

11/95

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التربية الوطنية
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

Genie Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*Etude du tablier d'un
Pont-Route*

1 PLANCHE

Proposé par :

E.N.G.O.A

Etudié par :

**M^r. GUENDOUZ. M
M^r. HADJ MAHAMMED. S**

Dirigé par :

M^r ZOUKH

PROMOTION

Juin 1995

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التربية الوطنية
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT *Genie Civil*

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*Etude du tablier d'un
Pont-Route*

Proposé par :

E.N.G.O.A

Etudié par :

**M^r. GUENDOUZ. M
M^r. HADJ MAHAMMED. S**

Dirigé par :

M^r ZOUKH

PROMOTION

Juin 1995

DEDICACES



A celle que j'aime, et j'aimerai toujours

A celui qui m'est toujours cher et m'a mis au monde,
je dédie ce travail

Je le dédie aussi à Malika

à Kouider

Ainsi qu'à tous ceux et celles que j'aime

Mokhtar

Je dédie ce modeste travail à:

- Mes très chers parents

ma mère pour son sacrifice

mon père qui m'a encouragé durant toute mes études

- Ma grand mère

- Mes chers frères

- Mes chères soeurs

- Mon neveu MOAD

- à la mémoire de mon ami « Abdelhafid Saïd »

- à tous mes amis et mes collègues.

Slimane

ملخص: الهدف من هذا الانجاز هو دراسة سطح جسر
بسطي بالمخوسانة الهستية الاجهاد. هذا الجسر
مفرد السكون و ذو عارضتين متساويتين.
تنحصر الدراسة في حساب عدد الحبال، التجمعات
ومراقبتها وكذا حساب أجهزة السند

RESUME: Le but de ce travail est l'étude du tablier
d'un pont dalle hyperstatique à deux travées
égales en béton précontraint.
L'étude se résume en le calcul du nombre des
câbles, les contraintes et leurs vérifications
ainsi que le calcul des appareils d'appuis.

ABSTRACT: The purpose of this study is a calcul of
slab bridge pre-stressed, concrete:
we calculate a load, verification of stress and
a calcul of support apparatus.

AVANT PROPOS

Les ponts sont des ouvrages importants construits en élévation pour établir la communication entre deux points séparés par un obstacle ou permettre le passage sans croisement à niveau de deux courants de circulation./

Pour l'urbaniste et l'ingénieur, les ponts ne doivent pas être seulement considérés comme des constructions vues de l'extérieur, mais aussi des lieux de passage d'où les voyageurs découvrent le site environnant.

Les ponts sont classés suivant plusieurs critères :

* Critère de destination:

- ponts-routes
- ponts-rails
- ponts canaux
- ponts aqueducs
- passerelles

* Critère d'implantation

- ponts droits
- ponts biais
- ponts courbes
- ponts polygonaux

* Critère de matériaux utilisés

- ponts en maçonnerie
- ponts métalliques
- ponts à poutrelles enrobées
- ponts en béton armé
- Ponts en béton précontraint
- Ponts en bois

* Critère de conception

- Ponts voûtes
- Ponts à poutres droites
- Ponts en arc
- Ponts suspendus

L'entreprise nationale de grands ouvrages d'art (ENGOA) nous a proposé l'étude d'un pont dalle hyperstatique en béton précontraint; ce pont est biais et entre dans le cadre du grand projet de l'autoroute Est-Ouest.

La présente thèse traite en premier temps du tablier de ce pont puis l'étude d'une variante (structure mixte) à titre de comparaison.

Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué à mettre au jour le présent document à savoir notre promoteur M.ZOUKH; M. MRAINE et Djamel, les ingénieurs du bureau d'études de l'E.N.G.O.A, l'ensemble des enseignants du département de génie civil à l'ENP et tous nos amis(es) qui nous ont donnés courage à terminer notre cursus.

SOMMAIRE

CHAPITRE I: Introduction	06
CHAPITRE II: Lignes d'influence	11
CHAPITRE III: Méthode de Guyon et Massonnet	18
CHAPITRE IV: Charges et surcharges	26
CHAPITRE V: Moments longitudinaux	32
CHAPITRE VI: Etude de la précontrainte	49
CHAPITRE VII: Vérification	74
CHAPITRE VIII: Effort tranchant et réaction d'appui	87
CHAPITRE IX: Flexion transversale	103
CHAPITRE X: Etude à la torsion	131
CHAPITRE XI: Appareils d'appuis	136
CHAPITRE XII: Etude de la structure mixte et conclusion	151
ANNEXE	177

CHAPITRE I

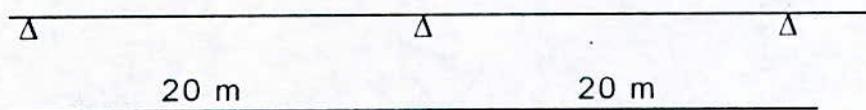
INTRODUCTION

I.1- Description de l'ouvrage

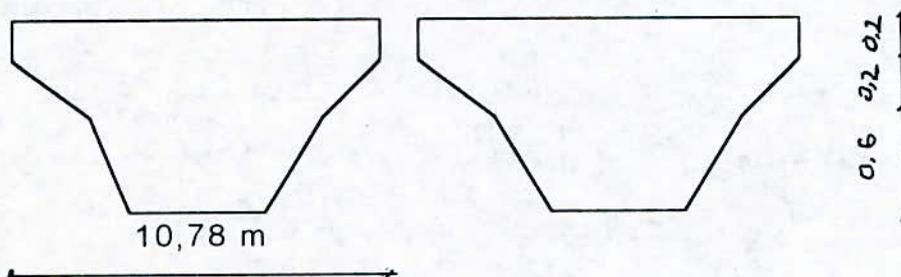
Notre ouvrage est un pont-dalle biais. Il est continu à deux travées égales de 20 mètres chacune.

Dans le sens transversal, il est composé de deux dalles séparées par un joint, et chacune à deux encorbellements de 1,5 m de largeur chacun.

La dalle est précontrainte dans le sens longitudinal et simplement armée dans le sens transversal.



- Coupe longitudinale -



Coupe transversale

I.2-Hypothèses et principe des ponts dalle à large encorbellement

Nous considérons que les encorbellements ont pour origine la première discontinuité sur l'intrados. Ainsi, nous pouvons considérer que:

- * Les encorbellements travaillent comme des consoles encastées dans la dalle centrale
- * La dalle centrale supposée indépendante des encorbellements, fonctionne comme une dalle isotrope.

I.3- Dimensionnement de la dalle à encorbellement (PSI-DP 69)

Nous allons substituer à la dalle avec encorbellements, la dalle équivalente rectangulaire de même hauteur que la dalle centrale et ayant la même inertie de flexion que l'ensemble de la structure.

La largeur (2b) de la dalle équivalente est donnée par:

$$2b = \frac{12 I_x}{h^3}$$

tel que: h: hauteur de la dalle
 I_x : Inertie totale de la structure

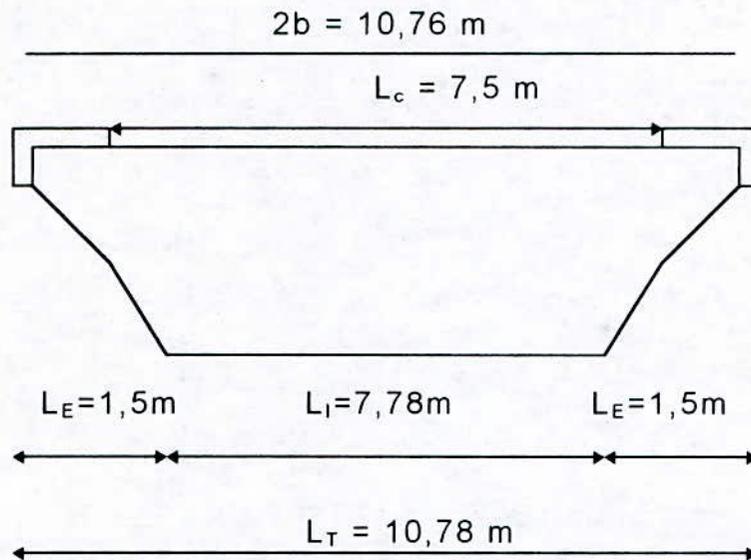
On a: $I_x = 0,8968 \text{ m}^4$; $S = 8,76 \text{ m}^2$

$h = 1 \text{ m}$

$Y_G = 0,5927 \text{ m}$

D'où on tire:

$2b = 10,76 \text{ m}$



Ces encorbellements doivent satisfaire aux conditions :

- $L_l \geq 0,5 L_T$
- $L_e \geq 0,2 L$
- $2b \geq 1,1 L_c$

En effet, pour:

$$L = 20 \text{ m}; L_e = 1,5 \text{ m}, L_l = 7,78 \text{ m}, L_T = 10,78 \text{ m}, 2b = 10,76 \text{ m},$$

$$L_c = 7,5 \text{ m}$$

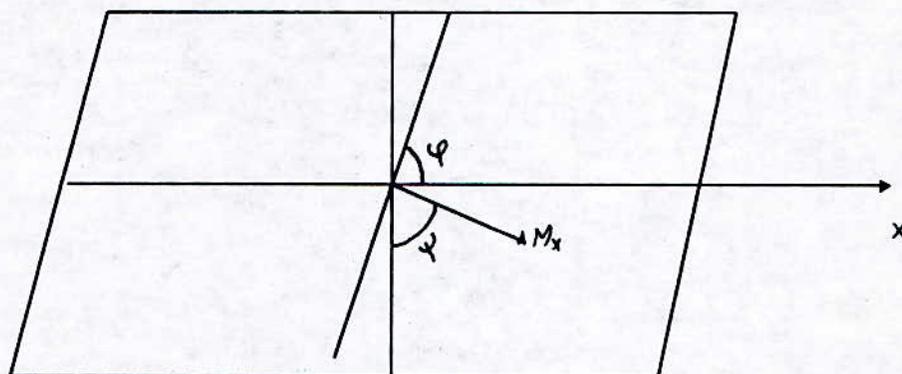
$$* L_l = 7,78 \text{ m} \geq 0,5 L_T = 5,39 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

$$* L_e = 1,5 \text{ m} \geq 0,2 L = 4 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

$$* 2b \geq 1,1 L_c = 11,836 \text{ m} \quad L_c = 7,5 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

1.4- Etude du biais

- Biais géométrique: φ : c'est l'angle que fait l'axe de l'ouvrage avec la largeur biaisée « $\varphi = 80 \text{ grad}$ »
- Biais mécanique: ψ : C'est l'angle que fait la largeur droite avec la direction du moment principal



Pour calculer ψ , il faut d'abord déterminer un coefficient η :

$$\eta = \frac{\text{Portée droite}}{\text{Longueur droite}} = \frac{\Delta i \sin \varphi}{2b}$$

Pour notre cas: $\eta = 1,768$

La relation entre ψ et φ est donnée par:

- $\psi = \varphi$ si $\eta < 0,5$

- $\psi = \varphi + \frac{\eta - 0,5}{2,2} (10 - \varphi)$ Si $0,5 \leq \eta \leq 2,7$

- $\psi = 100$ Si $\eta > 2,7$

Pour notre cas : $\psi = 91,53 \text{ grad}$

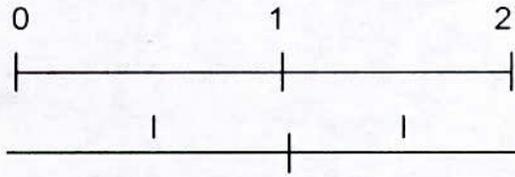
CHAPITRE II

LIGNES D'INFLUENCE

- Ligne d'influence du moment sur appui

- Ligne d'influence du moment en travée

LIGNES D'INFLUENCE



Formule des trois moments

$$M_0 l + 2M_1(2l) + M_2 l = -\frac{6}{l} \int_0^l \mu_{01} x dx - \frac{6}{l} \int_0^l \mu_{12} (l-x) dx$$

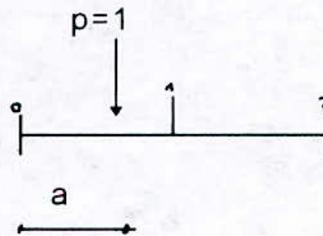
$$M_1 = M_2 = 0$$

μ_{01}, μ_{12} : équations des moments sur les travées (0-1) et (1-2) respectivement supposées isolées

II-1) Ligne d'influence du moment sur appui:

II-1-1) Charge unitaire appliquée sur la travée (01):

$$\begin{aligned} \mu_{01} &\neq 0 \\ \mu_{12} &= 0: \text{ travée non chargée } e \end{aligned}$$



$$\int_0^l \mu_{01} x dx = \frac{a}{6} (l^2 - a^2)$$

$$4M_1 l = -\frac{6}{l} \left(\frac{a}{6} (l^2 - a^2) \right)$$

$$M_1 = -\frac{a}{4l^2} (l^2 - a^2) \text{ pour } 0 \leq a \leq l$$

$$\text{soit } \alpha = \frac{a}{l} \Rightarrow M_1(\alpha) = -\frac{\alpha l}{4} (1 - \alpha^2) \text{ pour } 0 \leq \alpha \leq 1$$

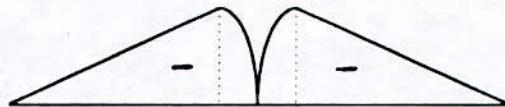
II-1-2) Charge unitaire appliquée sur la travée (1-2):

De même on trouve:

$$M_1 = -\frac{a(l-a)(2l-a)}{4l^2} \text{ pour } 0 \leq a \leq l$$

$$\text{soit } \alpha = \frac{a}{l} : M_1(\alpha) = -\frac{\alpha(1-\alpha)(2-\alpha)}{4} \text{ pour } : 0 \leq \alpha \leq 1$$

Nous aurons l'allure de la ligne d'influence comme suite :

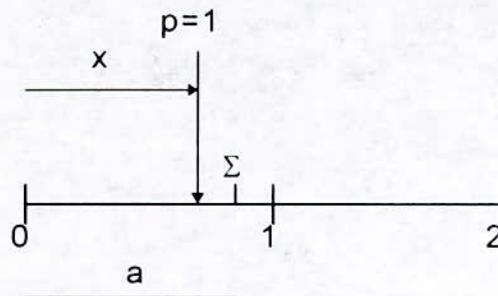


L'aire de cette ligne d'influence est :

$$S_1 = S_2 = -\frac{l^2}{16}$$

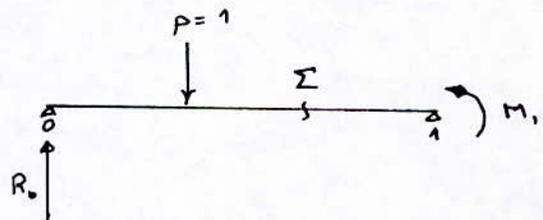
II-2) Ligne d'influence du moment fléchissant d'une section en travée :

« la section sur (0-1) » :



2.1- p se trouve à gauche de Σ :

$$\Sigma M /_0 = 0 \Rightarrow R_0 = \frac{l-x}{l} - \frac{x(l^2-x^2)}{4l^3}$$

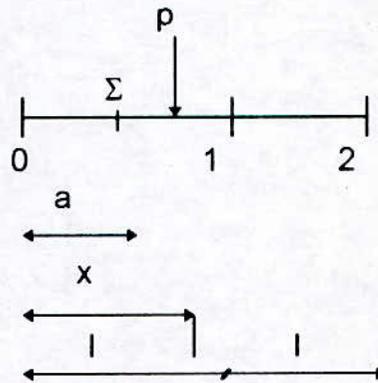


Le moment en Σ :

$$M(\Sigma) = \left[\frac{l-x}{l} - \frac{x(l^2 - a^2)}{4l^3} \right] a - (a-x) \dots 0 \leq x \leq a$$

$$\text{soit : } \alpha = \frac{x}{l} : M(\alpha) = \frac{a}{4} \alpha^3 + \alpha \left(1 - \frac{5a}{4} \right) \dots 0 \leq \alpha \leq \frac{a}{l} \dots \quad (1)$$

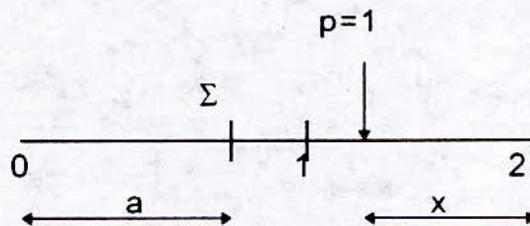
II-2-2) La force $p=1$ se trouve à droite de Σ :



de même on trouve :

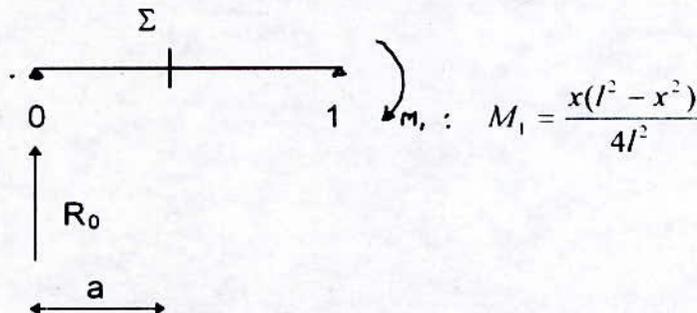
$$M(\alpha) = \left(1 - \frac{5\alpha}{4} + \frac{\alpha^3}{4} \right) a \dots \text{pour } \frac{a}{l} \leq \alpha \leq 1 \dots \quad (2)$$

II-2-3) La force « $p=1$ » se trouve sur la travée (1-2) :

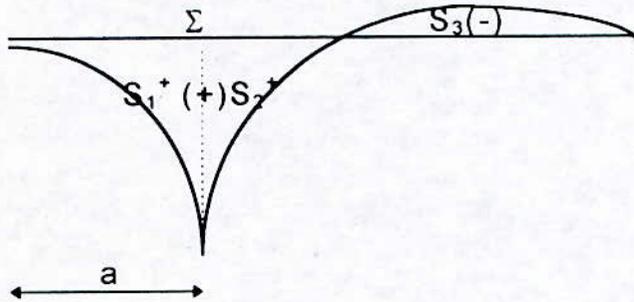


De même on trouve :

$$M(\alpha) = -\alpha(1-\alpha^2) \frac{a}{4} \dots 0 \leq \alpha \leq 1 \quad (3)$$



Nous aurons, en utilisant les formules (1) , (2) et (3) ,
l'allure de la ligne d'influence du moment en travée :



pour les aires :

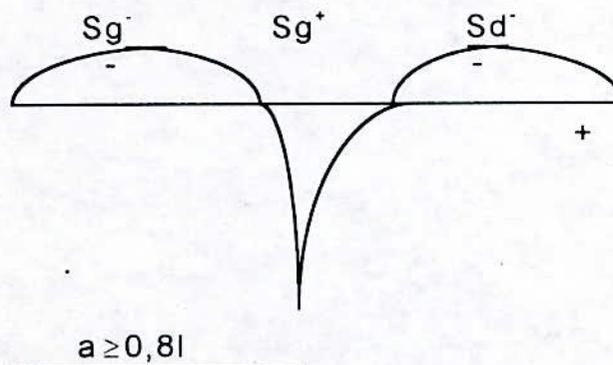
$$S_1^+ = \int_0^a M_2 dx = \frac{a^2}{2l} \left[\frac{a^3}{8l^2} + L - \frac{5a}{4} \right] \quad (4)$$

$$S_2^+ = \int_a^l M_2 dx = al \left[\frac{7}{16} - \frac{a}{l} + \frac{5a^2}{8l^2} - \frac{a^3}{16l^3} \right] \quad (5)$$

$$S_3^- = \int_0^l M_\Sigma dx = -\frac{al}{16} \quad (6)$$

Remarque :

Si $a \geq 0,8l$, la ligne d'influence aura un point d'ordonnée nul
et l'allure sera donc :



Les aires seront donc :

$$Sg' = \frac{al}{16} \alpha_1^4 + \frac{\alpha_1^2}{2} (l^2 - \frac{5al}{4}) \quad Tq : \alpha_1 = \sqrt{5 - \frac{4l}{a}} \quad (7)$$

$$Sg' = \frac{al}{16} (\frac{a^4}{l^4} - \alpha_1^4) + \frac{1}{2} (l^2 - \frac{5al}{4}) (\frac{a^2}{l^2} - \alpha_1^2) \quad (8)$$

$$S_d = -\frac{al}{16}$$

Finalement par le biais des formules (4),(5),(6),(7) et (8) nous obtiendront le tableau suivant qui donne les valeurs des aires positives, négatives et totales pour différentes sections.

section	travée (0-1)		travée (1-2)	S totale (m ²)
	Sg ⁺ (m ²)	Sg ⁻ (m ²)	Sd ⁻ (m ²)	
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,05 l	8,25	0,00	-1,25	7,00
0,1 l	15,5	0,00	-2,5	13,00
0,15 l	21,75	0,00	-3,75	18,00
0,2 l	27	0,00	-5	22,00
0,75 l	31,25	0,00	-6,25	25,00
0,3 l	34,5	0,00	-7,5	27,00
0,35 l	36,75	0,00	-8,75	28,00
0,4 l	38	0,00	-10	28,00
0,45 l	38,25	0,00	-11,25	27,00
0,5 l	37,5	0,00	-12,5	25,00
0,55 l	35,75	0,00	-13,75	22,00
0,6 l	33	0,00	-15	18,00
0,65 l	29,25	0,00	-16,25	13,00
0,7 l	24,5	0,00	-17,5	7,00
0,75 l	18,75	0,00	-18,75	0,00
0,8 l	12	0,00	-19,444	-7,444
0,85 l	6,088	-1,838	-21,25	-17,00
0,9 l	2,44	-6,944	-22,5	-27,00
0,95 l	0,55	-14,812	-23,75	-38,00
1,00 l	0,00	-25	-25	-50

CHAPITRE III

METHODE DE GUYON ET MASSONNET

-Introduction

-Flexion longitudinale

-Flexion transversale

-Formules d'interpolation

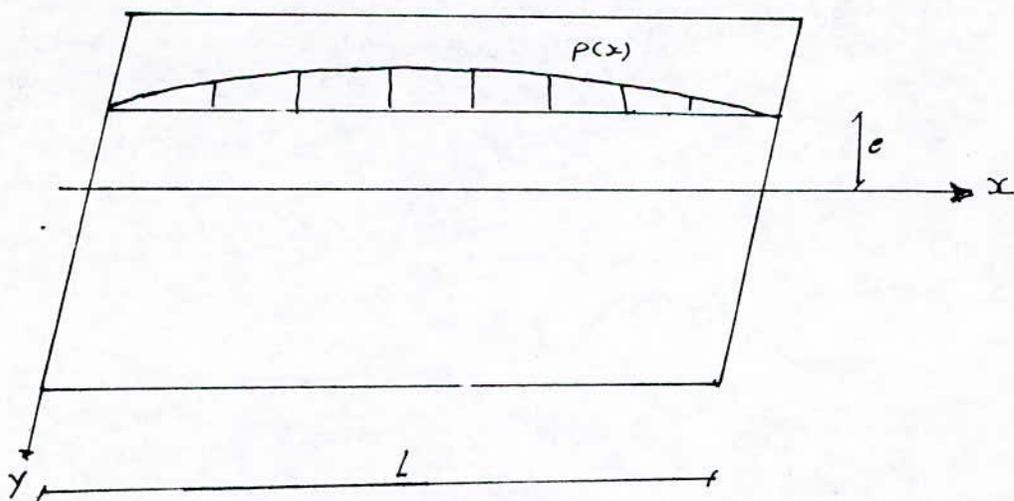
METHODE DE GUYON ET MASSONNET

III-1- Introduction:

La méthode de Guyon et Massonnet est une méthode approximative pour le calcul des dalles anisotropes, qui fut d'abord appliquée dans les cas des plaques minces.

Elle est basée sur deux principes fondamentaux :

- * Substitution à la structure réelle, une dalle orthotrope qui présente les mêmes rigidités moyennes de flexion et de torsion et qui est analysable rigoureusement par le calcul différentiel et ayant les mêmes modules de Young E_x et E_y .
- * Analyse approchée de l'effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette répartition soit la même que si la distribution des charges suivant l'axe de l'ouvrage était sinusoïdale de la forme: $p(x) = p_0 \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)$



"Fig-01"

III-2-Flexion longitudinale:

Considérons la charge linéaire $p(x)$ appliquée parallèlement à l'axe (ox) et d'excentricité e (fig-01), alors la dalle prend une déformée en demi onde d'équation:

$$W(xy) = w(x) \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)$$

Mais si la charge est répartie uniformément sur la largeur $(2b)$ de la dalle (tout en restant sinusoïdale), la déformée sera donc d'équation:

$$W_0(x) = W_0 \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)$$

On définit un coefficient de répartition transversale K comme étant le rapport du déplacement vertical d'un point sous l'effet de la charge linéaire $p(x)$ à celui de $w_0(x)$ du même point :

$$K_y = \frac{w(xy)}{w_0(x)} = \frac{w(y)}{w_0}$$

Ce coefficient dépend :

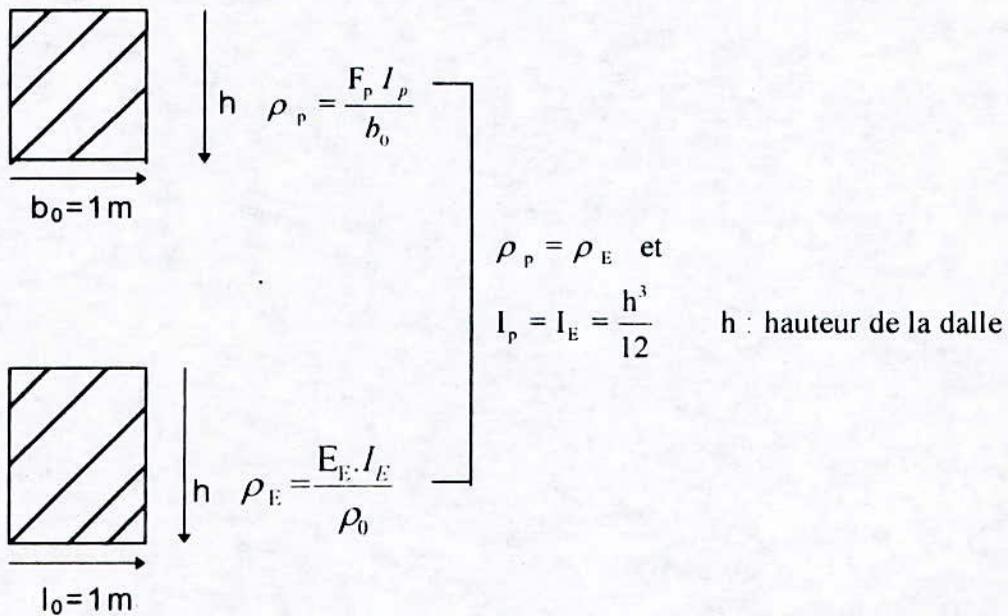
- *du paramètre d'entretoisement ϑ .
- *du paramètre de torsion α .
- *de l'ordonnée Y de la fibre considérée.
- *de l'excentricité (e) de la charge .

où $\vartheta = \frac{b}{l} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$: qui détermine la surface de l'entretoisement

$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}}$: compris entre 0 et 1

tel que :

* ρ_p et ρ_E : rigidités flexionnelles par unité de largeur



d'où: $\theta = \frac{b}{l} = \frac{\text{demi largeur droite}}{\text{longueur biaisée}}$

* γ_p et γ_E : rigidités torsionnelles par unité de largeur :

$$\left. \begin{aligned} \gamma_p &= G \frac{I_p'}{b_0} \\ \gamma_E &= G \frac{I_E'}{l_0} \end{aligned} \right\} I_p' = I_E' = \frac{h^3}{6} = I$$

d'où : $\gamma_p = \gamma_E = GI$

d'où on tire :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \rho_E}} = \frac{2G}{E}$$

comme : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ on aura : $\alpha = \frac{1}{1+\nu}$

Les tables de Massonnet donnent les valeurs de K_0 et K_1 correspondant respectivement à $\alpha = 0$ et $\alpha = 1$

Pour les valeurs intermédiaires de α , des formules d'interpolations seront indiquées ultérieurement.

Ainsi que pour des valeurs intermédiaires de ϑ , on calcule K_0 et K_1 par interpolation linéaire.

Pour calculer K final, on dispose convenablement les charges afin d'obtenir le cas le plus défavorable, après avoir tracé les lignes d'influence de K_u aux différentes fibres, K sera calculé par les formules :

*** cas de charges concentrées**

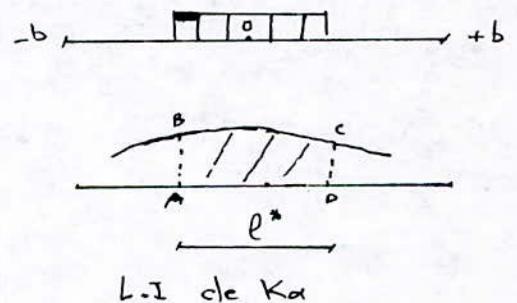
$$K = \frac{\sum_{i=1}^n P_i K_i}{\sum_{i=1}^n P_i}$$

où : K_i : l'ordonnée K au droit de la charge P_i

n : nombre de files de roues

*cas de charge répartie : (fig-02)

$$K = \frac{\text{Aire } ABCD}{l^*}$$



NB : La surface peut être calculée par la méthode de SIMPSON ou des trapèzes .

Pour le calcul des moments longitudinaux, on détermine le moment fléchissant longitudinal par unité de largeur dû à l'application

de la charge linéaire $p(x) = P_0 \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)$ parallèlement à (ox) avec une excentricité e par la formule :

$$M_x = (x, y) = \frac{\pi^2}{l^2} \rho_p W(x, y)$$

et le moment $M_0 = \frac{\pi^2}{l^2} \rho_p W_0(x)$ si la charge étant réparti uniformément sur la largeur $2b$:

d'où :

$$\frac{M_x(x, y)}{M_x(x)} = \frac{W(x, y)}{W_0(x)} = K_y$$

Alors :

$$M_x = (x, y) = K_y \cdot M_0(x)$$

III-3- Flexion transversale:

Pour évaluer les moments transversaux, il faut développer la charge en série de Fourier en gardant seulement les trois premiers termes impairs .

Il est à noter qu'on définit un coefficient μ analogue à K déterminé au paragraphe précédent, il dépend aussi de : α, e, y ainsi que de $(n \theta)$ ($n = 1, 2, 3$)

μ est aussi déterminé des tables de Massonnet donnant μ_0 et μ_1 et des formules d'interpolation qui seront indiquées .

Ainsi μ déterminé, le moment transversal par unité de largeur est donné par :

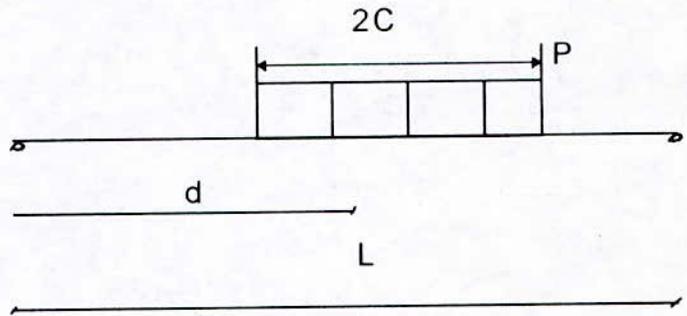
$$M_y(x, y) = b \sum_{n=1}^3 \mu^{(n)} P^{(n)} \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right) \text{ où : } \mu^{(n)} \text{ et } y^{(n)} \text{ représentent le } n^{\text{ème}}$$

terme de développement en série de μ et de la charge q . ($x = 1, 2, 3$).

Calcul de $p^{(n)}$:

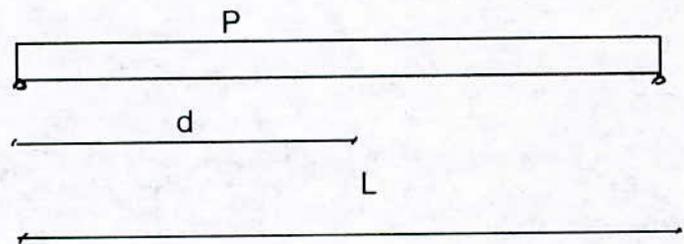
* Cas d'une charge répartie sur $2c$:

$$P^{(x)} = \frac{4P}{n\pi} \sin\left(\frac{n\pi c}{l}\right) \sin\left(\frac{n\pi d}{l}\right)$$



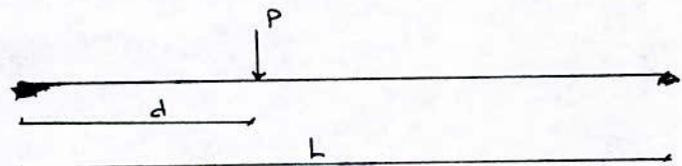
* Cas d'une charge répartie sur l :

$$P^{(n)} = \frac{4P}{n\pi} \sin^2\left(\frac{n\pi}{2}\right) = \begin{cases} 4P / n\pi & \text{si } n \text{ impair} \\ 0 & \text{sinon} \end{cases}$$



* Cas d'une charge concentrée :

$$P^{(n)} = \frac{2P}{l} \sin\left(\frac{n\pi d}{l}\right)$$



III-4- Formules d'interpolation:

Ces formules sont établies par SATTLER, qui donnent les valeurs de K_u et μ_u pour des valeurs intermédiaires de ϑ et α :

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

$$\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^{0,05}$$

* Pour $0,1 < \theta \leq 1$: $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{\left(1 - e^{-\frac{0,005 - \theta}{0,003}}\right)}$

$$\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^{\left(1 - e^{-\frac{0,005 - \theta}{0,003}}\right)}$$

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$$

* Pour $\theta > 1$

$$\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \sqrt{\alpha}$$

CHAPITRE IV

CHARGES ET SURCHARGES

- Charge permanente
- Surcharge de trottoir
- Surcharge A
- Surcharge B
- Surcharge militaire
- Coefficients de majoration dynamique

CHARGES ET SURCHARGES

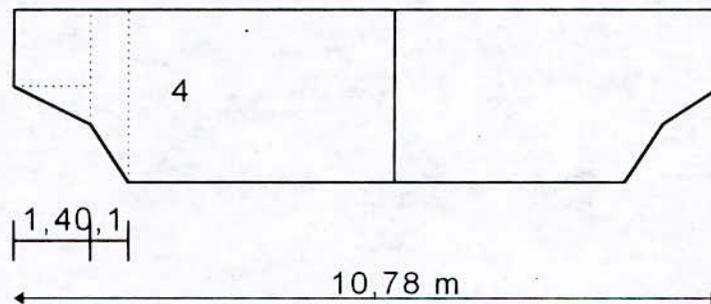
Types de charges et surcharges à considérer

Les charges et surcharges à considérer pour les calculs de dimensionnement et de vérification dans le cas des ponts dalles (routes) sont:

- charge permanente : poids propre de l'ossature + superstructure
- Surcharges de trottoir
- Surcharge A
- Surcharge B: système B_c , B_t et B_r
- Surcharge militaire : Type M_{c120}

IV.1) Charge permanente

Elle inclue le poids propre de l'ossature et la superstructure.



* Poids ossature:

$$S = 2 \sum_{i=1}^4 *s_i = 2 [S_1 + S_2 + S_3 + S_4]$$
$$= 2 \left[14 \left(0,22 + \frac{0,2}{2} \right) + (1 + 0,4) \frac{0,1}{2} + 3,891 \right]$$

$$S = 8,76 \text{ m}^2$$

D'où le poids d'ossature: $\rho \cdot S$ Tel que $\rho = 2,5 \text{ t/m}^3$

Poids d'ossature = 21,9 t/m

* Revêtement et chape : $0,08 \cdot 2,2 \cdot 7,5 = 1,32 \text{ t/m}$

* Poids des trottoirs et corniche : $(0,1 \cdot 1,00 + 0,417) \cdot 0,25 = 1,3 \text{ t/m}$

* Equipement des voies: 0,4 t/m

Le poids total sera donc :

$$g = 24,92 \text{ t/m}$$

IV.2) Surcharge de trottoir: Art 13 du CPC

- Surcharge locale: Considérée uniquement dans le cas de l'étude de la flexion transversale et qui vaut : 450 kg/m^2

- Surcharge générale: considérée uniquement dans le cas de l'étude de la flexion longitudinale et qui vaut : 150 kg/m^2 .

IV.3) Surcharge A

Notre pont a les caractéristiques suivantes:

. La largeur roulable est égale à la largeur chargeable:

$$L_R = L_c = 7,5 \text{ m}$$

. Nombre des voies :

$$N = E \left[\frac{L_R}{3} \right] = 2$$

. Classe du pont : $L_R > 7 \text{ m} \implies$ pont de la 1^{ère} classe

. Largeur d'une voie :

$$l_v = \frac{l_c}{N} = 3,75 \text{ m}$$

La surcharge A est égale à:

$$A = a_1 \cdot a_2 A(l)$$

Tel que:

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{L + 12}$$

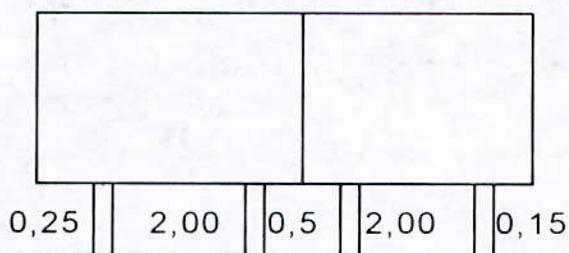
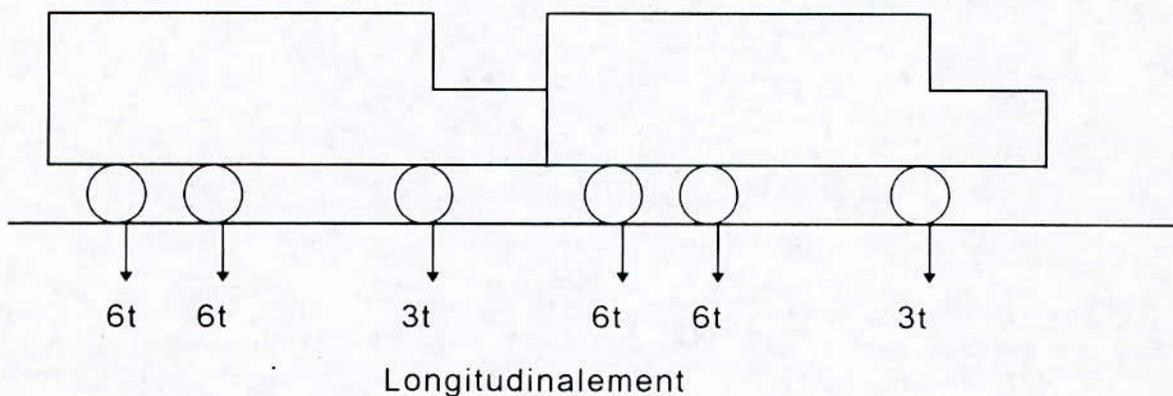
Où : L: Longueur chargée

$$a_1 = 1$$

$$a_2 = l_0 / l_v = 3,5 / 3,75 = 0,93$$

IV.4) Surcharges B (Art 5 du CPC)

IV.4.4) Système B_c



Transversalement

Dans notre cas (2 voies de circulation), on disposera de deux convois et chacun comportant deux camions type B_c:

Les surcharges B_c seront multipliées par un coefficient b_c qui est fonction du nombre des voies chargées et de la classe du pont.

Pour notre cas:

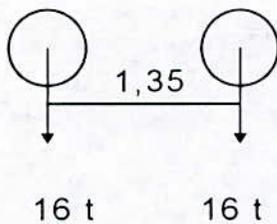
deux voies chargées

$$\implies b_c = 1,1$$

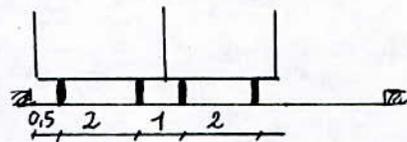
Pont 1^{ère} classe

IV.4.2) Système B_t

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



Longitudinalement



Transversalement

Les surcharges B_t doivent être multipliées par un coefficient b_t

Pont de 1^{ère} classe $\implies b_t = 1$

IV.4.3) Système B_r

Roue isolée de 10 t, placée n'importe où sur la largeur roulable pour avoir l'effet le plus défavorable.



10t

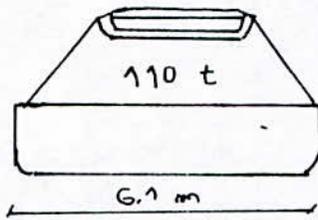
Longitudinalement



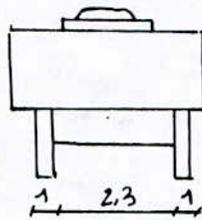
10 t

Transversalement

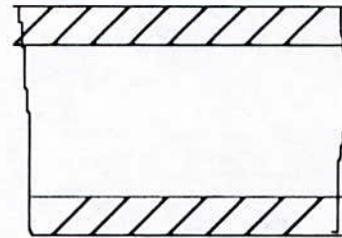
IV.5) Surcharge militaire: M_{c120}



Longitudinalement



transversalement



En plan

Les véhicules de ce système circulent en un seul convoi dans le sens transversal. Dans le sens longitudinal, la distance libre entre deux véhicules doit être au moins égale à 30,5 m.

IV.6) Coefficient de majoration dynamique (Art 5.5 du CPC)

Pour les ponts routes, un coefficient δ appelé coefficient de majoration dynamique est appliqué aux surcharges B et aux charges militaires et a pour expression:

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

L: Longueur de l'élément = 40 m

P: charge permanente = $g \cdot L = 24,92 \cdot 40 = 996,8 \text{ t}$

S: Surcharge maximale

	SYSTEME B			M_{c120}
	B_c	B_t	B_r	
S (t)	4x30x1,1=132t	4x16x1 = 64 t	10 t	220
δ	1,064	1,054	1,046	1,076

CHAPITRE V

MOMENTS LONGITUDINAUX

- Moments sous G
- Moments sous la surcharge de trottoir
- Moments sous A
- Moments sous B_c
- Moments sous M_{c120}
- Détermination des coefficients K_0 , K_1 et K_u
- Courbe enveloppe des moments

MOMENTS LONGITUDINAUX

Dans le cas des ponts dalles à larges encorbellements du type PSI-DP 69, les moments prépondérants sont obtenus sous les surcharges suivantes:

- * Poids propre
- * Surcharge A
- * Surcharge B_c
- * Surcharge militaire M_{c120}
- * Surcharge de trottoir

V.1) Moment sous la charge permanente

Le moment est obtenu en multipliant g par l'aire de la ligne d'influence par chaque section de 0 à L avec un pas d'un mètre. Les résultats sont représentés au tableau (01).

V.2) Moment sous la surcharge du trottoir

On prend en compte la surcharge générale: 150 kg/m².

La largeur des trottoirs : $2,3 + 1 = 3,3$ m

- Moment positif:

- * Sections de 0 - 0,8 l : Charger entièrement la 1^{ère} travée
- * Sections de 0,85 - 0,95 l: Charger la partie correspondante à l'aire positive de la ligne d'influence de la 1^{ère} travée

- Moment négatif

- * Sections de 0 - 0,8 l : Charger entièrement la 2^{ème} travée

* Sections de 0,85 - 0,95 l: Charger entièrement la 2^{ème} travée et la partie correspondante à l'aire négative de la ligne d'influence de la 1^{ère} travée

* Sur appui: Charger les deux travées

Les résultats sont représentés dans le tableau (02).

Section	M ^{min} (t.m)	M ^{max} (t.m)
0,00	0,00	0,00
0,05 L	0,00	174,44
0,1 L	0,00	323,96
0,15 L	0,00	448,56
0,2 L	0,00	548,24
0,25 L	0,00	623
0,3 L	0,00	672,84
0,35 L	0,00	697,76
0,40 L	0,00	697,76
0,45 L	0,00	672,84
0,50 L	0,00	623
0,55 L	0,00	548,24
0,60 L	0,00	448,56
0,65 L	0,00	323,96
0,70 L	0,00	174,44
0,75 L	0,00	0,00
0,80 L	-185,405	0,00
0,85 L	-423,64	0,00
0,90 L	-672,84	0,00
0,95 L	-946,96	0,00
1,00 L	-1246	0,00

Tab (01)

Section	M ^{min} (t.m)	M ^{max} (t.m)
0,00	0,00	0,00
0,05 L	-0,619	4,084
0,1 L	-1,238	7,673
0,15 L	-1,857	10,766
0,2 L	-2,476	13,365
0,25 L	-3,049	15,469
0,3 L	-3,713	17,078
0,35 L	-4,331	18,192
0,40 L	-4,95	18,81
0,45 L	-5,569	18,934
0,50 L	-6,188	18,563
0,55 L	-6,808	17,696
0,60 L	-7,425	16,335
0,65 L	-8,044	14,479
0,70 L	-8,663	12,128
0,75 L	-9,282	9,282
0,80 L	-9,625	5,94
0,85 L	-11,429	3,014
0,90 L	-14,573	1,208
0,95 L	-19,089	0,273
1,00 L	-24,75	0,00

Tab (02)

V.3) Moment sous la surcharge A

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12}$$

$$a_1 = 1$$

$$a_2 = 0,93$$

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

Pour les sections : 0 - 0,8 l

* Moment positif : charger la première travée : $L = 20 \text{ m}$

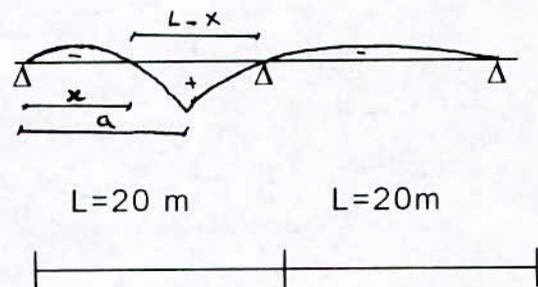
* Moment négatif: charger la deuxième travée

Pour les sections 0,85 - 0,95 l

* **Moment positif**

$$M_s = 0 \Rightarrow x = \sqrt{5 - \frac{4l}{a}} \cdot L$$

Charger le tronçon $(L-x)$



* **Moment négatif:**

Charger le tronçon $(L+x)$

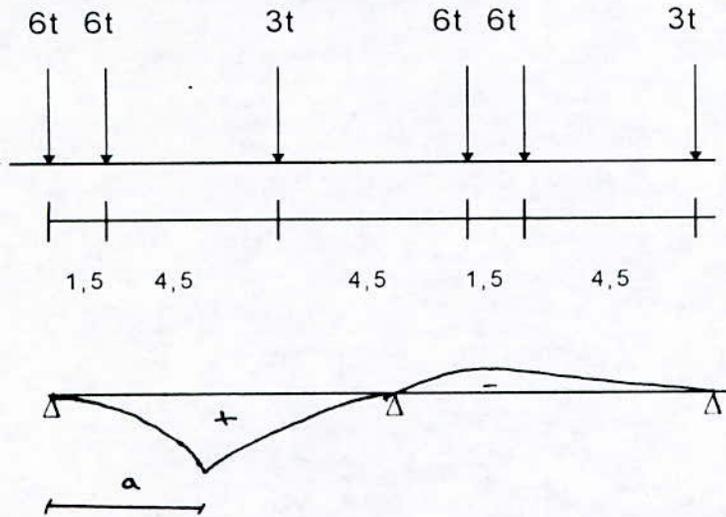
* **En appui:**

Le moment négatif sera obtenu en chargeant les deux travées. Pour les résultats se référer aux tableau (03).

Section	x (m)	l-x (m)	A(L) kg/m ²	A kg/m ²	q=2 A l _v (t/m)	M _{max} (t.m)	l+x (m)	A(L) kg/m ²	A kg/m ²	q=2 A l _v (t/m)	M _{max} (t.m)
0,00	0,00	20	1355	1260,15	9,452	0,00	20	1355	1260,15	9,452	0,00
0,05 L	0,00	20	1355	1260,15	9,452	77,979	20	1355	1260,15	9,452	-11,815
0,1 L	0,00	20	1355	1260,15	9,452	146,506	20	1355	1260,15	9,452	-23,63
0,15 L	0,00	20	1355	1260,15	9,452	205,581	20	1355	1260,15	9,452	-35,445
0,2 L	0,00	20	1355	1260,15	9,452	255,204	20	1355	1260,15	9,452	-47,26
0,25 L	0,00	20	1355	1260,15	9,452	295,375	20	1355	1260,15	9,452	-59,075
0,3 L	0,00	20	1355	1260,15	9,452	326,094	20	1355	1260,15	9,452	-70,89
0,35 L	0,00	20	1355	1260,15	9,452	347,361	20	1355	1260,15	9,452	-82,705
0,40 L	0,00	20	1355	1260,15	9,452	359,176	20	1355	1260,15	9,452	-94,52
0,45 L	0,00	20	1355	1260,15	9,452	361,539	20	1355	1260,15	9,452	-106,335
0,50 L	0,00	20	1355	1260,15	9,452	354,45	20	1355	1260,15	9,452	-118,15
0,55 L	0,00	20	1355	1260,15	9,452	337,909	20	1355	1260,15	9,452	-129,965
0,60 L	0,00	20	1355	1260,15	9,452	311,916	20	1355	1260,15	9,452	-141,78
0,65 L	0,00	20	1355	1260,15	9,452	276,471	20	1355	1260,15	9,452	-153,595
0,70 L	0,00	20	1355	1260,15	9,452	231,574	20	1355	1260,15	9,452	-165,41
0,75 L	0,00	20	1355	1260,15	9,452	177,225	20	1355	1260,15	9,452	-177,225
0,80 L	0,00	20	1355	1260,15	9,452	113,424	20	1355	1260,15	9,452	-183,785
0,85 L	10,8	9,2	1928,11	1793,14	13,45	81,875	30,8	1071,12	996,14	7,471	-172,49
0,90 L	14,8	5,2	2323,03	2160,42	16,203	39,535	34,8	999,23	929,28	6,969	-205,168
0,95 L	17,8	2,2	2765,22	2571,66	19,288	10,608	37,8	952,892	886,789	6,647	-256,242
1,00 L	20	0	2230	3003,9	22,529	00	40	922,31	857,746	6,433	-321,65

TAB (03)

V.4) Moments sous les charges B_c



Ce convoi est assimilé à un ensemble de forces mobiles, les distances entre elles étant constante, on place chaque fois une force au droit de la section considérée et on calcule le moment résultant :

$$M = \sum P_i Y_i;$$

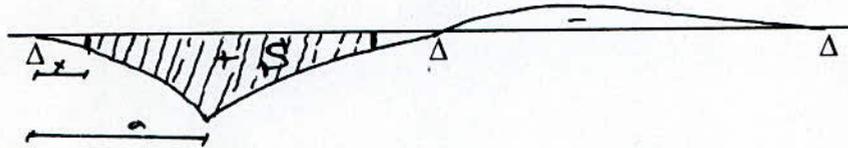
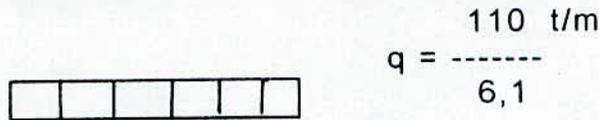
Y_i étant l'ordonnée de la force en la ligne d'influence.

On calcule le moment pour chaque disposition et on prend la valeur maximale.

Pour notre cas, on a utilisé un programme qui nous calcule les valeurs extrêmes des moments.

Les résultats sont représentés au tableau (04) pour une file de roue, ces valeurs sont multipliées par (4) ((4 files = 2 convois))

V.5) Moments dus aux surcharges militaires (M_{c120})



* $0 < \alpha \leq 0,8 \text{ l}$

$$S = l \int_{x/l}^{a/l} \left(\frac{a}{4} \alpha^3 + \alpha(1 - 5a/4) \right) d\alpha + l \int_{a/l}^{x+6,1/a} \left(1 - \frac{5\alpha}{4} + \frac{\alpha^3}{4} \right) a d\alpha$$

D'où :

$$S = \frac{l}{256 \cdot 10^4} \left[24,4 a x^3 + (223,2 a - 64 \cdot 10^3) x^2 + 80107,924 a x + 633344,5841 a - 64 \cdot 10^3 a^2 \right]$$

On aura l'aire S maximale quand:

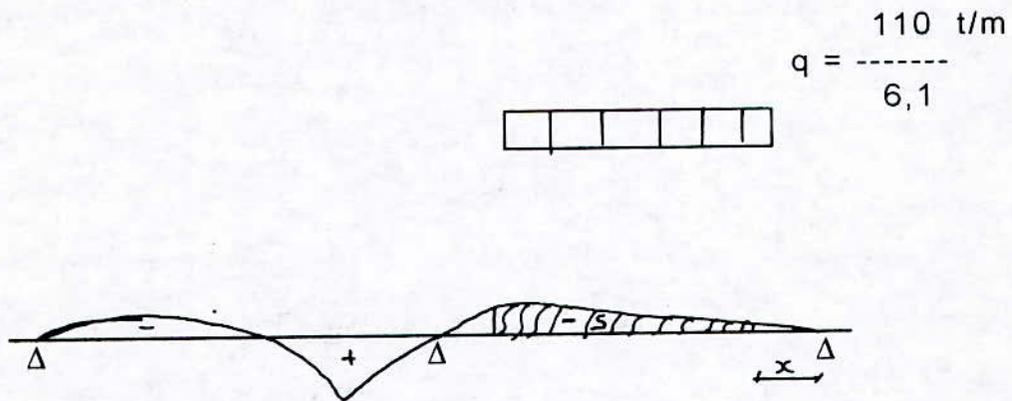
$$dS / dx = 0 \implies 73,2 a x^2 + (446,4 a - 128 \cdot 10^3) x + 80107,924 a = 0$$

$$\Delta = 16384 \cdot 10^6 - 1142784 \cdot 10^2 a - 23256327,19 a^2$$

d'où:

$$x = \frac{128 \cdot 10^3 - 446,4 a - \sqrt{\Delta}}{146,4 a}$$

* $0,80 l < a \leq l$



Il est clair que le moment extrême (négatif) sera en chargeant la portion de travée correspondant à l'aire maximale de la 2^{ème} travée:

$$S = -1 \int_{x/l}^{x+0,1} \alpha (1 - \alpha^2) \frac{a}{4} d\alpha$$

On aura:

$$S = \frac{a \cdot l}{64 \cdot 10^4} \left[6,1 x^3 + 55,815 x^2 - 2213,099 x - 7095,853975 \right]$$

Pour l'aire maximale

$$dS/dx = 0 \implies 18,3 x^2 + 111,63 x - 2213,019 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 417,677 \implies x = 8,36 \text{ m}$$

d'où

$$S_{\max} = -0,02833 a l$$

Les résultats sont donnés au tableau (05)

1 file de roue du système B _c		
Section	M ^{min} (t.m)	M ^{max} (t.m)
0,00	0,00	0,00
0,05 L	0,00	15,921
0,1 L	0,00	28,883
0,15 L	0,00	38,991
0,2 L	0,00	46,406
0,25 L	0,00	52,467
0,3 L	0,00	56,535
0,35 L	0,00	58,233
0,40 L	0,00	57,76
0,45 L	0,00	55,341
0,50 L	0,00	53,016
0,55 L	0,00	52,918
0,60 L	0,00	51,592
0,65 L	0,00	47,760
0,70 L	0,00	41,607
0,75 L	0,00	33,337
0,80 L	-0,721	23,625
0,85 L	-8,972	12,363
0,90 L	-16,822	0,00
0,95 L	-27,581	0,00
1,00 L	-39,99	0,00

TAB 04

Section	M^{\min} (t.m)	M^{\max} (t.m)
0,00	0,00	0,00
0,05 L	0,00	83,74
0,1 L	0,00	156,64
0,15 L	0,00	219,64
0,2 L	0,00	270,14
0,25 L	0,00	311,24
0,3 L	0,00	341,54
035 L	0,00	362,46
0,40 L	0,00	372,92
0,45 L	0,00	374,36
0,50 L	0,00	366,42
0,55 L	0,00	349,8
0,60 L	0,00	324,84
0,65 L	0,00	292,16
0,70 L	0,00	252,46
0,75 L	0,00	205,58
0,80 L	0,00	155,08
0,85 L	-173,7	0,00
0,90 L	-183,92	0,00
0,95 L	-194,14	0,00
1,00 L	-204,34	0,00

TAB 05

V.6) Détermination des coefficients K_0 , K_1 et K_α :

on a:
$$\vartheta = \frac{b}{l} = \frac{10,76}{2 \cdot 20} \rightarrow \boxed{\vartheta = 0,269}$$

$$\alpha = \frac{l}{l + \nu}$$

pour le béton précontraint : $\nu = 0,2$ ----- $\alpha = 0,833$

on doit déterminer tout d'abord K_0 et K_1 . Pour cela on procède par interpolation linéaire pour les valeurs de ces deux coefficients des deux tableaux correspondants à : $\theta = 0,25$ et $\theta = 0,3$

Y		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	K_0	0,9006	0,9824	1,0029	1,0193	1,0263	1,0193	1,0029	0,9824	0,9606
	K_1	0,9756	0,9885	1,0014	1,0125	1,0175	1,0125	1,0014	0,9885	0,9756
b/4	K_0	0,2233	0,4244	0,6251	0,8243	1,0193	1,2059	1,3807	1,5484	1,7142
	K_1	0,9012	0,9276	0,9556	0,9846	1,0125	1,0349	1,0477	1,0548	1,0600
b/2	K_0	-0,5026	-0,1273	0,2484	0,6251	1,0029	1,3807	1,7549	2,1222	2,4867
	K_1	0,8357	0,8729	0,9126	0,9556	1,0014	1,0477	1,0900	1,1242	1,1542
3b/4	K_0	-1,2223	-0,6754	-0,1273	0,4244	0,9824	1,5484	2,1222	2,7002	3,2774
	K_1	0,7775	0,8236	0,8729	0,9276	0,9885	1,0548	1,1242	1,1928	1,2567
b	K_0	-1,9401	-1,2223	-0,5026	0,2333	0,9606	1,7142	2,4867	3,2774	4,0803
	K_1	0,7233	0,7775	0,8357	0,9012	0,9756	1,0600	1,1542	1,2567	1,3643

Pour déterminer K_u , on utilise la formule d'interpolation:

$$K_u = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{1 - e^{\frac{0,065 - \theta}{0,665}}}$$

$$\theta = 0,269 \longrightarrow K_u = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0,265}$$

$$\alpha = 0,833 \longrightarrow K_u = \boxed{0,0472 K_0 + 0,9528 K_1}$$

Le tableau suivant nous donnera les valeurs de K_u

Y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,9749	0,9882	1,0015	1,0128	1,0179	1,0128	1,0015	0,9882	0,9749
b/4	0,8692	0,9038	0,94	0,977	1,0128	1,0429	1,0634	1,0781	1,0909
b/2	0,7725	0,8257	0,8812	0,94	1,0015	1,0634	1,1214	1,1713	1,2171
3b/4	0,6831	0,7528	0,8257	0,9038	0,9882	1,0781	1,1713	1,2639	1,3521
b	0,5976	0,6831	0,7725	0,8692	0,9749	1,0909	1,2171	1,3521	1,4925

Après avoir tracé les lignes d'influence de K_{α} aux différentes fibres, on dispose nos surcharges de façon à avoir le cas le plus défavorable, et en appliquant les formules données au chapitre(III), nous aurons:

Y	0	b/4	b/2	3b/4	b
Surcharges					
G	1	1	1	1	1
A	0,8658	0,9688	0,9769	0,9925	0,9791
Trottoir	0,9872	0,9931	0,8846	1,0288	1,057
B_c	1,011	1,046	1,086	1,115	1,155
M_{c120}	1,012	1,042	1,09	1,12	1,16

- Valeur de K_{moy} aux différentes fibres

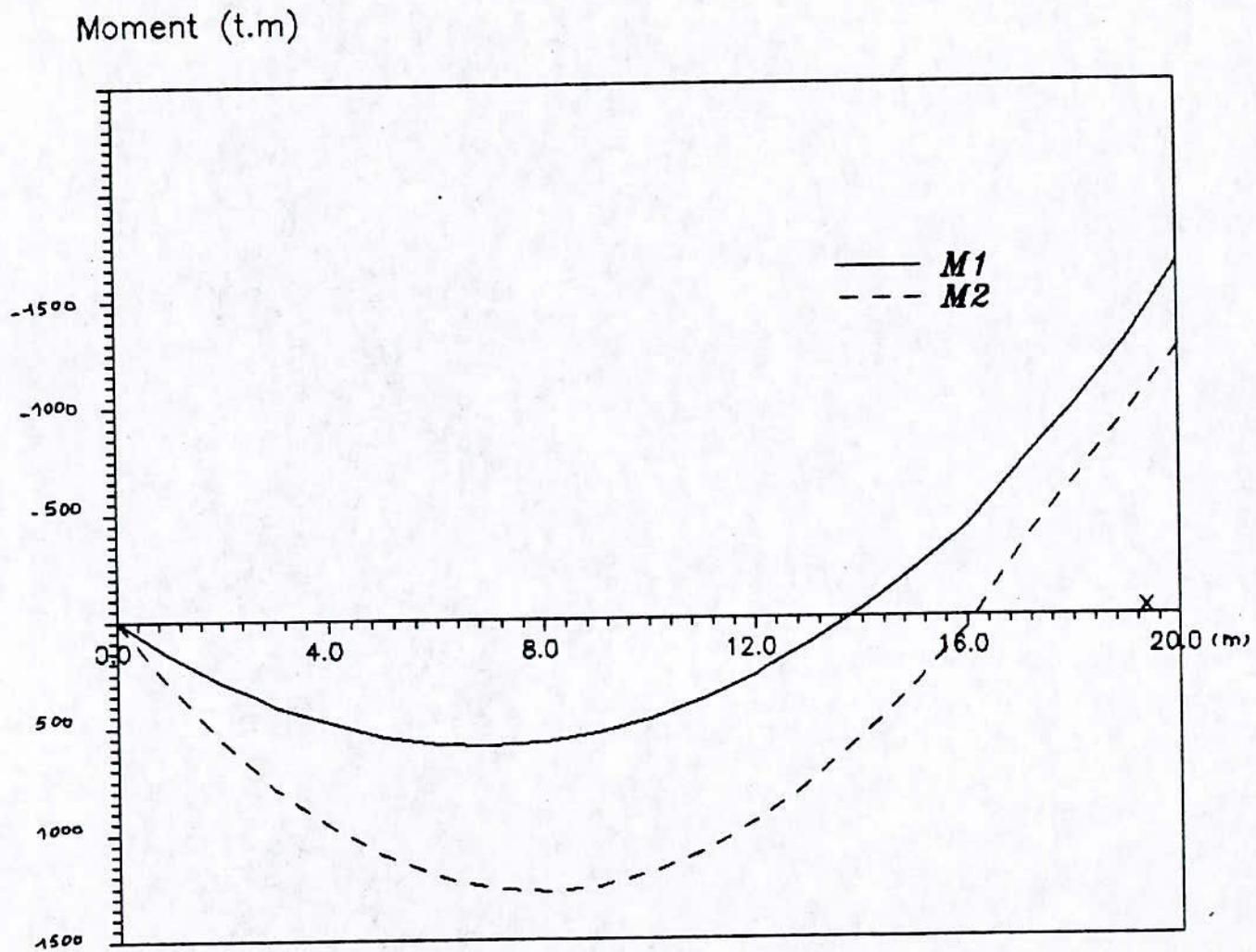
Section	Charge permanente		Surcharge de trottoir		Surcharge A		Surcharge B _c		Surcharge militaire	
	M ^{min} (t.m)	M ^{max} (t.m)	M ^{min} (t.m)	M ^{max} (t.m)	M ^{min} (t.m)	M ^{max} (t.m)	M ^{min} (t.m)	M ^{max} (t.m)	M ^{min} (t.m)	M ^{max} (t.m)
0,05 L	0,00	174,44	-0,6543	4,3172	-11,7264	77,3942	0,00	78,2625	0,00	104,5209
0,1 L	0,00	323,96	-1,3087	8,1112	-23,4528	145,4072	0,00	141,9796	0,00	195,5118
0,15 L	0,00	448,56	-1,9631	11,3807	-35,1792	204,0391	0,00	191,6673	0,00	274,1459
0,2 L	0,00	548,24	-2,6174	14,1281	-46,9056	253,2887	0,00	228,117	0,00	337,1179
0,25 L	0,00	623	-3,2231	16,3523	-58,6319	293,1597	0,00	257,911	0,00	388,4773
0,3 L	0,00	672,84	-3,925	18,0532	-70,3582	323,6483	0,00	277,908	0,00	426,2966
0,35 L	0,00	697,76	-4,5783	19,3076	-82,0847	344,7558	0,00	286,2548	0,00	452,4081
0,40 L	0,00	697,76	-5,2327	19,8841	-93,8111	356,4822	0,00	283,9297	0,00	465,4638
0,45 L	0,00	672,84	-5,887	20,0151	-105,5375	358,8275	0,00	272,0386	0,00	467,2612
0,50 L	0,00	623	-6,5413	19,6229	-117,2639	351,8413	0,00	260,6097	0,00	457,3508
0,55 L	0,00	548,24	-7,1967	18,7064	-128,99	335,3747	0,00	260,1279	0,00	436,6064
0,60 L	0,00	448,56	-7,8489	17,2678	-140,7167	309,5766	0,00	253,6098	0,00	405,4523
0,65 L	0,00	323,96	-8,5033	15,3058	-152,443	274,3975	0,00	234,7729	0,00	364,6624
0,70 L	0,00	174,44	-9,1577	12,8205	-164,1694	229,8372	0,00	204,5267	0,00	315,1105

Section	Charge permanente		Surcharge de trottoir		Surcharge A		Surcharge B _c		Surcharge militaire	
	M ^{min} (t.m)	M ^{max} (t.m)	M ^{min} (t.m)	M ^{max} (t.m)	M ^{min} (t.m)	M ^{max} (t.m)	M ^{min} (t.m)	M ^{max} (t.m)	M ^{min} (t.m)	M ^{max} (t.m)
0,75 L	0,00	0,00	-9,812	9,812	-175,8958	175,8958	0,00	163,874	0,00	256,5967
0,80 L	-185,405	0,00	-10,1746	6,2792	-182,4066	112,5733	-2,884	116,1329	0,00	193,5647
0,85 L	-423,64	0,00	-12,0816	3,1861	-171,1962	81,2610	-44,1035	60,7726	-216,805	0,00
0,90 L	-672,84	0,00	-15,4051	1,2769	-203,6292	39,2385	-82,6916	0,00	-229,5616	0,00
0,95 L	-946,96	0,00	-20,1791	0,2886	-254,321	10,5284	-135,5794	0,00	-242,3178	0,00
1,00 L	-1246	0,00	-16,1632	0,00	-319,2377	00	-196,578	0,00	-255,049	0,00

Moment longitudinaux avec prise en compte de δ et K.

D'où on peut tracer la courbe enveloppe des moments maximum et minimum. Les résultats finaux des moments longitudinaux sont représentés dans le tableau suivant.

Section	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)
0,00	0,00	0,00
0,05 L	159,88	305,024
0,1 L	294,246	568,308
0,15 L	403,989	791,735
0,2 L	480,812	969,735 ,
0,25 L	548,774	1108,956
0,3 L	583,708	1206,059
0,35 L	593,764	1263,819
0,40 L	578,907	1280,177
0,45 L	539,131	1257,572
0,50 L	474,434	1195,368
0,55 L	384,816	1094,615
0,60 L	270,281	955,824
0,65 L	130,824	779,922
0,70 L	-33,553	567,957
0,75 L	-222,849	319,690
0,80 L	-416,502	54,408
0,85 L	-698,304	-322,303
0,90 L	-966,8	-624,222
0,95 L	-1276,359	-933,979
1,00 L	-1648,48	-1246



Courbe enveloppe du moment

CHAPITRE VI

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

- Caractéristiques des matériaux
- Principe et rappels
- Détermination de la précontrainte et son excentricité
- Evaluation des pertes instantanées
- Evaluation des pertes différées

VI.1) Caractéristiques des matériaux utilisés

A- Béton:

A.1- Résistance nominale

- à la compression $\sigma_n = \sigma_{28} = 3000 \text{ t/m}^2$
- à la traction $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 70 + 0,06\sigma_{28} = 250 \text{ t/m}^2$

A.2- Contraintes admissibles

- * à la mise en tension : $\sigma_j = 2800 \text{ t/m}^2$
- compression $\sigma_b = 0,55 \sigma_j = 1540 \text{ t/m}^2$
- traction $\sigma'_b = 0$

* En service à 90j:

$$\sigma_b = 0,42 \sigma_{28} = 1260 \text{ t/m}^2$$
$$\sigma'_b = 0$$

* à la rupture

$$\sigma_b = 0,8 \sigma_{28} = 2400 \text{ t/m}^2$$
$$\sigma'_b = 0,8 \sigma'_{28} = 200 \text{ t/m}^2$$

A.3- Déformation instantanée du béton

* A la mise en précontrainte $Ei = 21\,000 \cdot 280 \sqrt{\quad}$
 $= 3,51 \cdot 10^5 \text{ bars}$

* En service $Ei = 21\,000 \sqrt{300}$
 $= 3,64 \cdot 10^5 \text{ bars}$

A.4- Déformation différée du béton

- Fluage: Le module de déformation différée est pris égale à $Ei/3$
- Retrait: $\Delta L/L = 3 \times 10^{-4}$

B) Armatures de la précontrainte

Les câbles utilisés ont les caractéristiques suivantes

- Module d'élasticité	$E_a = 1,9 \times 10^7 \text{ t/m}^2$
- Force de rupture garantie	$F_{prg} = 2,974 \text{ MN}$
- Force utile par câble 0,8 F_{prg}	$F_{uc} = 2,3792 \text{ MN}$
- Section utile d'un câble	$W = 1680 \text{ mm}^2$
- Diamètre intérieur de la gaine	$\varnothing_i = 80 \text{ mm}$
- Diamètre extérieur	$\varnothing_e = 88 \text{ mm}$
- Coefficient de frottement en courbe	$f = 0,18$
- Coefficient de frottement linéaire	$\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$
- Recul d'ancrage	$\Delta C = 0,009 \text{ m}$
- Rayon de courbure minimum	$R_{min} = 8 \text{ m}$
- Relaxation à 1000 h	$\rho_{1000} = 0,03$
- Relaxation à l'infinie	$\rho_{\infty} = 0,07$

C) Caractéristiques géométriques de la section

- Moment d'inertie de la section	$I = 0,8978 \text{ m}^4$
- Section transversale de la section	$S = 8,76 \text{ m}^2$
- Hauteur de la section	$h = 1 \text{ m}$
- Largeur supérieure de la nervure	$b_o = 10,78 \text{ m}$
- Largeur équivalente S/h	$d_m = 8,76 \text{ m}$
- Ordonnée de la fibre supérieure de la section rapportée à l'axe neutre	$V_s = 0,465 \text{ m}$
- Ordonnée de la fibre inférieure de la section rapportée à l'axe neutre	$V_i = -0,535 \text{ m}$
- Rendement géométrique de la section	$\rho = \frac{I}{S \cdot V_s \cdot V_i} = 0,412$
- Demi-largeur de la dalle équivalente	$b = 10,76 / 2$

Paramètres essentiels utilisés:

e_1 : Limite supérieure du fuseau de passage

e_2 : Limite inférieure du fuseau de passage

C_s : Limite supérieure du noyau central

C_i : Limite inférieure du noyau central

f : Force de la précontrainte

$M_{\max} = M_2$: Moment de sollicitation maximum

$M_{\min} = M_1$: Moment de sollicitation minimum

M_p : Moment global de précontrainte

M_h : Moment hyperstatique de précontrainte

VI.2- Principe et rappels

VI.2.1- Principe

« Précontraindre une construction, c'est la soumettre avant application des charges, à des forces additionnelles déterminant des contraintes^{telles} que leur composition avec celles provenant des charges donne en tout points, des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération »

Eugène FREYSSINET

Autrement dit, en béton précontraint, on applique en général ce principe de manière que le béton reste toujours comprimé ou ne subisse tout au moins que des contraintes de traction faible est jugée alors admissible. (ds une action nous disposons de deux paramètres: l'intensité de précontrainte)

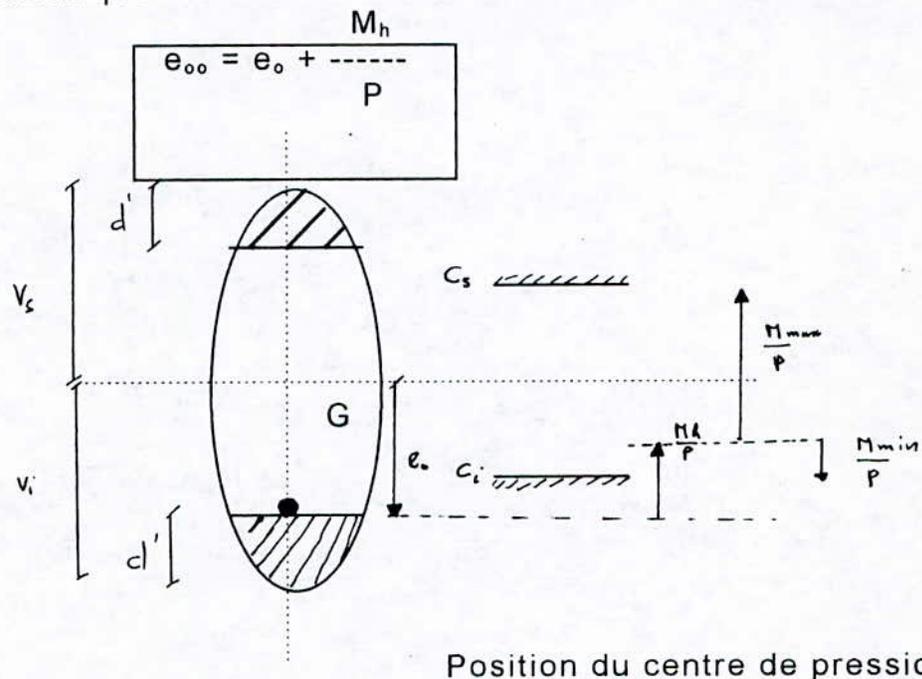
Pour exercer une précontrainte V_P et son excentricité e , il faudra s'efforcer d'établir une sorte d'équilibre entre d'une part, les moments dus au poids propre et aux surcharges, d'autre part, le moment de précontrainte.

VI.2.2- Etude du fuseau limite

Le fuseau de passage est le lieu de toutes les positions permises de la ligne de précontrainte.

On rappelle que la ligne de précontrainte est déterminée comme étant le point de passage de la résultante due à la précontrainte seule, isostatique et hyperstatique.

Son ordonnée e_{00} est donc déduite de celle du câble e_0 par déplacement vertical M_h / p vers le haut si M_h est positif. La valeur du moment hyperstatique étant à déterminer en fonction du tracé du câble.



Les relations d'équilibre limites correspondant aux cas où la contrainte minimum est égale à la contrainte admissible min se déduisant de la figure:

$$\left[\begin{array}{l} e_0 + \frac{M_h}{P} + \frac{M_{\max}}{P} = C_s \\ e_0 + \frac{M_h}{P} + \frac{M_{\min}}{P} = -C_i \end{array} \right.$$

Avec

$$e_{00} = e_0 + \frac{M_h}{P} \quad \text{if vient}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{00} = C_s - \frac{M_{\max}}{P} \\ e_{00} = -C_i - \frac{M_{\min}}{P} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Posons } e_1 = C_s - \frac{M_{\max}}{P} \\ e_2 = -C_i - \frac{M_{\min}}{P} \end{array}$$

- Mais en sur-critique on a:

$$e_1 = C - \frac{M_{\max}}{P}$$

$$e_2 = -(V' - d')$$

VI.3) Détermination de la précontrainte et de son excentricité

VI.3.1- Rappels

Centre de pression

On appelle centre de pression le point de passage de la résultante de compression du béton. Cette résultante qui équilibre les efforts extérieurs est égale à la valeur de la précontrainte P.

$$C = \rho V = \rho V_s$$

$$C' = \rho V' = \rho V_i$$

$$\rho = \frac{I}{S V V'}$$

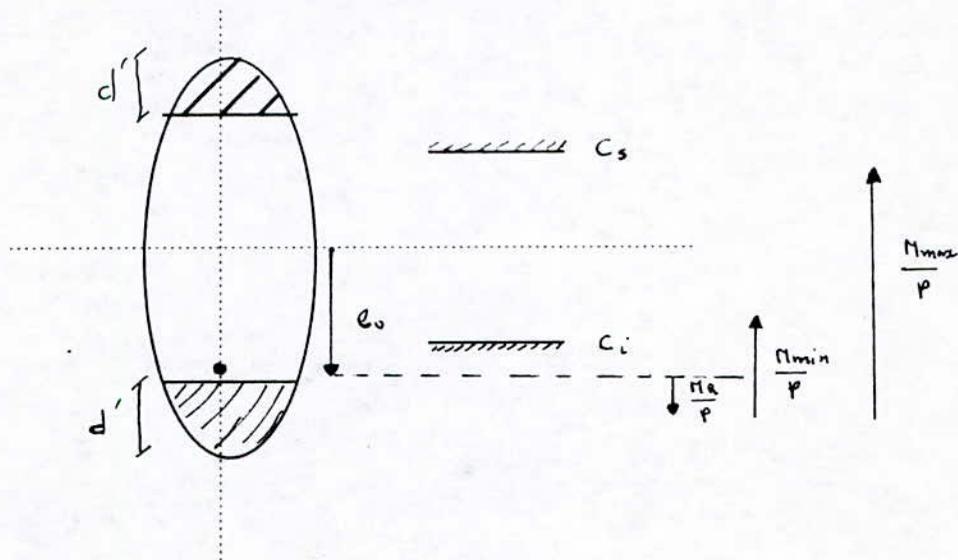
C et C' les limites ^{noyau} du rayon central

Le centre de pression situé en C pour une contrainte inférieure nulle

Le centre de pression situé en C' pour une contrainte supérieure nulle

Représentation graphique de l'action des moments extérieurs

M_{\max} , M_{\min} et du moment hyperstatique M_h



Il faut toujours vérifier que:

$$e_0 + \frac{M_h}{P} + \frac{M_{\min}}{P} > -C'$$

et

$$e_0 + \frac{M_h}{P} + \frac{M_{\max}}{P} < C$$

Pour que la contrainte reste positive

Section sous-critique

La précontrainte sera obtenue lorsque les inégalités (1, 2) deviennent des égalités.

$$\frac{M_{\max}}{P} - \frac{M_{\min}}{P} \leq C + C' = \rho h$$

$$\implies P \geq \frac{\Delta M}{\rho h}$$

et l'excentricité e_0 sera :

$$-C' - \frac{M_{\min} + M_h}{P} \leq e_0 \leq C - \frac{M_{\min} + M_h}{P}$$

Section sur-critique

Si l'excentricité ainsi calculée est telle que le câble n'a plus l'enrobage minimum, la section est dite sur-critique, l'excentricité vaut alors $e_0 = -(V' - d')$ et la précontrainte vaut:

$$P = \frac{M_{\max} + M_h}{\rho V + V' - d'}$$

Dans la pratique, on calcule les deux précontraintes sous-critique et sur-critique et on retiendra la valeur maximum.

- * Avant de déterminer les forces P_1 et P_2 , nous devons d'abord vérifier que la hauteur de la dalle imposée n'est pas inférieure à la hauteur minimum.

La section critique est située à O, ψP les moments sont:

$$M_1 = 1280,5 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 578,91 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = 701,1 \text{ t.m}$$

Le min est donné par la formule suivante:

$$h_{\min} = \left(\frac{2 \Delta M}{\rho d_m (\sigma_b - \sigma')} \right)^{1/2}$$

$$\Delta M = 701,1 \text{ t.m}$$

$$\sigma_b = 1260 \text{ t/m}^2$$

$$\rho = 0,412$$

$$\sigma' = 0$$

$$d_m = 8,76 \text{ m}$$

$$\implies h_{\min} = 0,55 \text{ m}$$

Pour notre cas on a: $h = 1 \text{ m}$ est largement satisfaite

Les forces P1 et P2

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho h} = 1702,2 \text{ t}$$

$$P_2 = \frac{M_{\max} + M_h}{\rho V + V' - d'}$$

On suppose que $M_h = 0$, car on va travailler avec le câble concordant.

$$\rho = 0,412$$

$$V = 0,465$$

$$V'_s = 0,535$$

$$d' = 0,05$$

$$P_2 = 2436,52 \text{ t}$$

Donc on a : $P_2 > P_1$

Nous sommes dans le cas sur-critique.

Le nombre de câbles nécessaire est:

$$N = \frac{P_2}{0,75 \times W \times T_G}$$

On a : de 12T15 : $T_G \times W = 2,379 \text{ M.N}$

$$\Rightarrow N = 13,65$$

Alors on prend 14 câbles

Donc $P = 14 \times 2,379 = 33,306 \text{ MN}$

VI.3.2- Recherche d'un câble concordant

Le tracé du câble va engendrer, sous l'action des efforts radiaux exercés sur le béton, une déformation de la poutre sous la seule précontrainte qui entraîne l'apparition de réaction hyperstatique

sur l'appui intermédiaire et des moments hyperstatiques $M_h(x)$. Or, au stade actuel de l'étude, le tracé du câble est inconnu, seul le fuseau de passage de la ligne de précontrainte $e_{00}(x)$ est connu et l'on a la relation:

$$e_{00}(x) = e_0(x) + \frac{M_h(x)}{P}$$

On figure toujours l'inconnue $M_h(x)$

Un moyen de résoudre facilement ce problème consiste à chercher un tracé de câble qui entraîne un moment hyperstatique nul quelque soit (x) . Dans ce cas, l'équation ci-dessus indique que le câble est confondu avec la ligne de précontrainte. On a donc trouvé un fuseau pour le câble si à l'intérieur de ce fuseau (e_1, e_2) , on peut tracer un câble qui reste à l'intérieur de la section on a résolu le problème.

D'après l'équation des trois moments, on a:

$$-\int_0^{l_1} \frac{x}{P} p e_0(x) \frac{dx}{EI} - \int_0^{l_2} \left(1 - \frac{x}{P}\right) p e_0(x) \frac{dx}{EI} = -W_g + W_d \quad 3-2-1$$

$$-W_g + W_d = \frac{4 l M_h}{6 EI} \quad \text{deux travées identiques}$$

$$\text{Soit } J(e_0) = \int_0^l \frac{x}{P} p e_0(x) dx$$

$$\text{Par symétrie on a : } 4 l M_h = -12 J(e_0)$$

d'où le moment hyperstatique sur l'appui intermédiaire:

$$M_h = \frac{3 J(e_0)}{l}$$

Or, si M_h est nul, on a vue que $e_{00}(x) = e_0(x)$

Alors l'équation (2.3.1) est vérifiée si:

$$J(e_0) = J(e_{00}) = 0$$

Comme la ligne de précontrainte $e_{00}(x)$ doit être intérieure au fuseau de passage $[e_1(x), e_2(x)]$, on peut toujours définir une ligne de précontrainte et donc un câble (car $e_{00}(x) = e_0(x)$) qui partage le fuseau dans un rapport constant λ tel que:

$$e_0(x) = e_1(x) + \lambda [e_2(x) - e_1(x)]$$

qui devient:

$$\lambda = \frac{-J(e_1)}{J(e_2) - J(e_1)}$$

On a λ est compris entre 0 et 1, car $J(e_1)$ et $J(e_2)$ sont de signe contraire, on a trouvé un tracé de câble possible il faut vérifier qu'il reste à l'intérieur du béton.

Application à la poutre étudiée

Le problème consiste alors: calculer les intégrales $J(e_1)$ et $J(e_2)$ pour la première travée.

On utilisera la méthode d'intégration parabolique (dite méthode Simpson) qui s'écrit:

$$\int_a^b y \, dx = \frac{b-a}{3n} [y_0 + 4y_1 + 2y_2 + 4y_3 + \dots + 4y_{n-1} + y_n]$$

Pour une intégration sur n tronçons.

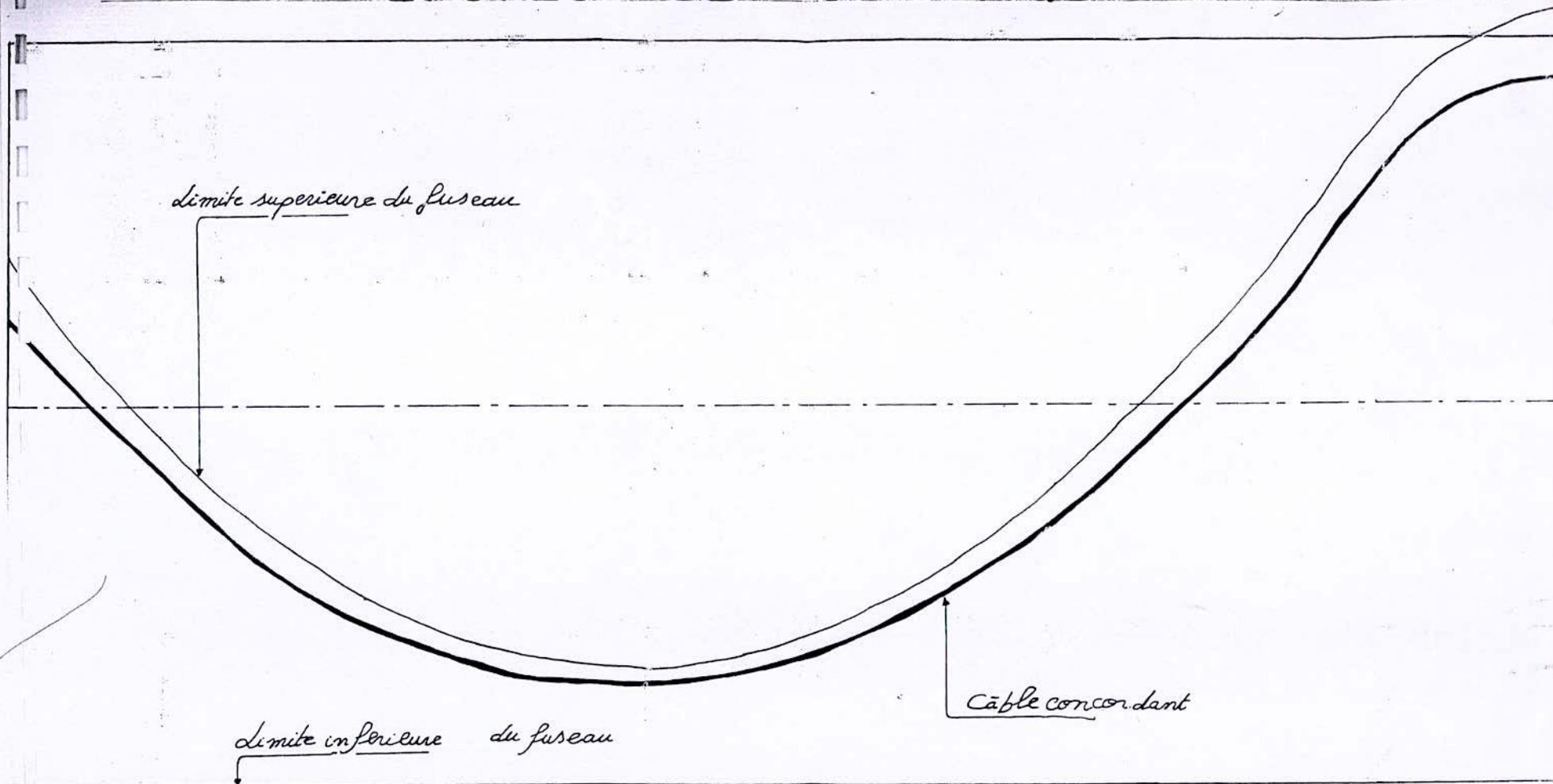
Ainsi avec $n = 20$, $b - a = l = 20$ m

$$y = \frac{x}{l} \quad P e_k(x)$$

Recherche du câble concordant

k	x / l	e ₁ (cm)	e ₂ (cm)	k e ₁ x/l	k e ₂ x/l	e ₂ -e ₁	e _{oo} (cm)
1	0,00	19,15	-48,5	0	0	-67,65	11,57
4	0,05	6,63	-48,5	1,326	-9,7	-55,13	0,45
2	0,10	-4,17	-48,5	-0,834	-9,7	-44,33	-9,13
4	0,15	-13,35	-48,5	-8,1	-29,1	-35,15	-17,29
2	0,20	-20,65	-48,5	-8,26	-19,4	-27,85	-23,77
4	0,25	-26,36	-48,5	-26,36	-48,5	-22,14	-28,84
2	0,30	-30,35	-48,5	-18,21	-29,1	-18,15	-32,38
4	0,35	-32,72	-48,5	-45,8	-67,9	-15,78	-34,49
2	0,40	-33,39	-48,5	-26,71	-38,8	-15,11	-35,08
4	0,45	-32,46	-48,5	-58,43	-87,3	-16,04	-34,25
2	0,50	-29,91	-48,5	-29,91	-48,5	-18,59	-32
4	0,55	-25,77	-48,5	-56,69	-106,7	-22,73	-28,32
2	0,60	-20,08	-48,5	-24,09	-58,2	-28,42	-23,26
4	0,65	-12,86	-48,5	-33,436	-126,1	-35,64	-16,85
2	0,70	-4,16	-48,5	-5,824	-67,9	-44,34	-9,13
4	0,75	6,03	-48,5	18,09	-145,5	-54,53	-0,07
2	0,80	16,91	-48,5	27,056	-77,6	-64,41	9,58
4	0,85	32,38	-48,5	109,956	-164,9	-80,88	23,32
2	0,90	44,77	-48,5	80,581	-87,3	-93,27	34,32
4	0,95	46,5	-48,5	218,424	-184,3	-105,98	35,86
1	1,00	46,5	-48,5	70,29	-48,5	-118,79	35,86
J(e) E l				183,282 P	-1455 P		

EPURES DE CABLAGE



Ech: $\begin{matrix} 0.1\text{ m} \\ \downarrow \\ \swarrow 1/4\text{ m} \end{matrix}$

$$J(e_1) = 183,282 P$$

$$J(e_2) = -14,55 P$$

$$\lambda = 0,112 = \frac{-J(e_1)}{J(e_2) - J(e_1)}$$

$$J(e) = \frac{b - a}{3n} (\sum k_i y_i) \quad y_i = (x/p) P \cdot e(x)$$

$$e_o = e_1(x) + \lambda [e_2(x) - e_1(x)]$$

Pertes instantanées

a) Pertes par frottement

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur la gaine métallique, ou plastique. La mise en tension de l'armature implique un allongement de celle-ci, c'est à dire un mouvement relatif de l'armature par rapport à sa gaine, ce déplacement est gêné par la courbure du câble s'il n'est pas rectiligne, il en est de même en ligne droite, la gaine ni le câble ne sont rigoureusement rectilignes, on admet en général une variation parasite de l'ordre de 0,5 à 0,75° d'angle équivalent par mètre de câble.

* Câble courbe

la variation de tension entre deux points d'inflexion est:

$$\Delta F = F_o \cdot f \cdot \alpha$$

F_o : la tension du premier point d'inflexion

f: coefficient de frottement

α: Déviation angulaire entre deux points

* Frottement en ligne droite

Les ondulations parasites du câble correspondent à un angle équivalent par unité de longueur.

On définit un coefficient de frottement par mètre linéaire φ

Alors la formule générale des pertes de tension par mètre est donnée par:

$$\Delta F = F - F_0 = F_0 (f \alpha + \varphi x)$$

b) Pertes par recul d'ancrage

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrage lors de la détension du vérin et du blocage des clavettes.

Ce mouvement qui a lieu en sens inverse de celui qui a été créé par la mise en tension, provoque un frottement de signe opposé au précédent. Dans le diagramme contrainte-abscisse, la droite représentative de la contrainte est de pente opposée à celle qui représente le frottement.

En raisonnant sur un diagramme basé sur l'équation $\sigma = \sigma_0 [1 - f \alpha - \varphi x]$, la tension sous vérin vaut σ_0 , et après blocage des clavettes et glissement à l'ancrage σ_2 , le glissement à l'ancrage (g en mètre) se répercute jusqu'à l'abscisse λ de tension σ_3 .

La symétrie des pentes entraîne:

$$\sigma_0 - \sigma_2 = 2 (\sigma_0 - \sigma_3) = 2 q \lambda \sigma_0$$

q : désigne ma valeur de $(f \alpha + \varphi x)$

à l'abscisse x on a:

$$\Delta \sigma = (\sigma_0 - \sigma_2) \frac{\lambda - x}{\lambda}$$

$$\Delta\sigma = 2 q \sigma_0 (\lambda - x)$$

Un élément de câble de longueur dx subit un raccourcissement dû à $\Delta\sigma$ égale à $dx \Delta\sigma/E_p$, le glissement g représente l'intégrale de ces raccourcissements soit:

$$g = - \int_0^\lambda \frac{\Delta\sigma}{E_p} dx = - \int_0^\lambda \frac{\Delta\sigma_0}{E_p} q (\alpha - x) dx$$

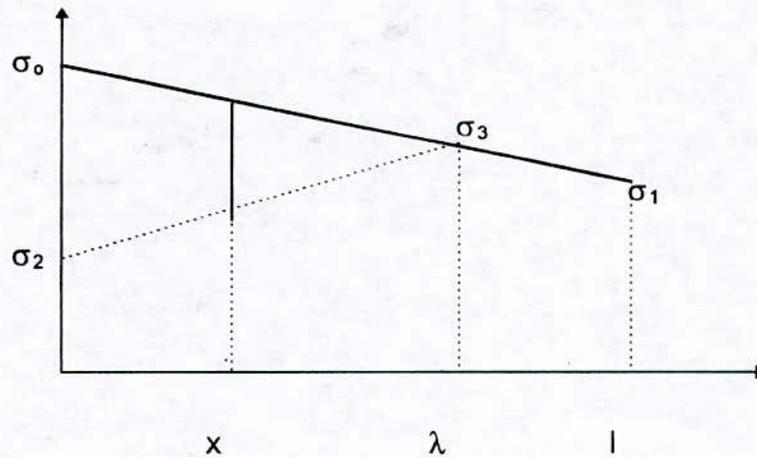
$$g = \frac{\sigma_0 q \lambda^2}{E_p} \Rightarrow \lambda = \sqrt{\frac{g E_p}{\sigma_0 q}}$$

avec

$$q = (f \alpha + \varphi x)$$

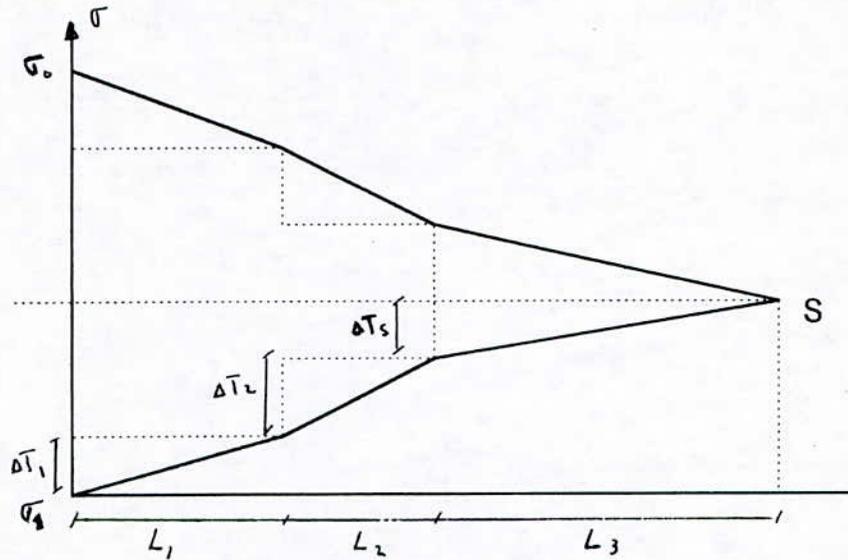
$\sigma_0 q$: La pente de la droite $\sigma_0 \sigma_3$

$g E_p$: l'aire du triangle $\sigma_0 \sigma_2 \sigma_3$



Cas général

En général, la pente du frottement n'est pas constante, elle varie en fonction de l'abscisse x .



Soit S_n , la somme des aires de part et d'autre de l'axe amené par S

$$S_n = \Delta T_1 L_1 + \Delta T_2 L_2 + \dots + \Delta T_s L_s$$

$$+ 2 L_1 [\Delta T_2 + \Delta T_3 + \dots + \Delta T_n] + 2 L_2 [\Delta T_3 + \Delta T_4 + \dots + \Delta T_n]$$

$$+ \dots + 2 L_i [\Delta T_{i+1} + \Delta T_{i+2} + \dots + \Delta T_n] + 2 L_{n-1} [\Delta T_n]$$

On cherche S de telle sorte à avoir $S_s = g E_p$

$$S_{n-1} < S_s = g E_p < S_n$$

Le problème est donc de déterminer la longueur L_s , alors de l'équation

$$S_s = g E_r$$

Avec
$$\frac{\Delta T_s}{L_s} = \frac{\Delta T_n}{L_n}$$

On peut déterminer la valeur de L_s

c) Non simultanément de mise en tension (raccourcissement élastique)

Supposons qu'une poutre soit armée avec plusieurs câbles de précontrainte, la mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble par câble, la mise en tension du deuxième câble va entraîner

un raccourcissement de la poutre et du premier câble, de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et les deux premiers câbles et ainsi de suite dans le cas de n câbles identiques au i ème câble, le raccourcissement total des câbles est:

$$\frac{n - 1}{2} n \Delta L$$

alors le raccourcissement moyen est donc:

$$\frac{n - 1}{2} \Delta L$$

Il se traduit par une perte de tension $\Delta\sigma_{pi}$ en moyenne par câble on est dans le domaine élastique dont:

$$\frac{\Delta\sigma_{pi}}{E_p} = \frac{n - 1}{2} \Delta L$$

La perte moyenne par câble est donc:

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = E_p \frac{n - 1}{2n} \frac{\sigma_b(x)}{E_{bi}}$$

A titre de simplification

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = E_p \frac{1}{2} \frac{\sigma_b(x)}{E_{bi}}$$

Les pertes différées

a) Perte due au retrait

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton, et à des réactions chimiques, ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

La valeur de la perte de précontrainte due au retrait vaut:

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r E_r$$

$$\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$$

$$E_r = 1,9 \times 10^7$$

b) Perte due au fluage

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps à effort constant.

Une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané ε_i à la mise en charge; on constate que la déformation totale augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée.

Le raccourcissement instantané vaut: $\varepsilon_i = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bi}}$

Le raccourcissement final vaut : $3 \varepsilon_i$

La part due au fluage vaut donc :

$$2 \varepsilon_i = \frac{2 \sigma_{bc}}{E_{bi}}$$

Alors le raccourcissement des aciers de précontrainte ε_{fl} qui entraîne une perte de précontrainte.

$$\Delta\sigma_{fl} = 2 \sigma_{bc} \frac{E_p}{E_{bi}}$$

c) Relaxation des armatures

La relaxation est définie comme la perte relative de tension sous longueur constante que subit au cours du temps d'une armature non toronnée, elle s'évalue par la plus élevée des deux valeurs suivantes:

$$* 11 \sigma_p (\sigma_{pi}/R_G - 0,55) * f_{120}$$

$$* 8 \sigma_p (\sigma_{pi}/R_G - 0,55) * f_{1000}$$

f_{120} , f_{1000} représentent respectivement les valeurs de la relaxation maximale de l'acier utilisé garantie à 120 heures et à 1000 heures à la température de 20°C pour une tension initiale de 0,8 R_G .

σ_{pi} : étant la tension initiale du point considéré après déduction des pertes dues au frottement et au raccourcissement élastique.

La valeur donnée par la relaxation précédente est majorée à 20 % pour les aciers toronnés.

VI.4- Evaluation des pertes

1) Pertes instantanée

a) Par frottement

Rappelons que les pertes par frottement sont données par la relation suivante:

$$\Delta\sigma_i = \sigma_o [f \cdot \alpha_i + \varphi x_i]$$

Avec $\sigma_o = T_G = 141,607 \times 10^3 \text{ t/m}^2$

$$f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$$

$$\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$$

D'après le tracé du câble concordant, on a :

$$\theta_1 = 0,0996 \text{ rad} \quad ; \quad x_1 = L_1 = 8 \text{ m}$$

$$\theta_2 = 0,119 \text{ rad} \quad ; \quad x_2 = L_2 = 8,4 \text{ m}$$

$$\theta_3 = 0,119 \text{ rad} \quad ; \quad x_3 = L_3 = 3,6 \text{ m}$$

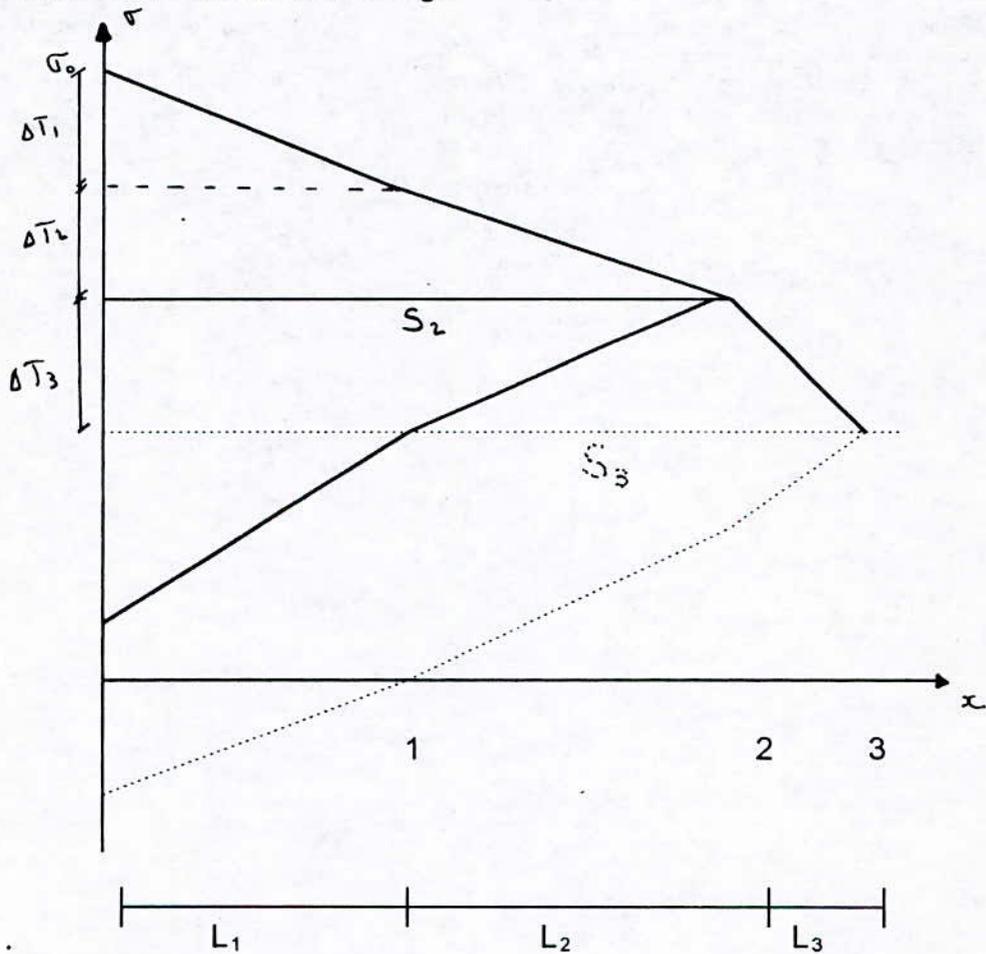
D'où: $\Delta\sigma_1 = 4,8 \times 10^3 \text{ t/m}^2$

$$\Delta\sigma_2 = 5,41 \times 10^3 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta\sigma_3 = 4,05 \times 10^3 \text{ t/m}^2$$

b) Pertes par recul d'ancrage

Le problème est donc de trouver l_s , la longueur où se fait ressentir l'effet dû au recul d'ancrage.



$$S_2 = L_1 \Delta T_1 + 2 \Delta T_1 L_1 + L_2 \Delta T_2$$

$$S_2 = 1704,04 \times 10^2 \text{ t/m}$$

$$S_3 = L_1 \Delta T_1 + L_2 \Delta T_1 + L_3 \Delta T_3 + 2 \Delta T_2 L_1 + 2 \Delta T_3 L_1 + 2 \Delta T_3 L_2$$

$$S_3 = 3178,24 \times 10^2 \text{ t/m}$$

$$g E_p = 1710 \times 10^2 \text{ t/m}$$

On peut accepter $L_s = L_1 + L_2 = 16,4 \text{ m}$

Car $S_2 \approx g E_p$

x	$\sigma_s \text{ t/m}^2$	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma_{\text{ral}}$	$\sigma(x)$
0	141607	0	$2(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2) = 20420$	121187
$l_1 = 8 \text{ m}$	141607	$4,8 \times 10^3$	$2 \Delta\sigma_2 = 10820$	125987
$l_1 + l_2 = 16,4$	141607	10210	0	131397
20 m	141607	14260	0	127347

c) Raccourcissement élastique

Alors on a:

$$\Delta\sigma_{el} = \frac{1}{2} E_p \frac{\sigma_b(x)}{E_{bi}}$$

$$\sigma_b(x) = \frac{1}{1 + A\alpha} \left[\frac{M_{\text{vide}}}{I} e_c + \frac{N.W}{S} \sigma_s \alpha \right]$$

Avec *

$$\text{et } A = \frac{1}{2} \frac{E_a}{E_b} \frac{N.W}{S} ; \quad \alpha = \left(1 + \frac{e_1^2}{i^2} \right)$$

$$* E_p = 1,9 \times 10^7 \text{ t/m}^2$$

$$* E_r = 3,513 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

Donc pour chaque section, on a la variation de contrainte due au raccourcissement élastique, les résultats sont dans le tableau.

VI.5) Evolution des pertes différées

a) Pertes dues au retrait

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r E_p$$

$$\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$$

$$E_p = 1,9 \times 10^7 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_r = 5700 \text{ t/m}^2$$

à 90 j, on a: $\Delta\sigma_{90} = 0,45 \Delta\sigma_{r\infty}$

$$\text{Donc } \Delta\sigma_{r90} = 0,45 \times 5700 = 2565 \text{ t/m}^2$$

b) Pertes dues à la relaxation des armatures

$$\text{Dans notre cas : } \Delta\sigma_{rx} = 1,2 \left[8 \times \sigma_p \left(\frac{\sigma_p}{R_G} - 0,55 \right) \rho_{1000} \right]$$

avec $\rho_{1000} = 3 \%$

$$R_G = 177 \times 10^3 \text{ t/m}^2$$

On a les résultats dans le tableau pour chaque section

à 90 j $\Delta\sigma_{rx} = 0,55 \Delta\sigma_{rx\infty}$

c) Pertes dues au fluage

Rappelons que les pertes dues au fluage sont données par la formule

$$\Delta\sigma_f = 2 \sigma_{bc} \frac{E_p}{E_{bi}}$$

$$E_p = 1,9 \times 10^7 \text{ t/m}^2$$

$$E_b = 3,64 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta\sigma_{f90} = \frac{M_{\text{vid}}}{I} e_c + \frac{N \times W}{S} \sigma_s \left(1 + \frac{e_i^2}{i^2} \right)$$

Les pertes estimées à 90j dues au fluage sont de 45 % $\Delta\sigma_{fl\infty}$

c'est à dire

$$\Delta\sigma_{fl90} = 0,45 \Delta\sigma_{fl\infty}$$

Les pertes différées à 90j et à l'infini sont résumées dans les tableaux suivants

Pertes instantanées (après la mise en tension des câbles) dans chaque section

x/l	$\Delta\sigma_l$	$\Delta\sigma_{ra}$	$\Delta\sigma_{s1}(x)$	$\Delta\sigma_b(x)$	$\Delta\sigma_{rel}$	$\Delta\sigma_{st}/m^2$	F(t)
0,00	0	20420	121,187	361,6	1069,23	120157,7	2826,11
0,10	566,43	14218,57	126822	372,4	1060	125762	2958
0,20	1132,8	13085,7	127388,5	374,66	1066,5	126322	2971,1
0,30	1699,3	11952,8	127954,8	441,08	1255,5	126699,3	2980
0,40	4804,4	10820	125982,5	463,56	1319,5	124663,05	2932
0,50	5370,83	8243,81	127992,36	462,5	1316,5	126675,9	2979,4
0,60	5937,25	5667,61	130002	410,43	1168,32	128833,7	3030,2
0,70	6503,7	3090,4	132012	358,7	1021,06	130990,9	3080,9
0,80	7070,112	515,24	134021,6	367,7	1046,6	132975	3126,6
0,90	70663,43	000,00	130944	509,3	1450	129494,3	3045,7
1,00	14269,45	000,00	127337,5	369,23	1051,04	126286,5	3042

Pertes différées

* à 90 jours

x/l	$\sigma_s \cdot 10^3 \text{ t/m}^2$	Relaxation	Retrait	Fluage		F(t)
		$\Delta\sigma_{re}$	$\Delta\sigma_{rr}$	$\Delta\sigma_{flu}$	σ_s	
0,00	120,16	2452,5	2565	1648,35	113494	2669,4
0,1	125,76	3197,6	2565	1699,2	118298	2782,37
0,2	126,32	3275,21	2565	1689,61	118790	2794
0,3	126,7	3327,77	2565	1963,6	118843,4	2795,2
0,4	124,66	3047,1	2565	2053	116995	2751,72
0,5	126,67	3324,5	2565	2059	118721,3	2792,3
0,6	128,83	3629,9	2565	1851	120484	2841
0,7	130,99	3943,6	2565	1636,8	122844,36	2889,3
0,8	132,975	4239,4	2565	1677,61	124493	2928,1
0,9	129,49	3725,1	2565	2259,5	120940	2844,5
1,0	129,325	3700,75	2565	1614,6	121444,41	2856,4

* à l'infini

x/l	$\sigma_s \cdot 10^3$	Relaxation		Retrait		Fluage			F(t)
		$\Delta\sigma_{re}$	σ_s	$\Delta\sigma_{rt}$	σ_s	σ_{bc}	$\Delta\sigma_{flu}$	σ_s	
0,00	120,16	4459,15	115700,85	5700	109998	350,6	3663,61	106337,34	2501,05
0,1	125,76	5814	119949	5700	114247,4	361,4	3776	110969,5	2610
0,2	126,32	5954,9	120365,1	5700	114666,5	359,35	3754,7	110910	2608,6
0,3	126,7	6050,5	120648,5	5700	117948,25	417,63	4363,6	110584,4	2601
0,4	124,66	5540,21	119120	5700	113422,2	436,64	4562,2	108857,1	2560,3
0,5	126,67	6044,56	120625,4	5700	114930,8	437,9	4575,3	110349,6	2595,42
0,6	128,83	6599,85	122230,1	5700	116533,3	393,66	4113,1	112416,5	2644
0,7	130,99	7170,15	123820	5700	118120,24	348,13	3637,5	114481,8	2692,6
0,8	132,975	7708,04	125266,9	5700	119566,4	356,8	3728,03	115838,4	2724,52
0,9	129,49	6772,88	122717	5700	117020,8	480,56	5021,14	111995,5	2634,1
1,0	129,325	6728,64	122596,4	5700	116896,7	343,4	3588	113308	2665

CHAPITRE VII

VERIFICATIONS

- Vérification sous les contraintes normales
- Vérification à la rupture vis-à-vis le moment fléchissant
- Vérification au séisme
- Tassement des appuis

VII.1- Vérification sous les contraintes normales

Les vérifications 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 câbles, les contraintes sont celles engendrées par:

- La précontrainte des câbles
- Le poids propres de la dalle à vide

Phase 2: Après la mise en place de la superstructure et à 90 j alors en plus à la phase 1, on a les contraintes engendrées par la superstructure.

Phase 3: A 90 j avec application des surcharges c'est à dire sous M_1 et M_2 .

Phase 4: Etat des contraintes à l'infinie on fait une vérification sous l'effet des charges permanentes.

Phase 5: Sous M_1 et M_2 au temps infini.

x/l	M _G (t.m)	M _{G+sup} (t.m)	M ₁ (t.m)	M ₂ (t.m)	e _x (cm)	h (x)	V _s (m)	I _{nette} m ⁴	V _i m
0,00	0,00	000,00	0,00	0,00	11,57	34,93	0,465	0,8968	0,535
0,1	284,7	323,96	294,25	568,31	-9,13	55,63	0,464	0,8972	0,536
0,2	481,8	548,24	488,812	969,735	-23,77	70,27	0,464	0,8938	0,536
0,3	591,3	672,84	583,7	1206	-32,38	78,88	0,464	0,89042	0,536
0,4	613,2	693,76	578,91	1280,2	-35,08	81,58	0,464	0,8891	0,536
0,5	547,5	623	474,434	1195,37	-32	78,5	0,464	0,8906	0,536
0,6	394,2	448,56	270,3	955,82	-23,26	69,76	0,464	0,8940	0,536
0,7	153,3	174,44	-33,55	567,96	-9,13	55,63	0,464	0,8972	0,536
0,8	-163	-185,405	-416,5	54,408	9,58	36,92	0,465	0,8972	0,535
0,9	-590,3	-672,84	-966,8	-624,22	34,32	12,18	0,466	0,8895	0,534
1,00	-1095	-1246	-1648,5	-1246	41,5	5	0,466	0,8812	0,534

La contrainte :
$$\sigma_{s,l} = \frac{M(x)}{I} V_{s,l} + \frac{F}{S} + \frac{F \cdot e}{I} V_{s,l}$$

$$\sigma_{s,i} = \frac{M(x)}{I} V_{s,i} + \frac{F}{S} + \frac{F \cdot e}{I} V_{s,i}$$

Section	Ossature M _{G1}		Ossature + superstructure M _{G2}			
	Phase initiale		Mise en service		Phase infinie	
	σ_s (t/m ²)	σ_i (t/m ²)	σ_s (t/m ²)	σ_i (t/m ²)	σ_s (t/m ²)	σ_i (t/m ²)
0,00	492,66	128,42	465,7	107	436	113,6
0,1 L	346,6	329,84	360,25	275,4	343,06	247,6
0,2 L	223,57	474,7	251,5	389,3	261,3	314,6
0,3 L	146,4	566,12	198,63	459,9	209,46	435,7
0,4 L	118,84	586,00	175,34	474,9	189,55	412,6
0,5 L	129,41	585,32	178,66	482,42	188,95	421,9
0,6 L	185,62	533,1	215,02	452,5	216,25	402,42
0,7 L	286,93	429,1	286,4	381,7	271,3	350,8
0,8 L	428,81	276	384,35	278,44	350,9	266,8
0,9 L	585,4	76,4	483,85	143,5	422,62	162,7
1,0 L	436,35	246,3	374,76	272,2	231	390

Vérification en phase 1, 2 et 4

Section	En service 90 J				A l'infini ∞			
	Sous M ₁		Sous M ₂		Sous M ₁		Sous M ₂	
	σ_s (t/m ²)	σ_i (t/m ²)	σ_s (t/m ²)	σ_i (t/m ²)	σ_s (t/m ²)	σ_i (t/m ²)	σ_s (t/m ²)	σ_i (t/m ²)
0,00	465,7	121,3	465,7	121,3	436	113,65	436	113,65
0,1 L	339,3	292,3	481,01	130,7	329,57	263,14	469,42	101,6
0,2 L	230,15	423,8	479,5	153,4	237,7	377,3	488,9	76,9
0,3 L	152,47	513,4	476,7	138,8	162,95	453,4	487,3	78,7
0,4 L	114,5	546,6	479,3	125,13	127,52	484,3	492,3	62,86
0,5 L	101,26	571,8	477	138	111,55	511,4	487,15	77,5
0,6 L	122,5	559,3	478,3	148,32	123,7	604,7	479,5	98,3
0,7 L	176,39	509	488,02	149	178,57	475,1	476,6	114,03
0,8 L	265,1	415,74	508,36	135,5	231,55	404,25	475,6	123,8
0,9 L	330,5	320	510	114,3	268,6	339,2	448,1	133,53
1,0 L	83,10	607,6	293,6	362,3	49,74	637	230,9	389,9

Vérification en phase 3 et 5

VII.2- Vérification à la rupture vis-à-vis du moment fléchissant

Les tests réglementaires relatifs à l'emploi du béton précontraint impose de vérifier à l'état limite ultime, c'est à dire sous la sollicitation suivante:

$$1,35 M_G + 1,5 M_{qst} + 1,6 M_o$$

M_G : Moment développé par la charge permanente

M_{qst} : Moment développé par les surcharges de trottoir

M_o : Moment développé par les surcharges (A, B_c, M_{c120})

Vérification à E.L.U

$$\sigma_{s,t} = \frac{M + F \cdot e}{I} V_{s,t} + \frac{F}{S}$$

Phase infinie						
			Sous Mu ₁		Sous Mu ₂	
x / l	Mu ₁	Mu ₂	σ _s (t/m ²)	σ _i (t/m ²)	σ _s (t/m ²)	σ _i (t/m ²)
0,00	0,00	0,00	437,14	112,33	437,14	112,33
0,1	395,85	762,33	380,9	203,9	572	-16,26
0,2	661,2	1300,70	320,9	272,7	653,43	-111,3
0,3	789,9	1617,5	270,4	329,2	702	-162,2
0,4	784	1716,5	233,5	361,8	715,7	-195,06
0,5	643,6	1602,2	199,62	409,6	699,4	-167,65
0,6	368,83	1280,2	174,3	450,9	649,44	-98
0,7	-40,9	666,8	158,7	481	529,5	52,6
0,8	-557,4	68,83	157,6	489,7	483,81	113,2
0,9	-1298,7	-843,63	95,7	538,3	333,1	265,27
1,0	-2217	-1682,1	-274,2	972,9	3,386	650,7

VII.3- Vérification sous l'effet du séisme

Pour l'étude du tablier, la combinaison des actions de calcul à considérer ne tient compte que de la composante sismique verticale S_v de fait que cette action est accidentelle.

En effet, cet effort vertical peut être ascendant ou descendant (plus prépondérant). Suivant les recommandations sur les ponts cet effort est donnée par l'expression:

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

ε_v : Coefficient de sismicité verticale

G: Ossature + superstructure

Q: Surcharges civiles

Alors on a :

sous les moments max:

$$S = G + Q_2 + \varepsilon_v (G + 0,5 Q_2)$$

Sous les moments min:

$$S = G + Q_1 - \varepsilon_v (G + 0,5 Q_1)$$

Les contraintes ne doivent pas dépasser les contraintes admissibles suivantes:

En compression:

$$\sigma_b = 0,42 \sigma_{28} = 1280 \text{ t/m}^2.$$

En traction

$$\sigma'_b = 0$$

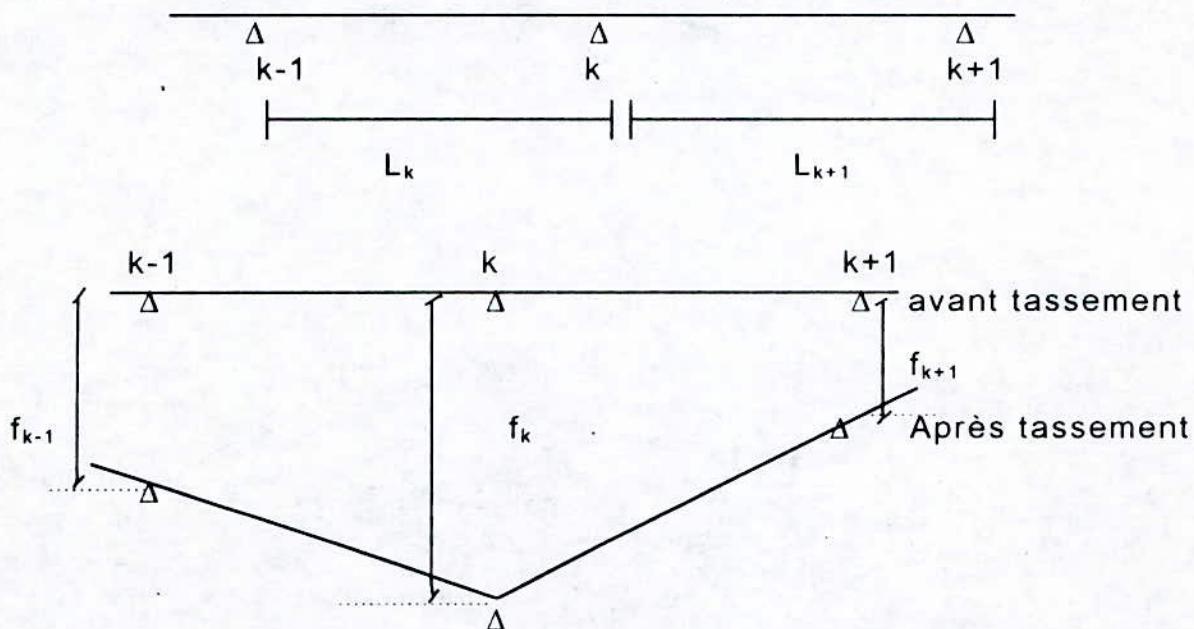
x	M_{s1}	σ_s	σ_i	M_{s2}	σ_s	σ_i
0,0	0,00	435,7	121,11	0,00	435,7	121,1
0,1	258,72	308,1	285,74	620,6	496,37	69,5
0,2	423,11	205,98	415,5	1058,07	525,11	36,056
0,3	525,337	137,58	488,6	1326,6	548,32	9,8
0,4	509,43	90,51	537,73	1406,91	556,32	1,443
0,5	417,53	81,92	543,07	1302,95	541,47	13,99
0,6	240,3	107,35	525,72	1049,5	527,34	42,19
0,7	-42,38	157,8	479,6	624,76	306,57	80,95
0,8	-366,52	256,25	374,06	45,88	470,3	127,64
0,9	-773,44	368,47	222,8	-702,7	405,18	180,4
1,0	-1285,8	210,9	411,73	-1395,52	153,94	477,24

VII.4- Tassement des appuis

Les tassements différentiels des appuis introduisent dans le tablier des moments fléchissants, des efforts tranchants et des réactions d'appuis supplémentaires, généralement les appuis et les appareils d'ancrage sur piles coulés sont largement dimensionnées; il en est de même des étriers que reprennent les cisaillements, les effets des moments fléchissants sont donc les plus à craindre, ce sont les effets que nous allons considérer.

Les tassements différentiels dus essentiellement aux mauvais remblais (non homogénéité du remblais) modifient donc des contraintes normales.

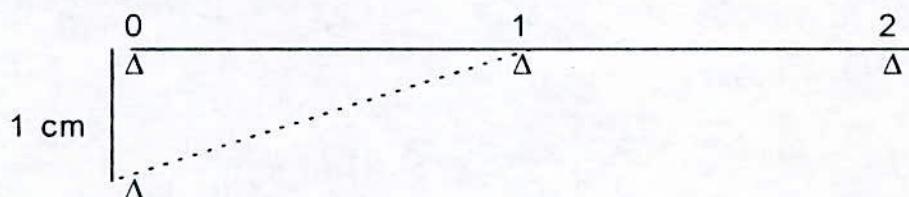
* Calcul des efforts dus aux tassements d'appuis



$$M_{k-1} l_u + 2 M_u (l_k + l_{k+1}) + M_{k+1} l_{u+1} = -6 EI \left[\frac{f_{k-1} - f_k}{l_k} + \frac{f_{k+1} - f_k}{l_{k+1}} \right]$$

Les tassements sont considérés positifs s'ils se produisent de haut en bas.

* Dénivellation de l'appui (0) de 1 cm



$$M_0 = M_2 = 0$$

$$l_2 = l_1 = L$$

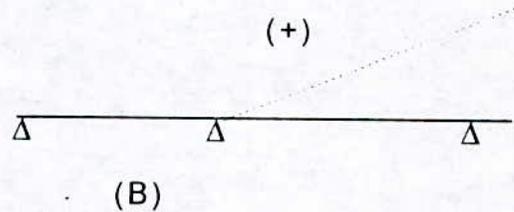
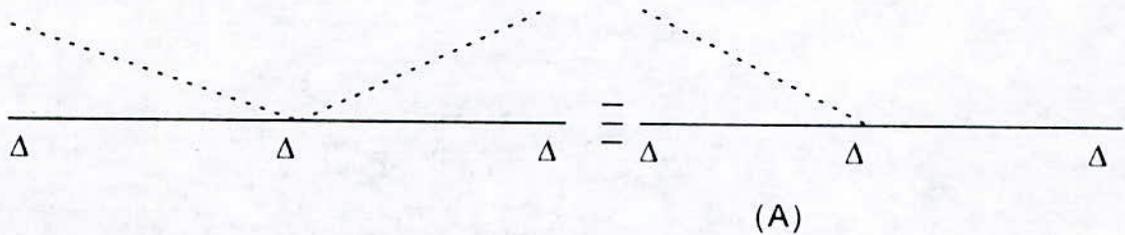
$$f_0 = 1 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 2 M_1 (2L) = \frac{-6 EI}{L} [(f_0 - f_1) + (f_2 - f_1)]$$

$$f_1 = f_2 = 0$$

$$\text{Alors on a } 4 M_1 l = -6 EI (1/l) \Rightarrow M_1 = -6 EI / 4 l^2$$

$$M_1 = -\frac{3}{2} \frac{EI}{l^2}$$

* Dénivellation de l'appui (1) de 1 cm.



$$M_0 = M_2 = 0$$

$$\text{Cas (A)} : f_0 = -1 ; f_1 = f_2 = 0$$

$$M_{1A} = 3 EI / 2 l^2$$

$$\text{Cas (B)} : f_2 = -1 ; f_0 = f_1 = 0$$

$$M_{1B} = 3 EI / 2 l^2$$

$$\Rightarrow M_1 = M_{1A} + M_{1B} = 3 EI / l^2$$

* **Dénivellation de l'appui droit de 1 cm:**

$$\left. \begin{array}{l} f_o' = 0 \\ f_1 = 0 \\ f_2 = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow M_1 = -\frac{3}{2} \frac{EI}{l^2}$$

* **Dénivellation simultanée des deux appuis de rive**

On trouve $M_1 = -3 EI l^2$

* **Calcul des réactions d'appuis dues aux tassements d'appuis**

E: module de déformation différée du béton

$$E = 7000 \sqrt{\sigma_b} = 7000 \sqrt{300} = 121,24 \times 10^4 \text{ t/m}^2$$

$$I = 0,8978 \text{ m}^4$$

Exp. Cas (1)

$$M_1 = -3 EI l^2 = -40,82 \text{ t.m}$$

$$\text{On a } R_o = R_2 = M_1 \cdot l ; \quad R_1 = - (R_o + R_2)$$

$$R_o = R_2 = -2,04 \text{ t} \quad R_1 = 4,08 \text{ t}$$

Tableau récapitulatif des résultats

Dénivellation de	Appui 0	Appui 1	Appui 2	0 et 2
M_1 (t.m)	-40,82	81,64	-40,82	-81,64
R_o (t)	-2,04	4,08	-2,04	-4,08
R_1 (t)	4,08	-8,16	4,08	8,16
R_2 (t)	-2,04	4,08	-2,04	-4,08

Section	Moment dû au tassement		Contrainte due au TA ⁽⁺⁾		Contrainte due au TA ⁽⁻⁾		A vide + TA ⁽⁺⁾		A vide + TA ⁽⁻⁾		Sous M ₂ + T ⁽⁺⁾	
	Tassement (+)	TA(-)	σ _s (t/m ²)	σ _i (t/m ²)	σ _s (t/m ²)	σ _i (t/m ²)	σ _s (t/m ²)	σ _i (t/m ²)	σ _s (t/m ²)	σ _i (t/m ²)	σ _s (t/m ²)	σ _i (t/m ²)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	436	113,6	436	113,6	436	113,6
0,1 L	8,16 v	-8,16 y	4,23	-4,86	-4,23	4,86	347,29	242,74	338,83	242,46	473,65	96,74
0,2 L	16,33	-16,33	8,46	-9,73	-8,46	9,73	269,76	330,87	252,84	351,33	497,36	67,17
0,3 L	24,49	-24,49	12,68	-14,59	-12,68	14,59	222,14	421,11	196,78	450,3	500	64,11
0,4 L	32,66	-32,66	16,91	-19,46	-16,91	19,46	206,5	393,14	176,64	432,1	509,21	43,4
0,5 L	40,82	-40,82	21,14	-24,3	-21,14	24,3	210,09	327,6	167,81	446,2	508,3	53,2
0,6 L	48,98	-48,98	26,37	-29,2	-26,37	29,2	242,62	373,22	189,88	431,62	505,87	69,1
0,7 L	57,15	-57,15	29,6	-34,45	-29,6	34,45	300,9	316,75	241,7	384,85	506,2	79,98
0,8 L	65,31	-65,31	33,8	-38,92	-33,8	38,92	384,7	227,8	317,1	300,72	509,4	84,88
0,9 L	73,5	-73,5	38,05	-43,8	-38,05	43,8	460,67	118,9	384,6	206,5	486,1	89,73
1,0 L	81,64	-81,64	42,3	-48,65	-42,3	48,65	273,3	341,35	188,7	438,65	273,2	341,25

$$\text{La contrainte : } \sigma_{s,i} = \frac{M(x)}{I} V_{s,i}$$

Tableau de vérification des contraintes dues au tassement

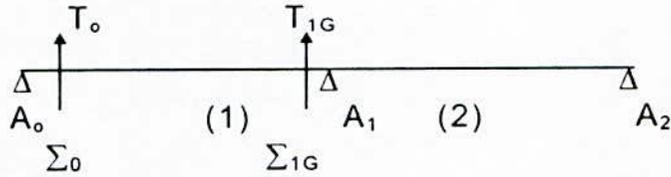
CHAPITRE VIII

EFFORT TRANCHANT ET REACTION D'APPUI

- Effort tranchant dû aux surcharges
- Réaction d'appui
- Effort tranchant dû à la précontrainte
- Vérification des contraintes de cisaillement
- Sécurité à la rupture vis-à-vis l'effort tranchant

EFFORT TRANCHANT ET REACTION D'APPUI

VIII.1- Effort tranchant



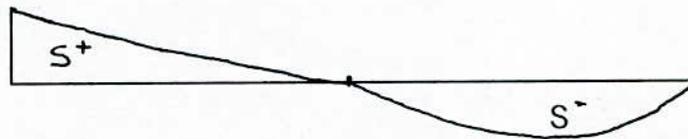
Comme la dalle est symétrique, le calcul ne sera fait que pour les sections Σ_0 et Σ_{1G} très voisines des appuis A_0 et A_1 respectivement (comme l'indique la figure ci-dessus).

* Pour une section d'abscisse X_0 et la charge se trouvant en abscisse $\alpha > X_0$.

L'équation de la ligne d'influence $t_0(\alpha)$ est:

$$\text{Sur la travée 1 : } t_0(\alpha) = 1 + \frac{\alpha^3 - 5\alpha l^2}{4l^3}$$

$$\text{Sur la travée 2 : } t_0(\alpha) = \frac{3\alpha^2 l - 2\alpha l^2 - \alpha^3}{4l^3}$$



Les aires de ces lignes d'influence sont données par:

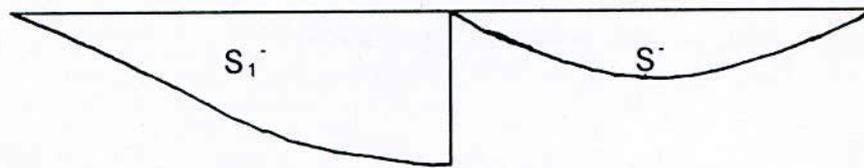
$$S^+ = \int_0^L \left(1 + \frac{\alpha^3 - 5\alpha l^2}{4l^3} \right) d\alpha = \frac{7l}{16}$$

$$S^- = \int_0^L \left(\frac{3\alpha^2 l - 2\alpha l^2 - \alpha^3}{4l^3} \right) d\alpha = -\frac{l}{16}$$

***) Pour une section Σ_{1G} d'abscisse X_{1G} :**

$$\text{Sur la travée 1: } T_{1G}(\alpha) = \frac{\alpha^3 - 5\alpha l^2}{4l^3}$$

$$\text{Sur la travée 2: } T_{1G}(\alpha) = \frac{3\alpha^2 l - 2\alpha l^2 - \alpha^3}{4l^3}$$



Ses aires de ces lignes d'influence sont données par:

$$S_1^- = \int_0^L \left(\frac{\alpha^3 - 5\alpha l^2}{4l^3} \right) d\alpha = -\frac{9l}{16}$$

$$S_2^- = -\frac{l}{16}$$

Effort tranchant sous les différentes charges et surcharges:

a) Charge permanente:

$$T_0 = G(S^+ + S^-) = \frac{3}{8} IG = 186.9 \text{ t}$$

$$T_{1G} = G(S_1^- + S_2^-) = -\frac{5}{8} IG = -311.5 \text{ t}$$

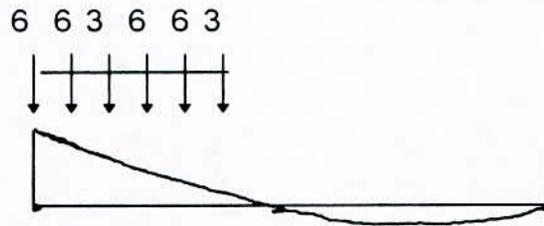
b) Surcharge A:

$$T_0^{max} = q S^+ = \frac{71}{16} q = 82,705 t$$

$$T_0^{min} = q S^- = - \frac{1}{16} q = 11,815 t$$

$$T_{IG} = q(S_l^+ + S^-) = - \frac{5}{8} lq = 281,62 t$$

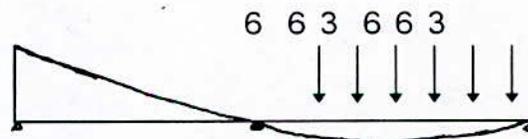
c) Système B_c:



$$T_0^{Max} = \sum P_i Z_i = 4(6*1 + 6*0,906 + 3*0,632 + 6*0,38 + 6*0,304 + 3*0,14)$$

$$T_0^{Max} = 71,052 t$$

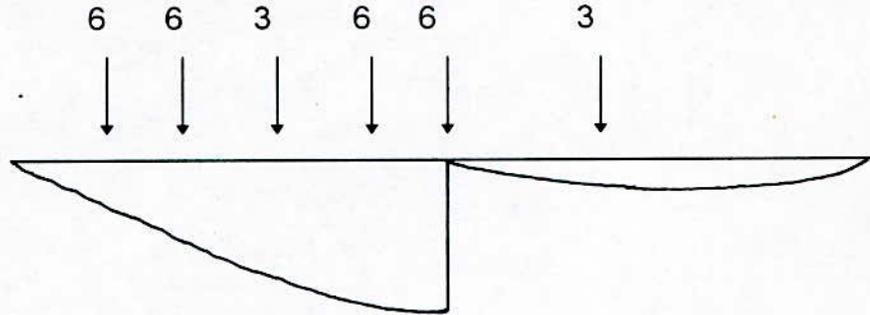
$$T_0^{Min} = \sum P_i Z_i$$



$$T_0^{Min} = - 4(6*0,058 + 6*0,077 + 3*0,096 + 6*0,073 + 6*0,059 + 3*0,0067)$$

$$T_0^{Min} = -7,65 t$$

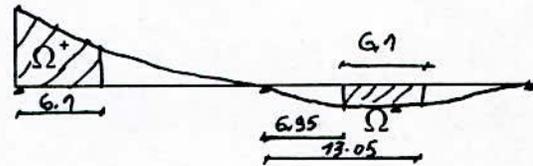
$$T_{IG} = \sum P_i Z_i$$



$$T_{IG} = -4(6 \cdot 0,484 + 6 \cdot 0,567 + 3 \cdot 0,789 + 6 \cdot 0,958 + 6 \cdot 1 + 3 \cdot 0,077)$$

$$T_{IG} = -20,652 \text{ t}$$

d) Surcharge militaire M_{c120} :



$$\Omega^+ = \int_0^{6,1} \left(1 + \frac{\alpha^3 - 5\alpha l^2}{4l^3} \right) d\alpha = 4,95 \text{ m}^2$$

$$\Omega^- = \int_{6,95}^{13,05} \left(\frac{3\alpha^3 l - 2\alpha l^2 - \alpha^3}{4l^3} \right) d\alpha = -0,554 \text{ m}^2$$

$$q = 110 / 6,1 = 18,03 \text{ t/m}$$

$$T_o^{max} = q \Omega^+ = 89,25 \text{ t}$$

$$T_o^{min} = q \Omega^- = -9,99 \text{ t}$$

$$\Omega_1 = \int_{13,9}^{20} \left(\frac{\alpha^3 - 5\alpha l^2}{4l^3} \right) d\alpha = -5,51 \text{ m}^2$$



$$T_{IG} = q \Omega_1 = -99,35 \text{ t}$$

e) Surcharge de trottoir (150 kg/m²)

$$q = 0,15 \times (2,29 + 0,99) = 0,492 \text{ t/m}$$

$$T_o^{max} = q S^+ = 7 q l / 16 = 4,305 \text{ t}$$

$$T_o^{min} = q S^- = - q l / 16 = -0,615 \text{ t}$$

$$Th = q (S_i^+ + S^-) = -(5/8) q l = -6,15 \text{ t}$$

Le tableau suivant nous donne les valeurs de l'effort tranchant aux appuis A₀ et A₁ en considérant les coefficients de majoration.

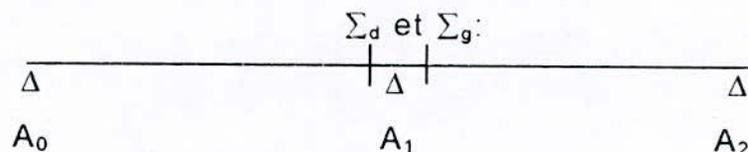
Chgt / Appui	G		A		B _c		M _{c120}		Trottoir	
	T ^{max}	T ^{min}	T ^{max}	T ^{min}	T ^{max}	T ^{min}	T ^{max}	T ^{min}	T ^{max}	T ^{min}
A ₀	186,9	/	82,71	-11,82	83,16	-8,95	96,033	-10,75	4,305	-0,615
A ₁	/	-311,5	/	-281,62	/	-24,17	/	-106,9	/	-6,15

VIII.2) Réaction d'appui

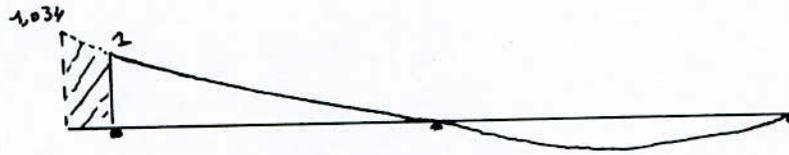
Pour déterminer les réactions d'appui, on tiendra compte des charges placées aux abouts.

Pour les appuis A₀ et A₂, les équations des lignes d'influence sont identiques à celles des efforts tranchants au voisinage des appuis.

Pour l'appui A₁, la ligne d'influence est obtenue en sommant la ligne d'influence d'effort tranchant en Σ_d et Σ_g:



***) Ligne d'influence de la réaction d'appui A_0 :**



L'aire d'about :
$$S = \int_{-0,55}^0 \left(1 + \frac{\alpha^3 - 5 \alpha l^2}{4l^3} \right) d\alpha = 0,56 \text{ m}^2$$

*** Ligne d'influence de la réaction d'appui A_1 :**



$$R_1(\alpha) = \frac{6 \alpha l^2 - 2 \alpha^3}{4l^3}$$

$$S = 2 S^+ = \frac{51}{4}$$

*** Calcul des réactions**

a) Réaction à l'appui A_0

*) Charge permanente : $T_o^+ + S G = 200,86 \text{ t}$

*) Surcharge A $T_o^+ + S q = 88 \text{ t}$

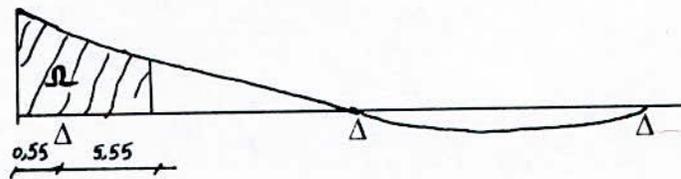
*) Surcharge de trottoir $T_o^+ + q S = 4,581$

*) Système B_c :



$R_o = \sum P_i z_i = 4. 18,666$ ----- $R_o = 74,664 \text{ t}$

* Surcharge militaire M_{c120}



$$\Omega = \int_{-0,55}^{5,55} \left(1 + \frac{\alpha^3 - 5\alpha^2}{4l^3} \right) d\alpha = 5,147 \text{ m}^2$$

$$R_o = q \cdot \Omega = 92,82 \text{ t}$$

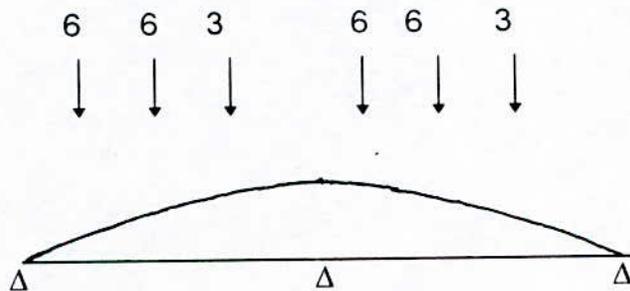
b) Réaction d'appui A_1

) Charge permanente : $R_l = 2 G S^ = 623 \text{ t}$

) Surcharge A : $R_l = 2 q S^ = 563,25 \text{ t}$

) Surcharge de trottoir: $R_l = 2 q S^ = 12,3 \text{ t}$

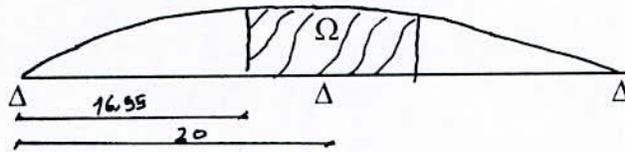
*) **Système B_c** : La réaction maximale est obtenue lorsque la résultante des charges correspondantes aux essieux du convoi passe par l'appui.



$$R_l = 4 (6 \cdot 0,836 + 6 \cdot 0,895 + 3 \cdot 0,996 + 6 \cdot 0,953 + 6 \cdot 0,9 + 3 \cdot 0,612)$$

$$R_l = 105,312 \text{ t}$$

***) Surcharge militaire M_{c120}**



$$\Omega' = 2 \int_{16,95}^{20} \left(\frac{6\alpha l^2 - 2\alpha^3}{4l^3} \right) d\alpha = 6,032 \text{ m}^2$$

$$R_1 = q \cdot \Omega = 108,75 \text{ t}$$

Réaction	G	A	B_c	M_{c120}	Trottoir
$R_o(t)$	200,86	88	87,39	99,87	4,581
$R_1(t)$	623	563,25	123,26	117,02	12,3

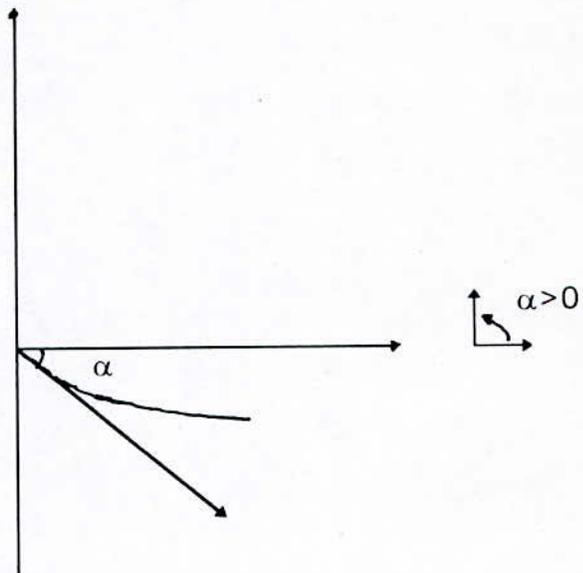
VIII.3) Effort tranchant dû à la précontrainte

On prend la composante verticale de la force de précontrainte.

$$V = F \sin \alpha$$

α : Exprimé en radian

F: La force de précontrainte au temps t_r .



Section	α (rad)	F (t)	V (t)
0,00 l	-0,0995	2501,05	-248,44
0,1 l	-0,00996	2610	-259,53
0,2 l	-0,079	2608,6	-205,9
0,3 l	-0,0449	2601,0	-116,7
0,4 l	0	2560,3	0
0,5 l	0,001	2595,42	2,595
0,6 l	0,045	2644	118,94
0,7 l	0,069	2692,6	185,64
0,8 l	0,094	2724,52	255,73
0,9 l	0,104	2634,1	273,45
1,0 l	0	2665	0

Pour tracer la courbe enveloppe, on calcule les efforts tranchants maximal et minimal aux appuis A_0 et A_1 et on calcule les valeur en travée par interpolation linéaire.

Appui A_0 :

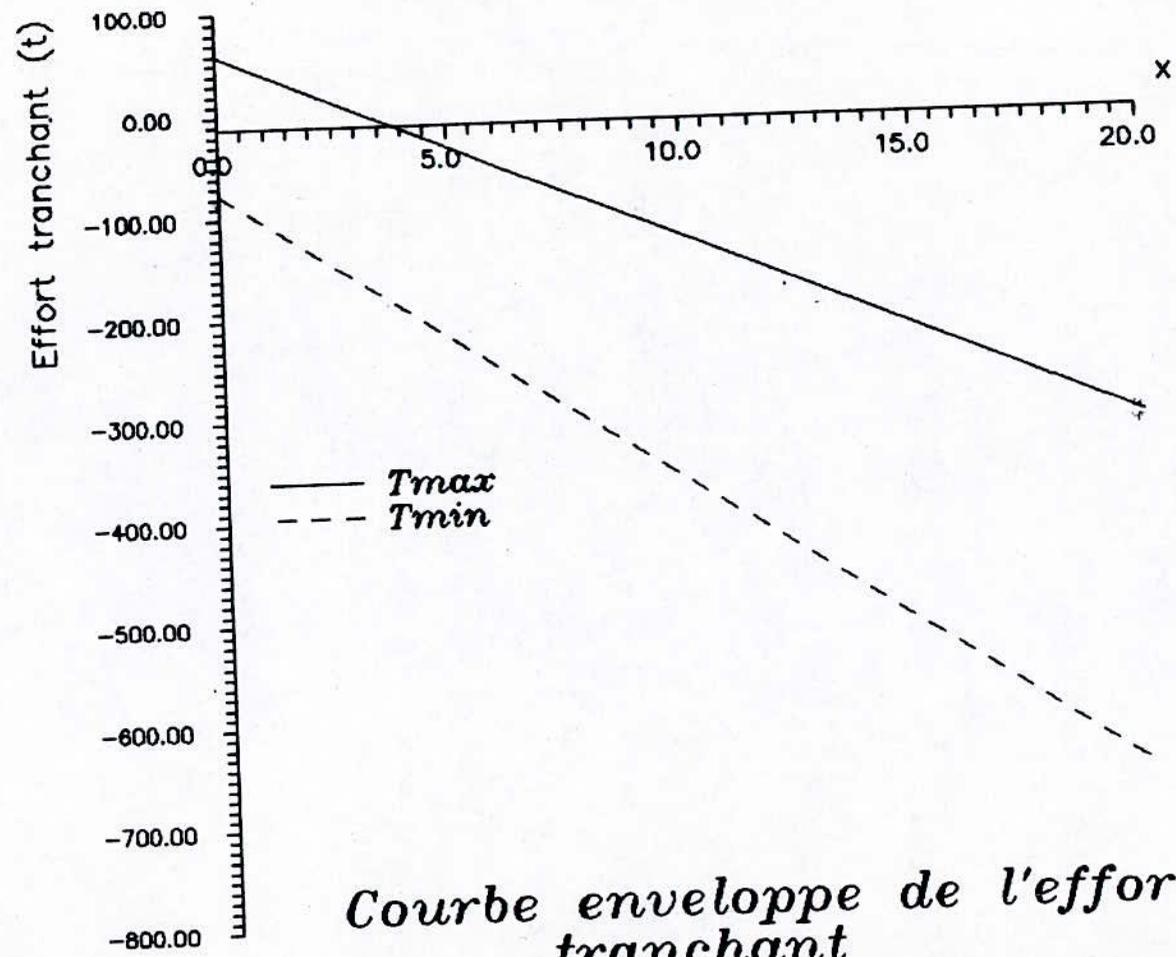
$$E_T^{max} = G + 1,2 (M_{c120}) + 1,2 S T + P_r = 58,9 t$$

$$E_T^{min} = G + 1,2 (A) + 1,2 S T + P_r = -76,48 t$$

Appui A_1 :

$$E_T^{max} = G + 1,2 (0) + P_r = -311,5 t$$

$$E_T^{min} = G + 1,2 (A) + 1,2 S T + P_r = -656,83 t$$



Courbe enveloppe de l'effort tranchant

VIII.4) Vérification des contraintes de cisaillement:

* La contrainte de cisaillement est donnée par la formule :

$$\tau_b = \frac{T \cdot S}{I \cdot b'}$$

T: Effort tranchant externe

S: Moment statique par rapport à un axe passant par le centre de gravité

I: Moment d'inertie de la section nette

b': Largeur de la dalle prise au niveau de son centre de gravité

* La contrainte de cisaillement admissible est donnée par la formule de CHALOS et BETEILLE:

$$\tau^2 = \frac{\sigma'_b}{\sigma_b} (\sigma_b - \sigma_G) (\sigma'_b + \sigma_G) \quad \text{Avec :}$$

$$\sigma_b = 0,42 \sigma_{28} = 1260 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_b = 0,42 \sigma'_{28} = 105 \text{ t/m}^2$$

* La contrainte de traction admissible des étriers :

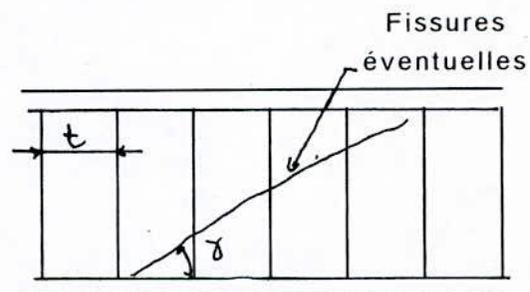
$$\sigma'_a = \rho_a \sigma_{en} \quad \text{Tel que :} \quad \rho_a = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\tau_b}{\tau_b} \right)^2$$

$$\sigma_{en} = 42000 \text{ t/m}^2$$

* La contrainte de compression des bielles de béton:

$$\sigma_b = \frac{2 \tau}{\sin 2\gamma}$$

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



La section d'étriers par mètre linéaire pour toute la longueur du pont:

$$W = \frac{b' \operatorname{tg} \gamma \tau_b}{\sigma'_a}$$

L'espacement t entre deux cours successifs d'étriers sera :

$$t \leq \min \begin{cases} h \left(1,25 - 0,95 \frac{\tau_0}{\tau_b} \right) \\ b' \left(5 - 2 \frac{\tau_0}{\tau_b} \right) \\ 4 b' \end{cases}$$

section	0	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L	0,9L	1,0L
T(t)	76,48	134,515	192,55	250,585	308,62	366,655	424,69	482,73	540,76	598,8	656,83
V _i (m)	0,535	0,536	0,536	0,536	0,536	0,536	0,536	0,536	0,535	0,534	0,534
b'(m)	8,315	8,316	8,316	8,316	8,316	8,316	8,316	8,316	8,315	8,314	8,314
S(m ³)	0,4587	0,4576	0,4576	0,4576	0,4576	0,4576	0,4576	0,4576	0,4587	0,4599	0,4599
I(m ⁴)	0,8968	0,8972	0,8938	0,8904	0,8891	0,8906	0,8941	0,8972	0,8972	0,8895	0,8812
τ _b	4,705	8,25	11,85	15,49	19,1	22,65	26,14	29,61	33,25	37,24	41,23
σ _G	465,7	481,01	479,5	476,7	479,3	477	478,3	488,02	508,36	510	293,6
τ _b	195,36	195,04	194,98	194,86	194,97	194,87	194,93	195,32	196	196,05	179,09
tg γ	0,01	0,017	0,025	0,032	0,039	0,047	0,054	0,06	0,065	0,073	0,138
σ _b	465,62	481,45	480,02	477,75	480,91	479,06	481,14	491,66	512,74	515,45	304,96
σ _a	41991,8	41974,9	41948,3	41911,5	41865,6	41432,6	41748,2	41034,7	41597,1	41494,8	41257,9
t(m)	1,22	1,2	1,19	1,17	1,15	1,13	1,12	1,1	1,08	1,06	1,03
w(cm ²)	0,093	0,278	0,588	0,984	1,48	2,14	2,81	3,6	4,32	5,45	11,47

Les sections des étriers et l'espacement entre deux cours successifs

VIII.5- Sécurité à la rupture vis-à-vis l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement de la rupture est donnée par une majoration de 80 % de la contrainte de cisaillement sous les surcharges : $\tau_{br} = 1,8 \tau_b$

La contrainte admissible de cisaillement est donnée par:

$$\tau_b^2 = \frac{\sigma'_{28}}{\sigma_{28}} (\sigma_{28} - \sigma_G) (\sigma'_{28} + \sigma_G)$$

On calcule la section des étriers en prenant la valeur limite de σ'_s qui est égale à $\sigma'_s = 1,2 \sigma'_{cr} = 50400 \text{ t/m}^2$

Et on recalcule les sections des étriers et leurs espacements et on aura le tableau ci-après:

section	0	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L	0,9L	1,0L
τ_b	8,469	14,85	21,33	27,88	34,38	40,77	47,05	53,29	59,85	67,03	74,21
τ_b	388,77	391,72	391,44	390,9	391,4	390,96	391,21	393,05	396,81	397,11	350,14
$\text{tg } \gamma$	0,018	0,03	0,045	0,059	0,072	0,086	0,099	0,111	0,119	0,134	0,271
$w(\text{cm}^2)$	0,251	0,736	1,584	2,715	4,085	5,786	7,686	9,761	11,751	14,817	33,176
$t(\text{m})$	1,22	1,21	1,19	1,18	1,16	1,15	1,13	1,12	1,1	1,08	1,04

CHAPITRE IX

FLEXION TRANSVERSALE

- Détermination des P_n
- Détermination des μ_{un}
- Prise en compte du coefficient de poisson
- Moment dû à la précontrainte
- Tableau des moments transversaux finaux
- Caractéristiques des matériaux
- Ferrailage à la flexion transversale
- Etude des encorbellements
- Ferrailage longitudinal

FLEXION TRANSVERSALE

Le moment fléchissant dans la dalle est donné par l'expression:

$$M_y(x,y) = \frac{b}{\sin \psi} \sum \mu_{\alpha n} P_n \sin \left(\frac{n\pi x}{l} \right) \quad (\text{par unité de longueur})$$

Où: P_n : Charge décomposée en série de Fourier

$\mu_{\alpha n}$: Coefficient de flexion transversale correspondant à $n\theta$

b : Demi largeur équivalente

ψ : Biais mécanique

Nous constatons les moments dans une bande située à mi portée ($x = L/2$) et nous prendrons les trois premiers termes impairs de la série de Fourier, on aura donc:

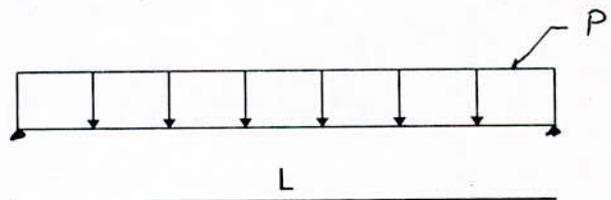
$$M_y(L/2,y) = (\mu_{\alpha 1} P_1 - \mu_{\alpha 3} P_3 + \mu_{\alpha 5} P_5) \frac{b}{\sin \psi}$$

IX.1) Détermination des P_n :

La décomposition des charges en série de Fourier se fait de la manière suivante:

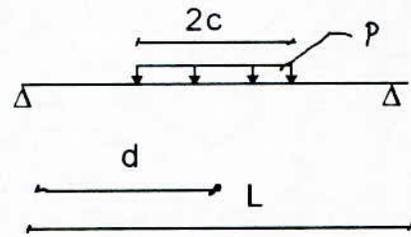
* Pour une charge uniformément répartie:

$$P_n = \frac{4P}{n\pi} \sin^2 \left(n \frac{\pi}{2} \right)$$



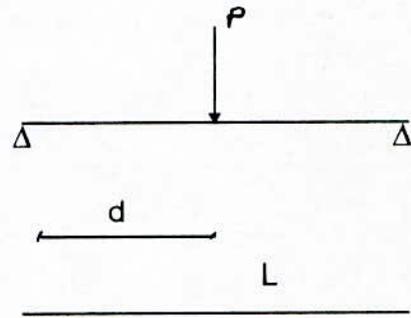
* Pour une charge partielle:

$$P_n = \frac{4 P}{n \pi} \sin (n \pi c/l) \sin (n \pi d/l)$$



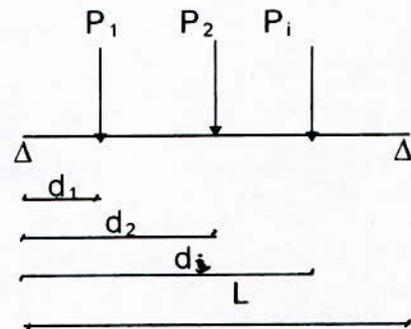
* Pour une force concentrée:

$$P_n = \frac{2 P}{l} \sin (n \pi d/l)$$



* Pour plusieurs forces concentrées:

$$P_n = \frac{2}{l} \sum P_i \sin (n \pi d_i/l)$$



Pour notre cas:

- Charge permanente: on a $P = \rho \cdot h \rightarrow \rho = 2,5 \text{ t/m}^2$

$$2 b = 10,76 \text{ m} \Rightarrow P_n = \frac{34,252}{x} \sin (n\pi/2)$$

Alors : $P_1 = 34,252 \text{ t/m}^2$

$P_3 = 11,416 \text{ t/m}^2$

$P_5 = 6,854 \text{ t/m}^2$

Surcharge A: On a :

$$A = 1,26 \text{ t/m}^2$$

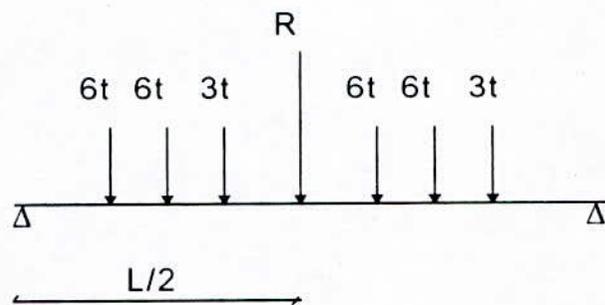
$$P_1 = 1,604 \text{ t/m}^2$$

$$P_3 = 0,544 \text{ t/m}^2$$

$$P_5 = 0,321 \text{ t/m}^2$$

* Ces composantes seront multipliées par la largeur chargée pour chaque fibre Y.

Système B_c:



En appliquant le théorème BARE

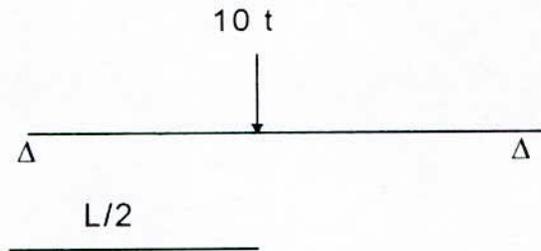
P(t)	d 'm)	P ₁ (t)	P ₃ (t)	P ₅ (t)
6	2,95	0,268	0,590	0,441
6	4,45	0,386	0,519	-0,208
3	8,95	0,296	-0,264	0,204
6	13,45	0,514	0,033	-0,545
6	14,95	0,428	0,414	-0,441
3	19,45	0,026	0,077	0,126
	Σ	1,918	1,369	-0,423

* Système B_c: roue isolée de 10 t

$$P_1 = 1 \text{ t}$$

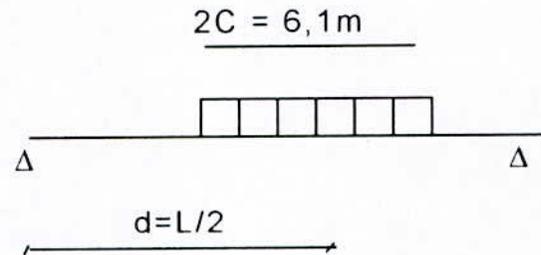
$$P_3 = -1 \text{ t}$$

$$P_5 = 1 \text{ t}$$



* Surcharge militaire M_{C120}

$$P = \frac{110}{61} = 18,03 \text{ t/m}$$



$C = 3,05 \text{ m}$; $d = 10 \text{ m}$ on aura:

$$P_1 = 10,584 \text{ t/m} ; P_3 = -7,585 \text{ t/m} ; P_5 = 3,117 \text{ t/m}$$

* Surcharge de trottoir:

$$P = 450 \text{ kg/m}^2 = 0,45 \text{ t/m}^2$$

$$P_1 = 0,573 \text{ t/m}^2$$

$$P_3 = 0,191 \text{ t/m}^2$$

$$P_5 = 0,115 \text{ t/m}^2$$

* Ces valeurs seront multipliées par la largeur du trottoir considéré.

Les P_n pour chaque cas de chargement sont résumées dans le tableau ci-après:

P_n	G (t/m)	A (t/m ²)	B _c (t)	A _{c120} (t/m)	S.T (t/m ²)	Br (t)
P_1	34,252	1,604	1,918	10,584	0,573	1
P_2	11,416	0,544	1,369	-7,585	0,191	-1
P_3	6,854	0,321	-0,423	3,117	0,115	1

IX.2- Détermination des coefficients $\mu_{\alpha n}$

$$n = 1 \quad ; \quad \theta = 0,269 \quad ; \quad \alpha = 0,833$$

On détermine d'abord μ_0 et μ_1 par interpolation linéaire des valeurs de μ_0 et μ_1 correspondant à $\theta = 0,2$ et $\theta = 0,3$ des tableaux de Massonnet, on aura:

$$\mu_0 = 0,31 \mu_0 (\theta = 0,2) + 0,69 \mu_0 (\theta = 0,3)$$

$$\mu_1 = 0,31 \mu_1 (\theta = 0,2) + 0,69 \mu_1 (\theta = 0,3)$$

Puis, on calcule $\mu_{\alpha 1}$ par le biais de la formule :

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

$$\text{on aura } \boxed{\mu_{\alpha 1} = 0,0472 \mu_0 + 0,9528 \mu_1} \quad (1)$$

$$n = 3$$

$$3\theta = 3 \cdot 0,269 = 0,807 \quad ; \quad \alpha = 0,833$$

De la même manière, on aura:

$$\mu_0 = 0,93 \mu_0 (\theta = 0,8) + 0,07 \mu_0 (\theta = 0,9)$$

$$\mu_1 = 0,93 \mu_1 (\theta = 0,8) + 0,07 \mu_1 (\theta = 0,9)$$

puis on aura:

$$\boxed{\mu_{\alpha 3} = 0,1158 \mu_0 + 0,8842 \mu_1} \quad (2)$$

$$n = 5$$

$$5\theta = 5 \cdot 0,269 = 1,345 \quad ; \quad \alpha = 0,833$$

$$\mu_0 = 0,275 \mu_0 (\theta = 1,2) + 0,725 \mu_0 (\theta = 1,4)$$

$$\mu_1 = 0,275 \mu_1 (\theta = 1,2) + 0,725 \mu_1 (\theta = 1,4)$$

Puis, comme $5\theta > 1$:

$$\mu_{\alpha 5} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \sqrt{\alpha}$$

$$\boxed{\mu_{\alpha 5} = 0,0873 \mu_0 + 0,9127 \mu_1} \quad (3)$$

Après le calcul de μ_0 et μ_1 pour chaque valeur de n , on aura les tableaux ci-après donnant les valeurs de $\mu_{\alpha n}$ pour chaque fibre.

e/b \ Y	-1	-0,75	-0,5	-0,25	0	0,25	0,5	0,75	1
0	-1588,95	-867,207	-85,679	822,891	1938,439	822,891	-85,679	-867,207	-1588,95
b/4	-1422,655	-945,617	-429,025	172,334	912,919	1860,468	564,509	-550,2819	-1579,193
b/2	-1101,599	-820,239	-515,262	-159,162	281,657	849,456	1598,364	61,946	-1354,588
3b/4	-630,956	-506,198	-370,669	-211,609	-13,122	245,288	588,843	1052,478	-856,053
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau donnant les valeurs de $\mu_{\alpha 1} \cdot 10^4$

e/b \ Y	-1	-0,75	-0,5	-0,25	0	0,25	0,5	0,75	1
0	-342,726	-271,715	-143,485	180,929	1006,363	180,929	-143,485	-271,715	-342,726
b/4	-213,6384	-209,576	-190,495	-100,421	194,758	990,774	124,272	-265,729	-497,389
b/2	-121,341	-137,475	-154,481	-154,006	-83,023	183,321	925,369	-43,899	-622,787
3b/4	-56,934	-70,652	-88,736	-108,357	-114,339	-65,243	139,466	732,047	-570,826
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau donnant les valeurs de $\mu_{\alpha 3} \cdot 10^4$

e/b \ Y	-1	-0,75	-0,5	-0,25	0	0,25	0,5	0,75	1
0	-49,643	-74,187	-94,634	-10,406	613,159	-10,406	-94,634	-74,187	-49,643
b/4	-17,477	-36,018	-64,777	-89,928	-9,068	611,006	-19,389	-118,536	-123,612
b/2	-6,228	-15,504	-32,829	-62,288	-88,381	-10,402	597,849	-68,532	-251,873
3b/4	-2,733	-6,204	-13,656	-29,335	-55,892	-80,202	-14,408	528,754	-359,336
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau donnant les valeurs de $\mu_{\alpha 5} \cdot 10^4$

		Y = 0		Y = b/4		Y = b/2		Y = 3b/4	
		μ^-	μ^+	μ^-	μ^+	μ^-	μ^+	μ^-	μ^+
G		/	7,21	/	14,36	/	130,14	/	49,66
A		-299,91	899,49	-336,59	846,49	318	841,5	-216,96	460,06
Bc		-317,8	1027,2	-198	1420	-185	1156	-264	736,25
M _{C120}		/	590,2	/	882	-128	843	-175	581,24
ST	1 T	-1616,6	/	1195,6	/	-884	/	-516	420
	2 T	-1146,35	/	1078	/	-850	/	-48	/

$\mu_{a1} \cdot 10^4$

		Y = 0		Y = b/4		Y = b/2		Y = 3b/4	
		μ^-	μ^+	μ^-	μ^+	μ^-	μ^+	μ^-	μ^+
G		/	15,76	/	12,87	/	217,11	/	11,52
A		-133,97	436,13	-52,6	432,25	-36,49	189,6	-122,85	334,73
Bc		-259	420	-114	516,73	-66	470,2	-102,85	372,5
M _{C120}		/	350	-	571,39	-78	/	-102,67	325,4
ST	1 T	-322	/	-427,5	/	-220	/	-87,8	146,25
	2 T	-304,5	/	-318,25	/	-140,8	/	-65	40,63

$\mu_{\alpha 3} \cdot 10^4$

		Y = 0		Y = b/4		Y = b/2		Y = 3b/4	
		μ^-	μ^+	μ^-	μ^+	μ^-	μ^+	μ^-	μ^+
G		/	5,56	/	/	/	/	/	5,52
A		-16,14	233,33	-18,45	204,08	-20,45	189,75	-44,89	196,5
Bc		-68,63	273,15	-56,25	305,48	-67,82	271,9	-62,61	237,38
M _{C120}		-40,5	261,6	-31,5	264,125	-51,75	268,55	-25,92	226,13
ST	1 T	-67,5	/	-121,5	/	-200,25	/	-5,4	112,5
	2 T	-60,75	/	-76,5	/	-106,875	/	/	53,55

$\mu_{\alpha 5} \cdot 10^4$

Après le calcul des P_n et μ_{ai} , on peut déterminer les moments pour chaque type de chargement aux différentes fibres par le biais de la formule :

$$My(L/2, y) = (\mu_{a1} P_1 - \mu_{a3} P_3 + \mu_{a5} P_5) \frac{b}{\sin \psi}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant:

	t.m/ml	G	A	Bc	M_{c120}	S.T	Br
Y=0	M ⁺	02,54	3,925	1,652	5,765	/	2,091
	M ⁻	/	-0,272	-0,283	-0,742	-0,413	-0,744
Y=b/4	M ⁺	03,82	3,611	2,528	8,606	/	2,034
	M ⁻	/	-0,729	-0,235	-5,768	-0,359	-0,582
Y=b/2	M ⁺	2,789	3,791	1,714	5,734	/	1,834
	M ⁻	/	-0,748	-0,277	-1,251	-0,284	-0,463
Y=3b/4	M ⁺	1,085	1,640	0,942	5,531	0,11	1,359
	M ⁻	/	-0,517	-0,399	-1,541	-0,391	-0,343

IX.3) Prise en compte du coefficient de poisson

ROWE a conclu d'après ses études que la valeur non nulle de ν influe sur les moments transversaux.

$$M(x, y) = k \cdot \nu M_x$$

Tel que

M_x : Moment longitudinal à l'abscisse x.

$$K = \begin{cases} 1 & \text{si } b/a \geq 1 \\ b/a & \text{sinon} \end{cases} \quad b: \text{demi largeur équivalente}$$

$$v = 0,2$$

Les résultats sont représentés au tableau suivant:

$$k = 0,538$$

		G	A	Bc	M _{c120}	S.T
My = k v Mx (t.m/ml)	M ^{max}	67,04	38,14	2,705	39,423	1,998
	M ^{min}	/	-12,713	/	/	-0,666

IX.4) Moment transversal dû à la précontrainte

$$M_{\text{tpr}} = k v M_{\text{lp}}$$

Tel que M_{lp} : moment longitudinal de précontrainte

$$k : 0,538$$

$$v : 0,2$$

$$M_{\text{lp}} = N_{90j} \cdot e \quad \text{avec } N_{90j} : \text{Force de précontrainte à 90 jours}$$

e: Excentricité de la force / A.N

$$\text{D'où : } M_{\text{Tp}} = 0,538 \cdot 0,2 \cdot -0,32 \cdot 2792,3$$

$$M_{\text{Tp}} = -96,15 \text{ t.m/ml}$$

IX.5) Tableau récapitulatif des moments transversaux

	t.m/ml	G	A	Bc	M _{c120}	S.T	Br	Précon- trainte
Y=0	M ⁺	69,58	42,025	7,357	45,188	1,998	2,091	-96,15
	M ⁻	/	-12,985	-0,283	-0,742	-1,079	-0,744	-96,15
Y=b/4	M ⁺	70,86	41,751	8,233	48,029	1,998	2,034	-96,15
	M ⁻	/	-13,442	-0,235	-5,768	-1,025	-0,582	-96,15
Y=b/2	M ⁺	69,829	41,931	7,419	45,157	1,998	1,834	-96,15
	M ⁻	/	-13,461	-0,277	-1,251	-0,954	-0,463	-96,15
Y=3b/4	M ⁺	68,125	39,78	6,647	44,954	2,108	1,359	-96,15
	M ⁻	/	-13,231	-0,399	-1,541	-1,057	-0,343	-96,15

IX.6) Caractéristiques des matériaux

* Le béton utilisé est dosé à 450 kg/m³ de ciment CPA 325

- Résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Résistance à la traction à 28 jours $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- Contrainte limite de compression à l'ELS $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$
- Contrainte limite de compression à l'ELU:

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\gamma_b = 1,5) \quad f_{bu} = 14,156 \text{ MPa}$$

* L'acier utilisé est des barres à haute adhérence Fe 400

- Contrainte limite des armatures:
- à l'ELS : $\sigma_c = \text{Min} [2/3 f_e , 150 \eta]$

$$\eta = 1,6 \text{ -----} \rightarrow \gamma_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{- à l'ELU: } f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\gamma_s = 1,15) \quad f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

IX.7) Ferrailage à la flexion transversale

Le calcul des armatures se fera selon les règles BAEL 83.

On distingue : - les états limites ultimes
- les états limites de service.

Le calcul se fera pour les fibres les plus sollicitées à la section à mi travée ($x = 0,5 l$).

*** Combinaison des efforts:**

A l'ELU: $1,35 G + 1,5 Q + \text{précontrainte}$

A l'ELS: $G + Q + \text{précontrainte}$

Où G: poids propre

Q: Maximum des surcharges outre que la charge de trottoir

$$Q = \text{Max}(A, B) + ST$$

Le tableau suivant donnera les moments max et min après combinaison.

Fibre	Etat	M_{\max} (t.m/ml)	M_{\min} (t.m/ml)
Y = 0	ELU	68,562	-47,660
	ELS	20,616	-40,63
Y = b/4	ELU	74,552	-46,99
	ELS	24,737	-40,91
Y = b/2	ELU	68,852	-47,95
	ELS	20,834	-40,73
Y = 3b/4	ELU	66,412	-49,457
	ELS	19,037	-42,313

a) Ferrailage en travée

Les moments sont atteints par la fibre $Y = b/4$

$$M_y^{\max} = \begin{cases} 74,552 \text{ t.m/ml à l'ELU} \\ 24,737 \text{ t.m/ml à l'ELS} \end{cases}$$

$$M_y^{\min} = \begin{cases} -47,95 \text{ t.m/ml à l'ELU} \\ -42,313 \text{ t.m/ml à l'ELS} \end{cases}$$

*** Calcul de la section d'armature**

a) Armatures supérieures

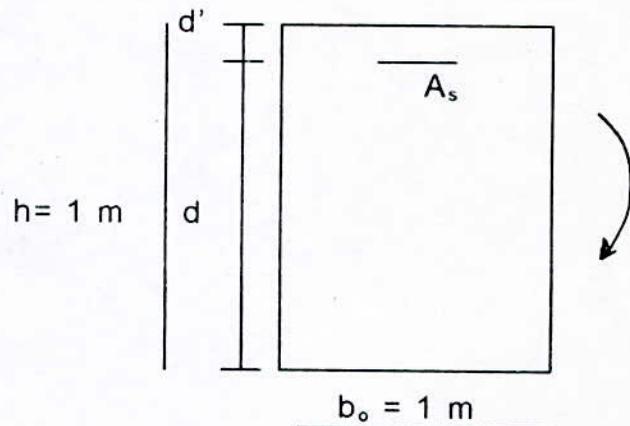
$h = b_o = 1 \text{ m}$

$d' = 0,1 \text{ m}$

$d = 0,9 \text{ m}$

$M_{ur} = -47,95 \text{ t.m}$

$M_u = -40,90 \text{ t.m}$



$f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$f_{su} = 348 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_s = 240 \text{ MPa}$

*** Dimension à l'ELU:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0,1025$$

$\mu_{lu} = 0,341 \gamma - 0,1776 \quad \text{tel que } \gamma = M_u / M_{ser} = 1,056$

$\mu_{lu} = 0,183 \quad \mu_{bu} < \mu_{lu} \quad \text{-----} \rightarrow A'_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}} \right) = 0,1354 \text{ -----} > \text{Pivot : A}$$

$$Z_b = d (1 - 0,4 \alpha) = 85,13 \text{ cm}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{Z_b f_{su}} = 16,2 \text{ cm}^2.$$

* Dimension à l'ELS

$$\alpha = \frac{15 \sigma_{bc}}{15 \sigma_{bc} + \sigma_s} = 0,484$$

$$M_{rb} = 1/2 b d^2 \sigma_{bc} \alpha (1 - \alpha/3) = 246,54 \text{ t.m} > M_{ser} \text{ -----} > A_{sc} = 0$$

Donc : $\sigma_s = \sigma_s$ (pivot A)

$$M_{ser} = \frac{1}{2} b d^2 \frac{\sigma_s}{15} \frac{\alpha^2}{(1 - \alpha)} \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)$$

Equation du 3^{eme} degré en α : $\alpha = 0,425$

Donc :

$$Z_b = d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) = 77,25 \text{ cm}$$

$$A_{sur} = \frac{M_{ser}}{Z_b \sigma_s} = 60,19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \text{Max} (A_{su}, A_{sur}) = A_{sur} = 22,82 \text{ cm}^2$$

on prend:

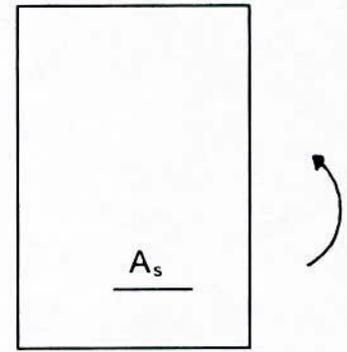
$$\text{Soit } 8 \text{ } \emptyset 20 \text{ } A_s = 25,1 \text{ cm}^2$$

b) Armatures inférieures

$$M_u = 74,522 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = 24,737 \text{ t.m}$$

*) Dimension à l'ELU



$$\mu_{bu} = 0,341 \gamma - 0,1776 = 0,85$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0,065 < \mu_{lu} \text{ -----} \rightarrow A'_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}} \right) = 0,084 \text{ -----} \rightarrow \text{Pivot : A}$$

$$Z_b = d (1 - 0,4 \alpha) = 86,98 \text{ cm}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{Z_b f_{su}} = 24,63 \text{ cm}^2.$$

*) Vérification à l'ELS

$$1/1 : \text{Position de l'axe neutre: } 1/2 b Y_1^2 + x A_s (Y_1 - h)$$

$$\text{On trouve } Y_1 = 23,74 \text{ cm}$$

I_1 : Moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I_1 = \frac{b Y_1^3}{3} + 15 A_s (h - Y_1)^2 = 0,0259 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{I_1} Y_1 = 2,264 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{OK})$$

$$\sigma_s = \frac{15 M}{I_1} (h - Y_1) = 109,062 \text{ MPa} < \sigma_s = 240 \text{ MPa} \quad (\text{OK})$$

Alors, on prend $A_s = 24,63 \text{ cm}^2$

Soit 8 $\varnothing 20$ $A_s = 25,1 \text{ cm}^2$

b) Ferrailage sur appui intermédiaire

- Le moment transversal est donné par:

$$M_y = \frac{K_1}{n} M_x \quad \text{Tel que: } n: \text{ nombre d'appuis}$$

$$K_n = 1/3 (8K + 2K^2 - 4K^3) \quad \text{Où}$$

$$K = 2 \frac{2b}{l_1 + l_2} \quad (\text{travées égales})$$

$$K = \frac{2b}{l} = 0,538 \quad \text{-----} > K_1 = 1,42$$

On prend $n = 2$

$$M_{Xu} = (1,35 M_G + 1,5 M_Q + M_{pr}) / 2b$$

$$M_{Xser} = (M_G + M_Q + M_{pr}) / 2b$$

On a :

$$M_G = 1246 \text{ t.m}$$

$$M_Q = M(\text{ST}) + M(\text{A}) = 345,4 \text{ t.m}$$

$$M_{pr} = F \cdot e = 1185,41 \text{ t.m}$$

D'où:

$$M_{Xu} = 314,65 \text{ t.m/ml} \quad \text{-----} > \quad M_{Yu} = 111,7 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{Xser} = 258,07 \text{ t.m/ml} \quad \text{-----} > \quad M_{Yser} = 91,615 \text{ t.m/ml}$$

- Le calcul de la section d'armature:

$$d' = 0,1 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \text{ m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,219$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0,194$$

$$\mu_{bu} = 0,238 \text{ -----} \rightarrow A'_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}} \right) = 0,272 \text{ -----} \rightarrow \text{Pivot : B}$$

$$\varphi_s = \frac{1 - \alpha}{\alpha} \varphi_{bc} = 9,3 \% \text{ -----} \rightarrow \sigma_s = f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

On a :

$$Z_b = d (1 - 0,4 \alpha) = 80,2 \text{ cm}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{Z_b f_{su}} = 40,025 \text{ cm}^2.$$

$$A_{su} = 40,025 \text{ cm}^2.$$

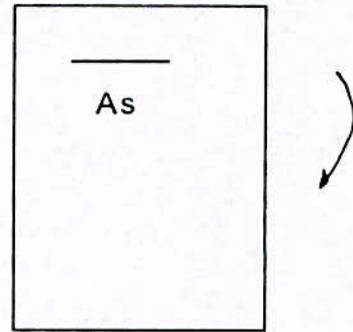
*) Vérification à l'ELS:

La position de l'A.N: $Y_1 = 38,45 \text{ cm}$

Le moment d'inertie de la section homogénéisée : $I = 0,0644 \text{ m}^4$

$$M_{ser} = 91,615 \text{ t.m / ml}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{I} Y_1 = 10,933 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{OK})$$



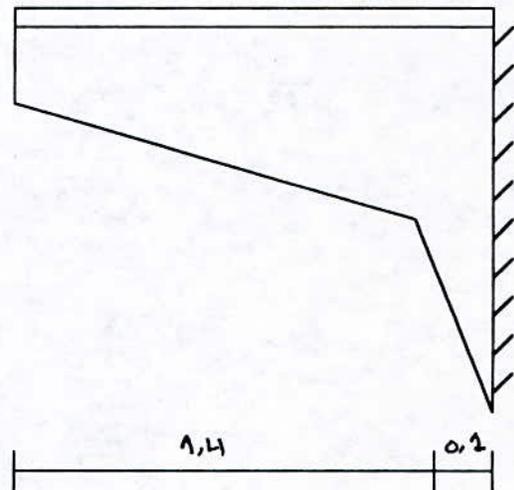
$$\sigma_s = \frac{15 M}{I} (d - Y_1) = 219,88 \text{ MPa} < \sigma_s = 240 \text{ MPa} \quad (\text{OK})$$

Alors, on prend $A_s = 40,025 \text{ cm}^2$

Soit 20 $\varnothing 16$ $A_s = 40,2 \text{ cm}^2$

IX.8) Etude des encorbellements

1°) Encorbellement de gauche



* Efforts dus au poids propre

	Poids propre	Trottoir	g. corps
P (t/m)	1,225	0,8562	0,4
Excentricité (m)	0,6261	1,036	1,6

$$M : \sum P_i e_i \quad \text{====>} \quad M = -2,294 \text{ t.m / ml}$$

$$M : \sum P_i \quad \text{====>} \quad T = -2,490 \text{ t / ml}$$

*** Efforts dus aux surcharges de trottoir**

* $q = 450 \text{ kg/m}^2$

$M = -0,450 \cdot 15^2 / 2 \implies M = -0,507 \text{ t.m / ml}$

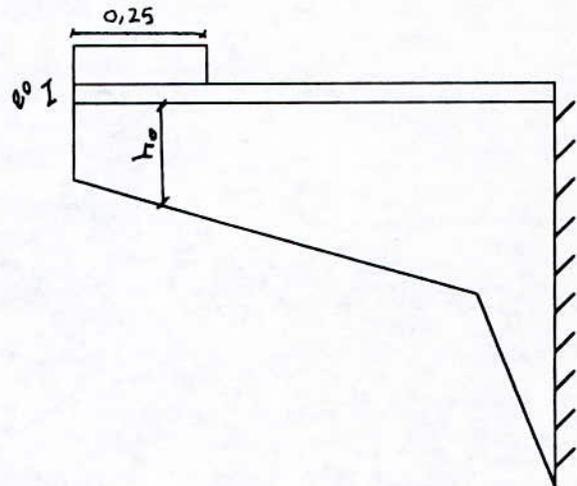
$T = -0,450 \cdot 1,5 \implies T = -0,675 \text{ t / ml}$

* Roue isolée de 6 t: Carré d'impact (0,25 x 0,25) m²

$U = V = 0,25 \text{ m}$

$h_o = 0,218 \text{ m}$

$e_o = 0,1745 \text{ m}$



*** Diffusion verticale**

$U' = U_o + e_o + h_o/2 = 0,5335 \text{ m}$

$V' = V_o + 2e_o + h_o = 0,817 \text{ m}$

*** Diffusion longitudinale**

$C = 2 b + V'$

$b = l_t - U' = 2,6 - 0,5335 = 2,0665 \text{ m}$

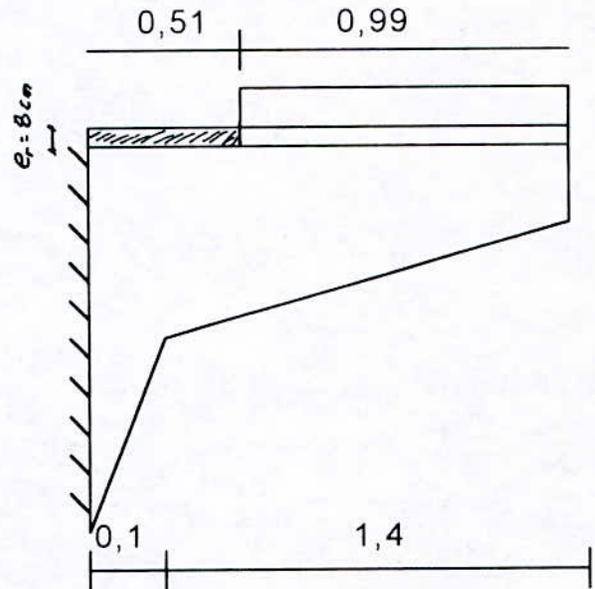
$C = 4,841$

$M = \frac{-P}{C} (b + U'/2) \implies M = -2,892 \text{ t.m/ml}$

$T = \frac{-P}{C} \implies T = -1,24 \text{ t/ml}$

Il est clair qu'aucune charge de chaussée n'intervienne dans ce cas.

2) Encorbellement de droite



	Poids propre	Trottoir
P (t/m)	1,225	0,8562
Excentricité (m)	0,6261	1,036

$$M : \sum P_i e_i \quad \text{====>} \quad M = -0,535 \text{ t.m / ml}$$

$$M : \sum P_i \quad \text{====>} \quad T = -1,227 \text{ t / ml}$$

* Efforts dus aux surcharges de trottoir:

$$q = 0,45 \text{ t/m}^2$$

$$M = -0,450 \cdot 0,99 (0,99/2 + 0,51) \text{ ==>} M = -0,448 \text{ t.m / ml}$$

$$T = -0,450 \cdot 0,99 \quad \text{==>} \quad T = -0,446 \text{ t / ml}$$

* Efforts dus à la surcharge A:

$$A = 1,26015 \text{ t/m}^2$$

$$M = -1,26015 (15)^2 / 2 \text{ ==>} M = -0,164 \text{ t.m / ml}$$

$$T = -1,26015 \cdot 0,51 \quad \text{==>} \quad T = -0,643 \text{ t / ml}$$

*** Efforts dus aux surcharges B_c**

La distance entre la section d'encastrement de l'encorbellement et le bord inférieur du trottoir est égale à 0,5 m, donc on peut placer une file de deux camions sur l'encorbellement.

Cette file de roues est assimilée à un impact de 1,75 m (sens longitudinal) et de 0,25 m (sens transversal).

$$P = 12 \text{ t}$$

$$U = 0,25 \text{ m} \quad ; \quad e_r = 0,08 \text{ m}$$

$$V = 1,75 \text{ m} \quad ; \quad h_o = 1 \text{ m}$$

$$U' = U + 1,5 e_r + h_o = 1,37 \text{ m}$$

$$V' = V + 1,5 e_r + h_o = 2,87 \text{ m}$$

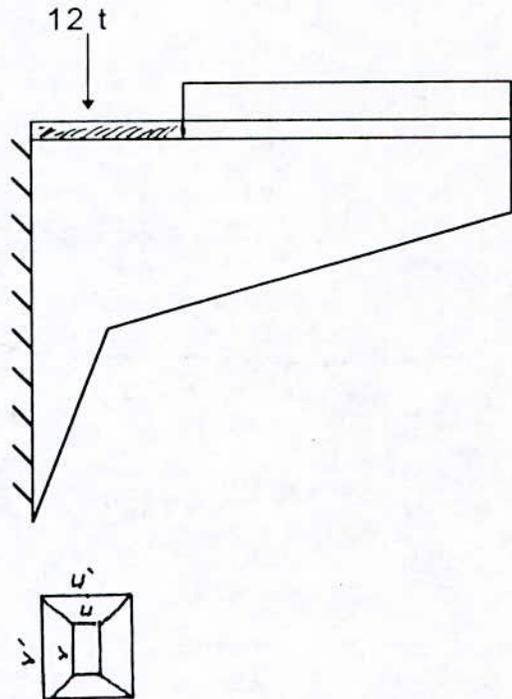
$$C = 2 b + V'$$

$$b = l_t - U' = 2,6 - 1,37 = 1,23 \text{ m}$$

$$C = 5,33 \text{ m}$$

$$M = \frac{-\sigma_{bc} P}{C} (b + U'/2) \quad \text{====>} \quad M = -5,06 \text{ t.m/ml}$$

$$T = \frac{-P}{C} \sigma_{bc} \quad \text{====>} \quad T = -2,64 \text{ t/ml}$$



***) Efforts dus aux surcharges militaires M_{C120}**

En considérant la chenille posée sur l'encorbellement comme une charge concentrée, le centre de gravité est situé au droit de l'encastrement, d'où:

$$M = 0$$

$$T = -9,71 \text{ t/ml}$$

*** Effort dus à la surcharge B_r:**

La roue isolée de 10 t ayant un rectangle d'impact de 0,3m (sens longitudinal) et de 0,6 m (sens transversal).

$$P = 10 \text{ t}$$

$$U = 0,3 \text{ m} \quad ; \quad e_r = 0,08 \text{ m}$$

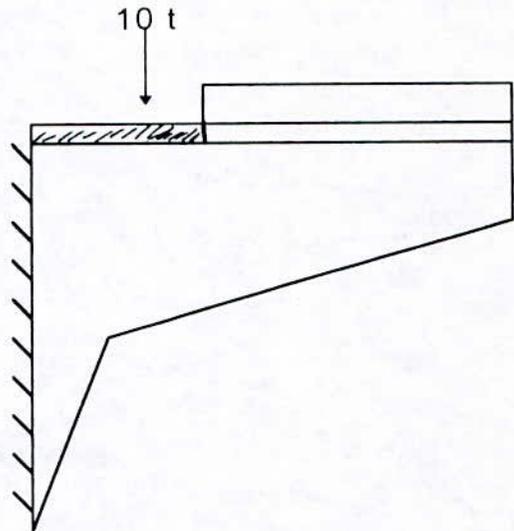
$$V = 0,6 \text{ m} \quad ; \quad h_o = 1 \text{ m}$$

$$U' = U + 1,5 e_r + h_o = 1,42 \text{ m}$$

$$V' = V + 1,5 e_r + h_o = 1,72 \text{ m}$$

$$b = 2,6 - U' = 1,180 \text{ m}$$

$$C = 2 b + V' = 4,08 \text{ m}$$



$$M = \frac{- P \sigma}{C} (b + U'/2) \quad \text{====>} \quad M = -4,85 \text{ t.m/ml}$$

$$T = \frac{- P}{C} \sigma \quad \text{====>} \quad T = -2,56 \text{ t/ml}$$

Ferrailage de la section d'encastrement (encorbellement - dalle centrale)

De l'étude précédente des encorbellements, l'encorbellement de droite est le plus sollicité:

$$M_u = 8,99 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ser} = 5,7 \text{ t.m/ml}$$

***) Dimensionnement à l'ELU**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 7,82 \cdot 10^{-3}$$

$$\mu_{bu} = 0,341 \gamma - 0,1776 = 0,36$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \quad \implies A'_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}} \right) = 9,81 \cdot 10^{-3} \quad \text{-----} > \text{Pivot : A}$$

$$Z_b = d (1 - 0,4 \alpha) = 89,64 \text{ cm}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{Z_b f_{su}} \quad \implies A_s = 2,89 \text{ cm}^2.$$

***) Vérification à l'ELS:**

La position de l'AN Y1 est donnée par:

$$1/2 b Y_1^2 + n A_s (Y_1 - d) = 0$$

$$\implies Y_1 = 8,41 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie sera donc : $I = 3,084 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y_1 = 1,56 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - Y_1) = 226,2 \text{ MPa} < \sigma_s = 240 \text{ MPa}$$

La condition de non fragilité :

$$A \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b h = 11,21 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 11,21 \text{ cm}^2$ soit :

IX.9) Ferraillage longitudinal

Le ferraillage longitudinal sera constitué par des armatures de constructions passives:

Sur l'appui intermédiaire, il y aura un renforcement pour reprendre le surplus des contraintes dues aux tassements d'appui et l'écrêtement des moments longitudinaux.

***) Calcul des contraintes dues l'écrêtement**

$$a = 0,9 \text{ m}$$

$$V_i = 0,535 \text{ m}$$

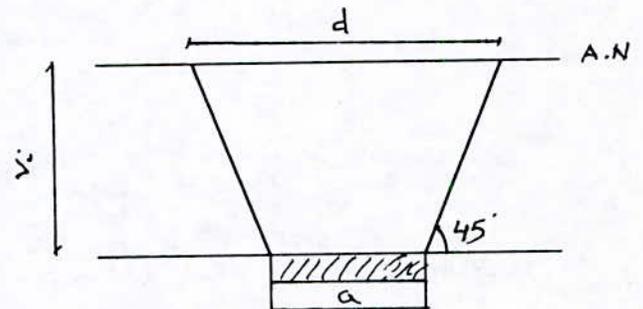
$$d = a + 2 V_i = 1,97 \text{ m}$$

L'écrêtement des moments :

$$\Delta M = R \frac{d}{8}$$

$$\text{En charge} : R_1 = 801,75 \text{ t} \quad \implies \Delta M_1 = 197,43 \text{ t.m}$$

$$\text{A vide} : R_2 = 623 \text{ t} \quad \implies \Delta M_2 = 153,42 \text{ t.m}$$



La contrainte de traction due à l'écrêtement (ΔM_1):

$$\sigma_s = \Delta M_1 \frac{V_s}{I} = 102,37 \text{ t/m}^2$$

La contrainte de compression est donc:

$$\sigma_i = \Delta M_1 \frac{V_i}{I} = 117,78 \text{ t/m}^2$$

Ces contraintes seront superposées à celles dues aux tassements d'appuis:

$$\sigma_s = 102,37 + 42,3 = 144,67 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_i = 117,78 + 48,65 = 166,43 \text{ t/m}^2$$

* La force de traction pour 1 mètre de largeur

$$F = \frac{1}{2} b V_s \sigma_s = 33,636 \text{ t}$$

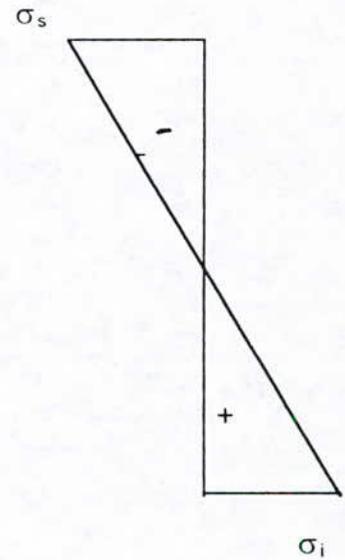
$$F = \sigma_a \cdot A_s$$

Tel que:

$$\sigma_a = 240 \text{ MPa}$$

Alors

$$A_s = \frac{F}{\sigma_a} \implies A_s = 14,015 \text{ cm}^2$$



CHAPITRE X

ETUDE A LA TORSION

- Détermination des coefficients τ_u
- Tableau des moments M_{xy}
- Détermination des contraintes de cisaillement

ETUDE A LA TORSION

Les efforts dus à la torsion sont déterminés par la méthode de Guyon et Massonnet.

L'expression du moment est donnée par:

$$M_{xy} = -M_{yx} = \sum_{n=1}^{\infty} \tau_{an} \sin \frac{n\pi C}{l} \cos \frac{n\pi x}{l} \frac{4pl}{n\pi^2}$$

C: étalement de la charge

τ_a : Coefficient de répartition relatif à la torsion

On ne considérera que la 1^{ère} harmonique ($n = 1$)

X.1) Détermination des coefficients τ_a

Pour déterminer les différentes valeurs de τ_a correspondants aux différents cas de charge, nous devons tracer les lignes d'influence de τ_a qui dépendent aussi de α , θ , e/b et Y .

On a dans notre cas : $\theta = 0,269$

$$\alpha = 0,833$$

Le tableau suivant nous donnera les valeurs de $\tau_a = \tau_1 \sqrt{\alpha}$

Où:

τ_1 est obtenu par interpolation linéaire des tableaux de Guyon et Massonnet.

$\begin{matrix} \backslash \\ e \\ / \\ Y \end{matrix}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
y = 0	-0,202	-0,162	-0,118	-0,066	0	0,066	0,118	0,162	0,202
y = b/4	-0,178	-0,147	-0,113	-0,073	-0,022	0,045	0,115	0,173	0,227
y = b/2	-0,157	-0,132	-0,105	-0,053	-0,030	0,024	0,097	0,177	0,249
y=3b/4	-0,143	-0,121	-0,097	-0,068	-0,032	0,015	0,079	0,168	0,267
y = b	-0,138	-0,117	-0,093	-0,066	-0,031	0,014	0,075	0,159	0,274

τ_{α}

Après le tracé des lignes d'influence de τ_{α} , on dispose nos charges et surcharges convenablement afin d'obtenir la valeur de $\tau_{\alpha moy}$ la plus défavorable pour chaque cas de charge et aux différentes fibres.

Les valeurs de $\tau_{\alpha moy}$ sont résumées dans le tableau qui suit:

	Y = 0	Y = b/4	Y = b/2	Y = 3b/4	Y = b
G	0	$2,33 \cdot 10^{-3}$	$4,5 \cdot 10^{-3}$	$3,6 \cdot 10^{-3}$	$2,97 \cdot 10^{-3}$
A	0,095	0,101	0,097	0,086	0,081
Bc	0,133	0,1375	0,125	0,124	0,098
M_{c120}	0,108	0,092	0,087	0,091	0,085
ST	0,192	0,207	0,221	0,228	0,218
Br	0,167	0,185	0,19	0,186	0,168

$\tau_{\alpha moy}$

X.2)

Les moments M_{xy} sont donnés dans le tableau suivant en (t.m/ml)

Section	Fibre	G	A	Bc	M_{c120}	ST
x = 0	Y = 0	/	7,279	1,010	7,279	2,297
	Y = b/4	0,471	7,738	1,044	6,199	2,477
	Y = b/2	0,909	7,432	0,949	5,862	2,644
	Y = 3b/4	0,727	6,589	0,941	6,132	2,728
	Y = b	0,560	6,202	0,744	5,727	2,608
x=0,1L	Y = 0	/	6,922	0,961	6,921	2,185
	Y = b/4	0,448	7,359	0,993	5,896	2,355
	Y = b/2	0,864	7,068	0,903	5,575	2,515
	Y = 3b/4	0,692	6,226	0,896	5,832	2,594
	Y = b	0,571	5,902	0,708	5,447	2,481
x=0,2L	Y = 0	/	5,889	0,817	5,887	1,858
	Y = b/4	0,381	6,261	0,845	5,015	2,004
	Y = b/2	0,735	6,013	0,768	4,743	2,139
	Y = 3b/4	0,588	5,331	0,762	4,961	2,207
	Y = b	0,485	5,021	0,602	4,633	2,110
x=0,3L	Y = 0	/	4,279	0,594	4,277	1,351
	Y = b/4	0,277	4,549	0,614	3,644	1,456
	Y = b/2	0,534	4,369	0,558	3,445	1,554
	Y = 3b/4	0,427	3,873	0,553	3,604	1,603
	Y = b	0,353	3,648	0,437	3,366	1,553
x=0,4L	Y = 0	/	2,249	0,312	2,249	0,710
	Y = b/4	0,146	2,391	0,323	1,916	0,765
	Y = b/2	0,281	2,297	0,293	1,811	0,817
	Y = 3b/4	0,225	2,036	0,291	1,895	0,843
	Y = b	0,186	1,918	0,230	1,769	0,806
x=0,5L	Y = 0					
	Y = b/4					
	Y = b/2					
	Y = 3b/4					
	Y = b					

X.3) Détermination des contraintes de cisaillement

D'après les CCBA 68 ART 5-3, pour une section rectangulaire ($a \leq b$), la contrainte est maximale au milieu de b et vaut:

$$\tau_{xy} = \frac{M_{xy}}{a^2 \cdot b} \left(4,81 - 1,81 \frac{b - a}{\sqrt{2a^2 + b^2}} \right)$$

Comme $a = b = 1 \text{ m}$; $\tau_{xy} = 4,81 M_{xy} \text{ (t/m}^2\text{)}$

Où $M_{xy} = M_G + 1,2 M_{ST} + 1,2 M_{Ax} (M_A; M_{Bc}; M_{C120})$

On aura à la fois:

Section	$M_{xy} \text{ (t.m/ml)}$	$\tau_{xy} \text{ (t/m}^2\text{)}$
$x = 0$	13,001	62,53
$x = 0,1 \text{ L}$	12,364	59,47
$x = 0,2 \text{ L}$	10,517	50,59
$x = 0,3 \text{ L}$	7,642	36,76
$x = 0,4 \text{ L}$	4,018	19,33
$x = 0,5 \text{ L}$	0	0

CHAPITRE XI

APPAREILS D'APPUIS

XI.1) Définitions

XI.2) Dimensionnement des appareils d'appuis

XI.3) Répartition des efforts horizontaux

XI.4) Vérifications des appareils d'appuis

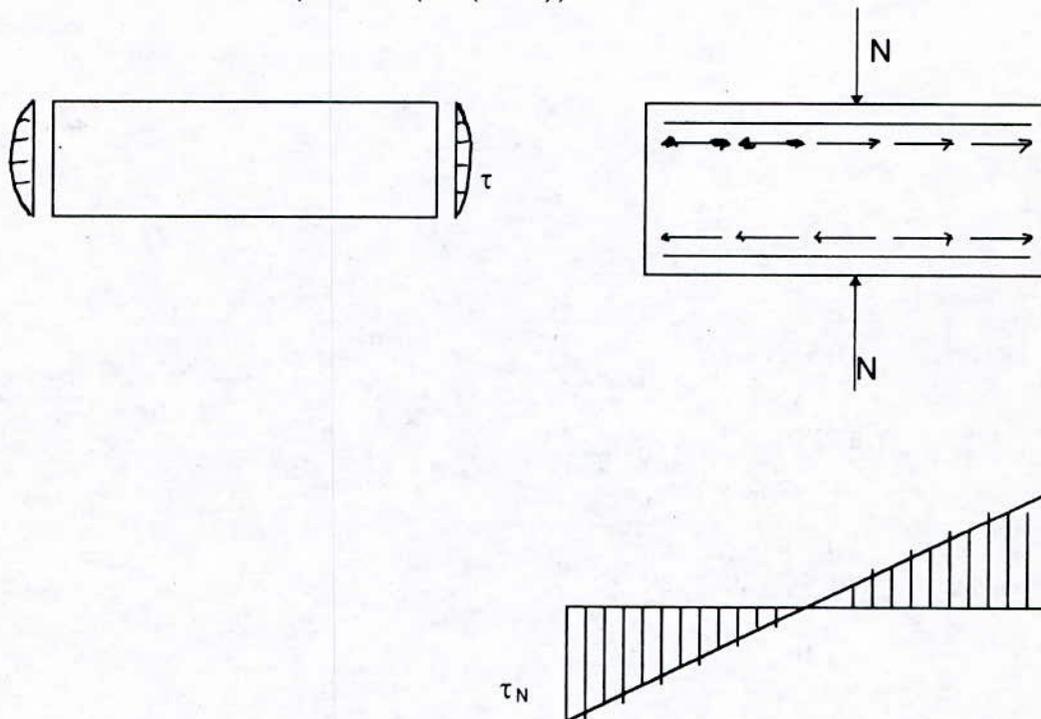
chaque feuillet (au milieu des grands côtés des feuillets) se développent des contraintes maximales.

La valeur maximale de ces contraintes τ_N :

$$\tau_N = 1,5 \sigma m / \beta$$

Avec

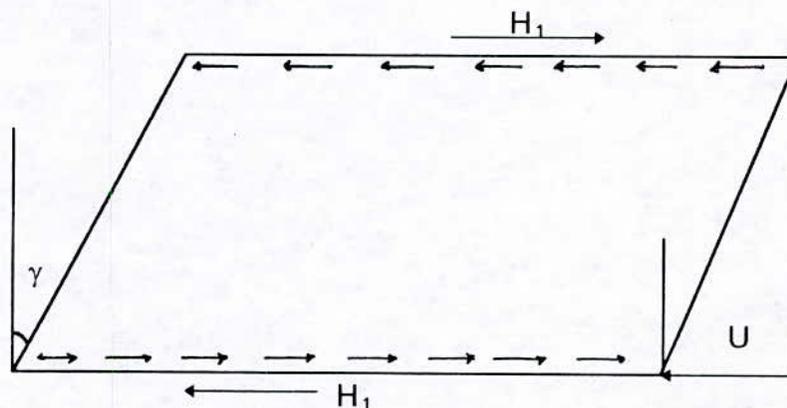
$$\sigma m = N / ab \quad \text{et} \quad \beta = ab / (2t (a+b))$$



Distorsion

La distribution des contraintes au niveau du plan de frettage dans le cas d'une distorsion est uniforme.

On a deux cas à considérer :

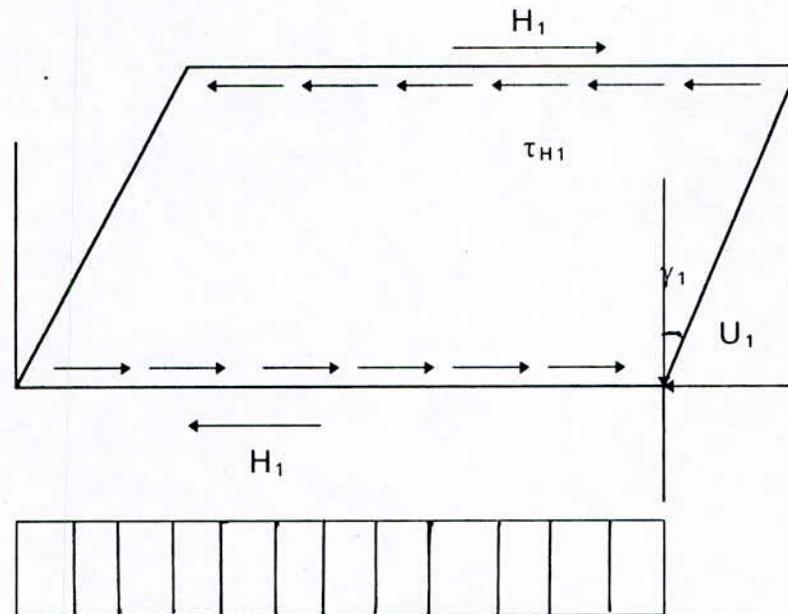


*** Déformation lente de l'appareil (dilatation - fluage - retrait)**

$$\operatorname{tg} \gamma_1 = U_1 / T \quad ; \quad \tau_{H1} = G \operatorname{tg} \gamma_1 = G U_1 / T$$

D'où:

$$\tau_{H1} = G U_1 / T$$



*** Effort dynamique \$H_2\$:**

En admettant que le module de cisaillement dans le cas d'un effort dynamique soit égale au double de \$G\$.

$$\operatorname{tg} \gamma_2 = U_2 / T = \tau_{H2} / 2 G = H_2 / 2 G ab$$

Donc la déformation est la moitié de celle qu'aurait un effort statique de même valeur.

**** Simultanéité des 2 cas (déformation lente/rapide)**

On introduit une contrainte conventionnelle de calcul qui sous l'effet statique seul, correspondait à la même déformation totale:

$$\tau_H = G U_1 / T + H_2/2ab$$

- Rotation

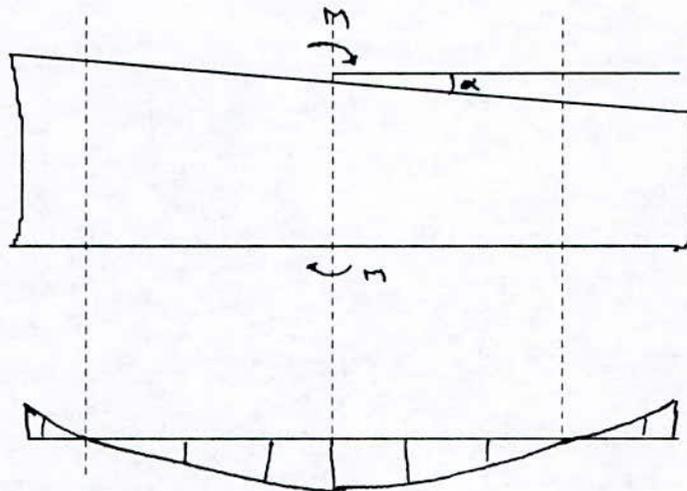
Lorsqu'une frette solidaire d'un feuillet accomplit une rotation par rapport à l'autre frette solidaire de même feuillet, la répartition des contraintes de cisaillement s'établit comme suit (voir figure ci-dessous).

La contrainte maximale apparaît sur les bords parallèles à l'axe de rotation et a pour valeur:

$$\tau_a = G / 2 (\alpha_T + \alpha_o) / n$$

Avec α_o : Rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.

Béton coulé sur place : α_o : 0,003 rad



- Prescription réglementaire

a°) Limitation de la contrainte de cisaillement

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_a < 5 G$$

Avec :

$$\tau_{H1} < 0,5 G \quad ; \quad \tau_H < 0,7 G \quad ; \quad \tau_a < \tau_N$$

b°) Limitation de la contrainte moyenne de compression

$$(\sigma_m)_{\max} = N_{\max} / ab < 150 \text{ bars}$$

c°) Condition de non cheminement et non glissement

$$(\sigma_m)_{\min} = N_{\min} / ab > 20 \text{ bars} , \quad H = H_1 + H_2 < f \cdot N$$

f: Coefficient de frottement de l'appareil sur le support

$f = 0,10 + 6 / \sigma_m$ (cas où les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuillets d'élastomère).

d°) Condition de non flambement

$$T < a / 5 \text{ . et vérifier } T > a/10$$

e°) Condition de non soulèvement

$$\alpha t > 3/\beta \cdot t/a \cdot \sigma_m / G$$

f°) Dimensionnement des frettes

$$ts > a/\beta \cdot \sigma_m / \sigma_e \text{ et } ts > 2 \text{ mm}$$

XI.2) Dimensionnement des appareils d'appuis

Les appareils d'appuis seront en élastomère fretté type 1 CUMBA non striés, ils seront simplement posés sur des bossages en béton armé, réglés strictement horizontaux, les caractéristiques principales sont:

- Dureté SHORE selon la norme NET 46.003 du 31.01.62 ShA=60
- Module différé de cisaillement transversal $G = 10 \text{ bars}$

XI.2.1) Réactions extrêmes revenant à chaque appareil d'appui

Sur chaque ligne d'appui, on dispose de deux appareils d'appuis symétriques par rapport à l'axe longitudinal du tablier.

***) Au niveau de la pile (A₁):**

$$R_{1\max} = 1198,55 \text{ t} \quad \text{-----} \rightarrow N_{1\max} = \frac{R_{1\max}}{2} = 599,275 \text{ t}$$

$$R_{1\min} = -599,27 \text{ t} \quad \text{-----} \rightarrow N_{1\min} = \frac{R_{1\min}}{2} = -299,635 \text{ t}$$

***) Au niveau de la culée (A₀):**

$$R_{0\max} = 305,31 \text{ t} \quad \text{-----} \rightarrow N_{0\max} = \frac{R_{0\max}}{2} = 152,66 \text{ t}$$

$$R_{0\min} = 174,466 \text{ t} \quad \text{-----} \rightarrow N_{0\min} = \frac{R_{0\min}}{2} = 87,233 \text{ t}$$

XI.2.2) Dimensionnement d'appareil d'appui intermédiaire (pile)

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{a b} < \sigma = 150 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{-----} \rightarrow a b > 3995,17 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a b} > 20 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{-----} \rightarrow a b < 14981,75 \text{ cm}^2$$

On prend comme modèle:

$$a = 50 \text{ cm} ; b = 90 \text{ cm} ; S = 4500 \text{ cm}^2 ; t = 1,2 \text{ cm} ; n = 8$$

$$T = n t = 10 \text{ cm} ; t_s = 3 \text{ mm} ; \alpha_{\text{tab}} = 0,0012 \text{ rad}$$

XI.2.3) Dimensionnement d'appareil d'appui de rive (culée)

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} < 150 \text{ kg/cm}^2 \text{ -----} \rightarrow a \cdot b > 1017,74 \text{ cm}^2$$

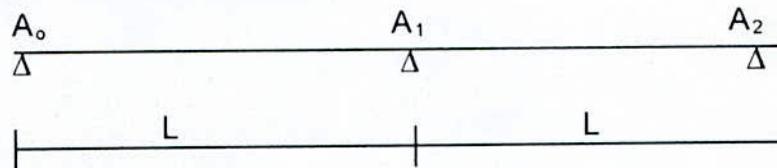
$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} > 20 \text{ kg/cm}^2 \text{ -----} \rightarrow a \cdot b < 4361,65 \text{ cm}^2$$

On prend comme modèle:

$$a = 30 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm} ; S = 1500 \text{ cm}^2 ; t = 1 \text{ cm} ; n = 6$$

$$T = 6 \text{ cm} ; t_s = 3 \text{ mm} ; \alpha_{\text{tab}} = 0,0033 \text{ rad}$$

XI.3) Répartition des efforts horizontaux



Vu que l'ensemble des constituants des fondations des appuis est rigide et en négligeant les déformations de ces appuis, on ne tiendra compte que des déformations au niveau des appareils d'appuis (élastomère).

Les déformations δ_i sont données par : $\delta_i = T_i / (n G S)$

- Pile : $n = 8$; $T = 10 \text{ cm}$ ----- $\rightarrow \delta_i = 0,2777 \cdot 10^{-4} \text{ cm/kg}$

- Culée: $n = 6$; $T = 6 \text{ cm}$ ----- $\rightarrow \delta_o = 0,6667 \cdot 10^{-4} \text{ cm/kg}$

On calcule : $K_i = \frac{1}{\delta_i}$

Pile $K_1 = 36010,08 \text{ kg/cm}$

Culée $K_0 = 14999,2 \text{ kg/cm}$

Le pourcentage de l'effort horizontal revenant à chaque appui

$$\% = \frac{K_i}{\sum K_i} \cdot 100$$

Pile : 22,72 %

Culée : 54,56 %

XI.3.1) Vérification de la position du centre élastique

x_0 : l'abscisse qui définit la section qui ne subit aucun déplacement

$$X_0 = \frac{\sum K_i x_i}{\sum K_i}$$

A.N: $x_0 = 20 = L$: C'est vérifié

XI.3.2) Calcul des efforts de freinage

La valeur de l'effort de freinage est définie comme le 1/7 de la résultante maximale dû aux surcharges: $F_f = R / 7$

Dans notre cas: $R_{max} = 419,04 \text{ t}$

D'où: $F_f = \frac{R}{7} \implies F_f = 59,87 \text{ t}$

L'effort revenant à la pile : $F_{fp} = \frac{54,56}{100} \cdot 59,87 = 32,66 \text{ t}$

L'effort revenant à la culée: $F_{fc} = \frac{22,72}{100} \cdot 59,87 = 13,6 \text{ t}$

XI.4) Vérification des appareils d'appuis

XI.4.1) Appui intermédiaire

XI.4.1.1) Calcul des contraintes

a) Compression

$$\tau_N = 1,5, \sigma_m / \beta$$

Tel que:

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{ab} = 133,172 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = \frac{ab}{2t(a+b)} = 13,39$$

$$\text{D'où : } \tau_N = 14,92 \text{ kg/cm}^2$$

b) Distorsion

$$\tau_{H1} = G U_1 / T$$

$$U_1 = \Delta r + \Delta f + \Delta t \quad \text{Avec}$$

* $\Delta r = 0,0003 L/2 = 0,3 \text{ cm} \dots\dots\dots$ « Retrait »

* $\Delta f = L/2 \cdot \sigma_m / E_v$ où : $\sigma_m = (\sigma_m + \sigma_0)/2$ Tel que

σ_m : Contrainte de CPR à mi travée (à vide)

σ_0 : Contrainte de CPR à l'appui de rive (à vide)

On a:

$$\sigma_m = 421,9 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_0 = 113,6 \text{ t/m}^2$$

$$E_v = 1212435 \text{ t/m}^2$$

Alors:

$$\Delta f = 0,22 \text{ cm} \dots\dots\dots$$
 « Fluage »

* $\Delta t = - \varepsilon \cdot \Delta T \cdot L = -0,0001 \cdot 40 = 0,4 \text{ cm} \dots\dots\dots$ « Dilatation »

D'où: $U_1 = 0,92 \text{ cm}$

$$\tau_{H1} = G \cdot U1 / T = 0,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tg } \gamma_1 = \frac{U_1}{T} = 0,092$$

- Effort dynamique (freinage)

$$\text{tg } \gamma_2 = \frac{U_2}{T} = H_2 / (2 G ab)$$

Où

$$H_2 = F_{fp} / n = 16,33 \text{ t} \implies \text{tg } \gamma_2 = 0,1814$$

$$\tau_{H2} = 2 G \text{ tg } \gamma_2 = 3,63 \text{ kg/cm}^2$$

- Simultanéité des deux cas:

$$\tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2} = 4,55 \text{ kg/cm}^2$$

c) Rotation

On suppose que la travée est isostatique et on calcule la rotation sous l'effet de la charge permanente G et la surcharge supposée uniformément répartie sur toute la travée.

$$\alpha_T = \alpha_1 + \alpha_2 \quad \text{Tel que } E_v : 1212435 \text{ t/m}^2$$

$$g : 24,92 \text{ t/m}$$

$$q : 20,95 \text{ t/m}$$

$$\alpha_1 = g l^3 / 24 E_v I = 7,64 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\alpha_2 = q l^3 / 24 E_v I = 1,22 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

Pour un feuillet :

$$\alpha_t = \frac{(\alpha_T + \alpha_o)}{n} = 0,001107 < 0,0012 \text{ rad}$$

$$\tau_u = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \frac{(\alpha_T + \alpha_o)}{8} = 9,61 \text{ kg/cm}^2$$

XI.4.1.2) Vérification

a) Limitation des contraintes de cisaillement

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha < 5 G$$

$$\tau = 14,92 + 4,55 + 9,61 = 29,08 < 50 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ok})$$

b) Limitation des contraintes de CPR:

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{a b} = 133,17 \text{ kg/m}^2 < 150 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{OK})$$

c) Condition de non cheminement et non glissement

$$* \sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a b} = 66,59 \text{ kg/m}^2 > 20 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{OK})$$

$$* H = H_1 + H_2 = (\tau_{H1} + \tau_{H2}) a b = 20,475 \text{ t}$$

$$f = 0,12 + \frac{6}{\sigma_{\min}} = 0,21$$

$$f \cdot N = 125,85 \text{ t} > H = 20,475 \text{ t} \quad (\text{OK})$$

d) Condition de non flambement

$$T = 10 \text{ cm} \leq a/5 = 10 \text{ cm}$$

$$T = 10 \text{ cm} > a/10 = 5 \text{ cm}$$

e) Condition de non soulèvement

$$\beta = 13,39$$

$$\alpha t = 0,0011 \leq \frac{3}{\beta} \frac{t}{a} \frac{\sigma}{G}$$
$$= \frac{3}{13,39} \frac{1,2}{50} \frac{133,17}{10} = 0,0716 \text{ rad} \quad (\text{OK})$$

f) Dimensionnement des frettes

$$t_s = 3 \text{ mm} > \frac{a}{\beta} \frac{\sigma}{\sigma_e} \quad / \text{ Acier E24 : } \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_s = 3 \text{ mm} > \frac{50}{13,39} \frac{133,17}{2400} = 2,7 \text{ mm (OK)}$$

XI.4.2) Appui de rive (culée)

XI.4.2.1) Calcul des contraintes

a) Compression:

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{ab} = 101,773 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = \frac{ab}{2t(a+b)} = 9,375$$

$$\tau_N = \frac{\sigma_{\max}}{\beta} = 16,284 \text{ kg/cm}^2$$

b) Distorsion

- Déformation lente : $\tau_{H1} = G U_1 / T = 10 \cdot 092 / 6 = 1,533 \text{ kg/cm}^2$

- Déformation dynamique $\text{tg } \gamma = \frac{U_2}{T} = \frac{H_2}{2 G a b}$

$$H_2 = 6,8 \text{ t} \quad \implies \text{tg } \gamma_2 = 0,2267$$

$$\tau_{H2} = 2 G T \text{g } \gamma_2 = 4,533 \text{ kg/cm}^2$$

- Simultanéité des deux cas:

$$\tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2} = 6,066 \text{ kg/cm}^2$$

c) Rotation

Pour un feuillet :

$$\frac{(\alpha_T + \alpha_o)}{n} = \frac{9,86 \cdot 10^{-3} + 3 \cdot 10^{-3}}{6} = 2,14 \cdot 10^{-3} < \alpha_{TAB} = 3 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\tau_u = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \frac{(\alpha_T + \alpha_o)}{n} = 9,645 \text{ kg/cm}^2$$

XI.4.2.2) Vérification

a) Limitation des contraintes de cisaillement

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_u = 31,955 \text{ kg/cm}^2 < 5G = 50 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

$$\tau_{H1} = 1,533 \text{ kg/cm}^2 < 0,5 G = 5 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

$$\tau_H = 6,066 \text{ kg/cm}^2 < 0,7 G = 7 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

$$\tau_u = 9,465 \text{ kg/cm}^2 < \tau_N = 16,284 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

b) Limitation des contraintes de CPR:

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{a b} = 101,773 \text{ kg/m}^2 < 150 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{OK})$$

c) Condition de non cheminement et non glissement

$$* \sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a b} = \frac{87,233 \cdot 10^3}{1500} = 56,16 \text{ kg/m}^2 > 20 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{OK})$$

$$* H = H_1 + H_2 = (\tau_{H1} + \tau_{H2}) a b = 9,099 \text{ t}$$

$$f = 0,12 + \frac{6}{\sigma_{\min}} = 0,223$$

$$f \cdot N = 34,043 \text{ t} > H = 9,099 \text{ t} \quad (\text{OK})$$

d) Condition de non flambement

$$T = 06 \text{ cm} \leq 30/5 = 06 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

$$T = 06 \text{ cm} > 30/10 = 3 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

e) Condition de non soulèvement

$$\alpha t = 2,14 \cdot 10^{-3} \text{ rad} ; \quad \beta = 9,375$$

$$\alpha t \leq \frac{3}{\beta} \left(\frac{t}{a} \right)^2 \frac{\sigma_m}{G} = 3,61 \cdot 10^{-3} \text{ rad} \quad (\text{OK})$$

f) Dimensionnement des frettes

$$t_s = 3 \text{ mm} > \frac{a}{\beta} \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_e} \quad / \text{ Acier E24}$$

$$t_s = 3 \text{ mm} > 1,36 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

En résumé, on adoptera le même type d'appareils d'appuis (en élastomère fretté de type 1 non striés, ShA = 60 ; G = 10 bars).

- Culée = 2 appareils : 300 x 500 x 60 x 75

- Pile : 2 appareils : 500 x 900 x 100 x 110

CHAPITRE XII

**ETUDE DE LA STRUCTURE MIXTE
ET CONCLUSION**

NOTATION GENERALE

- n: nombre de poutres principales
l: entre-axe des poutres principales
i: rang de la poutre étudiée
e: excentricité de la charge par rapport par rapport à l'axe de symétrie du système porteur
L: portée des poutres principales
 d_e : distances entre entretoises
 V_{Gb} : distance entre le centre de gravité de la section mixte au centre de gravité de la section du béton.
C: distance entre le centre de gravité de la section mixte au centre de gravité de la section d'acier.
 V_i : distance entre le centre de gravité de la section d'acier et la fibre inférieure de la poutre.
 V_s : distance entre le centre de gravité de la section d'acier et la fibre supérieure du P.R.S.
S: Section mixte
 S_a : Section d'acier
 S_b : Section du béton
 σ_b : Contrainte de compression dans le béton
 σ_{as} : Contrainte de compression dans la semelle supérieure du P.R.S
 σ_{ai} : Contrainte de traction dans la semelle inférieure du P.R.S

Données initiales

Alors pour l'ouvrage on a les mêmes données que l'étude précédente. Sauf que maintenant, on a un tablier mixte isostatique à 2 travées égales.

La portée $L = 20$ m

La largeur chargeable $l_g = 7,5$ m

Nombre de poutres principales $n = 3$

$$l = 3,6 \text{ m}$$

Epaisseur de la dalle $b = 20$ cm

Contrainte admissible de l'acier E_{24} : $\sigma_a = 2400$ kg/cm²

Contrainte admissible du béton $\sigma_b = 137$ kg/cm²

I/ Dimensionnement

On fera le dimensionnement et les vérifications de la section mixte composée de la dalle en béton armée et de la poutre en acier (P.R.S), la liaison est assurée par des connecteurs. Sur cette base on peut admettre que les déformations élastiques longitudinales des deux fibres voisines étant égales, on a en vertu de la loi de Hook:

$$\frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_b}{E_b} \implies \sigma_a = n \sigma_b$$

$$\text{Avec } n = E_a/E_b$$

n : Coefficient d'équivalence relatif aux types de sollicitations.

I.1- Procédure de dimensionnement

Le prédimensionnement consiste à faire une approximation de la section par les formules du "CIOLINA".

a) La largeur participante b

Soit $b_o = b/2$ on a $b_o < l_o/2$

$$b_o < L/6$$

l_o = la distance entre axe des poutres p.p. $l_o = 3,60$ m

L : portée de la poutre pp $L = 20$ m

$$b_o < 1,8 \text{ m}$$

$$b_o < 3,66 \text{ m} \text{ Soit } b_o = 1,60 \text{ m}$$

Alors $b = 3,2 \text{ m}$

b) Hauteur totale: h est telle que:

$$\frac{L}{20} < h < \frac{L}{16} \quad \text{====> } 1 < h < 0,25$$

Soit $h = 110 \text{ cm}$

c) Section des semelles: S_1, S_2

La semelle supérieure doit supporter les efforts en cours de construction dû au coffrage et au poids du béton liquide.

$$S_1 \geq 1,13 \frac{M}{h \cdot \sigma_e}$$

$$q = \underbrace{1,6}_{\text{Poids de la dalle}} + \underbrace{0,130 \times 3,2}_{\text{Acier}} + \underbrace{0,7}_{\text{Coffrage}} = 2,716 \text{ t/m}^2$$

$$M = \frac{q l^2}{8} = 135,8 \text{ t.m} \quad \text{====> } S_1 \geq 58,46 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } S_1 = 60 \text{ cm}^2 = 2 \times 30$$

S_2 est estimée par

$$S_2 \geq 0,83 \frac{M}{h \cdot \sigma_e}$$

Avec M : Moment dû à la charge permanente + surcharges

* **Poids propre** : Acier : 0,416 t/ml

dalle : 1,6 t/ml

Trottoir : 1,1 t/ml

Chaussée : 0,352

$$G = 3,467 \text{ t/ml}$$

* **Surcharge:** On suppose que la surcharge A(l) est prépondérante

$$A = 1,265 \text{ t/m}^2$$

$$q_A = 4,047 \text{ t/ml}$$

$$q_{\text{trottoir}} = 0,15 \times 3,2 = 0,48 \text{ t/ml}$$

Alors on a:

$$M = \frac{q l^2}{8} \text{ avec } q = G + 1,2 (q_A + q_{tr})$$

$$S_2 \geq 140 \text{ cm}^2$$

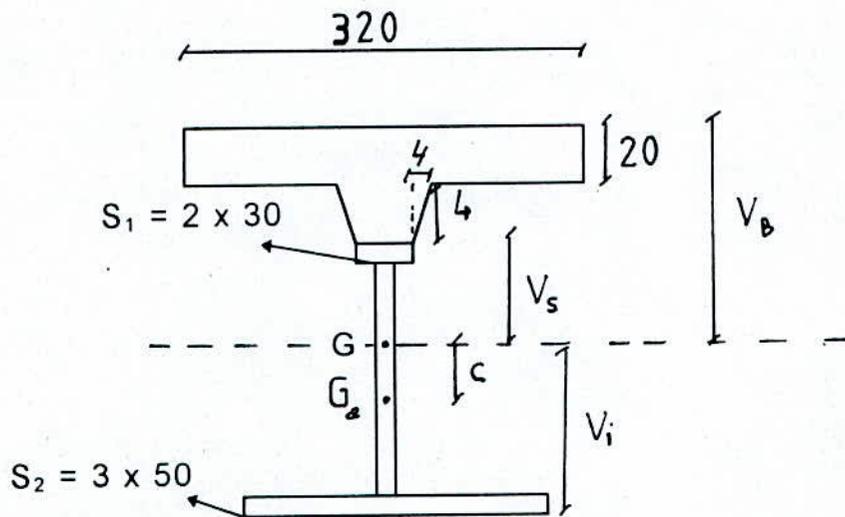
$$\text{Soit } S_2 = 50 \times 3$$

Pour l'axe, on a:

$$S_a = h_a \times e_a$$

$$h_a = 105 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } e_a = 1,5 \text{ cm}$$



Les caractéristiques de la section mixte

$$\text{On a: } \begin{cases} S = S_a + \frac{S_B}{\eta} \\ Y_G = Y_{G_a} + \frac{C S_B}{\eta S} \\ I = I_a + \frac{I_B}{\eta} + C^2 \frac{S_A S_B}{\eta S} \end{cases}$$

caractéristique	unité	$\eta = 6$	$\eta = 15$	$\eta = 18$
S_a	cm^2	367,5	367,5	367,5
S_B	cm^2	6536	6539	6539
S	cm^2	1456,8	803,2	730,6
I_a	cm^4	689456,2	689456,2	689456,2
I_B	cm^4	232433,4	232433,4	232433,4
I	cm^4	2501460,5	1991452,27	1880986,3
V_B	cm	30,5	47	50,66
V_S	cm	6,5	23	26,66
V_i	cm	103,5	87	83,34
$\eta I / V_B$	cm^3	492090,6	635569,87	668333,1
I / V_S	cm^3	384840,07	86584	70554,62
I / V_i	cm^3	24168,7	22890,25	22570,03

II/ Calcul des efforts

Tout d'abord les charges à prendre en compte dans le calcul sont :

- les charges permanentes (C.P - C.C.P)
- les charges routières: - surcharge A
 - surcharge de trottoir
 - système B
 - surcharge militaire M_{C120}

Vu la symétrie géométrique de la poutre, et à partir des lignes d'influence des efforts pour les sections considérées (0, L/4, S, L/2). Ensuite on procédera à une répartition transversale de ces efforts.

1- Moments fléchissants

1-1 charge uniformément répartie: (A (L), c.p , c.c.p, trottoir)

$$M(x) = Q \times (L - x) / 2$$

Où Q: intensité de la charge considérée (t/ml)

L: Portée de la travée (L = 20 m)

1.2- Surcharge B_c

Il est intéressant de déterminer la valeur maximale du moment dans la section dangereuse, comme il est utile de calculer les moments dans les sections considérées précédemment.

Le moment dans la section dangereuse (S) est donné à l'aide du théorème de Barré.

Dans notre cas, la section dangereuse "S" se trouve à 8,275 m de l'appui gauche.

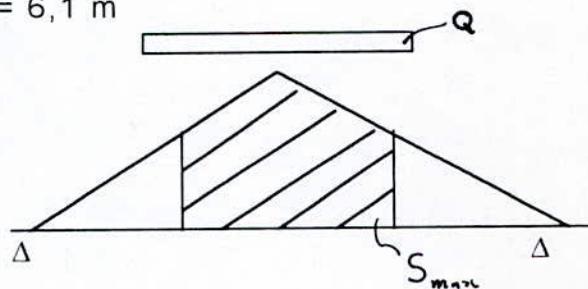
1.3- Système à chenille

$$M_{C120} \quad P = 110 \text{ t} \quad l_1 = 6,1 \text{ m}$$

$$M = Q \times S_{\max}$$

Où

$$Q = \frac{l}{l_1} = \frac{110}{6,1}$$



2- L'effort tranchant

2.1- Les charges C.P et C.C.P

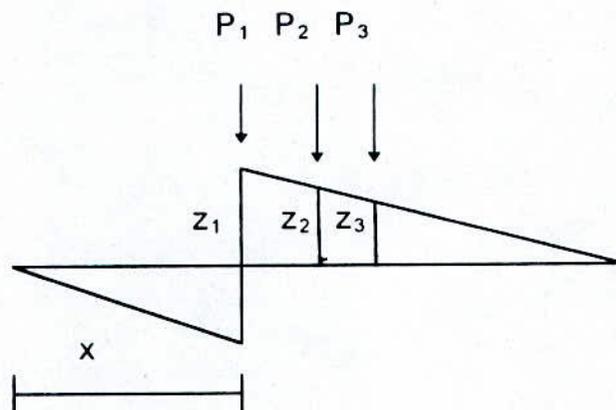
$$T(x) = Q (L/2 - x)$$

2.2- Surcharge A et surcharge de trottoirs

Le tranchant est donnée à partir de l'aire de la ligne d'influence de l'effort tranchant.

$$T(x) = Q (L - x)^2 / 2L$$

2.3- Système B_c

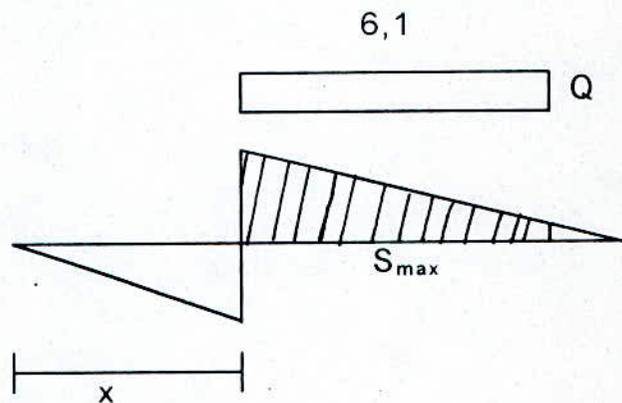


$$T(x) = \sum P_i z_i$$

2.4- Système M_{C120}

$$Q = \frac{110}{6,1} \text{ t/ml}$$

$$T = Q S_{\max}$$



3- Répartition des efforts dans le sens transversal

La méthode de Coucbon permet de définir les coefficients de répartition Δ_i

$$\Delta_i = 1 + 6 \frac{-n 2i - 1}{n^2 - 1} \frac{e}{l}$$

n: nombre de poutres principales

l: entre axe des poutres principales

i: rang de la poutre étudiée

e: Distance entre l'axe de symétrie du système porteur et la résultante des forces verticales

$$M_i = M \frac{\Delta_i}{n}$$

$$T_i = T \frac{\Delta_i}{n}$$

Chargements			C.P	C.C.P	A	B _c	M _{C120}	Trottoir
La valeur de la charge / ml			7,04 t/ml	1,815 t/ml	9,5 t/ml	Système Bc 2 voies chargées	110 t	0,15 t/m ²
Coefficients de majoration			1	1	1	bc = 1,1 δ = 1,15	δ = 1,138	1
Coefficient de pondération			1,32	1,32	1,6	1,6	1,32	1,6
Section	Abscisse	Sollicitation						
0 . 1	0	T (kg) 10 ³	92,93	23,96	152	157,28	139,92	8,4
		M (kg.cm)10 ⁵	0	0	0	0	0	0
1/4	5 m	T (kg) 10 ³	46,46	11,98	76	97,76	4,59	4,2
		M (kg.cm)10 ⁵	348,48	89,84	569,3	500,96	413,1	31,50
S	8,275	T (kg) 10 ³	16,03	4,13	26,24	58,6	-22,17	1,44
		M (kg.cm)10 ⁵	450,9	116,24	736,5	613,5	660	40,75
1/2	10 m	T (kg) 10 ³	0	0	0	43,104	-22,17	0
		M (kg.cm)10 ⁵	464,64	121,11	759	576,8	700,26	42

Table récapitulatif des efforts en chaque section (majorés et pondérés)

Calcul des coefficients de répartition

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

Tracé de la ligne d'influence pour chaque poutre:

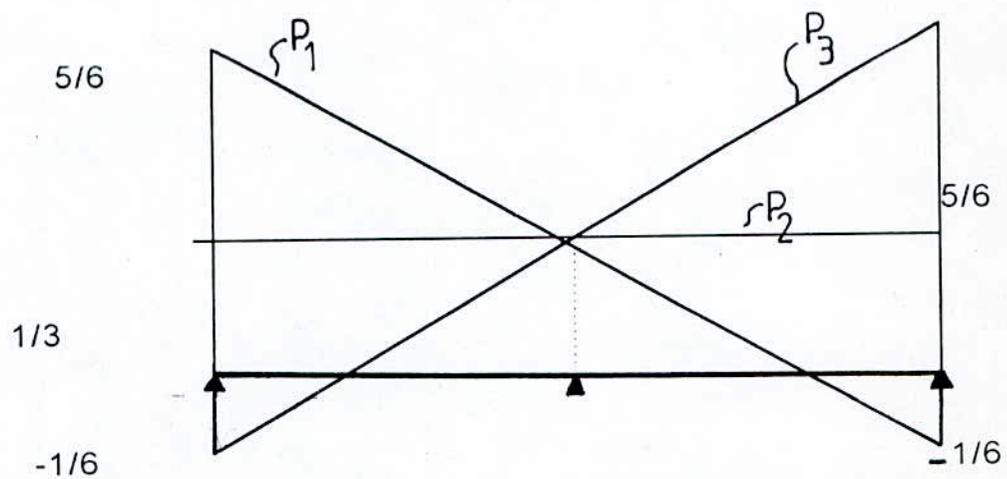
* poutre de rive: $i = 1$; $e = l$, $n = 3$

$$\Delta_i/3 = 5/6$$

Pour $e = -l$: $\Delta_i/3 = -1/6$

* Poutre intermédiaire: $i = 2$

$$\Delta_i/3 = 1/3 = \text{Cst}$$



Charge \ Poutre	P1	P2	P3
C.P	1/3	1/3	1/3
C.C.P	1/3	1/3	1/3
Trottoir	1/3	1/3	1/3
A	1/3	1/3	1/3
B _c	0,471	0,333	0,196
M _{C120}	0,538	0,333	0,129

La valeur ($\Delta_i/3$) pour chaque poutre et suivant la sollicitation

Les efforts sur la poutre n°1 la plus sollicitée

Section n	Sollicitation	C.P	C.P.P	t_r	B_c	M_{C120}	A	Combinaison
01	M kg.cm 10 ⁵	0	0	0	0	0	0	0
	T kg 10 ³	30,976	7,9	2,8	74,08	<u>75,33</u>	50,66	117
1/4	M kg.cm 10 ⁵	116,16	29,9	10,5	<u>268,1</u>	222,24	189,76	424,66
	T kg 10 ³	15,5	4	1,4	<u>35,8</u>	2,47	25,33	56,7
S	M kg.cm 10 ⁵	150,3	38,74	13,58	288,9	<u>295,08</u>	245,5	497,7
	T kg 10 ³	5,34	1,4	0,48	<u>27,6</u>	-11,93	8,74	33,82
1/2	M kg.cm 10 ⁵	155,88	40,37	14	271,7	<u>313,03</u>	253	523,28
	T kg 10 ³	0	0	0	<u>20,3</u>	-11,93	0	20,3

La combinaison est : C.P + C.C.P + Tr + max (B_c , M_{C120} , A)
 alors pour le moment fléchissant, la section à étudier est à 1/2.

Pour l'effort tranchant, la section dangereuse est au niveau de l'appui.

Vérification des contraintes normales

Charge	C.P	C.P.P	T_r	M_{C120}	$\varepsilon \sigma$
n	18	18	6	6	
$\sigma_b = M / I/V$	23,32	6,04	2,84	76,55	108,75
$\sigma_{as} = M / I/V_s$	220,93	57,22	3,64	97,88	379,67
$\sigma_{ai} = M / I/V_i$	690,65	178,86	57,92	1295,2	2222,62

Les contraintes dues au retrait

Les contraintes créées par l'effet de retrait du béton

Le béton au cours de sa prise subit un raccourcissement dû au retrait comme ces deux matériaux sont intimement liés grâce aux connecteurs, il se produit un état d'équilibre dans lequel le béton en se raccourcissant entraîne l'acier et le comprime, l'acier en freinant le racc du béton, le met en traction et on a :

$$* \sigma_b = - \varepsilon_r E_b \frac{S_A}{S} \frac{I_A}{I} \longrightarrow \text{Traction du béton}$$

$$* \sigma_{ai} = \varepsilon_r E_b \frac{S_b}{S} \left(\frac{I_A + b \cdot S \cdot V_s}{I} \right) \longrightarrow \text{Compression des fibres supérieures de l'acier}$$

$$* \sigma_{ai} = - \varepsilon_r E_b \frac{S_b}{S} \left(\frac{I_A + b \cdot S \cdot V_s}{I} \right) \longrightarrow \text{Traction des fibres inférieures de l'acier}$$

$$E_b = 14 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_a = 367,5 \text{ cm}^2$$

$$S_b = 6536 \text{ cm}^2$$

$$I_a = 689456,2 \text{ cm}^4$$

$$I = 1991452,27 \text{ cm}^4$$

$$b = 47 - 10,25 = 36,75$$

$$n = 15$$

$$V_s = 23$$

$$V_i = 87$$

$$S = 803,2 \text{ cm}^2$$

$$\underline{\text{A.N/}} \quad \sigma_b = -8,87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{as} = 313,11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ai} = - 429,9 \text{ kg/cm}^2$$

Effet de la température

Une différence de température $\Delta T = T_a - T_b$ entre l'acier et le béton engendre des efforts de même nature que ceux du retrait en prenant le coefficient de dilatation thermique:

$$\varepsilon = (+/-) \varepsilon_r / 3$$

ε_r = Coefficient de retrait

donc dans le cas le plus défavorable, on a les contraintes suivantes:

* contrainte de compression dans le béton:

$$\sigma_b = 108,75 - 8,87 + 1,5 (8,87/3)$$

$$\sigma_b = 104,315 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

* Contrainte de compression de la fibre supérieure de l'acier

$$\sigma_{as} = 379,67 + 1,32 \times 313,11 + 1,5 (313,11/3)$$

$$\sigma_c = 949,53 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

* Contrainte de traction de la fibre inférieure d'acier:

$$\sigma_{ai} = - (2222,62 + 1,32 \times 429,9 + 1,5/3 \times 429,9)$$

$$\sigma_{ai} = \underline{\underline{- 3005,04 \text{ kg/cm}^2}} < -2400 \text{ kg/cm}^2$$

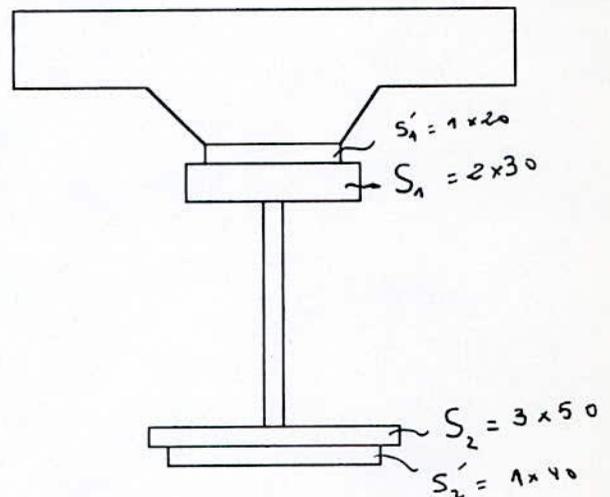
Donc on a dépassé la contrainte admissible, alors il faut prévoir des semelles additionnelles.

- Caractéristiques de la section mixte avec des semelles additionnelles

$$Y_{GA} = 42,39 \text{ cm}$$

$$Y_{GB} = 125,75$$

$$C = 83,35$$



caractéristique	unité	$\eta = 6$	$\eta = 15$	$\eta = 18$
S_a	cm^2	427,5	427,5	427,5
S_B	cm^2	6536	6536	6536
S	cm^2	1516,83	863,2	790,61
I_a	cm^4	854861	854861	854861
I_B	cm^4	232433,4	232433,4	232433,2
I	cm^4	3065242,21	369546,5	2231805,9
V_B	cm	33,75	51,54	55,3
V_S	cm	9,75	27,54	31,3
V_i	cm	102,25	84,46	80,7
$\eta I / V_B$	cm^3	544931,95	689623,54	726446,8
I / V_S	cm^3	314383,8	86040,2	71303,7
I / V_i	cm^3	29977,91	28055,25	27655,6

Les contraintes normales sous les charges externes

Charge	C.P	C.P.P	T _r	M _{C120}	ε σ
n	18	18	6	6	
M _{max} (kg.cm)	155,85.10 ⁵	40,37.10 ⁵	14.10 ⁵	313,03.10 ⁵	
σ _b = M / I/V	21,45	5,56	2,57	69,13	98,71
σ _{as} = M / I/V _s	218,57	56,6	4,80	119,82	399,8
σ _{ai} = M / I/V _i	563,53	148,97	46,70	1044,54	1800,74

	retrait	Température	la contrainte totale	ε σ
Coef. de pondération	1,32	1,5		
σ _b = (kg/cm ²)	-10,00	3,33	+103,71	137
σ _{as} (kg/cm ²)	328,51	109,5	+997,7	2400
σ _{ai} (kg/cm ²)	-385,7	-128,56	-2409,56	-2400

Tableau récapitulatif des contraintes normales

Vérification au cisaillement

Les contraintes de cisaillement dans les pièces fléchies sont calculées en faisant intervenir la section nette de l'âme, il faut vérifier :

$$\tau_{\max} \leq 0,6 \sigma_e$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{e_a h_a}$$

T: effort tranchant

σ_e: Contrainte élastique de l'acier

On a: e_a = 1,5 h_a = 105

$$T_{\max} = 117 \times 103 \text{ kg}$$

$$\sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad 0,6 \times 2400 = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

Alors
$$\frac{117 \times 10^3}{1,5 \times 10^5} = 724,86 \text{ kg/cm}^2 < 1440 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification au ~~V~~oilement de l'âme

La flexion simple introduit dans la tôle des contraintes de compression dans la partie supérieure et de traction dans la partie inférieure.

L'étude de la stabilité conduit à définir des contraintes τ^* et σ^* dites critiques.

Il faut vérifier:

$$S_\sigma \left(\frac{\sigma}{\sigma^*} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*} \right)^2 \leq 0,8$$

σ : contrainte de compression

τ : Contrainte de cisaillement

σ^* : Contrainte normale critique

$$\sigma^* = K_\sigma \sigma_c$$

$$\sigma_c = \frac{\pi^2 E}{12 (1 - \nu^2)} \left(\frac{e_0}{b} \right)^2 \approx 1,8 \left(\frac{e_0}{b} \right)^2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

e_0 = Epaisseur de l'âme

b : Hauteur de l'âme

$$\tau^* = K_\tau \sigma_c$$

K_τ , K_σ coefficients fonction des dimensions du panneau et de la distribution des contraintes normales

$$S_{\sigma} = \begin{cases} 1,8 & \text{si } \frac{\sigma_i}{\sigma_s} = 1 \\ 1,4 + 0,4 \left(\frac{\sigma_{\text{inf}}}{\sigma_{\text{sup}}} \right) & \text{si } -1 \leq \frac{\sigma_{\text{inf}}}{\sigma_{\text{sup}}} \leq 1 \\ 1 & \text{si } \frac{\sigma_{\text{inf}}}{\sigma_{\text{sup}}} \leq -1 \end{cases}$$

On a : $\tau_{\text{traction}} = 2409,56 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{\text{cop}} = 997,7 \text{ kg/cm}^2$

$$\frac{\tau_{\text{traction}}}{\sigma_{\text{cop}}} = -2,4 < -1 \implies S_{\sigma} = 1 \implies K_{\sigma} = 23,9$$

$K_{\tau} = 5,34 + (4/\alpha^2)$

$\alpha = a / h_a = 500 / 105 = 4,76$

$K_{\tau} = 5,516$

$\sigma^* = 1,8 \times 23,9 \times (1,5 / 105)^2 \times 10^6 = 8779,59 \text{ kg/cm}^2$

$\tau^* = 1,8 \times 5,516 \times (1,5 / 105)^2 \times 10^6 = 2026,29 \text{ kg/cm}^2$

$$S_{\sigma} \left(\frac{\sigma}{\sigma^*} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*} \right)^2 \leq 1,8$$

$\sigma = 2409,56 \text{ kg/cm}^2$

$\tau = 724,86 \text{ kg/cm}^2$

la condition de non voilement de l'âme est vérifiée, alors on a pas à introduire des raidisseurs.

Etude des entretoises

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

1) Calcul de l'entretoise d'about

La dalle repose sur les poutres principales et les entretoises d'about qui sont soumises à l'action du poids propre du tablier.

1.1- Les efforts:

On a la réaction due au poids propre du tablier est:

$$R = (C.P + C.C.P) L/2$$

Le moment dû à cette réaction est:

$$M = 1,32 \cdot R \cdot l/2$$

L'effort tranchant correspondant est: $T = 1,32 R$

1.2- Dimensionnement

Choix du profil: $M_{\max} / W_x \leq \sigma_c$

$$\implies W_x \geq M_{\max} / \sigma_c$$

A.N.:

On a C.P = 7,04 t/ml

C.C.P = 1,815 t/ml

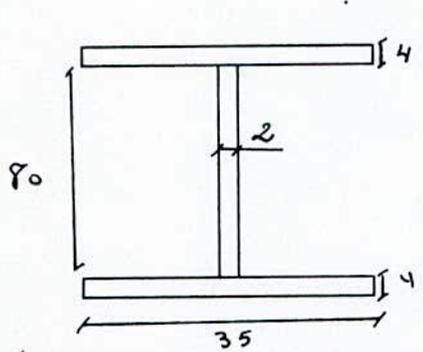
L = 20 m

$$\implies R = 88,55 \text{ t}$$

Alors $M = 1,32 \times 88,55 \times 5/2 = 292,215 \text{ t.m}$

$$\implies W_x \geq 12175,525 \text{ cm}^3$$

Vu la valeur relativement élevée du module de résistance, on opte pour un P.R.S



$$I_x = 2 \left[35 \times \frac{4^3}{12} + 35 \times 4 \times (42)^2 \right] + \frac{2 \times (80)^3}{12}$$

$$= 579626,667 \text{ cm}^4$$

$$W_x = \frac{I_x}{V_x} = 13800,63 \text{ cm}^3 > 12175,525$$

Vérification des contraintes:

$$\sigma = M_{\max} / W_x = 2117,4 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{e_a \times h_a} = \frac{1,32 \times 88,5 \times 10^3}{2 \times 80} = 730 < 1440 \text{ kg/cm}^2$$

Les deux contraintes sont vérifiées

2) Calcul des entretoises intermédiaires

Les entretoises intermédiaires ne portent pas la dalle de couverture, elles seront de type treillis, elles ne sont chargées que droit des poutres.

Les sollicitations sont évaluées par la méthode de Courbon avec les hypothèses de calcul suivantes:

- La dalle de béton est supposée articulée au droit de chaque entretoise
- les entretoises sont infiniment rigides

2.1- Calcul des réactions maximales

Il faut d'abord situer les charges dans le sens longitudinal de façon à ce que la part revenant à l'entretoise soit plus grande possible.

a- Charge répartie (C.P, C.C.P, A, tr)

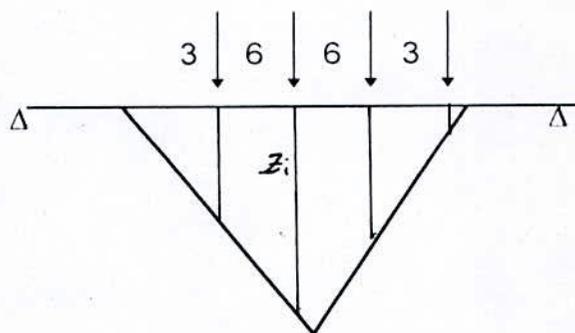
On a $R_{max} = Q \times l$

l: la distance entre deux entretoises

Q: La charge répartie

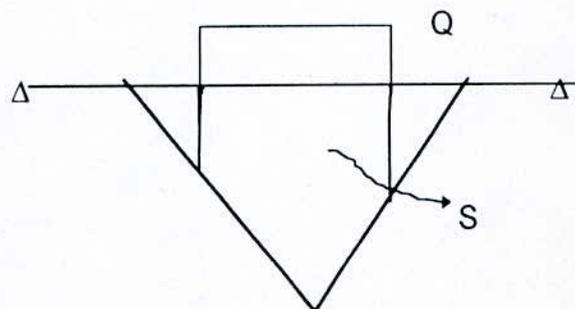
b- Charge à essieux (système Bc)

$R_{max} = \sum P_i z_i$



c- Charge militaire M_{C120}

$R = Q \times S$



$Q = 110 / 6,1 \text{ t/m.l}$

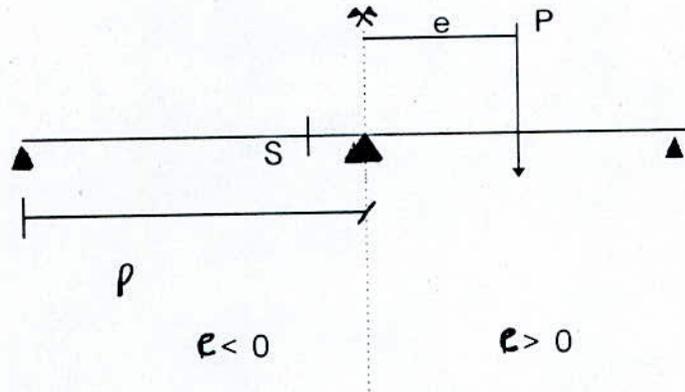
Les résultats sont donnés par le tableau suivant:

Charge	Coef. Majoration	Coef. Pondération	R_{max} (t)
C.P + C.C.P $Q = 8,85 \text{ t/ml}$	1	1,32	57,55
Surcharge A $Q=9,5 \text{ t/ml}$	1	1,6	61,75
Système B _c 2 voies	$\delta = 1,15$ $b_c = 1,1$	1,6	47,57
M _{C120} $Q = 110/6,1 \text{ t/ml}$	$\delta = 1,132$	1,32	82,5

2.2- Effort défavorable dans les entretoises

Après avoir trouvé la réaction R_{\max} , il s'agit maintenant de trouver une position de convoi dans le sens transversal de façon à obtenir les efforts défavorables.

Pour trouver ces efforts maximaux, nous devons tracer les lignes d'influence.



* Ligne d'influences des moments fléchissants

$$M(x_s, e) = \begin{cases} \left\{ -\varepsilon_d \frac{1}{n} \left[1 - 6 \left(\frac{n+1-2i}{n^2-1} \right) \frac{e}{l} \right] \left(x_s + \frac{n+1-2i}{2} l \right) \right. & \text{Pour } e < x_s \\ \left. \left\{ +\varepsilon_g \frac{1}{n} \left[1 - 6 \left(\frac{n+1-2i}{n^2-1} \right) \frac{e}{l} \right] \left(x_s + \frac{n+1-2i}{2} l \right) \right. \right. & \text{Pour } e \geq x_s \end{cases}$$

* Ligne d'influences des efforts tranchants

$$T(x_s, e) = \begin{cases} \left\{ -\varepsilon_d \frac{1}{n} \left[1 - 6 \left(\frac{n+1-2i}{n^2-1} \right) \frac{e}{l} \right] \right. & \text{Pour } e < x_s \\ \left. \left\{ +\varepsilon_g \frac{1}{n} \left[1 - 6 \left(\frac{n+1-2i}{n^2-1} \right) \frac{e}{l} \right] \right. \right. & \text{Pour } e \geq x_s \end{cases}$$

Alors, les efforts maximum sont au niveau de la section se trouve au droit de la poutre principale intermédiaire.

Tableau récapitulatif des résultats.

Charges	Résultats de L.I $T(x_s, e)$	Résultats de L.I $M(x_s, e)$	R_{max} (t)	M (t.m)	T (t)
C.P+C.C.P	S = 1,2	S = 2,64	75,97	200,55	91,16
A	S = 1,6	S = 2,88	98,8	284,54	158,08
B_c	$\sum z_i = 1,5833$	$\sum z_i = 2,3$	96,28	221,45	152,45
M_{C120}	S = 0,6532	S = 1,075	123,27	132,52	80,52
Combinaison	C.P + C.C.P + Max (A, B_c , M_{C120}) =			485,1	249,24

Remarque: R_{max} : majorée et pondérée

2.3- Dimensionnement

Choix du profil

Il faut vérifier que $M_{max} / W_x \leq \sigma_e$

$$M_{max} = 485,1 \times 10^5 \text{ kg.cm}$$

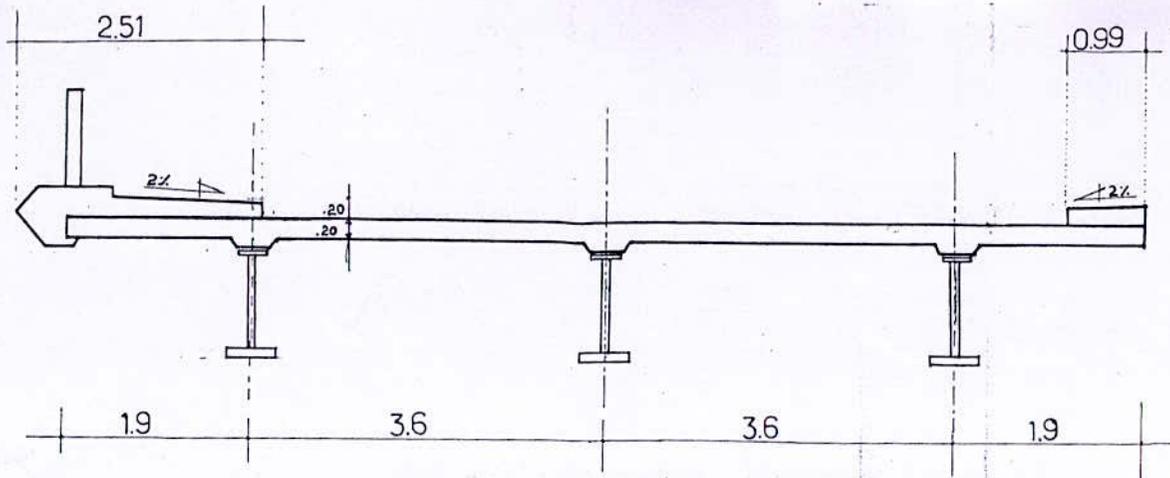
$$\sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\implies W_x \geq \frac{485,1 \times 10^5}{2400} = 20212,5$$

$$W_x \geq 20212,5 \text{ cm}^3$$

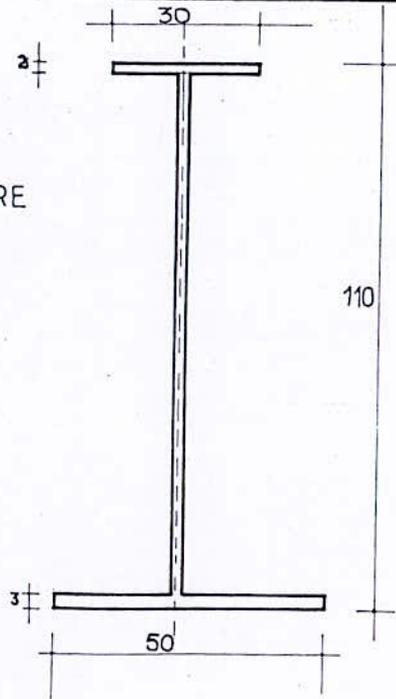
Tableau (1) de comparaison

Pont dalle hyperstatique en béton précontraint	Pont mixte isostatique
AVANTAGES	
<ul style="list-style-type: none"> - Les qualités et les résistances du béton et d'acier sont utilisées d'une manière plus rationnelle - La construction en béton précontraint est plus légère qu'une autre en béton armé. - Eviter les fissurations dans le béton - On peut construire des éléments de grandes portées. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le grand intérêt d'un C.M réside en sa légèreté - On peut avoir des portées très importantes. - Permet de réaliser, par sa légèreté une économie sur le prix de revient des appuis et des fondations. - La structure mixte présente une bonne tenue aux séismes. - Rapidité de réalisation
INCONVENIENTS	
<ul style="list-style-type: none"> - La construction en béton précontraint mobilise une main d'oeuvre nombreuse et très qualifiée - Utilisation de matériels spéciaux - Grande précision dans les calculs des éléments 	<ul style="list-style-type: none"> - Résistance à la compression moins que le béton - Mauvaise tenue au feu - Exigeant des mesures de protection - Nécessité d'entretien régulier des revêtements - Elle nécessite des équipes hautement qualifiées pour le montage et le réglage définitif.

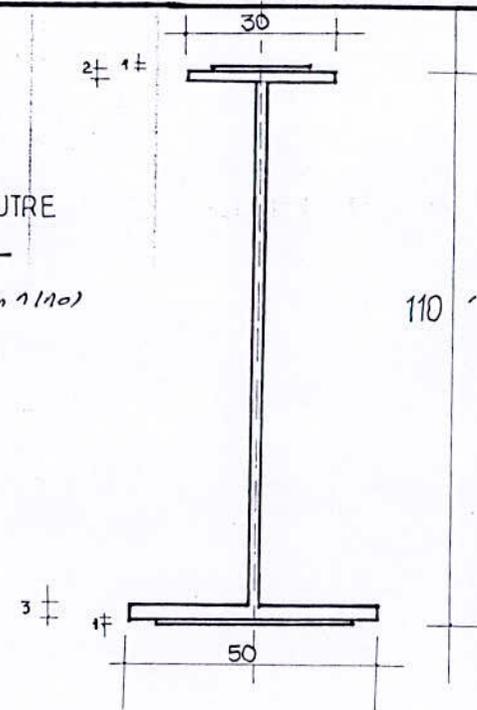


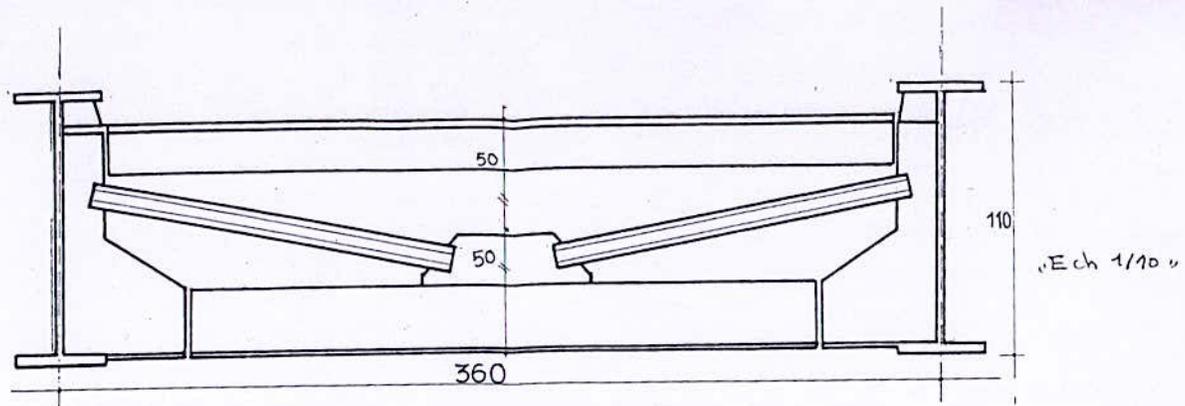
-COUPE TRANSVERSALE- (Ech 1/50)

-SECTION DE LA POUTRE
À L'ABOUT-
(Ech 1/10)

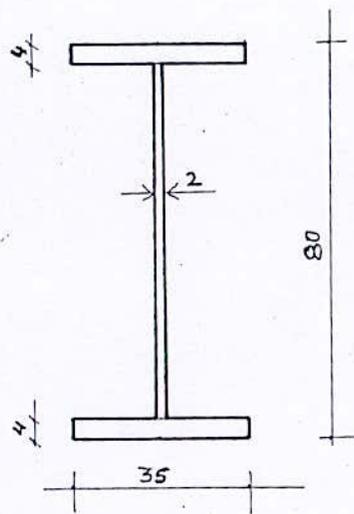


-SECTION DE LA POUTRE
À MI TRAVÉE-
(Ech 1/10)

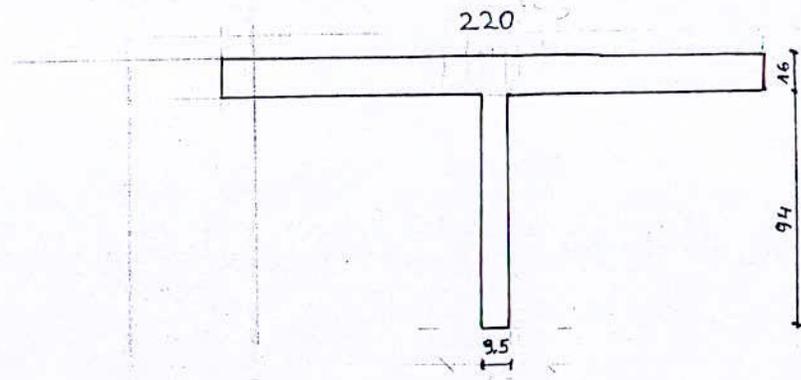




„Ech 1/10“

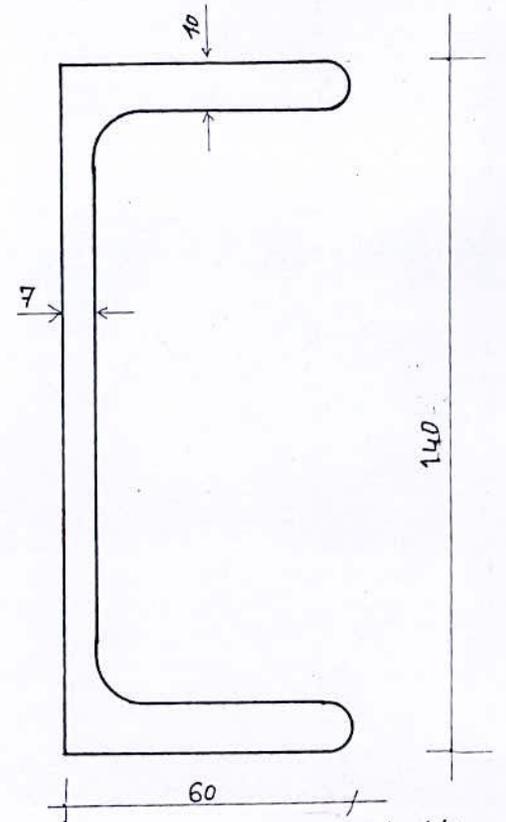


ENTRETOISE D'ABOUT „Ech 1/10“



Ech (1/2)

ENTRETOISE INTERMEDIAIRE



„Ech 1/1“

Pont en béton précontraint

Elément	Quantité	Poids/unité	Poids total(t)	Prix/unité	Coût 1000DA
Béton	350,4 m ³	400 kg/m ³	140,16	6500 DA/m ³	2277,6
armature passive	T20 6225 m T14 126,65 m	2,47 kg/ml 1,21 kg/ml	15,53	50 DA/kg	776,5
Armature active	14 (12 T15)	16,3 kg/ml	11,915	110 DA/kg	1310,65
Gaine	14	6,28 kg/ml	4,572	85 DA/kg	388,6
Plaque d'ancrage	2 14 U	/	/	6200 DA/U	173,6
Appareil d'appui	2 X 3 U	/	/	32000 DA:U	192
				Coût total	5118,95

Pont mixte

Béton	88,544 m ³	350 kg:m ³	31 (t)	6000 DA/m3	531,264
Poutre et entretoise	6,674 m ³	7,8 t/m ³	52,057 (t)	120 DA/kg	6246,84
Ferrailage	6040 T20 1640 T14	2,47 kg/ml 1,21 kg/ml	14,92 t 1,92 t	50 DA/kg	745,94
Connecteurs	720 U	/	/	180 DA/U	129,6
Appareil d'appuis	12 U	/	/	26000 DA/U	312
				Coût total	7965,64

Tableau : Le prix de chaque élément du tablier

Tableau récapitulatif de comparaison

	Pont en béton précontraint	Pont mixte
Coût estimatif du tablier	5118,95 x 1000 DA	7965,64 x 1000 DA
Durée de réalisation	≈ 24 mois	18 - 20 mois
Entretien	1 visite technique/5 ans	Chaque (2-3) ans coûteux

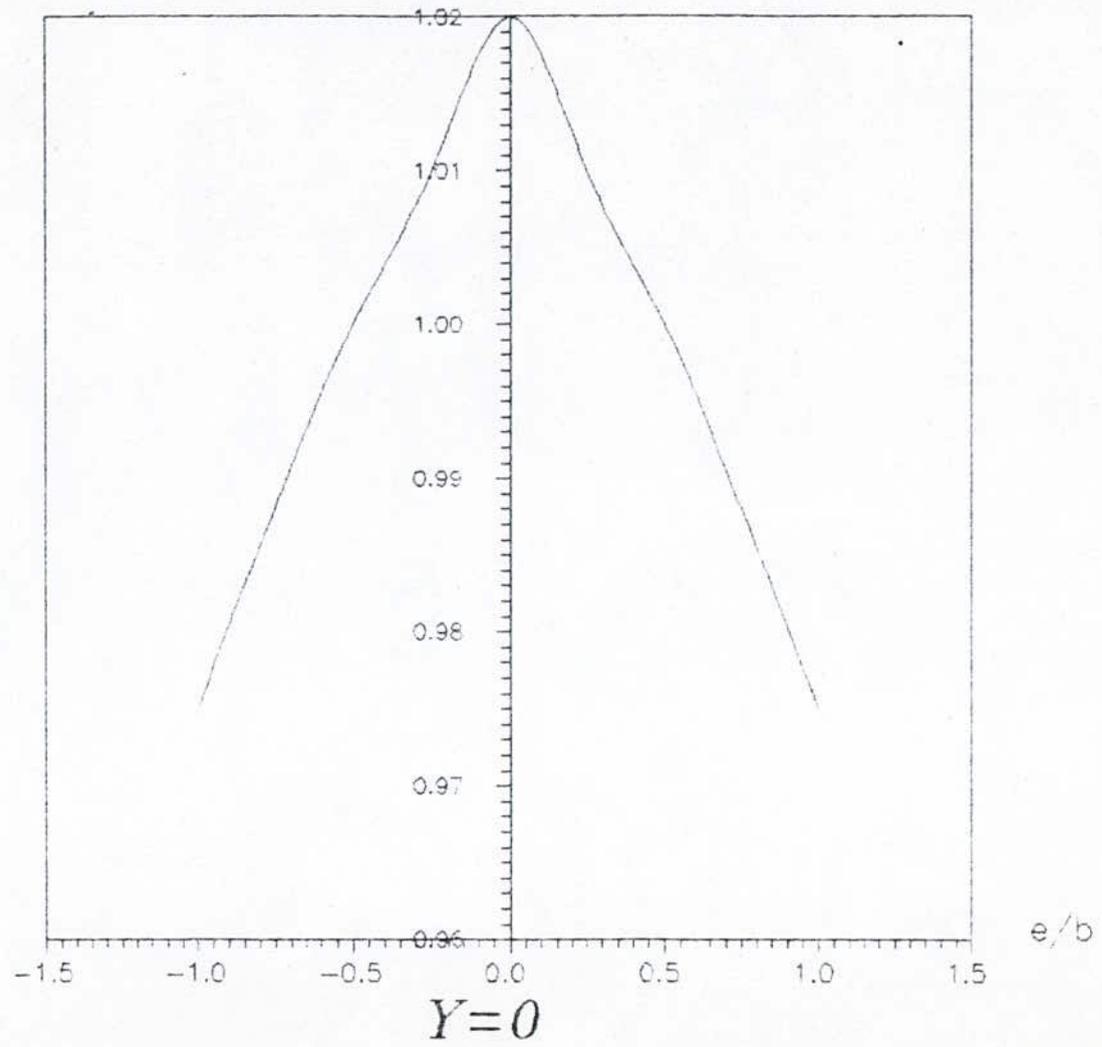
Conclusion

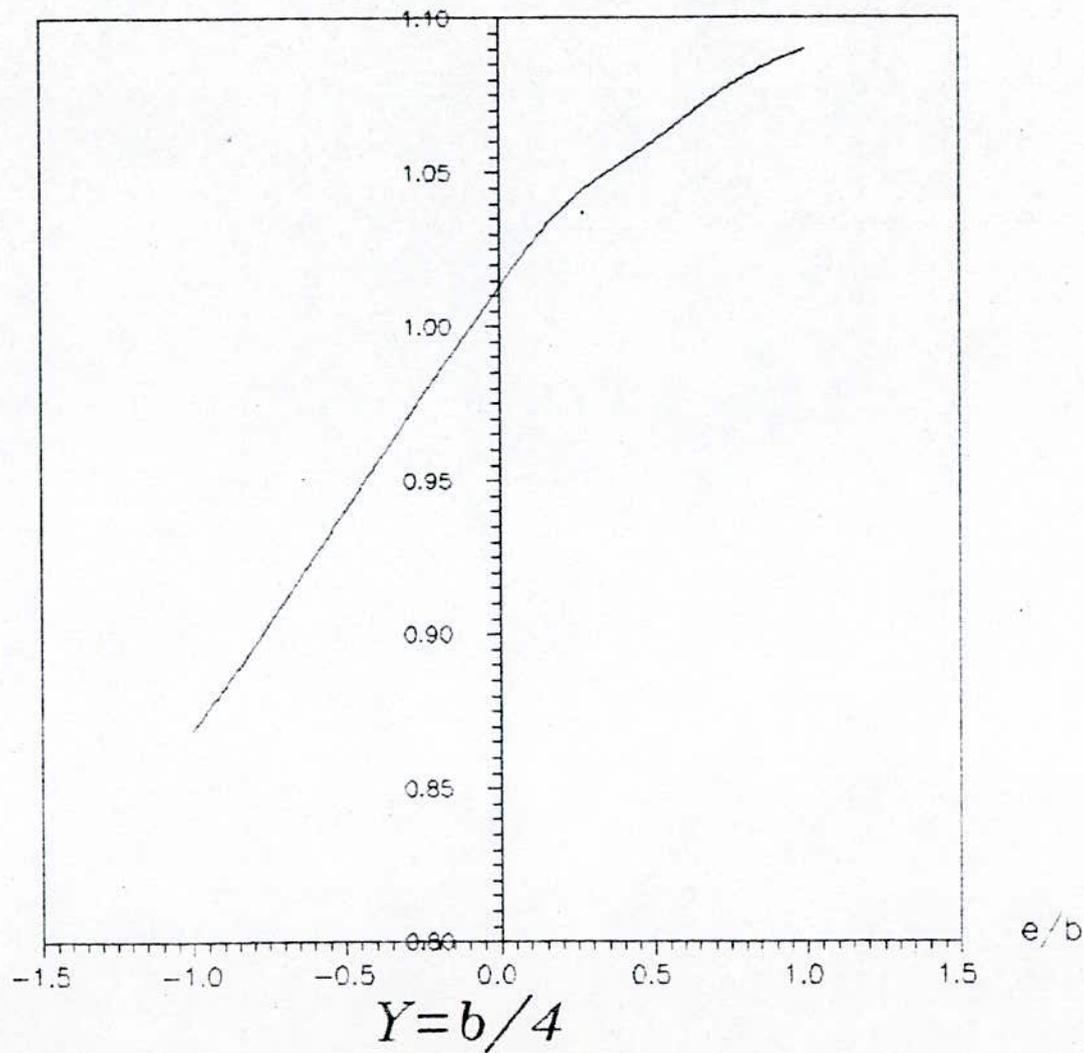
D'après les résultats obtenus, on remarque que:

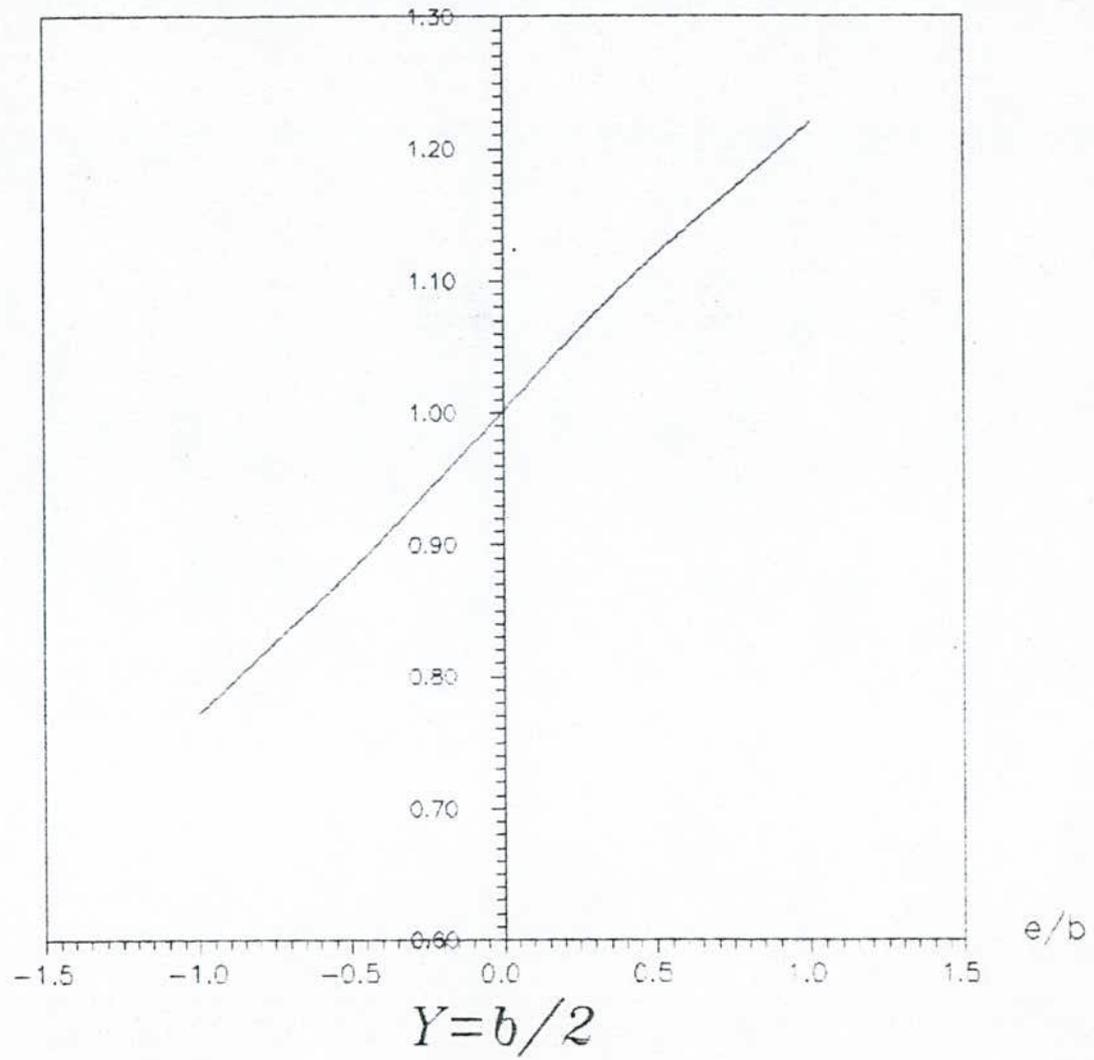
- le tablier métallique est plus coûteux que celui en béton précontraint
- le tablier métallique nécessite des visites d'entretien et de protection chaque 3 ans ou 2 ans (proche de la mer) qu'ils sont très coûteux aussi par rapport à celui en B.P.
- Le temps de réalisation du tablier métallique est court par rapport à l'autre.
- Le pont en béton précontraint est durable et plus esthétique.

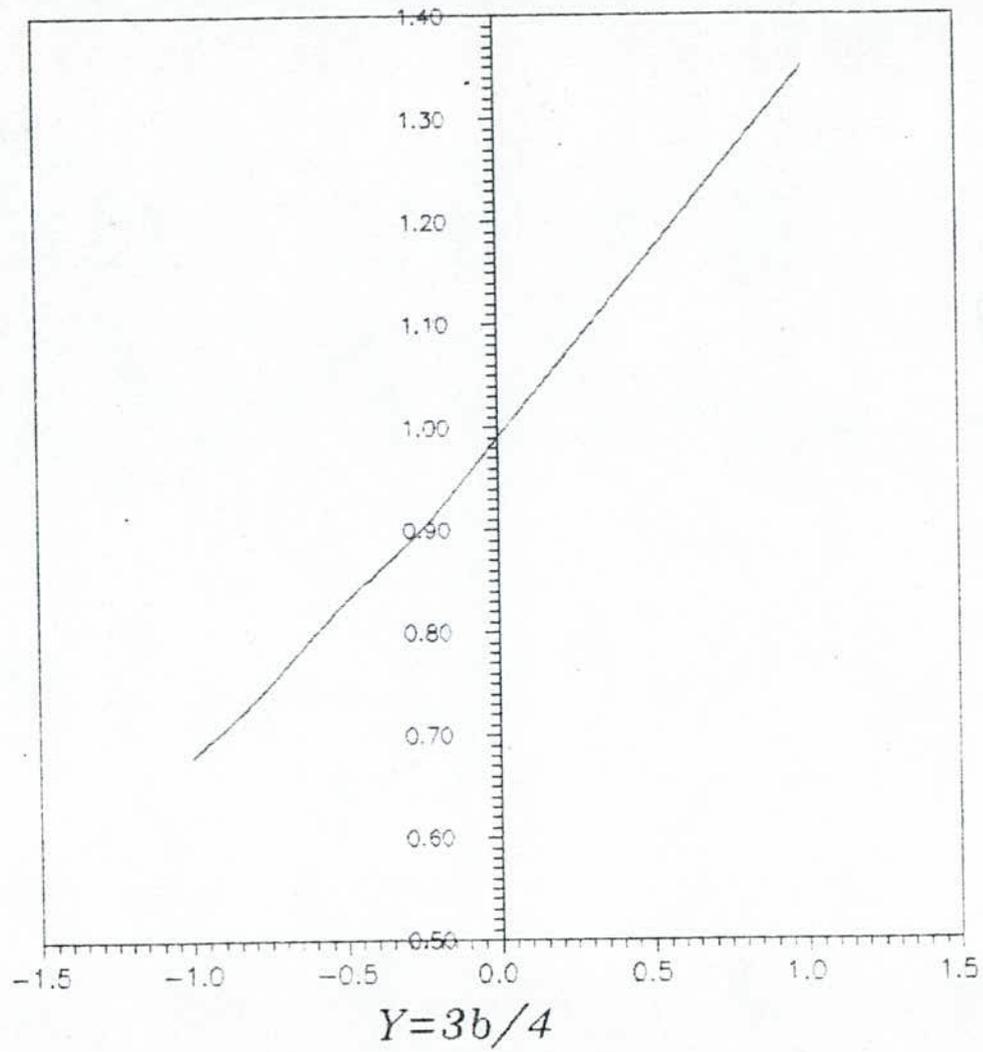
D'où, on conclut que pour les grands projets des ponts, c'est plus avantageux de réaliser les tabliers en béton précontraint.

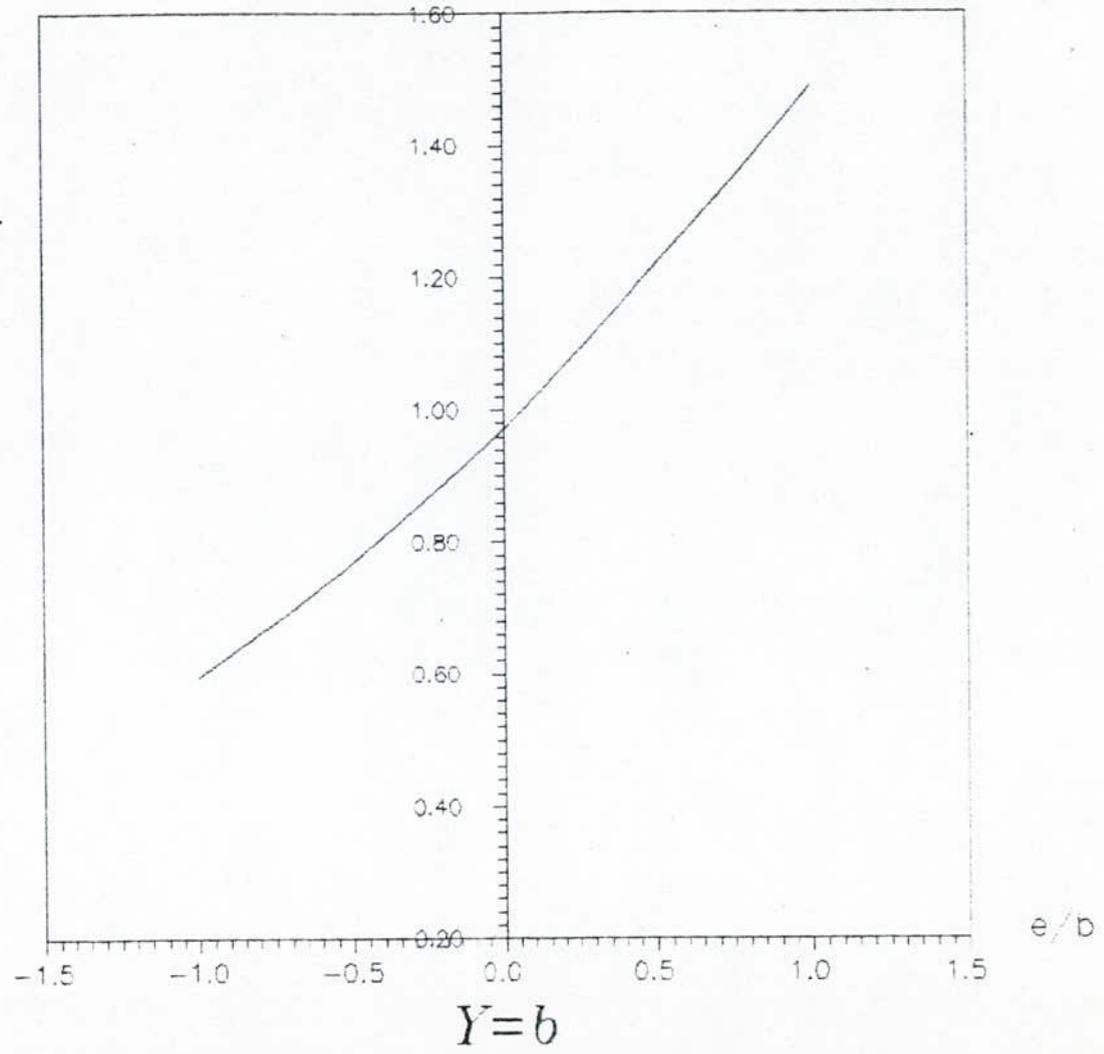
ANNEXE

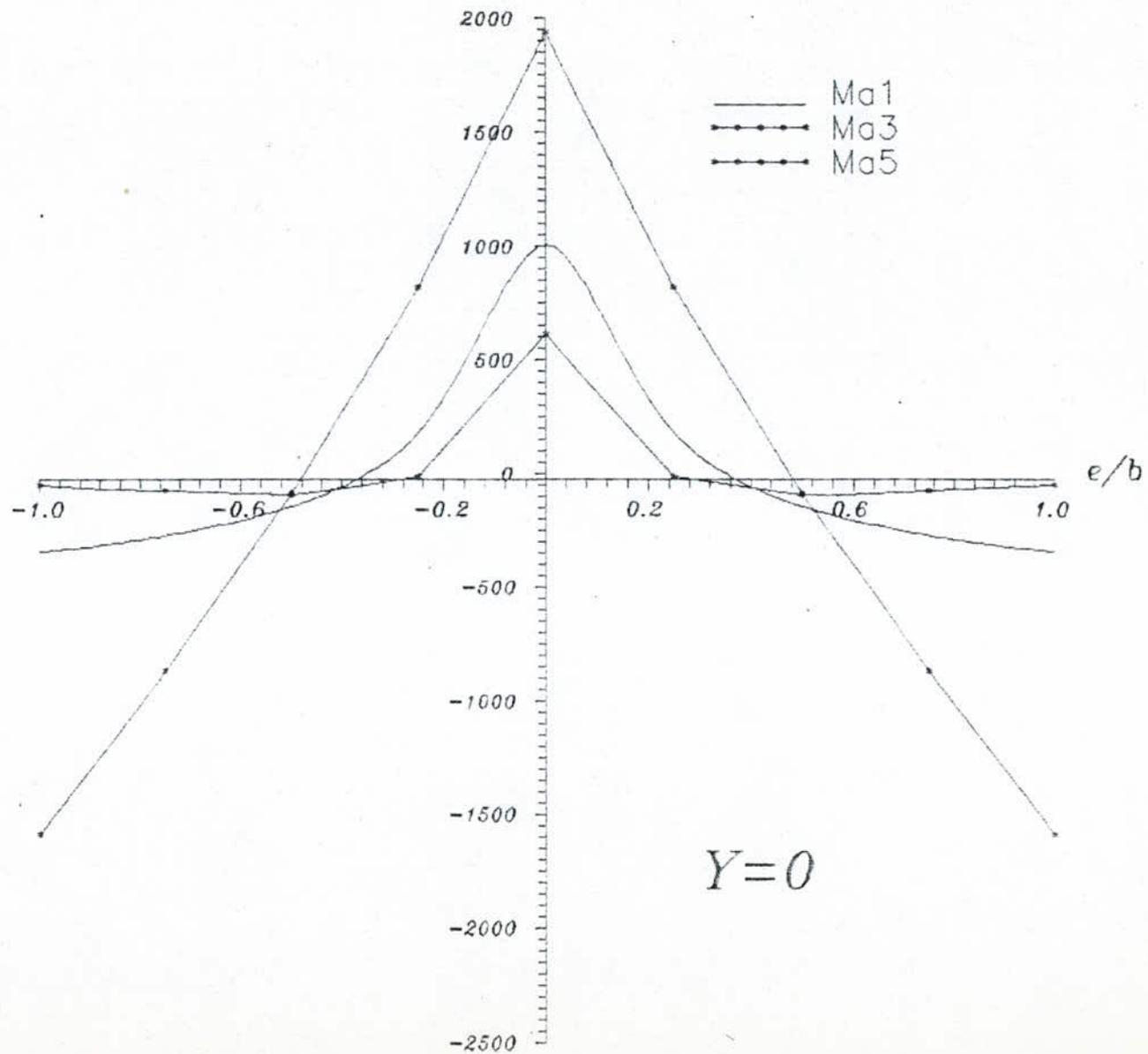


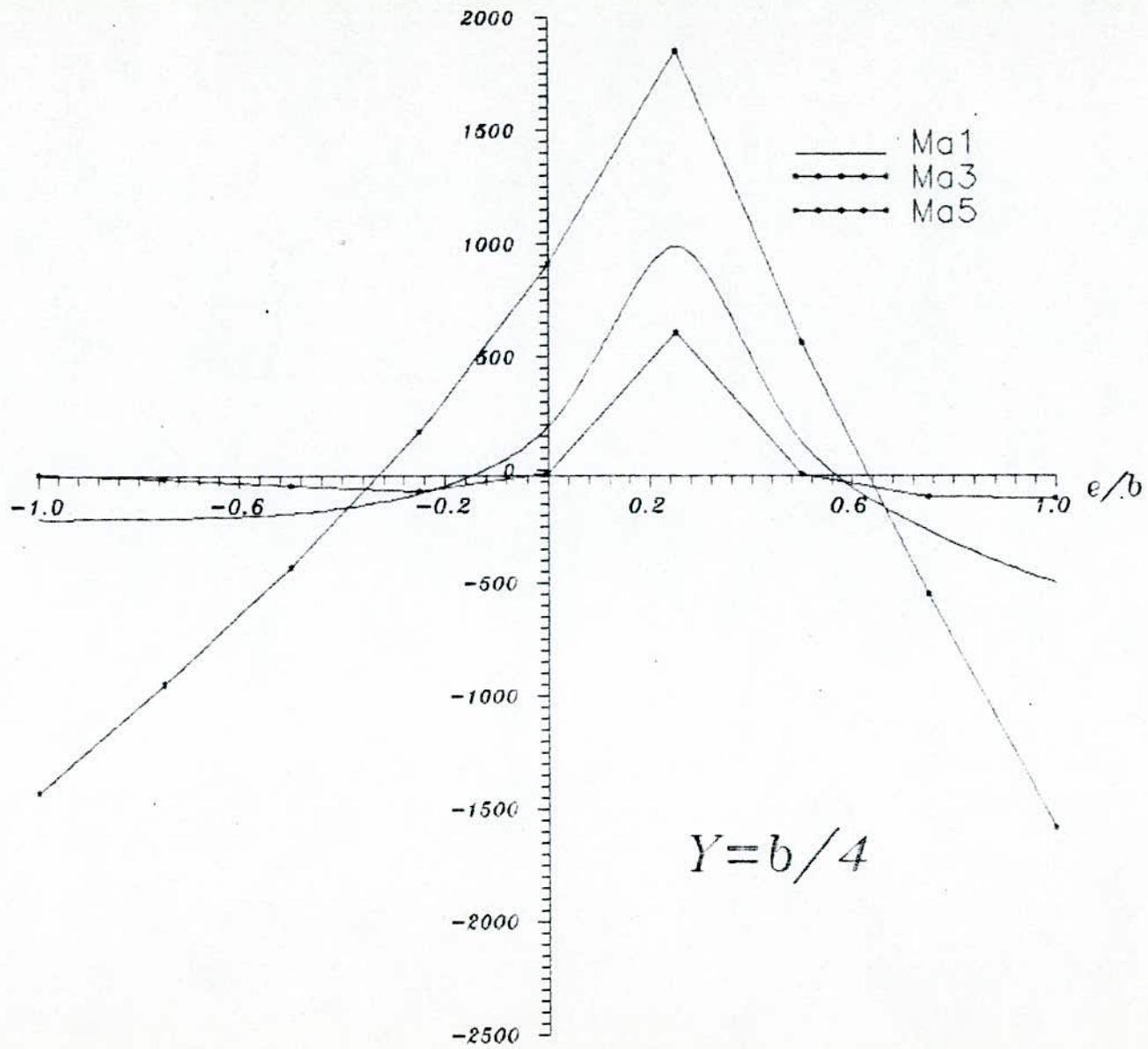


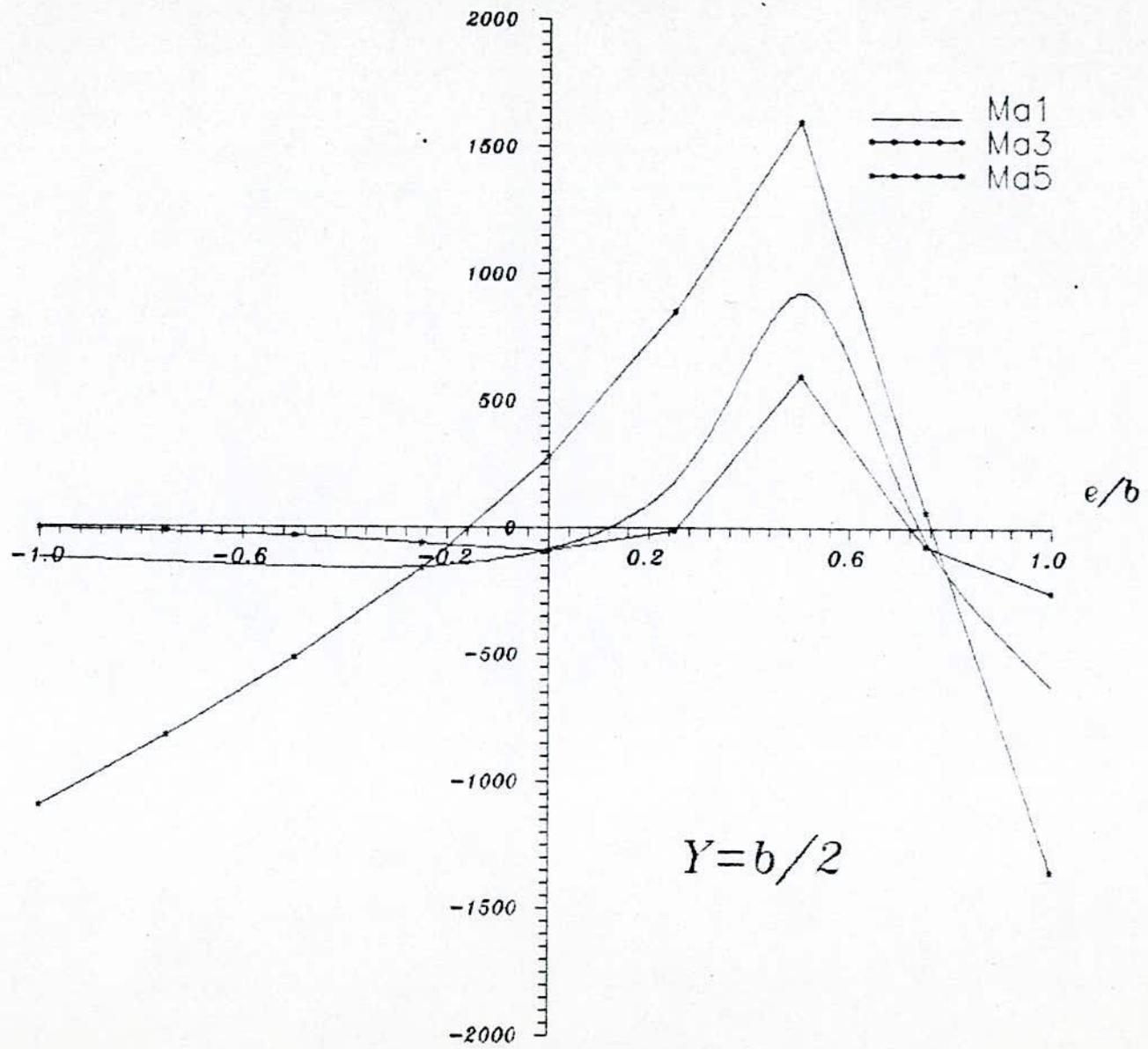




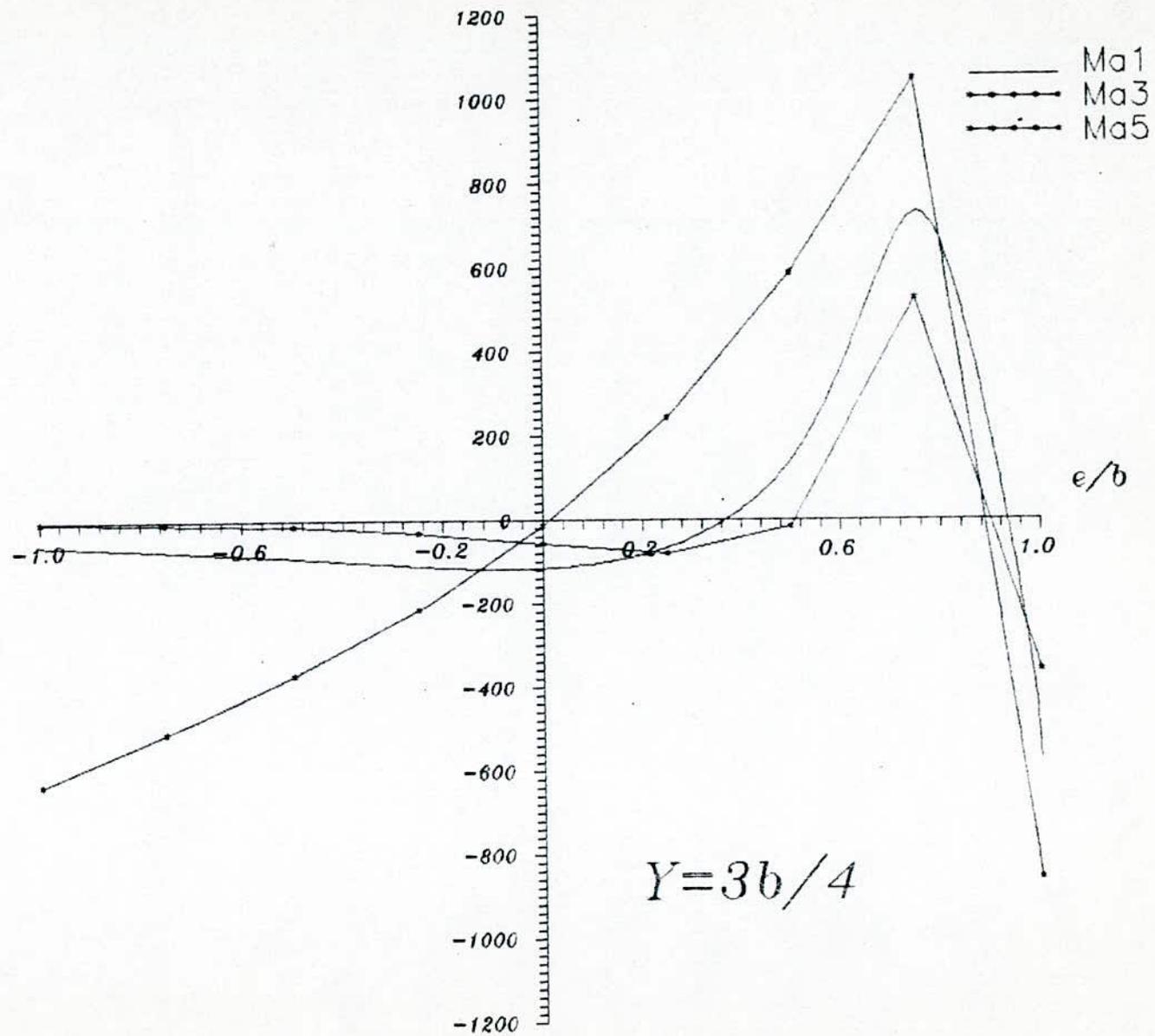


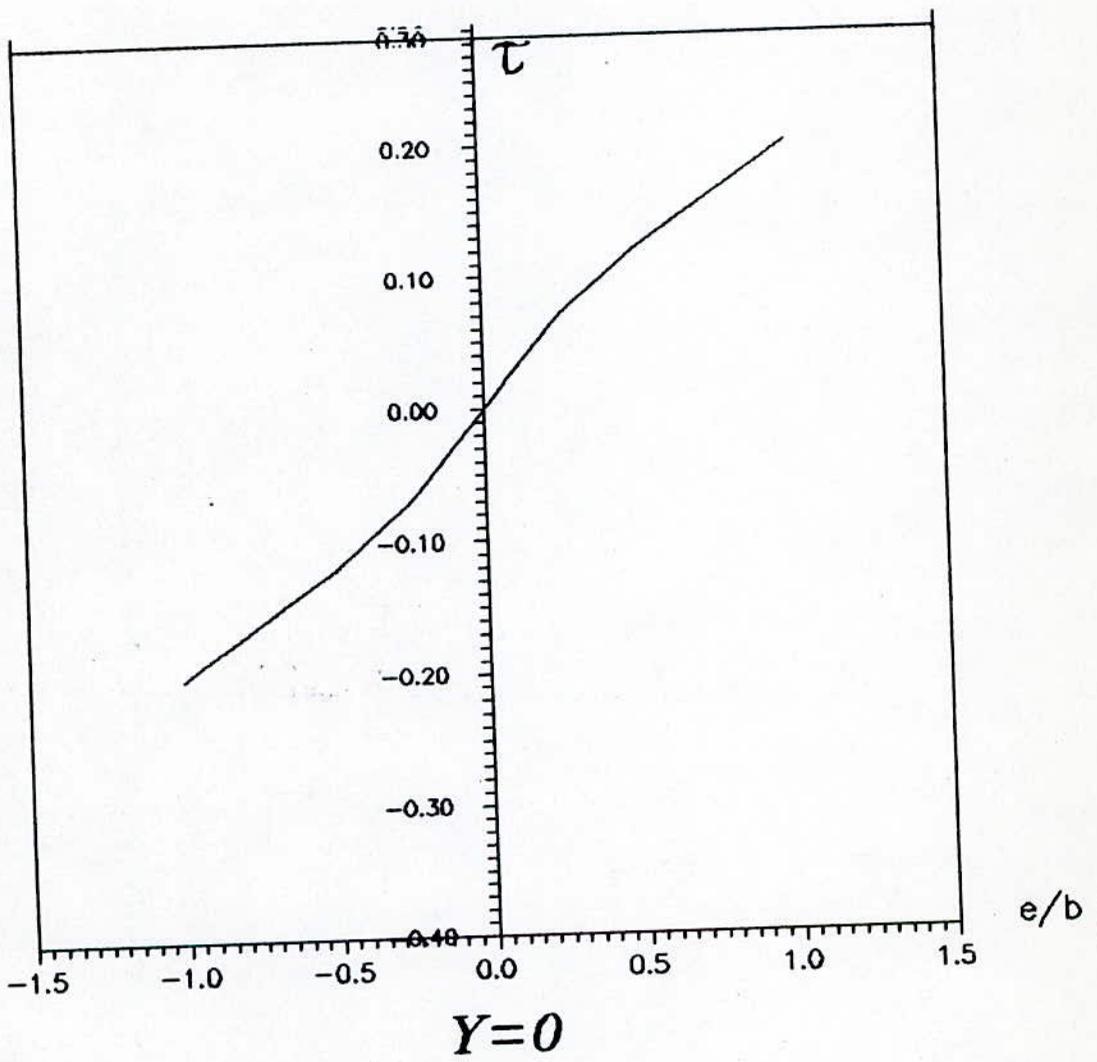


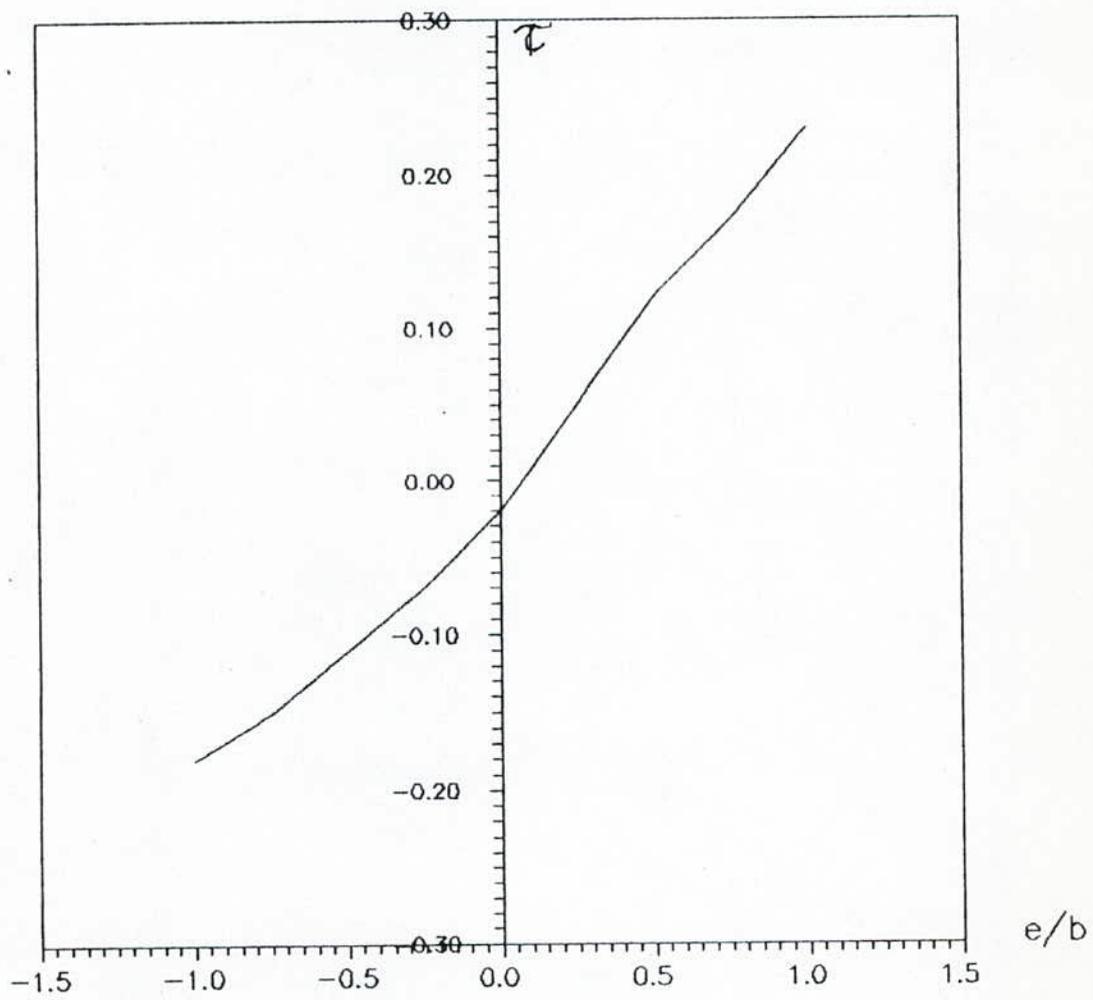




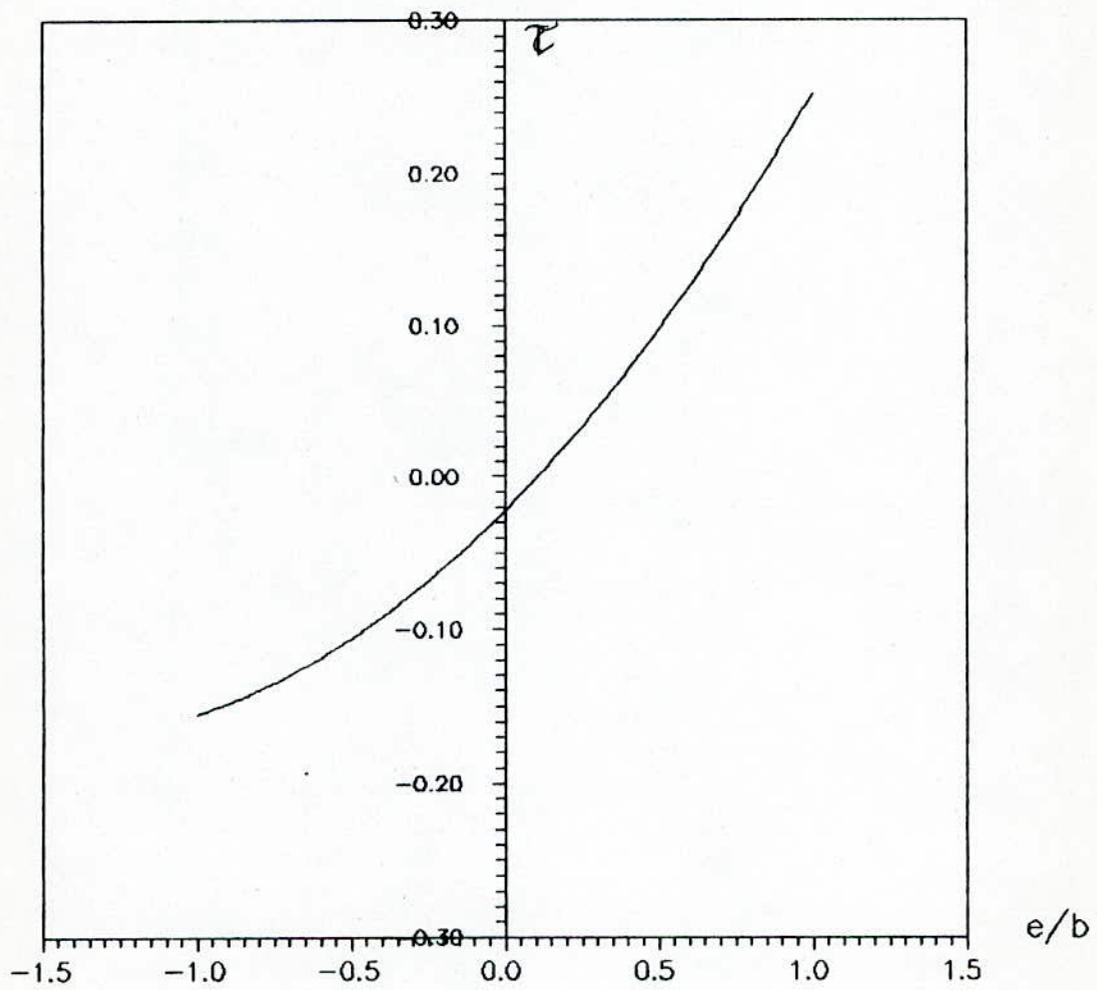
$Y = b/2$



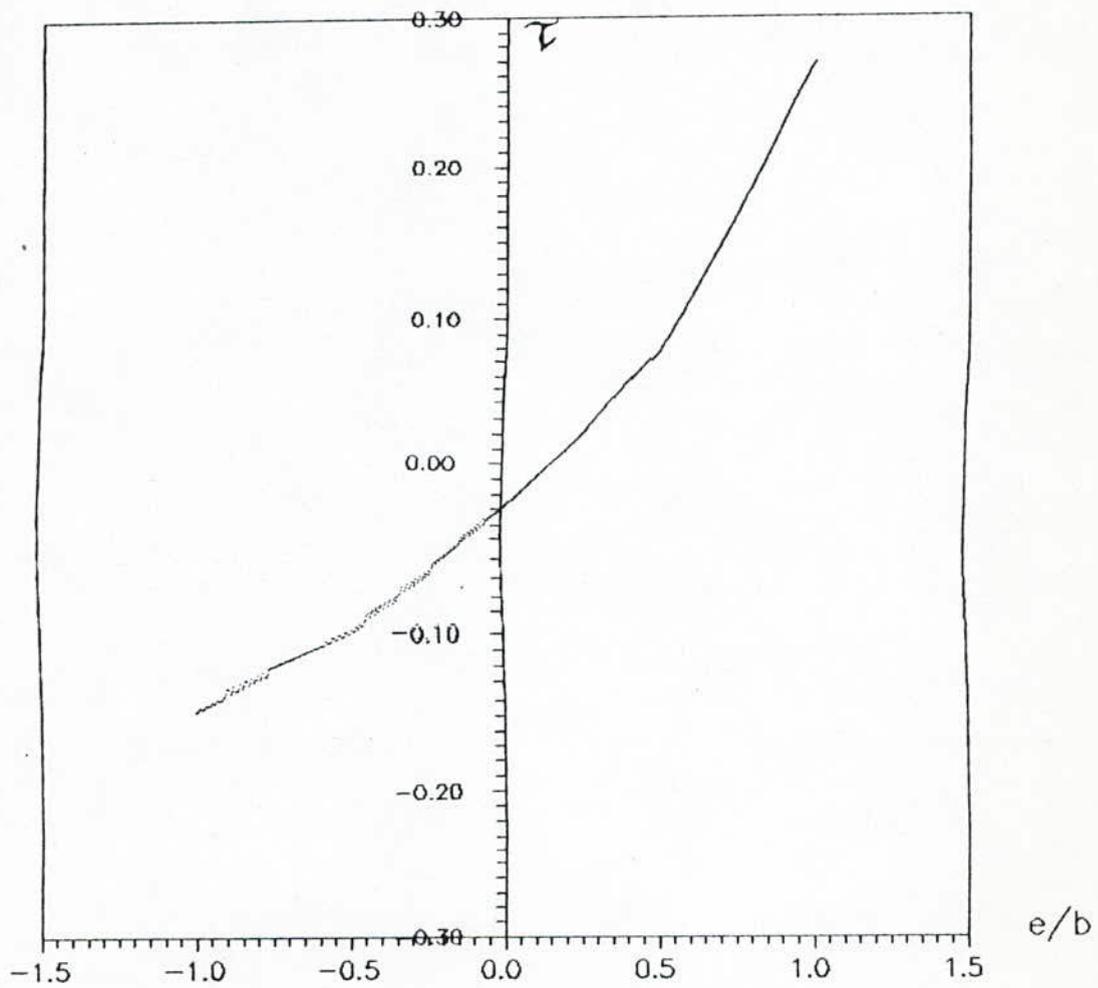




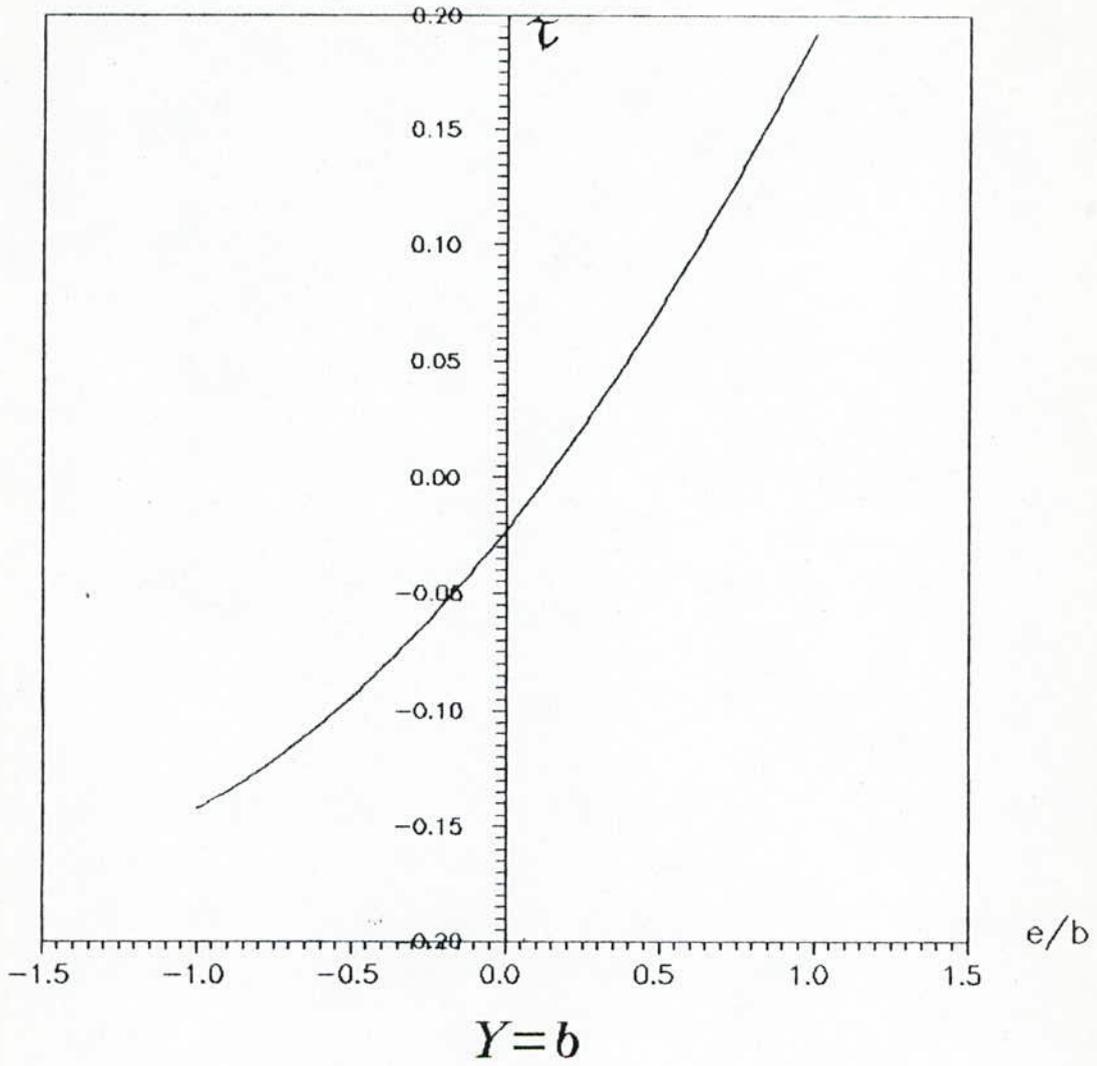
$$Y = b/4$$



$$Y = b/2$$



$$Y = 3b/4$$



BIBLIOGRAPHIE

- * Calcul des grillages des poutres et dalles orthotropes
BARES
- * Projet et construction des ponts
CALGARO
- * Cours de résistance des matériaux
F. COURBON
- * Pratique du béton précontraint
DRENX
- * Le projet du béton précontraint
FUENTES-LACROIX
- * Notions sur les ouvrages de travaux publics
GUILLOUX
- * Le béton précontraint étude expérimentale et théorique T2
GUYON
- * Le béton précontraint aux états limites
THONIER
- * Constructions métalliques - conception des structures
F. CIOLINA
- * Règles C.M. 66
- * Règles B.A.E.L. 83
- * Fascicule 61 C.P.C Art 2.
- * Documents : - S.E.T.R.A - PSIDP 69.

