

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ETUDE D'UN PONT MIXTE

5 PLANCHES

Proposé par :
S.A.P.T.A

Étudié par :
D.GUERMAH
A.SADICHERIF

Dirigé par :
Mr.ZOUKH

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE E. POPULAIRE

وزارة التعليم العالي
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ETUDE D'UN PONT

MIXTE

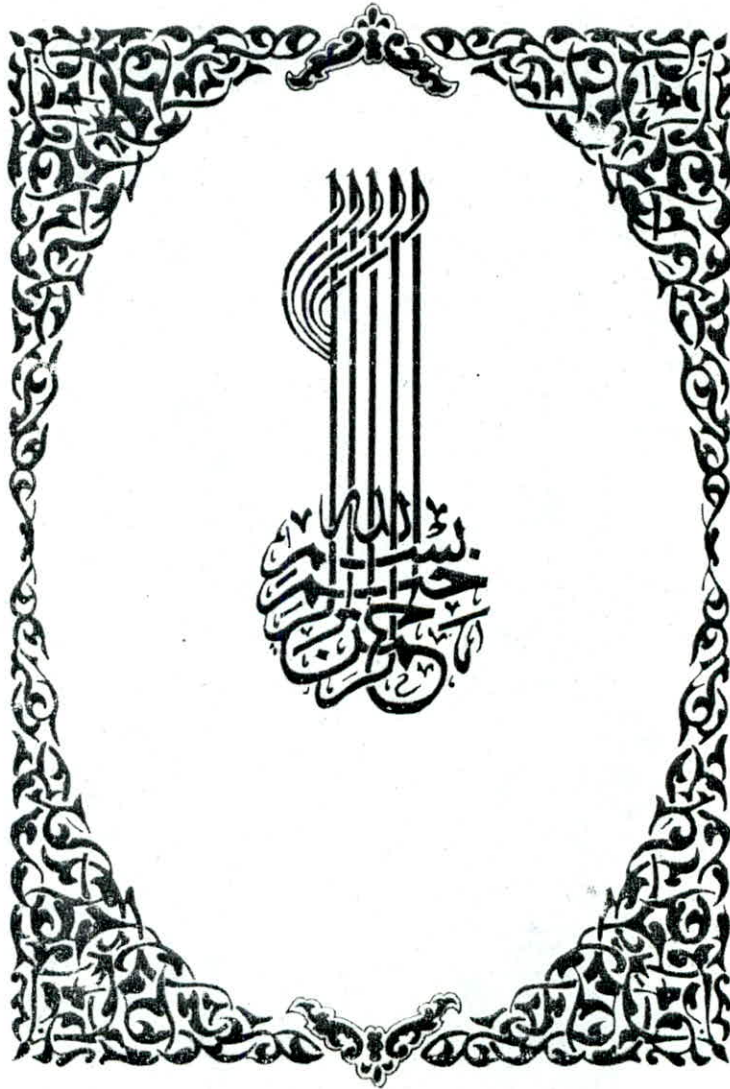
Proposé par :

Etudié par :

Dirigé par :

PROMOTION :

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique



REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance à notre promoteur M^r ZOUKH pour son aide et pour ses conseils éclairés d'élaboration de notre projet

Nous remercions également, les ingénieurs et les techniciens de la SAPTA

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

	PAGES
INTRODUCTION	1
DALLE	4
POUTRES PRINCIPALES	18
ENTRETOISES	50
ASSEMBLAGES	64
CONNECTEURS	69
APPAREILS D'APPUI	74
PILE	82
CULEE	88
FONDATIONS	96

DEDICACES

Je dedie ce modeste travail à :

- Ma mère
- Mon père
- Mes frères et sœurs
- Ma grand mère
- La memoire de mes grand parents
- toute ma famille
- Mes amis .

FuS

Je dedie ce travail à ma mère, ma famille
et mes amis

El Sani

SITUATION

Cet ouvrage est situé dans la Wilaya de Relizane, prévu pour traverser "Oued MINA" sur la route nationale Relizane - Oran.

PRESENTATION

Ce pont couvre une distance de 90m moyennant 3 travées isostatiques de 30m chacune.

La chaussée à double voies de circulation (7m) est bordée par 2 trottoirs de 1,50m

Le revêtement est assuré pour la chaussée par une couche de bitume de 5cm d'épaisseur et pour le trottoir par des dalles préfabriquées posées sur des murets, aménageant ainsi des vides pour la canalisation.

Des corniches situées aux extrémités du tablier supportent des garde-corps de 1,10m

Les surfaces de la chaussée et du trottoir, sont inclinées suivant une pente de 2% pour permettre le ruissellement des eaux pluviales vers les gargouilles. Celle-ci distantes de 5m, sont situées au bas des bordures du trottoir.

La poutraison croisée est constituée d'une part de 3 poutres principales distantes de 3,60m et d'autre part d'entretoises affectant une bonne rigidité à l'ensemble du tablier.

Le tablier repose simplement sur les éléments porteurs au moyen d'appareils d'appui en élastomère fretté.

Les piles ancrées dans le sol par des fondations superficielles sont constituées d'un tronc évidé et d'un chevelu sur lequel sont disposés des clés

Les culées plantées dans le talus par des semelles superficielles, sont composées d'un mur frontal, soutenant le tablier et retenant la poussée des terres, d'un mur garde-greive, faisant écran entre le tablier et le remblai d'apport, et de murs en retour reprenant la poussée du remblai.

ETUDE DU SOL

Par manque de rapport de sol, la société SAPTA nous a donné les caractéristiques d'un sol voisin.

- Capacité portante à 2m $\bar{\sigma}_s = 3,5 \text{ KG/cm}^2$
- Angle de frottement $\varphi = 30^\circ$

Les tassements sont estimés négligeables.

INTRODUCTION

Commençons tout d'abord par définir un pont mixte. On appelle ainsi un pont dont l'ossature est constituée par des poutres en acier et une dalle en béton armé solidarisées à leur jonction par des organes dits "connecteurs" assurant le fonctionnement monolithique de l'ensemble.

Par rapport aux ponts métalliques classiques à poutres sous chaussée recouverts d'un hourdis en béton armé dont le seul but est de répartir les charges sur les poutres, ce type d'ouvrage présente un progrès réel.

En effet, les poutres métalliques n'assurent plus à elles seules la résistance de l'ensemble à la flexion générale et le béton du hourdis ne constitue pas seulement un poids mort au même titre que les superstructures.

Comme ce matériau présente une bonne résistance à la compression, il est tentant de l'associer à la table de compression des poutres et de concevoir ainsi un ouvrage travaillant en structure mixte.

Cependant la participation du hourdis à la flexion générale s'accompagne d'un glissement entre les deux matériaux qui tend à les désolidariser. Cette force doit donc être soigneusement calculée et reprise par des connecteurs fixés à la semelle supérieure de la poutre d'acier et noyés dans le béton du hourdis.

Ainsi définie par sa conception et par les améliorations qu'elle apporte à l'ossature métallique classique, la structure mixte permet donc une économie sensible du tonnage d'acier, en particulier sur la semelle supérieure de la poutre métallique soumise à l'action d'un moment flechissant positif, c'est à dire comprimant le béton.

De plus, ce type de structure bénéficie des avantages de la construction métallique; ainsi l'ossature métallique est fabriquée en atelier dans des conditions de travail optimales, puis transportée vers le chantier où la mise en oeuvre sera assurée rapidement par des équipes qualifiées.

Enfin, le grand intérêt d'une telle structure réside en sa légèreté ce qui permet de franchir des portées plus importantes et de réaliser une économie sensible sur le prix de revient des appuis et des fondations de l'ouvrage.

Tous les calculs qui font l'objet de cette étude sont justifiés en se basant sur les règlements actuellement en vigueur en Algérie.

Ainsi les calculs relatifs à la construction métallique en acier sont réglementés par le titre V du fascicule N° 61 du CPC, tandis que ceux relatifs au béton armé sont basés sur les règles C.C. BA 68.

CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX

BETON ARME

BETON

Les caractéristiques du béton sont :

- Ciment CPA 325
- Dosage du béton : 400 Kg/m³
- Contrôle atténué
- Diamètre du plus gros granulats : $c_g = 25$ mm

a) Contrainte admissible de compression : $\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{28}$

$$\sigma'_{28} = 300 \text{ bars} \quad ; \quad \sigma_{28} = 25 \text{ bars.}$$

$$\epsilon = \begin{cases} 1 : \text{Flexion simple, section rectangulaire} \\ 1 : \text{Compression simple} \end{cases}$$

$$\delta = \begin{cases} 0,30 : \text{compression simple} \\ 0,60 : \text{flexion simple} \end{cases}$$

$$\gamma = 1 \quad h_m > 4 c_g$$

$$\beta = \frac{5}{6} \quad \text{contrôle atténué}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{ciment classe 325}$$

b) Contrainte de référence en traction $\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28}$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} \quad \bar{\sigma}_b = 6,37 \text{ Kg/cm}^2$$

N.B. : Pour les sollicitations du second genre, les contraintes sont majorées de 50%

ACIER

Les armatures :

a) Contrainte admissible de traction $\bar{\sigma}_a = \rho_a \sigma_{en}$

$$\rho_a = \begin{cases} 2/3 : \text{sollicitation du 1}^{\text{er}} \text{ genre} \\ 1 : \text{ " " du 2}^{\text{em}} \text{ genre} \end{cases}$$

L'acier utilisé est le TOR type FE 40 A, caractérisé par :

$$\sigma_{en} = \begin{cases} 4200 \text{ Kg/cm}^2 & \text{pour } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 4000 \text{ Kg/cm}^2 & \text{pour } \phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$$

1) $\phi \leq 20 \text{ mm} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \begin{cases} 2800 \text{ Kg/cm}^2 & \text{pour le 1}^{\text{er}} \text{ genre} \\ 4200 \text{ Kg/cm}^2 & \text{pour le 2}^{\text{em}} \text{ genre} \end{cases}$

2) $\phi > 20 \text{ mm} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \begin{cases} 2667 \text{ Kg/cm}^2 & \text{pour le 1}^{\text{er}} \text{ genre} \\ 4000 \text{ Kg/cm}^2 & \text{pour le 2}^{\text{em}} \text{ genre} \end{cases}$

b) Contrainte imposée par la condition de non Fissuration

La vérification à la non Fissuration est nécessaire pour toute section étudiée en Flexion simple
La contrainte admissible à prendre en compte est

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ 2/3 \bar{\sigma}_{cn} ; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{w_s}{1+10w_s} \\ \sigma_2 = 2,4 \left(k \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b \right)^{1/2} \end{cases}$$

c) Contrainte admissible de traction pour les armatures transversales
on doit vérifier:

$$\bar{\sigma}_b \leq 3,5 \bar{\sigma}'_b \quad \text{si} \quad \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) \bar{\sigma}_b \quad \text{si} \quad \bar{\sigma}'_b < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_b$$

On prend $\bar{\sigma}_{at} = \int_{at} \sigma_{cn}$ avec $\int_{at} = \begin{cases} \max \left[\left(1 - \frac{\sigma'_b}{3 \bar{\sigma}'_b} \right) ; 2/3 \right] \\ 2/3 : \text{ s'il y a reprise de bétonnage} \end{cases}$

d) Contrainte d'adhérence admissible

$$\bar{\sigma}_b = \begin{cases} 2 \Psi_2 \bar{\sigma}_s = 3,00 \bar{\sigma}_s & \text{Pour les poutres} \\ 2,5 \Psi_2 \bar{\sigma}_s = 3,75 \bar{\sigma}_s & \text{Pour les dalles.} \end{cases}$$

POUTRES TÔLES :

L'acier utilisé pour les profils reconstitués soudés (P.R.S)
est un E24

Contraintes admissibles $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

PANNEAU DE DALLE

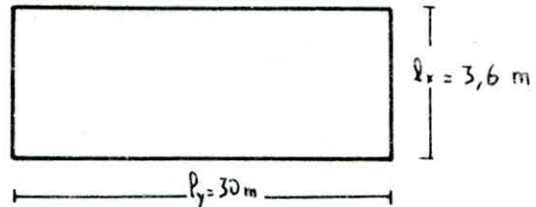
Le panneau de dalle est un élément constitutif de la dalle de couverture son rôle donc est de répartir les charges sur les éléments porteurs de la structure en plus du fait qu'il participe à la flexion d'ensemble

COFFRAGE

Notre panneau de dalle repose sur les entretoises d'abouts et les poutres principales donc on a un élément rectangulaire de dimension $l_x \cdot l_y$ ($l_x < l_y$)

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

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



DETERMINATION DU COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE

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

Ce coefficient de majoration dynamique S est définie comme suit :

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

où P, L, S sont à définir selon le type de pont que nous avons et pour quel élément du pont calculons - nous le coefficient S .

Dans notre cas :

Détermination de L

Le C.P.S prescrit les conditions pour le calcul de S : on a affaire à un tablier d'un pont à poutres multiples sous chaussée ayant pour couverture une dalle en béton armé continue.

La longueur L est prise égale à :

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

l_r = largeur roulable

l = distance entre axe des poutres principales de rive

L' = portée des poutres principales

$$l_r = l_s = 7 \text{ m}$$

$$l = 7,20 \text{ m}$$

$$L' = 30 \text{ m}$$

$$L = 7,20 \text{ m}$$

Determination du poids propre du platelage

Dalle en béton armé	: 0,2 × 10 × 2500	5000 KG/ml
Dallelles	: 2 × 0,80 × 0,07 × 2500	280 "
Goussets	: 3 × $\frac{0,80+0,60}{2} × 0,14 × 2500$	210 "
Support dallelles	: 4 × (0,2 × 0,25 + 0,18 × 0,15) × 2500	770 "
Corniches	: 2 × (0,1 × 0,45 + $\frac{0,05 × 0,45}{2}$) × 2500	281 "
Bordures trottoirs	: 2 × 0,2 × 0,25 × 2500	250 "
Revêtement chaussée	: 7 × 0,05 × 2200	770 "
Revêtement trottoir	: 2 × 1,20 × 0,03 × 2200	158 "
Garde corps		100 "

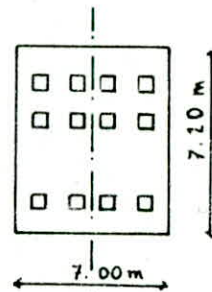
$q = 7819 \text{ KG/ml}$

$P = q \cdot L = 7,819 \times 7,20 = 56,297 \text{ t}$

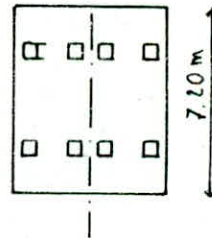
$P = 56,297 \text{ t}$

Determination de S

Surcharge B_c : on prendra 2 convois
 $B_c = 2 \times 30 = 60 \text{ t}$
 $b_c = 1,1$, $b_c \cdot B_c = 66 \text{ t}$
 $S_{\max B_c} = 66 \text{ t}$



Surcharge B_v : on prendra 2 randems
 $B_v = 2 \times 32 = 64 \text{ t}$
 $b_v = 1$, $b_v \cdot B_v = 64 \text{ t}$
 $S_{\max B_v} = 64 \text{ t}$



Surcharge M_{c120} : $S_{\max M_{c120}} = 110 \text{ t}$

	$P_{(t)}$	$L (m)$	$S_{\max (t)}$	S
B_c	56,297	7,20	66	1,300
B_v	56,297	7,20	64	1,297
M_{c120}	56,297	7,20	110	1,361

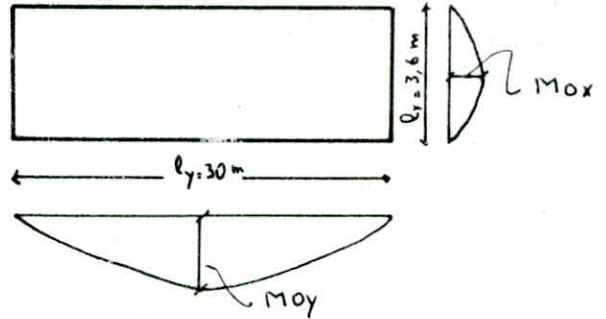
surcharges civiles: $S = 1,300$

Surcharges militaires: $S = 1,361$

CALCUL DE SOLLICITATIONS DANS LE PANNEAU DE DALLE

Panneau articulé sur son pourtour

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



Evaluation des moments flechissants.

Dalle en béton armé	: 0,20 x 2500	...	500 KG/m ²
Revêtement chaussée	: 0,05 x 2200	...	110 " "
			$G = 610\text{ KG/m}^2$

$$P = G \cdot l_x \cdot l_y = 0,610 \times 3,6 \times 30 = 65,88^t$$

Par les abaques de PIGEAUD on détermine M_1 et M_2 .

$$\beta_1 = \beta = 0,12 \rightarrow M_1 = 0,0152$$

$$\beta_2 = 1/\beta = 8,33 \rightarrow M_2 = 0,003$$

$\nu = 0,15$ (coefficient de poisson du béton armé)

$$M_{\text{ox}} = (M_1 + \nu M_2) P = (0,0152 + 0,15 \cdot 0,003) \cdot 65,88 = 1,031\text{ t m/m}$$

$$M_{\text{oy}} = (M_2 + \nu M_1) P = (0,003 + 0,15 \cdot 0,0152) \cdot 65,88 = 0,348\text{ t m/m}$$

Moments dus aux différentes surcharges

Les abaques de la SETRA permettent de déterminer les moments flechissants maximaux produits au centre de la dalle par les surcharges civiles et militaires en fonction de :

- L'épaisseur $E = \frac{h}{2} + 3/2 e_r$
- Dimensions a et b du panneau de dalle

Pour les moments de continuité, les abaques de la SETRA visent à déterminer les moments flechissants maximaux produits au milieu des côtés encastres de la dalle par les surcharges civiles et militaires et ceci en fonction de :

- L'épaisseur E
- La demi largeur de la semelle supérieure
- Dimensions a et b du panneau de dalle

Dans notre cas on a :

- $a = 3,60\text{ m}$; $b = 30\text{ m}$
- 1/2 largeur de la semelle supérieure $60/2 = 30\text{ cm}$
- $E = \frac{20}{2} + \frac{3}{2} \cdot 5 = 12,50\text{ cm}$

Moments Transversaux

	M (Kg.m)	coef de pond	coef de maj	δ	M maj; pond
B _c	3780	1,1	1,2	1,300	6486,5
B _e	4220	1	1,2	1,300	6583,2
B _r	2260	1	1,2	1,300	3525,6
M _{clio}	5540	1	1	1,361	9047,9

Moments de continuité sur la poutre

	M (Kg.m)	coef de pond	coef de maj	δ	M maj; pond
B _c	4260	1,1	1,2	1,300	7310,2
B _e	3200	1	1,2	1,300	4992
B _r	1600	/	1,2	1,300	2496
M _{clio}	3720	/	1	1,361	6075,5

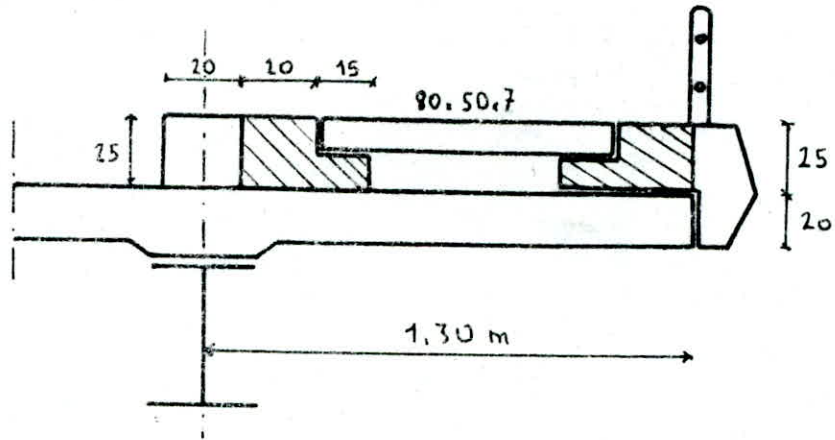
Moments longitudinaux

	M (Kg.m)	coef de pond	coef de maj	δ	M maj; pond
B _c	2100	1,1	1,2	1,300	3603,6
B _e	2260	1	1,2	1,300	3525,6
B _r	1750	/	1,2	1,300	2730

DALLE EN ENCORBELLEMENT

On suppose que la dalle est encastrée au droit de la poutre principale de rive et supporte:

- Son poids propre
- Surcharge : soit
 - une surcharge uniforme de 450 Kg/m^2
 - une roue isolée de 6^{e}



Poids propre:

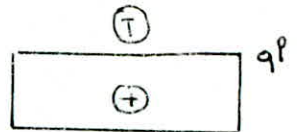
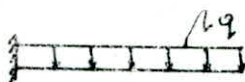
Dalle	650	KG/ml
Daliette	140	- " -
Corniche + support + bordure	650.5	- " -
Revêtement	79	- " -
Garde corps	50	- " -

$$\Sigma = 1569,5 \text{ Kg/ml}$$

charge par m^2 est donc $q = \frac{1569,5}{1,30} = 1207,3 \text{ Kg/m}^2$

Calcul des sollicitations

charge permanente.



$$M_{cp} = -q \frac{l^2}{2} = -1207,3 \frac{1,3^2}{2} = -1020,1 \text{ Kg.m/ml}$$

$$T_{cp} = ql = 1207,3 \times 1,3 = 1569,5 \text{ Kg./ml}$$

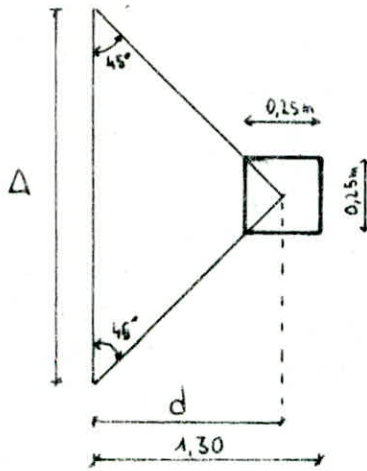
Surcharge uniforme de 450 Kg/m^2

$$M = -q \frac{l^2}{2} = -450 \times \frac{1,3^2}{2} = -380,2 \text{ Kg.m/ml}$$

$$T = ql = 450 \times 1,3 = 585 \text{ Kg./ml}$$

Roue isolée de 6^t

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)



$$d = 1,30 - \frac{0,25}{2} = 1,175 \text{ m}$$

$$\Delta = 2d = 2,35 \text{ m}$$

$$M = - \frac{6000 \times 1,175}{2,35} = - 3000 \text{ Kg.m/m}$$

$$T = \frac{6000}{2,35} = 2553 \text{ Kg./m}$$

Répartition des moments

Moments transversaux

a) En encorbellement: $M = M_{pp} + M_{roue \text{ isolée}} = -(1021,1 + 1,2 \times 3000) = -4621,1 \text{ Kg.m/m}$

b) En travée: $M_{x_b} > 0$ $\xrightarrow[0,8]{0,5 \quad 0,5}$ (ART 39,42 CCBA 68)

entravée $M_{x_b} = 0,8(M_{pp} + M_{c120}) = 0,8(1031 + 9047,9) = 8063,1 \text{ Kg.m/m}$

c) Sur appui intermédiaire: $M_{x_a} = -(0,5M_{pp} + M_{Bc}(\text{continuité})) = -(0,5 \times 1031 + 7370,2) = -7825,7 \text{ Kg.m/m}$

d) Sur appui de rive: $M_{x_a} = -0,5(M_{pp} + M_{c120}) = -0,5(1031 + 9047,9) = -5039,4 \text{ Kg.m/m}$

donc pour les appuis, on retiendra $M_{appui} = -7825,7 \text{ Kg.m/m}$

Moments longitudinaux

a) En travée $M_{y_b} = 0,8(M_{pp} + M_{Bc}) = 0,8(348 + 3603,6) = 3161,3 \text{ Kg.m/m}$

b) Sur appui $M_{y_a} = -0,5(M_{pp} + M_{Bc}) = -0,5(348 + 3603,6) = -1975,8 \text{ Kg.m/m}$

Vérification particulière (ART 27,73 CCBA 68)

$M_{y_b} > \frac{1}{3} M_{x_b}$ soit $3161,3 > \frac{8063,1}{3} = 2687,7$ vérifié

Récapitulation

M_{x_b} (Kg.m)	M_{y_b} (Kg.m)	M_{x_a}	$M_{encorbellem}$	M_{y_a}
8063,1	3161,3	-7825,7	-5039,4	-1975,8

FERRAILLAGE DE LA DALLE

Les diamètres des armatures à utiliser doivent avoir un diamètre $\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$
 on prend: dans le sens de l_x $\phi_x = 16 \text{ mm}$

 dans le sens de l_y $\phi_y = 14 \text{ mm}$

L'enrobage : $e \gg \phi$

$e \gg 2 \text{ cm}$ pour ouvrages exposés aux intempéries } on aura $e = 2 \text{ cm}$

on détermine les hauteurs utiles :

$$h_x = h_0 - e - \phi_x/2 = 20 - 2 - 1,6/2 = 17,2 \text{ cm}$$

$$h_y = h_x - \phi_y/2 = 17,2 - 1,4/2 = 15,8 \text{ cm}$$

Pour la détermination des sections des armatures, on utilise la méthode de PIERRE CHARON (Abaque

1 - Dans le sens transversal l_x :

$$\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_x^2} \longrightarrow \epsilon, k \text{ (abaque de CHARON)}$$

$$\text{on aura } A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h_x} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k}$$

Section en travée

$$\mu = \frac{15 \cdot 8063,1 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (17,2)^2} = 0,1460 \longrightarrow \epsilon = 0,8538 ; k = 19,2$$

$$A_{l_x} = \frac{8063,1 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8538 \cdot 17,2} = 19,61 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{l_x} = 10 \phi 16 = 20,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2800}{19,2} = 145,8 \text{ KG/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 152 \text{ KG/cm}^2 \Rightarrow A' = 0 \text{ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires}$$

Section en encorbellement

$$\mu = \frac{15 \cdot 5039,4 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (17,2)^2} = 0,0193 \longrightarrow \epsilon = 0,8789 ; k = 26,3$$

$$A_{c_x} = \frac{5039,4 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8789 \cdot 17,2} = 11,91 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{c_x} = 6 \phi 16 = 12,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2800}{26,3} = 106,5 \text{ KG/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 152 \text{ KG/cm}^2 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armatures comprimées}$$

Section sur appui intermédiaire

$$\mu = \frac{15 \cdot 7825,7 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (17,2)^2} = 0,1417 \longrightarrow \epsilon = 0,8555 ; k = 19,6$$

$$A_{a_x} = \frac{7825,7 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8555 \cdot 17,2} = 19,0 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{a_x} = 10 \phi 16 = 20,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2800}{19,6} = 142,9 \text{ KG/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 152 \text{ KG/cm}^2 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armatures comprimées}$$

2 - Dans le sens longitudinal l_y :

Section en travée

$$\mu = \frac{15 \cdot 3161,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (15,8)^2} = 0,0678 \longrightarrow 0,8929 = \epsilon ; k = 31,7 \Rightarrow \text{on prend } A_{l_y} = 6 \phi 14 = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

pas d'armatures comprimées

Section sur appui

$$\mu = \frac{15 \cdot 1975,8 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (15,8)^2} = 0,0464 \longrightarrow \epsilon = 0,9126 ; k = 43,2$$

$$A_{a_y} = \frac{1975,8 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9126 \cdot 15,8} = 4,90 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{a_y} = 4 \phi 14 = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

CONDITION DE NON FRAGILITE

Dans le sens transversal : $\frac{A_x}{b \cdot h_x} \gg \frac{\psi_4}{2} (2-\rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x}\right)^2$

Dans le sens longitudinal : $\frac{A_y}{b \cdot h_y} \gg 0,35 \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_y}\right)^2$

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

$\bar{\sigma}_a$: " admissible de traction de l'acier

ψ_4 : coefficient égal 0,54 pour aciers écrouis

Dans le sens transversal : $A_x \gg 2,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Dans le sens longitudinal : $A_y \gg 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on remarque que dans les deux sens la condition de non fragilité est vérifiée

VERIFICATION DE LA NON FISSURATION

$$\sigma_1 = \frac{\kappa \tau}{\phi} \cdot \frac{\omega_f}{1 + 70 \omega_f} \quad ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\kappa \cdot \tau}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} \quad ; \quad \omega_f = \frac{A}{B_f} \quad ; \quad B_f = 2bd$$

fissuration peu nuisible $\rightarrow K = 1,5 \cdot 10^6$

Acier HA $\rightarrow \tau = 1,6$

Dans le sens transversal l_x
Section en travée

$$A_{lx} = 10\phi 16 = 20,17 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad \omega_f = \frac{20,17}{560} = 0,036$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,036}{1 + 0,036} = 4047 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 6,25}{16}} = 2369 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{ca} ; \max(\sigma_1 ; \sigma_2) \right\} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{La non fissuration est vérifiée}$$

Section sur appui intermédiaire $A_{0x} = 10\phi 16 = 20,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on a le même ferrailage qu'en section en travée donc la non Fissuration est vérifiée

VERIFICATION AU POINÇONNEMENT (ART 39.54 CCBA 67)

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

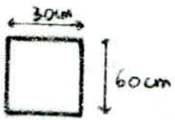
$$\tau_{max} = \frac{1,5 P}{1,2 p_c \cdot h_0} \ll \bar{\sigma}_b$$

P = la charge appliquée ayant la plus petite surface d'impacte

p_c = périmètre du contour de la zone d'influence sur le plan moyen de la dalle

h_0 = épaisseur de la dalle

La charge qui risque de provoquer le poinçonnement de la dalle est la surcharge B_r



$$\begin{aligned}
 U &= 60 \text{ cm} & U' &= 60 + 20 + 1,5 \cdot 5 = 87,5 \text{ cm} \\
 V &= 30 \text{ cm} & V' &= 30 + 20 + 1,5 \cdot 5 = 57,5 \text{ cm} \\
 P_c &= 2(U' + V') = 2(87,5 + 57,5) = 290 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_{\max} = \frac{1,5 \cdot 10 \cdot 10^3}{1,2 \cdot 290 \cdot 20} = 2,16 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 6,37 \text{ Kg/cm}^2$$

Pas de risque de poinçonnement

RECouvreMENT DES ARMATURES

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

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_s} \text{ en traction} \quad \text{avec } l_d = \text{longueur de scellement}$$

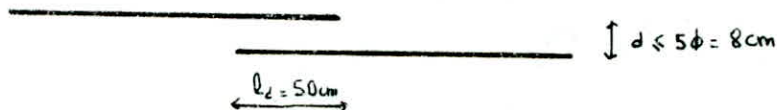
$$l'_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\sigma}_s} \text{ en compression}$$

$$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a \implies l_d = l'_d \quad \text{avec } \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = 2,5 \cdot \gamma_s \cdot \bar{\sigma}_b = 2,5 \cdot 1,5 \cdot 6,37 = 23,89 \text{ Kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{1,6}{4} \cdot \frac{2800}{23,89} = 46,89 \text{ cm} \quad \text{on adopte } l_d = l'_d = 50 \text{ cm}$$

l_r = longueur de recouvrement ; $l_r = l_d = 50 \text{ cm}$; on prend $d \leq 5\phi = 8 \text{ cm}$
 La transmission directe des efforts se fait par adhérence.



VERIFICATION DE LA FLECHE (ART 61.22 CCBA#68)

on se dispose de cette vérification si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

$$a) \quad \frac{h_0}{l_r} > \frac{M_{lx}}{20M_x} \quad ; \quad \frac{20}{360} = 0,055 > \frac{1}{20} \cdot \frac{0,8M_x}{M_x} = 0,04 \text{ vérifiée}$$

$$b) \quad \bar{w}_0 = \frac{A_{sx}}{b \cdot l} < \frac{20}{\bar{\sigma}_{cs}} \quad ; \quad \frac{20,17}{100 \cdot 77,2} = 0,0117 > \frac{20}{4200} = 0,0047 \text{ non vérifiée}$$

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

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

- $f_{g_{\infty}}$ = 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} = " " " " des charges permanentes seules

$$M_{q_x} = 0,8 (M_{pp} + M_{cillo}) = 0,8 (1031 + 9047,9) = 8063,1 \text{ Kg.m/m}$$

$$M_{q_y} = 0,8 M_{pp} = 0,8 \cdot 1031 = 824,8 \text{ Kg.m/m}$$

$$I_k = \frac{b \cdot h_o^3}{3} + n A h^2 + S_y$$

S_i = moment statique de la section par rapport à l'axe passant l'arête supérieur de la section

y_i = position de l'axe neutre

$$y = \frac{S}{B_n} \quad \text{avec } B_n = \text{section d'acier et de béton} ; B_n = b h_o + n A = 100 \times 20 + 15 \times 20,17 = 2302,5$$

$$S = \frac{B_n \cdot h_o}{2} + n A h = \frac{2302,55 \times (20)}{2} + 15 \times 20,17 \times (-17,2) = -28229,36 \text{ cm}^3$$

$$y = \frac{-28229,36}{2302,55} = -12,26 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } I_k = \frac{100 \times 20^3}{3} + 15 \times 20,17 \times (17,2)^2 + 346091,95 = 702265 \text{ cm}^4$$

valeurs de λ et μ

$$\omega = \frac{A}{b h} = \frac{20,17}{100 \times 17,2} = 0,011727$$

on détermine $\bar{\sigma}_a$ (abaque de CHARON)

$$\bar{\omega} = \frac{100 h_o}{b \cdot h_x} = \frac{100 \times 20,17}{100 \times 17,2} = 1,173 \rightarrow E = 0,8525 ; \bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h_x} = 2726 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_a}{4 \omega \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_s} = 1 - \frac{5 \times 6,37}{4 \times 0,011727 \times 2726 + 3 \times 6,37} = 0,7833$$

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_a}{72 (2 + 3 \frac{\omega}{b}) \omega} = \frac{6,37}{72 (2 + 3 \frac{0,011727}{100}) \omega} = 1,509$$

$$\lambda_u = \frac{72}{180} \lambda_i = \frac{72}{180} \cdot 1,509 = 0,6035$$

$$E_v = 7000 \sqrt{\bar{\sigma}_{28}} = 123592 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 3 E_v = 370775 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I_{f_v} = \frac{I_k}{1 + \lambda_u \mu} = \frac{702265}{1 + 0,6035 \cdot 0,7833} = 476848 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i} = \frac{I_k}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{702265}{1 + 1,509 \cdot 0,7833} = 321845 \text{ cm}^4$$

$$f_{g_{20}} = \frac{M_{q_y} l^2}{10 E_v I_{f_v}} = \frac{824,8 \cdot 10^2 \cdot 360^2}{10 \cdot 323592 \cdot 476848} = 0,018 \text{ cm}$$

$$f_{g_{30}} = \frac{M_{q_y} l^2}{10 E_c I_{f_i}} = \frac{824,8 \cdot 10^2 \cdot 360^2}{10 \cdot 370775 \cdot 321845} = 0,009 \text{ cm}$$

$$f_{g_0} = \frac{M_{q_x} l^2}{10 E_c I_{f_i}} = \frac{8063,1 \cdot 10^2 \cdot 360^2}{10 \cdot 370775 \cdot 321845} = 0,09 \text{ cm}$$

$$\Delta f_g = f_{g_0} + f_{g_{20}} - f_{g_{30}} = 0,1 \text{ cm}$$

$$\bar{\Delta f} = \frac{l}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_g < \bar{\Delta f} \quad \text{Vérifiée}$$

CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS

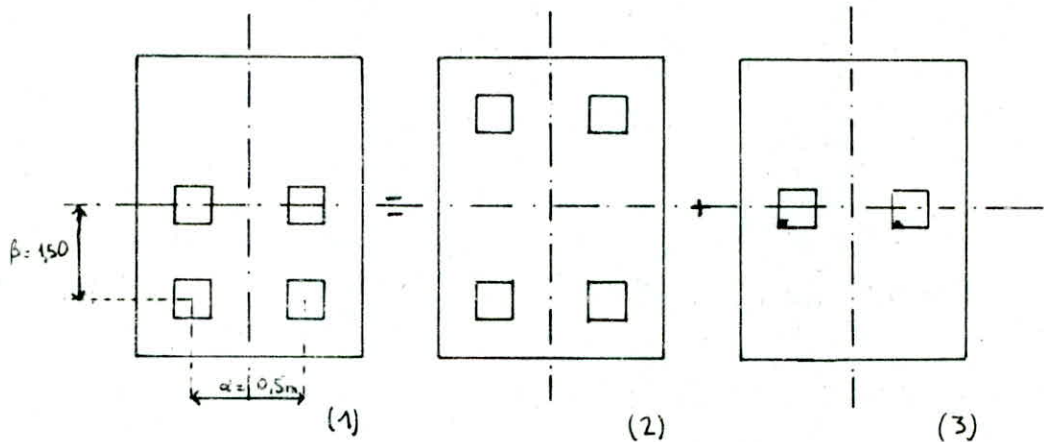
Surcharges B_c

surface d'impact d'une roue $u, v = 25 \times 25 \text{ cm}^2$

$P =$ poids d'une roue $P = 6 \text{ t}$

$h =$ épaisseur de la dalle $h = 20 \text{ cm}$

$e_r =$ épaisseur de revêtement $e_r = 5 \text{ cm}$



Repartition des charges sur le plan moyen

$$U' = u + h + 1,5 e_r = 25 + 20 + 1,5 \times 5 = 52,5 \text{ cm}$$

$$V' = v + h + 1,5 e_r = 25 + 20 + 1,5 \times 5 = 52,5 \text{ cm}$$

• Verification d'interference

$$\Delta = U' - \alpha = 52,5 - 50 = 2,5 \text{ cm} > 0 \Rightarrow \text{il existe une interference}$$

$$\Delta = V' - \beta = 52,5 - 150 = -97,5 \text{ cm} < 0 \Rightarrow \text{il n'existe pas d'interference}$$

Pression de répartition de la charge sur le plan moyen

$$\sigma = \frac{P}{u' \times v'} = \frac{6}{0,525 \times 0,525} = 21,77 \text{ t/m}^2$$

Considérons le système (2) surface ABB_1A_1

$$u'_1 = 2U' - \Delta = 102,5 \text{ cm}$$

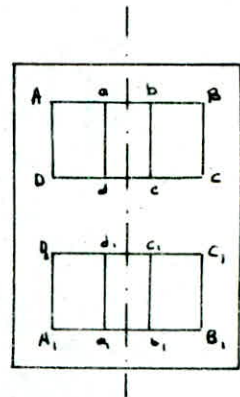
$$v'_1 = V' + 2 \times 150 = 352,5 \text{ cm}$$

$$P_1 = \sigma u'_1 v'_1 = 21,77 \times 102,5 \times 352,5 \times 10^{-4} = 78,66 \text{ t}$$

$$u'_1 < v'_1$$

$$T_{v'_1} = \frac{P_1}{3v'_1} = \frac{78,66}{3 \times 352,5 \times 10^{-2}} = 9,74 \text{ t/m}$$

$$T_{u'_1} = \frac{P_1}{2v'_1 + u'_1} = \frac{78,66}{(2 \times 352,5 + 102,5) \times 10^{-2}} = 7,44 \text{ t/m}$$



Surface DCD, C₁

$$u'_2 = 2u'_1 - \Delta = 102,5 \text{ cm} ; v'_2 = 300 - 2v'_1 = 247,5 \text{ cm}$$

$$P_2 = \rho u'_2 v'_2 = 21,77 \times 102,5 \times 247,5 \times 10^{-4} = 55,23 \text{ t/ml}$$

$$v'_2 > u'_2$$

$$Tu'_2 = \frac{P_2}{3v'_2} = \frac{55,23}{3 \times 247,5 \cdot 10^{-2}} = 7,44 \text{ t/ml}$$

$$Tv'_2 = \frac{P_2}{2v'_2 + u'_2} = \frac{55,23}{(2 \times 247,5 + 102,5) \cdot 10^{-2}} = 9,24 \text{ t/ml}$$

Surface abb, a₁

$$u'_3 = \Delta = 2,5 \text{ cm} ; v'_3 = v'_1 = 352,5 \text{ cm} ; P_3 = 21,77 \times 2,5 \times 352,5 \times 10^{-4} = 1,92 \text{ t}$$

$$u'_3 < v'_3$$

$$Tu'_3 = \frac{P_3}{3v'_3} = \frac{1,92}{3 \times 352,5 \cdot 10^{-2}} = 0,182 \text{ t/ml}$$

$$Tv'_3 = \frac{P_3}{2v'_3 + u'_3} = \frac{1,92}{(2 \times 352,5 + 2,5)} = 0,271 \text{ t/ml}$$

Surface cdd, c₁

$$u'_4 = 2,5 \text{ cm} ; v'_4 = v'_2 = 247,5 \text{ cm} ; P_4 = 1,35 \text{ t}$$

$$u'_4 < v'_4$$

$$Tu'_4 = \frac{P_4}{3v'_4} = \frac{1,35}{3 \times 247,5 \cdot 10^{-2}} = 0,182 \text{ t/ml}$$

$$Tv'_4 = \frac{P_4}{2v'_4 + u'_4} = \frac{1,35}{(2 \times 247,5 + 2,5) \cdot 10^{-2}} = 0,271 \text{ t/ml}$$

Pour le systeme (2) on a :

$$Tu' = \frac{Tu'_1 - Tu'_2 + Tu'_3 - Tu'_4}{2} = \frac{7,440 - 7,440 + 0,182 - 0,182}{2} = 0$$

$$Tv' = \frac{Tv'_1 - Tv'_2 + Tv'_3 - Tv'_4}{2} = \frac{9,240 - 9,240 + 0,271 - 0,271}{2} = 0,250 \text{ t/ml}$$

$$Tx = 1,25 Tu' = 1,25 \cdot 0 = 0$$

$$Ty = 1,25 Tv' = 1,25 \cdot 0,250 = 0,313 \text{ t/ml}$$

Considerons le systeme (3) surface ABCD

$$u'_1 = 2u'_1 - \Delta = 2 \times 52,5 - 2,5 = 102,5 \text{ cm} ; v'_1 = v'_1 = 52,5 \text{ cm} ; P_1 = 11,715 \text{ t}$$

$$u'_1 > v'_1$$

$$Tu'_1 = \frac{P_1}{2u'_1 + v'_1} = \frac{11,715}{(2 \times 102,5 + 52,5) \cdot 10^{-2}} = 4,550 \text{ t/ml}$$

$$Tv'_1 = \frac{P_1}{3u'_1} = \frac{11,715}{3 \times 102,5 \cdot 10^{-2}} = 3,810 \text{ t/ml}$$

Surface abcd

$$u_2' = \Delta = 2,5 \text{ cm} ; v_2' = v' = 52,5 \text{ cm} ; P_2 = 0,286 \text{ t}$$

$$u_2' < v_2'$$

$$T_{v_2'} = \frac{P_2}{2v_2' + u_2'} = 0,266 \text{ t/m} ; T_{u_2'} = \frac{P_2}{3v_2'} = 0,182 \text{ t/m}$$

Pour le systeme (3) on a :

$$T_{u'} = T_{u_1'} + T_{u_2'} = 4,732 \text{ t/m} ; T_{v'} = T_{v_1'} + T_{v_2'} = 4,076 \text{ t/m}$$

$$T_x = 1,25 T_{u'} = 5,915 \text{ t/m} ; T_y = 1,25 T_{v'} = 5,095 \text{ t/m}$$

Pour le systeme (1) on a :

$$T_x = T_{x(2)} + T_{x(3)} = 0 + 5,915 = 5,915 \text{ t/m} ; T_y = T_{y(2)} + T_{y(3)} = 0,313 + 5,095 = 5,408 \text{ t/m}$$

Les efforts tranchants des surcharges B_c, B_b, B_r, M_{c120} sont determinés de la même maniere que B

Surcharges	B_c	B_b	B_r	M_{c120}
T_x (t/m)	5,915	4,105	5,375	3,595
T_y (t/m)	5,408	3,363	4,762	4,903

Poids propre.

les dimensions du panneau $l_x = 3,6 \text{ m} ; l_y = 30 \text{ m} ; q = 0,610 \text{ t/m}^2$

$$T_x = \frac{q \cdot l_x}{3} = 0,732 \text{ t/m} ; T_y = \frac{q \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = 1,036 \text{ t/m}$$

Les efforts tranchants majorés et pondérés

CHARGES	poids propre	B_c	B_b	B_r	M_{c120}
T_x (t/m)	0,732	5,915	4,105	5,375	3,595
T_y (t/m)	1,036	5,408	3,363	4,762	4,903
coef de majoration	/	1,2	1,2	1,2	1
coef de pondération	/	1,1	1	/	/
δ	/	1,300	1,300	1,300	1,361
T_x (t/m)	0,732	10,150	6,404	8,385	4,893
T_y (t/m)	1,036	9,280	5,246	7,429	6,673

VERIFICATION AU CISAILLEMENT (Art 27.2 CCBA 69)

$$T_{\max} = T_{cp} + T_{\text{surchage } B_c}$$

$$T_{\max} = 1,036 + 10,150 = 11,186 \text{ t/m}$$

$$\tau_{\max} < \bar{\tau}_c \quad \text{avec } \bar{\tau}_c = 1,15 \bar{\sigma}_c = 1,15 \times 6,37 = 7,73 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\tau_{\max} = \frac{11,186 \times 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 17} = 7,52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{\max} = 7,52 \text{ Kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_c = 7,73 \text{ Kg/cm}^2$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

ETUDE DES POUTRES PRINCIPALES

CALCUL DES CHARGES

Poids propre du tablier

Avant prise du béton : (charges permanentes . c.p.)

Dalle en béton armé	: 0,20 x 10 x 2500	5000 KG/ml
Ossature métallique	: 140 x 10	1400 - " -
Goussets	: $3 \times \frac{9,80 + 0,60}{2} \times 0,04 \times 2500$	210 - " -
Coffrage métallique	: 70 x 10	700 - " -
		<hr/> P _{cp} = 7310 - " -

Après prise du béton : (complément de charges permanentes . ccp)

Coffrage métallique	:	700 KG/ml
Revêtement chaussée	: 7 x 0,05 x 2200	778 - " -
Revêtement trottoir	: 2 x 1,20 x 0,03 x 2200	158 - " -
Daliettes	: 2 x 0,80 x 0,07 x 2500	280 - " -
Support daliettes	: 4 (0,2 x 0,25 + 0,18 x 0,15) x 2500	770 - " -
Corniche	: 2 x (0,10 x 0,45 + $\frac{0,05 \times 0,45}{2}$) x 2500	281 - " -
Bordures trottoir	: 2 x 0,20 x 0,25 x 2500	250 - " -
Garde corps	:	100 - " -
		<hr/> P _{ccp} = 1909 - KG/ml

Poids total : $P = (P_{cp} + P_{ccp}) \cdot L = (7310 + 1909) 30$

$P = 276,36 \text{ T}$

CALCUL DU COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE

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

L = portée de la travée

P = poids total du tablier

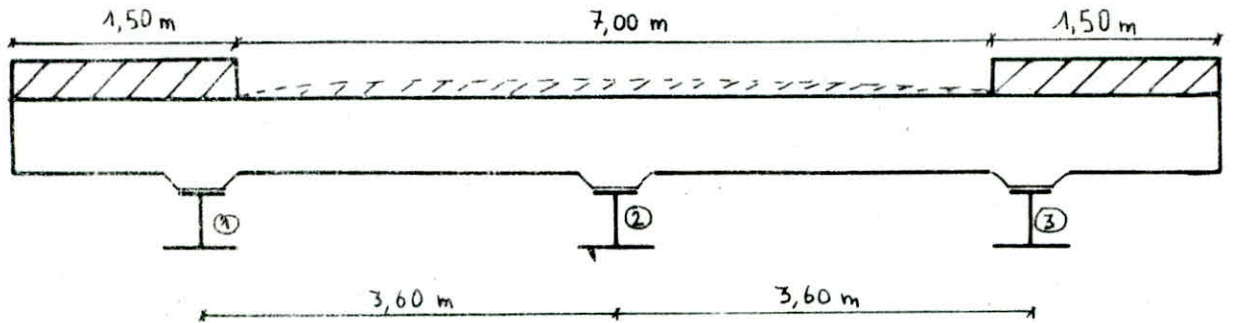
S = surcharge total qu'il est possible de placer sur cette travée

	S _{ct}	coef de pond	S pond	δ
B _c	120	1,1	132	1,121
B _e	64	1	64	1,090
M _{c120}	110	/	110	1,111

Surcharges civiles : $\delta = 1,121$

Surcharges militaires : $\delta = 1,111$

REPARTITION DES EFFORTS DANS LES POUTRES PRINCIPALES



Pour les ponts à poutres multiples sous chaussée, la répartition des efforts sur les poutres principales se fera suivant la méthode de COURBON

Cette méthode est basée sur certaines hypothèses.

- Les poutres principales sont parallèles et placées dans un même plan horizontal
- Les charges appliquées sur le hourdis sont verticales
- Les entretoises sont perpendiculaires aux poutres principales
- On néglige le concours de la dalle pour solidariser les poutres principales entre elles, ainsi que l'effet de la résistance à la torsion
- On considère les entretoises infiniment rigides
- La largeur du pont doit être inférieure à un demi de la portée de la travée

CALCUL DES COEFFICIENTS DE REPARTITION

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

$$\begin{cases} M_i = \frac{M}{n} \Delta_i \\ T_i = \frac{T}{n} \Delta_i \end{cases} \quad \text{avec} \quad \Delta_i = 1 - 6 \frac{n+1-2i}{n^2-1} \frac{e}{l}$$

Pour l'effort tranchant on suppose que les charges et les surcharges sont réparties entre la deuxième et la dernière entretoise

avec: M, T efforts revenant à tout le pont

M_i, T_i efforts revenant à la poutre i

n : nombre de poutres principales

i : numéro de la poutre considérée

e : distance entre l'axe de symétrie et la résultante des forces

l : espacement de deux poutres principales consécutives

Dans notre cas: $n=3$
 $i=1,2,3$
 $l=3,60\text{m}$ } $\Rightarrow P_i = \frac{\Delta_i}{n} = \frac{1}{3} \left[1 - \frac{2-i}{2,4} e \right]$

$i=1 \rightarrow P_1 = \frac{1}{3} \left(1 - \frac{e}{2,4} \right)$

$i=2 \rightarrow P_2 = \frac{1}{3} \quad \forall e$

$i=3 \rightarrow P_3 = \frac{1}{3} \left(1 + \frac{e}{2,4} \right)$

EVALUATION DES EFFORTS DÙS AUX CHARGES ET SURCHARGES

Hypothèse de calcul

La travée de longueur L est assimilée à une seule poutre simple de même portée L avec les mêmes charges totales appliquées

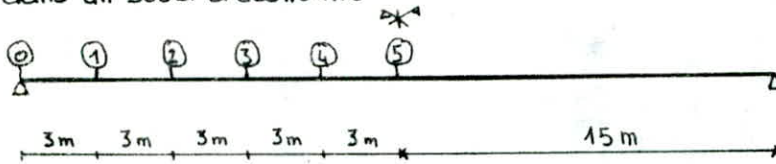
Les poutres principales considérées sont parallèles et placées dans un même plan

Les charges considérées sont verticales

Les entretoises sont perpendiculaires aux poutres principales

On peut calculer quelque soit la section x , le moment flechissant total, l'effort tranchant total, ainsi que leur répartition par la méthode de COURBON.

Nous nous sommes imposée la tâche de rechercher les efforts en 11 points différents de la travée et ce dans un souci d'économie



Bien entendu la section dangereuse pour chaque type de surcharge ne coïncide pas nécessairement avec les points sus-définis. Nous nous devons donc de situer pour chaque type de surcharge la section dangereuse et les efforts correspondants.

Calcul des efforts avant prise de béton (c.p)

Pour chaque section on aura : $M = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2}$; $T = q \frac{l}{2} - qx$

avec $q = 7,310 \text{ t/ml}$; $l = 30 \text{ m}$

Section	0	1	2	3	4	5
$x \text{ (m)}$	0	3	6	9	12	15
$M \text{ (t.m)}$	0	296,06	394,74	690,80	789,48	822,38
$T \text{ (t)}$	109,65	87,72	65,79	43,86	21,93	0

Calcul des efforts après prise du béton. (c.c.p) $q = 1,909 \text{ t/ml}$; $l = 30 \text{ m}$

Section	0	1	2	3	4	5
x	0	3	6	9	12	15
M	0	77,31	137,45	180,40	206,17	214,76
T	28,64	22,91	17,18	11,45	5,73	0

Surcharge A

- Caractéristique du pont :
- Largeur roulable : $l_r = l_s = 7 \text{ m}$
 - Nombre de voies : $N = E(l_r/3) = 2 \text{ voies}$
 - Largeur de la voie : $l_v = l_r/2 = 3,50 \text{ m}$
 - Classe du pont : $l_r = 7 \text{ m} \Rightarrow$ pont de 1^{ère} classe

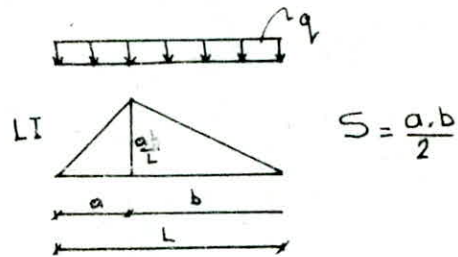
La surcharge A est donnée par la formule suivante: $A = a_1 a_2 A(L)$ avec $A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12}$

Pont de 1^{ère} classe $\Rightarrow a_1 = 1$ par 2 voies chargées

Pont de 1^{ère} classe $\left. \begin{array}{l} l_0 = 3,50 \text{ m} \\ l_s = 3,50 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow a_2 = \frac{l_0}{l_s} = 1$

Moment Flechissant

Ligne d'influence du moment pour une section distante de "a" de l'appui gauche



$$A = a_1 a_2 A(L)$$

La longueur chargeable est la même pour toutes les sections $L = 30 \text{ m}$

d'où $A = 1 \cdot 1 \cdot \left[230 + \frac{36000}{30+12} \right] = 1087 \text{ Kg/m}^2$

$$q = N l_v A \quad ; \quad M = q \cdot S$$

Section	0	1	2	3	4	5
x (m)	0	3	6	9	12	15
$M_{(k.m)}$ 1 voie	0	154,08	273,92	359,52	410,88	428,00
$M_{(k.m)}$ 2 voies	0	308,16	547,85	719,05	821,77	856,01

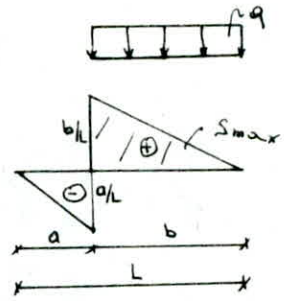
Effort tranchant

La longueur chargeable L varie $A = 1 \cdot 1 \cdot \left[230 + \frac{36000}{L+12} \right]$

L (m)	30	27	24	21	18	15
A (Kg/m ²)	1087	1153	1230	1321	1430	1563

La ligne d'influence de l'effort tranchant pour une section distante de "a" de l'appui gauche, dans notre cas, $0 < a < L/2$

$q = N \cdot l_0 \cdot A$; $T = q \cdot S_{max}$ avec $S_{max} = \frac{b^2}{2L}$



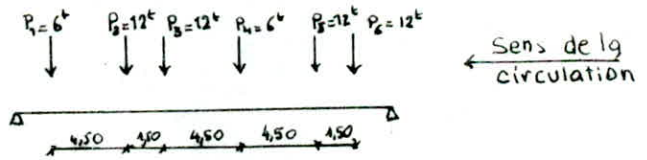
Section		0	1	2	3	4	5
x (m)		0	3	6	9	12	15
T (t)	1 voie	57,07	49,03	41,34	33,98	27,03	20,12
	2 voies	114,14	98,06	82,67	67,96	54,05	41,03

SURCHARGE 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
 Longitudinalement : on peut placer au maximum 2 camions par convoi
 Transversalement : on dispose un convoi par voie de circulation
 dans notre cas : on a 2 convois de 2 camions

Recherche de la section dangereuse

$R = \sum_{i=1}^{n=6} P_i = 60^t$



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

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

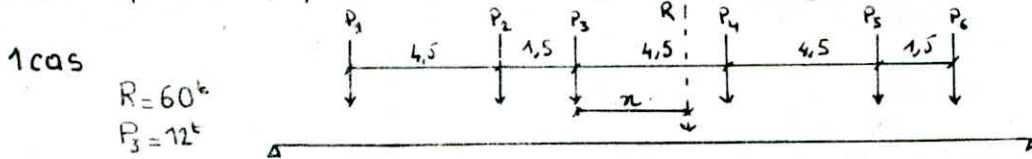
$\frac{R}{2} = \frac{60}{2} = 30^t$

$P_1 = 6^t$	$0 \leq 30 \leq 6$	non vérifiée
$P_2 = 12^t$	$12 \leq 30 \leq 18$	non vérifiée
$P_3 = 12^t$	$18 \leq 30 \leq 30$	vérifiée
$P_4 = 6^t$	$30 \leq 30 \leq 36$	vérifiée
$P_5 = 12^t$	$36 \leq 30 \leq 48$	non vérifiée
$P_6 = 12^t$	$48 \leq 30 \leq 60$	non vérifiée

2 cas possibles

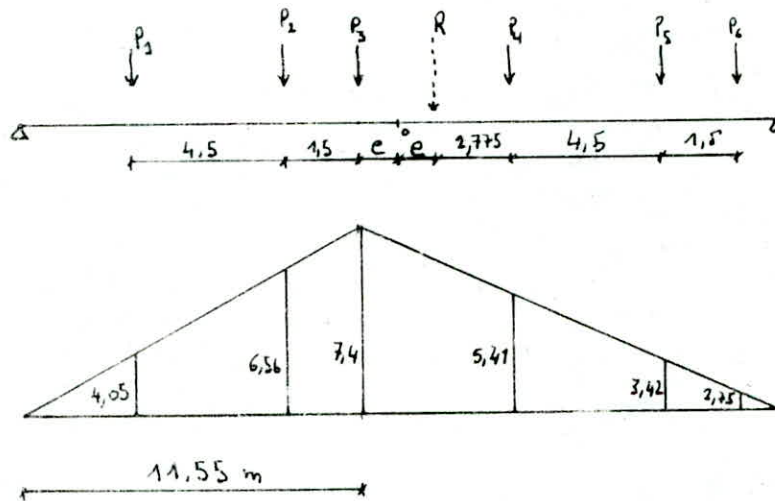
- 3^{ème} essieu du 1^{er} camion
- 1^{er} essieu du 2^{ème} camion

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 du moment max trouvé.



$$\sum M / P_3 = 0 \Rightarrow 6 \times 6 + 12 \times 1,5 - 6 \times 4,5 - 12 \times 9 - 12 \times 10,5 = 60 x \Rightarrow x = -3,45 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e = x/2 = -1,725 \text{ m}$$



La détermination de la section dangereuse est déterminée en positionnant la charge P_3 et la résultante R symétriquement par rapport au centre de la travée.

$$x_s = \frac{L}{2} - \frac{x}{2} = 11,55 \text{ m}$$

$$M = \sum P_i = 298,32 \text{ t.m}$$

2 cas

$P_4 = 6^t$ la position de la section dangereuse $x_s = 15,53 \text{ m}$

$$M = 293,7 \text{ t.m}$$

CONCLUSION :

La charge $P_3 = 12^t$ produit le moment max, la position de la section dangereuse $x_s = 12 \text{ m}$

Le max des moments est $M = 298,32 \text{ t.m}$

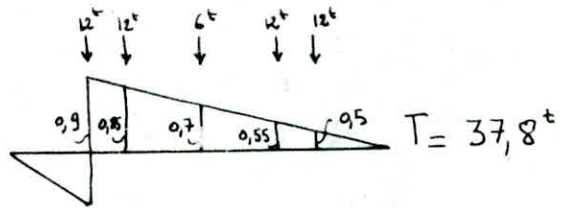
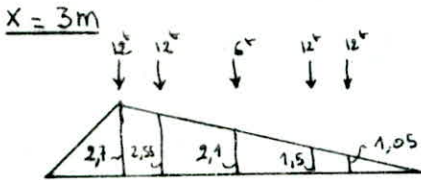
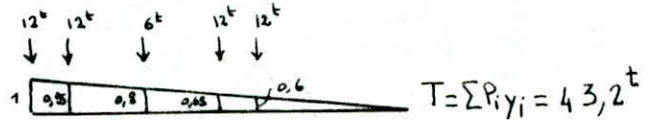
C'est le 3^{ème} essieu du 1^{er} camion, cette section est située à 1,725 m de l'axe de symétrie de la poutre.

EVALUATION DES MOMENTS FLECHISSANTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS

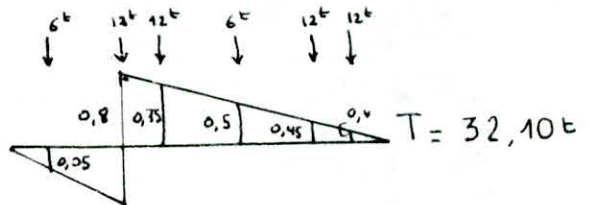
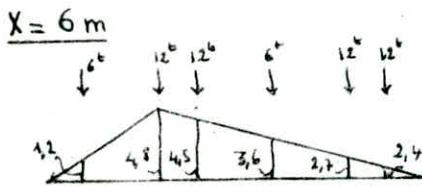
Le moment flechissant est max au droit de la section "s" si en plaçant une charge P_i au droit de cette section et de telle manière que quand on passe de gauche à droite de cette charge, l'inégalité suivante change de signe

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

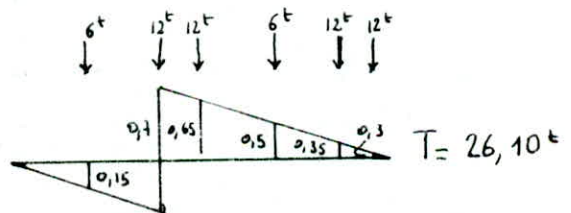
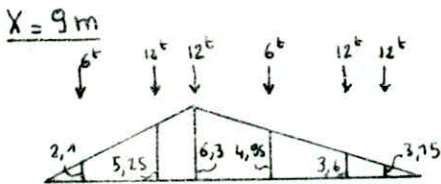
$X=0$
 $M=0$



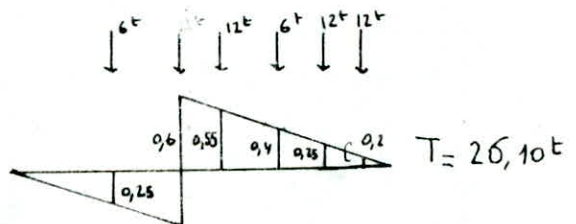
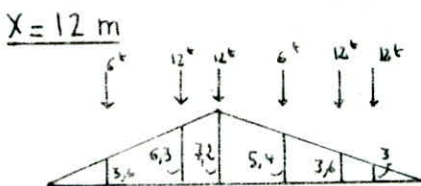
$M = \sum P_i y_i = 115,4 \text{ t.m}$



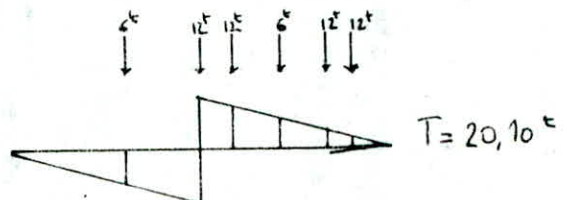
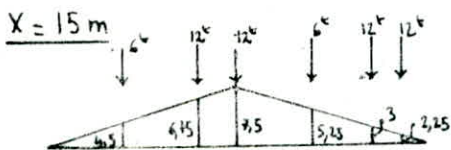
$M = 201,60 \text{ t.m}$



$M = 261,90 \text{ t.m}$



$M = 295,20 \text{ t.m}$



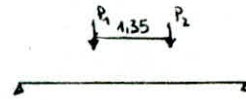
$M = 292,5 \text{ t.m}$

SURCHARGE B₁

Longitudinalement : on place un tandem par file
 Transversalement : on place deux tandems.

Recherche de la section dangereuse.

on détermine la charge qui provoque le moment max au droit de la section dangereuse



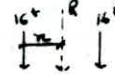
$$R = P_1 + P_2 = 32^t$$

$$P_1 = 16^t \quad 0 \leq 16 \leq 16 \quad \text{vérifiée}$$

$$P_2 = 16^t \quad 16 \leq 16 \leq 32 \quad \text{vérifiée}$$

La double inégalité est vérifiée pour les deux charges P_1 et P_2
 On calcule le moment pour les deux charges et on prendra celle qui produira le moment max

Charge $P_1 = 16^t$: on cherche le point d'application en prenant comme origine P_1

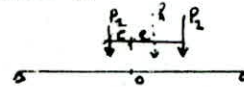


$$32x = 16 \times 1,35 \Rightarrow x = 0,675 \text{ m}$$



La position de la section dangereuse est déterminée en positionnant la charge P_1 et la résultante R symétriquement par rapport au centre de la travée 0

$$x_s = \frac{l}{2} - \frac{x}{2} = 14,66 \text{ m}$$



$$M = \sum P_i y_i = 229,24 \text{ t.m.}$$



Charge $P_2 = 16^t$: on obtient

$$e = 1,34 \text{ m}$$

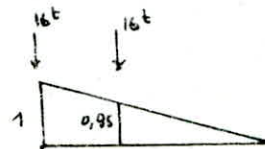
$$M = 229,44 \text{ t.m}$$

la position de la section dangereuse approximative est $x_s = 15 \text{ m}$

EVALUATION DES MOMENTS FLECHISSANTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS

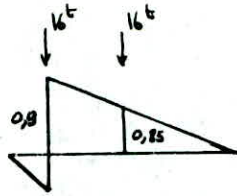
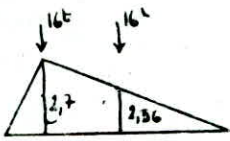
$X=0$

$$M=0$$



$$T = 31,20^t$$

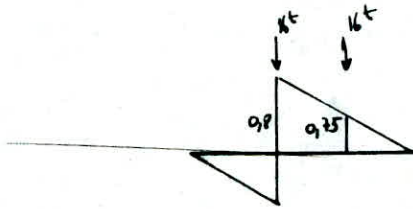
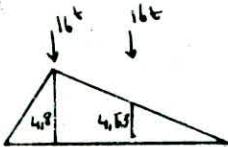
X = 3 m



$T = 28^t$

$M = 84,16 \text{ t.m}$

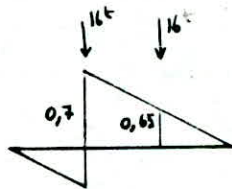
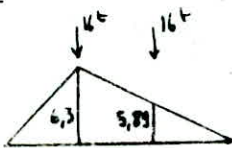
X = 6 m



$T = 24,8^t$

$M = 149,28 \text{ t.m}$

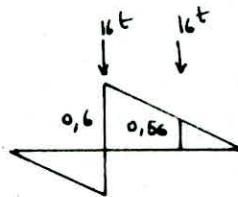
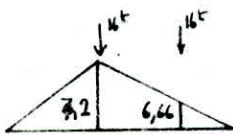
X = 9 m



$T = 21,6^t$

$M = 195,04 \text{ t.m}$

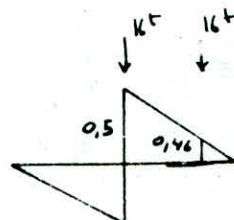
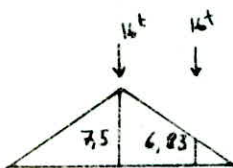
X = 12 m



$T = 18,96^t$

$M = 221,76 \text{ t.m}$

X = 15 m

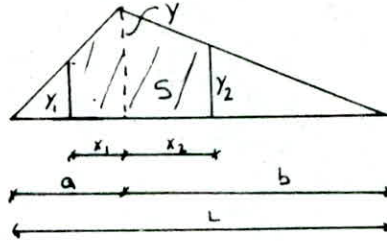
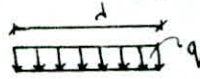


$T = 15,2^t$

$M = 229,28 \text{ t.m}$

SURCHARGE M_{c120}

Determination de la position la plus défavorable pour une charge uniforme pour une section quelconque



Moment fléchissant

$$S = \frac{y_1 + y}{2} x_1 + \frac{y + y_2}{2} x_2$$

$$y = \frac{ab}{L} ; y_1 = \frac{a-x_1}{a} y ; y_2 = \frac{b-x_2}{b} y$$

$$\lambda = x_1 + x_2$$

$$S_{max} \Rightarrow y_1 = y_2 \Rightarrow \frac{a-x_1}{a} y = \frac{b-x_2}{b} y \Rightarrow bx_1 = ax_2$$

on détermine x_1 et x_2 à partir de $\left. \begin{array}{l} bx_1 - ax_2 = 0 \\ x_1 + x_2 = \lambda \end{array} \right\} \Rightarrow x_1 = \frac{a\lambda}{L} ; x_2 = \frac{b\lambda}{L}$

$$y_1 = y_2 = \frac{ab}{L} \left(1 - \frac{\lambda}{L}\right) \text{ on aura } S_{max} = \frac{ab}{L} \lambda \left(1 - \frac{\lambda}{2L}\right)$$

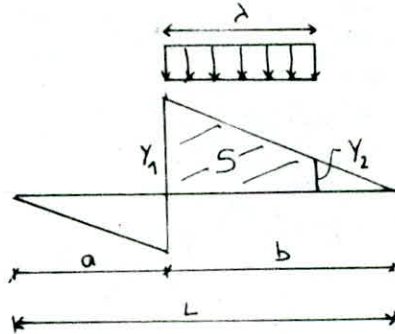
$$M = q S_{max}$$

Effort tranchant

$$y_1 = \frac{b}{L} ; y_2 = \frac{b\lambda}{L}$$

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

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



$$q = \frac{110}{6,10} = 18,03 \text{ t/m}$$

Section	0	1	2	3	4	5
x (m)	0	3	6	9	12	15
λ (m)	6,10	6,10	6,10	6,10	6,10	6,10
M (t.m)	0	266,81	474,33	622,55	711,49	741,13
T (t)	98,84	87,84	76,84	65,84	54,84	43,84

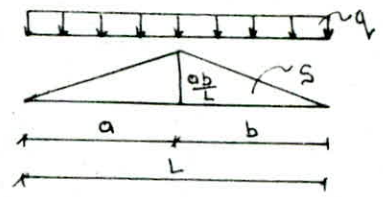
SURCHARGES DE TROTTOIR

Pour le calcul des poutres principales la surcharge de trottoir est de $q = 150 \text{ KG/m}^2$

Ligne d'influence du moment pour une section distante de "a" de l'appui gauche

$$M = q \cdot S \cdot l_e$$

$$\text{avec } l_e = \begin{cases} 1,5 \text{ m} & \text{1 trottoir chargés} \\ 3,5 \text{ m} & \text{2 trottoirs chargés} \end{cases}$$



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

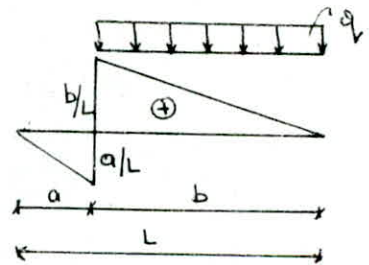
Section	0	1	2	3	4	5	
$x \text{ (m)}$	0	3	6	9	12	15	
$M \text{ (k.m)}$	1 trottoir	0	9,12	16,20	21,27	24,30	25,31
	2 trottoir	0	18,23	32,40	42,53	48,00	50,60

Ligne d'influence de l'effort tranchant pour la section distante de "a" de l'appui gauche

$$\text{on a } 0 \leq a \leq \frac{L}{2}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{b^2}{2L}$$

$$T = q \cdot S \cdot l_e$$

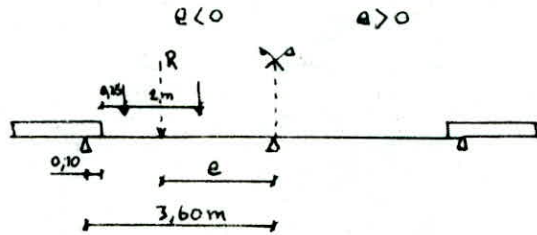


Section	0	1	2	3	4	5	
$x \text{ (m)}$	0	3	6	9	12	15	
$T \text{ (k)}$	1 trottoir	3,38	2,74	2,16	1,66	1,22	0,85
	2 trottoir	6,75	5,47	4,32	3,31	2,43	1,69

CALCUL DE L'EXCENTRICITE "e"

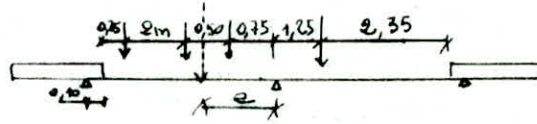
Sous B_c :
cas d'un convoi

on placera le convoi le plus possible à gauche dans le sens transversal



$$e = -[3,60 - 0,10 - 0,15 - \frac{2}{2}] = -2,25 \text{ m}$$

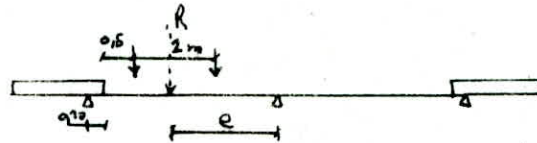
cas de deux convois



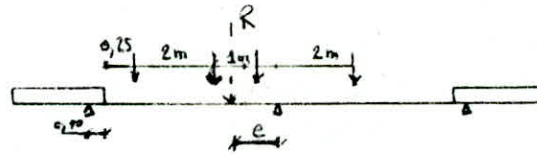
$$e = -[3,60 - 0,10 - 0,25 - 2 - \frac{0,5}{2}] = -1 \text{ m}$$

Sous B_t :
cas d'un tandem

$$e = -[3,60 - 0,10 - 0,5 - \frac{2}{2}] = -2 \text{ m}$$

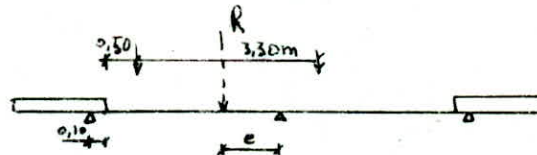


cas de deux Tandems



$$e = -[3,60 - 0,10 - 0,5 - 2 - \frac{1}{2}] = -0,50 \text{ m}$$

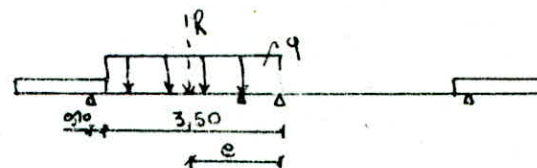
Sous M_{120}



$$e = -[3,60 - 0,10 - 0,50 - \frac{3,30}{2}] = -1,35 \text{ m}$$

Surcharge A

une voie chargée



$$e = -[3,60 - 0,10 - \frac{3,50}{2}] = -1,75 \text{ m}$$

deux voies chargées : $e = 0$

Surcharge de trottoir

un trottoir chargé



$$e = -[5 - \frac{1,5}{2}] = -4,25 \text{ m}$$

deux trottoirs chargés : $e = 0$

Coefficient de repartition

	CP	CCP	A		B _c		B _t		M _{c120}	Trottoir	
			1voie	2voies	1voie	2voies	1tand	2tand		1trott	2trott
β_1	1/3	1/3	0,576	1/3	0,645	0,472	0,611	0,403	0,521	0,925	1/3
β_2	1/3	1/3	1/3	1/3	1/3	1/3	1/3	1/3	1/3	1/3	1/3
β_3	1/3	1/3	0,091	1/3	0,022	0,195	0,056	0,264	0,146	-0,256	1/3

Du fait que les poutres de rives sont symétriques par rapport à l'axe de la chaussée, on prend $\beta_3 = \beta_1$

CALCUL DE LA SECTION MIXTE

Le calcul d'une section mixte est basé sur les deux hypothèses suivantes:

- 1) La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, en effet tout déplacement relatif entre les deux matériaux est rendu impossible par les organes de liaison (connecteurs) ceci nous permet de prendre en compte l'hypothèse de NAVIER - BERNOULLI dite de conservation des sections planes.
- 2) L'acier et le béton étant supposés travailler dans le domaine élastique, ils obéissent donc à la loi de HOOKE

La variation relative de longueur sur l'interface acier - béton s'écrit:

Pour l'acier : $\epsilon_a = \frac{\sigma_a}{E_a}$; Pour le béton : $\epsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b}$

D'après la 1^{ère} hypothèse on a $\epsilon_a = \epsilon_b \Rightarrow \frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_b}{E_b} \Rightarrow \frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{E_a}{E_b} = n$

Ceci nous permet de mettre en évidence le coefficient d'équivalence "n" qui conditionne le calcul d'une section mixte. On voit donc que "n" dépend du module de déformation du béton E_b lequel est variable selon la durée de chargement. Ainsi, afin de tenir compte des variations de E_b en fonction de la durée du chargement, on définit plusieurs valeurs de n correspondants à tous les types de sollicitations susceptibles d'être rencontrés en pratique

Sollicitations:

- Surcharges routières : → charges instantanées n = 6
- Charges permanentes : → " de longue durée n = 18
- Retrait et dilatation différentielle : → effets différés n = 15

Nota: avant prise du béton $E_b = 0 \Rightarrow n = \infty$ phase de coulage.

Tableau des moments fléchissants non pondérés ; non majorés

Section		0	1	2	3	4	5
CP		0	296,06	396,74	690,80	789,48	822,38
CCP		0	77,31	137,45	180,40	206,17	214,76
A	1 voie	0	154,08	273,92	359,52	410,88	428,00
	2 voies	0	308,16	547,85	719,05	821,77	856,01
B _c	1 voie	0	136,08	241,92	314,28	354,24	351,00
	2 voies	0	249,48	443,52	576,18	649,44	643,50
B _t	1 tandem	0	84,16	149,28	195,04	221,75	229,28
	2 tandems	0	168,32	298,56	390,08	443,52	458,56
M _c 120		0	266,81	474,33	622,55	711,49	741,13
Surcharge de trottoirs	1 trottoir	0	9,12	16,20	21,26	24,30	25,31
	2 trottoirs	0	18,23	32,40	42,53	48,00	50,60

Tableau des efforts tranchants non pondérés , non majorés

Section		0	1	2	3	4	5
CP		109,65	87,72	65,79	43,86	21,93	0
CCP		28,64	22,91	17,18	11,45	5,73	0
A	1 voie	57,07	49,03	41,34	33,98	27,03	20,52
	2 voies	114,14	98,06	82,67	67,96	54,05	41,03
B _c	1 voie	51,84	45,36	38,88	31,32	24,12	16,92
	2 voies	95,04	83,52	70,62	57,42	44,22	31,02
B _t	1 tandem	31,30	28,00	24,80	21,60	18,56	15,36
	2 tandems	62,60	56,00	49,60	43,20	37,12	30,72
M _c 120		98,84	87,84	76,84	65,84	54,84	43,84
Surcharge de trottoirs	1 trottoir	3,38	2,74	2,16	1,66	1,22	0,845
	2 trottoirs	6,75	5,47	4,32	3,31	2,43	1,69

SECTION O

POUTRE 1-3

CHARGES		coef de repartition	M(t.m)	T(t)	S	coef de ponderation	M maj, pond	T maj, pond
CP		0,333	0	36,51	—	1,32	0	48,19
CCP		0,333	"	9,54	—	1,32	"	12,59
A	1 voie	0,576	"	32,87	—	1,60	"	52,59
	2 voies	0,333	"	38,01	—	"	"	60,82
B _c	1 voie	0,645	"	33,44	1,21	"	"	59,98
	2 voies	0,472	"	44,86	1,21	"	"	80,46
B _t	1 tandem	0,611	"	19,12	1,21	"	"	34,29
	2 tandems	0,403	"	52,23	1,21	"	"	93,68
M _{c120}		0,521	"	51,50	1,111	1,32	"	75,53
Surcharges de trottoirs	1 trottoir	0,925	"	3,08	—	1,60	"	4,93
	2 trottoirs	0,333	"	4,25	—	1,60	"	3,60

SECTION O

POUTRE 2

CHARGES		coef de repartition	M(t.m)	T(t)	S	coef de ponderation	M maj, pond	T maj, pond
CP		0,333	0	36,51	—	1,32	0	48,19
CCP		"	"	9,54	—	1,32	"	12,59
A	1 voie	"	"	19,00	—	1,6	"	30,40
	2 voies	"	"	38,01	—	"	"	60,82
B _c	1 voie	"	"	17,26	1,121	"	"	30,96
	2 voies	"	"	31,65	"	"	"	56,77
B _t	1 tandem	"	"	10,42	"	"	"	18,69
	2 tandems	"	"	20,85	"	"	"	37,40
M _{c120}		"	"	32,91	1,111	1,32	"	48,26
surcharge de trottoirs	1 trottoir	"	"	1,126	—	1,60	"	1,802
	2 trottoirs	"	"	2,248	—	1,60	"	3,60

SECTION 1

POUTRE 1-3

CHARGES		coef de repartition	M(t.m)	T(ct)	δ	coef de ponderation	M maj, pond	T maj, pond
C P		0,333	98,59	29,21	/	1,32	130,14	38,56
C C P		0,333	25,74	7,63	/	1,32	33,98	10,07
A	1 voie	0,576	88,75	28,24	/	1,60	142	45,18
	2 voies	0,333	102,62	32,65	/	"	164,19	52,24
B _c	1 voie	0,645	87,77	29,26	1,121	"	157,42	52,48
	2 voies	0,472	117,75	39,42	"	"	211,20	70,70
B _t	1 tandem	0,611	51,42	17,11	"	"	92,23	30,69
	2 tandems	0,403	67,83	22,57	"	"	121,66	40,48
M _c 120		0,521	139,01	45,71	1,111	1,32	203,86	67,11
Surcharges de trottoirs	1 trottoir	0,925	8,30	2,49	/	1,6	13,28	3,98
	2 trottoirs	0,333	6,07	1,822	/	1,6	9,71	2,92

SECTION 1

POUTRE 2

CHARGES		coef de repartition	M(t.m)	T (ct)	δ	coef de ponderation	M maj, pond	T maj, pond
C P		0,333	98,59	29,21	/	1,32	130,14	38,56
C C P		"	25,74	7,63	/	1,32	33,98	10,07
A	1 voie	"	51,31	16,33	/	1,6	82,1	26,13
	2 voies	"	102,62	32,65	/	"	164,19	52,24
B _c	1 voie	"	45,31	15,10	1,121	"	81,27	27,08
	2 voies	"	83,08	27,81	"	"	149,01	49,88
B _t	1 tandem	"	28,03	9,32	"	"	50,27	16,72
	2 tandems	"	56,05	18,65	"	"	100,53	33,40
M _c 120		"		29,25	1,111	1,32	130,30	42,90
Surcharges de trottoirs	1 trottoir	"	3,04	0,912	/	1,60	4,86	1,459
	2 trottoirs	"	6,07	1,822	/	1,60	9,71	2,92

SECTION 2

POUTRE 1-3

CHARGES		coef de repartition	M (t.m)	T (t)	S	coef de ponderation	M maj; pond	T maj; pond
CP		0,333	131,45	21,91	—	1,32	173,15	28,92
CCP		0,333	45,77	5,72	—	1,32	60,42	7,55
A	1 voie	0,576	157,78	23,81	—	1,6	252,45	38,10
	2 voies	0,333	182,43	27,53	—		291,89	44,05
B _c	1 voie	0,645	156,04	25,08	1,121		279,87	44,98
	2 voies	0,472	209,34	33,33			375,47	59,78
B _t	1 tandem	0,611	91,21	15,15		#	163,59	27,17
	2 tandems	0,403	120,32	19,99			215,81	35,85
M _{c120}		0,521	247,13	40,03	1,111	1,32	362,42	58,70
Surcharges de trottoirs	1 trottoir	0,925	14,74	1,966	—	1,60	25,38	3,146
	2 trottoirs	0,333	10,79	1,439	—	1,60	17,26	2,302

SECTION 2

POUTRE 2

CHARGES		coef de repartition	M (t.m)	T (t)	S	coef de ponderation	M maj; pond	T maj; pond
CP		0,333	131,45	21,91	—	1,32	173,51	28,92
CCP			45,77	5,72	—	1,32	60,42	7,55
A	1 voie		91,22	13,77	—	1,6	145,95	22,03
	2 voies		182,43	27,53	—		291,89	44,05
B _c	1 voie		80,56	12,95	1,121	#	144,49	23,23
	2 voies		147,69	23,54			264,90	42,22
B _t	1 tandem		49,71	8,26			89,16	14,82
	2 tandems		99,24	16,52			178,00	29,63
M _{c120}			157,95	25,59	1,111	1,32	231,64	37,53
Surcharges de trottoirs	1 trottoir		5,39	0,749	—	1,60	8,62	1,15
	2 trottoirs		10,79	1,439	—	1,60	17,26	2,30

SECTION 3

POUTRE 1-3

CHARGES		coef de repartition	M(t.m)	T (t)	S	coef de ponderation	M maj; pond	T maj; pond
CP		0,333	230,04	14,61	—	1,32	303,65	19,29
CCP		0,333	60,07	3,81	—	1,32	79,29	5,03
A	1 voie	0,576	207,08	19,57	—	1,60	331,33	31,31
	2 voies	0,333	239,44	22,63	—	"	383,10	36,21
B _c	1 voie	0,645	202,71	20,20	1,121	"	363,58	36,23
	2 voies	0,472	271,96	27,10	1,121	"	487,79	48,61
B _t	1 tandem	0,611	119,17	13,20	1,121	"	213,74	23,68
	2 tandems	0,403	157,20	17,41	1,121	"	281,95	31,23
M _{c120}		0,521	324,35	34,30	1,111	1,32	475,67	50,30
surcharges de trottoirs	1 trottoir	0,925	19,45	1,511	—	1,60	31,12	2,42
	2 trottoirs	0,333	14,16	1,102	—	1,60	22,66	1,763

SECTION 3

POUTRE 2

CHARGES		coef de repartition	M(t.m)	T (t)	S	coef de ponderation	M maj; pond	T maj; pond
CP		0,333	230,04	14,61	—	1,32	303,65	19,29
CCP		"	60,07	3,81	—	1,32	79,29	5,03
A	1 voie	"	119,72	11,32	—	1,60	191,55	18,11
	2 voies	"	239,44	22,63	—	"	383,10	36,21
B _c	1 voie	"	104,66	10,43	1,121	"	187,12	18,71
	2 voies	"	191,87	19,12	"	"	344,14	34,29
B _t	1 tandems	"	64,95	7,19	"	"	116,49	12,90
	2 tandems	"	129,90	14,39	"	"	232,99	25,81
M _{c120}		"	207,31	21,92	1,111	1,32	304,02	32,15
surcharges de trottoirs	1 trottoir	"	7,08	0,553	—	1,60	11,33	0,853
	2 trottoirs	"	14,16	1,102	—	1,60	22,63	1,763

SECTION 4

POUTRE 1-3

CHARGES		coef de repartition	M (t.m)	T (t)	S	coef de ponderation	M maj: pond	T maj: pond
CP		0,333	262,90	7,30	/	1,32	347,03	9,636
CCP		0,333	68,65	1,908	/	1,32	90,62	2,519
A	1 voie	0,576	236,67	15,57	/	1,60	378,67	24,91
	2 voies	0,333	273,65	18,0	/	"	437,84	28,80
B _c	1 voie	0,645	228,48	15,56	1,121	"	409,80	27,91
	2 voies	0,472	306,54	20,87	"	"	549,81	37,43
B _t	1 tandem	0,611	135,49	11,34	"	"	243,01	20,34
	2 tandems	0,403	178,74	14,96	"	"	320,59	26,83
M _c 120		0,521	370,69	28,57	1,111	1,32	543,62	41,90
Surcharges de trottoirs	1 trottoir	0,925	22,11	1,110	/	1,60	35,36	1,776
	2 trottoirs	0,333		0,809	/	1,60	25,89	1,294

SECTION 4

POUTRE 2

CHARGES		coef de repartition	M (t.m)	T (t)	S	coef de ponderation	M maj: pond	T maj: pond
CP		0,333	262,90	7,30	/	1,32	347,03	9,636
CCP		"	68,65	1,908	/	1,32	90,62	2,519
A	1 voie	"	136,82	9,00	/	1,60	218,91	14,4
	2 voies	"	273,65	18,0	/	"	437,84	28,8
B _c	1 voie	"	117,86	8,032	1,121	"	211,54	14,41
	2 voies	"	216,26	14,73	"	"	387,88	26,42
B _t	1 tandem	"	73,84	6,18	"	"	132,44	11,08
	2 tandems	"	147,69	12,36	"	"	264,90	22,17
M _c 120		"	236,93	18,26	1,111	1,32	347,46	26,78
Surcharges de trottoirs	1 trottoir	"	8,092	0,406	/	1,60	12,94	0,650
	2 trottoirs	"	16,18	0,809	/	1,60	25,89	1,294

SECTION 5

POUTRE 1-3

CHARGES		Coef de repartition	M (t.m)	T (t.)	δ	Coef de ponderation	M maj; pond	T maj; pond
CP		0,333	273,85	0	/	1,32	361,48	0
CCP		0,333	71,52	0	/	1,32	94,41	0
A	1 voie	0,576	246,53	11,82	/	1,60	394,45	18,91
	2 voies	0,333	285,05	13,66	/	"	456,08	21,86
B _c	1 voie	0,645	226,40	10,91	1,121	"	406,07	19,57
	2 voies	0,472	303,73	14,64	"	"	544,77	26,26
B _t	1 Tandem	0,611	140,09	9,385	"	"	251,27	16,83
	2 Tandems	0,403	184,80	12,38	"	"	331,46	22,20
M _{c120}		0,521	386,13	22,84	1,111	1,32	566,27	33,50
Surcharges de trottoirs	1 trottoir	0,925	23,03	0,769	/	1,60	36,85	1,230
	2 trottoirs	0,333	16,86	0,563	/	1,60	26,98	0,901

SECTION 5

POUTRE 2

CHARGES		Coef de repartition	M (t.m)	T (t.)	δ	Coef de ponderation	M maj; pond	T maj; pond
CP		0,333	273,85	0	/	1,32	361,48	0
CCP		"	71,52	0	/	1,32	94,41	0
A	1 voie	"	142,52	6,833	/	1,60	228,03	10,93
	2 voies	"	285,05	13,66	/	"	456,08	21,86
B _c	1 voie	"	116,88	5,63	1,121	"	209,64	10,10
	2 voies	"	214,29	10,33	"	"	384,35	18,53
B _t	1 tandem	"	76,35	5,115	"	"	136,94	9,17
	2 tandems	"	152,70	10,23	"	"	273,88	18,35
M _{c120}		"	246,80	14,60	1,111	1,32	361,94	21,41
Surcharge de trottoirs	1 trottoir	"	8,428	0,281	/	1,60	13,48	0,450
	2 trottoirs	"	16,86	0,563	/	1,60	26,98	0,901

SECTION MIXTE

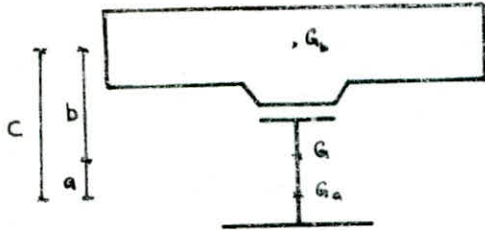
Avant de définir l'inertie d'une section mixte, il est nécessaire de rendre la section homogène pour cela, nous homogénéisons la section mixte par rapport à l'acier de sorte que section homogénéisée s'écrit :

$$S = S_a + \frac{S_b}{n}$$

S_a = section d'acier

S_b = " du béton

n = coef d'équivalence variant avec le mode de chargement



G_b = centre de gravité de la section en béton

G_a = " " " de la section en acier

G = " " " de la section mixte

La position du centre de gravité de la section mixte est donnée par : $a = \frac{S_b \cdot c}{n \cdot S}$; $b = \frac{S_a \cdot c}{S}$

$I = I_a + I_b/n + a \cdot b \cdot S$	I_a = inertie de la section d'acier par rapport à G_a
	I_b = " " " " du béton " à G_b
	I = " " " " mixte " à G

PRE DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE METALLIQUE

La poutre de rive est la plus sollicitée, on utilise les Formules de CIOLINA

Hauteur d'âme de la poutre : $h = 142$ cm

- Section de la semelle supérieure : $\sigma_s \geq 1,125 \frac{M}{f_e \cdot h}$ avec $M = M_{cp}$

- Section de la semelle inférieure : $\sigma_i \geq \frac{5}{6} \frac{M}{f_e \cdot h}$ avec $M = M_{cp} + M_{ccp} + M_{surcharge}$

. semelle supérieure.

Section	0	1	2	3	4	5
x (m)	0	3	6	9	12	15
M (k.m)	0	130,14	173,15	303,65	347,03	361,48
σ_s (cm ²) théorique	0	42,96	57,16	100,24	114,56	119,33
σ_s (cm ²) réelle	120	120	120	220	220	220

Semelle inférieure

$-M$ (k.m)	0	388,60	632,62	901,85	1022,16	1059,01
σ_i (cm ²) théorique	0	95,02	154,70	220,50	249,94	258,00
σ_i (cm ²) réelle	240	240	240	330	330	330

Section de l'ame : $\Omega_a = 1,2 \Omega_i$

la section d'ame doit être la même tout le long de la poutre

$$\Omega_a = 1,2 \Omega_{i \max} = 1,2 \times 258 = 309,6 \text{ cm}^2$$

$$\Omega_a = 142 \times 3 = 426 \text{ cm}^2 > 309,6 \text{ cm}^2$$

on choisit 142 x 3 pour la section d'ame
on aura à vérifier deux sections.



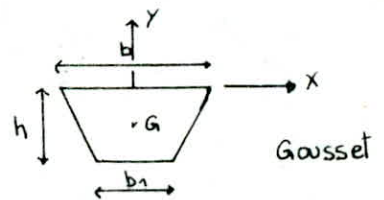
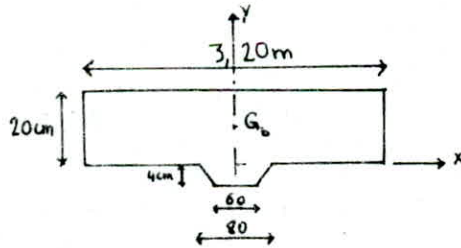
CARACTERISTIQUE DE LA SECTION EN BETON

La largeur de hourdis à prendre en compte comme table de compression de la poutre mixte, d'un côté de cette poutre, est déterminée par la plus défavorable des conditions suivantes

- a) La même zone de hourdis ne peut pas être attribuée à deux poutres différentes
- b) cette largeur ne doit pas dépasser:
 - 1- Les 2/3 de la distance de section considérée au point de moment nul le plus proche
 - 2- Le 1/6 de la portée de la travée

Dans notre cas la 1^{ère} condition (a) est la plus défavorable : $l \leq \frac{3,60}{2} = 1,80 \text{ m}$; on prend $l = 1,60 \text{ m}$

Section en béton



Position du centre de gravité de la section en béton : $y_{G_b} = \frac{\sum S_i y_i}{\sum S_i}$

Moment d'inertie de chaque élément

La dalle : $I_i/G_i = \frac{b \cdot h^3}{12}$

Gausset : $I_i/G_i = \frac{n^3 (b^2 + 4bb_1 + b_1^2)}{36(b+b_1)}$

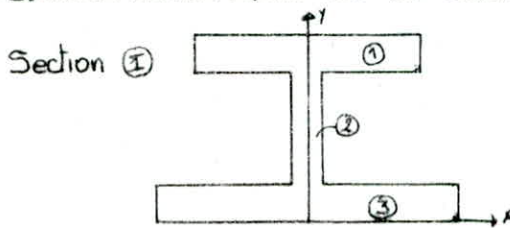
Distance entre le centre de gravité de la section total du béton et le centre de gravité des différents éléments :

$$d_i = |y_{G_i} - y_{G_b}|$$

Caractéristique de la section en béton

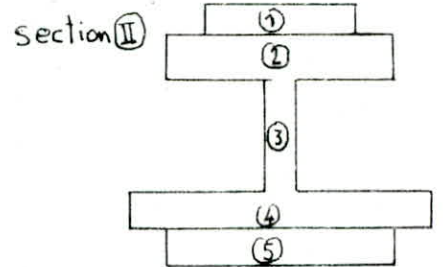
Section	S_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_i Y_i$ (cm ³)	I_i / G_i (cm ⁴)	$Y_{G_a}^{(cm)}$	d_i (cm)	I_i / G_a (cm ⁴)
Dalle	6400	10	64 000	213333,3	9,50	0,5	214933,3
Gousset	280	-1,9	-532	370,8	9,50	11,4	36759,6
Σ	6680						251692,9

CARACTERISTIQUE DE LA SECTION D'ACIER



$$Y_{G_a} = \frac{\Sigma S_i Y_i}{\Sigma S_i}$$

$$d_i = |Y_i - Y_{G_a}|$$



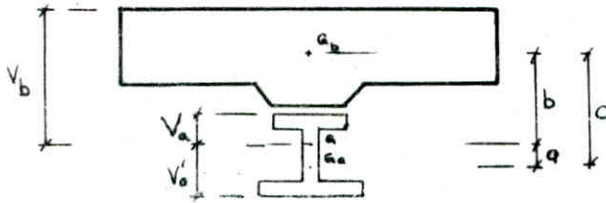
SECTION I

Section	S_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_i Y_i$ (cm ³)	I_i / G_i (cm ⁴)	$Y_{G_a}^{(cm)}$	d_i (cm)	I_i / G_a (cm ⁴)
①	120	146	17520	40	65,3	80,7	781538,8
②	426	74	31524	715822	65,3	8,7	748065,9
③	210	1,5	315	157,5	65,3	63,8	854949,9
Σ	756						2384554,6

SECTION II

Section	S_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_i Y_i$ (cm ³)	I_i / G_i (cm ⁴)	$Y_{G_a}^{(cm)}$	d_i (cm)	I_i / G_a (cm ⁴)
①	100	150	15000	33,3	67,6	82,4	679009,3
②	120	148	1776	40	67,6	80,4	775739,2
③	426	76	32376	715822	67,6	8,4	745880,6
④	210	3,5	735	157,5	67,6	64,1	863007,6
⑤	120	1	120	40	67,6	66,6	532307,2
Σ	976						3595943,9

CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE LA SECTION MIXTE



La position du centre de gravité est donnée par:

$$a = \frac{S_b \cdot c}{n \cdot S} ; \quad b = \frac{S_a \cdot c}{S} ; \quad c = a + b$$

Inertie de la section mixte par rapport à G : $I = I_a + \frac{I_b}{n} + a \cdot b \cdot S$

SECTION I

n	c (cm)	a (cm)	b (cm)	S (cm ²)	I (cm ⁴)	V _a (cm)	V _a ' (cm)	V _b (cm)	W _a = $\frac{I}{V_a}$ (cm ³)	W _a ' = $\frac{I}{V_a'}$	W _b = $\frac{I}{V_b}$
∞	95,2	0	95,2	756	2384554,6	81,7	65,3	—	29186,7	36516,9	—
18	95,2	31,35	63,85	1127,1	4654650,8	50,35	96,65	74,35	92443,9	48159,9	62604,8
15	95,2	35,29	59,91	1201,3	4941151,3	46,41	100,59	70,41	106467,4	49121,7	70716,8
6	95,2	56,59	38,51	1869,6	6508086,8	25,01	121,99	49,01	260219,4	53634,3	132791

SECTION II

n	c	a	b	S	I	V _a	V _a '	V _b	W _a = $\frac{I}{V_a}$	W _a ' = $\frac{I}{V_a'}$	W _b = $\frac{I}{V_b}$
∞	96,9	0	96,9	976	3595943,9	83,4	67,6	—	43116,8	53194,4	—
18	96,9	26,69	70,21	1347,1	6151742,8	56,71	94,29	80,71	108477,2	65242,8	76220,3
15	96,9	30,36	66,34	1421,3	6475338,7	52,84	98,16	76,84	122546,2	65967,2	84270,4
6	96,9	51,64	45,26	2089,3	8521059,8	31,76	119,24	55,76	268293,3	71461,4	152816,7

ETUDE DU RETRAIT ET DE LA DILATATION DIFFERENTIELLE

RETRAIT

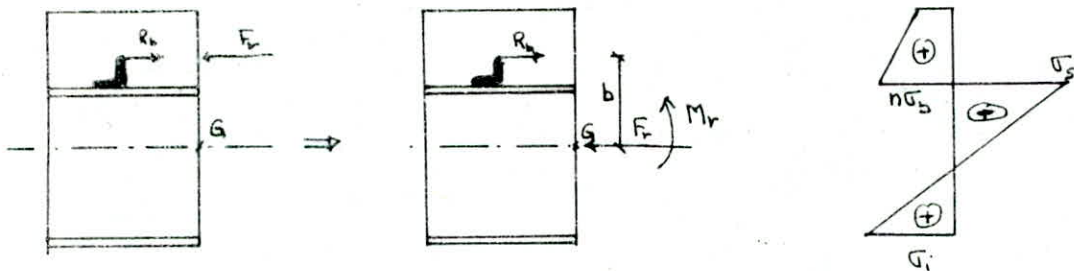
Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé au cours de son durcissement. Ce phénomène dépend d'un grand nombre de facteurs :

- Des conditions atmosphériques et de l'importance des armatures
- La quantité d'eau de gâchage
- La quantité et la qualité du ciment mis en œuvre

Au cours de son durcissement, le béton subit un raccourcissement dû au retrait, l'acier par contre reste invariable ; comme ces deux matériaux sont intimement liés grâce aux connecteurs, il se produit un état d'équilibre dans lequel :

- Le béton, en se raccourcissant entraîne l'acier et le comprime partiellement
- L'acier en freinant le raccourcissement du béton le met en traction

La Force due au retrait $F_r = \epsilon_r E_b S_b$ supposée centrée dans le béton et du fait de l'excentrement par rapport au centre de gravité de la section mixte provoque un moment



$$R_b = \text{réaction des connecteurs sur le béton} \quad R_b = -F_r$$

$$F_r = \epsilon_r E_b S_b \quad ; \quad M_r = F_r \cdot b$$

On détermine les contraintes par les fibres les plus sollicitées, en appliquant la formule de NAVIER

$$\text{Béton} : \quad \sigma_b = \frac{F_r}{S_b} - \frac{F_r}{nS} - \frac{M_r}{nw_b}$$

$$\text{Semelle supérieure} : \quad \sigma_s = - \frac{F_r}{S} - \frac{M_r}{w_a}$$

$$\text{Semelle inférieure} : \quad \sigma_i = - \frac{F_r}{S} + \frac{M_r}{w'_a}$$

DILATATION DIFFERENTIELLE

Les contraintes dues à la dilatation différentielle sont déterminées de la même manière que celui du retrait

$$\text{Béton} : \sigma_b = \frac{\epsilon_r \cdot S_b \cdot E_b}{S_b} - \frac{\epsilon_e \cdot E_b \cdot S_b}{n \cdot S} - \frac{\epsilon_e \cdot E_b \cdot S_b}{n \cdot W_b}$$

$$\text{Semelle supérieure} : \sigma_s = -\frac{\epsilon_r \cdot E_b \cdot S_b}{S} - \frac{\epsilon_e \cdot E_b \cdot S_b \cdot b}{W_a}$$

$$\text{Semelle inférieure} : \sigma_i = -\frac{\epsilon_r \cdot E_b \cdot S_b}{S} + \frac{\epsilon_e \cdot E_b \cdot S_b \cdot b}{W_a'}$$

Pour les effets différés (Retrait, dilatation différentielle) on a $n=15$; $E_b = 14 \cdot 10^4 \text{ KG/cm}^2$

Retrait : $\epsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$

Dilatation différentielle : $\epsilon_e = \pm 10^{-4}$

Détermination des contraintes dues au retrait $\pm \Delta T$ pour la section I ; $b = 59,9 \text{ cm}$

$$S_a = 756 \text{ cm}^2 ; S_b = 6680 \text{ cm}^2 ; S = 1201,3 \text{ cm}^2$$

$$W_a = 106467,4 \text{ cm}^3 ; W_a' = 49121,7 \text{ cm}^3 ; W_b = 70716,8 \text{ cm}^3$$

Détermination des contraintes dues au retrait $\pm \Delta T$ pour la section II ; $b = 66,34 \text{ cm}$

$$S_a = 756 \text{ cm}^2 ; S_b = 6680 \text{ cm}^2 ; S = 1421,3 \text{ cm}^2$$

$$W_a = 122546,5 \text{ cm}^3 ; W_a' = 65967,2 \text{ cm}^3 ; W_b = 84270,4 \text{ cm}^3$$

SECTION I

	σ_b	σ_s	σ_i
Retrait	10,6	-391,4	108,6
coef de pond	1,32	1,32	1,32
Retrait pond	14,0	-516,7	143,4
ΔT	-3,5	130,5	-36,2
coef de pond	1,5	1,5	1,5
ΔT pond	-5,3	195,7	-54,3
Retrait + $\Delta T(+)$	8,7	-321	89,1
Retrait + $\Delta T(-)$	19,3	-712,4	197,7

SECTION II

	σ_b	σ_s	σ_i
Retrait	14,1	-349,3	84,7
coef de pond	1,32	1,32	1,32
Retrait pond	18,6	-461	111,9
ΔT	-4,7	116,4	-28,2
coef de pond	1,5	1,5	1,5
ΔT pond	-7,1	174,6	-42,4
Retrait + $\Delta T(+)$	25,7	-635,6	154,3
Retrait + $\Delta T(-)$	11,5	-286,4	69,5

VERIFICATION DES CONTRAINTES

Les poutres étant prédimensionnées, on calcule les contraintes dans le béton et dans l'acier
 Pour chaque phase de construction de notre ouvrage, on vérifie les contraintes du béton et de l'acier
PHASE DE CONSTRUCTION

1^{er} phase : mise en place du tablier métallique ; coulage du béton

2^{em} phase : on considère le tablier en service

$X = 0$ Retrait + $\Delta T(-)$
 $\sigma_b = 25,7 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_s = -635,6 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_i = 154,3 \text{ Kg/cm}^2$

Retrait + $\Delta T(+)$
 $\sigma_b = 11,5 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_s = 286,4 \text{ ''}$
 $\sigma_i = 69,5 \text{ ''}$

$X = 3 \text{ m}$

Phase	Sollicitation	Moment	σ_b	σ_s	σ_i
$n = \infty$	CP	130,14	0	-445,9	356,4
σ_1	—	—	0	-445,9	356,4
$n = 18$	CCP	33,98	-3,02	-36,76	70,56
$n = 15$	Ret + $\Delta T(+)$	—	8,7	-32,1	89,1
	Ret + $\Delta T(-)$	—	19,3	-712,4	197,7
$n = 6$	Surcharge	224,48	-28,2	-86,3	420,8
σ_2	—	—	-22,52	-889,35	936,84
σ_2'	—	—	-11,92	-1281,35	1045,44
Contr. adm	—	—	-76	-2400	2400

$X = 6 \text{ m}$

Phase	Sollicitation	Moment	σ_b	σ_s	σ_i
$n = \infty$	CP	173,13	0	-593,25	474,16
σ_1	—	—	0	-593,25	474,16
$n = 18$	CCP	60,42	-5,36	-65,36	125,36
$n = 15$	Ret + $\Delta T(+)$	—	8,7	-3,21	89,1
	Ret + $\Delta T(-)$	—	19,3	-712,4	197,1
$n = 6$	Surcharge	399,05	-59,1	-153,4	748
σ_2	—	—	-46,76	-1133,01	1436,72
σ_2'	—	—	-36,26	-1524,31	1545,32
Contr. adm	—	—	-76	-2400	2400

$X = 9 \text{ m}$

Phase	Sollicitation	Moment	σ_b	σ_s	σ_i
$n = \infty$	CP	303,65	0	-704,25	570,83
σ_1	—	—	0	-704,25	570,83
$n = 18$	CCP	79,23	-5,72	-73,09	121,53
$n = 15$	Ret + $\Delta T(+)$	—	11,5	-286,4	69,5
	Ret + $\Delta T(-)$	—	25,7	-635,6	154,3
$n = 6$	Surcharge	518,91	-63,8	-212,1	818,9
σ_2	—	—	-58,08	-1281,24	1520,76
σ_2'	—	—	-43,88	-1631,04	1665,56
Contr. adm	—	—	-76	-2400	2400

X = 12 m

Phase	Sollicitation	Moment	σ_b	σ_s	σ_i
n = ∞	CP	347,03	0	-804,86	652,38
σ_1	—	—	0	-804,86	652,38
n = 18	CCP	90,62	-6,61	-83,54	138,90
n = 15	Ret + $\Delta T(+)$	—	11,5	-286,4	69,5
	Ret + $\Delta T(-)$	—	25,7	-635,6	154,3
n = 6	Surcharge	585,17	-63,8	-213,1	818,9
σ_2	—	—	-58,91	-1392,9	1806,36
σ_2'	—	—	-44,71	-1442,7	1764,48
Cont adm	—	—	-76	-2400	2400

X = 15 m

Phase	Sollicitation	Moment	σ_b	σ_s	σ_i
n = ∞	CP		0	-838,37	679,55
σ_1	—	—	0	-838,37	679,55
n = 18	CCP	94,41	-6,88	-87,03	144,72
n = 15	Ret + $\Delta T(+)$	—	11,5	-286,4	69,5
	Ret + $\Delta T(-)$	—	25,7	-635,6	154,3
n = 6	Surcharge	603,12	65,78	-224,80	843,98
σ_2	—	—	-61	-1436,6	1737,75
σ_2'	—	—	-46,96	-1785,8	1822,55
Cont adm	—	—	-76	-2400	2400

VERIFICATION DE LA POUTRE AU CISAILLEMENT

Cette vérification se fera conformément à l'article 14.1 du titre V du c.p.c. L'effort tranchant est supposé repris par l'âme de la poutre et comme l'âme a une hauteur constante le long de notre ouvrage ainsi que l'épaisseur. Notre vérification se fera seulement pour la section où se développe le plus grand effort tranchant.

La vérification se fera au niveau de la poutre de rive
L'effort tranchant est maximum au droit de la section d'appui "0"

$$T_{\max} = \sum T_i = T_{cp} + T_{ccp} + T_{\text{surcharge}} + T_{\text{surcharge de trottoir}}$$

$$T_{\max} = 48,19 + 12,59 + 93,68 + 4,93 = 159,39 \text{ t}$$

hauteur de l'âme $b = 142 \text{ cm}$; $e = 3 \text{ cm}$.

Contrainte de cisaillement maximale

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot e} = \frac{159,39 \times 10^3}{142 \times 3} = 374,15 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérification au cisaillement

$$\tau_{\max} < \frac{\sigma_{en}}{1,54} \quad ; \quad \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{\max} = 374,15 \text{ Kg/cm}^2 < \frac{\sigma_{en}}{1,54} = 1558 \text{ Kg/cm}^2$$

Le cisaillement maximal au niveau de la section la plus sollicitée est vérifié donc il est vérifié le long de toute la travée.

ETUDE DU VOILEMENT

En construction métallique, élément plan assimilable à une plaque mince, tel l'âme d'une poutre de pont mixte doit présenter une sécurité vis à vis du voilement.

PRINCIPE

Cette vérification est basée sur la méthode des raidisseurs rigides qui suppose que chaque panneau est bordé par 4 lignes indéformables ; Ces lignes sont constituées dans notre cas par des semelles des poutres principales et les montants d'entretoises. Les panneaux sont supposés simplement appuyés sur leurs bords.

$$\left(S_{\sigma} \frac{\sigma}{\sigma^*} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*} \right)^2 \leq 1,8 \quad (\text{ART 18.3 Fasc 61 Titre V})$$

σ^* = contrainte critique normale de voilement

τ^* = " " de cisaillement de voilement

σ_c = contrainte critique d'EULER

ν = coefficient de poisson de l'acier

$$\nu = 0,3$$

$$\sigma^* = K_{\sigma} \cdot \sigma_c$$

$$\tau^* = K_{\tau} \cdot \sigma_c$$

$$\sigma_c = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{e}{b} \right)^2$$

K_1, K_2 = sont des coefficient fonction des dimensions du panneau et de la distribution des contraintes normales sur celle ci

b = hauteur du panneau

e = épaisseur

σ = contrainte de compression dans l'acier évalué à une distance entre les entretoises

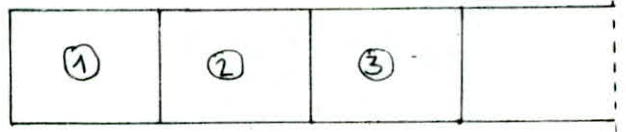
τ = " de cisaillement " " " " " " " " " " " "

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

avec $\psi = \frac{\sigma_{\text{traction}}}{\sigma_{\text{compression}}} = \frac{\sigma_i}{\sigma_s}$

K_1 = depend de $\alpha = a/b$ et $\psi = \sigma_i/\sigma_s$

K_2 = " " $\alpha = a/b$



VERIFICATION DU VOILEMENT

Panneaux	①	②	③
Z (Kg/cm ²)	303	207,1	122,8
σ_c (Kg/cm ²)	847,2	847,2	847,2
$\alpha = a/b$	3,52	3,52	3,52
K_2	5,66	5,66	5,66
$Z^* = K_2 \cdot Z$	4795,2	4795,2	4795,2
σ_s (Kg/cm ²)	-1177,7	-1603,4	-1742,1
σ_i (Kg/cm ²)	896,9	1577,7	1764,5
$\psi = \frac{\sigma_i}{\sigma_s}$	-0,76	-1,02	-1,01
S_{σ}	1,03	1	1
K_1	24,73	23,9	23,9
$\sigma^* = K_1 \cdot \sigma_c$	20951	20248	20248
$(\frac{S_{\sigma} \cdot \sigma}{\sigma^*})^2 + (\frac{Z}{Z^*})^2$	0,007	0,008	0,008

Donc pour tous les panneaux on a $(S_{\sigma} \frac{\sigma}{\sigma^*})^2 + (\frac{Z}{Z^*})^2 < 1,8$ donc pas de risque de voilement

Verification de la condition $\sigma^2 + 3\tau^2 \leq \sigma_c^2$ (Art 14, 2 titre du CPC)

Pour un état de contrainte qui ne se réduit pas à une contrainte normale ou à une contrainte de cisaillement, seul en un point il y a lieu de vérifier $\sigma^2 + 3\tau^2 \leq \sigma_c^2$ (Cas d'une flexion simple)

Sections	0	1	2	3	4	5
T	159,39	123,31	99,40	77,04	55,83	34,73
$e = \frac{T}{be}$	374,2	289,5	233,3	180,8	131,1	81,5
σ (kg/cm ²)	-635,6	-1281,35	-1524,31	-1631,04	-1742,1	-1785,8
$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$	907,8	907,8	1376	1660,8	1756,8	1791,4
σ_c	2400					

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, ...) Ainsi, leur calcul doit être exact et précis pour des raisons esthétiques afin de prévoir des contre-flèches bien précises lors de la fabrication des poutres maîtresses

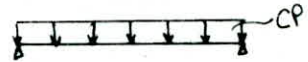
Calcul de la flèche :

On considère la poutre de rive dont les efforts (non pondérés et non majorés) sont les plus défavorables

La flèche maximale est obtenue au milieu de la travée pour une poutre simplement appuyée

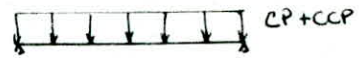
• Avant prise du béton (CP)

$$f = \frac{5 \cdot P_1 \cdot q \cdot l^4}{384 EI} = \frac{5 \times 0,333 \times 7310 \times 10^{-2} \times (3,10)^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3595943,9} = 3,4 \text{ cm}$$



• Après prise du béton (CP+CCP)

$$f = \frac{5 \times 0,333 \times 9219 \times (3 \times 10^3)^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 6151742,8} = 2,5 \text{ cm}$$



• Retrait + ΔT

$$f = \frac{M l^2}{8 EI} = \frac{224,07 \times 10^5 \times (3 \times 10^3)^2}{8 \times 2,1 \times 10^6 \times 647533,7} = 1,8 \text{ cm}$$



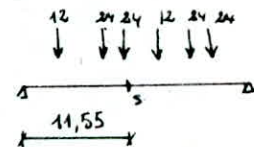
• Surcharge A

$$f = \frac{P_1 \cdot q \cdot l^4}{384 EI} = \frac{5 \times 0,333 \times 7609 \times (3 \times 10^3)^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 8521059,8} = 1,5 \text{ cm}$$



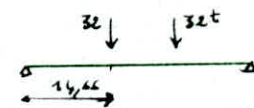
• Surcharge B_c

$$f = \frac{P_1}{48 EI} \sum_{i=1}^n P_i a_i (3l^2 - 4a_i^2) = 1,4 \text{ cm}$$



• Surcharge B_t

$$f = \frac{P_1}{48 EI} \sum P_i a_i (3l^2 - 4a_i^2) = 0,81 \text{ cm}$$



• Surcharge Mc120

$$f = \frac{P_1 P_2 l^3}{48 EI} = \frac{0,521 \times 110 \times 10^3 \times (3000)^3}{48 \times 2,1 \times 10^6 \times 8521059,8} = 1,2 \text{ cm}$$

• Surcharge de trottoir

$$f = \frac{5k \cdot q_0 \cdot l^4}{384 EI} = \frac{5 \times 0,925 \times 225 \times 10^{-2} \times (3 \times 10^3)^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 8521059,8} = 0,12 \text{ cm}$$

$$f_t = f_{cp+ccp} + f_{mc120} + f_{R+\Delta T} + f_{trottoir}$$

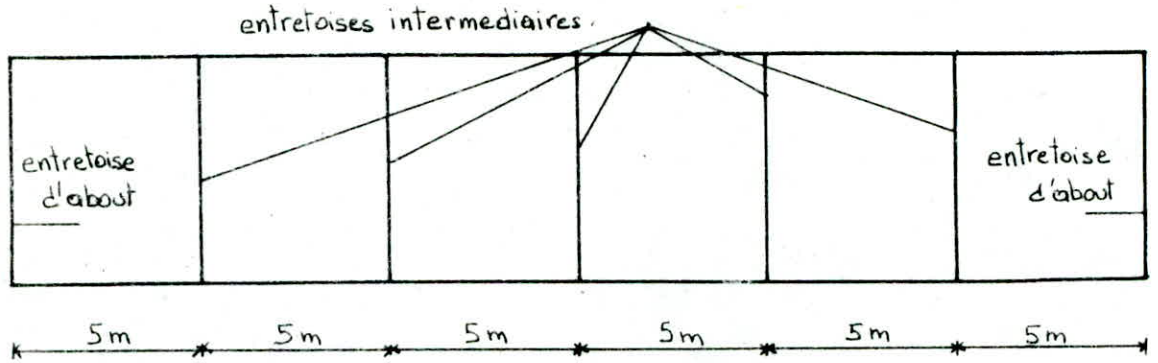
$$f_t = 2,5 + 1,8 + 1,8 + 0,12 = 6,22 \text{ cm}$$

$$f_c = 63 \text{ mm}$$

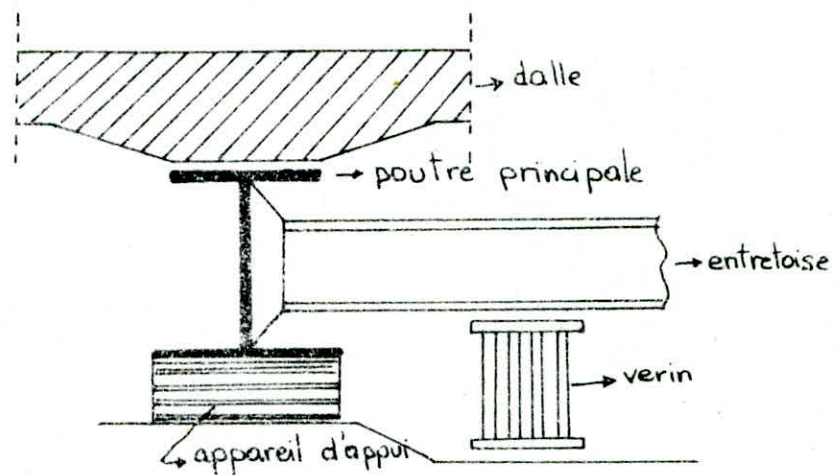
Conclusion :

Lors de l'usinage des poutres principales, on doit prévoir une contre flèche de 63mm

ENTRETOISES

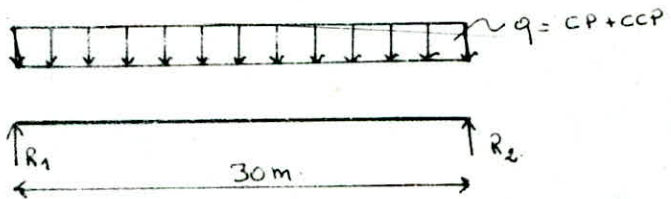


Les entretoises ont pour but de solidariser les poutres principales entre elles et permettent la répartition des charges sur les différentes poutres. Dans un même ouvrage, il convient de différencier les entretoises intermédiaires des entretoises d'abouts. Les entretoises d'abouts, en plus de leur fonction courante, elles reprennent les efforts de verinage du tablier.



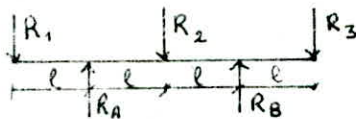
CALCUL DE L'ENTRETOISE D'ABOUT

La dalle repose sur les poutres principales et les entretoises d'about
L'entretoise d'about est une poutre continue reposant sur trois appuis fixes, elle est soumise à l'action du poids propre du tablier et aux efforts du verinage lors de la pose du tablier ou de son réglage ou bien lors du changement des appareils d'appui



$$R = R_1 = R_2 = \frac{qL}{2} = \frac{9,219 \times 30}{2} = 138,285 \text{ t}$$

Lors du verinage de la dalle, les poutres principales transmettent à l'entretoise une Réaction $R = 138,285 \text{ t} \Rightarrow R_{\text{reperte}} = \int R = 0,333 \times 138,285 = 46,049 \text{ t}$



avec $R = R_1 = R_2 = R_3$
 $l =$ distance entre les efforts

Les réactions R_A et R_B représentent les réactions des verins

$$\begin{aligned} \Sigma F_v = 0 &\Rightarrow R_A + R_B = 3R && \Rightarrow R_A + R_B = 3 \times 46,049 = 138,147 \\ \Sigma M/A = 0 &\Rightarrow R_1 \cdot l - R_2 \cdot l + R_3 \cdot 2l - R_B \cdot 3l = 0 && R_B = \frac{3}{2} R \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{d'où } R_A &= 69,074 \text{ t} \\ R_B &= 69,074 \text{ t} \end{aligned}$$

Moments sur appui

$$\begin{aligned} M_A &= -R_1 \cdot l = -46,049 \cdot 1,80 = -82,888 \text{ t.m} \\ M_B &= -R_3 \cdot l = -82,888 \text{ t.m} \end{aligned}$$

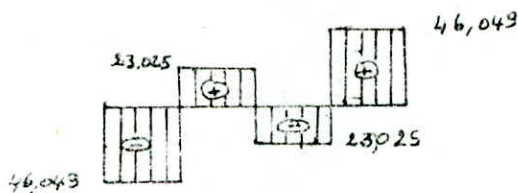
Moments en travée

$$M_t = -R_1 \cdot l + R_A \cdot l = -41,443 \text{ t.m.}$$

Diagramme des moments.



Diagramme des efforts tranchants.



CHOIX DU PROFILE

On choisit un profilé P.R.S à ame pleine symétrique de hauteur d'ame $h = 80 \text{ cm}$

$$M_{\max} = 1,32 \times 82,888 = 109,412 \text{ t.m}$$

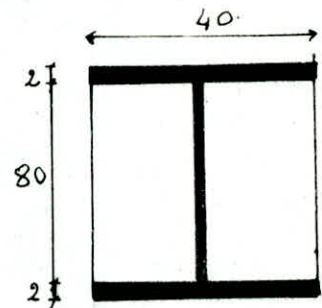
$$T_{\max} = 1,32 \times 46,049 = 60,785 \text{ t}$$

$$M = F \cdot h \text{ avec } F = \Omega_s \cdot \sigma_{\text{Gen}} ; \Omega_s \gg \frac{F}{\sigma_{\text{Gen}}} = \frac{M}{h \cdot \sigma_{\text{Gen}}} = \frac{109,412 \cdot 10^5}{80 \times 2400} = 56,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } \Omega_s = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{2 \times 80^3}{12} + 2 \left(\frac{40 \times 2^3}{12} + 40 \times 2 \cdot 41 \right) = 354347 \text{ cm}^4$$

$$W = W_x = W_y = \frac{I_x}{v_s} = \frac{I_x}{v_i} = \frac{354347}{42} = 8437 \text{ cm}^3$$



Verification à la résistance

$$M_{\max} = 109,412 \text{ t.m}$$

$$W = 8437 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = 1267 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{\text{Gen}} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifiée}$$

Verification au cisaillement

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{A_{\text{ame}}} = \frac{60,785}{80 \times 2} = 380 \text{ Kg/cm}^2 < \frac{\sigma_{\text{Gen}}}{1,54} = 1558 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

Verification au voilement

La stabilité est justifiée par l'inégalité : $(S_G / \sigma^*)^2 + (2 / \tau^*)^2 < 1,8$ (ART 18.3 Titre V CP)

σ = contrainte de compression calculée au milieu du panneau

τ = contrainte de cisaillement " " " "

σ^* = contrainte normale critique de voilement $\sigma^* = K_G \cdot \sigma_c$

τ^* = contrainte de cisaillement critique de voilement $\tau^* = K_2 \sigma_c$

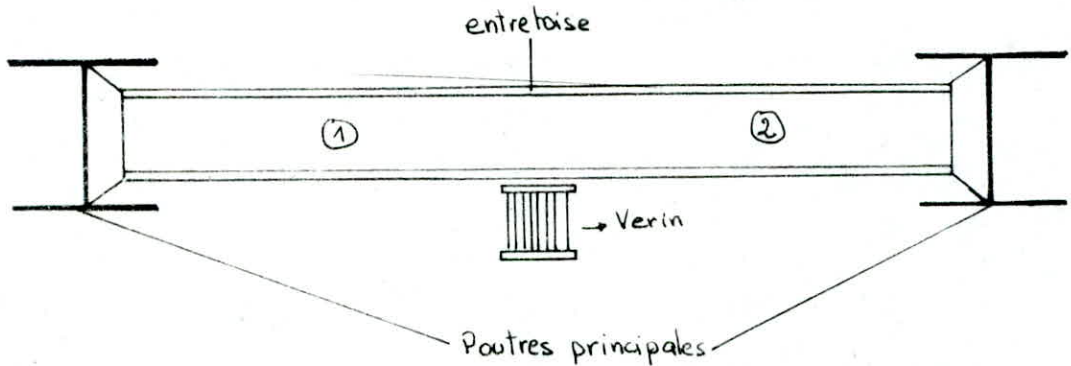
σ_c = contrainte critique d'Euler $\sigma_c = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{a}{b} \right)^2$ avec $\nu = 0,3$

$$S_G = \begin{cases} 1,8 & \text{si } \Psi = 1 \\ 1,4 + 0,4 \Psi & \text{si } -1 \leq \Psi \leq 1 \\ 1 & \text{si } \Psi = -1 \end{cases} \text{ avec } \Psi = \frac{\sigma_1}{\sigma_2}$$

K_G, K_2 = sont des coefficients fonction des dimensions du panneau

K_G : depend de $\alpha = a/b$ et $\Psi = \sigma_1 / \sigma_2$

K_2 : " " $\alpha = a/b$



Les efforts sont tirés des diagrammes des moments et des efforts tranchants au milieu de chaque panneau

panneau ① $M = -41,444 \text{ t.m}$
 $T = -46,049 \text{ t}$

panneau ② $M = -62,166 \text{ t.m}$
 $T = 23,025 \text{ t}$

Panneaux	λ_{K_1, K_2}	$\bar{\sigma}_c$	$\alpha = \frac{a}{b}$	K_2	λ^*	σ_s	σ_c	$\psi = \frac{\sigma_c}{\sigma_s}$	S_r	K_σ	σ	σ^*
①	2,87,8	1186,3	2,25	5,52	6548,4	491,2	-491,2	-1	1	23,9	491,2	28353
②	143,9	1186,3	2,25	5,52	6548,4	736,8	-736,8	-1	1	23,9	736,8	28353

Nota : $\bar{\sigma} = \max(|\sigma_s|, |\sigma_c|)$

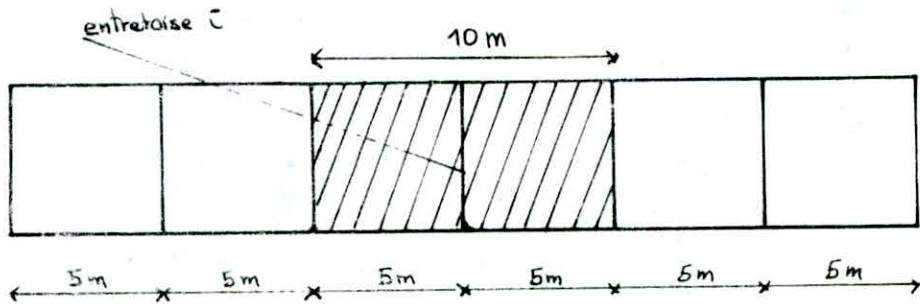
① $\left(1 \cdot \frac{491,2}{28353}\right)^2 + \left(\frac{2,87,9}{6548,4}\right)^2 = 0,002 < 1,8$

② $\left(1 \cdot \frac{736,8}{28353}\right)^2 + \left(\frac{143,9}{6548,4}\right)^2 = 0,001 < 1,8$

Les deux panneaux sont vérifiés au voilement donc les raidisseurs ne sont pas nécessaires

ENTRETOISE INTERMEDIAIRE

La dalle ne repose pas sur les entretoises intermediaires qui doivent résister aux efforts de repartition qui resultent en leurs noeuds
 Les entretoises intermediaires sont en treillis et sont considerées comme infiniment rigides
 La dalle est supposée articulée au droit de chaque entretoise ; les charges appliquées à la dalle sont transmises intégralement aux entretoises
 Les efforts dans divers points sont déterminés suivant la méthode de COURBON



Pour déterminer les plus grandes charges possible revenant à l'entretoise i , il y a lieu de tracer les lignes d'influence des réactions d'appuis pour l'entretoise considérée

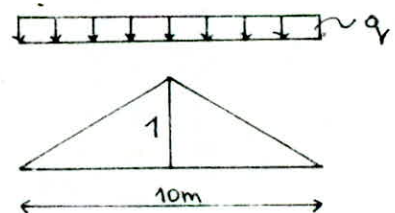
Soit R la réaction qui revient à l'entretoise i

a) CP + CCP

$$CP + CCP = 9219 \text{ KG}$$

$$q = \frac{9219}{10} = 922 \text{ KG/m}^2$$

$$R_{max} = q \cdot S = 922 \cdot (1 \times \frac{10}{2}) = 6410 \text{ KG/ml}$$



b) Surcharge A

$$A = 1087 \text{ KG/m}^2$$

$$R_{max} = A \cdot S = 1087 \cdot (1 \times \frac{10}{2}) = 5435 \text{ KG/ml}$$

c) Surcharge de trottoir

$$q = 150 \text{ KG/m}^2$$

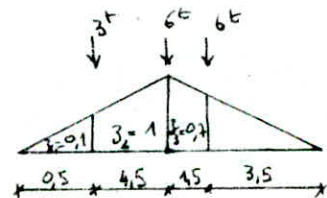
$$R_{max} = q \cdot S = 150 \cdot (1 \times \frac{10}{2}) = 750 \text{ KG/ml}$$

d) Surcharge B_c

$$z_1 = \frac{0,5}{5} = 0,1$$

$$z_2 = 1$$

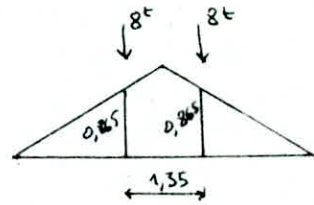
$$z_3 = \frac{3,5}{5} = 0,7$$



$$R_{max} = \sum P_i z_i = [3 \times 0,1 + 6 \times 1 + 6 \times 0,7] \times 10^3 = 10500 \text{ KG}$$

e) Surcharge B_t

$$R_{max} = \sum_{i=1}^n P_i z_i = 8000 \times 0,865 \times 2 = 13840 \text{ KG}$$



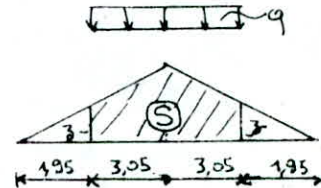
f) Surcharge $M_c 120$

$$q = \frac{55 \times 10^3}{6,10} = 9016 \text{ KG/ml}$$

$$z = \frac{1,95}{5} = 0,39$$

$$R_{max} = q \cdot S = 9016 \times \frac{(0,39+1)}{2} \times \frac{6,10}{2} \times 2$$

$$R_{max} = 38223 \text{ KG}$$



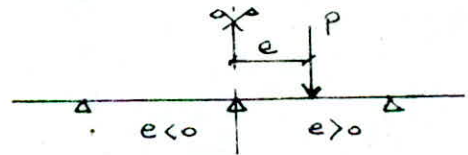
REPARTITION DES EFFORTS DANS LE SENS TRANSVERSAL

La repartition transversale se fait suivant la méthode de COURBON, par le biais de cette méthode on détermine les réactions de chacune des poutres, la ligne d'influence des efforts tranchants et des moments fléchissants

CALCUL DES REACTIONS

- La réaction d'appui (i) sur l'entretoise intermédiaire

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



$$n = 3$$

$$l = 3,60 \text{ m}$$

La réaction de la poutre (1) $R_1 = P \left(\frac{1}{3} - \frac{e}{7,2} \right)$

La réaction de la poutre (2) $R_2 = \frac{1}{3} P$

La réaction de la poutre (3) $R_3 = P \left(\frac{1}{3} + \frac{e}{7,2} \right)$

CALCUL DES EFFORTS DANS L'ENTRETOISE

L'entretoise étant désolidarisée du hourdis, elle n'est chargée qu'au droit des nœuds

Determination de la ligne d'influence des moments de flexion

$$M(x_s, e) = \begin{cases} -\sum_d \frac{1}{n} \left[1 - 6 \left(\frac{n+1-2i}{n^2-1} \right) \frac{q}{l} \right] \left(x_s + \frac{n+1-2i}{2} l \right) & e < x_s \\ +\sum_g \frac{1}{n} \left[1 - 6 \left(\frac{n+1-2i}{n^2-1} \right) \frac{e}{l} \right] \left(x_s + \frac{n+1-2i}{2} l \right) & e > x_s \end{cases}$$

La ligne d'influence des moments au droit de la section d'appui intermédiaire $x_s = 0$

$$M(x_s, e) = \begin{cases} 1,2 + \frac{e}{2} & e < 0 \\ 1,2 - \frac{e}{2} & e > 0 \end{cases}$$

$$e = 0 \rightarrow M(x_s, e) = 1,2$$

$$e = 3,6\text{m} \rightarrow M(x_s, e) = -0,6$$

$$e = -3,6\text{m} \rightarrow M(x_s, e) = -0,6$$

La ligne d'influence des moments au droit de la section en travée $x_s = -1,8\text{m}$

$$M(x_s, e) = \begin{cases} 2,4 + \frac{3}{4} e & e < -1,8 \\ 0,6 - \frac{1}{4} e & e > -1,8 \end{cases}$$

$$e = 0 \rightarrow M(x_s, e) = 0,6$$

$$e = -1,8 \rightarrow M(x_s, e) = 1,05$$

$$e = 3,6 \rightarrow M(x_s, e) = -0,3$$

Determination de la ligne d'influence des efforts tranchants

$$T(x_s, e) = \begin{cases} \sum_d \frac{1}{n} \left[1 - 6 \left(\frac{n+1-2i}{n^2-1} \right) \frac{q}{l} \right] & e < x_s \\ +\sum_g \frac{1}{n} \left[1 - 6 \left(\frac{n+1-2i}{n^2-1} \right) \frac{e}{l} \right] & e > x_s \end{cases}$$

La ligne d'influence des efforts tranchants au droit de la section d'appui intermédiaire $x_s = 0$

$$T(x_s, e) = \begin{cases} -\frac{2}{3} + \frac{e}{7,2} & e < 0 \\ \frac{1}{3} - \frac{e}{7,2} & e > 0 \end{cases}$$

$$e = 0 \rightarrow T(x_s, e) = \frac{1}{3}$$

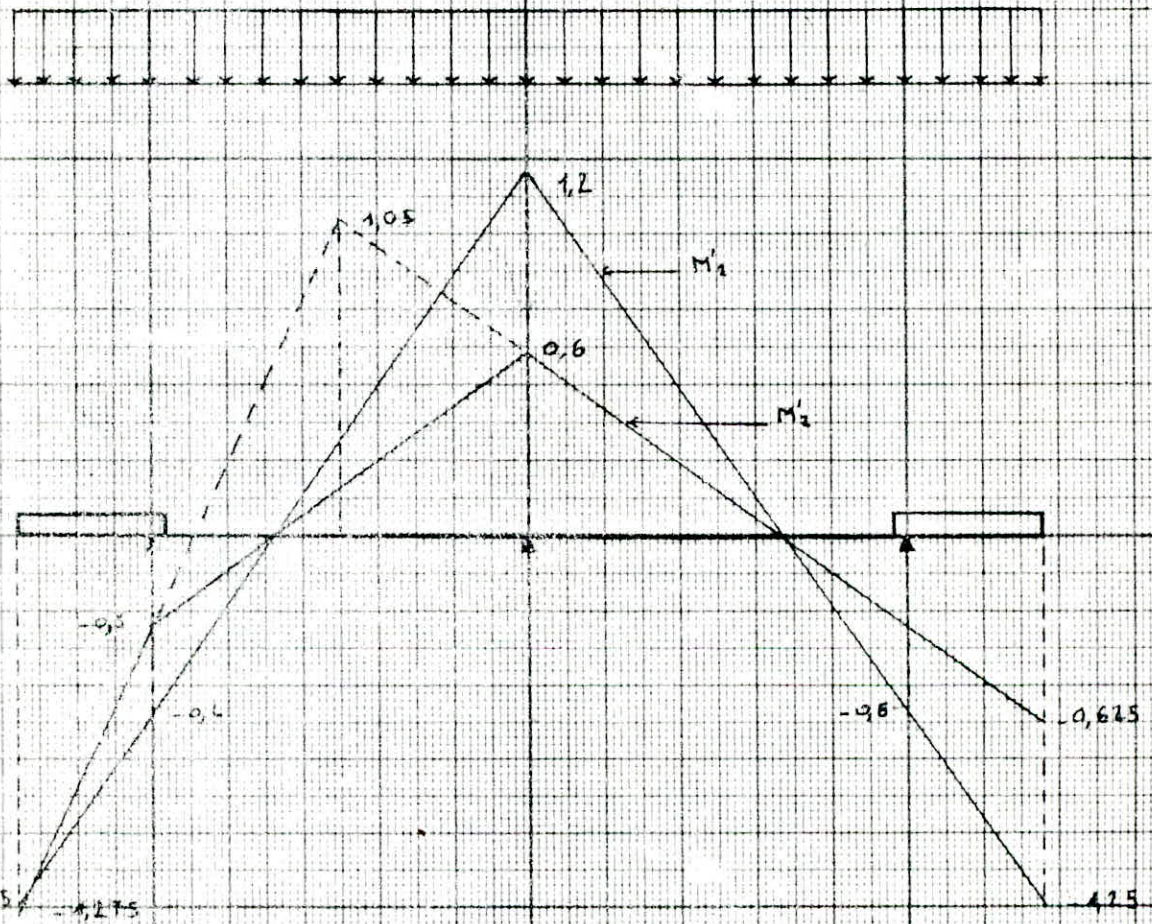
$$e = 3,6 \text{ m} \rightarrow T(x_s, e) = -\frac{1}{6}$$

$$e = -3,6 \text{ m} \rightarrow T(x_s, e) = -\frac{1}{6}$$

LIGNES D'INFLUENCES DES MOMENTS FLECHISSANTS

CHARGES PERMANENTES

CP + CCP

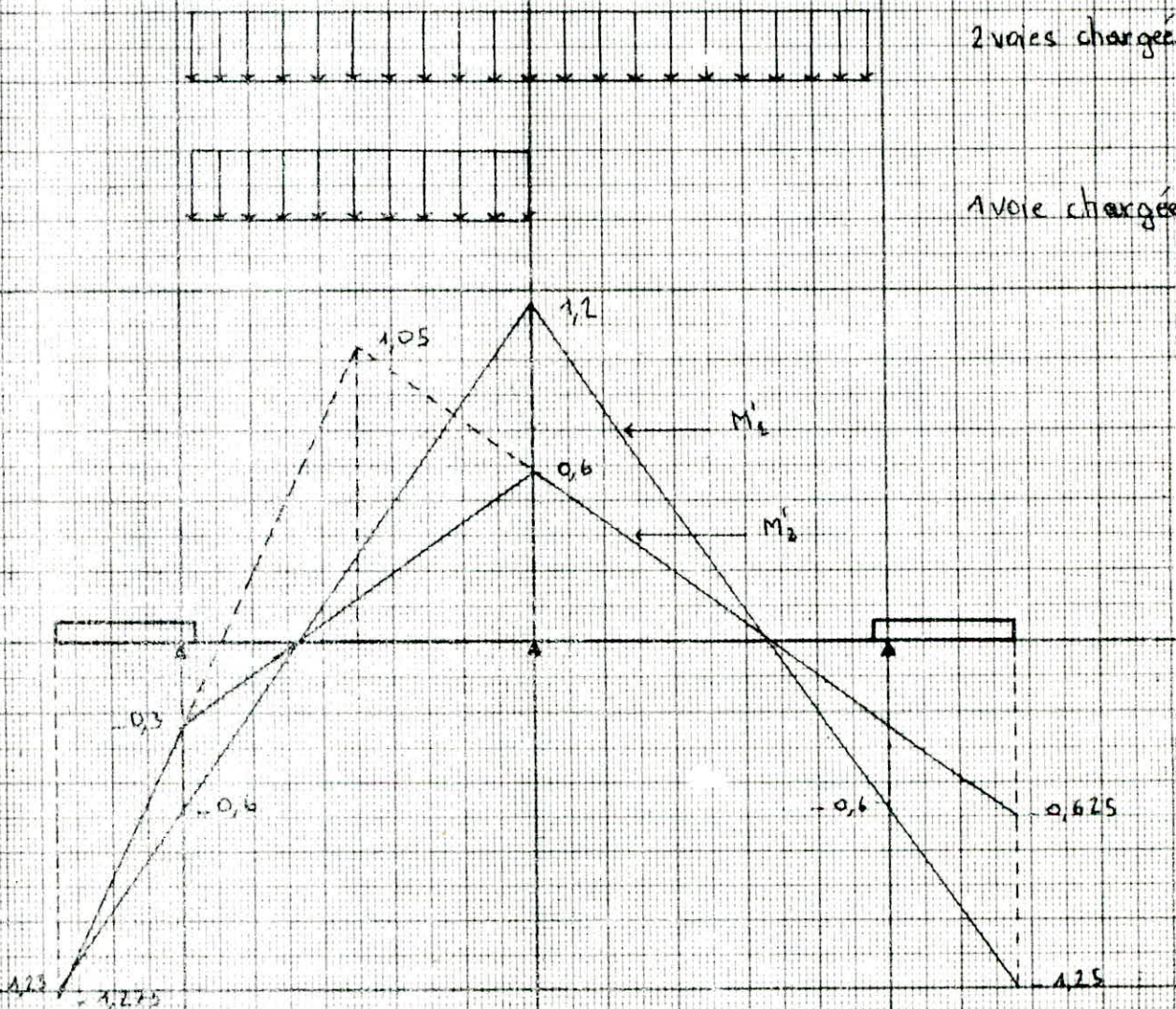


$$M_1^p = 1.2 \times 2.4 - 2.5 \times 1.25 = 0.245$$

$$M_2^p = 0.6 \times 2.4 - \frac{2.5 \times 0.625}{2} - \frac{1.7 \times 1.275}{2} = -0.425$$

LIGNES D'INFLUENCES DES MOMENTS FLECHISSANTS

SYSTEME A



1 voie chargée : $M_1' = \frac{1,2 \times 2,4}{2} - \frac{0,55 \times 11}{2} = 1,14$

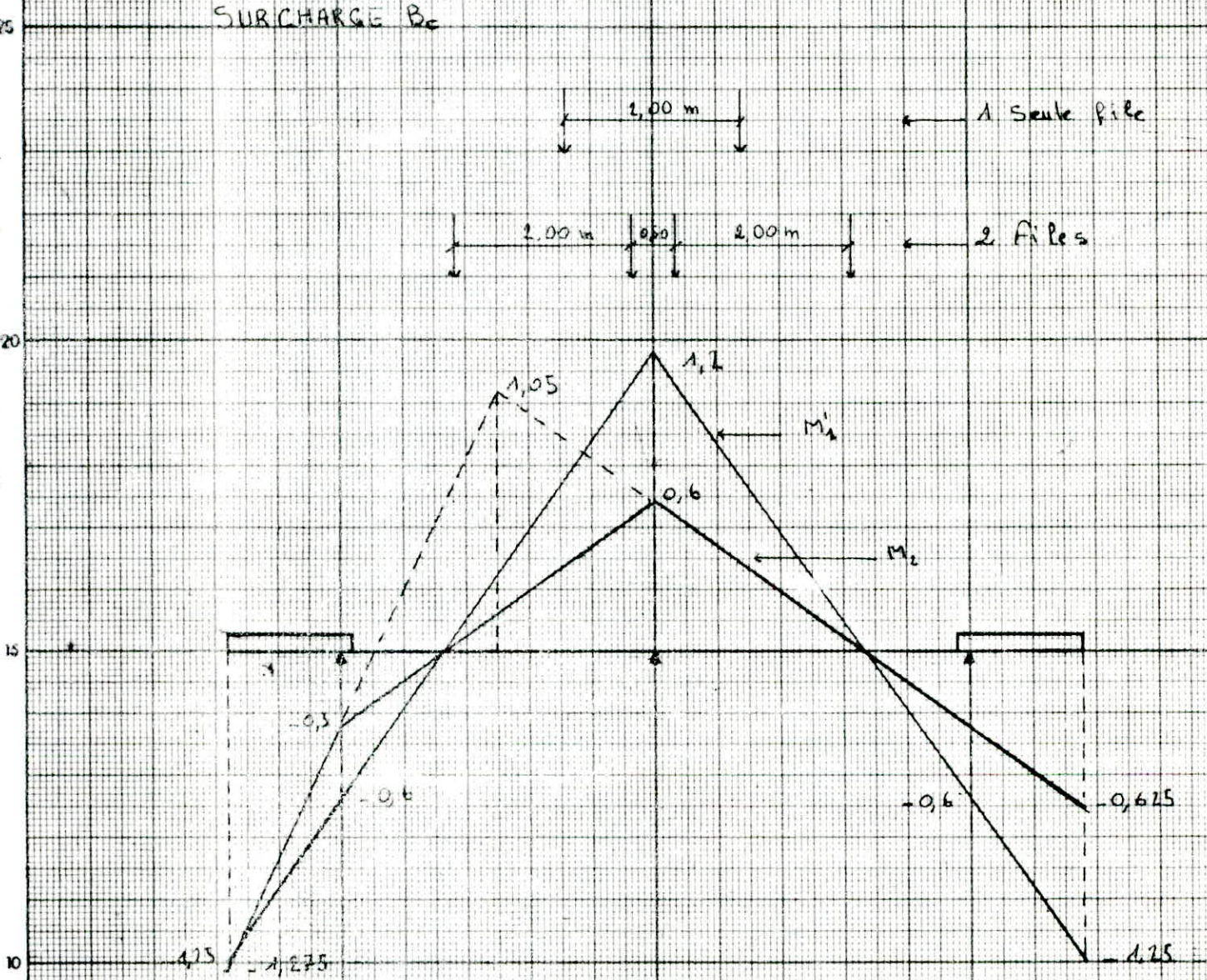
$M_2' = \frac{0,6 \times 2,4}{2} - \frac{0,275 \times 11}{2} = 0,569$

2 voies chargées : $M_1' = 1,2 \times 2,4 - 1,1 \times 0,55 = 2,28$

$M_2' = 0,6 \times 2,4 - 0,275 \times 11 = 1,94$

LIGNES D'INFLUENCES DES MOMENTS FLECHISSANTS

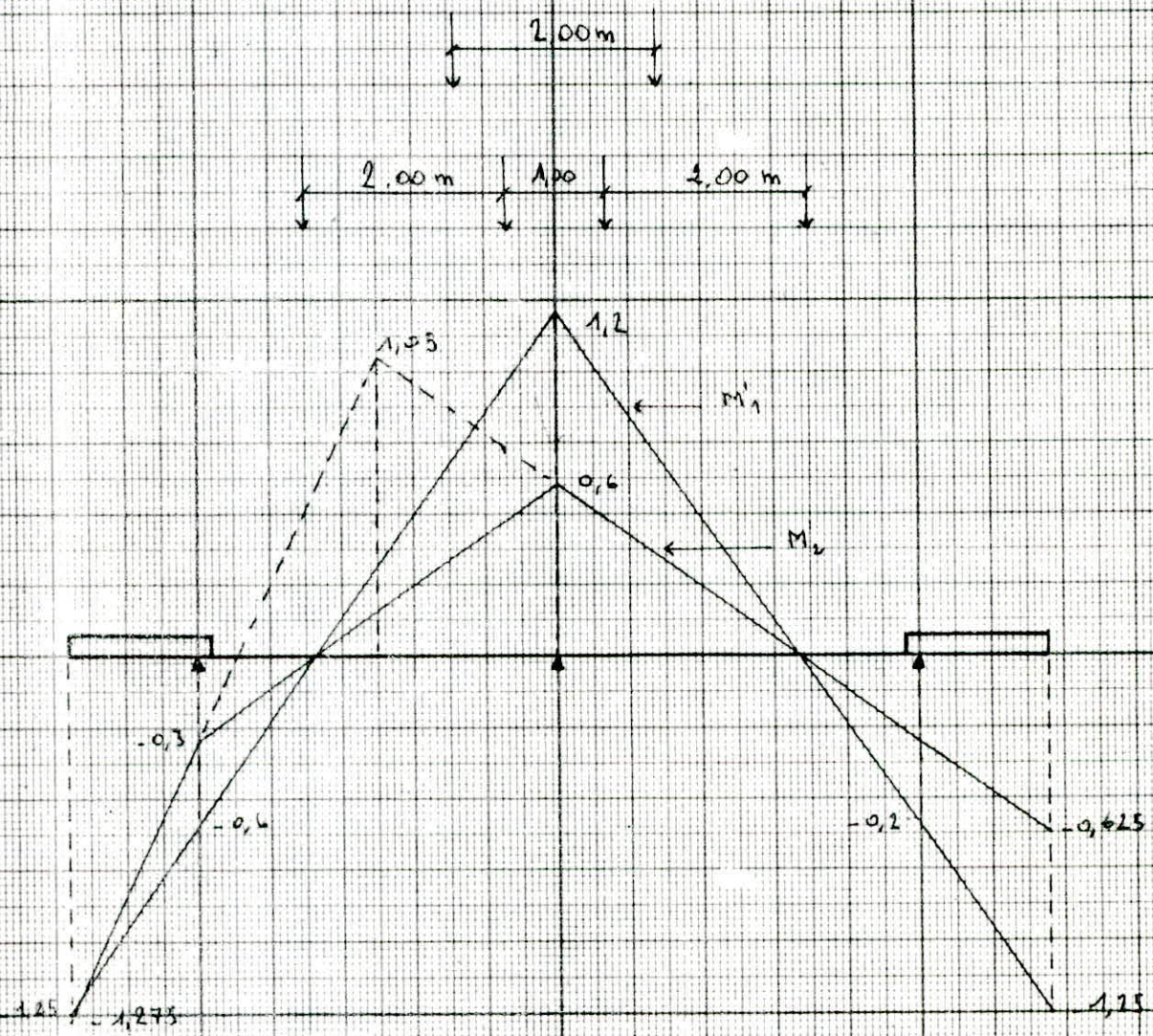
SURCHARGE B_c



$1 \text{ file} : M'_1 = 2 \times 0,7 = 1,4$
 $M'_2 = 2 \times 0,35 = 0,7$
 $2 \text{ files} : M'_1 = 2 \times 1,075 + 2 \times 0,075 = 2,30$
 $M'_2 = 2 \times 0,538 + 2 \times 0,038 = 1,15$

LIGNES D'INFLUENCES DES MOMENTS FLECHISSANTS

SURCHARGE B_t



un tandem : $M_1' = 2 \times 0,70 = 1,40$

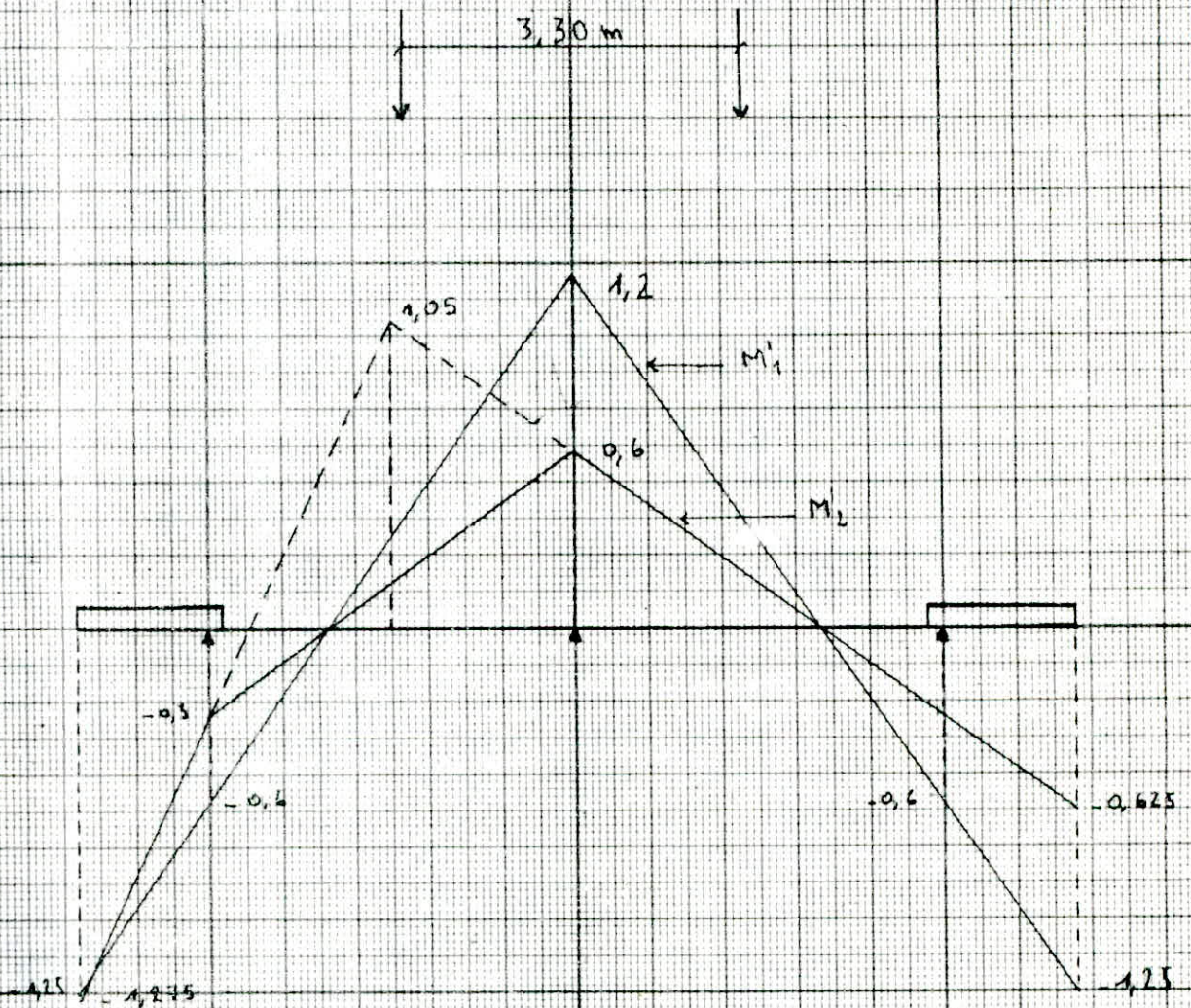
$M_2' = 2 \times 0,35 = 0,70$

deux tandems : $M_1'' = 2 \times 0,95 + 2 \times 0,05 = 1,80$

$M_2'' = 2 \times 0,475 - 2 \times 0,025 = 0,90$

LIGNES D'INFLUENCES DES MOMENTS FLECHISSANTS

SYSTEME M_2



$$M_1' = 2 \times 0,375 = 0,75$$

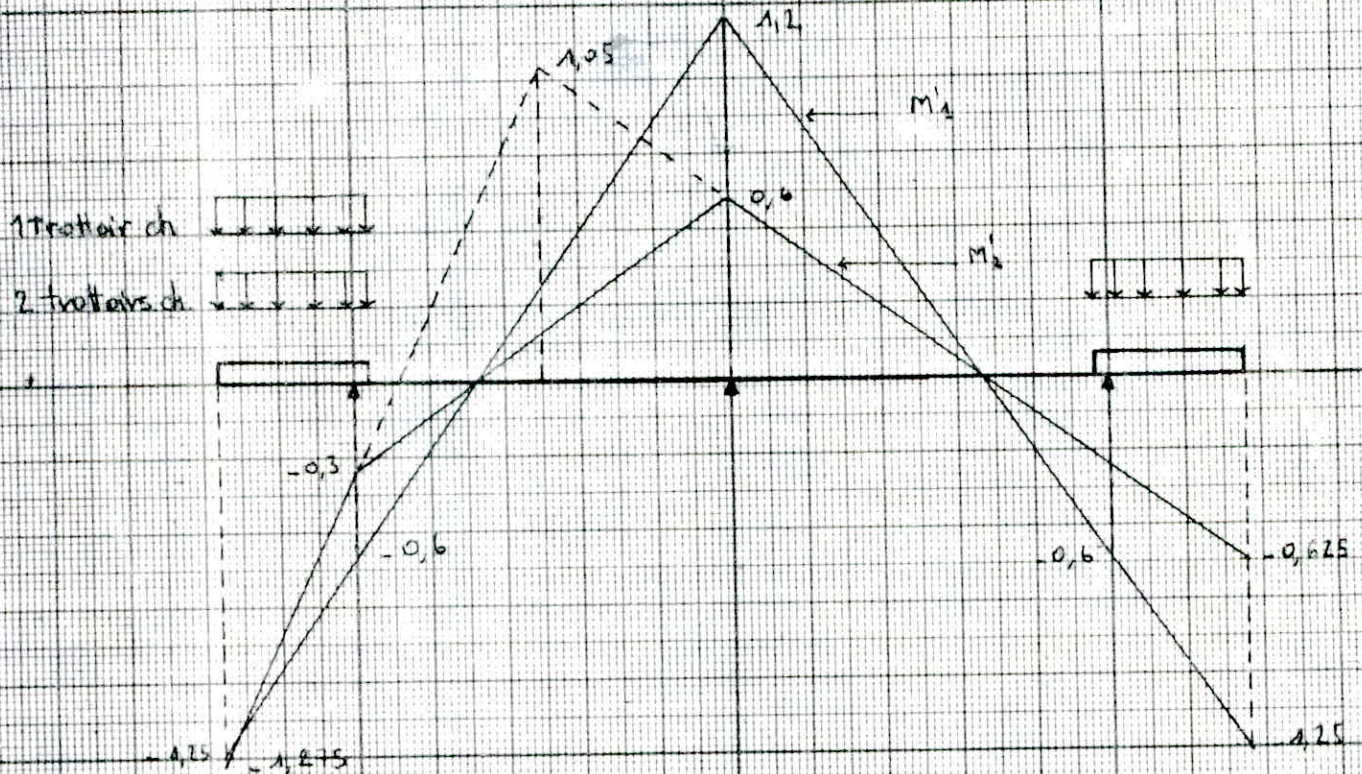
$$M_2' = 2 \times 0,188 = 0,376$$

LIGNES D'INFLUENCES DES MOMENTS FLÉCHISSANTS

SURCHARGE DE TROTTOIRS

1 trottoir chargé : $M_1 = -\frac{(0,55 + 1,25)}{2} \times 1,4 = -1,26$

$M_2 = -\frac{(0,275 + 1,275)}{2} \times 1,4 = -1,09$

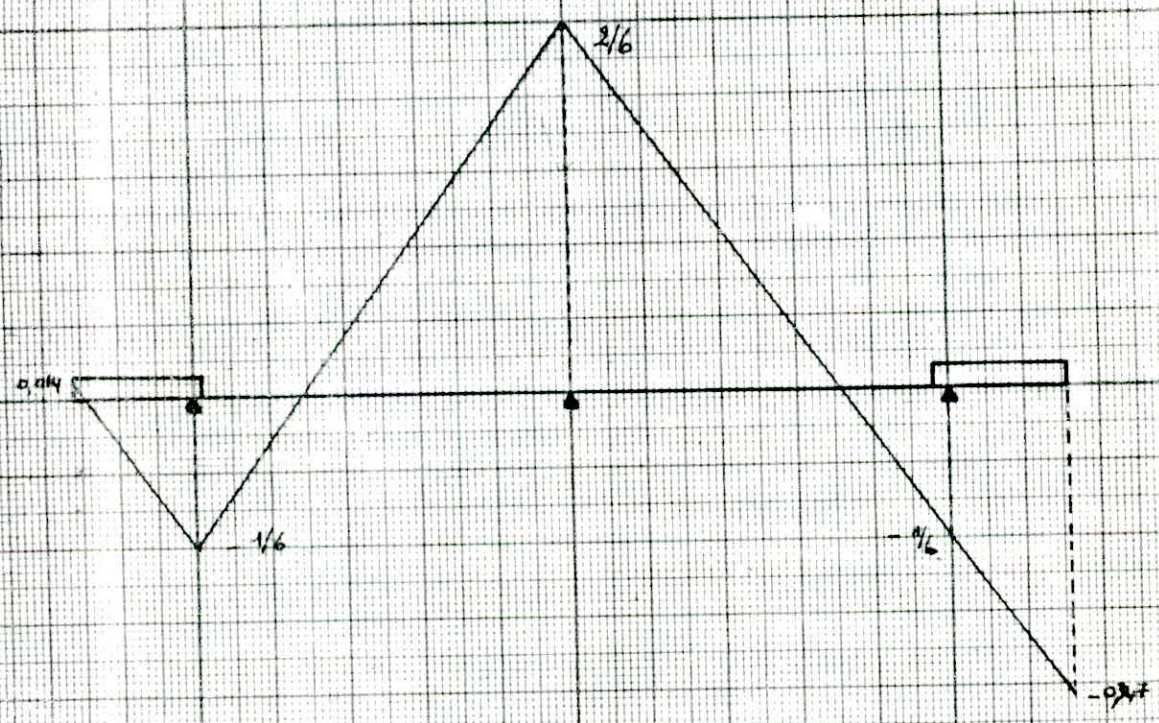


2 trottoirs chargés : $M_1 = -(0,55 + 1,25) \times 1,4 = -2,52$

$M_2 = -\frac{(0,275 + 1,275)}{2} \times 1,4 - \frac{(0,275 + 0,625)}{2} \times 1,4 = -1,7$

LIGNES D'INFLUENCES DES EFFORTS TRANCHANTS

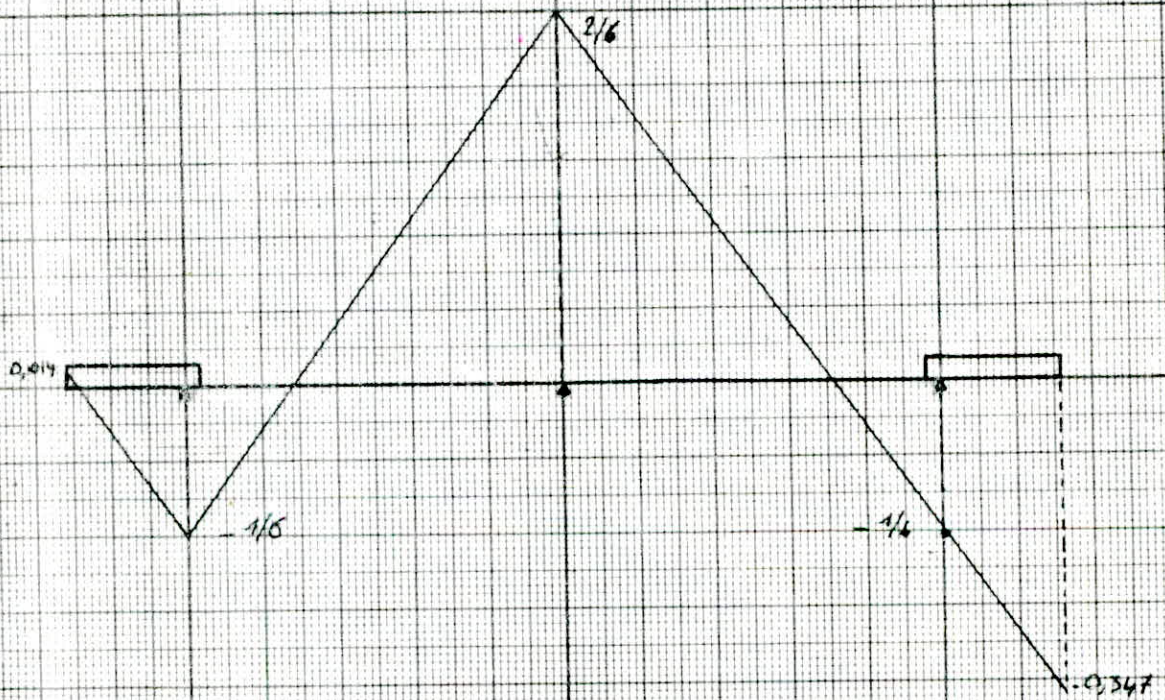
CP+CCP



$$T' = \frac{2.6 \times 2}{6} - \frac{2.5 \times 0.367}{2} - \frac{1.2}{6} + \frac{0.014 \times 0.1}{2} = 0.167$$

LIGNES D'INFLUENCES DES EFFORTS TRANCHANTS

SYSTEME A

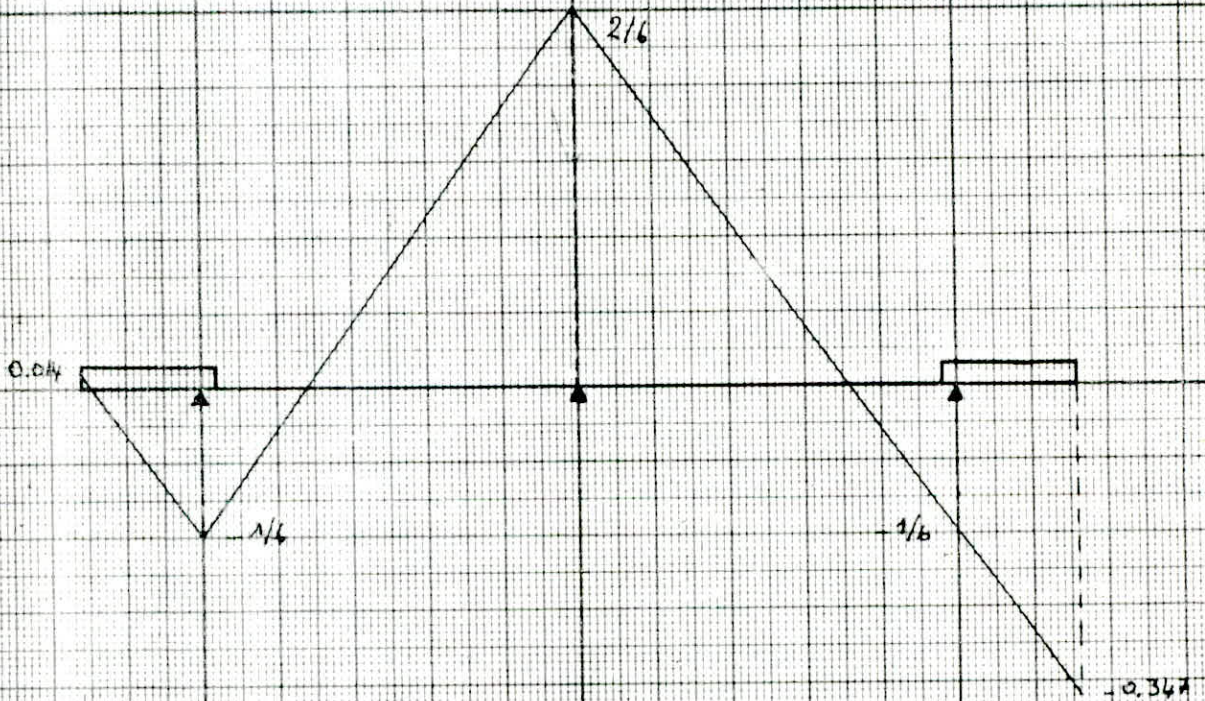
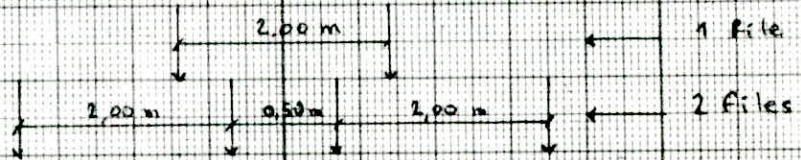


1 voie chargée : $T' = \frac{2 \cdot 2,4}{6 \cdot 2} - \frac{0,153 \cdot 1,1}{2} = 0,316$

2 voies chargées : $T' = \frac{2 \cdot 2,4}{6} - \frac{0,153 \cdot 1,1}{2} = 0,632$

LIGNES D'INFLUENCES DES EFFORTS TRANCHANTS

SYSTEME Bc

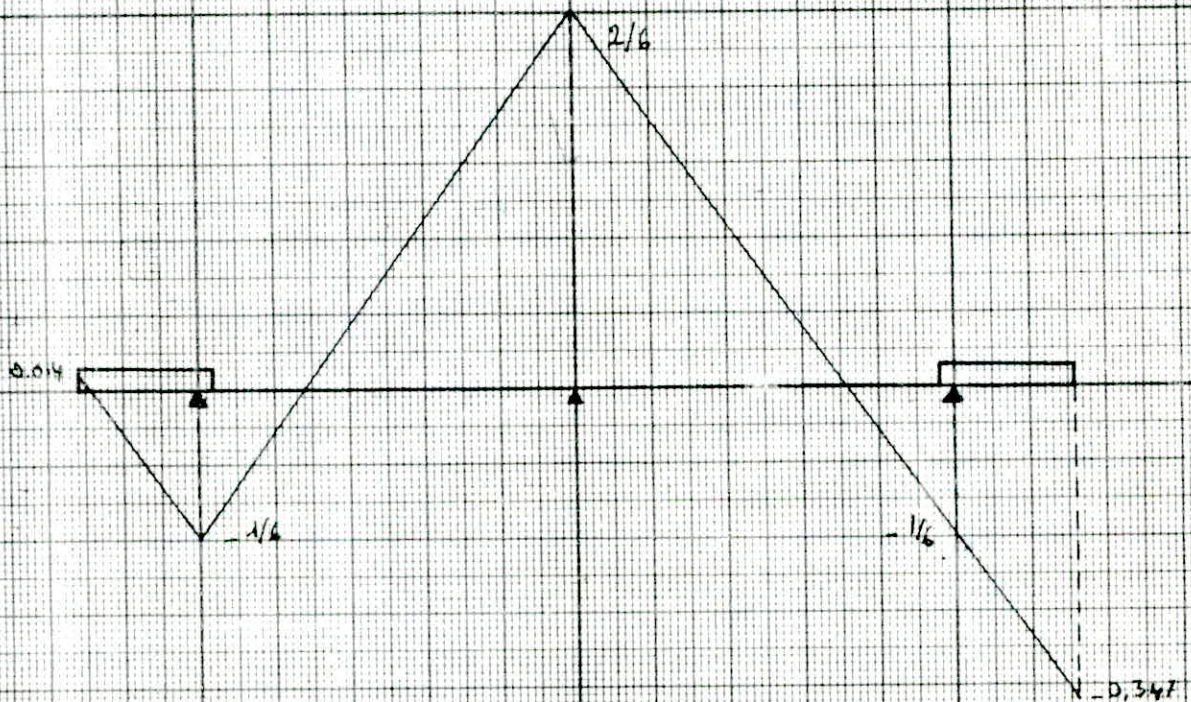
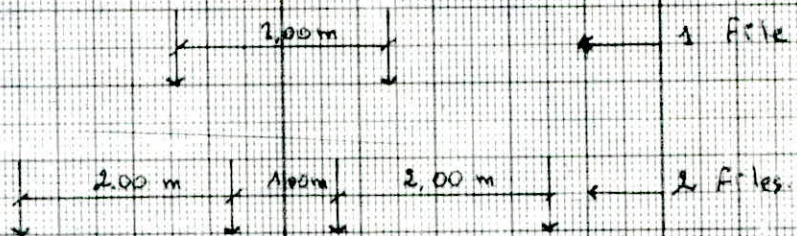


1 File : $T' = 2 \times 0,194 = 0,388$

2 Files : $T' = 2 \times 0,299 + 2 \times 0,021 = 0,64$

LIGNES D'INFLUENCES DES EFFORTS TRANCHANTS

SYSTEME B₁

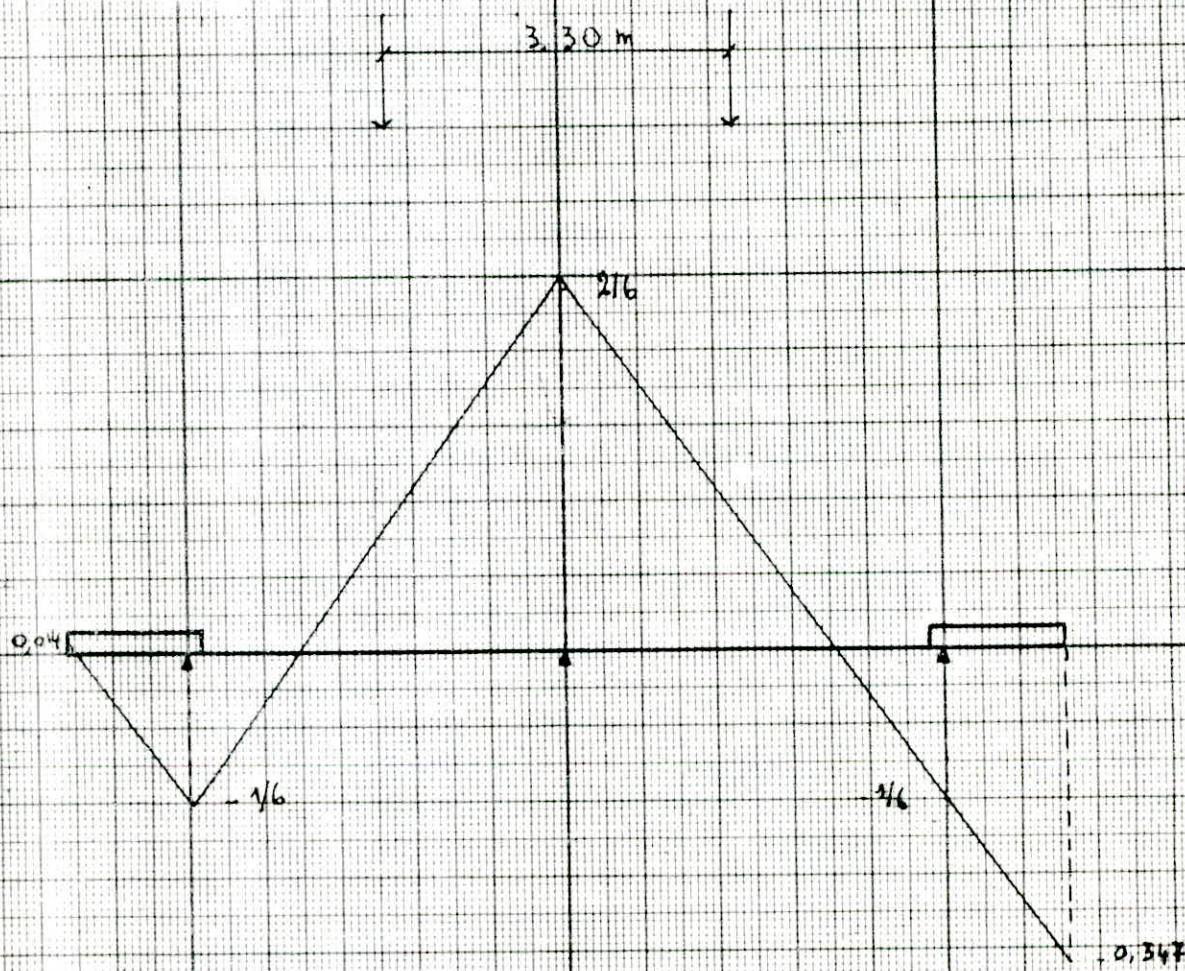


1 tandem : $T' = 2 \times 0,194 = 0,388$

2 tandems : $T' = 2 \times 0,264 - 2 \times 0,014 = 0,50$

LIGNES D'INFLUENCES DES EFFORTS TRANCHANTS

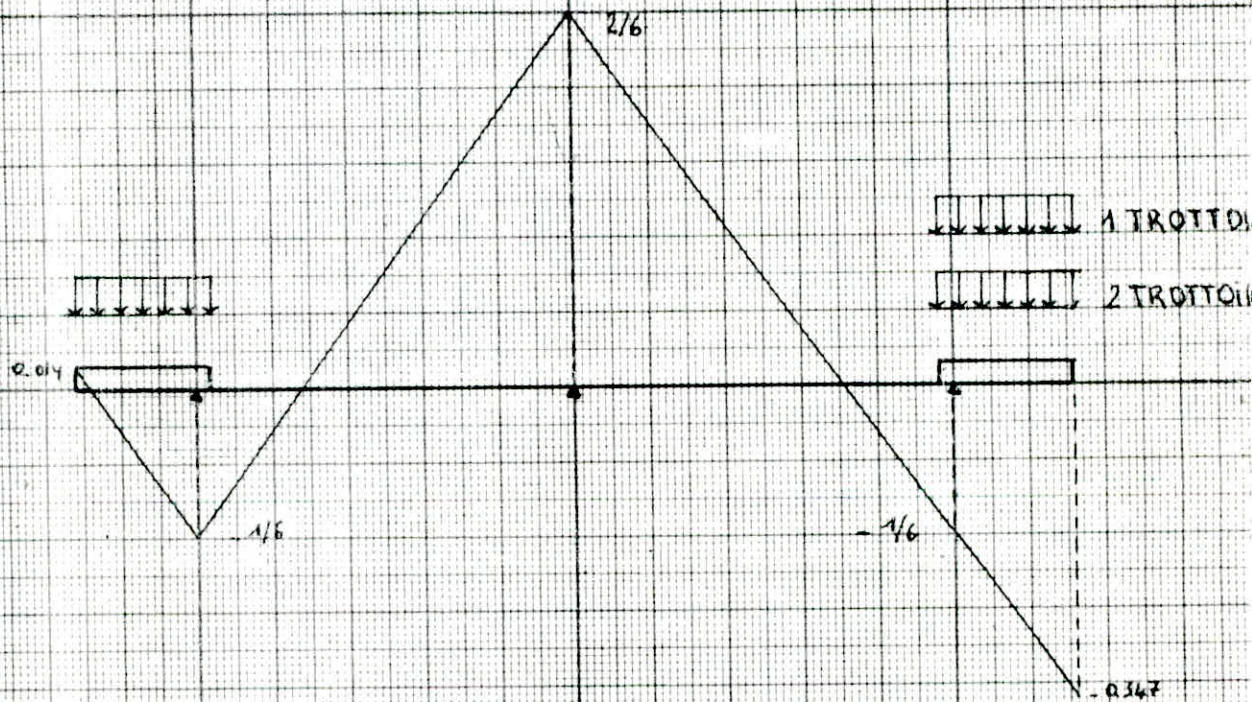
SYSTEME MULLO



$$T' = 2 \times 0,104 = 0,208$$

LIGNES D'INFLUENCES DES EFFORTS TRANCHANTS

SURCHARGE DE TROTTOIR



1 Trottoir chargé $T' = \frac{(0,153 + 0,347)}{2} \cdot 1,4 = -0,35$

2 Trottoirs chargés $T' = -\frac{1/6 + 0,753}{2} \cdot 0,1 - \frac{1/6 + 1,2}{2} + \frac{0,014 \times 0,1}{2} = -0,6$

CHARGES		R _{max}	M' ₁	M' ₂	M ₁	M ₂	S	coef de pond	M ₁ maj pond	M ₂ maj pond
CP+CCP		6410	-0,245	-0,425	-1570	-2724	/	1,32	-2072	-3596
A	1 voie	5435	1,14	0,569	6142	3093	/	1,6	9827	4949
	2 voies	5435	2,28	1,14	12392	6196	/	"	19827	9914
B _e	1 voie	10500	1,40	0,70	14700	7350	1,121	"		
	2 voies	10500	2,30	1,15	24150	12075	"	"		
B _e	1 land	13840	1,40	0,70	19376	9688	"	"	34753	17376
	2 land	13840	1,80	0,90	24912	12456	"	"	44682	
M _{c 120}		38223	0,75	0,376	28667	14334	1,111	1,32	42041	21021
surcharge de trottoirs	1 trot	750	-1,26	-1,09	-945	-818	/	1,6	-1512	-1309
	2 trot	750	-2,52	-1,72	-1890	-1290	/	1,6	-3024	-2064

Le moment max sollicitant l'entretoise intermediaire est:

$$M = M_{cp+ccp} + M_{surcharge Bc} + M_{surcharge trottoir}$$

$$M = -2072 + 47647 - 1512$$

$$M = 44063 \text{ KG. m}$$

CHARGES	R _{max}	T'	T (Kg)	b _c , b _e	S	coef de ponderation	T _{maj} pond	
CP + CCP	6410	0,167	1070	/	/	1,32	1413	
A	1 voie	5435	0,316	1717	/	/	1,6	2747
	2 voies	5435	0,632	3435	/	/	"	5496
B _c	1 voie	10500	0,388	4074	1,2	1,121	"	8769
	2 voies	10500	0,640	6720	1,1	"	"	13258
B _e	1 tand	13840	0,388	5370		"	"	9632
	2 tand	13840	0,500	6920		"	"	12412
M _{c 120}	38213	0,208	7950	/	1,111	1,32	11659	
surcharges de trottoirs	1 trot	750	-0,35	-263	/	/	1,6	-421
	2 trot	750	0,465	-349	/	/	"	-558

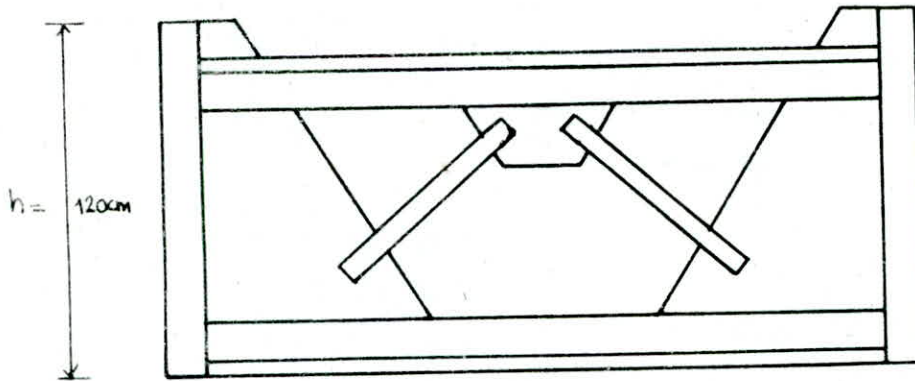
L'effort tranchant max sollicitant l'entretoise intermediaire

$$T = T_{CP+CCP} + T_{surcharge B_c} + T_{surcharge trottoir}$$

$$T = 1413 + 13258 - 421$$

$$T = 14250 \text{ Kg.}$$

On a opté pour des entretoises triangulées



DIMENSIONNEMENT DES ENTRETOISES

On suppose que les membrures constituant l'entretoise travaillent soit en compression simple soit en traction simple

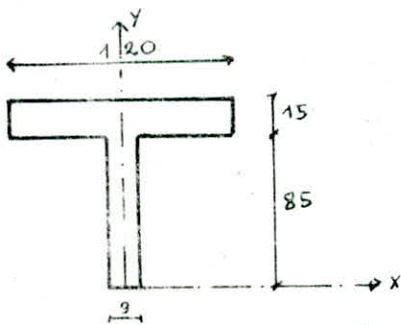
MEMBRURE SUPERIEURE

La membrure superieure est sollicitée en compression simple

$$F = \frac{M}{h} = \frac{44,063 \cdot 10^5}{120} = 36719 \text{ KG}$$

choix du profilé $A \geq \frac{F}{\sigma_c} = \frac{36719}{24} = 1530 \text{ cm}^2$

on choisit un demi HEB 200 dont les caractéristiques géométriques sont :



$$A = 3765 \text{ mm}^2$$

$$y_G = 82,34 \text{ mm}$$

$$i_x = 23,28 \text{ mm}$$

$$i_y = 51,55 \text{ mm}$$

$$I_x = 2040748 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 10005164 \text{ mm}^4$$

Vérification au Flambement

On a deux diagonales attachées au milieu de la membrure supérieure

On suppose que la membrure supérieure est articulée à ses extrémités et au milieu

Calcul de l'élancement

$$l_{fx} = l_{fy} = l = 1800 \text{ mm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = 77,32 \quad ; \quad \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = 34,92 \quad \Rightarrow \lambda_x > \lambda_y$$

risque de flambement dans le plan de la membrure

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{36719}{3765} = 9,75 \text{ KG/mm}^2 < \sigma_e = 24 \text{ KG/mm}^2 \quad \text{La résistance est vérifiée}$$

Contrainte critique d'Euler

$$\sigma_c = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \cdot 10^4}{(77,32)^2} = 34,67 \text{ KG/mm}^2$$

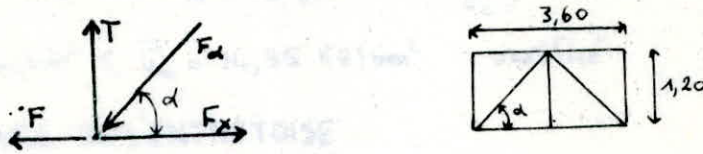
Contrainte moyenne admissible de compression

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_e} = \frac{34,67}{24} = 1,44 > 0,75 \Rightarrow \bar{\sigma}_m = \sigma_c (1 - 0,375 \frac{\sigma_c}{\sigma_e}) = 17,77 \text{ KG/mm}^2$$

$$\sigma = 9,75 \text{ KG/mm}^2 < \bar{\sigma}_m = 17,77 \text{ KG/mm}^2 \quad \text{verifiée}$$

MEMBRURE INFERIEURE

La membrure inferieure est tendue et soumise à une Force F_x



$$\alpha = \text{Arcsin} \frac{T}{F_x}, \quad \text{tg} \alpha = \frac{1,20}{1,80} \Rightarrow \alpha = 33,69^\circ$$

$$\sin \alpha = \frac{T}{F_x} \Rightarrow F_x = \frac{T}{\sin \alpha} = \frac{14250}{\sin(33,69)} = 25690 \text{ KG}$$

$$F_x = F + F_x \cdot \cos \alpha = 36719 + 25690 \cos(33,69) = 58094 \text{ KG}$$

$$F_x = 58094 \text{ KG}$$

Verification à la resistance

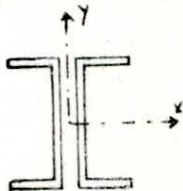
$$\sigma = \frac{F_x}{A} = \frac{58094}{3765} = 15,43 \text{ KG/mm}^2 < \sigma_e = 24 \text{ KG/mm}^2$$

La membrure inferieure est sollicité entraînement donc pas de risque de Flambement

LES DIAGONALES

Les diagonales sont soumises à une Force de compression égale à $F_d = 25690 \text{ KG}$
dimensionnement: $A \geq \frac{F_d}{\sigma_e} = 1071 \text{ mm}^2$

On choisit 2 UPN 80 dont les caractéristiques géométriques sont



$$A = 2200 \text{ mm}^2; \quad \text{Longueur de la diagonale } l_d = 2,16 \text{ m}$$

$$y_a = 40 \text{ mm}$$

$$i_x = 31,04 \text{ mm}$$

$$i_y = 23,18 \text{ mm}$$

$$I_{x_a} = 2120000 \text{ mm}^4$$

$$I_{y_a} = 1182200 \text{ mm}^4$$

$$\sigma = \frac{F_d}{A} = 11,68 \text{ KG/mm}^2 < \sigma_e = 24 \text{ KG/mm}^2 \quad \text{La resistance est vérifiée}$$

Verification au Flambement

On suppose que les diagonales sont articulées aux extrémités
 $l_x = l_y = l = 2160 \text{ mm} \Rightarrow \lambda_x = 69,60 ; \lambda_y = 93,18$

$\lambda_y > \lambda_x \Rightarrow$ risque de Flambement dans le plan vertical

Contrainte critique d'Euler:
$$\sigma_c = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} = 23,87 \text{ Kg/mm}^2$$

Contrainte moyenne de compression:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_e} = 0,99 > 0,75 \Rightarrow \bar{\sigma}_m = \sigma_c \left(1 - 0,375 \frac{\sigma_c}{\sigma_e} \right) = 14,95 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\sigma = 11,68 \text{ Kg/mm}^2 < \bar{\sigma}_m = 14,95 \text{ Kg/mm}^2 \quad \text{verifiée}$$

ASSEMBLAGE DE L'ENTRETOISE

Les assemblages sont exécutés à l'aide des boulons HR 10.9 $\phi 16$
 L'effort résistant d'un boulon F_r est: (on a 2 plans de frottement par boulon)

$$F_r = 2 \times 0,3 \times 0,8 \times 90 \times 157 = 6782 \text{ KG}$$

Espacements à respecter: Art 35.2 titre V CPC

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow d = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

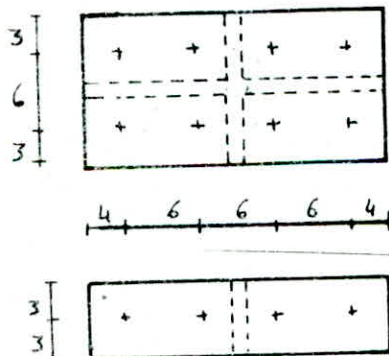
$$\begin{aligned} 3d &\leq S \leq 5d & \longrightarrow & 5,4 \leq S \leq 9 \text{ cm} \\ 1,5d &\leq S_e \leq 2,5d & \longrightarrow & 2,7 \leq S_e \leq 4,5 \text{ cm} \\ 2d &\leq S_e \leq 2,5d & \longrightarrow & 3,6 \leq S_e \leq 4,5 \text{ cm} \end{aligned}$$

MEMBRURE SUPERIEURE

L'effort de compression sollicitant cette membrure $F = 36719 \text{ KG}$

nombre de boulons nécessaires $n \gg \frac{F}{F_r} = \frac{36719}{6782} = 5,4$

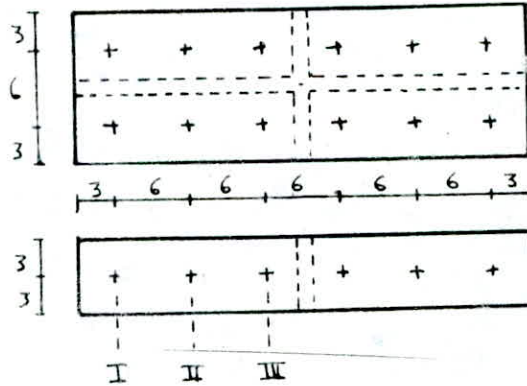
on choisit 6 $\phi 16$



MEMBRURE INFERIEURE

L'effort de traction sollicitant cette membrure $F_x = 58094 \text{ KG}$
 nombre de boulons nécessaires $n \geq \frac{F_x}{F_r} = 8,6$

On choisit $9 \phi 16$

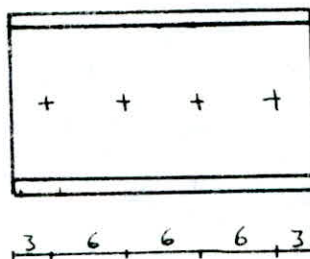


Sections	F_A	F_B	$F_A + 0,6F_B$	A_{net}	$\bar{\sigma}$	$\bar{\sigma}_e$
I	$\frac{6}{9} F$	$\frac{3}{9} F$	50348	3054	16,43	24
II	$\frac{3}{9} F$	$\frac{3}{9} F$	30983	3054	10,75	24
III	0	$\frac{3}{9} F$	11619	3054	3,8	24

DIAGONALES

L'effort de compression sollicitant les diagonales $F_d = 25680 \text{ KG}$
 nombre de boulons nécessaires $n \geq \frac{F_d}{F_r} = 3,8$

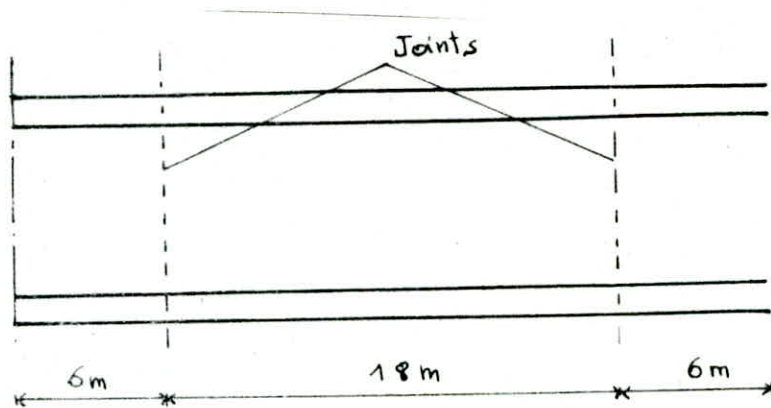
On choisit $4 \phi 16$



LES ASSEMBLAGES

PRESENTATION

Vu les problèmes rencontrés pour la manipulation des pièces de très grandes dimensions, soit sur chantier, soit lors de leur transport ou de leur fabrication, il est pratique de prévoir des poutres de faibles portées.
Notre choix s'est porté sur deux assemblages par l'intermédiaire des couvre-joints au niveau de la section 2 et de son symétrique.



On utilise des boulons HR 10/9 $\phi 20$ pour l'assemblage, on prendra un coefficient de frottement égal $\psi = 0,3$ en supposant que les surfaces à serrer sont simplement brossées.

PRINCIPE DE CALCUL

En ce qui concerne le calcul et les vérifications de cet assemblage, on s'inspire du Titre V du CPC ; qui suppose que le moment est supporté par les semelles et l'effort tranchant par l'âme.

L'effort admissible par boulon et par plan de frottement est :

$$F_r = \psi N_0 \quad \text{avec } N_0 = \text{effort de précontrainte d'un boulon}$$

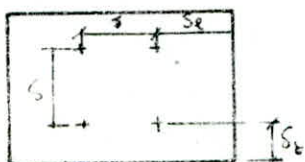
$$N_0 = 0,8 G_e A_r$$

$$F_r = 0,3 \times 0,8 \times 90 \times 245 = 5292 \text{ KG}$$

$$F_r = 10584 \text{ KG} \rightarrow \text{Si on a deux plans de frottement}$$

DISPOSITION CONSTRUCTIVE

La répartition des boulons sera conforme à l'article 35.2 titre CPC



$$d = 20 + 2 = 22 \text{ mm} \quad (d = \text{diamètre du trou})$$

$$3d \leq S \leq 5d \rightarrow 6,6 \leq G \leq 11 \text{ cm}$$

$$1,5d \leq S_e \leq 2,5d \rightarrow 3,3 \leq S_e \leq 5,5 \text{ cm}$$

$$2d \leq S_e \leq 2,5d \rightarrow 4,4 \leq S_e \leq 5,5 \text{ cm}$$

on prend $S = 10 \text{ cm}$, $S_e = 4 \text{ cm}$, $S_e = 5 \text{ cm}$

VERIFICATION DE LA SEMELLE SUPERIEURE (solicité en compression)

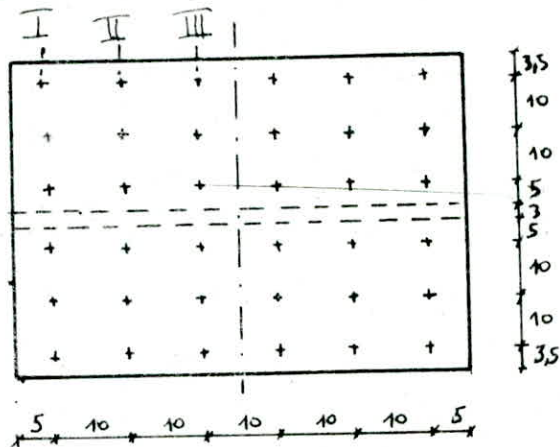
L'effort repris par cette semelle : $F_s = \sigma_s \cdot \Omega_s = 11,19 \times 12000 = 134280 \text{ Kg}$

Le nombre de boulons nécessaire : $n \geq \frac{F_s}{F_r} = 12,7$

on choisit $n = 18$ boulons $\phi 20$

L'effort par boulon $F_b = \frac{134280}{18} = 7460 \text{ Kg}$; $F_b < F_r$

Disposition : Pour des raisons de commodité, on prend la largeur du couvre joint égale à celle de la semelle destinée à recevoir le couvre joint



VERIFICATION DES CONTRAINTES

La contrainte normale de compression sera calculée en section brute sous $F_A + F_B$

F_A : partie de l'effort transmis par les boulons situés avant la section considérée

F_B : " " " " " " au droit de la section considérée

a) Verification de la semelle supérieure

L'effort total repris par cette semelle est : $F_s = 134280 \text{ Kg}$

Tableau resumant les valeurs des contraintes dans chaque section

Sections	I	II	III
$F_A \text{ (Kg)}$	$\frac{12}{18} F_s$	$\frac{6}{18} F_s$	0
$F_B \text{ (Kg)}$	$\frac{6}{18} F_s$	$\frac{6}{18} F_s$	$\frac{6}{18} F_s$
$F_A + F_B$	F_s	$\frac{12}{18} F_s$	$\frac{6}{18} F_s$
$\Omega_s \text{ (mm}^2\text{)}$	12000	12000	12000
$\sigma \text{ (Kg/mm}^2\text{)}$	11,19	7,46	3,73
$\sigma_e \text{ (Kg/mm}^2\text{)}$	24	24	24

b) Vérification des couvres joints

L'effort repris par la semelle supérieure F_s est transmis dans notre cas à deux sections de couvre joints dont les sections sont :

Ω_{cs} : section du couvre joint supérieur $\Omega_{cs} = 590 \times 10 = 5900 \text{ mm}^2$
 Ω_{ci} : " " " inférieur $\Omega_{ci} = 560 \times 10 = 5600 \text{ mm}^2$

Couvre joint supérieur

Sections	I	II	III
F_A (Kg)	0	$\frac{6}{18} \cdot F_s/2$	$\frac{12}{18} \cdot F_s/2$
F_B (Kg)	$\frac{6}{18} F_s/2$	$\frac{6}{18} F_s/2$	$\frac{6}{18} F_s/2$
$F_A + F_B$ (Kg)	$\frac{6}{18} F_s/2$	$\frac{12}{18} F_s/2$	$F_s/2$
Ω_{cs} (mm ²)	5900	5900	5900
σ (Kg/mm ²)	3,79	7,59	11,38
σ_e (Kg/mm ²)	24	24	24

Couvre joint inférieur

Sections	I	II	III
F_A	0	$\frac{6}{18} F_s/2$	$\frac{12}{18} F_s/2$
F_B	$\frac{6}{18} F_s/2$	$\frac{6}{18} F_s/2$	$\frac{6}{18} F_s/2$
$F_A + F_B$	$\frac{6}{18} F_s/2$	$\frac{12}{18} F_s/2$	$F_s/2$
Ω_{ci}	5600	5600	5600
σ	4,0	8,0	11,39
σ_e	24	24	24

• VERIFICATION DE LA SEMELLE INFÉRIEURE (solicitée entraînement)

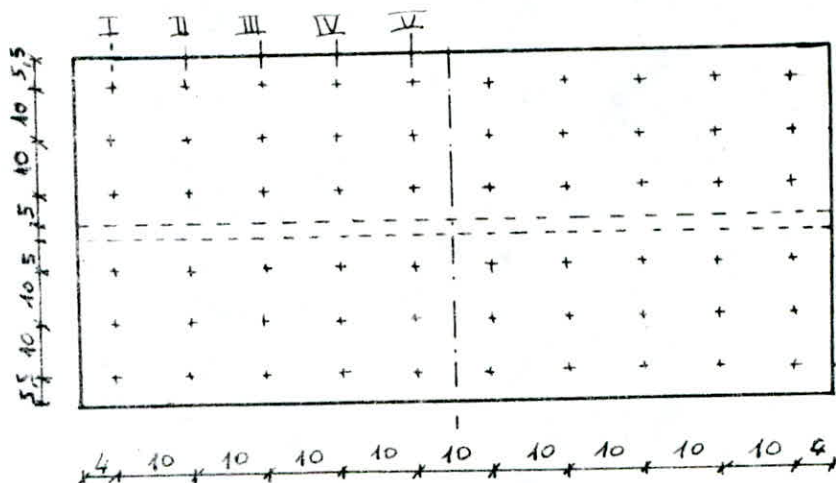
L'effort repris par la semelle inférieure : $F_i = \sigma_i \Omega_i = 14,31 \times 21000 = 300510 \text{ KG}$

Le nombre de boulons nécessaire $n \geq \frac{F_i}{F_r} = 23,4$

On choisit $n = 30$ boulons

L'effort repris par chaque boulon $F_b = \frac{F_i}{n} = 10017 \text{ KG} < F_r = 10584 \text{ KG}$.

Disposition constructive de l'assemblage.



VERIFICATION DES CONTRAINTES

Les justifications des contraintes normales de traction se fait :

- sous l'effort $F_A + F_B$ en section brute
- sous l'effort $F_A + 0,6F_B$ " " nette

a) Verification de la semelle inferieure

Sections	I	II	III	IV	V
F_A (Kg)	$\frac{24 F_i}{30}$	$\frac{18 F_i}{30}$	$\frac{12 F_i}{30}$	$\frac{6 F_i}{30}$	0
F_B (Kg)	$\frac{6 F_i}{30}$	$\frac{6 F_i}{30}$	$\frac{6 F_i}{30}$	$\frac{6 F_i}{30}$	$\frac{6 F_i}{30}$
$F_A + 0,6F_B$	276469	216367	156265	96163	60102
S_i (mm ²)	17040	17040	17040	17040	17040
σ (Kg/mm ²)	16,23	12,70	9,17	5,64	3,54
σ_e (Kg/mm ²)	24	24	24	24	24

b) Verification des couvres joints

L'effort repris par la semelle inferieure F_i est transmis à 2 sections du couvre joint dont les sections sont :

$$S_{ci} = 590 \times 15$$

$$S_{cs} = 560 \times 15$$

Sections	I	II	III	IV	V
F_A	0	$\frac{6 F_i}{30} / 2$	$\frac{12 F_i}{30} / 2$	$\frac{18 F_i}{30} / 2$	$\frac{24 F_i}{30} / 2$
F_B	$\frac{6 F_i}{30} / 2$	$\frac{6 F_i}{30} / 2$	$\frac{6 F_i}{30} / 2$	$\frac{6 F_i}{30} / 2$	$\frac{6 F_i}{30} / 2$
$F_A + 0,6F_B$	18031	48082	78133	108184	138235
S_{ci}	6870	6870	6870	6870	6870
S_{cs}	6420	6420	6420	6420	6420
σ_{ci}	2,62	7,0	11,37	15,75	20,12
σ_{cs}	2,81	7,49	12,17	16,85	21,51
σ_e	24	24	24	24	24

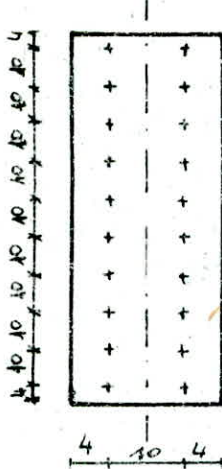
VERIFICATION DE L'AME

L'effort tranchant qui sollicite l'ame est $T = 99396 \text{ Kg}$

Le nombre de boulons nécessaires est: $n \geq \frac{T}{F_r} = 9,4$

On choisit 10 boulons $\phi 20$

L'effort par boulon $F_b = \frac{T}{10} = 9940 \text{ Kg} < F_r = 10584 \text{ Kg}$.



VERIFICATION DES CONTRAINTES

a) Pour la pièce assemblée

$$S_{a \text{ nette}} = S_a - S_{\text{trous}} = 1420 \times 30 - 10 \times 22 \times 30 = 36000 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{T}{S_{a \text{ nette}}} = 2,76 \text{ Kg/mm}^2 < \frac{\sigma_c}{1,54} = 15,58 \text{ Kg/mm}^2$$

b) Pour les couvre joints

On a deux couvre joints dont l'épaisseur est de 10 mm

On a deux couvre joints identiques, il suffit de faire la vérification pour un seul

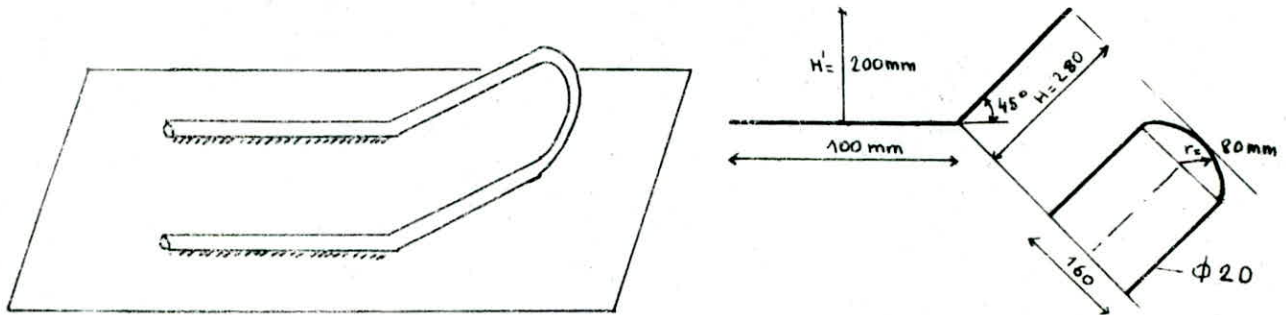
$$S_{a \text{ nette}} = S_a - S_{\text{trous}} = 880 \times 10 - 22 \times 10 \times 10 = 7600 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{T/2}{S_{a \text{ nette}}} = 6,54 \text{ Kg/mm}^2 < \frac{\sigma_c}{1,54} = 15,58 \text{ Kg/mm}^2$$

LES 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 des matériaux). C'est pourquoi, il est nécessaire de prévoir des organes de liaison appelés connecteurs. Nous avons optés pour des connecteurs à ancrages.

Ces connecteurs sont des organes simples qui permettent un certain glissement relatif des deux matériaux au contact dans le sens horizontal et qui s'opposent par adhérence au soulèvement relatif acier-béton, ils travaillent à la manière des étriers en béton armé.



Compte tenu de la définition géométrique de ces connecteurs, il faut vérifier la condition de non-écrasement du béton dans la boucle.

CONDITION DE NON ECRASEMENT DU BETON

Le rayon de courbure de la boucle est limité inférieurement par la condition de non-écrasement du béton à l'intérieur de la boucle.

$$r \geq 0,10 \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} \left(1 + \frac{\phi}{d}\right) \nu$$

ϕ = diamètre de la barre : $\phi = 20 \text{ mm}$

$\bar{\sigma}_a$ = contrainte admissible de traction : $\bar{\sigma}_a = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_b$ = contrainte admissible de compression du béton : $\bar{\sigma}'_b = 76 \text{ Kg/cm}^2$

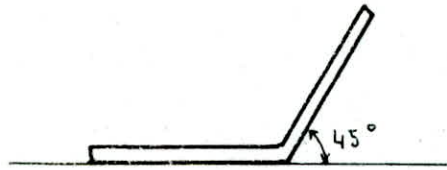
d = distance du centre de courbure de la barre : $d = 24 - (8+2) = 14 \text{ cm}$
à la paroi dont l'approximité augmente le danger d'écroulement

$\nu = 1$ barre isolée

$$r \geq 0,10 \times 20 \times \frac{2400}{76} \left(1 + \frac{20}{14}\right) \times 1 = 7,21 \text{ cm}$$

$$r = 8 \text{ cm} \gg 7,21 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT



L'effort de glissement G parallèle au plan de la membrure supérieure de la poutre est repris par les connecteurs dans le plan de la boucle

Soit F l'effort de traction supporté par les connecteurs, cet effort se décompose en une réaction F_H opposé à l'effort de glissement et une force F_V perpendiculaire au plan de la membrure supérieure de la poutre

La réaction à l'effort de glissement est telle que : $F_H = F \cos 45^\circ$

L'effort maximal admissible F dans le plan de la boucle compte tenu des caractéristiques des connecteurs est :

$$F = \frac{2\pi\phi^2}{4} \bar{\sigma}_a \quad ; \quad F = 2\pi \frac{2^2}{4} \times 2400 = 15080 \text{ KG}$$

$$\text{d'où } F_H = 10663 \text{ KG}$$

L'effort F_V perpendiculairement au plan de frottement acier-béton peut reprendre une partie de glissement par frottement

Si 0,4 est le coefficient de frottement acier-béton, cet effort F_V peut exercer une réaction F'_H dans le plan de frottement

$$F'_H = 0,4 F_V = 0,4 F \cos 45^\circ \Rightarrow F'_H = 4,26 \text{ t}$$

Au total, un connecteur peut équilibrer un effort de glissement de $G = F_H + F'_H$

$$\text{d'où } G = 14,92 \text{ t par connecteur}$$

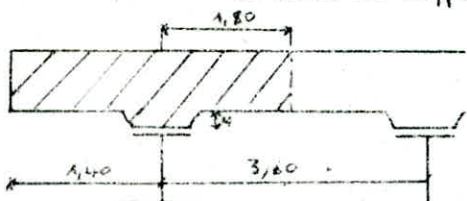
EFFET DE RETRAIT

Le retrait est supposé repris aux deux extrémités de la poutre sur une longueur $l/6$ de la portée de la travée considérée

$$l_r = l/6 = 30/6 = 5 \text{ m}$$

RETRAIT TOTAL

Le béton est supposé tendu à $\bar{\sigma}_b = E_{br} \cdot \epsilon_r = 1,4 \cdot 10^5 \times 3 \cdot 10^{-4} = 42 \text{ KG/cm}^2$



$$B = (1,8 + 1,4) \times 92 + 0,6 \times 904 + 0,1 \times 0,04 = 0,668 \text{ m}^2$$

$$B = 6680 \text{ cm}^2$$

$$\text{L'effort du retrait total : } F_1 = B \cdot \bar{\sigma}_b = 6680 \times 42 = 280560 \text{ KG}$$

$$\text{cet effort engendre un glissement unitaire } G_1 = \frac{F_1}{l_r} = \frac{280560}{5} = 56112 \text{ KG/m}$$

RETRAIT PARTIEL

$$\sigma_b = E_b \cdot \epsilon_r = 1,4 \times 10^5 \times 10^{-4} = 14 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{L'effort du retrait partiel } F_2 = B \cdot \sigma_b = 6680 \times 14 = 93520 \text{ Kg}$$

$$\text{Ce qui engendre un glissement unitaire } G_2 = \frac{F_2}{L_r} = \frac{93520}{5} = 18704 \text{ Kg/m}$$

DIMENSIONNEMENT DES CONNECTEURS

Pour le dimensionnement des connecteurs, on considère les trois combinaisons suivantes

- 1- CCP + Surcharges + retrait partiel ($\epsilon_r = 10^{-4}$)
- 2- CCP + retrait total ($\epsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$)
- 3- CCP + retrait total + surcharges

N.B. on ne tient pas compte des CP dans les trois combinaisons car le montage des poutres principales se fait sans étais, donc l'action des CP ne développe pas de contraintes de cisaillement au niveau des connecteurs

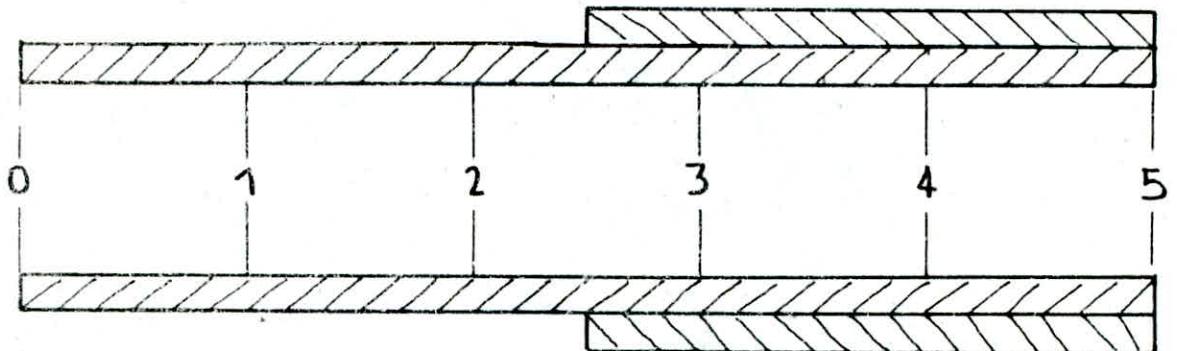
EFFORTS DUS AU GLISSEMENT

$$G = \frac{T \cdot m_s}{I}$$

m_s = 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



		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5
CCP n=18	T (kg)	12590	10070	7550	5030	2519
	I (cm ³)	4654650,8	4654650,8	6151742,8	6151742,8	6151742,8
	m _s (cm ³)	24437,6	24437,6	26055,7	26055,7	26055,7
	G (kg/m ³)	6610	5287	3198	2130	1067
Surcharges max n=6	T	93680	70700	59780	50300	41900
	I	6508086,8	6508086,8	8521059,8	8521059,8	8521059,8
	m _s	42874,5	42874,5	50389,5	50389,5	50389,5
	G	61710	46580	35350	29790	24780
Surcharges trottoir n=6	T	4930	3980	3146	2420	1776
	I	6508086,8	6508086,8	8521059,8	8521059,8	8521059,8
	m _s	42874,5	42874,5	50389,5	50389,5	50389,5
	G	3248	2622	1860	1431	1050

Combinaison des efforts

G	CCP	Surch max	Surch trot	Retrait Total	Retrait partiel	1 ^{ere} Comb	2 ^{eme} Comb	3 ^{eme} Comb
G(0-1)	6610	61710	3248	-56112	-18704	52864	-49502	15456
G(1-2)	5287	46580	2622	-56112	-18704	35785	-50825	-16237
G(2-3)	3198	35350	1860			40408		
G(3-4)	2130	29740	1431			33301		
G(4-5)	1067	24780	1050			26897		

DETERMINATION DU NOMBRE DE CONNECTEURS

n = nombre de connecteurs par metre lineaire, $n = \frac{G}{\bar{G}}$

e = espacement des connecteurs, il doit être inferieur à trois fois la largeur de la dalle

$$e = \frac{100}{n} < 3 \times 20 = 60 \text{ cm}$$

N = nombre de connecteurs par zone ; $N = n \cdot d$

d = etendue de la zone $d = 5 \text{ m}$

Section	G	\bar{G}	n/ml	e (cm)	N	Schéma
0 - 1	52864	14920	4	104	20	
	-49502	14920	3	33	15	
1 - 2	35785	14920	2	50	10	
	-50825	14920	4	104	20	
2 - 3	40408	14920	3	33	15	
3 - 4	33301	14920	2	50	10	
4 - 5	26897	14920	2	50	10	

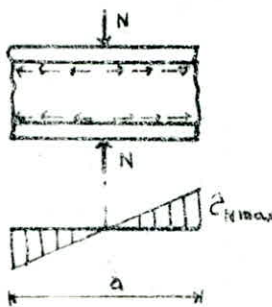
ETUDE DES APPAREILS D'APPUI

Les appareils d'appui sont placés entre la structure et ses supports, ils sont destinés à transmettre les charges normales à leur plan et à absorber respectivement par rotation et distorsion, les déformations et les translation du tablier

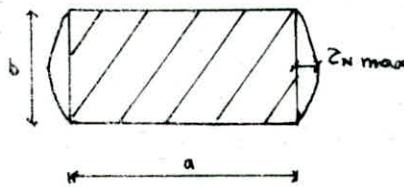
Dans notre cas on a opté pour les appareils d'appui en élastomère fretté du type STUP ils sont utilisés pour des charges concentrées importantes et leur déformabilité n'a que peu d'influence sur l'excentricité des charges normales même lorsqu'il y a rotation

DIMENSIONNEMENT : basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage

COMPRESSION : sous un effort normal, les contraintes de cisaillement τ_N apparaissent au niveau du plan de frettage et atteignent leur maximum au milieu des grands côtés



variation τ_N



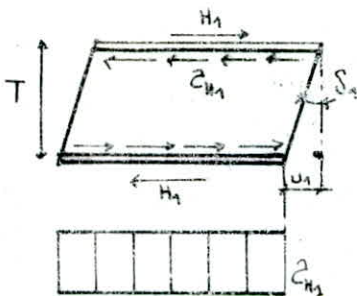
distribution des contraintes τ_N le long du côté b

$$\tau_N = \frac{1,5 \sigma_n}{\beta} ; \quad \beta = \frac{a \times b}{2(a+b)t} ; \quad \sigma_n = \frac{N}{a \cdot b}$$

avec β = coefficient de forme

Distorsion : dans le cas d'une distorsion, la distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme, deux cas se présentent :

1. La déformation u_1 de l'appareil est lente (dilatation, retrait).



$$\text{tg } \delta_1 = \frac{u_1}{T}$$

$$\tau_{n1} = G \cdot \text{tg } \delta_1 = G \cdot \frac{u_1}{T}$$

$$H_1 = a \cdot b \cdot \tau_{n1} = G \cdot a \cdot b \cdot \frac{u_1}{T}$$

G = contrainte de distorsion ; $G = 8,16 \text{ Kca/cm}^2$

2. L'appareil est soumis à un effort dynamique H_2 (Freinage, vent, force centrifuge.)

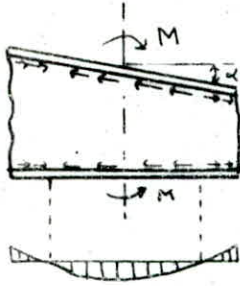
$\tau_{n2} = \frac{H_2}{a \times b}$, pour un effort dynamique, le module d'élasticité vaut deux fois G correspondant à un effort statique

$\text{tg } \delta_2 = \frac{\tau_{n2}}{2G}$ la déformation est la moitié de celle que créerait un effort statique de même valeur

C'est pourquoi dans les spécifications concernant les appareils d'appui, on introduit une contrainte conventionnelle de calcul qui, sous un effort statique seul, correspondrait à la même déformation totale $u = u_1 + u_2$ cette contrainte de calcul vaut

$$\sigma_H = G \cdot \text{tg} \delta = \sigma_{H1} + 0,5 \sigma_{H2} = G \cdot \frac{u_1}{T} + \frac{H_2}{2 \cdot a \cdot b}$$

ROTATION : lorsqu'une Frette, solidaire d'un Feuillet, accomplit une rotation par rapport à l'autre Frette solidaire du même Feuillet. La répartition des contraintes de cisaillement s'établit comme suit :



$$\sigma_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \cdot \alpha_t$$

$$\alpha_t = \frac{\alpha_T}{n} \quad ; \quad \alpha_t : \text{angle de rotation exprimé en radian d'un Feuillet élémentaire}$$

$$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha$$

α : rotation calculée

α_0 : tient compte des défauts de pose

Variation de σ_α

PRESCRIPTIONS

1. Limitation de la contrainte moyenne

$$\sigma_m = \frac{N}{a \cdot b} < \bar{\sigma} \quad ; \quad \bar{\sigma} : \text{Fixée par le maître de l'oeuvre} \quad \bar{\sigma} = 150 \text{ KG/cm}^2$$

2. Limitation de la contrainte de cisaillement

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_H + \sigma_\alpha < 5 G \quad ; \quad \sigma_{H1} \leq 0,5 G \quad \text{et} \quad \sigma_H \leq 0,7 G$$

3. Condition de cheminement et de non glissement

Les deux conditions suivantes doivent être remplies pour les combinaisons d'actions les plus défavorables

$$\sigma_{m, \min} = \frac{N}{a \cdot b} \geq 2 \text{ MPa} = 20 \text{ bars}$$

$$H < f \cdot N$$

H et N sont concomitants

N = valeur minimale de l'effort normal

f = coefficient de frottement $f = 0,12 + \frac{2}{\sigma_m}$ (lorsque les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des frettes métalliques)

4. Condition de non Flambement

En fonction de leurs dimensions, les appareils d'appui peuvent se déformer par instabilité élastique ; il faut vérifier les deux conditions suivantes



$$\frac{a}{10} < T < \frac{a}{5}$$

$$\text{et} \quad T < \frac{a}{5}$$

5. Condition de non soulèvement

Dans tous les cas de sollicitation on doit avoir $\alpha_t < \frac{3}{\rho} \frac{E^2}{a^2} \frac{G}{g}$

6. Dimensionnement des Frettes

$$t_s \geq \frac{a}{\rho} \frac{G_m}{G_e} ; t_s \geq 2 \text{ mm}$$

CALCUL DES SOLLICITATIONS

Pour les dimensionnement des appareils d'appui; on considère l'appui la plus sollicité c'est à dire l'appui de la poutre de rive
on considère les sollicitations du 1^{er} genre G + 1,2 P

CALCUL DES REACTIONS D'APPUI

Sous CP : $q = 7310 \text{ Kg/ml} \rightarrow R_{max} = qL/2 = 109650 \text{ Kg}$

Sous CCP : $q = 1909 \text{ " " } \rightarrow R_{max} = 28635 \text{ Kg}$

Sous A :

1 voie : $q = A \cdot l_v = 1087 \times 3,5 = 3804,5 \text{ Kg/ml} \rightarrow R_{max} = 57067,5 \text{ Kg}$

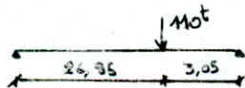
2 voie : $q = A \cdot 2l_v = 1087 \times 2 \times 3,5 = 7609 \text{ " " } \rightarrow R_{max} = 114135 \text{ " "}$

Sous la surcharge de trottoir:

1 trottoir : $q = 150 \times 1,5 = 225 \text{ Kg/ml} \rightarrow R_{max} = 3375 \text{ Kg}$

2 trottoir : $q = 150 \times 2 \times 1,5 = 450 \text{ " " } \rightarrow R_{max} = 6750 \text{ " "}$

Sous M_{c120}



$$R_{max} = 110 \times 10^3 \times \frac{26,95}{30} = 98816,67 \text{ Kg}$$

Sous B_c : 1 tandem : $\rightarrow R_{max} = 31280 \text{ Kg}$

2 " : $\rightarrow R_{max} = 62560 \text{ " "}$

Sous B_c :

1 convoi : $\rightarrow R_{max} = 45900 \text{ Kg}$

2 " : $\rightarrow R_{max} = 91800 \text{ " "}$

Sous B_{c min}



$$R_{max} = 28200 \text{ Kg}$$

Reaction max d'appui sur la poutre 1

CHARGE	coef de repartition	R repartie (N)	S	R maj	coef de ponderation	R maj, pond (N)
CP	1/3	36,550	/	36,550	/	36,550
CCP	1/3	9,545	/	9,545	/	9,545
A	1 voie	0,576	/	32,871	1,2	39,445
	2 voies	1/3	/	38,007	"	45,608
B _c	1 voie	0,645	1,121	33,187	"	39,824
	2 voies	0,472	"	48,573	"	58,288
B _e	1 tand	0,611	"	21,424	"	25,709
	2 tand	0,403	"	28,262	"	33,914
M _{c120}	0,521	51,483	1,111	57,712	1	57,712
Surcharge de trottoir	1 trot	0,9205	/	3,107	1,2	3,728
	2 trot	1/3	/	2,250	1,2	2,700
B _c min.	0,645	18,189	1,121	20,390	1,2	24,47

ROTATION

Pour l'ensemble du pont, efforts non pondérés et non majorés

- Charge permanente CP

$$\alpha = q \frac{l^3}{24 EI} = \frac{7310 \times 30^3}{24 \times 21 \times 10^9 \times 35,959439 \cdot 10^{-3}} = 1,089 \cdot 10^{-2} \text{ rd}$$

- Complément de charge permanente CCP

$$\alpha = q \frac{l^3}{24 EI} = \frac{1909 \times 30^3}{24 \times 21 \cdot 10^9 \times 61,517422 \cdot 10^{-3}} = 16,624 \cdot 10^{-4} \text{ rd}$$

- Surcharge A

$$1 \text{ voie} \rightarrow \alpha = \frac{M l}{3 EI} = \frac{q l^3}{24 EI} = \frac{3805 \times 30^3}{24 \times 21 \cdot 10^9 \times 85,210538 \cdot 10^{-3}} = 23,922 \cdot 10^{-4} \text{ rd}$$

$$2 \text{ voies} \rightarrow \alpha = 47,845 \cdot 10^{-4} \text{ rd}$$

- Surcharge Trottoir

$$1 \text{ trottoir} \rightarrow \alpha = 1,415 \cdot 10^{-4} \text{ rd}$$

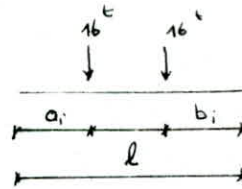
$$2 \text{ trottoir} \rightarrow \alpha = 2,829 \cdot 10^{-4} \text{ rd}$$

- Surcharge Mc 120

$$\alpha = \frac{P \cdot l^2}{16 EI} = \frac{110 \times 10^3 \times 30^4}{16 \times 21 \times 10^2 \times 85,210599 \cdot 10^{-1}} = 34,578 \cdot 10^{-4} \text{ rd}$$

- Surcharge B_e

$$\alpha = P \frac{\sum a_i b_i (l + b_i)}{6 EI_m \cdot l}$$



1 tandem → α = 10 × 10⁻⁴ rd

2 tandems → α = 20 × 10⁻⁴ rd

- Surcharge B_c

1 voie → α = 16 × 10⁻⁴ rd

2 voies → α = 32 × 10⁻⁴ rd

B_c min → α = 9,2 × 10⁻⁴ rd

- Retrait + ΔT(-)

M_{r1} = ε_r · E_b · S_b · b = 3 × 10⁻⁴ × 14 × 10⁴ × 6680 × 66,34 = 186,124 t/m

M_r = 186,124 + 62,041 = 248,165 t/m

$$\alpha = \frac{1}{2} \frac{M_r \cdot l}{E I_m} = \frac{1}{2} \frac{248,165 \times 10^5 \times 3000}{2,1 \times 10^6 \times 42 + 11513} = 35,9 \cdot 10^{-4} \text{ rd}$$

CHARGES	α (rd) 10 ⁴	coef de repartition	α repart 10 ⁴	S	α maj 10 ⁻⁴	coef de pondération	α maj pond 10 ⁻⁴
CP	1,083 · 10 ²	1/3	36,3	—	36,3	—	36,3
CCP	16,624	1/3	5,54	—	5,54	—	5,54
A	1 voie	0,576	13,78	—	13,78	1,2	16,53
	2 voies	1/3	15,95	—	15,95		19,14
B _c	1 voie	0,645	10,32	1,121	11,57		13,88
	2 voies	0,472	15,10		16,93		20,32
B _e	1 tand	0,611	6,11		6,85		8,22
	2 tand	0,603	8,06		9,03		10,84
Surcharge de trottoirs	1 trot	0,9205	1,302	—	1,302		1,56
	2 trot	1/3	0,943	—	0,943		1,13
Mc 120	34,578	0,521	18,01	1,111	20,01	1	20,01
Retrait	35,9	—	35,9	—	35,9	—	39,9
B _c min.	9,2	0,645	5,93	1,121	6,65	1,2	7,98

CALCUL DES EFFORTS HORIZONTAUX

EFFORT DE FREINAGE

D'après le titre II du CPC, les surcharges A et B_c sont susceptibles de développer des réactions de Freinage

Surcharge A

$$F_A = P_A \frac{1}{20 + 0,0035 S} ; \quad P_A = \text{poids de la surcharge A}$$

S = surface surchargée

$$A = 1087 \text{ Kg/m}^2$$

$$S = 30 \times 7 = 210 \text{ m}^2$$

$$P_A = A S = 228270 \text{ Kg} \quad \Rightarrow F_A = 11009 \text{ Kg}$$

L'effort revenant à chaque appui $F_{Ai} = \frac{F_A}{6} = 1835 \text{ Kg}$

Surcharge B_c

Parmi les camions B_c qu'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner

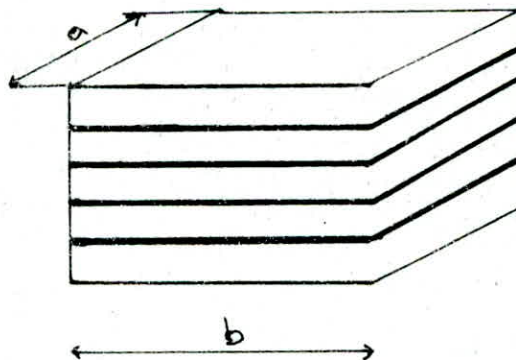
$$F_{Bc} = 30000 \text{ Kg}$$

L'effort revenant à chaque appui $F_{Bci} = \frac{F_{Bc}}{6} = 5000 \text{ Kg}$

Dilatation

L'allongement est pris égal 3/10 mm soit par appui $\frac{30}{2} \times 0,3 = 4,5 \text{ mm}$

PLAQUE D'APPUI CHOISIE (dimension standard. SETRA)



$$a = 30 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$t = 1,2 \text{ cm}$$

$$n = 4$$

$$T = n t = 4,8 \text{ cm}$$

VERIFICATION

1. Verification de la compression

$$N_{max} = R_{cp} + R_{ccp} + R_{surch} + R_{surch\ trotoir}$$

$$N_{max} = 36,550 + 9,545 + 58,288 + 3,728 = 108,116 \text{ t}$$

$$\sigma_m^{max} = \frac{N_{max}}{a \cdot b} = \frac{108,116 \times 10^3}{30 \times 50} = 72,08 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma} = 150 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

2. Verification du cisaillement

$$\tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5 G \quad \text{avec } \tau_{H_1} \leq 0,5 G \quad \text{et } \tau_H \leq 0,7 G$$

* Contrainte de cisaillement dûe à l'effort normal

$$\tau_N = \frac{1,5 \sigma_m}{\beta} \quad \text{avec } \beta = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)} \quad \beta = 7,81 ; \sigma_m = 72,08 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \tau_N = 13,84 \text{ Kg/cm}^2$$

* Contrainte de cisaillement dûs aux efforts horizontaux

- dû au freinage

. Surcharge A : $H_2 = F_A = 1835 \text{ Kg}$; $\tau_{H_2} = \frac{H_2}{a \cdot b} = 1,25 \text{ Kg/cm}^2$

. Surcharge B_c : $H_2 = F_{B_c} = 5000 \text{ Kg}$; $\tau_{H_2} = \frac{H_2}{a \cdot b} = 3,33 \text{ Kg/cm}^2$

- dûe à la dilatation

$$\tau_{H_1} = G \cdot \frac{U_1}{T} = 8,16 \times \frac{9,45}{4,8} = 0,77 \text{ Kg/cm}^2 < 0,5 G = 4,08 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$\tau_H = \tau_{H_1} + \frac{1}{2} \tau_{H_2}^{max} = 0,77 + 0,5 \times 3,33 = 2,44 \text{ Kg/cm}^2 < 0,7 G = 5,71 \text{ Kg/cm}^2$$

* Contrainte de cisaillement due à la rotation

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{E} \right)^2 \alpha_t \quad \text{avec } \alpha_t = \frac{\alpha_T}{h} ; \alpha_T = \alpha_0 + \alpha$$

$$\alpha = \alpha_{cp} + \alpha_{ccp} + \alpha_r + \alpha_{surch} + \alpha_{surch\ troit}$$

$$\alpha = 36,3 + 5,54 + 39,9 + 29,32 + 1,56 = 10,362 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\alpha_0 = 3 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\alpha_T = 13,36 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\text{d'où } \tau_\alpha = 8,52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_N + \tau_H + \tau_\alpha = 13,84 + 2,44 + 8,52 = 24,6 \text{ Kg/cm}^2 < 5 G = 40,8 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

3. Condition de non cheminement et de non glissement

$$N_{min} = R_{cp} + R_{ccp} + R_{B_c\ min} = 36,550 + 9,545 + 24,47 = 70,565 \text{ t}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a \cdot b} = 47,04 \text{ Kg/cm}^2 > 20,39 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$H = H_{\text{freinage}} + H_{\text{dilatacion}} = 5000 + 1155 = 6155 \text{ Kg}$$

$$f = 0,12 + \frac{2}{\sigma_m} = 0,163 \Rightarrow f \cdot N_{\text{min}} = 0,163 \times 70565 = 11502 \text{ Kg}$$

$$\text{d'où } H = 6155 \text{ Kg} < f \cdot N_{\text{min}} = 11502 \text{ Kg.} \quad \text{verifié}$$

4 - Condition de non Flambement

$$T = 4,8 \text{ cm} < \frac{a}{5} = \frac{30}{5} = 6 \text{ cm} \quad \text{verifié}$$

$$\frac{a}{10} = 3 \text{ cm} \leq T \leq \frac{a}{5} = 6 \text{ cm} \quad \text{verifié}$$

5 - Condition de non soulèvement

$$\alpha_t = \frac{\alpha_T}{n} = \frac{13,36 \times 10^{-3}}{4} = 3,34 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\frac{3}{\beta} \cdot \frac{t^2}{a^2} \cdot \frac{\sigma_{\text{min}}}{G} = 3,54 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\text{on a } \alpha_t < \frac{3}{\beta} \cdot \frac{t^2}{a^2} \cdot \frac{\sigma_{\text{min}}}{G} \quad \text{verifié}$$

6 - Dimensionnement des Frettes

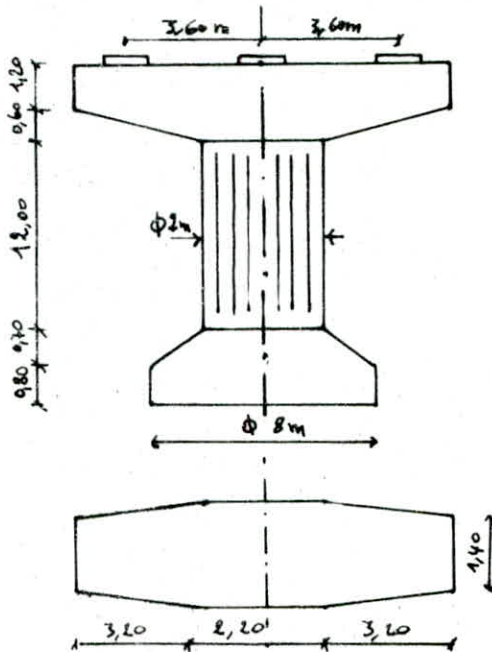
$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \frac{\sigma_{\text{max}}}{\sigma_c} = \frac{30}{7,81} \cdot \frac{72,08}{2400} = 0,12 \text{ cm}$$

on prendra $t_s = 0,2 \text{ cm}$.

ETUDE DE LA PILE

PRESENTATION.

Une pile est appui intermediaire, constituée d'une superstructure (pôt cylindre évide + chevetre) et d'une Fondation. Elle sera Fondée sur une Fondation superficielle à cause de la qualité du sol



Determination des efforts sollicitant la pile

on determine les efforts sollicitant la pile aux plus basses eaux et aux plus hautes eaux
Le niveau de crue de oued est déterminé à une altitude de 96,30 m

- * Au PBE : la pile est soumise à son poids propre seulement
- * Au PHE : la pile est soumise à son poids propre, à la poussée d'Archimède et à une Force hydrodynamique

La force hydrodynamique : (d'après SFTRA) $F = K \cdot S \cdot V^2$

K = coefficient de forme de l'obstacle ; section circulaire $K = 35$

V = vitesse du courant $V = 4 \text{ m/s}$

S = surface de l'obstacle $S = 7 \cdot l = 14 \text{ m}^2$

$$F = 7840 \text{ KG.}$$

a) Pile à vide.

Elements	Calcul de volume	N (PBE) (t)	N (PHE) (t)
Dés d'appui	$3 \times 0,80 \times 1,00 \times 0,262$	1,572	1,572
Chevetre	$17,28 + 8,712$	64,98	64,98
Pôt	$\pi \times 72 (2^2 - 1,3^2)$	217,71	166,91
Semelle	$\frac{\pi \times 97}{2} \left[\left(\frac{8}{2}\right)^2 + \left(\frac{8}{2}\right)^2 + \frac{8}{2} \cdot \frac{8}{2} \right] + \pi \left(\frac{8}{2}\right)^2 \cdot 0,8$	140,13	84,08
Remblai	$\frac{\pi \times 0,95}{2} \left[\left(\frac{8}{2}\right)^2 + \left(\frac{8}{2}\right)^2 + \frac{8}{2} \cdot \frac{8}{2} \right]$	38,70	23,65
PILE A VIDE		463,09	341,19

VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA PILE A VIDE

Dans les conditions normales, la verification sous $G+1,2P$, la combinaison la plus defavorable correspond a N_{min} et au moment max

$$N = 341,19 \text{ t}$$

$$H = 7,84 \text{ t}$$

$$M_e = 50,33 \text{ t.m.}$$

- Verification au non glissement: $\mu \frac{N}{H} = 17,41 > 1,5$ Verifiee

- Verification des contraintes: la pile est fondee sur une semelle tronconique

$$\begin{cases} W_e = W_t = W = \frac{\pi R^3}{4} = \frac{\pi \cdot 4^3}{4} = 50,26 \text{ m}^3 \\ S = \pi R^2 = 50,26 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_e}{W} = 5,78 \text{ t/m}^2 \geq 0 \quad \text{Verifiee}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_e}{W} = 7,79 \text{ t/m}^2 \leq \bar{\sigma}_s = 35 \text{ t/m}^2 \quad \text{Verifiee}$$

Verification de la pile a vide au seisme: La SETRA recommande de prendre $\epsilon_H = 10\%$; $\epsilon_V = 7\%$ les efforts sismiques. $H = \epsilon_H \cdot G$; $N = \pm \epsilon_V \cdot G$.

Composante horizontale:

Elements	G (t)	H (t)	J (m)	M (t.m)
Dés d'appui	1,572	0,157	15,43	2,42
Chevetre	64,98	6,50	14,5	94,25
Fût	217,71	21,77	7,5	163,28
Semelle	140,13	14,01	0,68	9,53
Remblai	32,70	3,87	1,18	4,57
Pile	463,70	46,31		274,05

Composante verticale: $N = \pm \epsilon_V G = \pm 0,07 \times 463,70 = \pm 32,42 \text{ t}$.

Les efforts sollicitant la pile dans les conditions sismiques:

	N (t)	H (t)	M (t.m)
$G+P+SI \uparrow$	430,67	46,31	274,05
$G+P+SI \downarrow$	496,12	46,31	274,05

La combinaison la plus defavorable est celle qui donne N_{min} et M_{max} .

$$N = 430,67 \text{ t}; \quad H = 46,31 \text{ t}; \quad M = 274,05 \text{ t.m.}$$

Verification de la stabilite

* au non glissement $\mu \frac{N}{H} = 0,7 \cdot \frac{430,67}{46,31} = 3,72 > 1,5$ Verifiee

* verification des contraintes: $\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{W} = 3,12 \text{ t/m}^2 \geq 0$ Verifiee

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{W} = 14,12 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 52,5 \text{ t/m}^2 \quad \text{Verifiee}$$

En condition sismique, la stabilite de la pile a vide est verifiee

b) Pile en service.

- Au PBE, la pile est soumise a son poids propre, poids propre du tablier, la surcharge routiere et le freinage
- Au PHE, elle est soumise en plus du (PBE) a la poussee d'Archimede et la force hydrodynamique

Elements	N (PBE) (t)	N (PHE) (t)
Pile	463,09	341,19
Tablier	276,57	276,57
Total	739,66	677,76

Les surcharges: les dispositions défavorables des surcharges sur le tablier.

Surcharge		N	H	P_L	M_L	P_L	M_L	P_L	M_L	
A	1 traversée	1 voie	57,068	-	0,20	11,474	1,75	99,869	0,20	11,474
		2 voies	114,136	-	"	22,827	0	0	"	22,827
	2 traversées	1 voie	114,136	-	0	0	1,75	199,738	0	0
		2 voies	228,270	-	0	0	0	0	0	0
Bc	1 tandem	35,065	-	0,20	7,013	2,00	70,13	0,20	7,013	
	2 tandems	70,130	-	"	14,026	0,50	35,065	"	14,026	
Be	1 voie	51,454	-	"	10,291	1,35	115,772	"	10,291	
	2 voies	102,908	-	"	20,582	1,00	102,908	"	20,582	
Mc 120		109,785	-	"	21,957	1,35	148,21	"	21,957	
Surch trottoir	1 traversée	1 trottoir	3,375	-	"	0,677	4,25	14,344	"	0,675
		2 trottoir	6,750	-	"	1,350	0	0	"	1,350
	2 traversées	1 trottoir	6,750	-	0	0	4,25	28,688	0	0
		2 trottoir	13,500	-	0	0	0	0	0	0
Freinage A		-	5,506	15,56	233,40	-	-	14,06	270,9	
Freinage Bc		-	15	15,56	85,673	-	-	14,06	77,41	

P_L : bras de levier de la réaction par rapport à l'axe transversal
 P_L : " " " " " longitudinal

VERIFICATION DE LA STABILITE EN SERVICE

En condition normale, $(G + 1,2P)$. la combinaison la plus défavorable N_{min} ; M_{max}
 CP + surcharge Bc + surcharge trottoir (2 traversées, 1 trottoir) + Freinage (PHE)
 $N = 749,35 t$; $H = 19,63 t$; $M_{résultant} = 369,13 t.m.$

* au non cisaillement : $\nu \frac{N}{H} = 15,27 > 1,5$ vérifiée

* vérification des contraintes : $\sigma_{min} = \frac{N}{\pi R^2} - \frac{M_r}{W} = 7,56 t/m^2 \geq 0$ vérifiée

$\sigma_{max} = 22,25 < 35 t/m^2$ vérifiée

En condition normale, la stabilité de la pile en service est vérifiée

• En condition sismique : composante horizontale $H = E_H \cdot G$. avec $E_H = 10\%$.

Elements	G (t)	H (t)	P (m)	M (t.m)
Dés d'appui	1,572	0,157	15,43	2,42
chevêtre	64,98	6,50	14,50	94,25
FOT	217,71	21,77	7,50	163,28
Semelle	140,13	14,01	0,67	9,53
Remblai	38,70	1,87	1,18	4,57
Tablier	276,57	27,66	15,56	230,34
Pile	739,66	73,96		504,39

Composante verticale : $N = \pm E_v G = \pm 0,07 \times 739,66 = \pm 51,78 t$.

Combinaison : G + P + SI

G + P + SI ↑ $H = 88,96 t$; $N = 797,54 t$; $M_r = 790,44 t.m$ → (plus défavorable).

G + P + SI ↓ $H = 88,96 t$; $N = 901,10 t$; $M_r = 790,44 t.m$.

Verification de la stabilité :

* au non glissement $\mu \frac{N}{H} = 3,60 > 1,5$ vérifiée

* Verification des contraintes : $\sigma_{min} = 0,14 > 0$ vérifiée

$\sigma_{max} = 31,60 t/m^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 52,5 t/m^2$ vérifiée

En condition sismique, la stabilité de la pile en service est vérifiée.

ETUDE DU CHEVETRE

Le rôle du chevetre est de transmettre les efforts provenant du tablier au fût et à la fondation. Le chevetre doit être conçu pour pouvoir reprendre son poids propre et les efforts provenant du tablier. Il sera étudié comme une console encastrée au fût.

Évaluation des efforts :

* poids propre du chevetre $q = \frac{64,98}{8,60} = 7,556 t/m$

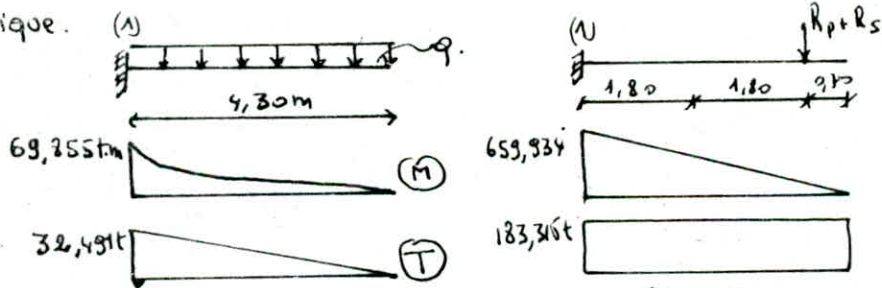
* Les efforts provenant du tablier sont répartis sur les poutres qui les transmettent à leur tour au chevetre sous forme de charge concentrée

• Poids propre du tablier revenant à la poutre de rive : $R_p = 0,333 \times 276,57 = 92,098 t$.

• Surcharge A (2 travées, 2 voies) (plus défavorable pour le calcul du chevetre)

$R_s = 1,2 \times 2 \times 38,007 = 91,217 t$.

schéma statique.



Ferrailage :

Dans le chevetre, on utilise des armatures de $\phi > 20mm$ ($\bar{\sigma}_a = 2667 Kg/cm^2$)

Section (1) $M = 659,934 + 69,855 = 729,789 t.m$.

$\mu = 0,0630 \rightarrow E = 0,8963$; $k = 33,2 \Rightarrow A = 177,50 cm^2$ on choisit 37T25 = $187,64 cm^2$
($b = 220$; $h = 172$)

Verification des contraintes : $\sigma_a = \frac{M}{AER} = 260649/cm^2 < \bar{\sigma}_a$ vérifiée

$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{k} = 78,05 Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' = 152 Kg/cm^2$ vérifiée

Condition de non fissuration : $w_f = \frac{A}{8f} = \frac{187,64}{2 \times 8 \times 220} = 0,0516$

$\Rightarrow \sigma_1 = 2220 Kg/cm^2$; $\sigma_2 = 1547 Kg/cm^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \min \{ 2667 ; \max(\sigma_1, \sigma_2) \} = 2220 Kg/cm^2$

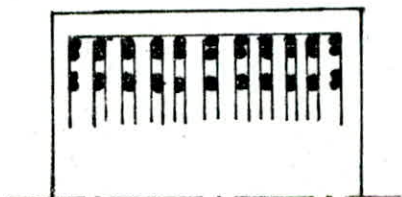
On refait le calcul avec $\bar{\sigma}_a = 2220 Kg/cm^2$.

$\mu = 0,0756 \rightarrow E = 0,8879$; $k = 29,6 \Rightarrow A = 215,25 cm^2$ on choisit 44T25 = $215,98 cm^2$

Verification des contraintes :

$\sigma_a = \frac{M}{AER} = 2212 < \bar{\sigma}_a = 2220 Kg/cm^2$ vérifiée

$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = 74,72 Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b'$ vérifiée



EFFORT TRANCHANT $T_{max} = 183,315 + 32,481 = 215,806$

$$\tau_b^{max} = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{215,806}{220 \times \frac{172}{8}} = 6,52 \text{ KG/cm}^2$$

D'autre part $\bar{\sigma}_b' = 74,70 \text{ KG/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0}' = 76 \text{ KG/cm}^2 \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 22,30 \text{ KG/cm}^2$
 on a $\tau_b < \bar{\tau}_b$ on utilise des armatures d'ames droites

on doit avoir $\phi_t \geq 0,3 \phi_{t,max} \rightarrow \phi_t \geq 7,5 \text{ mm}$; on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

on prévoit des armatures formées d'un cadre T8 de 9 étriers T8

$A_t = 10,05 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 9 étriers T8)

$$\sigma_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{cn} = \left(1 - \frac{\tau_b^{max}}{9 \bar{\tau}_b}\right) \sigma_{cn} = 3722 \text{ KG/cm}^2$$

espacement $t \leq \frac{A_t \cdot \sigma_{at}}{\tau_b^{max}} = 26,1 \text{ cm.}$ ($h = 172 \text{ cm}$)

$E = \min\left\{0,2h ; \left(1 - \frac{0,32 \tau_b}{\bar{\tau}_b}\right)h\right\} = 34,4 \text{ cm.}$ $t < E$ on prend $\left\{ \begin{array}{l} t = 25 \text{ cm} \text{ au centre} \\ t = 20 \text{ cm} \text{ aux ailes} \end{array} \right.$

ETUDE DU FUT

Sollicitations les plus défavorables : - Effort normal min
 - Moment max

Efforts à la base du fût

a) Dans les conditions normales

Elements	H(t)	N(t)	ρ_{at}	M_t (t.m)	ρ_e (m)	M_e (t.m)
Dés d'appui	—	1,572	—	—	—	—
Chevetre	—	64,98	—	—	—	—
Fût	—	217,71	—	—	—	—
Tablier	—	276,57	—	—	—	—
Surcharge Bc	—	102,908	0,20	20,582	1,00	102,908
Surcharge trottoir	—	6,75	0,20	0	4,25	28,688
Freinage Bc	15	—	14,06	210,9	—	—
Q + 1,2 P	18	692,42	—	277,718	—	157,915

$N = 692,42 \text{ t}$; $H = 18 \text{ t}$; $M_{resultant} = 319,527 \text{ t.m}$

b) Dans les conditions sismiques

Elements		H	N	ρ	Moment resultant	
					M_t	M_e
Dés d'appui	SH+SV↑	0,157	1,462	13,93	2,19	
	SH+SV↓		1,682			
Chevetre	SH+SV	6,50	60,43	13,0	84,5	
	SH+SV		69,54			
Fût	SH+SV	21,77	202,47	6	130,62	
	SH+SV		232,95			
Tablier	SH+SV	27,657	257,21	14,06	388,86	
	SH+SV		295,93			
Total	SH+SV	56,084	521,57		606,17	
	SH+SV		601,784			
Surcharge sur tablier	Bc	—	102,908		20,582	131,596
	Freinage Bc		15		—	210,9
	SH+SV↑	71,084	631,288		872,44	
	SH+SV↓		711,44			

$N = 711,44 \text{ t}$; $H = 71,084 \text{ t}$; $M_r = 872,44$

FERRAILLAGE DU FUT

Le fut est sollicité par un effort normal, un effort horizontal et un moment de flexion, il sera calculé en flexion composée; la combinaison, en condition sismique, est la plus défavorable

$$N = 711,44 \text{ t}$$

$$H = 71,084 \text{ t}$$

$$M_r = 872,44 \text{ t.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_r}{N} = 1,382 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_c}{i} ; \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{D^4 - d^4}{16(D^2 - d^2)}} = 0,596 \text{ m} ; l_c = 2l_0 \text{ encastrée à une extrémité et libre à l'autre}$$

$$\lambda = 40,27 \Rightarrow 35 < \lambda < 50 \rightarrow \text{tenir compte d'une excentricité complémentaire}$$

$$e_c = 0,16(\lambda - 35)e_0 = 1,034 \text{ m} \Rightarrow e = e_0 + e_c = 2,26 \text{ m}$$

on a $e > \frac{D}{2} = \frac{2}{2} = 1 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée
l'étude se fera d'après la méthode de Pierre Charon.

$$\eta = \frac{e}{2R_m} = \frac{2,26}{2 \times 0,825} = 1,37 ; S = 2 \times 0,825 \times 0,35 = 1,8143 \text{ m}^2$$

$$\text{d'où } \mu = \frac{Ne}{2SR_m \bar{\sigma}_b'} = \frac{711,44 \times 2,26 \cdot 10^5}{2 \times 1,8143 \times 0,825 \times 228} = 0,24$$

D'après l'abaque de Charon, pour les sections circulaires évidées

$$\left. \begin{array}{l} \eta = 1,37 \\ \mu = 0,24 \end{array} \right\} \rightarrow K = 24, \bar{w} = 2,14$$

Calcul des armatures longitudinales

$$A = \bar{w} \cdot \frac{S}{100} = 388,2 \text{ cm}^2 ; \text{ on choisit } 50 \phi 32 = 402,1 \text{ cm}^2$$

Espacement $e = 12 \text{ cm}$

VERIFICATION DES CONTRAINTES

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4000}{24} = 166,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 228 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Verifiée}$$

$$\bar{\sigma}_a' = n \bar{\sigma}_b' = 15 \times 166,7 = 2500,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a' = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Verifiée}$$

Armatures transversales

$$\phi_t \geq 0,3 \phi_{e \max} \rightarrow \phi_t \geq 9,6 \text{ cm} \text{ on choisit des T10}$$

Espacement des cercles

$$\text{- zone courante } t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{- zone de recouvrement : } \left\{ \begin{array}{l} V \geq 3 \\ V \geq 0,4 \frac{\phi_e^2}{\phi_t^2} \frac{\bar{\sigma}_{en e}}{\bar{\sigma}_{en t}} = 4,1 \end{array} \right.$$

$$\text{on prend } V = 5 \text{ cm}$$

$$\text{Longueur de recouvrement : } l_r = 20 \phi = 64 \text{ cm, on choisit } l_r = 70 \text{ cm}$$

$$t_r = \frac{l_r}{5} = \frac{70}{5} = 14 \text{ cm.}$$

VERIFICATION DU FUT AU FLAMBEMENT

Le fut est supposé encastré d'un côté et libre de l'autre; on doit vérifier $\frac{l_c}{D} < 17,7$

$$\frac{l_c}{D} = \frac{24}{2} = 12 < 17,7 \text{ Verifiée}$$

STABILITE DE LA CULEE

Elle sera vérifiée à vide et en service aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions exceptionnelles (sismique). En plus des efforts ramenés par le tablier, il sera tenu compte de la poussée des terres, d'une surcharge de $1t/m^2$ et des actions verticales

Poussée des terres $P = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2$

conditions normales $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ (équilibre de Rankine)

conditions sismiques $K_a = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta) \cos(\delta - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha + \theta) \left[1 + \left(\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha - \theta) \cos \alpha + f}\right)^{1/2}\right]^2 \times k}$

$\varphi = 30^\circ$ angle de frottement

$\beta = 0^\circ$ inclinaison de la culée

$\alpha = 0^\circ$ angle de talus avec l'horizontale

$\delta = 0^\circ$ angle de frottement sol-béton

$\theta = \arctg \frac{E_H}{1 \pm E_V}$ avec $E_H = 0,1$ coefficient sismique horizontal
 $k = [E_H^2 + (1 \pm E_V)^2]^{1/2}$ $E_V = 0,07$ coefficient sismique vertical

condition normale $K_a = 0,333$

condition sismique, les valeurs de K_a sont ramenés dans le tableau suivant:

Action de sismo	E_H	E_V	k	θ	K_a
S_H	0,1	0	1,005	5,71	0,395
$S_V \uparrow$	0	-0,07	0,930	0	0,310
$S_V \downarrow$	0	+0,07	1,070	0	0,357
$V \uparrow + \text{horiz}$	0,1	-0,07	0,935	6,14	0,374
$V \downarrow + \text{horiz}$	0,1	+0,07	1,075	5,34	0,420

Les efforts sollicitant la culée:

- * l'effort horizontal $H = E_H G$
- * l'effort vertical $V = (1 \pm E_V) G$
- * Surcharges - routières B_c (la plus défavorable)
 - Freinage B_c
 - remblai $1t/m^2$
- * poussée des terres $H_p = \frac{1}{2} K_a \cdot h^2 \cdot \gamma_R$
- * poussée des surcharges $H_q = K_a h q$

On vérifie la stabilité de la culée dans les conditions normales sous la sollicitation du 1^{er} Genre ($G + 1,2P$) et dans les conditions sismiques sous la sollicitation du 2nd Genre ($G + P + SI$)

Calcul des efforts sur la culée (à vide) et par rapport au point A, M_s désigne le moment stabilisant et M_R le moment renversant. Pour plus de sécurité, il ne sera pas tenu compte du remblai en avant de la culée. f désigne le bras de levier

Sollicitation	Calcul de l'effort	N	H	f	M_s	M_R
Mur garde greve	CN: $0,3 \times 2,03 \times 8,60 \times 2,5$	13,094	—	2,15	28,15	—
	$S_V \downarrow$: " $\times 0,07$	14,01	—	2,15	30,12	—
	$S_V \uparrow$: " $\times 0,93$	12,18	—	2,15	26,19	—
	S_H : " $\times 0,1$	—	1,309	9,52	—	9,84
Corbeau	CN: $[0,40 \times 0,30 + \frac{0,30 \times 0,40}{2}] \times 8,60$	3,24	—	2,48	8,03	—
	$S_V \downarrow$: " $\times 0,07$	3,47	—	2,48	8,61	—
	$S_V \uparrow$: " $\times 0,93$	3,01	—	2,48	7,46	—

Dés d'appui	CN: $0,6 \times 0,8 \times 3 \times 0,262 \times 2,5$	0,786	—	1,75	1,375	—
	SV↓: " x 1,07	0,841	—	"	1,472	—
	SV↑: " x 0,93	0,731	—	"	1,272	—
	SH: " x 0,1	—	0,078	6,63	—	0,52
Dalle de transition	CN: $6 \times 7,20 \times 0,3 \times 2,5$	32,40	—	5,30	171,72	—
	SV↓: " x 1,07	34,67	—	"	183,75	—
	SV↑: " x 0,93	30,13	—	"	159,70	—
	SH: " x 0,1	—	3,20	7,88	—	25,53
Mur de front	CN: $8,6 \times 5,50 \times 1,00 \times 2,5$	118,25	—	1,80	272,35	—
	SV↓: " x 1,07	126,53	—	"	287,75	—
	SV↑: " x 0,93	109,97	—	"	197,95	—
	SH: " x 0,1	—	11,825	3,75	—	44,34
Mur en retour	CN: 41,81	41,81	—	4,53	189,39	—
	SV↓: " x 1,07	44,74	—	"	202,65	—
	SV↑: " x 0,93	38,88	—	"	173,14	—
	SH: " x 0,1	—	4,181	5,71	—	23,87
Semelle	CN: $4,5 \times 10 \times 1,00 \times 2,5$	112,5	—	2,25	253,13	—
	SV↓: " x 1,07	120,37	—	"	270,83	—
	SV↑: " x 0,93	104,39	—	"	234,88	—
	SH: " x 0,1	—	11,25	0,5	—	5,625
Poids des Terre sur la dalle de transition	CN: $7,20 \times 6 \times 0,50 \times 1,8$	38,88	—	5,30	206,06	—
	SV↓: " x 1,07	41,60	—	"	220,48	—
	SV↑: " x 0,93	36,16	—	"	194,65	—
	SH: " x 0,1	—	3,29	2,28	—	32,51
Poids des Trottoirs sur culée	CN: $2 \times 1,69 \times 6,90$	23,34	—	3,20	71,48	—
	SV↓: " x 1,07	23,90	—	"	76,49	—
	SV↑: " x 0,93	20,77	—	"	66,48	—
	SH: " x 0,1	—	2,234	2,53	—	19,06
Poids des terres Sur semelle arrière	CN: $6,73 \times 2,20 \times 8 \times 1,8$	213,266	—	3,40	724,90	—
	SV↓: " x 1,07	228,13	—	"	775,90	—
	SV↑: " x 0,93	198,28	—	"	674,15	—
	SH: " x 0,1	—	21,32	4,36	—	93,13
Surcharges remblai 16/m ²	CN: $1,2 \times 1 \times 8 \times 6$	57,60	—	5,30	305,28	—
	SV↓: 48 x 1,07	51,36	—	"	272,21	—
	SV↑: 48 x 0,93	44,64	—	"	236,59	—
	SH: 48 x 0,1	—	4,80	8,53	—	40,94
poussée des terres Sur mur garde greve	CN: $\frac{1}{2} \times 1,8 \times 0,5^2 \times 8 \times 0,333$	—	0,60	8,20	—	4,92
	SV↓: " x 0,357	—	0,64	"	—	5,25
	SV↑: " x 0,310	—	0,56	"	—	4,59
	V↑+H: " x 0,374	—	0,67	"	—	5,49
	V↓+H: " x 0,420	—	0,76	"	—	6,23
	SH: " x 0,395	—	0,71	"	—	5,82
poussée des terres Sur mur frontal	CN: $\frac{1}{2} \times 1,8 \times 6,73^2 \times 8 \times 0,333$	—	108,59	3,24	—	351,83
	SV↓: " x 0,357	—	116,42	"	—	377,20
	SV↑: " x 0,310	—	101,09	"	—	327,53
	V↑+H: " x 0,374	—	121,96	"	—	395,15
	V↓+H: " x 0,420	—	136,96	"	—	443,79
	SH: " x 0,395	—	128,81	"	—	477,34
poussée de la surcharge de remblai de 11/m ²	CN: $1,2 \times 1 \times 0,5 \times 0,333$	—	0,200	8,28	—	1,656
	SV↓: " x 0,357	—	0,180	"	—	1,490
	SV↑: " x 0,310	—	0,155	"	—	1,223
	V↑+H: " x 0,374	—	0,190	"	—	1,573

Nous resumons ci apres la somme des efforts agissant sur la culée à vide

Sollicitations	N	H	M _S	M _R
CN	654,11	109,39	2172,36	358,4
SH	654,11	194,17	2172,36	722,63
SH + SV↑	538,54	187,27	1969,46	700,02
SH + SV↓	689,62	202,38	2270,00	749,52

VERIFICATION DE LA STABILITE A VIDE

1) Stabilité à l'égard du renversement

$$\left. \begin{matrix} \text{CN} \\ \text{CS} \end{matrix} \right\} \rightarrow \frac{M_S}{M_R} \gg F_S = 1,5 \quad ; F_S = \text{coef de securité}$$

2) Stabilité au glissement

$$\text{CN} \rightarrow \mu \frac{N}{H} \gg 1,5$$

$$\text{CS} \rightarrow \mu \frac{N}{H} \gg 1$$

avec μ = coef de frottement sd-béton

3) Verification des contraintes du sol

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_G \cdot Y}{I} \gg 0 \quad ; \quad \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_G \cdot Y}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 35 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \quad (\text{CS: } \sigma_{\max} \leq 1,5 \bar{\sigma}_s)$$

Afin de déterminer le moment par rapport au centre de gravité de la base de la semelle, on détermine l'excentricité e ; $e = \frac{M_S - M_R}{N} \Rightarrow M_G = N(x_G - e)$.

Caractéristique de la semelle : $S = b \times h = 10 \times 4,5 = 45 \text{ m}^2$; $I = \frac{b \times h^3}{12} = 75,8375 \text{ m}^4$
 $V = 2,25 \text{ m}$; $x_G = 2,25 \text{ m}$

Conditions	$\mu \frac{N}{H}$	M_S/M_R	e (m)	M_G (t.m)	σ_{\min} (t/m ²)	σ_{\max} (t/m ²)
CN	2,39	6,07	2,77	-340,12	9,46	24,61
SH	1,35	3,01	2,22	19,62	13,95	15,12
SH + SV↑	1,28	2,81	2,12	77,81	11,0	15,61
SH + SV↓	1,36	3,03	2,20	24,48	14,30	16,35

la stabilité de la culée à vide est vérifiée

CULEE EN SERVICE

culée + Tablier + Surcharge sur tablier (Bc) + Freinage Bc (la surcharge Bc est la plus défavorable)

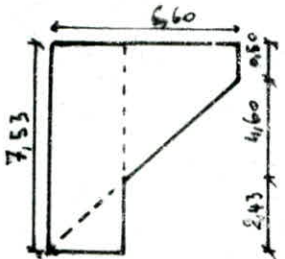
Sollicitations	N	H	M _S	M _R	
Culée + Tablier	CN	793,40	109,39	2421,27	358,41
	SH	792,40	108,0	2421,27	816,12
	SH + SV↑	727,74	201,1	2200,94	793,57
	SH + SV↓	837,58	216,21	2536,33	843,01
Surcharge Bc	102,908	—	125,234	—	
Freinage Bc	—	15	—	101,25	
Culée en service	CN	915,89	127,39	2643,55	479,91
	SH	885,31	223,0	2606,50	917,37
	SH + V↑	830,05	216,1	2386,17	894,76
	SH + V↓	940,49	231,21	2721,56	944,26

VERIFICATION DE LA STABILITE EN SERVICE (on a les même verification qu'a vide).

Conditions	N/M_R	M_y/M_R	e	M_G	σ_{min}	σ_{max}
CN	2,87	5,51	2,36	-109,75	17,37	23,34
SH	1,61	2,84	1,89	322,31	19,35	29,44
SH + SVT	1,54	2,67	1,80	373,52	7,38	29,51
SH + SV ↓	1,63	2,88	1,89	338,58	19,87	30,93

La stabilité de la culée en service est vérifiée

CALCUL DU MUR EN RETOUR (selon les hypothèses de chargement SETRA)

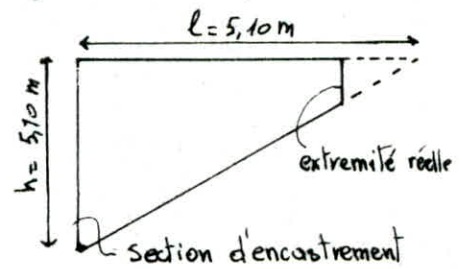
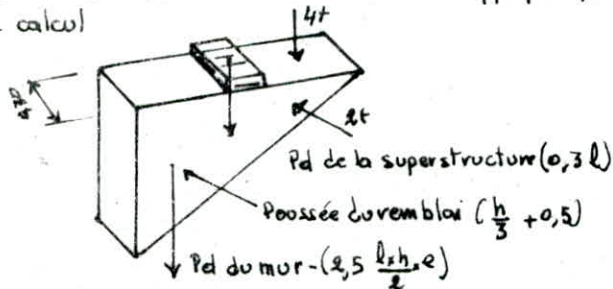


chaque mur en retour est soumis aux charges suivantes qui peuvent être appliquées ensembles:

- poids propre (y compris la superstructure)
- poussée horizontale répartie
- charges concentrées vers l'extrémité du mur

Les charges concentrées sont appliquées à 1mètre de l'extrémité théorique du mur et comprenant une charge verticale de 4t et une horizontale de 2t

Les schémas ci dessus définissent les forces appliquées, ainsi la géométrie du mur prise en compte dans le calcul



EVALUATION DES EFFORTS.

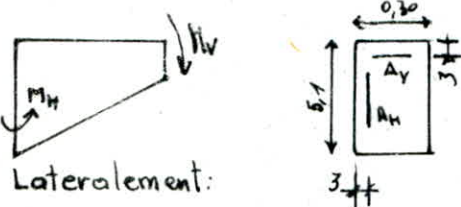
Elle se fera par rapport à la section d'encastrement

* Charges horizontales:

L'effort tranchant à l'encastrement $T_H = (h/3 + 0,5) \cdot \frac{l \cdot h}{2} + 2 = 30 t$
 Le moment d'axe vertical à l'encastrement $M_H = [(h/3 + 0,5) \cdot \frac{l \cdot h}{2} + 2(l-1)] = 52,73 t \cdot m$

* Charges verticales:

L'effort tranchant d'encastrement: $T_V = 2,5 \cdot \frac{l \cdot h}{2} \cdot e + 0,3l + 4 = 25,04 t$
 le moment d'axe horizontale " $M_V = [2,5 \cdot \frac{l \cdot h}{2}] \cdot \frac{l}{3} + 0,3 \cdot \frac{l^2}{2} + 4(l-1) = 36,88 t \cdot m$



$M_V = 36,88 t \cdot m$ $M_H = 52,73 t \cdot m$
 $T_V = 25,04 t$ $T_H = 30 t$
 $h = 507 \text{ cm}$ $h = 27 \text{ cm}$
 $b = 30 \text{ cm}$ $b = 510 \text{ cm}$

Latéralement:

$\nu = \frac{h \cdot M_H}{\sigma_a \cdot h^2 \cdot b} = 0,07601 \rightarrow E = 0,8876 ; k = 29,5 \Rightarrow A = \frac{M_H}{\sigma_a \cdot E \cdot h} = 78,58 \text{ cm}^2$

$A = 26T20 = 81,64 \text{ cm}^2$

verification des contraintes: $\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = 0,5930 \rightarrow E = 0,8861 ; k = 28,9$

$\sigma_a = \frac{M_H}{A \cdot E \cdot h} = 2670 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2900 ; \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 92,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 152 \text{ Kg/cm}^2$ Verifié

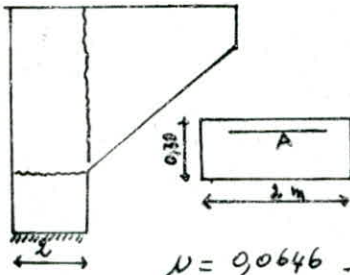
Suivant l'axe vertical:

$\nu = 0,025 \rightarrow E = 0,9765 ; k = 198 \Rightarrow A = 2,66 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2/m$

verification des contraintes: $\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = 0,9951 ; E = 0,9751 ; k = 196 \Rightarrow \sigma_a = 9420 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 127 \text{ Kg/cm}^2$

ETUDE DE LA SECTION D'ENCASTREMENT MUR SEMELLE

L'oreille est supposée totalement indépendante, le schéma de calcul est le suivant:



condition normale: Poussée des terres: $\frac{1}{2} \times 1,8 \times 5,10^2 \times 0,333 = 7,79 \text{ t/m}$

$M_p = 7,79 \times \frac{5,10}{3} = 73,24 \text{ t.m/m}$

Surcharge 1 t/m^2 : $\frac{1}{2} \times 1 \times 5,10 \times 0,333 = 0,84 \text{ t/m}$

$M_q = 1,44 \text{ t.m/m}$

$M_t = M_p + 1,8 M_q = 14,948 \text{ t.m/m}$

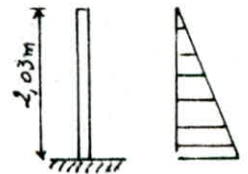
$\nu = 0,0646 \rightarrow E = 0,8952$; $k = 32,7 \rightarrow A = 22,08 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 8T20 = 25,13 \text{ cm}^2/\text{m}$

Verification des contraintes: $\bar{\omega} = 0,4654 \rightarrow E = 0,8965$; $k = 33,3 \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2457 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_a$; $\bar{\sigma}_b = 73,8 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_b$
Verifié

CALCUL DU MUR GARDE-GREVE

Le mur garde greve est supposé encastré dans le mur frontal, il est soumis à l'action des forces horizontales

- la poussée des terres
- la " des surcharges en arrière du mur
- l'effort de freinage.



EVALUATION DES EFFORTS:

Le moment dû à la poussée des terres: $M_p = F \cdot \frac{R}{3} = \frac{K_a \cdot \gamma \cdot h^3}{6} = 0,836 \text{ t.m/m}$

moment dû à la poussée des surcharges locales: il a été vérifié que l'effet le plus défavorable est produit par les 2 roues arrières (6t) de camions B_c accolés de telle façon que le rectangle d'impast soit en contact de la face arrière du mur garde greve. Les charges réelles (2 roues de 6t distantes de 0,5m) sont remplacées par une roue équivalente de $12t$ répartie sur un rectangle $(0,25 \times 0,75) \text{ m}^2$

$M_s = \frac{12K}{0,75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+h} dx$ avec $K = K_a \cdot \gamma \cdot b_c = 0,333 \times 1,2 \times 1 \times 1,1 = 0,440$
 $h = 2,03 \text{ m}$

$M_s = \frac{12 \times 0,440}{0,75+2 \times 2,03} \cdot \left[(h+0,25) \log\left(1 + \frac{x}{0,25}\right) - x \right]_0^h = 3,304 \text{ t.m/m}$

moment dû à la force de freinage: on considère l'essieu arrière d'un camion B_c au contact du mur garde greve. Compte tenu de l'écartement des roues et pour une hauteur courante du mur garde-greve on ne considèrera que l'effort dû à une seule roue de 6t

$M_f = 1,2 \cdot \frac{6h}{0,25+2h} = 3,396 \text{ t.m/m}$

Le moment total à l'encastrement $M = M_p + M_s + M_f = 7,628 \text{ t.m/m}$

Ferraillage du mur garde greve

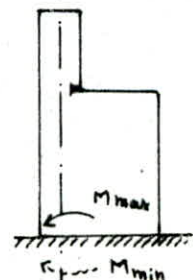
face arrière: $M_{max} = 7,628 \text{ t.m/m}$

$\nu = \frac{15 \times 7,628 \cdot 10^5}{8800 \times 100 \times 27} = 0,0560 \rightarrow E = 0,9016$; $k = 35,8$

$A = 11,19 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 5T20 = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}$

Verification des contraintes: $\bar{\omega} = 0,587 \rightarrow E = 0,8869$; $k = 29,2 \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2027 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_a$; $\bar{\sigma}_b = 69,44 \text{ Kg/cm}^2$

face avant: selon SETAA le moment dans le sens opposé est évalué à $M_{min} = 3,2 \text{ t.m/m}$; il sera adopté 5T12/m



CALCUL DE LA DALLE DE TRANSITION

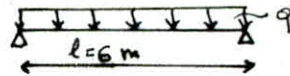
La dalle de transition a pour but d'éviter la dénivellation qui peut se produire entre la chaussée courante et le tablier du pont. Cette dénivellation est due au mauvais compactage du remblai derrière les murs de la cotée

La dalle choisie a pour longueur 7,20 m et pour largeur de 6,00 m pour une epaisseur de 0,30 m
 Calcul des efforts sur la dalle de transition:

- poids propre : $0,30 \times 2,5 \dots = 0,75 \text{ t/m}^2$
 - poids du remblai : $1,8 \times 0,5 \dots = 0,90 \text{ ''}$
 - surcharge sur remblai: $1,2 \times 1 \dots = 1,20 \text{ ''}$
- $q = 2,85 \text{ t/m}^2$

On prend une bande de 1m dans le sens transversal

$M = q \frac{l^2}{8} = 12,825 \text{ t/m} ; T = q \frac{l}{2} = 8,55 \text{ t/m}$



Ferraillage

$\mu = 0,0942 \rightarrow \epsilon = 0,8771 ; k = 25,7 \Rightarrow A = 19,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A = 7T20 = 21,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Verification des contraintes: $\bar{\sigma} = 0,7470 \rightarrow \epsilon = 0,8753 ; k = 25,1$

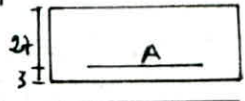
$\bar{\sigma}_a = 2630 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_a ; \bar{\sigma}'_b = 104,6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$ verifiee

Il sera dispose des armatures de repartition $A_r = \frac{A}{3} = 6,72 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_r = 5T14 = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Verification au cisaillement

$\bar{\tau}_s = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{8,55 \times 10^3}{100 \times \frac{2}{3} \times 21} = 3,62 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 7,3 \text{ Kg/cm}^2$

Le cisaillement est verifie, les armatures transversales ne sont pas necessaire



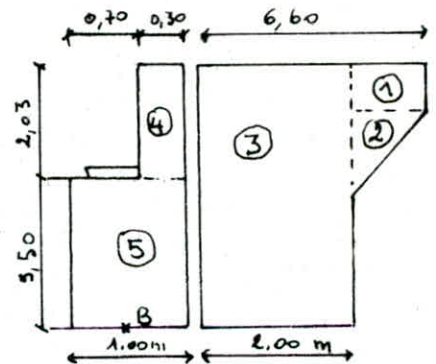
CALCUL DU MUR DE FRONT

Evaluation des efforts

a) culée à vif

Poids propre des differents elements:

- $Q_1 = 0,5 \times 4,6 \times 0,30 \times 2,5 \times \frac{1}{8,60} = 0,20 \text{ t/ml}$
- $Q_2 = \frac{4,6 \times 4,6}{2} \times 0,30 \times 2,5 \times \frac{1}{8,60} = 0,92 \text{ t/ml}$
- $Q_3 = 2 \times 7,53 \times 0,30 \times 2,5 \times \frac{1}{8,60} = 1,31 \text{ ''}$
- $Q_4 = 0,30 \times 2,03 \times 2,5 = 1,73 \text{ t/ml}$
- $Q_5 = 1 \times 5,50 \times 2,5 = 13,75 \text{ t/ml}$



Sollicitation	Calcul de l'effort	H (t/ml)	N (t/ml)	f (m)	M _B (t/m)
Poussée des terres	CN: $\frac{1}{2} \times 1,8 \times 7,53^2 \times 0,333$	16,99	-	2,51	42,64
	V↓+H: " $\times 0,420$	21,43	-		53,79
Poussée de la surcharge	CN: $1,2 \times 1 \times 7,53 \times 0,333$	3,00	-	3,765	11,29
	V↓+H: " $\times 0,420$	3,79	-		14,27
Q ₄	CN: 1,73	-	1,73	0,85	-0,61
	SV↓: " $\times 1,07$	-	2,94	"	-1,03
	SH: " $\times 0,10$	0,17	-	6,515	1,11
Mur en retour	SH: Q ₁ $\times 0,10 \times 2$	0,04	-	5,75	0,23
	SH: Q ₂ $\times 0,10 \times 2$	0,18	-	3,49	0,99
	SH: Q ₃ $\times 0,10 \times 2$	0,26	-	3,765	0,98
Q ₅	CN: -13,75	-	13,75	0	0
	SV↓: " $\times 1,07$	-	14,71	0	0
	SH: " $\times 0,1$	1,375	-	2,75	3,78

Les efforts sismiques verticaux des element du mur en retour n'ont pas été pris en compte car d'une part ibne sollicitent pas la section B, d'autre part les moments qu'ils induisent ne sont pas pris en compte

Les efforts tabulés donnent

CN: H = 19,99 t/m

N = 15,48 t/m

M = 53,32 t.m/m

S: H = 27,24 "

N = 17,65 "

M = 74,12 "

b) culée en service.

Sollicitations	N (t/m)	H (t/m)	ρ (m)	M_B (t.m/m)
Tablier	16,079	—	0,05	0,80
Surcharge (B _c)	12,751	—	0,05	0,63
Freinage	—	1,744	5,76	10,05
Total en CN	46,86	22,08	—	66,94
Total en CS	46,48	28,98	—	85,6

Ferraillage:

La section d'encastrement B se trouve sollicitée par l'effort vertical N et le moment de Flexion M. Le calcul du mur de Front se fera donc en Flexion composée

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{66,94}{46,86} = 1,43 \text{ m}$; l'effort de compression N est appliquée en dehors de la section

⇒ Section partiellement comprimée

$e_1 = e_0 + \frac{h_c}{2} - d = 1,43 + \frac{1,00}{2} - 0,05 = 1,88 \Rightarrow M' = N e_1 = 88,09 \text{ t.m/m}$

On prendra $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cm} = \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2675 \text{ Kg/cm}^2$ ($\phi > 20 \text{ mm}$)

$M_{rB} = \mu_{rB} \cdot b_0 h^2 \bar{\sigma}'_b$; $\bar{\sigma}'_b = 752 \text{ bars}$ } ⇒ abaque PERCHNET → $\mu_{rB} = 0,19 \Rightarrow M_{rB} = 260,64 \text{ t.m/m}$
 $F_{e640} \phi > 20$

$M' < M_{rB} \Rightarrow A' = 0$
 $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$

$\mu = \frac{h M'}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,011 \rightarrow \epsilon = 0,9531; k = 91,5 \rightarrow A_1 = 36,37 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A = 18,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$

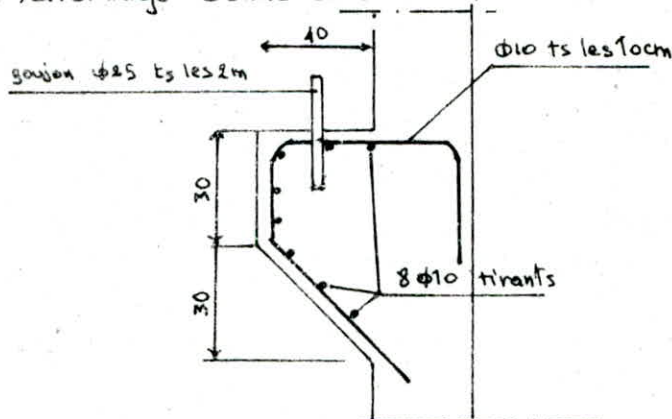
On choisit $A = 5\phi 25/\text{ml}$ pour la face intérieure

Dans le sens transversale $A_n = \frac{A}{3}$ on prend 5T14/ml (d'après SETRA)

pour la face extérieure on prévoit des armatures constructives 5T10/ml

FERRAILLAGE DU CORBEAU DE LA DALLE DE TRANSITION

Nous adopterons le ferraillage donné dans le bulletin SETRA.



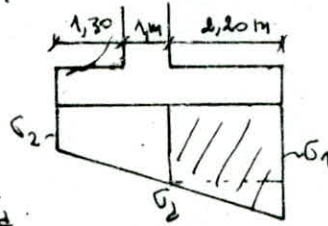
FONDATION

FONDATION SOUS CULEE

La culée sera fondée sur une semelle superficielle et ancrée à 2m dans le sol

$$\sigma_2 = 17,52 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 = 23,54 \text{ t/m}^2$$



Pour le Ferrailage de la semelle, on utilisera la méthode des consoles.

La contrainte au pied du mur frontal. σ_d .

$$\sigma_d = \sigma_2 + \frac{2,20}{4,50} (\sigma_1 - \sigma_2) = 20,60 \text{ t/m}^2$$

le moment $M_d = (\sigma_d \times 2,20 \times 1) \frac{2,20}{2} + [(\sigma_1 - \sigma_2) \frac{2,20 \times 1}{2}] \frac{2}{3} \times 2,20 = 54,595 \text{ t.m/m}$
 $M_d = 54,595 \text{ t.m/m}$

* les armatures longitudinales.

$$A = \frac{M_d}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = 24,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec } \xi = \frac{7}{9} h ; h = 100 - 5 = 95 \text{ cm.}; \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ Kg/cm}^2$$

on choisit des: 5HA25 par mètre lineaire, $e = 20 \text{ cm}$.

* les armatures transversales.

les bulletins SETRA recommande $A_r = \frac{A}{3} = 8,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 5HA16/m; $e = 20 \text{ cm}$

* Pour des raisons purement constructives, on prévoit des armatures superieures dans les 2 sens, 5T10/

Dans le cas où $h \gg \frac{B-b}{4}$, la verification au cisaillement n'est pas necessaire

$$h = 95 \text{ cm} > \frac{450 - 100}{4} = 87,5 \text{ cm. non necessaire.}$$

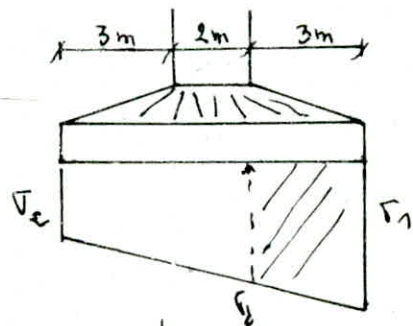
FONDATION SOUS LA PILE

La pile sera fondée sur une semelle superficielle et ancrée à 2m dans le sol

$$\sigma_1 = 22,25 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 7,56 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_d = \sigma_2 + \frac{5}{8} (\sigma_1 - \sigma_2) = 16,74 \text{ t/m}^2$$



Ferrailage de la semelle.

On ne peut pas utiliser la méthode des bielles

car on a $\sigma_1 - \sigma_2 > \frac{1}{2} \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$

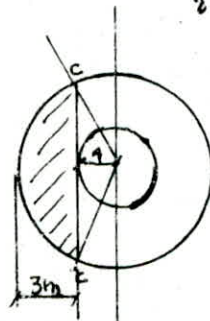
On utilise la méthode des consoles.

$$CC = 2 \sqrt{4^2 - 1^2} = 7,746 \text{ m}$$

$$S = 17,217 \text{ m}^2$$

$$M_d = \sigma_d \cdot S \cdot \frac{3}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) S}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 3 = 527,18 \text{ t.m.}$$

$$\text{d'où } A = \frac{M_d}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{527,18 \times 10^5}{\frac{7}{8} \times 145 \cdot 2667} = 159,80 \text{ cm}^2$$



Pour la repartition des armatures on utilisera la méthode de Charon

D) 3m :

• Pour la zone centrale

$$A_{sup} = A_{inf} = 0,30 \times 155,80 = 46,74 \text{ cm}^2$$

soit 10T25 = 49,09 cm² espacé de e

$$e = \frac{160}{10} = 16 \text{ cm}$$

• Pour la zone intermédiaire.

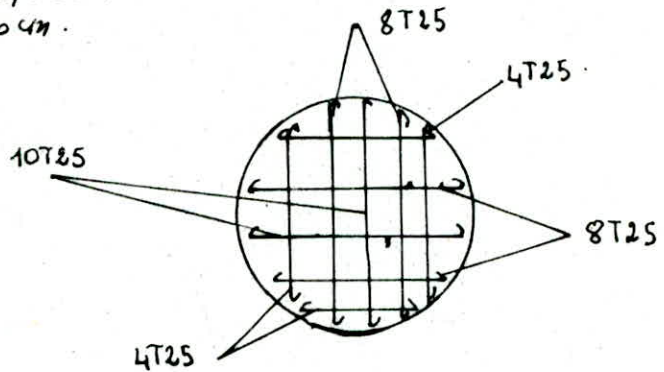
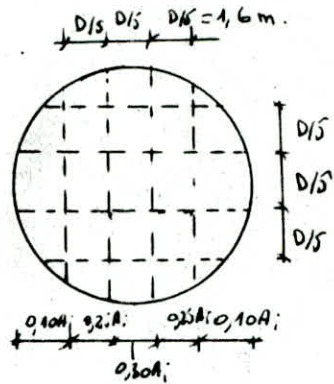
$$A_{sup} = A_{inf} = 0,25 \times 155,80 = 38,95 \text{ cm}^2$$

soit 8T25 = 39,27 cm² espacé de e = 20cm

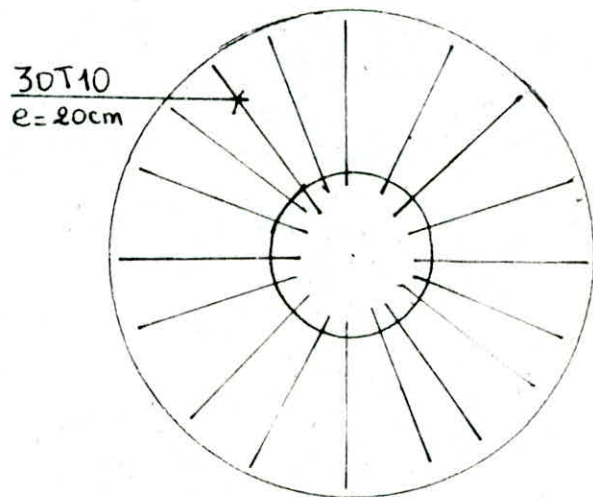
• Pour la zone latérale

$$A_{sup} = A_{inf} = 0,10 \times 155,80 = 15,58 \text{ cm}^2$$

soit 4T25 = 19,63 cm² e = 40cm.



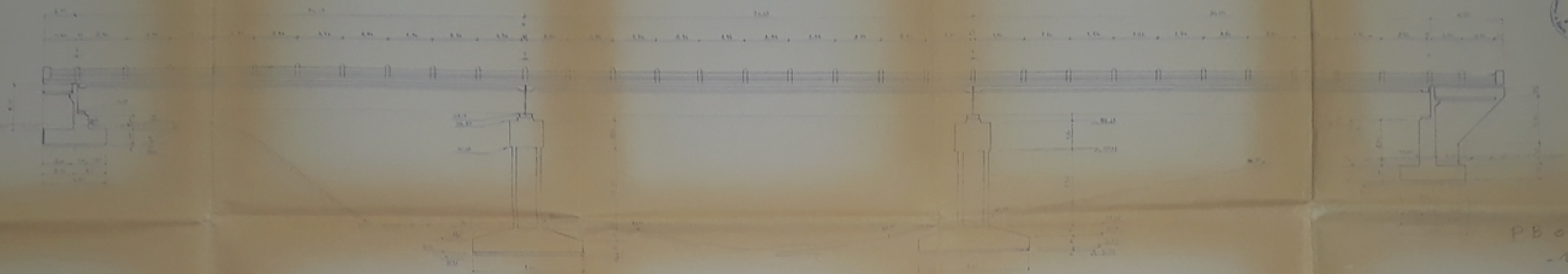
On prévoit des armatures supérieures pour des raisons constructives 30T10 espacés à la base du fût de 20cm.



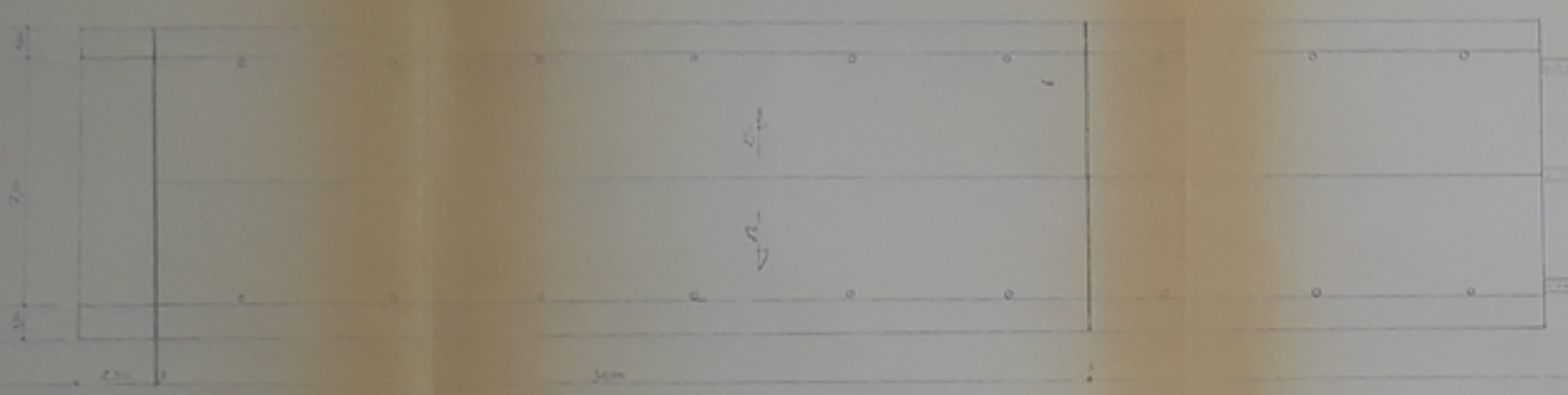
BIBLIOGRAPHIE

OUVRAGES	AUTEURS
- COURS ENP	
- CPC fascicule 61 titre II titre V	
- CCBA 68	
- Bulletins SETRA	SETRA
- Constructions métalliques tome I; II	F. CIOLINA
- Calcul pratique des sections en B.A	P. CHARON
- Fondations et ouvrage en terre	G. PHILIPPONNAT
- Cours pratique de mécanique des sols	J. COSTET
- Aide mémoire de B.A	DAVIDOVIC

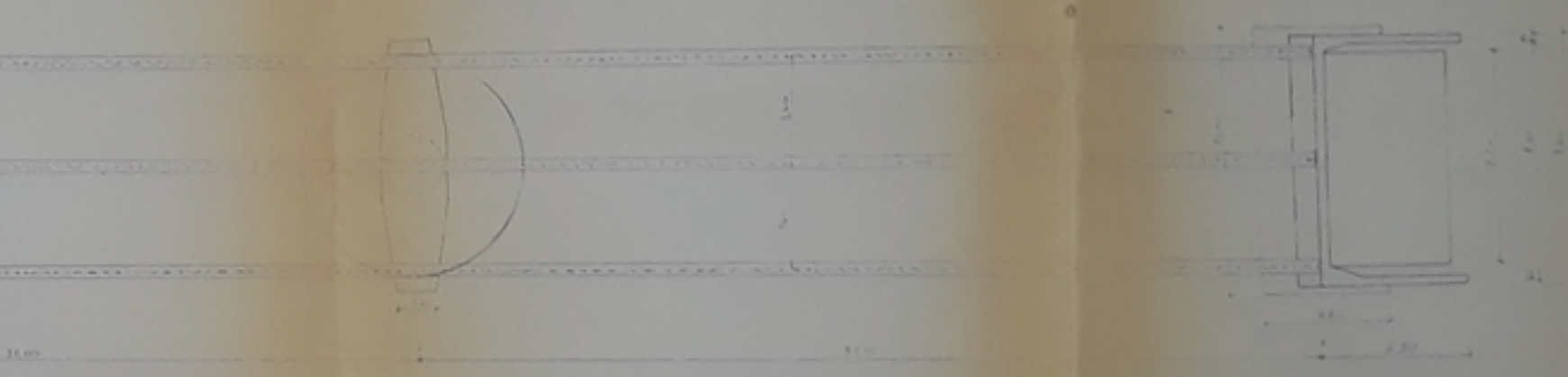
COUPE LONGITUDINALE



DEMI VUE EN PLAN



DEMI COUPE SOUS DALLE



DEMI VUE SUR CULEE

DEMI VUE SUR PILE



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT DE GENIE-CIVIL

PONT MIXTE

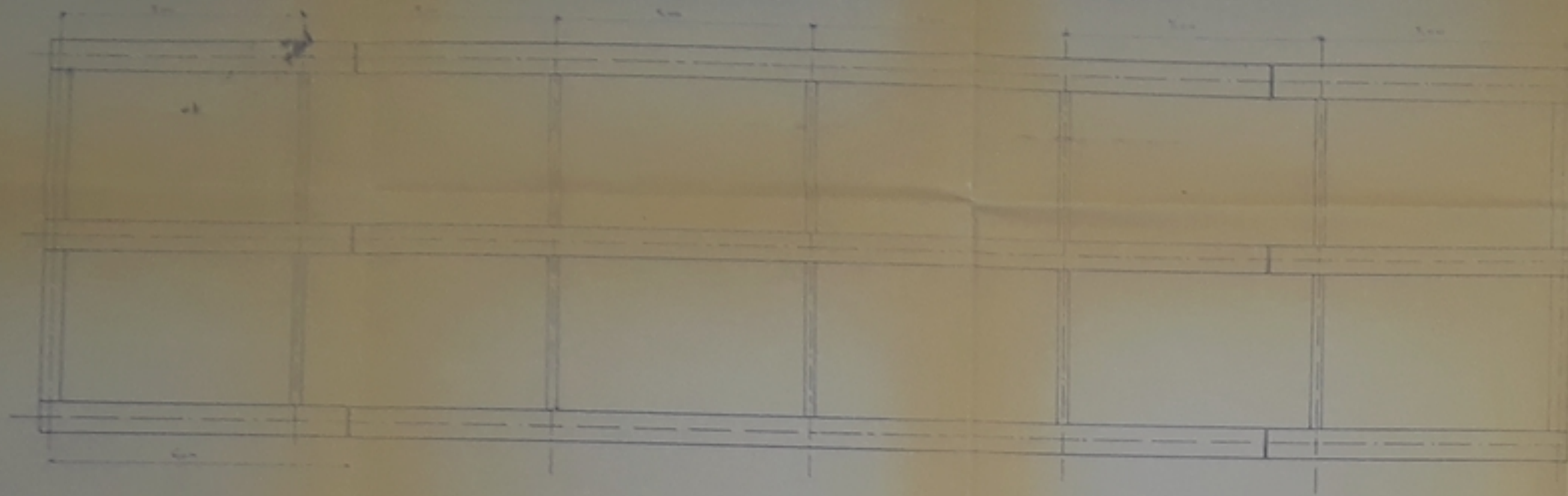
PLAN D'ENSEMBLE

Ech: 1/50 - 1/100

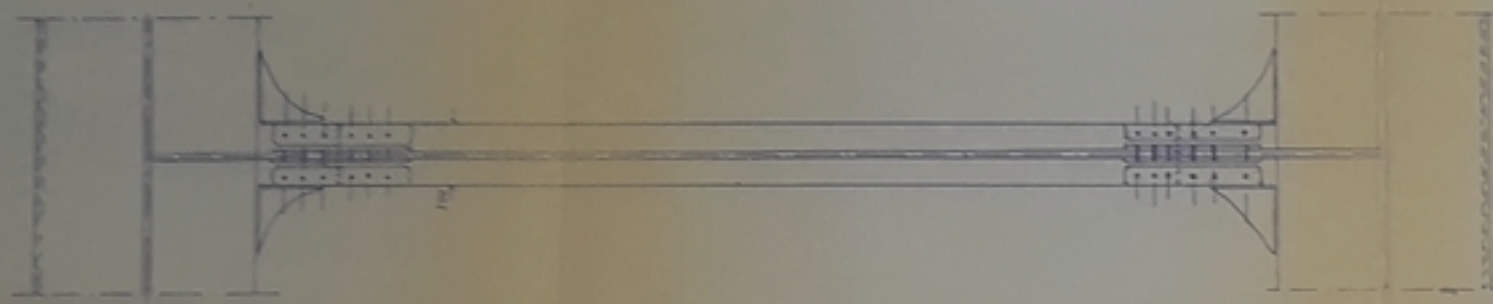
ETUDIANTS
GUERMAH DJAMEL
SADI CHERIF ABDELLAH

PROMOTEUR: Mr ZOUKH

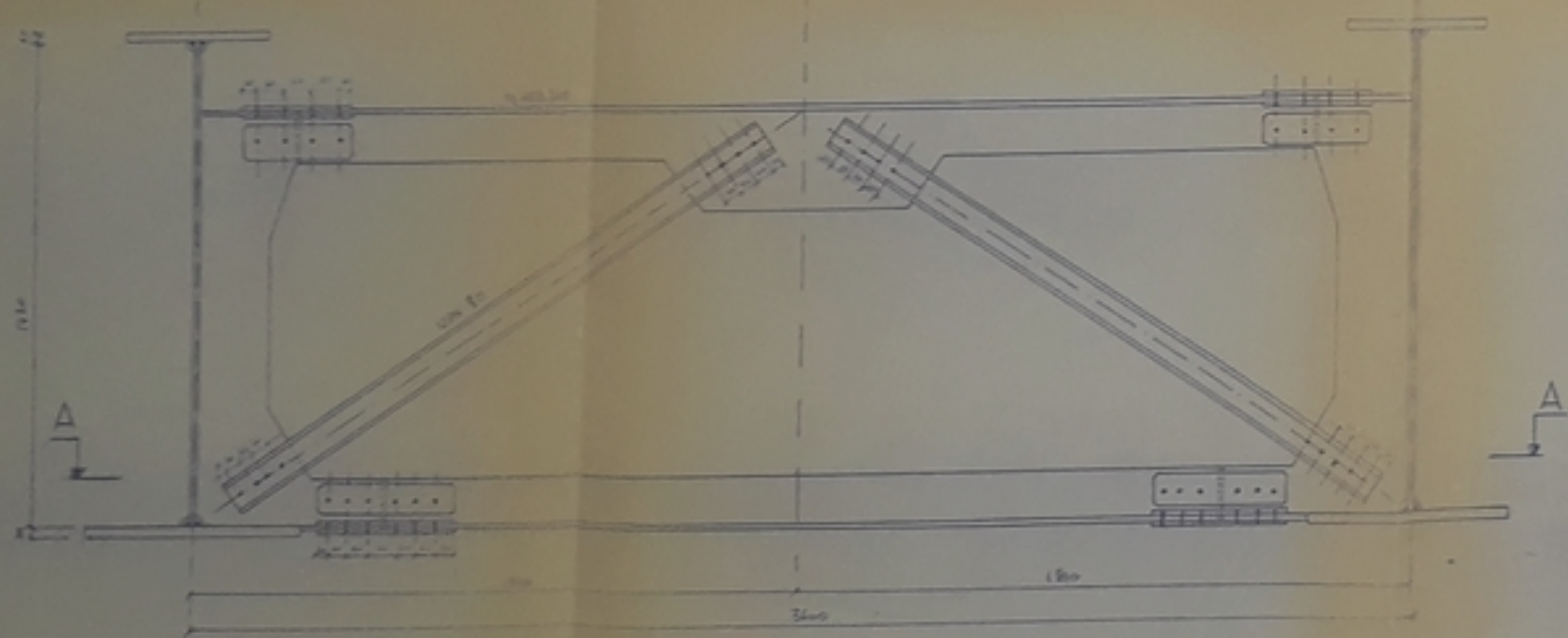
VUE EN PLAN



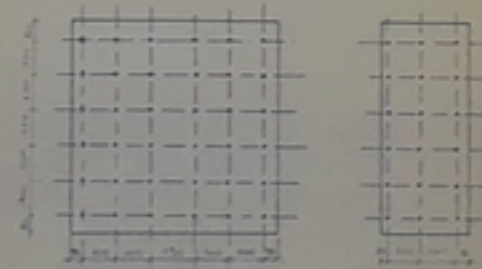
COUPE A-A



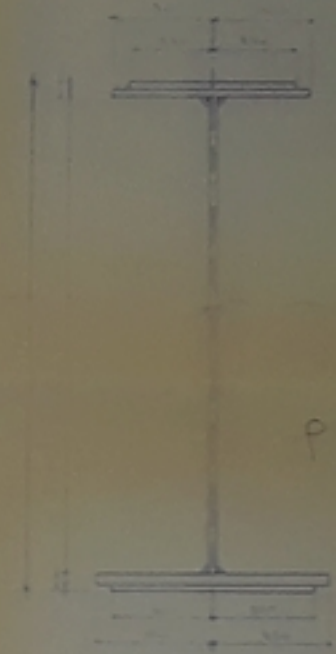
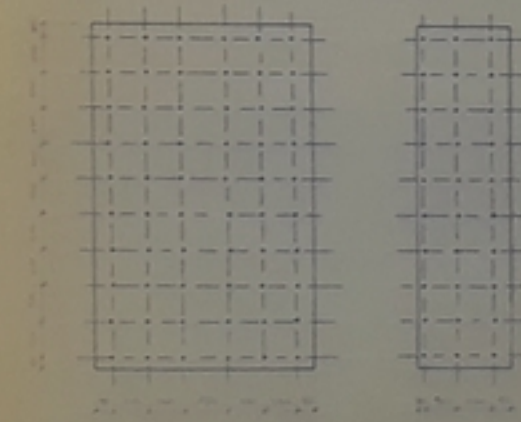
ENTRETOISE INTERMEDIAIRE



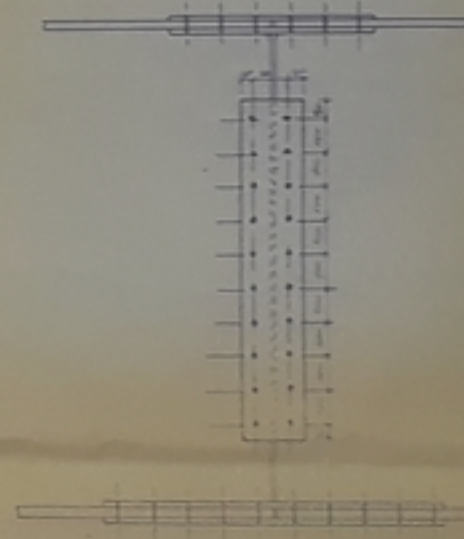
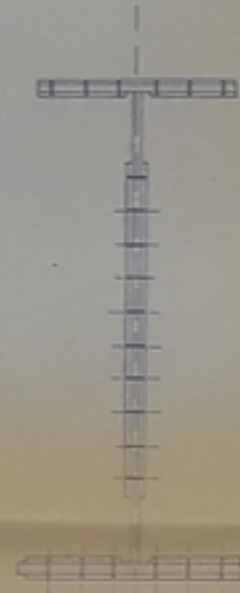
couvre joint semelle sup



couvre joint semelle inf



POUTRES PRINCIPALES PRS



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PONT MIXTE

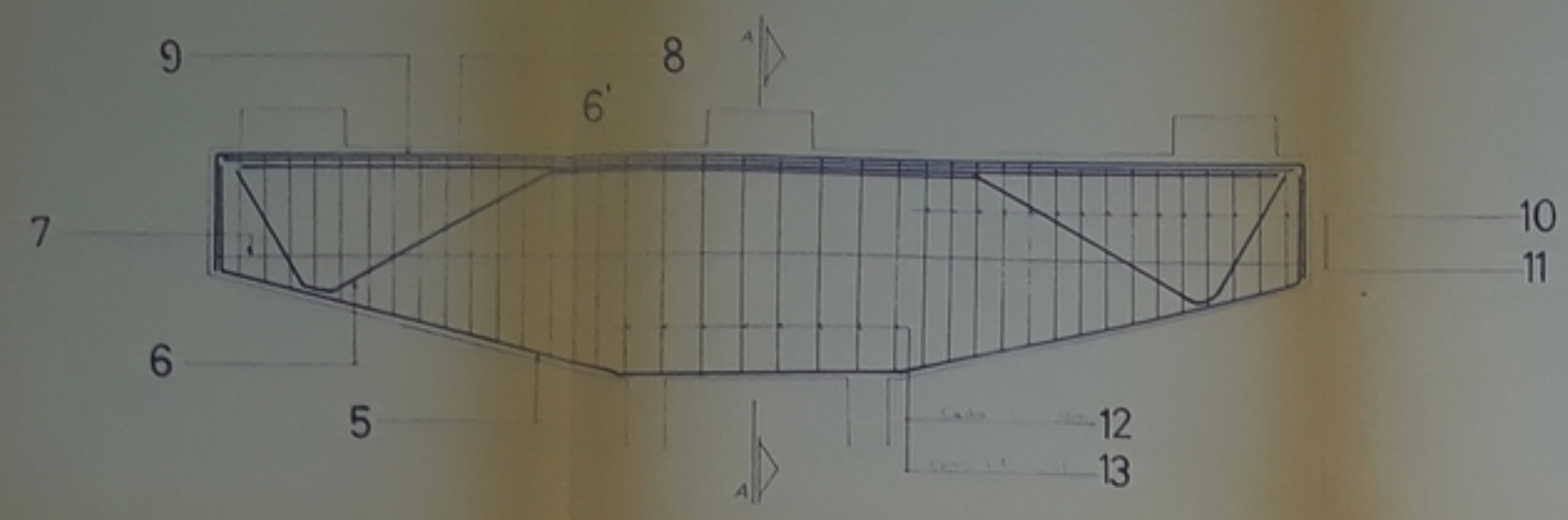
ASSEMBLAGES

Ech: 1/10 - 1/50

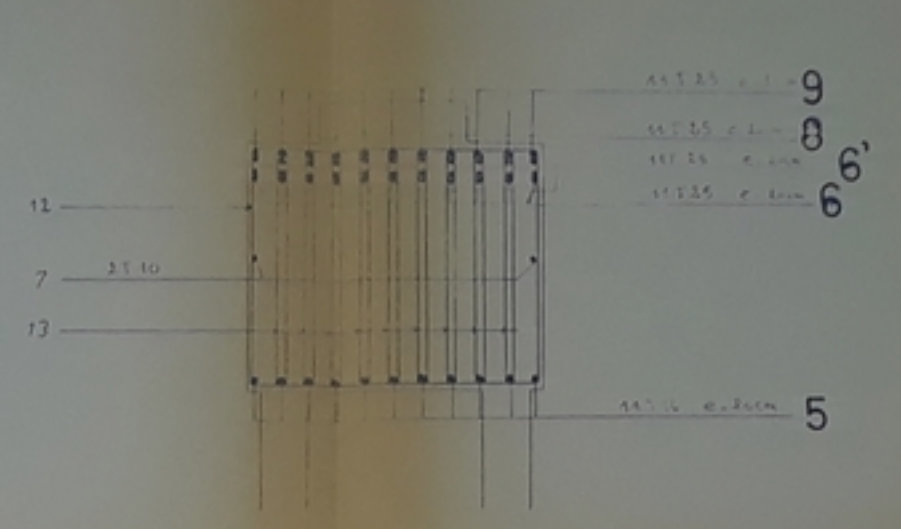
ETUDIANTS:
GUERMAH DJAMEL
SADI CHERIF ABDELLAH

PROMOTEUR: Mr ZOUKH

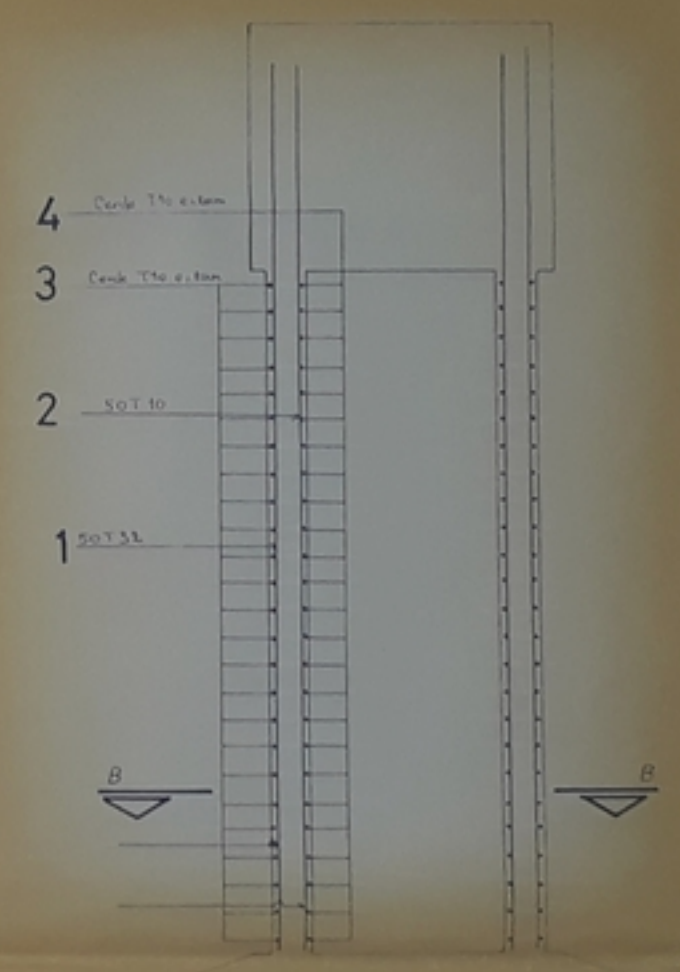
ELEVATION CHEVETRE



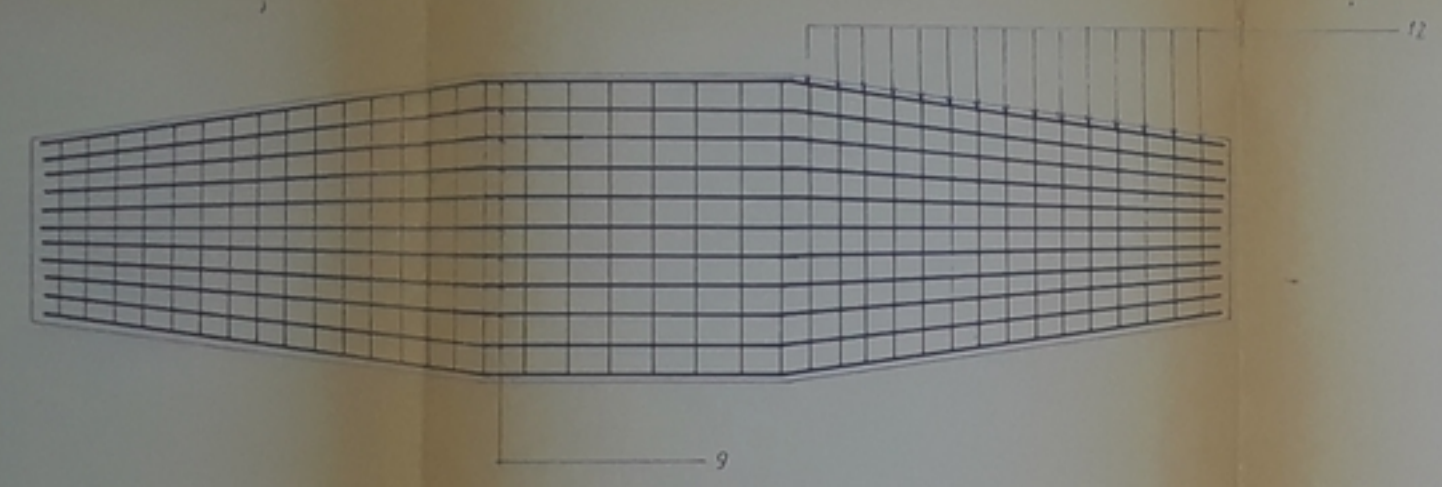
COUPE A. A



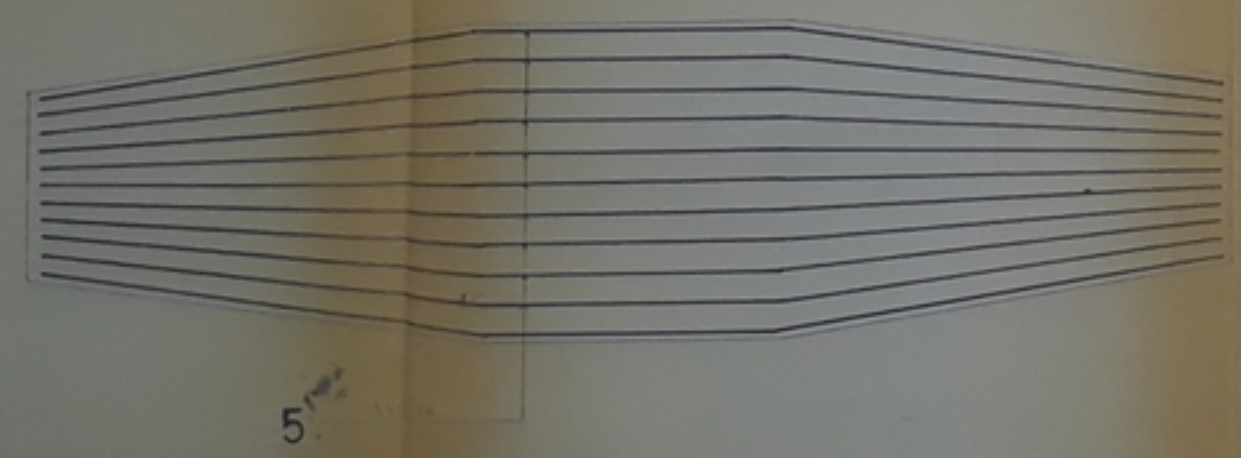
FUT



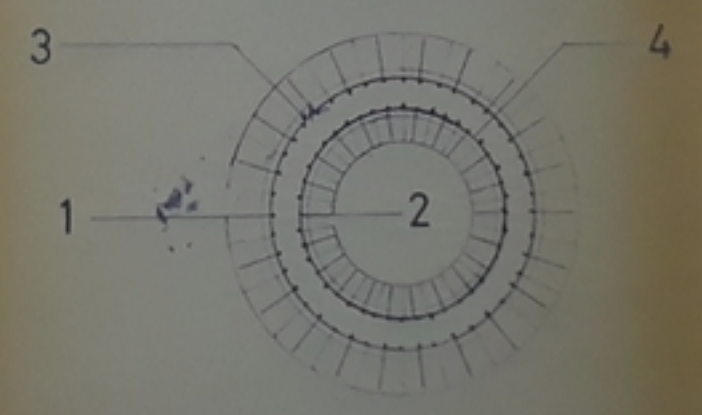
NAPPE SUPERIEURE



NAPPE INTERIEURE



COUPE B. B



PB 011 82
-3-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PONT MIXTE

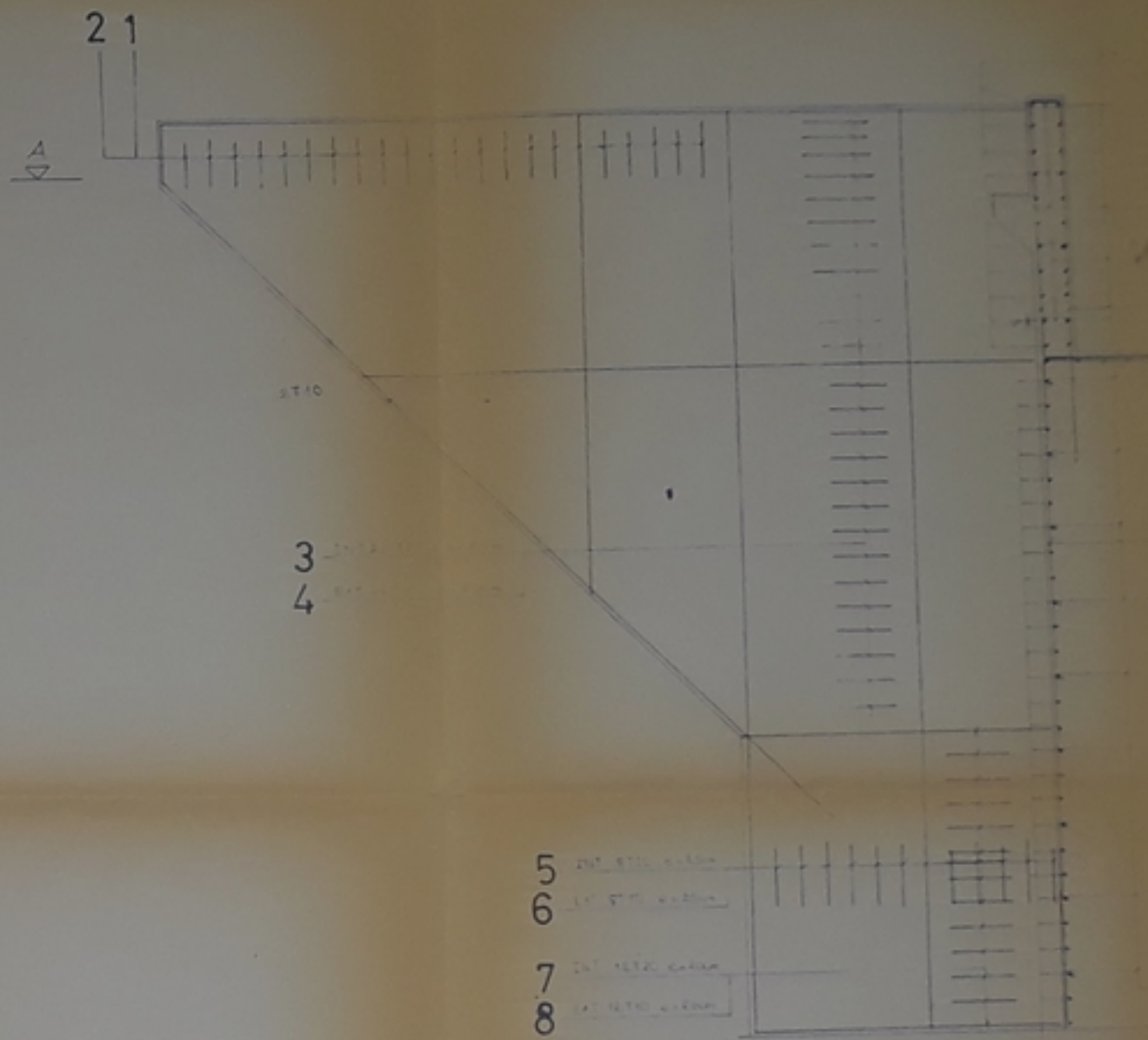
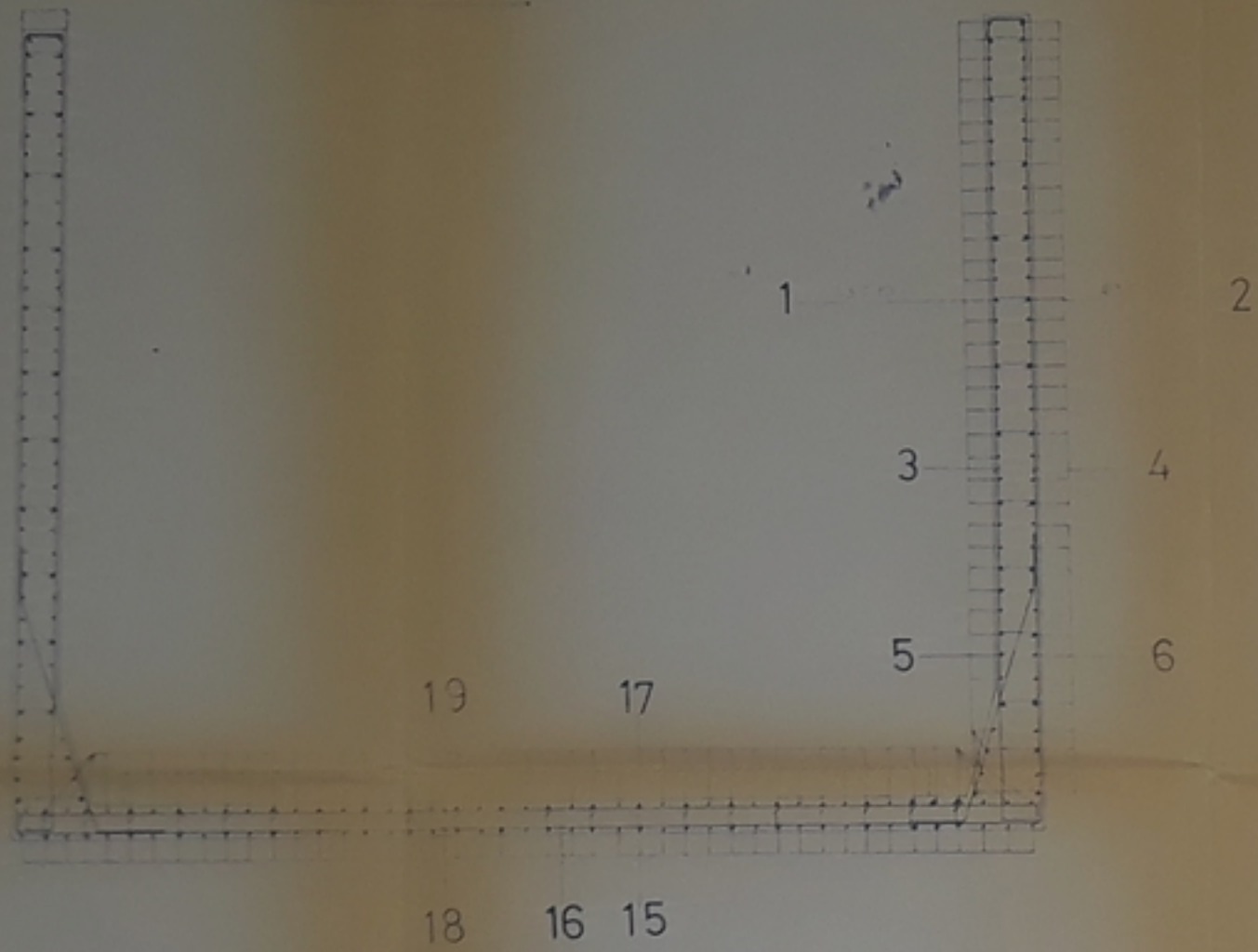
FERRAILLAGE DE LA PILE

Ech: 1/25

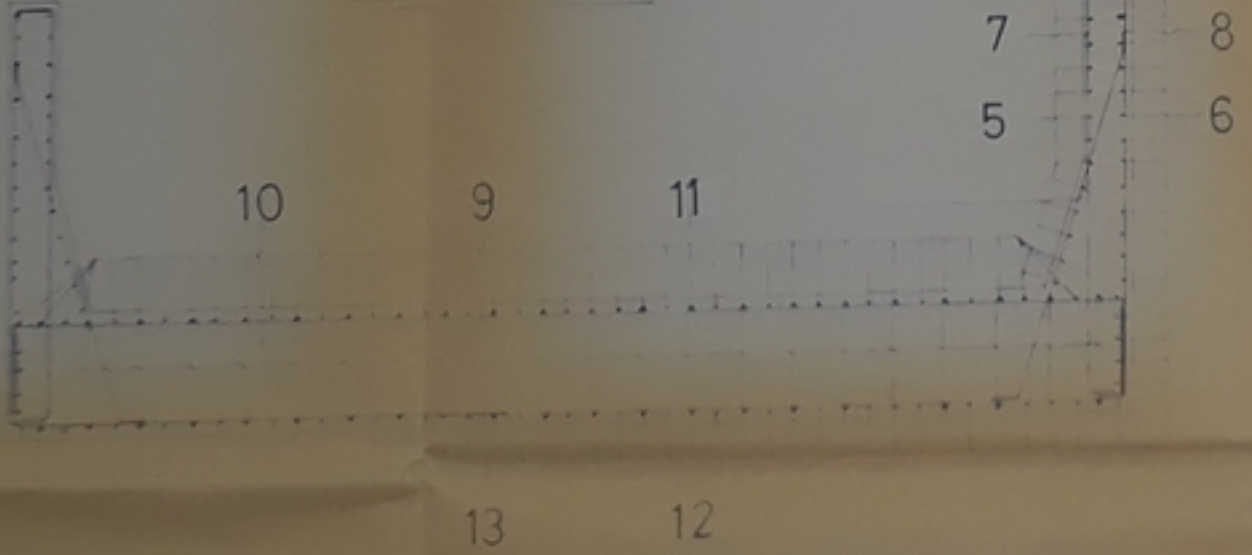
ETUDIANTS:
GUERMAH DJAMEL
SADI CHERIF ABDELLAH

PROMOTEUR: Mr ZOUKH

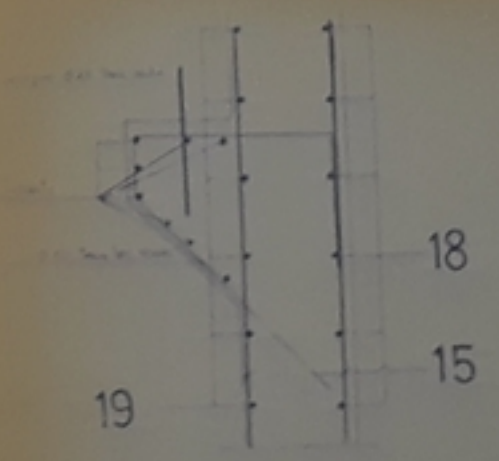
-COUPE AA-



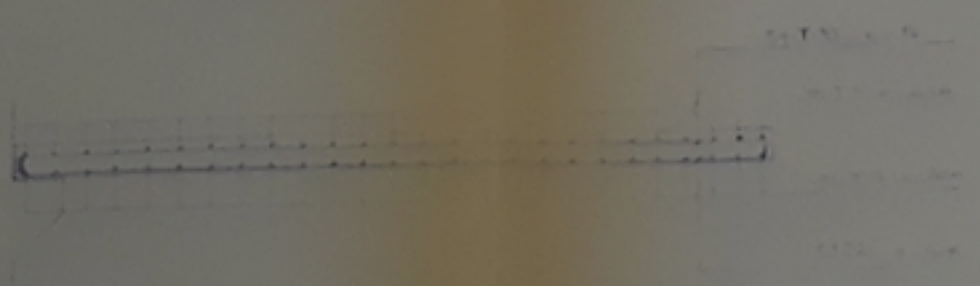
-COUPE BB-



-DETAIL CORBEAU-



DALLE DE TRANSITION



19
18
17
16
15
14
13
12
11

PB 01/80
-4-

10
9

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT DE GENIE-CIVIL

PONT MIXTE

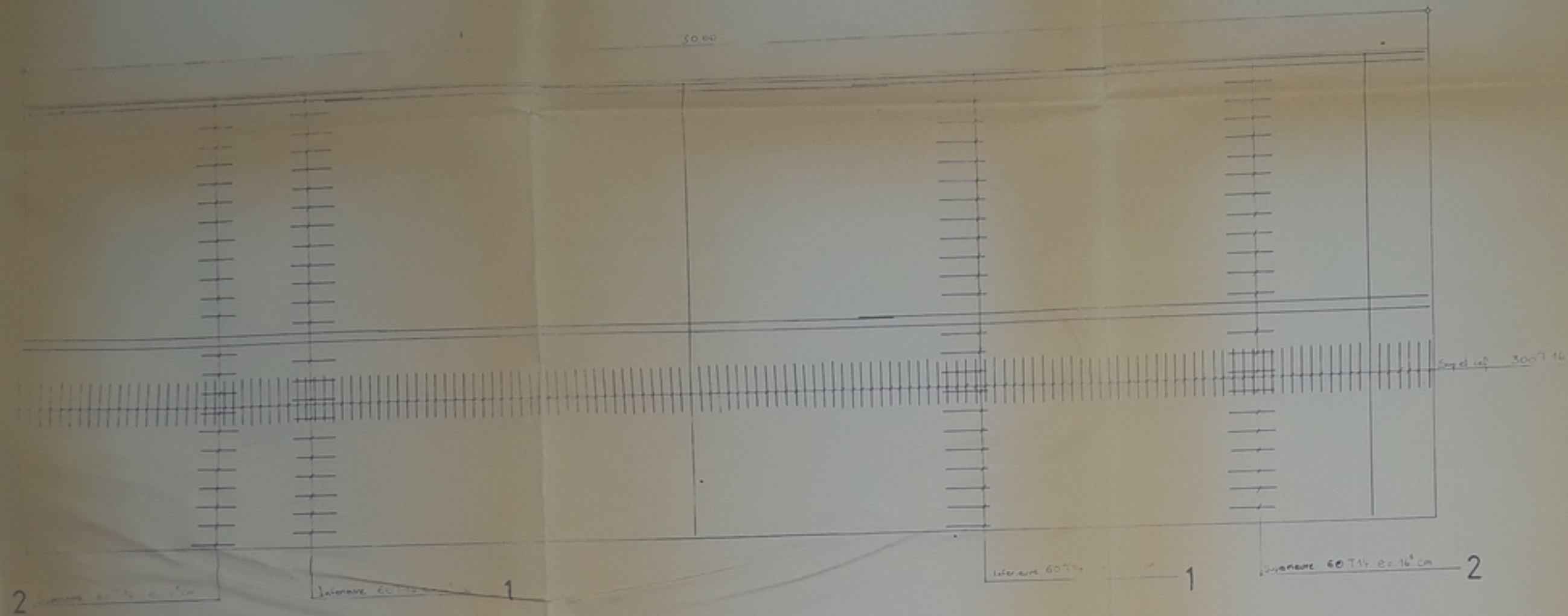
FERRAILLAGE DE LA CULEE

Ech. 1/10 - 1/25 - 1/30

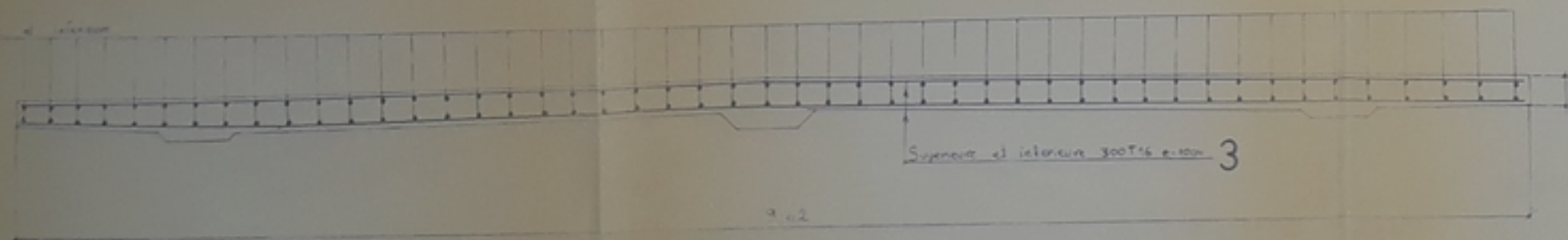
ETUDIANTS:
GUERMAH DJAMEL
SADI CHERIF ABDELLAH

PROMOTEUR: Mr ZOUKH

NAPPES INFÉRIEURE ET SUPÉRIEURE



COUPE TRANSVERSALE



PB 011 88
- 5 -



ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DÉPARTEMENT DE GENIE-CIVIL

PONT MIXTE

FERRAILLAGE DE LA DALLE

Ech: 1/20 - 1/50

ÉTUDIANTS:

GUERMAH DJAMEL
SADI CHERIF ABDELLA

PROMOTEUR: Mr ZOUKH



