7/87

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

2 ex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

2 ex Sans planches

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UN PONT DALLE EN BETON PRECONTRAINT

7 PLANCHES

Proposé par : S. A. E. T. I.

Etudié par : M. M. ATIK M., KESSAI L.

Dirigé par : M. ZOUKH

Promotion Janvier 1987

بسم الله الرحمن الرحيم

" سبحانك لا علم لنا إلا ما
علمتنا إنك أنت العليم الحكيم "

" اللهم علمنا ما ينفعنا وانفعنا
بما علمتنا وزدنا علما "

Remerciements

En premier lieu nous tenons à exprimer nos remerciements les plus sincères à l'égard de tous les enseignants ayant contribué à notre formation.

Notre profonde gratitude va à notre promoteur monsieur ZOUKH pour tout son aide et conseils ainsi qu'à tout le personnel de la S.A.E.T.I et en particulier Mr TALBAA, Mr TOUATI et la documentaliste pour tout l'aide apportée pour la réalisation à bien de notre projet.

DEDICACES

Je dédie ce travail modestement accompli à ma mère et à la mémoire de mon père pour tous les sacrifices consentis à mon égard.
Egalement, à tous mes frères et soeur ainsi qu'à tous mes amis (es)

Mohamed

Je dédie ce travail modestement accompli à mes parents pour tous leurs sacrifices consentis à mon égard.
Egalement, à mon frère et soeurs ainsi qu'à tous mes amis (es)

Abdelhafid

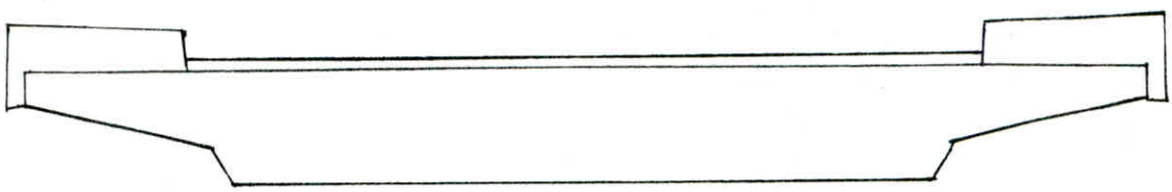
SOMMAIRE

PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

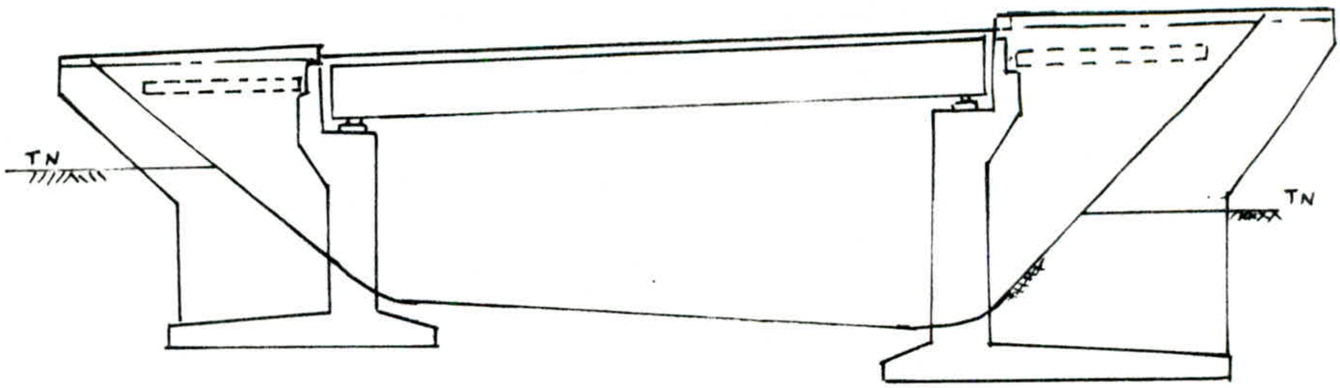
A_ PRESENTATION DE L'OUVRAGE

l'ouvrage d'art proposé par la S.A.E.T.I entre dans le cadre de l'étude de la pénétrante des annassers nord.

Concernant les caractéristiques essentielles de cet ouvrage, celui-ci est un pont dalle en béton précontraint à une seule travée donc isostatique. Il présente en outre un biais géométrique de 75,7311 grd (68°,16), transversalement ce pont à une largeur de 14,55 m et comporte deux (02) encorbellement de 2,40m chacun supportant deux (02) trottoirs de 2,50m chacun. La largeur de la chaussée est de 10,25m, la longueur biaise du pont est 25,543m



Coupe transversale



Coupe Longitudinale

B_ HYPOTHESE ET PRINCIPE DES PONTS DALLE A LARGE ENCORBELLEMENT

Pour de telles structures, il convient de faire une distinction entre les parties en encor ment et la nervure centrale que nous appellerons dalle centrale. Nous considérons par aille les encorbellement ont pour origine la première discontinuité sur l'intrados ainsi nous pou considérer que:

• les encorbellements travaillent comme des consoles encastrés dans la dalle centrale, il est don de connaître, dans les sections d'encastrement, les moments fléchissants et les efforts tranchants produi[ts] par les charges et surcharges placées sur les encorbellements

- La dalle centrale, supposée indépendante des encorbellements, fonctionne comme une dalle isotrope pour laquelle la méthode de M.M GUYON et MASSONNET est applicable

1) Dimensionnement de la dalle à encorbellement (conforme au PSI-DP. 69)

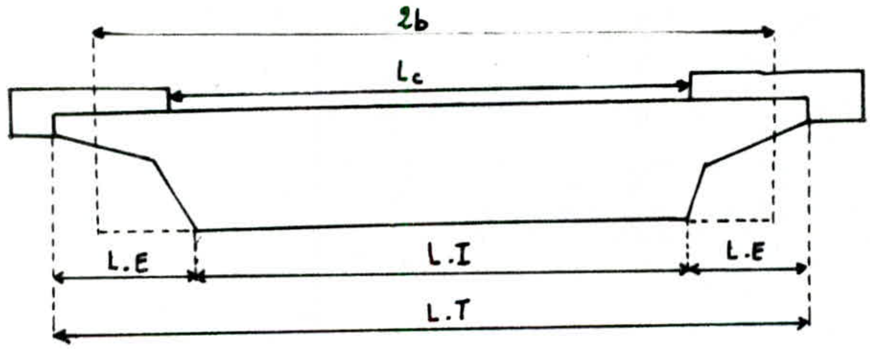
Nous allons substituer à la dalle avec encorbellement, la dalle équivalente de section rectangulaire de même hauteur que la dalle centrale et présentant la même inertie de fléxion que l'ensemble de la structure étudiée.

La largeur (2b) de la dalle équivalente est donnée par : $2b = \frac{12\, I_x}{h^3}$ avec : $\begin{cases} h : \text{hauteur de la dalle centrale} \\ I_x : \text{inertie totale de la structure} \end{cases}$

on a : $I_x = 1,697\ m^4$ $\qquad S = 13,770\ m^2$

$h = 1,20\ m$ $\qquad Y_G = 0,653\ m \longrightarrow \begin{cases} V_s = 0,547\ m \text{ (fibre supérieure)} \\ V_i = 0,653\ m \text{ (fibre inférieure)} \end{cases}$

d'où on tire : $2b = 11,785\ m$



L.I : largeur de l'intrados (nervure)

L.C : largeur chargeable

L.T : largeur totale utile de l'ouvrage

2b : largeur de la dalle rectangulaire équivalente.

Les encorbellements doivent satisfaire aux critères suivants :

- La largeur de la nervure est supérieure à la moitié de la largeur utile totale de l'ouvrage $LI > 0,5LT$
- La largeur droite de l'encorbellement le plus important n'excède pas 1/5 de la portée biaise déterminante $LE < 0,20L$
- La dalle rectangulaire équivalente élargie de 5% de chaque côté recouvrira entièrement la largeur surchargeable de la voie portée $2b \times 1,10 > Lc$

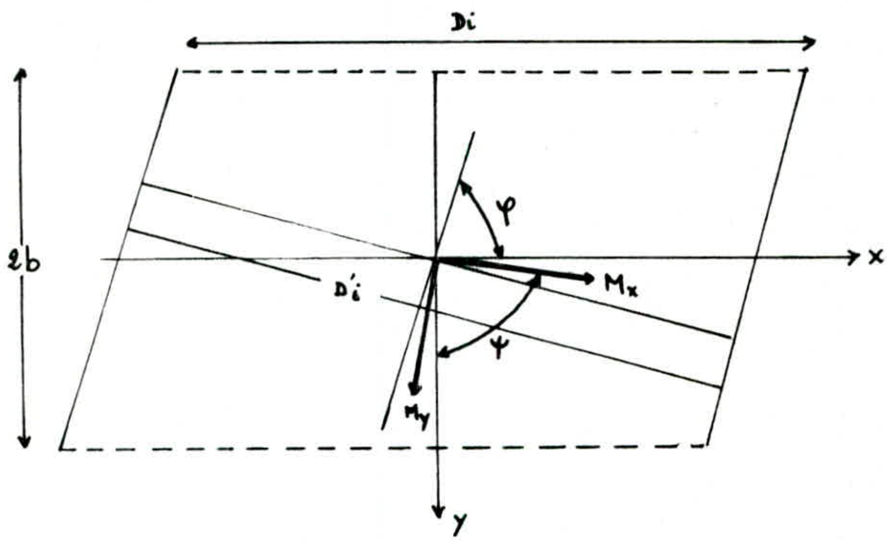
Vérification de ces conditions

$L = 25{,}543\ m$; $L_c = 10{,}25m$; $LI = 9{,}75m$; $LE = 2{,}40m$; $LT = 14{,}55m$; $2b = 11{,}785m$

- $LI = 9{,}75m > 0{,}5\,LT = 0{,}5 \times 14{,}55 = 7{,}275m$ $\longrightarrow$ c'est vérifié
- $LE = 2{,}40m < 0{,}20L = 0{,}2 \times 25{,}543 = 5{,}109m$ $\longrightarrow$ c'est vérifié
- $2b \times 1{,}10 = 11{,}785 \times 1{,}10 = 12{,}964\ m > L_c = 10{,}25m$ $\longrightarrow$ c'est vérifié

2) Etude du biais

- Biais géométrique φ : c'est l'angle que fait l'axe longitudinal du pont avec la largeur biaise ; $\varphi = 75{,}731\ grd$
- Biais mécanique ψ : c'est l'angle que fait la largeur droite avec la direction du moment principal



Relation entre le biais géométrique et mécanique

$\psi = \varphi$ ---------------- pour $\eta < 0{,}5$

$\psi = \varphi + \dfrac{\eta - 0{,}5}{2{,}2}(100 - \varphi)$ ------ pour $0{,}5 \leq \eta \leq 2{,}7$

$\psi = 100$ ---------------- pour $\eta > 2{,}7$

avec $\eta = \dfrac{\text{Portée droite}}{\text{largeur droite}} = \dfrac{D_i \sin\varphi}{2b}$

Dans notre cas on a : $\left.\begin{array}{l}\varphi = 75{,}731\ grd \\ D_i = 25{,}543\ m \\ 2b = 11{,}785\ m\end{array}\right\} \longrightarrow \eta = 2{,}011$

on a donc : $0{,}5 < \eta < 2{,}7 \longrightarrow \psi = \varphi + \dfrac{\eta - 0{,}5}{2{,}2}(100 - \varphi) \Longrightarrow \psi = 92{,}399\ grd$

C_ CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

I. Béton Armé

1) béton :

Le béton est dosé à $450 kg/m^3$ en ciment C.P.A 325 avec un contrôle strict. La résistance nominale de compression à 28 jours est $\sigma'_n = 350$ bars pour la dalle et $\sigma'_n = 270$ bars pour les culées. Dans le cas de la traction on a : $\sigma_n = 7 + \frac{6}{100}\sigma'_n$ donc on a, $\sigma_n = 28$ bars pour la dalle et $\sigma_n = 23,2$ bars pour les culées

2) Contrainte de compression admissible (Art 9.4 CCBA 68)

$\sigma'_b = f'_b \sigma'_n$ avec $f'_b = \alpha\beta\gamma\delta\varepsilon$

(*) $\alpha = 1$ dépend de la classe du ciment utilisé (C.P.A. 325)

(*) $\beta = 1$ dépend de l'efficacité du contrôle (strict)

(*) $\gamma = 1$ dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats (grosseur des granulats ($g = 5/15$ mm)

(*) δ dépend de la nature de la sollicitation

- compression simple $\longrightarrow \delta = 0,3$
- flexion simple $\longrightarrow \delta = 0,6$
- flexion composée $\longrightarrow \delta = 0,6$ si l'effort normal est une traction

$\longrightarrow \delta = \begin{cases} 0,30\left(1+\frac{e_0}{3e_1}\right) & \text{si } \delta < 0,6 \\ 0,6 & \text{si } \delta \geq 0,6 \end{cases}$ si l'effort normal est une compression

où e_0 : excentricité de la force extérieure dans le plan radial passant par le centre de la section du béton seul

e_1 : rayon vecteur de même signe que e_0, du noyau central situé dans le même plan radial

(*) $\varepsilon = 1 \longrightarrow$ Section rectangulaire soumise à la flexion simple ou la compression simple

- Contraintes admissibles en compression simple

dalle : $\bar{\sigma}'_{b_0} = \alpha.\beta.\gamma.\delta.\varepsilon\sigma'_{28} = 1.1.1.0,3.1.350 = 105$ bars

culées : $\bar{\sigma}'_{b_0} = \alpha.\beta.\gamma.\delta.\varepsilon.\sigma'_{28} = 1.1.1.0,3.1.270 = 81$ bars

- Contraintes admissibles en flexion simple

Dalle : $\bar{\sigma}'_b = \alpha.\beta.\gamma.\delta.\varepsilon.\sigma'_{28} = 1.1.1.0,6.1.350 = 210$ bars

culées : $\bar{\sigma}'_b = \alpha.\beta.\gamma.\delta.\varepsilon.\sigma'_{28} = 1.1.1.0,6.1.270 = 162$ bars

b) Contraintes admissibles en traction

$\bar{\sigma}_b = f_b \sigma'_{28}$ avec $f_b = \alpha.\beta.\gamma.\theta$

α, β, γ ayant les mêmes significations et valeurs que précédement et θ est lié à la résistance nominale du bèton par la formule $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$ (sollicitation du 1[er] genre)

Pour la dalle $\longrightarrow$ $\theta = 0,024$ $\Longrightarrow$ $\bar{\sigma}_b = 1.1.1.\,0,024.\,350 = 8,4$ bars

Pour les culées $\longrightarrow$ $\theta = 0,026$ $\Longrightarrow$ $\bar{\sigma}_b = 1.1.1.\,0,026.\,270 = 6,96$ bars

2) Aciers

Aciers longitudinaux et transversaux : armatures à hautes adhérence $\longrightarrow$ Acier $F_e E 40A$

$$F_eE40A \longrightarrow \sigma_{en} = \sigma'_{en} = \begin{cases} 4120 \text{ bars} \\ 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \text{Pour } \phi \leq 20 \qquad \begin{cases} 3920 \text{ bars} \\ 4000 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \text{Pour } \phi > 20$$

- Contrainte de traction imposé par la condition de fissuration (Art 49.22 CCBA 68)

La valeur maximale de la contrainte de traction est limitée à la plus grande des valeurs suivantes exprimées en bars

$$\sigma_1 = k\frac{\eta}{\phi}\,\frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} \quad \text{contrainte de fissuration systématique}$$

$$\sigma_2 = 2,4\sqrt{\frac{\eta}{\phi}k.\bar{\sigma}_b} \quad \text{contrainte de fissuration accidentelle}$$

$\eta = 1,6$ ------------- coefficient de fissuration pour les armatures H.A

$k = 1.10^6$ ---------- pour une fissuration préjudiciable

ϕ ------------- diamètre nominal exprimé en mm de la plus grosse des barres tendues

$\bar{\omega}_f$ ------------- pourcentage de fissuration défini par : $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} ; \frac{\text{section des armatures tendues}}{\text{Aire de la section d'enrobage}}$

$\bar{\sigma}_b$ ------------- contrainte de traction de référence du bèton

pour limiter la fissuration on doit avoir $\bar{\sigma}_a \leq \min\begin{cases} 2/3\,\sigma_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$

II Bèton Précontraint

1) introduction

Les constructions précontraintes sont des constructions soumises à un système d'efforts permanents crée artificiellement dans le but de déterminer des contraintes permanentes qui, composées avec les contraintes dûes aux charges permanentes et surcharges, engendrent des contraintes totales comprises entre les limites que le matériau peut supporter indéfiniment en toute sécurité.

2) caractéristiques du béton

a) résistances nominales

A la compression : $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 350$ bars

A la traction : $\sigma_n = \sigma_{28} = 28$ bars

b) contraintes admissibles

(*) contraintes de compression admissible en service : Elle est fixée au 42% de la résistance nominale à 28 jours

$\bar{\sigma}' = 0{,}42\sigma'_n = 147$ bars

(*) Contraintes de compression admissible en période de construction : Elle est fixée au 55% de la résistance nominale atteinte à ce même jour j $\quad \bar{\sigma}'_j = 0{,}55\sigma'_j$

pour un âge supérieur à 28 jours, on adoptera pour σ_j, la valeur de résistance à 28 jours $\bar{\sigma}' = 0{,}55\sigma'_n = 192{,}5$ bars

(*) contrainte de traction admissible : $\bar{\sigma}_b = 0$ (nous n'admettrons aucune traction dans le béton le béton est supposé non fissuré)

3) Modules de déformation du béton

(*) module de déformation instantané : $E_i = 21000\sqrt{\sigma'_j} = 21.000\sqrt{350} = 392874$ bars

(*) module de déformation différée : $E_v = \frac{1}{3} E_i = 7000\sqrt{\sigma'_j} = 130958$ bars

4) Caractéristiques des armatures de précontraintes

Les cables utilisés sont du type 7T15 DYWIDAG TBR III tirés deux deux extrémités (actif - actif)

- Section utile d'un câble ---------- $\omega = 9{,}73$ cm²
- Contrainte de rupture garantie ---------- $R_G = 18\,000$ kg/cm²
- Contrainte caractéristique de déformation garantie ---------- $T_G = 16\,000$ kg/cm²
- Module d'élasticité ---------- $E_a = 2.10^6$ kg/cm²
- Diamètre intérieur de la gaine d'un câble ---------- $\phi_i = 6$ cm
- Diamètre extérieur de la gaine d'un câble ---------- $\phi_e = 6{,}7$ cm
- Coefficient de frottement ---------- $f = 0{,}2$
- Perte de tension relative par mètre ---------- $\varphi = 0{,}0016$ rd/m
- Perte par blocage d'ancrage ---------- $g = 7$ mm
- Relaxation à 1000h ---------- $\rho_{1000} = 0{,}03$
- Relaxation à 3000h ---------- $\rho_{3000} = 0{,}035$

Les moments fléchissants sont calculés sous l'effet de :

- la charge permanente
- Surcharge A et B } selon fascicule n° 61 titre II
- Surcharge M_c 120 }

A. CHARGE PERMANENTE

Le poids propre au mètre linéaire pour toute la dalle

- Dalle : $S_{totale} \times \rho_b = \left[(10,05 \times 1,20) - 2 . \frac{1}{2} 0,15 \times 0,6 + 2 \frac{0,2+0,6}{2} \times 2 \times 25\right] 2,5 =$ ----- 34,425 t/ml
- Revêtement et chape : $(0,08 \times 10,25) 2 \times 2 =$ ---------------------- 1,804 t/ml
- trottoirs : $\left[2\left[\frac{0,35+0,28}{2} \times 2,50 + 0,35 \times 0,20\right] - 2\pi \frac{0,1^2}{4}\right] 2,5 =$ ------------- 4,25 t/ml
- Garde corps : $0,10 \times 2$ -------------------------- 0,2 t/ml
- Glissière : $0,06 \times 2$ -------------------------- 0,12 t/ml

Le poids total sera donc : ---------------------------------- $q_G = 40,8$ t/ml

B. SURCHARGES

1) Caractéristiques propre du Pont

- Le pont possède deux trottoirs donc la largeur roulable est égale à la largeur chargeable $L_R = L_c$

$$L_R = L_c = 10,25 \text{ m}$$

- Le nombre de voies de circulation N est égal à la partie entière du rapport $L_c/3$

$$N = E\left(\frac{L_c}{3}\right) = E\left(\frac{10,25}{3}\right) = 3 \longrightarrow 3 \text{ voies de circulation}$$

- classe du pont : $L_R = 10,25 \text{ m} > 7 \text{ m} \longrightarrow$ Pont de 1ère classe
- largeur d'une voie : $v = \frac{L_c}{N} = \frac{10,25}{3} = 3,417 \text{ m}$

2) Surcharge A (Art 4 du C.P.C)

C'est une surcharge uniformément répartie, elle peut être disposée sur une ou plusieurs voies ainsi que sur une longueur L de façon à produire l'effort maximum. Cette longueur L est arrêtée par la ligne d'influence au droit de la section étudiée de façon à avoir l'aire maximum de la ligne d'influence.

$$A = a_1 . a_2 . A_{(L)} \quad [\text{kg/m}^2] \qquad \text{avec} \quad A_{(L)} = 230 + \frac{36000}{L+12}$$

• a_1 dépend de la classe du pont et du nombre de voies chargées

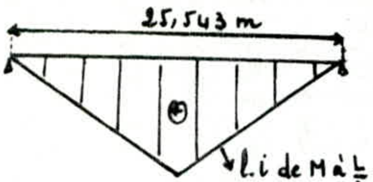
nombre de voies chargées	1	2	3
Pont de 1re classe	1	1	0,9

• a_2 dépend du nombre de voies chargées

v_0 dépend de la classe du pont : Pont de 1re classe $\longrightarrow v_0 = 3,5$

v : largeur d'une voie $\longrightarrow v = 3,417\,m$

$a_2 = \frac{v_0}{v} = \frac{3,5}{3,417} = 1,024 \longrightarrow a_2 = 1,024$



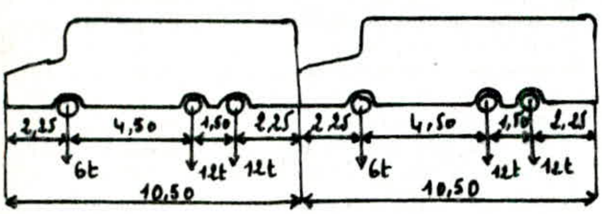
$\longrightarrow L = 25,543m \Longrightarrow A_{(L)} = 1188,90\,kg/m^2$

1 ou 2 voies chargées $\longrightarrow A = 1217,43\,kg/m^2 = 1,21\,t/m^2$

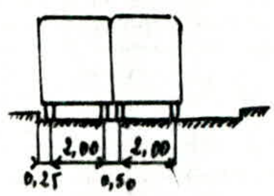
3 voies chargées $\longrightarrow A = 1095,69\,kg/m^2 = 1,10\,t/m^2$

3) Surcharge B (Art 5 du C.P.C)

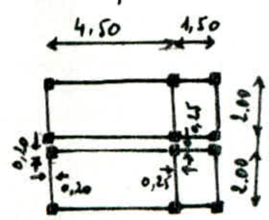
a) Système B_c Longitudinalement



transversalement



En plan



On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou de convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux. Dans le sens transversal chaque file est supposée circulant dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,50m de largeur

Les surcharges B_c seront multipliées par le coefficient b_c donné en fonction du nombre de voies chargées et de la classe du pont

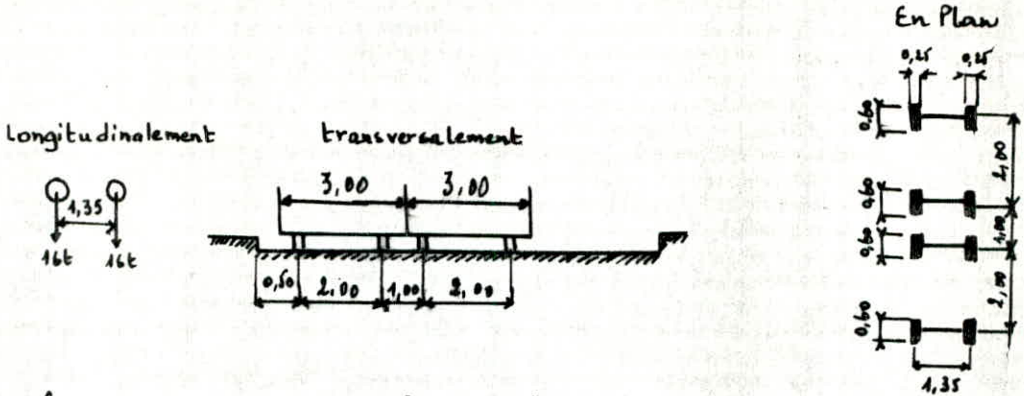
nombre de files considérées	1	2	3
Pont de 1re classe	1,2	1,10	0,95

Dans notre cas on a trois (03) voies de circulation donc on peut y disposer trois (03) files de deux (02) camions du type B_c

b) Système b_t

Pour les Ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée.

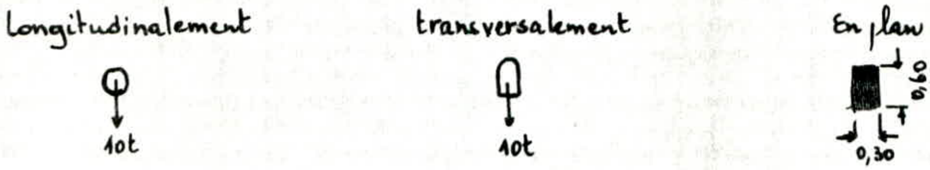
Au sens longitudinal un seul B_t, au sens transversal deux B_t au maximum.



La valeur de B_t doit être multipliée par le coefficient b_t qui dépend de la classe du pont

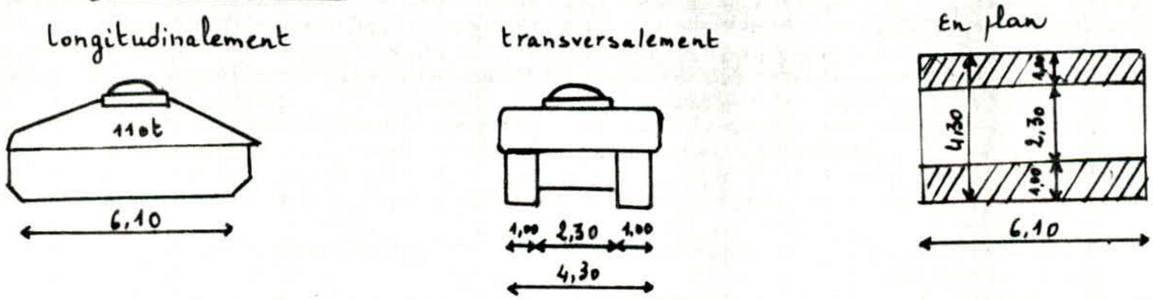
Pont de 1[re] classe $\longrightarrow$ $b_t = 1,0$

c) Système B_r



Roue isolée de 10t, dont le rectangle d'impact disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut-être placée n'importe où sur la largeur roulable pour avoir l'effet le plus défavorable

4) Surcharge Militaire M_c 120



Les véhicules du système M_c120 peuvent circuler en convoi ; dans le sens transversal un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité et la distance des deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50m.

5) Surcharges du trottoir

(*) on considérera sur le trottoir les surcharges suivantes

- Surcharges locales
  . surcharge uniforme de 450 kg/m²
  . Une roue isolée de 6t de surface d'impact (0,25 x 0,25) disposée de façon à avoir l'effet le plus défavorable

- Surcharges générales

. C'est une charge uniforme de 150 kg/m²

(*) . pour l'étude de la flexion longitudinale on considérera les surcharges générales

. Pour la flexion transversale, on considérera les surcharges locales.

6) Calcul du coefficient de majoration dynamique (Art 5.5 du C.P.C)

Les charges du système B sont frappées de majoration dynamiques et le coefficient de majoration applicable aux trois systèmes B_c, B_t, B_r est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient dynamique est déterminé par la formule

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

L : longueur de l'élément exprimée en m $\quad$ L = 25,543 m

G : charge permanente de l'élément $\quad$ G = 1042,154 t

S : Surcharge maximale que l'on peut disposer sur le tablier. Cette surcharge est multiplier dans le cas du système B par b_c ou b_t

	Système B			M_c 120
	B_c	B_t	B_r	
S	6 × 30 × 0,95 = 171 t	2 × 32 × 1,0 = 64 t	10 t	110 t
δ	1,089	1,075	1,067	1,081

METHODE DE GUYON ET MASSONNET

A_ INTRODUCTION

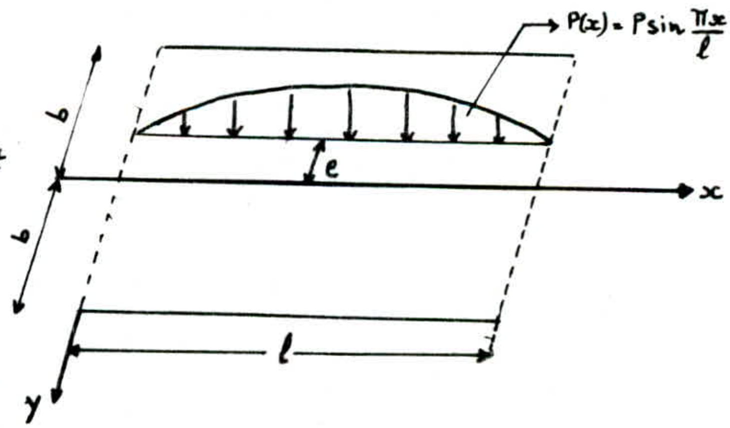
Cette théorie a tout d'abord traitée le cas des plaques minces, homogènes et isotropes. Par la suite elle a pû être appliquée aux calculs des dalles anisotropes et orthotropes. Pour rendre son application plus commode on transforme les charges réelles appliquées sur l'ouvrage en charges sinusoïdales. Cette méthode approximative des coefficients de répartition est basée sur deux hypothèses principales

- La construction réelle est remplacée par une dalle orthotrope ayant les mêmes rigidités moyenne de flexion et de torsion, d'épaisseur constante et ayant les mêmes modules de Young (E_x, E_y)
- La répartition transversale réelle du chargement sera remplacée par celle qui nait sous une charge répartie le long de l'axe x de la construction suivant la sinusoïde de la forme $p(x) = p_1 \sin \frac{\pi x}{l}$ où p_1 c'est la valeur constante du chargement

Les hypothèses citées n'influences que le calcul de la répartition transversale de la charge. La répartition transversale une fois déterminée, les autres calculs obéissent aux règles ordinaires de la stabilité des constructions

B_ FLEXION LONGITUDINALE

$P(x)$: charge répartie suivant la sinusoïde dans le sens de la portée et répartie uniformément sur la largeur de la construction



Le moment de fléxion longitudinal par unité de largeur dans la section x, produit par une charge linéaire réelle, sinusoïdale dans le sens "x" et d'excentricité "e" est donnée par : $M_x(x,y) = K(y)\, M_0(x)$ où :

- $M_0(x)$: moment fléchissant longitudinal par unité de largeur produit par la charge $P(x)$ dans la section "x"
- $K(y)$: coefficient de répartition transversal

On définit ce coefficient ($K(y)$) comme étant le rapport du déplacement vertical $w(x,y)$ d'un point de la construction sous l'effet d'une charge linéaire $P(x)$ d'excentricité "e" à celui $w_0(x)$ du même point mais sous l'effet de la charge uniformément répartie sur la largeur (2b) du pont

$$K(y) = \frac{W(x,y)}{W_0(x)} = \frac{W(y)\sin\frac{\pi x}{\ell}}{W_0 \sin\frac{\pi x}{\ell}} = \frac{w(y)}{W_0}$$

Le coefficient de répartition K_α dépend des paramètres suivants :

- Paramètre d'entretoisement θ
- Paramètre de torsion α
- l'excentricité relative e/b
- De l'ordonnée relative y/b du Point considéré de la construction.

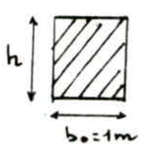
La flèche moyenne de la section transversale est donnée par $w_0 = \frac{1}{2b}\int_{-b}^{b} w(y)\,dy$. En divisant membre à membre cette égalité par w_0 et en introduisant la définition de K on aura : $\frac{1}{2b}\int_{-b}^{b} K(y)\,dy = 1$ ce qui signifie que l'ordonnée moyenne de la ligne d'influence de $K_m = \frac{w}{w_0} = 1$

(*) <u>Détermination des paramètres sans dimensions</u>

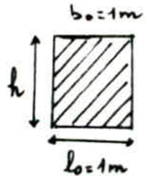
1) <u>Paramètre d'entretoisement "θ"</u>

$$\theta = \frac{b}{\ell}\sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

- <u>rigidité fléxionnelle par unité de longueur</u>



$$\rho_P = \frac{E_P I_P}{b_0}$$



$$\rho_E = \frac{E_E I_E}{\ell_0}$$

$$\rho_P = \rho_E \text{ et } I_E = I_P = \frac{1.\,h^3}{12} \text{ avec : } \begin{cases} h = 1{,}20\,m \\ b_0 = \ell_0 = 1m \end{cases}$$

$$\theta = \frac{b}{\ell} = \frac{\text{demi largeur droite}}{\text{longueur biaise}} \Longrightarrow \theta = \frac{11{,}785}{2 \times 25{,}543} = 0{,}230$$

2) <u>Paramètre de torsion</u>

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2.\sqrt{\rho_P \times \rho_E}}$$

- <u>rigidité torsionnelle par unité de longueur (γ_P, γ_E)</u>

$$\left.\begin{aligned} \gamma_P &= \frac{C_P}{b_0} = G\frac{I_P^t}{b_0} \qquad b_0 = 1m \longrightarrow \gamma_P = G \times \frac{I_P^t}{1m} \\ \gamma_E &= \frac{C_E}{\ell_0} = G\frac{I_E^t}{\ell_0} \qquad \ell_0 = 1m \longrightarrow \gamma_E = G\frac{I_E^t}{1m} \end{aligned}\right\} \quad I_P^t = I_E^t = \frac{1 \times h^3}{6} = I \Longrightarrow \gamma_P = \gamma_E = G.I$$

Dans le cas général, nous pouvons calculer par cette formule, le paramètre de torsion α. L'évaluation des rigidités de torsion γ_P, γ_E étant très difficiles, il faudrait introduire des hypothèses simplificatrices et se contenter d'une valeur approximative de α

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_E \cdot \rho_P}} = \frac{2\gamma_P}{2\rho_P} = \frac{Gh^3/6}{Eh^3/12} = \frac{2G}{E} \quad \text{avec } G = \frac{E}{2(1+\nu)} \qquad \nu : \text{coefficient de poisson}$$

on prend une valeur de $\nu = 0{,}2 \Longrightarrow \alpha = \frac{1}{1+\nu} \longrightarrow \alpha = 0{,}833$

(*) Pour faire un calcul rigoureux du coefficient de répartition K, on doit appliquer les formules établies par SATTLER et qui dépendent de la valeur de θ

$$0 < \theta \leq 0{,}1 \longrightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\,\alpha^{0{,}05}$$

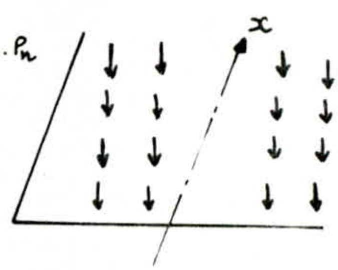
$$0{,}1 < \theta \leq 1 \longrightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\,\alpha^{\left(1 - e^{\frac{0{,}065-\theta}{0{,}663}}\right)}$$

$$\theta > 1 \longrightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$$

Les valeurs $K_0 = K(\alpha = 0 ; \theta ; e/b ; y/b)$ et $K_1 = K(\alpha = 1 ; \theta ; e/b ; y/b)$ sont données par les tableaux de Massonnet établis pour θ variant de 0 à 5

(*) charges concentrées

Supposons le pont chargé de plusieurs files parallèles de charges concentrées $P_1, \ldots P_n$ chaque file sera représentée par la sinusoïdale de la forme $P(x) = P_k \sin\frac{\pi x}{l}$ avec $k \in [1, n]$. Dans notre cas présent, toutes les charges sont égales dans le sens transversal (système B_c, B_t) donc :

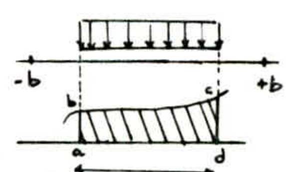


$$P_1 = P_2 = \ldots P_i = P \quad \text{d'où : } K(y) = \frac{\sum P_i K_i(y)}{\sum P_i} = \frac{P \sum K_i(y)}{nP} = \frac{\sum K_i(y)}{n}$$

(*) charges uniformément réparties

Le calcul de $K(y)$ se fera par la formule des trapèzes et ceci en divisant la construction dans le sens de la largeur en huit (08) bandes de même largeur.

$$K(y) = \frac{\text{surface de la ligne d'influence due à la charge}}{\text{la largeur de la charge répartie}}$$



$$K(y) = \frac{\text{Aire abcd}}{l}$$

C. FLEXION TRANSVERSALE

Le moment de flexion transversal par unité de largeur est donné par l'expression :

$$M_y(x,y) = \sum_{m=1}^{\infty} M_{y_m}(x,y) = \frac{1}{\sin\psi} \sum_{m=1}^{\infty} \mu_{\alpha m} P_m \cdot b \cdot \sin\frac{m\pi x}{l}$$

Le coefficient μ_α s'exprime en fonction de μ_0 et μ_1 par les relations suivantes :

$$0 < \theta \leq 0{,}1 \longrightarrow \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\,\alpha^{0{,}05}$$

$$0{,}1 < \theta \leq 1 \longrightarrow \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\,\alpha^{\left(1 - \frac{0{,}065-\theta}{0{,}663}\right)}$$

$$\theta > 1 \longrightarrow \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\sqrt{\alpha}$$

- On se contente des cinq premiers termes d'un developpement en serie de Fourier d'où :

$$M_y(x,y) = \frac{1}{\sin\psi}\sum_{m=1}^{5} \mu_{\alpha m}\, P_m . b . \sin\frac{m\pi x}{l}$$

- Le moment M_y est maximum au milieu de la portée ($x = l/2$) et dans ce cas on a : $M_2 = M_4 = 0$
- Les valeurs $\mu_0 = \mu(\alpha = 0\,;\ \theta\,;\ e/b\,;\ y/b)$ et $\mu_1 = (\alpha = 1\,;\ \theta\,;\ e/b\,;\ y/b)$ sont données par les tableaux de Massonnet en prenant θ pour le calcul de μ_{α_1} ; 3θ pour le calcul de μ_{α_3} et 5θ pour le calcul de μ_{α_5} avec :

$$\theta = \frac{\text{demi largeur biaise}}{\text{portée droite}} = \frac{b}{l\sin^2\psi} = 0{,}25$$

1) <u>Cas de charges concentrées</u>

On dispose les convois transversalement, dans un premier temps au droit des ordonnées positives des lignes d'influences de $\mu_{\alpha i}$ pour avoir le moment maximum positif, puis au droit des ordonnées négatives des lignes d'influences de μ_α pour avoir le moment maximum négatif

2) <u>Cas de charge uniformément répartie</u>.

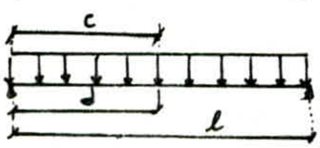
On emploie la même méthode que précédement (calcul de K_α) en prenant pour valeur de μ_α, l'aire de la partie correspondante de la ligne d'influence de μ_α

3) <u>Cas de charges uniformément réparties sur un rectangle $2c \times 2c'$</u>

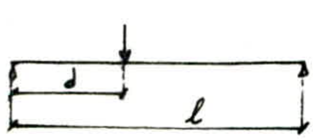
On prend pour valeur de μ, l'ordonnée moyenne de la ligne d'influence correspondant à la largeur $2c'$

<u>Détermination de P_m pour les différents cas de charges</u>

$$P_m = \frac{4P}{m\pi}\sin\frac{m\pi c}{l}\sin\frac{m\pi d}{l}$$



$$P_m = \frac{4\pi}{m\pi}\sin^2\frac{m\pi}{2}$$



$$P_m = \frac{2P}{l}\sin\frac{m\pi d}{l}$$

V- CALCUL DU COEFFICIENT K_α

On calculera K_α avec $\theta = 0,23$ et $\alpha = 0,833$

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

Les valeurs de K_0 et K_1 sont déterminées par interpollation entre les tableaux donnant K_0 et K_1 avec $\theta = 0,20$ et $\theta = 0,25$

(*) tableau donnant K_0 et K_1 pour $\theta = 0,23$ en fonction de l'excentricité "e" et l'ordonnée "y"

y \ e		$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	b
0	K_0	0,9784	0,9904	1,0016	1,0106	1,0144	1,0106	1,0016	0,9904	0,9784
	K_1	0,9852	0,9931	1,0009	1,0075	1,0104	1,0075	1,0009	0,9931	0,9852
$\frac{1}{4}b$	K_0	0,2354	0,4303	0,6251	0,8190	1,0106	1,1976	1,3781	1,5548	1,7304
	K_1	0,9281	0,9473	0,9673	0,9878	1,0075	1,0239	1,0347	1,0422	1,0484
$\frac{1}{2}b$	K_0	-0,5015	-0,1263	0,2491	0,6251	1,0016	1,3781	1,7527	2,1235	2,4927
	K_1	0,8765	0,9052	0,9353	0,9673	1,0009	1,0347	1,0662	1,0931	1,1175
$\frac{3}{4}b$	K_0	-1,2348	-0,6809	-0,1263	0,4303	0,9904	1,5548	2,1235	2,6945	3,2650
	K_1	0,9292	0,8662	0,9052	0,9473	0,9931	1,0422	1,0931	1,1436	1,1915
b	K_0	-1,9672	-1,2348	-0,5015	0,2354	0,9784	1,7304	2,4927	3,2650	4,0439
	K_1	0,7845	0,8292	0,8765	0,9281	0,9852	1,0484	1,1175	1,1915	1,2683

(*) tableau donnant les valeurs du coefficient K_α en fonction de l'excentricité "e" et l'ordonnée "y"

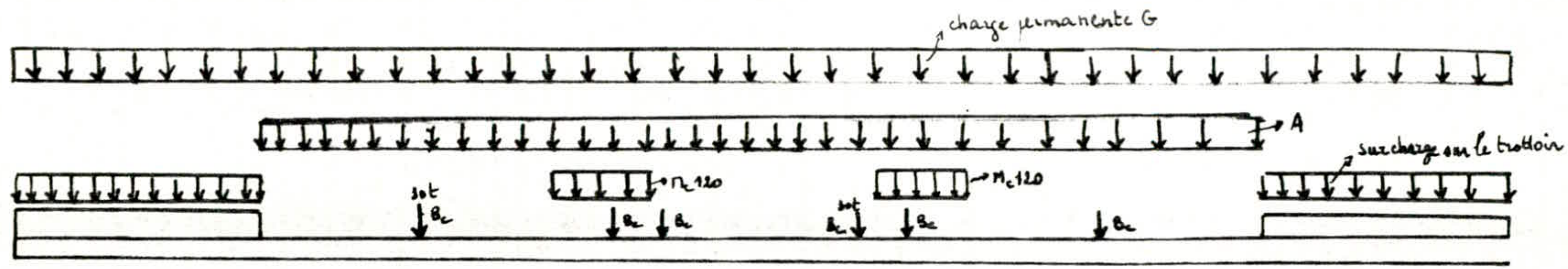
y \ e	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3}{4}b$	b
0	0,9849	0,9930	1,0009	1,0076	1,0106	1,0076	1,0009	0,9930	0,9849
b/4	0,9011	0,9271	0,9540	0,9812	1,0076	1,0307	1,0481	1,0622	1,0750
b/2	0,8228	0,8650	0,9085	0,9540	1,0009	1,0481	1,0930	1,1333	1,1711
3b/4	0,7487	0,8059	0,8650	0,9271	0,9930	1,0622	1,1333	1,2041	1,2724
b	0,6772	0,7487	0,8228	0,9011	0,9849	1,0750	1,1711	1,2724	1,3765

les valeurs du coefficient K_α trouvées, nous permettrons de tracer les lignes d'influences pour les différentes valeurs de "y". On disposera à chaque fois les charges et surcharges de la manière la plus défavorable afin d'obtenir les valeurs maximales du coefficient K_α. Nous tracerons les lignes d'influences pour les différentes fibres ($y=0$; $y=b/4$; $y=b/2$; $y=3b/4$; $y=b$). Les positions transversales des différentes surcharges sont représentées sur les graphes.

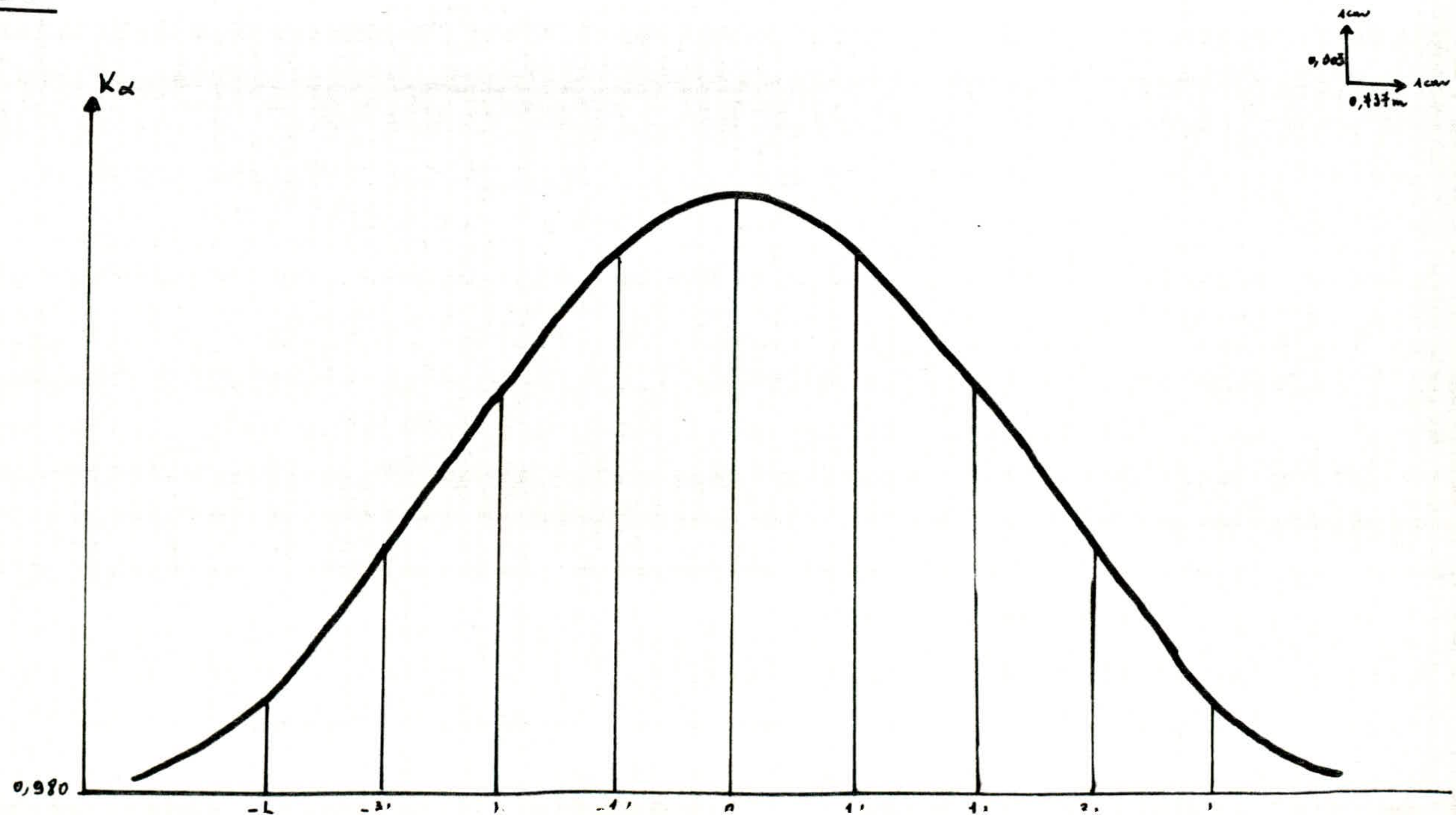
(*) tableau donnant les différentes valeurs du coefficient K_α correspondant à chaque type de chargement

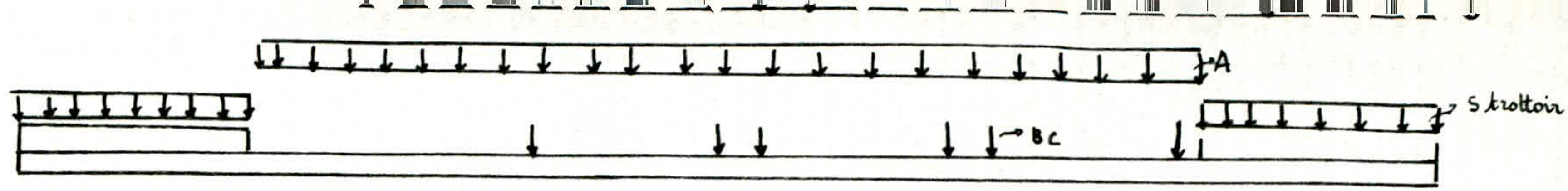
charge \ Y		0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	b
G		1	1	1	1	1
B_c	1 convoi	1,0094	1,0561	1,1139	1,1680	1,2333
	2 convois	1,0074	1,0417	1,0767	1,1098	1,1490
	3 convois	1,0051	1,0234	1,0382	1,0532	1,0746
A	1 voie	1,0096	1,0656	1,1314	1,1560	1,1951
	2 voies	1,0065	1,0316	1,0668	1,0703	1,0994
	3 voies	1,0026	1,0167	1,0069	0,9962	1,0029
M_c 120		1,0069	1,0453	1,0883	1,1272	1,1688
1 trottoir chargé		0,9718	1,0780	1,1779	1,2951	1,4078
2 trottoirs chargés		0,9718	0,9843	0,9991	1,0165	1,0346

Les valeurs de K_α trouvées seront prise en compte pour le calcul des moments longitudinaux dans différentes sections.

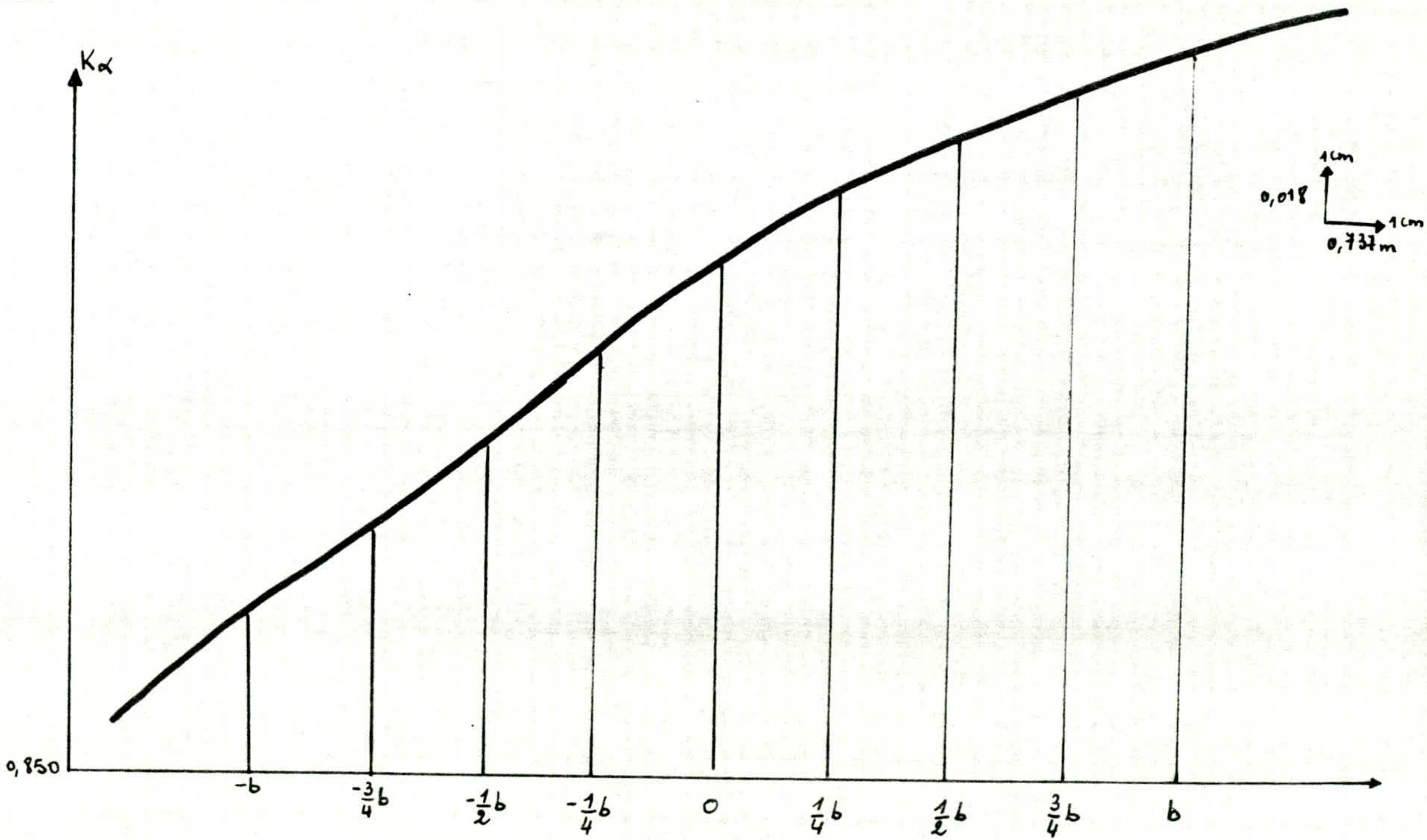

charge permanente G
A
surcharge sur le trottoir
Mc120
Mc120
30t
Bc
Bc
Bc
30t
Bc
Bc
Bc

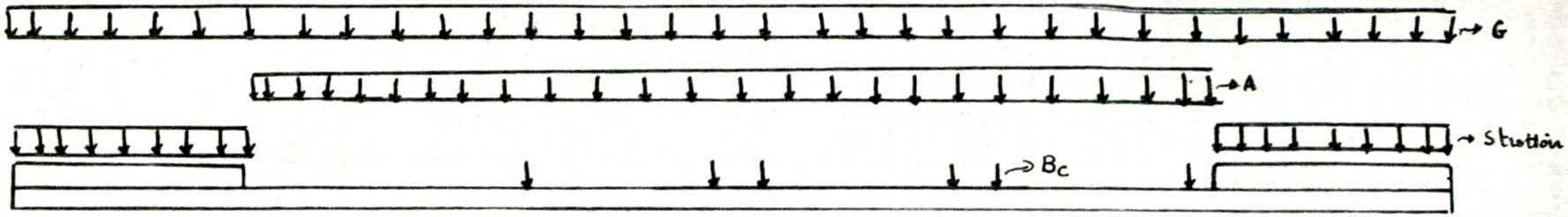
Y = 0


Kα
0,980

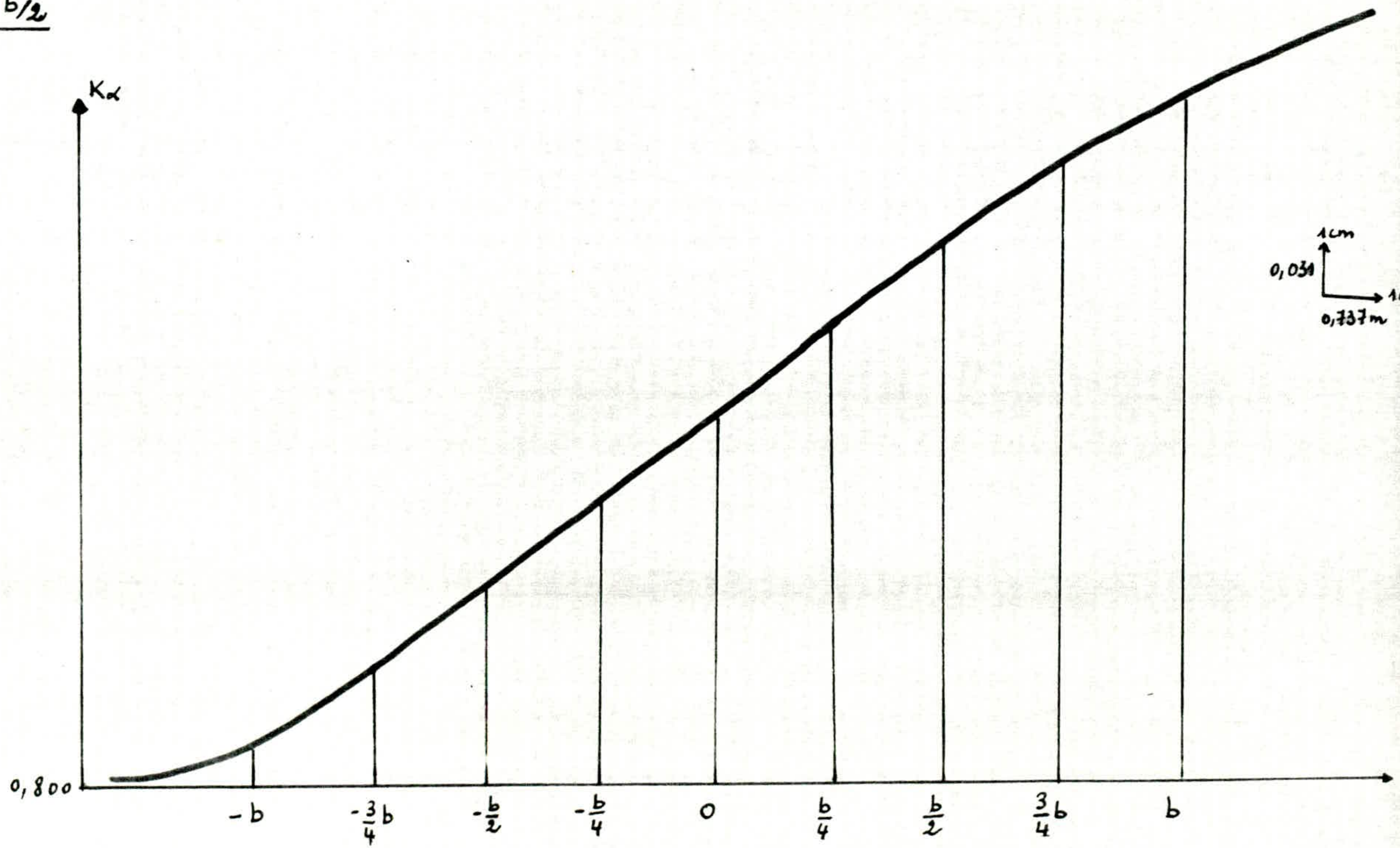

A
S trottoir
Bc

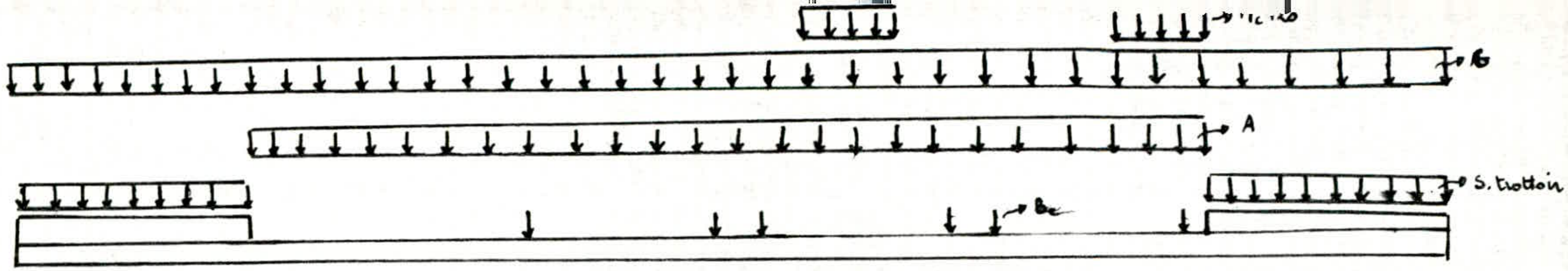
$y = b/4$


Kα
0,850
1cm
0,018
1cm
0,737m
-b
$-\frac{3}{4}b$
$-\frac{1}{2}b$
$-\frac{1}{4}b$
0
$\frac{1}{4}b$
$\frac{1}{2}b$
$\frac{3}{4}b$
b


G
A
Strottoir
Bc

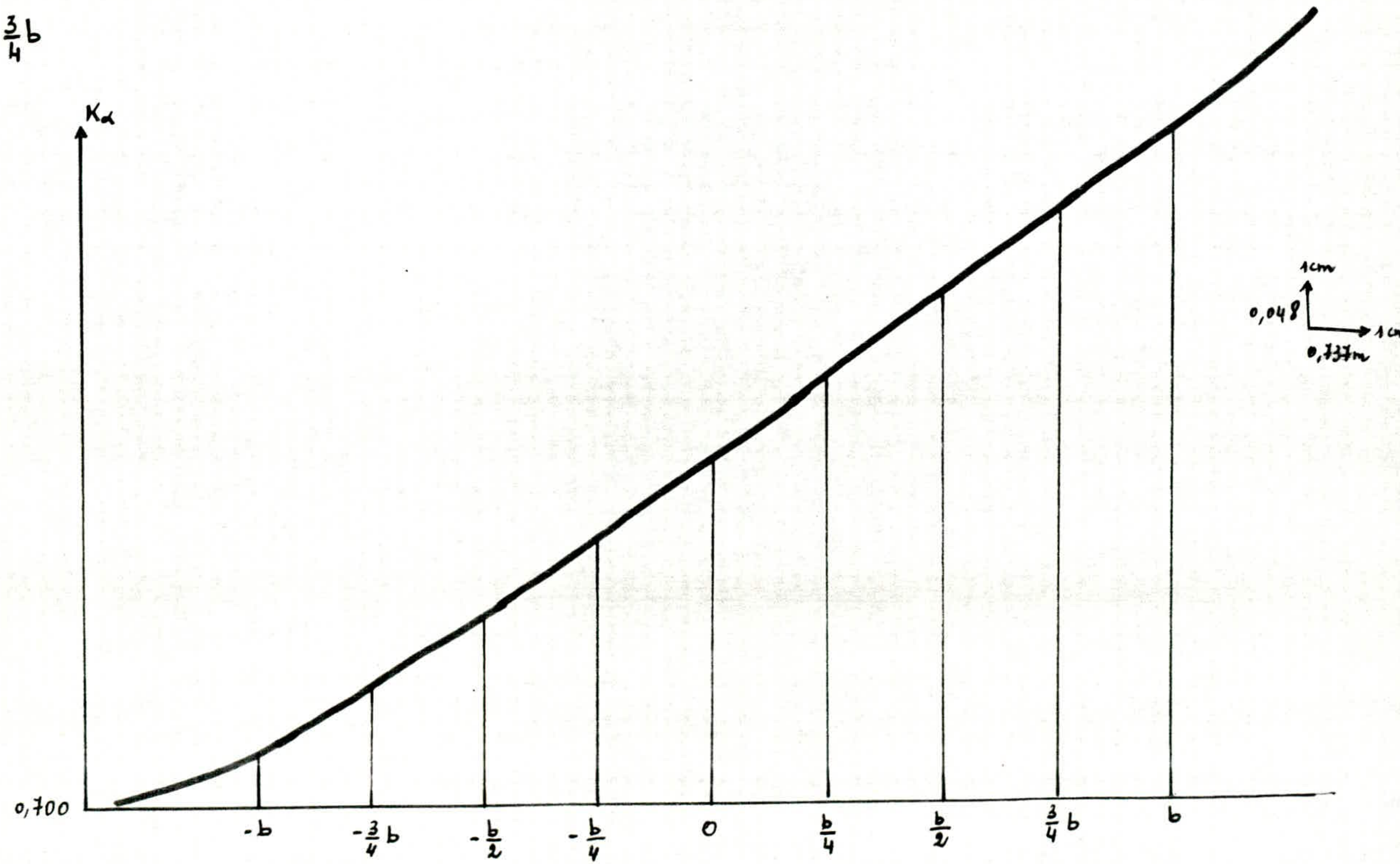
$Y = b/2$


Kα
1cm
0,031
1cm
0,737m
0,800
-b
$-\frac{3}{4}b$
$-\frac{b}{2}$
$-\frac{b}{4}$
0
$\frac{b}{4}$
$\frac{b}{2}$
$\frac{3}{4}b$
b

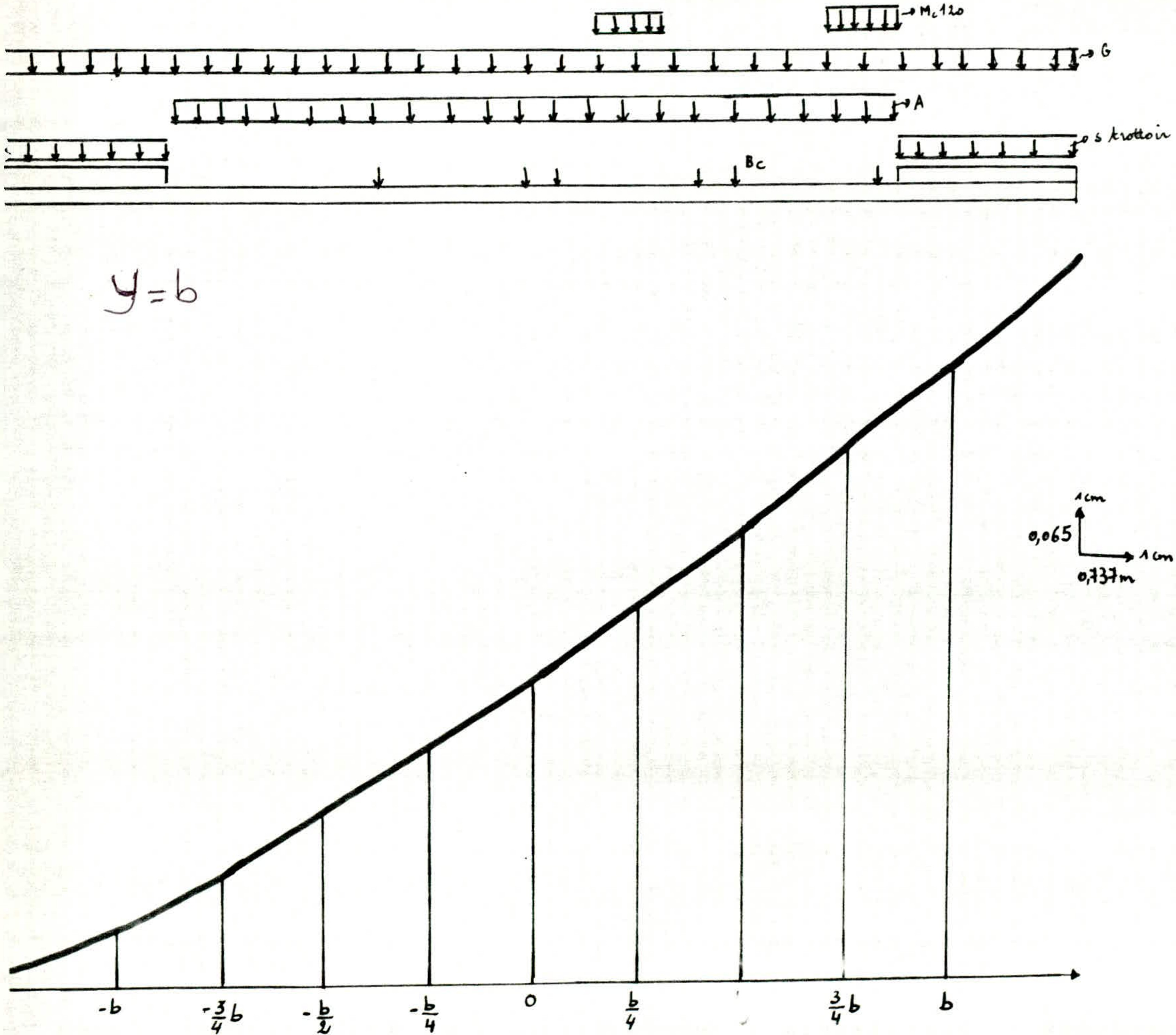


A
S. trottoir
Bc

$Y = \frac{3}{4}b$



K_α
0,700
-b
$-\frac{3}{4}b$
$-\frac{b}{2}$
$-\frac{b}{4}$
0
$\frac{b}{4}$
$\frac{b}{2}$
$\frac{3}{4}b$
b
1cm
0,048
1cm
0,737m


Mc120
G
A
s trottoir
Bc
y=b
1cm
0,065
1cm
0,737m
-b
-3/4 b
-b/2
-b/4
0
b/4
3/4 b
b

CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX SOUS L'EFFET DES CHARGES ET SURCHARGES

(*) Dans le cas des Ponts dalles à large encorbellement du type PSI.DP69, les moments prépondérants sont obtenus sous les surcharges suivantes :

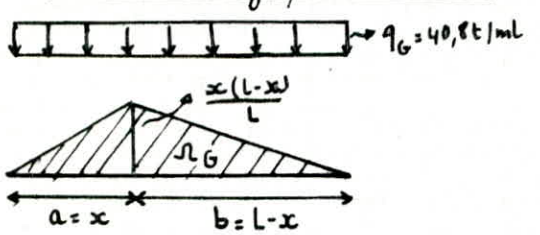
- Poids propre de la superstructure
- Surcharge uniformément répartie A
- Surcharge Bc
- Surcharge militaire M_c 120
- Surcharge du trottoir

(*) on déterminera les moments et les efforts tranchants pour les sections suivantes :

OL (à l'appui) ; 0,1 L ; 0,2 L ; 0,3 L ; 0,4 L ; 0,5 L où L est la portée de notre travée

A_ CALCUL DES MOMENTS LONGITUDINAUX

1) Sous la charge permanente G :



$$\Omega_G = \frac{1}{2} L \cdot x \frac{L-x}{2} = \frac{x(L-x)}{2}$$

$$M_G = q_G \times \Omega_G$$

$a = x$ (m)	0	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
M_G (t.m)	0	1197,989	2129,580	2795,074	3194,370	3327,469

2) Sous l'effet de la surcharge A

1 ou 2 voies chargées $\longrightarrow$ $A = 1,21\,t/m^2$

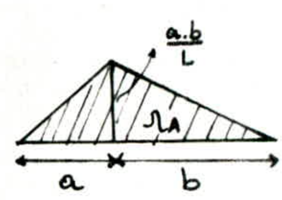
3 voies chargées $\longrightarrow$ $A = 1,10\,t/m^2$

Nous tracerons la ligne d'influence pour chaque section à étudiée et nous déterminerons le moment au droit de celle-ci

1 voie chargée $\longrightarrow$ $q = A.l_v = 1,21 . 3,417 = 4,135\,t/ml$

2 voies chargées $\longrightarrow$ $q = 2.A.l_v = 2.1,21.3,417 = 8,269\,t/ml$

3 voies chargées $\longrightarrow$ $q = 3.A.l_v = 3.1,10.3,417 = 11,276\,t/ml$



$$M = q . \Omega_A \quad (t.m)$$

a (m)	0	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
b (m)	L	0,9L	0,8L	0,7L	0,6L	0,5L
Ω_A (m^2)	0	29,360	52,196	68,507	78,293	81,556
M (t.m) 1 voie chargée	0	121,404	215,829	283,276	323,743	337,134
M (t.m) 2 voies chargées	0	242,778	431,609	566,484	647,405	674,387
M (t.m) 3 voies chargées	0	331,063	588,562	772,485	882,832	919,625

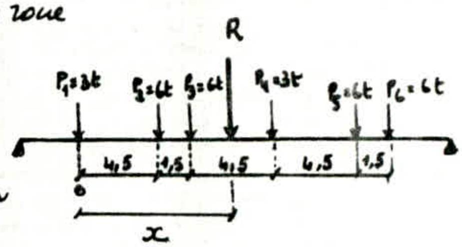
3) Sous l'effet de la surcharge Bc

a) détermination de la section dangereuse :

Pour déterminer cette section, on applique le théorème de BARRE : $\sum_{k=1}^{k-1} P_k \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{k=1}^{k} P_k$

Cette relation nous permet de trouver la charge sous laquelle la section est dangereuse. On placera symétriquement à la résultante R par rapport à la section médiane.

Remarque : pour le calcul, on considère une seule file de roue



$\Sigma V = 0 \longrightarrow R = 30$

$\Sigma M/_0 = 0 \longrightarrow R.x = 6\cdot 4,5 + 6\cdot 6 + 3\cdot 10,5 + 6\cdot 15 + 6\cdot 16,5 \longrightarrow x = 9,45\,m$

En utilisant la relation de BARRE pour chaque surcharge P_i, nous obtenons les résultats suivants

$i=1$ $(P_1) \longrightarrow 0 \leq 15 \leq 3$ faux

$i=2$ $(P_2) \longrightarrow 3 \leq 15 \leq 9$ faux

$i=3$ $(P_3) \longrightarrow 9 \leq 15 \leq 15$ vrai

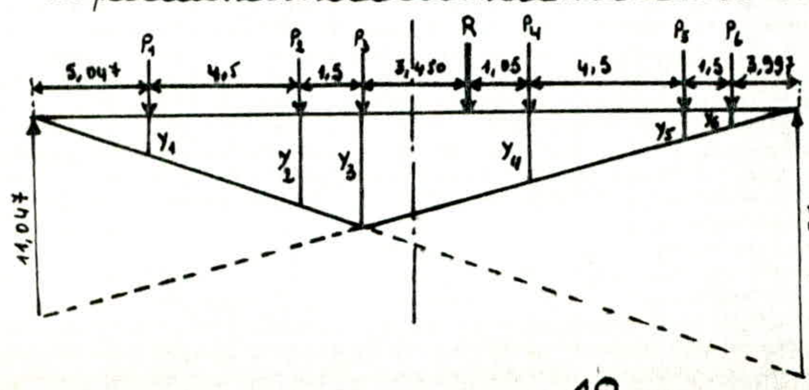
$i=4$ $(P_4) \longrightarrow 15 \leq 15 \leq 18$ vrai

$i=5$ $(P_5) \longrightarrow 18 \leq 15 \leq 24$ faux

$i=6$ $(P_6) \longrightarrow 24 \leq 15 \leq 30$ faux

Il apparait que l'une des deux charges P_3 ou P_4 qui peut produire le moment maximum.

α) on place P_3 symétriquement à R par rapport à la médiane



$y_1 = 2,864$ $\quad y_4 = 4,324$

$y_2 = 5,418$ $\quad y_5 = 2,377$

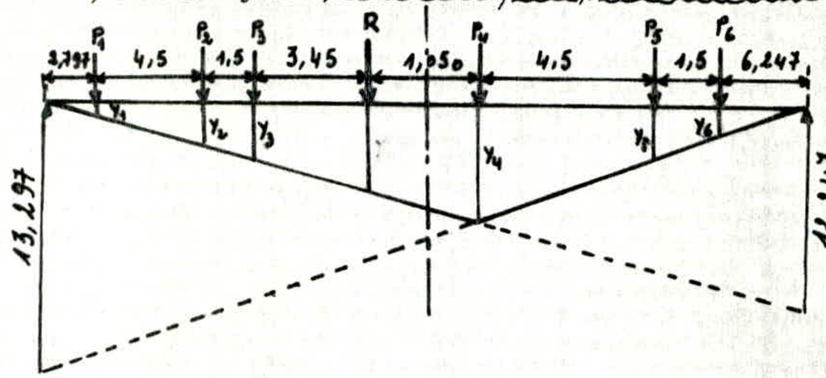
$y_3 = 6,270$ $\quad y_6 = 1,729$

Pour 1 voie chargée : $M^{max} = 2\sum P_iY_i = 232,656$ t.m

Pour 2 voies chargées : $M^{max} = 4\sum P_iY_i = 465,312$ t.m

Pour 3 voies chargées : $M^{max} = 6\sum P_iY_i = 697,968$ t.m

β) Nous plaçons P_4 symétriquement à R par rapport à la médiane



$Y_1 = 1,341$ $\quad Y_4 = 6,375$

$Y_2 = 3,499$ $\quad Y_5 = 4,033$

$Y_3 = 4,218$ $\quad Y_6 = 3,252$

pour 1 voie chargée : $M^{max} = 2\sum P_iY_i = 232,656$ t.m

pour 2 voies chargées : $M^{max} = 4\sum P_iY_i = 465,312$ t.m

pour 3 voies chargées : $M^{max} = 6\sum P_iY_i = 678,960$ t.m

On conclue donc que le moment maximum est provoqué par la surcharge $P_3 = 6$ t à la section $x = 11,047$ m, c'est la section dangereuse recherchée

b) calcul des moments sous Bc pour les différentes sections

Une charge P_i au droit d'une section à une distance "a" de l'appui gauche provoque un moment maximum, si elle vérifie les deux inéquations suivantes

$\frac{1}{a}\sum_{\alpha=1}^{i} P_\alpha \geq \frac{1}{b}\sum_{\alpha=i+1}^{n} P_\alpha$ lorsque P_i est placée à gauche de la section

$\frac{1}{a}\sum_{\alpha=1}^{i-1} P_\alpha < \frac{1}{b}\sum_{\alpha=i}^{n} P_\alpha$ lorsque P_i est placée à droite de la section

(*) Au droit de la section se situant à 0,1L ($a = 0,1L = 2,5543$ m ; $b = 0,9L = 22,9887$ m)

$P_1 = 6t \begin{cases} \frac{6}{2,5543} = 2,349 \geq \frac{24}{22,9887} = 1,044 \\ \frac{0}{2,5543} = 0 < \frac{30}{22,9887} = 1,305 \end{cases} \rightarrow$ Vrai

$P_4 = 6t \begin{cases} \frac{21}{2,5543} = 8,221 \geq \frac{9}{22,9887} = 0,391 \\ \frac{15}{2,5543} = 5,872 < \frac{9}{22,9887} = 0,652 \end{cases} \rightarrow$ faux

$P_2 = 6t \begin{cases} \frac{12}{2,5543} = 4,698 \geq \frac{18}{22,9887} = 0,783 \\ \frac{6}{2,5543} = 4,698 \not< \frac{24}{22,9887} = 1,044 \end{cases} \rightarrow$ faux

$P_5 = 6t \begin{cases} \frac{27}{2,5543} = 10,570 \geq \frac{3}{22,9887} = 0,130 \\ \frac{21}{2,5543} = 8,221 < \frac{9}{22,9887} = 0,391 \end{cases} \rightarrow$ faux

$P_3 = 3t \begin{cases} \frac{15}{2,5543} = 5,872 \geq \frac{16}{22,9887} = 0,652 \\ \frac{12}{2,5543} = 4,698 < \frac{18}{22,9887} = 0,783 \end{cases} \rightarrow$ faux

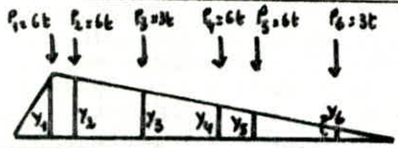
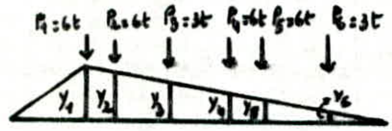
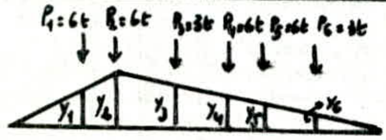
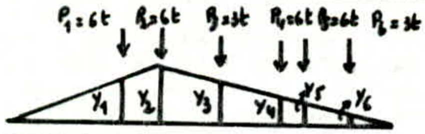
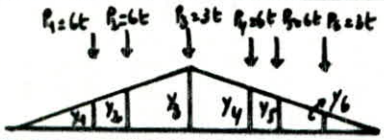
$P_6 = 3t \begin{cases} \frac{30}{2,5543} = 11,745 \geq 0 \\ \frac{27}{2,5543} = 10,570 < \frac{3}{22,9887} = 0,130 \end{cases} \rightarrow$ faux

Seule la surcharge $P_1 = 6t$ est susceptible de provoquer un moment maximum au droit de la section 0,1L

De la même manière, nous déterminerons pour chaque section la surcharge P_i qui au droit de celle-ci provoque un moment maximum.

Section	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
P_i	$P_1 = 6t$	$P_1 = 6t$	$P_2 = 6t$	$P_2 = 6t$	$P_3 = 3t$

*) Dans le tableau suivant, nous résumons les résultats des moments maximum en différentes section sous l'effet des surcharges B_c pour les positions les plus défavorables

Section			M^{max} (t.m) 6 files de roues
0,1L		Y_1 = 2,299 Y_4 = 1,249 Y_2 = 2,149 Y_5 = 1,099 Y_3 = 1,699 Y_6 = 0,649	286,920
0,2L		Y_1 = 4,087 Y_4 = 1,987 Y_2 = 3,787 Y_5 = 1,687 Y_3 = 2,887 Y_6 = 0,787	481,860
0,3L		Y_1 = 4,314 Y_4 = 2,664 Y_2 = 5,364 Y_5 = 2,214 Y_3 = 4,014 Y_6 = 0,864	611,82
0,4L		Y_1 = 5,230 Y_4 = 2,530 Y_2 = 6,130 Y_5 = 1,930 Y_3 = 4,330 Y_6 = 0,130	649,800
0,5L		Y_1 = 3,386 Y_4 = 4,136 Y_2 = 4,136 Y_5 = 3,386 Y_3 = 6,386 Y_6 = 1,136	676,980

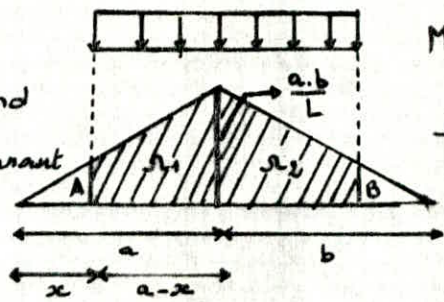
*) Nous résumons dans ce tableau les différentes valeurs des moments

	Section	0	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	Sec dangereuse 0,432L
$M = M^{max} \times \delta \times b_c$	1 convoi : b_c = 1,2 δ = 1,076	0	123,490	207,393	263,327	279,674	291,372	300,405
	2 convois b_c = 1,1	0	228,082	383,047	486,356	516,548	538,154	554,838
	3 convois b_c = 0,95 δ = 1,093		296,833	498,508	632,958	672,251	700,370	722,093

4) <u>Sous l'effet de la surcharge M_c 120</u>

Le poids total des chenilles pour un véhicule M_c 120 est de 110 t sur une longueur de 6,10 m

$$q = \frac{110}{6,10} = 18,033 \text{ t/ml}$$



$$M_{M_c120} = q \cdot \Omega_{M_c120}$$

$$\Omega_{M_c120} = \Omega_1 + \Omega_2$$

$$a + b = L$$

Pour chaque section (Position "a") correspond une disposition ("X") de la surcharge M_c 120 donnant une aire Ω_{M_c120}. On déterminera l'aire Ω_{M_c120} donnant le moment $M^{max}_{M_c120}$

(*) <u>détermination de la valeur "X" donnant la valeur $\Omega^{max}_{M_c120}$ en fonction de a, b</u>

on pose : $\frac{a.b}{L} = \alpha$

$$\Omega_1 = \left(A + \frac{a.b}{L}\right)\left(\frac{a-x}{2}\right) \longrightarrow \Omega_1 = (A+\alpha)\left(\frac{a-x}{2}\right)$$

$$\Omega_2 = \left(B + \frac{a.b}{L}\right)\left(\frac{x+6,1-a}{2}\right) \longrightarrow \Omega_2 = (B+\alpha)\left(\frac{x+6,1-a}{2}\right)$$

triangles semblables $\longrightarrow \frac{A}{x} = \frac{\alpha}{a} \Rightarrow A = \frac{\alpha}{a}x$ et $\frac{B}{L-6,1-x} = \frac{\alpha}{b} \Rightarrow B = \frac{\alpha(L-6,1-x)}{b}$

ce qui donne : $\Omega_1 = \left(\frac{\alpha}{a}x + \alpha\right)\left(\frac{a-x}{2}\right) \longrightarrow \Omega_1 = \frac{\alpha}{2}\left[\frac{(a+x)(a-x)}{a}\right]$

$$\Omega_2 = \left[\frac{\alpha}{b}(L-6,1-x) + \alpha\right]\left(\frac{x+6,1-a}{2}\right) \longrightarrow \Omega_2 = \frac{\alpha}{2}\left(\frac{19,443-x}{b} + 1\right)(x+6,1-a)x$$

$$\Omega_{M_c120} = \Omega_1 + \Omega_2 = \frac{\alpha}{2}\left[\frac{a^2-x^2}{a} + \left(\frac{19,443+b-x}{b}\right)(6,1+x-a)\right]$$

pour que Ω_{M_c120} soit maximale, il faut que : $\frac{d\Omega}{dx} = 0$

$$\frac{d\Omega}{dx} = \frac{\alpha}{2}\left[\frac{-2x}{a} + \left(\frac{19,443+b-x}{b}\right) - \frac{(6,1+x-a)}{b}\right]$$

$$\frac{d\Omega}{dx} = 0 \longrightarrow -\frac{2x}{a} + \frac{19,443+b-x}{b} - \frac{6,1+x-a}{b} = 0$$

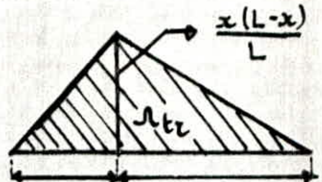
d'où : $x = \frac{19,433\,a}{a+b} \longrightarrow x = \frac{19,433}{1+\frac{b}{a}}$

(*) tableau donnant les valeur des moments sous l'effet de M_{C120} aux différentes sections

Section	0.L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
a (m)	0	2,5543	5,1086	7,6629	10,2172	12,7715
b (m)	25,543	22,9887	20,4344	17,8801	15,3258	12,7715
b / a	0	9	4	2,3330	1,5	1
X	0	1,9443	3,8886	5,8330	7,7720	9,7215
Ω_{Mc120} (m^2)	0	12,349	21,953	28,8140	32,9300	34,302
M (t.m)	0	222,683	395,881	519,5940	593,8220	618,565
M × δ (t.m)	0	240,721	427,948	561,6820	614,9220	668,669

5) Sous les surcharges du trottoir

$q_t = 0,15 t/m^2$



$\Omega_{tr} = \frac{x(L-x)}{2}$

1 trottoir chargé (2,15m) $\longrightarrow q_t = 0,15 . 2,15 = 0,3225 t/ml$

2 trottoirs chargés $\longrightarrow q_t = 2 . 0,15 . 2,15 = 0,645 t/ml$

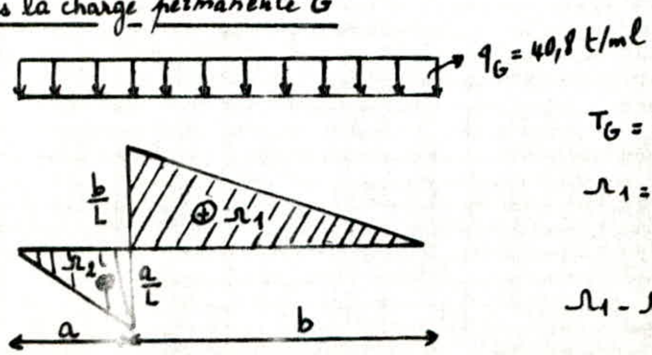
$M_{tr} = q_{tr} . \Omega_{tr}$

(*) tableau donnant les moments aux différentes sections

Section x (m)		0.L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
Ω_{tr} (m^2)		0	29,360	52,196	68,507	78,293	80,981
M_{tr} (t.m)	1 trottoir chargé	0	9,469	16,833	22,093	25,250	26,116
	2 trottoirs chargés	0	18,937	33,666	44,187	50,499	52,233

B_ CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS

1) Sous la charge permanente G



$T_G = q_G \times (\Omega_1 - \Omega_2)$

$\Omega_1 = \frac{1}{2}\frac{b^2}{L}$; $\Omega_2 = \frac{1}{2}\frac{a^2}{L}$

$\Omega_1 - \Omega_2 = \frac{1}{2L}(b^2 - a^2)$

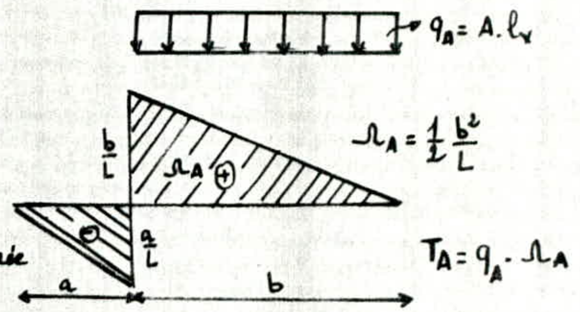
a (m)	0.L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
b (m)	L	0,9 L	0,8 L	0,7 L	0,6 L	0,5 L
Ω_1 (m²)	12,772	10,343	8,174	6,258	4,598	3,193
Ω_2 (m²)	0	0,128	0,511	1,149	2,043	3,193
$\Omega_1 - \Omega_2$	12,772	10,215	7,663	5,109	2,555	0
T (t)	512,098	416,772	312,650	208,447	104,244	0

2) <u>Sous la surcharge A</u>

$A = a_1 . a_2 . A(L)$ [kg/m²] avec $A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12}$

1 ou 2 voies chargées ($a_1 = 1$; $a_2 = 1,024$ $\longrightarrow$ $A = 1,024\ A(L)$)

3 voies chargées ($a_1 = 0,9$; $a_2 = 1,024$ $\longrightarrow$ $A = 0,922\ A(L)$)



Pour obtenir le cas le plus défavorable, on doit charger uniquement l'aire positive de la ligne d'influence à la section considérée

avec : $T_A = q_A . \Omega_A$

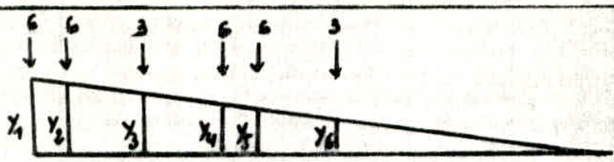
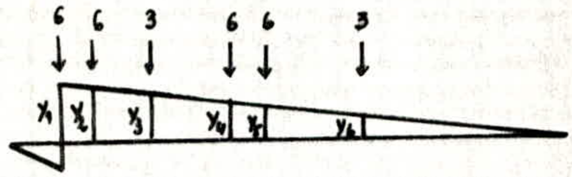
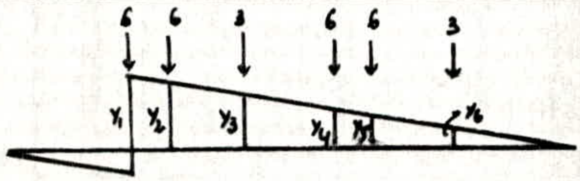
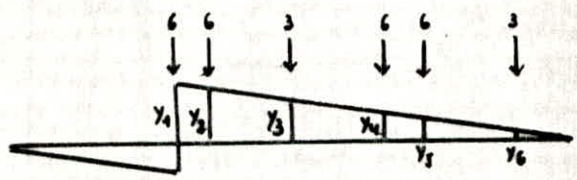
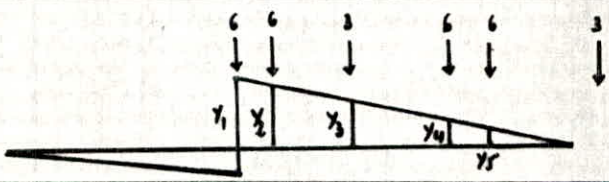
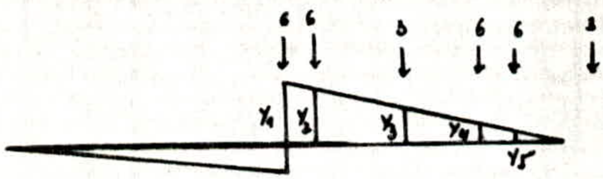
1 voie chargée $\longrightarrow$ $q_A = A_{(1)} . l_v$

2 voies chargées $\longrightarrow$ $q_A = A_{(2)} . 2 l_v$ ($l_v = 3,417$ m)

3 voies chargées $\longrightarrow$ $q_A = A_{(3)} . 3 l_v$

a (m)		0.L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
L = b (m)		25,543	22,989	20,434	17,880	13,326	12,772
A(L) [kg/m²]		1188,9	1258,895	1339,946	1434,819	1651,464	1683,254
A (kg/m²)	1 voie chargée	1217,434	1289,108	1372,105	1469,255	1691,099	1723,652
	2 voies chargées	1217,434	1289,108	1372,105	1469,255	1691,099	1723,652
	3 voies chargées	1096,166	1160,701	1235,430	1322,903	1522,650	1551,960
q_A t/m²	1 voie chargée	4,160	4,405	4,688	5,020	5,778	5,890
	2 voies chargées	8,320	8,810	9,377	10,041	11,612	11,779
	3 voies chargées	11,237	11,898	12,664	13,561	15,609	15,909
Ω_A (m²)		12,772	10,345	8,174	6,259	4,598	3,193
T_A (t)	1 voie chargée	53,132	45,570	38,320	31,415	26,567	18,807
	2 voies chargées	106,263	91,139	76,648	62,837	53,392	37,610
	3 voies chargées	143,519	123,085	103,516	84,865	71,770	50,797

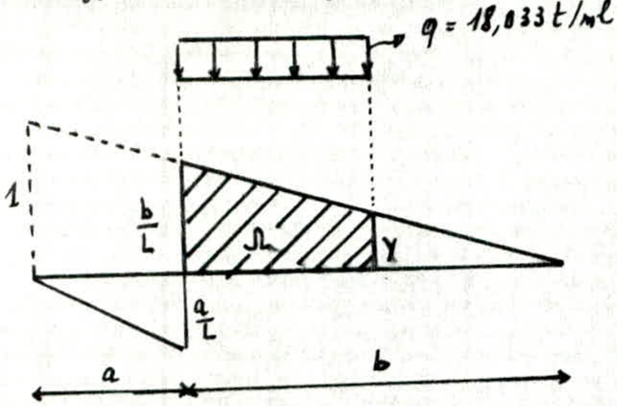
3) Sous l'effet de la surcharge Bc

Section	Position défavorable		T^{max} (t) 3 convois
0.L		$Y_1 = 1$; $Y_2 = 0{,}941$; $Y_3 = 0{,}765$; $Y_4 = 0{,}589$; $Y_5 = 0{,}530$; $Y_6 = 0{,}354$	130,302
0,1 L		$Y_1 = 0{,}9$; $Y_2 = 0{,}841$; $Y_3 = 0{,}665$; $Y_4 = 0{,}489$; $Y_5 = 0{,}430$; $Y_6 = 0{,}254$	112,302
0,2 L		$Y_1 = 0{,}8$; $Y_2 = 0{,}741$; $Y_3 = 0{,}565$; $Y_4 = 0{,}389$; $Y_5 = 0{,}330$; $Y_6 = 0{,}154$	94,302
0,3 L		$Y_1 = 0{,}7$; $Y_2 = 0{,}641$; $Y_3 = 0{,}465$; $Y_4 = 0{,}289$; $Y_5 = 0{,}230$; $Y_6 = 0{,}054$	76,302
0,4 L		$Y_1 = 0{,}6$; $Y_2 = 0{,}541$; $Y_3 = 0{,}365$; $Y_4 = 0{,}189$; $Y_5 = 0{,}130$; $Y_6 = 0$	59,130
0,5 L		$Y_1 = 0{,}5$; $Y_2 = 0{,}441$; $Y_3 = 0{,}265$; $Y_4 = 0{,}089$; $Y_5 = 0{,}030$; $Y_6 = 0$	42,930

(*) Tableau résumant les valeurs de l'effort tranchant majoré sous la surcharge Bc

Section			0.L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
$T = T^{max} \cdot S \cdot b_c$	1 convoi	$S = 1{,}076$; $b_c = 1{,}2$	56,082	48,335	40,588	32,840	25,450	18,477
	2 convois	$S = 1{,}084$; $b_c = 1{,}1$	103,581	89,273	74,964	60,655	47,004	34,126
	3 convois	$S = 1{,}089$; $b_c = 0{,}95$	13[illegible],804	116,182	97,560	78,938	61,173	44,413

4) Sous l'effet de la surcharge M_c 120



$$q_{M_c120} = \frac{110}{6,1} = 18,033 \, t/ml$$

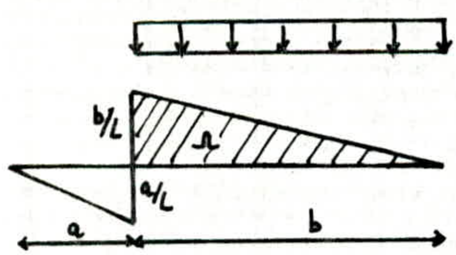
$$\Omega = \left(\frac{b}{L} + Y\right) \times \frac{6,1}{2}$$

avec $y = 0,039\,(b - 6,1)$

$$T^{max} = q \times \Omega$$

a (m)	0.L	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
b (m)	25,543	22,989	20,434	17,880	15,326	12,772
Y (m)	0,758	0,659	0,559	0,459	0,360	0,260
Ω	5,362	4,755	4,145	3,535	2,928	2,318
T^{max} (t)	96,693	85,747	74,747	63,747	52,801	41,800
$T = T^{max} \cdot \delta$	104,525	92,693	80,802	68,911	57,078	45,186

5) Sous l'effet de trottoirs



$$T = q_t \cdot \Omega$$

$$\Omega = \frac{1}{2}\frac{b^2}{L}$$

1 trottoir chargé $\quad q_t = 0,3225 \, t/ml$

2 trottoir chargés $\quad q_t = 0,645 \, t/ml$

a (m)		0.L	0,1 L	0,2 L	0,3L	0,4 L	0,5 L
b (m)		L	0,9L	0,8L	0,7L	0,6 L	0,5 L
Ω (m²)		12,772	10,345	8,174	6,258	4,598	3,19
T_{tr} (t)	1 trottoir chargé	4,119	3,336	2,636	2,018	1,483	1,03
	2 trottoirs chargés	8,238	6,673	5,272	4,036	2,966	2,05

(*) tableau donnant les valeurs des moments fléchissants majorés dans les différentes sections sous l'effet des differents cas de charges et surcharges

chargement / Section	G	A	Bc	Mc 120	trottoirs
0. L	0	0	0	0	0
0,1 L	1197,889	331,063	296,833	240,721	18,937
0,2 L	2129,580	588,562	498,508	427,948	33,666
0,3 L	2795,074	772,485	632,958	561,682	44,187
0,4 L	3194,370	882,832	672,251	614,922	50,499
0,5 L	3327,469	919,625	700,370	668,669	52,233
Section dangereuse 0,432L = 11,047 m	3266,801	902,854	722,083	656,447	51,644

(*) tableau donnant les moments longitudinaux, en tenant compte du coefficient de répartition transversal correspondant à chaque cas de charge et surcharge

chargement	G	A	Bc	Mc 120	trottoir
K_α / Section	1	1,0167	1,0746	1,1688	1,0346
0. L	0	0	0	0	0
0,1 L	1197,889	336,592	318,977	281,355	19,592
0,2 L	2129,580	598,391	535,697	500,186	34,831
0,3 L	2795,074	785,385	680,177	656,494	45,716
0,4 L	3194,370	897,575	722,401	718,721	52,246
0,5 L	3327,469	934,983	752,618	781,540	54,040
Section dangereuse 0,432 L = 11,047 m	3266,801	917,932	775,950	767,255	53,431

PRECONTRAINTE

A. INTRODUCTION

Dans notre cas nous avons une dalle que l'on peut assimiler à une poutre en T reposant sur deux appuis libre, les moments M_G et M_Q sont maximums positifs dans la zône centrale et vont en diminuant vers les appuis où ils s'annulent ; il convient donc dans ce cas que le moment de précontrainte soit maximal et négatif dans la zône centrale et diminue en allant vers les appuis où il devra approximativement s'annuler.

On procèdera par post-tension, c'est à dire précontrainte par câbles tendus après durcissement du béton.

Dans la partie centrale : la totalité des câbles est placée à l'excentricité maximale négative. Entre la partie centrale et l'appui, une zône de relevage des câbles, donc une diminution de la valeur absolue de l'excentricité par relevage du centre de gravité de l'ensemble des câbles, d'où une diminution progressive du moment de précontrainte $M_p = N.e$

A l'appui : les cables portent ordinairement sur la face d'about, suivant une répartition à peu près uniforme de façon que leur centre de gravité coïncide approximativement avec le centre de gravité de la section, ainsi l'excentricité étant presque nulle, le moment de précontrainte s'annule à l'appui

(*) calcul des différentes contraintes

Il faut vérifier que dans tous les états de charges, les contraintes totales en tout point de la section restent comprises entre les limites admissibles $\bar{\sigma}$ (compression) et $\bar{\sigma}'$ (traction) d'où :

$$\left.\begin{array}{l}
\text{service à vide}\begin{cases}\text{- Fibre supérieure } \sigma = \sigma_p + \sigma_G \\ \text{- Fibre inférieure } \sigma' = \sigma_p' + \sigma_G'\end{cases} \\
\text{Service à charge}\begin{cases}\text{- Fibre supérieure } \sigma = \sigma_p + \sigma_G + \sigma_Q \\ \text{- Fibre inférieure } \sigma' = \sigma_p' + \sigma_G' + \sigma_Q'\end{cases}
\end{array}\right\}
\begin{array}{l}\bar{\sigma}' \leq \sigma \leq \bar{\sigma} \\ \bar{\sigma}' \leq \sigma' \leq \bar{\sigma}\end{array}$$

B. CALCUL DE LA PRECONTRAINTE

1) caractéristiques géométriques

$$\left.\begin{array}{l} I_x = 1,697\,m^4 \\ V_i = 0,653\,m \\ V_s = 0,547\,m \\ S = 13,770\,m^2 \end{array}\right\} \quad i^2 = \frac{I}{S} = 0,123239\,m^2$$

2) Contraintes sous l'effet du poids propre G :

- Sur la fibre supérieure $\sigma_G = + \frac{M_G . V_s}{I_x} = \frac{3327,469\ 10^5 \times 54,7}{1,697\ 10^8} = 107,26\ kg/cm^2$ (compression)

- Sur la fibre inférieure $\sigma'_G = - \frac{M_G . V_i}{I_x} = \frac{-3327,469\ 10^5 \times 65,3}{1,697\ 10^8} = -128,04\ kg/cm^2$ (traction)

3) contraintes sous l'effet des surcharges (A+ trottoir)

- Sur la fibre supérieure $\sigma_Q = + \frac{M_Q . V_s}{I_x} = \frac{(934,983+54,040)10^5 \times 54,7}{1,697\ 10^8} = 31,880\ kg/cm^2$

- Sur la fibre inférieure $\sigma_Q = - \frac{M_Q . V_i}{I_x} = \frac{(934,983+54,040)10^5 \times 65,3}{1,697\ 10^8} = -38,057\ kg/cm^2$

Pour ne pas avoir de contrainte de traction, il convient que la précontrainte en service provoque sur la fibre inférieure une contrainte supérieure à $\sigma'_Q + \sigma'_G$ donc : $\sigma_P \geq \sigma'_Q + \sigma'_G$

4) contrainte sous précontrainte

- Sur la fibre supérieure $\sigma_P = \frac{N}{B}\left(1 + \frac{e . V_s}{i^2}\right)$

- Sur la fibre inférieure $\sigma'_P = \frac{N}{B}\left(1 + \frac{e V_i}{i^2}\right)$

avec $e = -(V' - d)$ $(V' = V_i)$

et $6cm \leq d \leq 15cm$, d: distance du point de passage de la résultante des forces de précontrainte à la force la plus voisine $\longrightarrow$ on prend $d = 11,5$ cm

Ce qui nous donne $e = -(65,3 - 11,5) = -53,8$ cm

$$i^2 = \frac{I}{B} = 1232,39\ cm^2$$

$$\sigma'_P = \frac{N}{B}\left(1 - \frac{e . V_i}{i^2}\right) \geq \sigma'_G + \sigma'_Q \Longrightarrow N \geq \frac{B(\sigma'_G + \sigma'_Q)}{\left(1 - \frac{e V_i}{i^2}\right)} = \frac{13,77 . 10^4\ (128,04 + 38,057)}{\left(1 + \frac{53,8 \times 65,3}{1232,39}\right)} = 5939,627t$$

$$\Longrightarrow N \geq 5939,627t$$

Nous estimons les pertes à 25% alors on aura : $N \geq 7424,534t$

$P = \min(0,85 F_{Rs} ; 0,925 F_{Tg})$ avec P = force maximale à l'ancrage

En prenant des câbles de 7T15, la section d'un cable est $\omega = 9,73\ cm^2$

$P = \min(0,85 . 18000 . 9,73\ 10^{-3} ; 0,925 . 16000 . 9,73\ 10^{-3}) \longrightarrow P = 144t$ (par câble)

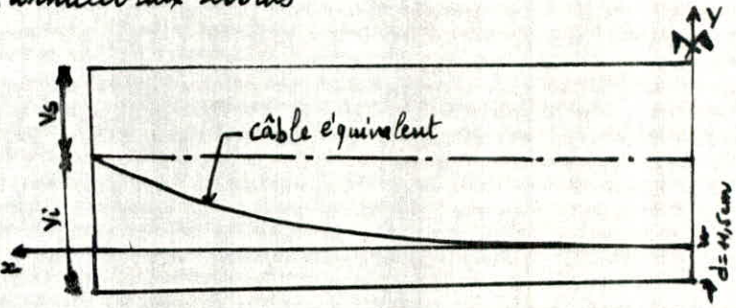
Ce qui nous donne comme nombre de câbles n :

$$n = \frac{N}{P} = \frac{7424,534}{144} = 51,56$$

On prend n = 52 câbles de 7T15 $\Longrightarrow N = 52 . 144 = 7488t$

5) *tracé du câble*

On utilisera deux nappes de 26 câbles chacune, le tracé du câble sera parabolique pour les deux nappes de façon à avoir une excentricité nulle à l'about et une autre maximale à la section médiane, Pour le câble équivalent, vu que le moment dû aux charges permanentes et surcharges est maximal au milieu, et décroit progressivement pour s'annuler aux abouts



- équation de la parabole : $y = ax^2$
- détermination du coefficient "a"

on a $y = e$ pour $x = \frac{L}{2}$, en remplaçant dans l'équation on aura : $e = a\left(\frac{L}{2}\right)^2 \Rightarrow e = a\frac{L^2}{4}$

$$\Rightarrow a = \frac{4e}{L^2}$$

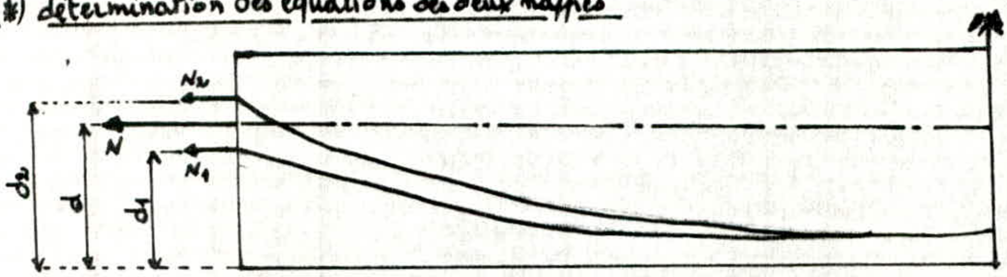
donc on aura l'équation : $y = \frac{4e}{L^2}x^2$

. $tg\alpha = \frac{dy}{dx} = y' = \frac{8e}{L^2}x \Rightarrow \alpha = \text{arctg}\, \frac{8e}{L^2}x$

. $d = y + 11,5$ avec $y = \frac{4 \cdot 53,8}{(25,543)^2 10^4} x^2 = 32,983\, 10^{-6} x^2$

section	0	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
x (cm)	1277,15	1021,72	766,29	510,86	255,43	0
y (cm)	53,799	34,431	19,368	8,608	2,152	0
$\alpha^{(0)}$	4,816	3,856	2,894	1,930	0,965	0
d (cm)	65,30	45,931	30,868	20,108	13,652	11,50

(*) *détermination des équations des deux nappes*



- équilibre des moments : $N.d = N_1 d_1 + N_2 d_2$ avec $N_1 = N_2 = \frac{N}{2} = 26P$ et $N = 52P$

$$N_1 = N_2 = 26 . 144 = 3744t$$

- $d_1 \geqslant 18,5\,cm$ (enrobage minimum à l'about) on prend $d_1 = 50\,cm$ de telle sorte qu'il soit à l'intérieur du fuseau limite

- $d_2 = \dfrac{52d - 26d_1}{26} = \dfrac{52 \cdot 65,3 - 26 \cdot 50}{26} = 80,6 \text{ cm}$

- équation des câbles de la 1ère nappe :

$$Y_1 = \frac{4(d_1 - 11,5)}{L^2} x^2 = \frac{4(50 - 11,5)}{25,543^2} x^2 \Longrightarrow Y_1 = 23,603\,10^{-6} x^2$$

$$\alpha_1 = \text{arctg}(47,207\,10^{-6} x)$$

- équation des cables de la 2ème nappe :

$$Y_2 = \frac{4(d_2 - 11,5)}{L^2} x^2 = \frac{4(80,6 - 11,5)}{25,543^2} x^2 \Longrightarrow Y_2 = 42,363\,10^{-6} x^2$$

$$\alpha_2 = \text{arctg}(84,727\,10^{-6} x)$$

nous avons $\left.\begin{array}{l} N_1 \text{ agit sur la 1ère nappe} \\ N_2 \text{ agit sur la 2ème nappe} \end{array}\right\}$ $N = N_1 \cos\alpha_1 + N_2 \cos\alpha_2$; N agit sur la nappe équivalente

Section	0	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
x (cm)	1277,15	1021,72	766,29	510,86	255,43	0
Y_1 (cm)	38,499	24,639	13,860	6,160	1,540	0
Y_2 (cm)	69,099	44,223	24,876	11,056	2,764	0
α_1^0	3,450	2,761	2,072	1,381	0,691	0
α_2^0	6,176	4,948	3,715	2,478	1,240	0
$\cos\alpha_1$	0,9982	0,9988	0,9993	0,9997	0,9999	1,0
$\cos\alpha_2$	0,9942	0,9963	0,9979	0,9991	0,9998	1,0
$N_1 \cos\alpha_1$	3737,26	3739,51	3741,38	3742,88	3743,63	3744,0
$N_2 \cos\alpha_2$	3722,28	3730,15	3736,14	3740,63	3743,25	3744,0
N (t)	7459,54	7469,66	7477,52	7483,51	7486,88	7488,0
d (cm)	65,30	45,931	30,868	20,108	13,652	11,50

Béton : $S = 13{,}77\ m^2$

$\sigma_{28} = 350\ bars = 350\ kg/cm^2$

$\bar{\sigma} = 0{,}42\,\sigma_{28} = 0{,}42 \cdot 350 = 147\ kg/cm^2 \longrightarrow \bar{\sigma} = 147\ kg/cm^2$

$\rho = \dfrac{i^2}{V_s \cdot V_i}$ rendement géométrique de la section

1er fuseau limite :

c'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le tracé du cable équivalent pour qu'il n'y ait pas de traction (quelque soit le cas de chargement) sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes

$$a = \rho \cdot V_S = \frac{i^2}{V_s \cdot V_i} V_s = \frac{i^2}{V_i} \longrightarrow a = 18{,}87\ cm$$

$$a' = -\rho V_i = -\frac{i^2}{V_s \cdot V_i} V_i = -\frac{i^2}{V_s} \longrightarrow a' = -22{,}53\ cm$$

- $e_S = a - \dfrac{M_G + M_Q}{N}$

- $e_i = a' - \dfrac{M_G}{N}$

2ème fuseau limite

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le câble équivalent pour que la contrainte maximale reste inférieure ou égale à $\bar{\sigma}$ (contrainte admissible de compression) sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes quelque soit le cas de chargement

- sur la fibre supérieure : $\sigma_P + \sigma_Q + \sigma_G \leq \bar{\sigma}$ (service en charge)

$$\Longrightarrow \frac{N}{B}\left(1 + \frac{e V_s}{V_i}\right) + \frac{(M_G + M_Q)}{B}\frac{V_s}{V_i} \leq \bar{\sigma} \Longrightarrow e \leq \left(\frac{\bar{\sigma} \cdot B}{N} - 1\right)\frac{i^2}{V_s} - \frac{M_G + M_Q}{N} = S_{sup}$$

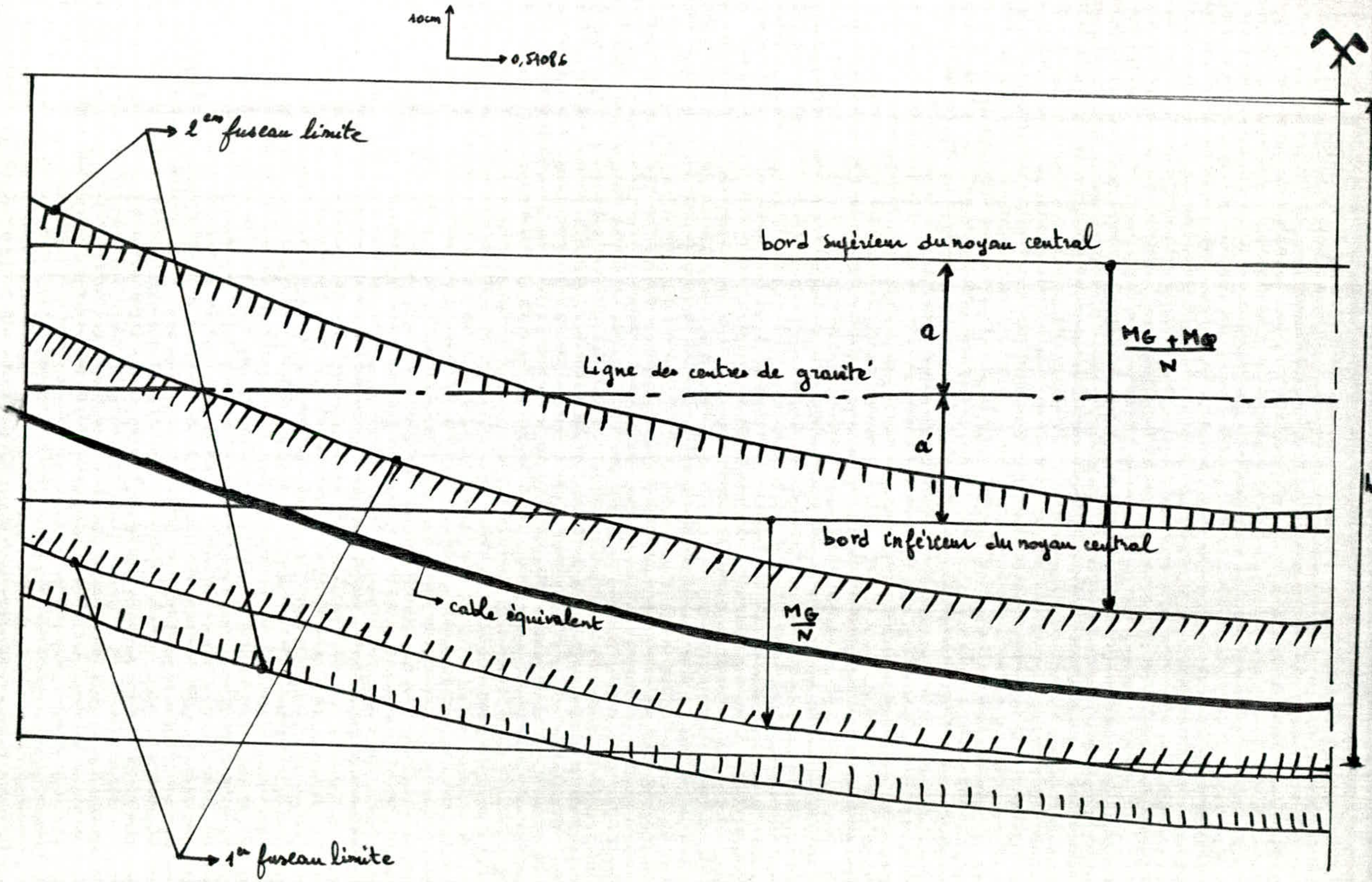
- Sur la fibre inférieure : $\sigma'_P + \sigma_G \leq \bar{\sigma}$ (service à vide)

$$\Longrightarrow \frac{N}{B}\left(1 - \frac{e V_i}{i^2}\right) - \frac{M_G}{B}\frac{V_i}{i^2} \leq \bar{\sigma} \Longrightarrow e \geqslant -\left(\frac{\bar{\sigma} \cdot B}{N} - 1\right)\frac{i^2}{V_i} - \frac{M_G}{N} = S_{inf}$$

Le tracé de ces deux fuseaux limites sert particulièrement en cas de relevage des cables. Le cable équivalent doit rester dans la zone commune à ces deux fuseaux.

Section	0	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
N (t)	7459,54	7469,66	7477,52	7483,51	7486,88	7488,00
M_G (t.m)	0	1197,889	2129,580	2795,074	3194,370	3327,469
M_φ (t.m)	0	356,184	633,22	831,101	949,821	989,023
$M_G + M_\varphi$ (t.m)	0	1554,073	2762,802	3626,175	4144,821	4316,492
M_G/N (cm)	0	16,4	28,48	37,35	42,67	44,44
$(M_G+M_\varphi)/N$ (cm)	0	20,81	36,95	48,46	55,35	57,65
e_i (cm)	-22,53	-38,93	-51,01	-59,88	-65,20	-66,97
e_s (cm)	18,87	-1,94	-18,08	-29,59	-36,48	-38,78
$e = d - V_i$ (cm)	0	-19,37	-34,43	-45,19	-51,65	-53,80
S_{sup} (cm)	38,61	17,71	1,51	-10,05	-16,97	-19,28
S_{inf} (cm)	-32,34	-48,67	-60,70	-69,53	-74,82	-76,58

on remarque que quel que soit la section on a toujours : $\begin{cases} e_i \le e \le e_s \\ \text{et} \\ S_{inf} \le e \le S_{sup} \end{cases}$



10cm
0,51086
2ème fuseau limite
bord supérieur du noyau central
a
$\frac{M_G + M_Q}{N}$
Ligne des centres de gravité
a'
bord inférieur du noyau central
câble équivalent
$\frac{M_G}{N}$
h_t
1er fuseau limite

PERTES ET CHUTES DE TENSION

Les conditions de sécurité de l'ouvrage en période dite "en service" ayant permis de définir la tension necessaire permanente dite tension "de service", on doit alors tenir compte des pertes et chutes de tension qui vont se produire entre l'instant de la mise en tension et la période de service, afin d'en déduire la tension initiale à réaliser à la mise en tension. On a les pertes instantanées et les pertes différées

1) Pertes instantanées

Elles sont propres au dispositif mécanique d'application de la précontrainte.

a) Pertes par frottements :

La mise en tension d'un câble produit un déplacement du câble par rapport à sa gaine et ce mouvement relatif s'accompagne inévitablement de frottement, en conséquence, la force dans le câble diminue à mesure qu'on s'éloigne de la section. Il faut donc réaliser à l'ancrage une tension de valeur supérieure

En un point, la tension est : $F_M = F_0(1 - f\alpha - \varphi l)$ soit en contrainte : $\sigma_M = \sigma_0 \, e^{-(f\alpha + \varphi l)}$

A : point d'ancrage

α : angle de relevage (en degré)

Si on veut réaliser une contrainte σ_{PM} en un point M, il faudra réaliser en A une tension σ_{PA} supérieure à σ_{PM} compte tenu de la perte par frottement entre A et M

(*) formule générale donnant la perte par frottement dans un câble entre l'ancrage A et un point M de ce câble : $\sigma_{PM} = \sigma_{PA} \, e^{-(f\alpha + \varphi l)} = \sigma_0 \, e^{-(f\alpha + \varphi l)}$

on a par approximation : $\sigma_{PM} = \sigma_0 \left[1 - (f\alpha + \varphi l)\right]$ d'où : $\Delta\sigma_{fr} = \sigma_0 (f\alpha + \varphi l)$

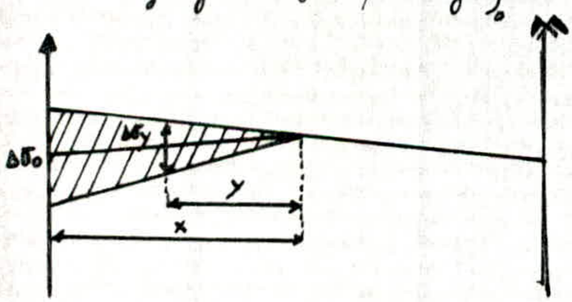
- f : coefficient de frottement fil sur gaine = 0,2
- φ : déviateur angulaire parasite $\varphi = 0{,}0016$ rd/m
- $\sigma_{PA} = \sigma_0$: contrainte initiale à l'ancrage $\qquad \sigma_0 : \min(0{,}85 R_G ; 0{,}92 T_G) = 14720$ kg/cm² $= 147{,}2$ kg/mm²
- l : longueur courbe donnée par la formule suivante:

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

	Section	0	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
	x (m)	0	2,5543	5,1086	7,6629	10,2172	12,7715
câble de la 1ère nappe	l (m)	0	2,5544	5,1091	7,6646	10,2213	12,7795
	α (rd)	0	0,0121	0,0241	0,0362	0,0482	0,0602
	$f\alpha + \varphi l$	0	0,00651	0,01299	0,0195	0,0259	0,0324
	$\Delta\sigma_{f_2}$ (kg/mm²)	0	0,9583	1,9121	2,8704	3,8257	4,7825
câble de la 2ème nappe	l (m)	0	2,5545	5,1102	7,6682	10,2297	12,7960
	α (rd)	0	0,0216	0,0433	0,0648	0,0864	0,1078
	$f\alpha + \varphi l$	0	0,00841	0,0168	0,0252	0,0336	0,0420
	$\Delta\sigma_{f_2}$	0	1,2380	2,4788	3,7139	4,9533	6,1868
	$\Delta\sigma_{f_2\,moyen}$ (kg/mm²)	0	1,0982	2,1955	3,2922	4,3895	5,4847

b) Perte par recul d'ancrage

La perte par recul d'ancrage est telle qui apparait lorsque la force de traction de l'armature exercée par le vérin est reportée directement au béton par l'ancrage, elle intervient donc au moment où l'ancrage de l'armature étant constitué, la tension du vérin étant relachée, le recul d'ancrage g est défini par : $g = \int_0^x \Delta\sigma \, dx$ représentant l'aire hachurée du triangle



$$X = \sqrt{\frac{g \cdot E_a \cdot x}{\Delta\sigma_{frott}}}$$

La valeur de $\Delta\sigma_y$ est déterminée à partir du diagramme : $\Delta\sigma_y = \frac{y}{x} \Delta\sigma_0$

1ère nappe : $X_1 = \sqrt{\frac{0{,}007 \cdot 2\,10^4 \cdot 12{,}7795}{4{,}7825}} = 19{,}341\,m$

2ème nappe : $X_2 = \sqrt{\frac{0{,}007 \cdot 2\,10^4 \cdot 12{,}796}{6{,}1868}} = 17{,}016\,m$

1ère nappe : $X_1 \longrightarrow \Delta\sigma_1 = 2\sigma_0\left(f \cdot \frac{\alpha_1}{l} + \varphi\right) X_1 = 2 \cdot 147{,}2\left(0{,}2\,\frac{0{,}0602}{25{,}543} + 0{,}0016\right) 19{,}341 = 11{,}794\ kg/mm^2$

2ème nappe : $X_2 \longrightarrow \Delta\sigma_2 = 2\sigma_0\left(f \frac{\alpha_2}{l} + \varphi\right) X_2 = 2 \cdot 147{,}2\left(0{,}2\,\frac{0{,}1078}{25{,}543} + 0{,}0016\right) 17{,}016 = 12{,}243\ kg/mm^2$

	x	0	0,1 L	0,2 L	0,3 L	0,4 L	0,5 L
1^{er} nappe	y	19,341	16,7867	14,2324	11,6781	9,1238	6,5695
	$\Delta\sigma_y$ kg/mm²	11,794	10,2364	8,6789	7,1213	5,5637	4,0061
$2^{ème}$ nappe	y	17,016	14,4617	11,9074	9,3531	6,7988	4,2445
	$\Delta\sigma_y$ kg/mm²	12,243	10,4052	8,5674	6,7296	4,8917	3,0539
	$\Delta\sigma_{recule}$ kg/mm²	12,0185	10,3208	8,6232	6,9255	5,2277	3,530

c) Perte par raccourcissement

Lorsque dans un élément, plusieurs armatures sont tendues successivement, le raccourcissement instantané du béton s'effectue au fur et à mesure que la tension des différentes armatures, et la mise en tension de la $i^{ème}$ armature provoque un raccourcissement du béton au droit des $i-1$ premières armatures, et par conséquent une diminution de leur force de traction. Dans le cas de n armatures identiques, donnant lieu chacune à un raccourcissement unitaire du béton $\varepsilon i/n$, la perte de tension totale a pour valeur : $\Delta\sigma_{rac} = \frac{\varepsilon i}{n} \cdot E_a \cdot A\left[(n-1)+(n-2)+\dots\dots+2+1\right] = \frac{1}{2}(n-1)\,\varepsilon i \cdot E_a \cdot A$

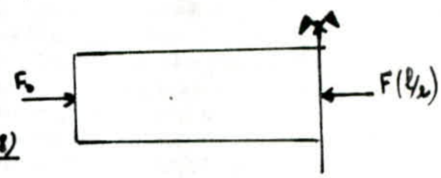
A : section d'une armature.

Cette perte de tension peut-être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans la section à : $\Delta\sigma_{racc} = \frac{1}{2}\frac{\sigma'_b}{E_i} E_a$ avec : E_i : module d'élasticité longitudinal

σ'_b : contrainte probable du béton au niveau du centre de gravités des aciers

$F(l/2) = F_0(1 - f\alpha - \varphi l) = 144(1 - 0{,}2 \cdot 0{,}084 - 0{,}0016 \times 12{,}79775) = 138{,}6345\,t$

Soit F_m la force moyenne : $F_m = \frac{F_0 + F(l/2)}{2} = 141{,}317\,t$



$\sigma'_b = \frac{F_m}{S} + \frac{F_m \cdot e^2}{I} - \frac{M_G \cdot e}{I} \longrightarrow \sigma'_b = \frac{141{,}32}{13{,}77} + \frac{141{,}32}{1{,}697}(0{,}538)^2 - \frac{3327{,}469\,(0{,}538)}{1{,}697}$

$\sigma'_b = 1020{,}54\,t/m^2 \longrightarrow \sigma'_b = 102{,}054\,kg/cm^2$

donc on a : $\Delta\sigma_{racc} = \frac{1}{2}\frac{102{,}054}{392874} \cdot 2\,10^6 = 259{,}76\,kg/cm^2 \longrightarrow \Delta\sigma_{racc} = 259{,}76\,kg/cm^2$

2) Pertes différées (IP2 tome 1)

a) retrait du béton

Le retrait du béton occasionne une déformation en raccourcissement qui est évaluée à $\frac{\Delta l}{l} = \varepsilon_r$, les cables qui suivent cette même déformation $\frac{\Delta l}{l}$ subissent donc de ce fait une chute de tension telle que:

$\frac{\Delta\sigma_{ret}}{E_a} = \frac{\Delta l}{l} = \varepsilon_r$ avec:

$$\varepsilon_r = k_b . \varepsilon_c . k_{e_1} . k_p$$

- Le coefficient k_b dépend de la composition du béton ; diagramme $\longrightarrow k_b = f(\frac{E}{C}, D) = 0,90$
- Le coefficient ε_c dépend des conditions climatiques ; diagramme $\longrightarrow \varepsilon_c = 27,5\ 10^{-5}$
- Le coefficient k_{e_1} dépend de l'épaisseur fictive de la pièce, diagramme ...... $e_m = 0,90\ m \longrightarrow k_{e_1} = 0,50$
- Le coefficient K_p dépend du pourcentage de armatures $\bar{\omega} = \frac{A}{B}$ $\longrightarrow k_p = 0,9311$

Ce qui nous donne donc: $\varepsilon_r = 1,15\ 10^{-4} \longrightarrow \frac{\Delta l}{l} = \varepsilon_r = 1,15\ 10^{-4}$

on a donc: $\Delta\sigma_{ret} = E_a . \frac{\Delta l}{l} \longrightarrow \Delta\sigma_{ret} = 2.10^6 \times 1,15\ 10^{-4} = 230\ kg/cm^2 \longrightarrow \Delta\sigma_{ret} = 230\ kg/cm^2$

b) fluage du béton:

$\frac{\Delta\sigma_{fl}}{E_a} = 2\frac{\Delta l}{l} = 2\varepsilon_{fl}$ avec $\varepsilon_{fl} = \frac{\sigma_b'}{E_i} k_{fl} . r(t)$

$k_{fl} = k_b . k_c . k_d . k_{e_2}$

- Le coefficient k_b dépend de la composition du béton, diagramme $\longrightarrow k_b = 0,90$
- Le coefficient k_c dépend des conditions climatiques, diagramme $\longrightarrow k_c = 2,3$
- Le coefficient k_d dépend du durcissement du béton à l'âge de la mise en charge $\longrightarrow k_d(28\ jours) = 1,00$
- Le coefficient k_{e_2} dépend de l'épaisseur fictive e_m de la pièce : $e_m = 0,9 \longrightarrow k_{e_2} = 0,7$
- $r(t)$ exprime le développement de la déformation différée en fonction du temps : diagramme $\longrightarrow r(t) = 0,1$

ce qui nous donne : $\varepsilon_{fl} = \frac{147}{393874} . 1,449 . 0,1 = 0,542\ 10^{-4}$ avec $k_{fl} = 1,449$

donc : $\Delta\sigma_{fl} = 2 . \varepsilon_{fl} . E_a = 2 . 0,542\ 10^{-4} . 2\ 10^6 = 216,8\ kg/cm^2 \longrightarrow \Delta\sigma_{fl} = 216,8\ kg/cm^2$

c) relaxation

La relaxation est fonction de la contrainte initiale de l'acier et du temps. L'évaluation de la relaxation d'une armature tendue à sa tension initiale $\sigma_{P_i}(x)$ est calculée par la formule.

$$\Delta\sigma_{relax} = \max \begin{cases} \frac{2,4\ \rho_{1000}}{100} \times \frac{\sigma_{P_i} - 0,55 R_G}{0,25 R_G} \sigma_{P_i} \\ \frac{\rho_{1000} + 2,5}{100} \times \frac{\sigma_{P_i} - 0,55 R_G}{0,25 R_G} \sigma_{P_i} \end{cases}$$

avec $\rho_{1000} = 0,03$; $\rho_{3000} = 0,035$ et $R_G = 180\ kg/mm^2$

Les valeurs de $\Delta\sigma_{relax}$ à chaque section sont données dans le tableau qui suit

(*) Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte à des actions de longue durée peu variables par la suite, la valeur finale de la perte de tension différée au point d'abscisse x est prise égale à :

$$\begin{cases} \Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_{rel} - \dfrac{\Delta\sigma_{rel}(\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl})}{\sigma_{P_i}(x) - 0{,}55\,R_G} & \text{si } \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} < \sigma_{P_i} - 0{,}55\,R_G \\ \text{ou a :} & \\ \Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} & \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

$$\sigma_{P_i}(x) = \sigma_{P_0} - \Delta\sigma_i(x) \longrightarrow \sigma_{P_i}(x) = \sigma_0 - (\Delta\sigma_{frott} + \Delta\sigma_{recul} + \Delta\sigma_{racc})$$

(*) tableau récapitulatif des Pertes de contraintes correspondant à un temps infini

Section	0	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
$\Delta\sigma_{frott}$	0	1,0982	2,1965	3,2922	4,3895	5,4847
$\Delta\sigma_{recul}$ kg/mm²	12,0185	10,3208	8,6232	6,9255	5,2277	3,530
$\Delta\sigma_{racc}$ kg/mm²	2,5976	2,5976	2,5976	2,5976	2,5976	2,5976
$\sigma_{P_i}(x)$ kg/mm²	132,58	133,18	133,78	134,38	134,99	135,59
$\Delta\sigma_{ret}$ kg/mm²	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3
$\Delta\sigma_{fl}$ kg/mm²	2,168	2,168	2,168	2,168	2,168	2,168
$\Delta\sigma_{relax}$ kg/mm²	7,1233	7,2833	7,4446	7,6070	7,7733	7,938
$\Delta\sigma_{différé}$ kg/mm²	10,6435	10,7992	10,9562	11,1143	11,2763	11,437

(*) contraintes à rencontrer dans les différentes phases

- Contrainte dans les armatures après la mise en tension : $\sigma_{P_i} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{instantané}$
- Contrainte de service à 90 jours : $\sigma_{S_{90j}} = \sigma_{P_i} - \Delta\sigma_{diff_{90j}}$
- contrainte à un temps infini : $\sigma_{P_\infty} = \sigma_{P_i} - \Delta\sigma_{diff_\infty}$

avec $\Delta\sigma_{diff_{90j}} = \Delta\sigma_{relax\,90j} + \Delta\sigma_{ret\,90j} + \Delta\sigma_{fl\,90j}$

on estime les pertes à :

relaxation à 90 jours $\Delta\sigma_{relax\,90j} = 0{,}65\,\Delta\sigma_{relax\,\infty}$

retrait à 90 jours $\Delta\sigma_{ret_{90j}} = 0{,}45\,\Delta\sigma_{ret\,\infty}$

• fluage à 90 jours : $\Delta\sigma_{fl_{90j}} = 0,45\,\Delta\sigma_{fl_\infty}$

(*) <u>tableau donnant les pertes de contraintes différées à 90 jours</u>

Section	0	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
$\Delta\sigma_{relax90j}$ kg/mm²	3,9178	4,0058	4,0945	4,1839	4,2753	4,3660
$\Delta\sigma_{ret90}$ kg/mm²	1,0350	1,0350	1,0350	1,0350	1,0350	1,0350
$\Delta\sigma_{flu90j}$ kg/mm²	0,9756	0,9756	0,9756	0,9756	0,9756	0,9756
$\Delta\sigma_{diff90j}$ kg/mm²	5,9284	6,0164	6,1051	6,1945	6,2859	6,3470

EFFORT TRANCHANT

Définition

Dans une section quelconque à plan moyen fléchie, l'effort tranchant est la composante normale à la fibre moyenne de la résultante des forces par coupure au droit de la section. Nous écrivons de façon générale $F = F_G + F_Q + F_P$

F_G et F_Q désignent respectivement les efforts tranchants dûs aux actions permanentes et surcharges et F_P l'effort tranchant de precontrainte.

(*) tableau donnant l'effort tranchant pour les différentes chargements aux sections considérées

section \ chargement	G	A (3voies)	B_c (3voies)	M_c120	trottoirs (2)
0	512,098	143,519	134,804	104,525	8,238
0,1 L	416,772	123,085	116,182	92,693	6,673
0,2 L	312,650	103,516	97,560	80,802	5,272
0,3 L	208,447	84,865	78,983	68,911	4,036
0,4 L	104,244	71,770	61,173	57,078	2,966
0,5 L	0	50,797	44,413	45,186	2,05

(*) même tableau en tenant compte du coefficient K_α

chargement	G	A	Bc	Mc 120	trottoirs
section \ K_α	1	1,0167	1,0746	1,1688	1,0346
0	512,098	145,916	144,860	122,169	8,523
0,1 L	416,772	125,141	124,849	108,340	6,904
0,2 L	312,650	105,245	104,838	94,441	5,454
0,3 L	208,447	86,282	84,827	80,543	4,176
0,4 L	104,244	72,969	65,737	66,713	3,069
0,5 L	0	51,645	47,726	52,813	2,121

(*) tableau donnant l'effort tranchant dû à la précontrainte à 90 jours

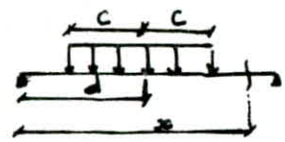
Sections	0	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
α (rd)	0,0841	0,0673	0,0505	0,0337	0,0168	0
F_p (t)	6407,98	6433,79	6459,59	6485,90	6511,71	6539,179
$F_p \sin\alpha$	538,28	432,67	326,07	218,58	109,39	0

(*) tableau donnant l'effort tranchant dû à la précontrainte à un temps infini

Sections	0	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
α (rd)	0,0841	0,0673	0,0505	0,0337	0,0168	0
F_p (t)	6169,524	6192,495	6214,403	6236,767	6259,434	6281,645
$F_p \sin\alpha$	518,25	416,44	313,69	201,17	104,77	0

ETUDE DE LA TORSION

Les efforts dû à la torsion seront déterminés comme pour les efforts transversaux et longitudinaux, c'est à dire par la méthode de Guyon et Massonnet. L'expression du moment de torsion dans les deux sens est donné par l'expression : $M_{xy} = - M_{yx} = \sum_{m=1}^{\infty} \tau_{\alpha m} \sin \frac{m\pi d}{l} \cos \frac{m\pi x}{l} \times \frac{l}{m\pi}$



avec $P = \frac{P}{2c}$ où c : demi-étalement de la charge

$\tau_{\alpha m}$: coefficient de répartition relatif à la torsion

charges	charge permanente G	surcharges de trottoir	A	Bc	Mc 120
2C (m)	25,543	25,543	25,545	3,07	6,1
P (t/ml)	40,8	0,968	11,275	3,91	18,033

On déterminera les moments dans les différentes sections. Le moment extrême est obtenu lorsque la charge est centrée sur la section médiane, c'est à dire pour $d = L/2$ on ne considerera que la 1ère harmonique (m=1)

$$M_{xy} = - M_{yx} = \tau_\alpha \times \frac{4P}{\pi} \times \sin \frac{\pi c}{l} \times \cos \frac{\pi x}{l} \times \frac{l}{\pi}$$

Pour déterminer les différentes valeurs de τ_α correspondant aux différents cas de charges, nous devons tracer les lignes d'influences de τ_α qui dépend de :

- α : paramètre de torsion
- θ : paramètre d'entretoisement
- e/b : excentricité relative de la charge linéaire
- Y/b : ordonnée relative du point considéré de la construction

on a : $\theta = 0,25$ et $\alpha = 0,833$

(*) <u>tableau donnant les valeurs de τ_1 pour $\theta = 0,25$</u>

Y \ e	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	b
0	-0,224506	-0,178622	-0,128990	-0,071235	0	0,071235	0,128990	0,178622	0,224506
$\frac{1}{4}b$	-0,200615	-0,163946	-0,124359	-0,078412	-0,021873	0,050501	0,125605	0,189923	0,249278
$\frac{1}{2}b$	-0,180216	-0,149415	-0,116220	-0,077797	-0,030647	0,029645	0,108729	0,193705	0,273001
$\frac{3}{4}b$	-0,165882	-0,138264	-0,108538	-0,074205	-0,032177	0,021440	0,091620	0,184796	0,289114
b	-0,160409	-0,133771	-0,105114	-0,072042	-0,031601	0,019934	0,087321	0,176704	0,296057

(*) tableau donnant les valeurs de $\tau_\alpha = \tau_1 \sqrt{\alpha} = 0,913\,\tau_1$

y \ e	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	b
0	-0,204974	-0,163082	-0,117768	-0,065038	0	0,065038	0,117768	0,163082	0,204974
$\frac{1}{4}b$	-0,183161	-0,149683	-0,113540	-0,071590	-0,019970	0,046190	0,114677	0,173400	0,227591
$\frac{1}{2}b$	-0,164537	-0,136416	-0,106109	-0,071029	-0,027981	0,027066	0,099270	0,176853	0,248337
$\frac{3}{4}b$	-0,151450	-0,126235	-0,099095	-0,067749	-0,029871	0,019575	0,083649	0,168719	0,263961
b	-0,146453	-0,122133	-0,095969	-0,065774	-0,028852	0,018200	0,079724	0,161331	0,270300

On disposera les surcharges sur les lignes d'influences de τ_α de telle sorte à obtenir les valeurs du coefficient de répartition relatif à la torsion maximales

charge \ Y		0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	b
G		0	0,07828	0,17386	0,50667	0,31725
B_c	1 convoi	0,29007	0,2990	0,2982	0,27898	0,26248
	2 convois	0,37211	0,3835	0,355	0,31668	0,29143
	3 convois	0,27249	0,2925	0,23075	0,19981	0,17563
A	1 voie	0,43051	0,4331	0,42456	0,41223	0,38909
	2 voies	0,43051	0,38109	0,34398	0,31702	0,30942
	3 voies	0	—— <0	—— <0	—— <0	—— <0
M_c 120		0,22268	0,2145	0,2059	0,19227	0,17756
surcharge trottoir : 450 kg/m²		0,50233	0,57688	0,63456	0,66918	0,76235

(*) Pour le calcul du moment M_{xy}, les coefficients τ_α utilisés sont résumés dans le tableau suivant

charge \ Y	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	b
G	0	0,0728	0,17386	0,50667	0,31725
A	0,43051	0,4331	0,42456	0,41223	0,38909
B_c	0,37211	0,3835	0,3550	0,31668	0,29143
M_c 120	0,22268	0,21450	0,2059	0,19227	0,17756
surch. trottoir : 450 kg/m²	0,50233	0,57688	0,63456	0,66918	0,76235

(*) tableau donnant les moments M_{xy} en t.m/ml pour les différentes charges et surcharges

Section	Fibre	G	A	B_c	M_c 120	surch trottoir 450 kg/m²
$x = 0$	$y = 0$	0	14,706	2,827	15,231	2,014
	$y = b/4$	2,016	14,794	2,913	14,671	2,312
	$y = b/2$	4,815	14,502	2,697	14,083	2,544
	$y = 3/4 b$	14,033	14,081	2,406	13,151	2,682
	$y = b$	8,787	13,291	2,214	12,145	3,056
$x = 0,1L$	$y = 0$	0	13,985	2,687	14,485	1,915
	$y = b/4$	1,918	14,069	2,769	13,953	2,199
	$y = b/2$	4,579	13,792	2,563	13,393	2,419
	$y = 3/4 b$	13,345	13,391	2,287	12,507	2,551
	$y = b$	8,356	12,640	2,104	11,497	2,906
$x = 0,2L$	$y = 0$	0	11,912	2,290	12,337	1,631
	$y = b/4$	1,633	11,983	2,360	11,884	1,873
	$y = b/2$	3,900	11,747	2,184	11,407	2,060
	$y = 3/4 b$	11,367	11,406	1,949	10,652	2,173
	$y = b$	7,106	10,766	1,793	9,837	2,475
$x = 0,3L$	$y = 0$	0	8,624	1,662	8,956	1,184
	$y = b/4$	1,186	8,699	1,713	8,627	1,360
	$y = b/2$	2,831	8,527	1,585	8,281	1,496
	$y = 3/4 b$	8,218	8,280	1,414	7,733	1,577
	$y = b$	5,167	7,815	1,302	7,141	1,797
$x = 0,4L$	$y = 0$	0	4,559	0,876	4,721	0,624
	$y = b/4$	0,625	4,586	0,903	4,548	0,717
	$y = b/2$	1,493	4,496	0,836	4,366	0,789
	$y = 3/4 b$	4,350	4,365	0,746	4,077	0,832
	$y = b$	2,724	4,120	0,686	3,765	0,948
$x = 0,5L$	$y = 0$	0	0	0	0	0
	$y = b/4$	0	0	0	0	0
	$y = b/2$	0	0	0	0	0
	$y = 3/4 b$	0	0	0	0	0
	$y = b$	0	0	0	0	0

(*) détermination des contraintes de cisaillement (τ_{xy})

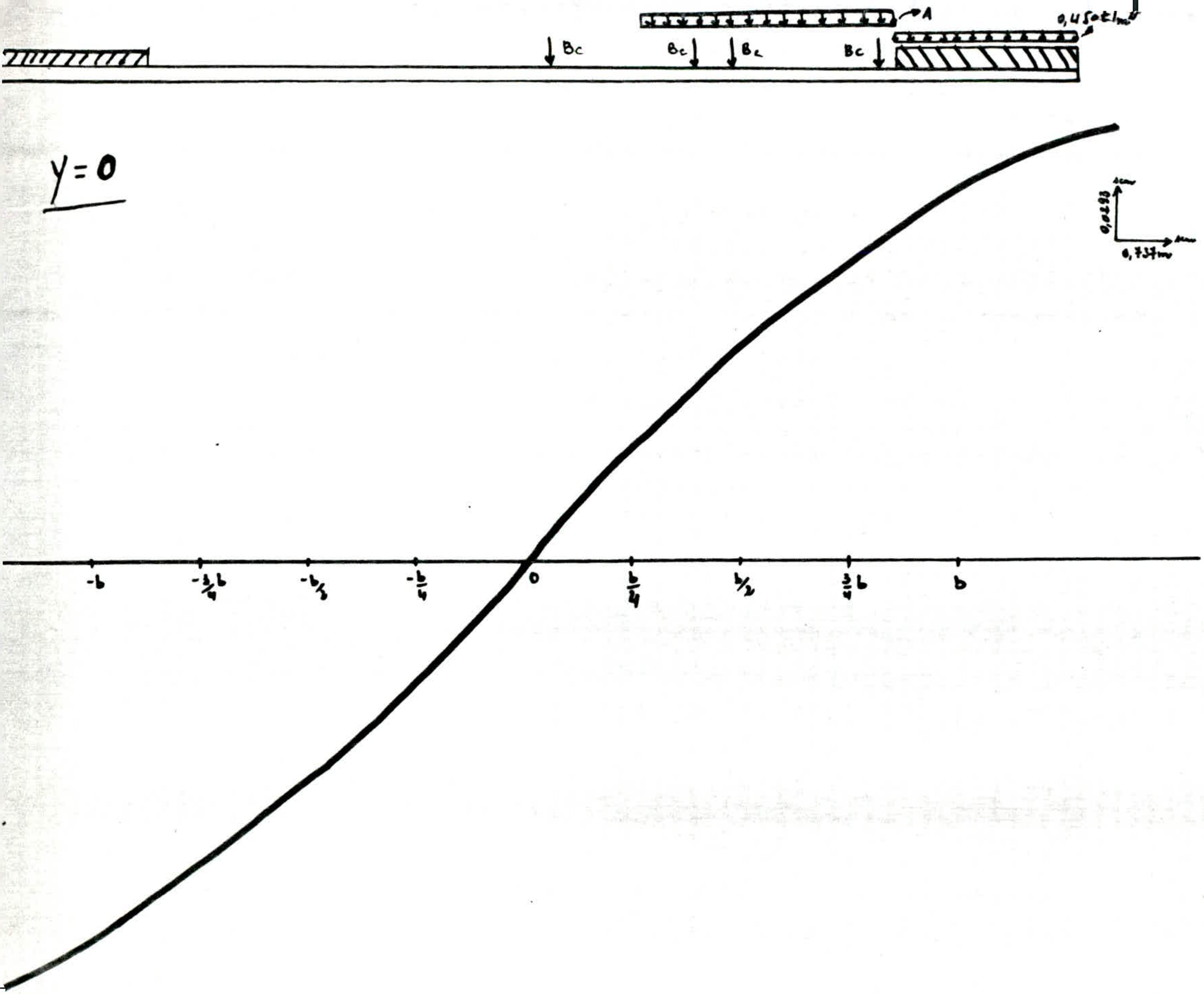
D'après le C.C.B.A 68 art 5.3 pour une section rectangulaire $a \leq b$, la contrainte est maximale au milieu de b

$$\tau_{xy} = \frac{M_{xy}}{a^2 \times b}\left(4,81 - 1,81 \frac{b-a}{\sqrt{2a^2+b^2}}\right) \quad \text{avec} \quad \begin{aligned} b &= 1,20\,m \\ a &= 1,00\,m \end{aligned}$$

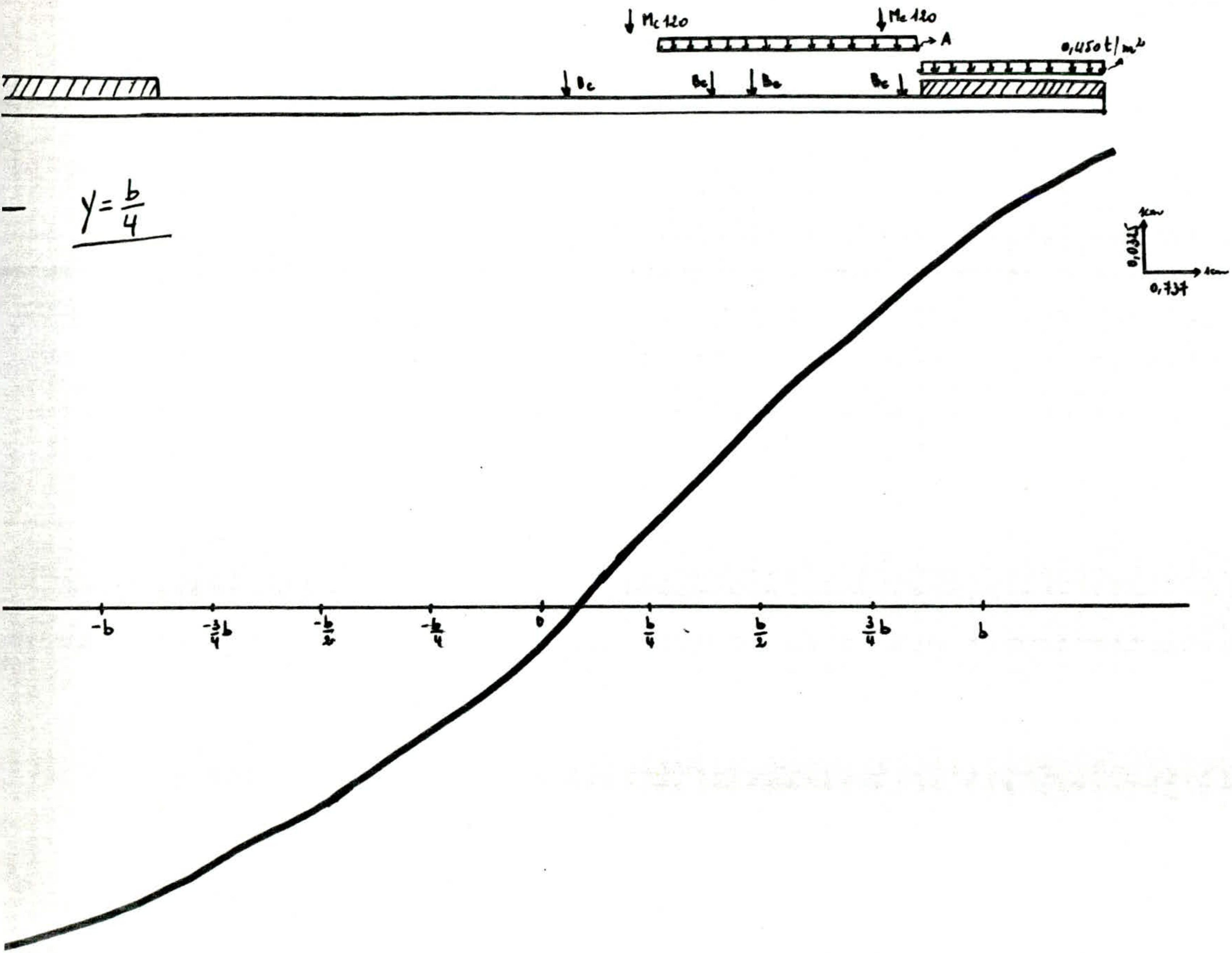
on aura donc : $\tau_{xy} = 3,846\, M_{xy}$

Le moment M_{xy} sera déterminé par la combinaison $G + 1,2S$, on donne les résultats sous forme de tableau.

Section	M_{xy} (G + 1,2S) (t.m)	τ_{xy} (t/m²)
0	G + 1,2(A+tr) = 34,15	131,34
0,1L	G + 1,2(A+tr) = 32,48	124,92
0,2L	G + 1,2(A+tr) = 27,66	106,38
0,3L	G + 1,2(A+tr) = 20,05	77,11
0,4L	G + 1,2(A+tr) = 10,59	40,73
0,5L	G + 1,2(A+tr) = 0	0

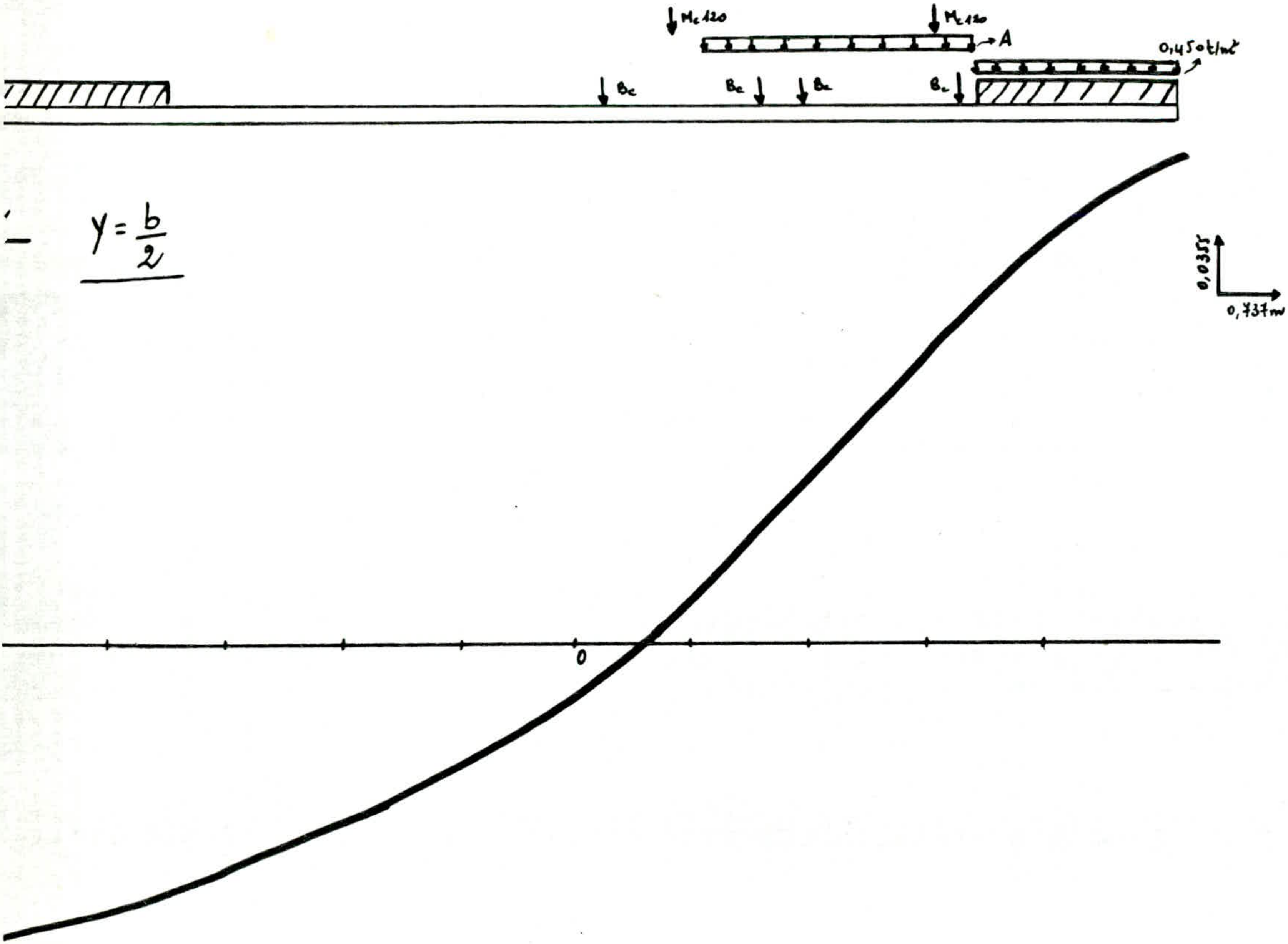

A
0,450 t/m²
Bc
Bc
Bc
Bc
Y = 0
0,0293
0,737 m
-b
-3/4 b
-b/2
-b/4
0
b/4
b/2
3/4 b
b

$y = \frac{b}{4}$

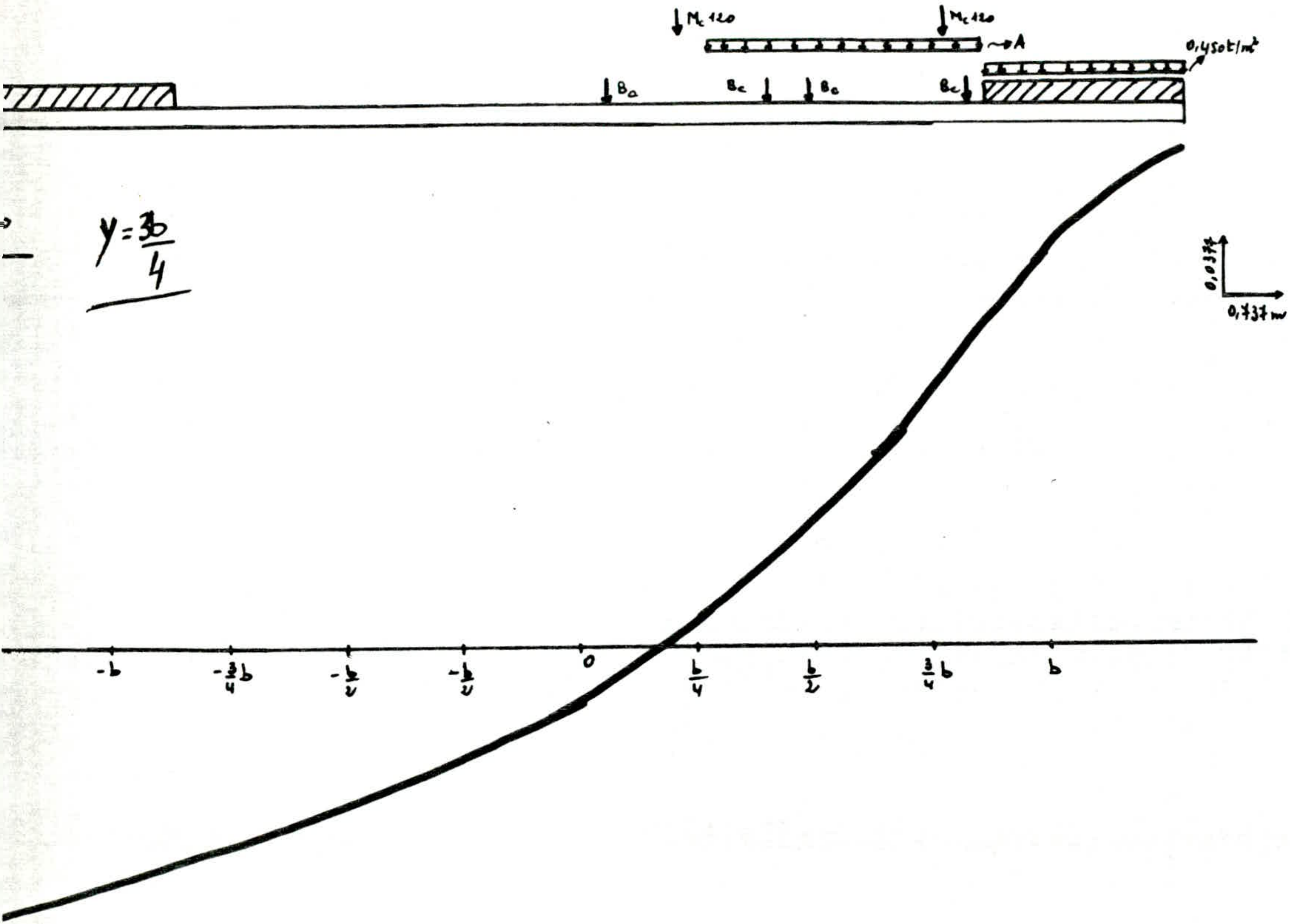


Mc 120
Mc 120
A
0,450 t/m²
Bc
Bc
Bc
Bc
1 cm
0,0225
1 cm
0,737
-b
$-\frac{3}{4}b$
$-\frac{b}{2}$
$-\frac{b}{4}$
0
$\frac{b}{4}$
$\frac{b}{2}$
$\frac{3}{4}b$
b

$y = \frac{b}{2}$



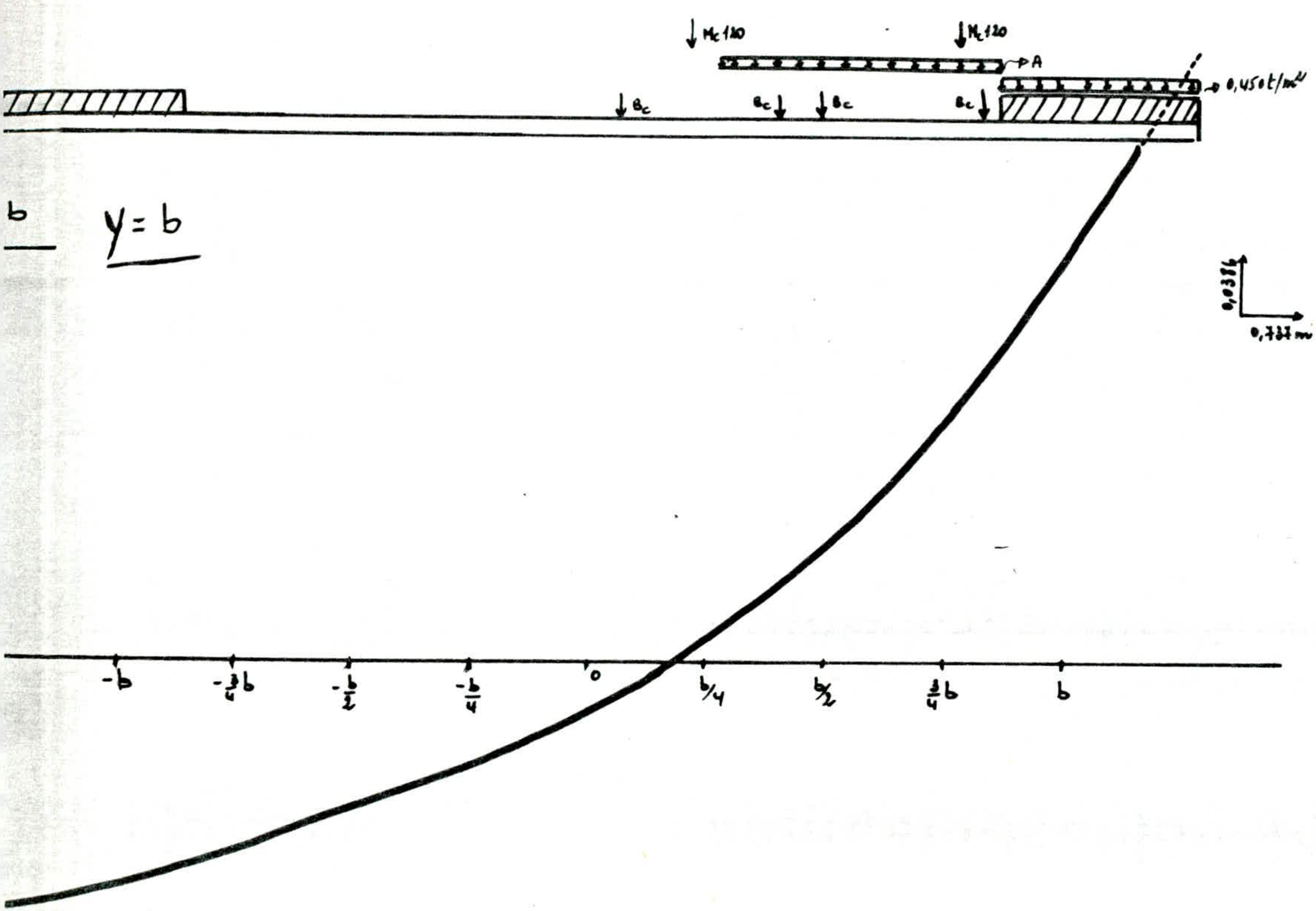
$y = \frac{3b}{4}$



Mc 120
Mc 120
A
0,450 t/m²
Ba
Bc
Bc
Ba
Bc
0,037
0,737 m
-b
-3/4 b
-b/2
-b/2
0
b/4
b/2
3/4 b
b

b

$y = b$



Mc 120
Mc 120
A
0,450 t/m²
Bc
Bc
Bc
Bc
0,0386
0,737 m
-b
$-\frac{3}{4}b$
$-\frac{b}{2}$
$-\frac{b}{4}$
0
b/4
b/2
$\frac{3}{4}b$
b

VERIFICATIONS

A_ VERIFICATION DES CONTRAINTES

Les vérifications des contraintes se feront suivant les différentes phases correspondant aux différents stades de la construction et sous divers cas de charges et surcharges les plus défavorables

Phase 1

immédiatement après la mise en tension des armatures de précontraintes, les contraintes sont celles engendrées par

. la précontrainte des câbles

. le poids propre de la dalle à vide sans superstructure

Phase 2

On met en place la superstructure et à 90 jours on prendra en compte les contraintes suivantes :

. la précontrainte des câbles

. Contraintes dûes au poids propre de la dalle avec superstructure (trottoirs et garde corps)

Phase 3

application à 90 jours des surcharges civiles

Phase 4

Au temps infini, les contraintes étant engendrées par :

. la précontrainte des câbles

. le poids propre de la dalle avec superstructure

Phase 5

application au temps infini des surcharges civiles et militaires

On fera les vérifications au niveau des fibres extrêmes pour chaque section.

$$\left.\begin{array}{l} \text{fibre supérieure : } \sigma_S = \dfrac{N}{S} + \dfrac{V_S}{I}(M + N.e) \\[2ex] \text{fibre inférieure : } \sigma_i = \dfrac{N}{S} + \dfrac{V_i}{I}(M + N.e) \end{array}\right\}$$

Les variables V_i, V_s et e sont prises en mesure ou en valeur algébrique

N : force de précontrainte au temps correspondant

M : moment fléchissant engendré suivant les phases pour les charges et surcharges appliquées (dalle vide, dalle + superstructure, dalle + superstructure + surcharge)

e : excentrement du câble moyen par rapport à la fibre moyenne

I : moment d'inertie net. de la section.

(*) contraintes admissibles du béton :

1. A la mise en tension → $\begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,55\sigma_{28} = 1925\,t/m^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 0 \quad \text{(pas de traction)} \end{cases}$

2. En service → $\begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,42\sigma_{28} = 1470\,t/m^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 0 \quad \text{(pas de traction)} \end{cases}$

3. A la rupture → $\begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,8\sigma_{28} = 2800\,t/m^2 \\ \bar{\sigma}'_b = -0,8\sigma'_{28} = -224\,t/m^2 \end{cases}$

(*) caractéristiques nettes des différentes sections

$I_{nette} = I - S_{trous}\, d^2$

- $S_{trous} = 52 \times S_{gaines} = 0,1470\,m^2$
- d : distance du câble équivalent à la fibre moyenne
- h : distance de la fibre inférieure au câble moyen
- $V_i = \dfrac{(\Sigma S_i)\,V_i - S_{câble} \times h(x)}{(\Sigma S_i) - S_{câble}}$

Sections	0	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
d (cm)	0	19,369	34,432	45,192	51,648	53,800
h (cm)	65,30	45,931	30,868	20,108	13,652	11,5
I (cm⁴)	1,6970	1,6915	1,6796	1,6670	1,6578	1,6545
V_i (cm)	65,30	65,68	65,98	66,19	66,31	66,35
V_s (cm)	54,70	54,32	54,02	53,81	53,69	53,65

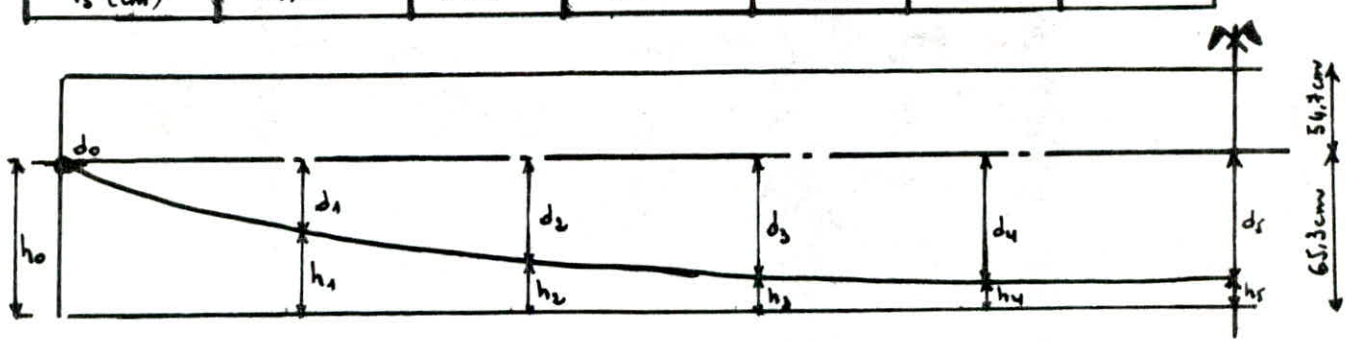


tableau 1 : Contraintes engendrées par la précontrainte et la dalle seulement

Sections	0	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
σ_{p_i} (kg/mm²)	132,58	133,18	133,78	134,38	134,99	135,59
N (t)	6708,018	6738,375	6768,733	6799,090	6829,954	6860,312
M (t.m)	0	1063,684	1890,994	2481,930	2836,491	2954,678
σ_s (t/m²)	487,147	411,807	350,165	303,081	272,199	259,491
σ_i (t/m²)	487,147	583,144	664,252	728,311	772,412	793,431

$N = \sigma_{p_i} . 52 . S_{cables} = 50596 \, \sigma_{p_i}$ et $M = q_G \dfrac{x(L-x)}{2}$ avec $q_G = 36,229$ t/ml

tableau 2 : contraintes engendrées par : { - Précontrainte ; - dalle avec superstructure } à 90 jours

Sections	0	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
$\sigma_{p_i} - \Delta\sigma_{d_{90j}}$	126,65	127,16	127,67	128,19	128,70	129,243
N (t)	6407,98	6433,79	6459,59	6485,90	6511,71	6539,179
M (t.m)	0	1197,889	2129,580	2795,074	3194,370	3327,469
σ_s (t/m²)	465,36	451,731	438,685	427,106	418,224	413,078
σ_i (t/m²)	465,36	485,976	506,262	525,030	540,408	551,325

tableau 3 : contraintes engendrées à 90 jours par : { - Précontrainte ; - Poids Propre ; - surcharges civiles }

Sections	0	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
$\sigma_{p_i} - \Delta\sigma_{d_{90j}}$	126,65	127,16	127,67	128,19	128,70	129,243
N (t)	6407,98	6433,79	6459,59	6485,90	6511,71	6539,179
M (t.m)	0	1554,073	2762,802	3626,175	4144,191	4316,492
σ_s (t/m²)	465,358	566,114	642,344	695,381	725,835	733,785
σ_i (t/m²)	465,358	347,672	287,513	195,033	160,491	154,700

<u>tableau 4</u> : contraintes engendrées à un temps infini par { - Précontrainte
- dalle + superstructure

Sections	0	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
$\sigma_{P_i} - \Delta\sigma_{diff\infty}$	121,937	122,391	122,824	123,266	123,174	124,153
N (t)	6169,524	6192,495	6214,403	6236,767	6259,434	6281,645
M (t.m)	0	1197,889	2129,58	2795,074	3194,370	3327,469
σ_s (t/m²)	448,041	449,216	448,013	445,356	442,101	439,03
σ_i (t/m²)	448,041	450,305	455,293	462,234	469,971	477,059

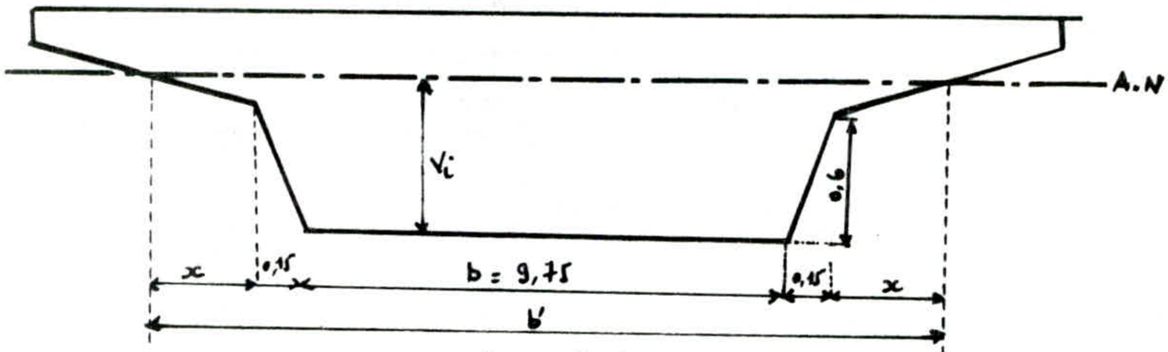
<u>tableau 5a</u> : contraintes engendrées à un temps infini par : { - Précontrainte
- dalle + superstructure
- surcharge civile

Sections	0	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
$\sigma_{P_i} - \Delta\sigma_{diff\infty}$	121,937	122,391	122,824	123,266	123,714	124,153
N (t)	6169,524	6192,495	6214,403	6236,767	6259,434	6281,645
M (t.m)	0	1554,073	2762,802	3626,175	4144,191	4316,492
σ_s (t/m²)	448,041	563,599	651,691	713,632	749,713	760,011
σ_i (t/m²)	448,041	312,001	206,543	132,236	90,054	80,434

<u>tableau 5b</u> : contraintes engendrées à un temps infini par : { - Précontrainte
- dalle + superstructure
- surcharge militaire

Sections	0	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
$\sigma_{P_i} - \Delta\sigma_{diff\infty}$ (kg/cm²)	121,937	122,391	122,824	123,266	123,714	124,153
N (t)	6169,524	6192,495	6214,403	6236,767	6259,434	6281,645
M (t.m)	0	1498,836	2664,587	3497,284	3965,337	4163,049
σ_s (t/m²)	448,041	545,861	620,106	672,026	691,788	710,254
σ_i (t/m²)	448,041	333,449	245,121	183,414	161,593	141,969

B_ VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT



(*) la contrainte de cisaillement est donnée par la formule $\tau_b = \frac{T.S}{I.b}$

détermination de x:

triangles semblables : $\frac{0,4}{2,25} = \frac{v_i - 0,6}{x} \Rightarrow x = \frac{2,25}{0,4}(v_i - 0,6)$

donc : $b' = 10,05 + \frac{4,5}{0,4}(v_i - 0,6)$ avec b' : largeur de la dalle au niveau du centre de gravité

(*) Contrainte de cisaillement admissible

La contrainte maximale de cisaillement est donnée par la formule $\tau^2 \leq \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_b}(\bar{\sigma}_b - \sigma_G)(\bar{\sigma}_b' + \sigma_G)$

avec $\bar{\sigma} = 0,42\sigma_{28}$ et $\bar{\sigma}' = 0,42\sigma'_{28}$

σ_G : contrainte de compression du béton au niveau du centre de gravité de la section $\longrightarrow \sigma_G = F/S$

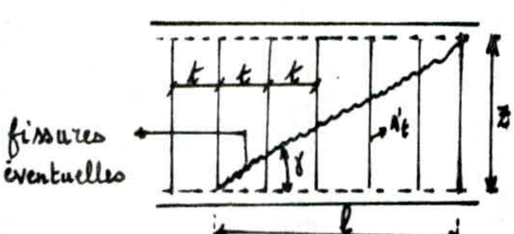
$\bar{\sigma}_b = 0,42\sigma_{28} = 1470\,t/m^2$

$\bar{\sigma}_b' = 0,42\sigma'_{28} = 117,60\,t/m^2$

(*) contraintes de traction admissible des étriers

$\bar{\sigma}_a' = f_a \cdot \sigma_{en}$ avec $\sigma_{en} = 4200\,kg/cm^2$

pour les dalles pas de reprise de bétonnage $\longrightarrow f_a = 1 - \frac{1}{3}\left(\frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}\right)^2$



contrainte de compression des bielles $\sigma_b = \frac{2\tau_b}{\sin 2\gamma}$

$tg\,2\gamma = \frac{2\tau_b}{\sigma_G}$

- La section d'étriers par mètre linéaire de tablier pour toute la largeur du Pont est :

$$w = \frac{T}{\sigma_a' \cdot z\,\text{cotg}\,\gamma} = \frac{T\,tg\,\gamma}{\sigma_a'\,z} \longrightarrow w = \frac{b\,\tau_b\,tg\,\gamma}{\sigma_a'}$$

- L'espacement t entre deux cours successifs d'étriers sera : $t \leq \min\begin{cases} h_t\left(1,25 - 0,95\frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}\right) \\ b_0\left(5 - 2\frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}\right) \\ 4b_0 \end{cases}$

avec b_0 : largeur de la dalle au niveau du centre de gravité

h_t : hauteur totale de la section considérée

Section	0	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
$F_p \sin\alpha$	518,25	416,44	313,69	201,17	104,77	0
F_{G+Q}	666,537	548,817	423,349	298,905	180,282	53,766
F	148,287	132,377	109,659	97,735	75,512	53,766
b' (m)	10,6463	10,6890	10,7228	10,7464	10,7599	10,7644
S (m^3)	2,0984	2,0708	2,0491	2,0340	2,0254	2,0225
I (m^4)	1,6970	1,6915	1,6796	1,6670	1,6578	1,6545
τ_b (t/m^2)	17,22	15,16	12,48	11,10	8,57	6,11
σ_G	448,041	449,709	451,300	452,924	454,570	456,183
$\bar{\tau}_b$	215,046	215,187	215,321	215,456	215,592	215,724
$tg\gamma$	0,0384	0,0337	0,0277	0,0245	0,0189	0,0134
σ_b (t/m^2)	449,099	450,363	450,897	453,333	453,601	456,052
$\bar{\sigma}'_a$ (t/m^2)	41910,230	41791,543	41858,907	41888,525	41933,634	41966,307
t (m)	1,409	1,420	1,434	1,441	1,455	1,468
$\omega \cdot 10^4$ (m^2)	1,680	1,307	0,886	0,698	0,416	0,210

C_ SECURITE A LA RUPTURE

I. Sécurité à la rupture en flexion

1) Section rectangulaire

a) calcul du moment de rupture par les aciers

En admettant un bras de levier $z = 0,9h$ (h étant la hauteur utile), le moment de rupture des armatures de précontrainte de section ω sera égal à : $M_{RA} = 0,9 h \omega R_G$ où R_G = contrainte de rupture garantie pour ces aciers

b) Calcul du moment de rupture par le béton

Pour une section rectangulaire (dalle ou âme d'une poutre en Té), le moment de rupture du béton sera pris égal à $M_{RB_1} = 0,35\, b_0 h^2 \sigma'_n$

2) Section en Té

On ajoutera au moment de rupture de l'âme (M_{RB_1}), le moment de rupture du hourdis de largeur totale b et d'épaisseur h_0 constituant la table de compression. Le moment de rupture du hourdis sera évalué par : $M_{RB_2} = \min \begin{cases} M_{RB_{2.1}} = 0,8 (b - b_0) h_0 (h - \frac{h_0}{2}) \sigma'_n \\ M_{RB_{2.2}} = 0,35 (b - b_0) h^2 \sigma'_n \end{cases}$

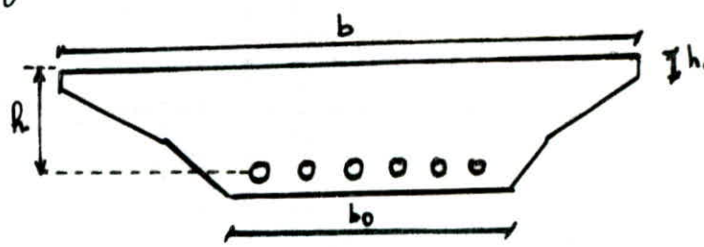
(*) Règles à observer

Le moment dû aux surcharges sera majoré de 80% et l'on calculera le moment total : $M_G + 1,8 M_Q$

1°) sécurité par rapport au béton : on devra avoir $M_G + 1,8 M_Q \leq 0,7 M_{RB}$

2°) Sécurité par rapport aux aciers : on devra avoir $M_G + 1,8 M_Q \leq \begin{cases} 0,9 M_{RA} & \text{si } M_f < M_{RA} \\ 0,8 M_{RA} & \text{si } M_f \geq M_{RA} \end{cases}$

M_f : désigne le moment de fissuration qui est en général inférieur à M_{RA}



- $\sigma_{P_i} = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{e v_i}{i^2}\right)$

- $M_f = (\sigma_{P_i} + 2\sigma'_n) \times \frac{I}{v_i}$

- $M_{RB} = M_{RB1} + M_{RB2}$

Sections	0	0,1L	0,2L	[illegible]	0,4L	0,5L
M_{RB_1} (t.m)	3573,68	6552,78	[illegible]	[illegible]	13508,77	14060,48
M_{RB_2} (t.m)	1201,54	1722,202	2127,28	2416,51	2589,89	2647,68
M_{RB} (t.m)	4775,22	8274,98	11617,71	14313,53	16098,66	16708,16
$0,7 M_{RB}$ (t.m)	3342,65	5792,48	8132,39	10018,77	11269,06	11695,71
M_{RA} (t.m)	4483,51	6071,19	7306,41	8188,36	8717,03	8893,26
$\sigma_{P\infty}$ (t/m²)	448,041	913,929	1283,239	1552,263	1717,809	1777,523
M_f (t.m)	2615,04	3795,91	4692,19	5319,75	5694,69	5828,83
$M_G + 1,8 M_Q$ (t.m)	0	1839,02	3269,38	4291,06	4904,05	5107,71
$0,8 M_{RA}$ (t.m)	3586,81	4856,95	5845,13	6550,69	6973,62	7114,61
$0,9 M_{RA}$ (t.m)	4035,16	5464,07	6575,77	7369,52	7845,33	8003,93

Pour les différentes sections, le moment $M_G + 1,8 M_Q$ est resté inférieure à $0,7 M_{RB}$ pour le béton et à $0,9 M_{RA}$ pour les aciers, alors la sécurité par rapport aux aciers et au béton, à la rupture en fléxion est assurée

II. Sécurité à la rupture par effort tranchant

Les surcharges sont affectées du coefficient 1,8 et on doit vérifier que la contrainte des bielles ne dépasse pas $0,5\sigma_{28}$ et que la contrainte des armatures transversales est inférieure à 1,2 fois la limite élastique

L'effort tranchant sera : $T = T_G + 1,8 T_Q - T_P$

- contrainte de cisaillement : $\tau = \dfrac{T \times S}{I \times b}$
- la contrainte admissible de cisaillement est donnée par la formule : $\bar{\tau}_b = \sqrt{\dfrac{\sigma'_{28}}{\sigma_{28}}(\sigma_{28} - \sigma_G)(\sigma'_{28} + \sigma_G)}$

avec σ_G : contrainte de compression au niveau du centre de gravité (du béton)

$\sigma_{28} = 3500 \, t/m^2$ et $\sigma'_{28} = 280 \, t/m^2$

En calculant la contrainte des étriers : $\sigma'_a = \dfrac{\tau_b . b \, tg\gamma}{\omega} \longrightarrow \omega = \dfrac{\tau_b . b . tg\gamma}{\sigma'_a}$

ω : déjà calculé (vérification des contraintes de cisaillement), on remarque que dans tous les cas et dans chaque section considérée, la condition $\sigma'_a \leq 1,2 \sigma_{en}$ n'est pas vérifiée, alors on recalcule ω en prenant :

$\sigma'_a = 1,2 \sigma_{en} = 50400 \, t/m^2$

Section	0	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
F sin α	518,25	416,44	313,69	201,17	104,77	0
$T_G + 1,8 T_Q$	790,09	654,45	511,91	371,27	214,11	96,78
T (t)	271,84	238,01	198,22	170,10	109,34	96,78
τ_b (t)	31,733	27,260	22,553	19,313	12,415	10,991
σ_G (t/m²)	448,041	449,709	451,300	452,924	454,57	456,183
$\bar{\tau}_b$ (t/m²)	421,613	421,979	422,328	422,684	423,044	423,396
tg γ	0,0708	0,0606	0,050	0,0424	0,0273	0,0241
$w.10^4$ (m²)	4,75	3,50	2,40	1,75	0,78	0,57

(*) En tenant compte de la torsion

Pour la vérification des contraintes de cisaillement, la contrainte de cisaillement dûe à la torsion doit être composée avec la contrainte de cisaillement dûe à l'effort tranchant.

- Contrainte de cisaillement : $\tau = \frac{T \times S}{I \times b} + \tau_{xy}$

- On déterminera la section d'étriers par mètre linéaire de tablier $w = \frac{\tau_b \times b \times tg\gamma}{\bar{\sigma}_a}$

- L'espacement $t = \min \begin{cases} h_t(1,25 - 0,95\, \tau_b/\bar{\tau}_b) \\ b_{0min}(5 - 2\, \tau_b/\bar{\tau}_b) \\ 4 b_{0min} \end{cases}$

- $tg 2\gamma = \frac{2\tau_b}{\sigma_G}$

(*) Nous présentant ces calculs sous forme de tableau ($\bar{\sigma}_a = 50400$ t/m²)

Section	b (m)	τ_b (t/m²)	$\bar{\tau}_b$ (t/m²)	σ_G (t/m²)	tg γ	t (m)	$w\ 10^4$ (m²)
0	10,6463	163,073	421,613	448,041	0,0708	1,06	24,39
0,1L	10,6890	152,18	421,979	449,709	0,0606	1,09	19,56
0,2L	10,7228	128,933	422,328	451,300	0,050	1,15	13,72
0,3L	10,7464	96,423	422,684	452,924	0,0424	1,24	8,72
0,4L	10,7599	53,145	423,044	454,57	0,0273	1,36	3,1
0,5L	10,7644	10,891	423,396	456,183	0,0241	1,47	0,57

D_ VERIFICATION AU SEÏSME

Pour l'étude du tablier seulement, la combinaison des actions de calcul à considérer ne tient compte que de la composante sismique verticale S_v du fait que cette action est accidentelle. En effet cet effort vertical peut être ascendant ou descendant (plus prépondérant). Cet effort est donné par l'expression

$$S_v = \pm \varepsilon_v (G + 0,5Q)$$

ε_v : coefficient de sismicité vertical ($\varepsilon_v = 0,07$)

G : ossature + superstructure

Q : surcharges civiles

La sollicitation tenant compte de S_v est celle du 2ème sorte, tel que :

$$S = G + Q + S_v = G + Q \pm \varepsilon_v (G + 0,5Q)$$

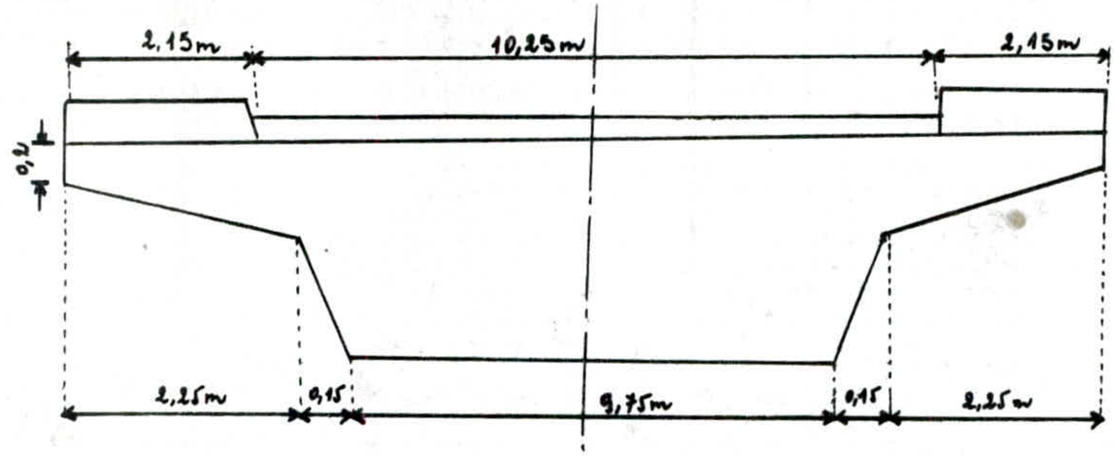
- Sous le moment max = M_2 $\longrightarrow$ $S = G + Q + \varepsilon_v (G + 0,5Q)$
- Sous le moment min = M_1 $\longrightarrow$ $S = G + Q - \varepsilon_v (G + 0,5Q)$

Les contraintes dûes à ces deux sollicitations ne doivent dépasser les contraintes admissibles suivantes :

- compression : $\bar{\sigma}_b = 0,42\, \sigma_{28} = 1470\ t/m^2$
- traction $\bar{\sigma}'_b = 0$

Section	M_2	σ_s	σ_i	M_1	σ_s	σ_i
0	0	448,041	448,041	0	448,041	448,041
0,1L	1646,25	593,201	276,209	1267,20	471,474	423,392
0,2L	2934,04	706,765	139,275	2252,79	487,659	406,891
0,3L	3850,92	786,178	42,999	2956,79	497,557	398,083
0,4L	4401,04	832,896	− 12,68	3379,19	501,957	369,045
0,5L	4584,03	846,765	−26,856	3519,83	501,679	399,904

ETUDE DE LA FLEXION TRANSVERSALE



La dalle sera soumise à des efforts dûs aux charges placées sur la dalle centrale et sur les encorbellements

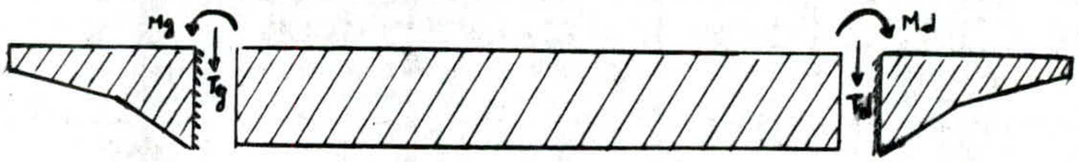
Dans le calcul des moments transversaux, on doit distinguer trois cas:

1. Les charges placées sur tout l'encorbellement ou sur une partie de celui-ci
2. Les éléments de ces charges qui empiètent la dalle centrale
3. Les charges placées sur la dalle centrale

<u>Remarque:</u>

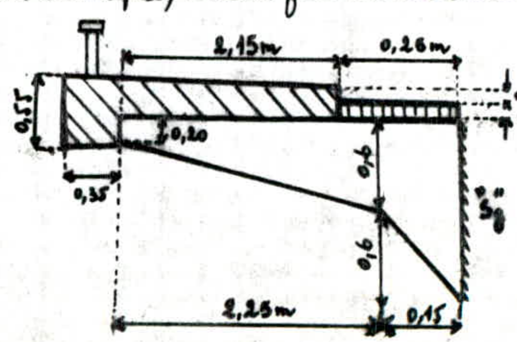
Les moments apportés dans la dalle centrale par les deux premiers cas sont cumulées car ils sont indissociables. Ils s'ajouteront au troisième cas s'ils donnent un effet défavorable.

Comme nous l'avons déja supposé, les encorbellements sont parfaitement encastrés dans la dalle centrale. Nous avons donc les moments (M_g, M_d) et des efforts tranchants (T_g et T_d) dans les sections (S_g, S_d) respectivement



A. ETUDE DES ENCORBELLEMENTS

Les deux encorbellements ainsi que les deux trottoirs sont identiques, donc on fera l'étude d'un seul encorbellement (droite ou celui de gauche)



1) Efforts dûs au poids propre

	Poids Propre de l'encorbellement	trottoir	garde corps	revêtement	glissière
Poids / ml	2,5875	2,125	0,10	0,044	0,06
e (m)	0,955	1,628	2,5	0,125	0,75

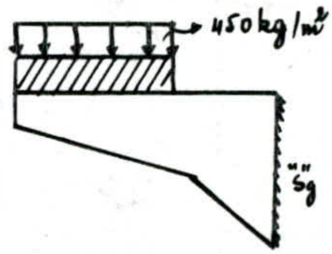
avec e : excentricité de la résultante par rapport à la section d'encastrement "Sg"

$$M_G = 0,955 \times 2,5875 + 2,125 \times 1,628 + 0,10 \times 2,5 + 0,044 \times 0,125 + 0,06 \times 0,75 = -6,231 \text{ t.m/ml}$$

$$T_G = -4,916 \text{ t/ml}$$

2) Efforts dûs aux surcharges de trottoir

a) Surcharge uniforme de 450 kg/m²



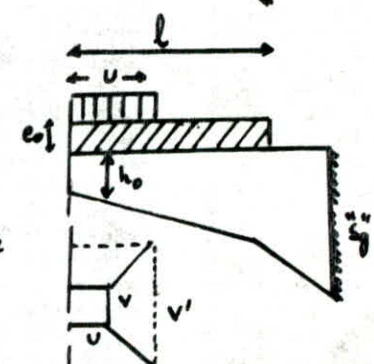
$$M^{Sg} = -0,450 \times 2,15 \left(\frac{2,15}{2} + 0,25\right) = -1,282 \text{ t.m/ml}$$

$$T^{Sg} = -0,450 \times 2,15 = -0,968 \text{ t/ml}$$

b) roue isolée de 6t

On place la roue à l'extrémité du trottoir, c'est à dire tangente avec le garde corps, pour provoquer le moment maximum en "Sg"

On diffuse cette surcharge sur un plan dont la distance à la fibre supérieure de l'encorbellement est déterminée par la position de la charge concentrée équivalente (milieu de la surcharge répartie



on a : $u = v = 25\,cm$

$$h_0 = 0,20 + \frac{0,4 + 0,125}{2,25} = 0,222\,m$$

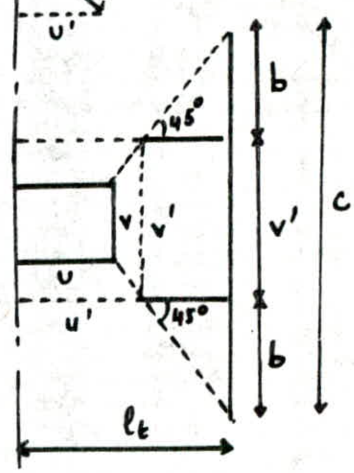
$$e_0 = 0,28\,m$$

α) diffusion verticale

$$u' = u + e_0 + \frac{h_0}{2} = 25 + 28 + \frac{22,2}{2} = 64,1\,cm$$

$$v' = v + 2e_0 + h_0 = 25 + 2 \times 28 + 22,2 = 103,2\,cm$$

$$h_0 = 0,222\,m$$



β) diffusion longitudinale

$c = 2b + v'$ avec $b = l_t - u' = 2,5 - 0,641 = 1,859\,m$

$$\Longrightarrow c = 2 \times 1,859 + 1,032 = 4,741\,m$$

$$M^{"Sg"} = -\frac{6}{c}\left(b + \frac{u'}{2}\right) = -\frac{6}{4,741}\left(1,859 + \frac{0,641}{2}\right) = -2,758 \text{ t.m/ml}$$

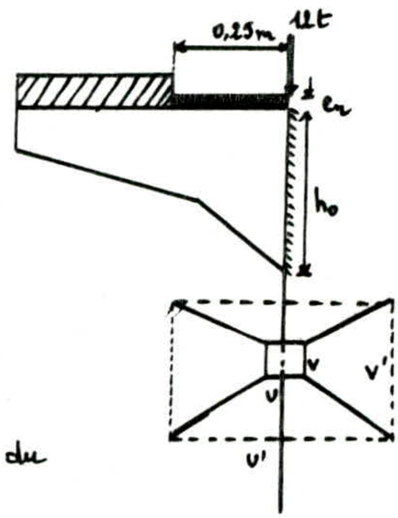
$T^{"s_g"} = -\frac{6}{c} = -\frac{6}{4,741} = -1,266\ t/ml$

Remarque:

La roue de 6t n'est pas cumulée avec les autres types de surcharges ou celles de trottoir

3) Efforts dûs aux surcharges de chaussées

a) Surcharge B_c



(*) La distance entre la section d'encastrement de l'encorbellement et le bord intérieur du trottoir est égale à 0,25m, donc on ne peut placer plus d'une seule file de roues sur l'encorbellement

(*) Cette file de roue est assimilée à un impact de 1,75m de longueur (sens longitudinal) et de 0,25m de largeur (sens transversal)

(*) on prendra en compte les essieux les plus lourds, c'est à dire les deux essieux du camion B_c (12t → 2 roues de deux essieux arrières)

$u = 0,25m$; $v = 1,75m$

$e_r = 0,08m$; $h_o = 1,2m$

A l'encorbellement revient seulement le demi impact ($u/2$) transversalement (c.a.d $u'/2$)

$u' = u + 1,5 e_r + h_o = 0,25 + 1,5 \times 0,08 + 1,2 = 1,57m$

$v' = v + 1,5 e_r + h_o = 1,75 + 1,5 . 0,08 + 1,2 = 3,07m$ (diffusion longitudinale)

$M^{"s_g"} = 0$

$T^{"s_g"} = -\frac{12}{v'} . S . b_c = -\frac{1,2}{3,07} . 1,076 . 1,2 = -5,047\ t/ml$

b) Surcharge B_t

La surcharge B_t doit être placée à au moins 0,50m du bord intérieur du trottoir. Dans notre cas on a la distance entre la section d'encastrement (S_g) et le bord intérieur du trottoir qui est égal à 0,25m donc la surcharge B_t ne rentre pas dans l'étude de l'encorbellement

c) Surcharge B_r

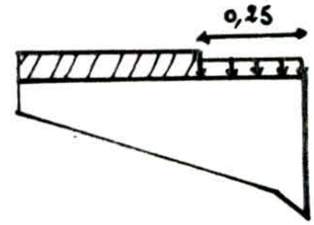
La roue isolée de 10t ayant un rectangle d'impact de 0,60 transversalement d'où le centre de gravité sera situé en dehors de l'encorbellement donc elle n'intervient pas dans l'étude de celui-ci

d) Surcharge M_c120

La surcharge M_c120 à deux chenilles de rectangle d'impact de 1,00m transversalement chacune donc en considérant la chenille posé sur l'encorbellement comme une charge concentrée, le centre de gravité est situé en dehors de celui-ci, donc la surcharge M_c 120 n'intervient pas dans le calcul de l'encorbellement.

e) Surcharge A

Cette surcharge est appliquée entre le bord intérieur du trottoir et la section d'encastrement



$A = 1,21\ t/m^2$

$M^{"3g"} = -1,21 \times 0,25 \cdot \frac{0,25}{2} = -0,038\ t.m/ml$

$T^{"3g"} = -1,21 \times 0,25 = -0,303\ t/ml$

B_ ETUDE DE LA DALLE CENTRALE

(*) Le moment fléchissant dans la dalle centrale est donné par l'expression suivante :

$$M_y(x,y) = \frac{1}{\sin\psi} \sum_{m=1}^{\infty} \mu_{\alpha m} \cdot P_m \cdot b \cdot \sin\frac{m\pi x}{l} \quad (\text{par unité de longueur})$$

avec : $\mu_{\alpha m}$: coefficient de flexion transversale

P_m : charge décomposée en série de Fourrier

b : demi largeur équivalente

ψ : biais mécanique

(*) Nous calculerons les moments dans une bande située à mi-portée ($x = L/2$) et nous prendrons les trois Premiers termes de la série de Fourrier, on aura donc : $M_y\left(\frac{L}{2}, y\right) = \left(\mu_{\alpha_1} P_1 - \mu_{\alpha_3} P_3 + \mu_{\alpha_5} P_5\right) \frac{b}{\sin\psi}$

(*) Les coefficients $\mu_{\alpha i}$ sont donnés par l'une des formules

$0 < \theta \leq 0,1 \longrightarrow \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\,\alpha^{0,05}$

$0,1 < \theta \leq 1 \longrightarrow \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\,\alpha^{1 - e^{\frac{0,065-\theta}{0,663}}}$

$\theta > 1 \longrightarrow \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\sqrt{\alpha}$

avec : $\mu_0 = \mu(\alpha = 0\,;\ \theta\,;\ e/b\,;\ y/b)$

$\mu_1 = \mu(\alpha = 1\,;\ \theta\,;\ e/b\,;\ y/b)$

Les valeurs de μ_0 et μ_1 sont données par les tableaux de Massonnet en prenant :

θ pour le calcul de μ_{α_1}

3θ pour le calcul de μ_{α_3}

5θ pour le calcul de μ_{α_5}

(*) Une fois que les valeurs des $\mu_{\alpha i}$ seront calculées, on tracera les lignes d'influences pour les différentes fibres, puis nous disposerons les surcharges transversalement de telle façon à obtenir :

- les ordonnées μ_{di} maximales positives
- les ordonnées μ_{di} maximales négatives

(*) <u>tableaux donnant les valeurs de μ_0 et μ_1 (10^4) Pour les différentes valeurs de θ</u>

- <u>μ_0 et μ_1 (10^4) pour $\theta = 0,25$</u>

y \ e		$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3}{4}b$	b
0	μ_0	-2458,2650	-1232,1700	-4,0100	1230,1650	2474,310	1230,1650	-4,0100	-1232,17	-2458,265
	μ_1	-1635,3200	-887,3450	-81,8150	845,1700	1968,3850	845,1700	-81,8150	-887,3450	-1635,32
$\frac{b}{4}$	μ_0	-1722,825	-951,3950	-178,47	598,880	1384,005	2173,040	483,780	-1205,10	-2791,66
	μ_1	-1495,980	-990,660	-446,7550	179,140	938,410	1893,910	590,860	-541,040	-1591,345
$\frac{b}{2}$	μ_0	-916,345	-537,355	-157,570	224,69	614,810	1003,860	1402,745	-693,440	-2787,885
	μ_1	-1183,155	-875,83	-545,165	-164,49	298,14	882,1750	1637,315	93,530	-1337,83
$\frac{3}{4}b$	μ_0	-266,685	-162,93	-58,940	45,780	151,835	250,750	369,755	481,625	-1905,52
	μ_1	-691,38	-549,3150	-396,475	-220,370	-5,78	266,240	619,745	1085,595	-829,81
b	μ_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	μ_1	0	0	0	0	0	0	0	0	0

- <u>μ_0 et μ_1 (10^4) pour $3\theta = 0,75$</u>

y \ e		$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3}{4}b$	b
0	μ_0	-1111,565	-652,14	-129,34	585,945	1635,23	585,945	-129,34	-652,14	-1111,565
	μ_1	-326,560	-268,280	-146,915	176,065	1002,39	176,065	-146,915	-268,280	-326,560
$\frac{b}{4}$	μ_0	-627,90	-454,035	-242,315	92,155	661,770	1564,64	385,755	-695,76	-1621,43
	μ_1	-229,40	-226,91	-206,975	-113,925	195,955	989,085	132,875	-236,28	-435,70
$b/2$	μ_0	-270,715	-232,425	-176,99	-62,75	142,46	597,165	1256,43	-378,96	-1924,99
	μ_1	-150,43	-165,39	-180,43	-146,865	-100,47	171,075	941,235	7,93	-518,845
$3/4\,b$	μ_0	-64,55	-64,765	-60,69	-41,105	12,275	122,46	310,32	580,585	-1599,175
	μ_1	-80,77	-94,84	-113,12	-132,00	-134,385	-75,02	152,45	784,965	-465,12
b	μ_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	μ_1	0	0	0	0	0	0	0	0	0

- <u>μ_0 et μ_1 (10^4) pour $5\theta = 1,25$</u>

y \ e		$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3}{4}b$	b
0	μ_0	-91,0475	-170,030	-186,3125	60,270	905,225	60,270	-186,3125	-170,030	-91,0475
	μ_1	-68,0150	-85,2075	-96,4125	0,3550	634,770	0,3550	-96,4125	-85,2075	-68,015
$\frac{b}{4}$	μ_0	27,0225	-68,025	-158,0675	-177,255	74,3525	923,305	60,0825	-261,1375	-402,45
	μ_1	-32,5475	-47,205	-71,7075	-90,0825	1,1650	629,9925	-12,7125	-123,6675	-134,085
$\frac{b}{2}$	μ_0	37,7975	-13,705	-74,2425	-137,8525	-132,045	132,6575	933,9475	-130,9325	-890,335
	μ_1	-15,0525	-23,825	-41,080	-69,265	-91,570	-6,2575	640,2775	-60,4425	-236,035
$\frac{3}{4}b$	μ_0	14,4375	0,820	-17,390	-44,305	-67,7125	-38,935	159,0175	637,3225	-1152,15
	μ_1	-6,3650	-10,6625	-19,685	-37,4525	-65,8475	-89,7125	-15,765	549,7375	-312,935
b	μ_0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	μ_1	0	0	0	0	0	0	0	0	0

1) tableau donnant μ_{α_1} pour $\theta = 0,25$; $\alpha = 0,833$

$0,1 \leq \theta \leq 1 \longrightarrow \mu_{\alpha_1} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\, \alpha^{1 - e^{\frac{0,065 - \theta}{0,663}}} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\, 0,956$

$(\mu_{\alpha_1} \times 10^4)$

$y \backslash e$	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	b
0	-1671,530	-902,547	-78,392	862,110	1990,655	862,110	-78,392	-902,547	-1671,530
$\frac{b}{4}$	-1505,961	-988,932	-434,951	197,609	958,016	1906,457	586,148	-570,259	-1648,559
$\frac{b}{2}$	-1171,415	-860,937	-528,111	-147,367	311,919	887,529	1626,994	58,903	-1401,620
$\frac{3}{4}b$	-672,693	-532,314	-381,623	-208,659	1,155	265,954	608,745	1059,020	-877,141
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

2) tableau donnant μ_{α_3} pour $3\theta = 0,75$; $\alpha = 0,833$

$0,1 < 3\theta < 1 \longrightarrow \mu_{\alpha_3} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\, \alpha^{1 - e^{\frac{0,065 - \theta}{0,663}}} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\, 0,889$

$(\mu_{\alpha_3} \times 10^4)$

$y \backslash e$	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	b
0	-413,69	-310,888	-144,964	221,562	1072,635	221,562	-144,964	-310,888	-413,696
$\frac{b}{4}$	-273,634	-252,121	-210,898	-91,050	238,170	1052,973	158,175	-287,282	-567,316
$\frac{b}{2}$	-163,782	-172,834	-180,047	-164,198	-70,175	223,705	976,222	-35,015	-674,927
$\frac{3}{4}b$	-78,970	-91,502	-107,289	-121,911	-118,106	-53,100	168,974	762,279	-591,00
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

3) tableau donnant μ_{α_5} pour $5\theta = 1,25$; $\alpha = 0,833$

$5\theta > 1 \longrightarrow \mu_{\alpha_5} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\sqrt{\alpha} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\, 0,913$

$(\mu_{\alpha_5} \times 10^4)$

$y \backslash e$	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	b
0	-70,019	-92,587	-104,234	5,568	658,300	5,568	-104,234	-92,587	-70,019
$\frac{b}{4}$	-27,365	-49,016	-79,221	-97,667	7,532	655,511	-6,379	-135,627	-157,433
$\frac{b}{2}$	-10,455	-23,945	-43,949	-75,232	-95,091	5,828	638,437	-66,575	-292,959
$\frac{3}{4}b$	-4,555	-9,664	-19,485	-38,049	-65,988	-85,034	-0,559	557,357	-385,947
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

(*) Détermination des moments dans les différentes fibres

a) détermination des $\mu_{di\,max}$ positifs en disposant les surcharges sur la dalle centrale

μ_{di} (10^4) \ surcharges		charge Permanente G	A 1 voie	A 2 voies	A 3 voies	Bc 1 convoi	Bc 2 convois	Bc 3 convois	Br	Mc 120
$y=0$	μ_{d1}	2849,398	4659,165	5302,664	–	2388,84	4260,098	2309,219	1990,65	1692,060
	μ_{d3}	951,281	2070,675	2188,615	–	836,094	1712,00	915,422	1072,670	873,565
	μ_{d5}	418,165	1025,68	722,374	–	378,233	1035,164	517,582	658,300	558,765
$y=\frac{b}{4}$	μ_{d1}	2675,322	4284,47	4982,995	–	2037,150	3660,48	3015,771	1906,45	1944,587
	μ_{d3}	978,158	1978,731	1931,669	–	781,665	1639,590	1280,569	1052,97	949,517
	μ_{d5}	446,212	994,440	661,1216	–	324,105	972,315	888,33	655,519	560,186
$y=\frac{b}{2}$	μ_{d1}	2046,458	3481,416	3981,058	–	1561,82	2928,60	2993,674	1626,994	1805,964
	μ_{d3}	821,368	1764,438	1567,683	–	640,125	1422,63	1083,167	976,222	862,332
	μ_{d5}	451,141	889,981	625,052	–	235,915	601,990	557,087	638,437	540,817
$y=\frac{3b}{4}$	μ_{d1}	904,155	2320,387	2476,018	–	1535,57	1678,335	1494,365	1059,02	1249,64
	μ_{d3}	369,380	1044,274	866,453	–	846,999	614,754	458,943	762,279	677,559
	μ_{d5}	256,874	589,117	323,489	–	557,357	211,800	298,454	557,357	477,936

b) détermination des $\mu_{di\,max}$ négatifs en disposant les surcharges sur la dalle centrale.

μ_{di} (10^4) \ surcharges		charge Permanente G	A 1 voie	A 2 voies	A 3 voies	Bc 1 convoi	Bc 2 convois	Bc 3 convois	Br	Mc 120
$y=0$	μ_{d1}	–	-711,715	-1294,295	–	-1272,812	-2545,624	-773,901	-1194,42	–
	μ_{d3}	–	-367,284	-723,957	–	-493,337	-986,674	-329,743	-338,419	–
	μ_{d5}	–	-326,246	-590,462	–	-183,862	-367,724	-29,305	-79,628	–
$y=\frac{b}{4}$	μ_{d1}	–	-1723,700	-181,394	–	-1597,916	-1926,888	-1507,458	-1162,965	-645,762
	μ_{d3}	–	-623,769	–	–	-477,808	-705,933	-801,258	-266,91	-299,784
	μ_{d5}	–	-228,008	–	–	-117,351	-276,350	-409,805	-47,663	-187,912
$y=\frac{b}{2}$	μ_{d1}	–	-1906,765	–	–	-1488,044	-284,287	-577,147	-977,63	-926,017
	μ_{d3}	–	-871,105	–	–	-359,017	–	–	178,970	-335,531
	μ_{d5}	–	-157,566	–	–	-60,189	–	–	-24,405	-104,295
$y=\frac{3}{4}b$	μ_{d1}	–	-1362,289	–	–	-964,073	-1355,903	-994,688	-582,450	-701,754
	μ_{d3}	–	-355,819	–	–	-192,019	-419,704	-846,784	-84,72	-212,267
	μ_{d5}	–	-83,756	–	–	-30,075	-102,500	-247,17	-10,59	-52,024

les charges disposées sur la dalle centrale seront remplacées par des charges developpées en serie de Fourrier

- Pour une charge unitaire Partielle on a : $P_m = \frac{4P}{m\pi} \sin \frac{m\pi c}{l} \times \sin \frac{m\pi d}{l}$
- Pour une charge uniformément répartie : $P_m = \frac{4P}{m\pi} \sin^2 \frac{\pi m}{2}$
- Pour une charge concentrée ------ ; $P_m = \frac{2P}{l} \sin \frac{m\pi d_j}{l}$

avec $m = (1, 3, 5)$

a) Surcharge A

- une ou deux voies chargées $A = 1,21\ t/m^2$
- trois voies chargées .... $A = 1,10\ t/m^2$

Nb de voies chargées \ Pm	P_1 (t/m^2)	P_3 (t/m^2)	P_5 (t/m^2)
1 ou 2 voies chargées $A = 1,21\ t/m^2$	1,541	0,770	0,514
3 voies chargées $A = 1,10\ t/m^2$	1,401	0,700	0,467

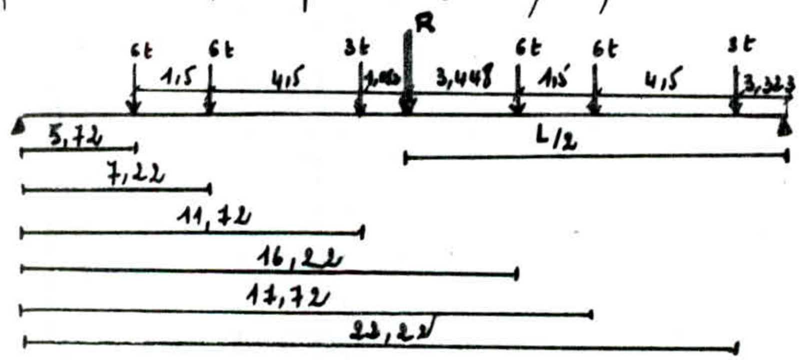
b) charge permanente G

on a : $P = 2,5 \times 1,2 = 3\ t/m^2$

charge permanente \ Pm	P_1 (t/m^2)	P_3 (t/m^2)	P_5 (t/m^2)
$P = 3\ t/m^2$	3,820	1,273	0,764

c) Surcharge B_c

Nous allons calculer P_1, P_3, P_5 du système B_c pour une file de roue avec d_{ij} : distance du point d'application d'une roue de la file à l'extrémité de la travée. Le système B_c comporte deux camions longitudinalement qu'on placera de telle sorte que la résultante passe par le milieu de la travée.



avec $L = 25,543\ m$

les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

P (t)	d (m)	P_1 (t/ml)	P_3 (t/ml)	P_5 (t/ml)
6	5,72	0,3039	0,4030	-0,1725
6	7,22	0,3645	0,2159	-0,4525
3	11,72	0,2329	-0,2174	0,1875
6	16,22	0,4282	-0,1381	-0,2455
6	17,72	0,3854	0,1185	-0,4675
3	22,22	0,0933	0,2211	0,2091
	Total	1,8082	0,6030	-0,9414

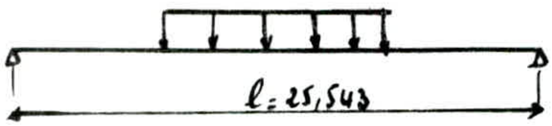
d) La surcharge B_r

La surcharge B_r (roue isolée de 10t) est placée à mi-travée $\rightarrow d = \frac{L}{2} = \frac{25,543}{2} = 12,7715\,m$

Surcharge \ P_m	P_1	P_3	P_5
P = 10t	0,7830	- 0,7830	0,7830

e) Surcharge militaire M_c 120

On placera une chenille au milieu de la dalle



$P = \frac{110}{6,1} = 18,03\ t/ml$

$2C = 6,1\,m \longrightarrow C = 3,05\,m$

$d = \frac{L}{2} = 12,772\,m$

Surcharge \ P_m	P_1	P_3	P_5
P = 18,03 t/ml	8,411 t/ml	- 6,9055 t/ml	4,3796 t/ml

(*) Les valeurs des moments trouvées sont résumés dans le tableau suivant

Les valeurs des moments sont dûs aux charges et surcharges entièrement disposées sur la dalle centrale.

		G	A			Bc			Br	M_c 120
			1 Voie	2 Voies	3 Voies	1 convoi	2 convois	3 convois		
	P_1	3,820	1,541	1,541	1,401	3,616	7,233	10,849	0,783	8,411
	P_3	1,273	0,770	0,770	0,700	1,206	2,412	3,618	-0,783	- 6,906
	P_5	0,764	0,514	0,514	0,467	-1,883	-3,766	-5,648	0,783	4,380
y = 0	M^+ (t.m/ml)	5,931	3,628	4,070	/	4,117	13,524	11,168	1,729	13,481
	M^- (t.m/ml)	/	-0,582	-1,033	/	- 2,174	-8,694	-4,202	- 0,749	/
$y = \frac{b}{4}$	M^+ (t.m/ml)	5,530	3,318	3,877	/	3,580	11,194	13,692	1,680	14,834
	M^- (t.m/ml)	/	-1,369	-0,166	/	-2,956	- 6,644	-6,612	-0,687	-4,941
$y = \frac{b}{2}$	M^+ (t.m/ml)	4,[illegible]	2,631	3,115	/	2,695	9,62	15,192	1,507	13,957
	M^- (t.m/ml)	/	-1,394	/	/	- 2,870	- 1,221	-3,717	-0,549	-6,270
$y = \frac{3}{4}b$	M^+ (t.m/ml)	1,888	1,825	1,967	/	2,067	5,852	7,645	1,106	10,258
	M^- (t.m/ml)	/	-1,109	/	/	- 1,899	-4,976	-4,678	- 0,315	-4,513

C_ ETUDE DES MOMENTS APPORTES DANS LA DALLE CENTRALE PAR LES CHARGES ET SURCHARGES PLACEES SUR LES ENCORBELLEMENTS

Les moments provoqués en différentes fibres de la dalle centrale dû à ces surcharges sont données par les formules suivantes (documentation SETRA)

1.) Pour les efforts agissants sur l'encorbellement de gauche:

$$M = \frac{4b}{\pi \sin\psi}\left[M^{"sg"}\sum_{n=1}^{5}\frac{1}{n}(P_i)_{sg} \times \sin\frac{n\pi c}{2a} \times \sin\frac{n\pi d}{2a} \times \sin\frac{n\pi x}{2a} + T^{"sg"}\sum\frac{1}{n}(\mu)_{sg}\sin\frac{n\pi c}{2a}\sin\frac{n\pi d}{2a}\sin\frac{n\pi x}{2a}\right]$$

2.) Pour les efforts agissant sur l'encorbellement de droite

$$M = \frac{4b}{\pi \sin\psi}\left[M^{"sd"}\sum_{n=1}^{5}\frac{1}{n}(P_i)_{sd}\sin\frac{n\pi c}{2a}\sin\frac{n\pi d}{2a}\sin\frac{n\pi x}{2a} + T^{"sd"}\sum_{n=1}^{5}\frac{1}{n}(\mu)_{sd}\sin\frac{n\pi c}{2a}\sin\frac{n\pi d}{2a}\sin\frac{n\pi x}{2a}\right]$$

avec:

- b : demi largeur équivalente
- $(\mu_n)_s$: ordonnée de la ligne d'influence du coefficient transversal pour la fibre considérée au niveau de la section
- $(P_i)_s$: pente de la tangente à la courbe μ_n de la fibre considérée au niveau de la section
- $(M^{"sg"}, T^{"sg"})$ et $(M^{"sd"}, T^{"sd"})$ sont les efforts dans la section d'encastrement gauche et droite (encorbellement-dalle centrale)
- c : demi diffusion longitudinale
- d position longitudinale du centre de gravité de la surcharge
- x : abscisse de la section considéré : $x = a$ (mi-portée)

(*) Moments apportés dans la dalle centrale sous la charge permanente disposée sur les encorbellements

a) Encorbellement droit

$a = c = d = x = 12,7715\,m$; $b = 5,8925\,m$; $M_6^{"d"} = -6,231\,t.m/ml$; $T_6^{"d"} = +4,916\,t/ml$

			Fibre 1 $y=0$		Fibre 2 $y=\frac{b}{4}$		Fibre 3 $y=\frac{b}{2}$		Fibre 4 $y=\frac{3b}{4}$	
	$\frac{1}{n}\sin\frac{n\pi}{2a}x$	$\sin\frac{n\pi c}{2a}\sin\frac{n\pi d}{2a}$	μ_n	Pente	μ_n	Pente	μ_n	Pente	μ_n	Pente
1	1	1	-0,4013	-0,0442	-0,3638	-0,0429	-0,2870	-0,0671	-0,2588	-0,1487
3	-0,333	1	-0,1027	-0,0061	-0,1350	-0,0159	-0,1601	-0,0258	-0,1876	-0,0980
5	0,2	1	-0,0167	+0,0017	-0,0389	+0,0008	-0,0761	-0,0142	-0,1264	-0,0649
moments (t.m)			-11,792		-10,353		-6,358		-2,156	

b) Encorbellement gauche

$M_c^{"g"} = -6{,}231\,t.m/ml$; $T_c^{"g"} = -4{,}916\,t/ml$

n	$\frac{1}{n}\sin\frac{n\pi}{2a}x$	$\sin\frac{n\pi c}{2a}\sin\frac{n\pi d}{2a}$	Fibre 1 $y=0$ μ_n	Fibre 1 $y=0$ Pente	Fibre 2 $y=\frac{b}{4}$ μ_n	Fibre 2 $y=\frac{b}{4}$ Pente	Fibre 3 $y=\frac{b}{2}$ μ_n	Fibre 3 $y=\frac{b}{2}$ Pente	Fibre 4 $y=\frac{3}{4}b$ μ_n	Fibre 4 $y=\frac{3}{4}b$ Pente
1	1	1	-0,4013	-0,0442	-0,3683	-0,0302	-0,2851	-0,0190	-0,1627	-0,0079
3	-0,333	1	-0,1027	-0,0061	-0,0663	-0,0008	-0,0371	0,0020	-0,0165	+0,0013
5	0,2	1	-0,0167	+0,0017	-0,0137	+0,0012	-0,020	+0,0007	-0,0013	+0,0004
moment (t.m)			+15,731		+14,361		11,200		6,2380	

(*) Moments apportés dans la dalle centrale sous la surcharge des trottoirs (450 kg/m²)

a) Encorbellement droit

$a = c = d = x = 12{,}7715\,m$; $b = 5{,}8925\,m$; $M_t^{"d"} = -1{,}282\,t.m/ml$; $T_t^{"d"} = +0{,}968\,t/ml$

n	$\frac{1}{n}\sin\frac{n\pi}{2a}x$	$\sin\frac{n\pi c}{2a}\sin\frac{n\pi d}{2a}$	Fibre 1 $y=0$ μ_n	Fibre 1 $y=0$ Pente	Fibre 2 $y=\frac{b}{4}$ μ_n	Fibre 2 $y=\frac{b}{4}$ Pente	Fibre 3 $y=\frac{b}{2}$ μ_n	Fibre 3 $y=\frac{b}{2}$ Pente	Fibre 4 $y=\frac{3}{4}b$ μ_n	Fibre 4 $y=\frac{3}{4}b$ Pente
1	1	1	-0,3745	-0,0442	-0,3505	-0,0429	-0,2903	-0,0671	-0,2959	-0,1487
3	-0,333	1	-0,0920	-0,0061	-0,1271	-0,0151	-0,1539	-0,0258	-0,1910	-0,0980
5	0,2	1	-0,0128	+0,0017	-0,0328	+0,0008	-0,0717	-0,0142	-0,1261	-0,0649
moments (t.m)			-2,129		-1,937		-1,260		-0,634	

b) Encorbellement gauche

$a = c = d = x = 12{,}7715$; $b = 5{,}8925$; $M_t^{"g"} = -1{,}282\,t.m/ml$; $T_t^{"g"} = -0{,}968\,t/ml$

n	$\frac{1}{n}\sin\frac{n\pi}{2a}x$	$\sin\frac{n\pi c}{2a}\sin\frac{n\pi d}{2a}$	Fibre 1 $y=0$ μ_n	Fibre 1 $y=0$ Pente	Fibre 2 $y=\frac{b}{4}$ μ_n	Fibre 2 $y=\frac{b}{4}$ Pente	Fibre 3 $y=\frac{b}{2}$ μ_n	Fibre 3 $y=\frac{b}{2}$ Pente	Fibre 4 $y=\frac{3}{4}b$ μ_n	Fibre 4 $y=\frac{3}{4}b$ Pente
1	1	1	-0,3745	-0,0442	-0,3484	-0,0302	-0,2606	-0,0190	-0,1480	-0,0079
3	-0,333	1	-0,0920	-0,0061	-0,0594	-0,0008	-0,0315	+0,0020	-0,0148	+0,0013
5	0,2	1	-0,0128	+0,0017	-0,0061	+0,0012	-0,0017	+0,0007	-0,0011	+0,0004
moments (t.m)			+2,939		+2,701		+2,021		+1,128	

(*) Moments apportés dans la dalle centrale sous la surcharge A disposé sur les encorbellements

a) Encorbellement droit

$a = c = d = x = 12,7715$; $b = 5,8925$; $M_A^{"d"} = -0,038$ t.m/ml ; $T_A^{"d"} = 0,303$ t/ml

			Fibre 1 $y=0$		Fibre 2 $y=\frac{b}{4}$		Fibre 3 $y=\frac{b}{2}$		Fibre 4 $y=\frac{3}{4}b$	
	$\frac{1}{n}\sin\frac{n\pi}{2a}x$	$\sin\frac{n\pi}{2a}\sin\frac{n\pi d}{2a}$	μ_n	Pente	μ_n	Pente	μ_n	Pente	μ_n	Pente
1	1	1	-0,0311	-0,0442	-0,0257	-0,0429	-0,0146	-0,0671	+0,0064	-0,1487
3	-0,333	1	-0,0142	-0,0061	-0,0102	-0,0151	-0,0081	-0,0258	+0,0050	-0,0980
5	0,2	1	-0,0021	+0,0017	-0,0037	+0,0008	-0,0041	-0,0142	+0,0037	-0,0649
moments (t.m)			-0,049		-0,042		-0,012		+0,050	

b) Encorbellement de gauche

$M_A^{"g"} = -0,038$ t.m/ml ; $T_A^{"g"} = -0,303$ t/ml

			Fibre 1 $y=0$		Fibre 2 $y=\frac{b}{4}$		Fibre 3 $y=\frac{b}{2}$		Fibre 4 $y=\frac{3}{4}b$	
	$\frac{1}{n}\sin\frac{n\pi}{2a}x$	$\sin\frac{n\pi}{2a}c\sin\frac{n\pi}{2a}d$	μ_n	Pente	μ_n	Pente	μ_n	Pente	μ_n	Pente
1	1	1	-0,0311	-0,0442	-0,0300	-0,0302	-0,0246	-0,0190	-0,0148	-0,0079
3	-0,333	1	-0,0142	-0,0061	-0,0067	-0,0008	-0,0043	+0,0020	-0,0022	+0,0013
5	0,2	1	-0,0021	+0,0017	-0,0011	+0,0012	-0,0005	+0,0007	-0,0003	+0,0004
moments (t.m)			+0,073		+0,072		+0,059		+0,035	

(*) Moments apportés dans la dalle centrale sous la surcharge Bc disposée sur l'encorbellement

a) Encorbellement droit

$a = d = x = 12,7715$ m ; $b = 5,8925$ m ; $c = 1,535$ m $\qquad M_{Bc}^{"d"} = 0 \qquad T_{Bc}^{"d"} = +5,047$ t/ml

			Fibre 1 $y=0$		Fibre 2 $y=b/4$		Fibre 3 $y=b/2$		Fibre 4 $y=\frac{3}{4}b$	
	$\frac{1}{n}\sin\frac{n\pi x}{2a}$	$\sin\frac{n\pi c}{2a}\sin\frac{n\pi d}{2a}$	μ_n	Pente	μ_n	Pente	μ_n	Pente	μ_n	Pente
1	1	0,188	-0,1194	-0,0442	-0,0915	-0,0429	-0,0423	-0,0671	+[illegible]	-0,1487
3	-0,333	-0,537	-0,0358	-0,0061	-0,0389	-0,0151	-0,0277	-0,0258	+0,0318	-0,0980
5	0,2	0,89	-0,0080	+0,0017	-0,0153	+0,0008	-0,0146	-0,0142	+0,0212	-0,0649
moments (t.m)			-1,150		-1,010		-0,582		0,650	

b) Encorbellement gauche

$M_{Bc}^{"g"} = 0 \qquad T_{Bc}^{"g"} = -5,047 \text{ t/ml}$

			Fibre 1 $y = 0$		Fibre 2 $y = \frac{b}{4}$		Fibre 3 $y = \frac{b}{2}$		Fibre 4 $y = \frac{3}{4}b$	
	$\frac{1}{n} \sin \frac{n\pi x}{2a}$	$\sin \frac{n\pi x}{2a} \sin \frac{n\pi d}{2a}$	μ_n	Pente	μ_n	Pente	μ_n	Pente	μ_n	Pente
1	1	0,188	-0,1190	-0,0442	-0,1163	-0,0302	-0,0960	-0,0190	-0,0582	-0,0079
3	-0,333	-0,537	-0,0358	-0,0061	-0,0267	-0,0008	-0,0179	+0,0020	-0,0085	+0,0013
5	0,2	0,81	-0,0080	+0,0017	-0,0038	+0,0012	-0,0016	+0,0007	-0,0011	+0,0004
moments (t.m)			1,150		1,039		0,820		0,482	

Remarque :

Les effets dûs aux charges placées sur l'encorbellement de droite ne sont cumulés à ceux dûs aux mêmes charges placées sur l'encorbellement de gauche que s'ils sont de même signe (négatif)

(*) tableau récapitulatif des moments apportés dans la dalle centrale par les surcharges disposées sur les encorbellements

Fibre	charge permanente	surcharge de trottoir	Surcharge A	Surcharge Bc
1	+ 3,939	- 2,129	- 0,049	- 1,150
2	+ 4,008	- 1,937	- 0,042	- 1,010
3	+ 4,842	- 1,260	- 0,012	- 0,582
4	+ 4,082	- 0,684	+ 0,050	+ 0,652

D_ MOMENTS DÛS AUX SURCHARGES EMPIÉTANT SUR LA DALLE CENTRALE

Les éléments de ces charges qui empiètent sur la dalle centrale sont :

- . 2ème roue d'un camion Bc
- . 2ème chenille d'un M_c 120
- . Elément d'une voie chargée par A

On calculera les moments dûs à ces surcharges dans les différentes fibres

(*) Détermination des coefficients $\mu_{\alpha i}$ correspondant à ces surcharges

Notation : μ_i^d : ordonnée de la ligne d'influence du coefficient transversal correspondant aux charges empiétant la dalle centrale à partir de l'encorbellement de droite

μ_i^g : à partir de l'encorbellement de gauche

<u>tableau donnant les valeurs des coefficients de flexion transversale correspondant aux charges empiétant la dalle centrale</u>

		y = 0		y = b/4		y = b/2		y = 3/4 b	
		μ_i^d (10^4)	μ_i^g (10^4)	μ_i^d (10^4)	μ_i^g (10^4)	μ_i^d (10^4)	μ_i^g (10^4)	μ_i^d (10^4)	μ_i^g (10^4)
B_c	μ_1	-78,392	-78,392	586,148	-434,951	1626,994	-528,111	608,745	-381,623
	μ_3	-144,964	-144,964	153,175	-210,898	976,222	-180,047	169,974	-107,299
	μ_5	-104,234	-104,234	-6,379	-79,221	638,437	-43,919	-0,559	-19,495
A	μ_1	-1756,43	-1756,43	+803,55	-1762,65	+2684,28	-1875,80	+2073,72	-1286,94
	μ_3	-713,34	-713,34	+328,30	-623,77	+1348,17	-557,67	+1265,78	-313,48
	μ_5	-248,12	-248,12	+175,10	-207,92	+761,10	126,743	+563,20	-65,99

<u>le tableau ci dessous résume les valeurs des moments dans les différentes fibres</u>

Notation : • (P_1, P_3, P_5) : charges décomposées en série de Fourier

• (E_g, E_d) : moments dûs aux surcharges empiétant la dalle centrale à partir des encorbellements gauche et droite respectivement

		Surcharge A	Surcharge Bc
P_1		1,541	1,8082
P_3		0,770	0,6030
P_5		0,514	-0,9414
y=0	ε^d	-1,356	+0,026
	ε^g	-1,356	+0,026
y=b/4	ε^d	+0,638	+0,578
	ε^g	-1,391	-0,347
y=b/2	ε^d	+2,071	+1,040
	ε^g	-1,499	-0,478
y=3/4 b	ε^d	+1,490	+0,593
	ε^g	-1,054	-0,360

E. DETERMINATION DES MOMENTS TRANSVERSAUX FINALS

Les moments apportés dans la dalle centrale par les charges placées sur les encorbellements et les éléments de ces charges qui empiètent sur la dalle centrale sont cumulées puisqu'elles sont indissociables, ils viennent s'ajouter aux moments dûs aux charges placées sur la dalle centrale s'ils sont défavorables pour l'effet que l'on a en vue (moments positifs ou négatifs)

Les moments trouvés seront résumés dans les tableaux suivant avec :

D : moment dans la dalle centrale

Eg : moment apporté par les surcharges sur l'encorbellement de gauche

Ed : moment apporté par les surcharges sur l'encorbellement de droite

M>0		G	A	B_c	B_r	M_c120	Surcharge 450 kg/m² sur le trottoir
y = 0	D	5,931	4,070	13,524	1,729	13,481	—
	Ed	—	—	—	—	—	—
	Eg	15,731	—	1,176	—	—	2,939
$y=\frac{b}{4}$	D	5,530	3,877	13,692	1,680	14,934	—
	Ed	—	0,596	—	—	—	—
	Eg	14,361	—	0,692	—	—	2,701
$y=\frac{b}{2}$	D	4,224	3,115	15,192	1,507	13,957	—
	Ed	—	2,059	0,458	—	—	—
	Eg	11,200	—	0,342	—	—	2,021
$y=\frac{3}{4}b$	D	1,887	1,967	7,645	1,106	10,258	—
	Ed	—	1,54	1,245	—	—	—
	Eg	6,238	—	0,122	—	—	1,128

M<0		G	A	B_c	B_r	M_c120	Surcharge 450 kg/m² sur le trottoir
y = 0	D	—	-1,033	-8,694	-0,749	—	—
	Ed	-11,792	-1,405	-1,124	—	—	-2,129
	Eg	—	-1,283	—	—	—	—
$y=\frac{b}{4}$	D	—	-1,361	-6,644	-0,687	-4,941	—
	Ed	-10,353	—	-0,432	—	—	-1,037
	Eg	—	-1,319	—	—	—	—
$y=\frac{b}{2}$	D	—	-1,394	-3,717	-0,549	-6,270	—
	Ed	-6,358	—	—	—	—	-1,260
	Eg	—	-1,44	—	—	—	—
$y=\frac{3}{4}b$	D	—	-1,109	-4,976	-0,315	-4,513	—
	Ed	-2,156	—	—	—	—	-0,634
	Eg	—	-1,019	—	—	—	—

F_ PRISE EN COMPTE DU COEFFICIENT DE POISSON

Il résulte des études effectuées par M. ROWE que la valeur, non nulle dans le pratique, du coefficient de poisson ν, n'a qu'une influence très faible sur les valeurs des moments de flexion longitudinale. Il n'en est pas de même pour ce qui concerne les moments de flexion transversale.

Les moments principaux transversaux les plus importants se produisant en des points proches de l'axe longitudinale de la dalle, on recherche les valeurs prises en ces points par les moments principaux longitudinaux

$$M_y(x,y) = K.\nu M_x$$

avec : M_x : moment longitudinal à mi-travée par mètre linéaire de largeur ($x = l/2$)

$$K = \begin{cases} 1 \text{ si } b/a \geq 1 \\ \frac{b}{a} \text{ si } b/a < 1 \end{cases}$$

b : demi largeur équivalente

$a = \frac{l}{2}$: demi longueur biaise

on a dans notre cas : $\frac{b}{a} = \frac{5,8925}{12,7745} = 0,461 < 1 \Longrightarrow K = 0,461$

ν : coefficient de Poisson ; $\nu = 0,2$ pour les dalles en béton précontraint

Les moments transversaux dûs aux différentes charges et surcharges en tenant compte de l'influence du coefficient de poisson sont résumés dans le tableau suivant

	G	A	B_c	M_c 120	trottoir
$M_y = K.\nu.M_x$ (t.m/m largeur)	26,032	7,315	5,888	6,114	0,423

G_ MOMENT TRANSVERSAL DÛ A LA PRECONTRAINTE

Nous calculerons le moment dû à la précontrainte à mi-travée avec :

$M_{Trp} = K\nu M_{Lp}$ avec : . M_{Lp} : moment longitudinal de précontrainte

. $K = 0,461$

. $\nu = 0,2$ coefficient de poisson

$M_{Lp} = N_{90j} \times e$ avec N_{90j} = force de précontrainte à 90j

e : excentricité de la force de précontrainte par rapport à l'axe neutre

ce qui nous donne un moment transversal par mètre linéaire de largeur :

$$M_{TrP} = 0,461 . 0,2 \frac{-6539,179 \times 0,538}{11,785} = -27,524 \text{ t.m/m largeur}$$

H_ DETERMINATION DES MOMENTS TRANSVERSAUX MAXIMALES

(*) moment transversal positif

Le moment maximal pondéré est obtenu dans la fibre ($y=0$) en faisant la combinaison suivante :

$$G + 1,2(\delta.b_c.B_c + t_r) \longrightarrow M^+_{max} = M_G + 1,2(\delta.b_c.M_{B_c} + M_{tr}) + M_{TrP}$$

$$M^{(+)}_{max} = 47,694 + 1,2(1,014.1,1.20,58 + 3,362) - 27,524 = 53,652 \text{ t.m/ml}$$

$$M^{(+)}_{max} = 53,652 \text{ t.m/ml}.$$

(*) Moment transversal négatif

Le moment maximal négatif est obtenu dans la fibre (y=0) en faisant la combinaison suivante :

$G + 1,2(\delta.b_c.B_c + t_2)$

$M^{(-)}_{max} = M_G + 1,2(\delta.b_c.M_{B_c} + M_{t_2}) + M_{t_2P}$

$M^{(-)}_{max} = -11,792 - 1,2(1,084 . 1,1 . 9,818 + 2,129) - 27,524 = -55,920\ t.m/ml$

Remarque

Le moment dû à l'influence du coefficient de poison ne sera pris en compte que s'il donne un cas plus défavorable.

I. DETERMINATION DES EFFORTS AU NIVEAU DE L'ENCASTREMENT (DALLE-ENCORBELLEMENT)

1) Au niveau de l'encorbellement gauche ("S_g")

$M^{max} = M_G + 1,2(M_A + M_{t_2}) = -6,231 - 1,2(0,038 + 1,280) = -7,815\ t.m/ml$

$T^{max} = T_G + 1,2(\delta.b_c.T_{B_c} + T_{t_2}) = -4,916 - 1,2(1,076 \times 1,2 \times 5,047 + 0,968) = -13,898\ t.m/ml$

2) Au niveau de l'encorbellement droite ("S_d")

$M^{max} = M_G + 1,2(M_A + M_{t_2}) = -6,231 + 1,2(0,038 + 1,282) = -7,815\ t.m/ml$

$T^{max} = T_G + 1,2(\delta.b_c.T_{B_c} + T_{t_2}) = +4,916 + 1,2(1,076 \times 1,2 \times 5,047 + 0,968) = +13,898\ t.m/ml$

J. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DE LA DALLE

Les armatures transversales de la dalle seront déterminés à partir des fibres les plus sollicitées. Après l'étude de la flexion transversale à mi-travée nous avons obtenus les résultats suivants.

Sollicitations Pondérées du 1er genre

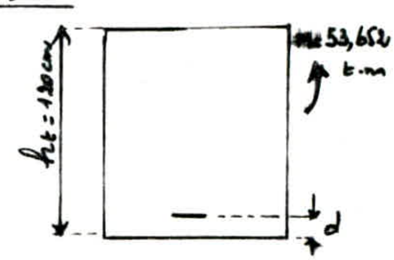
$M^{(+)}_{max} = 53,652\ t.m/m$ largeur (pour la fibre y=0)

$M^{(-)}_{max} = -55,920\ t.m/m$ largeur (pour la fibre y=0)

On aura à étudier une section rectangulaire de $(1,20 \times 1)\ m^2$ qui peut-être soumise à un moment de flexion positif ou négatif et on doit trouver une section d'acier par mètre linéaire.

1) Calcul de la section sollicité par un moment positif $M^+ = 53,652\ t.m$

$h = h_t - d = 120 - 6 = 114\ cm$



(*) calcul du moment résistant du béton M_{RB}

$M_{RB} = \bar{K} b.h^2$ avec $\bar{K} = \frac{1}{2}\bar{\alpha}\bar{\gamma}\bar{\sigma}'_b$ où $\begin{cases} \bar{\alpha} = \dfrac{15\bar{\sigma}'_b}{15\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} \\ \bar{\gamma} = 1 - \dfrac{\bar{\alpha}}{3} \end{cases}$

$\sigma_b = 210\ kg/cm^2$ et $\sigma_a = 2800\ kg/cm^2$ ($\phi \leq 20$)

$\longrightarrow \bar{\alpha} = 0,529$; $\bar{\gamma} = 0,824$; $\bar{K} = 45,769\ kg/cm^2 \Longrightarrow M_{RB} = 594,814\ t.m$

on a donc: $M_{RB} = 594,814\ t.m > M = 53,652\ t.m \Longrightarrow A' = 0$

(*) Détermination des armatures inférieures (A)

$$A = \frac{M}{\bar{\gamma}.h.\bar{\sigma}_a} = \frac{53,652}{0,824.114.2800} = 20,398\ cm^2 \longrightarrow 7T20 = 21,89\ cm^2$$

Vérification à la fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \longrightarrow \bar{\omega}_f = \frac{21,89}{2.100.6} = 0,0182$$

on doit faire la vérification suivante : $\bar{\sigma}_a \leq \min \begin{cases} 2800\ kg/cm^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$

$$\sigma_1 = K\frac{\eta}{\phi}\,\frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} = 10^6\,\frac{1,6}{20}\,\frac{0,0182}{1+10.0,0182} = 1231,81\ kg/cm^2$$

$$\sigma_2 = 2,4\sqrt{\frac{\eta}{\phi}K\bar{\sigma}_b} = 2,4\sqrt{\frac{1,6}{20}10^6\,8,4} = 1967,41\ kg/cm^2$$

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \begin{cases} 2800\ kg/cm^2 \\ \max(1231,81 ; 1967,41)\ kg/cm^2 \end{cases} \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 1967,41\ kg/cm^2$$

La fissuration n'est pas vérifiée, donc on doit faire un calcul exacte c'est à dire calculer A avec la contrainte $\bar{\sigma}_a = \sigma_2 = 1967,41\ kg/cm^2$ ce qui nous donne :

$$\alpha = 0,616 \longrightarrow \gamma = 0,795 \Longrightarrow A = \frac{M}{\gamma.h.\bar{\sigma}_a} = \frac{53,652.10^5}{0,795.114.1967,41} = 30,09\ cm^2$$

Vérification à la condition de non fragilité (Art 52 CCBA 68)

on doit avoir : $A \geq \begin{cases} A_0 \\ \min(A_1, A_2) \end{cases}$ $\quad A_0 = 30,09\ cm^2$

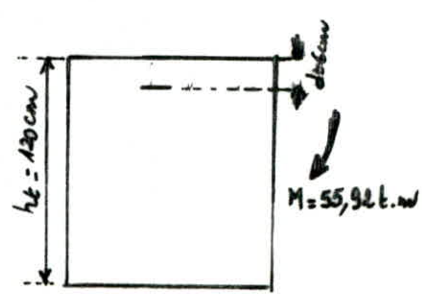
$A_1 = 1,2 A_0 = 36,11\ cm^2$

$A_2 = 0,69.b.h.\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69.100.114.\frac{8,4}{4200} = 15,732\ cm^2$

$\Longrightarrow A : 30,09\ cm^2$ soit **10T20 = 31,41 cm²**

(*) Détermination des armatures supérieures

$$A = \frac{M}{\gamma.h.\bar{\sigma}_a} = \frac{55,92.10^5}{0,824.114.2800} = 21,26\ cm^2$$



- vérification à la fissuration

$\sigma_1 = 1231,81\ kg/cm^2$ et $\sigma_2 = 1967,41\ kg/cm^2$

$\bar{\sigma}_a \le \min \begin{cases} 2800\ kg/cm^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases} \rightarrow \bar{\sigma}_a \le 1967{,}41\ kg/cm^2 \Rightarrow$ la fissuration n'est pas vérifiée donc on refait

les calculs avec $\bar{\sigma}_a = 1967{,}41\ kg/cm^2$

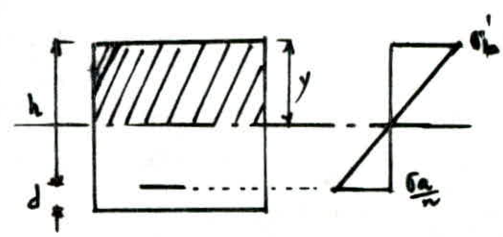
$$A = \frac{M}{\gamma h . \bar{\sigma}_a} = \frac{55{,}92\ 10^5}{0{,}795 . 114 . 1967{,}41} = 31{,}36\ cm^2 \longrightarrow 10T20 = 31{,}41\ cm^2$$

• condition de non fragilité

$$A \geqslant \begin{cases} A_0 \\ \min(A_1, A_2) \end{cases} \quad \left. \begin{array}{l} A_0 = 31{,}41\ cm^2 \\ A_1 = 1{,}2 A_0 = 37{,}69\ cm^2 \\ A_2 = 0{,}69\, b.h \dfrac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 15{,}732\ cm^2 \end{array} \right\} \longrightarrow A = 31{,}41\ cm^2$$

On prend $A = 31{,}41\ cm^2$ soit 10T20

(*) vérification des contraintes



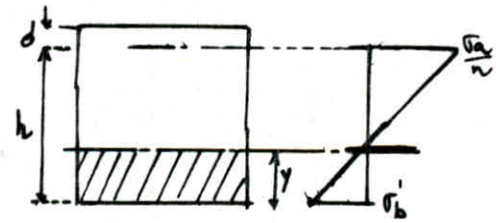
1) moment statique / axe neutre = 0 $\rightarrow \frac{1}{2} b y^2 - nA(h-y) = 0$

$\rightarrow y = 28{,}4\ cm$

Moment d'inertie : $I = \frac{by^3}{3} + nA(h-y)^2 = 4215829{,}131\ cm^4$

béton $\sigma'_b = \frac{M}{I} y = 36{,}14\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 210\ kg/cm^2$

Acier $\sigma_a = n \frac{M}{I}(h-y) = 1634{,}06\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 1967{,}41\ kg/cm^2$



2) Due au moment $M = -55{,}92\ t.m$

• Moment statique / axe neutre = 0 $\rightarrow \frac{1}{2} b y^2 - nA(h-y) = 0$

$\rightarrow y = 28{,}4\ cm$

• Moment d'inertie $I = \frac{by^3}{3} + nA(h-y)^2 \longrightarrow I = 4215829{,}131\ cm^4$

• béton $\sigma'_b = \frac{M}{I} y = 37{,}67\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 210\ kg/cm^2$

• Acier $\sigma_a = n \frac{M}{I}(h-y) = 1703{,}14\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 1967{,}41\ kg/cm^2$

K_ FERRAILLAGE DE LA SECTION D'ENCASTREMENT (DALLE CENTRALE - ENCORBELLEMENT)

Section d'encastrement droite $M^{max} = -7{,}815\ t.m/ml$; $T^{max} = +13{,}898\ t/ml$

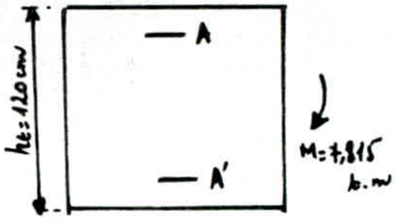
Section d'encastrement gauche $M^{max} = -7{,}815\ t.m/ml$; $T^{max} = -13{,}898\ t/ml$

Les deux sections "S_g" et "S_d" provoquent un même moment $M^{max} = -7{,}815\ t.m/ml$ donc on aura le même ferraillage pour "S_g" et "S_d", il suffira de déterminer le ferraillage d'une seule section on prendra "S_g"

1) Ferraillage de la section gauche

$M = -7,815$ t.m

$M_{RB} = \bar{K} b h^2$ avec $\bar{K} = \frac{1}{2}\bar{\alpha}\bar{\gamma}\bar{\sigma}_b'$ $\begin{cases} \bar{\alpha} = \dfrac{15\bar{\sigma}_b'}{15\bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = 0,259 \\ \bar{\gamma} = 1 - \dfrac{\bar{\alpha}}{3} = 0,824 \end{cases}$



$\bar{K} = 45,769$ kg/cm² $\longrightarrow M_{RB} = 594,814$ t.m.

$M_{RB} = 594,814$ t.m $> M = 7,815$ t.m $\Rightarrow A' = 0$ (mais on prendra A' minimale)

$$A = \frac{M}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = \frac{7,815\ 10^5}{0,824 . 114 . 2800} = 2,97\text{ cm}^2 \longrightarrow 2T14 = 3,08\text{ cm}^2$$

• vérification à la fissuration

$$\bar{\sigma}_a \le \min \begin{cases} 2/3\,\sigma_{en} = 2800\text{ kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = \max(1231,81\ ;\ 1967,41)\text{ kg/cm}^2 \end{cases} \longrightarrow \bar{\sigma}_a \le 1967,41\text{ kg/cm}^2$$

La vérification n'est pas vérifiée, on reprend les calculs avec $\bar{\sigma}_a = 1967,41$ kg/cm²

$$A = \frac{M}{\gamma . h . \bar{\sigma}_a} = \frac{7,815\ 10^5}{0,795 . 114 . 1967,41} = 4,38\text{ cm}^2 \longrightarrow 3T14 = 4,62\text{ cm}^2$$

• Vérification à la condition de non fragilité

$$A \ge \begin{cases} A_0 \\ \min(A_1, A_2) \end{cases} \quad \begin{aligned} &A_0 = 4,62\text{ cm}^2 \\ &A_1 = 1,2 A_0 = 5,54\text{ cm}^2 \\ &A_2 = 0,69\, b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 15,732\text{ cm}^2 \end{aligned} \longrightarrow A \ge 5,54\text{ cm}^2$$

on prend $\underline{6T12 = 6,78\text{ cm}^2}$

2) Ferraillage de la section droite:

identique au ferraillage de la section gauche $\longrightarrow$ $\underline{6T12 = 6,78\text{ cm}^2}$

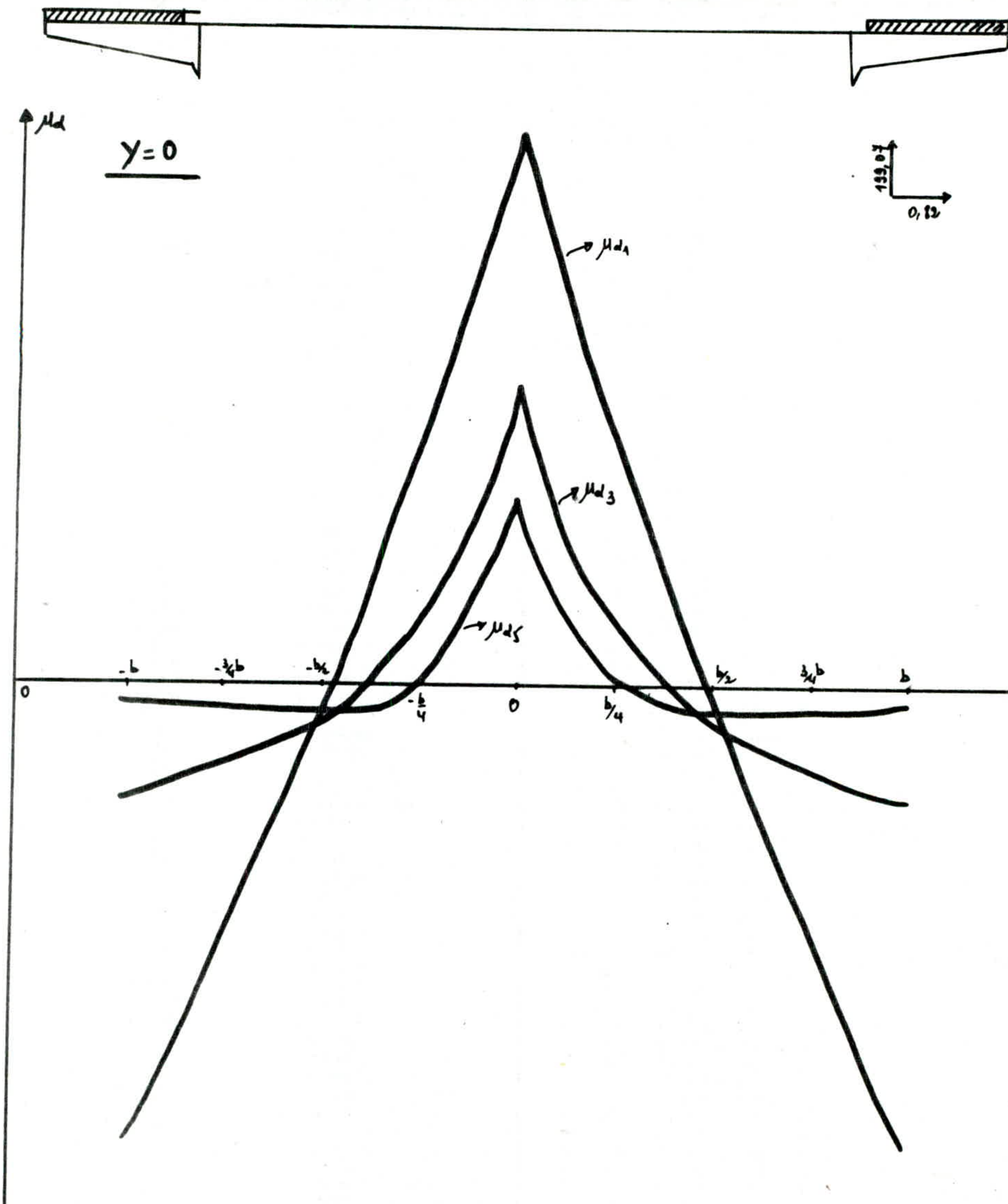
3) Vérification des contraintes

moment statique/axe neutre = 0 $\longrightarrow \frac{1}{2}by^2 - nA(h-y) = 0 \Rightarrow y = 13,48$ cm

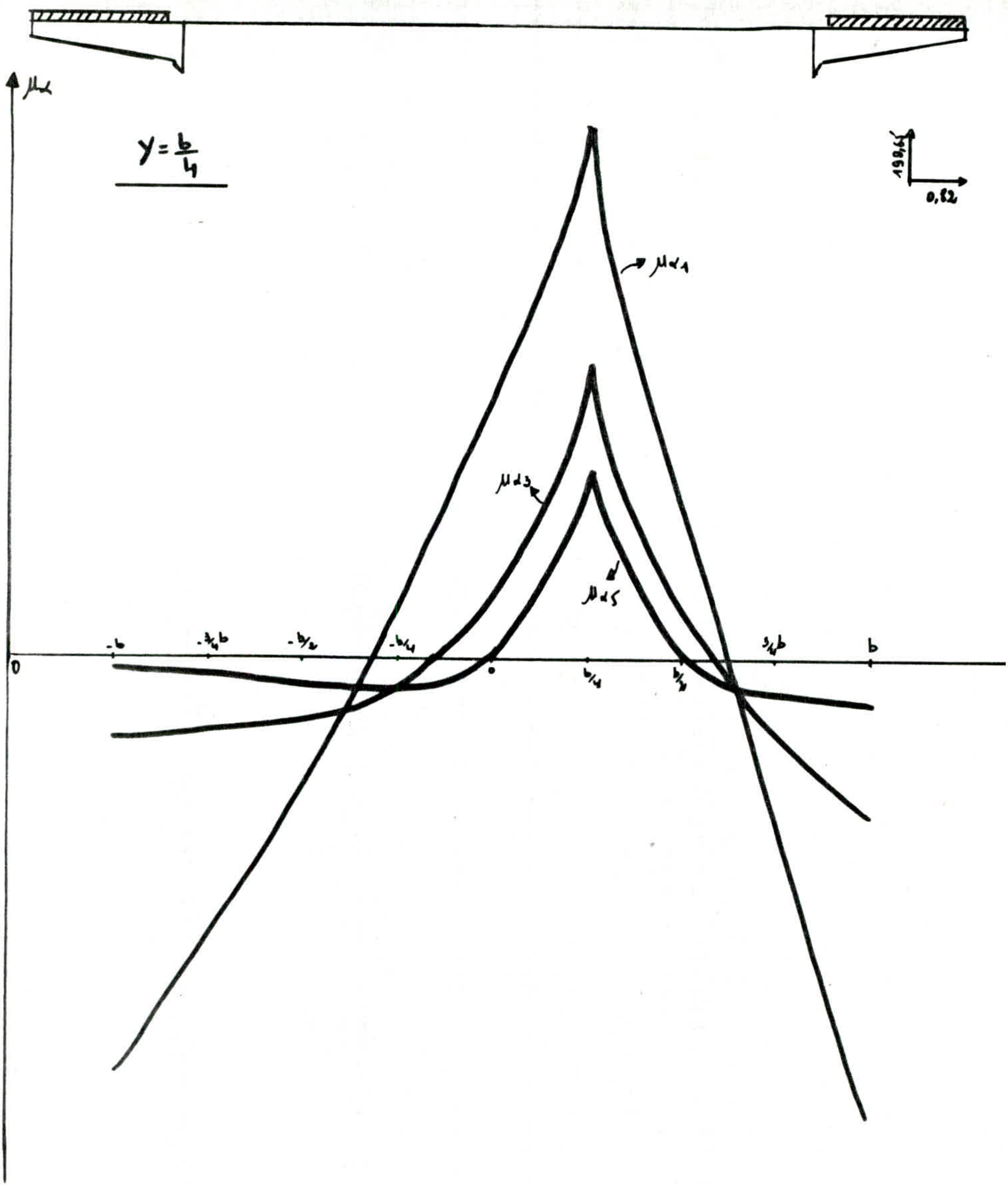
moment d'inertie : $\longrightarrow I = \frac{by^3}{3} + nA(h-y)^2 \Rightarrow I = 995579,8$ cm⁴

béton: $\sigma_b' = \frac{M}{I} y = 10,58$ kg/cm² $\longrightarrow \sigma_b' < \bar{\sigma}_b' = 210$ kg/cm²

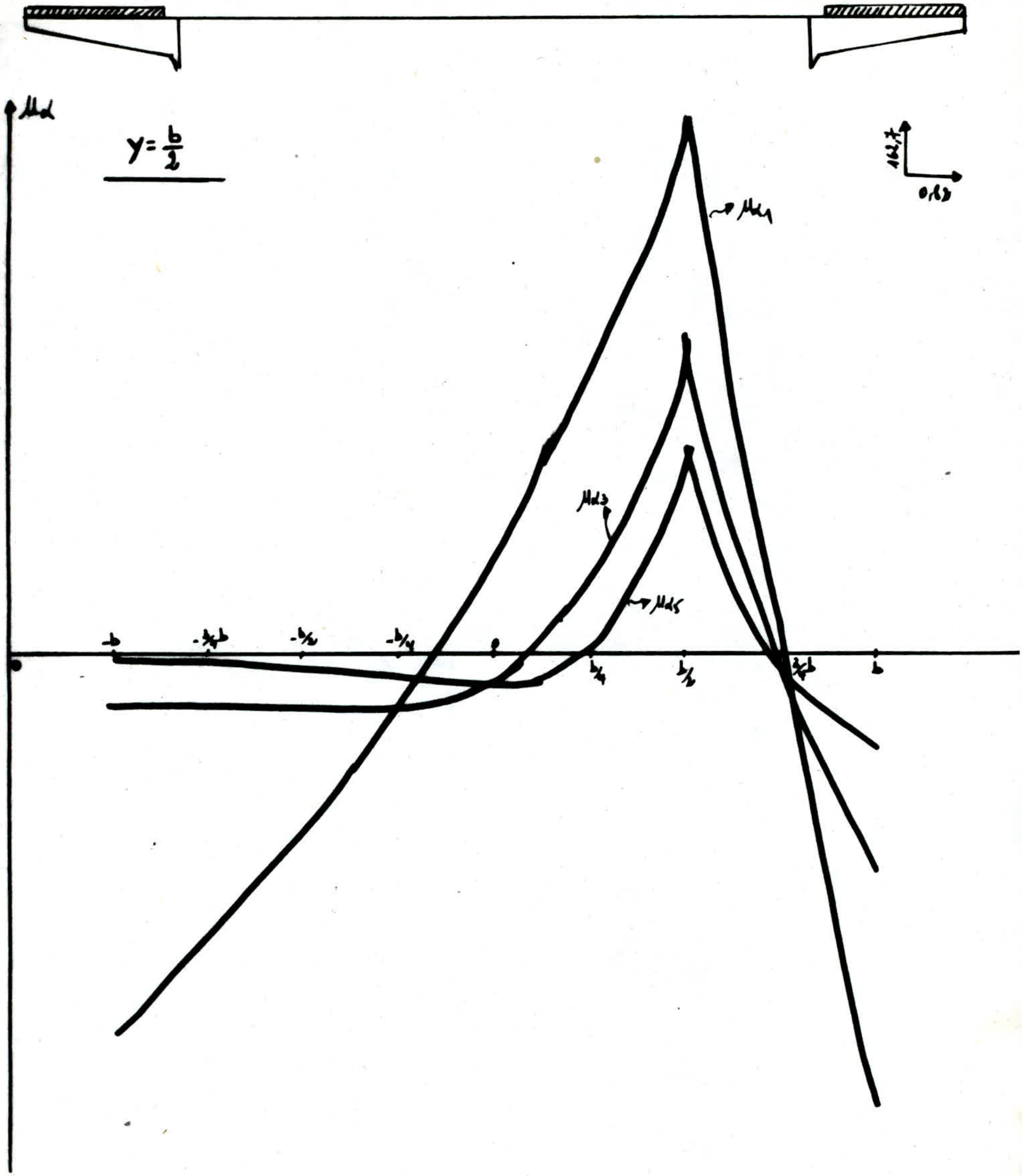
Acier : $\sigma_a = n \frac{M}{I}(h-y) = 1183,58$ kg/cm² $\longrightarrow \sigma_a < \bar{\sigma}_a = 1967,41$ kg/cm²



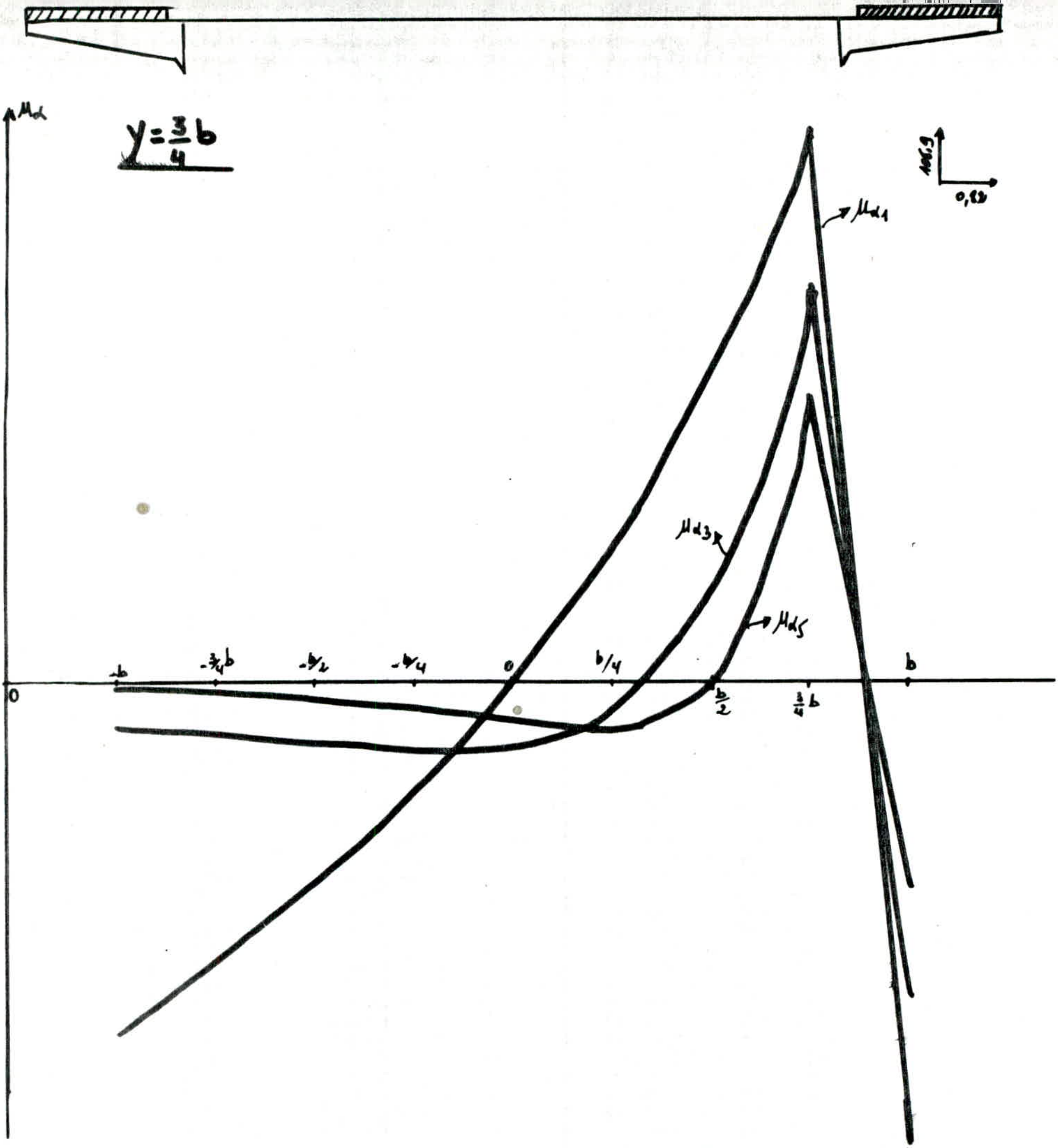
μd
Y = 0
139,07
0,82
μd1
μd3
μd5
-b
-3/4 b
-b/2
-b/4
0
b/4
b/2
3/4 b
b



μ_α
$y = \frac{b}{4}$
198,65
0,82
$\mu_{\alpha 1}$
$\mu_{\alpha 3}$
$\mu_{\alpha 5}$
0
-b
-3/4 b
-b/2
-b/4
b/4
b/2
3/4 b
b



Md
y = b/2
Md1
Md3
Md5
-b
-3/4 b
-b/2
-b/4
0
b/4
b/2
3/4 b
b
0,82



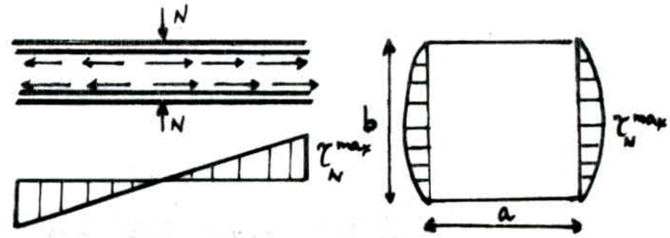
Md
y = 3/4 b
106,9
0,82
Md1
Md3
Md5
-b
-3/4 b
-b/2
-b/4
0
b/4
b/2
3/4 b
b
0

APPAREILS D'APPUI

(*) **Principe**

Le but du dimensionnement des appareils d'appuis est de limiter les contraintes qui se developpent dans le néoprène au niveau des plans de frettage et celles qui sont dûes aux efforts appliqués ou de déformation imposé par les appareils

a) **Compression**



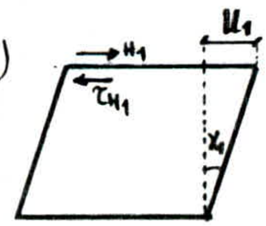
Sous l'effet de l'effort normal apparaissent des contraintes de cisaillements τ_N au niveau du plan de frettage, tandis qu'au milieu de plaque feuillet se developpent des contraintes maximales

$$\tau_N = \frac{1{,}5\,\sigma_m}{\beta} \quad \text{avec :} \quad \bullet\ \sigma_m = \frac{N}{a \times b} \text{ contrainte de compression}$$

$$\bullet\ \beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)} \text{ coefficient de forme} \begin{cases} a, b : \text{dimension en plan de l'appui } (a \leq b) \\ t : \text{épaisseur d'un feuillet de néoprène} \end{cases}$$

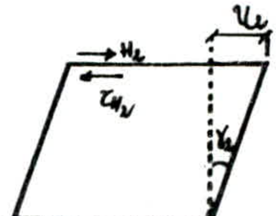
b) **Distorsion**

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, fluage) elle permet de déterminer l'angle de distorsion, la contrainte et l'effort correspondant : $tg\,\gamma_1 = \frac{U_1}{T}$; $\tau_{H_1} = G\,tg\,\gamma_1 = G\,\frac{U_1}{T}$

$$H_1 = a \times b \times \tau_{H_1} \longrightarrow H_1 = G \times a \times b \times \frac{U_1}{T}$$



2) l'appareil est soumis à un effort dynamique (freinage, seïsme, vent, force centrifuge) $\tau_{H_2} = \frac{H_2}{a \times b}$

Dans le cas d'un effort dynamique, il a été constaté expérimentalement que le module d'élasticité transversal vaut deux fois la valeur de G correspondant à un effort statique

$$tg\,\gamma_2 = \frac{\tau_{H_2}}{2G} = \frac{U_2}{T} = \frac{H_2}{2G \times a \times b}$$

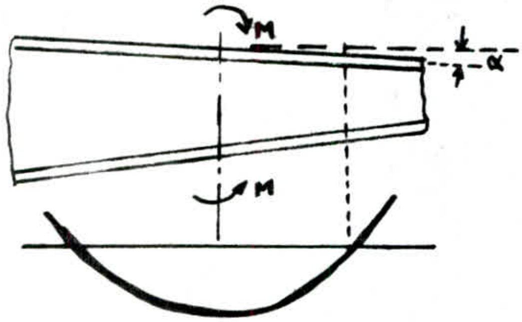
3) Dans le cas où les deux cas se présentent simultanément :

$$U = U_1 + U_2 \quad \text{et} \quad H = H_1 + H_2$$

$$\tau_H = \tau_{H_1} + 0{,}5\,\tau_{H_2} = G\,\frac{U_1}{T} + \frac{H_2}{2.a.b}$$

c) 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 est comme suite. La contrainte maximale apparait généralement sur les bords parallèles à l'axe de rotation



$$\tau_\alpha = \frac{G}{2}\left(\frac{a}{t}\right)\alpha_t \quad \text{avec} \quad \alpha_t = \frac{\alpha T}{n}$$

M : moment de rappel crée par la rotation

$$M = G\,\frac{\alpha T}{m}\,\frac{a^5 b}{t^3}\,\frac{1}{K_1}$$

Il est tenu compte des défauts de pose, pour le dimensionnement et la détermination des contraintes. La valeur de la rotation à introduire dans les calculs : $\alpha_T = \alpha_0 + \alpha$ avec :

α = rotation calculée, ($\alpha_0 = 1/1000$ rd) pour le béton précontraint

EVALUATION DES EFFORTS DANS LES APPUIS

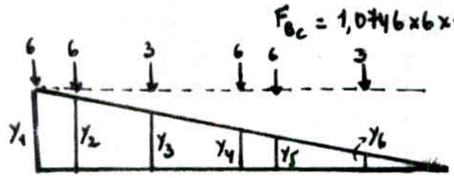
1) efforts verticaux

- Poids propre : $F_G = \dfrac{K_y\, q_G\, l}{2} = \dfrac{1 \times 40{,}8 \times 25{,}543}{2} = 521{,}08\,t$

- Surcharge A $\quad F_A = \dfrac{K_y\,[A \times l \times l_c]}{2} = \dfrac{1{,}0167\,[1{,}1 \times 25{,}543 \times 10{,}25}{2} = 146{,}40\,t$

- Surcharge Bc $\quad F_{Bc} = K_y.n.\delta.b_c.\Sigma P_i Y_i$

$$F_{Bc} = 1{,}0746 \times 6 \times 1{,}089 \times 0{,}95\left[6\,(1 + 0{,}9413 + 0{,}5889 + 0{,}5302) + 3\,(0{,}7651 + 0{,}3540)\right] = 144{,}878\,t$$

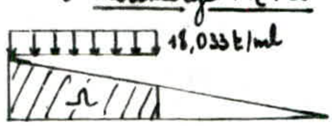


$Y_1 = 1$ $\quad Y_4 = 0{,}5889$

$Y_2 = 0{,}9413$ $\quad Y_5 = 0{,}5302$

$Y_3 = 0{,}7651$ $\quad Y_6 = 0{,}3540$

- Surcharge M_c 120



$$F_{M_c 120} = q\,\Omega\,\delta.K_y = 18{,}033 \times 5{,}372 \times 1{,}011 \times 1{,}1688 = 122{,}388\,t$$

- Surcharge des trottoirs : $F_{tr} = \frac{(2 \times 0,15 \times 2,15)\,25,543}{2} \times 1,0346 = 8,523t$

- effort sismique vertical : $F_V = \varepsilon_v F_G = 0,07 \times 521,08 = 36,476t$

2) Les efforts horizontaux

- Freinage : dans le calcul, on prendra l'effort de surcharge B_c, car le freinage de B_c est le plus défavorable $\longrightarrow F_H = 30t$ (correspondant à un camion B_c)
- effort sismique horizontal : $F_H = \varepsilon_H . F_G = 0,1 \times 521,08 = 52,108t$

délimitation de la contrainte moyenne, on tire l'aire de l'appareil d'appui. le béton étant fretté, on doit avoir $\sigma_{max} \leq 150 kg/cm^2$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 150 kg/cm^2 \Longrightarrow a \times b \geqslant \frac{N_{max}}{150}$$

avec $N_{max} = \frac{F_G + F_Q + F_V}{5}$ (5 appuis) ; N_{max} : réaction verticale maximale revenant à chaque appui

donc $a \times b \geqslant \frac{F_G + F_Q + F_V}{5 \times 150} = \frac{(521,08 + 146,40 + 8,523)\,10^3 + 36,476\,10^3}{750} = 949,972\ cm^2$

on choisit comme modèle : type SEMDERLI 300/400/52

a x b (mm²)	surface de base (cm²)	charge vertical admissible (KN)	module Ei N/mm²	épaisseur des couches élastomères (mm)	nombre de couche d'élastomère	hauteur de tôle intermédiaire	hauteur d'élastomère	déplacement admissible (mm)	épaisseur des feuillets d'acier (mm)
300x400	1200	1700	755	8	5	4	40	25,9	3

VERIFICATION A FAIRE

(*) condition à la stabilité (non déversement)

$$\frac{a}{t_r} \geqslant 5 \Longrightarrow a \geqslant 5\,t_r \ , \quad a = 30cm \geqslant 5 \times 5,2 = 26cm \longrightarrow \text{vérifié}$$

(*) condition au non glissement : $\sigma_{min} \geqslant 20\ kg/cm^2$

1) $\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{5(a \times b)} = \frac{521,08\ 10^3}{5(30 \times 40)} = 86,85\ kg/cm^2 \geqslant 20\ kg/cm^2 \longrightarrow$ vérifié ; pas de risque de glissement

2) $\begin{cases} H \leq f.N & (a) \\ f = 0,1 + \frac{60}{\sigma} \end{cases}$ f : coefficient de frottement pour élastomères enrobés

(a) $\Longleftrightarrow H = \dfrac{H_{séisme} + H_{freinage}}{5} + H_g \leq 0{,}1\,F_{max} + 60 \times a \times b$

- détermination de Hg

• retrait $\dfrac{\Delta l}{l} = \dfrac{1}{2}\,1{,}15\,10^{-4} \longrightarrow \Delta l = \dfrac{25{,}543}{2}\,1{,}15\,10^{-4} = 1{,}469\ \text{mm}$

• température $\dfrac{\Delta l}{l} = (2\,10^{-4})\,\dfrac{1}{2} \longrightarrow \Delta l = 2.10^{-4}\,\dfrac{25{,}543}{2} = 2{,}554\text{mm}$

• fluage $\dfrac{\Delta l}{l} = \dfrac{1}{2}\,\dfrac{\sigma'_m}{E}$

	A l'appui	Au milieu
A la mise en tension	487,147	793,431
En service	448,041	477,059
contrainte moyenne	467,594	635,245

$\sigma_m = \dfrac{467{,}594 + 635{,}245}{2} = 551{,}420 \longrightarrow \Delta l = \dfrac{25{,}543}{2} \cdot \dfrac{551{,}420}{1305680} = 5{,}4\,10^{-3}\text{m} \longrightarrow \Delta l = 5{,}4\text{mm}$

$\Delta l_{max} = 1{,}469 + 2{,}554 + 5{,}400 = 9{,}423\ \text{mm}$

$\Delta l_{min} = 1{,}469\ \text{mm}$

Chaque appareil d'appui subira une distorsion U_g telle que : $U_g = \dfrac{\Delta l_{max}}{l} \times \dfrac{l}{2} \longrightarrow U_g = 4{,}712\ \text{mm}$

d'où l'effort horizontal sur chaque appui de la culée $H_g = \dfrac{G.U_g\,a \times b}{T_r}$

avec : Tr : épaisseur de l'appareil d'appui

G : module de cisaillement $= 0{,}8\,\text{MP}_a = 8{,}16\ \text{kg/cm}^2$

$a \times b = 30 \times 40$ section d'élastomère

$H_g = \dfrac{8{,}16 \times 0{,}4712 \times 30 \times 40}{5{,}2} = 887{,}306\ \text{kg}$

En revenant à l'inéquation : $\dfrac{1}{5}\left[52{,}108 + 30\right] + 0{,}887306 \leq 0{,}1 \times 142{,}496 + 60 \times 0{,}3 \times 0{,}4$

$\Rightarrow 17{,}309 \leq 21{,}445 \longrightarrow$ c'est vérifié

(*) Distorsion

• déformation lente :

$tg\,\gamma_1 = U_1/T$; $\tau_{H_1} = G\,tg\,\gamma_1 = G U_1/T$ $\qquad H_1 = a \times b \times \tau_{H_1} = G \times a \times b \times U_1/T$

$\tau_{Hg} = G\,U_1/T \leq 0{,}5G \Rightarrow U_1/T \leq 0{,}5 \quad \Leftrightarrow 4{,}712/52 = 0{,}091 < 0{,}5 \longrightarrow$ c'est vérifié

• Sous l'effet d'un effort instantané

$\tau_{Hg} + \tau_{H_1} \leq 0{,}7G$ (Seïsme + freinage)

Seïsme : $H_i = H_S/8 = 52{,}108.10^3/8 = 6513{,}5$ kg

freinage : $H_i = H_F/8 = 30\,10^3/8 = 3750$ kg/cm²

$$\frac{U_g}{T} + \frac{H_1}{2.G.a.b} \leq 0{,}7 \Rightarrow \frac{4{,}712}{52} + \frac{3750}{2 \times 8{,}16 \times 30 \times 40} = 0{,}282 \leq 0{,}7 \longrightarrow \text{vérifié (freinage)}$$

$$\frac{U_g}{T} + \frac{H_1}{2G a.b} \leq 0{,}7 \Rightarrow \frac{4{,}712}{52} + \frac{6513{,}5}{2.8{,}16 \times 30 \times 40} = 0{,}423 < 0{,}7 \longrightarrow \text{vérifié (seïsme)}$$

Sous l'effet simultané : seïsme - freinage - déformation lente : $H_g + H_f + H_s \leq 1{,}3G$

$$\frac{4{,}712}{52} + \frac{3750}{2.8{,}16 \times 30 \times 40} + \frac{6513{,}5}{2.8{,}16 \times 30 \times 40} = 0{,}614 < 1{,}3 \longrightarrow \text{vérifié}$$

On doit vérifier aussi la condition $\tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G = 40{,}8$ kg/cm²

$$\tau_N = 1{,}5\frac{\sigma_m}{\beta} \text{ avec } \sigma_m = \frac{1}{5}\,\frac{521{,}08 + 146{,}40 + 8{,}523 + 36{,}476}{30 \times 40}\,10^3 = 118{,}747 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \beta = \frac{30 \times 40}{2 \times 1(30+40)} = 8{,}57 \Longrightarrow \tau_N = 20{,}78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_H = \tau_{H_1} + 0{,}5\,\tau_{H_2} = G\frac{U_1}{T} + 0{,}5\frac{H_2}{a \times b} = 5{,}11 \text{ kg/cm}^2$$

(*) <u>Rotation</u>

Sous G : $\alpha_G = \dfrac{q\ell^3}{24E_vI} = \dfrac{40{,}8 \times 25{,}543^3}{24\ 1309580 . 1{,}697} = 0{,}0127$ rd

Sous A : $\alpha_A = \dfrac{A . L_c\ \ell^3}{24E_v . I} = \dfrac{1{,}1 . 10{,}25\ \ 25{,}543^3}{24 . 1309580 \times 1{,}697} = 0{,}0035$ rd

trottoir : $\alpha_t = \dfrac{2 . 0{,}15 . 2{,}50\ \ 25{,}543^3}{24\ 1309580 \times 1{,}697} = 0{,}000234$ rd

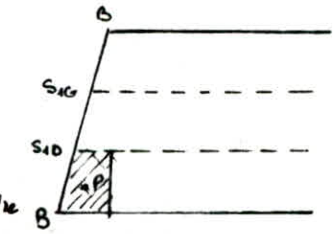
Sous Bc : $\alpha_{Bc} = \dfrac{603{,}282 \times 25{,}543}{24 . 1309580 \times 1{,}697} = 0{,}00028$ rd

Sous M_c 120 : $\alpha_{M_c120} = \dfrac{727{,}78 \times 25{,}543}{24 . 1309580 \times 1{,}697} = 0{,}00034$ rd

$$\alpha_t = \frac{0{,}0127 + 0{,}0035 + 0{,}000234 + 0{,}01}{5} = 0{,}00349 \text{ rd}$$

$$\tau_\alpha = \frac{8{,}16}{2}\left(\frac{30}{1}\right)^2 0{,}00349 = 12{,}815 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_N + \tau_H + \tau_\alpha = 20{,}78 + 5{,}11 + 12{,}815 = 38{,}71 \text{ kg/cm}^2 < 5G = 40{,}8 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{vérifié}$$



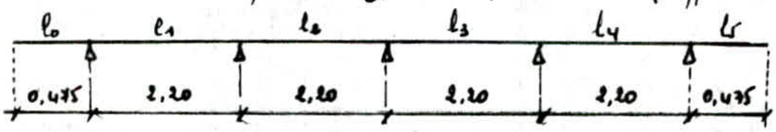
Lorsque le pont est biais, il est nécessaire de prévoir sur les piles culées un chevêtre incorporé à la structure et régnant sur toute la largeur biaise du tablier.

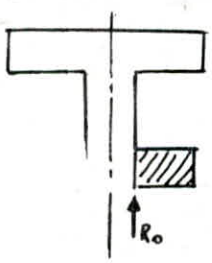
Le schéma nous montre qu'il s'avère matériellement impossible de reprendre par la seule section S_{10} des efforts introduits par des charges disposées dans l'angle aigu s'il n'existe pas d'appuis selon BS_{10}. Ce type d'ouvrage ne permet donc pas, en cas de biais prononcé, de diminuer la largeur des piles culées

Comme les efforts s'exerçant entre les plaques d'appuis ne sont pas connus, on prévoira par mesure de sécurité une poutre transversale incorporée dans la dalle au niveau des appareils d'appuis (pile et culée), cette poutre est appelée "chevêtre incorporé"

(✱) <u>Chevêtre incorporé au niveau de la culée</u>

Le chevêtre est assimilé à une poutre hyperstatique sur cinq appuis (cinq appareils d'appuis)





Le chevêtre ne prend que la moitié de R_0, car il est posé sur la moitié de l'appui seulement

- <u>Calcul des efforts sollicitant le chevêtre</u>

<u>charge et surcharges</u>

Charge permanente : $F_G = 591{,}08\,t$

Surcharge A + trottoir : $F_{At} = 154{,}923\,t$

Seisme : $F_S = 36{,}476\,t$

$$R_0 = F_G + 1{,}2\,F_{At} + F_S \longrightarrow R_0 = 591{,}08 + 1{,}2 \cdot 154{,}923 + 36{,}476 = 813{,}464\,t$$

$$\longrightarrow \frac{R_0}{2} = 406{,}732\,t$$

Cette poutre est étudiée pour une charge uniformément répartie

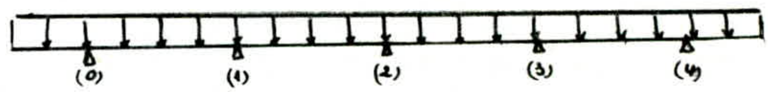
$$q = \frac{Ro/2}{2b'} \quad \text{avec } 2b' = \frac{2b}{\sin\varphi} = \frac{11{,}785}{\sin 68{,}16} = 12{,}696$$

$$\text{d'où : } q = \frac{406{,}732}{12{,}696} = 32{,}04\ t/ml$$

Pour calculer les réactions d'appuis R_0, R_1, R_2, R_3 et R_4 ainsi que les moments sur appuis M_0, M_1, M_2, M_3 et M_4 et les moments en travées M_{01}, M_{12}, M_{23} et M_{34}, on applique la méthode des trois moments

$l_0 = l_5 = 0{,}475m$

$l_1 = l_2 = l_3 = l_4 = 2{,}20m$



$$M_0 = M_4 = -\frac{q l_0^2}{2} = -3{,}615\ t.m$$

. L'équation des 3 moments nous donne :

$M_1 = M_3 = -15{,}582\ t.m$

$M_2 = -11{,}593\ t.m$

. En travée : $M = \frac{ql^2}{8} + \frac{M_G + M_d}{2}$

$M_{0-1} = M_{3-4} = +9{,}786\ t.m$

$M_{1-2} = M_{2-3} = +5{,}797\ t.m$

. Réactions d'appuis :

$R_0 = 45{,}023t$

$R_1 = 77{,}741t$

$R_2 = 33{,}431t$

$R_3 = 77{,}741t$

$R_4 = 45{,}023t$

Calcul du ferraillage :

$b_0 = 40cm$

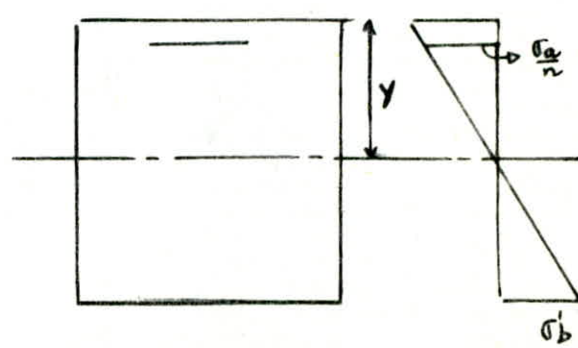
$h = 1{,}2 - 0{,}1 = 1{,}1m = 110cm$

$\phi < 25$ $\sigma_{en} = 4200\ kg/cm^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800\ kg/cm^2$

$\phi \geq 25$ $\sigma_{en} = 4000\ kg/cm^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2667\ kg/cm^2$

Flexion simple $\Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 210\ kg/cm^2$

$\bar{\sigma}_b = 8{,}4\ kg/cm^2$



(*) Calcul de la section d'acier supérieur

$M_{max} = -15,582\ t.m$

$M_{RB} = \bar{K} b h^2$ avec $\bar{K} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\gamma} \bar{\sigma}_b'$ où $\begin{cases} \bar{\alpha} = \dfrac{15\bar{\sigma}_b'}{15\bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} \\ \bar{\gamma} = 1 - \dfrac{\bar{\alpha}}{3} \end{cases}$

$\bar{\sigma}_b' = 210\ kg/cm^2$

$\bar{\sigma}_a = 2800\ kg/cm^2 \quad (\phi \le 20)$

$\longrightarrow \bar{\alpha} = 0,529\ ;\ \bar{\gamma} = 0,824\ ;\ \bar{K} = 45,769\ kg/cm^2 \longrightarrow M_{RB} = 45,769 \times 40 \times 110^2 = 221,522\ t.m$

on a donc : $M_{RB} = 221,522\ t.m > M = 15,582\ t.m \Longrightarrow A' = 0$

$A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a . \gamma h} = \dfrac{15,582.10^5}{2800 \times 0,824 \times 110} = 6,14\ cm^2 \longrightarrow 2T20 = 6,28\ cm^2$

. Vérification à la fissuration :

$\bar{\omega}_f = \dfrac{A}{B_f} = \dfrac{6,28}{2.40.10} = 0,00785$

$\sigma_1 = 582,29\ kg/cm^2$

$\sigma_2 = 1967,41\ kg/cm^2$

$\bar{\sigma}_a \le \min \begin{cases} 2800\ kg/cm^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases} \longrightarrow \bar{\sigma}_a \le 1967,41\ kg/cm^2$

la fissuration n'est pas vérifiée, on doit faire un calcul exacte avec $\bar{\sigma}_a = 1967,41\ kg/cm^2$

$\longrightarrow \alpha = 0,616\ ,\ \gamma = 0,795$

$A = \dfrac{M}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = \dfrac{15,582\ 10^5}{0,795 . 110 . 1967,41} = 9,056\ cm^2 \longrightarrow 3T20 = 9,42\ cm^2$

. Vérification à la condition de non fragilité

$A \geqslant \begin{cases} A_0 \\ \min(A_1 . A_2) \end{cases}$

$A_0 = 9,42\ cm^2$

$A_1 = 1,2 A_2 = 11,304\ cm^2$

$A_2 = 0,69\ b.h \dfrac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69.40.110 \dfrac{9,4}{4200} = 6,072\ cm^2$

$\longrightarrow A = 9,42\ cm^2 \Longrightarrow 4T20 = 12,56\ cm^2$

. Vérification des contraintes

moment statique / axe neutre = 0 $\longrightarrow \frac{1}{2} b y^2 - nA(h-y) = 0 \longrightarrow y = 24,57\ cm$

moment d'inertie : $I = \dfrac{b y^3}{3} + nA(h-y)^2 \longrightarrow I = 1229014,83\ cm^4$

béton : $\sigma_b' = \dfrac{M}{I} y = 31,15\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' = 210\ kg/cm^2$

Acier : $\sigma_a = n \dfrac{M}{I} y (h-y) = 1624,68\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 1967,41\ kg/cm^2$

(*) Calcul de la section d'acier inférieur

$M_{max} = 9,786\ t.m$

$\bar{\alpha} = 0,529$; $\bar{\gamma} = 0,824$ d'où : $\bar{K} = 45,769\ kg/cm^2 \longrightarrow M_{RB} = 45,769.40.(110)^2 = 221,522\ t.m$

on a donc : $M_{RB} = 221,522\ t.m > M = 9,786\ t.m \Longrightarrow A' = 0$

$$A = \frac{M}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = \frac{9,786\ 10^5}{2800.0,824.110} = 3,85\ cm^2 \longrightarrow 2T16 = 4,02\ cm^2$$

. Vérification à la fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4,02}{2.40.10} = 0,00503$$

$\sigma_1 = 622,58\ kg/cm^2$

$\sigma_2 = 1967,41\ kg/cm^2$

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \begin{cases} 2800\ kg/cm^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases} \longrightarrow \bar{\sigma}_a \leq 1967,41\ kg/cm^2$$

La fissuration n'est pas vérifiée donc on reprend les calculs avec $\bar{\sigma}_a = 1967,41\ kg/cm^2$

$\alpha = 0,616 \longrightarrow \gamma = 0,795$

$$A = \frac{M}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = \frac{9,786\ 10^5}{0,795.110.1967,41} = 5,69\ cm^2 \longrightarrow 3T16 = 6,03\ cm^2$$

. Vérification à la condition de non fragilité

$$A \geq \begin{cases} A_0 \\ \min(A_1, A_2) \end{cases} \qquad \begin{aligned} &A_0 = 6,03\ cm^2 \\ &A_1 = 1,2A_0 = 7,236\ cm^2 \\ &A_2 = 0,69bh\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 6,072\ cm^2 \end{aligned}$$

$$\longrightarrow A = 6,072\ cm^2 \Longrightarrow 4T16 = 8,04\ cm^2$$

. Vérification des contraintes :

moment statique /axe neutre = 0 $\longrightarrow \frac{1}{2}by^2 - nA(h-y) = 0 \longrightarrow y = 22,92\ cm$

moment d'inertie $I = \frac{by^3}{3} + nA(h-y)^2 \longrightarrow I = 1075040,672\ cm^4$

béton : $\sigma_b = \frac{M}{I}y = 20,86\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 210\ kg/cm^2$

Acier : $\sigma_a = n\frac{M}{I}(h-y) = 1189,02\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 1967,41\ kg/cm^2$

(*) calcul des étriers

$\tau_b = \frac{T}{b_0.z}$ avec $T_{max} = 77,741\ t$

$\longrightarrow \tau_b = \dfrac{77{,}741\ 10^3}{40 \cdot \frac{7}{8}\, 110} = 20{,}19\ kg/cm^2$

$\bar{\tau}_b = 3{,}5\, \bar{\sigma}_b$ car $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b_0} \longrightarrow \bar{\tau}_b = 25{,}2\ kg/cm^2$

Vérification au cisaillement $\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow$ c'est vérifié

Calcul de l'espacement

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at}\, \sigma_{ent} = \left(1 - \dfrac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) \sigma_{ent}$ pas de reprise de bétonnage et ρ_{at} ainsi calculé est supérieur à $2/3$

$\bar{\sigma}_{at} = 3826\ kg/cm^2$

On a deux cadres $\phi 6 \Rightarrow A_t = 1{,}131\ cm^2$

$\longrightarrow t = \dfrac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T} = \dfrac{1{,}131 \times 3826 \times \frac{7}{8}\, 110}{77{,}741\ 10^3} = 5{,}38\ cm$

espacement admissible $\bar{t} \leq \max \begin{cases} \bar{t}_1 = h\left(1 - 0{,}3\dfrac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 30{,}68\ cm \\ \bar{t}_2 = 0{,}2h = 11\ cm \end{cases}$

on a $t = 5{,}38\ cm < \bar{t} = 30{,}68\ cm$

La mise en précontrainte d'une pièce engendre des déformations : flèches, rotations d'appuis, raccourcissements ...

1) flèches et contre-flèches

a) contre flèche de précontrainte

La flèche à mi-portée est égale à : $f = \frac{1}{2}\int_0^{l/2} \frac{M}{EI} x\,dx + \frac{1}{2}\int_{l/2}^{l} \frac{M}{EI}(l-x)\,dx$

On peut dire que f est à EI près le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte N.e dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-longueur

$M_p = N \times e$ avec $N = \sum \sigma'_m . S . \cos\alpha_i = (26\cos\alpha_1 + 26\cos\alpha_2)\sigma'_m . S$

$\sigma'_m = \frac{\sigma'_{initiale} + \sigma'_{service}}{2}$ = contrainte moyenne

e : distance cable - fibre moyenne

Section	$\cos\alpha_1$	$\cos\alpha_2$	e (m)	σ'_m kg/mm²	N (t)	$M_p = N.e$ (t.m)
0	0,9982	0,9942	0,0005	127,259	6414,33	3,21
0,1L	0,9988	0,9963	0,1937	127,786	6449,62	1249,30
0,2L	0,9993	0,9979	0,3443	128,302	6482,41	2231,92
0,3L	0,9997	0,9991	0,4519	128,823	6514,02	2943,69
0,4L	0,9999	0,9998	0,5165	129,352	6543,71	3379,83
0,5L	1,0	1,0	0,5380	129,872	6571,00	3535,20

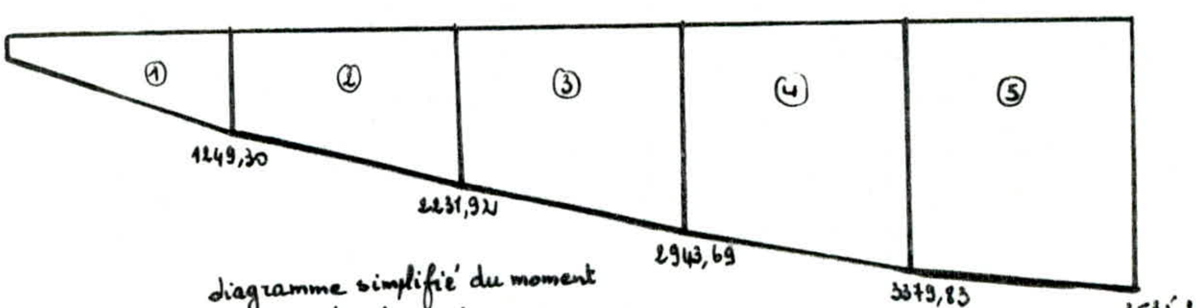


diagramme simplifié du moment de précontrainte

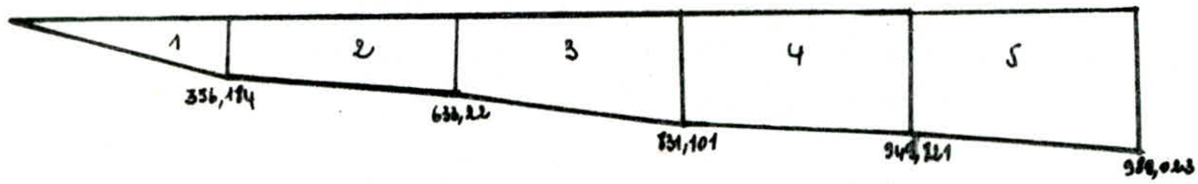
i	1	2	3	4	5
X_G (m)	1,701	3,952	6,444	8,969	11,504
Si	1599,643	4446,040	6610,030	8076,084	8831,531

$$f = \frac{\sum S_i X_{Gi}}{E_v . I} \quad \text{avec } E_v = 1309580 \ t/m^2 \ ; \ I = 1,697 \ m^4 \longrightarrow f = 0,106 \ m$$

b) <u>flèche dûe au Poids Propre</u>

à mi-travée : $f_G = \dfrac{5 g_G l^4}{384 E_v I} = \dfrac{5 \times 40,8 \times (25,543)^4}{384 \times 1309580 \times 1,697} = 0,101 \ m$

c) <u>flèche dûe aux surcharges</u>



i	1	2	3	4	5
X_G	1,703	3,951	6,443	8,968	11,503
Si	454,90	1263,62	1970,16	2274,505	2476,19

$$f = \frac{\sum S_i X_{Gi}}{E_i I} \quad \text{avec } E_i = 3928740 \ t/m^2 \text{ et } I = 1,697 \ m^4 \longrightarrow f = 0,01 \ m$$

(*) flèche de construction : $f_c = \frac{3}{4}(f_p - f_G) = \frac{3}{4}(0,106 - 0,101) = 0,00375 \ m$

- A vide : $f = f_p + f_G + f_c = -0,106 + 0,101 + 0,00375 = -0,00125 \ m$
- En charge : $f = f_p + f_G + f_c + f_s = -0,106 + 0,101 + 0,00375 + 0,01 = 0,00875 \ m$

2) <u>Rotation d'appui</u>

$$\beta = \int_0^l \frac{M}{EIl} dx$$

On peut dire aussi pour β qu'il est à EI près égal au moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'ensemble de l'aire limitée par le diagramme des moments et l'axe horizontal de référence

$$\beta = \frac{1}{EIl} \int_0^l M dx \ \frac{l}{2} = \frac{1}{2} \frac{1}{EI} \int_0^l M dx$$

$\int_0^l M dx$ représente l'aire comprise entre la courbe des moments et l'axe horizontal de référence

$$\beta = \frac{g l^3}{24 EI} = 0,00255$$

3) <u>déplacement d'appuis</u>

Les déplacements horizontaux d'appuis sont dues à quatre causes principales qui provoque chacune un déplacement de l'appui vers le milieu

1°) Rotation : $\Delta l_\beta = -\beta \frac{h}{2} = -0{,}00255 \times \frac{1{,}2}{2} = -1{,}5\,mm$

2°) retrait : $\Delta l_r = 1{,}469\,mm$ on prend 60% $\rightarrow \Delta l_r = 0{,}88\,mm$

3°) fluage : $\Delta l_f = 5{,}4\,mm$ on prend 40% $\rightarrow \Delta l_f = 2{,}16\,mm$

4°) température : $\Delta l_t = \pm 2{,}554\,mm$

$$\Delta l_{max} = (\Delta l_{rot} + \Delta l_r + \Delta l_f + \Delta l_t) = 7{,}094\,mm$$

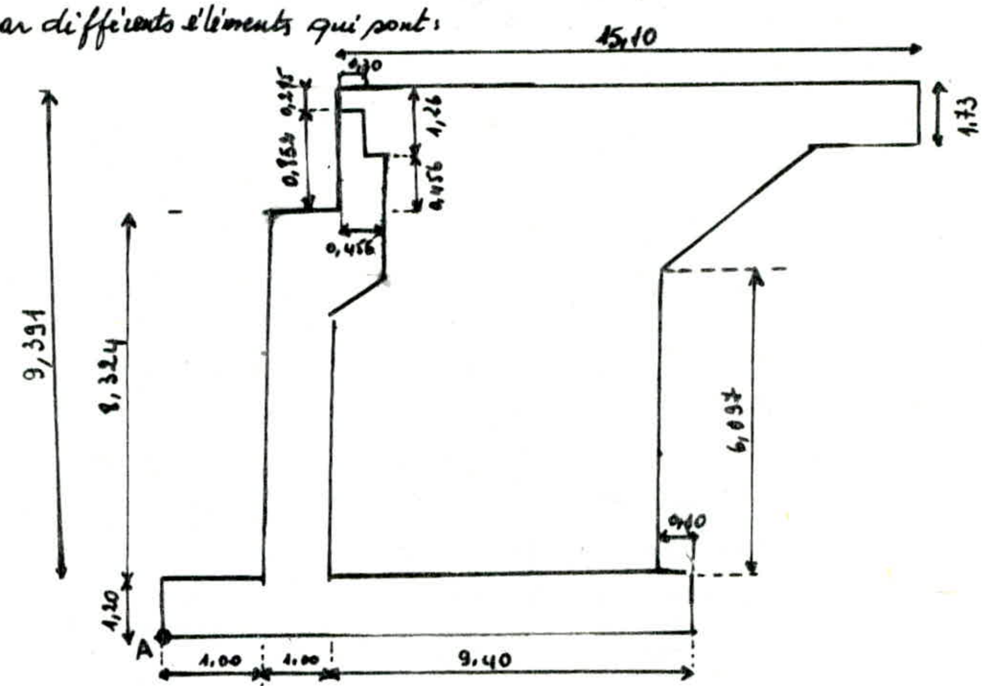
Si l'on prend pas de pourcentage $\Delta l_{max} = 10{,}923\,m$

ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément fondamental de l'ensemble de la structure de l'ouvrage. Elle assure le raccordement de l'ouvrage au terrain, et assure la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Outre les sollicitations dont elle est sujette, elle doit aussi reprendre les actions exceptionnelles presque totalement.

Le choix du type de culée dépend essentiellement de la hauteur de celle-ci, pour notre ouvrage nous avons deux culées massives, et on fera l'étude d'une seule culée, celle de droite. La culée massive est constituée par différents éléments qui sont :

- mur de front
- Murs en retour
- Mur garde grève
- dalle de transition



a) Vérification à la stabilité

La culée est fondée superficiellement, on devra vérifier la stabilité à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions exceptionnelles (sismiques). 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. Les différentes vérifications à la stabilité sont :

① stabilité à l'égard du renversement : $\frac{M_S}{M_R} \geq F_S = 1,5$ (coefficient de sécurité)

avec M_S : moment stabilisant

M_R : moment renversant

② stabilité au glissement $\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi \geq 1,5$

③ Vérification de la résistance du terrain de fondation (Poinçonnement)

$$\sigma(B/4) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} \leq \bar{\sigma}_S \quad \text{avec} \quad \sigma_{1,2} = \frac{V}{S} \pm \frac{M_G . Y}{I}$$

où $M_G = V \times e_0$ (moment par rapport au centre de gravité de la semelle)

④ Résultante des forces doit passée par le tiers central

$$e_0 = \frac{B}{2} - e_1 \leq B/6 \quad \text{avec} \quad e_1 = \frac{M_S - M_R}{V}$$

Poussée des terres : $P = \frac{1}{2} k_a . \gamma h^2 . l$

. En conditions normales : $K_a = tg^2(\pi/4 - \varphi/2)$

. En condition sismique : $$k_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \upsilon) \times \cos(\delta - \alpha)}{\cos^2\alpha \times \cos(\delta - \alpha - \upsilon)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi - \beta - \upsilon)}{\cos(\delta - \alpha + \upsilon)\cos(\alpha + \beta)}}\right]^2} \times K$$

avec :
- φ : angle de frottement ($\varphi = 30°$)
- β : inclinaison de la culée ($\beta = 0°$)
- α : angle du talus naturel avec l'horizontal ($\alpha = 0°$)
- δ : angle de frottement sol-béton ($\delta = 0°$)
- $\upsilon = \text{arctg}\frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V}$ avec $\varepsilon_H = 0,1$ coefficient sismique horizontal, $\varepsilon_V = 0,07$ coefficient sismique vertical
- $K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)^2}$

L'équation devient : $$k_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi - \upsilon)}{\cos\upsilon\left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi . \sin(\varphi - \upsilon)}{\cos\upsilon}}\right]^2} \times K$$

. En conditions normales : $k_a = 0,333$

. En condition sismiques, les valeurs de k_{ah} calculées sont résumées dans le tableau suivant

Action du séisme	Notation	ε_H	ε_V	K	$\upsilon°$	K_{ah}
Horizontal	S_H	0,1	0	1,005	5,71	0,395
vertical ↑	S_V↑	0	-0,07	0,930	0	0,310
Vertical ↓	S_V↓	0	+0,07	1,070	0	0,357
vertical ↑ + horizontal	S_V↑ + S_H	0,1	-0,07	0,935	6,14	0,374
vertical ↓ + horizontal	S_V↓ + S_H	0,1	0,07	1,075	5,34	0,420

- <u>Calcul des efforts de la culée à vide, par rapport au point A (voir schéma)</u>

Les efforts seront résumés dans le tableau ci-dessous avec la notation suivante :

M_S : moment stabilisant — V : force verticale

M_R : moment renversant — H : force horizontale

Sollicitations	Calcul des efforts	Horizontal (t)	Vertical (t)	M_R (t.m)	M_S (t.m)
Poussées des terres $P=\frac{1}{2}\gamma h^2 l\, ka_h$	CN: 0,5 . 2 . 6,8². 11,37 . 0,333	175,07	/	396,83	/
	SV↑ : " 0,357	187,69		425,43	
	SV↓+H : " 0,42	220,81		500,50	
	SV↑+H : " 0,374	196,63		445,69	
	SH " 0,395	207,67		470,72	
Poussée de la surcharge 1t/m² q.l.h.ka_h	CN : 1,2 . 1 . 11,37 . 6,8 . 0,333	30,90	/	105,06	/
	SV↑ : " 0,310	28,76		97,784	
	V↓+H : " 0,42	38,97		132,50	
	V↑+H : " 0,374	34,70		117,98	
	SH : " 0,395	36,65		124,61	
Poids des Terres	CN : 4x7,3 . 11,37 . 2 . 1	/	664,01	/	2656,04
	SV↓ : " 1,070	/	710,49	/	284,96
	SV↑ : " 0,93	/	617,53	/	2470,12
	SH : " 0,10	66,40		242,36	/
Poids des surcharges sur Remblai q.l.h	CN : 1,2 . 11,37 . 4 . 1	/	54,58	/	218,32
	SV↓ : " 1,070	/	58,40	/	233,60
	SV↑ : " 0,93	/	50,76	/	203,40
	SH : " 0,10	5,46	/	45,32	/
Poids du mur garde-grève	CN : 18,58 . 1	/	18,58	/	44,56
	SV↓ : " 1,070	/	19,88	/	47,68
	SV↑ : " 0,930	/	17,28	/	41,44
	SH : " 0,10	1,86	/	6,48	
Poids du mur frontal	CN : 183,06 . 1	/	183,06	/	300,01
	SV↓ : " 1,070	/	195,88	/	321,01
	SV↑ : " 0,930	/	170,25	/	379,01
	SH : " 0,10	18,31	/	73,97	/
Poids du mur en retour	CN : 77,14 1	/	154,28	/	1002,36
	SV↓ : " 1,070	/	165,06	/	1071,70
	SV↑ : " 0,930	/	142,90	/	929,54
	SH : " 0,1	15,42	/	73,74	
Poids de la semelle	CN : 219 . 1	/	219	/	657
	SV↓ : " . 1,070	/	234,33	/	702,99
	SV↑ : " 0,930	/	203,67	/	611,01
	SH : " 0,10	21,90	/	10,95	/

Dans le tableau suivant nous résumons les efforts agissants sur la culée à vide par rapport au point A

Condition	V (t)	H (t)	M_R (t.m)	M_S (t.m)	M_S/M_R	V/H tg φ
CN	1293,51	205,97	501,89	4878,29	9,72	3,63
SH	1293,51	373,67	1048,15	4878,29	4,65	2,00
SV↑ + SH	1202,39	360,68	1084,89	4534,16	4,18	1,93
SV↓ + SH	1384,04	389,13	1152,22	5218,94	4,53	2,08

Nous remarquons que la stabilitée à l'égard du renversement et du glissement de la culée à vide est vérifiée.

On doit vérifier les deux autres conditions

(*) Vérification au Poinçonnement

Conditions	V (t)	M_G (t.m)	σ_1 (bars)	σ_2 (bars)	$\sigma(3/4)$	$1,33\bar{\sigma}_S$
C N	1293,51	- 491,53	0,920	2,04	1,20	$\bar{\sigma}_S = 3,00$
S H	1293,51	116,42	1,61	1,34	1,54	3,99
SV↑ + SH	1202,39	156,31	1,55	1,19	1,46	3,99
SV↓ + SH	1384,04	83,04	1,67	1,49	1,63	3,99

c'est vérifié:

(*) Résultante des forces passe par le tiers central

$e_0 = \frac{B}{2} - e_1 \leq \frac{B}{6}$ avec $e_1 = \frac{M_S - M_R}{V}$

condition	e_1	e_0	B/6
C N	3,38	-0,38	1
S H	2,91	0,09	1
SV↑ + SH	2,87	0,13	1
SV↓ + SH	2,94	0,06	1

C'est vérifié

- Calcul des efforts de la culée en service par rapport au point A

(*) vérification de la stabilité en service en "condition normale"

	V (t)	H (t)	d (m)	MR (t.m)	Ms (t.m)
Poids du Tablier	521,08	/	1,9	/	990,052
Surcharge Bc	86,25	/	1,9	/	163,87
Freinage	/	15	8,3	124,50	/
Variation linéaire	/	6,93	8,3	57,52	/
culée à vide	1293,51	205,97	/	501,89	4878,29
Total	1900,84	227,90	/	683,91	6032,22

- $\frac{M_S}{M_R} = 8,82 > 1,5$; $\frac{V}{H} \operatorname{tg}\varphi = 4,82 > 1,5$ vérifié

- $e_0 = \frac{B}{2} - e_1 = 0,14 < \frac{B}{6} = 1$ vérifié

- $M_G = V.e_0 = 1900,84 \times 0,14 = 266,57$; $\begin{cases} \sigma_1 = 2,36 \\ \sigma_2 = 1,78 \end{cases} \Rightarrow \sigma(3/4) = 2,21 < \bar{\sigma}_S = 3\text{bars}$

(*) vérification de la stabilité en service "condition sismique"

Dans le tableau suivant nous donnons les différentes valeurs des efforts de la culée en service en condition sismique.

	V (t)	H (t)	d (m)	MR (t.m)	Ms (t.m)	Ms/MR	V/H tgφ
culée à vide	SH 1293,51 SV↑+SH : 1202,39 SV↓+SH : 1384,04	372,77 359,79 384,61	/	1114,55 1084,89 1152,22	4878,29 4534,16 5218,94		
Tablier	CN : 521,08 SV↑ : 490,88 SV↓ : 551,28	SH = 43,14	1,9 1,9 1,9 8,3	/ / / 358,06	990,052 762,32 877,08		
surcharge Bc	SV↑ : 80,21 SV↓ 22,29 CN : 86,25	SH = 8,63	1,9 1,9 8,3	/ / 71,63	152,40 175,35 /		
freinage	/	15	8,3	124,5	/		
Variation linéaire	/	6,93	8,3	57,52	/		
Total	SH : 1811,18 SV↑ 1683,82 SV↓ 1937,95	446,67 433,48 458,31	/	1659,86 1696,60 1763,93	4878,29 5793,01 6271,37	2,83 3,41 3,56	2,34 2,24 2,44

La stabilité à l'égard du renversement et du glissement est vérifiée.

(*) Résultante des forces passe par le tiers central

condition	e_0	B/6
SH	0,83	1
SV↑ + SH	0,78	1
SV↓ + SH	0,92	1

C'est vérifiée.

(*) vérification au Poinçonnement

Condition	M_G (t.m)	V (t)	σ_1 (bars)	σ_2 (bars)	σ (B/4)	$1,33\,\bar{\sigma}_S$
SH	1503,28	1811,18	3,78	0,35	2,92	3,99
SV↑ + SH	1313,38	1683,82	3,42	0,42	2,67	3,99
SV↓ + SH	1782,91	1937,95	4,42	0,18	3,36	3,99

$\bar{\sigma}_S = 3$ bars

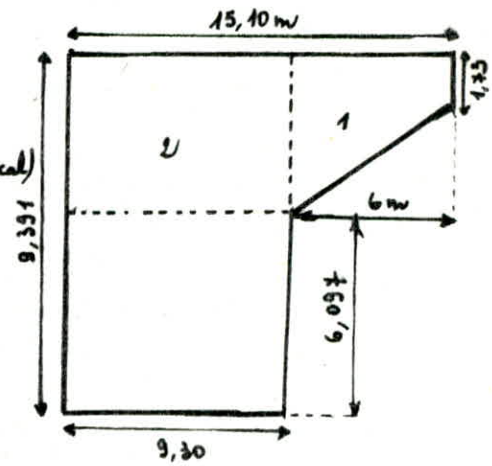
vérifié

(*) Conclusion

Toute les conditions étant vérifiées, que se soit en service ou à vide, en conditions normals ou sismique, nous en déduisons que la culée est stable.

ETUDE ET FERRAILLAGE DES DIFFERENTS ELEMENTS DE LA CULEE

1) Etude du mur en retour



Ce sont des murs latéraux parallèles à l'axe longitudinale du pont. Les différentes sollicitations sont :

- Son poids propre, y compris le poids de la superstructure (action vertical)
- charge de 4t concentrée (verticale) à son extrémité appliquée à 1m de celle-ci
- charge horizontale de 2t appliquée au même niveau
- Poussée horizontale répartie

(*) évaluation des efforts :

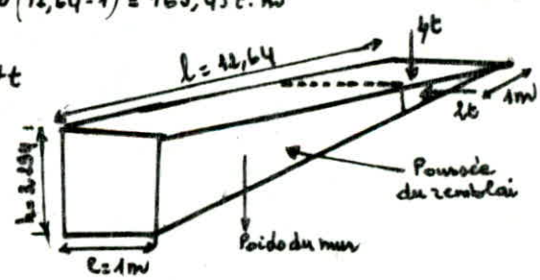
a) charges horizontales

- charge de 2t à 1m de l'extrémité théorique et perpendiculaire au mur
- Poussée des terres uniforme égale à $\left(\frac{h}{3}+0,5\right)$ (t/m²), la valeur de cette poussée uniforme étant celle qui s'exercerait au niveau du centre de gravité du mur sous l'effet du poids des terres ($\gamma = 2t/m^3$).

Les efforts horizontaux crées des moments par rapport à l'axe vertical de la section d'encastrement.

$$M_H = \left(h/3 + 0,5\right)\frac{l^2 . h}{6} + 2(l-1) = \left(\frac{3,294}{3}+0,5\right)\frac{12,64^2 . 3,294}{6} + 2(12,64-1) = 163,45 \, t.m$$

$$T_H = \left(\frac{h}{3}+0,5\right)\frac{l \, h}{2} + 2 = \left(\frac{3,294}{3}+0,5\right)\frac{12,64 . 3,294}{2} + 2 = 35,27t$$



b) charges verticales

- Poids propre du mur $= 2,5\left[12,64 \times 1 \times 3,294\right] \times \frac{1}{2} = 52,05t$
- Poids de la superstructure $= 0,3 l = 0,3 \times 12,64 = 3,79t$
- charge concentrée de 4t à 1m de l'extrémité théorique

Les charges vont produire un moment par rapport à l'axe horizontal de la section d'encastrement.

$$M_V = \left(\frac{1}{3} \times 12,64 \times 52,05\right) + \left(3,79 \times \frac{12,64}{2}\right) + 4(12,64-1) = 289,82 \, t.m$$

$$T_V = 52,05 + 3,79 + 4 = 59,84t$$

(*) Ferraillage du mur en retour

a) moment / axe horizontal x

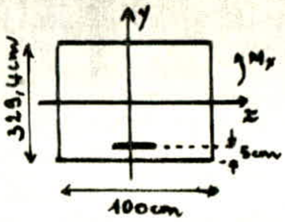
$$M_x = M_V = 289,82 \, t.m$$

$T_x = T_V = 59{,}84\,t$

$M_{RB} = \bar{K} b h^2$ avec $\bar{K} = \frac{1}{2}\bar{\alpha}\bar{\gamma}\bar{\sigma}'_b$ où $\begin{cases} \bar{\alpha} = \dfrac{15\bar{\sigma}'_b}{15\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} \longrightarrow \bar{\alpha} = 0{,}464 \\ \bar{\gamma} = 1 - \dfrac{\bar{\alpha}}{3} \longrightarrow \bar{\gamma} = 0{,}845 \end{cases}$

$\bar{\sigma}'_b = 162\ kg/cm^2$

$\bar{\sigma}_a = 2800\ kg/cm^2$



d'où $\bar{K} = 31{,}758 \longrightarrow M_{RB} = 334{,}20\,t.m > M_x = 289{,}82\,t.m \longrightarrow A' = 0$

$A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \bar{\gamma} . h} = 37{,}76\ cm^2 \longrightarrow 13\,\phi 20 = 40{,}83\,cm^2$

. vérification à la fissuration

$\bar{\omega}_f = \dfrac{A}{B_f} = \dfrac{40{,}83}{2.100.5} = 0{,}04083 \Longrightarrow \begin{matrix} \sigma_1 = 2319{,}40\,kg/cm^2 \\ \sigma_2 = 1790{,}86\,kg/cm^2 \end{matrix}$ et $\bar{\sigma}_a \leq \min \begin{cases} \frac{2}{3}\sigma_{en} = 2800\,kg/cm^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases} \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 2319{,}40\,kg/cm^2$

La fissuration n'est pas vérifiée. on reprend le calcul de A avec $\bar{\sigma}_a = 2319{,}40\,kg/cm^2$

$\longrightarrow \bar{\alpha} = 0{,}512 \longrightarrow \bar{\gamma} = 0{,}829 \longrightarrow \bar{K} = 34{,}40 \longrightarrow M_{RB} = 362\,t.m.$

$A = 46{,}46\,cm^2 \longrightarrow 3\phi 12 + 8\phi 14 + 21\phi 14 = 48{,}02\,cm^2$ (espacés respectivement de 20, 12 et 15 cm)

. Vérification des contraintes

Moment statique / axe neutre = 0 $\Longrightarrow \frac{1}{2}bx^2 - nA(h-x) = 0 \longrightarrow x = 67{,}26\,cm$

moment d'inertie : $I = \dfrac{bx^3}{3} + nA(h-x)^2 = 82566890{,}52\,cm^4$

béton : $\sigma'_b = \dfrac{M}{I}x = 23{,}61\,kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 162\,kg/cm^2$

Acier : $\sigma_a = n\dfrac{M}{I}(h-x) = 1685{,}60\,kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 2319{,}4\,kg/cm^2$

. Vérification au cisaillement

$\tau_b = \dfrac{T}{bz} = \dfrac{59{,}84\,10^3}{100 \times 7/8\ 387{,}4} = 1{,}765\,kg/cm^2$

$\bar{\tau}_b = 3{,}5\,\bar{\sigma}_b = 3{,}5 \times 6{,}96 = 24{,}36\,kg/cm^2$ (car $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0}$) $\longrightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$

b) moment / axe Y

$M_y = M_H = 163{,}45\,t.m$ et $T_y = T_H = 35{,}27\,t$

$\bar{\alpha} = 0{,}464$; $\bar{\gamma} = 0{,}845$; $\bar{K} = 31{,}758 \longrightarrow A = \dfrac{163{,}45\,10^5}{2800 \times 0{,}845 \times 95} = 72{,}72\,cm^2 \Longrightarrow 24\phi 20 = 75{,}38\,cm^2$

$M_{RB} = 944{,}11\,t.m > M_y = 163{,}45\,t.m \longrightarrow A' = 0$

. vérification à la fissuration

$\bar{\omega} = \dfrac{75{,}38}{2 \times 5 \times 392{,}4} = 0{,}01921 \longrightarrow \sigma_1 = 1289{,}15\,kg/cm^2$ et $\sigma_2 = 1790{,}86\,kg/cm^2$

$\bar{\sigma}_a \leq \min \begin{cases} \frac{2}{3}\sigma_{en} = 2800\,kg/cm^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases} \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 1790{,}86\,kg/cm^2$

fissuration non vérifiée $\longrightarrow \bar{\alpha} = 0{,}576$; $\bar{\gamma} = 0{,}808 \longrightarrow \bar{K} = 37{,}70$ et $M_{RB} = 1120{,}76\,t.m$ ($A' = 0$)

$A = \dfrac{163{,}45\,10^5}{1790{,}86 \times 0{,}808 \times 95} = 118{,}90\,cm^2 \Longrightarrow 38\phi 20 = 119{,}36\,cm^2$

• **Vérification de contrainte**

moment statique / axe neutre = 0 $\longrightarrow \frac{1}{2}bx^2 - nA(h-x) = 0 \longrightarrow x = 27,16\,cm$

moment d'inertie $\longrightarrow I = \frac{bx^3}{3} + nA(h-x)^2 \longrightarrow I = 10439739\,cm^4$

béton : $\sigma'_b = \frac{M}{I}x = 42,53\,kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 162\,kg/cm^2$

Acier : $\sigma_A = n\frac{M}{I}(h-x) = 1593,20\,kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 1790,86\,kg/cm^2$

• **Vérification au cisaillement**

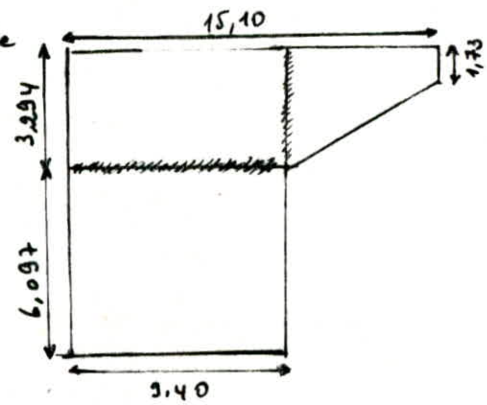
$$\tau_b = \frac{T}{b.z} = \frac{35,27\,10^3}{329,4 \times \frac{7}{8}95} = 1,29\,kg/cm^2$$

$$\Longrightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5\,\bar{\sigma}_b = 24,36\,kg/cm^2 \quad (\text{car } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b_0})$$

β) Etude de la partie ② (Encastrement mur-semelle)

Pour cette étude, on supposera l'oreille totalement indépendante le schéma de calcul est le suivant :



• **En condition normale :**

– $P = \frac{1}{2}\gamma k_a h^2 = \frac{1}{2}.2.0,33(3,294)^2 = 3,58\,t/ml$

$M_p = 3,58.\frac{1}{3}.3,294 = 3,93\,t.m/ml$.

– Poussée due à la surcharge ($q = 1t/m^2$) : $P_q = \frac{1}{2}.3,294.0,33 = 0,544\,t/ml$

$M_q = 0,544.\frac{3,294}{2} = 0,896\,t.m/ml$

• **En condition sismique :**

– Poussée des terres : $P = \frac{1}{2}\gamma k_a h^2 = \frac{1}{2}.2.0,42(3,294)^2 = 4,56\,t/ml$

$M_p = \frac{1}{3}hP = \frac{1}{3}\,3,294.4,56 = 5,004\,t.m/ml$

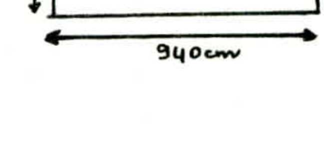
– Poussée due à la surcharge $q = 1t/m^2$: $P_q = \frac{1}{2}.3,294.0,42 = 0,461\,t/ml$.

$M_q = 0,461.\frac{3,294}{2} = 0,76\,t.m/ml$

moment total : $M_t = 5,764\,t.m/ml$

• **Ferraillage :**

$$A = \frac{M}{\gamma h.\bar{\sigma}_a} = \frac{5,764.10^5}{0,845.95.2800} = 2,56\,cm^2 \longrightarrow 3T12 = 3,39\,cm^2/ml$$



Vérification à la fissuration :

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \begin{cases} 2800\,kg/cm^2 \\ \max(47,0\,,\,2312)\,kg/cm^2 \end{cases} \longrightarrow \bar{\sigma}_a \leq 2312\,kg/cm^2$$

$\rightarrow \bar{\alpha} = 0{,}512$; $\bar{\gamma} = 0{,}829 \longrightarrow A = 3{,}16\,cm^2 \longrightarrow 3T12 = 3{,}39\,cm^2/ml.$

. Vérification à l'effort tranchant :

$$T_V = 59{,}84\,t \longrightarrow \tau_{bV} = \frac{T}{bz} = \frac{59{,}84\,10^3}{7/8\;95.939{,}1} = 0{,}8\ kg/cm^2$$

$$T_H = 35{,}27\,t \longrightarrow \tau_{bH} = \frac{T}{bz} = \frac{35{,}27\,10^3}{7/8\;934{,}1.100} = 0{,}43\ kg/cm^2$$

$$\tau_b = \sqrt{\tau_{bH}^2 + \tau_{bV}^2} = 0{,}91\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 3{,}5\,\bar{\sigma}_b = 24{,}36\ kg/cm^2$$

Les efforts tranchants sont relativement faibles, on disposera un ferraillage constructif minimal soit des HA12

2) Etude et Ferraillage du mur de front

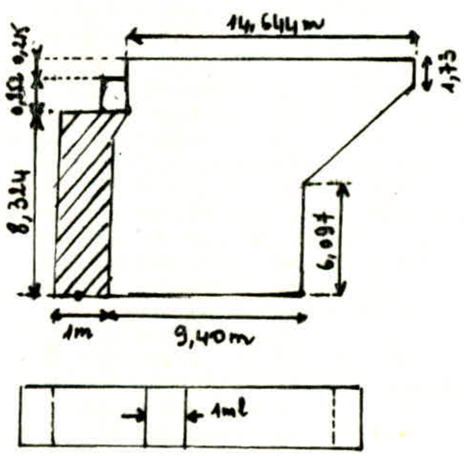
Le mur de front est un mur sur lequel s'appuie le tablier et il assure le soutènement des terres du remblai d'accès au pont.

Pour l'évaluation des efforts, on fera l'étude en condition normale et sismique, en étudiant la culée à vide et en service :
- condition normale $k_{aH} = 0{,}333$
- condition sismique $k_{aH} = 0{,}42$

(*) Evaluation des efforts agissant sur le mur

a) culée à vide (condition normale)

- Poussée des terres $\frac{1}{2}\gamma h^2 L\, k_{aH}/l$ (par mètre linéaire)
- Poussée de 1t/m² $q\,L\,h\,k_{aH}/l$ (—— " ——)



	H (t/ml)	V (t/ml)	M (t.m/ml)
Mur garde grève	/	2,37	−1,54
Mur de Front	/	15,39	+1,17
Poussée des terres	11,88	/	23,76
Poussée (1t/m²)	1,98	/	5,94

b) culée en condition sismique :

	H (t/ml)	V (t/ml)	M (t.m/ml)
Mur garde grève	0,24	2,54	−1,05 +1,5
mur de front	1,54	16,44	−0,66 +6,67
Poussée des terres	14,40	/	28,80
Poussée (1t/m²)	2,40	/	7,20

culée en service :

	$H\,(t/ml)$	$V\,(t/ml)$	$M\,(t.m/ml)$
charge Permanente	/	32,27	-6,45
Surcharge Bc	/	6,45	-1,29
Variation linéaire	0,52	/	+3,80
freinage	1,12	/	+8,18
Seïsme	3,23	/	+20,49

Les efforts les plus défavorable sont à la base du mur de front, le feraillage se fera avec la condition sismique qui est la plus défavorable :

$H = 23,45\ t/ml$; $V = 60,44\ t/ml$; $M = 66,05\ t.m/ml$

(*) <u>Ferraillage du mur</u>

Le mur est sollicité en flexion composée, et les sollicitations sont du 2^{em} genre

$e_0 = \frac{M}{V} = 109\ cm > \frac{h_t}{6} = \frac{100}{6} = 16,67\ cm \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

$e_0 > \frac{h_t}{2} = 50\ cm \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 1,5(2\bar{\sigma}'_{b0}) = 243\ kg/cm^2$

$\phi \leq 20 \Rightarrow \sigma_{en} = 4200\ kg/cm^2 = \bar{\sigma}_a$

Nous calculons la section en flexion simple, avec un moment de flexion fictif rapporté au centre de gravité des armatures tendues

$M = V \times e_1$ avec $e_1 = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 109 - 50 - 5 = 154\ cm \longrightarrow M = 60,44 \times 1,54 = 93,08\ t.m/ml$

$M_{RB} = K b h^2$

$\bar{\alpha} = 0,465 \rightarrow \bar{\gamma} = 0,845 \rightarrow \bar{K} = 47,74 \Longrightarrow M_{RB} = 430\ t.m/ml > M = 93,08\ t.m/ml \rightarrow A' = 0$ (minimales)

$A_{(réelle)} = A - \frac{V}{\bar{\sigma}_a} = 27,61 - \frac{60,44\ 10^3}{4200} = 13,22\ cm^2$ soit <u>$5T20 = 15,70\ cm^2$</u>$/ml$

Comme le moment peut agir dans les deux sens, nous mettrons en place des armatures symétriques $A = A' : 5T20$ avec un espacement de $e = 15\ cm$

. <u>Armatures transversales</u>

En condition normale on a : $H = 18,73\ t/ml$

$$\left.\begin{array}{l} \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{18,73\ 10^3}{100 \times 7/8\ 95} = 2,25\ kg/cm^2 \\ \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5\bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 6,96 = 24,36\ kg/cm^2 \end{array}\right\} \rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$$

on choisira des cadres T12 ($A_t = 2,26\ cm^2$)

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \times \sigma_{ent}$ avec $\rho_{at} = \max\left(2/3\ ;\ 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) = 0,96 \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 4049\ kg/cm^2$

$t \leq \frac{A_t \times z \times \sigma_{at}}{T} = 31,41\ cm \simeq 32\ cm$

$\bar{t} = \min\left[\left(1 - 0,3\frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right)h\ ;\ 0,2h\right] = 19\ cm \longrightarrow$ on prend $t = 15\ cm$

3) Dalle de transition

La dalle de transition à pour but d'éviter la dénivellation chaussée courante - Pont. Le principe de calcul se base d'après le bulletin (SETRA). La dalle de transition sera calculée comme une poutre appuyée simplement sur les deux extrémités

(*) Evaluation des efforts sur la dalle de transition

. Charge permanente : . Poids propre de la dalle ------ $25 \times 0{,}3 \times 1 = 0{,}75\,t/ml$

. Poids du remblai ---------- $2 \times 0{,}60 \times 1 \times 1 = 1{,}2\,t/ml$

. revêtement de la chaussée ---- $2{,}2 \times 0{,}08 \times 1 = 0{,}176\,t/ml$

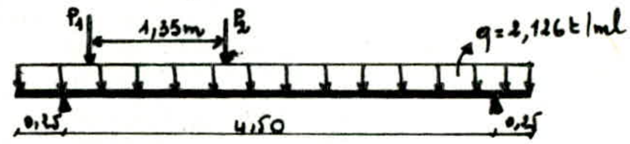
$q = 2{,}126\,t/ml$

. Surcharge :

Le cas de surcharge le plus défavorable c'est le système B_t où P_1, P_2 sont équivalente chacune à une charge répartie de 5,5t/ml, assimilable à un rouleau indéfini. P_1 est affectée d'un coefficient égal à 2 (choc d'un essieu au voisinage d'un appui) et P_2 est affectée d'un coefficient égal à 1,2

$P_1 = 2 \times 5{,}5 = 11\,t$ et $P_2 = 1{,}2 \times 5{,}5 = 6{,}6\,t$

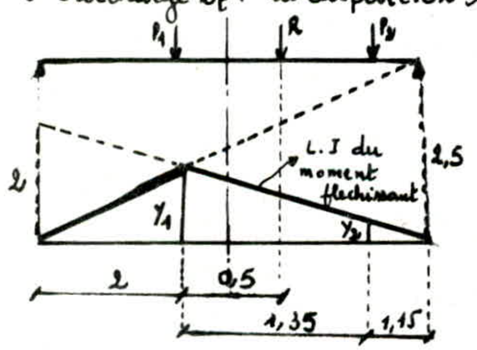
$L = 5{,}00\,m$



Calcul des efforts

. Charge permanente : $M_G = q\,\dfrac{(L-0{,}5)^2}{8} = 5{,}38\,t.m/ml$ et $T_G = \dfrac{q}{2}(L-0{,}5) = 4{,}79\,t/ml$

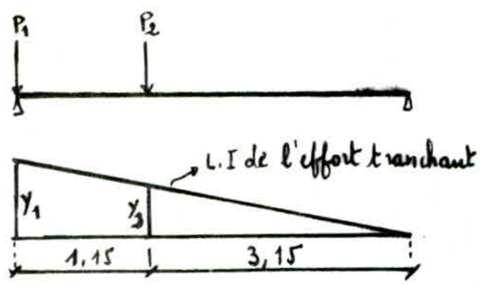
. Surcharge B_t : la disposition la plus défavorable est donnée par le théorème de BARRE



$Y_1 = 1{,}11$; $Y_2 = 0{,}51$

$M_S = \sum P_i Y_i$

$M_S = 11 \times 1{,}11 + 6{,}6 \times 0{,}51 = 15{,}58\,t.m/ml$.



$Y_1 = 1$; $Y_2 = 0{,}7$

$T_S = \sum P_i Y_i = 11 \times 1 + 6{,}6 \times 0{,}7 = 15{,}62\,t/ml$

effort total :

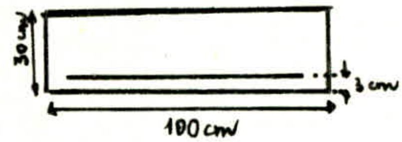
$M_T = M_G + M_S = 20{,}96\,t.m/ml$

$T_T = T_G + T_S = 20{,}41\,t/ml$

(*) Ferraillage de la dalle de transition

$$A = \frac{M}{\gamma . h . \bar{\sigma}_a} = \frac{20,96\ 10^5}{0,845 \times 27 \times 2800} = 32,81\ cm^2 \text{ soit } 11T20 = 34,55\ cm^2 \ \text{(espacées de 7cm)}$$

dans l'autre sens nous prendrons des armatures de répartitions



$$A_r = \frac{A}{4} = 8,64\ cm^2 \text{ soit } 5T16 = 10,05\ cm^2 \ \text{(espacées de 20 cm)}$$

(*) Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{T}{b_0 . z} = \frac{20,41\ 10^3}{100 \times \frac{7}{8} 27} = 8,64\ kg/cm^2 \leq 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,80\ kg/cm^2$$

(*) vérification à la fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{34,55}{2 \times 100 \times 3} = 0,0576 \rightarrow \sigma_1 = \frac{10^6 \times 1,6}{20} \times \frac{0,0576}{1+10 \times 0,0576} = 2923,86\ kg/cm^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{10^6 . 1,6}{20} \times 6,86} = 1790,86\ kg/cm^2$$

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \begin{cases} 2800\ kg/cm^2 \\ \max(2923,86 ; 1790,86)\ kg/cm^2 \end{cases} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800\ kg/cm^2 \rightarrow \text{la fissuration est vérifiée}$$

4) Calcul du mur garde-grève

Le mur garde-grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres. Les forces verticales sont négligeables. Dans notre cas, où la dalle de transition est appuyée sur le mur garde grève, des efforts supplémentaires dûe à cette dalle s'exercent sur le mur

(*) Evaluation des efforts

- Forces verticales

1. Poids Propre
2. réaction de la dalle de transition R
3. réaction d'une charge directement appliquée sur le mur garde-grève

① et ③ étant supposées centrées ne produisent pas de moment dans le garde-grève.

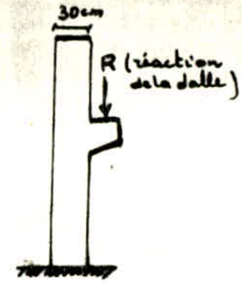
② exerce un moment indépendant de la hauteur du mur qui vient en déduction des moments maximums dûs aux forces horizontales

En conclusion on pourra dire que l'effet des forces verticales sont négligeables

- Forces horizontales

1. Poussée des terres
2. Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur

3. Force de freinage d'un essieu lourd du camion Bc



① Poussée des terres

$M_T = \frac{i \times \Delta \times h^3}{6}$ avec : i : coefficient de poussée ($i = 0,3$)

Δ : Poids volumique du remblai ($\Delta = 2,0\ t/m^3$)

h : hauteur du mur ($h = 0,852$)

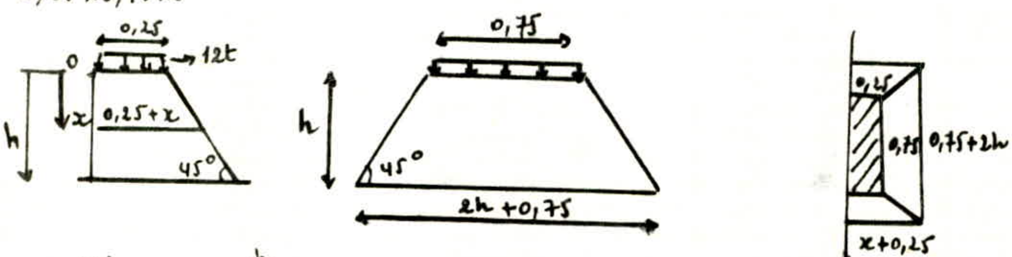
$\Rightarrow M_T = 0,1 h^3 = 0,062\ t.m/ml$

② Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève

Pour des hauteurs de mur ($0,5 \leq h \leq 3m$), les sollicitations dû au camion Bc (Poussée des charges + freinage) est plus défavorable que pour les autres surcharges sans freinage.

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrières de 6t de deux camions accolés, placés de telle manière que les rectangles d'impact soient en contact de la face arrière du mur. Les deux roues de 6t distante de 50cm sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12t répartie sur un rectangle de

$0,25 \times 0,75\ m$



$$M_p^{enA} = \frac{12K}{0,75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x}\,dx \quad \text{en } t.m/ml$$

avec $K = i\gamma\delta b_c$

i : coefficient de poussée ($i = 0,3$)

γ : coefficient de pondération ($\gamma = 1,2$)

b_c : coefficient (fonction du nb de voie) ($b_c = 1,089$)

δ : coefficient de majoration dynamique ($\delta = 0,95$)

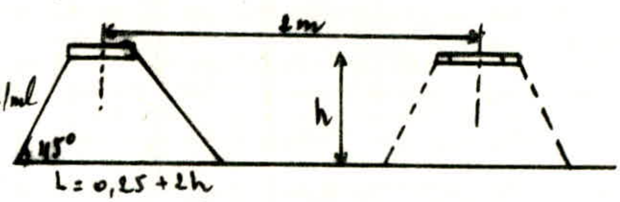
$\rightarrow K = 0,3 \times 1,2 \times 0,95 \times 1,089 = 0,372$

on trouve : $M_p^A = 2,43\ t.m/ml$

③ Force de freinage d'un essieu lourd du camion Bc

On considère un essieu lourd au contact du mur et l'on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,50m en arrière. On ne considère que l'effet d'une seule roue de 6t compte tenue de l'écartement des roues (2m). La force de freinage est prise égale au poids d'une roue, soit 6t

$$M_F = \frac{6h\gamma}{0,25+2h} \Longrightarrow M_F = \frac{6 \times 0,852 \times 1,2}{0,25 + 2 \times 0,852} = 3,139\ t.m/ml$$



le moment final à l'encastrement est la somme des moments obtenus soit :

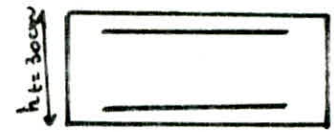
$M_T = 0,062 + 2,43 + 3,139 = 5,631\ t.m/ml$

$M_T = 5,631\ t.m/ml.$

Ce moment est appliqué à la base (encastrement mur garde grève - mur de front)

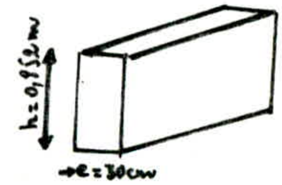
Remarque : l'effet des efforts tranchants peut-être négligeable, compte tenu du taux relativement faible des contraintes de cisaillement

- Ferraillage vertical (face arrière)



$M = 5,631\ t.m/ml$

$A = \dfrac{M}{\gamma h \bar{\sigma}_a}$; $\alpha = 0,465 \rightarrow \gamma = 0,845$; $\bar{\sigma}'_b = 162\ kg/cm^2$



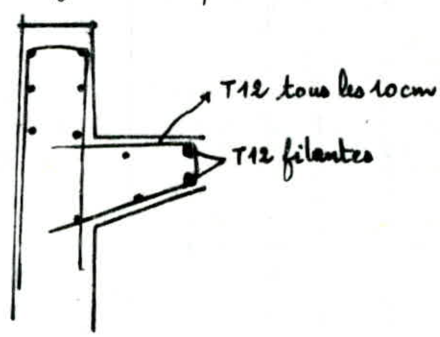
$A = \dfrac{5,631 \cdot 10^5}{0,845 \times 27 \times 2800} = 8,81\ cm^2$ on choisira $6T14 = 9,23\ cm^2/ml$ espacés tous les 15 cm

- ferraillage horizontale

$A = \dfrac{M}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = \dfrac{5,631\ 10^5}{0,845(85,2-3) \times 2800} = 2,90\ cm^2$ → on prend $3T12 = 3,39\ cm^2$ espacés tous les 10cm

- Ferraillage corbeau - d'appui

Pour le ferraillage du corbeau d'appui de la dalle de transition nous adoptons celui donné dans le bulletin (SETRA), il est défini en coupe transversal ci-dessous



- Ferraillage verticale (face avant

$M = 3,2\ t.m/ml$

$A = \dfrac{M}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = \dfrac{3,2\ 10^5}{0,845 \times 27 \times 2800} = 5\ cm^2/ml$ soit $4T14 = 6,16\ cm^2$

ETUDE DE LA SEMELLE

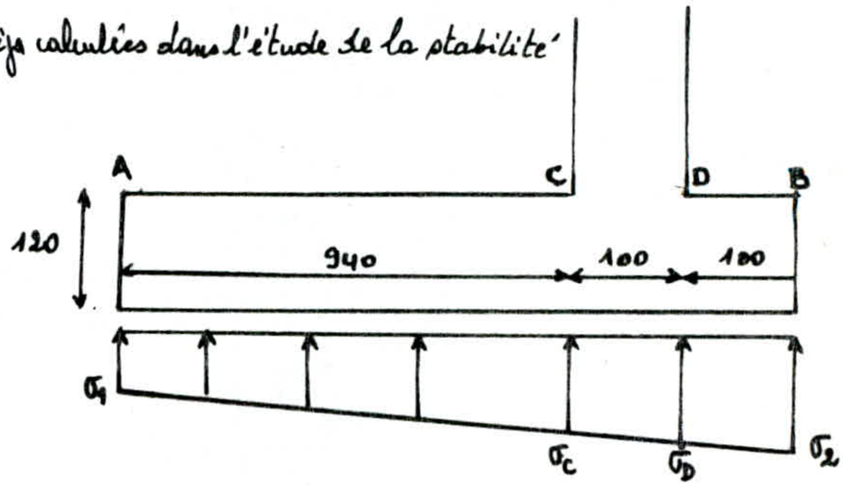
Semelle Sous Culée

Les culées reposent sur des semelles superficielles, et l'étude se fera en service en conditions normales

Le calcul sera fait par la méthode des consoles en considérons les patins AC et BD parfaitement encastrés

Les contraintes σ_1, σ_2 du sol ont été déjà calculées dans l'étude de la stabilité

$\sigma_1 = 17,8 \, t/m^2$ et $\sigma_2 = 23,6 \, t/m^2$



- détermination de σ_C et σ_D

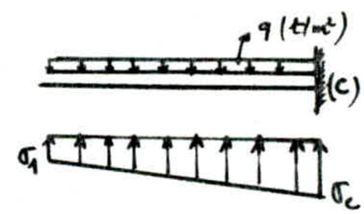
$$\frac{\sigma_2 - \sigma_1}{AB} = \frac{\sigma_D - \sigma_1}{AD} \Rightarrow \sigma_D = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)\,AD}{AB} + \sigma_1 = 23,1 \, t/m^2$$

$$\frac{\sigma_2 - \sigma_1}{AB} = \frac{\sigma_C - \sigma_1}{AC} \Rightarrow \sigma_C = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)\,AC}{AB} + \sigma_1 = 22,58 \, t/m^2$$

① Etude du Patin AC

- Poids des terres ....2x7,3 = 14,6 t/m^2
- surcharge ($1t/m^2$) ...... = 1 t/m^2
- Poids propre de la semelle 2,5x1,20 = 3 t/m^2

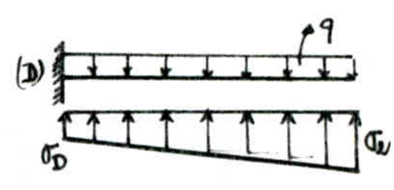
$q = 18,6 \, t/m^2$



$$M = 17,8 \times \frac{9,4^2}{2} + (22,58 - 17,8)\,\frac{9,4^2}{2} \cdot \frac{1}{3} - 18,6 \times \frac{9,4^2}{2} = 35 \, t.m/ml$$

② Etude du Patin BD

- Poids Propre de la semelle : $2,5 \times 1,20 = 3 t/m^2 \rightarrow q = 3 t/m^2$

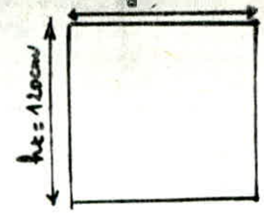


$$M = 23,1 \times \frac{1^2}{2} + (23,6 - 23,1)\,\frac{1^2}{2} \cdot \frac{1}{3} - 3 \cdot \frac{1^2}{2} = 10,22 \, t.m/ml$$

(*) Ferraillage de la nappe inférieure

- Patin AC

$$A = \frac{M}{\frac{7}{8}h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{35 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 115 \cdot 2800} = 12,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



$h = h_t - d = 115cm$

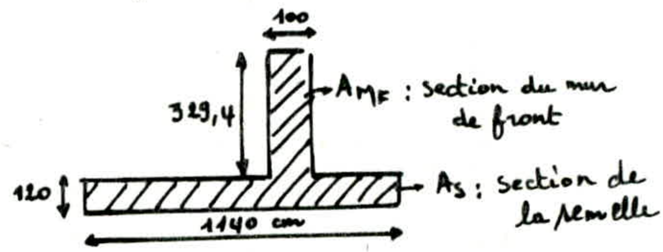
- Patin AD

$$A = \frac{M}{\frac{7}{8}h \, \bar{\sigma}_a} = \frac{10,22 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 115 \cdot 2800} = 3,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

. On prendra un pourcentage minimal d'armatures inférieures de la semelle

$$A = 0,12 \left(A_S + A_{MF} \right)$$

$$A = 0,12 \frac{\left[(120 \times 140) + (329,4 \times 100) \right]}{1460} = 13,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



Soit 7T16 = 14,07 cm²/ml avec un espacement e = 13 cm, et ce ferraillage on l'utilise dans les deux sens.

(*) Ferraillage Supérieure

Ce sont des armatures de construction et ils doivent reprendre 4% de l'effort normal N dû aux charge et surcharges

$$N = \frac{1900,24}{14,55} = 130,6 \text{ t/ml} \quad \text{(effort en service en condition normale)}$$

on doit avoir : $\frac{0,04N}{A} \leq \bar{\sigma}_a \longrightarrow A \geq \frac{0,04N}{\bar{\sigma}_a} = 1,86 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prendra 5T12/ml = 5,65 cm²/ml avec un espacement e = 20cm et cela dans les deux sens pour former un grillage.

BIBLIOGRAPHIE

- BARRES R ; MASSONNET ch
  "Le calcul des grillages de Poutres et dalle isotropes"

- DREUX G
  "Pratique du béton précontraint"

- Ministère des travaux publics
  "Cahier de prescriptions communes"

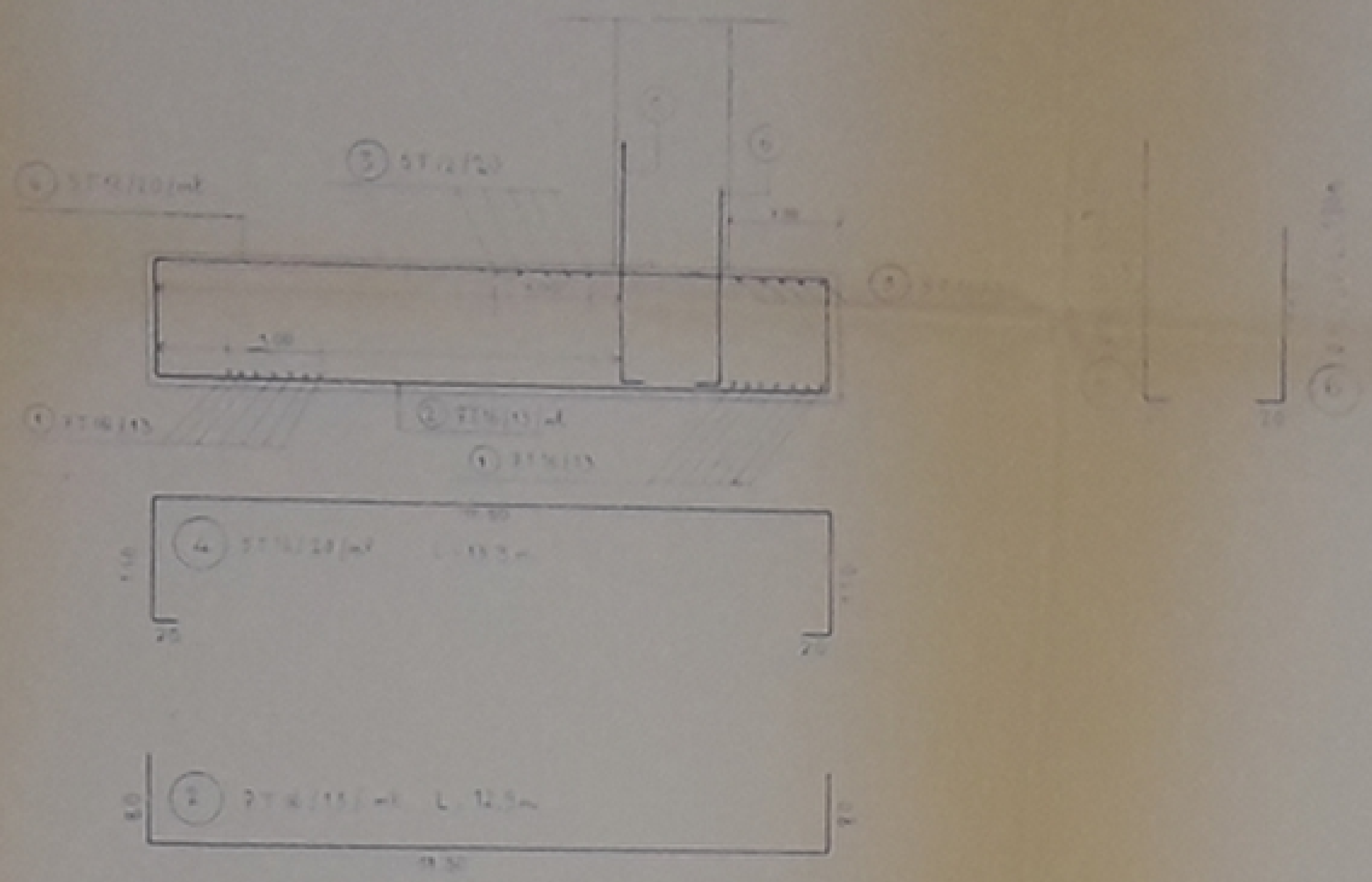
- Documentation SETRA
  Appareils d'appuis
  culées

- Document DYWIDAG ; fichestechniques
  "Précontrainte par câble"

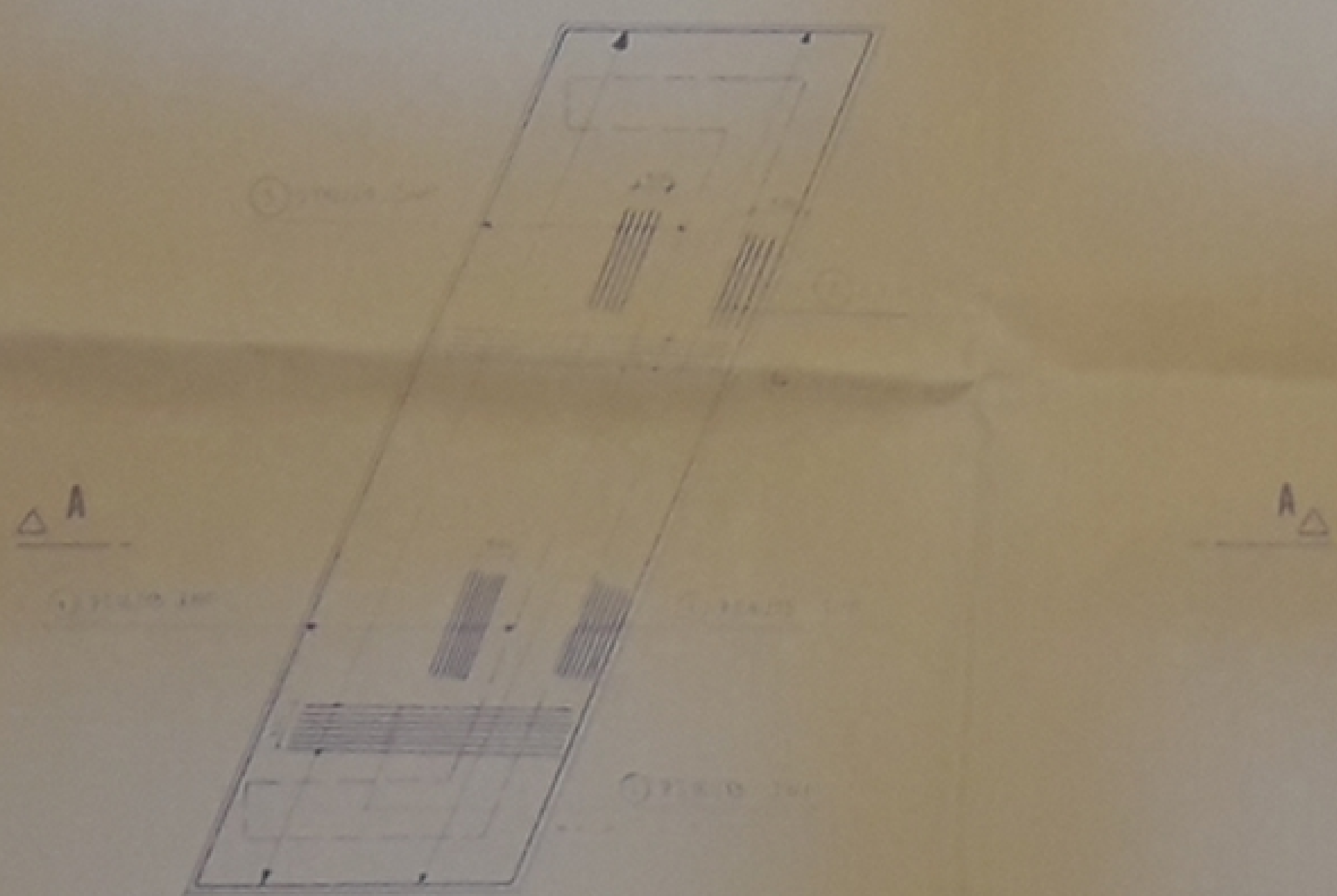
- Document SETRA
  "flexion transversale

- Charon P
  "calcul et vérification des ouvrages en béton armé"

COUPE A-A



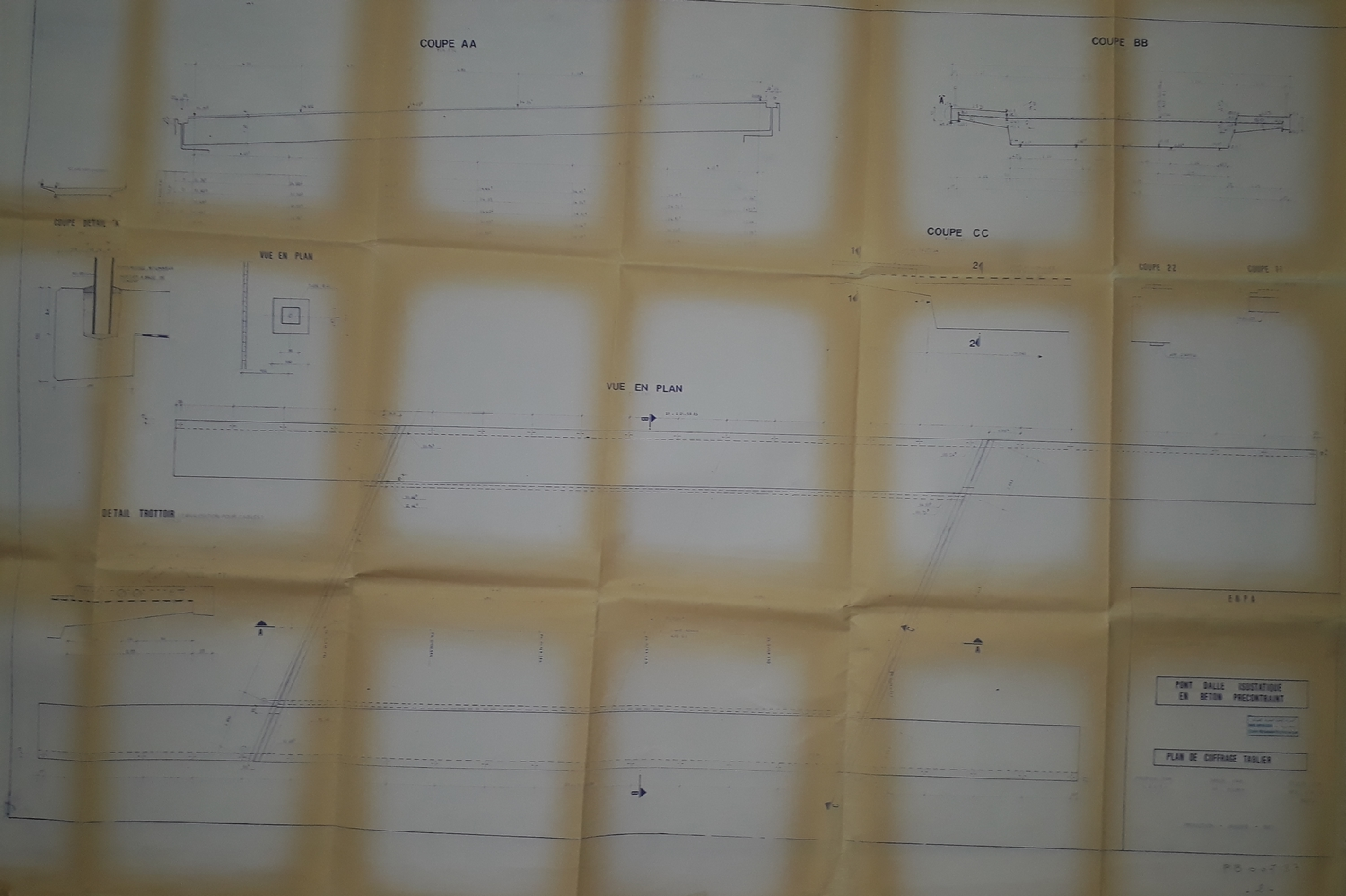
VUE EN PLAN



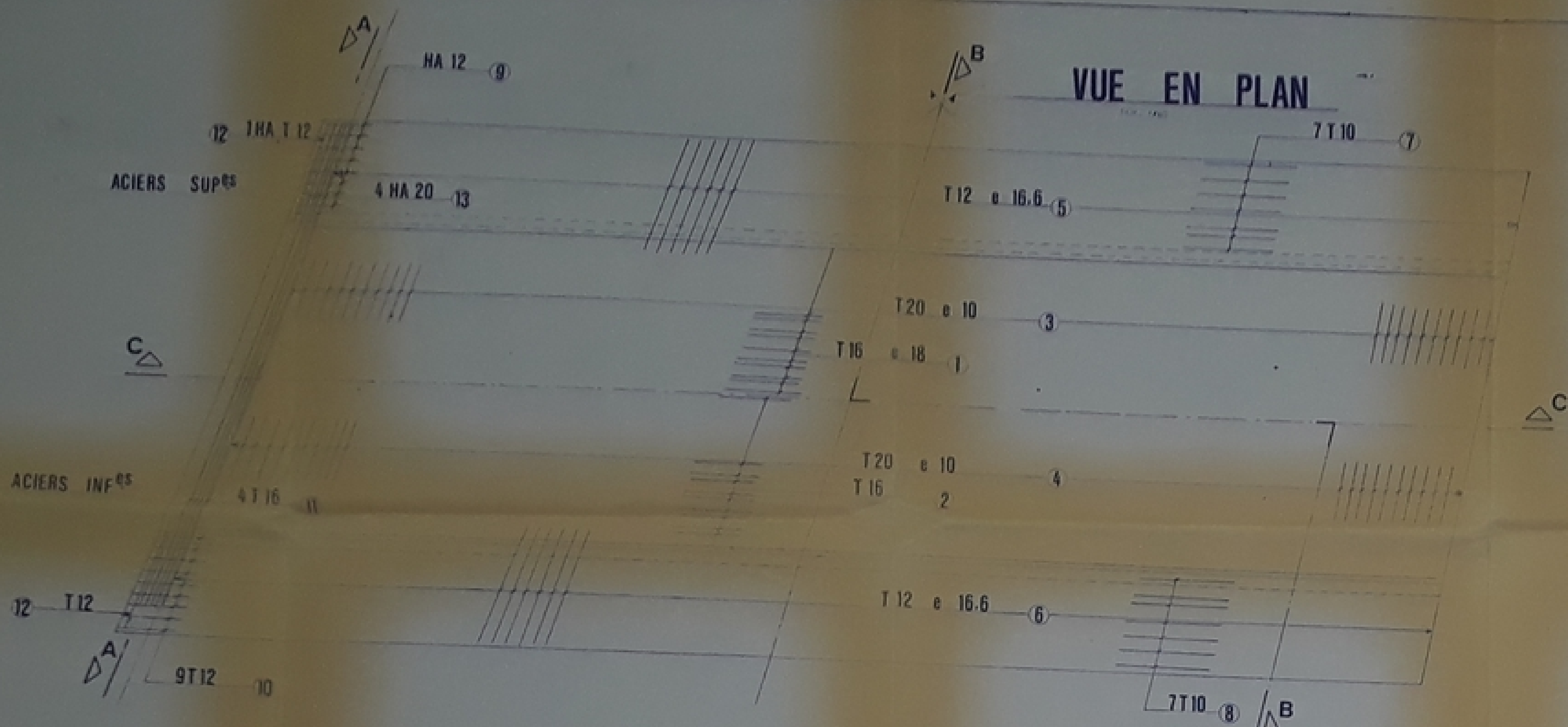
ENPA

PONT DALLE ISOSTATIQUE EN BETON PRECONTRAINT

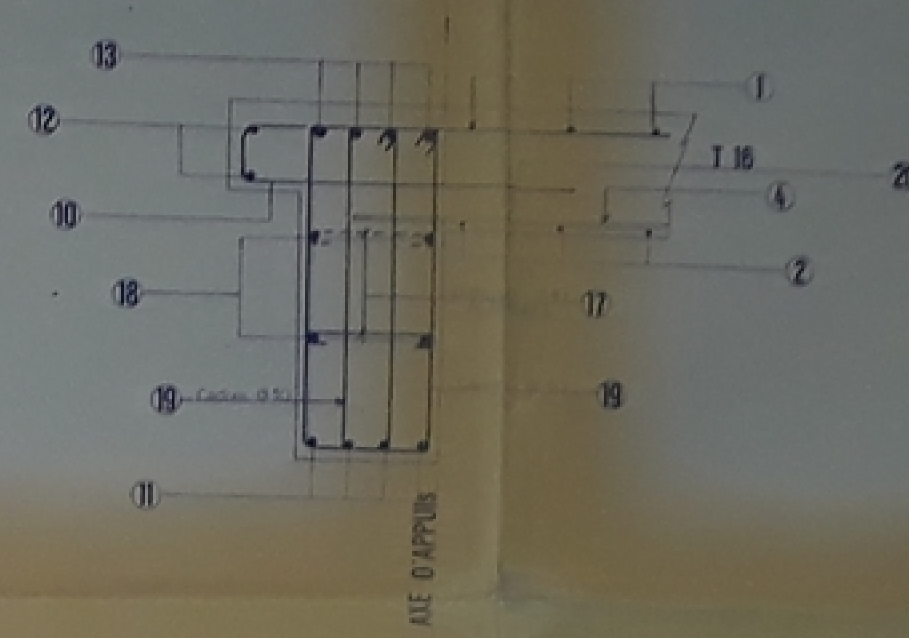
PLAN DE FERRAILLAGE SEMELLE


COUPE AA
COUPE BB
COUPE DETAIL "A"
VUE EN PLAN
COUPE CC
1
2
1
2
COUPE 22
COUPE 11
VUE EN PLAN
DETAIL TROTTOIR
A
A
ENPA
PONT DALLE ISOSTATIQUE
EN BETON PRECONTRAINT
PLAN DE COFFRAGE TABLIER

VUE EN PLAN



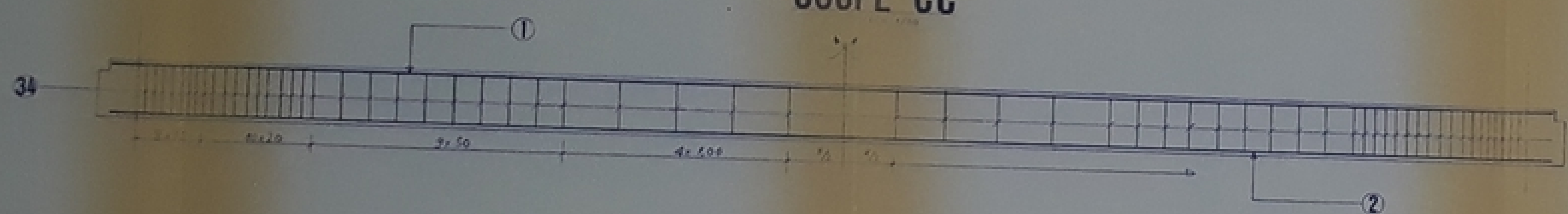
DETAIL D'ENTRETOISE D'ABOUT



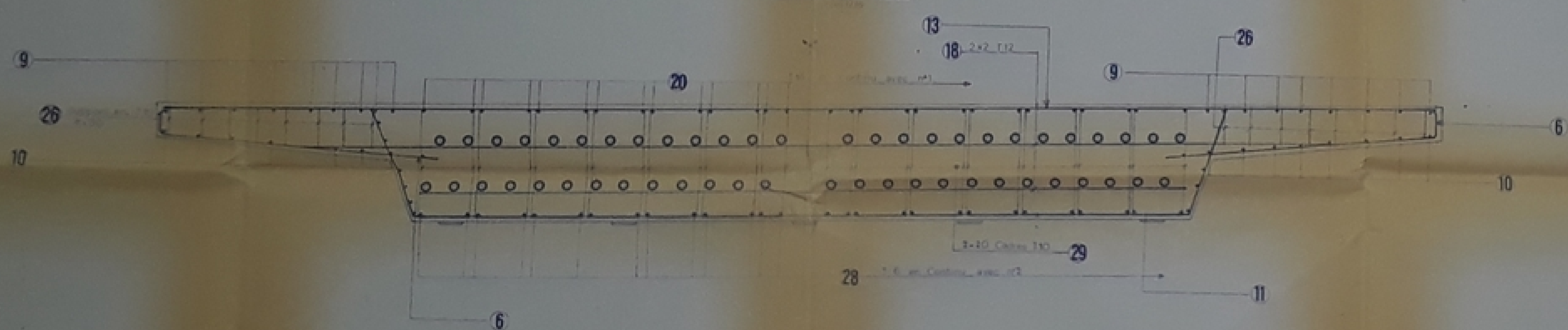
NOMENCLATURE DES ACIERS

N	[illegible]	Ø	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
1	TOR	16	40×2 . 80		25.60	2048.00
2	TOR	16	40×2 . 80		25.60	2048.00
3	TOR	20	128×2 . 256		11.00	2816.00
4	TOR	20	128×2 . 256		11.00	2816.00
5	TOR	12	77×2 . 154		24.00	3696.00
6	TOR	12	77×2 . 154		24.00	3696.00
7	TOR	10	2×7 . 14		24.00	336.00
8	TOR	10	2×7 . 14		24.00	336.00
9	TOR	12	2×8 . 16		1.20	19.20
10	TOR	12	9×2 . 18		1.70	30.60
11	TOR	16	2×4 . 8		8.50	68.00
12	TOR	12	2×2 . 4		16.00	64.00
13	TOR	32	4×2 . 8		8.50	68.00
14						
15						
16						
17	ADx	10	170		0.55	93.50
18	TOR	12	4×2 . 8		7.90	63.00
19	ADx	10	43×2×2 . 172		2.30	395.60
20	TOR	16	8×2 . 16		1.20	19.20
21						
22						
23						
24						
25						
26	TOR	10	32		0.20	6.40
27						
28	TOR	16	80		1.30	104.00
29	TOR	10	40		2.90	116.00
30	TOR	16	204		2.10	428.40
31						
32	TOR	12	102×2 . 204		6.60	1346.40
33	ADx	10	600		variable	
34	TOR	10	20×102 . 2040		2.60	5304.00

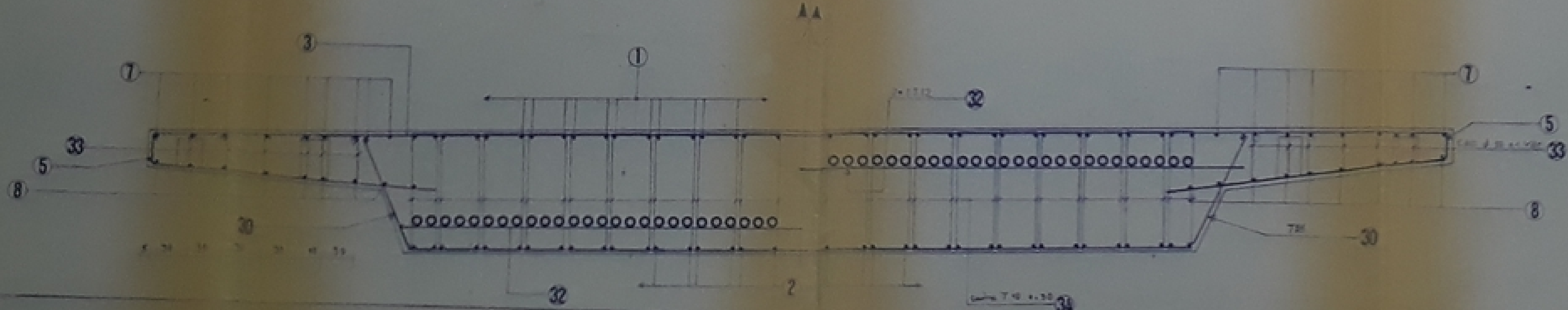
COUPE C-C



COUPE A-A



COUPE B-B

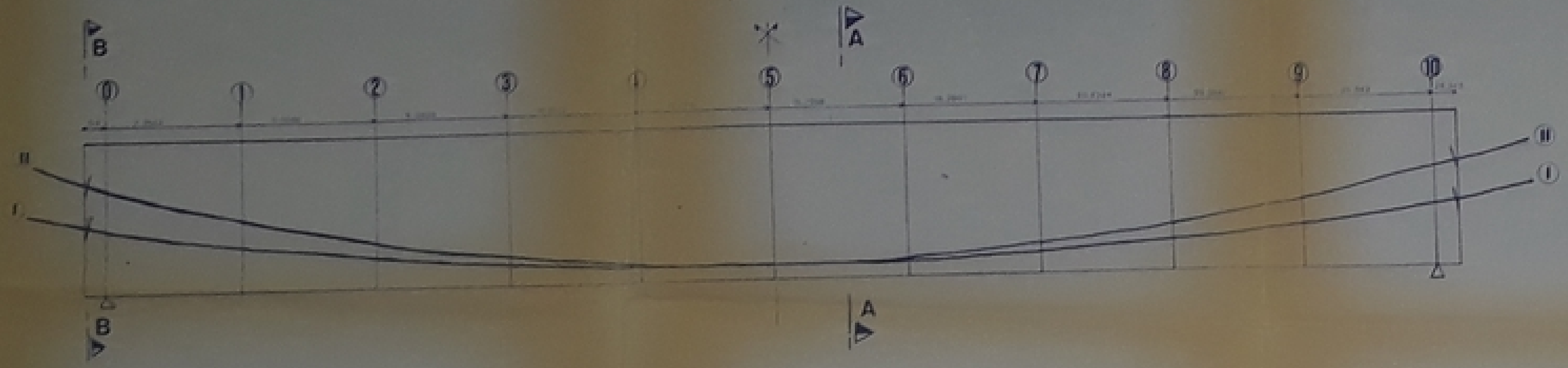


ENPA

PONT DALLE ISOSTATIQUE
EN BETON PRECONTRAINT

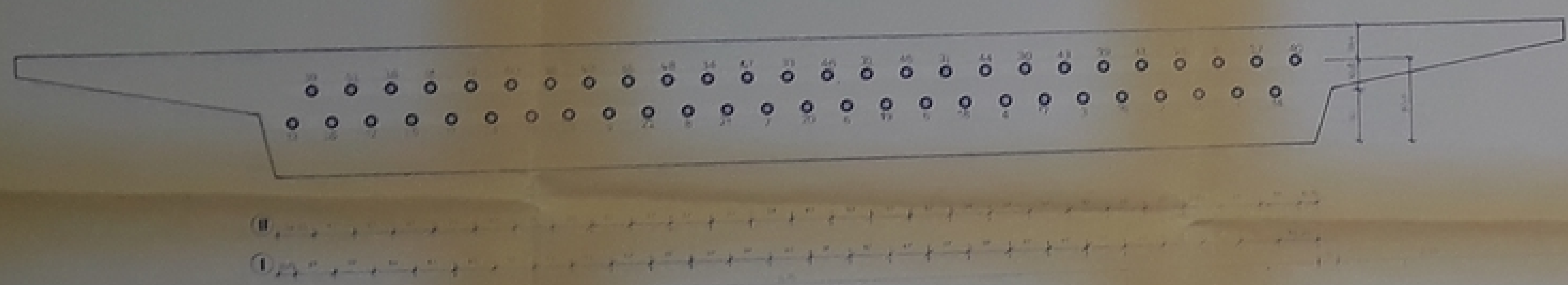
FERRAILLAGE DE LA DALLE

COUPE LONGITUDINALE

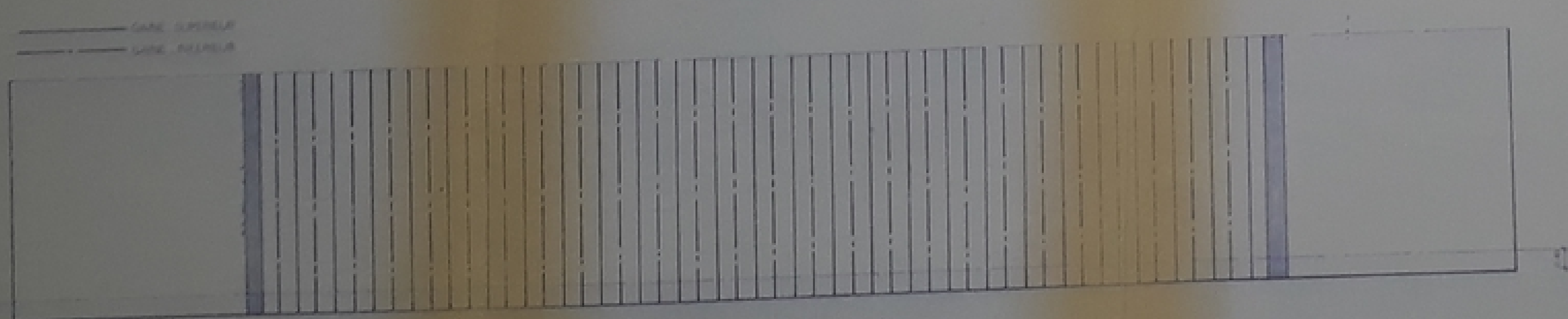


	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Y_{II}	80.6	55.72	36.38	22.56	14.26	11.5	14.26	22.56	36.38	55.72	80.6
Y_{I}	50.0	36.14	25.36	17.66	13.04	11.5	13.04	17.66	25.36	36.14	50.0

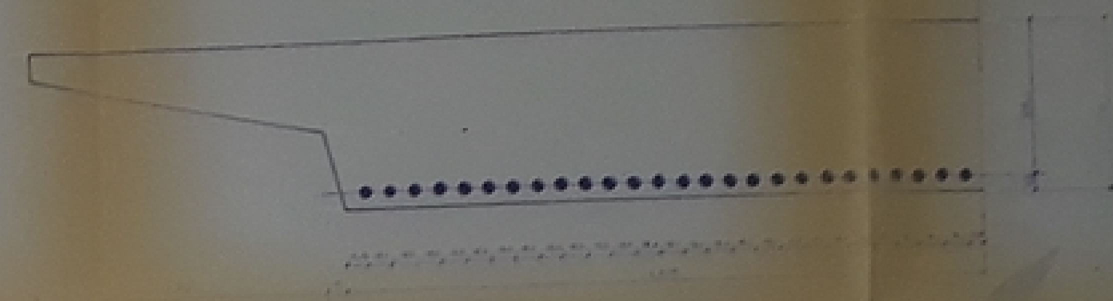
VUE EN ELEVATION : B-B

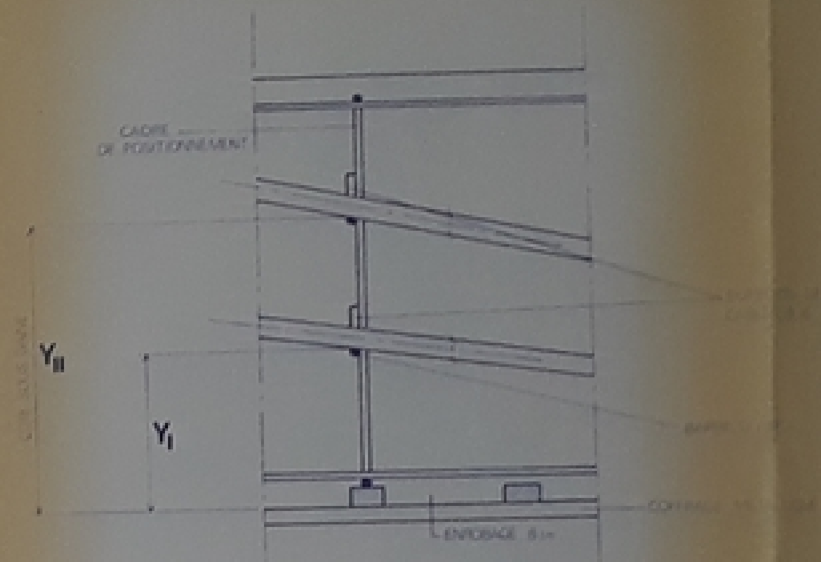


VUE EN PLAN

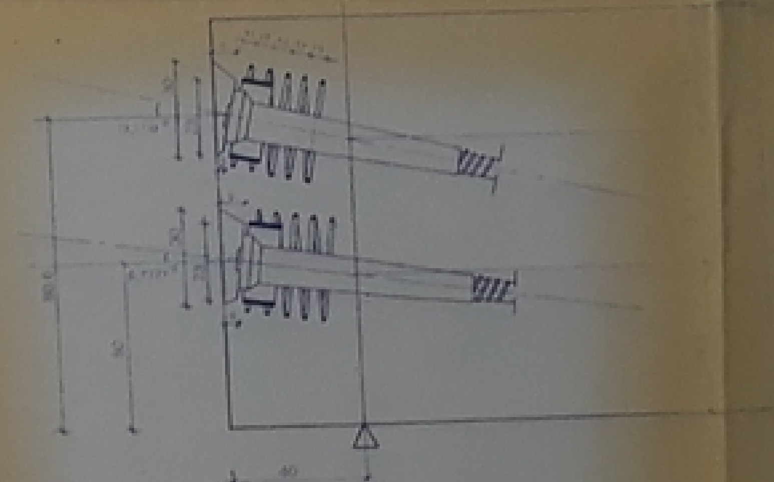


COUPE : A-A





DETAIL D'ANCRAGE
(ANCRAGE A CLOCHE DYWIDAG)



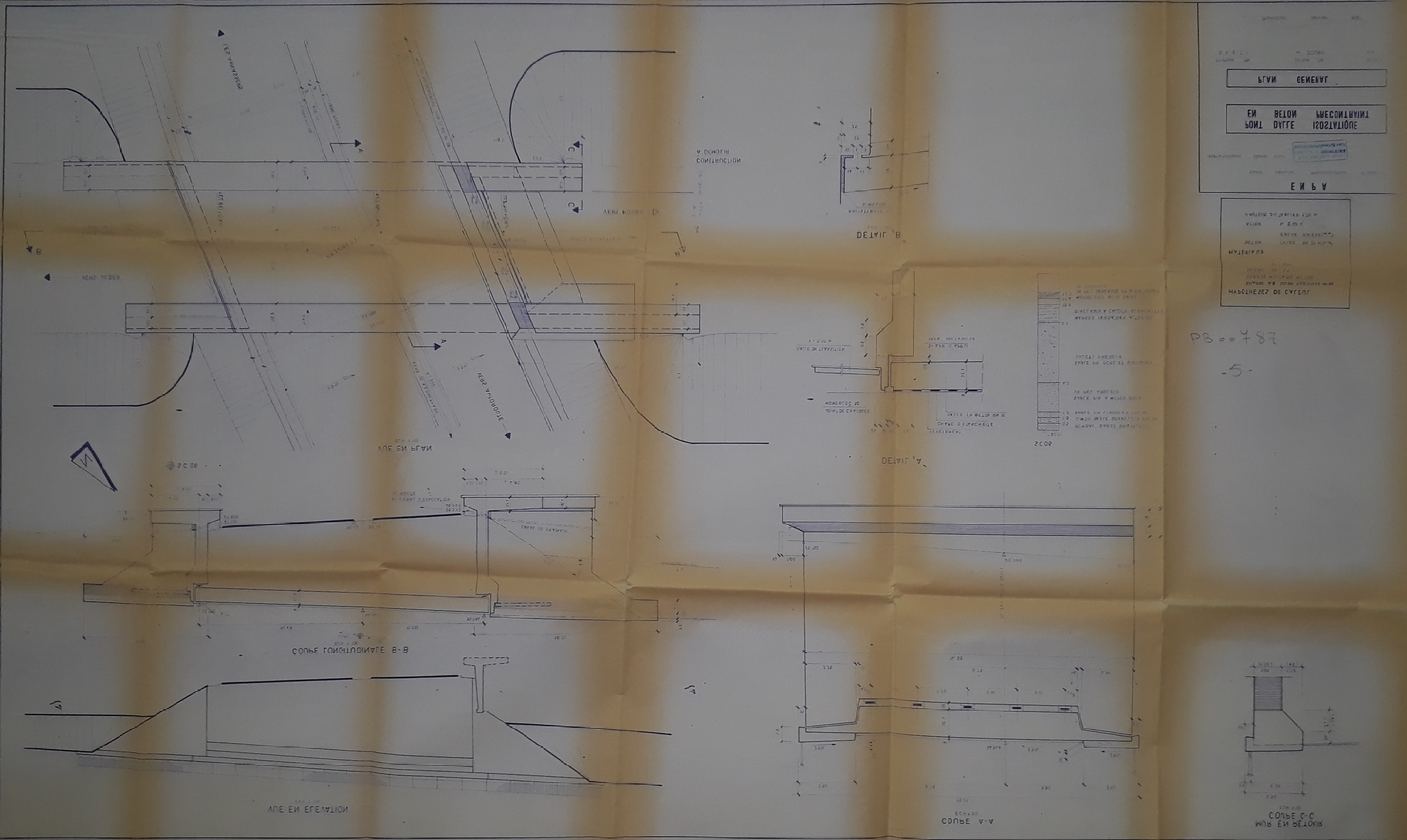
ENPA

PONT DALLE ISOSTATIQUE EN BETON PRECONTRAINT

PLAN DE CABLAGE

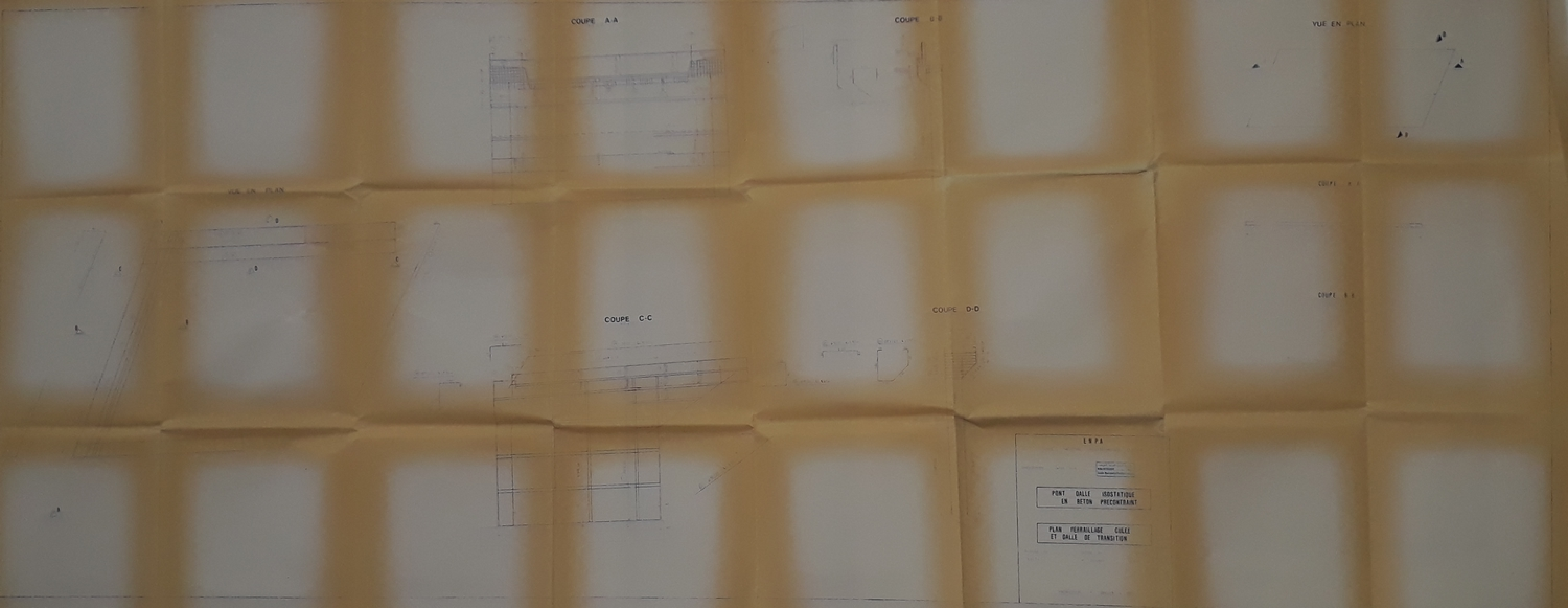
PB 007 87

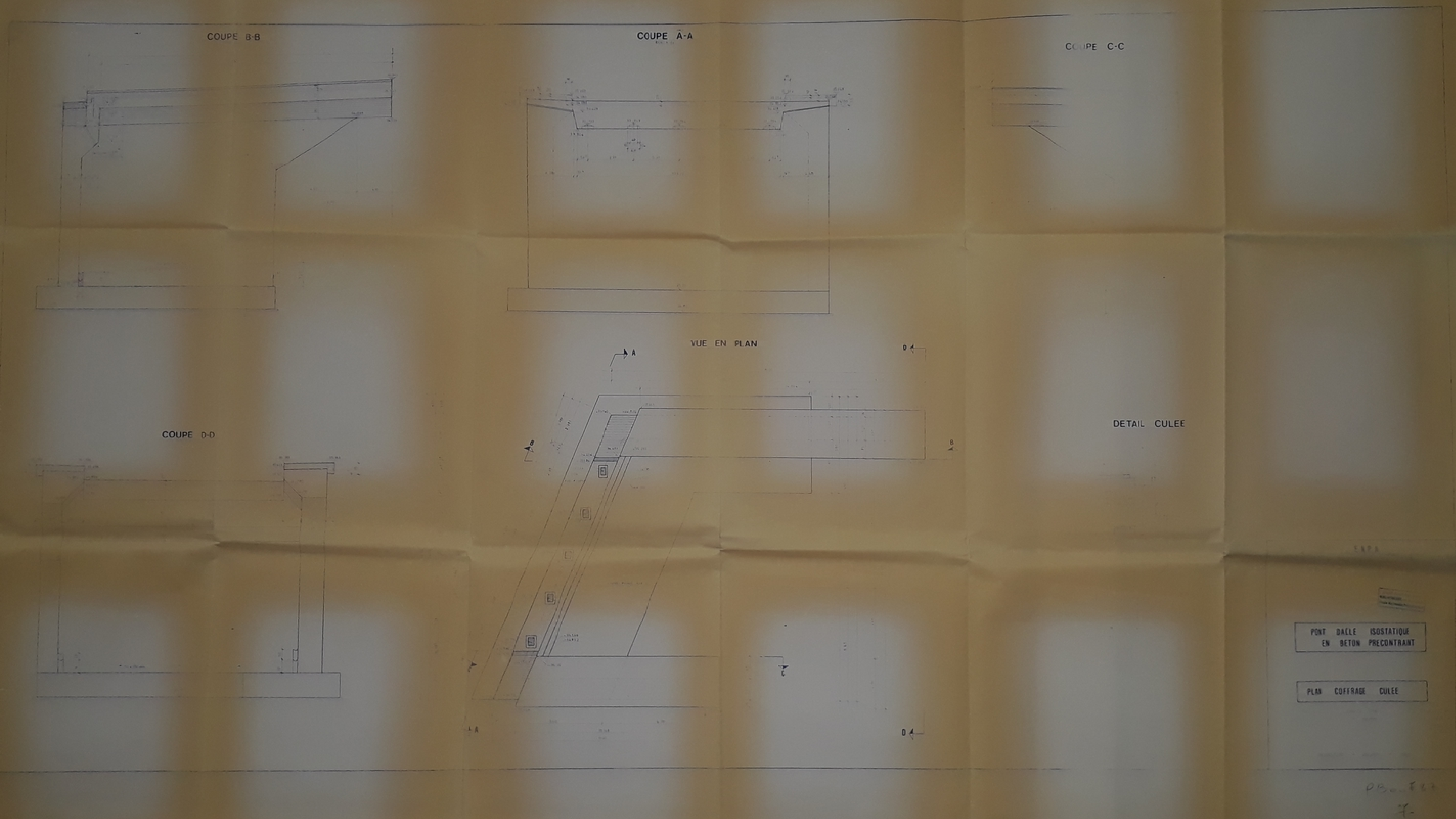
-4-


PLAN GENERAL
PONT DALLE ISOSTATIQUE
EN BETON PRECONTRAINT
E N P A
HYPOTHESES DE CALCUL
MATERIAUX
VUE EN PLAN
VERS ALGER
VERS ROUIBA
VERS AUTOROUTE
CONSTRUCTION A DEMOLIR
DETAIL B
DETAIL A
SC 05
COUPE LONGITUDINALE B-B
VUE EN ELEVATION
COUPE A-A
MUR EN RETOUR
COUPE C-C

PB 00787

-5-


COUPE A-A
VUE EN PLAN
COUPE C-C
COUPE D-D
ENPA
PONT DALLE ISOSTATIQUE EN BETON PRECONTRAINT
PLAN FERRAILLAGE CULEE ET DALLE DE TRANSITION


COUPE B-B
COUPE A-A
COUPE C-C
VUE EN PLAN
COUPE D-D
DETAIL CULEE
PONT DALLE ISOSTATIQUE
EN BETON PRECONTRAINT
PLAN COFFRAGE CULEE