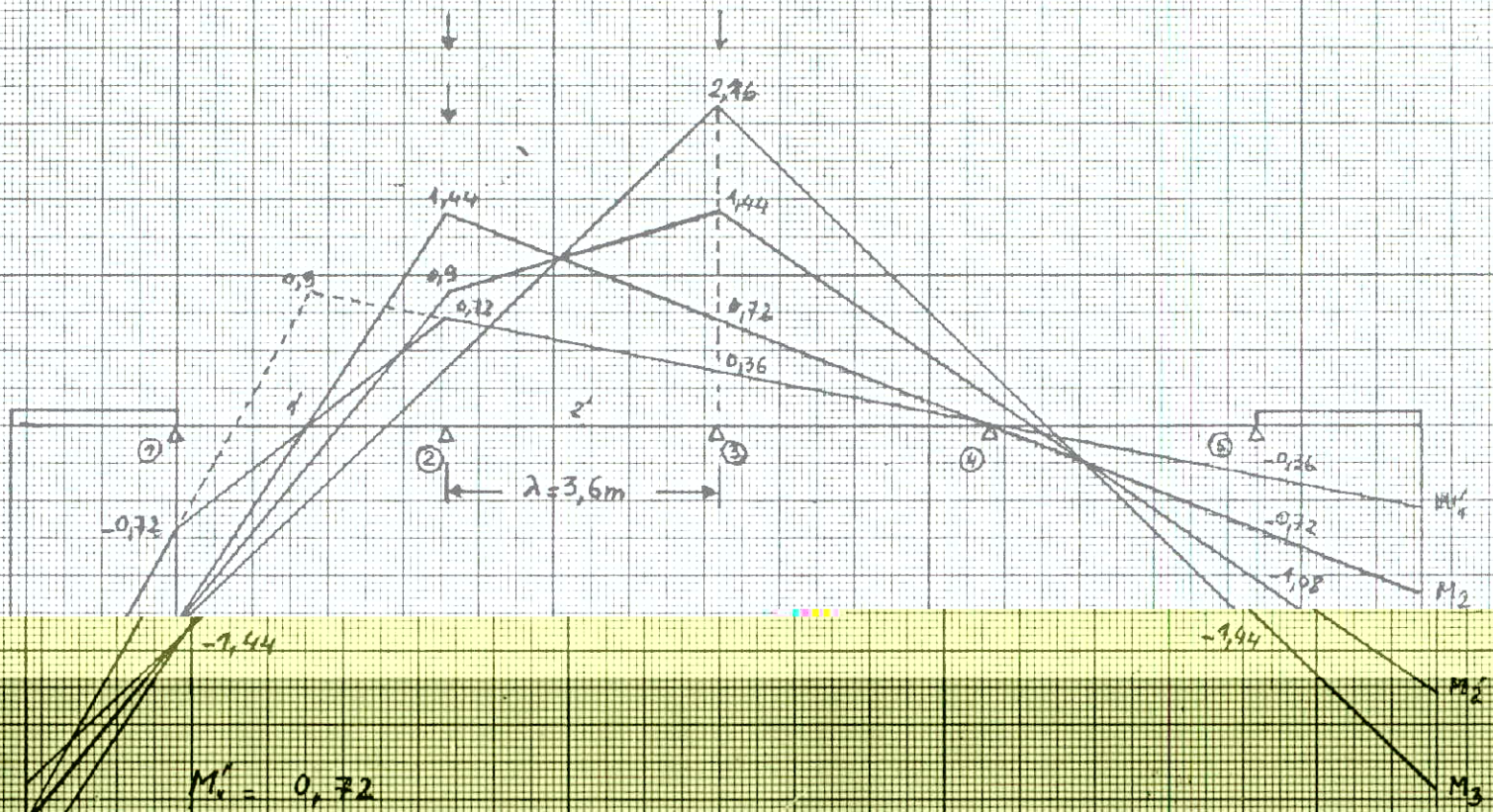
$$M_2 = -\frac{1}{2} \times 1,44 \times 1,8 + \frac{1}{2} \times 1,44 \times 1,8 = 0$$

$$M_1' = -\frac{1}{2} \cdot 1,44 \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 1,44 \times 0,9 = -0,954$$

$$M_2' = -\frac{1}{2} \times 1,44 \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 0,8 \times 0,36 = -1,872$$

127

Surcharge D



$$M_1 = 0.72$$

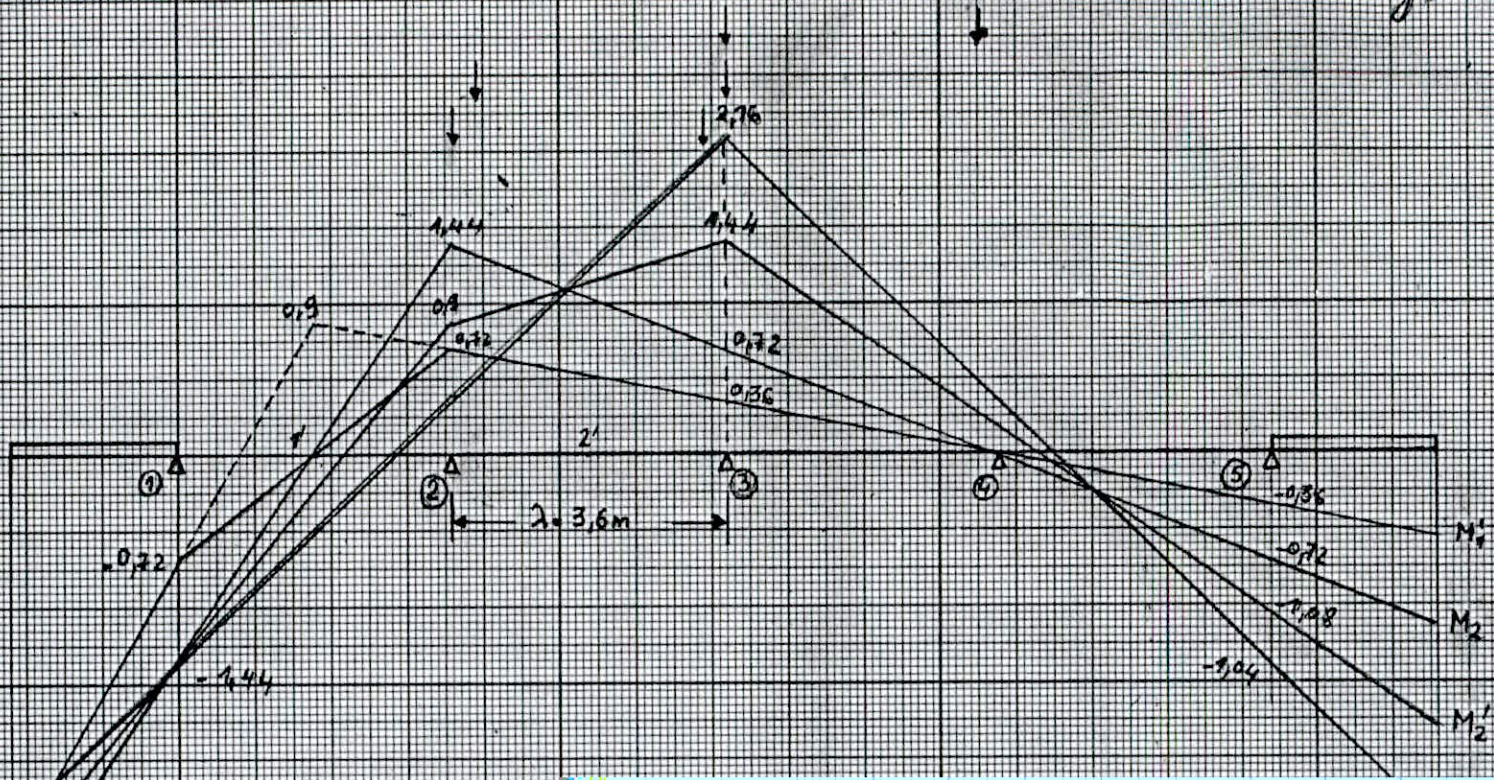
$$M_2 = 1.44$$

$$M_2' = 1.44$$

$$M_3 = 2.16$$

Surcharge M_{c120}

128



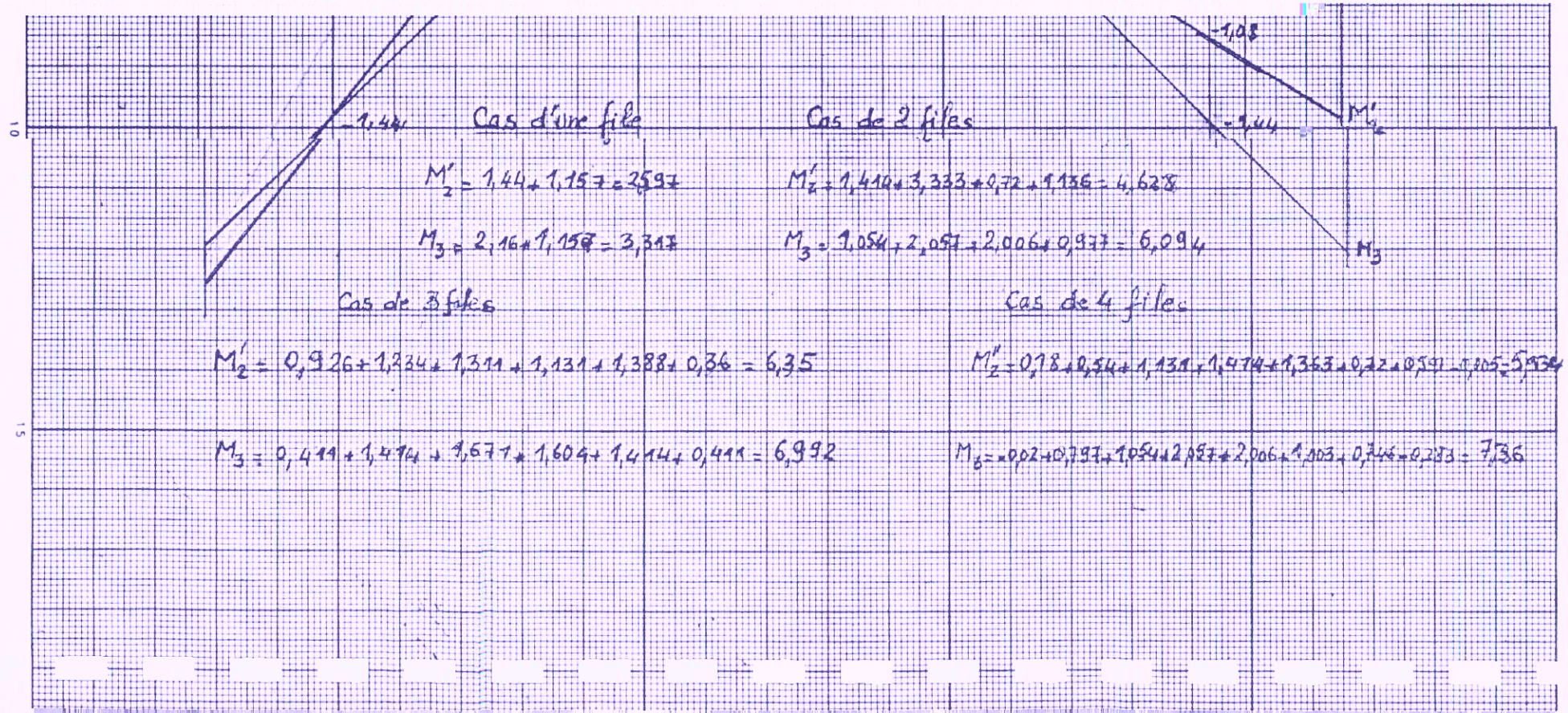
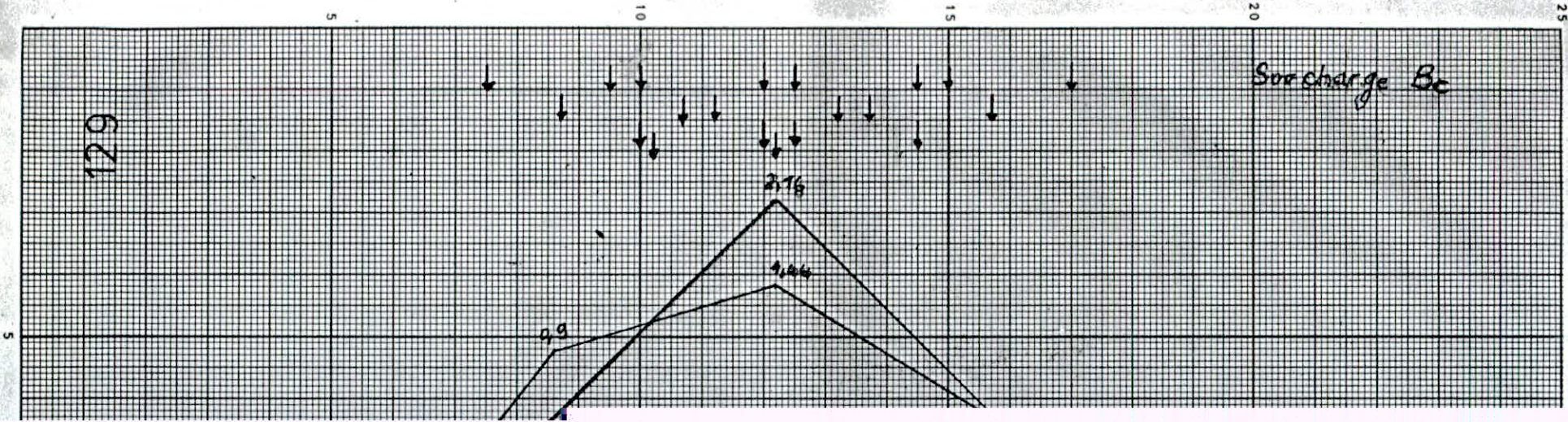
$$M_1' = 0.72 + 3.9 \times \frac{0.72}{7.2} = 1.11$$

$$M_2' = 1.44 + 3.9 \times \frac{1.44}{7.2} = 2.22$$

$$M_2' = 1.44 + 0.926 = 2.366$$

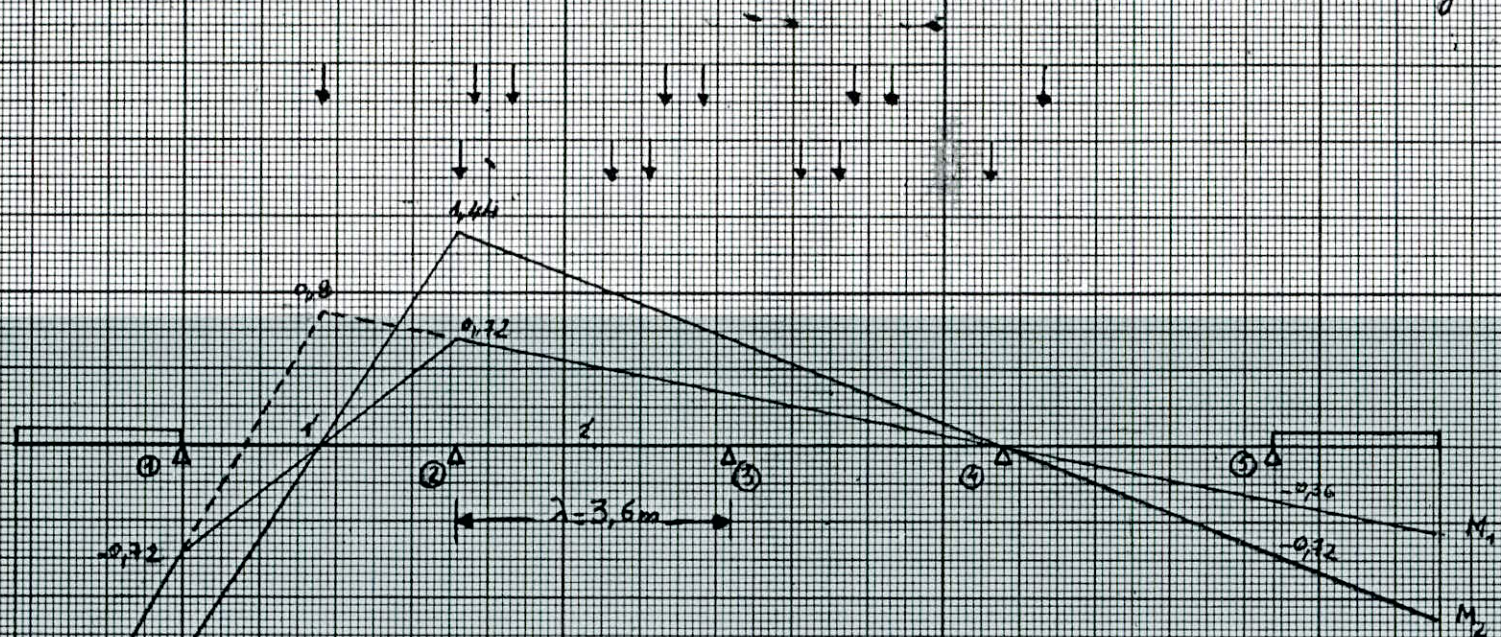
$$M_3 = 2.16 + 0.514 = 2.674$$

129



Surcharge B_c

130



Cas d'une file

$$M'_1 = 0,32 + 5,2 \times \frac{0,32}{7,2} = 1,24$$

$$M_2 = 1,44 + 5,2 \times \frac{1,44}{7,2} = 2,48$$

Cas de 2 files

$$M'_1 = 0,32 + 5,2 \times \frac{0,72}{7,2} + 4,3 \times \frac{0,72}{7,2} + 2,7 \times \frac{0,72}{7,2} = 1,98$$

$$M_2 = 1,44 + 5,2 \times \frac{1,44}{7,2} + 4,3 \times \frac{1,44}{7,2} + 2,7 \times \frac{1,44}{7,2} = 3,96$$

Cas de 3 files

$$M'_1 = 0,32 + 5,2 \times \frac{0,72}{7,2} + 4,3 \times \frac{0,72}{7,2} + 2,7 \times \frac{0,72}{7,2} + 2,2 \times \frac{0,72}{7,2} + 0,7 \times \frac{0,72}{7,2} = 2,22$$

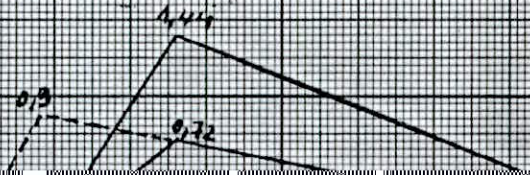
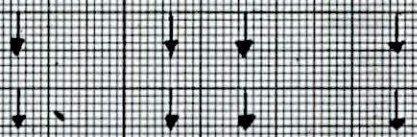
$$M_2 = 1,44 + 5,2 \times \frac{1,44}{7,2} + 2,7 \times \frac{1,44}{7,2} + 2,2 \times \frac{1,44}{7,2} + 2,7 \times \frac{1,44}{7,2} + 0,2 \times \frac{1,44}{7,2} = 4,44$$

Cas de 4 files

$$M'_1 = \frac{0,32}{7,2} [7 + 6,5 + 4,5 + 4 + 3,5 + 1,5] + 0,5 \times \frac{0,36}{3,6} = 2,65$$

$$M_2 = \frac{1,44}{7,2} [7 + 6,5 + 4,5 + 4 + 3,5 + 1,5] + 0,5 \times \frac{0,72}{3,6} = 5,3$$

Surcharge B_e



131

5

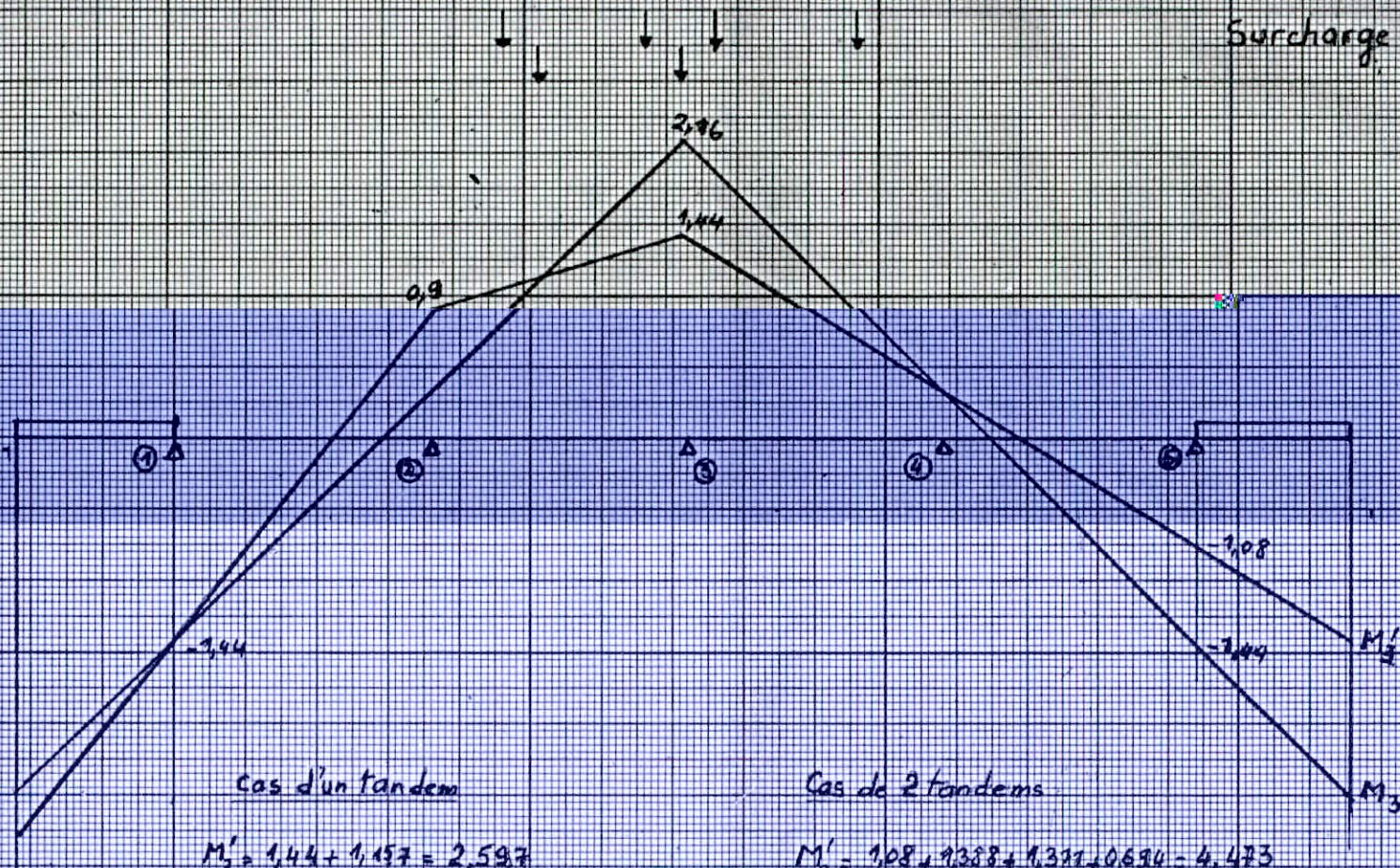
5

10

15

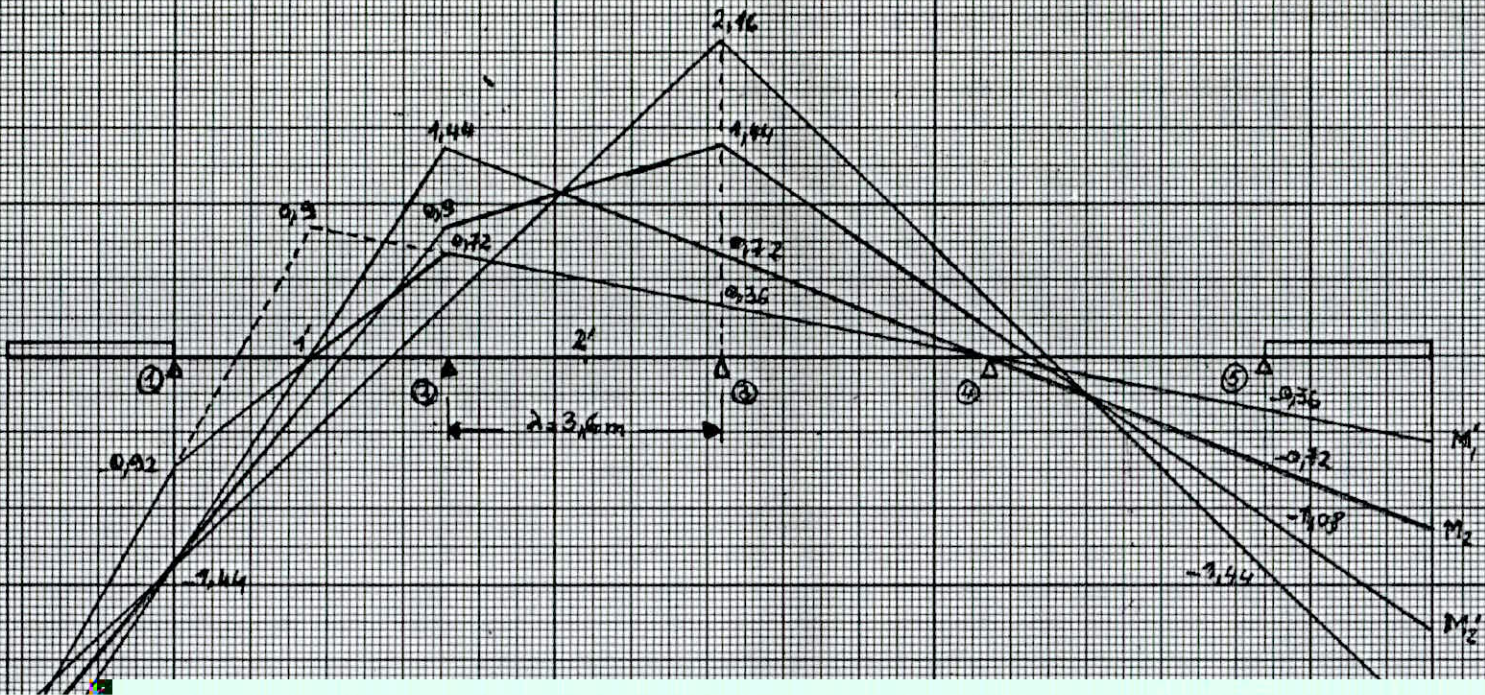
20

25

Surcharge B_t 

133

2 trottoirs chargés



5

10

5

10

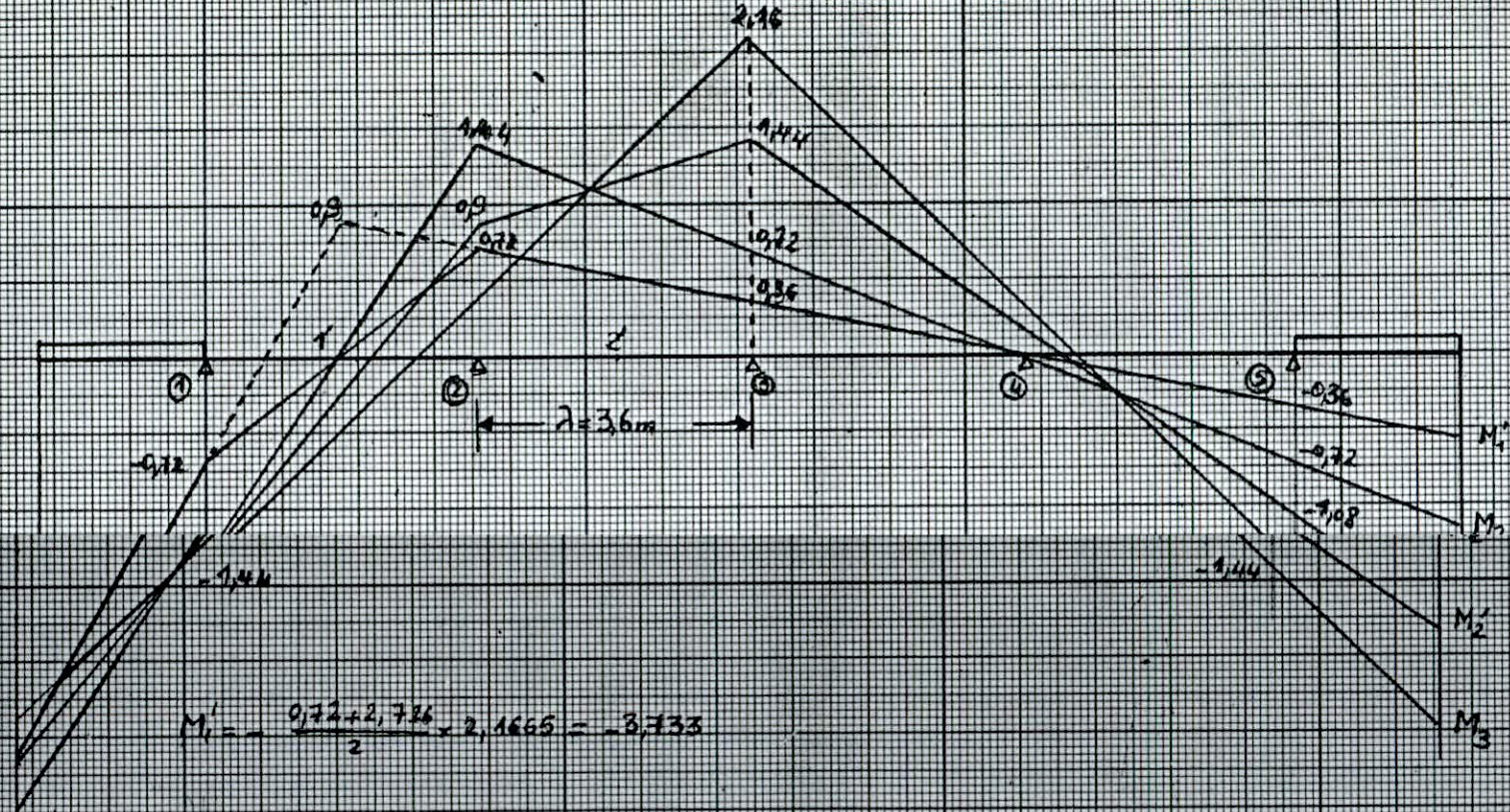
15

20

25

134

1 trottoir chargé

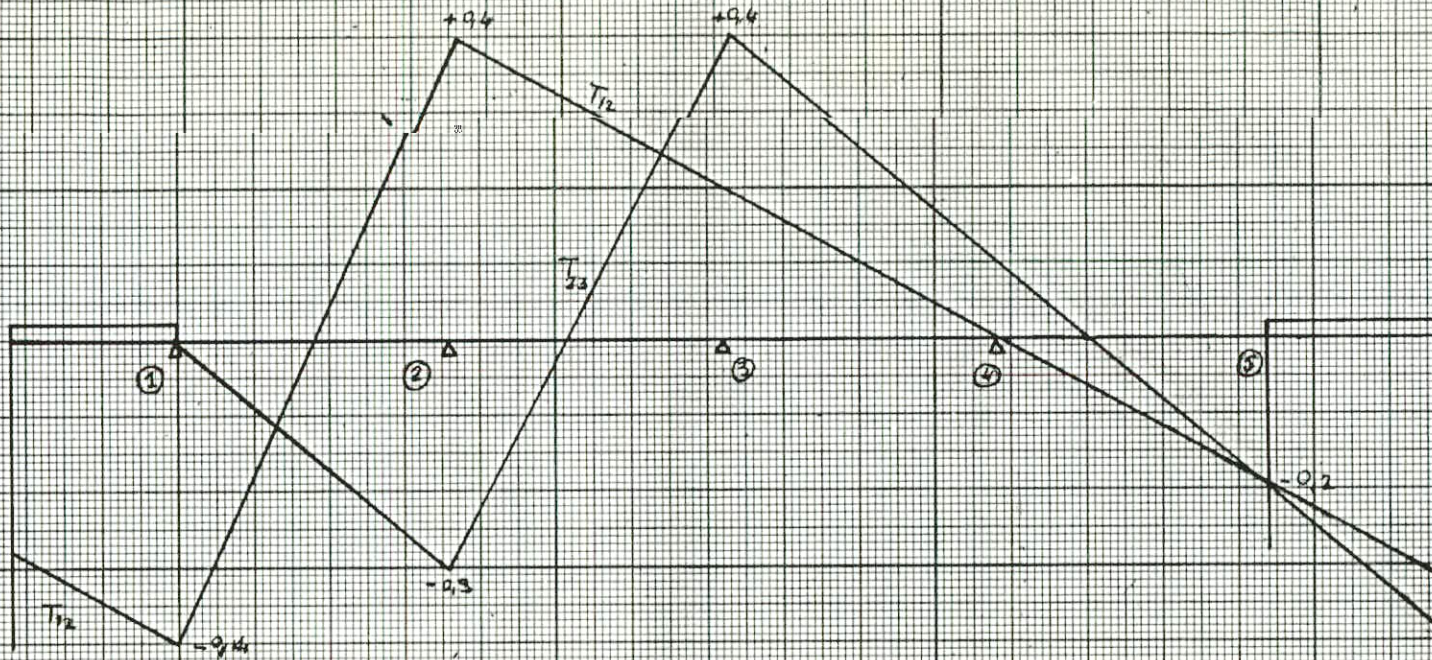
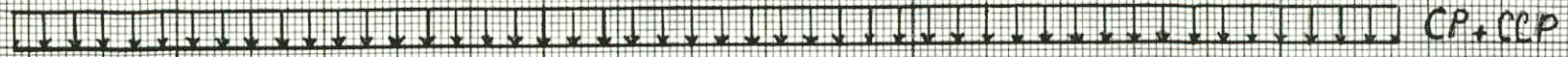


$$M_1' = -\frac{0,72 + 2,72 \times 2,1665}{2} = -3,733$$

$$M_2' = -\frac{0,72 + 3,034}{2} \times 2,1665 = -4,065$$

$$M_2' = -\frac{1,44 + 2,72 \times 2,1665}{2} = -4,593$$

$$M_3' = -\frac{0,72 + 2,403}{2} \times 2,1665 = -3,426$$

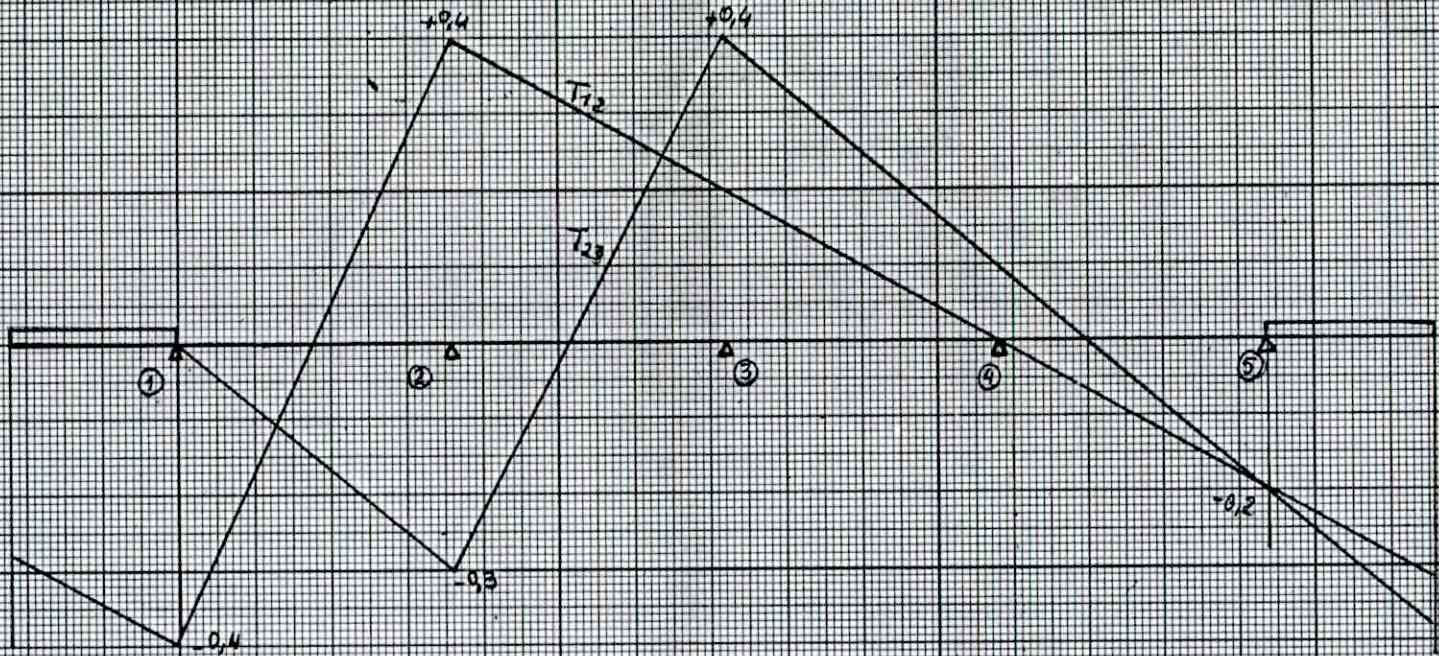


$$T_{12} = \frac{0,28 + 0,44}{2} \times 2,1665 - 0,4 \times 1,8 \times \frac{1}{2} + 0,4 \times 1,8 \times \frac{1}{2} + 0,4 \times 7,2 \times \frac{1}{2} - 0,2 \times \frac{1}{2} \times 3,6 - \frac{0,2 + 0,31}{2} \times 2,1665 = -0,209$$

$$T_{23} = -\frac{1}{2} \cdot 0,3 \cdot 3,6 - \frac{1}{2} \cdot 0,3 \cdot 1,6 + \frac{1}{2} \cdot 0,4 \cdot 2 + \frac{1}{2} \cdot 0,4 \cdot 4,8 - \frac{1}{2} \cdot 4,5665 \cdot 0,38 = -0,2876$$

136

Surcharge A
4 voies chargées

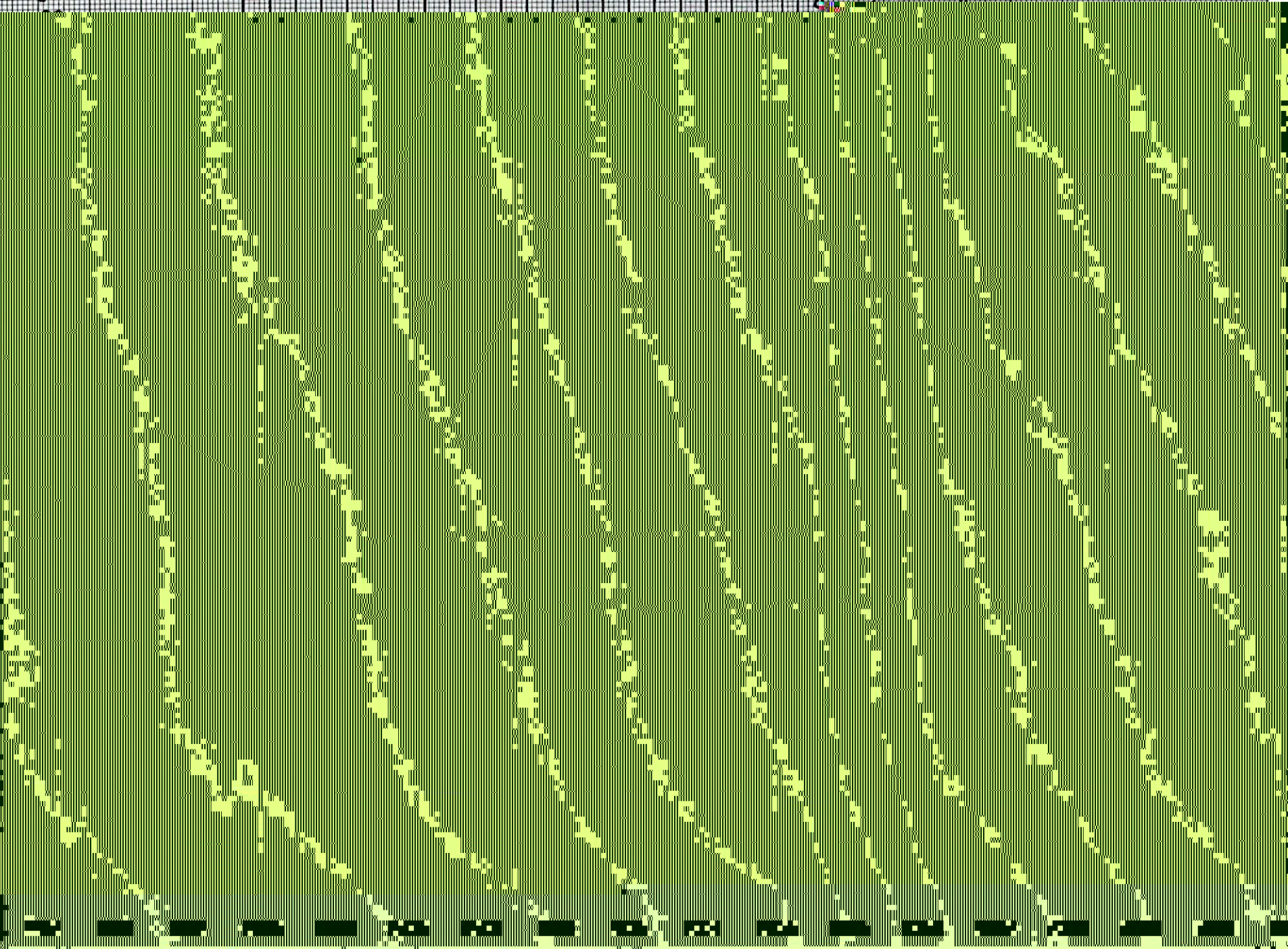


$$T_{12} = -\frac{1}{2} \cdot 0,4 \times 1,8 + 0,4 \times \frac{1}{2} \times 1,8 + 0,4 \times \frac{1}{2} \times 7,2 - 0,2 \times \frac{1}{2} \times 3,6 = 1,08$$

$$T_{23} = -\frac{1}{2} \cdot 0,3 \times 3,6 - \frac{1}{2} \cdot 0,3 \times 1,65 + \frac{1}{2} \cdot 0,4 \times 1,95 + \frac{1}{2} \cdot 0,4 \times 4,8 - \frac{1}{2} \cdot 0,2 \times 2,4 = 0,3225$$

7

2.1



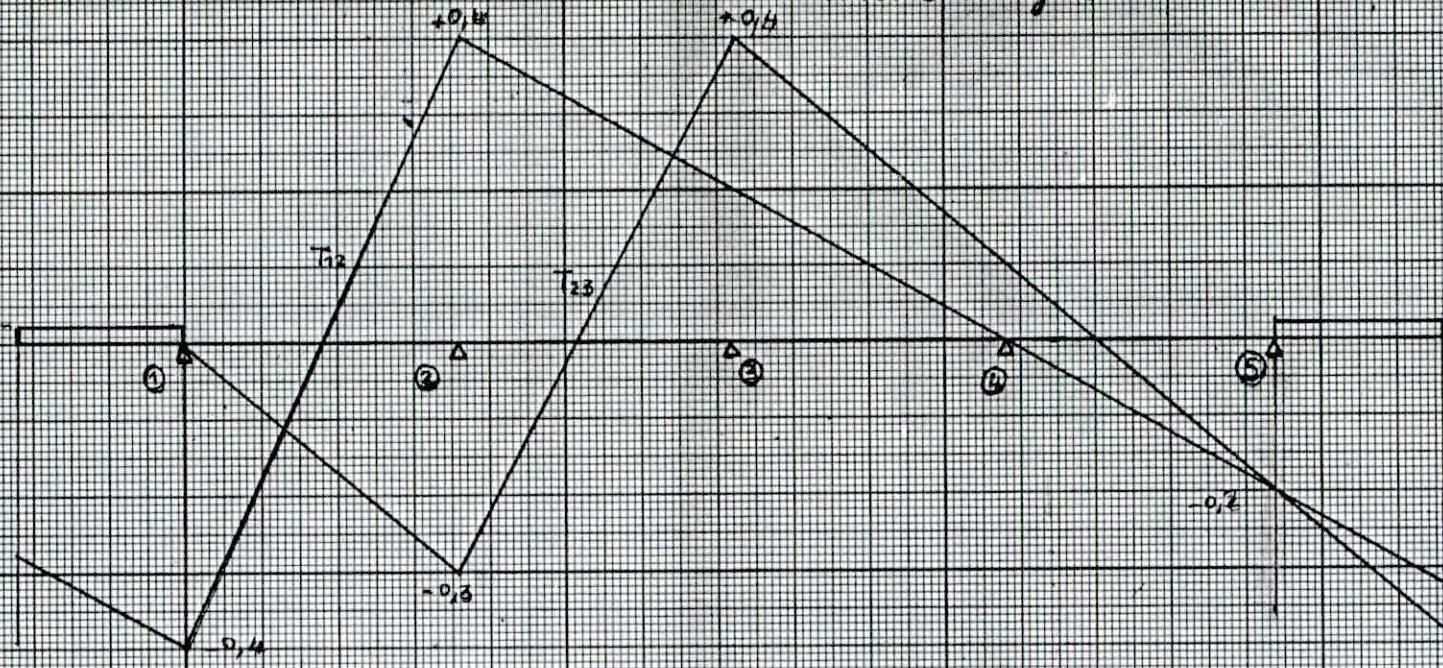
Surcharge A
2 voies chargées

5

10

15

20



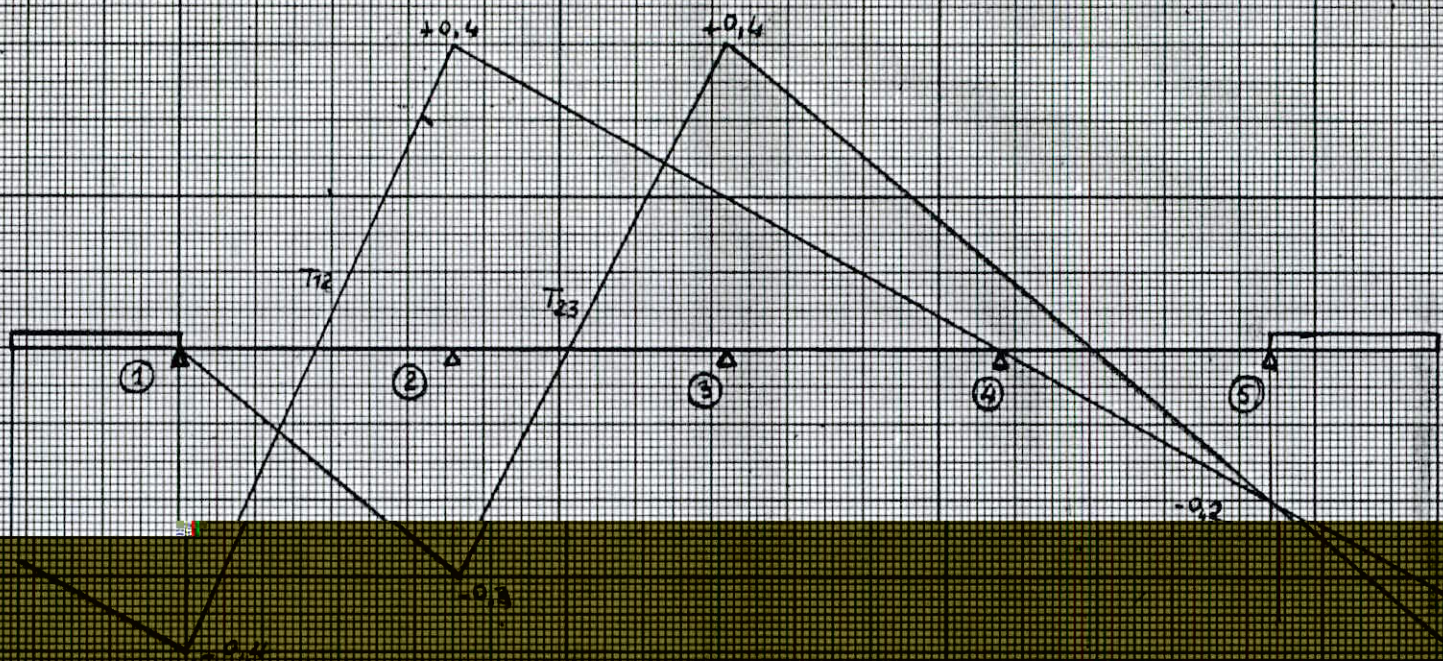
$$T_{12} = -\frac{1}{2} \cdot 0,4 \cdot 1,8 + \frac{1}{2} \cdot 0,4 \cdot 1,8 + \frac{0,4 + 0,2}{2} \cdot 3,6 = 1,08$$

$$T_{23} = -\frac{1}{2} \cdot 0,3 \cdot 3,6 - \frac{1}{2} \cdot 0,3 \cdot 1,65 + \frac{1}{2} \cdot 0,4 \cdot 1,95 = 0,3975$$

139



Surcharge A trois chargées

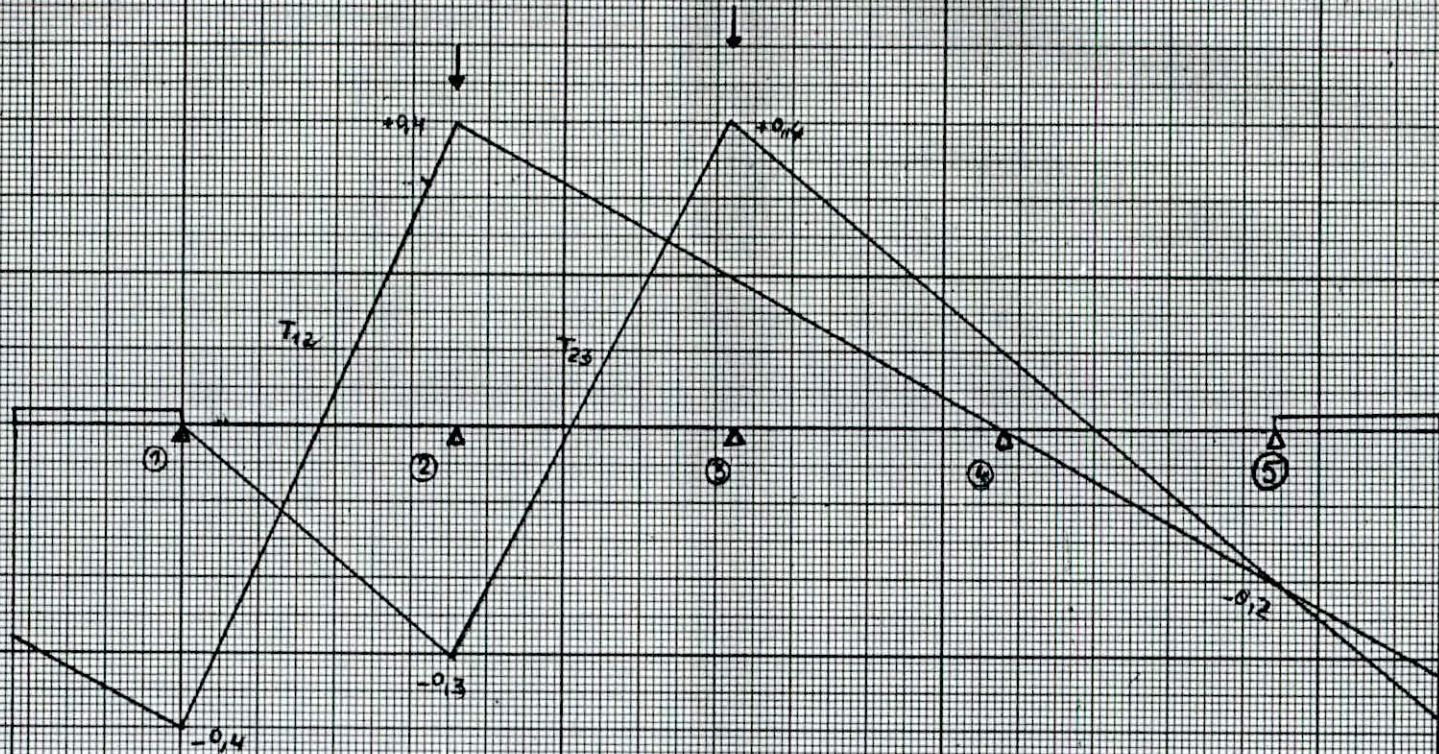


$$T_{12} = -\frac{1}{2} \cdot 0.2 \cdot 3.6 = -0.36$$

$$T_{23} = -\frac{1}{2} \cdot 0.3 \cdot 3.6 = -0.54$$

Surcharge D

071



$$T_{12} = +0,4$$

$$T_{23} = +0,4$$

5

10

15

20

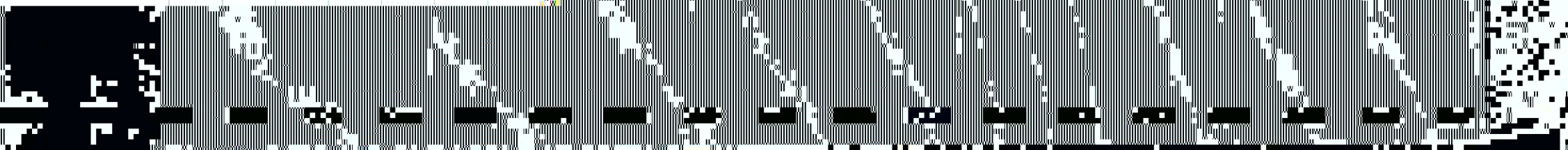
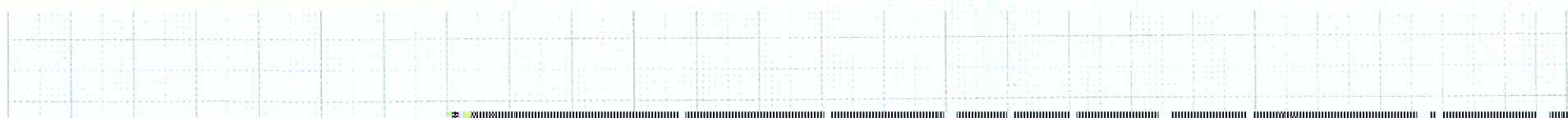
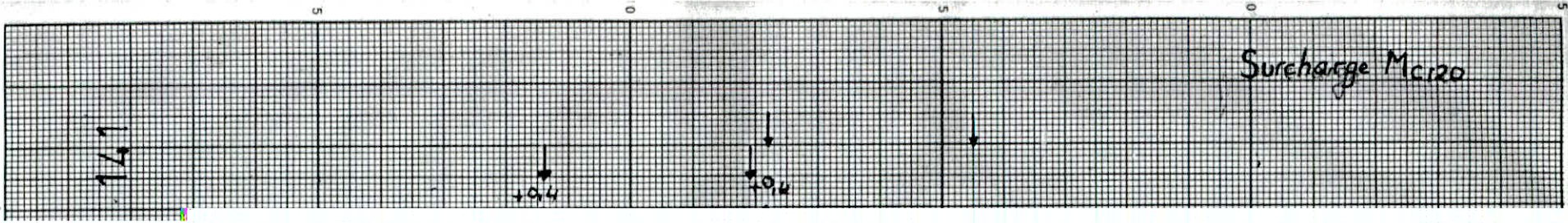
5

10

15

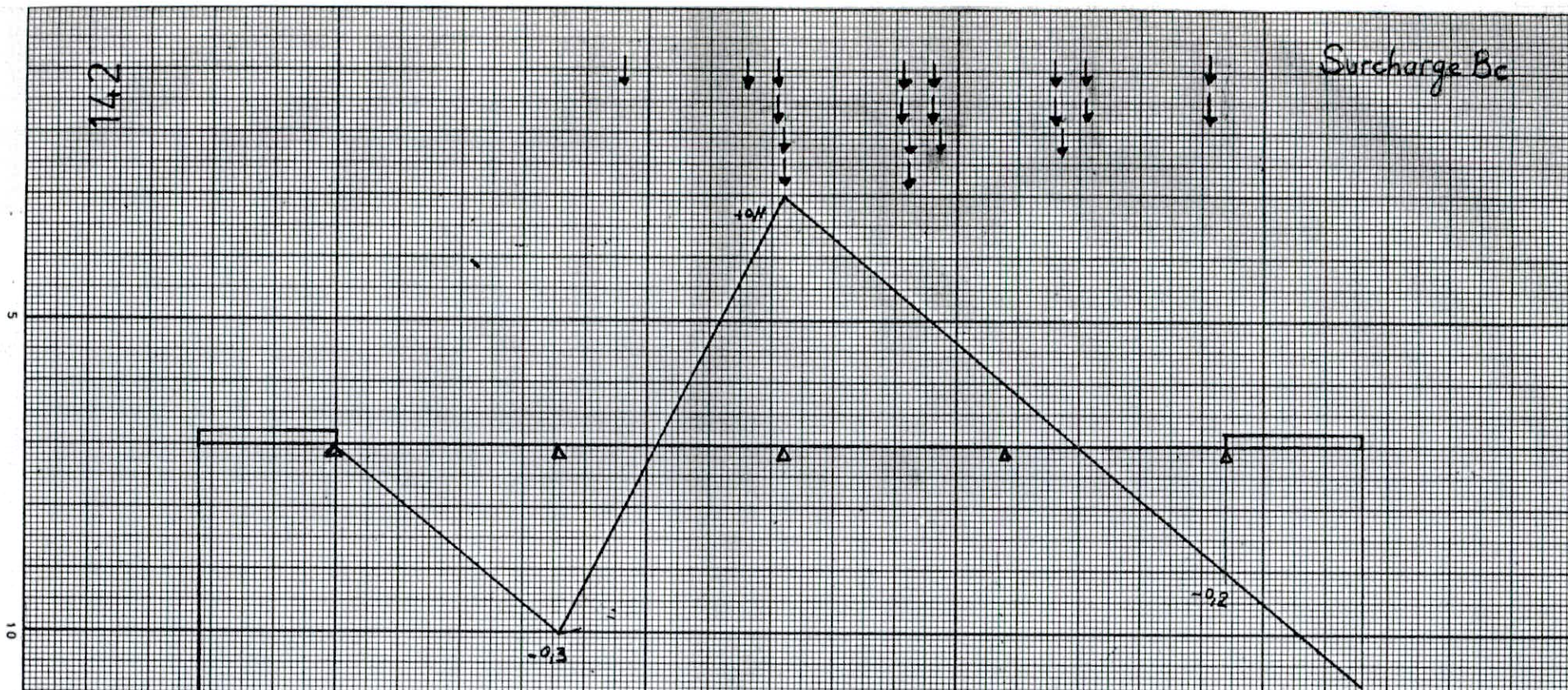
20

25



142

Surcharge Bc



Cas d'une file

$$T_{23} = 0,4 + 0,23 = 0,63$$

Cas de 2 files

$$T_{23} = 0,4 + 0,23 + 0,18 + 0,02 = 0,83$$

Cas de 3 files

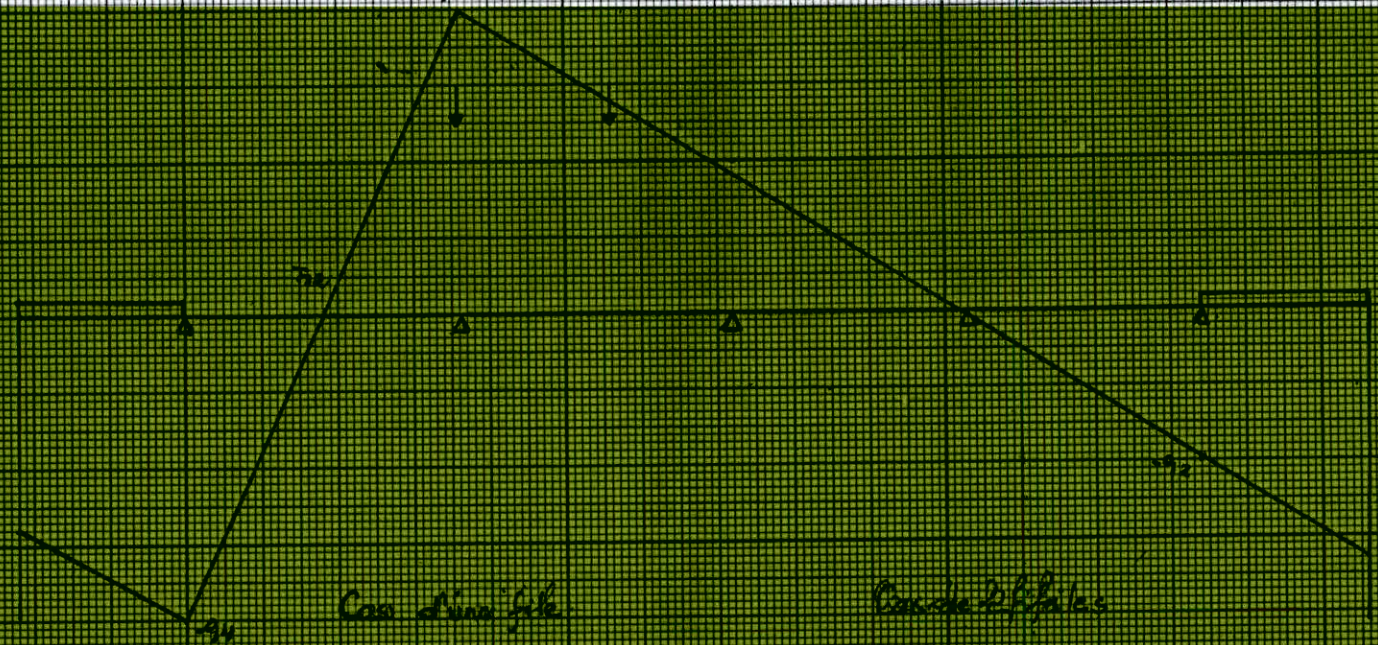
$$T_{23} = 0,38 + 0,24 + 0,2 + 0,03 + 0,4 - 0,175 = 0,665$$

Cas de 4 files

$$T_{23} = -0,1 + 0,38 + 0,38 + 0,24 + 0,2 + 0,03 - 0,01 - 0,175 = 0,845$$

14.3

Surcharge $B B_c$



Caso de una fila

$$T_{12} = 0,4 + 0,28 = 0,68$$

Caso de 3 filas

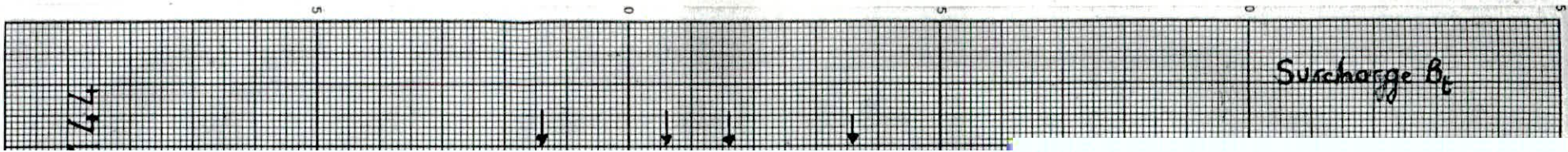
$$T_{12} = 0,4 + 0,28 + 0,245 + 0,125 + 0,095 + 0,065 = 1,12$$

Caso de 4 filas

$$T_{12} = 0 + 0,385 + 0,355 + 0,235 + 0,205 + 0,185 + 0,055 + 0,065 = 1,265$$

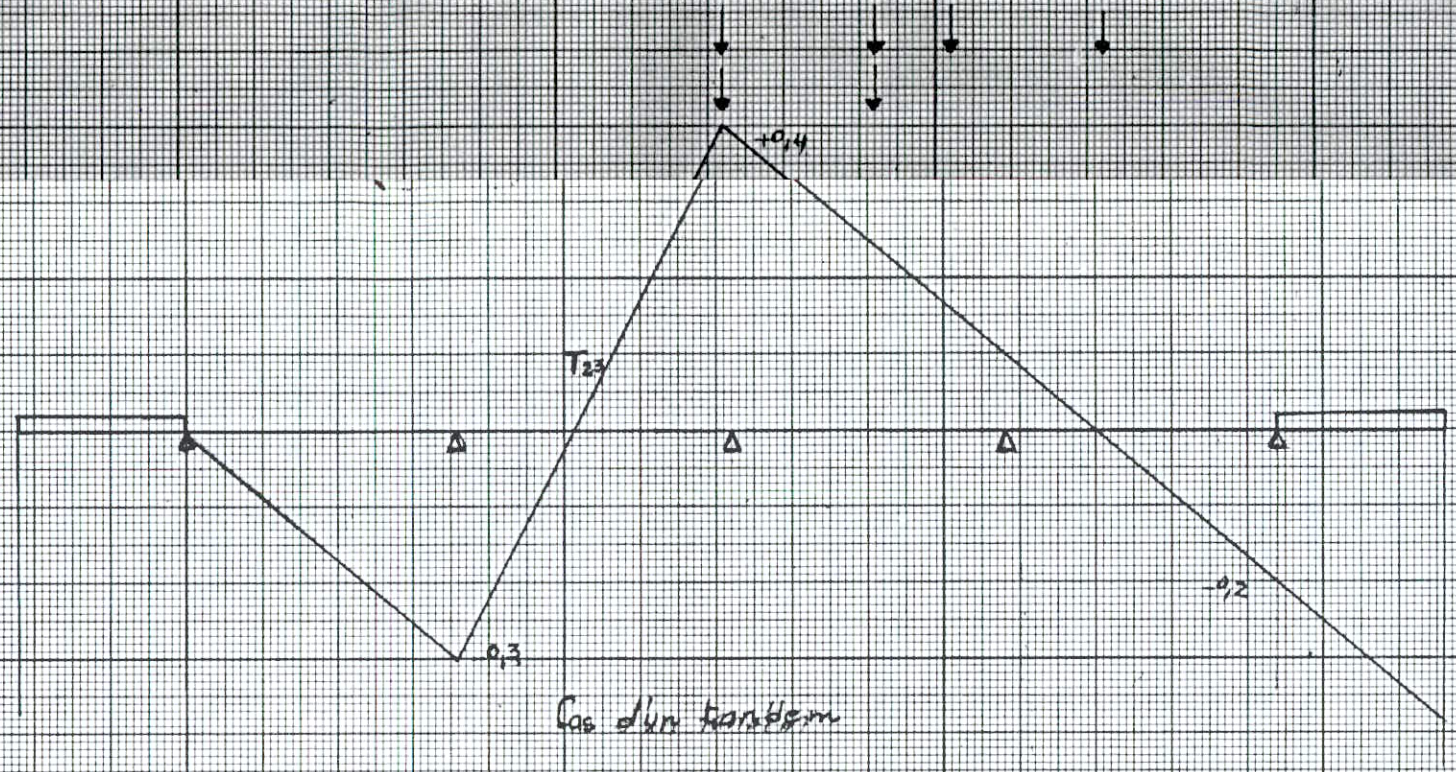
Caso de 2 filas

$$T_{12} = 0,4 + 0,28 + 0,205 + 0,125 = 1,05$$



Surcharge B_e

175



Cas d'un triangle

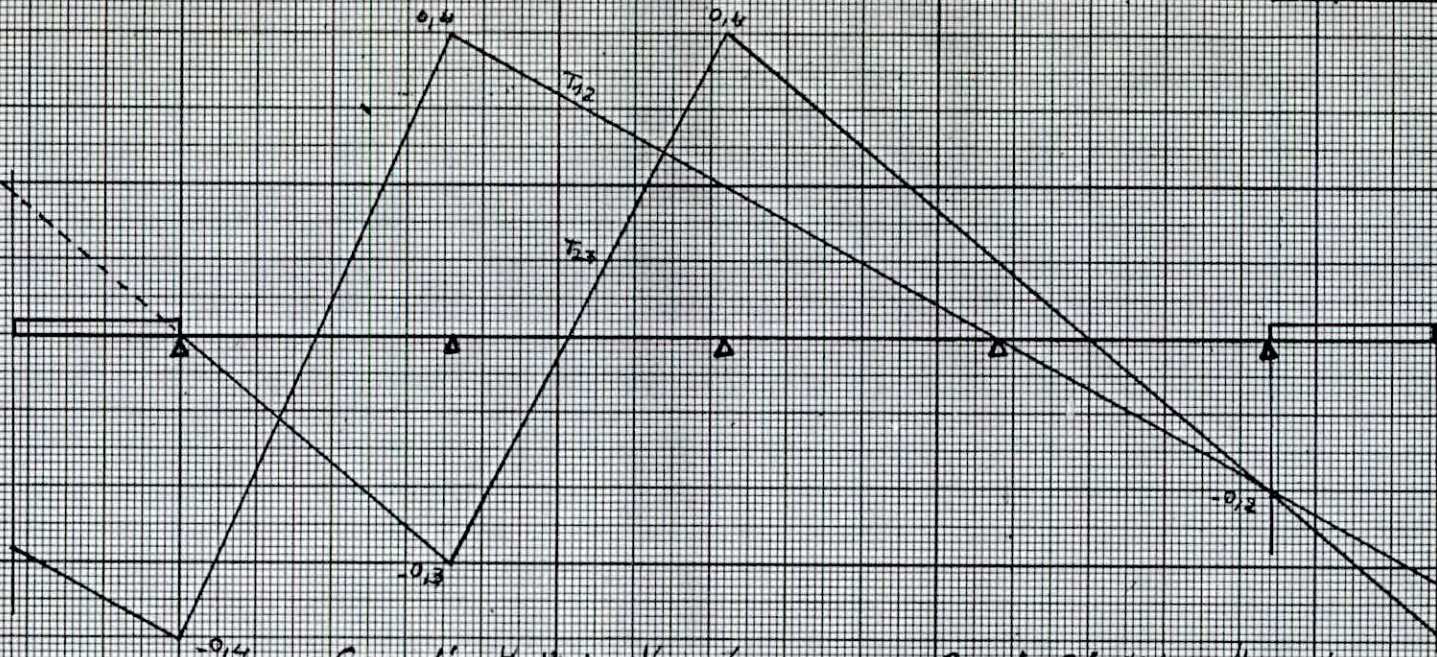
$$T_{23} = 0,4 \times 0,23 = 0,63$$

Cas de 2 triangles

$$T_{23} = 0,4 + 0,23 + 0,15 - 0,02 = 0,76$$

146

Surcharges de trottoir



Cas d'un trottoir chargé

$$T_{12} = -\frac{0,28+0,4}{2} \times 2,1665 = -0,7366$$

$$T_{23} = \frac{1}{2} \times 2,1665 \times 0,175 = 0,1896$$

Cas de 2 trottoirs chargés

$$T_{12} = -\frac{0,28+0,4}{2} \times 2,1665 - \frac{0,2+0,32}{2} \times 2,1665 = -1,3$$

$$T_{23} = \frac{1}{2} \times 2,1665 \times 0,175 - \frac{0,2+0,39}{2} \times 2,1665 = -0,4495$$

5

10

15

20

Moments fléchissants

charges	R_i kdaN/m	A_1'	A_2	A_2'	A_3	M_1'	M_2	M_2'	M_3	
CP+CCP	5,032	-2,772	-2,94	-2,856	-4,415	-13,95	-14,79	-14,37	-22,21	
A	1v	4,96	0	0	-0,954	-1,872	0	0	-4	-7,86
	2v	4,96	1,944	3,888	3,276	2,736	8,16	16,31	13,75	11,48
	3v	4,96	2,592	5,184	6,228	6,912	10,88	21,75	26,13	29
	4v	4,96	1,944	-0,7776	4,5945	5,112	8,16	-3,26	19,28	21,45
BC	1v	6,36	1,24	2,48	2,597	3,317	7,89	15,77	16,52	21,1
	2v	6,36	1,98	3,96	4,628	6,094	12,59	25,18	29,43	38,76
	3v	6,36	2,22	4,44	6,35	6,992	14,12	28,24	40,38	44,47
	4v	6,36	2,65	5,3	5,934	7,36	16,85	33,71	37,74	46,81
Bt	1 trottoir	14,138	1,24	2,48	2,597	3,317	17,53	35,06	36,72	46,9
	2 trottoir	14,138	1,88	3,76	4,473	5,554	26,58	53,16	63,24	78,52
* D	102,97	0,72	1,44	1,44	2,16	74,14	148,28	148,28	222,4	
M_{c120}	40,54	1,11	2,22	2,366	2,674	45	90	95,92	108,4	
trottoir	1 trottoir	0,87	-3,733	-4,066	-4,713	-3,426	-3,248	-3,537	-4,1	-2,98
	2 trottoir	0,87	-4,736	-6,127	-6,907	-7,715	-4,12	-5,33	-6	-6,712

Effort tranchant

charge et surcharges		R_i (kN/ml)	A_{12}	A_{23}	T_{12} (kN)	T_{23} (kN)
CP+CCP		5,032	-0,209	-0,2876	-1,05	-1,45
Surcharge A	1 voie	4,96	0	-0,54	0	2,68
	2 voies	4,96	1,08	-0,3975	5,3568	1,9716
	3 voies	4,96	1,44	0,5025	7,1424	2,4924
	4 voies	4,96	1,08	0,3225	5,3568	1,6
Surcharge Bc	1 voie	6,36	0,68	0,63	4,325	4
	2 voies	6,36	1,05	0,84	6,678	5,342
	3 voies	6,36	1,12	0,665	7,123	4,23
	4 voies	6,36	1,255	0,845	7,982	5,374
Surcharge Bt	1 tandem	14,138	0,68	0,63	9,614	8,91
	2 tandems	14,138	1,03	0,76	14,56	10,745
Surcharge D		102,97	0,4	0,4	41,19	41,19
Surcharge Meizo		40,54	0,615	0,525	24,93	21,28
Surcharge trottoir	1 trottoir	0,87	-0,7366	0,1896	-0,641	0,165
	2 trottoirs	0,87	-1,3	-0,4495	-1,131	-0,391

charges	M ₁ '	M ₂	M ₂ '	M ₃	T ₁₂	T ₂₃	S	Coeff. de Pondération	M ₁ '	M ₂	M ₂ '	M ₃	T ₁₂	T ₂₃
CP + CCP	-13,95	-14,79	-14,37	-22,21	-1,05	-1,45	1	1,32	-18,41	-19,52	-18,97	-29,32	-1,386	-1,914
1 voie	0	0	-4	-7,86	0	2,68	1	1,6	0	0	-6,4	-12,58	0	4,288
2 voies	8,16	16,31	13,75	11,48	5,3568	1,9716	1	1,6	13,06	26,1	20,37	18,27	8,57	3,15

A	3 Voies	10,88	21,75	26,13	29	7,1424	2,4924	1	1,6	17,41	34,8	41,81	46,4	11,43	3,99
	4 Voies	8,16	-3,26	19,28	21,45	5,3568	1,6	1	1,6	13,06	-5,216	30,85	34,32	8,57	2,56
B ₀	1 voie	7,89	15,77	16,52	21,1	4,325	4	1,114	1,6	14,06	28,11	29,44	37,61	7,71	7,13
	2 Voies	12,59	25,18	29,43	38,74	6,678	5,342	1,114	1,6	22,44	44,88	52,46	69,05	11,9	9,52
	3 Voies	14,12	28,24	40,38	46,47	7,123	4,23	1,114	1,6	25,17	50,34	71,97	79,26	12,7	7,54
	4 Voies	16,85	33,71	37,74	46,81	7,982	5,374	1,114	1,6	30	60,1	67,27	83,43	14,23	9,58
B ₁	1 tandem	17,53	35,06	36,72	46,9	9,614	8,91	1,114	1,6	31,24	62,5	65,45	83,6	17,13	15,88
	2 tandem	26,58	53,16	63,24	78,52	14,56	10,745	1,114	1,6	47,38	94,75	112,72	139,95	25,95	19,15
Surcharge D		74,14	148,28	148,28	222,4	41,19	41,19	1	1,32	97,86	195,72	195,72	293,57	54,37	54,37
Surcharge M ₁₂₀		45	90	95,92	108,4	24,93	21,28	1,092	1,32	64,86	129,73	138,26	156,25	35,93	30,67
trottoir	1 trottoir	-3,248	-3,537	-4,1	-2,98	-0,641	0,165	1	1,6	-5,197	-5,66	-6,56	-4,77	-1,03	0,264
	2 trottoirs	-4,12	-5,33	-6	-6,712	-1,131	-0,391	1	1,6	-6,59	-8,53	-9,6	-10,74	-1,81	-0,626

Series

1 ex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES
Tome 2

SUJET

PONT MIXTE

Proposé par :

SAPTA

Etudié par :

N.E. NEBBACHE
H. CHENITI

Dirigé par :

M. KORDJANI

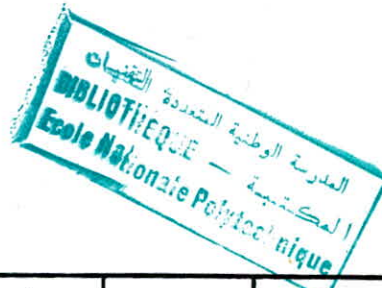


PROMOTION : JAN 85

Combinaison des efforts:

$$CP + CCP + \text{surchARGE} > 0$$

$$CP + CCP + \text{surchARGE} < 0$$



effort charge	M'_1	M_2	M'_2	M_3	T_{12}	T_{23}
CP+CCP	-18,41	-19,52	-18,97	-29,32	-1,386	-1,914
SurchARGE	> 0	97,86	195,73	195,73	293,57	54,37
	< 0	0	-5,216	-6,4	-12,58	0
trottoir	> 0	0	0	0	0	0,264
	< 0	-6,59	-8,53	-9,6	-10,74	-1,81
Resultat	> 0	79,45	176,21	176,76	264,25	52,984
	< 0	-25	-33,27	-34,97	-52,64	-3,196

$$M_{\max} = 264,25 \text{ mKdaN}$$

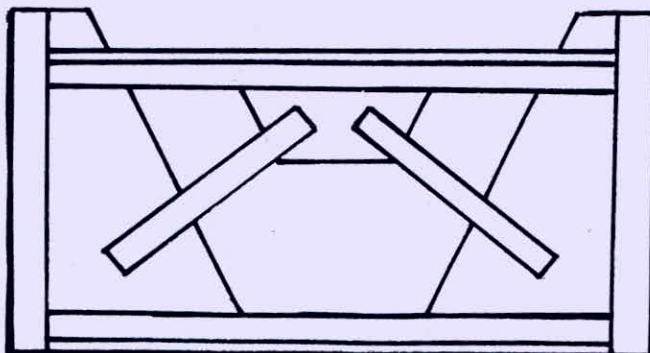
$$T_{\max} = 52,984 \text{ KdaN}$$

Predimensionnement:

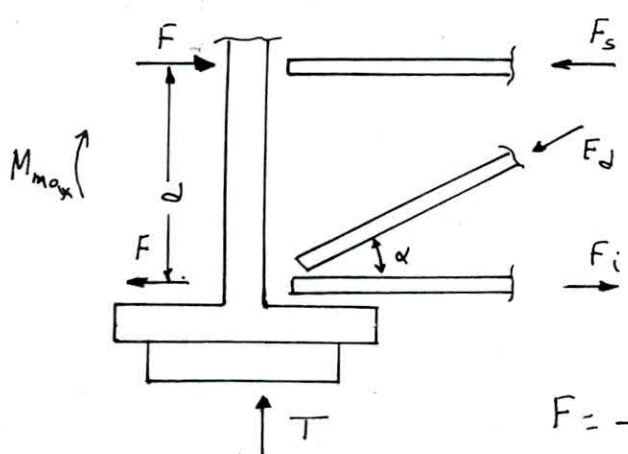
$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{\text{nel}}} \leq \sigma_{\text{en}} \Rightarrow W_{\text{nel}} \geq \frac{M_{\max}}{\sigma_{\text{en}}}$$

$$W_{\text{nel}} \geq \frac{264,25 \cdot 10^5}{2400} = 11010,42 \text{ cm}^3$$

Comme on n'a pas de profilé laminé ayant $W_{\text{nel}} > 11010,42 \text{ cm}^3$, on optera donc pour une poutre triangulée. On aura donc la figure suivante:



Calcul des efforts:



$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d}{\frac{l_x}{2}} = \frac{2 \times 120}{360} = 0,66$$

$$\alpha = 33,69^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,832$$

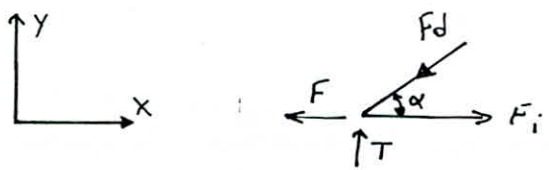
$$\sin \alpha = 0,5547$$

$$F = \frac{M_{\max}}{d} = \frac{264,25}{1,2} = 220,21 \text{ kdaN}$$

soit $d = 120 \text{ cm}$

Determination des efforts dans les barres:

efforts sollicitants : $F = 220,21 \text{ kdaN}$; $T = 52,984 \text{ kdaN}$



$$\sum X = 0 :$$

$$F_i - F - F_d \cos \alpha = 0$$

$$\sum Y = 0 :$$

$$T - F_d \sin \alpha = 0$$

$$\left. \begin{array}{l} F_i - F - F_d \cos \alpha = 0 \\ T - F_d \sin \alpha = 0 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{cases} F_d = \frac{T}{\sin \alpha} = 95,52 \text{ kdaN} \\ F_i = F + F_d \cos \alpha = 299,67 \text{ kdaN} \end{cases}$$

$$F_s = F = 220,21 \text{ kdaN}$$

Verification au flambement:

La membrane supérieure est sollicitée en compression.

On prend : $\Gamma \Gamma \ 180 \times 180 \times 18$

$$A = 2 \times 61,91 = 123,82 \text{ cm}^2$$

$$i_x = 5,49 \text{ cm}$$

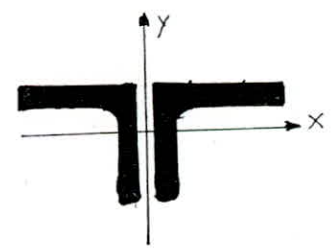
$$i_y = 7,55 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{180}{5,49} = 32,79$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{360}{7,55} = 47,68$$

$$\lambda_y = 47,68 > \lambda_x \longrightarrow k_y = 1,103$$

$$\text{On doit vérifier } k_y \sigma \leq \sigma_{\text{adm}} : 1,103 \frac{F_s}{A} = 1,103 \cdot \frac{220,21 \cdot 10^3}{123,82} = 1960,8 \text{ bar} < \sigma_{\text{adm}} \text{ OK.}$$



La membrure inférieure est sollicitée en traction donc pas de risque de flambement

Condition de résistance:

$$\frac{F_i}{A} \leq \sigma_{\text{ten}} \Rightarrow A \geq \frac{F_i}{\sigma_{\text{ten}}} = \frac{293,67 \cdot 10^3}{2400} = 124,87 \text{ cm}^2$$

On prend: $\Gamma \Gamma 180 \times 180 \times 20$: $A = 2 \times 68,35 = 136,7 \text{ cm}^2$

Diagonale:

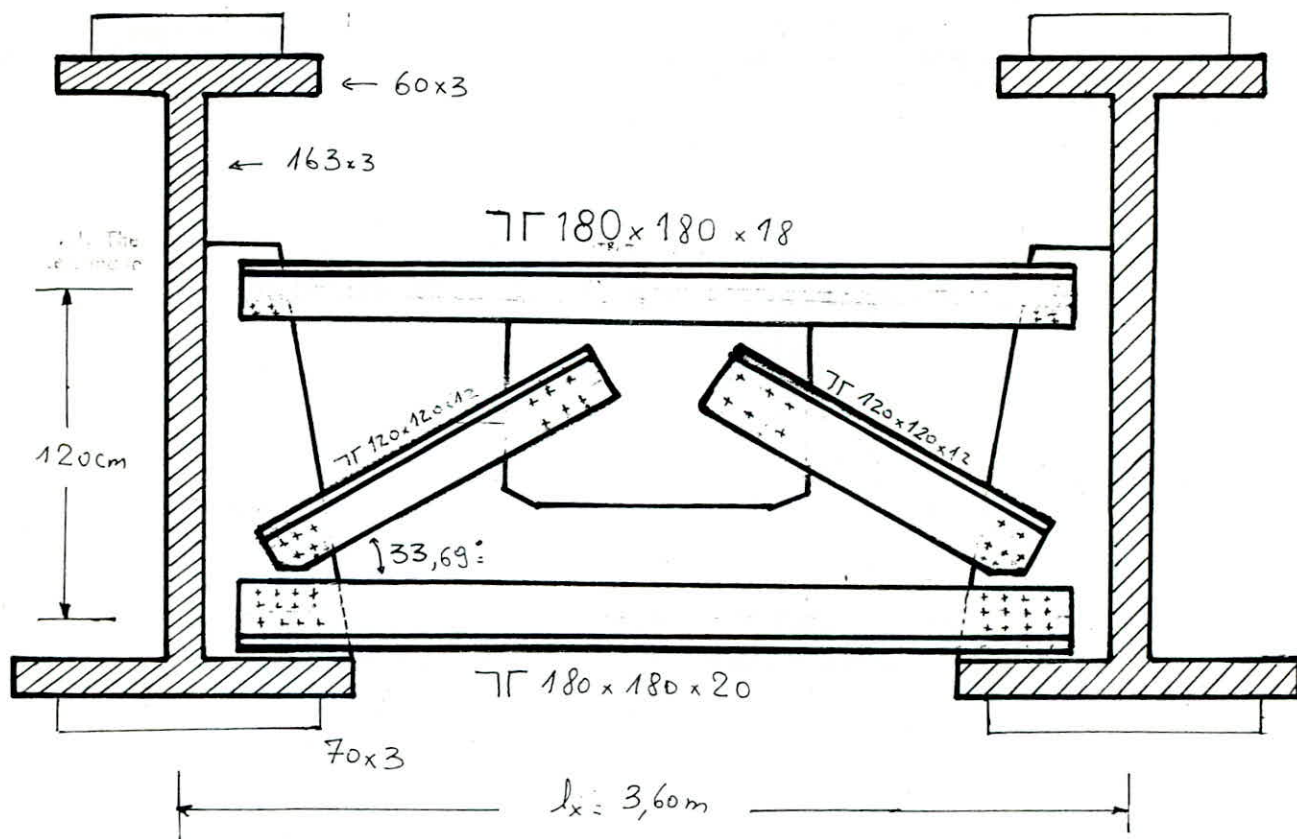
Elle est sollicitée en compression $F_d = 95,52 \text{ kdaN}$

On prend $\Gamma \Gamma 120 \times 120 \times 12 \rightarrow \begin{cases} i_x = i_y = 3,65 \text{ cm} \\ A = 2 \times 27,54 = 55,08 \text{ cm}^2 \end{cases}$

$$\lambda_y = \lambda_x = \frac{216,4}{3,65} = 59,3 \rightarrow K = 1,188$$

$$K \frac{F_d}{A} = 1,188 \times \frac{95,52 \cdot 10^3}{55,08} = 2060,3 \text{ bar} < \sigma_{\text{ten}}$$

donc pas de risque de flambement



CONNECTEURS

L'adhérence du béton sur les poutres métalliques ne peut être considérée comme un moyen de liaison car elle est non seulement trop faible, mais encore peu durable (fatigue). C'est pourquoi il est nécessaire de prévoir des organes de liaison qui doivent empêcher le glissement des deux matériaux l'un par rapport à l'autre ainsi que le soulèvement relatif.

Actuellement, l'emploi de connecteurs de type goujons tend à se généraliser grâce à la commodité et la rapidité de la pose, faite automatiquement avec un pistolet électrique. De plus, ces connecteurs ont l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions et en raison de leur flexibilité, ils permettent une bonne répartition de l'effort tranchant.

Les connecteurs peuvent être classés en plusieurs catégories :

- Les butées : Organes rigides qui empêchent plus ou moins le glissement relatif
- Les ancrages : Organes souples qui permettent un certain glissement relatif
- Les butées munies d'ancrages : Combinaison des deux systèmes précédents.
- Les goujons : Organes assez souples avec ou sans tête ronde (la tête permet un meilleur ancrage du goujon dans la dalle).

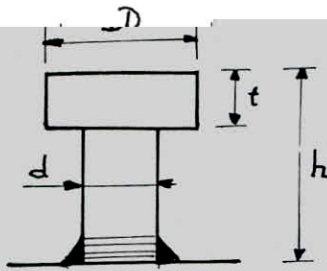
Ces connecteurs (goujons) doivent résister à un effort de glissement valant

en phase élastique : $G = T \cdot \frac{H}{I}$

où : H : moment statique de la dalle de béton par rapport au centre de gravité de la section mixte

I : moment d'inertie de la section complète

T : effort tranchant



Resistance d'un connecteur (art 3-422 CTICM)

$$Q = 42 d \sqrt{d \sigma'_{25}}$$

Cette formule n'est valable que si :

$$1 \text{ cm} \leq d \leq 3,2 \text{ cm} \quad ; \quad h \geq 4d$$

$$0,6d \leq t \leq d \quad ; \quad 1,2d \leq D \leq 1,4d$$

Le goujon est soudé sur la semelle supérieure de la poutre métallique. Ces connecteurs offrent la même résistance dans les deux sens.

Les résistances de plusieurs connecteurs situés dans une même section droite de la poutre mixte s'additionnent quelque soit leur écartement

$$d = 3 \text{ cm} \quad ; \quad h = 13 \text{ cm} \quad ; \quad t = 2 \text{ cm} \quad ; \quad D = 4 \text{ cm}$$

résistance d'un goujon :

$$Q = 42 \times 3 \sqrt{3 \times 300} = 3780 \text{ kg}$$

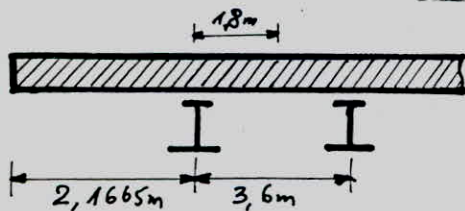
Les goujons doivent être vérifiés à l'action du glissement et du retrait.

Efforts de retrait :

- Retrait total :

Les efforts de retrait seront repris sur une longueur de $l' = \frac{l}{6} = \frac{29}{6} = 4,83 \text{ m}$ à partir de chaque appui.

Le béton est supposé tendu à : $\sigma_b = E_{bR} \times \epsilon_R = 56 \text{ bar}$



$$B = (1,8 + 2,1665) \times 0,2 = 0,7933 \text{ m}^2$$

$$B = 7933 \text{ cm}^2$$

L'effort du retrait total est : $F_r = B \sigma_b = 7933 \times 56 = 444,248 \text{ kdaN}$

Cet effort engendre un glissement unitaire : $G_i = \frac{F_r}{l'} = \frac{444,248}{4,83} = 92 \text{ kdaN/ml}$

Retrait partiel:

$$\sigma = E_b \epsilon_r = 1,5 \cdot 10^{-4} \cdot 140000 = 21 \text{ bar}$$

$$\text{L'effort du retrait partiel : } F_2 = B \sigma_b = 21 \cdot 7933 = 166,593 \text{ KdaN.}$$

$$\text{Ce qui engendre un glissement unitaire : } G_2 = \frac{F_2}{l'} = \frac{166,593}{4,83} = 34,491 \text{ KdaN/m}$$

On doit multiplier le nombre de goujons dans la zone où le retrait est important à savoir la zone d'about $l' = 4,83 \text{ m}$ où la vérification se fait avec les combinaisons des valeurs du glissement suivantes :

a/ CCP + surcharges + retrait partiel ($\epsilon_r = 1,5 \cdot 10^{-4}$)

b/ CCP + retrait total ($\epsilon_r = 4 \cdot 10^{-4}$)

c/ CCP + surcharge + retrait total

En dehors de ces zones, la combinaison à prendre en compte est :

CCP + surcharge

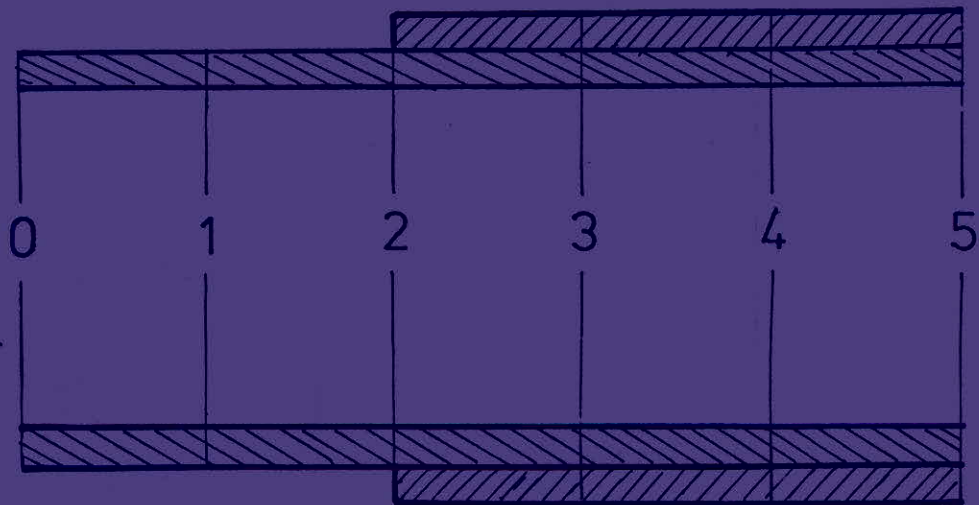
Efforts dus au glissement.

$$G = \sum \left(\frac{T m_A}{I \cdot b} \right) \quad \text{avec } b = 1,00 \text{ m}$$

m_A : moment statique de la section de béton par rapport au centre de gravité de la section mixte.

I : moment d'inertie de la section mixte.

T : effort tranchant pondéré.



Remarque: Dans la justification des connecteurs, on considère la combinaison:

CCP + surcharge trottoir + retrait et on ne considère pas CP car deux cas peuvent se présenter.

1/ Montage des poutres principales avec des étais (joint droit): Dans ce cas, on doit tenir compte de CP qui développe des contraintes de cisaillement au niveau des connecteurs

2/ montage des poutres principales sans étais (autre cas): Dans ce cas, il n'y a pas lieu de tenir compte de CP car l'action de CP sera absorbée par une flexion de la dalle. C'est la reprise de la dalle.

		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5
CCP $n=18$	T	9980	7980	7260	4000	2000
	I	6650113	6650113	9946457	9946457	9946457
	m_s	30848,5	30848,5	35189,5	35189,5	35189,5
	G	4629,5	3702	2568,5	1415	707,5
Surcharge max. $n=6$	T	90330	78350	66450	54520	42600
	I	9464173	9464173	13489828	13489828	13489828
	m_s	54993,6	54993,6	68208,5	68208,5	68208,5
	G	52488	45527	33599	27567	21540
Surcharge trottoir $n=6$	T	4970	4480	3980	3480	2990
	I	9464173	9464173	13489828	13489828	13489828
	m_s	54993,6	54993,6	68208,5	68208,5	68208,5
	G	2888	2603,2	2012,4	1759,6	1511,8

$$m_s = \frac{A_b}{n} b_n$$

Combinaison des efforts:

G	CCP	Surcharge max	Surcharge trottoir	Retrait total	Retrait partiel	CCP + Surcharge
G(0-1)	4629,5	52488	2888	92000	34491	60005,5
G(1-2)	3702	45527	2603,2	92000	34491	51832,2
G(2-3)	2568,5	33599	2012,4	92000	34491	38179,9
G(3-4)	1415	27567	1759,6	92000	34491	30741,6
G(4-5)	707,6	27570	1511,8	92000	34491	23739,4

Espacement et nombre de goujons:

Tronçon	effort par goujon daN/ml	effort total > 0 daN/ml	nombre de goujons	espacement des goujons (cm)
0 - 1	3780	60005,5	46	6
1 - 2	3780	51832,2	40	7
2 - 3	3780	38179,9	30	9
3 - 4	3780	30741,6	24	12
4 - 5	3780	23739,4	18	16

Remarque: Dans les zones mixtes, où le retrait est important sur $l' = 4,83m$, on a:

le nombre de goujon est $n_g = \frac{\text{effort dû au retrait total} \times l'}{\text{effort repris par un goujon}}$

$n = 46$ $e = 6cm$	$n = 40$ $e = 7cm$	$n = 30$ $e = 9cm$	$n = 24$ $e = 12cm$	$n = 18$ $e = 16cm$	
0	1	2	3	4	5

$$n = \frac{\text{effort total} \times \text{longueur du tronçon}}{\text{effort par goujon}}$$

Remarque:

Des brusques changements de section de la poutre métallique créent des efforts rasants concentrés. Ces efforts sont donnés par la différence des efforts normaux de la dalle de béton agissant à gauche et à droite de la section considérée. L'effort normal dans la dalle en béton est la résultante de contraintes σ_b (cas de la flexion)

$$N_b = \int_{\text{dalle}} \sigma_b dF = \int \frac{M}{I_m} y dF = \frac{M}{I_m} S_m \quad \text{avec} \quad S_m = \frac{F_b}{n} a_b$$

L'effort rasant concentré agissant à chaque changement brusque de section vaut:

$$R = M \left[\left(\frac{S_m}{I_m} \right)_{\text{gauche}} - \left(\frac{S_m}{I_m} \right)_{\text{droite}} \right]$$

Cet effort n'est généralement pas déterminant pour le dimensionnement des connecteurs. En effet, en travée, les sections des poutres maîtresses augmentent en direction du milieu de la travée. Du côté de la section métallique la plus forte, la résultante N_b est plus faible. Par conséquent, l'effort rasant concentré dû au changement de section agit en sens inverse des efforts rasants répartis dus à la flexion de la poutre mixte.

Vérification à la fatigue:

On peut avoir une rupture des goujons par fatigue dans le domaine élastique qui fait suite à un chargement et à un déchargement répétés.

Pour ce fait, il faut vérifier que le nombre de goujons prévus en tout point est suffisant pour supporter les efforts rasants de fatigue.

$$\Delta G = \frac{(T_{\max} - T_{\min}) m_s}{I}$$

T_{\max}, T_{\min} : efforts tranchants extrêmes provoqués par les surcharges de trafic localisées $m = 6$

Dans ce cas, l'effort admissible par goujon en tenant compte des efforts de fatigue est: $G' = 0,56 d^2$ (réglement suisse ICOM 5)

$G' \neq f'(\sigma_{2,3})$ car les expériences ont montré qu'à partir d'un béton de résistance

$\sigma'_{28} > 300 \text{ bar}$, la rupture de la liaison a lieu par faiblesse du goujon.

$$G' = 0,56 \times 3^2 = 5,04 \text{ KdaN}$$

Remarque: Ce même règlement donne un effort par goujon $Q = 50d^2 \sqrt{\sigma'_{28}} > Q$

Q : effort par goujon donné par CTICM

donc elle donne n_b plus petit \Rightarrow on est en sécurité.

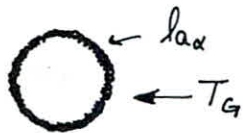
Tronçon	0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5
T_{\max} daN	90330	78350	66450	54520	42600
T_{\min} daN	28770	25830	22880	19930	17000
m_p cm ²	54993,6	54993,6	68208,5	68208,5	68208,5
I cm ⁴	9464173	9464173	13489828	13489828	13489828
ΔG daN/ml	35771	30518	22030	17489,8	12944
n_{\min}	21	18	13	10	8

avec $n_{\min} = \frac{\Delta G \times 2,9}{G'}$

Le nombre de goujons pris pour chaque section est supérieur à n_{\min} donc la vérification à la fatigue est satisfaite.

Soudure des goujons:

La soudure des goujons est circulaire et doit résister à l'effort tranchant (voir assemblage chap →) de glissement qui est horizontal



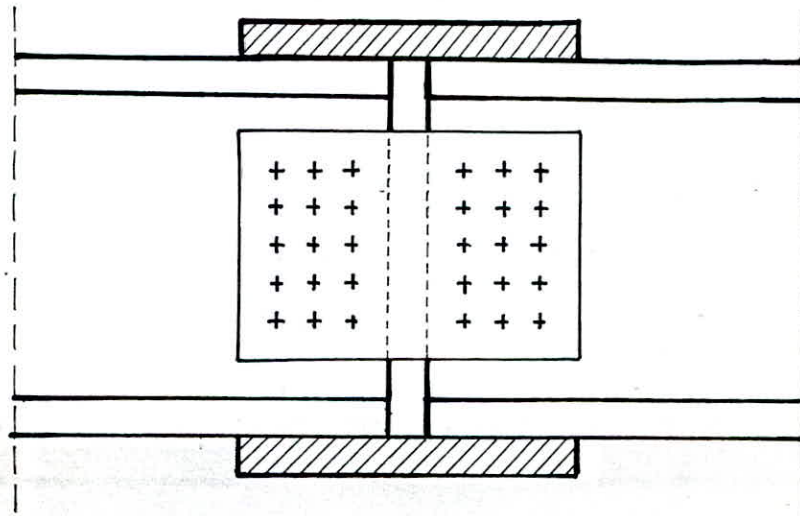
(voir assemblage CH)

ASSEMBLAGES

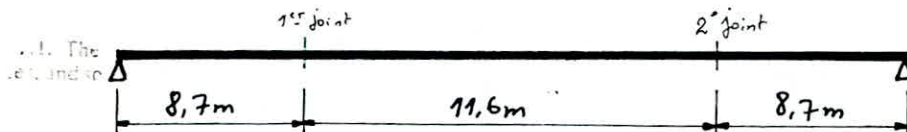
La portée des poutres principales étant de 29m, leur transport est difficile de leur lieu de fabrication au chantier. Pour remédier à ce problème, on réalise des assemblages de poutres.

Assemblage poutre-poutre

C'est un joint de continuité réalisé par l'intermédiaire d'éclisse d'âme et de semelle.



Notre poutre présente 2 joints symétriques par rapport au milieu de la travée



On utilisera des boulons HR $\Phi 24$ car l'épaisseur de la tôle est $e = 30\text{mm} > 14\text{mm}$

$$A_r = 353\text{ mm}^2 \quad (\text{annexe 14.12 RCM66})$$

On prendra un coefficient de frottement $\varphi = 0,30$ en supposant que les parties à assembler sont simplement brossées

Principe de calcul:

Précontrainte des boulons: C'est la force axiale dans le boulon résultant du serrage: $N_0 = A_r \sigma_{ten} \cdot 0,8$

L'effort de frottement (glissement) dépend de l'état de surface et de N_0

$$T_g = 1,1 \varphi N_0 = 1,1 \cdot 0,3 \cdot 353 \cdot 88 = 8200,9\text{ daN} = 8,2\text{ KdaN}$$

Joint boulonné de la semelle supérieure:

La semelle supérieure étant comprimée, la contrainte normale de compression sera calculée en section brute sous l'action ~~de~~ F_A F_B

L'assemblage est situé à 8,7m de l'appui, ce qui correspond à la section ③ de la poutre principale donc on a: $\sigma_s = 1185,66 \text{ bar}$

Section de la semelle supérieure:

$$A = 60 \times 3 + 50 \times 3 = 330 \text{ cm}^2$$

L'effort de compression agissant au niveau de la section est:

$$F = A \sigma_s = 330 \times 1185,66 = 391267,8 \text{ daN}$$

Comme on a 2 plans de frottement, $f_r = 2 T_g = 16400 \text{ daN}$ (commentaire 4.133 RCM66)

D'où le nombre de boulons nécessaires:

$$n_b = \frac{391267,8}{16400} = 23,86$$

$$n_b = 24 \quad \phi 24 \text{ HR 10/9}$$

Disposition constructive de l'assemblage:

$$d = \phi + 1 = 24 + 1 = 25 \text{ mm}$$

- Distance entre axe des boulons:

$$\text{Dans les cas les plus défavorables, on a: } 3d < s < 5d$$

$$75 \text{ mm} < s < 125 \text{ mm}$$

- Pince transversale:

$$1,5d < \delta_t < 2,5d$$

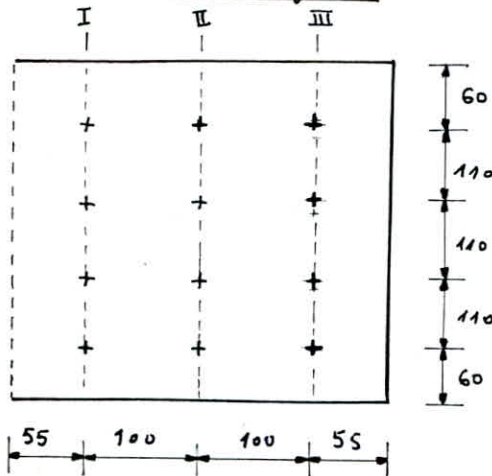
$$37,5 \text{ mm} < \delta_t < 62,5 \text{ mm}$$

- Pince longitudinale:

$$2d < \delta_l < 2,5d$$

$$50 \text{ mm} < \delta_l < 62,5 \text{ mm}$$

Verification des couvre joints:



Les sections des pièces sont vérifiées :

- en section brute pour les effets de compression
- en section nette pour les efforts de traction ou de cisaillement (ou en section brute en adoptant un effort réduit $F_a + 0,6 F_b$)

F_a : est la partie de l'effort transmis par les boulons en amont de la section

F_b : est la partie de l'effort transmis au droit de la section considérée

Le couvre joint supérieur de la semelle ^{sup} reprend la moitié de l'effort total

Le couvre joint inférieur de la semelle supérieure reprend aussi la moitié de l'effort total

De même pour la semelle inférieure

Bonc on aura par demi-couvre joint un effort égal au quart de l'effort total

$$\text{Soit : } F = \frac{F_t}{4} = \frac{391267,8}{4} = 97816,95 \text{ daN}$$

Justification d'un demi-couvre joint

Section	F_A (daN)	F_B (daN)	$F_A + F_B$ (daN)	A_{brute} (cm ²)	σ (bar)
I	0	$\frac{4}{12} \frac{F_t}{4}$	32605,65	135	241,52
II	$\frac{4}{12} \frac{F_t}{4}$	$\frac{4}{12} \frac{F_t}{4}$	65211,3	135	483,05
III	$\frac{8}{12} \frac{F_t}{4}$	$\frac{4}{12} \frac{F_t}{4}$	97816,95	135	724,57

On a choisi un couvre joint de 3cm d'épaisseur

$$A = 3 \times 45 = 135 \text{ cm}^2$$

Calcul de justification de la semelle superieure assemblee:

L'effort total repris par cette semelle est $F = 391267,8 \text{ daN}$

On dressera un tableau resumant les valeurs des contraintes en chaque section avec $S = 60 \times 3 + 50 \times 3 = 330 \text{ cm}^2$: section de la semelle superieure

Section	$F_A \text{ (daN)}$	$F_B \text{ (daN)}$	$F_A + F_B \text{ (daN)}$	$S \text{ (cm}^2\text{)}$	$\sigma \text{ (bar)}$
I	$\frac{8}{12} F$	$\frac{4}{12} F$	391267,8	330	1185,66
II	$\frac{4}{12} F$	$\frac{4}{12} F$	260845,2	330	790,44
III	0	$\frac{4}{12} F$	130422,6	330	395,22

Points boulonnés de la semelle inferieure:

La semelle inferieure étant tendue, le calcul de justification pour les joints se fera par:

F_B en section brute

$0,6 F_B$ en section nette

Contrainte dans la semelle inferieure: $\sigma_i = 1843,5 \text{ bar}$

Section de la semelle inferieure: $S = 70 \times 3 + 60 \times 3 = 390 \text{ cm}^2$

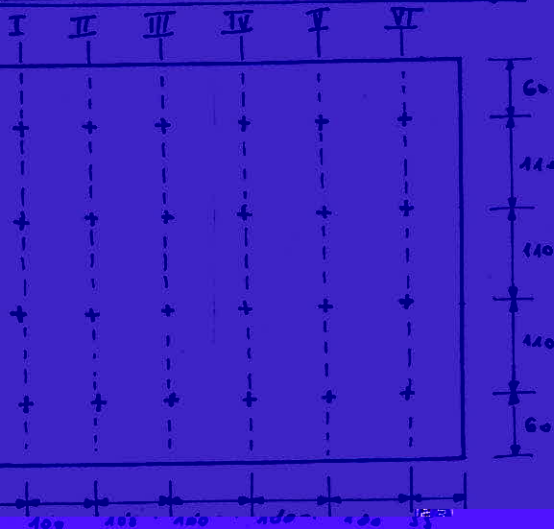
Effort de traction agissant par la semelle inferieure: $F = 1843,5 \times 390 = 718965 \text{ daN}$

Nombre de boulons necessaires sera donc:

$$m_b = \frac{718965}{16400} = 43,24$$

On adoptera donc 44 boulons $\phi 24 \text{ HR 10/9}$

Position constructive de l'assemblage:



Le joint a une epaisseur de 3 cm

Section nette = section brute - section trou

$$\frac{F_t}{4} = \frac{718965}{4} = 179741,25 \text{ daN}$$

Section	I	II	III	IV	V	VI
F_A (daN)	0	$\frac{4}{24} \frac{F_t}{4}$	$\frac{8}{24} \frac{F_t}{4}$	$\frac{12}{24} \frac{F_t}{4}$	$\frac{16}{24} \frac{F_t}{4}$	$\frac{20}{24} \frac{F_t}{4}$
F_B (daN)	$\frac{4}{24} \frac{F_t}{4}$	$\frac{4}{24} \frac{F_t}{4}$	$\frac{4}{24} \frac{F_t}{4}$	$\frac{4}{24} \frac{F_t}{4}$	$\frac{4}{24} \frac{F_t}{4}$	$\frac{4}{24} \frac{F_t}{4}$
$F_A + F_B$ (daN)	29956,875	59913,75	89870,625	119827,5	149784,375	179741,25
A_{brute} (cm ²)	135	135	135	135	135	135
σ_{brute} (bar)	221,9	443,8	665,71	887,61	1109,51	1331,42
$F_A + 0,6F_B$ (daN)	17974,125	47931	77887,875	107844,75	137801,625	167758,5
A_{nette} (cm ²)	112,5	112,5	112,5	112,5	112,5	112,5
σ_{nette} (bar)	159,77	426,05	692,34	958,62	1224,9	1491,18

$$A_{brute} = 3 \times (11,0 \times 3 + 2 \times 6,0) = 135 \text{ cm}^2$$

$$A_{nette} = 3 \times (11,0 \times 3 + 2 \times 6,0) - 3 \times 2,5 \times 3 = 135 - 3 \times 7,5 = 112,5 \text{ cm}^2$$

Calcul de justification de la semelle inférieure assemblée:

L'effort total repris par cette semelle est : $F = 718965 \text{ daN}$

Section	I	II	III	IV	V	VI
F_A (daN)	$\frac{20}{24} F$	$\frac{16}{24} F$	$\frac{12}{24} F$	$\frac{8}{24} F$	$\frac{4}{24} F$	0
F_B (daN)	$\frac{4}{24} F$	$\frac{4}{24} F$	$\frac{4}{24} F$	$\frac{4}{24} F$	$\frac{4}{24} F$	$\frac{4}{24} F$
$F_A + F_B$ (daN)	718965	599137,5	479310	359482,5	239655	110827,5
A_{brute} (cm ²)	390	390	390	390	390	390
σ_{brute} (bar)	1843,5	1536,25	1229	921,75	614,5	307,25
$F_A + 0,6F_B$ (daN)	671034	551206,5	431379	311551,5	191724	71896,5
A_{nette} (cm ²)	345	345	345	345	345	345
σ_{nette} (bar)	1945,02	1597,7	1250,37	903,05	553,72	208,39

$$A_{brute} = 70 \times 3 + 60 \times 3 = 390 \text{ cm}^2$$

$$A_{nette} = A_{brute} - 3 \times 2,5(3+3) = 345 \text{ cm}^2$$

Joint boulonné au niveau de l'âme cisailée:

L'effort tranchant qui sollicite l'âme cisailée est :

$$T = 82,9 \text{ kdaN} \quad (\text{cf PP } \textcircled{1} \text{ et } \textcircled{5} \text{ section } \textcircled{3} \quad T = T_{cp} + T_{cep} + T_{tr0H_{max}} + T_{S_{ar,max}})$$

L'effort repris par un boulon est

$$f_r = 16400 \text{ daN}$$

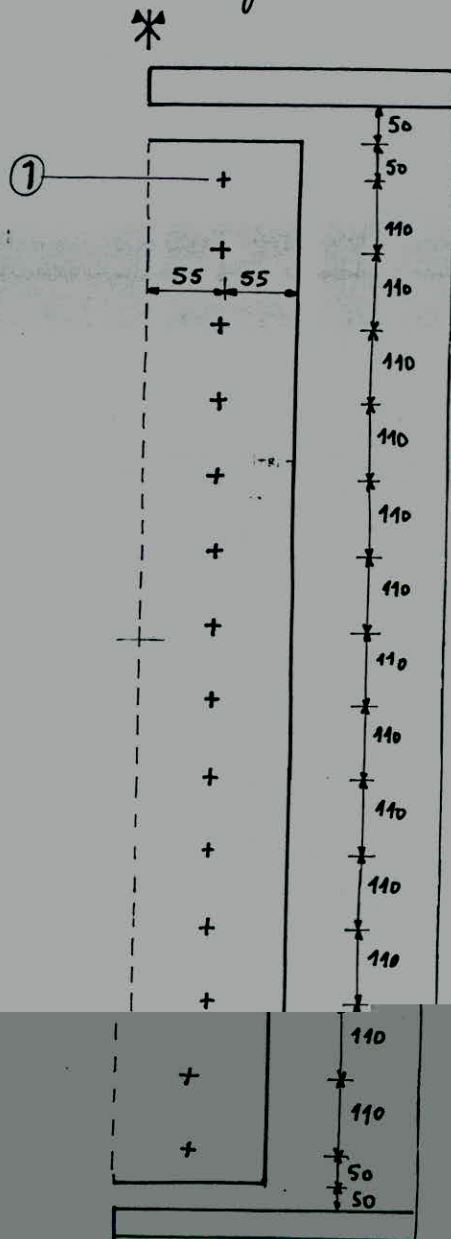
d'où le nombre de boulons : $n_b = \frac{T}{f_r} = \frac{82900}{16400} = 5,36$

$$n_b = 6 \text{ boulons } \phi 24 \text{ HR } 10/9$$

Comme la distance entre axe des boulons $75 < S < 125$ m'est pas vérifiée on

que l'on a une hauteur d'âme de 1630 mm, on opte pour un alignement

le nombre de boulons par demi-couvre joint à 14. On aura ainsi la disposition suivante:



Verification au cisaillement:

$$A_{\text{nette}} = 163 \times 3 - 14 \times 2,5 \times 3 = 384 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{T}{A_{\text{nette}}} = \frac{82900}{384} = 215,88 \text{ bar} < \bar{\sigma} = 1558,44 \text{ bar}$$

Verification du couvre joint:

On adopte un couvre joint d'épaisseur 30 mm (pour l'âme)

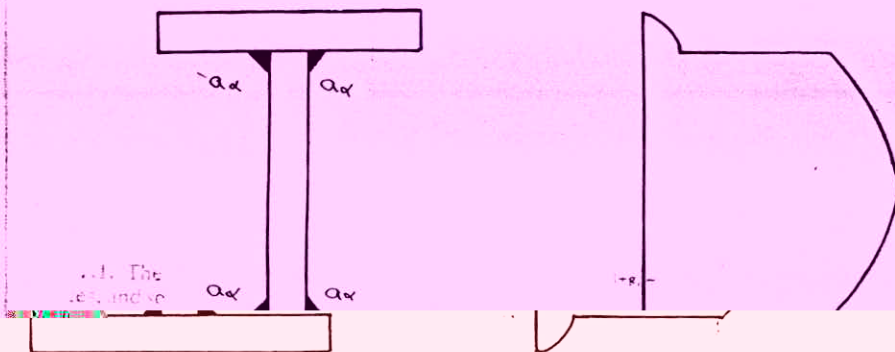
$$\text{Effort repris par un joint: } F_1 = \frac{T}{2} = 41,45 \text{ kdaN}$$

$$\text{On vérifiera la section } \textcircled{1} \text{ avec un effort } F = \frac{0,6 F_1}{6} = \frac{F_1}{10} = 4145 \text{ daN}$$

La section nette du couvre joint sera:

$$A_{\text{nette}} = 11 \times 3 - 2,5 \times 3 = 25,5 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{F}{A_{\text{nette}}} = \frac{4145}{25,5} = 162,55 \text{ bar} < \bar{\sigma} = 1558,44 \text{ bar}$$

Verification des soudures du K5:

$$\sigma = \frac{T}{A_a}$$

$$\sigma_c = \frac{T}{2 a \alpha h_a}$$

$$\frac{\sigma_{11}}{0,75} \leq \bar{\sigma}_{en} \quad \frac{T}{0,75 \cdot 2 a \alpha h_a} \leq \bar{\sigma}_{en} \quad (\text{regle 4,312-61 RCM 66})$$

$$T = T_{cp} + T_{ccp} + T_{\text{surcharg. max}} + T_{\text{trottoir}} = 51,04 + 7,26 + 66,45 + 29,80 = 154,55 \text{ kdaN}$$

$$\text{épaisseur des pièces: } e = 30 \text{ mm} \quad 23_{\text{min}} < e < 32 \text{ mm} \quad \text{donc } a = 8 \text{ mm}$$

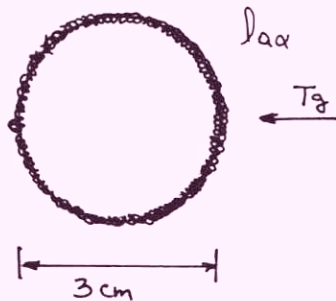
$$\alpha = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a}\right) = 0,8 \left(1 + \frac{1}{0,8}\right) = 0,9$$

$$a \alpha = 7,2 \quad \text{donc} \quad \frac{\sigma}{0,75} = \frac{T}{0,75 \cdot 2 \cdot a \alpha \cdot h_a} = 619,35 \text{ bar} < \bar{\sigma}_{en}$$

Assemblage goujon poutre principale:

Les goujons sont fixés à l'aide d'un pistolet électrique. La soudure à la base étant circulaire, est sollicitée à un effort de cisaillement $T_g = Q$: effort revenant à chaque goujon $T_g = Q = 3780 \text{ daN}$

Le diamètre des goujons est $d = 3 \text{ cm}$; $e = 30 \text{ mm} \rightarrow a = 8 \text{ mm} \rightarrow a_x = 7,2 \text{ mm}$



$$\frac{T_g}{0,75 l_{ax}} \leq \sigma_{en}$$

$$\Rightarrow a_x \geq \frac{T_g}{0,75 \cdot \sigma_{en}} = 0,2228 \text{ mm} < 7,2 \text{ mm}$$

Assemblage entretoise d'about poutre principale:

L'entretoise d'about est placée en biais. On opte pour l'assemblage type poutre portée encastrée sur l'âme de la poutre porteuse. Cet assemblage est réalisé au moyen d'une chaise (plaque d'appui + raidisseur), il se trouve au droit des poutres principales. On considérera la poutre principale n° 3 où les efforts sont les plus prépondérants en section 0 soit : $M_{max} = 52,258 \text{ mdaN}$; $T_{max} = 31,105 \text{ daN}$

Calcul de la chaise:

Les cordons de la soudure qui reçoivent ces efforts sont 2 cordons horizontaux au niveau de la plaque et 2 cordons verticaux au niveau du raidisseur

L'effort tranchant va se retrouver excentré de $(\frac{2}{3}c + e)$ par rapport aux soudures verticales

$$h_a \text{ pp} = 163 \text{ cm} \quad h_a \text{ entretoise} = 58,8 \text{ cm}$$

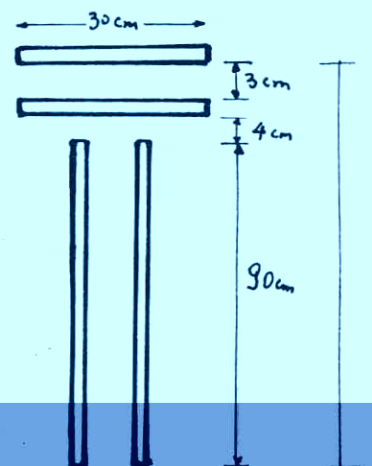
$$e_s = 3,1 \text{ cm} \quad e_{\text{plaque}} = 3 \text{ cm}$$

hauteur du raidisseur de la chaise:

$$h_r = 163 - (58,8 + 3,1 + 3) \approx 98 \text{ cm}$$

Si on retranche les angles vifs $\Rightarrow h_r \approx 90 \text{ cm}$

Largeur de la plaque d'appui = Largeur de l'entretoise = 30 cm



Analyse des contraintes:

Les efforts sollicitant sont: $M_T = T \left(\frac{2}{3} c + e \right)$ car T est excentrée

$$F = \frac{M}{h_e}$$

T

on a alors les contraintes suivantes:

$$C_{\text{comp}} = \frac{M_T}{I_x} v \quad \text{sur la fibre } v$$

$$C_{\text{traction}} = \frac{M_T}{I_x} v' \quad \text{sur la fibre } v'$$

$$C_F = \frac{F}{2l_1 a_1 \alpha_1} \quad \text{sur la fibre } v'$$

$$C_T = \frac{F}{2l_2 a_2 \alpha_2} \quad \text{sur la fibre } v'$$

Vérifications:

sur la fibre v' : $C_F + C_{\text{traction}} \leq 0,75 \sigma_{\text{en}}$

(C_F et C_{traction} ont la même direction)

sur la fibre v : $\sqrt{C_c^2 + C_T^2} \leq 0,75 \sigma_{\text{en}}$

(C_c et C_T n'ont pas la même direction)

Calcul des caractéristiques des soudures:Position du centre de gravité:

$$y_{G_s} = \frac{l_1 a_1 \alpha_1 (97 + 94) + 2 l_2 a_2 \alpha_2 \cdot 45}{2 (l_1 a_1 \alpha_1 + 2 l_2 a_2 \alpha_2)}$$

comme on a des tôles de 30 mm à assembler, on a alors

$$a = 8 \text{ mm} \rightarrow \alpha = 0,9 \rightarrow a\alpha = 7,2 \text{ mm}$$

On prend $a_1 \alpha_1 = a_2 \alpha_2 = a\alpha = 7,2 \text{ mm}$

$$\text{donc } l_1 = 30 - 2a = 30 - 2 \times 0,8 = 28,4 \text{ cm}$$

$$l_2 = 90 - 2a = 90 - 2 \times 0,8 = 88,4 \text{ cm}$$

$$\text{donc } y_{G_s} = \frac{963388,8}{29548,8} = 32,6 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} v = 32,6 \text{ cm} \\ v' = 97 - 32,6 = 64,4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$I_{cs} = l_1 a_1 \alpha_1 v'^2 + l_1 a_1 \alpha_1 (v' - e_1)^2 + 2 l_2 a_2 \alpha_2 \left(\frac{90}{2} - \frac{v}{2} \right)^2$$

$$I_{cs} = \alpha \alpha \left[l_1 v'^2 + l_1 (v' - e_1)^2 + 2 l_2 \left(\frac{90}{2} - \frac{v}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_{cs} = 0,72 \left[28,4 \cdot \overline{64,4}^2 + 28,4 (64,4 - 3)^2 + 2 \cdot 88,4 \cdot \left(\frac{90}{2} - \frac{32,6}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_{cs} = 266745,8016 \text{ cm}^4$$

$$M_T = T \left(\frac{2}{3} c + e \right)$$

On se place en sécurité en prenant l'effort tranchant en section 0 des poutres 2 et 4 et le moment fléchissant de la poutre 3

$$\text{Soit } M = 52,258 \text{ mKdaN} ; T = 66,958 \text{ kdaN}$$

$$M_T = 66,958 \left(\frac{2}{3} \cdot 0,28 + 0,03 \right) = 14,51 \text{ mKdaN}$$

$$F = \frac{M}{h} = \frac{52,258}{0,65} = 80,39 \text{ KdaN}$$

$$T = 66,958 \text{ KdaN}$$

$$C_{\text{comp}} = \frac{M_T}{I_{cs}} v = \frac{1451000}{266745,8016} \cdot 32,6 = 177,33 \text{ bar}$$

$$C_F = \frac{F}{2 l_1 \alpha \alpha} = \frac{80390}{2 \cdot 28,4 \cdot 0,72} = 1965,72 \text{ bar}$$

$$C_{\text{traction}} = \frac{M_T}{I_{cs}} v' = \frac{1451000}{266745,8016} \cdot 64,4 = 350,31 \text{ bar}$$

$$C_T = \frac{T}{2 l_2 \alpha \alpha} = \frac{66958}{2 \cdot 88,4 \cdot 0,72} = 526 \text{ bar}$$

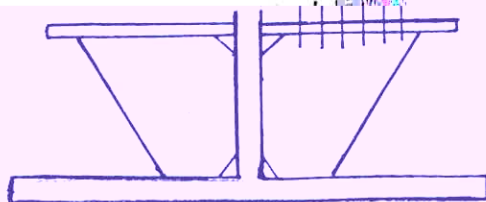
On a alors :

$$C_F + C_{\text{traction}} = 1965,72 + 350,31 = 2316,03 \text{ bar}$$

$$\sqrt{C_T^2 + C_{\text{comp}}^2} = \left(526^2 + 177,33^2 \right)^{\frac{1}{2}} = 555,09 \text{ bar}$$

Comme la condition $C_F + C_{\text{traction}} \leq 0,75 \sigma_{cy}$ n'est pas vérifiée,

on prend un autre modèle de fixation à savoir le dispositif suivant :



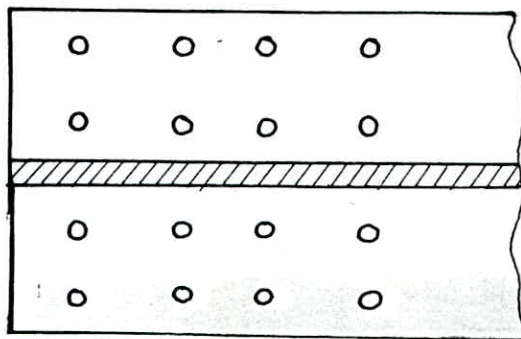
$$m_b = \frac{1,54 F}{A_r \sigma_{tr}} ; A_r = 353 \text{ mm}^2$$

$$m_b = \frac{1,54 \cdot 80,39 \cdot 10^3}{353 \cdot 24} = 14,61 \rightarrow m_b = 15 \text{ boulons } \phi 24 \text{ HR 10/9}$$

On disposera 8x2 boulons de part et d'autre de l'âme de la poutre portée
donc on a :

$$C_F = \frac{F'}{A'_{nette}} \quad \text{avec } F' = \frac{F}{2} ; A'_{nette} = A'_{brute} - 8 \cdot 2,5 \times 3,1 \times \frac{1}{4}$$

$$A'_{brute} = 15 \times 3,1 = 46,5 \text{ cm} ; A'_{nette} = 31 \text{ cm}$$



Vue de dessus de HEB650

$$C_F = \frac{80,39 \cdot 10^3}{2 \times 31} = 1296,61 \text{ bar}$$

On a donc :

... The
... and so

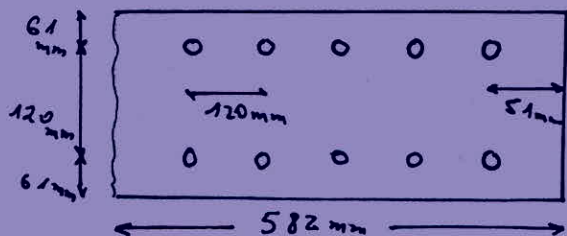
$$C_{fraction} = 1296,61 \cdot 0,85 = 1102,12 \text{ bar} < \sigma_{tr} = 1800 \text{ bar}$$

Assemblage semelle supérieur de la poutre portée à la poutre porteuse :

Le moment donne un couple de force : $F = \frac{M}{h}$ qui est repris par les boulons au niveau de l'éclisse supérieure.

L'effort par boulon est : $T = 8200,9 \text{ daN}$, on a alors le nombre de boulons

$$m_b = \frac{F}{T_a} = \frac{80,46}{8,2} = 9,8 \quad \text{soit } m_b = 10 \text{ boulons HR 10/9}$$



$$75 \text{ mm} < \delta < 125 \text{ mm}$$

$$50 \text{ mm} < \delta_l < 62,5 \text{ mm}$$

$$37,5 \text{ mm} < \delta_t < 62,5 \text{ mm}$$

Assemblage entretoise triangulée - poutre principale:

L'assemblage est assuré par boulons HR dont les caractéristiques sont:

1/ $\phi = 24 \text{ mm}$ car la largeur d'aile des cornières $> 120 \text{ mm}$

(annexe 14.101 RCM66) avec l'obligation de vérifier la pression diamétrale

2/ $\phi 24 \rightarrow A_r = 353 \text{ cm}^2$ (annexe 14.12 RCM66)

3/ $\varphi = 0,3$: frottement par simple brossage.

4/ $\sigma_{en} = 88 \text{ kg/mm}^2$

d'où la précontrainte dans les boulons: $N_0 = 0,8 A_r \sigma_{en}$ (art 4.131 RCM66)

Les barres de la triangulation sont soumises à un cisaillement simple

la valeur admissible que reprend chaque boulon: $T_a = 1,1 \varphi N_0$ (art 4.133 RCM66)

$$T_a = 1,1 \cdot 0,3 \cdot 0,8 \cdot 353 \cdot 88 = 8200,9 \text{ daN}$$

Détermination du nombre de boulons:

* barres de la membrure supérieure: $\Gamma \Gamma 180 \times 180 \times 18$ soumises à un

effort extérieur $F_3 = 220,2 \text{ kdaN}$ qui se partage entre les 2 cornières

soit $F = \frac{F_3}{2} = 110,1 \text{ kdaN}$ par cornière.

nombre de boulons dans chaque cornière: $n_b = \frac{F}{T_a} = \frac{110,1}{8,2} = 13,3$

soit 14 boulons HR 10/9. On prend 2 files de 7 boulons

Disposition constructive:

Distance de trusquinage:

$$e + r = 18 + 18 = 36 \text{ mm}$$

$$75 \text{ mm} < \delta < 125 \text{ mm}$$

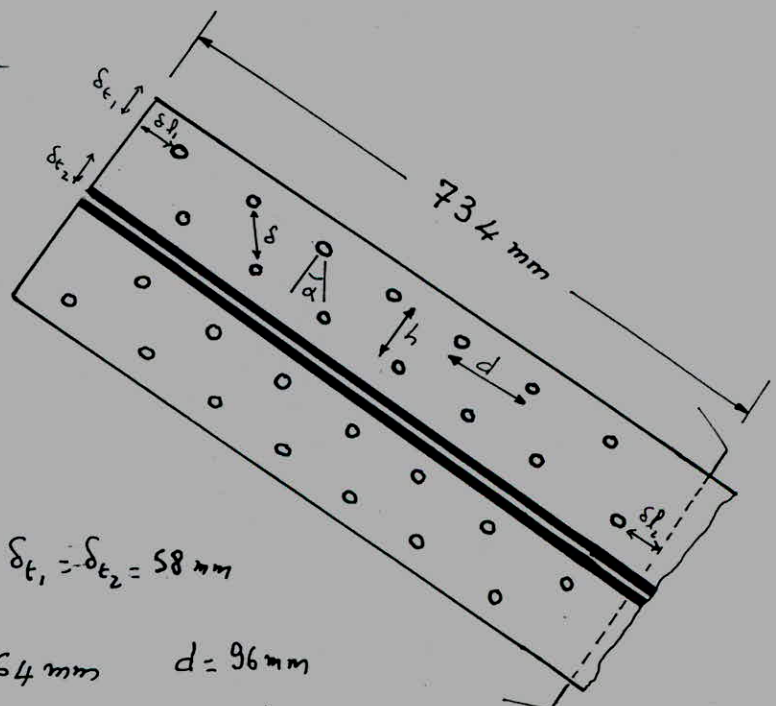
$$50 \text{ mm} < \delta_l < 62,5 \text{ mm}$$

$$37,5 \text{ mm} < \delta_t < 62,5 \text{ mm}$$

On adopte: $\delta = 80 \text{ mm}$

$$\delta_{l_1} = \delta_{l_2} = 55 \text{ mm} \quad \delta_{t_1} = \delta_{t_2} = 58 \text{ mm}$$

$$\alpha = 36,87^\circ \quad h = 64 \text{ mm} \quad d = 96 \text{ mm}$$



* barres de la membrure inférieure:

7F 180 x 180 x 20 soumises à un effort $F_i = 299,67 \text{ kdaN}$ qui se partage entre les 2 cornières donc on a: $F = \frac{F_i}{2} = 149,83 \text{ kdaN}$

nombre de boulons dont chaque cornière: $n_b = \frac{F}{T_a} = \frac{149,83}{8,2} = 18,27$

soit $n = 20 \text{ } \phi 24 \text{ HR } 10/9$

Disposition constructive:

Distance de frusquinage: $e + r = 20 + 18 = 38 \text{ mm}$

On adoptera la même disposition que pour la membrure supérieure sans la longueur du goutet l change.

$$\delta = 80 \text{ mm} ; \delta_l = 55 \text{ mm} ; \delta_t = 40 \text{ mm}$$

$$l = 1022 \text{ mm}$$

* barres de la diagonale:

7F 120 x 120 x 12 soumises à un effort $F_d = 95,52 \text{ kdaN}$ qui se partage entre les 2 cornières donc on a: $F = \frac{F_d}{2} = 47,76 \text{ kdaN}$

Quisqu'il s'agit d'une cornière telle que la largeur d'aile est égale à 120 mm,

On a suite à l'annexe 14.101 de RCM 66: $\phi 22 \rightarrow A_r = 303 \text{ mm}^2$

$$T_a = 0,88 \times 0,3 \times 303 \times 88 = 7039,296 \text{ daN}$$

d'où le nombre de boulons: $n_b = \frac{F}{T_a} = 6,76$ soit 7 $\phi 22 \text{ HR } 10/9$

Disposition constructive

$$66 \text{ mm} < \delta < 110 \text{ mm}$$

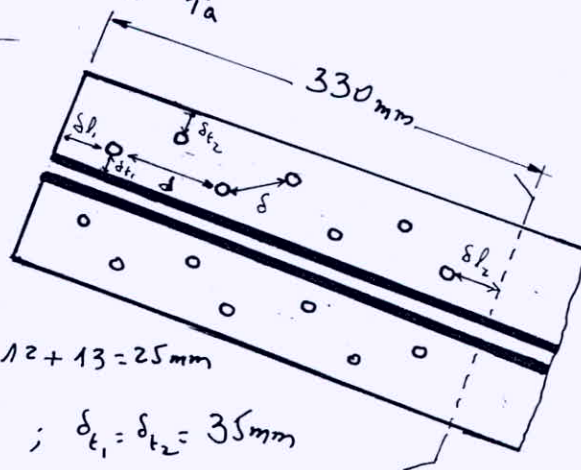
$$44 \text{ mm} < \delta_l < 55 \text{ mm}$$

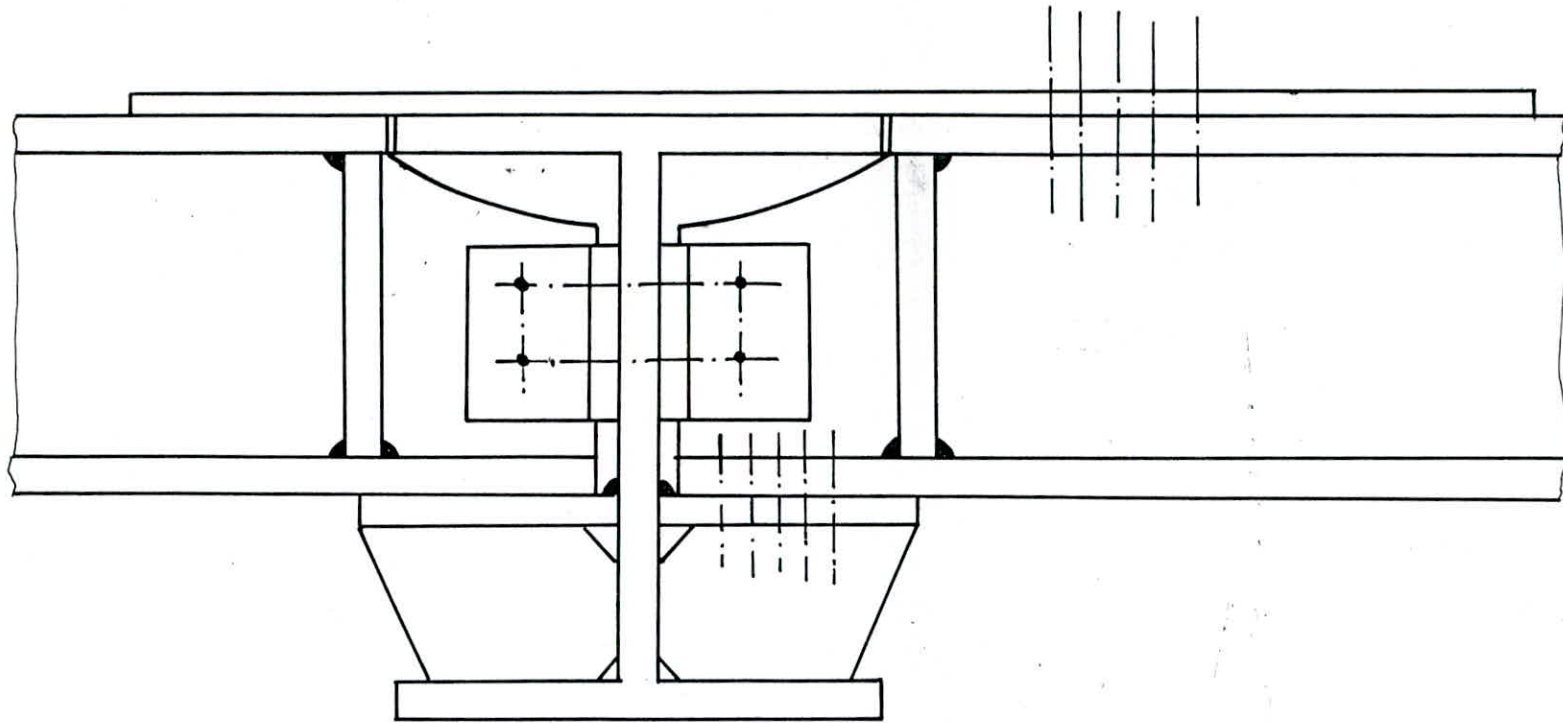
$$33 \text{ mm} < \delta_t < 55 \text{ mm}$$

Distance de frusquinage: $e + r = 12 + 13 = 25 \text{ mm}$

on adopte: $\delta_{l1} = \delta_{l2} = 45 \text{ mm} ; \delta_{t1} = \delta_{t2} = 35 \text{ mm}$

$$d = 125 \text{ mm} ; \delta = 80 \text{ mm}$$





POUTRE PORTEE ENCASTREE SUR
L'ÂME DE LA POUTRE PORTEUSE

APPAREILS D'APPUI

Les appareils d'appui ont pour but d'assurer la liaison entre une structure et son support tout en permettant d'absorber les déplacements, les efforts horizontaux et les rotations.

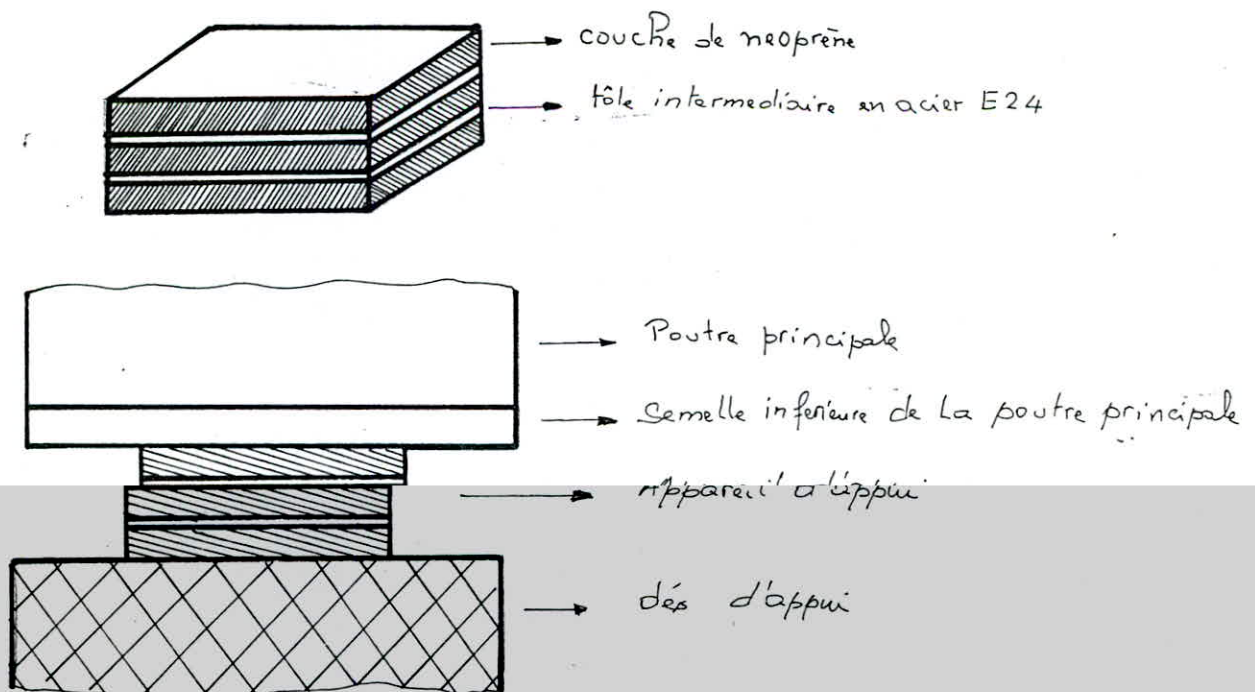
Description:

Les appareils d'appui choisis sont constitués de plusieurs couches d'élastomère avec interposition de tôles de fretage en acier. L'adhésion est obtenue sous presse lors de la vulcanisation.

Il existe deux qualités courantes d'élastomère :

- Pont route : $G = 0,8 \text{ MPa}$
- Pont rail : $G = 1,1 \text{ MPa}$

Leur constitution monobloc avec faces extérieures en élastomère évite tout risque de cheminement sous faible charges et constitue une protection efficace contre la corrosion.



Méthode de Calcul :

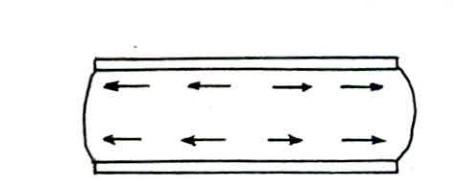
Le calcul des appuis est établi conformément aux directives du chap III :
Méthode de calcul, dimensionnement des appareils d'appui. Bulletin technique
n° 4 diffusé par la division des ouvrages d'art du SETRA.

Notation :

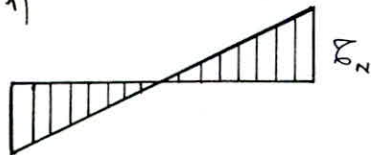
- n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère
 a, b : dimensions en plan de l'appui ($a \leq b$)
 t : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire de l'élastomère
 T : épaisseur nominale totale de l'élastomère.
 t_s : épaisseur d'une frette élémentaire.
 N : effort normal appliqué à l'appareil d'appui.
 H : effort horizontal appliqué à l'appareil d'appui.
 U : déformation horizontale, lente, de l'appareil d'appui.
 α_T : angle de rotation de l'appareil d'appui.
 α_e : angle de rotation d'un feuillet élémentaire
 G : module d'élasticité transversal
 T_m : contrainte moyenne de compression
 σ_N : contrainte de cisaillement due à l'effort normal
 σ_H : contrainte de cisaillement due à un effort horizontal
 σ_α : contrainte de cisaillement due à une rotation d'une face
 d'un feuillet par rapport à l'autre

Principe de dimensionnement:

Le principe de dimensionnement est basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui sont imposées par les réactions et les déformations résultantes et qui sollicitent l'élastomère au niveau du plan de frottement en se basant bien sur l'incompressibilité de l'élastomère.

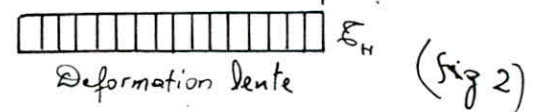
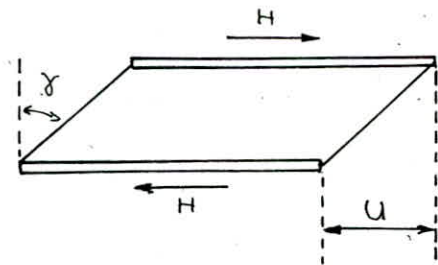


(fig 1)



$$\sigma_N = \frac{1,5 \sigma_m}{\beta}$$

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)} ; \quad \sigma_m = \frac{N}{ab}$$

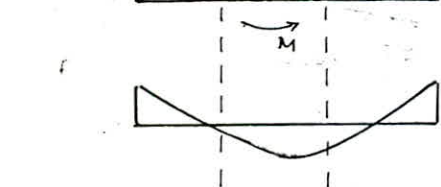
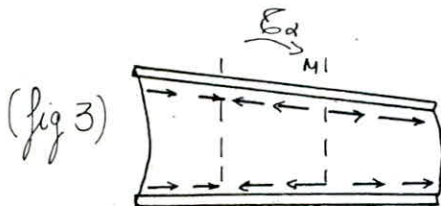


Deformation lente

$$\epsilon_{H1} = G \cdot \frac{U1}{T}$$

Deformation lente + rapide

$$\epsilon_H = G \cdot \frac{U \cdot l}{T} + \frac{H_d}{2ab}$$

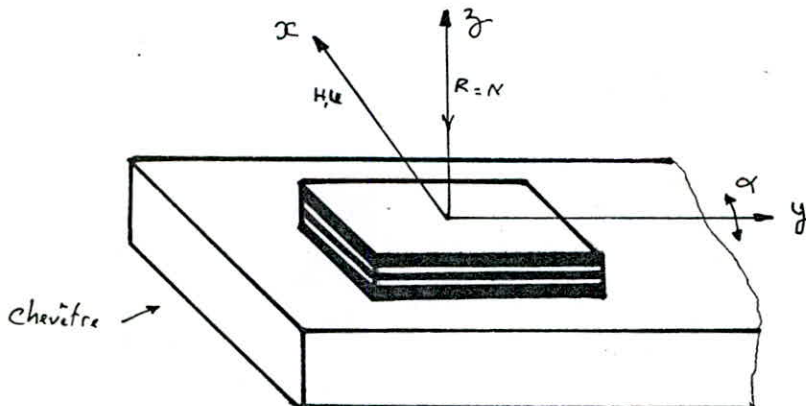


$$\epsilon_\alpha = \frac{G}{2} \cdot \frac{a^2}{t^2} \cdot \frac{\alpha T + \alpha_0}{m}$$

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose

$$\alpha_0 = 3 \cdot 10^{-3} \text{ rad (Béton coulé sur place - métal)}$$

$$\alpha_0 = 10 \cdot 10^{-3} \text{ rad (Béton préfabriqué)}$$



Principe:

Les performances des appareils d'appui sont limitées par les contraintes de cisaillement qui apparaissent entre l'élastomère et les tôles de frottement:

- Sous charge verticale N : σ_N
- Sous déplacement ou force horizontale : σ_H
- Sous rotation : σ_α

limite admissible $\sigma_N + \sigma_H + \sigma_\alpha \leq 159 \leq 140 \text{ bar}$

a/ Sollicitation sous charge verticale $R = N$ (fig 1)

$$\text{on admet } \sigma_N = \frac{1,5 \sigma_m}{\beta} ; \quad \beta = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)} ; \quad \sigma_m = \frac{N}{a \cdot b}$$

$$\text{limite admissible } \sigma_N \leq 3G \quad \text{soit } \sigma_m \leq 16\beta$$

On limite généralement $\sigma_m \leq 150 \text{ bar}$ pour des sujétions de frottement de béton.

b/ Sollicitations dues à un déplacement horizontal ou un effort horizontal (fig 2)

- Pour un déplacement lent U_d (sous température, retrait ou fluage) ou un effort statique H_d

$$\sigma_{Hd} = G \frac{U_d}{T} = \frac{H_d}{ab}$$

$$\text{limite admissible } \sigma_{Hd} \leq 0,5G \rightarrow \frac{U_d}{T} \leq 0,5$$

- Pour un déplacement de courte durée U_d ou sous un effort dynamique

(freinage, séisme) H_d

$$\sigma_{Hd} = 2G \cdot \frac{U_d}{T} = \frac{H_d}{ab} \quad \text{soit } U_d = H_d \cdot \frac{T}{2Gab}$$

On admet en effet pour un effort instantané un module de cisaillement double du module sous effort statique soit 16 bar

$$\sigma_H = \sigma_{Hd} + \sigma_{Hd} = G \cdot \frac{U_d}{T} + \frac{H_d}{ab}$$

limite admissible : $\tan \delta \leq 0,7$

$$\text{soit } \frac{U_d}{T} + \frac{H_d}{2Gab} \leq 0,7$$

c/ Sollicitation sous rotation :

On admet $\epsilon_{\alpha} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t}\right)^2 \operatorname{tg} \alpha$ $\operatorname{tg} \alpha \approx \alpha$ car α petit

limite admissible $\epsilon_{\alpha} < 1,5 G$

à vérifier : $\alpha' \leq \frac{3}{\beta} \left(\frac{t}{a}\right)^2 \frac{G}{G}$ avec $\alpha' = \frac{q_T}{m}$

Calcul des réactions d'appui :

a/ Sous CP :

$q = 13,644 \text{ kdaN/ml} \rightarrow R_{\max} = q \cdot \frac{l}{2} = \frac{13,644 \times 29}{2} = 197,8 \text{ kdaN}$

b/ Sous CCP :

$q = 2,607 \text{ kdaN/ml} \rightarrow R_{\max} = q \cdot \frac{l}{2} = \frac{2,607 \times 29}{2} = 37,8 \text{ kdaN}$

c/ Sous surcharge A :

$A = 854,74 \text{ daN/m}^2 ; l_0 = 3,6 \text{ m} ; l = 29 \text{ m}$

- 1 voie chargée :

$q = 854,74 \times 3,6 = 3,077 \text{ kdaN/ml} \rightarrow R_{\max} = q \cdot \frac{l}{2} = 44,6 \text{ kdaN}$

- 2 voies chargées :

$q = 0,584 \times 4 \times 3,6 = 8,414 \text{ kdaN/ml} \rightarrow R_{\max} = q \cdot \frac{l}{2} = 89,2 \text{ kdaN}$

- 3 voies chargées :

$q = 854,74 \times 10,8 = 9,23 \text{ kdaN/ml} \rightarrow R_{\max} = q \cdot \frac{l}{2} = 133,8 \text{ kdaN}$

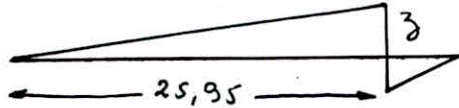
[This section contains a large area of heavy digital noise and artifacts, likely from a scanning process, obscuring any original content.]

g/ Sous Mc120:

Pour avoir la réaction maximale, il faut placer la charge sur appui.



$$z = \frac{25,95}{29} \rightarrow R_{max} = 98,431 \text{ KdaN}$$

f/ Sous Bc:

- 1 tandem: $R_{max} = \sum P_i z_i = 16(1 + 0,953) = 31,248 \text{ KdaN}$

- 2 tandems: $R_{max} = 2 \times 31,248 = 62,496 \text{ KdaN}$

g/ Sous Bc:

- 1 voie chargée: $R_{max} = \sum P_i z_i = 45,408 \text{ KdaN}$

$$R_{max \text{ pondérée}} = b_c \cdot R_{max} = 1,2 \times 45,408 = 54,48 \text{ KdaN}$$

- 2 voies chargées:

$$R_{max \text{ pondérée}} = b_c \cdot R_{max} = 1,1 \times \sum P_i z_i = 1,1 \times 90,816 = 99,89 \text{ KdaN}$$

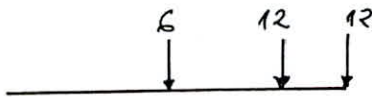
- 3 voies chargées:

$$R_{max \text{ pondérée}} = b_c \cdot R_{max} = 0,95 \cdot \sum P_i z_i = 0,95 \times 136,224 = 129,41 \text{ KdaN}$$

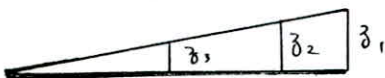
- 4 voies chargées:

$$R_{max \text{ pondérée}} = b_c \cdot R_{max} = 0,8 \cdot \sum P_i z_i = 0,8 \times 181,632 = 145,3 \text{ KdaN}$$

Reaction minimale sous Bc:



$$z_1 = 1 ; z_2 = 0,948 ; z_3 = 0,793$$



$$R_{min} = 6 \times 0,793 + 12(1 + 0,948) = 28,134 \text{ KdaN}$$

$$R_{min \text{ pondérée}} = 1,2 \times 28,134 = 33,77 \text{ KdaN}$$

h/ Sous le système D:

$$R_{max} = 163,03 \text{ KdaN}$$

Calcul des efforts horizontaux:Efforts dus au freinage:* Surcharge A:

$$F_A = 16633 \text{ daN} \quad (\text{pour 5 poutres sur 2 appuis chacune donc 10 appuis})$$

$$\text{effort qui revient à chaque appui: } F = \frac{F_A}{10} = 1663,3 \text{ daN}$$

* Surcharge Bc:

$$F_{Bc} = 30 \text{ KdaN} \quad \text{soit } F = \frac{F_{Bc}}{10} = 3 \text{ KdaN} \quad \text{par appui.}$$

Dilatation:

L'allongement est pris égal au $3/10 \text{ mm/ml}$

$$\text{soit par appui: } \frac{29}{2} \times \frac{3}{10} = 4,35 \text{ mm/ml}$$

Effort dû au séisme:

On prend, toujours, pour cisailier de appuis et appuis. La composante horizontale est prise égale à $H = \frac{1}{10} (CP + CCP)$

$$\text{soit: } H = 4,7125 \text{ KdaN}$$

Rotations:

$$\varphi = \frac{\sum P_i a_i (l - a_i) (2l - a_i)}{6EI l}$$

a/ Sous Bc min:

$$a_1 = 27,5 \text{ m}; \quad a_2 = 23 \text{ m}$$

$$\varphi = \frac{12 \cdot 10^3 \cdot 27,5 [(29 - 27,5)(2 \times 29 - 23)] + 6 \cdot 10^3 \cdot 23 [(29 - 23)(2 \times 29 - 23)] \cdot 10^4}{6 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 9464173 \times 29}$$

$$\varphi = 0,127 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

b/ Sous CP:

$$q = 13,644 \text{ KdaN/ml}$$

$$\varphi = \frac{q l^3}{24EI} = \frac{13644 \cdot 2900^3}{24 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 3763252} = 17,5 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

c/ Soup CCP:

$$q = 2,607 \text{ KdaN/ml}$$

$$\varphi = \frac{ql^3}{24EI} = \frac{2607 \times 2900^3 \cdot 10^{-2}}{24 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 6950113} = 1,815 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

d/ Soup surcharge A:d1/ 1 voie chargée:

$$q = 3,077 \text{ KdaN/ml}$$

$$\varphi = \frac{ql^3}{24EI} = \frac{3077 \cdot 10^{-2} \cdot 2900^3}{24 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 9464173} = 1,57 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

d2/ 2 voies chargées:

$$q = 6,154 \text{ KdaN/ml}$$

$$\varphi = \frac{ql^3}{24EI} = 3,14 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

d3/ 3 voies chargées:

$$q = 9,23 \text{ KdaN/ml}$$

$$\varphi = \frac{ql^3}{24EI} = 4,72 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

d4/ 4 voies chargées:

$$q = 12,308 \text{ KdaN/ml}$$

$$\varphi = \frac{ql^3}{24EI} = 6,29 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

e/ Soup des surcharges de trottoir:e1/ 1 trottoir chargé:

$$q = 0,325 \text{ KdaN/ml} \quad \varphi = \frac{ql^3}{24EI} = 0,166 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

e2/ 2 trottoirs chargés:

$$\varphi = 2 \times 0,166 \cdot 10^{-3} = 0,332 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

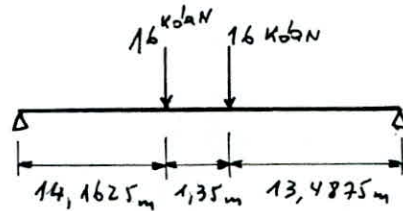
f/ Soup MC120:

$$\varphi = \frac{Pl^2}{16EI} = \frac{110 \cdot 10^3 \cdot 2900^2}{16 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 9464173} = 2,91 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

g/ Sous B_L :

$$a_1 = 14,1625 \text{ m}$$

$$a_2 = 15,5125 \text{ m}$$



g1/ Cas d'un tandem:

$$\varphi = \frac{\sum P_i a_i (l - a_i)(2l - a_i)}{6EI l}$$

$$\varphi = 0,837 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

g2/ Cas de 2 tandems:

$$\varphi = 2 \times 0,837 \cdot 10^{-3} = 1,675 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

h/ Sous la surcharge D:

$$\varphi = \frac{1 \cdot 1 \cdot D \cdot l^2}{16EI} = \frac{240 \cdot 10^3 \cdot 2900^2}{16 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 9464173} = 6,34 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

i/ Sous B_C :

$$a_1 = 6,775 \text{ m}$$

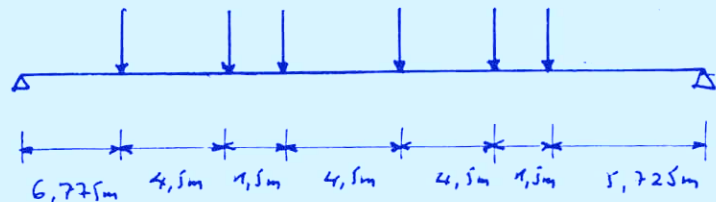
$$a_2 = 11,275 \text{ m}$$

$$a_3 = 12,775 \text{ m}$$

$$a_4 = 17,275 \text{ m}$$

$$a_5 = 21,775 \text{ m}$$

$$a_6 = 23,275 \text{ m}$$



i1/ Cas d'un convoi:

$$\varphi = \frac{1}{6EI l} \left[\sum P_i a_i (l - a_i)(2l - a_i) \right] = 1,35 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

i2/ Cas de 2 convois:

$$\varphi = 2,71 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

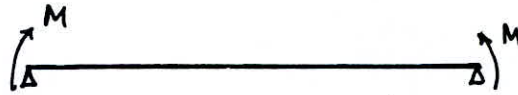
i3/ Cas de 3 convois:

$$\varphi = 4,06 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

i4/ Cas de 4 convois:

$$\varphi = 5,419 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

j) Rotation due au retrait:



$$\varphi_A = \frac{1}{3} \frac{M_n l}{EI}$$

$$\varphi_B = \frac{M_n l}{6EI}$$

$$M_n = W \varphi_b = 34654 \times 56 = 1940624 \text{ daNcm}$$

$$\varphi = \varphi_A + \varphi_B$$

$$\varphi = \frac{M_n l}{EI} \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{6} \right) = \frac{M_n l}{2EI} = \frac{1940624 \times 2900}{2 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 7630346} = 0,18 \cdot 10^3 \text{ rad}$$

Tableau récapitulatif.

Charges	coeff. de répartition	R (Kdov)	$\varphi (10^3 \text{nd})$	δ	coeff de Pondération	R (Kdov) Pmaj pond	$\varphi (10^3 \text{nd})$ Pmaj pond	
CP	0,2	39,56	3,5	1	1	39,56	3,5	
CCP	0,2	7,56	0,36	1	1	7,56	0,36	
A	1voies	0,5	22,3	0,785	1	1,2	26,76	0,94
	2voies	0,4	35,68	1,25	1	1,2	42,81	1,5
	3voies	0,3	40,14	1,41	1	1,2	48,17	1,69
	4voies	0,2	35,69	1,26	1	1,2	42,83	1,51
B _c	1voies	0,5305	28,9	0,716	1,114	1,2	38,63	0,96
	2voies	0,4611	46,06	1,25	1,114	1,2	46,06	1,67
	3voies	0,3916	50,67	1,53	1,114	1,2	67,73	2,12
	4voies	0,3222	46,8	1,74	1,114	1,2	62,56	2,32
B _c min	0,5305	14,92	0,067	1,114	1,2	19,94	0,089	
B _e	1tandem	0,5166	16,14	0,43	1,114	1,2	21,57	0,57
	2tandem	0,4333	27,08	0,72	1,114	1,2	36,20	0,96
Surcharge D	0,4055	66,11	2,57	1	1,2	79,33	3,08	
Surcharge Merza	0,4805	47,29	1,39	1,092	1,2	61,96	1,82	
fretrait	1fretrait	0,66	3,11	0,11	1	1,2	3,73	0,13
	2fretrait	0,2	1,88	0,07	1	1,2	2,25	0,08
Re trait	0,2		0,036	1	1		0,036	

Dimensionnement de l'appareil d'appui:

On fixe des dimensions normalisées suivant les exigences de la compression et ensuite, on procède aux vérifications nécessaires.

$$\sigma_m = \frac{N}{ab} ; \quad N = R_{cp} + R_{ccp} + R_{Surch.max} + R_{trottoir}$$

$$N = 39,56 + 7,56 + 79,33 + 3,73 = 130,24 \text{ kdaN}$$

$$\sigma_m \leq 150 \text{ bar} \Rightarrow ab = \frac{N}{\sigma_m} \geq \frac{N}{150} = \frac{130,24 \cdot 10^3}{150} = 868,26 \text{ cm}^2$$

$$a = 30 \text{ cm} ; \quad b = 50 \text{ cm} ; \quad t = 1,2 \text{ cm} ; \quad n = 5 ; \quad T = nt = 6 \text{ cm}$$

$$t_A \geq \frac{a}{\beta} \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \quad (\sigma_e = 2400 \text{ bar})$$

$$\beta = \frac{ab}{2t(a+b)} = \frac{30 \times 50}{2 \times 1,2(30+50)} = 7,8125$$

$$\sigma_m = \frac{N}{ab} = \frac{130,24 \cdot 10^3}{30 \times 50} = 86,82 \text{ bar}$$

$$\text{donc } t_A \geq \frac{30}{7,8125} \cdot \frac{86,82}{2400} = 0,14 \text{ cm} \quad \text{soit } t_A = 0,2 \text{ cm}$$

Condition de non flambement:

$$T \leq \frac{a}{5} \quad \text{et vérifier } T \geq \frac{a}{10} \quad (T = 6 \text{ cm})$$

Charge	N (dan)	σ_m (bar)	σ_N (bar)
CP	39560	26,37	5,06
CCP	7560	5,04	0,96
A 3voies	48170	32,11	6,16
B _c 3voies	67730	45,15	8,67
Me120	61960	41,30	7,93
D	79330	52,88	10,15
Surcharge de trottoir	3730	2,48	0,47
B _c min	19940	13,29	2,55

Contrainte due à CP+CCP+ surcharge max + surcharge de trottoir

$$\sigma_m = 26,37 + 5,04 + 52,88 + 2,48 = 86,77 \text{ bar}$$

$$\sigma_N = 5,06 + 0,96 + 10,15 + 0,47 = 16,64 \text{ bar}$$

Contrainte de distorsion due au freinage.

a/ Freinage A:

$$F_A = 1663,3 \text{ dan} \quad \text{tg } \gamma = \frac{F_A}{2G a b} = \frac{1663,3}{2 \cdot 8 \cdot 30 \cdot 50} = 0,07$$

$$\sigma_{HA} = 2G \text{tg } \gamma = 2 \times 8 \times 0,07 = 1,12 \text{ bar}$$

$$U_A = T \text{tg } \gamma = 6 \times 0,07 = 0,42 \text{ cm}$$

b/ Freinage B_c:

$$F_{B_c} = 3000 \text{ dan} \quad \text{tg } \gamma = \frac{F_{B_c}}{2G a b} = \frac{3000}{2 \cdot 8 \cdot 30 \cdot 50} = 0,125$$

$$\sigma_{HB_c} = 2G \text{tg } \gamma = 2 \times 8 \times 0,125 = 2 \text{ bar}$$

$$U_{B_c} = T \text{tg } \gamma = 6 \times 0,125 = 0,75 \text{ cm}$$

c/ Seisme:

$$F_{SI} = 4712,5 \text{ daN}$$

$$\text{tg } \gamma = \frac{4712,5}{2 \times 8 \times 30 \times 50} = 0,196$$

$$H_{SI} = 2 G \text{tg } \gamma = 2 \times 8 \times 0,196 = 3,136 \text{ bar}$$

$$s_{SI} = T \text{tg } \gamma = 6 \times 0,196 = 1,176 \text{ cm}$$

Torsion de rotation:

nt: φ : Angle de rotation de la poutre principale

V: distance de la fibre la plus sollicitée à l'axe neutre de la section mixte

U: distorsion $U = V \times \varphi$

G: (module d'élasticité transversal ($G = 8 \text{ bar}$))

$$6 \text{ cm}; \text{tg } \gamma = \frac{U}{T}; \quad \varepsilon_H = G \text{tg } \gamma; \quad H = ab \varepsilon_H$$

	charge	V (cm)	φ (rad)	U (cm)	tg γ	ε_H (bar)	H (daN)
0	CP	80,83	3,5	0,283	0,047	0,376	564
8	CCP	115,93	0,36	0,042	0,007	0,056	84
5	Retrait	120,25	0,036	0,004	0,0007	0,0056	8,4
5	dilatation	120,25		0,435	0,072	0,576	864
5	A 3voies	143,38	1,69	0,242	0,0403	0,322	483
	Bc 3voies	143,38	2,12	0,304	0,0506	0,405	607,5
5	Bt 2tandem	143,38	0,96	0,137	0,023	0,184	276
5	Mc120	143,38	1,82	0,261	0,0435	0,348	522
5	D	143,38	3,08	0,441	0,073	0,584	876
u	trahitior	143,38	0,13	0,018	0,003	0,024	36
6	Bc min	143,38	0,089	0,013	0,002	0,016	24

$$\varepsilon_{H \max} = \varepsilon_{HCP} + \varepsilon_{HCCP} + \varepsilon_{H \text{ retrait}} + \varepsilon_{H \text{ dil}} + \varepsilon_{H \text{ sur. max}} + \varepsilon_{H \text{ trahit.}}$$

$$\varepsilon_{H \max} = 1,622 \text{ bar}$$

Combinaison des rotations:

- Rotation pour tenir compte des défauts de montage : $\varphi_0 = 3 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$

$$1/ \varphi_{cp} + \varphi_{ccp} + \varphi_0 + \varphi_D + \varphi_{trattoir} = \varphi_{1T} = 10,07 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

$$2/ \varphi_{cp} + \varphi_{ccp} + \varphi_0 + \varphi_{Bcmax} + \varphi_{trattoir} = \varphi_{2T} = 9,31 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

$$3/ \varphi_{cp} + \varphi_{ccp} + \varphi_0 + \varphi_{Bcmin} = \varphi_{3T} = 6,949 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

Contraintes sous l'effet des rotations φ_{iT} (d'après SETRA)

$$\varepsilon_{\varphi_1} = \frac{G}{2} \cdot \left(\frac{a}{t}\right)^2 \cdot \frac{\varphi_{1T}}{\eta} = \frac{8}{2} \cdot \left(\frac{30}{1,2}\right)^2 \cdot \frac{10,07 \cdot 10^{-3}}{5} = 5,035 \text{ bar}$$

$$\varepsilon_{\varphi_2} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t}\right)^2 \frac{\varphi_{2T}}{\eta} = 4,655 \text{ bar}$$

$$\varepsilon_{\varphi_3} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t}\right)^2 \frac{\varphi_{3T}}{\eta} = 3,4745 \text{ bar}$$

Limitation des contraintes de cisaillement:

$$- \varepsilon = \varepsilon_N + \varepsilon_H + \varepsilon_{\varphi} \leq 5G$$

$$\varepsilon = 16,64 + 1,622 + 5,035 = 23,3 < 5 \times 8 = 40 \text{ bars OK}$$

$$- \varepsilon_{H_1} \leq 0,5G \quad (\text{Déformation lente})$$

$$\varepsilon_{H_1} = \varepsilon_H (cp + ccp + retrait + dilatation) = 0,376 + 0,056 + 0,0056 + 0,576 = 1,0136 \text{ bar}$$

$$\varepsilon_{H_1} = 1,0136 \text{ bar} < 0,5 \times 8 = 4 \text{ bar OK}$$

$$- \varepsilon_H \leq 0,7G$$

$$\varepsilon_H = \varepsilon_{H_1} + \frac{1}{2} \varepsilon_{H_2} \quad (\text{Déformation lente + rapide})$$

$$\text{avec } \varepsilon_{H_2} = \frac{H_2}{ab} \quad (H_2: \text{effort dû au freinage})$$

$$\varepsilon_H = 1,0136 + \frac{1}{2} \cdot \frac{3000}{30 \cdot 50} = 2,0136 < 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ bar OK}$$

- Vérification tenant compte du séisme:

$$\varepsilon_H \leq 0,7G$$

$$\varepsilon_H = \varepsilon_{H_1} + \varepsilon_{H_4} \quad \text{avec } \varepsilon_{H_4} = \frac{1}{2} \frac{H_4}{ab}$$

$$\text{avec } H_4 = F_{Bc} + F_{SI} \quad (\text{freinage } Bc + \text{séisme})$$

$$\sigma_{H4} = \frac{1}{2} \cdot \frac{3000 + 4712,5}{30 \times 50} = 2,57 \text{ bar}$$

$$\sigma_H = 1,0136 + 2,57 = 3,5836 \text{ bar} < 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ bar} \quad \text{OK}$$

Condition de non cheminement et de non glissement:

a/ $\sigma_{\min} \geq 20 \text{ bar}$ (non glissement entre plaques)

b/ $H \leq f N_{\min}$ (non cheminement de l'apais : documents CiPEC)

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b}$$

$$N_{\min} = N_{cp} + N_{ccp} + N_{ocmin} = 39,56 + 7,56 + 19,94 = 67,06 \text{ kdaN}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{67,06 \cdot 10^3}{30 \times 50} = 44,7 \text{ bar} \geq 20 \text{ bar}$$

Donc la condition de non glissement entre plaques est vérifiée.

$$f = 0,12 + \frac{0,2}{\sigma_{\min}} = 0,12 + \frac{0,2}{44,7} = 0,12447$$

$$fN = 0,12447 \times 67,06 \cdot 10^3 = 8347,2 \text{ daN}$$

$$H_4 = 3000 + 4712,5 = 7712,5 \text{ daN} < fN$$

Donc la condition de non glissement est vérifiée.

Condition de non-soulèvement:

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \left(\frac{t}{a}\right)^2 \frac{\sigma_m}{G} \quad \text{avec} \quad \alpha_t = \frac{\varphi_T}{n}$$

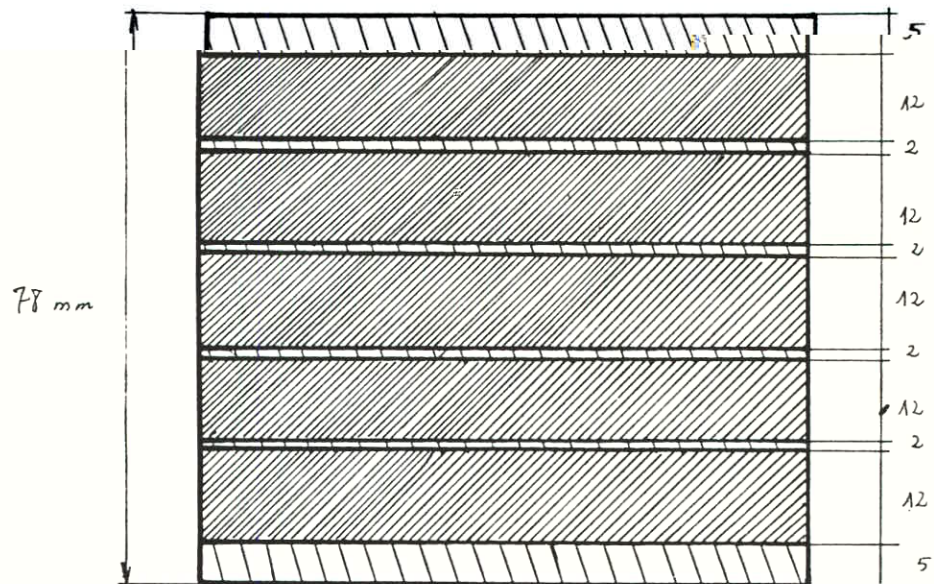
$$\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)} = 7,8125$$

$$\alpha_{t_1} = \frac{\varphi_{1T}}{n} = \frac{10,07 \cdot 10^{-3}}{5} = 2,014 \cdot 10^{-3} \text{ rd} \leq \frac{3}{7,8125} \cdot \left(\frac{1,2}{30}\right)^2 \cdot \frac{86,77}{8} = 6,6 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\alpha_{t_2} = \frac{\varphi_{2T}}{n} = \frac{9,31 \cdot 10^{-3}}{5} = 1,862 \cdot 10^{-3} \text{ rd} \leq \frac{3}{7,8125} \cdot \left(\frac{1,2}{30}\right)^2 \cdot \frac{79,04}{8} = 6,07 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\alpha_{t_3} = \frac{\varphi_{3T}}{n} = \frac{6,95 \cdot 10^{-3}}{5} = 1,39 \cdot 10^{-3} \text{ rd} \leq \frac{3}{7,8125} \cdot \left(\frac{1,2}{30}\right)^2 \cdot \frac{44,7}{8} = 3,43 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

Donc la condition de non-soulèvement est satisfaite.



$$a = 30 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

ETUDE DE LA FONDATION

La fondation prévue est une fondation sur pieux forés tubés.

Ces pieux sont mis en oeuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc..., sous protection d'un tubage dont la base est toujours située au dessous du fond de forage. Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration, ou forcé avec levoirement au fur et à mesure de l'avancement du forage. Le forage est rempli partiellement ou totalement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1m sous le niveau du béton, sauf au niveau de la côte d'arête.

Détermination de la force portante admissible d'un pieu:

1/ Force portante déduite de la résistance du sol

11/ Pieu résistant par la pointe:

$$Q_p = \pi R^2 (\gamma D N_q + 0,6 \gamma R N_\gamma) + 2\pi R h f_s$$

R: rayon du pieu $R = 0,6 \text{ m}$

$$\gamma = 1,8 \text{ g/cm}^3 \quad ; \quad \varphi = 15^\circ \rightarrow N_q = 3,94 ; N_\gamma = 2,33$$

D = 30 m (profondeur du pieu)

$$h = 3\phi = 3 \times 2R = 3,6 \text{ m}$$

$$f_s = \left(D - \frac{h}{2}\right) \text{tg } \varphi = 7,556$$

$$Q_p = 1181,26 \text{ kdaN}$$

12/ Pieu flottant:

$$Q_f = 2\pi RL (\gamma Z + q) K \text{tg } \varphi + c \cdot 2\pi RL$$

$$c = 0,7 \text{ bar} ; \quad q = 0 ; \quad Z = 30 \text{ m} ; \quad L = 3,6 \text{ m}$$

$$Q_f = 706,3 \text{ kdaN}$$

$$\text{En définitif, on a: } Q_n = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2} = 746,9 \text{ kdaN}$$

	H (m)	q_c (t/m ²)	α_s	α_p	α_f	f_u (t/m ²)
h_1	6	150	60	0,5	0,85	2,13
h_2	7	130	60	0,5	0,85	1,84
h_3	5	50	60	0,5	0,85	0,71
h_4	3	150	60	0,5	0,85	2,13
h_5	2	250	60	0,5	0,85	3,54
h_6	9,5	550	60	0,5	0,85	5,0

$$Q_F = p \cdot \sum_{i=1}^n f_{u_i} \times h_i$$

f_{u_i} : frottement unitaire mobilisable dans la couche i

h_i : épaisseur de la couche i

p : périmètre du pieu

$$f_u = \alpha_f \cdot \frac{q_c}{\alpha_s}$$

avec : α_f : coefficient fonction du pieu $\alpha_f = 0,85$

α_s : coefficient fonction de la nature du sol $\alpha_s = 60$ pour l'argile

q_c : résistance de pointe au pénétromètre statique dans la couche i

En définitif on a : $Q_N = 300 \text{ kdaN}$ à 30 m de profondeur

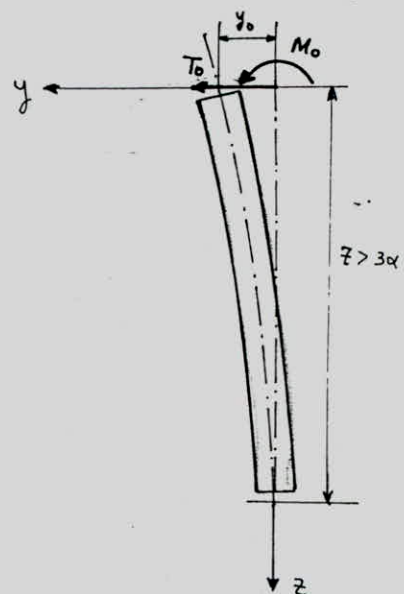
3/ Reprise des efforts horizontaux par les fondations sur pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer par l'équation différentielle du 4^e ordre : $EI \frac{d^4 y}{dz^4} + Cby = 0$

b : diamètre du pieu

I : inertie de la section

E : module d'élasticité du matériau



La résolution de cette équation met en évidence un coefficient constant appelé longueur élastique et est défini par : $\alpha = \left(\frac{4EI}{c_6}\right)^{\frac{1}{4}}$

Pratiquement on constate que la partie du pieu située à $z > 3\alpha$, n'est pas sollicitée si la flexion due à l'effort horizontal en tête et aux moments de flexion le déplacement est pratiquement nul

$$M(z) = T_0 \alpha \left(e^{-\frac{z}{\alpha}} \sin \frac{z}{\alpha} \right) : \text{moment à la cote } z \text{ dû à l'effort } T_0$$

$$M(z) = M_0 e^{-\frac{z}{\alpha}} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \cos \frac{z}{\alpha} \right) : \text{moment à la cote } z \text{ dû au moment } M_0$$

Sous l'action de M_0 et T_0 , on aura :

$$M(z) = T_0 \alpha e^{-\frac{z}{\alpha}} \sin \frac{z}{\alpha} + M_0 e^{-\frac{z}{\alpha}} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \cos \frac{z}{\alpha} \right)$$

$$M(z) = T_0 \alpha e^{-\frac{z}{\alpha}} \left[\sin \frac{z}{\alpha} + \frac{M_0}{T_0 \alpha} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \cos \frac{z}{\alpha} \right) \right]$$

$$T(z) = \frac{dM(z)}{dz} = T_0 e^{-\frac{z}{\alpha}} \left[\cos \frac{z}{\alpha} - \left(1 + 2 \frac{M_0}{T_0 \alpha} \right) \sin \frac{z}{\alpha} \right]$$

$$T(z) = 0 \text{ pour } M(z) = M_{\max}$$

$$\cos \frac{z}{\alpha} = \left(1 + \frac{2M_0}{T_0 \alpha} \right) \sin \frac{z}{\alpha}$$

$$\Rightarrow \operatorname{tg} \frac{z}{\alpha} = \frac{1}{1 + \frac{2M_0}{T_0 \alpha}}$$

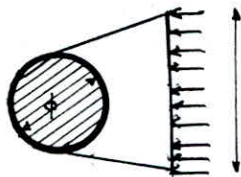
$$\text{d'où la cote } z : \quad z = \alpha \operatorname{arctg} \frac{1}{1 + \frac{2M_0}{T_0 \alpha}}$$

Application numérique :

$$I = \frac{\pi \phi^4}{64} = \frac{\pi \cdot 1,2^4}{64} = 0,1018 \text{ m}^4 ; c = 750$$

$$E = 2 \cdot 10^6 \text{ KdaN/m}^2 : \text{module d'élasticité du béton}$$

$$b' : \text{largeur apparente du pieu} \quad b' = 1,5 \times 1,2 = 1,8 \text{ m}$$



$$\text{donc } \alpha = 4,96 \text{ m}$$

$$T_0 = 50,396 \text{ kdaN}$$

$$M_0 = 206,62 \text{ mKdaN}$$

$$\frac{M_0}{\alpha T_0} = \frac{206,62}{4,96 \times 50,396} = 0,826$$

$$e^{-\frac{z}{\alpha}} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \frac{M_0}{\alpha T_0} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \cos \frac{z}{\alpha} \right) \right) = 0,98 \quad \left(\text{valeur tirée de la courbe } C_1 = f(\beta) \right. \\ \left. \text{fondations profondes page 116} \right)$$

Pour le calcul des déplacements, on a :

$$y(z)_{T_0} = \frac{2 T_0}{\alpha c b'} e^{-\frac{z}{\alpha}} \cos \frac{z}{\alpha} \quad \text{sous l'effet de } T_0$$

$$y(z)_{M_0} = \frac{2 M_0}{\alpha^2 c b'} e^{-\frac{z}{\alpha}} \left(\cos \frac{z}{\alpha} - \sin \frac{z}{\alpha} \right) \quad \text{sous l'effet de } M_0$$

Sous l'action de M_0 et T_0 , le déplacement en tête du pieu pour $z=0$

$$y_0(T_0, M_0) = \frac{2}{\alpha c b'} \left(T_0 + \frac{M_0}{\alpha} \right) = 2,75 \text{ cm}$$

ETUDE DE LA PILE

Presentation:

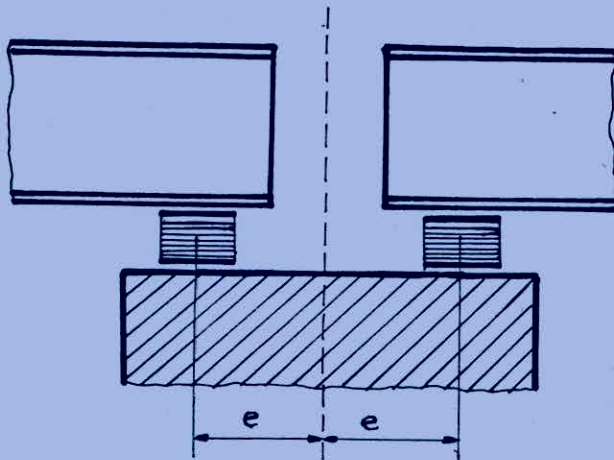
La pile est constituée de 2 fûts cylindriques, surmontés d'un chevêtre reposant sur une semelle. Elle est ancrée dans le sol au moyen d'une fondation profonde. Les poutres principales reposent sur les dés d'appuis qui sont fixés au chevêtre. Ce dernier sert au verinage du tablier au moment de sa mise en place et pendant les opérations de changement d'appareils d'appui. Il est aussi un support des efforts horizontaux dus aux actions accidentelles du système et aux efforts de freinage.

Verification de la stabilité de la pile:

element	Dimensions	P (KobN)
Tablier		471,3
dés d'appuis	$(1,9 \times 0,8) (31,5 + 37,7 + 43,9 + 50,7 + 56,2) \cdot 10^2$	8,36
Chevêtre	$1,25 \times 19,6 \times 2,5$	153,125
Fûts	$2\pi \left(\frac{2^2}{4} - \frac{1,3^2}{4} \right) \times 7$	63,5
Semelle	$20,4 \times 6,4 \times 1,5 \cdot 1,5$	489,6
Buté parasismique	$(86,2 + 67,7) \cdot 10^2 \times 3,2 \times 0,4$	4,925
TOTAL		1190,81

Efforts dus aux surcharges d'exploitation:

On envisage tous les cas possibles de chargement, et on calculera dans chaque cas, l'effort normal (N) et le moment dans le sens longitudinal (M_L) qui est dû à l'excentrement de l'appareil d'appui par rapport à l'axe du chevet. Cet excentrement est schématisé ci-dessous.



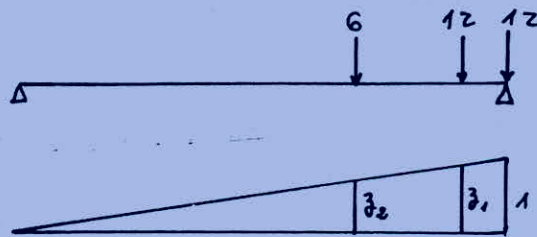
$$e = 33 \text{ cm}$$

$$N \cdot e = M_L$$

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 et le point d'application de la résultante de surcharge considérée.

Calcul des sollicitations dues à B_{min} ; freinage B_c ; freinage A :

a) B_{min} :



$$\frac{z_1}{27,5} = \frac{1}{23} \rightarrow z_1 = 0,948$$

$$\frac{z_2}{23} = \frac{1}{23} \rightarrow z_2 = 0,793$$

$$T = \sum P_i z_i = 28,134 \text{ kdaN} \quad \text{donc} \quad T_{B_{\text{min}}} = 1,2 \cdot 28,134 = 6_c \cdot T$$

$$T_{B_{\text{min}}} = 33,76 \text{ kdaN}$$

b/ Freinage B_c:

On considère que chaque essieu développe une force de freinage, et pour un ensemble de camions, un seul développe la force de freinage.

Chaque essieu d'un camion du système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions B_c que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

Bon le freinage B_c est : $F_{nB_c} = 30 \text{ kdaN}$

Mais comme on a une pile donc appui intermédiaire, on prend $F_{nB_c} = \frac{30}{2} = 15 \text{ kdaN}$

c/ Freinage A: cas d'une travée chargée:

$$F_A = \frac{A}{20 + 0,0035S} \quad : \text{force unitaire c'est à dire force de freinage développée par la surcharge A par m}^2 \text{ de tablier}$$

$$A = 854,74 \text{ daN/m}^2$$

$$S = l_A \cdot L = 14,4 \times 29 = 417,6 \text{ m}^2$$

$$F_A = \frac{854,74}{20 + 0,0035 \cdot 417,6} = 39,83 \text{ daN/m}^2$$

$$F_{A_{1t}}^{\circ} = F_A \cdot S = 39,83 \times 417,6 = 16631 \text{ daN}$$

d/ Freinage A: cas de 2 travées chargées:

$$A = 542,71 \text{ daN/m}^2$$

$$S = 835,2 \text{ m}^2$$

$$F_A = \frac{542,71}{20 + 0,0035 \cdot 835,2} = 23,675 \text{ daN/m}^2$$

$$F_{A_{2t}}^{\circ} = F_A \cdot S = 23,675 \times 835,2 = 19773 \text{ daN}$$

UNE TRAVEE CHARGEE

Surcharges		N (kdan)	H (kdan)	d (m)	Mt (mkdan)	e (m)	Ml (mkdan)
Surcharge A	1 voie	44,62	/	5,4	240,95	0,33	14,725
	2 voies	89,25	/	3,6	321,3	0,33	29,45
	3 voies	133,87	/	1,8	240,966	0,33	44,18
	4 voies	178,495	/	0	0	0,33	58,90
Freinage A			8,3155	/	/	14,4	119,74
Surcharge BC	1 voie	54,49	/	5,95	324,215	0,33	17,98
	2 voies	99,89	/	4,7	469,483	0,33	32,96
	3 voies	129,41	/	3,45	446,46	0,33	42,7
	4 voies	145,3	/	2,2	319,66	0,33	47,95
Freinage BC			15	/	/	14,4	216
BC min		33,76	/	5,95	200,88	0,33	11,14
Surcharge Bt	1 tandem	31,25	/	5,7	178,125	0,33	10,31
	2 tandems	62,51	/	4,2	262,54	0,33	20,62
Surcharge D		163,03	/	3,7	603,211	0,33	53,8
Surcharge Mc120		98,43	/	5,05	497,07	0,33	32,48
trottoir	1 trottoir	4,71	/	8,28	39,014	0,33	1,55
	2 trottoirs	9,42	/	0	0	0,33	3,11

DEUX TRAVEES CHARGEES

Surcharge		N (kdaN)	H (kdaN)	d (m)	Mt (mKdaN)	e (m)	Mt (mKdaN)
	1 voie	56,66		5,14	295,9564		0
Surcharge A	2 voies	113,32		3,6	407,952		0
	3 voies	169,98		1,8	305,964		0
	4 voies	226,635		0	0		0
	Freinage A			9,8865			10,41
Surcharge BC	1 voie	49,134		5,95	292,35	0,33	16,21
	2 voies	98,268		4,7	461,86	0,33	32,43
	3 voies	147,402		3,45	508,54	0,33	48,64
	4 voies	196,536		2,2	432,38	0,33	64,86
	Freinage BC			15			

Combinaison des efforts

On envisagera toutes les combinaisons possibles.

COMBINAISONS	N (kdaN)	M _q (m kdaN)	M _t (m kdaN)
CP + A _{4v,2t} + 2 trottoirs _{2t} + F _r (A)	1485,38	170,832	0
CP + A _{4v,2t} + 1 trottoirs _{2t} + F _r (A)	1474,08	170,832	93,6
CP + B _c _{4v,2t} + 2 trottoirs _{2t} + F _r (B _c)	1449,26	337,032	518,86
CP + B _c _{3v,2t} + 2 trottoirs _{2t} + F _r (B _c)	1390,3	317,568	610,25
CP + B _c _{4v,2t} + 1 trottoir _{2t} + F _r (B _c)	1437,96	337,032	612,456
CP + B _c _{4v,2t} + 1 trottoir _{1t} + F _r (B _c)	1370,82	318,6	430,41
CP + B _c _{3v,1t} + 2 trottoirs _{1t} + F _r (B _c)	1357,41	314,172	535,752
CP + B _c _{4v,1t} + 2 trottoirs _{1t} + F _r (B _c)	1376,47	320,472	383,59
CP + B _c _{3v,1t} + 1 trottoir _{1t} + F _r (B _c)	1351,75	312,3	582,57
CP + B _c min + 1 trottoir _{2t} + F _r (B _c)	1242,626	259,2	334,656
CP + B _c min + 2 trottoir _{2t} + F _r (B _c)	1253,93	259,2	241,056
CP + D + 2 trottoir _{2t}	1409	0	723,852
CP + D + 1 trottoir _{2t}	1397,75	0	817,45
CP + D + 2 trottoir _{1t}	1397,75	68,29	723,852
CP + D + 1 trottoir _{1t}	1392,1	66,42	770,67
CP + M _{c120} + 2 trottoir _{2t}	1361,966	0	750,168
CP + M _{c120} + 1 trottoir _{2t}	1350,662	0	843,768
CP + M _{c120} + 2 trottoir _{1t}	1350,662	42,71	596,484
CP + M _{c120} + 1 trottoir _{1t}	1345,01	40,836	643,3

On a donc les combinaisons les plus défavorables :

$$\textcircled{1} \quad CP + A_{4v,2t} + 2 \text{ trottoirs}_{2t} + Fr(A)$$

$$N = 1485,38 \text{ KdaN}$$

$$M_p = 170,832 \text{ mKdaN}$$

$$M_t = 0$$

$$\textcircled{2} \quad CP + B_{4v,2t} + 2 \text{ trottoirs}_{2t} + Fr(B_c)$$

$$N = 1449,26 \text{ KdaN}$$

$$M_p = 337,032 \text{ mKdaN}$$

$$M_t = 518,86 \text{ mKdaN}$$

$$\textcircled{3} \quad CP + M_{c120} + 1 \text{ trottoir}_{2t}$$

$$N = 1350,662 \text{ KdaN}$$

$$M_p = 0$$

$$M_t = 843,768 \text{ mKdaN}$$

Les efforts qui en découlent de ces 3 combinaisons servent à calculer la réaction maximale sur le fieu (F_{max})

Par contre, pour déterminer la réaction minimale sur le fieu (F_{min}), on doit considérer la combinaison suivante :

$$\textcircled{4} \quad CP + B_{cmin} + 2 \text{ trottoirs}_{2t} + Fr(B_c)$$

$$N = 1253,93 \text{ KdaN}$$

$$M_p = 259,2 \text{ mKdaN}$$

$$M_t = 241,056 \text{ mKdaN}$$

On déterminera aussi les moments M_{p1} et M_{p2} respectivement longitudinal et transversal

$$\text{avec } M_p^2 = M_{p1}^2 + M_{p2}^2 \quad ; \quad M_{p1} = M_p \cos \theta \quad ; \quad M_{p2} = M_p \sin \theta$$

On considérera les moments M_{p1} et $M_{t1} = M_t + M_{p2}$ pour déterminer

les réactions F_{max} et F_{min} sur le fieu.

$$\theta = 78,956 \text{ grade} \quad : \quad \text{biais à l'appui 11}$$

Combinaison	M_{D1} (en kdaN)	M_{D2} (en kdaN)	M_{D3} (en kdaN)	M_{D4} (en kdaN)	M_{D5} (en kdaN)
① CP + $A_{4v, zt} + 2 trottoir_{zt} + F_r(A)$	170,832	0	161,58	55,45	161,58
② CP + $B_{c4v, zt} + 2 trottoir_{zt} + F_r(B_c)$	337,032	518,86	318,78	109,39	837,64
③ CP + $M_{c120} + 1 trottoir_{zt}$	0	843,768	0	5	843,77368
④ CP + $B_{emin} + 2 trottoir_{zt} + F_r(B_c)$	253,2	241,056	245,17	84,13	486,226

Determination de F_{max} et F_{min} :

$$F = \frac{N}{L} + \left[\frac{M_y x_i}{I_x} + \frac{M_x y_i}{I_y} \right] \Omega \quad ; \text{ flexion déviée}$$

N : nombre de pieux

I_y : moments d'inertie du groupe de pieux calculés respectivement à partir des axes Ox et Oy

M_x : moments provenant des appuis sur les axes Ox, Oy

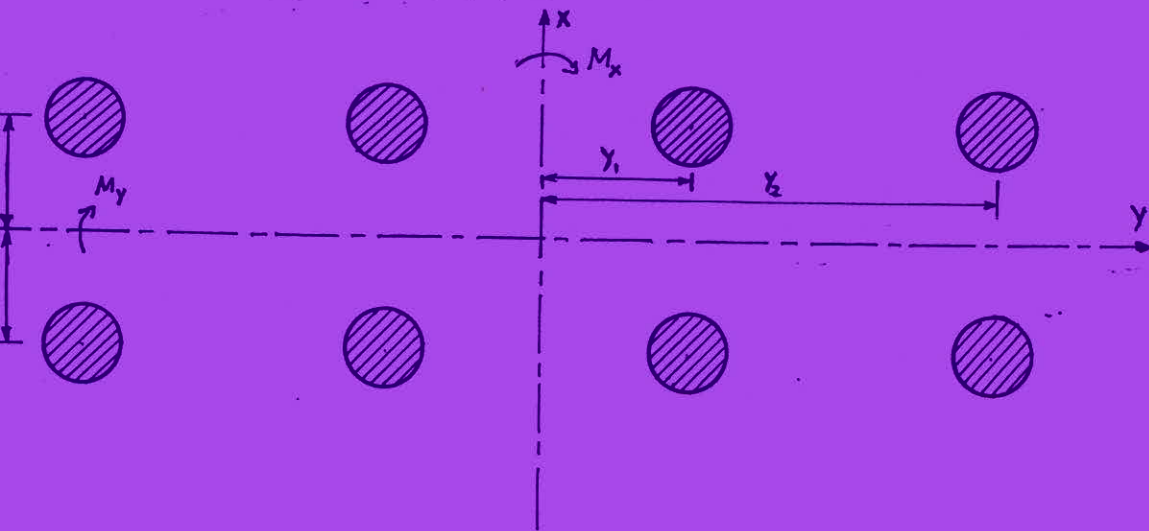
Ω : section d'un pieu.

hypothèses:

la déformation pieu semelle est proportionnelle à la charge

la semelle est infiniment rigide

les pieux sont identiques et encastres dans la semelle.



$$X_1 = 2,6 \text{ m} ; Y_1 = 2,5835 \text{ m} ; Y_2 = 7,7505 \text{ m}$$

$$I_x = I_{x_1} + I_{x_2} = 4 \Omega (Y_1^2 + Y_2^2)$$

$$\Omega = \pi \frac{\phi^2}{4} = 1,13 \text{ m}^2$$

$$I_x = 4 \times 1,13 (2,5835^2 + 7,7505^2) = 301,67 \text{ m}^4$$

$$I_y = 8 \Omega X_1^2 = 8 \times 1,13 \times 2,6^2 = 61,11 \text{ m}^4$$

Recherche de F_{\max} et F_{\min} revenant à un pieu.

① : CP + A_{4v,2t} + 2 trottoirs_{2t} + F_r(A) :

$$N = 1485,38 \text{ KdaN}$$

$$M_x = M_{t_1} = 161,58 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = M_{l_1} = 55,45 \text{ mKdaN}$$

$$F_{\text{max}} = \frac{N}{n} + \left(\frac{M_y X_1}{I_y} + \frac{M_x Y_1}{I_x} \right) \Omega$$

$$F_{\text{max}} = \frac{1485,38}{8} + \left(\frac{55,45 \times 2,6}{61,11} + \frac{161,58 \times 7,7505}{301,67} \right) \times 1,13 = 193,03 \text{ KdaN}$$

② : CP + B_{c4v,2t} + 2 trottoirs_{2t} + F_r(B_c) :

$$N = 1449,26 \text{ KdaN}$$

$$M_x = M_{t_1} = 837,64 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = M_{l_1} = 109,39 \text{ mKdaN}$$

$$F_{\text{max}} = \frac{1449,26}{8} + \left(\frac{109,39 \times 2,6}{61,11} + \frac{837,64 \times 7,7505}{301,67} \right) \times 1,13 = 210,73 \text{ KdaN}$$

③ : CP + M_{c120} + 1 trottoir_{1t} :

$$N = 1350,662 \text{ KdaN}$$

$$M_x = M_{t_1} = 843,768 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = M_{l_1} = 0$$

$$F_{\text{max}} = \frac{1350,662}{8} + \frac{843,768 \times 2,6}{61,11} \times 1,13 = 209,4 \text{ KdaN}$$

Donc : $F_{\max} = \max(F_{\text{①}}, F_{\text{②}}, F_{\text{③}}) = 210,73 \text{ KdaN}$

$$\underline{\underline{\textcircled{4}}}: CP + B_{cmin} + 2 \text{ trottoirs}_{2t} + F_n(B_c):$$

$$N = 1253,93 \text{ KdaN}$$

$$M_x = M_{t_i} = 486,226 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = M_{t_i} = 84,13 \text{ mKdaN}$$

$$F_{\textcircled{4}} = \frac{1253,93}{8} - \left(\frac{84,13 \times 2,6}{61,11} + \frac{486,226 \times 7,7505}{301,67} \right) \times 1,13 = 138,58 \text{ KdaN}$$

$$F_{\textcircled{3}min} = \frac{1350,662}{8} - \left(\frac{843,768 \times 2,6}{61,11} \times 1,13 \right) = 128,26 \text{ KdaN}$$

$$\text{donc } F_{min} = \min(F_{\textcircled{4}}, F_{\textcircled{3}min}) = 128,26 \text{ KdaN}$$

Conclusions:

$$F_{max} = 210,73 \text{ KdaN} < F_p = 300 \text{ KdaN}$$

donc il n'y a pas risque de poinçonnement du pieu

$$F_{min} = 128,26 \text{ KdaN} > 0$$

donc il n'y a pas risque d'arrachement du pieu

Ainsi la stabilité de la pile est assurée pour les sollicitations du 1^{er} genre

Vérification de la stabilité sous P.D.D.F. 1. séisme:

a/ Composante horizontale:

Pour un élément quelconque de la construction, la composante horizontale, de direction quelconque est appliquée au CG de l'élément considéré et a pour valeur: $H = \rho \cdot G$

Définition de ρ :

$$\rho = \rho_1 \times \rho_2 \times \rho_3 \quad : \text{Coefficient sismique}$$

$$\rho_1 = 0,07 \quad : \text{Coefficient de zone}$$

$$\rho_2 = 1 \quad : \text{Coefficient de terrain}$$

$$\rho_3 = 1,3 \text{ (selon le cas)} \quad : \text{Coefficient de profondeur de fondation.}$$

$$\rho = 0,07 \times 1 \times 1,3 = 0,091$$

$$H = 0,091 \times 1190,81 = 108,36 \text{ KdaN}$$

Repartition de la composante horizontale sur tous les éléments de la pile:

1/ Eablier:

$$H = 0,091 \times 471,3 = 42,89 \text{ KdaN}$$

bras de levier par rapport à la base de fondation: $x = 10,457 \text{ m}$

$$\text{on a donc } M = H \cdot x = 448,5 \text{ mKdaN}$$

2/ Chevêtre:

$$H = 0,091 \times 153,125 = 13,93 \text{ KdaN}$$

bras de levier: $x = 7,625 \text{ m}$

$$\text{moment: } M = H \cdot x = 106,22 \text{ mKdaN}$$

3/ Fûts:

$$H = 0,091 \times 63,5 = 5,78 \text{ KdaN}$$

bras de levier: $x = 5 \text{ m}$

$$M = H \cdot x = 28,9 \text{ mKdaN}$$

4/ Semelle sur pieux:

$$H = 0,091 \times 489,6 = 44,55 \text{ KdaN}$$

$$x = 0,75 \text{ m}$$

$$M = H \cdot x = 33,41 \text{ mKdaN}$$

Donc les moments à la base de la fondation sera :

$$M_t = 448,5 + 106,22 + 28,9 + 33,41 = 617,03 \text{ mKdaN}$$

6/ Composante verticale:

Elle est définie par $V = \pm 2 \Delta (G_v + 0,5 P_v)$

P_v : composante verticale de la surcharge

Combinaisons des efforts pour la recherche de F_{max}

a/ CP + A_{uv,zt} + 2 trottoirs,zt + F_r(A) + SI :

$$V = \pm 2 \times 0,091 [1190,81 + 0,5(226,635 + 18,84)] = + 239,07 \text{ KdaN}$$

donc :

$$N_{sup} = 1190,81 + 226,635 + 18,84 + 239,07 = 1675,355 \text{ KdaN}$$

$$N_{inf} = 1190,81 + 226,635 + 18,84 - 239,07 = 1197,215 \text{ KdaN}$$

$$M_p = 142,36 + 617,03 = 759,39 \text{ mKdaN}$$

$$M_t = 0$$

donc on aura à considérer les efforts suivants:

$$N = 1675,355 \text{ KdaN}$$

$$M_y = M_p = M_p \cos \theta = 759,39 \cos 78,858^\circ = 247,58 \text{ mKdaN}$$

$$M_x = M_t = M_t + M_p \sin \theta = 0 + 759,39 \sin 78,858^\circ = 717,9 \text{ mKdaN}$$

on a alors :

$$F_d = \frac{N}{m} + S \left[\frac{M_y \cdot X}{I_y} + \frac{M_x \cdot Y}{I_x} \right] = \frac{1675,355}{8} + \left(\frac{247,58 \times 2,6}{61,11} + \frac{717,9 \times 7,7505}{304,67} \right) 1,13$$

$$\underline{F_d = 242,16 \text{ KdaN}}$$

$$b/ CP + B_{c_{4v,2t}} + 2 \text{ trottoir}_{A,2t} + F_r(B_c) + SI$$

$$V = \pm 2 \times 0,091 \left[1190,81 + 0,5 (196,536 + 18,84) \right] = \pm 236,33 \text{ KdaN}$$

$$N_{\text{sup}} = 1190,81 + 196,536 + 18,84 + 236,33 = 1642,516 \text{ KdaN}$$

$$N_{\text{inf}} = 1190,81 + 196,536 + 18,84 - 236,33 = 1169,856 \text{ KdaN}$$

$$M_p = 280,86 + 617,03 = 897,89 \text{ mKdaN}$$

$$M_t = 432,38 \text{ mKdaN}$$

On a alors :

$$N = 1642,516 \text{ KdaN}$$

$$M_x = M_{t_i} = M_t + M_p \sin \theta = 1281,21 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = M_{p_i} = M_p \cos \theta = 292,74 \text{ mKdaN}$$

$$F_2 = \frac{N}{n} + S \left[\frac{M_y \cdot X}{I_y} + \frac{M_x \cdot Y}{I_x} \right] = \frac{1642,516}{8} + \left[\frac{292,74 \times 2,6}{61,11} + \frac{1281,21 \times 7,7505}{301,67} \right] \cdot 1,13$$

$$\underline{F_2 = 256,58 \text{ KdaN}}$$

$$c/ CP + M_{c_{120}} + 1 \text{ trottoir}_{A,2t} + SI :$$

$$V = \pm 2 \times 0,091 (1190,81 + 0,5 (123,79 + 9,42)) = \pm 228,85 \text{ KdaN}$$

$$N_{\text{sup}} = 1190,81 + 123,79 + 9,42 + 228,85 = 1552,87 \text{ KdaN}$$

$$N_{\text{inf}} = 1190,81 + 123,79 + 9,42 - 228,85 = 1095,17 \text{ KdaN}$$

$$M_p = 0 + 617,03 = 617,03 \text{ mKdaN}$$

$$M_t = 703,14 \text{ mKdaN}$$

on a :

$$N = 1552,87 \text{ KdaN}$$

$$M_x = M_{t_i} = 1286,45 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = M_{p_i} = 201,17 \text{ mKdaN}$$

$$\underline{F_3 = 241,13 \text{ KdaN}}$$

$$F_{\max} = \max(F_1, F_2, F_3) = F_2 = 256,58 \text{ kdaN}$$

Recherche de F_{\min}

a) CP + B_{cmin} + 2 trottoirs, zt + F_r(B_c) + SI:

$$V = \pm 2 \times 0,091(1190,81 + 0,5(33,76 + 18,84)) = 221,51 \text{ kdaN}$$

$$N_{\text{sup}} = 1190,81 + 33,76 + 18,84 + 221,51 = 1464,92 \text{ kdaN}$$

$$N_{\text{inf}} = 1190,81 + 33,76 + 18,84 - 221,51 = 1021,9 \text{ kdaN}$$

$$M_p = 216 + 617,03 = 833,03 \text{ mkdaN}$$

$$M_t = 200,88 \text{ mkdaN}$$

on a :

$$N = 1021,90 \text{ kdaN}$$

$$M_x = M_{t_i} = 988,4 \text{ mkdaN}$$

$$M_y = M_{t_j} = 271,6 \text{ mkdaN}$$

$$F_{\min} = \frac{1021,9}{8} - \left[\frac{271,6 \times 2,6}{61,11} + \frac{988,4 \times 7,7505}{301,67} \right] \times 1,13$$

$$\underline{F_{\min} = 85,98 \text{ kdaN}}$$

Vérification:

$$F_{\max} = 256,58 \text{ kdaN} < 2F_p = 600 \text{ kdaN}$$

$$F_{\min} = 85,98 \text{ kdaN} > 0$$

Donc la stabilité de la pile est assurée sous les sollicitations du 2^e genre.

FERRAILLAGE DE LA PILE

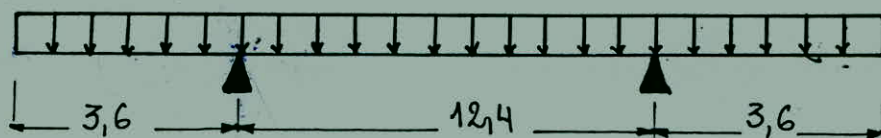
I Chevêtre

Le chevêtre est considéré comme une poutre sur deux appuis. Il est calculé pour représenter les efforts lors du verinage du tablier. Il sert aussi pour la répartition des efforts horizontaux entre les deux fûts mais le verinage reste le plus prépondérant du point de vue efforts.

A. Cas du verinage d'un seul tablier.

Efforts dus au poids propre du tablier :

$$q = 1,25 \times 2,5 \times 2,5 = 7,8125 \text{ t/ml.}$$



$$\Sigma M/B = 0 \quad R_A \cdot l - q(l+l_0) \cdot \left(\frac{l+l_0}{2}\right) + q \frac{l_0^2}{2} = 0$$

$$R_A = \frac{q}{2l} [(l+l_0)^2 - l_0^2] = \frac{q}{2l} [l^2 + 2ll_0] = \frac{q}{2} (l + 2l_0)$$

$$M(x) = -q \frac{x^2}{2} + R_A (x - l_0)$$

$$R_A = \frac{q}{2} (l + 2l_0) = \frac{7,8125}{2} (19,6) = 76,5625 \text{ t.}$$

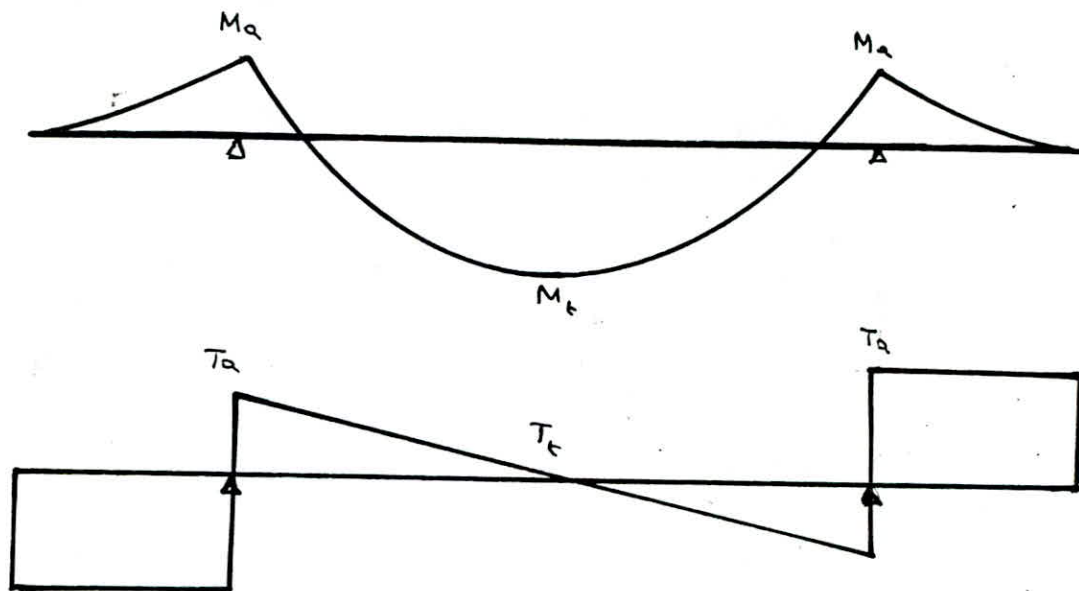
$$\begin{aligned} M_t &= M_x(x = \frac{l+2l_0}{2}) = -\frac{q}{2} \left(\frac{l+2l_0}{2}\right)^2 + R_A \left(\frac{l+2l_0}{2} - l_0\right) \\ &= -\frac{q}{8} (l+2l_0)^2 + 76,5625 \cdot \frac{l}{2} \end{aligned}$$

$$M_t = 99,53$$

$$T_t = 0$$

$$T_a = q \frac{l}{2} = 48,4375 \text{ t}$$

$$\frac{7}{2}l + 9l_0 - 9l_0$$

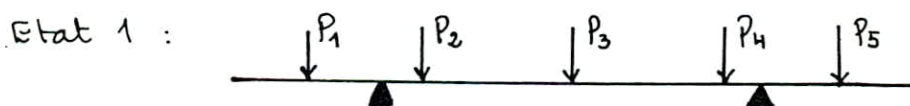


Efforts dus au verinage d'un seul tablier.

L'action du verinage d'un seul tablier se traduit par deux états de charge.

1° état : Il se compose de 5 forces ponctuelles amenées par le verinage.

2° état : Vu l'excentrement de ces forces par rapport à l'axe du chevron d'une distance $e = 33$ cm, on a alors des moments de torsion.



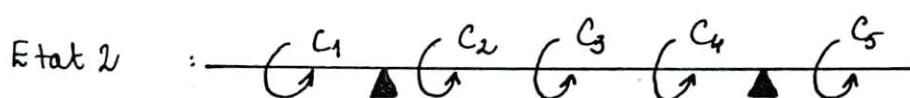
$$P_1 = 62,21 \text{ t}$$

$$P_2 = 62,21 \text{ t}$$

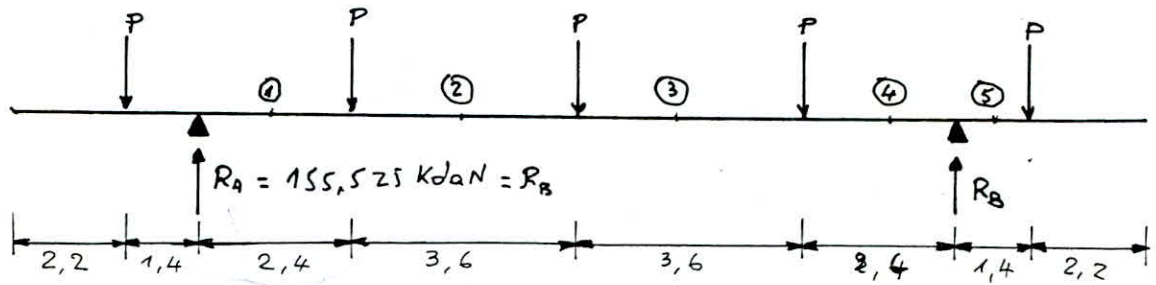
$$P_3 = 62,21 \text{ t}$$

$$P_4 = 62,21 \text{ t}$$

$$P_5 = 62,21 \text{ t}$$



$$C_1 = C_2 = C_3 = C_4 = C_5 = P \cdot e = 62,21 \times 0,33 = 20,53 \text{ m.kobN}$$



Section ①: $1,4\text{m} < x < 3,8\text{m}$

$$M = -Px + R_A(x - 1,4)$$

$$\begin{cases} x = 1,4 & M = -87,094 \text{ mKdaN} \\ x = 3,8 & M = 136,862 \text{ mKdaN} \end{cases}$$

Section ②: $3,8\text{m} < x < 7,6\text{m}$

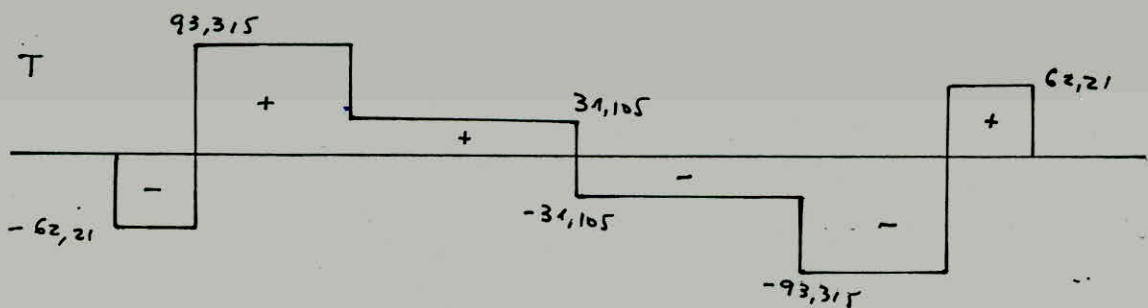
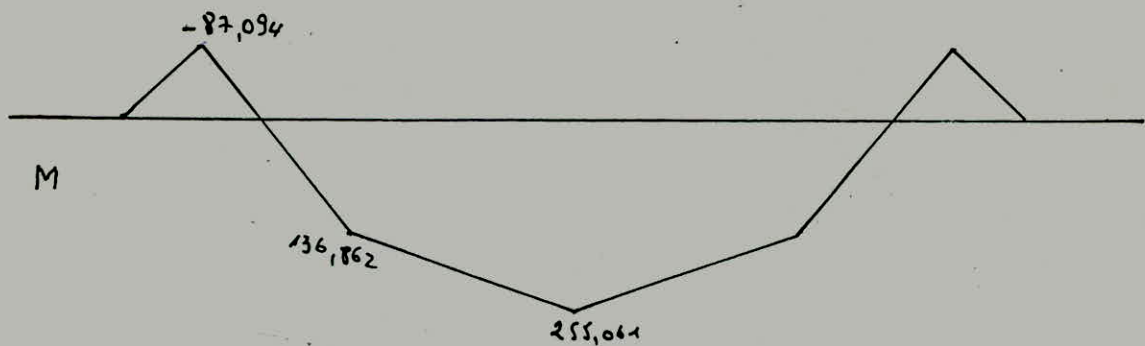
$$M = -Px + R_A(x - 1,4) - P(x - 3,8)$$

$$\begin{cases} x = 3,8 & M = 136,862 \text{ mKdaN} \\ x = 7,6 & M = 255,061 \text{ mKdaN} \end{cases}$$

Section ③: $7,6\text{m} < x < 11,4\text{m}$

$$M = -Px + R_A(x - 1,4) - P(x - 3,8) - P(x - 7,6)$$

$$\begin{cases} x = 7,6 & M = 255,061 \text{ mKdaN} \\ x = 11,4 & M = 136,862 \text{ mKdaN} \end{cases}$$



Efforts :

Moment en travée :

$$M = M_{cp_t} + M_{t_{\text{verinage}}} = 99,53 + 255,061 = 354,591 \text{ mKdaN}$$

Effort tranchant en travée :

$$T = T_{cp_t} + T_{t_{\text{verinage}}} = 0 + 31,105 = 31,105 \text{ KdaN}$$

Sur appui :

$$M_a = -50,625 - 87,094 = -137,719 \text{ mKdaN}$$

$$T_a = 48,4375 + 93,315 = 141,7525 \text{ KdaN}$$

Calcul des aciers :

a/ En travée :

$$M = 354,591 \text{ mKdaN}$$

$$B = 2,5 \text{ m}$$

$$h_t = 1,25 \text{ m} \rightarrow h = 1,20 \text{ cm}$$

$$K = \frac{M}{bh^2} = \frac{354,591 \times 10^5}{250 \times (120)^2} = 9,84$$

$$K = 9,84 \text{ abaque} \Rightarrow \sigma'_b = 76 \text{ bar}$$

$$\sigma_a = 2667 \text{ bar}$$

$$\alpha = \frac{n \sigma'_b}{n \sigma'_b + \sigma_a} = \frac{15 \times 76}{15 \times 76 + 2667} = 0,299$$

$$\Rightarrow \delta = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,9$$

$$\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 354,591 \times 10^5}{2667 \times 250 \times (120)^2} = 0,0554.$$

$$\mu = 0,0554 \quad \begin{array}{l} \text{tableau} \\ \text{page 146} \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu = 0,0558 \rightarrow \begin{cases} K = 35,8 \\ \varepsilon = 0,9016 \end{cases} \\ \mu = 0,0553 \rightarrow \begin{cases} K = 36,0 \\ \varepsilon = 0,9020 \end{cases} \end{array} \right.$$

En définitive on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 35,9 \\ \varepsilon = 0,9018. \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{354,591 \times 10^5}{0,9018 \times 120 \times 2667} = 122,86 \text{ cm}^2$$

Soit : 16 HA 32 = 128,64 cm² espacement t = 15 cm

b/ Sur Appui :

$$M = 137,719 \text{ mKdaN}$$

$$b = 250 \text{ cm}$$

$$h = 120 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 137,719 \times 10^5}{250 \times 2667 \times (120)^2} = 0,0215 \quad \begin{array}{l} \text{tableau charon} \\ \text{page 146} \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} K = 62,4 \\ \varepsilon = 0,9354 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = 46 \text{ cm}^2$$

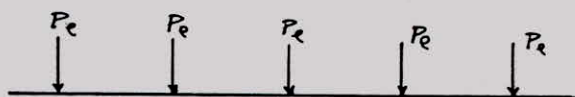
Soit : 6 HA 32 = 48,24 cm² t = 42 cm

Torsion :

Etat ②

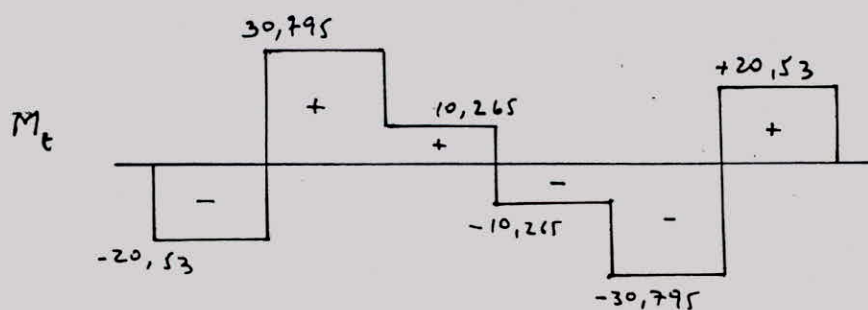


⑥ Le diagramme des moments flechissants est semblable au diagramme des efforts tranchants de l'état ①



$$P_e = 20,53$$

$$R_A = R_B = 51,325$$



Pour les sections rectangulaires, la contrainte tangente de torsion est maximale au milieu des grands côtés et a pour valeur :

$$\tau_{bm} = \frac{K \cdot M_t}{h_t^2 \cdot b}$$

τ_{bm} : valeur maximale de la contrainte tangente de torsion.

M_t : Moment de torsion max agissant dans la section.

h_t : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

$$M_t = 30,975 \cdot \text{m} \cdot \text{kdaN}$$

$$h_t = 1,25 \text{ m}$$

$$b = 2,5 \text{ m}$$

$$\frac{b}{h_t} = \frac{2,5}{1,25} = 2 \xrightarrow{\text{tableau page 355}} K = 4,07$$

donc :

$$\tau_{bm} = \frac{K \cdot M_t}{b h_t^2} = \frac{4,07 \times 30,795 \times 10^5}{250 \times (125)^2}$$

$$\tau_{bm} = 3,21 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul des armatures longitudinales et des cadres
(Charon page 356).

On a une section rectangulaire avec $\frac{b}{h_t} < 3,5$

$$\Rightarrow \bar{w}_g = \bar{w}_t = \frac{b + h_t}{3b} \cdot \frac{\sigma_{bm}}{\sigma_a} = \frac{250 + 125}{3 \times 250} \cdot \frac{3,21}{2667} \\ = 6,018 \cdot 10^{-4}$$

Armatures longitudinales

$$A_L = \bar{w}_g \cdot b \cdot h_t = 6,018 \times 10^{-4} \times 250 \times 125 = 18,806 \text{ cm}^2$$

On adopte 4 T 25 = 19,6 cm².

Volume par cm des armatures transversales

$$v = \bar{w}_t \cdot b \cdot h_t \cdot 1 = 18,806 \text{ cm}^3$$

On adopte des cadres HA 12 (au lieu de T 12)

$$\text{volume d'un cadre} : 1,13 (240 + 115) \times 2 = 802,3 \text{ cm}^3$$

L'espacement d'un cadre sera :

$$e = \frac{\text{Volume d'un cadre}}{\text{volume / cm des } A_t} = \frac{802,3}{18,806} = 42,66 \text{ cm}$$

soit $e = 43 \text{ cm}$.

Calcul d'un cours d'armatures transversales :

$$s = \frac{e v}{h} = \frac{43 \times 18,806}{120} = 6,74 \text{ cm}$$

Effort tranchant

$$T = 31,105 \text{ t} \quad (\text{en travée})$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b z} = \frac{31,105 \times 10^3}{250 \times \frac{7}{8} \times 120} = 1,185 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \times 7,5 = 26,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{\sigma_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_{en} = \left(1 - \frac{1,185}{9 \times 7,5}\right) 4000 = 3929,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{E} = \max(\bar{E}_1, \bar{E}_2)$$

$$\bar{E}_1 = 0,2 h = 0,2 \times 120 = 24 \text{ cm}$$

$$\bar{E}_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 120 \left(1 - 0,3 \times \frac{1,185}{7,5}\right) = 114,312 \text{ cm}$$

$$\bar{E} = 114,312 \text{ cm}$$

$$t = 43 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{t \cdot T}{z \bar{\sigma}_{at}} = \frac{43 \times 31105}{\frac{7}{8} \times 120 \times 3929,77} = 3,24 \text{ cm}^2$$

Enfin la section totale d'un cours d'armatures transversales est :

$$A = s + A_t = 6,74 + 3,24 = 9,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 9 \text{ HA } 12 = 10,17 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$T = 141,7525 \text{ t}$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b z} = \frac{141,7525 \times 10^3}{250 \times \frac{7}{8} \times 120} = 5,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 26,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{e_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_{en} = \left(1 - \frac{5,4}{9 \times 7,5}\right) 4000 = 3680 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = 43 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{43 \times 141952,5}{\frac{7}{8} \times 120 \times 3680} = 15,77 \text{ cm}^2$$

$$A = S + A_t = 6,74 + 15,77 = 22,51 \text{ cm}^2$$

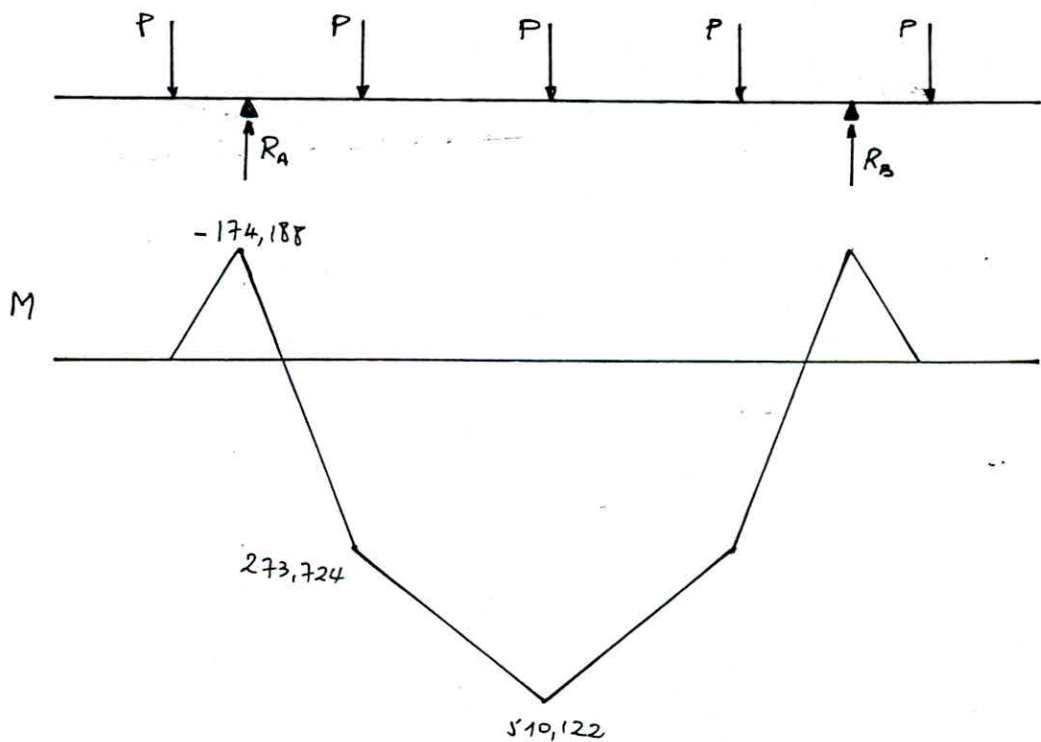
$$\text{Soit } 20 \text{ HA } 12 = 22,6 \text{ cm}^2$$

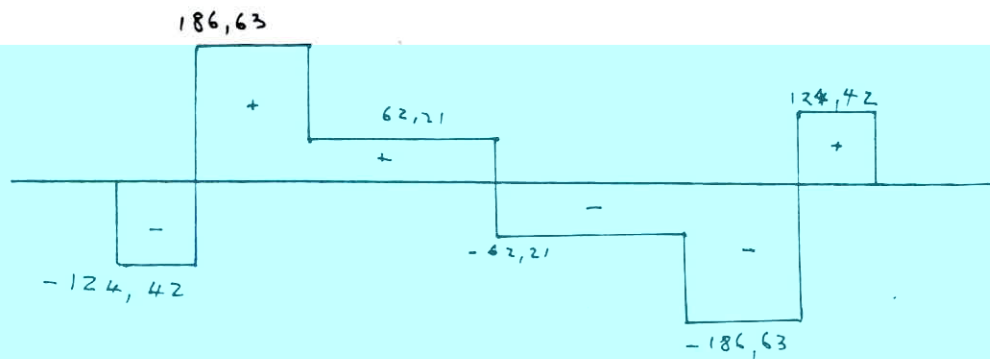
Efforts dus au verinage de 2 tabliers :

L'action du verinage de deux tabliers en même temps se traduit uniquement par des forces ponctuelles P_i ($i = 1 \div 5$).

Ces forces sont appliquées sur le plan vertical de symétrie du chevêtre.

$$P = P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = P_5 = 2 \times 62,21 = 124,42 \text{ t}$$





. Calcul des sections d'acier :

a. En travée :

$$M_t = M_{cp} + M_{\text{verinage}} = 99,53 + 510,122 = 609,652 \text{ tm}$$

$$T_t = T_{cp} + T_{\text{verinage}} = 0 + 62,21 = 62,21 \text{ t}$$

b. A l'appui :

$$M_a = M_{cp} + M_{\text{verinage}} = -50,625 + (-174,188) = -224,813$$

$$T_a = T_{cp} + T_{\text{verinage}} = 48,4375 + 186,63 = 235,07 \text{ t}$$

$$a/ M = 609,652$$

$$\mu = \frac{15M}{h^2 \bar{\sigma}_a b} = \frac{15 \cdot 609,652 \cdot 10^5}{120^2 \cdot 2667 \cdot 250} = 0,0952$$

$$\rightarrow K = 25,5 \quad \varepsilon = 0,8765$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2667}{25,5} = 104,55 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{609,652 \cdot 10^5}{0,8765 \cdot 120 \cdot 2667} = 217,33 \text{ cm}^2$$

On prendra 28 HA 32 = 225,12 cm²

$$b/ M = 224,813 \text{ m kdaN}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 224,813 \cdot 10^5}{120^2 \cdot 2667 \cdot 250} = 0,0351$$

$$\rightarrow K = 47,3 \quad \varepsilon = 0,9195$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2667}{47,3} = 56,38 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{Eh \bar{\sigma}_a} = \frac{224,813 \cdot 10^5}{0,9195 \cdot 120 \cdot 2667} = 76,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 16 \text{ HA } 25 = 78,4 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

$$T_{\max} = 235,07 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_b \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) = 7,5 \left(4,5 - \frac{56,38}{180} \right) = 31,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b \beta} = \frac{235,07 \cdot 10^3}{250 \cdot \frac{7}{8} \cdot 120} = 8,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{\sigma_b}{9\bar{\sigma}_b} \right) \bar{\sigma}_e = \left(1 - \frac{8,95}{9 \cdot 7,5} \right) 4200 = 3643,11 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 43 \text{ cm}$$

$$A = \frac{t \cdot T}{\beta \cdot \bar{\sigma}_{at}} = \frac{43 \cdot 235,07 \cdot 10^3}{\frac{7}{8} \cdot 120 \cdot 3643,11} = 26,42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 24 \text{ HA } 12 = 27,12 \text{ cm}^2$$

Verifications à la résistance sous les sollicitations du 2^e genre :

L'effet du sisme sur le chevêtre (pendant le verinage des 2 tabliers) se traduit par un effort horizontal et un effort vertical.

$$H = S \times e_p$$

$$V = \pm 2 S (e_p + 0,5 P_v)$$

$$S_2 = e_p + S I$$

Definition de s :

$$s = s_1 \times s_2 \times s_3 \quad : \quad \text{Coefficient sismique.}$$

$$s_1 = \text{Coefficient de zone} \quad s_1 = 0,07$$

$$s_2 = \text{Coefficient de terrain} \quad s_2 = 1$$

$$s_3 = \text{Coefficient de profondeur de fondation}$$

$$s_3 = 1,3 \text{ (sol meuble)}$$

$$s = 0,091$$

$$H = s \cdot CP = 0,091 (471,3 + 8,36 + 153,125) = 57,58 \text{ t}$$

$$V = \pm 2s (CP + 0,5 P_v) = \pm 2s (CP)$$

$$= \pm 2 \cdot 0,091 (471,3 + 8,36 + 153,125) = \pm 115,17 \text{ t}$$

a. En travée :

$$M = M_{cp} + M_{verinage} = \frac{R + V}{2}$$

$$M = 99,53 + 510,122 \times \frac{311,05 + 115,17}{311,07} = 798,53$$

$$A = 28 \text{ HA } 32 = 225,12 \text{ cm}^2$$

$$H = 57,58 \text{ t}$$

$$b = 250 \text{ cm}$$

$$h_t = 125 \text{ cm} \quad h = 120 \text{ cm}$$

$$\bar{w} = \frac{n}{15} \cdot \frac{100 A}{bh} = \frac{100 \times 225,12}{120 \times 250} = 0,7504$$

$$a = \frac{M}{H} + \frac{h}{2} = \frac{798,53 \cdot 10^2}{57,58} + \frac{120}{2} = 1446,82 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{0,15 a} = \frac{120}{0,15 \cdot 1446,82} = 0,5529$$

$$M_{at} = H N_a = 833,078$$

$$\bar{w}_1 = \bar{w} + \frac{h}{0,15 a} \mu_1 = 0,7504 + 0,5529 \mu_1$$

En se referant au tableau N°9 P146 du charon vert

on a $m_1 = 0,676$

On est amene' donc à faire l'etage suivante .

$$\bar{w} + \frac{0,01 \cdot h}{0,15 \cdot a} = 0,7504 + \frac{0,01 \cdot 120}{0,15 \cdot 1446,82} = 0,7559 > 0,07$$

\Rightarrow On ne peut utiliser le 1° abaque .

$$\bar{w} + \frac{0,01 \cdot h}{0,15 \cdot a} > 0,07$$

$$\bar{w} + \frac{0,21 \cdot h}{0,15 \cdot a} = 0,7504 + \frac{0,21 \cdot 120}{0,15 \cdot 1446,82} = 0,8665 < 1,68$$

\Rightarrow On utilise le 2° abaque .

$$\bar{w}_1 = 0,7504 + 0,5529 \mu_1$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_1 = 0 \rightarrow \bar{w}_1 = 0,7504 \\ \mu_1 = 0,25 \rightarrow \bar{w}_1 = 0,888625 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{2° abaque 12} \\ \text{intersection en B} = 0,106 \end{array}$$

$$0,100 < \mu_1 < 0,110 \quad \begin{array}{l} \text{tableau 9} \\ \text{page 146} \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} P_1 = 0,04760 \\ m_1 = 8,102 \end{array} \right.$$

$$\text{done : } \mu_1 = \frac{P_1 + \bar{w}}{m_1 - \frac{h}{0,15 \cdot a}} = \frac{0,0476 + 0,7504}{8,102 - \frac{120}{0,15 \cdot 1446,82}}$$

$$\mu_1 = 0,10570848$$

$$\mu_1 = 0,1057 \rightarrow K = 23,85$$

$$\sigma_a = \frac{n \cdot \text{Mat}}{\mu_1 \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 833,078 \cdot 10^5}{0,1057 \cdot 250 \cdot (120)^2} = 3283,97 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a < \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$\sigma'_b = \frac{Qa}{K} = \frac{3283,97}{23,85} = 137,69 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \cdot \bar{\sigma}'_b = 270 \text{ kg/cm}^2$$

Sur appui :

$$M = M_{cp} + M_{verinage} \cdot \frac{R+V}{R}$$

$$M = -50,625 - 174,188 \cdot \frac{311,05 + 115,17}{311,05} = -289,31$$

$$A = 164 A_{25} = 78,4 \text{ cm}^2$$

$$b = 250 \text{ cm} \quad h_t = 125 \text{ cm} \rightarrow h = 120 \text{ cm}$$

$$\bar{w} = \frac{n}{15} \cdot \frac{100 A}{bh} = \frac{100 \cdot 78,4}{250 \cdot 120} = 0,2613$$

$$a = \frac{M}{H} + \frac{h}{2} = \frac{289,31 \cdot 10^5}{57,58 \cdot 10^3} + \frac{120}{2} = 562,45 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{0,15 \cdot a} = \frac{120}{0,15 \cdot 562,45} = 1,422351771$$

$$M_{at} = H a = 323,858$$

$$\bar{w}_1 = \bar{w} + \frac{h}{0,15 \cdot a} \mu_1 = 0,2613 + 1,4223 \mu_1$$

On utilise le 2° abaque $\rightarrow \mu_1 = 0,044$

$$0,040 < \mu_1 < 0,045 \rightarrow m_1 = 7,614 \quad p_1 = 0,01310$$

$$\text{donc } \mu_1 = \frac{p_1 + \bar{w}}{m_1 - \frac{h}{0,15 \cdot a}} = \frac{0,0131 + 0,2613}{7,614 - 1,422351771} = 0,044317763$$

tableau 2 $\rightarrow K = 41,18$
page 27

$$\sigma_a = \frac{n M_{at}}{\mu_1 b h^2} = \frac{15 \cdot 323,858 \cdot 10^5}{0,04432 \cdot 250 \cdot 120^2} = 3044,69 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_a < \sigma_{ac} = 4000 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{3044,69}{41,18} = 73,94 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}'_b = 270 \text{ kg/cm}^2$$

Ferraillage du fût :

L'appui N°11 présente un biais de $78,858 \text{ grad} = \alpha$

On considère les efforts agissant sur un seul fût.

La combinaison donnant les efforts prépondérants est :

$$CP + B_{\text{min}} + Fr$$

$$CP = [471,3 + \frac{8,36}{2} + 153,125 + 63,5] \cdot \frac{1}{2} = 346,05 \text{ t}$$

$$B_{\text{min}} = 28,138 \times 1,2 = 33,76 \text{ kN}$$

$$Fr = 30 \text{ t}$$

$$N = 346,05 + 1,2 (28,138 \times 0,5305) = 363,96 \text{ t}$$

$$M_L = 1,2 (8,25 \times 15 + 9,285 \times 0,5305) = 154,41$$

$$M_t = 1,2 \times 0,5305 \times 167,42 = 106,58$$

Le moment M_L se décompose en 2 composantes :

- L'une parallèle à l'axe longitudinal de la pile $M_{L\parallel}$
- L'autre perpendiculaire à l'axe longitudinal de la

pile $M_{L\perp}$.

$$M_{L\parallel} = M_L \cos(100 - \alpha) = 154,41 \cos 21,142 = 145,97 \text{ t}$$

$$M_{L\perp} = M_L \cos \alpha = 154,41 \cos 78,858 = 50,342 \text{ t}$$

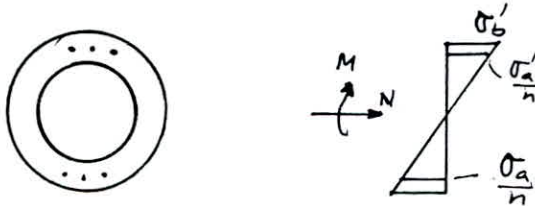
Le moment résultant sera donc :

$$M_R = \sqrt{M_{L\perp}^2 + (M_t + M_{L\parallel})^2}$$

$$M_R = \sqrt{(50,342)^2 + (106,58 + 145,97)^2}$$

$$M_R = 257,52 \text{ m kN}$$

Le fût sera donc ferrillé en flexion composée.
Pour cela on utilisera la méthode de P. Charon
pour les sections circulaires évidées



$$e = \frac{M_R}{N} = \frac{257,52}{363,96} = 0,707 \text{ m}$$

$$\frac{R_m}{2} = \frac{D_m}{4} = \frac{1}{4} \left[\frac{2 + 1,3}{2} \right] = 0,4125 \text{ m}$$

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

Calcul des armatures :

$$e = 0,707 \text{ m}$$

$$\eta = \frac{e}{2R} = \frac{0,707}{2 \cdot 0,825} = 0,428484848$$

$$\mu' = \frac{M_R}{2 \bar{\sigma}_b' \cdot B \cdot R_m} \quad \text{avec} \quad B = 2\pi R_m \left[\frac{R-r}{2} \right]$$

$$B = 2 \cdot \pi \cdot 0,825 \cdot \frac{2-1,3}{2} = 1,814 \text{ m}^3 = 18142,7 \text{ cm}^3$$

$$\mu' = \frac{257,52 \cdot 10^5}{2 \cdot 180 \cdot 18142,7 \cdot 82,5} = 0,047791719$$

Comme la plus faible valeur de μ_1 donnée par l'abaque 10 page 123 est supérieure à μ' , on ferraillera avec le pourcentage minimum des aciers

$$\bar{w} = 0,5$$

$$K = 34$$

$$A = A_s = \dots$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{n}{15} K \bar{\sigma}'_b \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}'_a = n \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2667}{34} = 78,44 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}'_a = 15 \times 78,44 = 1176,62 < \bar{\sigma}_a$$

Armatures transversales :

On mettra des cerces en HA12 espacés de 20 cm en zone courante. Par contre à la base du fût, on doit avoir :

$$\gamma = 4 > \frac{0,4 \phi_t^2 \cdot \bar{\sigma}_{ent}}{\phi_t^2 \cdot \bar{\sigma}_{ent}} = \frac{0,4 \cdot 25^2 \cdot 2667}{12^2 \cdot 2800} = 1,65 \quad \underline{\text{verifié}}$$

On gardera donc le même espacement $t = 20$ cm
On disposera les cerces en 2 couronnes .

Verification à la resistance sous les sollicitations du 2^e genre

Sen combustion, la plus défavorable est :

$$e_p + B_{emin} + Fr + SI$$

L'effet du seisme sur le fût se traduit par une force horizontale H de direction qq et une force verticale V ascendante ou descendante

$$V = \pm 2 s (e_p + 0,5 P_v)$$

$$V = \pm 2 \cdot 0,091 [346,05 + 0,5(28,138 \times 0,5303)] = \pm 64,34 t$$

1^o cas : $V = +64,34 t$ -

M_R et M_H ont même sens :

$$N = 346,05 + 28,138 \times 0,5305 + 64,34 = 425,32 t$$

$$M_e = 8,25 \times 15 + 9,285 \times 0,5305 = 128,675 \text{ mKdN}$$

18

$$M_t = 0,5305 \times 167,42 = 88,82 \text{ mkdaN}$$

$$H = s \cdot c_p = 0,091 \times 346,05 = 31,49 \text{ t}$$

$$M_H = H \cdot d = 31,49 \times 8,25 = 259,8 \text{ mkdaN}$$

$$M_l \begin{cases} M_{l\parallel} = M_l \cos(100 - \alpha) = 128,675 \cos 21,142 = 120 \\ M_{l\perp} = M_l \cos \alpha = 128,675 \cos 78,858 = 24,86 \end{cases}$$

$$M_{l\parallel} = 120 \text{ mkdaN}$$

$$M_t + M_{l\parallel} = 88,82 + 120 = 208,82 \text{ mkdaN}$$

$$M_{l\perp} = 24,86 \text{ mkdaN}$$

$$M_H = 259,8 \text{ mkdaN}$$

$$M_R = M_H + \sqrt{M_{l\perp}^2 + (M_t + M_{l\parallel})^2}$$

$$= 259,8 + \sqrt{(24,86)^2 + (208,82)^2}$$

$$M_R = 470,1 \text{ mkdaN}$$

On va vérifier si la section d'acier trouvée passe au service exceptionnel :

$$N = 425,32 \text{ t}$$

$$A = 19 \text{ HA } 25 = 93,29 \text{ cm}^2$$

$$M_R = 470,1 \text{ mkdaN}$$

$$e = \frac{M_R}{N} = \frac{470,1}{425,32} = 1,1 \text{ m}$$

$$\eta = \frac{e}{2R_m} = \frac{1,1}{2 \cdot 0,825} = 0,669869958 = 0,67$$

$$\bar{w} = \frac{n}{15} \cdot \frac{100 A}{B} = \frac{n}{15} \cdot \frac{100 A}{2\pi R_m \left(\frac{R-2}{2}\right)} = \frac{100 \cdot 93,29}{2\pi \cdot 825 \cdot 35}$$

$$\bar{w} = 0,5142$$

$$\rightarrow K = 31,3$$

$$N' = 0,138$$

$$\sigma'_b = \frac{M_R}{2 \mu' B R_m} = \frac{470,1 \cdot 10^5}{2 \cdot 0,138 \cdot 825 \cdot 21 \cdot 825 \cdot 35}$$

$$= 113,8 \text{ daN/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = \kappa \sigma'_b = 31,3 \times 113,8 = 3562 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en} = 4000$$

2e cas : $V = -64,34 \text{ t}$

$$N = 346,05 + 28,138 \cdot 0,5305 - 64,34 = 296,64 \text{ kdaN}$$

$$M_1 = 128,675 \text{ mKdaN}$$

$$M'_E = 87,825 \text{ mKdaN}$$

$$M_{LII} = 120 \text{ mKdaN}$$

$$H = 31,49 \text{ t}$$

$$M_{L1} = 24,86 \text{ mKdaN}$$

$$M_H = 259,8 \text{ mKdaN}$$

$$M_R = 470,1$$

$$e = \frac{M_R}{N} = \frac{470,1}{296,64} = 1,585 \text{ m}$$

$$\eta = \frac{e}{2 R_m} = \frac{1,585}{2 \times 0,825} = 0,96$$

$$\bar{w} = 0,5142$$

$$\rightarrow \kappa = 34 \quad \mu' = 0,1575$$

$$\sigma'_b = \frac{M_R}{2 \cdot \mu' B R_m} = 99,7 \text{ daN/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}'_b = 270 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_a = \kappa \sigma'_b = 34 \times 99,7 = 3390 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en} = 4000 \text{ daN/cm}^2$$

Vérification à la résistance pour les sollicitations du 2^{ème} genre:

Pour les sollicitations du second genre, la combinaison la plus défavorable est:

$$CP + B_{cmin} + F_r(B_c) + SI$$

d'NDL / ... , 0 Det , L 1.L , ... 0 - L . 1 0

$$e = \frac{M}{N} = \frac{438,4 \cdot 10^2}{299,35} = 1,47 \text{ m}$$

$$\eta = \frac{e}{2r} = \frac{147}{2 \times 82,5} = 0,89$$

$$\bar{\omega} = \frac{\eta}{15} \frac{100A}{B}; \quad B = 2\pi r l = 2 \times \pi \cdot 0,825 \times 0,35 = 1,813 \text{ m}^2$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \times 93,29}{18130} = 0,5145 \Rightarrow \begin{cases} K = 31,4 \\ \mu' = 0,1442 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{M}{2\mu'Br} = \frac{438,4 \cdot 10^5}{2 \times 0,1442 \times 18130 \times 82,5} = 101,63 \text{ bar} < 1,5\bar{\sigma}'_b = 270 \text{ bar}$$

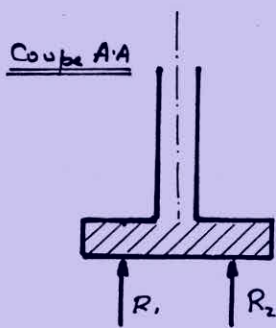
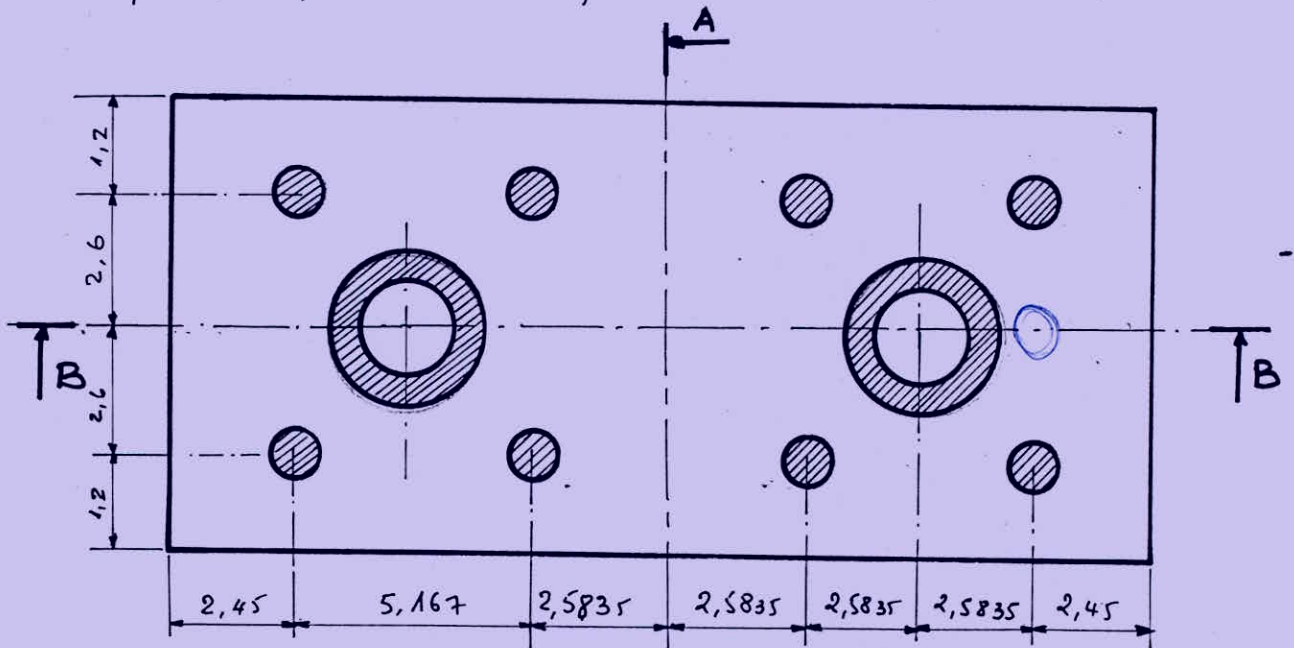
$$\sigma_a = K\sigma'_b = 31,4 \times 101,63 = 3191,18 \text{ bar} < \bar{\sigma}_{eq} = 4000 \text{ bar}$$

Conclusion:

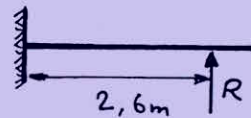
La section d'aciers trouvée en service normal reste valable en service exceptionnel.

Ferraillage de la semelle sur pieux:

Pour le ferraillage de la semelle sur pieux, il suffit de connaître la répartition des charges sur chaque pieu donc la réaction du pieu à partir de laquelle, on pourra trouver la force de traction dans les aciers

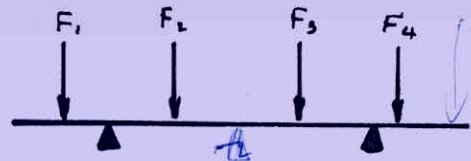
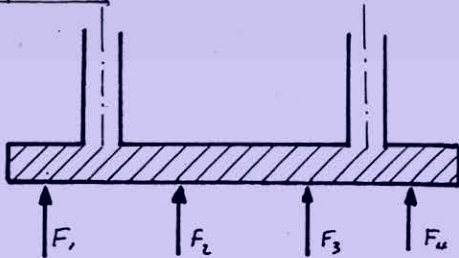


A



La nappe transversale
La semelle sera ferraillée en
console encastrée à la
bande longitudinale
contenant les 2 fûts

Coupe B-B



La nappe longitudinale : la semelle sera supposée appuyer sur les 2 fûts,
soumise aux réactions des pieux.

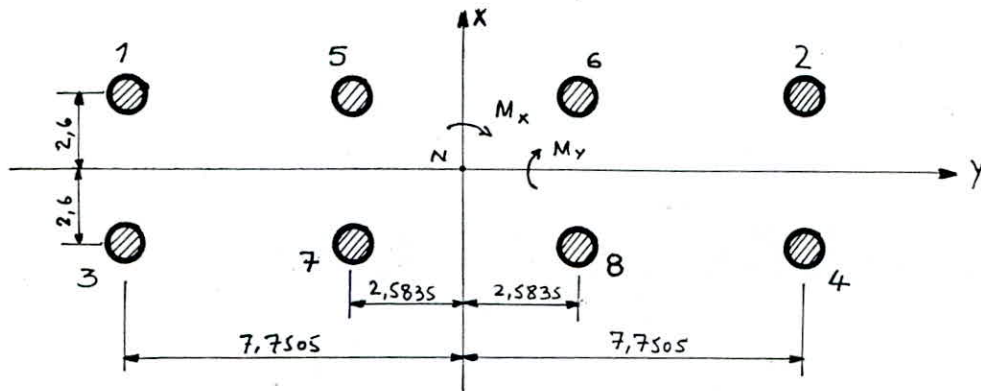
Détermination des réactions sur chaque pieu

Pour la détermination des réactions sur chaque pieu, il faudra émettre les hypothèses suivantes :

- Semelle infiniment rigide
- Pieux encastrés dans la semelle
- Les pieux sont considérés comme des poteaux élastiques
- Tous les pieux sont identiques.

Dans ces conditions, on peut appliquer la formule suivante :

$$F = \frac{N}{m} \pm \frac{M_y \cdot X}{\sum X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y}{\sum Y^2}$$



N : effort normal

m : nombre de pieux

M_x : moment par rapport à l'axe Ox

M_y : moment par rapport à l'axe Oy

$\sum X^2$: somme des moments d'inertie par unité de surface par rapport à Oy

$\sum Y^2$: somme des moments d'inertie par unité de surface par rapport à Ox

$$\sum Y^2 = 4 \times \overline{7,7505}^2 + 4 \times \overline{2,5835}^2 = 266,98 \text{ m}^2$$

$$\sum X^2 = 8 \times \overline{2,6}^2 = 54,08 \text{ m}^2$$

La combinaison donnant les réactions max est:

$$CP + B_{c_{4v}, 2t} + 2 \text{ trottoirs}_{2t} + F_n(B_c)$$

$$N = 1449,26 \text{ KdaN}$$

$$M_x = 837,64 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = 109,39 \text{ mKdaN}$$

des réactions sur les pieux:

$$= \frac{1449,26}{8} - \frac{837,64 \times 7,7505}{266,98} + \frac{109,39 \times 2,6}{54,08} = 162,1 \text{ KdaN}$$

$$= \frac{1449,26}{8} + \frac{837,64 \times 7,7505}{266,98} + \frac{109,39 \times 2,6}{54,08} = 210,73 \text{ KdaN}$$

$$= \frac{1449,26}{8} - \frac{837,64 \times 7,7505}{266,98} - \frac{109,39 \times 2,6}{54,08} = 151,58 \text{ KdaN}$$

$$= \frac{1449,26}{8} + \frac{837,64 \times 7,7505}{266,98} - \frac{109,39 \times 2,6}{54,08} = 200,21 \text{ KdaN}$$

$$= \frac{1449,26}{8} - \frac{837,64 \times 2,5835}{266,98} + \frac{109,39 \times 2,6}{54,08} = 178,31 \text{ KdaN}$$

$$= \frac{1449,26}{8} + \frac{837,64 \times 2,5835}{266,98} + \frac{109,39 \times 2,6}{54,08} = 194,52 \text{ KdaN}$$

$$= \frac{1449,26}{8} - \frac{837,64 \times 2,5835}{266,98} - \frac{109,39 \times 2,6}{54,08} = 167,79 \text{ KdaN}$$

$$= \frac{1449,26}{8} + \frac{837,64 \times 2,5835}{266,98} - \frac{109,39 \times 2,6}{54,08} = 184 \text{ KdaN}$$

$$\max F_i = F_2 = 210,73 \text{ KdaN}$$

$$\min F_i = F_3 = 151,58 \text{ KdaN}$$

Calc

F₁

F₂

F₃

F₄

F₅

F₆

F₇

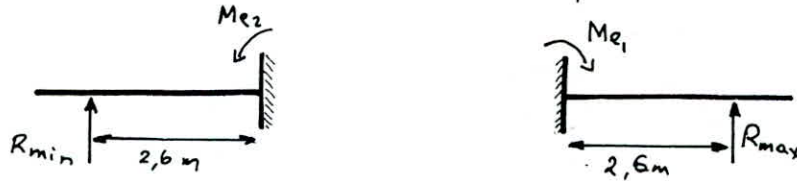
F₈

m

m

Nappe transversale:

Les pieux travaillent tous en même temps. Pour avoir le moment max à mi-travers de la semelle (transversalement), il faudrait envisager le cas où d'une part la réaction sur le pieu est maximale et d'autre part la réaction sur l'autre pieu est min.



$$M_{e1} = R_{\max} \times 2,6 = 210,73 \times 2,6 = 547,898 \text{ mKdaN}$$

$$M_{e2} = R_{\min} \times 2,6 = 151,58 \times 2,6 = 394,108 \text{ mKdaN}$$

Le moment résultant de ces sollicitations sera : $M = M_{e1} - M_{e2} = 153,79 \text{ mKdaN}$

La force de traction dans les pieux sera donc : $N_a = \frac{M}{z}$

$$\text{avec } z = \frac{7}{8} h \quad \text{et } h = h_e - d = 1,5 - 0,05 = 1,45 \text{ m}$$

$$\rightarrow z = \frac{7}{8} \cdot 1,45 = 126,875 \text{ cm}$$

$$N_a = \frac{153,79 \cdot 10^3}{126,875} = 121,21 \text{ KdaN}$$

Donc la section d'aciers transversaux inférieurs relative à un couple de pieux sera :

$$A = \frac{N_a}{\bar{\sigma}_a} = \frac{121,21 \cdot 10^3}{2800} = 43,29 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adoptera donc : } 14 \text{ HA } 20 = 43,97 \text{ cm}^2$$

qui seront répartis sur une distance $t = \phi + h = 1,2 + 1,45 = 2,65 \text{ m}$

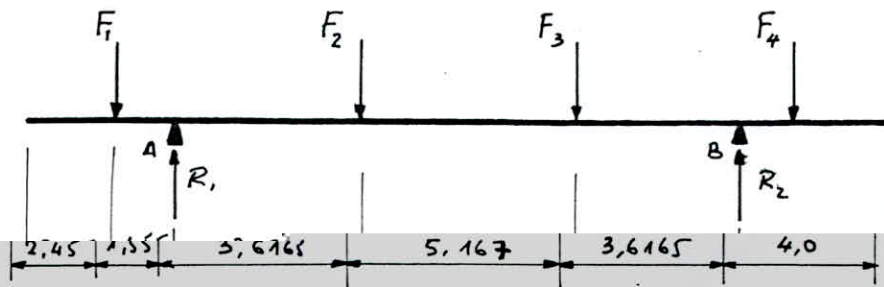
donc l'espacement sera : $e = 22 \text{ cm}$

Par contre, pour les armatures transversales supérieures, on prendra un

$$\text{ferraillage de répartition : } A_r = \frac{A}{10} = \frac{43,97}{10} = 4,397 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \text{ HA } 20 = 6,28 \text{ cm}^2$$

Nappe Longitudinale:

On suppose que la semelle est appuyée sur les 2 fûts et soumise aux réaction des pieux



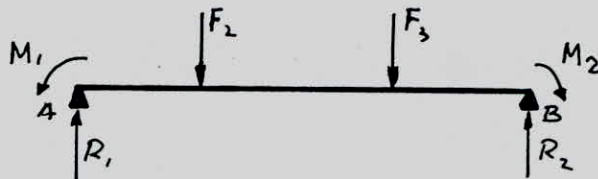
$$F_1 = 162,1 + 151,58 = 313,68 \text{ KdaN}$$

$$F_2 = 178,31 + 167,79 = 346,1 \text{ KdaN}$$

$$F_3 = 194,52 + 184 = 378,52 \text{ KdaN}$$

$$F_4 = 210,73 + 200,21 = 410,94 \text{ KdaN}$$

Le système précédent est équivalent au système :

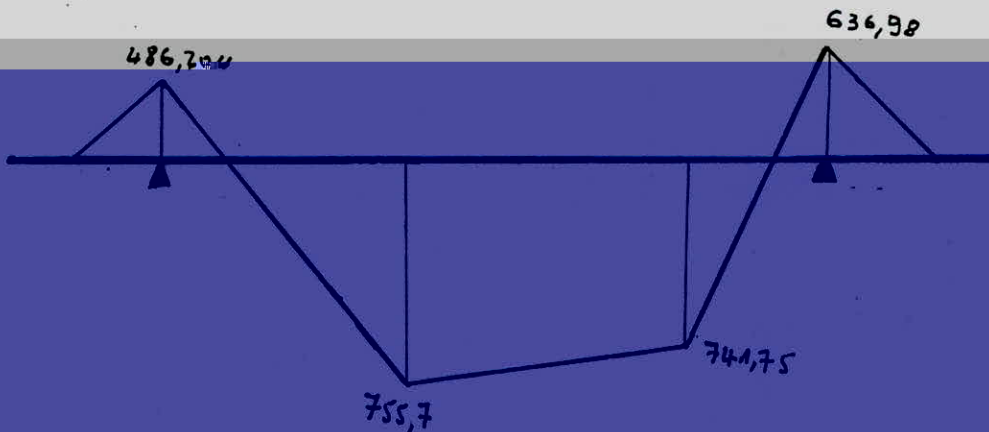


avec : $M_1 = F_1 \times 1,55 = 313,68 \times 1,55 = 486,204 \text{ mKdaN}$

$$M_2 = F_4 \times 1,55 = 410,94 \times 1,55 = 636,957 \text{ mKdaN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_2 = 381,22 \text{ KdaN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_1 = 343,4 \text{ KdaN}$$



Ferrailage:

Les armatures supérieures nécessaires dans le sens longitudinal doivent aller au delà des pieux extrêmes.

$$M = 636,98 \text{ mKdaN}$$

$$h_t = 150 \text{ cm} ; h = h_t - 0,08 = 142 \text{ cm} ; B = 7,2 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 636,98 \cdot 10^5}{2667 \cdot 720 \cdot 142^2} = 0,02467 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9315 \\ \kappa = 58 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{636,98 \cdot 10^5}{2667 \cdot 0,9315 \cdot 142} = 180,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 24 \text{ HA } 32 = 193,01 \text{ cm}^2 ; e = 33 \text{ cm}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2667}{58} = 45,98 \text{ bar} < \bar{\sigma}'_b = 180 \text{ bar}$$

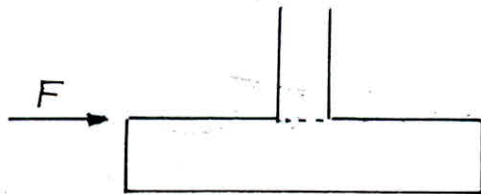
Dans la zone centrale (entre pieux extrêmes), la section d'armatures inférieures sera:

$$A = \frac{M}{3 \bar{\sigma}_a} = \frac{755,7 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 142 \cdot 2667} = 228,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 30 \text{ HA } 32 = 241,26 \text{ cm}^2 ; e = 25 \text{ cm}$$

Vérification au cisaillement:

a/ Au niveau de la jonction fût - semelle:



F: effort de freinage type Bc

$$\sigma_b = \frac{F}{S} = \frac{F}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{4F}{\pi D^2} = \frac{4 \times 15 \cdot 10^3}{\pi \cdot 200^2} = 0,477 \text{ bar} < \bar{\sigma}_b$$

b/ Au niveau de la semelle:

$$\sigma_b = \frac{T}{b z} = \frac{210,73 \cdot 10^3}{720 \times \frac{7}{8} \cdot 142} = 2,356 \text{ bar} < \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 22,5 \text{ bar}$$

Vérification à la résistance de la semelle sous les sollicitations du 2^{ème} genre:

On considèrera la même combinaison que précédemment à savoir:

$$CP + B_{c_{4v,2t}} + 2 \text{ trottoirs}_{,2t} + F_r(B_c) + SI$$

$$V = \pm 2 A (CP + 0,5 P_v)$$

$$= \pm 2 \times 0,091 (1190,81 + 0,5 (196,536 + 18,84)) = \pm 236,33 \text{ KdaN}$$

$$N_{sup} = 1190,81 + 196,536 + 18,84 + 236,33 = 1642,516 \text{ KdaN}$$

$$M_x = M_t = M_r + M_p \sin \theta = 1281,21 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = M_p \cos \theta = 292,74 \text{ mKdaN}$$

les réactions des pieux:

$$\frac{516}{266,98} - \frac{1281,21 \times 7,7505}{266,98} + \frac{292,74 \times 2,6}{54,08} = 182,2 \text{ KdaN}$$

$$\frac{516}{266,98} + \frac{1281,21 \times 7,7505}{266,98} + \frac{292,74 \times 2,6}{54,08} = 256,6 \text{ KdaN}$$

$$\frac{516}{266,98} - \frac{1281,21 \times 7,7505}{266,98} - \frac{292,74 \times 2,6}{54,08} = 154,05 \text{ KdaN}$$

$$\frac{2,516}{266,98} + \frac{1281,21 \times 7,7505}{266,98} - \frac{292,74 \times 2,6}{54,08} = 228,43 \text{ KdaN}$$

$$\frac{516}{266,98} - \frac{1281,21 \times 2,5835}{266,98} + \frac{292,74 \times 2,6}{54,08} = 207 \text{ KdaN}$$

$$\frac{516}{266,98} + \frac{1281,21 \times 2,5835}{266,98} + \frac{292,74 \times 2,6}{54,08} = 231,79 \text{ KdaN}$$

$$\frac{516}{266,98} - \frac{1281,21 \times 2,5835}{266,98} - \frac{292,74 \times 2,6}{54,08} = 178,84 \text{ KdaN}$$

$$\frac{516}{266,98} + \frac{1281,21 \times 2,5835}{266,98} - \frac{292,74 \times 2,6}{54,08} = 203,64 \text{ KdaN}$$

$$F_2 = 256,6 \text{ KdaN} < 2 F_p = 600 \text{ KdaN}$$

$$= 154,05 \text{ KdaN} > 0$$

Donc pas de risque d'arrachement du pieu.

Recherche des réactions des pieux:

$$F_1 = \frac{1642,516}{8}$$

$$F_2 = \frac{1642,516}{8}$$

$$F_3 = \frac{1642,516}{8}$$

$$F_4 = \frac{1642,516}{8}$$

$$F_5 = \frac{1642,516}{8}$$

$$F_6 = \frac{1642,516}{8}$$

$$F_7 = \frac{1642,516}{8}$$

$$F_8 = \frac{1642,516}{8}$$

$$\max F_i =$$

$$\min F_i = F_i$$

Pas de pieux

Nappe transversale:

$$A = 43,97 \text{ cm}^2 (= 14 \text{ HA}20)$$

$$h = 1,45 \text{ m} ; b = 20,4 \text{ m}$$

$$M = (F_{\max} - F_{\min}) \times 2,6 = 266,63 \text{ mKdaN}$$

$$\bar{\omega} = \frac{m}{15} \cdot \frac{100A}{B} = \frac{100 \cdot 43,97}{2040 \times 145} = 0,01486 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9784 \\ k = 216 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{266,63 \cdot 10^5}{43,97 \times 0,9784 \times 145} = 4274 \text{ bar} > \sigma_{\text{em}} = 4200 \text{ bar}$$

La contrainte dans les aciers dépasse la valeur nominale, il faudra donc augmenter la section des aciers

on prendra donc 20 HA14 soit $A = 62,82 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot 62,82}{2040 \times 145} = 0,0212 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9744 \\ k = 180 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{266,63 \cdot 10^5}{145 \cdot 0,9744 \times 62,82} = 3004 \text{ bar} < \sigma_{\text{em}}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{3004}{180} = 16,69 \text{ bar} \ll 1,5 \bar{\sigma}'_b = 270 \text{ bar}$$

Donc transversalement, on aura :

lit inférieur : 20 HA14

lit supérieur : 2 HA14

Nappe Longitudinale:

$$\text{On a un moment } M = (F_2 + F_4) \times 1,55 = 751,8 \text{ mKdaN}$$

$$A = 180,56 \text{ cm}^2 ; h = 142 \text{ cm} ; b = 720 \text{ cm}$$

$$\bar{\omega} = 100 \cdot \frac{186,56}{720 \times 142} = 0,18247 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9306 \\ k = 57 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{751,8 \cdot 10^5}{186,56 \cdot 0,9306 \cdot 142} = 3049,5 \text{ bar} < \sigma_{\text{em}}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{3049,5}{57} = 53,5 \text{ bar} < 1,5 \bar{\sigma}'_b = 270 \text{ bar}$$

Ceci pour les armatures supérieures.

Armatures inférieures:

$$M = 859,25 \text{ mKdaN}$$

$$A = 241,26 \text{ cm}^2 ; b = 720 \text{ cm} ; h = 142 \text{ cm}$$

$$\bar{\omega} = 100 \cdot \frac{241,26}{720 \times 142} = 0,236 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9224 \\ \kappa = 49,4 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{AEh} = \frac{859,25 \cdot 10^5}{241,26 \cdot 0,9224 \cdot 142} = 2719,1 \text{ bar} < \sqrt{\epsilon} \sigma_{\text{en}}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = \frac{2719,1}{49,4} = 55,04 \text{ bar} < 1,5 \bar{\sigma}'_b = 270 \text{ bar}$$

Conclusion:Nappe transversale

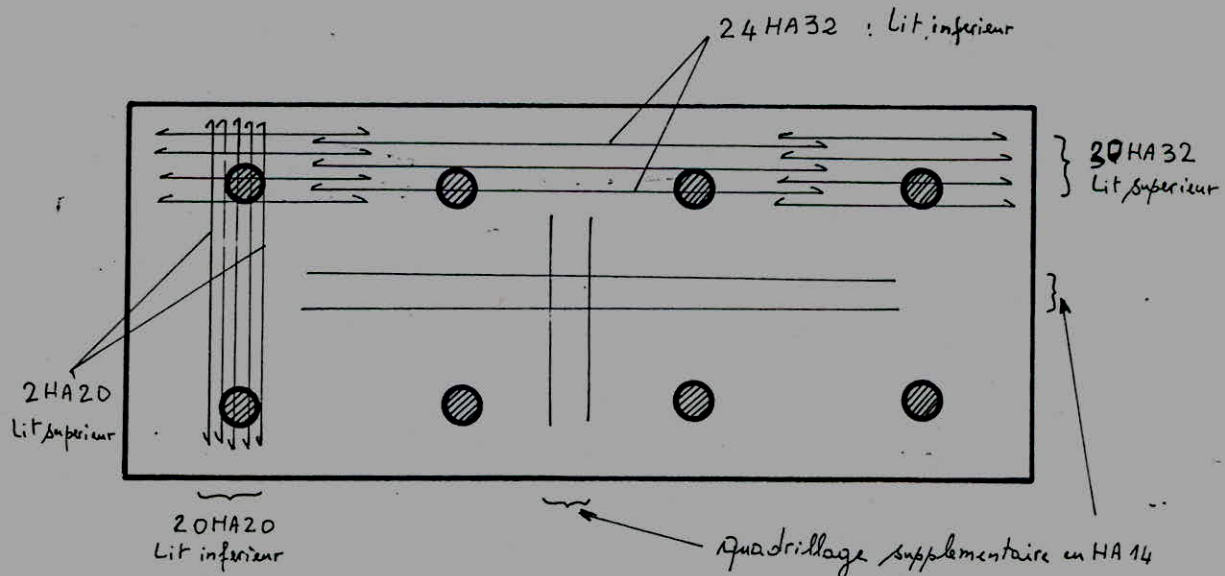
lit supérieur : 2 HA 20

lit inférieur : 20 HA 20

Nappe Longitudinale

lit supérieur : 30 HA 32

lit inférieur : 24 HA 32



Vérification au choc de véhicules routiers:

Valeurs nominales des chocs de véhicules.

- choc frontal $F_i = 100 \text{ kdaN}$ appliqué à 1,50m du T.N.

- choc latéral $F_i = 50 \text{ kdaN}$ appliqué à 1,50m du T.N.

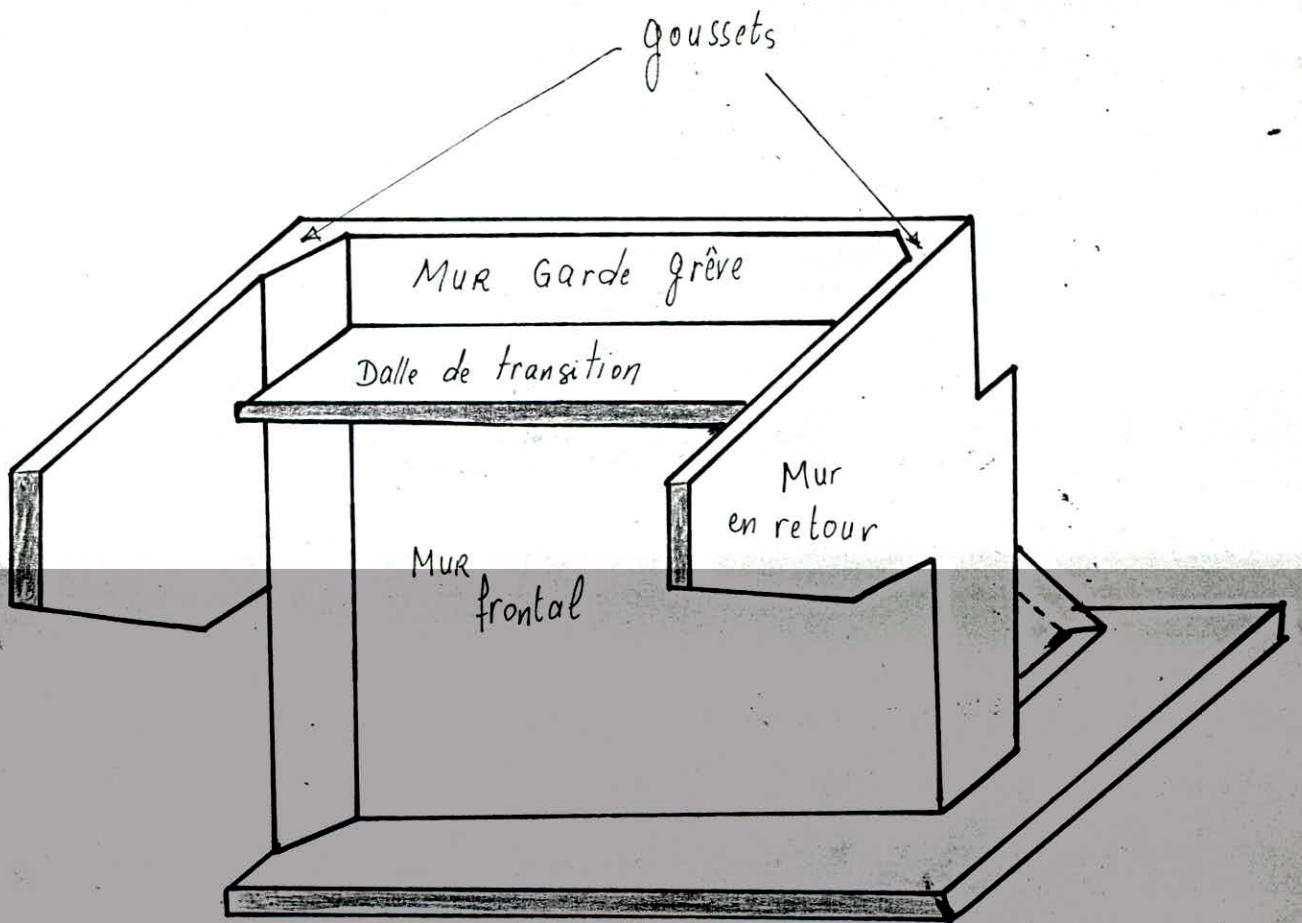
ETUDE DE LA PILE-CULEE

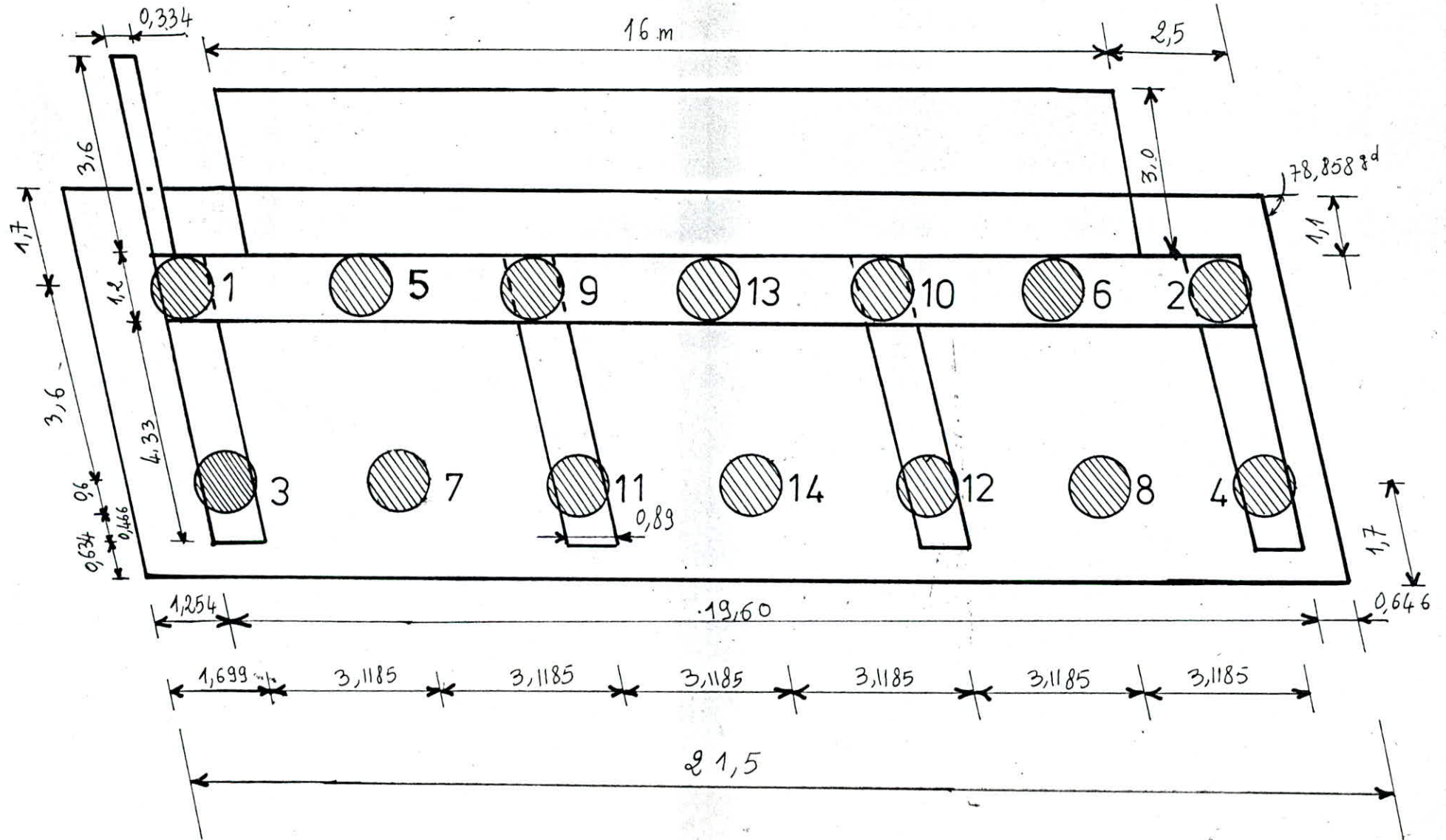
Les culées sont les appuis extrêmes d'un pont. Ce sont des éléments de raccordement de l'ouvrage à la route.

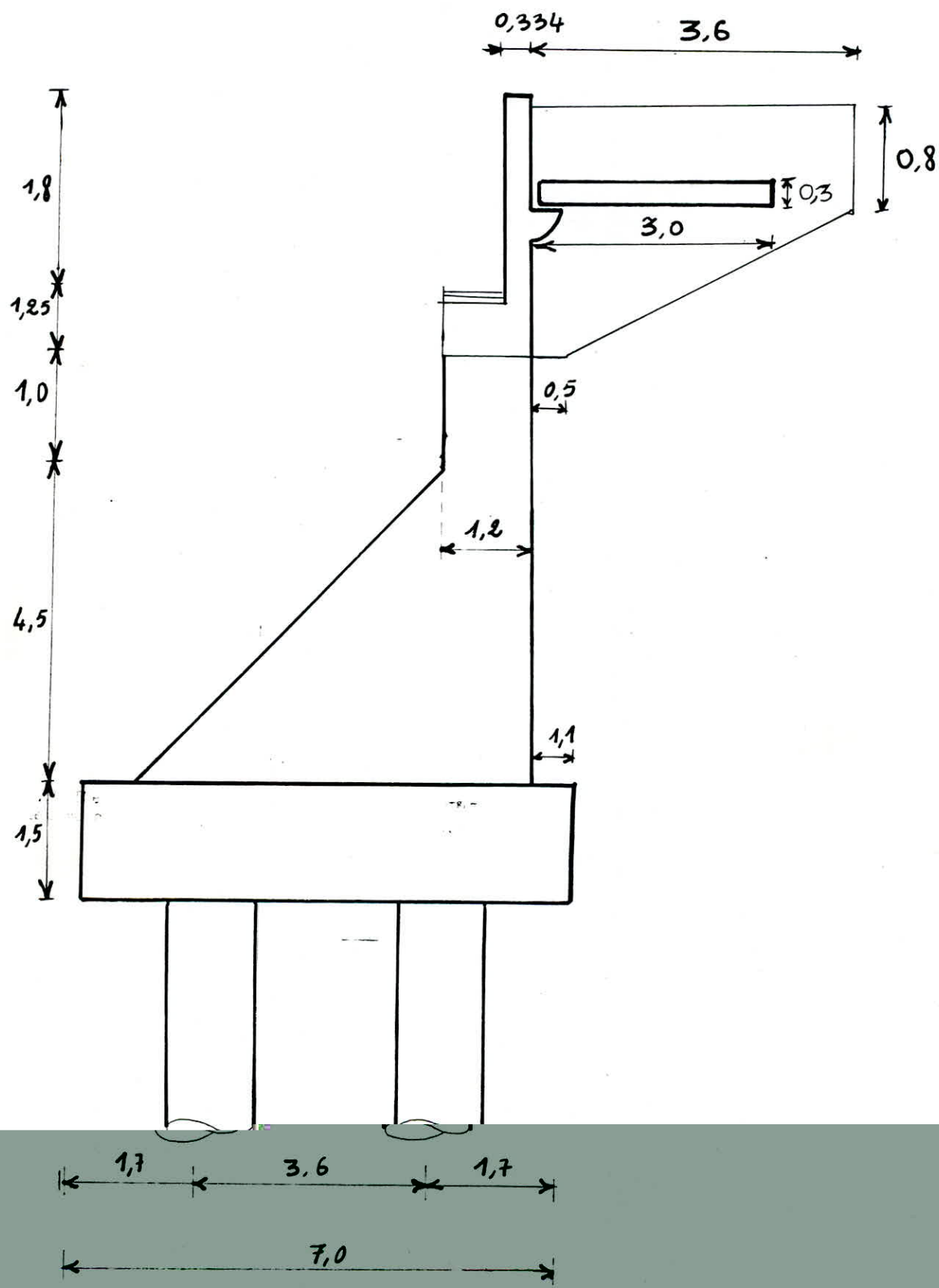
Les culées jouent un double rôle : assurer l'appui du tablier d'une part et le soutènement des terres d'une autre part.

La culée est formée d'un groupe de murs :

Un mur de soutènement, un mur de façade, un mur de fondation, un mur de base.

Conception de la Pile Culée





Determination des axes principaux de la semelle:

- Determination du centre de gravité de la section

$$X_G = \frac{\sum S_i x_i}{\sum S_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i y_i}{\sum S_i}$$

$$\text{ou } S_i = \pi \frac{\phi^2}{4} = \pi \cdot \frac{1,2^2}{4} = 1,13 \text{ m}^2$$

On a 14 pieux identiques de 1,2 m de diamètre

On fixe un repère droit O_x, O_y d'origine confondue avec le centre de gravité du pieu $n^o = 1$. On a alors :

$$\begin{aligned} 14 S X_G &= S \times 0 + S \times 3,1185 + S \times 2 \times 3,1185 + S \times 3 \times 3,1185 + S \times 4 \times 3,1185 + S \times 5 \times 3,1185 \\ &+ S \times 6 \times 3,1185 + S \cdot 1,183 + S(1,183 + 3,1185) + S(1,183 + 2 \times 3,1185) \\ &+ S(1,183 + 3 \times 3,1185) + S(1,183 + 4 \times 3,1185) + S(1,183 + 5 \times 3,1185) \\ &+ S(1,183 + 6 \times 3,1185) \end{aligned}$$

$$X_G = \frac{139,258}{14} = 9,947 \text{ m}$$

$$14 S Y_G = 7 \times S \times 0 + 7 \times S \times 3,4 \rightarrow Y_G = \frac{-7 \times 3,4}{14} = -1,7 \text{ m}$$

- Determination des axes principaux d'inertie:

$$I_{xx} = 7 S \times (1,7)^2 \times 2 + 14 \frac{\pi \phi^4}{64} = 47,144 \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned} I_{yy} &= 2 S (9,947^2 + 6,8285^2 + 3,71^2 + 0,5915^2 + 2,527^2 + 5,6455^2 + 8,764^2) + \\ &+ \frac{\pi \phi^4}{64} \times 14 \end{aligned}$$

$$I_{yy} = 549,5 \times S + \frac{\pi \phi^4}{64} \times 14 = 622,36 \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned} I_{xy} &= S \times 1,7 (-9,947 - 6,8285 - 3,71 - 0,5915 + 2,527 + 5,6455 + 8,764) \\ &+ S (-1,7) (-8,764 - 5,6455 - 2,527 + 0,5915 + 3,71 + 6,8285 + 9,947) \end{aligned}$$

$$I_{xy} = -15,91 \text{ m}^4$$

$$\tan 2\alpha = \frac{-2 I_{xy}}{I_{xx} - I_{yy}} = \frac{2 \times 15,91}{47,144 - 622,36} = -0,5531$$

$$\alpha = -1,583^\circ$$

On étudie la stabilité en calculant les réactions sur les 4 pieux extrêmes /
 au axes principaux d'inertie ξ et η à l'aide de la formule de flexion composée déviée.

$$F = \frac{N}{n} \pm \left[\frac{M_{\eta}}{I_{\eta}} \xi \pm \frac{M_{\xi}}{I_{\xi}} \eta \right] \cdot S$$

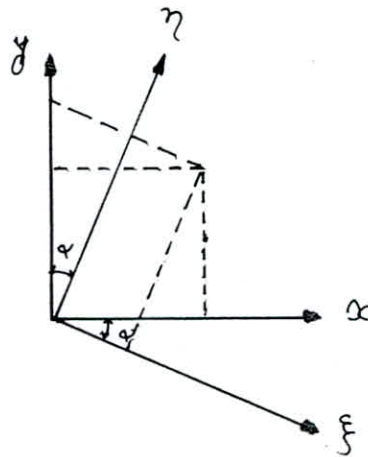
Changement d'axe :

$$\begin{cases} \xi = x \cos \alpha - y \sin \alpha \\ \eta = x \sin \alpha + y \cos \alpha \end{cases}$$

Les moments d'inertie par rapport

aux axes principaux sont :

$$\begin{cases} I_{\xi\xi} = I_{xx} \cos^2 \alpha + I_{yy} \sin^2 \alpha - I_{xy} \sin 2\alpha \\ I_{\eta\eta} = I_{xx} \sin^2 \alpha + I_{yy} \cos^2 \alpha + I_{xy} \sin 2\alpha \end{cases}$$



On calcule N , M_x , M_y sous les différentes combinaisons possibles du 1^{er}
 et 2^{ème} genre, on projette les moments M_x , M_y sur les axes principaux.

$$M_{\xi} = M_x \cos \alpha + M_y \sin \alpha$$

$$M_{\eta} = M_x \sin \alpha - M_y \cos \alpha$$

A.N: $\alpha = -1,583^\circ$

$$I_{\xi\xi} = 48,462 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_{\eta\eta} = 621,11 \text{ m}^4$$

Caractéristique des pieux :

N° du pieu	X (m)	Y (m)	ξ (m)	η (m)	W_{ξ} (m ³)	W_{η} (m ³)
1	-9,947	1,7	-9,819	1,97	24,60	-62,80
2	8,764	1,7	8,80	1,45	33,42	+70,58
3	-8,764	-1,7	-8,80	-1,45	-33,42	-70,58
4	9,947	-1,7	9,819	-1,97	-24,60	+62,80

Calcul des charges et des moments :I Charges verticales1/ Semelle :

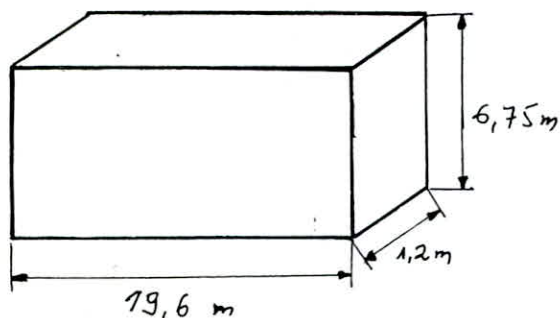
$$V = 21,5 \times 7 \times 1,5 \times 2,5 = 564,37 \text{ KdaN}$$

$$X = -0,5 \text{ m} ; Y = 0 \text{ m}$$

$$V = 564,37 \text{ KdaN}$$

$$M_x = V \times Y = 0$$

$$M_y = V \times X = -282,18 \text{ mKdaN}$$

2/ Mur Frontal :

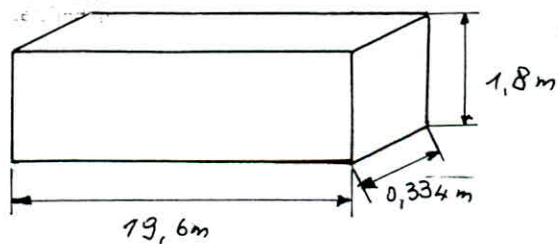
$$V = 19,6 \times 6,75 \times 1,2 \times 2,5 = 396,90 \text{ KdaN}$$

$$X = -0,645 \text{ m}$$

$$Y = 1,7 \text{ m}$$

$$M_x = V \cdot Y = 674,73 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = V \cdot X = -256 \text{ mKdaN}$$

3/ Mur garde greve :

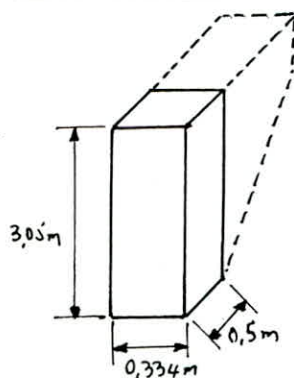
$$V = 19,6 \times 1,8 \times 0,334 \times 2,5 = 29,46 \text{ KdaN}$$

$$X = -0,85 \text{ m}$$

$$Y = 2,11 \text{ m}$$

$$M_x = V \cdot Y = 61,86 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = V \cdot X = -25,04 \text{ mKdaN}$$

4/ Mur en retour :

$$V = 0,5 \times 3,05 \times 0,334 \times 2,5 = 1,27 \text{ KdaN}$$

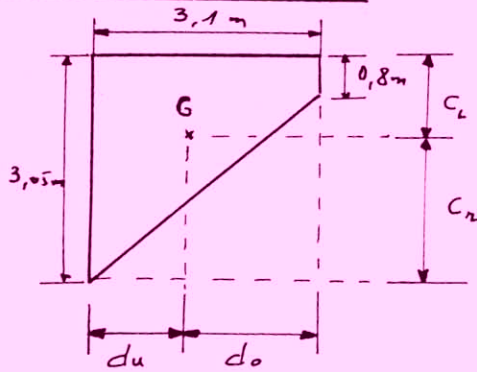
$$X = -10,30 \text{ m}$$

$$Y = 2,41 \text{ m}$$

$$M_x = V \cdot Y = 3,06 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = V \cdot X = -13,08 \text{ mKdaN}$$

5/ Drcille de mur en retour:



$$V = \frac{3,05 + 0,8}{2} \times 3,1 \times 0,334 \times 2,5 = 4,98 \text{ KdaN}$$

Recherche du centre de gravité

$$a = 0,8 \text{ m} ; b = c_c + c_r = 3,05 \text{ m}$$

$$h = d_u + d_o = 3,1 \text{ m}$$

$$c_n = \frac{2b^2 + 2ab - a^2}{3(a+b)} = \frac{2}{3}b - \frac{a^2}{3(a+b)} = \frac{2}{3} \cdot 3,05 - \frac{0,8^2}{3(0,8+3,05)} = 1,97 \text{ m}$$

$$d_o = \frac{a + 2b}{3(a+b)} \cdot h = \frac{0,8 + 2 \times 3,05}{3(0,8 + 3,05)} \cdot 3,1 = 1,85 \text{ m}$$

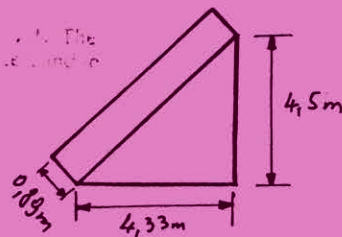
$$d_u = \frac{2a + b}{3(a+b)} \cdot h = \frac{2 \times 0,8 + 3,05}{3(0,8 + 3,05)} \cdot 3,1 = 1,25 \text{ m}$$

$$X = -10,60 \text{ m} ; Y = -8,3 \text{ m}$$

$$M_x = V \cdot Y = 19,07 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = V \cdot X = -52,79 \text{ mKdaN}$$

6/ MURS contre fort (4 murs):



$$V = 4 \times \frac{1}{2} \times 4,33 \times 4,5 \times 0,89 \times 2,5 = 86,7 \text{ KdaN}$$

$$X = -0,146 \text{ m} ; Y = -0,325 \text{ m}$$

$$M_x = V \cdot Y = -28,17 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = V \cdot X = -12,66 \text{ mKdaN}$$

7/ Tablier:

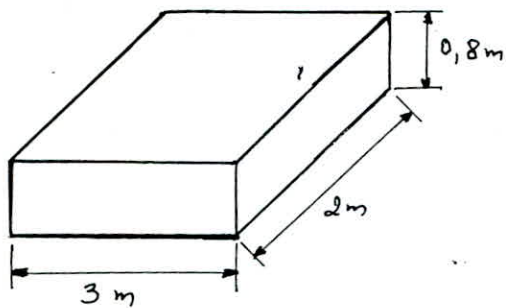
Le poids du tablier qui revient à la culée est:

$$V = \frac{471,3}{2} = 235,65 \text{ KdaN}$$

$$X = -0,645 \text{ m} ; Y = 1,7 \text{ m}$$

$$M_x = V \cdot Y = 400,6 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = V \cdot X = -151,99 \text{ mKdaN}$$

8/ Butées para sísmiques:

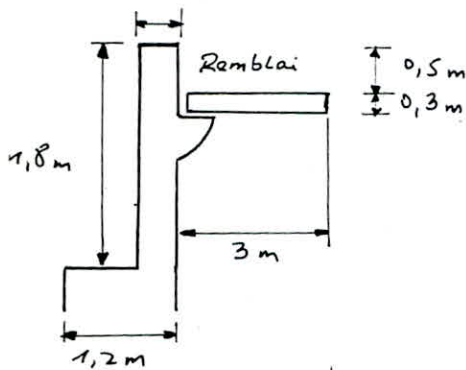
$$V = 2 \times 0,8 \times 2 \times 3 \times 2,5 = 24 \text{ KdaN}$$

$$X = 0,564 \text{ m}$$

$$Y = -0,69 \text{ m}$$

$$M_x = V \cdot y = -16,56 \text{ m KdaN}$$

$$M_y = V \cdot X = 13,53 \text{ m KdaN.}$$

9/ Dalle de transition:

La dalle de transition repose sur deux appuis

$$Q = 3 \times 16 \times 0,3 \times 2,5 = 36 \text{ KdaN}$$

$$V = \frac{Q}{2} = 18 \text{ KdaN.}$$

$$X = -1,2 \text{ m} ; Y = 3,59 \text{ m}$$

$$M_x = V \cdot y = 64,62 \text{ m KdaN}$$

$$M_y = V \cdot X = -21,60 \text{ m KdaN.}$$

10/ Remblai sur dalle de transition:

$$\gamma_R = 1,8 \text{ KdaN/m}^3$$

$$X = -1,2 \text{ m} ; Y = 3,59 \text{ m}$$

$$Q = 0,5 \times 3 \times 16 \times 1,8 = 43,2 \text{ KdaN} \rightarrow V = \frac{Q}{2} = 21,6 \text{ KdaN}$$

$$M_x = V \cdot y = 77,54 \text{ m KdaN}$$

$$M_y = V \cdot X = -25,92 \text{ m KdaN}$$

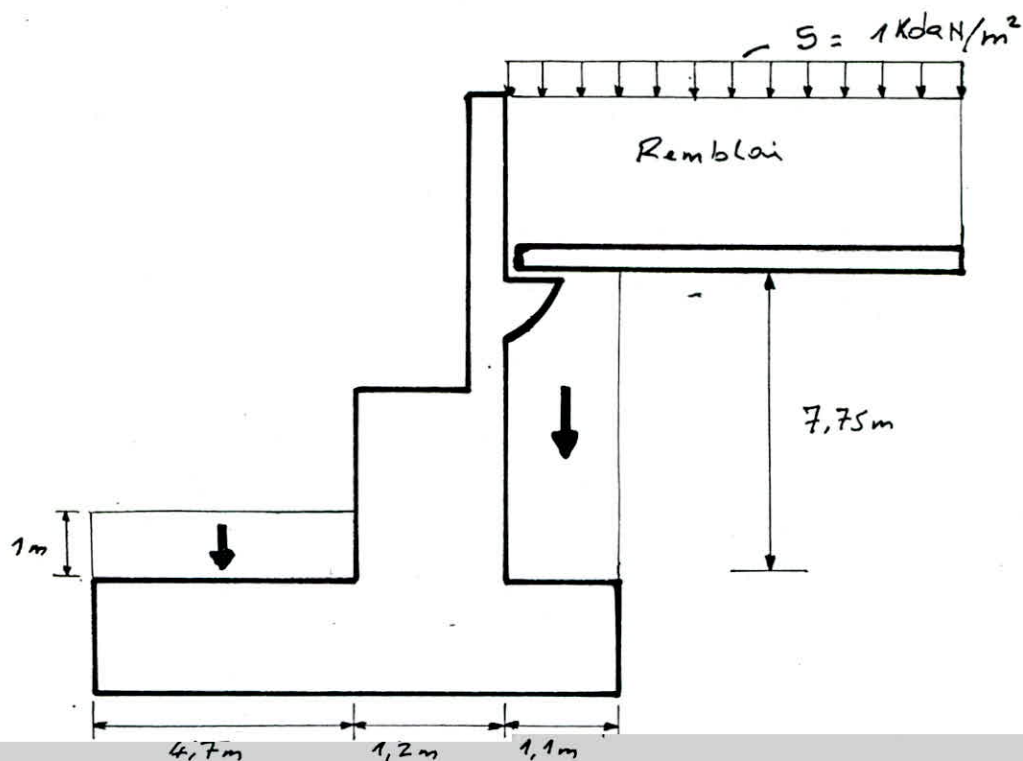
11/ Poids des terres:111/ Semelle avant:

$$V = 1,1 \times 7,75 \times 21,5 \times 1,8 = 329,92$$

$$X = -1,1 \text{ m} ; Y = 2,69 \text{ m}$$

$$M_x = V \cdot y = 887,48 \text{ m KdaN}$$

$$M_y = V \cdot X = -362,91 \text{ m KdaN}$$



11/ Semelle arrière:

$$V = [21,5 - 4 \times 0,89] \times 4,7 \times 1 \times 1,8 = 151,77 \text{ KdaN}$$

$$X = -0,35 \text{ m} \quad ; \quad Y = -1,182 \text{ m}$$

$$M_x = V \times Y = -179,39 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = V \times X = -53,12 \text{ mKdaN}$$

12/ Surcharges du remblai (Rouleau de compactage):

D'après le fascicule 61 - TITRE II du CPC, la charge du remblai due au rouleau de compactage vaut $q = 1 \text{ KdaN/m}^2$

$$V = 21,5 \times 1,1 \times 1 \times 1,2 = 28,38 \text{ KdaN}$$

$$X = -1,1 \text{ m} \quad ; \quad Y = 2,69 \text{ m}$$

$$M_x = V \cdot Y = 76,34 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = V \cdot X = -31,22 \text{ mKdaN}$$

131/ Surcharge od. trafika: (35 N/m²)

131/ Sur tablier:

$$V = 2 \times 2,1665 \times \frac{29}{2} \times 0,15 \times 1,2 = 11,31 \text{ KdaN}$$

$$X = -0,645 \text{ m} ; y = 1,7 \text{ m}$$

$$M_x = V \cdot y = 19,22 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = V \cdot X = -7,29 \text{ mKdaN}$$

132/ Sur Pile Cube:

$$V = 2 \times 2,1665 \times 3,6 \times 0,15 \times 1,2 = 2,81 \text{ KdaN}$$

$$X = -0,645 \text{ m} ; y = 1,7 \text{ m}$$

$$M_x = V \cdot y = 4,77 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = V \cdot X = -1,81 \text{ mKdaN}$$

14/ Surcharges du trafic:

14.1/ Systeme Bc 4 camions:

$$V = 1,2 \times 145,3 = 174,36 \text{ KdaN}$$

$$X = -0,645 \text{ m} ; y = 1,7 \text{ m}$$

$$M_x = V \cdot y = 296,41 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = V \cdot X = -112,46 \text{ mKdaN}$$

14.2/ Bc min:

$$V = 1,2 \times 33,76 = 40,5 \text{ KdaN}$$

$$X = -0,645 \text{ m} ; y = 1,7 \text{ m}$$

$$M_x = V \cdot y = 68,85 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = V \cdot X = -26,12 \text{ mKdaN}$$

14.3/ A 4voies:

$$V = 1,2 \times 178,49 = 214,19 \text{ KdaN}$$

$$X = -0,645 \text{ m} ; y = 1,7 \text{ m} ; M_x = V \cdot y = 364,12 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = V \cdot X = -138,15 \text{ mKdaN}$$

144/ MC120:

$$V = 1,2 \times 98,43 = 118,11 \text{ KdaN}$$

$$X = -0,645 \text{ m} ; Y = 1,7 \text{ m}$$

$$M_x = V \cdot Y = 200,78 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = V \cdot X = -76,18 \text{ mKdaN}$$

145/ système D:

$$V = 1,2 \times 163,03 = 195,63 \text{ KdaN}$$

$$X = -0,645 \text{ m} ; Y = 1,7 \text{ m}$$

$$M_x = V \cdot Y = 332,57 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = V \cdot X = -126,18 \text{ mKdaN}$$

II Charges horizontales:Calcul du coefficient de poussée- Conditions normales $\lambda = \frac{1}{3}$ selon Rankine

- Conditions sismiques : selon Coulomb modifié par MONOBE-OKABE

$$\lambda_s = \frac{\cos^2(\phi + \alpha - \theta)}{\cos^2 \alpha \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cos(\alpha + \beta)}}\right)} \cdot K \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

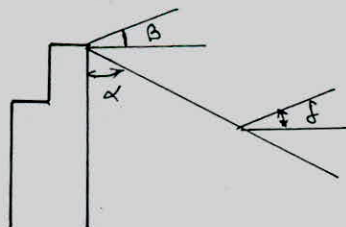
1. The
2. and 3

$$K = \sqrt{E_H^2 + (1 \pm E_V)^2} \quad E_H = 10\% ; E_V = 7\% \quad (\text{selon SETRA})$$

$$\theta = \arctg \frac{E_H}{1 \pm E_V}$$

$$\alpha = \beta = \delta = 0$$

$\phi = 30^\circ$: coefficient de frottement interne
du remblai.



On obtient:
$$\lambda_s = \frac{\cos^2(\phi - \theta) \cdot K}{(1 + \sin \phi)^2 \cos \theta}$$

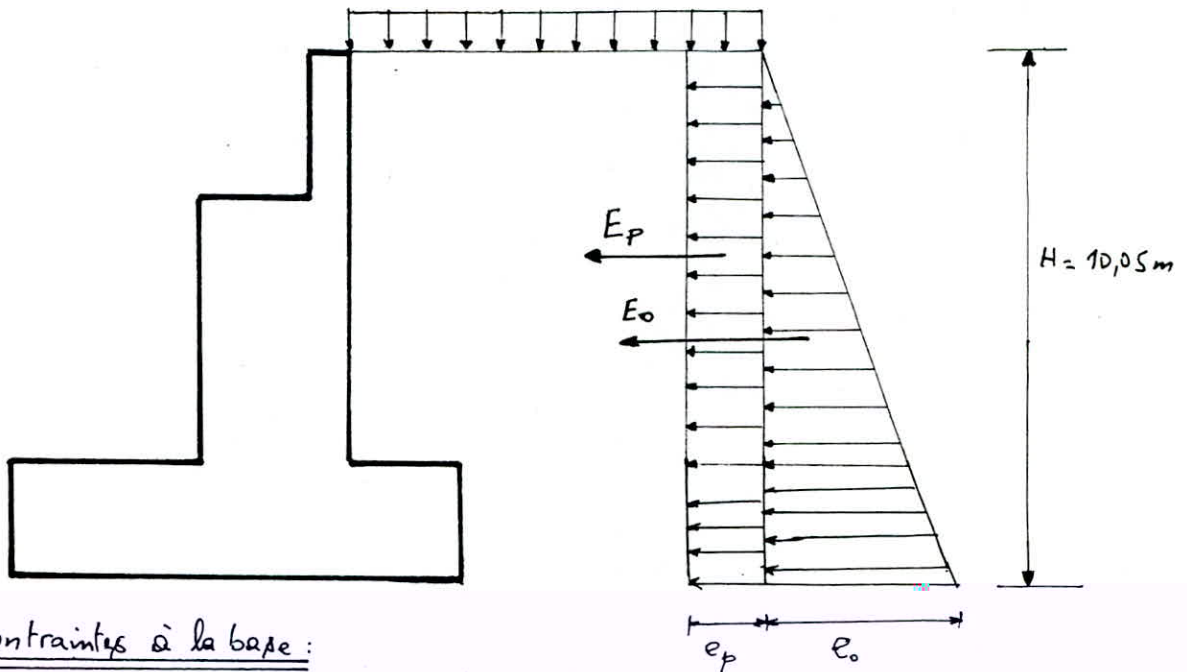
$$K_1 = \sqrt{E_H^2 + (1 + E_V)^2} = 1,0746$$

$$K_2 = \sqrt{E_H^2 + (1 - E_V)^2} = 0,9354$$

$$\theta_1 = \arctg \frac{E_H}{1 + E_V} = 5,339$$

$$\theta_2 = \arctg \frac{E_H}{1 - E_V} = 6,137$$

$$\lambda_s = 0,396$$



Contraintes à la base :

$$e_0 = \lambda'_s \cdot \gamma'_R \cdot H \cdot L$$

$$e_p = \lambda_s \cdot p \cdot L$$

Poussée :

$$E_0 = \frac{1}{2} e_0 \cdot H \quad ; \quad E_p = e_p \cdot H$$

- Poussée des terres sur mur frontal :

1/ Poussée du remblai

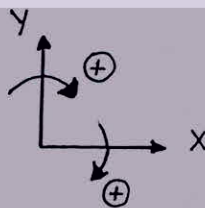
$$E_0 = \frac{1}{2} \cdot \lambda_s \cdot \gamma_R \cdot H^2 \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 0,396 \cdot 1,8 \cdot 10,05^2 \cdot 19,6 = 705,54 \text{ kdaN}$$

2/ Poussée des surcharges :

$$E_p = \lambda_s \cdot p \cdot L \cdot H = 0,396 \cdot 1 \cdot 19,6 \cdot 10,05 \cdot 1,2 = 93,6 \text{ kdaN}$$

La poussée sur le mur frontal est normale à celui-ci et parallèle à l'axe Ox donc elle provoque un moment autour de l'axe Ox

Convention de signe :



$$M_{x_1} = E_0 \cdot \frac{H}{3} = 705,54 \cdot \frac{10,05}{3} = 2363,56 \text{ mKdaN}$$

$$M_{x_2} = E_{p_x} \times \frac{H}{2} = 93,6 \times \frac{10,05}{2} = 470,34 \text{ mKdaN}$$

- Poussée des terres sur mur en retour:

$$E_0 = \frac{1}{2} \times 0,396 \cdot 1,8 \times \overline{3,05}^2 \times \frac{3,6}{2} = 5,96 \text{ KdaN}$$

$$E_p = 0,396 \times 1 \times 1,2 \times 3 \times \frac{3,6}{2} = 2,56 \text{ KdaN}$$

Ces poussées sont parallèles à l'axe Ox et provoquent des moments autour de l'axe Oy

$$M_{y_1} = E_0 \cdot \left(\frac{h}{3} + 7\right) = 5,96 \cdot \left(\frac{3,05}{3} + 7\right) = 47,78 \text{ mKdaN}$$

$$M_{y_2} = E_p \left(\frac{h}{2} + 7\right) = 2,56 \left(\frac{3,05}{2} + 7\right) = 21,82 \text{ mKdaN}$$

- Poussée du talus sur le mur contrefort:

$$E_p = \frac{1}{2} \times 0,396 \times 4,33 \times \overline{4,5}^2 \times 1,8 = 31,25 \text{ KdaN}$$

$$M_y = E_p \cdot \frac{h}{3} = 31,25 \times \frac{4,5}{3} = 46,87 \text{ mKdaN}$$

- Freinage:

$$* B_c: \quad H_F = \pm 15 \text{ KdaN}$$

$$M_x = \pm 15 \times 10,05 = \pm 150,75 \text{ mKdaN}$$

... The
... and or

$$* A: \quad H_F = \pm 8,3 \text{ KdaN}$$

$$M_x = \pm 8,3 \times 10,05 = \pm 83,41 \text{ mKdaN}$$

1/ Charges permanentes

Designation	V (kdaN)	P (kdaN)	X (m)	M_y (mkdaN)	Y (m)	M_x (mkdaN)	Z (m)
Semelle	564,37		-0,5	-282,18	0	0	0
Mur frontal	396,90		-0,645	-256	1,70	674,73	
Mur garde'grèze	29,46		-0,85	-25,04	2,11	61,86	
Mur en retour	1,27		-10,30	-13,08	2,41	3,06	
Oreille mur en retour	4,98		-10,60	-52,79	3,83	19,07	
Mur contrefort	86,70		-0,146	-12,66	-0,325	-28,17	
Sablier	235,65		-0,645	-151,99	1,70	400,6	
Butée parasismique	24		0,564	13,53	-0,69	-16,56	
Dalle de transition	18		-1,20	-21,6	3,59	64,62	
Remblai au dalle de transition	21,6		-1,20	-25,92	3,59	77,54	
Terre sur semelle avant	329,92		-1,10	-362,91	2,69	887,48	
Terre sur semelle arriere	151,77		-0,35	-53,12	-1,182	-179,39	
Σ	1864,62			-1243,76		1964,84	

2/ Surcharges:

Designation	V (kdaN)	P (kdaN)	X (m)	M_y (mkdaN)	Y (m)	M_x (mkdaN)	Z (m)
Remblai (Rouleau de compactage)	28,38		-1,10	-31,22	2,69	76,34	
SurchARGE de trottoir sur tablier	11,31		-0,645	-7,29	1,70	19,22	
SurchARGE de trottoir sur Pile Culée	2,81		-0,645	-1,81	1,70	4,77	
Bc (4 voies)	174,36		-0,645	-112,46	1,70	296,41	
Bc min	40,5		-0,645	-26,12	1,70	68,85	
A 4 voies	214,19		-0,645	-138,15	1,70	364,12	
Mc120	118,11		-0,645	-76,18	1,70	200,78	
D	195,63		-0,645	-126,18	1,70	332,57	

3. B/ Poussées:

Designation	V (kdaN)	P (kdaN)	X (m)	M_y (mkdaN)	Y (m)	M_x (mkdaN)	Z (m)
Poussée MF Δ		705,54				2363,56	3,35
Poussée MF \square		93,60				470,34	5,025
Poussée MR Δ		5,96		47,78			8,01
Poussée MR \square		2,56		21,82			8,525
Poussée MCF Δ		31,25		-46,87			1,5
Freinage Bc		± 15				$\pm 150,75$	10,05
Freinage A		$\pm 8,3$				$\pm 83,41$	10,05

Vérification de la stabilité sous la sollicitation du 1^{er} genre:

Pour se faire, on doit considérer un certain nombre de cas de charges appliqués aux pieux les plus sollicités (1, 2, 3, 4)

Cas de Charges:

- 1/ Pile Culée vide (sans tablier ni remblai)
- 2/ Pile Culée en service (poids propre + remblai + tablier vide)
- 3/ Pile Culée en service + A_{14v} + surch. trottoir + surcharge remblai + freinage .
- 4/ Pile Culée en service + $B_{4convois}$ + trottoir + surch. remblai + freinage .
- 5/ Pile Culée en service + N_{120} + trottoir + surch. remblai .
- 6/ Pile Culée en service + D + trottoir + surch. remblai .
- 7/ Pile Culée en service + B_{min} + trottoir + surch. remblai + freinage
- 8/ Pile Culée en service + B_{min} + freinage .
- 9/ Pile Culée en service + $B_{4convois}$ + freinage .

Cas de charges	Effort					Reaction sur les pieux (Kolan)			
	V (Kolan)	M _x (mKolan)	M _y (mKolan)	M _z (mKolan)	M _∑ (mKolan)	1	2	3	4
1	1125,7	778,6	-649,8	796,2	-628	128,28	97,27	117,38	105,68
						55,13	43,43	63,54	32,53
2	1864,6	1964,8	-1243,7	1998,4	-1188,9	246,37	181,72	219,79	203,58
						62,78	46,58	84,65	19,99
3	2121,3	2436,3	-1422,2	2474,6	-1354,3	289,56	213,51	256,87	240,82
						62,22	46,58	89,53	13,48
4	2081,5	2361,5	-1396,5	2399,2	-1330,7	282,83	208,49	251,10	234,94
						62,41	46,25	88,86	14,52
5	2025,2	2265,9	-1360,2	2302,6	-1297,1	273,76	201,74	243,27	227,08
						62,2	46,03	87,56	15,54
6	2102,7	2397,7	-1410,2	2435,7	-1343,4	286,25	211,	254,05	237,90
						62,48	46,32	89,34	14,13
7	1947,6	2284,7	-1310,2	2320	-1246,6	268,11	197,60	237,51	223,25
						54,97	40,71	80,62	10,11
8	1905,1	2184,3	-1269,8	2218,5	-1208,9	259,73	191,73	230,44	216,23
						55,92	41,71	80,42	12,42
9	2038,9	2411,9	-1356,2	2448,4	-1289,1	281,29	207,78	249,05	229,63
						56,36	42,21	83,48	9,97

max $F_{max} = 289,56$ Kolan (Pieu n° 1, 3^{ème} cas de charge)

min $F_{min} = 9,97$ Kolan (Pieu n° 4 ; 9^{ème} cas de charge)

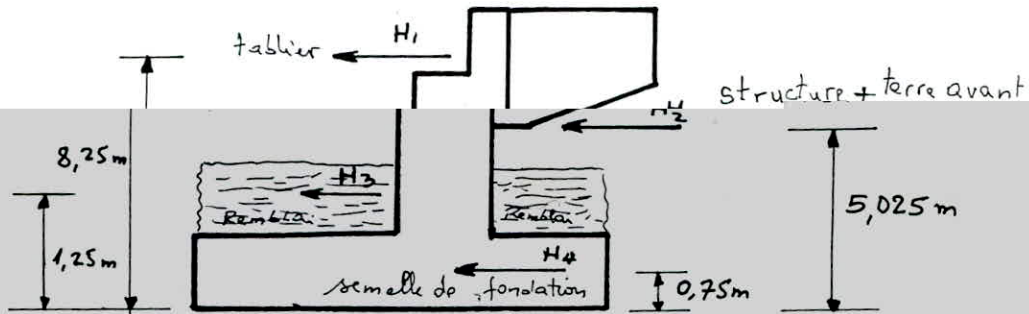
Vérification de la stabilité de la pile soulevée en conditions sismique :

$$G + P + SI$$

$$SI_H = \Delta \cdot G_v \quad : \text{composante horizontale}$$

$$SI_v = \pm 2\Delta (G_v + 0,5 P_v) \quad : \text{composante verticale}$$

1/ Composante horizontale



$$H_1 = 0,091 \times 235,65 = 21,44 \text{ KdaN}$$

$$H_2 = 0,091 (396,9 + 29,46 + 1,27 + 4,98 + 86,7 + 24 + 21,6 + 323,92)$$

$$H_2 = 81,43 \text{ KdaN}$$

$$H_3 = 0,091 \times 151,77 = 13,81 \text{ KdaN}$$

$$H_4 = 0,091 \times 564,37 = 51,36 \text{ KdaN}$$

Ces forces provoquent les moments suivants :

$$M_{x_1} = 21,44 \times 8,25 = 176,88 \text{ mKdaN}$$

$$M_{x_2} = 81,43 \times 5,025 = 409,18 \text{ mKdaN}$$

$$M_{x_3} = 13,81 \times 1,25 = 17,26 \text{ mKdaN}$$

$$M_{x_4} = 51,36 \times 0,75 = 38,52 \text{ mKdaN}$$

Effort sismique supplémentaire provoqué par les poussées des terres :

$$H_{(SI)_x} = 0,091 (705,54) = 64,2 \text{ KdaN}$$

$$H_{(SI)_y} = 0,091 (5,96 + 31,25) = 3,39 \text{ KdaN}$$

et provoque les moments :

$$M_x = 0,091 \times 2363,56 = 215,1 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = 0,091 (47,78 - 46,87) = 0,08 \text{ mKdaN}$$

2/ Composante verticale:

$$SI_V = \pm 2 \Delta (G_V + 0,5 P_V) = \pm 2 \Delta G_V \pm \Delta P_V$$

* Pour les charges permanentes:

$$\pm 2 \Delta G_V = \pm 2 \times 0,091 \times 1864,62 = \pm 339,36 \text{ KdaN}$$

ce qui provoque les moments:

$$M_x = \pm 2 \times 0,091 \times 1964,84 = \pm 357,6 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = \pm 2 \times 0,091 \times (-1243,76) = \mp 226,36 \text{ mKdaN}$$

* Pour les surcharges:

- Surcharge rambler: $\Delta P_V = 0,091 \times 28,38 = 2,58 \text{ KdaN}$

$$M_x = 0,091 \times 76,34 = 6,95 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = 0,091 \times (-31,22) = -2,84 \text{ mKdaN}$$

- Surcharge de trottoir

* Sur tablier: $\Delta P_V = 0,091 \times 11,31 = 1,03 \text{ KdaN}$

$$M_x = 0,091 \times 19,22 = 1,75 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = 0,091 \times (-7,29) = -0,66 \text{ mKdaN}$$

* Sur Pile Culée: $\Delta P_V = 0,091 \times 2,81 = 0,256 \text{ KdaN}$

$$M_x = 0,091 \times 4,77 = 0,434 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = 0,091 \times (-1,81) = \pm 0,165 \text{ mKdaN}$$

- Surcharge de trafic: A_{4voies}^- (la plus défavorable)

$$\Delta P_V = 0,091 \times 214,19 = 19,49 \text{ KdaN}$$

$$M_x = 0,091 \times 364,12 = 33,13 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = 0,091 \times (-138,15) = -12,57 \text{ mKdaN}$$

- Surcharge Bcmir:

$$\Delta P_V = 0,091 \times 40,5 = 3,68 \text{ KdaN}$$

$$M_x = 0,091 \times 68,85 = 6,26 \text{ mKdaN}$$

$$M_y = 0,091 \times (-26,12) = -2,37 \text{ mKdaN}$$

- Surcharges dues au freinage :

* Freinage B_c : $M_x = \pm 0,091 \times 150,75 = \pm 13,72 \text{ mkdaN}$

* Freinage A : $M_x = \pm 0,091 \times 83,41 = \pm 7,59 \text{ mkdaN}$

Soit les cas de charges suivants :

- ① Pile Culée vide + SI_H^{\oplus} + $SI_V \downarrow$
- ② Pile Culée vide + SI_H^{\ominus} + $SI_V \uparrow$
- ③ Pile Culée en service + remblai + trottoir + SI_H^{\oplus} + $SI_V \downarrow$
- ④ Pile Culée en service + A_{4v} + freinage[⊕] + remblai + trottoir + SI_H^{\oplus} + $SI_V \downarrow$
- ⑤ Pile Culée en service + A_{4v} + freinage[⊖] + remblai + trottoir + SI_H^{\ominus} + $SI_V \uparrow$
- ⑥ Pile Culée en service + B_{cmin} + freinage[⊖] + SI_H^{\ominus} + $SI_V \uparrow$
- ⑦ Pile Culée en service + B_{cmin} + freinage[⊕] + SI_H^{\oplus} + $SI_V \uparrow$
- ⑧ Pile Culée en service + SI_H^{\ominus} + $SI_V \uparrow$
- ⑨ Pile Culée en service + B_{c4v} + freinage + SI_H^{\oplus} + $SI_V \downarrow$ + remblai + trottoirs

Cas de charges	Effort					Reaction (kdan) sur les poutres			
	V (kdan)	M _x (mkdan)	M _y (mkdan)	M _z (mkdan)	M _w (mkdan)	1	2	3	4
1	1705	2002	-420	2013	-365	220,82	184,00	195,69	207,68
						35,88	47,87	59,56	22,75
2	1705	-445	-880	-421	-892	157,17	121,74	150,3	146,15
						118,49	93,27	121,6	86,39
3	2486	3288	-1054	3315,6	-963	347,20	274,26	305,09	312,54
						42,59	50,04	80,88	7,94
4	2720	3783	-1179	3804	-1074	388,34	305,71	340,10	349,69
						38,87	48,46	82,86	0,22
5	2720	1889	-1179	1921	-1126	302,78	241,21	277,26	262,26
						126,3	111,3	147,36	85,78
6	2488	639	-1503	680	-1485	235,67	176,93	224,48	182,23
						173,19	141,09	178,49	119,75
7	2488	2655	-1502	2695	-1428	327,2	245,97	291,70	275,81
						79,61	63,73	109,45	28,22
8	2443,53	742	-1474	782	-1453	236,6	177,71	224,24	184,31
						164,76	124,8	171,36	112,47
9	2677	3676	-1115	3705	-1013	379,63	300,26	332,70	300,31
						39,25	49,72	82,15	2,79

Calcul des murs de la pile calée:

On doit commencer par le mur garde grève et l'oreille du mur en retour qui influencent respectivement sur le mur frontal et le mur en retour.

La méthode utilisée est celle indiquée dans le document du SETRA: Piles et Tables 73

1/ Mur garde grève:

hauteur : $h = 1,8 \text{ m}$; épaisseur $e = 0,334 \text{ m}$

1.1/ Actions et sollicitations:

* Forces verticales. Elles comprennent:

- Le poids propre
- La réaction d'une charge indirectement appliquée sur le garde grève
- La réaction d'une dalle de transition.

Le poids propre et la réaction d'une charge supposée centrée ne créent pas de moments dans le garde grève: comme leur effet est plutôt favorable vis à vis des efforts de flexion dus aux forces horizontales, on les négligera.

En ce qui concerne la réaction de la dalle de transition, qui est excentrée d'environ $0,3 \text{ m}$ par rapport au plan moyen du garde grève, il en résulte un moment indépendant de la hauteur du garde grève, mais dont l'effet vient en déduction des moments maximaux produits par les forces horizontales. Pour ces différentes raisons, on peut donc négliger l'effet des forces verticales.

* Forces horizontales. Elles sont au nombre de 3:

- Pousée des terres.
- Pousée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève
- Force de freinage d'un camion type B_c

a/ Pousée des terres:

En ne tenant pas compte de la présence de la chaussée (phase de remblaiement derrière le mur garde grève, le moment d'encastrement vaut:

$$M_T = \frac{i \Delta h^3}{6}$$

où : i : coefficient de poussée - $i = 0,3$

Δ : poids volumique des terres de remblai $\Delta = 1,8 \text{ kdaN/m}^3$

h : hauteur du garde grève $h = 1,8 \text{ m}$

$$M_T = \frac{0,3 \times 1,8 \times \frac{1,8^3}{6}}{6} = 0,525 \text{ m.kdaN}$$

b) Poussée d'une charge locale située en arrière du garde grève :

Selon le document PP73 du SETRA, il a été vérifié que la sollicitation totale due au camion B_c (poussée des charges locales + freinage) était plus défavorable pour le mur garde grève dans le domaine $0,5 \text{ m} \leq h \leq 3,0 \text{ m}$

L'effet le plus défavorable est produit par 2 roues arrière de 6 kdaN de deux camions accolés, placés de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière du garde grève.

Compte tenu de ce qui a été dit précédemment concernant les incertitudes sur la transmission des efforts, on procédera de la manière suivante :

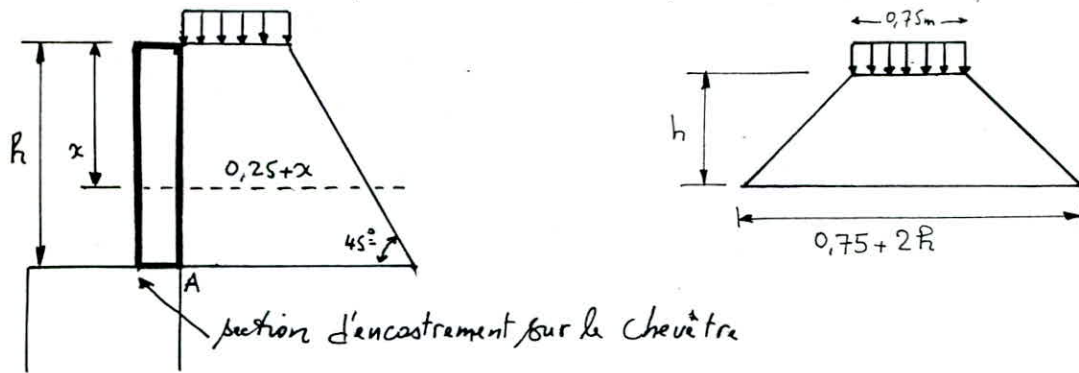
- les charges réelles soit 2 roues de 6 kdaN distantes de 0,50 m soient remplacées par une charge uniformément répartie de 12 kdaN sur un rectangle de $0,25 \times 0,75$ circonscrit aux carrés d'impact de chacune des roues.

- On admet que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartie à 45° latéralement et en arrière du mur de façon uniforme sur un rectangle horizontal dont les dimensions croissent linéairement avec la profondeur. Cette pression engendre en tout point du mur une poussée élémentaire qui crée un certain moment au niveau de la section d'encastrement sur le chevetre.

On suppose d'autre part que les efforts correspondants se répartissent uniformément à 45° le long du garde grève, de part et d'autre du rectangle d'impact.

- On néglige l'effet des roues situées à 1,50 m en arrière.

Les schémas ci-après définissent les principaux paramètres :



Le moment flechissant en A à la profondeur h

a pour expression générale :

$$M_P = \frac{12K}{0,75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx \quad [\text{mkdAN/ml}]$$

Avec : $K = i \gamma \delta b_c$

i : Coefficient de poussée $i = 0,3$

γ : Coefficient de pondération $\gamma = 1,2$

δ : (charge sur remblai) : Coefficient de majoration dynamique $\delta = 1,1$

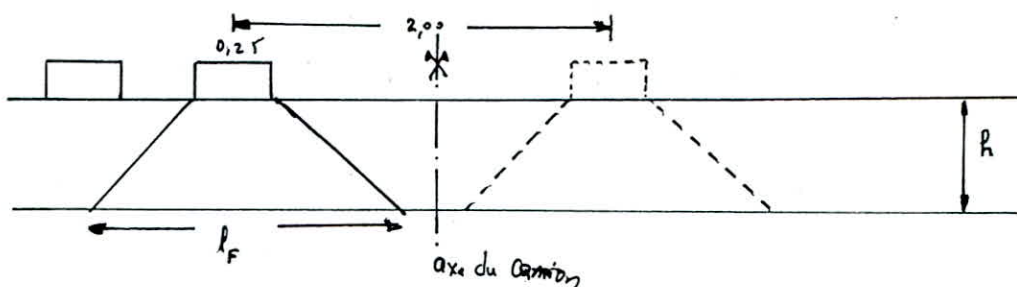
$b_c = 0,8$ (pont de 1^{ère} classe, 4 voies chargées)

$$K = 0,3 \times 1,2 \times 1,1 \times 0,8 = 0,3168$$

$$M_P = \frac{12 \times 0,3168}{0,75 + 2 \times 1,8} \int_0^{1,8} \frac{1,8-x}{0,25+x} dx = 2,197 \text{ mkdAN/ml.}$$

c/ Force de freinage d'un essieu du camion B_c :

On considère un essieu au contact du garde grève et l'on néglige l'effet de l'autre essieu situé à 1,5 m en arrière.



Compte tenu de l'écartement des roues d'un essieu (2,00 m), on ne considère que l'effet d'une seule roue (une des roues accolées considérées précédemment) et l'on admet une répartition des efforts suivant des directions inclinées à 45° à partir des bords du rectangle d'impact donc $l_F = 0,25 + 2h$ et la force de freinage est prise égale au poids d'une roue soit 6 kdaN

$$\text{et l'on a : } M_F = \frac{6h}{0,25 + 2h} \cdot \gamma = \frac{6 \times 1,8}{0,25 + 2 \times 1,8} \cdot 1,2 = 3,36 \text{ mKdaN/ml}$$

Le moment total d'encastrement sera donc :

$$M = M_T + M_P + M_F = 0,525 + 2,197 + 3,36 = 6,082 \text{ mKdaN/ml}$$

Remarque : la formule approchée donnant le moment d'encastrement est :

$$M = 2,5 (h+1) = 2,5 (1,8+1) = 7 \text{ mKdaN/ml}$$

L'effort tranchant total est :

$$T = T_T + T_P + T_F = 0,29 + 0,874 + 1,86 = 3,02 \text{ KdaN/ml}$$

Ferraillage :

La section est $b = 100 \text{ cm}$; $h = 33,4 - 3 = 30,4 \text{ cm}$

avec $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ bar}$; $\bar{\sigma}_b' = 180 \text{ bar}$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 6,082 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (30,4)^2} = 0,0352 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9196 \\ k = 47,2 \\ \alpha = 0,2411 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{6,082 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9196 \cdot 30,4} = 7,76 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4 \text{ HA } 16 = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

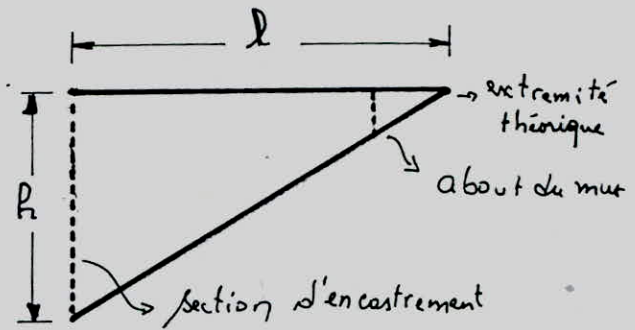
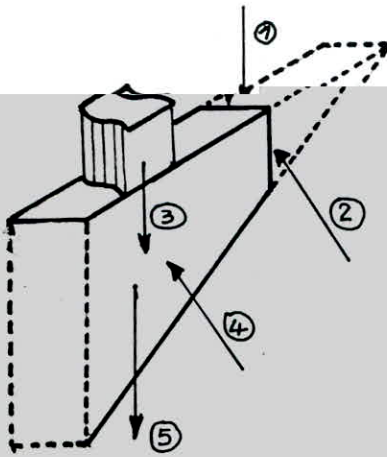
$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{47,2} = 59,32 \text{ bar} < \bar{\sigma}_b' = 180 \text{ bar}$$

Armatures de répartition :

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \iff 2,01 \leq A_r \leq 4,02$$

$$A_r = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Oreille du mur en retour:



- ① : une charge concentrée de 4 kdaN à l'extrémité du mur. Elle est accidentelle (conventionnelle). Elle permet de négliger les frottements verticaux sur le mur
- ② Une force accidentelle de 2 kdaN
- ③ Poids de la superstructure (corniche, garde corps ...) = $0,3l = 0,3(3,1+1,1) = 1,26 \text{ kdaN}$
- ④ Pousée du remblai uniformément répartie d'intensité égale à :
 $\frac{h}{3} + 0,5 = \frac{3,05}{3} + 0,5 = 1,516 \text{ kdaN/m}^2$
 (0,5 : coefficient de pousée au repos)
- ⑤ Poids du mur = $\frac{3,05+0,8}{2} \times 3,1 \times 0,334 \times 2,5 = 4,98 \text{ kdaN}$

Calcul des sollicitations:

Effort tranchant (selon la verticale) : $T = 4 + 1,26 + 4,98 = 10,24 \text{ kdaN}$

Le moment d'encastrement vaut :

$$M = 4 \times 3,1 + 1,26 \times \frac{3,1}{2} + 4,98 \times \frac{2 \times 0,8 + 3,05}{3(0,8 + 3,05)} \times 3,1 = 20,578 \text{ mKdaN}$$

Effort tranchant (selon l'horizontale) : $T = 2 + 1,516 = 3,516 \text{ kdaN}$

$$M = 2 \times 5 + 1,516 \times \frac{3,05+0,8}{2} \times \frac{3,1}{2} = 24,02 \text{ mKdaN/}$$

$$\text{soit } M = \frac{24,02}{3,05} = 7,87 \text{ mKdaN/ml}$$

Remarque: Pour le ferrailage d'attache, on pourra vérifier de façon séparée l'attache du mur sous les deux moments dus aux forces verticales et horizontales appliquées au mur.

Ferrailage:

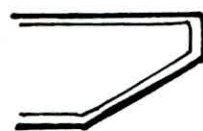
On prendra une hauteur moyenne $h_c = \frac{3,05 + 0,8}{2} = 1,925 \text{ m}$

$$\Rightarrow h = h_c - d = 1,925 - 0,05 = 1,875 \text{ m}$$

Sens vertical: $\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 20,578 \cdot 10^5}{2800 \times 3,1 \cdot 10^2 \cdot 1,875^2} = 0,001 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9851 \\ K = 320 \end{cases}$

$$A = \frac{M}{E \bar{\sigma}_a h} = \frac{20,578 \cdot 10^5}{0,9851 \cdot 2800 \cdot 1,875} = 3,97 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ HA } 16 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{320} = 8,75 \text{ bar} << \bar{\sigma}'_b = 180 \text{ bar}$$



Sens horizontal: $\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 7,87 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 30,4^2} = 0,0456 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9099 \\ K = 40,5 \end{cases}$

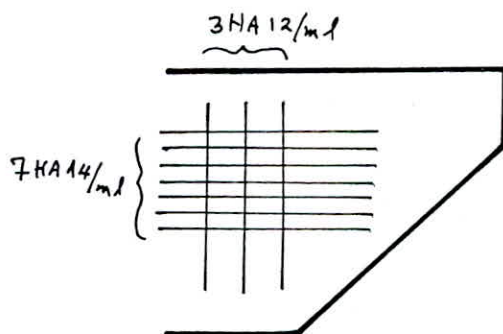
$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{7,87 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9099 \cdot 30,4} = 10,16 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 7 \text{ HA } 14/\text{ml} = 10,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$e = 14 \text{ cm}$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{40,5} = 69,13 \text{ bar} << \bar{\sigma}'_b = 180 \text{ bar}$$

Aciers de repartition

$$\frac{A}{4} = 3 \text{ HA } 12/\text{ml} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



Effet de la dilatation sur un câble:

La variation de la température affecte les éléments de la culée et donne à ces derniers une dilatation empêchée au niveau des encastrement. Ce qui provoque des fissures. Pour cela, et au lieu de prévoir des joints de dilatation, on préfère calculer les tractions engendrées par la dite dilatation en égalisant cette contrainte à celle de la fissuration pour avoir le pourcentage d'armatures nécessaires.

Pour une plaque, la relation contrainte-déformation est comme suit:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \mu \sigma_y)$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} (\sigma_y - \mu \sigma_x)$$

La longueur l_0 intervenue par la dilatation sous l'effet de la variation de température est:

$$l = l_0 (1 + \alpha \Delta t) \rightarrow \Delta l = l - l_0 = l_0 \alpha \Delta t$$

$$\epsilon = \frac{\Delta l}{l_0} = \alpha \Delta t \quad \text{d'où} \quad \epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \mu \sigma_y) = \alpha \Delta t$$

$$\text{ou encore: } (\sigma_x - \mu \sigma_y = \alpha E \Delta t) \text{ (1) et } (\sigma_y - \mu \sigma_x = \alpha E \Delta t) \text{ (2)}$$

en multipliant la relation (2) par μ , on a:

$$(\mu \sigma_y - \mu^2 \sigma_x = \alpha \mu E \Delta t) \text{ (3)}$$

en faisant la somme des relations (1) et (3), on a:

$$\sigma_x (1 - \mu^2) = (1 + \mu) \alpha E \Delta t \rightarrow \sigma_x (1 - \mu) = \alpha E \Delta t$$

on a alors:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{10^{-5} \cdot 363730 \cdot 30}{(1-0,2)} = 136,4 \text{ bar}$$

σ_x et σ_y ne sont autre que des contraintes de fissuration et comme $\sigma_1 > \sigma_2$ en général, on prend $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_1 \rightarrow K \frac{\eta}{\phi} \frac{w_f}{1+10w_f} = 136,4$

$\eta = 1,6$ (acier HA) ; $K = 10^5$ fissuration préjudiciable

$\phi = 16 \text{ mm}$: mur frontal ; $\phi = 14 \text{ mm}$: (mur en retour

a/ mur frontal :

$$K \frac{\eta}{\phi} \frac{w_f}{1+10w_f} = 136,4 \Rightarrow \frac{w_f}{1+10w_f} = 136,4 \cdot \frac{16}{10^5 \cdot 1,6} = 1364 \cdot 10^{-6}$$

$$\rightarrow w_f = 1364 \cdot 10^{-6} + 1364 \cdot 10^{-5} \cdot w_f$$

$$\rightarrow w_f (1 - 1364 \cdot 10^{-5}) = 1364 \cdot 10^{-6}$$

$$\rightarrow w_f = 0,00158 = 0,158\%$$

b/ mur en retour :

$$\frac{w_f}{1+10w_f} = 136,4 \cdot \frac{14}{1,6 \cdot 10^5} = 1193,5 \cdot 10^{-6}$$

$$\rightarrow w_f = 0,00103 = 0,103\%$$

$\frac{w_f}{B_f} = \frac{A}{B_f}$ et puisqu'il s'agit d'une traction engendrée par dilatation, B_f est confondu avec la section totale de la pièce.

ferraillage : * mur frontal :

$$h_f = 120 \text{ cm} \rightarrow \bar{B}_f = b \cdot h_f = 100 \times 120 = 12000 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A}{\bar{B}_f} = w_f \rightarrow A = \bar{B}_f \cdot w_f = 12000 \times 0,138\% = 16,56 \text{ cm}^2$$

On place 2 nappes, l'une des nappes a déjà été calculée sous l'effet des surcharges donc on prévoit une seule nappe $A = \frac{16,56}{2} = 8,28 \text{ cm}^2$
soit 5HA16 = 10,05 cm² ; e = 25 cm

* Mur en retour :

$$\bar{B}_f = 33,4 \times 100 = 3340 \text{ cm}^2 \rightarrow A = \bar{B}_f \cdot w_f = 3340 \times 0,103\% = 3,44 \text{ cm}^2$$

On prévoit $\frac{A}{2} = 1,72 \text{ cm}^2$ soit 3HA10 = 2,36 cm² e = 33 cm

Ferrailage du sommier d'appui

Il y a risque de fissuration du béton suivant les plans vertical et oblique sous l'effet des charges constituées par les descentes de charges localisées

au niveau des appareils d'appui

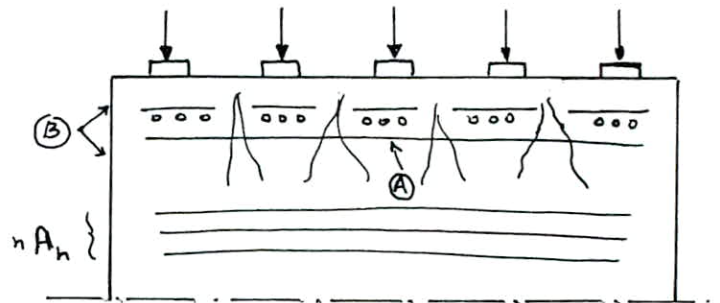
On dispose les armatures telles que (A)

formant un chaînage contre la

fissuration et telles que (B) de

surface et d'éclatement sous

les appareils d'appui et sous l'action des verins.



a/ Armatures de chaînage:

Dans un but de simplification et de normalisation, le document PP73 du SETRA

propose une quantité d'aciars $A = 0,25 \frac{R_{max}}{\sigma_a}$; $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{em}$

R_{max} : charge localisée la plus forte

$$R_{max} = R_{cp} + R_{ccp} + R_{surchmax} + R_{trottoir} = 47,126 + 79,33 + 2,82 = 129,28 \text{ kN}$$

$$A = 0,25 \cdot \frac{129,28 \cdot 10^3}{2800} = 11,54 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ Nappes de } n \text{ HA16}$$

Pour limiter la propagation des fissures, on place des armatures A_h sur une hauteur égale à la moitié des espacements des appareils d'appui soit 1,8m

$$\text{avec } A_h = 0,125 \frac{R_{max}}{\sigma_a} = 0,125 \cdot \frac{129,28 \cdot 10^3}{2800} = 5,77 \text{ cm}^2$$

Comme on a prévu $5 \text{ HA16} = 10,05 \text{ cm}^2$ pour le mur frontal dans le cas de la dilatation, il n'est donc pas nécessaire de prévoir A_h

$$\text{car } 5 \text{ HA16} = 10,05 \text{ cm}^2 > A_h = 5,77 \text{ cm}^2$$

b/ Armatures de surface et d'éclatement:

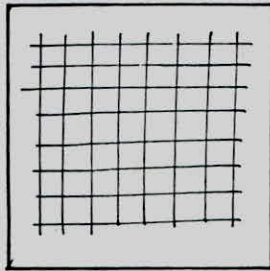
Elles sont constituées par des nappes de ferraillage (B) disposées au droit des appareils d'appui et des verins. Chaque frette est constituée par des armatures $\phi 8$, espacées de 125 mm sur appui + verin et de 125 (110) mm

$$\delta = \frac{a}{E} = \frac{\text{largeur de l'appareil d'appui}}{\text{épaisseur de l'appui}} = \frac{30}{78} = 0,384$$

$$\text{d'où } F = 9,2 \cdot (1,1 - 0,384) \cdot 12,9 \cdot 20,2 = 19,8 \text{ MN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_a} = \frac{19,8 \cdot 10^3}{2800} = 7,07 \text{ cm}^2$$

On dispose une seule nappe dans les 2 directions.



Calcul de la dalle de transition:

Du fait des imperfections de compactage à proximité du mur frontal, on prend comme précaution une dalle de transition qui évite tout tassement de la chaussée entraîné par le tassement du remblai.

Dimension de la dalle :

- largeur = 3,0 m
- longueur = largeur de la chaussée + 0,8 m de chaque côté soit 16 m
- épaisseur = 0,3 m

On calcule en premier lieu la longueur élastique

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad (\text{cf Fuentes : Calcul pratique des structures})$$

$$I: \text{ inertie de l'élément} \quad I = \frac{b h^3}{12} = 100 \cdot \frac{30^3}{12}$$

E : module d'élasticité du béton (on prend en moyenne 20000 daN/cm²)

b : largeur de l'élément (on calcule pour 1 m de largeur $b = 1 \text{ m}$)

K : coefficient de raideur du sol = 2 daN/cm² (Remblai)

$$\text{soit } l_e = \left(\frac{4 \cdot 20000 \cdot 100 \cdot \frac{30^3}{12}}{2 \cdot 100} \right)^{\frac{1}{4}} = 173,2 \text{ cm} = 1,732 \text{ m}$$

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 répartition linéaire des contraintes.
- Si $l \geq \frac{\pi}{2} l_e$: Il y a lieu de faire des calculs relatifs à la poutre sur sol élastique

On rappelle que la pression en un point est égale au produit du coefficient de raideur du sol par l'enfoncement en ce point $p = ky$

donc $l = 3 \text{ m} > \frac{\pi}{2} \cdot 1,732 = 2,72 \text{ m}$

Calcul des sollicitations :

- Poids propre : $2,5 \times 0,3 \times 1 \times 1 = 0,75 \text{ kdaN/m}^2/\text{ml}$
- Remblai sur dalle : $1,8 \times 0,5 \times 1 \times 1 = 0,9$
- Surcharge sur remblai : $1 \times 1,2 = 1,2$

donc $P = 0,75 + 0,9 + 1,2 = 2,85$

Calcul de la réaction du remblai sur la dalle :

Cette réaction est la pression $p = ky$

La résultante sur la dalle sera : $Q = P - p = P - ky$

Pour une poutre uniformément chargée et de charge P et simplement appuyée, le moment en une abscisse x est $M(x) = P \frac{x}{2} (l - x)$ qui entraîne un

enfoncement $y(x) = \frac{Px}{24EI} (l^3 - 2lx^2 + x^3)$

L'enfoncement est max pour $x = \frac{l}{2} \rightarrow y\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{5}{384} \frac{Pl^4}{EI}$

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

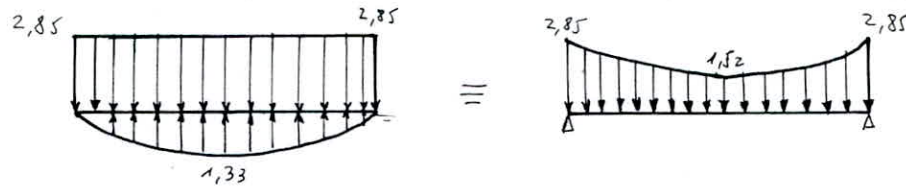
$I = 1 \cdot \frac{0,3^3}{12} = 2,25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

$y = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,85 \cdot 3^4}{2 \cdot 10^6 \cdot 2,25 \cdot 10^{-3}} = 0,6679 \cdot 10^{-3} \text{ m/ml}$

Soit p la réaction du sol par ml $p = Ky \cdot b$ ($b = 1m$), $K = 2 \cdot 10^3 \text{ KdaN/m}^3$

$$p = 2 \cdot 10^3 \cdot 0,6679 \cdot 10^{-3} \cdot 1 = 1,33 \text{ KdaN/m/ml}$$

Donc la dalle est sollicitée par les charges suivantes:



Ferrailage:

Le moment max est la différence des 2 moments:

$$M_{b \max} = q \frac{l^2}{8} - \frac{5}{48} p l^2 = \frac{2,85 \cdot 3^2}{8} - \frac{5}{24} \cdot 1,33 \cdot 3^2 = 1,96 \text{ mKdaN/ml}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{b \max}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1,96 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 27^2} = 0,0144 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9466 \\ K = 78,75 \end{cases}$$

$$A = \frac{1,96 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9466 \cdot 27} = 2,74 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 3 \text{ HA } 12/\text{ml} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = 33 \text{ cm.}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{78,75} = 35,55 \text{ bar} \ll \bar{\sigma}'_b = 180 \text{ bar}$$

Armatures de répartition:

$$\frac{A_r}{4} < A_r < \frac{A}{2} \quad (\text{ferrailage des plaques})$$

$$\text{soit } 2 \text{ HA } 12/\text{ml} = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ferrailage du corbeau arrière:

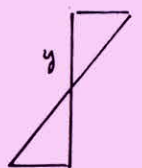
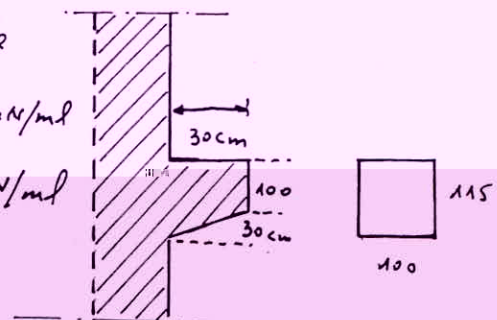
Il est soumis à la réaction de la dalle de transition $R = q \frac{l}{2} - p \frac{l}{3} = 1,87 \text{ KdaN/ml}$
d'où le moment $M = R \times 0,3 = 0,56 \text{ mKdaN/ml}$

La hauteur moyenne du corbeau est : 1,15m

Le moment provoque une force de traction

$$\text{égale à } F = \frac{1}{2} \sigma_y \cdot b = \frac{1}{2} \cdot \frac{M}{I} \cdot v \cdot b \cdot y = \frac{1}{2} \cdot \frac{M}{b h^3} \cdot 12 \cdot \frac{h}{2} \cdot b = \frac{3}{2} \frac{M}{h}$$

$$\text{avec } I = \frac{b h^3}{12} ; v = \frac{h}{2} ; y = \frac{h}{2}$$



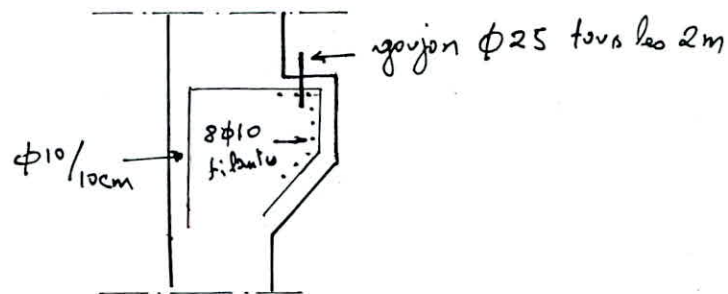
$$F = \frac{3}{2} \frac{M}{h} = 3 \cdot \frac{0,56 \cdot 10^5}{2(115)} = 730 \text{ daN}$$

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} = \frac{730}{2800} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 1 \text{ HA } 10/\text{ml} = 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

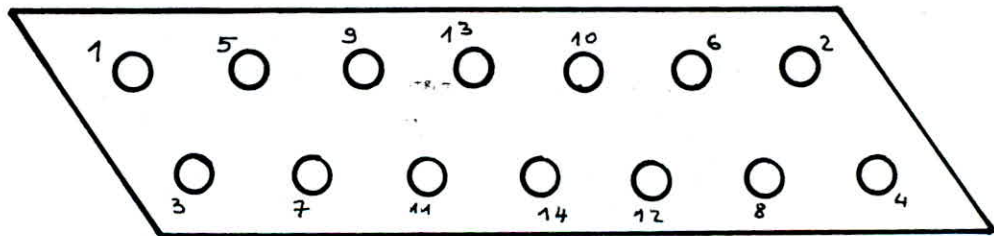
$$\bar{\sigma} = \frac{T}{b_3} = \frac{1,87 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 115} = 0,18 \text{ bar}$$

$$A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{1,87 \cdot 10^3}{2800} = 0,66 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 1 \text{ HA } 10/\text{ml} = 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(mais le ferrailage type exigé par SETRA est :



Ferrailage de la semelle :



Les pieux sont sollicités en flexion composée déviée.

La réaction sur chaque pieu est donnée par : $F = \frac{N}{n} + \left[\frac{M_v}{I_v} u + \frac{M_u}{I_u} v \right] S$

La combinaison la plus défavorable est :

- Pile calculée en service + $A_{4 \text{ voies}}$ + surcharge trottoir + surcharge remblai + freinage.

$$V = 2121,3 \text{ kdaN}$$

$$M_x = 2474,6 \text{ mKdaN}$$

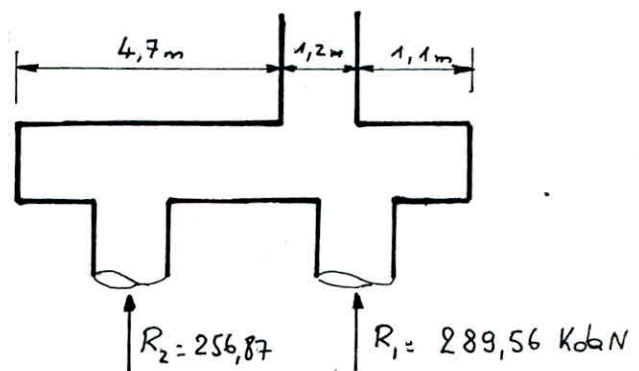
$$M_y = -1354,3 \text{ mKdaN}$$

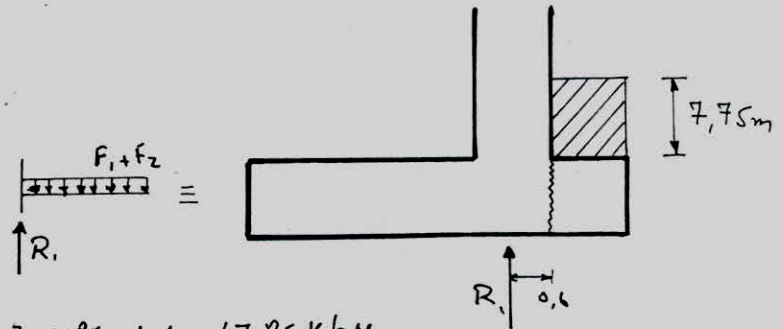
n° Pieu	X (m)	Y (m)	ξ (m)	η (m)	W_{ξ} (m ²)	W_{η} (m ²)	F_{max} (KdaN)	F_{min} (KdaN)
1	-9,947	1,7	-9,819	1,97	24,60	-62,80	289,56	62,22
2	8,764	1,7	8,80	1,45	33,42	+70,58	213,51	46,58
3	-8,764	-1,7	-8,80	-1,45	-33,42	-70,58	256,87	89,53
4	9,947	-1,7	9,819	-1,97	-24,60	+62,80	240,82	13,48
5	-6,828	1,7	-6,778	1,888	25,66	-91,63	277,19	59,13
6	+5,647	1,7	5,692	1,543	31,40	109,12	226,55	48,53
7	-5,645	-1,7	-5,689	-1,543	-31,40	-109,12	254,50	76,48
8	6,828	-1,7	6,778	-1,888	-25,66	91,63	249,90	25,39
9	-3,71	1,7	-3,661	1,802	26,89	-169,65	264,53	56,49
10	2,529	1,7	2,638	1,627	29,78	235,44	238,92	51,16
11	3,71	-1,7	3,66	-1,802	-26,89	169,70	246,55	38,51
12	-2,527	-1,7	-2,573	-1,629	-29,75	-241,39	251,80	63,82
13	-0,591	1,7	-0,544	1,715	28,25	-1141,7	251,83	65,11
14	0,591	-1,7	0,543	-1,715	-28,25	-1143,85	249,17	51,21

Methode Appliquée:

Du fait que le mur frontal n'est pas centré sur la semelle, les bielles ne transportent pas les charges symétriques ; ceci dans le sens de la largeur, donc on applique la méthode des consoles.

Soient les pieux les plus chargés sous patins avant et arrière



Patin usant

terre: $F_1 = 1,8 \times 7,75 \times 3,1185 \times 1,1 = 47,85 \text{ KdaN}$

$$M_1 = -47,85 \times \frac{1,1}{2} = -26,32 \text{ mKdaN}$$

Poids propre du patin

$$F_2 = 2,5 \times 1,5 \times 3,1185 \times 1,1 = 12,86 \text{ KdaN}$$

$$M_2 = -12,86 \cdot \frac{1,1}{2} = -7,07 \text{ mKdaN}$$

Reaction du pieu

$$F_3 = 289,56 \text{ KdaN} \quad ; \quad M_3 = 0$$

Le moment total sera donc :

$$M = M_1 + M_2 + M_3 = -33,4 \text{ mKdaN}$$

l'effort tranchant total sera :

$$T = 47,85 + 12,86 - 289,56 = -228,85 \text{ KdaN}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 33,4 \cdot 10^5}{1,1 \cdot 145^2 \cdot 2800} = 0,0077 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9603 \\ K = 111 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\varepsilon \bar{\sigma}_a h} = \frac{33,4 \cdot 10^5}{0,9603 \cdot 2800 \cdot 145} = 8,56 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6H14 = 9,23 \text{ cm}^2 \text{ pour } 1,1 \text{ m}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{111} = 25,2 \text{ bar} < \bar{\sigma}'_b = 150 \text{ bar}$$

Dans le sens longitudinal, on prend des racines de repartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 2,31 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 3H412/\text{ml}$$

Patin arrière

terre:

$$F_1 = 1,8 \times 1 \times 3,1185 \times 4,7 = 26,38 \text{ KdaN}$$

$$M_1 = -26,38 \times \frac{4,7}{2} = -61,99 \text{ KdaN.m}$$

Poids Propre du patin:

$$F_2 = 2,5 \times 1,5 \times 3,1185 \times 4,7 = 54,96 \text{ KdaN}$$

$$M_2 = -54,96 \times \frac{4,7}{2} = -129,16 \text{ mKdaN}$$

Reaction du pieu:

$$F_3 = 256,87 \text{ KdaN} \quad ; \quad M_3 = +256,87 \times 3 = 770,61 \text{ mKdaN}$$

Le moment total sera donc:

$$M = M_1 + M_2 + M_3 = 579,51 \text{ mKdaN}$$

L'effort tranchant sera:

$$T = 26,38 + 54,96 - 256,87 = -175,53 \text{ KdaN}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 579,51 \cdot 10^5}{2800 \cdot 470 \cdot 145^2} = 0,0314 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9237 \\ K = 50,5 \end{cases}$$

$$A = \frac{15M}{0,9237 \cdot 145 \cdot 2800} = 154,52 \text{ cm}^2$$

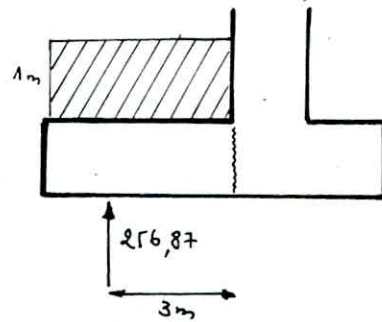
on augmente de diamètre des barres ($\phi \geq 25 \text{ mm}$) donc $\bar{\sigma}_a = 2667 \text{ bar}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 579,51 \cdot 10^5}{2667 \cdot 470 \cdot 145^2} = 0,0329 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9224 \\ K = 49,4 \end{cases}$$

$$A = \frac{579,51 \cdot 10^5}{0,9224 \cdot 145 \cdot 2667} = 162,46 \text{ soit } 21 \text{ HA32} = 168,84 \text{ cm}^2 \text{ pour } 4,7 \text{ m}$$

soit 5 HA32/ml $e = 25 \text{ cm}$

$$\sigma'_b = \frac{2667}{49,4} = 53,98 \text{ bar} < \bar{\sigma}'_b = 180 \text{ bar}$$



Les armatures longitudinales jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les murs et les pieux de fondation donc on prend des armatures de répartition $A_r = \frac{A}{4} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 3HA25/ml = 14,72 cm²/ml

Du fait que les fibres supérieures de la semelle ne sont pas tellement tendues, on prend $\frac{A}{4} = 3\text{HA}25/\text{ml} = 14,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Recapitulatif:

Nappe supérieure :

Aciers transversaux : 3HA25/ml

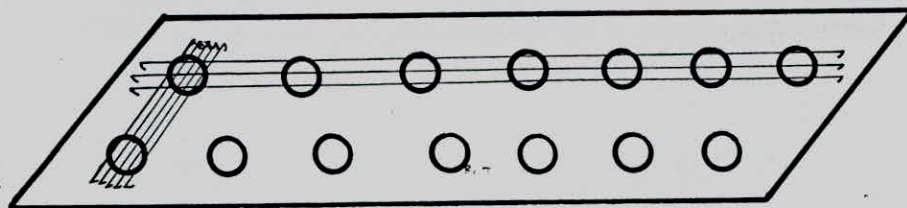
Aciers longitudinaux : 3HA25/ml

Nappe inférieure :

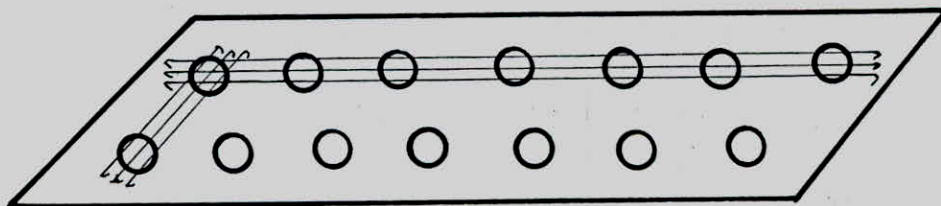
Aciers transversaux : 5HA32/ml

Aciers longitudinaux : 3HA25/ml

...
le fond de



Nappe inférieure



Nappe supérieure

Résistance à l'effort tranchant:

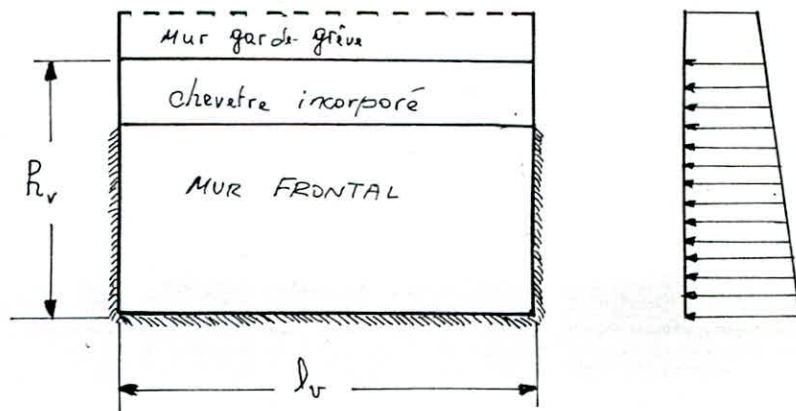
$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{338,21 \cdot 10^3}{170 \cdot \frac{7}{8} \cdot 145} = 5,67 \text{ bar} < 1,15 \bar{\tau}_b = 8,625 \text{ bar}$$

Voile frontal:

La voile frontal assure plusieurs fonctions:

- Une fonction soutènement vis à vis des terres
- Une fonction porteuse vis à vis des charges
- Une fonction raidisseur (avec les murs contreforts) de l'ensemble de la pile culée

La voile ou chaque élément de voile est assimilé à une plaque rectangulaire encastrée sur trois côtés à savoir les deux murs contreforts qui l'encadrent et la semelle, et libre sur le bord supérieur.



Le chevetre incorporé est inclut dans le mur frontal

$l_v = 5,35 \text{ m}$ entre mu de murs contreforts ; $h_v = 6,75 \text{ m}$

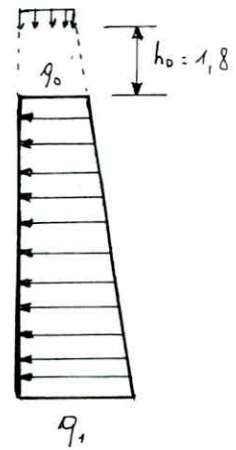
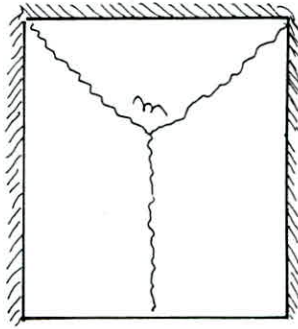
La théorie de JOHANSEN sur les lignes de rupture permet de déterminer le moment de rupture correspondant à une dalle rectangulaire encastrée sur trois côtés, libre sur le quatrième, soumise à une charge uniformément répartie de densité p . Dans le cas où le ferrailage est symétrique et isotrope, on a la formule qui donne le moment de rupture en fonction du mécanisme de rupture.

Pour $\frac{h_v}{l_v} = \frac{6,75}{5,35} = 1,26 \geq 0,57$, le mécanisme de rupture comprend trois charnières positives.

$$m = \frac{P l_v h_v}{8 \left(1 + \frac{l_v}{2 h_v} + 2 \frac{h_v}{l_v} \right)}$$

$$P = q_0 + q_1$$

On prend un coefficient de sécurité par le moment de rupture égal à 1,7



En condition normale:

$$q_0 = \lambda_n p * 1,2 + \lambda_n h_0 \gamma$$

$$= 0,3 (1 * 1,2 + 1,8 * 1,8) = 1,332 \text{ KdaN/m}^2$$

$$q_1 = q_0 + \lambda_n \gamma h_v = 1,332 + 0,3 * 1,8 * 6,75 = 4,977 \text{ KdaN/m}^2$$

$$\rightarrow P = q_0 + q_1 = 6,31 \text{ KdaN/m}^2$$

En condition sismique:

$$q_0 = \lambda_s (p * 1,2 + h_0 \cdot \gamma) = 0,396 (1 * 1,2 + 1,8) = 1,758 \text{ KdaN/m}^2$$

$$q_1 = q_0 + \lambda_s \gamma h_v = 1,758 + 0,396 * 1,8 * 6,75 = 6,57 \text{ KdaN/m}^2$$

$$\rightarrow P = q_0 + q_1 = 8,33 \text{ KdaN/m}^2$$

Ainsi en condition normale, on a:

$$m = \frac{6,31 * 6,75 * 5,35}{8 \left(1 + \frac{6,75}{2 * 6,75} + 2 \frac{5,35}{6,75} \right)} = 7,26 \text{ mKdaN/ml}$$

$$m = \frac{6,31 * 6,75 * 5,35}{8 \left(1 + \frac{6,75}{2 * 6,75} + 2 \frac{5,35}{6,75} \right)} = 7,26 \text{ mKdaN/ml}$$

$$m = 1,7 * 7,26 = 12,34 \text{ mKdaN/ml}$$

en condition sismique, on a:

Ferrailage en condition normale.

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 115 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15M}{bh^2\bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 12,34 \cdot 10^5}{100 \cdot 115^2 \cdot 2800} = 0,0054 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9677 \\ k = 140 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{12,34 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9677 \cdot 115} = 3,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{soit } 6HA 10/\text{ml} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification du séisme

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \cdot 4,71}{100 \cdot 115} = 0,41 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9650 \\ k = 128 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{\epsilon h A} = \frac{16,29 \cdot 10^5}{0,9650 \cdot 115 \cdot 4,71} = 3116,55 \text{ bar} < \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{3116,55}{128} = 24,35 \text{ bar} < 1,5 \bar{\sigma}_b' = 270 \text{ bar}$$

Fonction porteur et raidisseur

Le voile joue un rôle porteur de support des charges et peut être considéré comme une poutre fléchie (PP.73). Les sections d'armatures de flexion sont déterminées par application des formules suivantes inspirées de celles de l'annexe A.4 du titre VI du fascicule 61 du CPC relatif au calcul des poutres fléchies.

$$\text{Armatures supérieures : } \Omega_1 = \frac{2,4 M_0}{(l_v + 3h_v) \bar{\sigma}_a} \quad \text{pour } h_v \geq l_v$$

$$\text{Armatures inférieures : } \Omega_2 = \frac{1,5 M_0}{l_v \bar{\sigma}_a} \quad \text{pour } h_v \geq l_v$$

M_0 : Moment de référence en général

Dans le cas des charges localisées (Art A43 CCBA68) $M_0 = M_{max}$

$$M_{max} = M_{cp} + M_{ccp} + M_D + M_{trott}$$

C'est le moment transversal M_t qui se répartit le long du mur frontal

$$M_{max} = 0 + 0 + 603,21 + 39,014 = 642,224 \text{ mKdaN}$$

$$M_{max \text{ maj}} = 1,2 \times 642,224 = 770,67 \text{ mKdaN}$$

Le moment sera repris par les 3 voiles identiques et de même inertie donc le voile intermédiaire reprend $M = 257 \text{ mKdaN}$

$$\text{soit : } \Omega_1 = \frac{2,4 \times 257 \cdot 10^3}{(5,35 + 3 \times 6,71) \times 2800} = 8,6 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8 \text{ HA12 ; } e = 28 \text{ cm}$$

$$\Omega_2 = 1,5 \cdot \frac{257 \cdot 10^3}{5,35 \times 2800} = 25,73 \text{ cm}^2 \text{ soit } 9 \text{ HA20} = 28,27 \text{ cm}^2$$

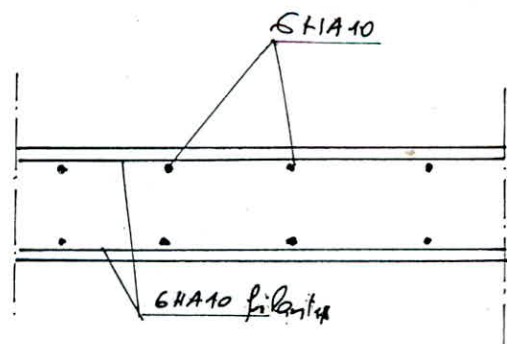
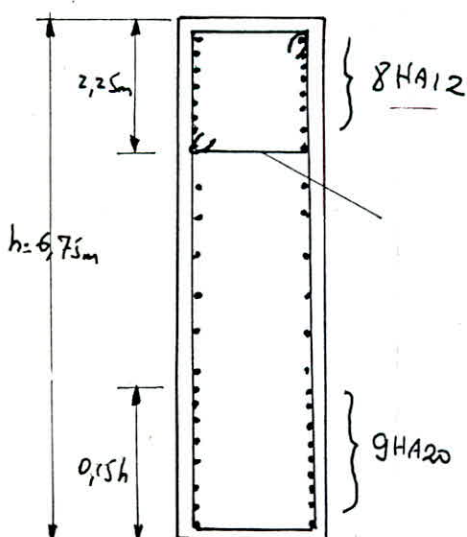
Ces armatures seront disposées dans une hauteur de $0,15 h_v = 1,0125 \text{ m}$ espacées de $e = 11 \text{ cm}$.

Ω_1 est la section d'armature dans le chevêtre incorporé dans le voile due à la flexion longitudinale auxquelles il faut ajouter Ω_r qui est la section d'armatures due à la flexion transversale due au poussées des terres sur les murs en retour.

Le moment transmis par les poussées est : $M_h = 7,87 \text{ mKdaN/ml}$

$$A = \frac{M}{\frac{7}{8} h \bar{\sigma}_a} = \frac{7,87 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 115 \cdot 2800} = 2,79 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \text{ HA12} = 3,39 \text{ cm}^2$$

... The
... and so



Calcul des pieux : Methode de WERNER.

Le pieu est suppose comme etant une poutre appuyee tout le long sur un sol elastique. De ce fait, on considere que la pression de contact entre le pieu et le sol est proportionnelle a la fleche du pieu.

$$P(z) = -Kv(z)$$

v : fleche du pieu

P : charge uniforme

$K = bC_u$ avec b : Largeur du pieu (diametre)

C_u : module de reaction du sol

$$P(z) = -Kv(z) = -bC_u v(z)$$

$$\text{D'autre part, on a: } \frac{d^2 M}{dz^2} = -P(z) = +bC_u v(z) \quad (1)$$

L'equation differentielle de la ligne elastique s'ecrit par:

$$\frac{d^2 v}{dz^2} = -\frac{M}{EI} \rightarrow M = -EI \frac{d^2 v}{dz^2}$$

$$\text{L'equation (1) devient: } \frac{\partial^2}{\partial z^2} \left[-EI \frac{d^2 v(z)}{dz^2} \right] = bC_u v(z)$$

$$\text{donc on a: } -EI \frac{d^4 v(z)}{dz^4} = bC_u v(z)$$

$$\rightarrow EI \frac{d^4 v}{dz^4} + bC_u v = 0$$

$$\frac{d^4 v}{dz^4} + \frac{bC_u}{EI} v = 0$$

$$\text{Posons } \lambda = \left(\frac{bC_u}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$\text{On a alors: } \frac{d^4 v}{dz^4} + 4\lambda^4 v = 0$$

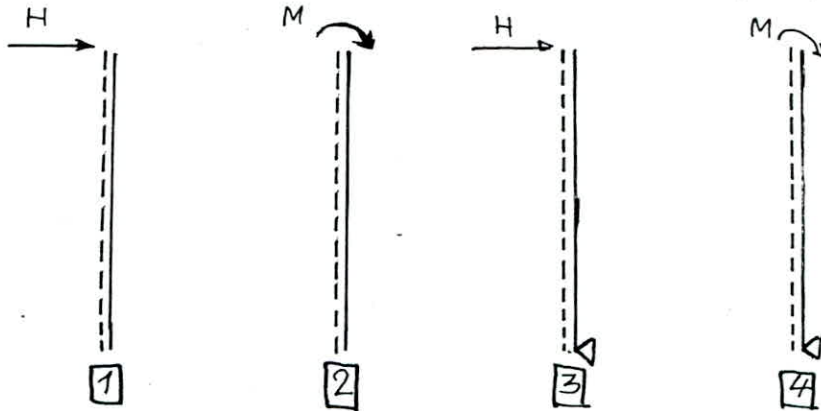
λ est dit facteur d'amortissement.

La résolution de cette équation différentielle du 4^{ème} ordre de la fleche nous donne le moment sollicitant le pieu.

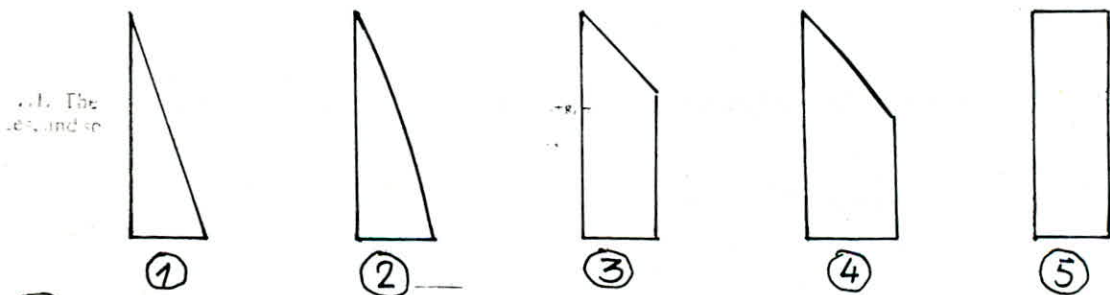
La solution de cette équation a pour forme :

$$v = e^{\lambda z} (A \sin \lambda z + B \cos \lambda z) + e^{-\lambda z} (C \sin \lambda z + D \cos \lambda z)$$

Les conditions aux limites nous donnent les coefficients A, B, C, D à l'aide de la méthode de WERNER qui suppose les 4 cas suivants :



Pour déterminer λ , la méthode de WERNER prévoit 5 cas de diagramme contrainte - profondeur selon la nature du sol.



Pour calculer les pieux, on considère les cas ① et ② selon les sollicitations. Le cas ① correspond à notre sol

$$C_u = 0,75 \text{ daN/cm}^3 \quad (\text{Terrain (marécageux)})$$

$$I = \frac{\pi \phi^4}{64} = 10173600 \text{ cm}^4$$

$$E = 2 \cdot 10^5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{d'où } \lambda = 1,82 \cdot 10^{-3} \text{ (cm}^{-1}\text{)} = 0,182 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\text{d'où } \lambda l = 0,182 \times 30 = 5,47$$

Les pieux sont disposés en 2 files encastées dans la semelle donc la rotation est nulle en leur tête donc $\varphi(0) = 0$

$$\rightarrow \chi_{\varphi} \frac{M}{l} + \chi_{\varphi} \frac{H}{l^2} = 0$$

La table III des Abaques de WERNER nous donne les χ pour les cas de sollicitation 1 et 2

$$\chi_{\varphi(M)} = 1,843 \quad ; \quad \chi_{\varphi(H)} = 1,808$$

$$\text{L'effort } H \text{ horizontal} = \frac{651}{18} = 36,16 \text{ kdaN}$$

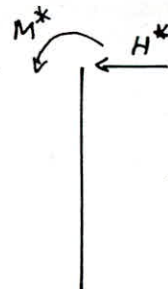
Donc le moment à l'encastement est :

$$1,843 \times \frac{M}{1,82 \cdot 10^{-3}} + 1,808 \cdot \frac{36160}{3,268 \cdot 10^{-6}} = 0$$

$$M = -197,5 \text{ m kdaN.}$$

Connaissant le moment d'encastement et l'effort H , on peut isoler le pieu et calculer le moment le long du pieu $M(z=0 \div l)$

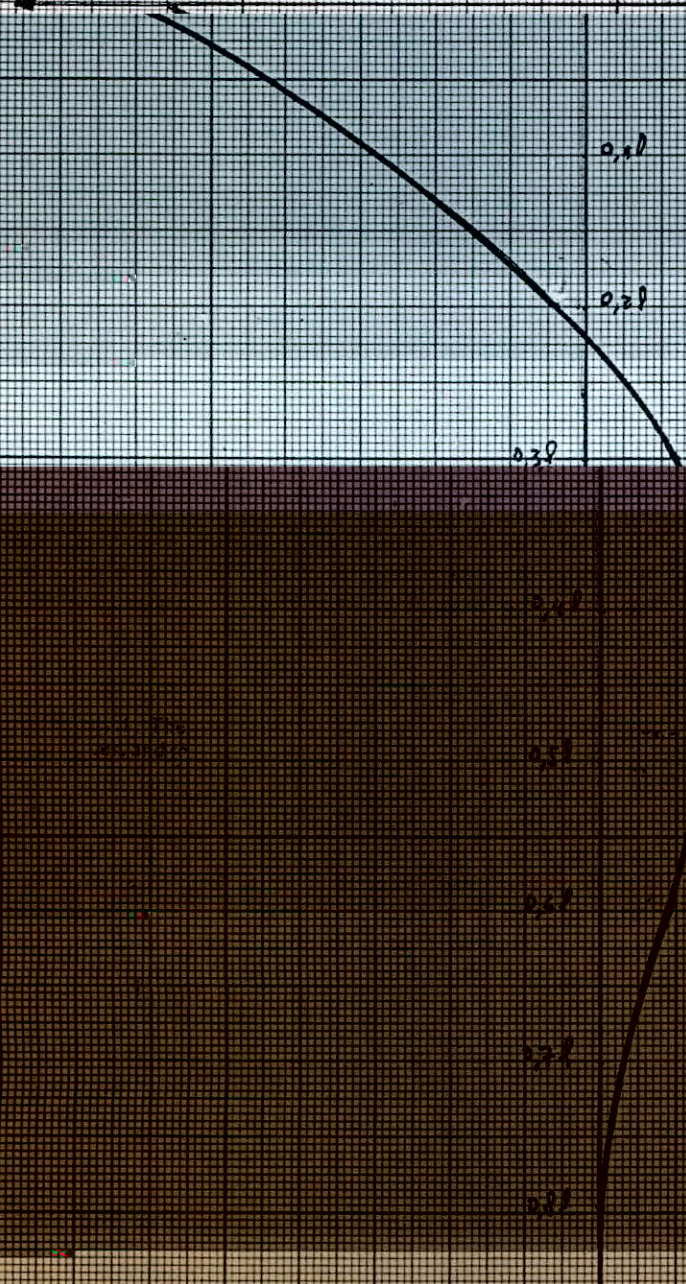
$M(z=0 \div l) = \chi_M M^* + \chi_M \frac{H^*}{l}$
à l'aide des abaques de WERNER, on tire les valeurs de $\chi_M = f(2l)$ pour le cas ①



cote sollicitation	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l	0,6l	0,7l	0,8l
H ①	0,5	0,78	0,8	0,63	0,4	0,2	0,08	0,012
M ②	0,57	0,85	0,6	0,36	0,18	0,05	0	0

287

M (мкбкн)



z (м)	M (мкбкн)
0,0	0
0,1	10,0
0,2	20,0
0,3	30,0
0,4	40,0
0,5	50,0
0,6	60,0
0,7	70,0
0,8	80,0

z (м)

Ferrailage du pieu:

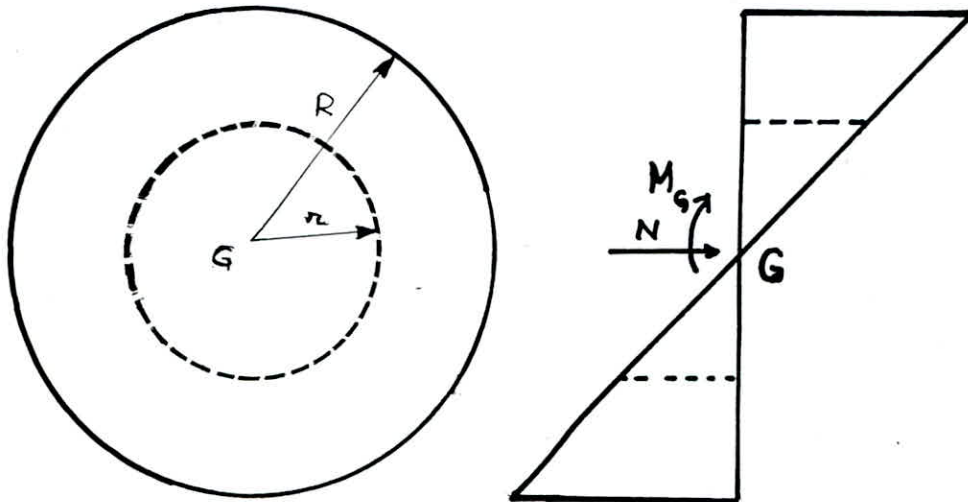
Soit l'effort normal minimal et le moment max

$$N = 9,97 \text{ kdaN} ; \quad M = 197,5 \text{ m kdaN}$$

$$e = \frac{M}{N} = 1981 \text{ cm}$$

$$\frac{R}{4} = 30 \text{ cm}$$

} $e > \frac{R}{4} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée



$$\eta = \frac{e}{D} ; \quad r = 0,8R = 48 \text{ cm} ; \quad \eta = \frac{1981}{120} = 16,5$$

$$S = B = \pi R^2 = \pi \cdot 60^2 = 11304 \text{ cm}^2$$

$$\mu' = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot B \cdot D} = \frac{197,5 \cdot 10^5}{180 \cdot 11304 \cdot 120} = 0,0808$$

Pour $\mu' = 0,0808$ et $\eta = 16,5$, la table 7 du livre de P. Charon (chaos Vent)

nous donne $\bar{w} = 1,03$; $k = 29,8$

$$A = \frac{11304}{100} \times \bar{w} = 116,43 \text{ cm}^2 \text{ soit } 24 \text{ HA } 25 = 117,79 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2667}{29,8} = 89,5 \text{ bar} < \bar{\sigma}_b = 180 \text{ bar}$$

Aciers transversaux:

$$A_t = \frac{T}{3 \bar{\sigma}_{at}} = \frac{T}{0,8 \phi \cdot \bar{\sigma}_{at}} = \frac{36160}{0,8 \times 120 \times 2800} = 13,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

soit : 7 HA 16 / ml = 14,07 cm² / ml ; $e = 1981 \text{ cm}$

