

وزارة الجامعات والبحث العلمي  
Ministère aux Universités et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

# PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**ETUDE DU TABLIER D'UN PONT  
DALLE HYPERSTATIQUE  
EN BETON PRECONTRAINTE  
( Pont Rails )**

3 PLANCHES

Proposé par :

E.N.C.O.A

Etudié par :

Mr MOULOUDJ HAMID  
et  
Mr TEKILI BOUDJEMAA

Dirigé par :

Mr ZOUKH

PROMOTION : SEPTEMBRE 1992

## REMERCEMENTS

NOUS tenons à exprimer nos reconnaissances et notre gratitude à tous les enseignants de notre département pour nous avoir fait bénéficier de leur savoir tout au long de notre spécialité.

NOUS tenons à remercier également tous ceux qui ont contribué de près ou de loin, et ils sont nombreux, à la réalisation de cet ouvrage.

- SOMMAIRE -

I-	INTRODUCTION .....
II-	LIGNES D'INFLUENCE .....
III-	METHODE DE GUYON ET MASSONET .....
IV -	CHARGES ET SURCHARGES .....
V -	MOMENTS LONGITUDINAUX .....
VI -	ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE .....
VII -	VERIFICATION DES CONTRAINTES .....
VIII-	EFFORTS TRANCHANTS ET REACTIONS D'APPUI .....
IX -	EFFORTS TRANCHANTS DANS LA DALLE <sup>s</sup> .....
X -	MOMENTS TRANSVERSAUX .....
XI -	FERRAILLAGES .....

# INTRODUCTION

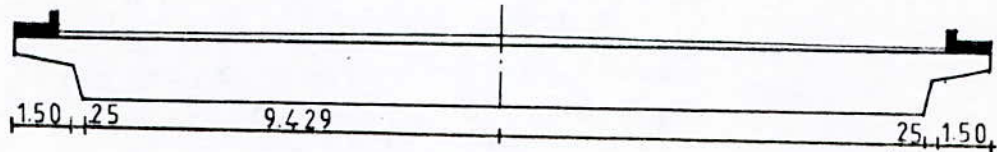
الدرسة الوطنية المتعددة الفعاليات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE —  
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE I  
 INTRODUCTION

I.1 Description de l'ouvrage

Notre ouvrage est un pont-dalle biais de type PSDP ( passage supérieur à dalle en béton précontraint) avec de larges encorbellements. Dans le sens longitudinal

Nous avons un pont continu à deux travées égales de 24 mètres chacune; dans le sens transversal, on distingue deux encorbellements de 1.75 m de largeur, chacun supportant un trottoir de 1.20 m de largeur. La dalle est précontrainte longitudinalement et est simplement armée dans le sens transversal.

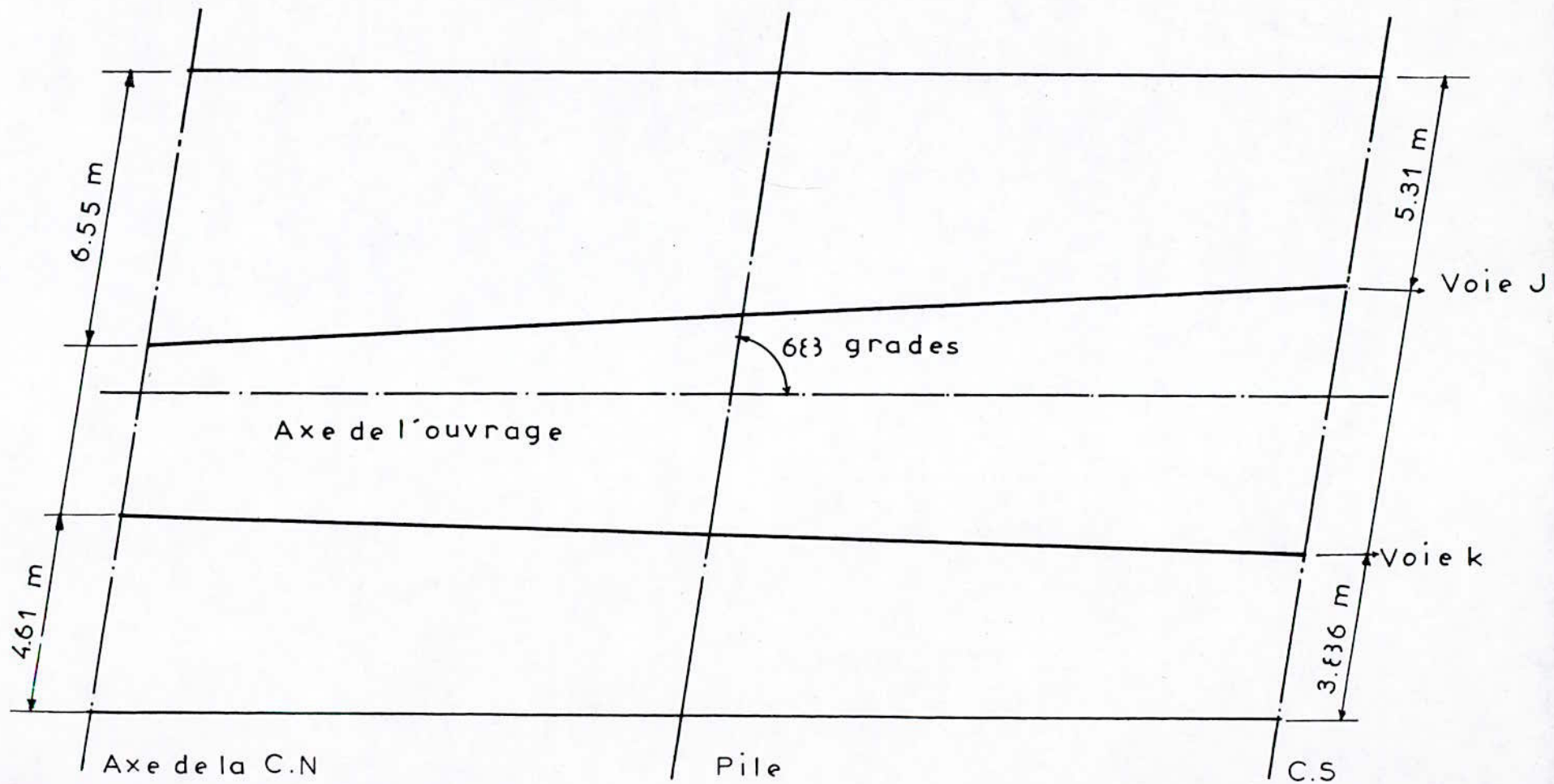


coupe transversale



coupe longitudinale

VUE EN PLAN (Tracé des voies)



## I.2 Principe et hypothèses de calcul des ponts dalles à larges encorbellements

Pour de telles structures, il convient de faire une distinction entre les parties en encorbellement et la nervure centrale que nous appellerons dalle centrale. Nous considérerons par ailleurs que les encorbellements ont pour origine la première discontinuité sur l'intrados; ainsi, nous pourrions considérer que:

- Les encorbellements travaillent comme des consoles encastrées dans la dalle centrale; il est donc possible de connaître dans les sections d'encastrement les moments fléchissants et les efforts tranchants produits par les charges et surcharges placées sur les encorbellements,

- la dalle centrale, supposée indépendante des encorbellements, fonctionne comme une dalle isotrope pour laquelle la méthode de M.Guyon Massonnet est applicable.

### I.2.1. Dimensionnement de la dalle à encorbellement (conforme au PSIDP69)

Nous substituons à la dalle avec encorbellement, la dalle équivalente de section rectangulaire, de même hauteur que la dalle centrale et présentant la même inertie de flexion que l'ensemble de la structure étudiée. La largeur de la dalle équivalente est donnée par la relation suivante:

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

$h$ : hauteur de la dalle centrale,

$I_x$ : inertie totale de la structure.

Nous avons:

$$I_x = 2.5406 \text{ m}^4$$
$$h = 1.4 \text{ m}$$

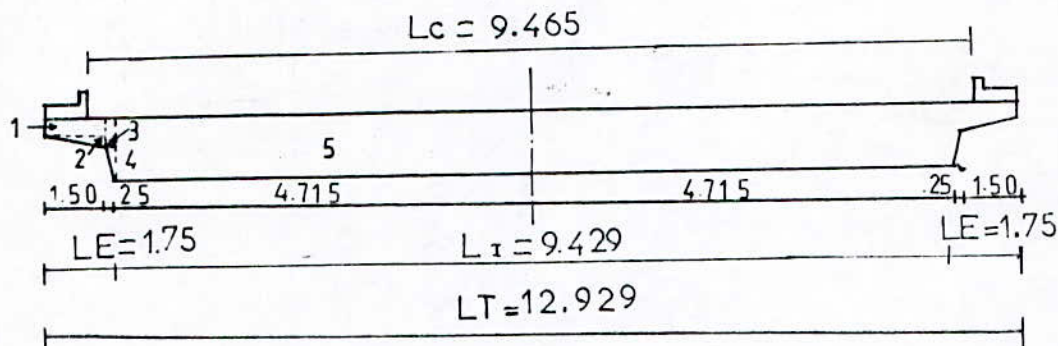
$$V_i = 0.746 \text{ m}$$
$$V_s = 0.654 \text{ m}$$

d'où:

$$2 b = 11.112 \text{ m.}$$

Les encorbellements doivent satisfaire aux critères suivants:

- La largeur de l'intrados doit être supérieure à la moitié de la largeur totale de l'ouvrage,
- la largeur droite de l'encorbellement le plus important doit être inférieure à 1/5 de la portée biaisée,
- la dalle rectangulaire équivalente élargie de 5 % de chaque côté recouvrira entièrement la largeur chargeable de la dalle.



Vérification des conditions de dimensionnement

$$L_i = 9.429 \text{ m}$$

$$L_e = 1.75 \text{ m}$$

$$L_t = 12.929 \text{ m}$$

$$L_c = 9.465 \text{ m}$$



$$\psi = \phi \text{ pour } \eta < 0.5$$

$$\psi = \phi + \frac{\eta - 0.5}{2.2} (100 - \phi) \text{ pour } 0.5 \leq \eta \leq 2.7$$

$$\psi = 100 \text{ pour } \eta > 2.7$$

$\eta$  est donné par:

$$\eta = \frac{D_i \sin \phi}{2 b} = \frac{\text{portée droite}}{\text{largeur droite}}$$

$\eta$  : coefficient de forme.

$$\eta = \frac{24 \sin \phi}{2 \times 5.556} = 1.893$$

d'où :

$$\psi = 68 + \frac{1.893 - 0.5}{2.2} (100 - 68) = 88.257 \text{ grades.}$$

LIGNES D'INFLUENCES

CHAPITRE II  
LIGNES D'INFLUENCES

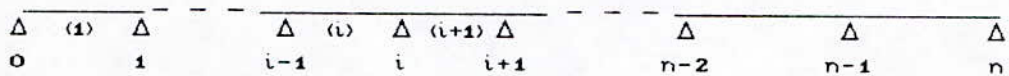
II.1. Rappels sur les poutres continues

II.1.1. Définition

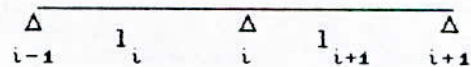
Une poutre continue est une poutre droite reposant sur plusieurs appuis. Le nombre statiquement indéterminé est égal au nombre des appuis intermédiaires si tous les appuis sont des appuis simples ; dans le cas d'un ou deux encastremets d'extrémités, il faut ajouter les moments d'encastrement.

II.1.2. Equation des trois moments

Soit la poutre continue représentée par la figure suivante:



Soient  $i$  et  $i+1$  deux travées adjacentes:



Les moments sur appuis sont donnés par la relation suivante:

$$b_i M_{i-1} + (c_i + a_{i+1}) M_i + b_{i+1} M_{i+1} = W_i'' - W_{i+1}' + \beta_i - \beta_{i+1}$$

avec:

$a_i, b_i, c_i$  sont les constantes mécaniques de la travée ( $i$ );

$W_i$  et  $W_{i+1}$  sont les rotations de l'appui  $i$  étant appui de droite et de ce même appui  $i$  étant appui de gauche respectivement, d'une poutre simplement appuyée.

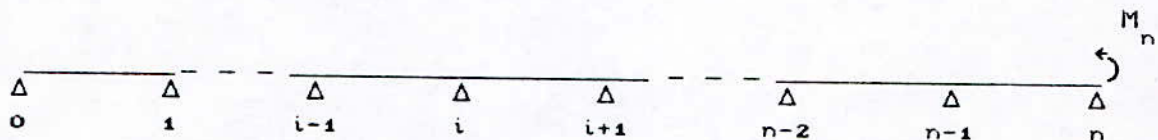
$\beta_i$  et  $\beta_{i+1}$  sont les angles de dénivellation correspondants

respectivement aux travées  $i$  et  $i+1$ .

### II.1.3. Lignes d'influences

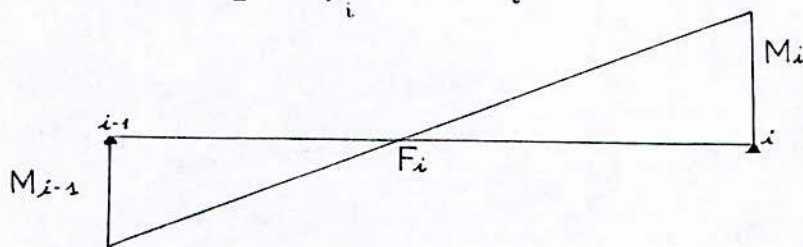
#### Foyers de gauche

On considère une poutre continue de  $n$  travées.



On applique dans la section de l'appui  $n$  un moment  $M_n$ ; du fait que la poutre ne subit aucune charge, la ligne représentative des moments est une droite dont la position des points de moment nul sous l'action de  $M_i$  est donnée par:

$$\frac{i-1}{i} \frac{F_i}{F_i} = - \frac{M_{i-1}}{M_i} = \phi_i$$



En introduisant cette relation dans l'équation des trois moments, on obtient :

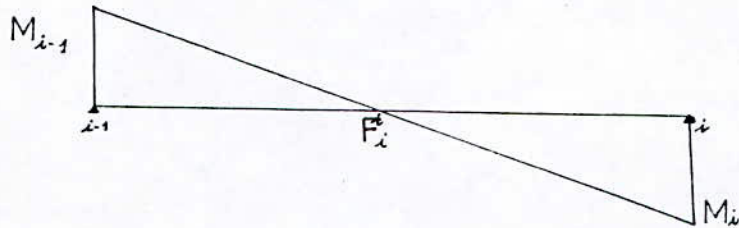
$$\phi_i = \frac{b_i}{c_{i-1} + a_i - b_{i-1} \phi_{i-1}}$$

Les points  $F_i$  sont appelés foyers de gauche de la poutre continue.

Foyers de droite

De la même façon, on peut obtenir les foyers de droite si on applique un moment  $M_0$  à l'appui 0.

$$\frac{\overline{F_i} \quad i}{i-1 \quad \overline{F_i}} = - \frac{M_i}{M_{i-1}} = \phi_i'$$



En introduisant la relation précédente dans l'équation des trois moments, on obtient:

$$\phi_i' = \frac{b_i}{c_i + a_{i+1} - b_{i+1} \phi_{i+1}'}$$

Les points  $F_i'$  sont appelés foyers de droite de la poutre continue.

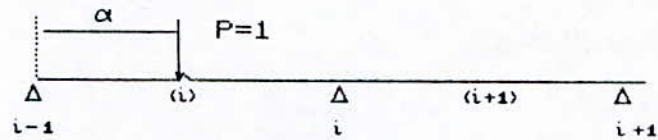
Lignes d'influence du moment sur appui

Le moment fléchissant  $M_i(\alpha)$  produit dans la section sur appui (i), par une charge unité d'abscisse  $\alpha$  dans la travée (i) est:

$$M_i(\alpha) = \frac{1}{b_i} \frac{W_i' + W_i'' / \phi_i}{\frac{1}{\phi_i \phi_i} - 1}$$

Si la charge unitaire se trouve dans la travée i+1, le moment fléchissant  $M_i(\alpha)$  est donné par:

$$M_i(\alpha) = - \frac{1}{b_{i+1}} \frac{W_{i+1}'' + W_{i+1}' / \phi_{i+1}'}{\frac{1}{\phi_{i+1}} - 1}$$



Lignes d'influence du moment fléchissant d'une section en travée  
 Le moment fléchissant  $M(x, \alpha)$  d'une section quelconque produit par la charge unitaire d'abscisse  $\alpha$ , appliquée à la travée  $i$ , a pour valeur:

$$M(x, \alpha) = \mu(x, \alpha) + M_{i-1}(\alpha) \cdot (1-x/l_i) + M_i(\alpha) \cdot x/l_i$$

Si la charge unitaire se trouve dans une autre travée  $\mu(x, \alpha) = 0$  et l'équation ci-dessus devient:

$$-M(x, \alpha) = M_{i-1}(\alpha) \cdot (1-x/l_i) + M_i(\alpha) \cdot x/l_i$$

Lignes d'influence de l'effort tranchant dans une section d'abscisse  $x$  de la travée  $i$

La charge unitaire d'abscisse  $\alpha$  appliquée à la travée  $i$  provoque dans la section d'abscisse  $x$ , un effort tranchant qui est donné par la formule:

$$T(x, \alpha) = \frac{d\mu(x, \alpha)}{dx} + \frac{M_i(\alpha) - M_{i-1}(\alpha)}{l_i}$$

Si la charge unitaire se trouve dans une autre travée, la quantité  $d\mu(x, \alpha)/dx$  est nulle par conséquent, on a :

$$T(x, \alpha) = \frac{M_i(\alpha) - M_{i-1}(\alpha)}{l_i}$$

Ligne d'influence d'une réaction d'appui

Si  $R_i$  est la réaction d'appui,  $T_i$  et  $T_{i+1}$  sont les efforts tranchants immédiatement à gauche et à droite de l'appui  $i$ ; on a :

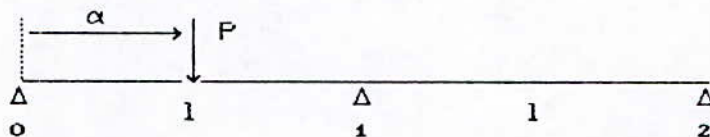
$$R(\alpha) = T_{i+1}(\alpha) - T_i(\alpha)$$

II.2. Application au projet

Le pont est assimilé à une poutre continue à deux travées égales de 24 m de longueur; les rotations dues aux dénivellations d'appuis sont négligeables devant celles dues à une charge unitaire.

II.2.1. Lignes d'influence du moment fléchissant sur appui

\* Force unitaire appliquée sur la première travée.



$$a_{11} = a_{22} = c_1 = c_2 = 1 / 3EI$$

$$b_1 = b_2 = 1 / 6EI$$

$$\phi_1 = \phi_2 = 0$$

$$\phi_2 = \phi_1' = 1 / 4$$

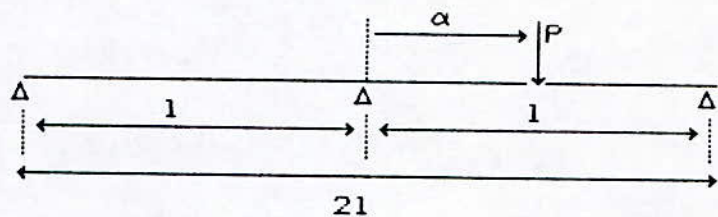
$$W'(\alpha) = -\alpha(1-\alpha)(21-\alpha) / 6EI1$$

$$W''(\alpha) = -\alpha(1-\alpha)(1+\alpha) / 6EI1$$

$$M_1(\alpha) = -\frac{1}{b} \left[ W'_1(\alpha) + \frac{1}{\phi_1} W''_1(\alpha) \right] / \left[ \frac{1}{\phi_1 \phi'_1} - 1 \right]$$

$$M_1(\alpha) = -\alpha(1^2 - \alpha^2) / 4 \cdot 1^2 \quad 0 \leq \alpha \leq 1$$

\* Charge unitaire appliquée sur la 2<sup>ème</sup> travée:

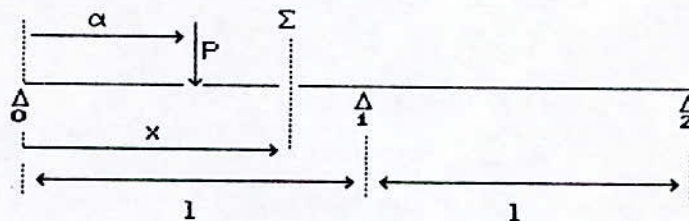


$$M_1(\alpha) = \frac{1}{b_2} \frac{W''_2(\alpha) + W'_2(\alpha) / \phi'_2}{\frac{1}{\phi_2 \phi_2} - 1} = \frac{1}{b_2} \phi'_2 W(\alpha)$$

d'où:

$$M_1(\alpha) = -\alpha(1-\alpha)(21-\alpha) / 41^2 \quad 0 \leq \alpha \leq 1$$

II.2.2. Lignes d'influence du moment fléchissant d'une section en travée





\* Charge unitaire appliquée sur la 1<sup>ère</sup> travée:

$$M_0(\alpha) = 0$$

$$M_1(\alpha) = -\alpha(1^2 - \alpha^2) / 4 l^2$$

$$M(x, \alpha) = \mu(x, \alpha) + M_0(\alpha) \cdot (1 - x/l) + M_1(\alpha) \cdot x/l$$

$$\mu(x, \alpha) = \alpha(1 - x/l) \quad \text{pour } 0 \leq \alpha \leq x$$

$$\mu(x, \alpha) = x(1 - \alpha/l) \quad \text{pour } x \leq \alpha \leq 1$$

d'où:

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

$$M(x, \alpha) = \frac{\alpha^3 x}{4 l^3} - x \left(1 - \frac{5\alpha}{4l}\right) \quad \text{pour } x \leq \alpha \leq 1$$

\* Charge unitaire appliquée sur la 2<sup>ème</sup> travée:

$$M_0(\alpha) = 0$$

$$M_1(\alpha) = -\alpha(1-\alpha)(2l-\alpha) / 4 l^2$$

d'où:

$$M(x, \alpha) = -x\alpha(1-\alpha)(2l-\alpha) / 4 l^2 \quad \text{pour } 0 \leq \alpha \leq 1$$

II.2.3. Lignes d'influence de l'effort tranchant d'une section en travée

\* La charge unitaire se trouve sur la travée 1

$$M_0(\alpha) = 0$$

$$M_1(\alpha) = -\alpha(1^2 - \alpha^2) / 4 l^2$$

$$d\mu(x, \alpha) / dx = -\alpha / l \quad \text{pour } 0 \leq \alpha \leq x$$

d'où:

$$T(x, \alpha) = \frac{\alpha^3}{4 l^3} - \frac{5}{4 l} \alpha \quad \text{pour } 0 \leq \alpha \leq x$$

$$T(x, \alpha) = \frac{\alpha^3}{4 l^3} - \frac{5}{4 l} \alpha + 1 \quad \text{pour } x \leq \alpha \leq l$$

\* La charge unitaire se trouve sur la 2<sup>ème</sup> travée:

$$M_0(\alpha) = 0$$

$$M_1(\alpha) = -\alpha(1-\alpha)(2l-\alpha) / 4 l^2$$

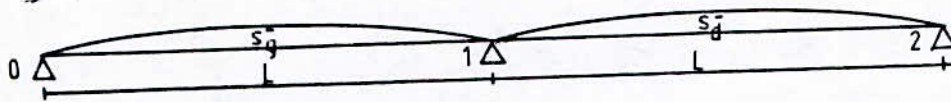
d'où:

$$T(x, \alpha) = -\alpha(1-\alpha)(2l-\alpha) / 4 l^3$$

### II.3. Aires des lignes d'influence

#### II.3.1. Aires d'influence des moments fléchissants sur appuis

L'allure de la ligne d'influence est:



$$S_{og}^- = \int_0^l M_1(\alpha) d\alpha = \int_0^l -\alpha(l^2 - \alpha^2) / 4 l^2 d\alpha$$

$$S_{og}^- = -l^2 / 16$$

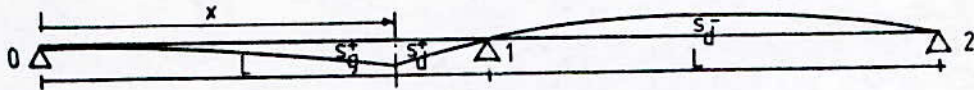
$$S_{od}^- = \int_0^l M_1(\alpha) d\alpha = \int_0^l -\alpha(1-\alpha)(2l-\alpha) / 4 l^2 d\alpha$$

$$S_{od}^- = -l^2 / 16$$

#### II.3.2. Aires d'influence des moments fléchissants d'une section en travée

1<sup>er</sup> cas :  $x \leq 0.8 l$

L'allure de la ligne d'influence est représentée par la figure ci-dessous:



$$S_g^+ = \int_0^x M(x, \alpha) d\alpha = \int_0^x \left[ \frac{\alpha^3 x}{4 l^3} + \left( 1 - \frac{5 x}{4 l} \right) \right] d\alpha$$

$$S_d^+ = \int_x^l M(x, \alpha) d\alpha = \int_x^l \left[ \frac{\alpha^3 x}{4 l^3} + x \left( 1 - \frac{5 \alpha}{4 l} \right) \right] d\alpha$$

L'aire positive totale a pour expression:

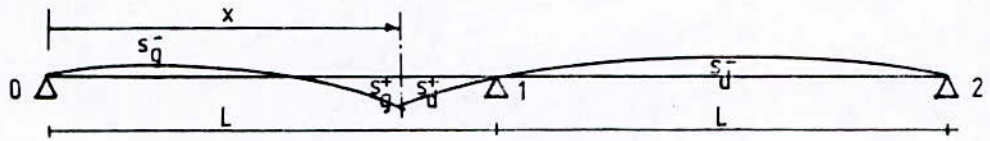
$$S^+ = S_g^+ + S_d^+ = (x^2 / 2) + 7 x l / 16$$

$$S_d^- = \int_0^l M(x, \alpha) d\alpha = \int_0^l \frac{-x \alpha (1-\alpha)(2l-\alpha)}{4 l^3} d\alpha$$

$$S_d^- = - x l / 16$$

2<sup>ème</sup> cas :  $x > 0.8 l$

L'allure de la ligne d'influence est:



$$S_g^- = \int_0^1 M(x, \alpha) d\alpha = \int_0^1 \left[ \frac{\alpha^3 x}{4 l^3} + \alpha \left( 1 - \frac{5x}{4l} \right) \right] d\alpha$$

$$S_g^- = \frac{x}{16 l^3} \alpha_1^4 + \frac{1}{2} \alpha_1^2 \left( 1 - \frac{5x}{4l} \right)$$

$$S^+ = S_g^+ + S_d^+ = -(x^2 / 2) + 7x l / 16$$

$$S_d^- = -x l / 16$$

x (m)	Travée 1		Travée 2	S <sub>T</sub>
	S <sup>+</sup>	S <sub>g</sub> <sup>-</sup>	S <sub>d</sub> <sup>-</sup>	
0.00 1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.05 1	11.8800	0.0000	-1.8000	10.0800
0.10 1	22.3200	0.0000	-3.6000	18.7200
0.15 1	31.3200	0.0000	-5.4000	25.9200
0.20 1	38.8800	0.0000	-7.2000	31.6800
0.25 1	45.0000	0.0000	-9.0000	36.0000
0.30 1	49.6800	0.0000	-10.8000	38.8800
0.35 1	52.9200	0.0000	-12.6000	40.3200
0.40 1	54.7200	0.0000	-14.4000	40.3200
0.45 1	55.0800	0.0000	-16.2000	38.8800
0.50 1	54.0000	0.0000	-18.0000	36.0000
0.55 1	51.4800	0.0000	-19.8000	31.6800
0.60 1	47.5200	0.0000	-21.6000	25.6800
0.65 1	42.1200	0.0000	-23.4000	18.7200
0.70 1	35.2800	0.0000	-25.2000	10.0800
0.75 1	27.0000	0.0000	-27.0000	0.0000
0.80 1	17.2800	0.0000	-28.0000	-10.7200
0.85 1	8.7671	-2.6471	-30.6000	-24.4800
0.90 1	3.5200	-10.0000	-32.4000	-38.8800
0.95 1	0.7958	-21.3158	-34.2000	-54.7200
1.00 1	0.0000	-36.0000	-36.0000	-72.0000

METHODE DE GUYON ET MASSONNET

CHAPITRE III  
METHODE DE GUYUN ET MASSONET

III.1. Utilisation de la méthode de G.M

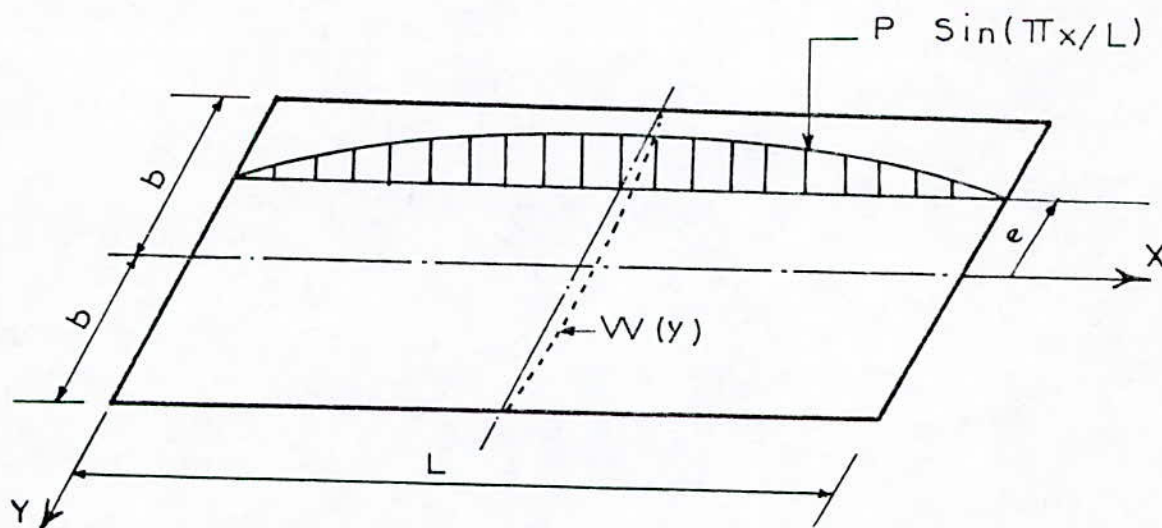
III.1.1. Introduction

Cette théorie a tout d'abord traité le cas des plaques minces, homogènes et isotropes pour ensuite être généralisée aux calculs des dalles anisotropes. Cette méthode consiste à remplacer la structure réelle d'une dalle et d'un réseau de poutres par une dalle orthotrope d'épaisseur constante et présentant les mêmes modules d'YOUNG  $E_x$  et  $E_y$  différents suivant les directions  $x$  et  $y$ .

Les coefficients  $K$ ,  $\mu$ ,  $\nu$ , et  $\epsilon$  sont utilisés pour déterminer en un point voulu, des moments de flexion et de torsion et des efforts tranchants.

La théorie consiste à supposer qu'une charge sinusoïdale d'intensité  $P_m \sin(\pi x/l)$  s'exerce sur une ligne parallèle à l'axe longitudinal du pont ;  $l$  étant la distance entre les appuis de la dalle. Dans le cas des charges concentrées ou uniformément réparties, elles seront décomposées en charges sinusoïdales.

III.1.2. Coefficient de répartition transversal



Sous l'effet de la charge linéaire appliquée à la construction sur une parallèle à  $ox$  d'excentricité  $e$ , suivant la loi sinusoïdale:  $P(x) = P_1 \sin(\pi x / l)$ , la construction prend une déformée en demi-onde (sinusoïde) d'équation:

$$W(x,y) = W(y) \sin(\pi x / l)$$

Si la charge au lieu d'être répartie sur une droite, est répartie uniformément sur la largeur  $2b$  ( tout en restant sinusoïdale dans le sens longitudinal), la déformée de la construction sera une surface d'équation:

$$W_0(x) = W_0 \sin(\pi x / l)$$

Le coefficient de répartition transversal désigne le rapport du déplacement vertical  $W(x,y)$  d'un point de la construction sous l'effet d'une charge linéaire  $P(x)$  à celui  $W_0(x)$  du même point, mais sous l'effet de la charge uniformément répartie sur la largeur  $2b$  de la dalle :

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

Le coefficient de répartition transversal  $K$  dépend des paramètres suivants:

- \* paramètre d'entretoisement  $\theta$ ,
- \* paramètre de torsion  $\alpha$ ,
- \* ordonnée relative ( $y/b$ ) de la section ou on veut étudier le moment,
- \* de l'excentricité relative ( $e/b$ ) de la charge .

La flèche moyenne de la section transversale de la construction est donnée par

$$W_0 = \frac{1}{2b} \int_{-b}^{+b} W(y) dy$$



en divisant les deux membres par  $W_0$ , on obtient:

$$1 = \frac{1}{2 b W_0} \int_{-b}^{+b} W(y) dy = W_0 = \frac{1}{2 b} \int_{-b}^{+b} W(y) / W_0 dy$$

$$1 = \frac{1}{2 b} \int_{-b}^{+b} K(y) dy$$

Les valeurs de K pour  $\alpha = 0$ ,  $\alpha = 1$  et  $0 \leq \theta \leq 2$ , sont consignées dans les tableaux de MASSONET.

Un calcul rigoureux de K dans le cas où  $0 < \alpha < 1$ , consiste à utiliser la formule d'interpolation suivante:

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

Remarque

Pour une charge uniformément répartie sur tout le pont (telle que le poids propre),  $K = 1$ .

Calcul de K

Une fois les lignes d'influence tracées, on dispose convenablement nos charges afin d'obtenir l'effet le plus défavorable .

a) pour les charges concentrées

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

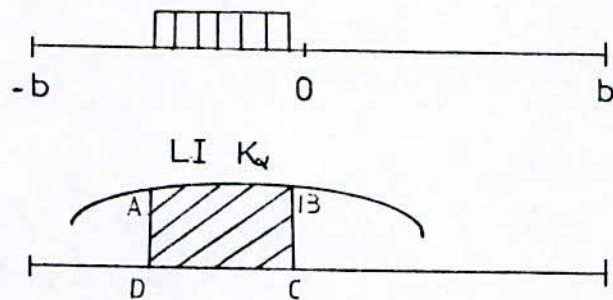
$K_i$  : ordonnée K au droit de la charge  $P_i$ ,

n : nombre de <sub>Roues</sub> dans les rangées.

b) pour des charges réparties

$$K = \frac{\text{surface de la ligne d'influence surchargée}}{\text{largeur surchargée}}$$

La surface est calculée par la méthode de Simpson ou des trapèzes.



### III.1.3. Flexion longitudinale

Soit  $P(x) = P_1 \sin(\pi x / l)$  la charge linéaire appliquée à la construction sur une parallèle à  $ox$  d'excentricité  $e$ , le moment fléchissant longitudinal par unité de largeur, dans la section  $x$ , produit par cette charge sinusoidale, dans le sens  $x$  et d'excentricité  $e$ , est donné par:

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

Si la charge, au lieu d'être répartie sur une droite, est répartie uniformément sur la largeur  $2b$ , le moment longitudinal dans le sens  $x$  est donné par:

$$M_o(x) = \frac{\pi^2}{l^2} \rho_p W_o(x)$$

pour  $\rho_p$  voir page 24

d'où :

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

ce qui conduit à:

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

Dans le cas où l'on considère une dalle chargée d'un système de  $n$  charges linéaires sinusoidales dans le sens  $x$ , définies par:

$P_1 \sin(\pi x / l), \dots, P_n \sin(\pi x / l).$

Le moment en un point quelconque de la construction est donné par :

$$M_x(x, y) = M_0(x) \cdot \frac{\sum_{i=1}^n P_i K_i(y)}{\sum_{i=1}^n P_i}$$

#### III.1.4. Flexion transversale

##### Coefficient de répartition $\mu$

Dans le cas du moment transversal, la charge doit être développée en série de FOURRIER et on gardera les trois(3) premières harmoniques impaires ( $m = 1, 3, 5$ ).

Le coefficient  $\mu$  dépend de  $\alpha, m\theta, e/b, y/b$ ; donc pour :

$\theta \longrightarrow \mu_1$   
 $3\theta \longrightarrow \mu_3$   
 $5\theta \longrightarrow \mu_5$

La loi d'interpolation pour  $0 \leq \alpha \leq 1$ , est donnée par :

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

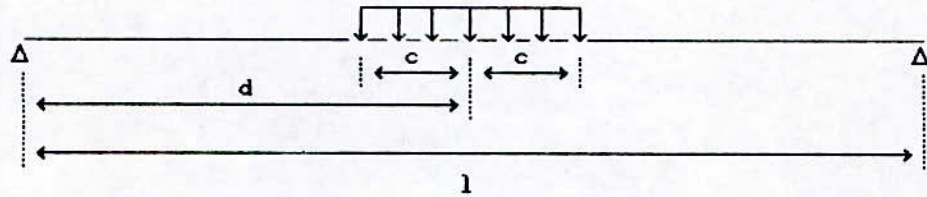
##### Moment transversal

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

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

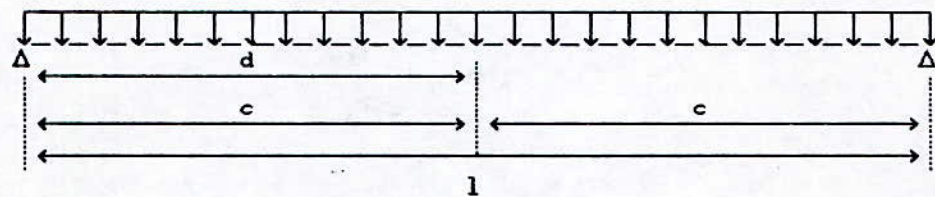
Calcul de  $P_m$

a) pour une charge répartie sur  $2c$ .



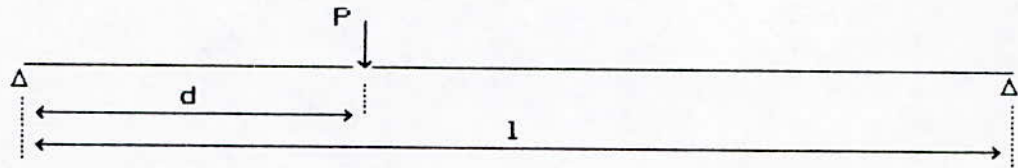
$$P_m = \frac{4P}{m\pi} \sin \frac{m\pi c}{l} \sin \frac{m\pi d}{l}$$

b) pour une charge linéaire uniformément complète.



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

c) pour une charge concentrée.



$$P = \frac{2P}{l} \sin \frac{m\pi\alpha}{l} \quad ?$$

Calcul du coefficient  $\mu_\alpha$

a) charges concentrées

Comme pour le coefficient  $K$ , le coefficient  $\mu$  est donné par les tables en fonction:

- \* du paramètre  $\theta$
- \* du paramètre  $\alpha$
- \* de l'excentricité de la charge.

On trace les lignes d'influence des coefficients  $\mu_{\alpha 1}$ ,  $\mu_{\alpha 3}$  et  $\mu_{\alpha 5}$  en fonction de l'excentricité et on dispose les charges transversalement; on fait la somme des coefficients  $\mu$ ; on retiendra les coefficients  $\mu$  maximum pour l'ensemble des charges.

b) charges uniformément réparties

En utilisant la même méthode, en prenant pour valeur de  $\mu$ , l'aire de la partie correspondante de la ligne d'influence  $\mu$ , la densité de cette charge uniformément répartie étant donnée par :  $p(t/m^2)$ .

### III.1.5. Efforts tranchants et réactions d'appui

#### Effort tranchant

L'effort tranchant est déterminé approximativement à partir de la relation:

$$Q_x = \sum Q_{xm} = \sum P_m \frac{1}{b} \varepsilon_{\alpha m} \cos \frac{m\pi x}{l}$$

avec:

$$\varepsilon_{\alpha} = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \alpha \quad \text{si } [ |y| + |e| ] \leq 3b / 4$$

$$\varepsilon_{\alpha} = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \sqrt{\alpha} \quad \text{si } [ |y| + |e| ] > 3b / 4$$

#### Réaction d'appui

Elle a pour expression:

$$\overline{Q}_x = \sum \overline{Q}_{xm} = \sum P_m \frac{1}{b} \overline{\varepsilon}_{\alpha m} \cos \frac{m\pi x}{l}$$

### III.1.6. Prise en compte de la continuité

Dans le cas des constructions continues, on doit se contenter d'une valeur moyenne adéquate du paramètre d'entretoisement  $\theta$  comprise dans l'intervalle:

$$\theta_1 = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} < \theta^* < 1.25 \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = \theta_2$$

$b$ : demi largeur de la dalle,

$l$ : portée de l'ouvrage,

$\rho_p$ : rigidité flexionnelle par unité de longueur,

$\rho_E$ : rigidité flexionnelle par unité de longueur des entretoises.

Pour déterminer  $\theta^*$ , on découpe dans le tablier une bande de 1m, qu'on assimilera à une poutre continue sur 3 appuis.

CHARGES ET SURCHARGES

CHAPITRE IV  
CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. Types de charges et surcharges à considérer

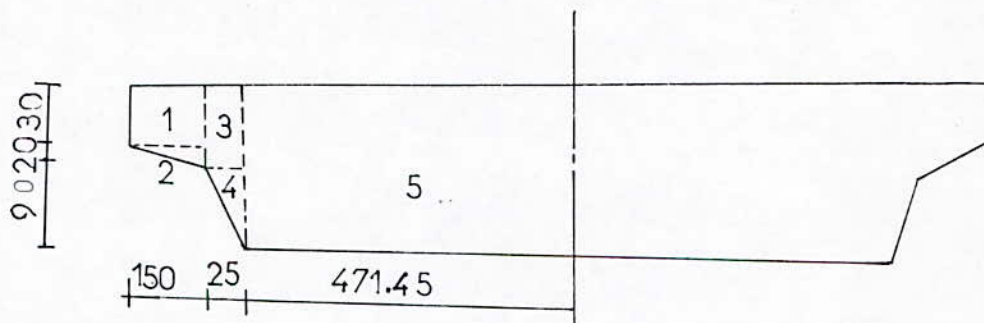
Les charges et surcharges à considérer pour les calculs de dimensionnement et de vérification dans le cas des ponts dalles à larges encorbellements du type PSIDP SONT:

- a) Charge permanente ( poids propre de l'ossature + superstructure),
- b) surcharge de trottoir,
- c) surcharge ferroviaire de type A,
- d) surcharge ferroviaire de type B.

IV.2. Etude des charges et surcharges

IV.2.1. Charge permanente

- \* poids propre de l'ossature



La section propre de l'ossature est donnée par:

$$S = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5) * 2$$

$$= (0.45 + 0.15 + 0.125 + 0.1125 + 6.6003) * 2 = 14.8576 \text{ m}^2$$

d'où le poids propre de l'ossature:

$$14.8756 * 2.5 = 37.189 \text{ t/ ml}$$

- \* béton de pente :  $0.08 * 9.465 * 2.2 = 0.208$

- \* les trottoirs:

$$(0.2 * 0.36 + 0.54 * 1.2) * 2.2 * 2 = 3.168 \text{ t/ ml}$$



\* la corniche:

$$0.74317 \times 2.5 \times 2 = 3.7159 \text{ t/ml}$$

\* surcharges dues à l'équipement des voies

$$p = 6 \text{ t/ml}$$

\* poids du balastre + traverse

$$p = 1.6 \text{ t/ml}$$

d'où le poids propre par mètre linéaire est:  $G = 51.8811 \text{ t/ml}$ .

#### IV.2.2. Surcharge de trottoirs

Conformément à l'article 13 du CPC, on considérera sur les trottoirs les surcharges suivantes:

\* surcharge locale: c'est une charge uniforme de  $450 \text{ kg/m}^2$ ,

\* surcharge générale: c'est une charge uniforme de  $150 \text{ kg/m}^2$

Pour l'étude de la flexion longitudinale, on considérera la surcharge générale; pour la flexion transversale, on considérera la surcharge locale.

#### IV.2.3. Surcharge ferroviaire de type A (surcharges des trains de travaux)

Ces surcharges sont utilisées au cours de la réalisation de l'ouvrage. On distingue trois types:

surcharge A<sub>1</sub>

a) un tracteur + deux balastières

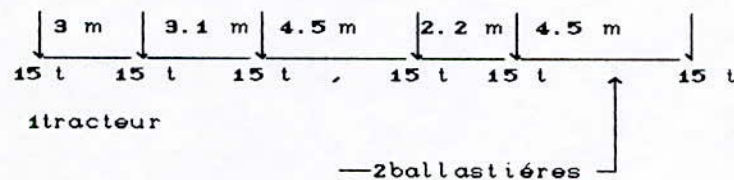
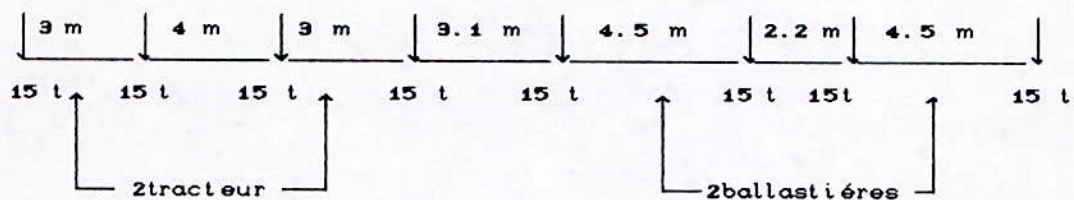


Schéma statique simplifié

b) deux balastières + deux tracteurs



surcharge A<sub>2</sub>

C'est une plate-forme de 60 t + un ou deux tracteurs.

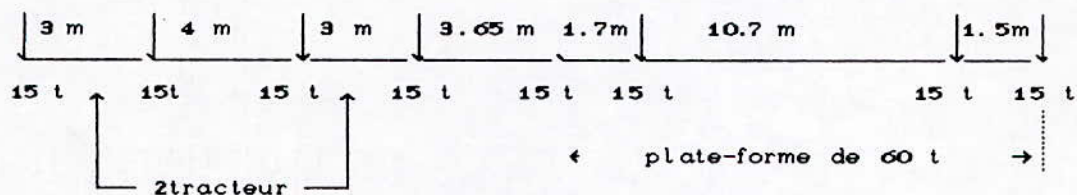


Schéma statique simplifié

surcharge A<sub>3</sub>

Formation de 1 à 4 wagonnets + 1 tracteur.

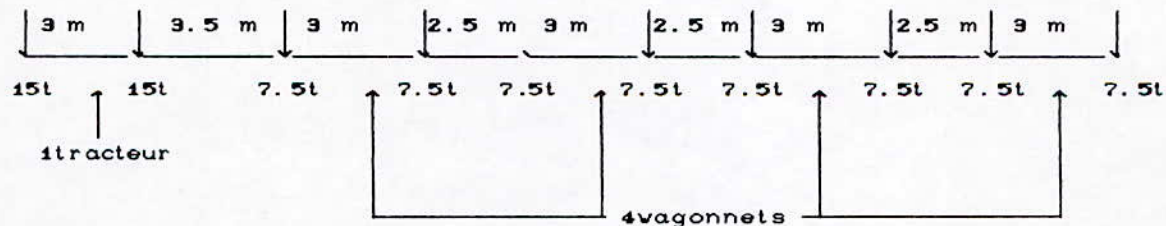
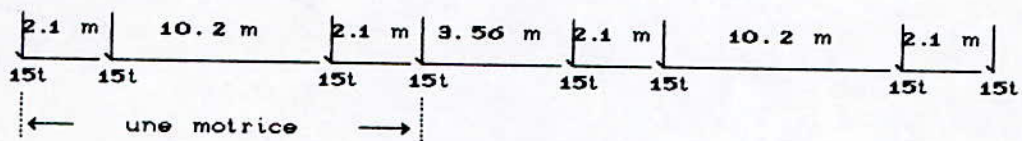


Schéma statique simplifié

IV.2.4. Surcharge ferroviaire de type B (pour usage publique "métro")

C'est une surcharge constituée de 1 à 6 motrices dont le schéma statique pour deux motrices est:



MOMENTS LONGITUDINAUX

## CHAPITRE V

### MOMENTS LONGITUDINAUX

#### V.1. Moments longitudinaux dues aux poids propre

Le moment fléchissant du au poids propre est obtenu en multipliant l'aire totale d'influence par  $G(t/ml)$  dont les résultats sont répartis dans le tableau suivant:

Section	M <sub>min</sub>	M <sub>max</sub>
0.00 1	0.000	0.000
0.05 1	0.000	522.962
0.10 1	0.000	971.214
0.15 1	0.000	1344.758
0.20 1	0.000	1643.593
0.25 1	0.000	1867.720
0.30 1	0.000	2017.137
0.35 1	0.000	2091.846
0.40 1	0.000	2091.846
0.45 1	0.000	2017.137
0.50 1	0.000	1867.720
0.55 1	0.000	1643.593
0.60 1	0.000	1344.758
0.65 1	0.000	971.214
0.70 1	0.000	522.962
0.75 1	0.000	0.000
0.80 1	-556.165	0.000
0.85 1	-1270.049	0.000
0.90 1	-2017.137	0.000
0.95 1	-2838.934	0.000
1.00 1	-3735.439	0.000

## V.2. Moments longitudinaux dues aux surcharges de trottoirs

Les moments longitudinaux les plus défavorables sont obtenus pour les trottoirs chargés; on dispose la charge de trottoir de la façon suivante:

### Disposition de la charge afin d'obtenir le moment positif

\* pour les sections de 0 l à 0.8 l en chargeant entièrement la première travée,

\*\* pour les sections 0.85 l, 0.90 l et 0.95 l, on charge la position de la travée correspondant à l'aire positive.

### Disposition de la charge afin d'obtenir le moment négatif

\* pour les sections de 0 l à 0.80 l, le moment négatif sera obtenu en chargeant entièrement la deuxième travée,

\*\* pour les sections à 0.85 l, 0.90 l et 0.95 l on aura un moment négatif en chargeant toute la travée 2 et une partie de la partie 1 correspondante à l'aire négative,

\*\*\* pour une section sur appuis intermédiaires, le moment sera obtenu en chargeant les deux travées.

Les moments obtenus pour chaque section sont reportés dans un tableau.

Section	M <sub>min</sub>	M <sub>max</sub>
0.00 1	0.000	0.000
0.05 1	-0.648	4.277
0.10 1	-1.296	8.035
0.15 1	-1.944	11.275
0.20 1	-2.592	13.997
0.25 1	-3.240	16.20
0.30 1	-3.888	17.885
0.35 1	-4.536	19.051
0.40 1	-5.184	19.699
0.45 1	-5.832	19.829
0.50 1	-6.480	19.44
0.55 1	-7.128	18.533
0.60 1	-7.776	17.107
0.65 1	-8.424	15.163
0.70 1	-9.072	12.701
0.75 1	-9.072	9.720
0.80 1	-10.08	6.221
0.85 1	-11.969	3.157
0.90 1	-15.264	1.267
0.95 1	-19.986	0.287
1.00 1	-25.920	0.000

### V.3. Moments longitudinaux dus aux surcharges de types A et B

Pour calculer les moments fléchissants longitudinaux les plus défavorables sous l'effet des surcharges de type A ou de type B, on a fait un programme permettant de calculer:

- \* moment fléchissant maximum,
- \* moment fléchissant minimum,
- \* effort tranchant maximum,
- \* effort tranchant minimum.

Ce programme fera l'étude pour chaque cas de surcharge quel que soit le sens de circulation, de gauche à droite ou de droite à gauche, pour les différentes sections et pour les différentes positions de chargement. Les opérations principales du programme sont:

- Lecture des données

- \* nombre de charge  $N$ ,
- \* portée de la travée  $X_1$ ,
- \* distances entre deux charges consécutives  $b(I)$ ,
- \* charges  $P(I)$ .
  - positionnement des charges  $P(I)$ ,
  - calcul des sollicitations  $(M, T)$ ,
  - comparaison de ces sollicitations,
  - impression des sollicitations extrêmes.

Les résultats sont reportés dans des tableaux.



```

c   pro gram 11
dimension a(25),b(25),y(25),r(25),sn(600),sm(600),p(25),sk(600)
dimension sl(600)
open(unit=5,file='do4.dat',status='unknown')
open(unit=6,file='res2.out',status='unknown')
read(5,*) n
read(5,*) xl
read(5,*)(p(i),i=1,n)
read(5,*)(b(i),i=1,n)
write(6,*)(' ',i=1,60)
write(6,3)
3  format('!xs',3x,'! moment max ! moment min ! tmin !tmax !')
write(6,*)(' ',i=1,60)
sb=0.
do 1 i=1,n
sb=sb+b(i)
1  continue
do 101 ii=1,10
x=x+0.05*xi
do 100 k=1,600
do 10 i=n,1,-1
if(i.le.n) then
a(i)=k*3*xi/600
sa=a(i)-sb
else
endif
10  continue
do 15 i=1,n
sa=sa+b(i)
a(i)=sa
15  continue
s=0.
st=0.
do 20 i=1,n
if(a(i).le.0.) then
y(i)=0.
else
if(a(i).le.x) then
y(i)=(x*(a(i)**3)/(4*(xi)**3))+a(i)*(1-5*x/(4*xi))
r(i)=(y(i)-a(i))/x
else
if(a(i).le.xi) then
y(i)=(x*(a(i)**3)/(4*(xi)**3))+x*(1-a(i)*5/(4*xi))
r(i)=y(i)/x
else
if(a(i).le.2*xi) then
a(i)=a(i)-xi
y(i)=-x*a(i)*(xi-a(i))*(2*xi-a(i))/(4*(xi)**3)
r(i)=y(i)/x
else
y(i)=0.
endif
endif
endif

```

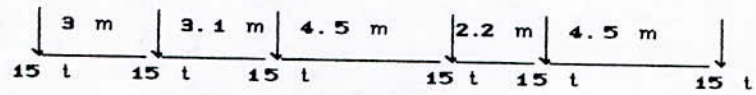
```

endif
endif
s=s+y(i)*p(i)
st=st+r(i)*p(i)
20 continue
if(s.lt.0.) then
sn(k)=s
else
sm(k)=s
endif
if(st.lt.0.) then
sk(k)=st
else
sl(k)=st
endif
100 continue
s1=0.
s2=0.
s3=0.
s4=0.
do 25 i=1,600
if(sn(i).lt.s1)then
s1=sn(i)
i=i
else
endif
if(sm(i).ge.s2) then
s2=sm(i)
j=i
else
endif
if(sk(i).lt.s3) then
s3=sk(i)
iki=i
else
endif
if(sl(i).ge.s4) then
s4=sl(i)
iki=i
else
endif
25 continue
write(6,22)x,s2,s1,s3,s4
22 format(' ',15.2,3x,' ',19.4,3x,' ',19.4,' ',19.4,' ',19.4,' ')
write(6,*)('_ ',kj=1,60)
do 35 iiii=1,600
sn(iiii)=0.
sm(iiii)=0.
sl(iiii)=0.
sk(iiii)=0.
35 continue
101 continue
stop
end

```

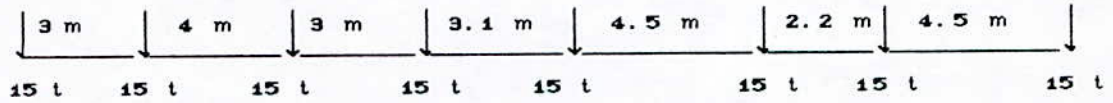
Surchage type A , Trains de travaux

A : 2 ballastières + 1 tracteur



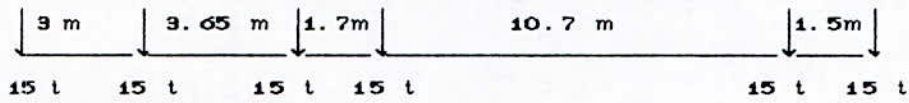
Section	M <sub>max</sub>	sens	M <sub>min</sub>	sens
0.00	0.000	—	0.000	—
0.05	58.001	G - D	-7.737	G - D
0.10	104.721	G - D	-15.474	G - D
0.15	140.395	G - D	-23.211	G - D
0.20	175.937	G - D	-30.948	G - D
0.25	202.807	G - D	-38.685	G - D
0.30	219.412	G - D	-46.423	G - D
0.35	232.689	D - G	-54.160	G - D
0.40	240.109	D - G	-61.897	G - D
0.45	238.393	D - G	-69.634	G - D
0.50	231.693	G - D	-77.371	G - D
0.55	225.505	G - D	-85.108	G - D
0.60	210.015	G - D	-92.845	G - D
0.65	186.041	G - D	-100.582	G - D
0.70	158.261	D - G	-108.319	G - D
0.75	124.718	D - G	-116.056	G - D
0.80	83.653	D - G	-123.793	G - D
0.85	36.053	D - G	-131.530	G - D
0.90	0.000	D - G	-139.268	G - D
0.95	0.000	D - G	-147.268	G - D
1.00	0.000	D - G	-154.745	D - G

A<sub>2</sub> : 2 ballastières + 2 tracteurs



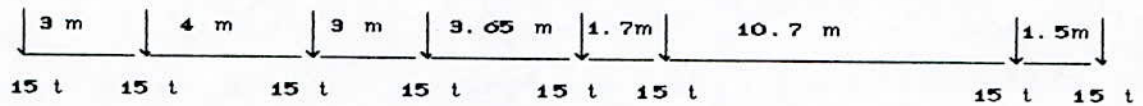
Section	M <sub>max</sub>	sens	M <sub>min</sub>	sens
0.00 1	0.000	—	0.000	—
0.05 1	58.001	G - D	-8.038	G - D
0.10 1	104.721	G - D	-16.075	G - D
0.15 1	140.400	G - D	-24.113	G - D
0.20 1	175.724	G - D	-32.150	G - D
0.25 1	202.106	G - D	-40.188	G - D
0.30 1	221.085	G - D	-40.226	G - D
0.35 1	237.606	G - D	-56.263	G - D
0.40 1	243.612	G - D	-64.301	G - D
0.45 1	244.737	G - D	-72.338	G - D
0.50 1	238.572	G - D	-80.376	G - D
0.55 1	225.505	G - D	-88.413	G - D
0.60 1	210.016	G - D	-96.451	G - D
0.65 1	188.914	G - D	-104.489	G - D
0.70 1	158.692	G - D	-112.526	G - D
0.75 1	123.093	G - D	-120.564	G - D
0.80 1	80.386	D - G	-128.601	G - D
0.85 1	30.167	D - G	-136.639	G - D
0.90 1	0.000	—	-144.676	G - D
0.95 1	0.000	—	-161.652	D - G
1.00 1	0.000	—	-212.434	D - G

Une plate-forme de 60t + 1tracteur



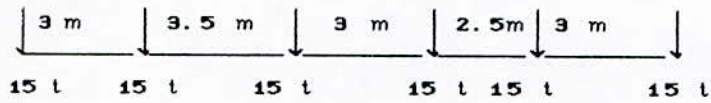
Section	M <sub>max</sub>	sens	M <sub>min</sub>	sens
0.00 1	0.000	—	0.000	—
0.05 1	53.355	G - D	-6.359	G - D
0.10 1	97.935	D - G	-12.719	G - D
0.15 1	134.221	D - G	-19.078	G - D
0.20 1	162.836	D - G	-25.437	G - D
0.25 1	186.769	D - G	-31.796	G - D
0.30 1	204.499	D - G	-38.155	G - D
0.35 1	214.800	D - G	-44.515	G - D
0.40 1	218.097	D - G	-50.874	G - D
0.45 1	215.328	D - G	-57.234	G - D
0.50 1	210.386	D - G	-63.593	G - D
0.55 1	202.102	D - G	-69.952	G - D
0.60 1	187.694	D - G	-76.311	G - D
0.65 1	167.885	D - G	-82.671	G - D
0.70 1	144.490	D - G	-89.030	G - D
0.75 1	116.315	D - G	-95.389	G - D
0.80 1	81.820	D - G	-101.749	G - D
0.85 1	40.225	D - G	-108.108	G - D
0.90 1	0.000	—	-116.181	D - G
0.95 1	0.000	—	-150.446	D - G
1.00 1	0.000	—	-185.405	G - D

Une plate-forme + 2 tracteurs



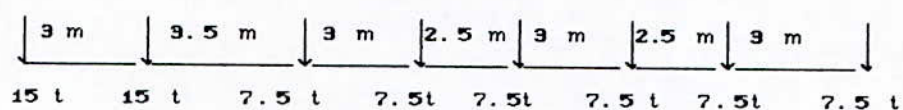
Section	M <sub>max</sub>	sens	M <sub>min</sub>	sens	
0.00	1	0.000	—	0.000	—
0.05	1	63.462	G - D	-8.010	G - D
0.10	1	114.985	G - D	-16.021	G - D
0.15	1	155.054	G - D	-24.631	G - D
0.20	1	190.898	G - D	-32.042	G - D
0.25	1	216.380	G - D	-40.032	G - D
0.30	1	231.626	G - D	-48.063	G - D
0.35	1	245.309	D - G	-56.073	G - D
0.40	1	253.688	D - G	-64.084	G - D
0.45	1	252.577	D - G	-72.094	G - D
0.50	1	244.446	G - D	-80.104	G - D
0.55	1	234.247	G - D	-88.115	G - D
0.60	1	215.226	G - D	-96.125	G - D
0.65	1	188.252	G - D	-104.136	G - D
0.70	1	157.559	G - D	-112.146	G - D
0.75	1	122.745	G - D	-120.157	G - D
0.80	1	80.793	G - D	-128.167	G - D
0.85	1	35.743	D - G	-136.177	G - D
0.90	1	0.000	D - G	-158.531	D - G
0.95	1	0.000	D - G	-192.869	D - G
1.00	1	0.000	D - G	-227.807	G - D

2 wagonnets + 1 tracteur



Section	M <sub>max</sub>	sens	M <sub>min</sub>	sens
0.00 1	0.000	—	0.000	—
0.05 1	45.484	G - D	-5.566	G - D
0.10 1	82.834	G - D	-11.132	G - D
0.15 1	112.897	G - D	-16.698	G - D
0.20 1	135.598	G - D	-22.264	G - D
0.25 1	154.082	G - D	-27.830	G - D
0.30 1	170.333	G - D	-33.396	G - D
0.35 1	179.541	G - D	-38.962	G - D
0.40 1	182.165	G - D	-44.528	G - D
0.45 1	178.713	G - D	-50.094	G - D
0.50 1	172.216	D - G	-55.660	G - D
0.55 1	168.995	D - G	-61.225	G - D
0.60 1	159.332	D - G	-66.791	G - D
0.65 1	144.034	D - G	-72.358	G - D
0.70 1	123.235	D - G	-77.923	G - D
0.75 1	97.555	D - G	-83.489	G - D
0.80 1	67.883	D - G	-89.058	G - D
0.85 1	35.692	D - G	-94.621	G - D
0.90 1	0.000	D - G	-100.187	G - D
0.95 1	0.000	D - G	-105.753	G - D
1.00 1	0.000	D - G	-111.332	D - G

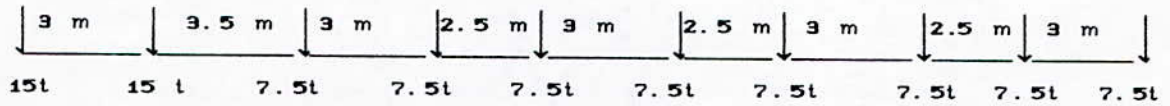
3 wagonnets + 1 tracteur



Section	M <sub>max</sub>	sens	M <sub>min</sub>	sens
0.00 1	0.000	—	0.000	—
0.05 1	47.131	G - D	-5.744	G - D
0.10 1	85.259	G - D	-11.487	G - D
0.15 1	114.991	G - D	-17.230	G - D
0.20 1	136.308	G - D	-22.974	G - D
0.25 1	158.451	G - D	-28.717	G - D
0.30 1	172.390	G - D	-34.461	G - D
0.35 1	178.690	G - D	-40.204	G - D
0.40 1	177.997	G - D	-45.988	G - D
0.45 1	172.636	G - D	-51.691	G - D
0.50 1	172.216	D - G	-57.435	G - D
0.55 1	168.995	D - G	-63.178	G - D
0.60 1	159.332	D - G	-68.922	G - D
0.65 1	145.414	D - G	-74.665	G - D
0.70 1	125.302	D - G	-80.409	G - D
0.75 1	99.412	D - G	-86.152	G - D
0.80 1	67.928	D - G	-91.896	G - D
0.85 1	34.400	D - G	-97.639	G - D
0.90 1	0.000	—	-103.383	G - D
0.95 1	0.000	—	-109.126	G - D
1.00 1	0.000	—	-133.035	D - G



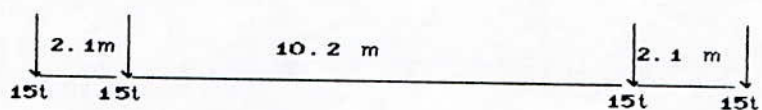
4 wagonnets + 1 tracteur



Section	M <sub>max</sub>	sens	M <sub>min</sub>	sens
0.00 l	0.000	—	0.000	—
0.05 l	46.482	G - D	-5.744	G - D
0.10 l	83.741	G - D	-11.487	G - D
0.15 l	111.749	G - D	-17.230	G - D
0.20 l	133.438	G - D	-22.974	G - D
0.25 l	153.357	G - D	-28.717	G - D
0.30 l	164.795	G - D	-34.461	G - D
0.35 l	168.500	G - D	-40.204	G - D
0.40 l	167.511	D - G	-45.988	G - D
0.45 l	172.015	D - G	-51.691	G - D
0.50 l	172.216	D - G	-57.435	G - D
0.55 l	168.995	D - G	-63.178	G - D
0.60 l	159.332	D - G	-68.922	G - D
0.65 l	145.414	D - G	-74.665	G - D
0.70 l	125.302	D - G	-80.409	G - D
0.75 l	99.412	D - G	-86.152	G - D
0.80 l	67.928	D - G	-91.896	G - D
0.85 l	34.400	D - G	-97.639	G - D
0.90 l	0.000	—	-103.383	G - D
0.95 l	0.000	—	-119.705	G - D
1.00 l	0.000	—	-165.464	D - G

## Surcharges de type B

Une motrice



Section	M <sub>max</sub>	sens	M <sub>min</sub>	sens
0.00 1	0.000	_____	0.000	_____
0.05 1	42.549	_____	-4.932	_____
0.10 1	77.223	_____	- 9.863	_____
0.15 1	104.347	_____	-14.794	_____
0.20 1	124.298	_____	-19.726	_____
0.25 1	137.620	_____	-24.657	_____
0.30 1	148.971	_____	-29.589	_____
0.35 1	154.333	_____	-34.520	_____
0.40 1	153.994	_____	-39.452	_____
0.45 1	148.351	_____	-44.383	_____
0.50 1	139.622	_____	-49.315	_____
0.55 1	141.130	_____	-54.246	_____
0.60 1	136.991	_____	-59.178	_____
0.65 1	126.307	_____	- 64.109	_____
0.70 1	109.992	_____	- 69.041	_____
0.75 1	89.736	_____	- 73.972	_____
0.80 1	65.194	_____	- 78.903	_____
0.85 1	35.531	_____	- 83.835	_____
0.90 1	1.395	_____	- 88.766	_____
0.95 1	0.000	_____	- 93.698	_____
1.00 1	0.000	_____	-118.103	_____

Section	2 motrices		3 motrices	
	M <sub>max</sub>	M <sub>min</sub>	M <sub>max</sub>	M <sub>min</sub>
0.00 1	0.000	0.000	0.000	0.000
0.05 1	56.357	- 5.763	56.357	- 4.811
0.10 1	101.749	- 11.525	101.749	- 9.622
0.15 1	137.563	- 17.288	137.563	- 14.433
0.20 1	168.110	- 23.050	168.110	- 19.243
0.25 1	191.419	- 28.813	191.419	- 24.054
0.30 1	205.446	- 34.576	205.446	- 28.865
0.35 1	210.987	- 40.338	210.987	- 33.676
0.40 1	217.411	- 46.107	217.411	- 38.487
0.45 1	216.219	- 51.864	216.219	- 43.298
0.50 1	207.188	- 57.627	207.188	- 48.109
0.55 1	191.133	- 63.389	191.133	- 52.919
0.60 1	168.866	- 69.151	168.866	- 57.730
0.65 1	141.610	- 74.914	141.610	- 62.541
0.70 1	111.461	- 80.677	111.461	- 67.352
0.75 1	89.982	- 86.439	89.982	- 72.163
0.80 1	65.204	- 92.202	65.204	- 76.974
0.85 1	33.005	- 99.061	33.005	-107.869
0.90 1	0.000	-130.457	0.000	-155.426
0.95 1	0.000	-162.570	0.000	-205.513
1.00 1	0.000	-195.357	0.000	-259.767

Section	4 motrices		5 motrices	
	M <sub>max</sub>	M <sub>min</sub>	M <sub>max</sub>	M <sub>min</sub>
0.00 1	0.000	0.000	0.000	0.000
0.05 1	56.357	0.000	56.357	0.000
0.10 1	101.749	0.000	101.749	0.000
0.15 1	137.563	0.000	137.563	0.000
0.20 1	168.110	0.000	168.110	0.000
0.25 1	191.419	0.000	191.419	0.000
0.30 1	205.446	0.000	205.446	0.000
0.35 1	210.987	0.000	210.987	0.000
0.40 1	217.411	0.000	217.411	0.000
0.45 1	216.219	0.000	216.219	0.000
0.50 1	207.188	0.000	207.188	0.000
0.55 1	191.133	0.000	191.133	0.000
0.60 1	168.866	0.000	168.866	0.000
0.65 1	141.610	0.000	141.610	0.000
0.70 1	111.461	0.000	111.461	0.000
0.75 1	89.982	- 25.624	89.982	- 25.624
0.80 1	65.204	- 64.041	65.204	- 64.041
0.85 1	33.005	-107.876	33.005	-107.876
0.90 1	0.000	-155.428	0.000	-155.428
0.95 1	0.000	-207.517	0.000	-207.517
1.00 1	0.000	-259.767	0.000	-259.767

V4 Determination des coefficients de repartition  $k\alpha$

-Les coefficients  $k\alpha$  sont calculés avec:

$\theta=0.25$  et  $\alpha=0.85$

-Ligne d'influence du coefficient de repartition transversal  $k\alpha$

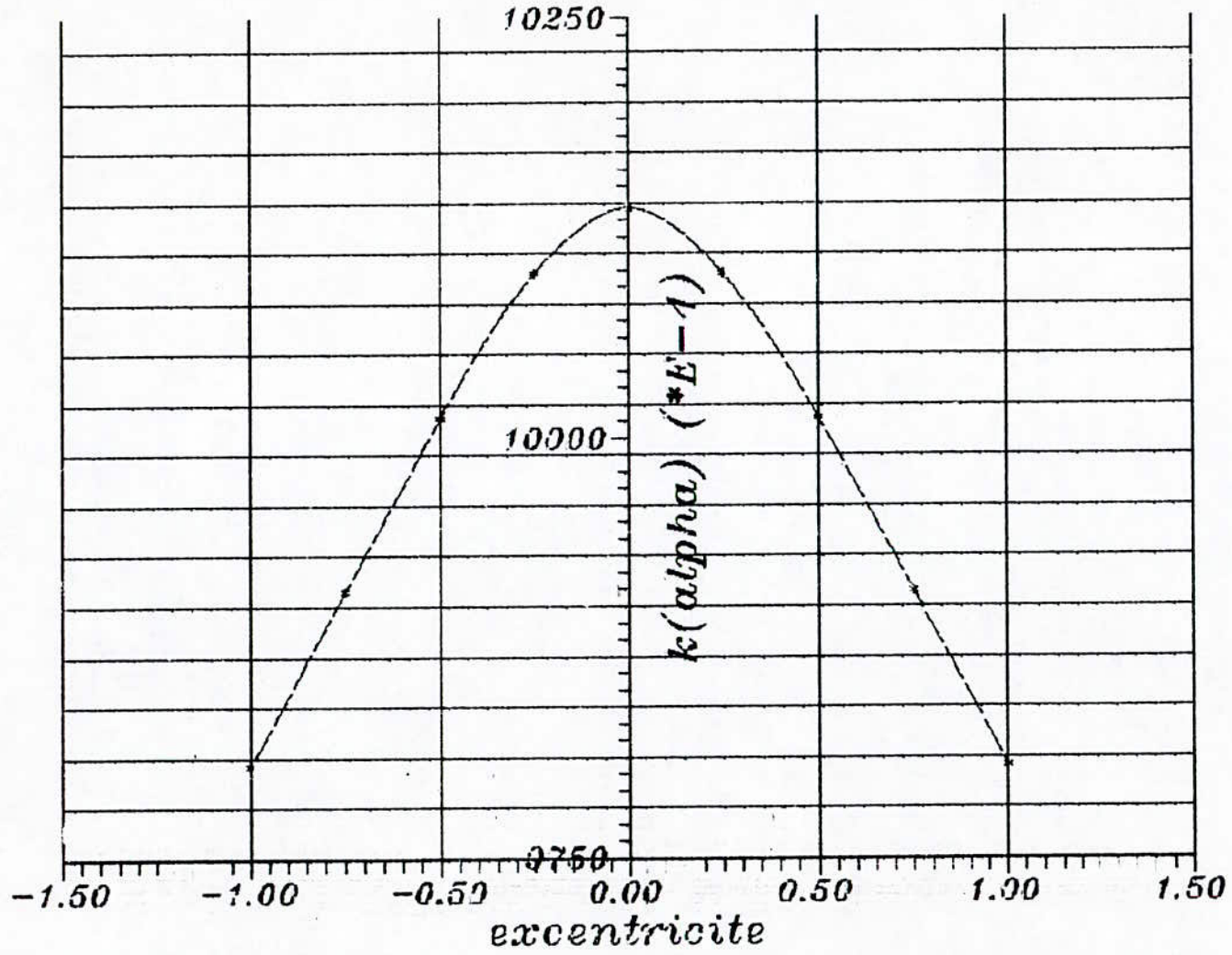
Y \ c	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.9805	0.9909	1.0012	1.0098	1.0137	1.0098	1.0012	0.9909	0.9805
b/4	0.8622	0.8984	0.9356	0.9733	1.0098	1.0421	1.0671	1.0877	1.1069
b/2	0.7509	0.8106	0.8719	0.9356	1.0012	1.0671	1.1301	1.1871	1.2412
3b/4	0.6451	0.7166	0.8106	0.8984	0.9909	1.0877	1.1871	1.2863	1.3823
b	0.5423	0.6451	0.7509	0.8622	0.9805	1.1069	1.2412	1.3823	1.5275

Tableau recapitulatif des coefficients  $k\alpha$ :

-Les valeurs des coefficients  $k\alpha$  sont données pour chaque type charges et de fibres.

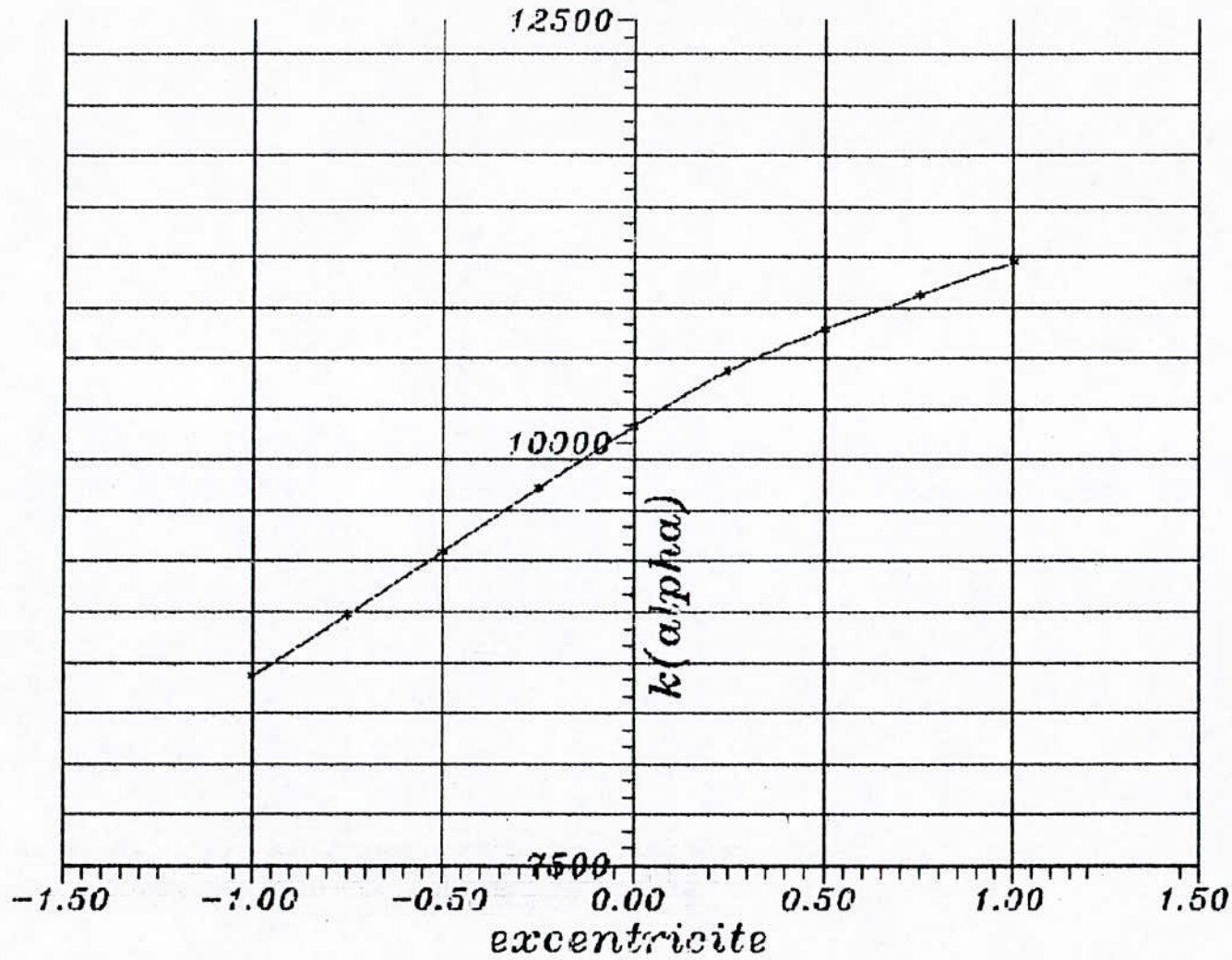
$$Y=0$$

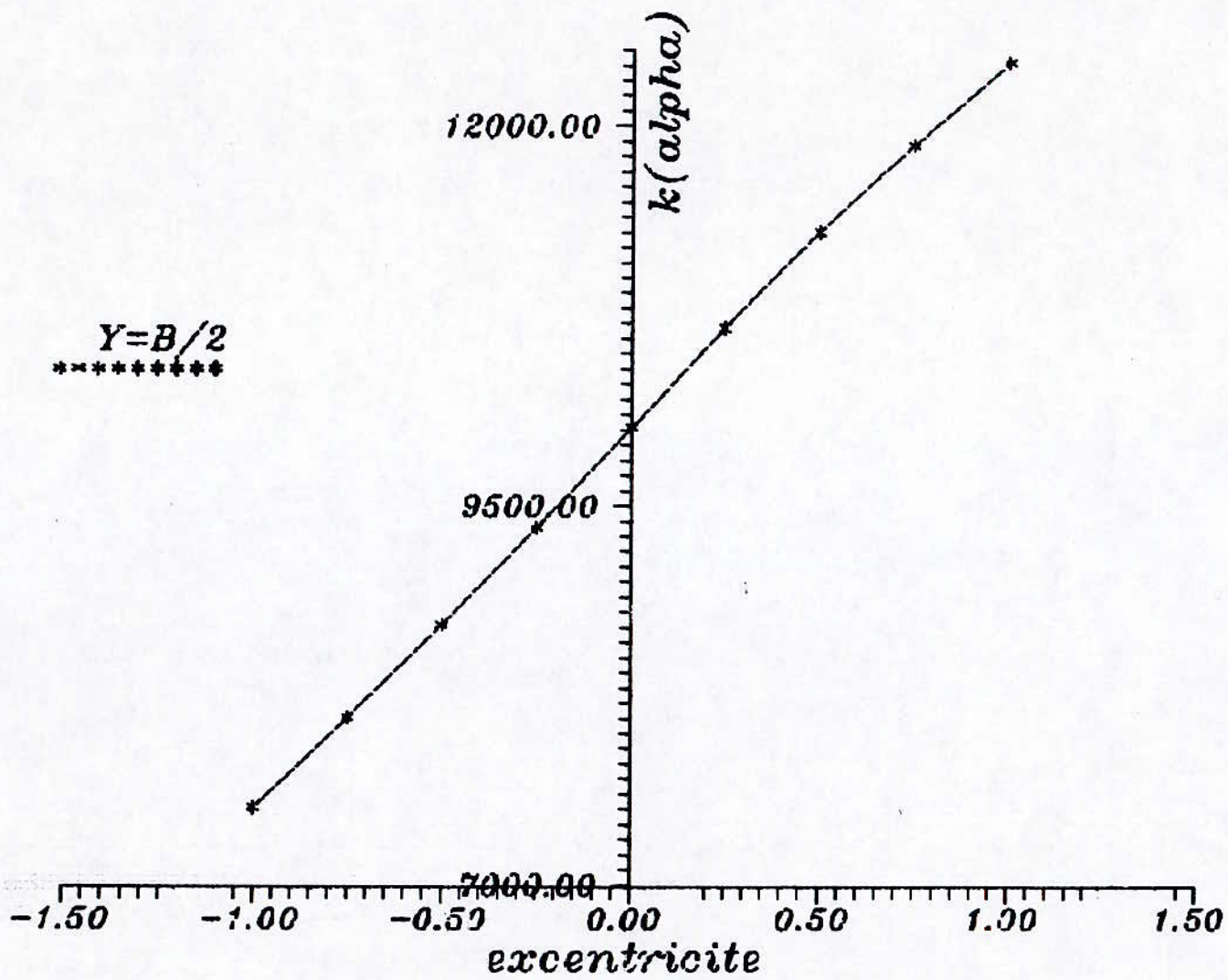
\*\*\*\*\*



$$Y=B/4$$

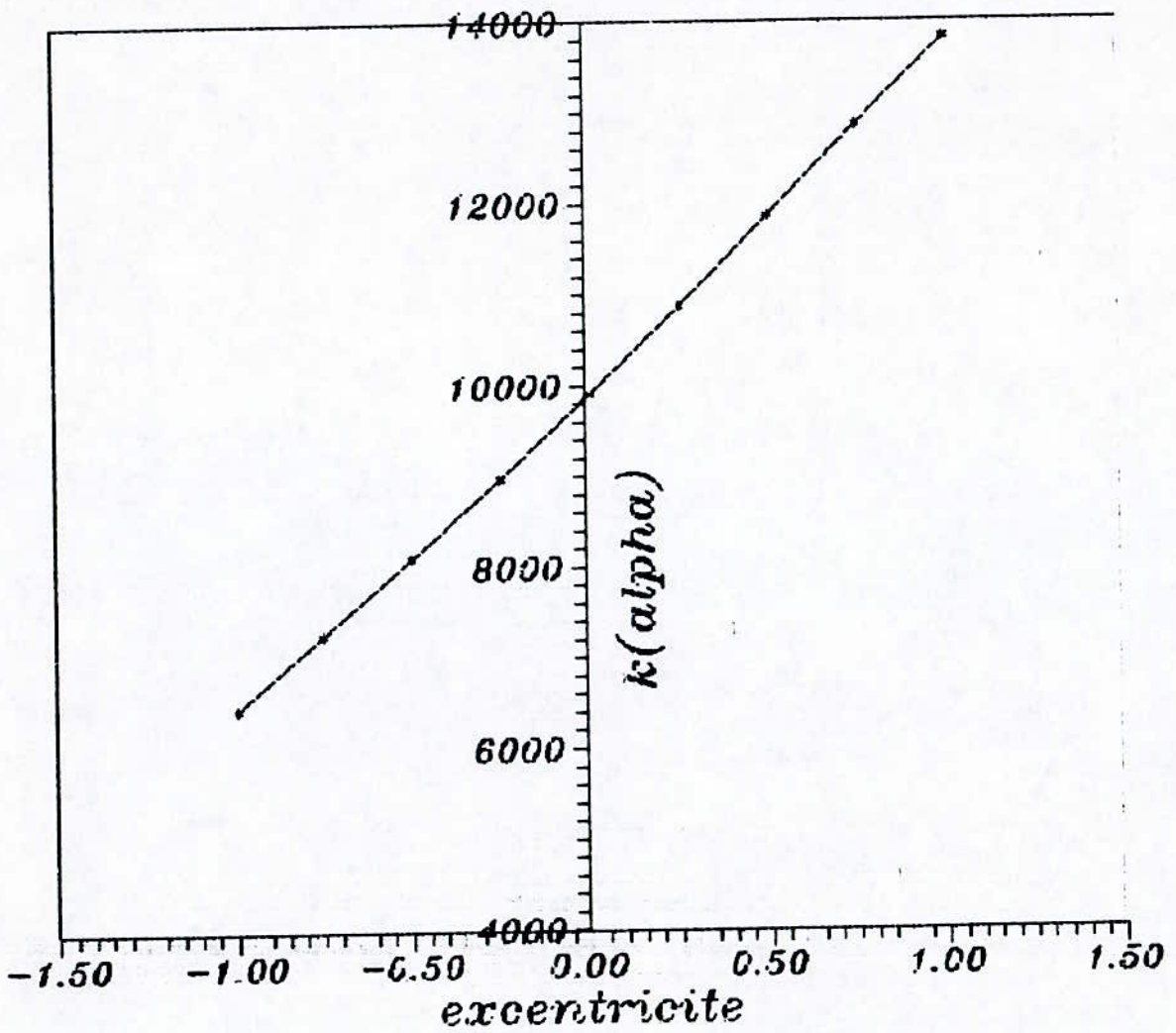
\*\*\*\*\*





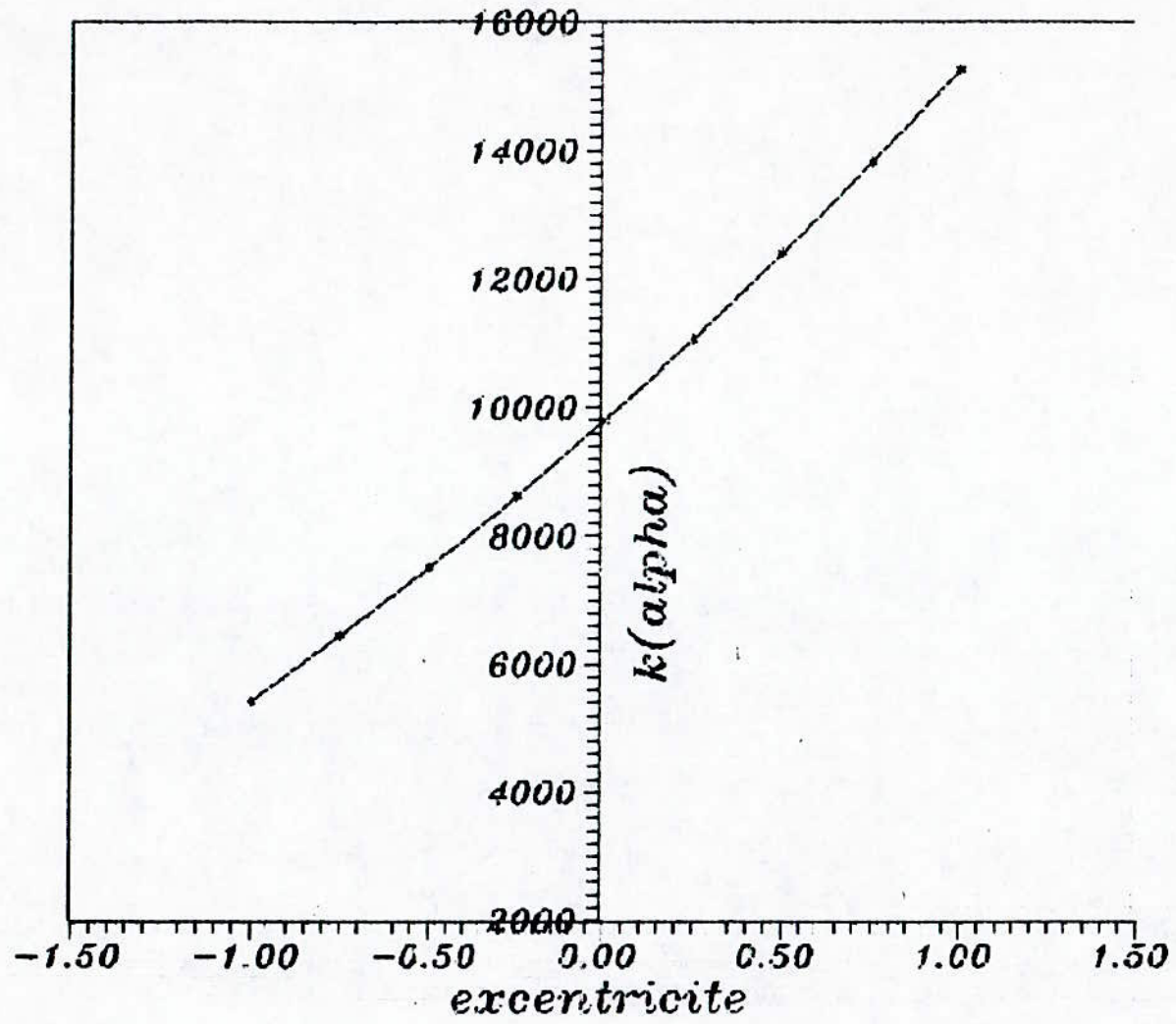


$Y=3B/4$   
\*\*\*\*\*



$$Y=B$$

\*\*\*\*\*



c	charge	Permanente	Exploitation (A et B)	Trottoir
	ko	y=0	1.00	1.0079
	y=b/4	1.00	1.0185	0.9807
	y=b/2	1.00	1.0386	0.9962
	y=3b/4	1.00	1.0493	1.0148
	y=b	1.00	1.0589	1.0377

#### V5 - COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE:

-Compte tenu de la particularité des charges disposées sur le pont les chocs ,ou l'application brusque provoque des forces qui ont des effets élastiques ,ces forces sont supérieures à ces memes forces ,produisant ,l'effet statique

-De ce fait on admet que les effets élastiques dues aux charges P agissant dynamiquement correspondent à ceux de la charge =1P agissant statiquement.

coefficient de moment fléchissant:

$$\mu_1 = (1.44 / (\sqrt{1/\beta} - 0.2)) + 0.92 = 0.92 ; \quad (1/\beta = 24)$$

coefficient de l'effort tranchant:

$$\mu_2 = (0.96 / (\sqrt{1/\beta} - 0.2)) + 0.92 = 1.025 ; \quad (1/\beta = 24)$$

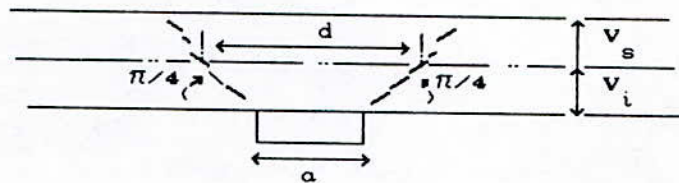
#### V.6. Ecrêtement des moments sur appuis intermédiaires

La courbe enveloppe du moment fléchissant sous charges et surcharges est écrêtée de part et d'autre de l'appui intermédiaire sur une distance d ayant la valeur suivante:

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

$d$ : la distance correspondante à l'étalement longitudinal de l'appareil d'appui sur la fibre moyenne,

$R$ : réaction d'appui produite par les charges dont la position est définie par la courbe enveloppe.



Soient  $\Delta M_1$  et  $\Delta M_2$  les variations des moments respectivement  $M_1$  et  $M_2$ .

- calcul de  $\Delta M_1$ :

$$M_1 = -4383.988 \text{ t.m.}$$

Après calcul, on trouve:

$$R_1 = 1714.8856 \text{ t.}$$

d'où:

$$\Delta M_1 = R_1 d / 8 = 448.443 \text{ t.m.}$$

- calcul de  $\Delta M_2$ :

$$M_2 = -3735.439 \text{ t.m.}$$

$$R_2 = 1556.433 \text{ t.}$$

$$\Delta M_2 = R_2 d / 8 = 407.007 \text{ t.m.}$$

Après écrêtement, les moments fléchissants ont pour valeurs:

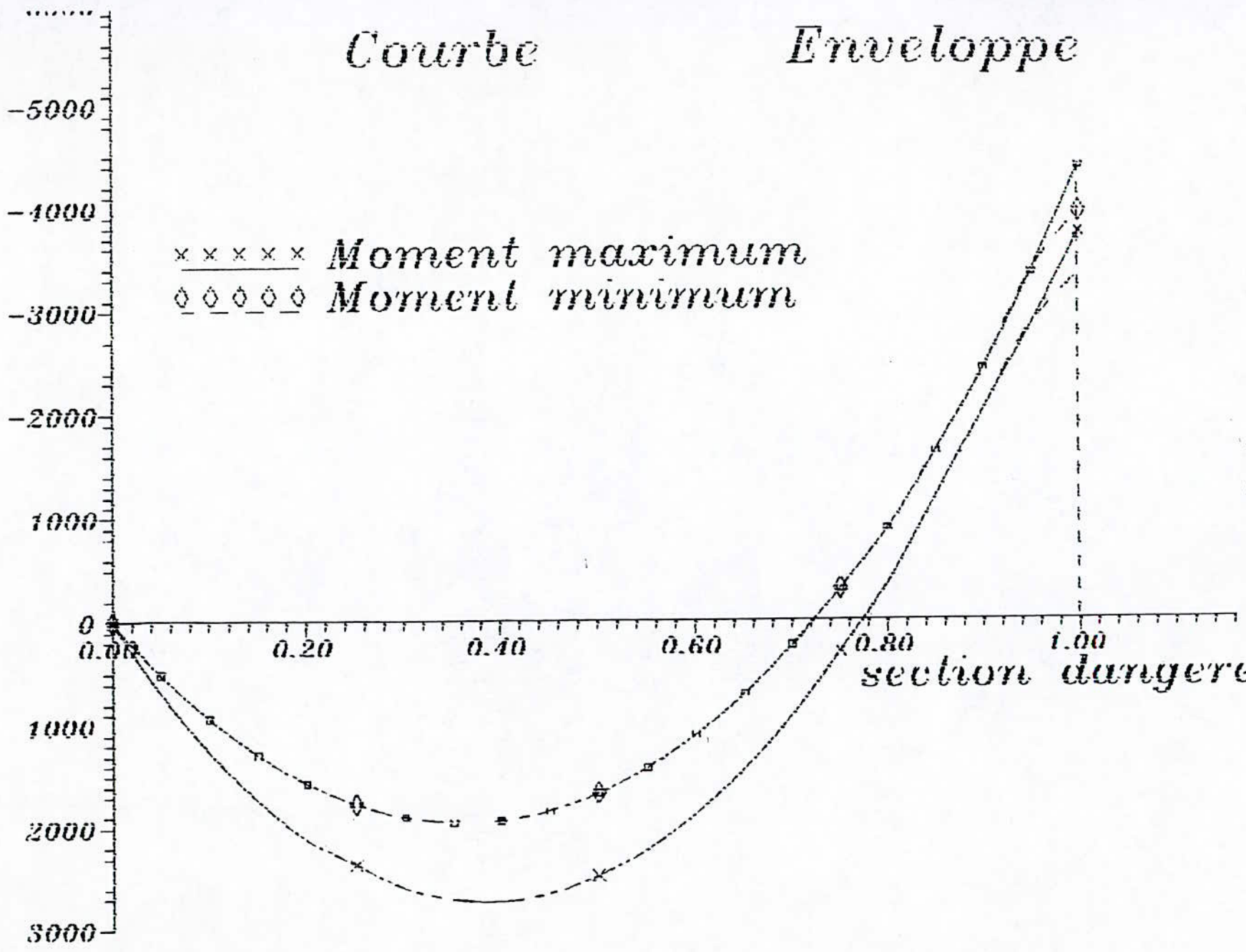
$$M_1 = -3935.545 \text{ t.m.}$$

$$M_2 = -3328.432 \text{ t.m.}$$

*Courbe*

*Enveloppe*

Moment flechissant (t.m)



ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

CHAPITRE VI  
ETUDE DE LA PRÉCONTRAÎNTE

**VI.1. Caractéristiques du béton nécessaire à la justification de la précontrainte**

**VI.1.1. Résistances nominales**

- à la compression:  $\sigma_n = \sigma_{28} = 3000 \text{ t / m}^2$

- à la traction:  $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 70 + 0.06 \sigma_{28} = 250 \text{ t / m}^2$

**VI.1.2. Contraintes admissibles**

**a) Contraintes admissibles en période de construction**

Pour un âge supérieur à 28 jours, on adoptera pour  $\sigma_j$  la valeur de la résistance à 28 jours;  $\sigma_j = \sigma_{28} = 3000 \text{ t / m}^2$ ;

à la mise en tension :  $\sigma_j = 2800 \text{ t / m}^2$

d'où:

$$\overline{\sigma_b} = 0.55 \sigma_j = 0.55 \times 2800 = 1540 \text{ t / m}^2,$$

$$\overline{\sigma'_b} = 0 \text{ ( pas de traction ).}$$

**b) Contraintes admissibles en service à 90 jours**

$$\overline{\sigma_b} = 0.42 \sigma_{28} = 1260 \text{ t / m}^2$$

$$\overline{\sigma'_b} = 0.$$

**c) Contraintes admissibles à la rupture**

$$\overline{\sigma_b} = 0.8 \sigma_{28} = 2400 \text{ t / m}^2,$$

$$\overline{\sigma'_b} = 0.8 \sigma'_{28} = -200 \text{ t / m}^2.$$

### VI.1.3. Déformations du Béton sous charges de courte durée

#### Module de déformation longitudinale

α) à la mise en précontrainte  $E_i = 21000 \sqrt{280}$

β) en service  $E_i = 21000 \sqrt{300}$ .

### VI.1.4. Déformation différée du Béton

- fluage: le module de déformation différé est pris égal à:  
 $E_i / 3 (= E_v)$ .

- retrait:  $\Delta l / l = 3.10^{-4}$ .

### VI.2. Caractéristiques des armatures de précontrainte.

Les cables utilisés ont les caractéristiques suivantes:

- \* module d'élasticité:  $E_a = 2.10^7 \text{ t} / \text{m}^2$ ,
- \* contrainte de rupture garantie  $R_g = 185000 \text{ t} / \text{m}^2$ ,
- \* contrainte caractéristique:  $0.8 R_g$ ,
- \* section utile d'un cable:  $w = 973 \text{ mm}^2$ ,
- \* diamètre intérieur de la gaine:  $\phi_i = 60 \text{ mm}$ ,
- \* diamètre extérieur de la gaine:  $\phi_e = 66 \text{ mm}$ ,
- \* coefficient de frottement en courbe:  $f = 0.18$ ,
- \* perte relative de tension par mètre due aux déviations parasites:  $\phi = 0.02$ ,
- \* recul d'ancrage  $\Delta C = 9 \text{ mm}$ ,
- \* rayon de courbure minimum:  $R_{\min} = 8 \text{ m}$ ,
- \* relaxation à 1000 h:  $\rho_{1000} = 0.03$ ,
- \* relaxation à l'infini:  $\rho_{\infty} = 0.07$ ,
- \* cables de type actif - actif.

### VI.3. Définitions des paramètres essentiels utilisés

I : moment d'inertie de la section =  $2.5406 \text{ m}^4$ ,

m : moment statique de la section,

S : section transversale de la section =  $14.8756 \text{ m}^2$ ,

h : hauteur de la section =  $1.40 \text{ m}$ ,



$d_m$  = largeur équivalente =  $S / h = 10.625$  m,

$V_s$  = ordonnée de la fibre supérieure de la section rapportée à l'axe neutre = 0.654 m,

$V_i$  = ordonnée de la fibre inférieure de la section rapportée à l'axe neutre = - 0.746 m,

$\eta$  : rendement géométrique de la section:

$$\eta = \left| \frac{I}{S V_i V_s} \right| = 0.3501,$$

$\lambda$  :  $V_s / V_i = 0.8767$ ,

$b$  : demi-largeur de la dalle équivalente,

$b_0$  : largeur inférieure de la nervure = 9.429 m,

$K_1, K_2, K_3$  : coefficients de partition,

$\alpha_1, \alpha_2$  : coefficients de concordance,

$e$  : excentricité du câble,

$e_s$  : limite supérieure du fuseau limite,

$e_i$  : limite inférieure du fuseau limite,

$F$  : force de précontrainte,

$M_p$  : moment global de précontrainte,

$M_H$  : moment hyperstatique de précontrainte,

$\omega$  = section utile d'un câble.

#### VI.4. Définitions et rappels

##### VI.4.1. Définition du béton précontrainte

Une construction en béton est dite en béton précontrainte lorsqu'elle est soumise à l'action d'un système de forces artificiellement créées et constamment appliquées, dites forces de précontraintes, telle que lorsque cette construction est soumise à l'effet simultanée de ce système de forces, des charges, des surcharges et des actions diverses qu'elle peut être appelée à supporter, son béton constitutif doit résister en tous ses points en parfait état d'intégrité sans fracture ni fissure.

#### VI.4.2. Recherche du tracé du câble moyen

Déterminer un câble moyen revient à satisfaire deux conditions qui sont:

- condition mécanique: elle exige que la force de précontrainte soit comprise entre deux valeurs  $F_{\min}$ ,  $F_{\max}$ ,
- condition géométrique: elle exige que la forme intrinsèque du câble moyen reste dans la structure; pour cela il faut et il suffit que la flèche du câble soit au plus égale à la hauteur utile de la dalle.

#### VI.4.3. Etude du fuseau limite

Le fuseau limite est la zone dans laquelle doit toujours se situer le centre de pression des forces dans les sections pour que celles-ci soient toujours comprimées. Puisque le dimensionnement de la précontrainte doit aboutir au tracé du câble concordant pour lequel on a un moment hyperstatique nul, on pourra définir pour ce tracé les limites supérieures et intérieures du fuseau de "non compression excessive" et de "non traction", en se basant sur les inéquations fondamentales suivantes:

$$* \quad \frac{F}{S} + M_1 \frac{V_s}{I} + M_p \frac{V_s}{I} \geq \frac{\sigma_1}{\sigma_b}$$

$$* \quad \frac{F}{S} + M_2 \frac{V_s}{I} + M_p \frac{V_s}{I} \leq \frac{\sigma_1}{\sigma_b}$$

$$* \quad \frac{F}{S} + M_2 \frac{V_i}{I} + M_p \frac{V_i}{I} \geq \frac{\sigma_1}{\sigma_b}$$

$$* \quad \frac{F}{S} + M_1 \frac{V_i}{I} + M_p \frac{V_i}{I} \leq \frac{\sigma_1}{\sigma_b}$$

où:

- $M_1$  et  $M_2$  sont les moments fléchissants extrêmes auxquels est soumise la section;

-  $\overline{\sigma}_1$  et  $\overline{\sigma}_b$  sont les contraintes minimales et maximales admises du béton.

On obtient ainsi:

\* le fuseau de "non compression excessive" défini par :

$$e_{sc} = \eta V_i \left( 1 - S \frac{\overline{\sigma}_b}{F} \right) - M_2 / F$$

$$e_{ic} = \eta V_s \left( 1 - S \frac{\overline{\sigma}_b}{F} \right) - M_1 / F$$

\* le fuseau de "non traction" défini par:

$$e_{st} = \eta V_s \left( 1 - S \frac{\overline{\sigma}_1}{F} \right) - M_2 / F$$

$$e_{it} = \eta V_i \left( 1 - S \frac{\overline{\sigma}_1}{F} \right) - M_1 / F$$

Le fuseau limite résultat défini par les excentremets  $e_s$  et  $e_i$  qui sera obtenu en prenant dans chaque section:

- pour  $e_s$  la plus petite des deux valeurs  $e_{st}$  et  $e_{sc}$ ,
- pour  $e_i$  la plus grande des deux valeurs  $e_{it}$  et  $e_{ic}$ .

Connaissant la force de précontrainte et les limites du fuseau résultant, nous pourrons calculer les côtes du câble aux points de passage particuliers à l'aide des coefficients de partition  $K_1$ ,  $K_2$  et  $K_3$ .

L'excentricité verticale du câble dans chaque section comptée par rapport à la fibre moyenne est donnée par:

$$e_c = e_i + K ( e_s - e_i )$$

Pour un travée de rive:

$$K = K_3 + ( K_1 - K_3 ) m - \alpha ( 1 - m )$$

avec:  $m = x / l$  ;  $\alpha$  : paramètre de concordance.

#### IV.4.4. Calcul du moment hyperstatique de précontrainte

L'action de la précontrainte est équivalente à :

- un effort normal  $F$  tangent à la ligne moyenne,
- une charge continue verticale due à la courbure du câble et égale à  $F / R$ .
- les moments d'attaches aux abouts  $F e_1$  et  $F_{n+1} e_{N+1}$ .

L'effet de la précontrainte en un point  $x$  est représenté par  $F \cdot \vec{t}$ , où :

$\vec{t}$  : vecteur unitaire tangent au câble moyen dont la courbe est  $y(x)$ ;

$$d(F \cdot \vec{t}) = \vec{t} \cdot dF + F d\vec{t} = \vec{t} \cdot F + \vec{n} \cdot \frac{F}{R} \cdot dS ; \text{ avec :}$$

$$\frac{1}{R} = \frac{y''}{(1 + y'^2)^{3/2}}$$

L'inclinaison du câble sur l'horizontale étant très petite, on néglige le terme du second degré ( $y'^2$ ), ce qui nous conduit à considérer  $\vec{t}$  comme horizontale et  $\vec{n}$  comme verticale,

- $dF$  représente la variation de l'effort normal  $F$ ,
  - la densité de charge verticale due à la courbure du câble est  $\overline{\omega}(x) = -F y'' = -F / R$  ;
  - la densité de charge verticale due à la courbure du tablier est  $\overline{\omega}(x) = F z'' = +F / R$  ;
- $z(x)$  : ordonnée de la fibre moyenne du tablier,

dans ces conditions les efforts dus à la précontrainte sont égales d'une part à la somme des effets de la courbure du câble et ceux de la ligne moyenne donnés par :

$$\int_{A_1}^{A_{n+1}} -\mu(x, \alpha) \cdot F(\alpha) \left[ y''(\alpha) - z''(\alpha) \right] d\alpha ,$$

et des effets dus aux moments d'attaches aux extrémités du câble d'autres part.

$\mu(x)$  représente la ligne d'influence du moment fléchissant.

L'excentrement du câble moyen, en ramenant le câble  $y(x)$  et la ligne moyenne  $z(x)$  à un même axe, est donné par:

$$e(x) = y(x) - z(x) .$$

En moyennant des expressions valables pour l'ouvrage étudié, la double intégration par parties de l'expression précédente du moment global de précontrainte conduit à:

$$M_p = F(x) \cdot e(x) - \int_{A_1}^{A_{n+1}} F(\alpha) e(\alpha) \frac{\partial^2 \mu(x, \alpha)}{\partial \alpha^2} d\alpha$$

or, le moment le moment global de précontrainte est la somme du moment isostatique  $F \cdot e$  et du moment hyperstatique  $M_H$ :

$$M_p = F \cdot e + M_H ;$$

d'où:

$$M_H = - \int_{A_1}^{A_{n+1}} F(\alpha) e(\alpha) \frac{\partial^2 \mu(x, \alpha)}{\partial \alpha^2} d\alpha$$

#### VI.5. Tracé du câble approché

##### Détermination de $F_{\min}$ et $F_{\max}$

Pour déterminer le couple  $(F_{\min}, F_{\max})$ , nous devons d'abord vérifier que la hauteur de la dalle imposée n'est pas inférieure à la hauteur minimum donnée par la condition géométrique. La section

critique est située à 0.4 l; les moments sont:

$$M_1 = 2719.392 \text{ t.m.}$$

$$M_2 = 1932.589 \text{ t.M.}$$

$$\Delta M = M_1 - M_2 = 786.803 \text{ t.m.}$$

$h_{\min}$  est donné par la formule suivante:

$$H_{\min} = \sqrt{\frac{2 \Delta M}{\eta d_m (\overline{\sigma}_b - \overline{\sigma}_1)}}$$

$$\overline{\sigma}_b = 1260 \text{ t / m}^2 ; \overline{\sigma}_1 = 0 ; d_m = 10.625 ; \eta = 0.3501.$$

$$d'où : H_{\min} = 0.579 \text{ m} < h = 1.40 \text{ m.}$$

$F_{\min}$  et  $F_{\max}$  sont données par:

$$F_{\min} = \frac{\Delta M}{\eta h} + \overline{\sigma}_1 d_m h = 1605.262 \text{ t}$$

$$F_{\max} = -\frac{\Delta M}{\eta h} + \overline{\sigma}_b d_m h = 1713.238 \text{ t}$$

#### Détermination de la force géométrique

Dans une travée de rive, la condition géométrique se traduit par:

$$0.6 e_c (A_0) + 0.4 e_c (A_1) - e_c (0.4 l) \leq h_u$$

L'excentricité du câble est:

$$e_c = e_i + K (e_s - e_i)$$

On se fixe:

$$K_1 = 0 \text{ sur appui intermédiaire,}$$

$$K_2 = 1 \text{ en } 0.4 l,$$

$K_3$  fixe de telle façon à avoir une excentricité nulle à l'about.

$$e_c (A_0) = 0,$$

$$e_c (A_1) = \eta V_i - M_1 / F = e_i,$$

$$e_c (0.4 l) = \eta (1 - S \overline{\sigma}_b / F) (\lambda / \lambda + 1) - M_2 / F.$$

La condition géométrique devient:

$$0.4 (\eta V_i - M_1 / F) - \left[ \eta (1 - S \overline{\sigma}_b / F) (\lambda / \lambda + 1) - M_2 / F \right] \leq h_u$$

d'où:

$$F_{Géo} = F = \frac{0.4 M_1 - M_2 - \eta S \overline{\sigma}_b \lambda / (1 + \lambda)}{0.4 \eta V_i - \eta \lambda / (1 + \lambda) - h_u}$$

$h_u$  : hauteur utile de la dalle =  $h_u - 2 \delta = 1.16$  m,

$\delta$  : couverture minimale = 12 cm,

$M_1 = 3935.545$  t.m,

$M_2 = 2719.392$  t.m,

d'où:

$$F_{Géo} = 5153.399 \text{ t}$$

On vérifie bien que:  $F_{min} \leq F_{Géo} \leq F_{max}$ .

Le nombre de câble nécessaire est :

$$N = F_{Géo} / \omega T_{moy}$$

au départ, les pertes sont estimées à 25 %, d'où:

$$N = F_{Géo} / \omega \cdot 0.75 \cdot T_{moy} = 47.71$$

on prend  $N = 48$  câbles.

#### Tracé du câble approché

En premier lieu, on suppose que  $F = F_{Géo}$  reste constante le long de la travée; nous allons donc déterminer le fuseau limite résultant et par conséquent le tracé du câble approché. La formule

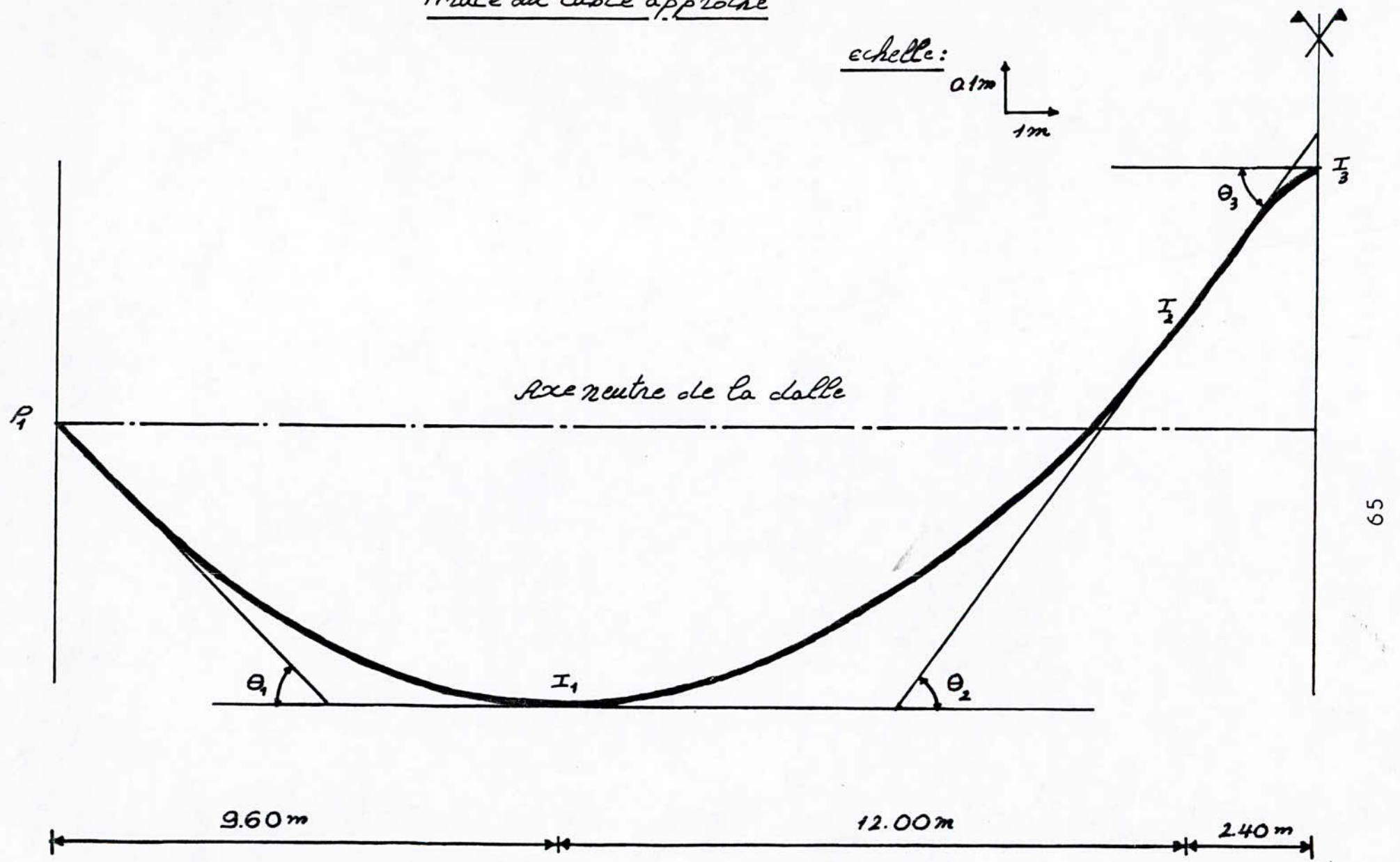
Tableau donnant le fuseau limite et l'excentrement du câble approché

Sections	$e_{st}$ (m)	$e_{sc}$ (m)	$e_{it}$ (m)	$e_{ic}$ (m)	fuseau resultant		$e_c$ (m)
					$e_x$ (m)	$e_y$ (m)	
0.00 L	0.2290	0.68837	-0.2612	-0.60383	-0.2612	0.2290	0.0000
0.05 L	0.0972	0.5569	-0.35833	-0.7014	-0.35833	0.0972	-0.1280
0.10 L	-0.0145	0.4453	-0.4419	-0.7845	-0.4419	-0.0145	-0.2369
0.15 L	-0.1065	0.3532	-0.5155	-0.8532	-0.5155	-0.1065	-0.3275
0.20 L	-0.1814	0.2783	-0.5647	-0.9073	-0.5647	-0.1814	-0.4013
0.25 L	-0.2292	0.2305	-0.6048	-0.9469	-0.6043	-0.2292	-0.4544
0.30 L	-0.2736	0.18362	-0.6294	-0.9720	-0.6274	-0.2736	-0.4967
0.35 L	-0.2947	0.1651	-0.6400	-0.9827	-0.6400	-0.2947	-0.5204
0.40 L	-0.2987	0.1610	-0.6362	-0.97833	-0.6362	-0.2987	-0.5283
0.45 L	-0.2837	0.1760	-0.6178	-0.9604	-0.6178	-0.2837	-0.5199
0.50 L	-0.2509	0.2089	-0.5850	-0.9276	-0.5850	-0.2509	-0.4960
0.55 L	-0.2025	0.2573	-0.5376	-0.8802	-0.5376	-0.2025	-0.4573
0.60 L	-0.1354	0.3244	-0.4778	-0.8184	-0.4758	-0.1354	-0.4032
0.65 L	-0.0503	0.4095	-0.3994	-0.7420	-0.3994	-0.0503	-0.3343
0.70 L	0.0512	0.5112	-0.3086	-0.6512	-0.3086	0.0512	-0.2511
0.75 L	0.1691	0.6289	-0.2032	-0.5459	-0.2032	0.1691	-0.1536
0.80 L	0.2968	0.7566	-0.0916	-0.4343	-0.0916	0.2968	-0.0502
0.85 L	0.4573	0.9170	0.0523	-0.2903	0.0523	0.4573	0.0847
0.90 L	0.6201	1.0799	0.2069	-0.1357	0.2069	0.6201	0.2290
0.95 L	0.7798	1.2396	0.3892	0.0466	0.3892	0.7798	0.3996
1.00 L	0.8748	1.3346	0.5025	0.1599	0.5025	0.8748	0.5025



tracé du câble approché

échelle:  
0.1m  
1m



donnant l'excentricité du câble approché pour une valeur de  $\alpha = 0$  est:

*Voir p 58*

$$e_c = e_i + [ K_3 + ( K_1 - K_3 ) m ] ( e_s - e_i )$$

or,  $K_1 = 0$ ,  $K_2 = 1$ , (Ces valeurs sont recommandées pour des structures élancées ; elles permettent un bon rendement des aciers).

d'où: 
$$e_c = e_i + K_3(1 - m) ( e_s - e_i )$$

$K_3$  est fixé pour avoir un excentrement nul à l'about, et pour cette valeur de  $e_c$ , on peut calculer  $K_3$ :

$$K_3 = - \frac{e_i}{e_s - e_i} = 0.533 ; \text{ ( car } m = 0, e_c = 0 \text{ )};$$

donc  $e_c$  sera donné par:

$$e_c = e_i + 0.533 ( 1 - m ) ( e_s - e_i )$$

## VI.6. Tracé du câble concordant

### VI.6.1. Evaluation des pertes statiques sur le tracé approché

#### a) pertes par frottement

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 donne lieu, par suite de frottements, à une réaction qui s'oppose au mouvement. Les pertes par frottement sont de deux natures différentes:

- Les pertes dans les courbes liées à la déviation cumulée du câble. La variation de tension entre deux points d'inflexion est:

$$\Delta T = - T f \theta$$

T : la tension du premier point d'inflexion,  
 $\theta$  : déviation angulaire entre deux points,  
 f : coefficient de frottement.

\* Remarque.

On suppose que T varie linéairement entre deux points d'inflexion; la variation de tension entre deux points, résultante des pertes dues aux déviations parasites, est donnée par la formule suivante:

$$\Delta T = - T l_i \phi$$

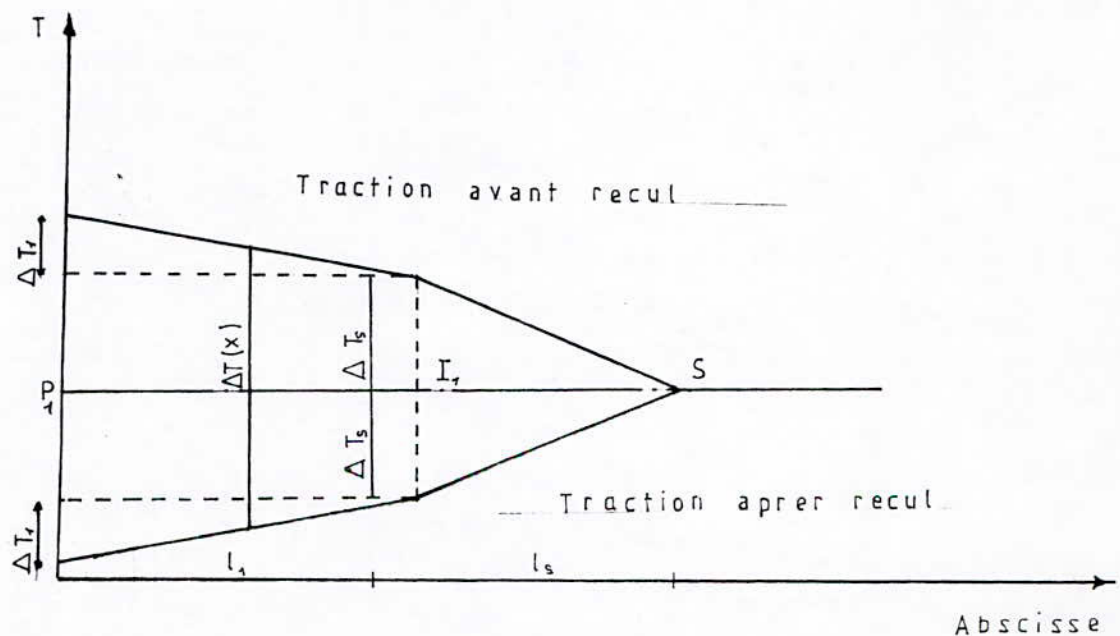
$\phi$  : pertes relative de tension par mètre.

Les pertes de tension par mètre sont données par:

$$\Delta T = - T ( f \theta + \phi l_i )$$

#### b) Pertes par recul d'ancrage

Pour les systèmes d'ancrage à coincement cônica, il ya une rentrée d'ancrage après clavage de l'armature tendue; donc une perte de tension  $\Delta T(x)$  qui décroît en s'éloignant de l'ancrage puisque, sous ce mouvement de rétraction de l'armature, les frottements du câble dans sa gaine sont mobilisés en sens inverse des frottements. Les deux diagrammes des pertes statiques sont donc des polygones antiparallèles par rapport à l'axe des abscisses sur une longueur  $P_1 S$ .



Soit  $\Delta C$  la rentrée d'ancrage; elle est estimée à 9 mm; d'après la loi de HOOKE:

$$\int_{P_1}^S \Delta T(x) dx = E \Delta C$$

Soit  $S_n$ , la somme des aires de part et d'autres de l'axe mené par S:

$$S_n = \int_{P_1}^{I_n} T(x) dx$$

$$S_n = \Delta T_1 l_1 + \Delta T_2 l_2 + \dots + \Delta T_n l_n + 2 l_1 (\Delta T_2 + \dots + \Delta T_n) + 2 l_2 (\Delta T_3 + \dots + \Delta T_n) + 2 l_{n-1} \Delta T_n$$

$$S_n = S_{n-1} + \Delta T_n (2 l_1 + 2 l_2 + \dots + 2 l_{n-1} + l_n)$$

On cherche la valeur de  $S_n$  la plus voisine par défaut de  $E \Delta C$ , et on déterminera la position de S en posant:

$$K = \frac{\Delta T_{n+1}}{l_{n+1}} = \frac{\Delta T_s}{l_s} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow E \Delta C = S_n + \Delta T_{n+1} (2 l_1 + 2 l_2 + \dots + 2 l_n + l_{n+1})$$

$$E \Delta C = S_n + \Delta T_s (2 l_1 + 2 l_2 + \dots + 2 l_n + \Delta T_s / K)$$

Dans notre cas:

$$n = 1; l_1 = 9.60 \text{ m}; l_2 = 12.00 \text{ m}; l_3 = 2.40 \text{ m};$$

$$\theta_1 = 0.1098 \text{ rad}; \theta_2 = 0.1495 \text{ rad}; \theta_3 = 0.1364 \text{ rad};$$

en utilisant la relation  $\Delta T_i = -T (f \theta_i + \phi l_i)$ , on tire:

$$\Delta T_1 = 5.7667 \text{ kg / mm}^2,$$

$$\Delta T_2 = 7.5347 \text{ kg / mm}^2,$$

$$\Delta T_3 = 4.3441 \text{ kg / mm}^2.$$

d'où:

$$K = \Delta T_2 / l_2 = 6.2789 \times 10^{-4} \text{ kg / mm}^3$$

$$S_1 = \Delta T_1 \cdot l_1 = 5.5360 \times 10^{-4} \text{ kg / mm}$$

$$n = 1 \Rightarrow E \Delta C = S_1 + \Delta T_s (2 l_1 + \Delta T_s / K)$$

$$\Rightarrow \Delta T_s^2 + 2 l_1 K \Delta T_s + K(S_1 - E \Delta C) = 0$$

$$\Rightarrow \Delta T_s^2 + 12.0555 \Delta T_s - 78.2602 = 0$$

$$\text{d'où: } \Delta T_s = 4.6771 \text{ kg / mm}^2 \Rightarrow \varphi l_s = \Delta T_s / K = 7.449 \text{ m.}$$

Tableau récapitulatif des pertes statiques

Pertes Section	Déviaton (rd)	$l_i$ (m)	$\Delta T_f$ (kg/mm <sup>2</sup> )	$\Delta T$ (kg /mm <sup>2</sup> )	$T$ (kg/mm <sup>2</sup> )
$P_1$				20.8876	127.1124
$I_1$	0.1098	9.60	5.7667	9.3542	132.8791
$I_2$	0.1495	12.00	7.5347	0.0000	134.6986
$I_3$	0.1364	2.40	4.3441	0.0000	130.3545

Donc l'effet dû au recul d'ancrage se fait ressentir sur une longueur de 17.05 m dans la travée de gauche et à partir de 30.95 m dans la travée de droite.

Dans ce qui va suivre, nous allons évaluer la force de précontrainte en tenant compte des pertes calculées sur le tracé approché; ainsi nous déterminerons le nouveau fuseau limite, et

ensuite, nous calculerons le moment hyperstatique de précontrainte afin de déterminer les coefficients de concordance  $\alpha_i$  et par conséquent, le tracé du câble concordant. On prend:

$$K_1 = 0; \quad K_2 = 1 \text{ pour la travée 1}; \quad K_3 = 0.533.$$

$$\text{d'ou: } K = 0.533 (1 - m) - \alpha_1 m (1 - m);$$

et comme:  $e_c = e_i + K (e_s - e_i)$ , alors:

$$e_c = e_i + 0.533 (1 - m) (e_s - e_i) - \alpha_1 m (1 - m) (e_s - e_i)$$

avec:  $m = x / l$ .

Pour la travée 2, les résultats sont obtenus par symétrie, en remplaçant  $K_3$  par  $K_1$  et  $K_1$  par  $K_3$ ; on obtient donc l'expression:

$$e_c = e_i + 0.533 m (e_s - e_i) - \alpha_2 m (1 - m) (e_s - e_i)$$

#### VI.6.2. Calcul du moment hyperstatique de précontrainte

Le moment hyperstatique de précontrainte est donné par l'intégrale suivante:

$$- \int_{A_0}^{A_n} F(\alpha) e'(\alpha) \mu''_{\alpha}(\alpha) d\alpha$$

qui sera calculée en utilisant la méthode de SIMPSON.

$$M_H = (h / 3) (y_0 + y_n + 4 \sigma_1 + 2 \sigma_2).$$

$$y_0 = y_n = 0;$$

$$\sigma_1 = y_1 + y_3 + \dots + y_{39}.$$

(n = 40)

$$\sigma_2 = y_2 + y_4 + \dots + y_{38}.$$

Tout calcul fait, on trouve:

$$\sigma_1 = -585.999 - 126.6431 (\alpha_1 + \alpha_2),$$

$$\sigma_2 = -583.016 - 124.9013 (\alpha_1 + \alpha_2),$$

$$\Rightarrow M_H = -1404.011 - 302.55 (\alpha_1 + \alpha_2).$$

Et comme on veut obtenir le tracé du câble concordant  $M_H = 0$ , on a une seule équation à deux inconnues.

Pour trouver les  $\alpha_i$  nous devons rendre minimum l'expression suivante:

$$\varepsilon(\alpha_1, \alpha_2) = \frac{(\alpha_1 - \bar{\alpha}_1)^2 + (\alpha_2 - \bar{\alpha}_2)^2}{\left[ \left( \sqrt{K_1} + \sqrt{K_3} \right)^2 + \left( \sqrt{1-K_1} + \sqrt{1-K_3} \right)^2 \right]^2}$$

on utilise pour cela la méthode de LAGRANGE, soit:

$$\alpha' = - \left( \sqrt{1-K_1} + \sqrt{1-K_3} \right)^2 = - \left( 1 + \sqrt{1-0.533} \right)^2$$

$$\alpha'' = \left( \sqrt{K_1} + \sqrt{K_3} \right)^2 = \left( \sqrt{0.533} \right)^2$$

$$\alpha' = -2.834.$$

$$\alpha'' = 0.533.$$

$$\bar{\alpha}_1 = \bar{\alpha}_2 = (1/2) (\alpha' + \alpha'')^2 = 2.647.$$

d'où:

$$\varepsilon(\alpha_1, \alpha_2) = \frac{(\alpha_1 - 2.647)^2 + (\alpha_2 - 2.647)^2}{11.337}$$

Rendre minimum  $\varepsilon(\alpha_1, \alpha_2)$  revient à rendre minimum l'expression suivante:

$$\phi(\alpha_1, \alpha_2) = \varepsilon(\alpha_1, \alpha_2) + \lambda f(\alpha_1, \alpha_2);$$

$$\phi(\alpha_1, \alpha_2) = \frac{(\alpha_1 - 2.647)^2 + (\alpha_2 - 2.647)^2}{11.337} + \lambda M_H$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial \alpha_1} = \frac{2(\alpha_1 - 2.647)}{11.337} - 302.55 \lambda = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial \alpha_2} = \frac{2(\alpha_2 - 2.647)}{11.337} - 302.55 \lambda = 0 \dots\dots\dots(2)$$

$$(1) \Rightarrow \alpha_1 = 1715.005 \lambda + 2.647$$

$$(2) \Rightarrow \alpha_2 = 1715.005 \lambda + 2.647$$

On voit que  $\alpha_1 = \alpha_2$ ; en remplaçant dans l'expression de  $f(\alpha_1, \alpha_2)$ , on tire:

$$\lambda = -0.0028964$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 = -2.3203$$

ON voit bien que :  $\alpha_1 \geq \alpha' = -2.834$ .

$$\alpha_2 \leq \alpha'' = 0.533.$$

En remplaçant  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  dans les expressions de  $e_c$ , on pourra tracer le câble concordant.

#### VI.7. Tracé du câble définitif



### VI.7.1. Propriétés des tracés de câble

Les transformations linéaires des tracés de câbles n'altèrent pas la courbe de pression. Nous appellerons transformation linéaire la transformation qui consiste à passer d'un tracé à un autre par glissement sans modifications de la forme du câble (même courbure en chaque point). Cette propriété est extrêmement importante au point de vue pratique; elle permet souvent, ayant un câble satisfaisant aux conditions de résistance mais sortant de la dalle (ou ne réservant pas de protection d'enrobage suffisante), de ramener le câble à l'intérieur de la dalle par des glissements sur les verticales intermédiaires.

### VI.7.2. Câble définitif

Pour obtenir le câble définitif, nous allons effectuer des transformations linéaires de la forme  $y = (A / l) x$ . Sans changer les ordonnées aux abouts, nous abaïssons le câble de telle façon que la couverture sur appui soit la même qu'en travée, sous réserve qu'elle ne soit pas supérieure à la couverture minimale (12 mm). Par suite sur appui intermédiaire:

$$e_{d_1} = e_{c_1} - y_1 = e_{c_1} - A$$

en 0.4 l, on a:

$$e_{d_2} = e_{c_2} - y_2 = e_{c_2} + 0.4 A$$

ou:

$e_{c_1}$  et  $e_{c_2}$  sont respectivement, les excentrements du câble concordant sur appui intermédiaire et en travée,

$e_{d_1}$  et  $e_{d_2}$  sont respectivement les excentrements du câble définitif sur appui intermédiaire et en travée, et comme les couvertures inférieures et supérieures doivent être égales:

$$d_1 = d_2$$

$$d_1 = V_s - e_{d1} = V_s - e_{c1} + A \dots\dots\dots(1),$$

$$d_2 = V_i - e_{d2} = V_i - e_{c1} - 0.4 A \dots\dots\dots(2).$$

$$(1) = (2) \Rightarrow A = (V_i - V_s + e_{c1} - e_{c2}) / 1.4$$

$$A = (0.746 - 0.654 + 0.38 - 0.2541) / 1.4$$

$$A = 0.1554 \Rightarrow$$

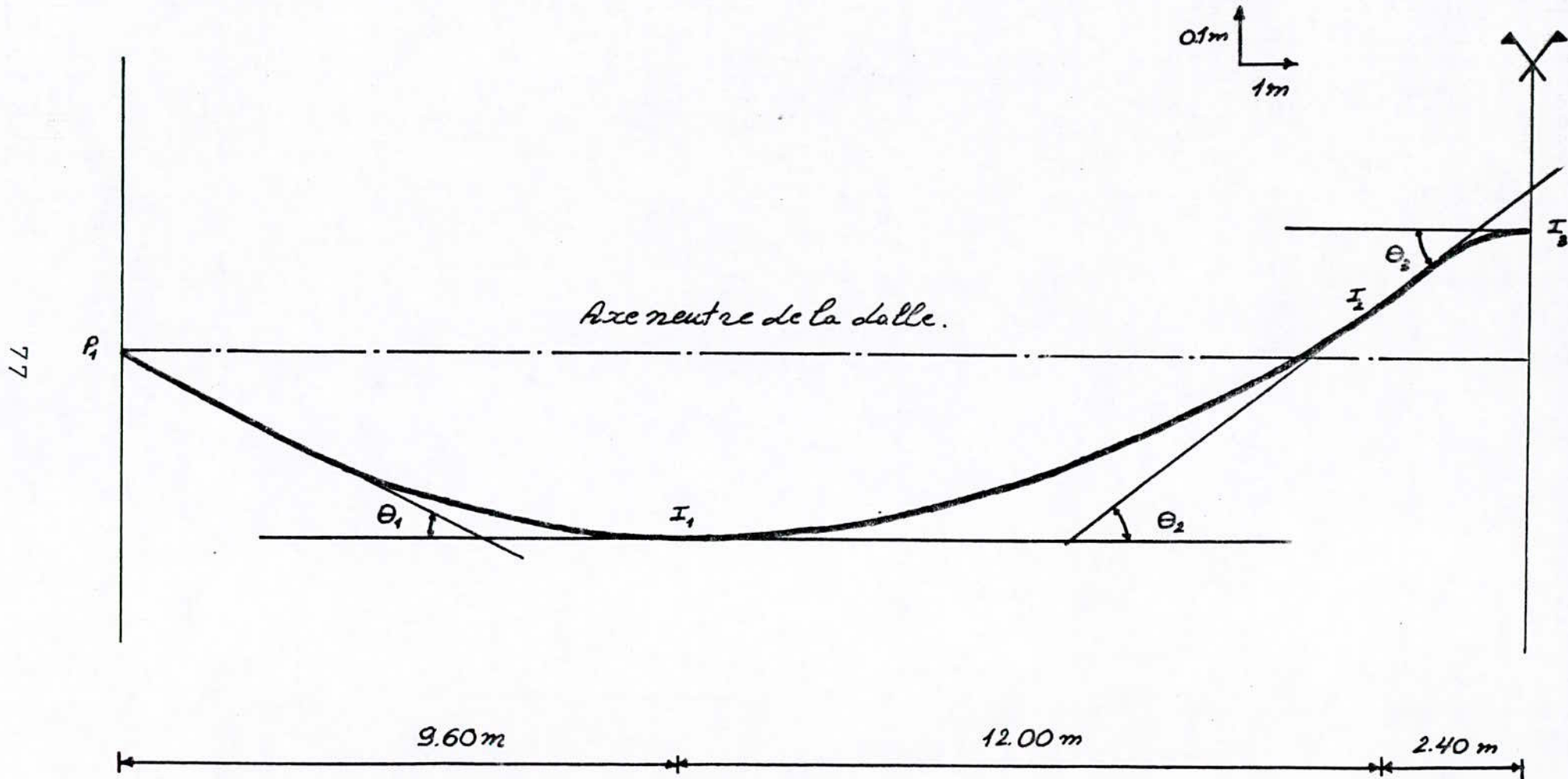
$$y = 0.1556 x / 1$$

Tableau permettant le tracé du câble définitif

Sections	Y (m)	$e_c$ (m)	$e_d$ (m)
0.00 L	0.0000	0.0000	0.0000
0.05 L	0.0078	-0.0615	-0.0693
0.10 L	0.0156	-0.1159	-0.1315
0.15 L	0.0233	-0.1622	-0.1835
0.20 L	0.0311	-0.2003	-0.2314
0.25 L	0.0389	-0.2228	-0.2617
0.30 L	0.0467	-0.2458	-0.2925
0.35 L	0.0545	-0.2547	-0.3092
0.40 L	0.0622	-0.2541	-0.3163
0.45 L	0.0700	-0.2404	-0.3104
0.50 L	0.0778	-0.2206	-0.2984
0.55 L	0.0856	-0.1890	-0.2746
0.60 L	0.0934	-0.1511	-0.2445
0.65 L	0.1011	-0.1040	-0.2051
0.70 L	0.1089	-0.0499	-0.1588
0.75 L	0.1167	0.0102	-0.1065
0.80 L	0.1245	0.0710	-0.0535
0.85 L	0.1323	0.1522	0.0199
0.90 L	0.1400	0.2341	0.0941
0.95 L	0.1478	0.3361	0.1833
1.00 L	0.1556	0.3800	0.2244

Tracé du câble définitif.

échelle :



### 6.7.3. Evaluation des pertes sur le tracé définitif.

#### 6.7.3.1. Pertes statiques.

##### - a) Pertes par frottement.

En effet, rappelons que les pertes par frottements sont données par la relation suivante:

$$\Delta T_i = - T ( f \theta_i + \phi * l_i ).$$

D'après le tracé définitif, on voit que:

$$\begin{aligned} l_1 &= 9.60 \text{ m.} & ; & & \theta_1 &= 0.0627 \text{ rad.} \\ l_2 &= 12.00 \text{ m.} & ; & & \theta_2 &= 0.0831 \text{ rad.} \\ l_3 &= 2.40 \text{ m.} & ; & & \theta_3 &= 0.0690 \text{ rad.} \end{aligned}$$

d'où :

$$\Delta T_1 = 4.5119 \text{ kg/mm}^2.$$

$$\Delta T_2 = 5.7658 \text{ kg/mm}^2.$$

$$\Delta T_3 = 2.5486 \text{ kg/mm}^2.$$

##### - b) pertes par recul d'ancrage

$$K = \frac{\Delta T_2}{l_2} = 4.8048 * 10^{-4} \text{ kg/mm}^2.$$

$$S_1 = \Delta T_1 * l_1 = 4.3314 * 10^{-4} \text{ kg/mm}.$$

$T_s$  s'obtient en résolvant l'équation du deuxième degré.  
On trouve  $\Delta T_s = 4.7122 \text{ kg/mm}^2$ .

$$l_s = \frac{\Delta T_s}{K} = 9.8073 \text{ m.}$$

L'effet dû au recul d'ancrage se fait ressentir sur une longueur de 19.41m dans la travée de gauche et à partir de 28.59m dans la travée de droite.

TABLEAU DONNANT LES CONTRAINTES APRES REcul D'ANCRAGE.

section	Ts (kg/mm <sup>2</sup> )
0.0 1	129.55
0.1 1	130.68
0.2 1	131.85
0.3 1	132.95
0.4 1	134.06

section	Ts ( kg/mm <sup>2</sup> )
0.5 1	125.23
0.6 1	136.38
0.7 1	137.53
0.8 1	138.68
0.9 1	137.70
1.0 1	135.17

- c) pertes dûes au raccourcissement du béton

La mise en tension des câbles n'est pas simultanée mais successive, ceci entraîne le raccourcissement instantané du béton au fur et à mesure de la mise en tension des câbles, et par conséquent une diminution de leurs forces de traction. La perte résultante est égale à :

$$\Delta T_1 = \frac{1}{2} * \frac{E_a}{E_i} * \sigma_b.$$

$\sigma_b$  : la contrainte du béton au niveau du centre de gravité du câble, s'obtient en résolvant l'équation suivante:

$$\sigma_b = \frac{M_{oss} e_d}{I} + N_v \left( \frac{1}{S} + \frac{e_c * e_d}{I} \right) * \left( T_s * \frac{1}{2} * \frac{E_a}{E_i} * \sigma_b \right).$$

où :

$E_i$  : Module instantané du béton.

$E_a$  : Module d'élasticité de l'acier.

$M_{oss}$  : moment dû à l'ossature.

$e_c$  : excentricité du cable concordant.

$e_d$  : excentricité du cable définitif.

$T_s$  : tension des armatures, dans la section considérée toutes pertes statiques déduites y compris les pertes dues au recul d'ancrage.

$N$  : nombre de cables mis en tension.

$W$  : section utile d'un cable.

$S$  : section nette de la dalle.

$$S = S_{brut} - N * S_{gaine}.$$

$$I = I_{brut} - S_{gaine} * N * e_d^2.$$

$$\text{posons } A = N * W * \left( \frac{1}{S} + \frac{e_c * e_d}{I} \right)$$

$$\text{d'où : } \sigma_b = \frac{M_{oss} * e_d}{I \left( 1 + A * \frac{E_a}{2 * E_i} \right)} + \frac{A * T_s}{1 + \frac{A * E_a}{2 * E_i}}$$

#### 6.7.3.2. Pertes au cours du temps ou pertes différées.

##### a) Relaxation des aciers.

La relaxation étant 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:

$$11 * \sigma_i^2 \left( \frac{\sigma_i}{R_g} - 0.55 \right) * \rho_{120}$$

$$8 * \sigma_i^2 \left( \frac{\sigma_i}{R_g} - 0.55 \right) * \rho_{1000}$$

$\rho_{120}$  et  $\rho_{1000}$  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  $0.8 * R_g$ .

-  $\sigma'$  étant la tension initiale du point considéré après déduction des pertes dues au frottement et au raccourcissement élastique.

Pour des armatures toronnées la valeur donnée par la relation précédente est majorée à 20% d'où les pertes par relaxation s'écrivent :

$$\Delta T_2 = \text{Max} \begin{cases} 1.2 * 11 * \sigma' * \left( \frac{\sigma_i}{R_g} - 0.55 \right) * \rho_{120} \\ 1.2 * 8 * \sigma' * \left( \frac{\sigma_i}{R_g} - 0.55 \right) * \rho_{1000} \end{cases}$$

Dans notre cas la deuxième relation est la plus prépondérante avec  $\rho_{1000} = 3\%$ , et on

$$\Delta T_2 = 1.2 * 8 * \sigma' * \left( \frac{\sigma_i}{R_g} - 0.55 \right) * \rho_{1000}$$

### β) Retrait et fluage du béton

Le béton subit un raccourcissement différé croissant pendant plusieurs années. Ce raccourcissement engendre une diminution de la contrainte de traction de l'armature de précontrainte.

- Effet du retrait.

La perte due au retrait est égale au produit de la déformation différée du béton par le coefficient d'élasticité de l'acier.

Pour le nord de l'Algérie, on admet pour les constructions non massives à l'air libre, que le raccourcissement final de retrait  $\epsilon_r$  est de  $3 * 10^{-4}$ .

La chute de contrainte due au retrait est :

$$\Delta T_3 = \epsilon_r * E_a = 6 \text{ kg/mm}^2$$

- Effet du fluage.

On calcule le raccourcissement relatif de fluage  $\epsilon_f$  comme



une déformation élastique différée à l'aide de la formule :

$$\epsilon_f = \frac{\sigma_b}{E_f} .$$

Il résulte du fluage une chute de précontrainte .

$$\Delta T_4 = \frac{\sigma_b}{E_f} * E_a .$$

où  $\sigma_b$  est la contrainte au niveau du centre de gravité du câble

$\sigma_b$  est obtenue en résolvant l'équation suivante:

$$\sigma_b = \frac{M_{vide} * e_d}{I} + N W * \left( \frac{1}{S} + \frac{e_c * e_d}{I} \right) * \left( T_3 - \sigma_b * \frac{E_a}{E_f} \right) .$$

$M_{vide}$  : Moment dû aux charges permanentes.

$E_f$  : Module de déformation sous fluage du béton.

$$E_f = 105000 * \sqrt{\sigma_{28}} .$$

Si on pose 
$$A = N W * \left( \frac{1}{S} + \frac{e_c * e_d}{I} \right) .$$

on trouve 
$$\sigma_b = \frac{M_{vide} * e_d}{I * \left( 1 + \frac{A * E_a}{E_f} \right)} + \frac{A * T_3}{1 + \frac{A * E_a}{E_f}} .$$

#### 6.7.4. Tension dans les armatures au cours des différentes phases.

On distingue trois phases:

1 - Phase initiale de la mise en tension

$$T_i = T_s$$

$T_s$  est la contrainte obtenue par interpolation linéaire dans chaque section à partir du tableau des pertes statiques.

2 - Phase finale au temps infini

$$T = T_4 = T_3 - \Delta T_4 = T_2 - \Delta T_3 - \Delta T_4 = T_1 - \Delta T_2 - \Delta T_3 - \Delta T_4$$

$$T = T_s - \Delta T_1 - \Delta T_2 - \Delta T_3 - \Delta T_4.$$

où:

$\Delta T_1$  : perte due au raccourcissement élastique.

$\Delta T_2$  : perte due à la relaxation des aciers.

$\Delta T_3$  : perte due au retrait du béton.

$\Delta T_4$  : perte due au fluage du béton.

3 - Phase de la mise en service ( temps à 909 jours ).

Les tensions au moment de la mise en service de l'ouvrage seront obtenues en déduisant les tensions résultantes  $T_m$  du tableau des pertes par relaxation, par retrait et fluage à 90 jours. Ces pertes par déformation différées à 90 jours sont données par les formules suivantes:

. Relaxation :  $\Delta T_5 = 4.4 * \sigma_i' * \left( \frac{\sigma_i'}{R_G} - 0.55 \right) * \rho_{1000} * 1.2.$

. Retrait :  $\Delta T_6 : 0.45 * ( \Delta T_3 )$

. Fluage :  $\Delta T_7 : 0.45 * ( \Delta T_4 )$

d'où :  $T_{90j} = T_s - \Delta T_1 - \Delta T_5 - \Delta T_6 - \Delta T_7 = T_7.$

Tableau donnant les pertes et la force de précontrainte à la mise en tension

Sections	$T_s$ (Kg/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_b$ (Kg/mm <sup>2</sup> )	$\Delta T$ (Kg/mm <sup>2</sup> )	$T_1$ (Kg/mm <sup>2</sup> )	$F_i$ (t)
0 . 0 L	129 . 55	0 . 4030	1 . 147	1283 . 40	5996 . 794
0 . 1 L	130 . 683	0 . 4069	1 . 1583	129 . 52	6049 . 102
0 . 2 L	131 . 835	0 . 4142	1 . 179	130 . 67	6102 . 8312
0 . 3 L	132 . 95	0 . 4212	1 . 199	131 . 75	6153 . 252
0 . 4 L	134 . 06	0 . 4266	1 . 214	132 . 835	61839 . 956
0 . 5 L	135 . 23	0 . 4256	1 . 211	134 . 02	6259 . 270
0 . 6 L	136 . 383	0 . 4241	1 . 207	135 . 17	6312 . 9830
0 . 7 L	137 . 53	0 . 4243	1 . 207	136 . 32	6366 . 6839
0 . 8 L	1383 . 683	0 . 4302	1 . 224	137 . 46	6419 . 932
0 . 9 L	137 . 70	0 . 4301	1 . 224	136 . 483	6374 . 162
1 . 0 L	135 . 17	0 . 3543	1 . 122	134 . 06	6261 . 1383

Tableau des pertes à 90 jours et forces de précontraites

Section	Relaxation		Retrait		Fluage		F <sub>90j</sub> (t)	
	T (Kg/mm <sup>2</sup> )	ΔT <sub>5</sub> (Kg/mm <sup>2</sup> )	T <sub>5</sub> (Kg/mm <sup>2</sup> )	ΔT <sub>6</sub> (Kg/mm <sup>2</sup> )	T <sub>6</sub> (Kg/mm <sup>2</sup> )	ΔT <sub>7</sub> (Kg/mm <sup>2</sup> )		T <sub>7</sub> (Kg/mm <sup>2</sup> )
0.0 L	128.40	2.93	125.47	2.70	122.77	1.78	120.99	5650.95
0.1 L	129.52	3.08	126.44	2.70	123.74	1.70	122.04	5699.71
0.2 L	130.67	3.24	127.43	2.70	124.73	1.58	123.15	5741.78
0.3 L	131.75	3.38	128.37	2.70	125.67	1.45	124.22	5801.62
0.4 L	132.85	3.54	129.31	2.70	126.61	1.42	125.19	5847.20
0.5 L	134.02	3.70	130.32	2.70	127.62	1.48	126.14	5891.20
0.6 L	135.17	3.87	131.30	2.70	128.60	1.62	126.98	5930.52
0.7 L	136.32	4.04	132.28	2.70	129.58	1.79	127.79	5968.44
0.8 L	137.46	4.20	133.26	2.70	130.56	1.89	128.67	6009.08
0.9 L	136.48	4.06	132.42	2.70	129.72	1.74	127.98	5977.13
1.0 L	134.06	3.71	130.35	2.70	127.65	1.16	126.49	5907.64

Tableau des pertes au temps infini et forces de precontraintes finales

Section	Relaxation			Retrait		Fluage			$F_{\infty}$ (t)
	T kg/mm <sup>2</sup>	$\Delta T_2$ kg/mm <sup>2</sup>	$T_2$ kg/mm <sup>2</sup>	$\Delta T_3$ kg/mm <sup>2</sup>	$T_3$ kg/mm <sup>2</sup>	$\sigma$ kg/mm <sup>2</sup>	$\Delta T_4$ kg/mm <sup>2</sup>	$T_4$ [kg/mm <sup>2</sup> ]	
0.0 L	128.40	5.33	123.07	6.00	117.07	3.59	3.95	113.12	5283.53
0.1 L	129.52	5.60	123.92	6.00	117.92	3.44	3.78	114.14	5330.70
0.2 L	130.67	5.88	124.79	6.00	118.79	3.19	3.51	115.28	5383.80
0.3 L	131.75	6.15	125.60	6.00	119.60	2.92	3.21	116.39	5435.74
0.4 L	132.85	6.43	126.42	6.00	120.42	2.86	3.15	117.27	5477.12
0.5 L	134.02	6.73	127.29	6.00	121.29	2.99	3.29	118.00	5511.17
0.6 L	135.17	7.03	128.14	6.00	122.14	3.28	3.60	118.54	5536.06
0.7 L	136.32	7.34	128.98	6.00	122.98	3.62	3.98	119.00	5557.82
0.8 L	137.46	7.64	129.82	6.00	123.82	3.83	4.21	119.62	5586.27
0.9 L	136.48	7.38	129.10	6.00	123.10	3.52	3.87	119.23	5568.42
1.0 L	134.06	6.74	127.32	6.00	121.32	2.34	2.57	118.75	5545.96

Les moments hyperstatiques de précontainte sont donnés par :

$$M_H = F \cdot (e_c - e_d)$$

Sur appui intermédiaire

$$e_c = 0.3800 \text{ m}$$

$$e_d = 0.2244 \text{ m} \quad \text{et}$$

$$F_i = 6261.14 \text{ (t)}$$

$$F_{90} = 5907.64 \text{ (t)}$$

$$F_{\infty} = 5545.96 \text{ (t)}$$

$$M_{Hi} = 974.23 \text{ (t.m)}$$

$$\text{d'où } M_{90} = 919.23 \text{ (t.m)}$$

$$M_{\infty} = 862.95 \text{ (t.m)}$$

Tableau donnant les moments hyperstatiques aux différentes phases

37

Section	$F_i$ (t)	$F_{90}$ (t)	$F_{\infty}$ (t)	$M_{oss}$ (t.m)	$M_i$ (t.m)	$M_{90}$ (t.m)	$M_{\infty}$ (t.m)	$I_{net}(m^4)$	$S$ (m <sup>2</sup> )	$V_i$ (m)	$V_s$ (m)
0 0 L	5996.79	5650.95	5283.53	0.000	0.000	0.000	0.000	2.540600	14.8289	0.7460	0.6540
0 1 L	6049.10	5699.71	5330.70	696.178	97.423	86.295	86.295	2.53776	14.8289	0.7465	0.6535
0 2 L	6102.81	5741.78	5383.80	1178.148	194.846	172.590	172.590	2.53181	14.8289	0.7468	0.6532
0 3 L	6153.25	5801.62	5435.74	1445.908	292.269	258.885	258.885	2.52655	14.8289	0.7470	0.6530
0 4 L	6199.96	5847.20	5477.12	1499.460	389.692	345.180	345.180	2.52417	14.8289	0.7470	0.6530
0 5 L	6259.27	5891.20	5511.17	1338.804	487.115	431.475	431.475	2.52596	14.8289	0.7470	0.6530
0 6 L	6312.98	5930.52	5536.06	955.014	584.538	517.770	517.770	2.53078	14.8289	0.7468	0.6532
0 7 L	6366.69	5968.44	5557.82	374.865	681.961	604.065	604.065	2.53646	14.8289	0.7465	0.6535
0 8 L	6449.93	6009.08	5586.27	398.666	779.384	690.360	690.360	2.54013	14.8289	0.7462	0.6538
0 9 L	6374.16	5977.13	5568.42	1445.908	876.807	776.655	776.655	2.53915	14.8289	0.7458	0.6542
1 0 L	6261.14	5907.64	5545.96	2677.608	974.230	862.950	862.930	2.53233	14.8289	0.7453	0.6547

40

VERIFICATION DE LA PRECONTRAINTE

## CHAPITRE VII

### V.II - 1 Verification sous les contraintes normales.

Le reglement impose de vérifier l'ouvrage aux étapes suivantes:

Phase 1 : immédiatement après la mise en tension des armatures, on prend en compte le moment fléchissant de l'ossature (  $M_{oss}$  ).

Phase 2 : après la mise en place des superstructures on prend en compte le moment flechissant dû au poids propre de l'ouvrage, c'est l'état à vide de l'ouvrage au moment de la mise en tension.

Phase 3 : après application des charges à 90 jours, c'est à dire sous  $M_1$  et  $M_2$ .

Phase 4 : état des contraintes étant à l'infini on fait une vérification sous l'effet des charges permanentes.

Phase 5 : etats des contraintes étant à l'infini, on fait une vérification des contraintes normales sous l'effet des moments  $M_1$  et  $M_2$ .

La valeur de la contrainte normale agissant dans une section de la poutre se détermine de la formule:

$$\sigma_{s,i} = \frac{M}{I} * V_{s,i} + \frac{F}{S} + \frac{F * e_{v,s}}{I} + \frac{M_H}{I} * V_{s,i} .$$

s : fibre supérieure;

i : fibre inférieure;



## VII 1-1 Vérification des contraintes normales ouvrage à vide

Soient  $M_{G1}$  le poids propre de l'ossature

et  $M_{G2}$  le poids propre de l'ossature plus la superstructure

639

Sections	Ossature $M_{G1}$		Ossature + Superstructure $M_{G2}$			
	Phase initial		mise en service		Phase infini	
	$\sigma_s$ (t/m)	$\sigma_x$ (t/m)	$\sigma_s$ (t/m)	$\sigma_x$ (t/m)	$\sigma_s$ (t/m)	$\sigma_x$ (t/m)
0.0 L	404.42	404.42	3831.083	3831.083	356.30	356.30
0.1 L	407.45	4083.47	474.96	323.20	451.29	254.61
0.2 L	401.44	423.11	515.839	220.083	510.22	194.832
0.3 L	399.02	433.183	545.26	215.04	543.62	164.09
0.4 L	399.50	439.383	552.14	213.77	551.64	160.833
0.5 L	411.283	434.47	544.483	2283.839	536.24	1833.37
0.6 L	424.70	426.839	515.12	2683.24	504.69	223.14
0.7 L	441.14	415.837	4583.832	3383.14	447.93	291.26
0.8 L	442.52	421.99	3683.61	447.02	332.39	425.09
0.9 L	437.76	420.833	241.43	5837.22	190.91	5835.96
1.0 L	345.083	510.04	13.03	8337.07	45.66	8351.835

Verification des contraintes normales sous  $M_1$  et sous  $M_2$

Section	Mise en service				Phase infinie			
	Sous $M_1$		Sous $M_1$		Sous $M_2$		Sous $M_2$	
	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )
0.0 L	381.08	381.08	381.08	381.08	356.30	356.30	356.30	353.30
0.1 L	454.87	303.82	538.13	208.72	266.32	<del>266.32</del>	524.29	171.21
0.2 L	495.34	263.56	637.50	101.04	218.31	<del>218.31</del>	631.83	55.78
0.3 L	514.39	250.36	693.32	45.67	199.04	<del>199.04</del>	691.94	-5.65
0.4 L	510.94	260.90	714.48	28.05	207.96	<del>207.96</del>	713.98	-24.88
0.5 L	393.01	287.76	700.92	49.93	236.92	<del>236.92</del>	697.33	-0.91
0.6 L	453.46	338.73	651.09	112.78	293.63	<del>293.63</del>	640.66	67.69
0.7 L	387.01	420.17	560.06	222.49	384.88	<del>384.88</del>	539.02	187.21
0.8 L	286.89	540.29	421.80	386.32	518.36	<del>518.36</del>	387.52	364.39
0.9 L	139.60	703.43	241.77	586.96	702.04	<del>702.04</del>	191.25	585.57
1.0 L	38.71	895.97	118.26	717.28	912.04	<del>912.04</del>	58.33	733.34

06

90

7.2 VERIFICATION A LA RUPTURE VIS A VIS DU MOMENT FLECHISSANT

## 7.2 VERIFICATION A LA RUPTURE VIS A VIS DU MOMENT FLECHISSANT

Les texts reglementaires relatifs à l'emploi du béton précontraint impose de vérifier que l'ouvrage ne perit par rupture lorsqu'on multiplie par 1.8 les valeurs des surcharges. On conservera les coefficients de majoration dynamique prise en compte dans le calcul des efforts développés par les surcharges.

On considère la sollicitation suivante:

$$M_G + 1.8 * M_Q.$$

avec :  $M_G$  : moment développé par la charge permanente.

$M_Q$  : moment développé par les surcharges d'exploitation.

On aura donc :

$$\sigma_s = \frac{M_G + 1.8 * M_Q}{I} * V_s + \frac{F}{S} + \frac{F * e}{I} * V_s + \frac{M_H}{I} * V_s.$$

$$\sigma_i = \frac{M_G + 1.8 * M_Q}{I} * V_i + \frac{F}{S} + \frac{F * e}{I} * V_i + \frac{M_H}{I} * V_i.$$

$F, M_H$  : efforts de précontrainte en phase infinie.

- On vérifiera que ce nouvel état de contrainte, conformément aux prescriptions est bien inférieur aux bornes du domaine de sécurité.

- Lorsque les contraintes, ainsi calculées, sortiront du domaine de sécurité la vérification à la rupture se fera vis à vis du moment flechissant et de l'effort tranchant.

On remarque que dans certaines sections, les contraintes dépassent la contrainte admissible de traction à la rupture.

( $\bar{\sigma}_b' = 200t/m^2$ ) d'où la nécessité de faire une vérification au moment de rupture pour ces sections.

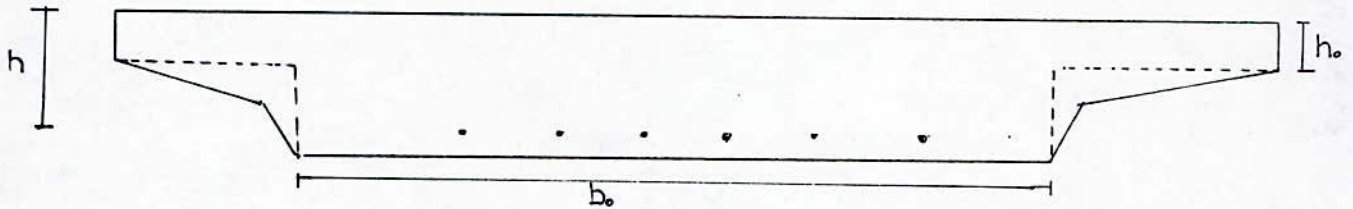
verification des contraintes sous

$$M_G + 1.8M_Q (t.m)$$

Sections	$M_G + 1.8M_{Q_2}$	$M_G + 1.8M_{Q_1}$	Sous $M_G + 1.8M_{Q_2}$		Sous $M_G + 1.8M_{Q_1}$	
			$\sigma_s$ t/m <sup>2</sup>	$\sigma_i$ t/m <sup>2</sup>	$\sigma_s$ t/m <sup>2</sup>	$\sigma_i$ t/m <sup>2</sup>
0.0 L	0000.000	0000.000	356.30	356.30	356.30	356.30
0.1 L	14831.510	899.547	5832.70	104.50	432.833	275.69
0.2 L	2492.052	1500.259	729.12	-55.45	473.24	237.10
0.3 L	3048.294	1802.138	810.39	-191.15	489.10	226.39
0.4 L	3221.429	1805.183	843.86	-173.46	477.483	245.67
0.5 L	2957.010	1509.390	822.49	-144.083	448.26	284.02
0.6 L	2303.820	914.761	752.23	-59.837	393.71	350.03
0.7 L	1230.264	21.291	620.01	94.69	308.53	450.56
0.8 L	-184.215	1127.670	430.07	315.832	450.16	592.983
0.9 L	-2014.770	-2728.535	191.52	585.26	7.62	794.91
1.0 L	-3735.439	-4902.827	-46.839	853.13	-348.71	1196.71

### 7.2.1. Moment de rupture du béton $M_{RB}$

Dans le cas de la dalle nervurée, la section est assimilée à celle d'une poutre en T comme l'indique le schéma ci-dessous.



Soient  $M_{RB1}$  le moment de rupture de l'âme et  $M_{RB2}$  celui de l'hourdis.

- Si le moment  $M_0 + 1.8 * M_a$  est positif on aura

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

avec  $M_{RB1} = 0.35 * b_0 * h^2 * \sigma_{28}$ .

$$M_{RB2} = \text{Min} \begin{cases} 0.8 * (L - b_0) * h_0 * (h - h_0/2) * \sigma_{28}. \\ 0.35 * (L - b_0) * h^2 * \sigma_{28}. \end{cases}$$

- Si le moment  $M_0 + 1.8 * M_a$  est négatif  
alors :  $M_{RB} = M_{RB1} = 0.35 * b_0 * h^2 * \sigma_{28}$ .

### 7.2.2. Moment de rupture des armatures de precontraintes $M_{RA}$

$$M_{RA} = 0.9 * h * W * R_G .$$

$h$  : distance du câble moyen à la force de précontrainte.

$W$  : section des armatures.

$R_G$  : contrainte de rupture garantie.

### 7.2.3. Moment de fissuration $M_f$

C'est le moment sous lequel la contrainte de la fibre extrême tendue atteindrait la valeur de  $(-2 * \sigma_{cr})$ .

$M_f$  est donnée par la formule suivante:

$$M_f = \frac{-\sigma_{28}^2 - \sigma_p}{V_i} * I \quad \text{fibre inférieure tendue.}$$

$$M_f = \frac{2 * \sigma_{28}^2 - \sigma_p}{V_s} * I . \quad \text{fibre supérieure tendue.}$$

- Vérification à la rupture.

La marge de sécurité pourra être jugée convenable si les inégalités suivantes sont satisfaites:

$$M_G + 1.8 * M_Q \leq \begin{cases} 0.9 * M_{RA} & \text{si } M_f < M_{RA}. \\ 0.8 * M_{RA} & \text{si } M_f \geq M_{RA}. \\ 0.7 * M_{RA} \end{cases}$$

On résume les résultats sous forme de tableau, pour les sections ou les contraintes de traction dépassent la contrainte admissible.

Dans notre cas, on doit vérifier la contrainte au niveau de la section 1.0 \* 1 c'est à dire sur un appui intermédiaire où:

$$M = - 4902.827 \text{ t.m.}$$

et

$$\sigma_s = - 348.71 \text{ t/m}^2.$$

section	h ( m )	MRB ( t.m )	MRA ( t.m )	$\sigma_p$ ( t/m <sup>2</sup> )
1.0 1	0.9704	9323.02	6036.83	918.85

Mf ( t.m )	M <sub>G</sub> +1.8M <sub>Q</sub> ( t.m )	0.9MRA ( t.m )	0.7 MRB ( t.m )	min(0.9MRA , 0.7MRB) ( t.m )
4054.04	-4902.827	5433.15	6526.11	5433.15

On voit bien que  $M_G + 1.8 * M_Q$  est toujours inférieur à  $\min(0.9 MRA ; 0.7 MRB)$  ce qui implique <sup>que</sup> la condition à la rupture du bton est satisfaite.

### 7.3. VERIFICATION SOUS L'EFFET DU SEISME.

La stabilité et la résistance du tablier doit être vérifiée sous l'action du seisme, la combinaison des actions de calcul à considérer ne tient compte que de la composante sismique verticale, du fait que cette action est accidentelle. En effet, cet effort vertical peut être ascendant ou descendant (plus prépondérant).

Suivants les recommandations sur les ponts, cet effort est donné par l'expression:

$$S_v = \pm \epsilon_v ( G + 0.5 * Q ).$$

$\epsilon_v$  : Coefficient de sismicité.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

On aura donc:

Sous les moments max M<sub>z</sub>

$$S = G + Q_2 + \varepsilon_v * ( G + 0.5 * Q_2 )$$

Sous les moments min  $M_1$ :

$$S = G + Q_1 + \varepsilon_v * ( G + 0.5 * Q_1 ).$$

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

en compression :  $\bar{\sigma}_c = 0.42 * \sigma_{c0} = 12.80 \text{ t/m}^2$ .

en traction :  $\bar{\sigma}_t = 0.200 \text{ t/m}^2$



Tableau donnant les contraintes sous l'effet des charges sismiques

Sections	$M_1$ (t.m)	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	$M_2$ (t.m)	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )
0.0 L	0.00	356.30	356.30	0.00	356.30	356.30
0.1 L	818.51	411.97	299.53	1379.43	556.41	134.52
0.2 L	1374.04	440.67	275.33	2325.08	686.04	-6.20
0.3 L	1666.60	458.28	267.36	2846.76	758.30	-81.56
0.4 L	1696.18	449.28	277.92	2986.40	783.05	-103.89
0.5 L	1462.79	436.21	297.77	2711.93	759.13	-71.60
0.6 L	966.42	407.05	334.78	2052.09	685.70	16.19
0.7 L	207.07	356.37	395.82	988.27	557.71	165.91
0.8 L	-778.72	277.05	490.47	-410.71	371.77	382.36
0.9 L	-2131.70	161.39	619.61	-2259.19	128.55	657.05
1.0 L	-3871.54	082.08	893.193	-4183.69	163.23	954.90

Prise en compte des tassements des appuis dans la vérification de la précontrainte.

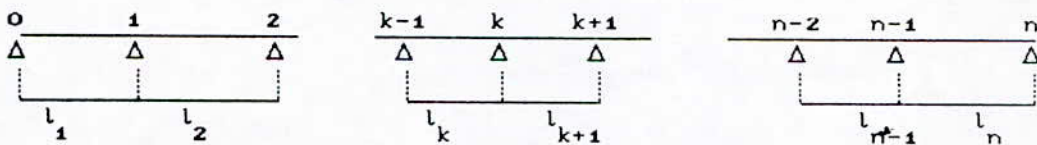
Les tassements différentiels des appuis introduisent dans le tablier des moments fléchissants, des efforts tranchants et des réactions d'appuis supplémentaires. Généralement, les appuis et les appareils d'ancrage sur piles-culées sont largement dimensionnés; il en est de même des étriers que reprennent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

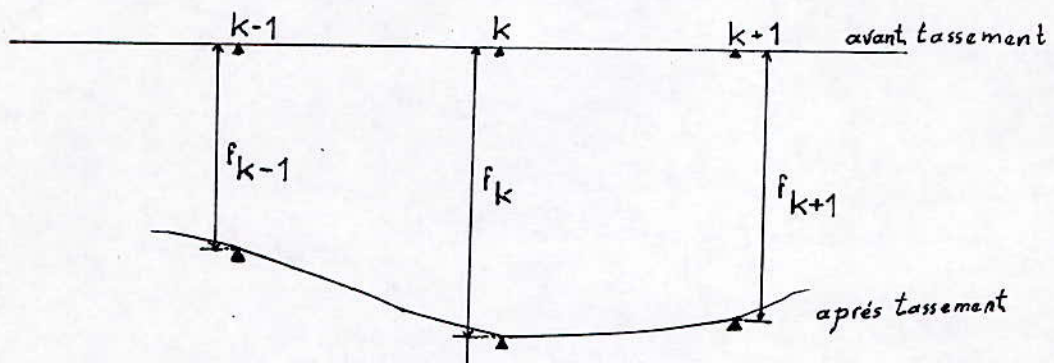
Les tassements différentiels dus essentiellement aux mauvais remblais (non homogénéité du remblai) modifient donc les contraintes normales.

Notre ouvrage étant composé de trois appuis, nous pouvons envisager quatre cas:

- Tassement de l'appui de gauche de 1 cm,
- tassement de l'appui intermédiaire de 1 cm,
- tassement de l'appui de droite de 1 cm,
- tassement simultané des deux appuis de rive.

#### VII.1. Calcul des efforts dus aux tassements d'appuis



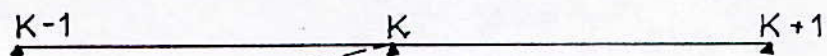


$$M_{k-1} l_k + 2 M_k (l_k + l_{k+1}) + M_{k+1} l_{k+1} =$$

$$= -6 EI \left( \frac{f_{k-1} - f_k}{f_k} + \frac{f_{k-1} - f_k}{f_{k+1}} \right)$$

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

VII.1.1. Dénivellation de l'appui (O) de 1 cm.



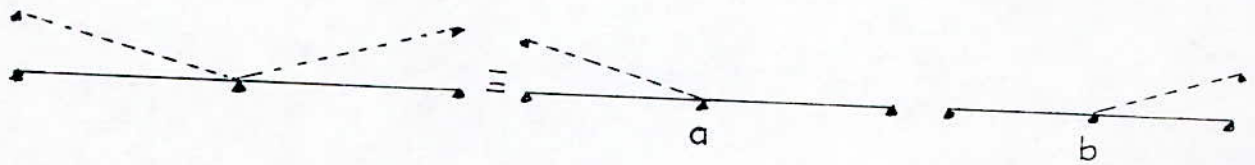
$$M_{k-1} = M_{k+1} = 0$$

$$l_{k-1} = l_{k+1} = l$$

$$f_{k-1} = 1 \text{ cm}; \quad f_{k+1} = f_k = 0$$

$$4 M_k l = -6 EI (1 / l) \Rightarrow M_k = -6 EI / 4 l^2 = - (3/2) EI / l^2$$

VII.1.2. Dénivellation de l'appui (2) de 1 cm



cas a:  $f_{k-1} = -1$ ;

$$M_{ka} = 3 E I / 2 l^2$$

cas b:  $f_{k+1} = -1, f_k = 0 = f_{k-1}$

$$M_{kb} = 3 E I / 2 l^2;$$

$$M_k = M_{kb} + M_{ka} = 3 E I / l^2$$

VII.1.3 Dénivellation de l'appui droit de 1 cm

$$M_k = - (3/2) E I / l^2$$

VII.1.4. Dénivellation simultanée des deux appuis de rive

C'est l'inverse de (VII.1.2)  $\Rightarrow M_k = - (3/2) E I / l^2$

E: module de déformation différée

$$E V = 7000 \sqrt{\sigma_{28}} = 7000 \sqrt{300} = 121243.56 \text{ kg} / \text{m}^2;$$

$$I = 2.53233 \text{ m}^2.$$

VII.2. Calcul des réactions d'appuis dues aux tassements d'appuis

a) Cas VII.1.1

$$M_1 = -79.96 \text{ t.m}$$

à l'appui 0:  $R_0 = M_1 / l = -3.33 \text{ t}$

appui 2:  $R_2 = M_1 / l = -3.33 \text{ t}$

appui 1:  $R_1 = -(R_0 + R_2) = 6.66 \text{ t.}$

b) Cas VII.1.2

$M_1 = 159.92 \text{ t.m,}$   
 $R_0 = R_2 = 6.66 \text{ t,}$   
 $R_1 = -13.33 \text{ t.}$

c) Cas VII.1.3

$M_1 = -79.96 \text{ t.m,}$   
 $R_0 = R_2 = -33 \text{ t,}$   
 $R_1 = 6.66 \text{ t.}$

d) Cas VII.1.4

$M_1 = -159.92 \text{ t.m,}$   
 $R_0 = R_2 = -6.66 \text{ t,}$   
 $R_1 = 13.33 \text{ t.}$

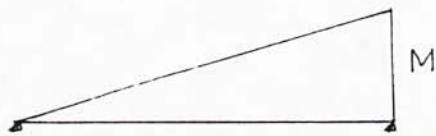
Tableau récapitulatif des résultats

	Appui 0	Appui 1	Appui 2
$M_1 \text{ (t.m)}$	- 79.96	159.92	- 79.96
$R_0 \text{ (t)}$	- 3.33	6.66	- 3.33
$R_1 \text{ (t)}$	6.66	-13.33	6.66
$R_2 \text{ (t)}$	- 3.33	6.66	- 3.33

Pour une section quelconque:

$$M = \mp 159.92 \text{ t.m}$$

$$M(x) = \mp 159.92 x / l; \text{ et la contrainte } \sigma_{s,i} = (M(x) / I) V_s, V_i$$



Contrainte engendré par le moment dû au tassement d'appui

$$* \sigma_{s,i} = \frac{M(x)}{I} V_{s,i}$$

Taleau récapitulatif des resultats

103

Sections	Moment dû à TA		Contrainte dû à TA		Contrainte dû à TA		Avide + TA		Avide + TA		Max + TA		Min + TA	
	TA <sup>+</sup> (t)	TA <sup>-</sup> (t)	$\sigma_s$ (t)	$\sigma_j$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{sj}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{sj}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (t/m <sup>2</sup> )
0.0 L	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	356.30	356.30	356.30	356.30	356.30	356.30	356.30	356.30
0.1 L	15.99	15.99	4.11	4.70	4.11	4.70	456.28	248.91	446.30	260.31	529.28	165.51	436.05	272.02
0.2 L	31.98	31.98	8.25	9.43	8.25	9.43	498.85	206.26	521.73	183.38	641.93	44.34	479.66	229.75
0.3 L	47.98	47.98	12.40	14.18	12.40	14.18	528.59	181.29	558.67	146.89	706.98	22.85	497.97	216.24
0.4 L	63.97	63.97	16.55	18.93	16.55	18.93	531.52	183.79	571.71	137.87	734.05	47.44	490.37	230.92
0.5 L	79.96	79.96	20.67	23.64	20.67	23.64	511.17	212.04	561.31	154.70	722.90	29.58	464.36	292.59
0.6 L	95.95	95.95	24.76	28.31	24.76	28.31	474.66	257.47	534.72	188.81	670.69	33.36	413.01	327.96
0.7 L	111.94	111.94	28.94	32.94	28.94	32.94	412.96	331.21	482.90	251.31	573.99	147.26	331.00	424.83
0.8 L	127.84	127.84	32.92	37.58	32.92	37.58	292.46	470.66	372.32	379.52	427.45	318.82	212.68	563.93
0.9 L	143.93	143.93	37.08	42.27	37.08	42.27	145.94	437.22	235.88	534.70	236.22	534.31	44.11	753.30
1.0 L	159.92	159.92	41.34	47.06	41.34	47.06	95.80	908.92	4.48	794.78	108.47	676.27	148.77	961.10

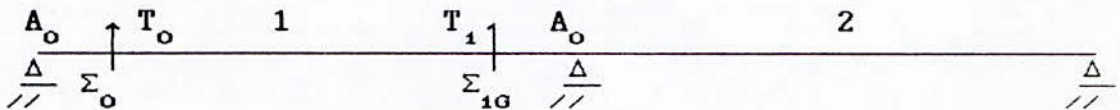
EFFORT TRANCHANT ET REACTION D'APPUI



CHAPITRE VIII  
EFFORT TRANCHANT ET RÉACTIONS D'APPUIS

VIII.1. Effort tranchant

Comme la dalle est symétrique, le calcul des efforts tranchants ne sera fait que pour une section  $\Sigma_0$  très voisine de l'appui 0 et pour une section  $\Sigma_{10}$  immédiatement à gauche de l'appui 1.



Pour la travée 1, la ligne d'influence de l'effort tranchant dans une section de cette travée, est donnée par :

$$T(x, \alpha) = \frac{du(x, \alpha)}{dx} + \frac{M_1(\alpha) - M_0(\alpha)}{l}; \quad M_0(\alpha) = 0$$

\* pour une section d'abscisse  $x_0$ , et la charge se trouvant en abscisse  $\alpha$ ;  $\alpha > x_0$ .

L'équation de la ligne d'influence  $T_0(\alpha)$  est :

$$\text{Travée 1: } T_0(\alpha) = 1 + \frac{\alpha^3 - 5\alpha l^2}{4l^3}$$

$$\text{Travée 2: } T_{10}(\alpha) = \frac{3\alpha^2 l - 2\alpha l^2 - \alpha^3}{4l^3}$$



Les aires d'influence sont données par:

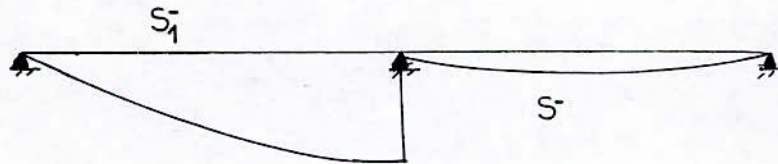
$$S_o^+ = \int_0^l \left( 1 + \frac{\alpha^3 - 5 \alpha l^2}{4 l^3} \right) d\alpha = 7 \cdot \frac{l}{16}$$

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

\*\* Pour la section  $\Sigma_{10}$  d'abscisse  $x_{10}$ ,  $0 < \alpha < x_{10}$

$$\text{Travée 1: } T_{10}(\alpha) = \frac{\alpha^3 - 5 \alpha l^2}{4 l^3}$$

$$\text{Travée 2: } T_{10}(\alpha) = \frac{3 \alpha^2 l - 2 \alpha l^2 - \alpha^3}{4 l^3}$$



Les aires d'influence sont donnés par:

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

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

VIII.1.1. Effort tranchant sous les différentes charges et surcharges

1. Charge permanente

$$T_o^+ = G ( S_o^+ + S^- ) = G ( \frac{7}{16} - \frac{1}{16} ) = \frac{3}{8} \text{ l } G = 466.9299 \text{ t}$$

$$T_{1o}^- = G ( S_1^- + S^- ) = G ( \frac{9}{16} - \frac{1}{16} ) = \frac{5}{8} \text{ l } G = -778.2165 \text{ t}$$

2. Surcharge de trottoir

Surcharge de trottoir = 150 kg / m<sup>2</sup>;

pour deux trottoirs chargés: q = 2 X 0.15 X 1.2 = 0.36 t / ml,

$$T_o^+ = q S_o^+ = 3.78 \text{ t},$$

$$T_1^- = q ( S_1^- + S^- ) = -5.4 \text{ t}.$$

3. Surcharge de type A

Étant donné que ces surcharges sont des charges ponctuelles, l'effet le plus défavorable est obtenu pour :

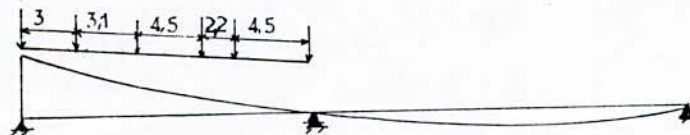
$T_o^+$  max : lorsque le 1<sup>er</sup> essieu du convoi se trouvant à l'appui A<sub>o</sub>,

$T_o^-$  min : lorsque le 1<sup>er</sup> essieu du train se trouvant à 0.8 l à droite de l'appui 1,

$T_1^-$  min : un des essieux se trouve sur l'appui A<sub>1</sub>.

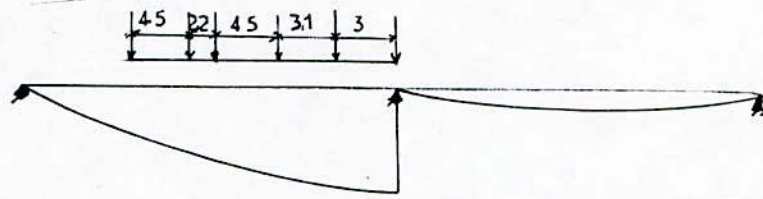
\* Surcharge A<sub>1</sub>

- Un tracteur + deux ballastières:



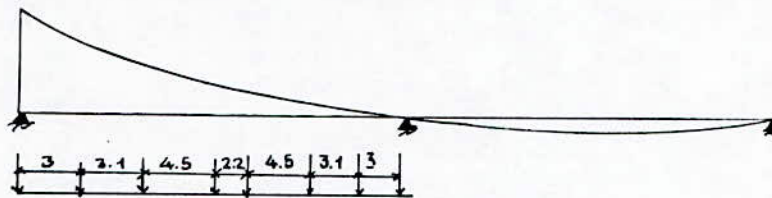
$$T_o^+ = 2 \times 1.025 \times 15 ( 1 + 0.8442 + 0.6864 + 0.4695 + 0.3713 + 0.1926 ) = 109.5913 \text{ t};$$

$$T_0^- = - 2 \times 1.025 \times 6.4476 = - 13.2305 \text{ t};$$



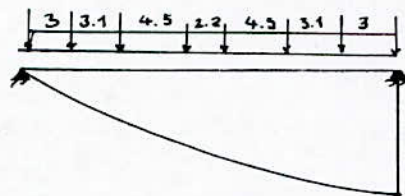
$$T_1^- = - 2 \times 1.025 ( 0.3425 + 0.5579 + 0.6544 + 0.8286 + 0.9263 + 1 ) = - 132.5537 \text{ t}.$$

- deux tracteurs + deux ballastières



$$T_0^+ = 2 \times 15 \times 1.025 \times 3.4479 = 112.7892 \text{ t};$$

$$T_0^- = - 2 \times 1.025 \times 6.698 = - 13.7443 \text{ t};$$

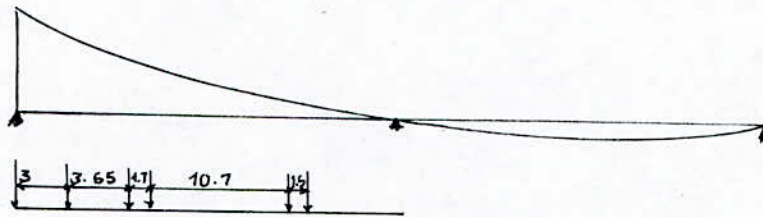


$$T_1^- = - 1.025 \times 2 \times 15 \times 3.9196 = - 120.5289 \text{ t}.$$

\* Surcharge A<sub>2</sub>

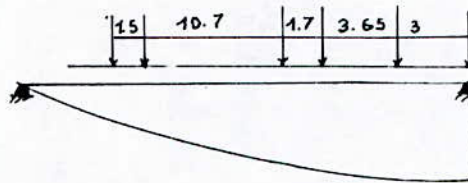


- Plate-forme + un tracteur



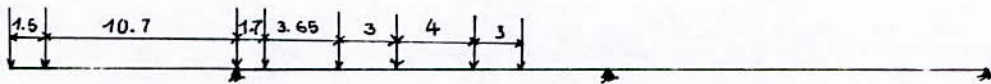
$$T_0^+ = - 2 \times 15 \times 1.025 \times 3.2983 = 101.4225 \text{ t};$$

$$T_0^- = - 2 \times 1.025 \times 15 \times 0.3543 = - 10.8937 \text{ t};$$



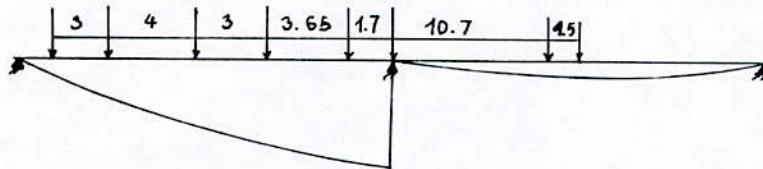
$$T_1^- = - 2 \times 1.025 \times 15 \times 3.9196 = - 120.5289 \text{ t}.$$

- Plate-forme de 60t + deux tracteurs



$$T_0^+ = 2 \times 15 \times 1.025 \times 3.8681 = 118.9431 \text{ t};$$

$$T_0^- = - 2 \times 15 \times 1.025 \times 0.4461 = - 13.717 \text{ t};$$

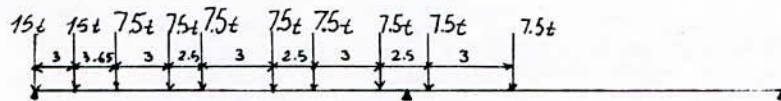


$$T_1^- = - 2 \times 1.025 \times 15 \times 4.7299 = - 145.4433 \text{ t}.$$

\* Surcharge A<sub>3</sub>

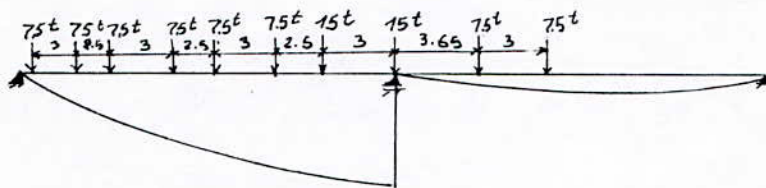
Ce type de convoi peut être composé d'une à quatre wagonnets plus un tracteur.

Pour que  $T_0^+$  et  $T_0^-$  soient max pour un convoi composé de 4 wagonnets:



$$T_0^+ = 2 \times 1.025 \times 15 \times 2.9103 = 89.4913 \text{ t};$$

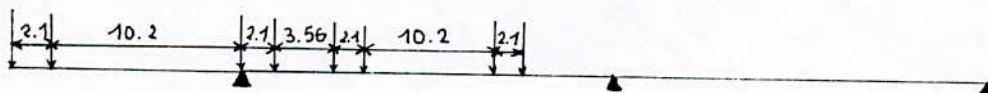
$$T_0^- = - 2 \times 1.025 \times 4.8174 = - 9.8575 \text{ t};$$



$T_1^-$  est max pour un convoi constitué de 4 wagonnets + 1 tracteur:

$$T_1^- = 2 \times 1.025 \times 15 \times 3.5056 = - 107.7963 \text{ t}.$$

4. Surcharge de Type B: " train à usage public "



( $T_0^-$  et  $T_0^+$ ) est max pour deux motrices disposées comme ci-dessous:

$$T_0^+ = 2 \times 15 \times 1.025 \times 3.4741 = 106.8287 \text{ t};$$

$$T_0^- = -2 \times 15 \times 1.025 \times 0.3223 = -9.9118 \text{ t};$$

$T_1^-$  est max pour un convoi constitué de trois motrices:

$$T_1^- = -2 \times 1.025 \times 15 \times 7.4107 = -227.8801 \text{ t}.$$

Tableau récapitulatif

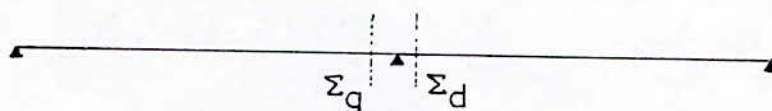
charge Appui \	G		trottoir		B		A	
	$T^{\max}$ (t)	$T^{\min}$ (t)	$T^{\max}$ (t)	$T^{\min}$ (t)	$T^{\max}$ (t)	$T^{\min}$ (t)	$T^{\max}$ (t)	$T^{\min}$ (t)
Appui 0	466.92	0	3.78	-0.54	106.82	-9.911	118.94	-13.74
Appui 1	0	-778.2	0	-5.4	0	-227.8	0	-145.4

### VIII.2. Réaction d'appui

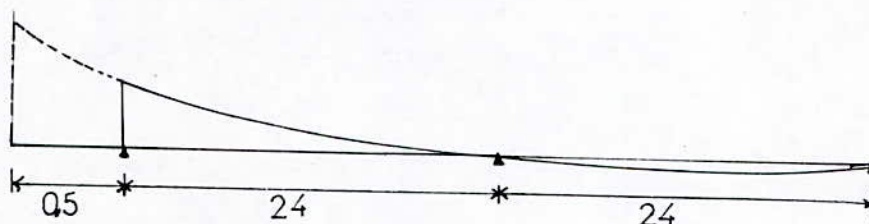
Pour la détermination des réactions d'appui, on tiendra compte des charges placées aux abouts.

Pour les appuis 0 et 2, les équations des lignes d'influence des réactions d'appui sont identiques à celles des efforts tranchants au voisinage des appuis.

Pour l'appui 1, la ligne d'influence est obtenue en faisant la somme entre la ligne d'influence du tranchant en  $\Sigma_d$  et de  $\Sigma_g$ .

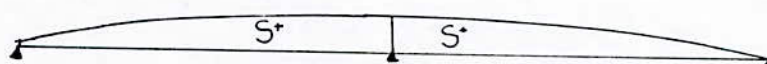


Ligne d'influence de la réaction "0"



L'aire à l'about S = 0.4935.

Ligne d'influence de la réaction "1"



$$R_1(\alpha) = - \left( \frac{\alpha^3 - \alpha l^3}{4 l^3} \right) - \left( \frac{\alpha^3 - 5 \alpha l^2}{4 l^3} \right) = \frac{6 \alpha l^2 - 2 \alpha^3}{4 l^3}$$

$$S = 2 S^* = 2 \times \int_0^l R_1(\alpha) d\alpha = \frac{5 l}{8} \times 2.$$



### VIII.2.1. Calcul des réactions

#### A. Réaction à l'appui "0"

##### 1) Charge permanente

$$R_o = T_o^+ + S \times G = 466.9299 + 0.4935 \times 51.8811 = 492.5332 \text{ t.}$$

##### 2) Charge trottoir

$$R_o = T_o + S \times q = 3.78 + 0.4935 \times 0.36 = 3.9577 \text{ t.}$$

##### 3) Surcharge de type A: "train de travaux"

###### a) Charge $A_1$

\* Tracteur + deux ballastières

La même disposition que celle de  $T_o^+$ , sauf que le dernier essieu se trouve à l'about de 0.50 m:

$$R_o = 2 \times 1.025 \times 15 \times ( 1.026 + 0.8701 + 0.7115 + 0.4926 + 0.3930 + 0.2108 ) = 113.8977 \text{ t.}$$

\* Deux tracteurs + deux ballastières

La même disposition que pour un tracteur + 2 ballastières:

$$R_o = 2 \times 1.025 \times 15 \times ( 1.026 + 0.8701 + 0.7115 + 0.4926 + 0.3930 + 0.2108 + 0.1061 + 0.0245 ) = 117.9114 \text{ t.}$$

###### b) Charge $A_2$

\* Une plate-forme de 60t + un tracteur

$$R_o = 2 \times 1.025 \times 15 \times ( 1.026 + 0.8701 + 0.6839 + 0.5999 + 0.1493 + 0.1015 ) = 105.4935 \text{ t.}$$

\* Une plate-forme de 60t + deux tracteurs

$$R_o = 2 \times 1.025 \times 15 \times ( 1.026 + 0.9375 + 0.7495 + 0.5999 + 0.4129 + 0.2858 ) = 123.3571 \text{ t.}$$

c) Charge A<sub>3</sub>

\* Deux wagonnets + 1 tracteur

$$R_o = 2 \times 1.025 \times (15 \times (1.026 + 0.8701) + 7.5 (0.6914 + 0.5444 + 0.4285 + 0.2999 + 0.2034 + 0.103 + 0.0341 - 0.0384)) = 92.8702 \text{ t.}$$

4) Surcharge de type B: "train à usage public"

$$R_o = 2 \times 1.025 \times 15 \times (1.026 + 0.9197 + 0.7337 + 0.6288 + 0.1869 + 0.1166) = 110.970 \text{ t.}$$

B. Réaction à l'appui "1"

1) Charge permanente

$$R_1 = - G \times S = - 51.8811 \times 15 \times 2 = - 1556.433 \text{ t.}$$

2) Surcharge trottoir

$$R_1 = - q \times S = 0.36 \times 2 \times 15 \times 15 = 10.8 \text{ t.}$$

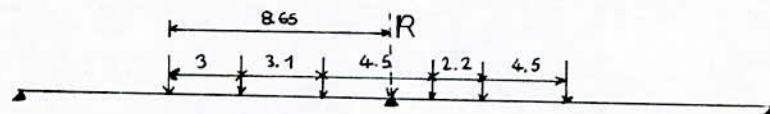
3) Surcharge de type A

a). Charge A<sub>1</sub>

\* Tracteur + deux ballastières

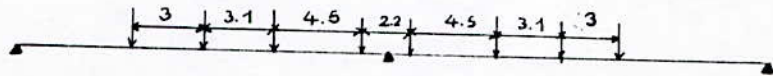
La réaction maximale pour l'appui 1 est obtenue quand la résultante des charges correspondantes aux essieux du convoi passe par l'appui.

$$T_1^- = 2 \times 15 \times 1.025$$



$$T_1' = 2 \times 1.025 \times 15 \times (0.8266 + 0.9234 + 0.9837 + 0.9898 + 0.4526 + 0.7817) = 167.8874 \text{ t.}$$

\* deux tracteurs + deux ballastières



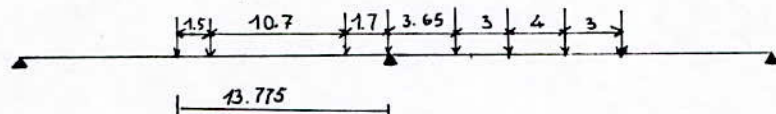
$$T_1 = 2 \times 1.025 \times 15 \times ( 0.7014 + 0.8267 + 0.9247 + 0.9969 + 0.9968 + 0.9120 + 0.7791 + 0.5856 ) = 206.7377 \text{ t.}$$

b). Charge A<sub>2</sub>

\* Plate-forme + un tracteur

$$T_1 = 2 \times 1.025 \times 15 \times ( 0.7643 + 0.8761 + 0.9675 + 0.9006 + 0.7750 + 0.6858 ) = 155.5758 \text{ t.}$$

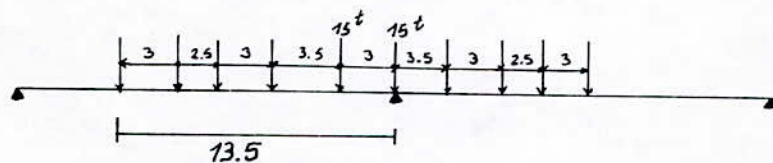
\* Plate-forme + deux tracteurs



$$T_1 = 2 \times 1.025 \times 15 \times ( 0.6004 + 0.6745 + 0.9937 + 1 + 0.9609 + 0.5692 + 0.6524 + 0.4113 ) = 189.4950 \text{ t.}$$

c). Charge A<sub>3</sub>

\* Wagonnets + un tracteur



$$T_1 = 2 \times 1.025 [ 7.5(0.6144 + 0.7548 + 0.8519 + 0.9394 + 0.9304 + 0.8148 + 0.671 + 0.4364) + 15(0.9943 + 0.9940) ] = 153.590 \text{ t.}$$

4) Surcharge de type B

$R_1$  est max pour un convoi constitué de 03 motrices avec 10 essieux se trouvant sur le pont.

$$T_1 = 2 \times 1.025 \times 15 \times ( 0.3074 + 0.4302 + 0.8937 + 0.9482 + 0.9972 + 0.8971 + 0.6189 + 0.4498 + 0.0805 ) = 175.9808 \text{ t.}$$

Tableau récapitulatif des réactions d'appui

	Charge permanente (t)	charge trottoir (t)	Surcharge A (t)	Surcharge B (t)
$R_0$	492.5332	3.9577	123.3571	110.970
$R_1$	1556.433	10.80	206.7377	175.9803

Ligne d'influence du coefficient de répartition de la réaction d'appui  $\varepsilon_\alpha$

$$\alpha^* = 0.85; \theta^* = 0.25$$

$$- \text{Si } |y| + |e| \leq 3b / 4 \longrightarrow \varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \alpha$$

$$- \text{si } |y| + |e| > 3b / 4 \longrightarrow \varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \sqrt{\alpha}$$

$y \setminus e$	- b	-3b / 4	-b / 2	-b / 4	0	b / 4	b / 2	3b / 4	b
0	0.0975	0.1280	0.1563	0.1889	0.2282	0.1889	0.1563	0.1280	0.0975
b / 4	0.0837	0.1078	0.1295	0.1583	0.1919	0.2322	0.1937	0.1537	0.1190
b / 2	0.0772	0.0972	0.1243	0.1387	0.1686	0.2032	0.2106	0.2044	0.1495
3b / 4	0.0779	0.0955	0.1153	0.1342	0.1567	0.1823	0.2119	0.2461	0.1907
b	0.0862	0.1023	0.1190	0.1367	0.1556	0.1760	0.1979	0.2210	0.2948

Tableau récapitulatif des coefficients  $\overline{\varepsilon}_\alpha$

Les valeurs des coefficients  $\overline{\varepsilon}_\alpha$  sont données pour chaque type de charge :

	$\setminus$ fibre y	0	b / 4	b / 2	3b / 4	b
surcharg e (A ou B)	au niveau de la culée	0.2096	0.1791	0.1675	0.1488	0.1473
	au niveau de la pile	0.1641	0.1800	0.1585	0.1694	0.1635
charge permanente		0.2784	0.1326	0.1307	0.1567	0.1804
surcharge trottoir		0.1685	0.1646	0.1863	0.2324	0.2985

Tableau récapitulatif des réactions d'appui tenant compte des coefficients  $\overline{\varepsilon}_\alpha$

	Charge permanente (t)	charge trottoir (t)	Surcharge A (t)	Surcharge B (t)
$R_0$	137.1212	1.1814	25.8556	23.2593
$R_1$	433.3109	2.5099	37.2128	31.6765

EFFORT TRANCHANT DANS LA DAILE

CHAPITRE IX  
EFFORT TRANCHANT DANS LA DALLE

IX.1. Effet de relevage des câbles

On prend en compte la composante <sup>verticale</sup>  $V$  de la force de contrainte:

$$V = F \sin \alpha ;$$

$\alpha$  est exprimé en radians;  $F$  est la force de précontrainte au temps  $t_{\infty}$ ;  $\alpha$  est la déviation du câble.

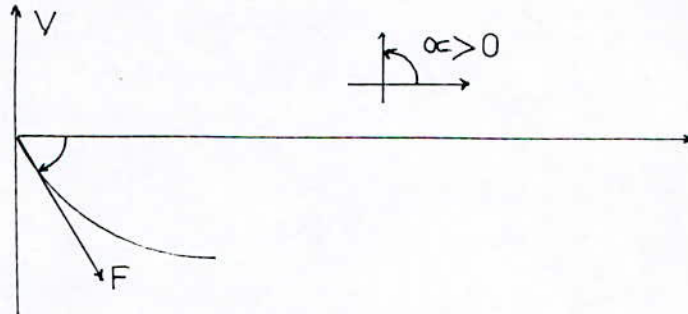


Tableau donnant l'effort vertical  $V$

Section	$\alpha$ (radians)	$F(t)$	$V(t)$
0.0 1	- 0.0627	5283.53	- 331.06
0.1 1	- 0.0468	5330.70	- 249.39
0.2 1	- 0.03044	5383.80	- 163.86
0.3 1	- 0.01818	5435.74	- 98.82
0.4 1	0	5477.12	0
0.5 1	0.014	5511.17	77.15
0.6 1	0.03064	5536.06	169.60
0.7 1	0.0409	5557.82	227.25
0.8 1	0.05358	5586.27	290.17
0.9 1	0.075	5568.42	417.24
1.0 1	0.065	5545.96	360.23

IX.2. Effort tranchant hyperstatique du au tracé du câble

- à la phase en service en 90 J:

$$T_H = M H_{90} / e = 919.230 / 24 = 38.3012 \text{ t};$$

- à la phase infinie à 90 J:

$$T_H = M H \omega / e = 862.95 / 24 = 35.9562 \text{ t.}$$

	Appuis (0) et (1) gauche ( t )	Appuis (0) et (1) droite ( t )
à 90 J	38.3012	- 38.3012
à l'infini	35.9562	- 35.9562

Combinaison des efforts

$$G + \text{Max} (A, B) + T_H + T_r$$

$$90 \text{ J} \longrightarrow T_o^+ = 466.9299 + 3.78 + 118.9431 + 38.3012 = 627.95 \text{ t,}$$

$$T_i^- = - 778.2165 - 5.4 - 227.8801 - 38.3012 = - 1049.80 \text{ t.}$$

Effort tranchant défavorable sur appuis

$$G + \text{Max} (A, B) + T_{r \text{ max}} + ET_{\text{max}}$$

Appui 0:  $T_o^{\text{max}} = 589.65 \text{ t,}$

Appui 1:  $T^{\text{max}} = - 778.2165 \text{ t}$

$$ET_{\text{min}}: G + \text{min}(A, B) + T_{r \text{ min}}$$

Appui 0:  $T_{\text{min}} = 452.45 \text{ t}$

Appui 1:  $T_{\text{min}} = - 1011.50 \text{ t.}$

Pour des sections en travée les efforts tranchants seront déterminés par interpolation linéaire.

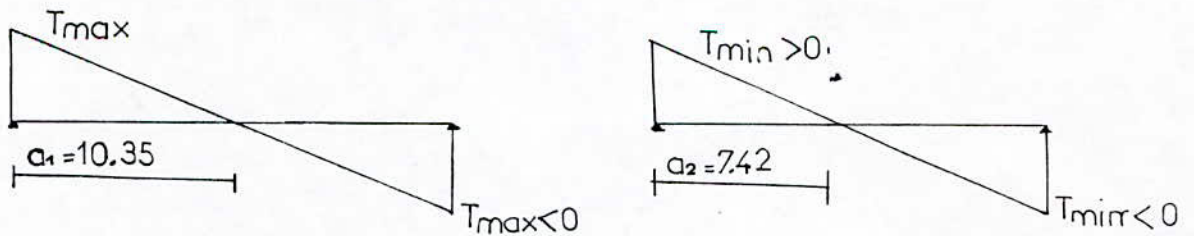


Tableau de la courbe enveloppé des efforts tranchants

La combinaison donnant les efforts tranchants extrêmes est la suivante:

$$T^{\text{max}} + T_{H \infty} + V ; T^{\text{min}} + T_{H \infty} + V.$$



Section	Efforts tranchants sous divers charges				Courbe enveloppe	
	Surcharges		Précontraintes		Effort tranchant	
	$T^{\max}(t)$	$T^{\min}(t)$	$T_H(t)$	$V(t)$	$T^{\max}(t)$	$T^{\min}(t)$
0.0 l	589.65	452.45	35.9562	-331.06	294.54	157.35
0.1 l	452.92	306.10	35.9562	-249.39	239.49	92.67
0.2 l	316.19	159.76	35.9562	-163.86	188.29	31.86
0.3 l	179.46	13.41	35.9562	-98.82	116.60	-49.45
0.4 l	42.73	-133.16	35.9562	0	78.69	-97.20
0.5 l	-94.07	-279.75	35.9562	77.15	19.04	-116.64
0.6 l	-230.90	-426.34	35.9562	169.60	-25.17	-220.78
0.7 l	-367.73	-572.94	35.9562	227.25	-104.52	-309.73
0.8 l	-504.56	-719.53	35.9562	299.17	-169.43	-384.40
0.9 l	-641.39	-866.13	35.9562	417.24	-188.19	-412.93
1.0 l	-778.216	-1011.50	35.9562	-360.23	-382.03	-615.31

### Contrainte de cisaillement du béton - répartition des étriers

Le calcul se ferait au temps infini

#### a) Cisaillement du béton

Soit  $T$ , l'effort tranchant externe; la contrainte de cisaillement du béton au niveau de son CDG est donnée par:

$$\tau_b = \frac{T \cdot n}{I \cdot b} \quad ; \text{ avec:}$$

$m$ : moment statique par rapport à un axe horizontal passant par le CDG de la partie située au dessus ;

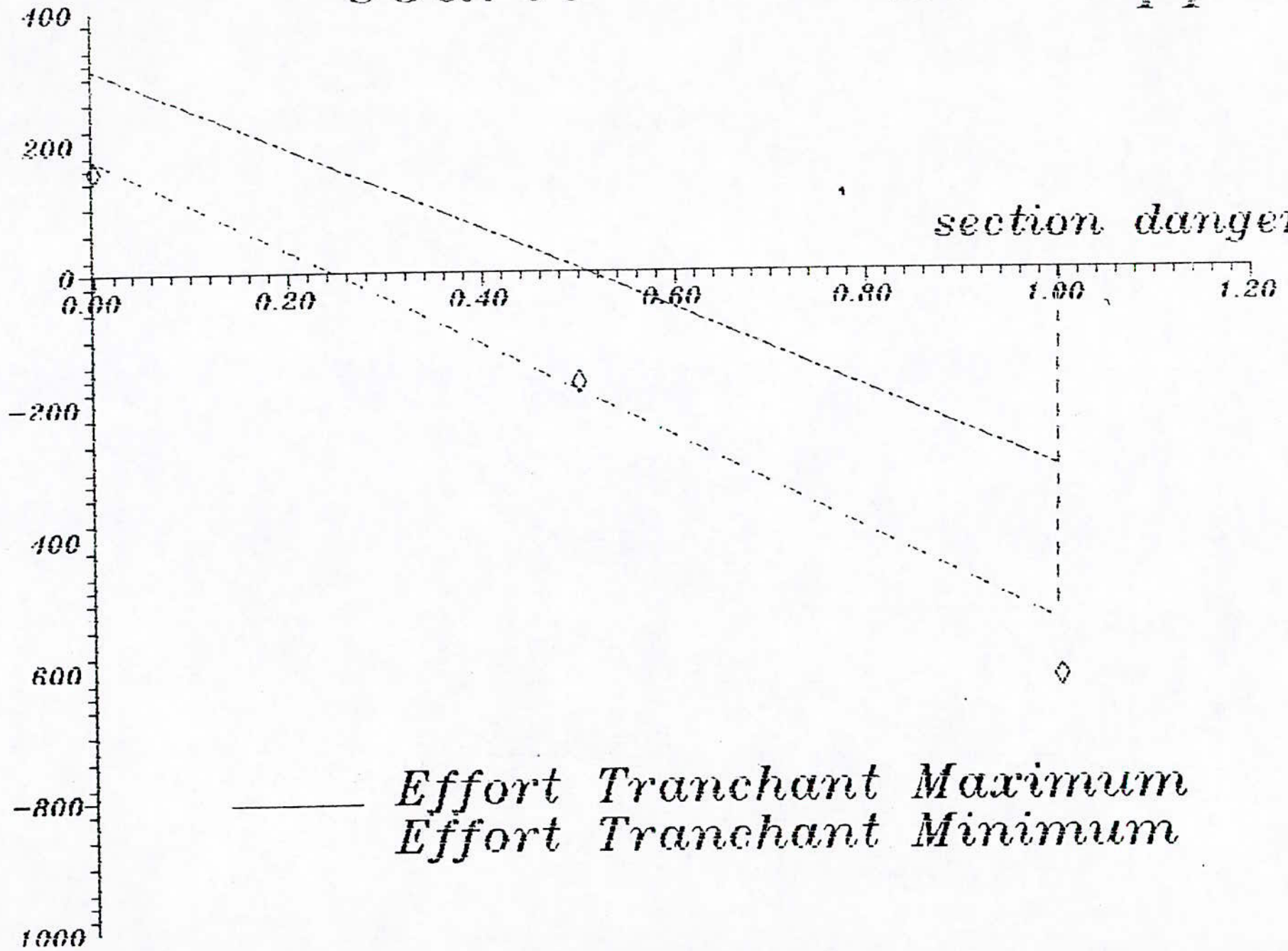
$I$ : moment d'inertie de la section nette;

$b$ : largeur de la dalle prise au niveau de son CDG, les trous des gaines étant déduites s'ils sont voisins de la fibre moyenne.

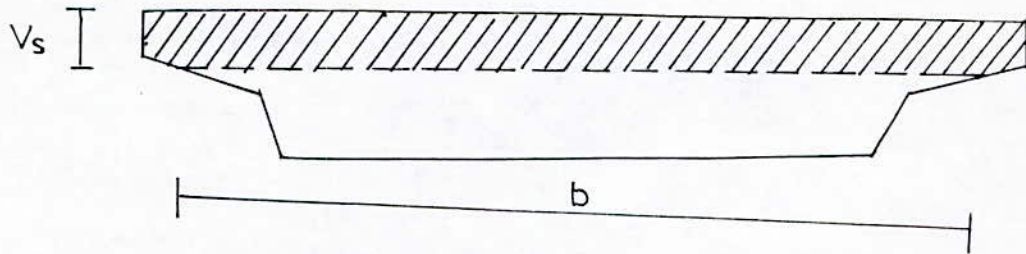
*Courbe*

*Enveloppe*

*Effort Tranchant [t]*



— Effort Tranchant Maximum  
— Effort Tranchant Minimum



Contrainte de cisaillement admissibles  $\overline{\tau}_b$ ;

Nous devons vérifier en chaque section que:

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b$$

avec:

$\overline{\tau}_b$  contrainte de cisaillement admissible donnée par la formule de Chalos et Beteille qui est:

$$\overline{\tau}_b = \sqrt{(\overline{\sigma}_b' / \sigma_b) (\overline{\sigma}_b - \sigma_g) (\overline{\sigma}_b' + \sigma_g)}$$

ou:

$\sigma_g$ : contrainte de compression du béton au niveau du CDE de la section,  $\sigma_g = F / S$  ;

$$\overline{\sigma}_b = 0.42 \sigma_{28} = 1260 \text{ t / m}^2 ;$$

$$\overline{\sigma}_b' = 0.42 \sigma_{28}' = 0.42 [ 70 + (b / 100) \sigma_{28} ] = 105 \text{ t / m}^2$$

b) Contrainte de traction admissible des étriers

$\overline{\sigma}_a' = \rho_a' \sigma_{en}'$  ou:  $\sigma_{en}' = 42000 \text{ t / m}^2$ : contrainte nominale des aciers HA;

les sections ne comportent pas de reprise de bétonnage; donc  $\rho_a'$  est donné par:

$$\rho_a' = 1 - \frac{1}{3} \left( \tau_b / \overline{\tau_b} \right)^2$$

par :

En admettant que les fissures éventuelles se produisent parallèlement à la direction de la contrainte principale extrême de compression au niveau du centre de gravité, ces fissures délimitent des bielles de béton.  $(\tau_b / \overline{\tau_b}) \leq 4 \sigma_{b, \min}$

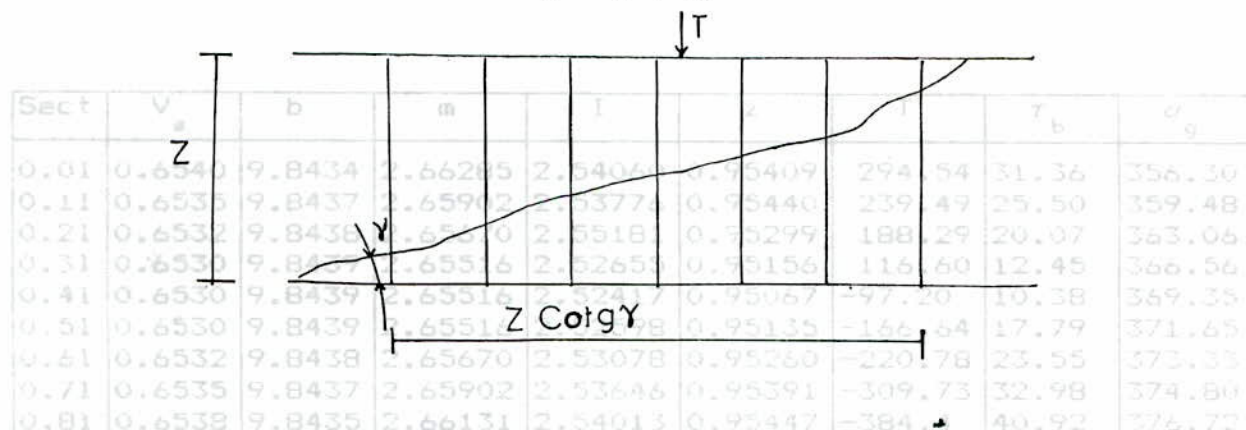
Soit  $\gamma$  l'angle que fait les bielles avec la fibre moyenne;  $\tau_b$  la contrainte de cisaillement qui s'exerce au niveau du centre de gravité.  $\gamma$  est donné par la relation:

$b_{\min}$  : largeur brute de la dalle au niveau CG; on fera ces calculs pour chaque section et les résultats sont résumés sous forme de tableaux.

$$\operatorname{tg} 2\gamma = \frac{2 \tau_b}{\sigma_b}$$

La hauteur de la fissure est prise égale au bras de levier qui a servi pour le calcul de la contrainte  $\tau_b$ :

$$z = I / m$$



Soit  $z \cotg \gamma$ , la projection horizontale de la fissure, la section d'étriers au mètre linéaire de tablier pour toute la largeur du pont est:

$$w = \frac{T}{\sigma_a' \cdot z \cdot \cotg \gamma}$$

L'espacement maximum  $t$  de cours successifs d'étriers est limité

par:

$$\min \left\{ \begin{array}{l} h_t (1.25 - 0.95 (\tau_b / \overline{\tau_b})) \\ b_{c \min} (5 - 2 (\tau_b / \overline{\tau_b})) \leq 4 b_{o \min} \end{array} \right.$$

ou:

$h_t$  : la hauteur totale de la section considérée,

$b_{o \min}$  : largeur brute de la dalle au niveau CDG; on fera ces calculs pour chaque section et les résultats sont résumés sous forme de tableaux.

Sect	$V_s$	b	m	I	z	T	$\tau_b$	$\sigma_g$
0.01	0.6540	9.8434	2.66285	2.54060	0.95409	294.54	31.36	356.30
0.11	0.6535	9.8437	2.65902	2.53776	0.95440	239.49	25.50	359.48
0.21	0.6532	9.8438	2.65670	2.55181	0.95299	188.29	20.07	363.06
0.31	0.6530	9.8439	2.65516	2.52655	0.95156	116.60	12.45	366.56
0.41	0.6530	9.8439	2.65516	2.52417	0.95067	-97.20	10.38	369.35
0.51	0.6530	9.8439	2.65516	2.52598	0.95135	-166.64	17.79	371.65
0.61	0.6532	9.8438	2.65670	2.53078	0.95260	-220.78	23.55	373.33
0.71	0.6535	9.8437	2.65902	2.53646	0.95391	-309.73	32.98	374.80
0.81	0.6538	9.8435	2.66131	2.54013	0.95447	-384.4	40.92	376.72
0.91	0.6542	9.8433	2.66439	2.53915	0.95299	-412.39	43.99	375.51
1.01	0.6547	9.8430	2.66824	2.53233	0.94906	-615.31	65.87	374.00

Sect	$\tau_b$ (t/m <sup>2</sup> )	tg $\gamma$	$\overline{\sigma}_a$ (t/m <sup>2</sup> )	w (cm <sup>2</sup> )	t (m)
0.01	186.39	0.08734	41603.69	6.4809	1.53
0.11	186.70	0.07058	41738.83	4.2432	1.57
0.21	187.08	0.05511	41838.87	2.6025	1.61
0.31	187.37	0.03393	41938.19	0.9914	1.66
0.41	187.63	0.02808	41957.15	0.6843	1.68
0.51	187.85	0.04776	41874.44	1.9978	1.62
0.61	188.00	0.06283	41780.32	3.4853	1.58
0.71	188.13	0.08732	41569.76	6.8204	1.52
0.81	188.30	0.10737	41338.85	10.4603	1.46
0.91	188.19	0.11558	41235.03	12.1452	1.44
1.01	188.06	0.17097	40282.45	27.5172	1.28

Vérification à la rupture vis à vis de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement à la rupture est donnée par une majoration de 80 % de la contrainte de cisaillement sous les surcharges:

$$\tau_{br} = 1.8 \tau_b = 1.8 T.m / I.b$$

On détermine la contrainte admissible de cisaillement  $\overline{\tau}_{br}$  par la même condition de Chalot et Beteille, déduite de la précédente en remplaçant  $\overline{\sigma}_b$  par  $\sigma_{2\theta}$  et  $\overline{\sigma}'_b$  par  $\sigma'_{2\theta}$ , d'où:

$$\overline{\tau}_{br} = \sqrt{\left( \frac{\sigma'_{2\theta}}{\sigma_{2\theta}} \right) (\sigma_{2\theta} - \sigma_g) (\sigma'_{2\theta} + \sigma_g)}$$

ou:

$\sigma_g$  : contrainte de compression au niveau du CDG.

$$\sigma'_a = \frac{T_r \operatorname{tg} \gamma}{z \cdot w} = \frac{1.8 T \operatorname{tg} \gamma}{z \cdot w}$$

On remarque dans le tableau ci-dessous, en chaque section considérée, la contrainte de traction des aciers transversaux ne vérifie pas la condition:  $\sigma'_a \leq 1.2 \sigma'_{en}$ . On procédera donc à un autre calcul d'aciers transversaux (étriers).

$$\tau_{br} = 1.8 \tau_b$$

$$\overline{\tau}_{br} = \sqrt{\left( \frac{\sigma'_{2\theta}}{\sigma_{2\theta}} \right) (\sigma_{2\theta} - \sigma_y) (\sigma'_{2\theta} + \sigma_y)}$$

$$\sigma'_a = \frac{1.8 T \operatorname{tg} \gamma}{z \cdot w}$$

section	$\tau_{br} (t/m^2)$	$\bar{\tau}_{br} (t/m^2)$	$tg \gamma'$	$\alpha_a' (t/m^2)$	$w (cm^2)$	$t (m)$
0.0 1	56.45	365.48	0.15464	74886.81	17.0498	1.54
0.1 1	45.90	366.21	0.12566	75130.73	11.2615	1.58
0.2 1	36.13	367.04	0.09855	75309.73	6.9540	1.62
0.3 1	22.41	367.84	0.06091	75373.32	2.6656	1.67
0.4 1	18.68	368.48	0.05045	75335.28	1.4822	1.68
0.5 1	32.02	369.00	0.08553	75374.38	5.3506	1.63
0.6 1	42.39	368.38	0.11212	75205.32	9.2806	1.60
0.7 1	59.36	369.71	0.15459	74825.93	17.9267	1.54
0.8 1	73.66	370.14	0.18858	74410.19	27.1243	1.49
0.9 1	79.18	369.87	0.20224	74223.02	31.2966	1.47
1.0 1	118.57	369.53	0.29031	72508.43	67.2209	1.32



MOMENTS TRANSVERSAUX

Les surcharges placées sur les encorbellements se traduisent par l'existence aux sections  $S_{1g}$ ,  $S_{1d}$ , d'un moment fléchissant ( $M_{1g}, M_{1d}$ ) et d'un effort tranchant ( $T_{1g}, T_{1d}$ ) dont leurs effets se répercutent dans la dalle centrale.

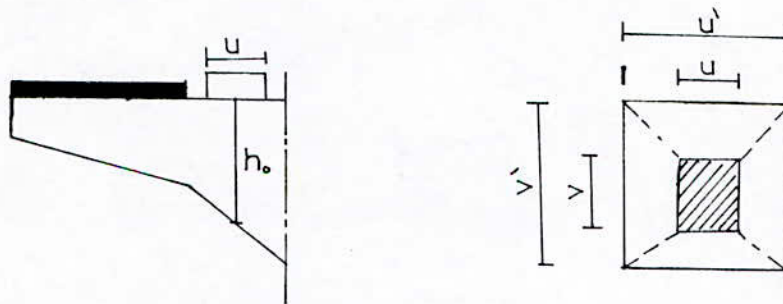
Remarque:

Pour évaluer ces effets, nous ne tenons pas compte " de l'effet de dalle ", dû à la participation des encorbellements à la flexion longitudinale de l'ouvrage; cette hypothèse joue d'ailleurs dans le sens de la sécurité; par contre, l'étalement des surcharges est pris en compte tant longitudinalement que verticalement.

X.1.1. Etalement des surcharges

Soient  $u$  et  $v$ , les côtés du rectangle d'impact des surcharges ponctuelles; avec  $v$  parallèle aux bords libres de la dalle.

Etalement vertical



On en déduit le rectangle d'impact après diffusion par les relations:

$$u' = u + h_0 + 1.5 e_r$$

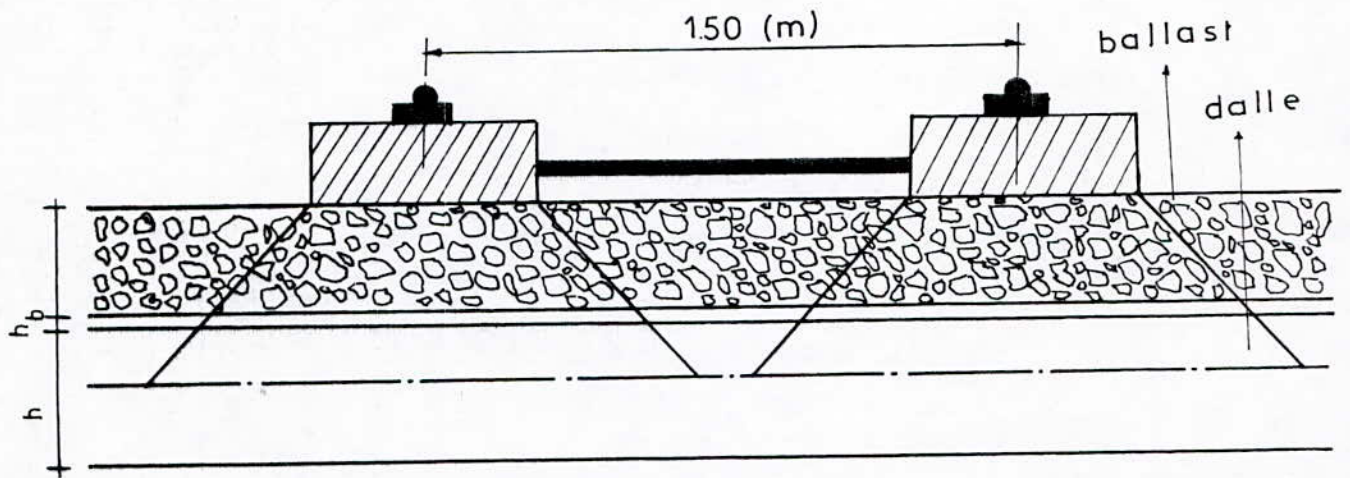
$$v' = v + h_0 + 1.5 e_r$$

$h_0$  : hauteur de la structure,

$e_r$  : épaisseur du revêtement.

On considère une diffusion dans le ballast et la dalle 1/1 :

$$h_0 = h/2 + h_b$$



Etalement longitudinal

$$c = v' + 2 d; d = ( 1.5 + 0.25) - u' = 0.875 \text{ m};$$

$$c = v' + 2 d = 2.625 \text{ m}.$$

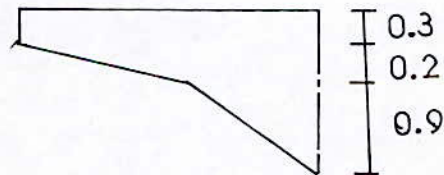
X.1.2. *Calcul des efforts dans les sections d'encastrement sous différentes charges et surcharges*

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

Poids propre et superstructure

a) poids propre:

On trouve après calcul :  $p = 2.0938 \text{ t / ml}$  et  $x_g = 0.7015 \text{ m}$ .



b) Superstructure:

	Trottoir	Corniche	Equipement	Total
Poids(t/ml)	2.2229	1.1319	1.6	4.9548
$X_g$ (m)	1.1	1.6725	0.275	0.9644

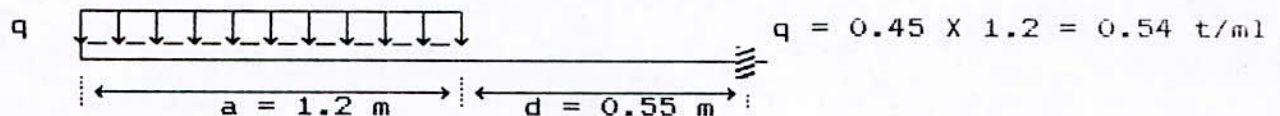
Le poids total de l'ensemble ( poids propre + superstructure):

$$M_{1G} = - 4.9548 \times 0.9644 - 2.0938 \times 0.7015 = - 6.2472 \text{ tm / ml};$$

$$M_{1d} = M_{1G} = - 6.2472 \text{ tm / ml};$$

$$T_{1G} = - 4.9548 - 2.0938 = - 7.0486 = - T_{1d}.$$

Efforts d0s aux surcharges trottoirs



$$M_s = - q ((a / 2) + d) = - 0.621 \text{ tm / ml}$$

$$T_s = - 0.54 \text{ t / ml}.$$

Efforts d0s aux surcharges des trains

D'après le tracé des voies, on voit que les essieux des trains ne se placeront jamais sur les encorbellements ; donc ils n'auront aucune sollicitation dans les encorbellements.

## X.2. Moments apportés dans la dalle centrale sur l'encorbellement

Si  $M_1$  et  $T_1$  sont respectivement les moments fléchissants et les efforts tranchants dans la section d'encastrement, le moment transversal dans une fibre quelconque de la dalle est donné par:

### a) Charges placées sur l'encorbellement gauche

$$M(x,y) = \frac{4b}{\pi} \left[ M_{1g} \sum_n \frac{1}{n} \left( \frac{d\mu}{dy} \right)_{sig} \sin \frac{n\pi c}{2a} \sin \frac{n\pi d}{2a} \sin \frac{n\pi x}{2a} + T_{1g} \sum_n \frac{1}{n} (\mu_n)_{sig} \sin \frac{n\pi c}{2a} \sin \frac{n\pi d}{2a} \sin \frac{n\pi x}{2a} \right]$$

### b) Charges placées sur l'encorbellement droit

$$M(x,y) = \frac{4b}{\pi} \left[ M_{1d} \sum_n \frac{1}{n} \left( \frac{d\mu}{dy} \right)_{sid} \sin \frac{n\pi c}{2a} \sin \frac{n\pi d}{2a} \sin \frac{n\pi x}{2a} + T_{1d} \sum_n \frac{1}{n} (\mu_n)_{sid} \sin \frac{n\pi c}{2a} \sin \frac{n\pi d}{2a} \sin \frac{n\pi x}{2a} \right]$$

avec:

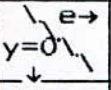
- \*  $(\mu_n)_s$ : Ordonnée de la ligne d'influence du coefficient transversal pour la fibre considérée au niveau de la section;
- \*  $(d\mu_n / dy)$ : pente de la tangente à la courbe  $\mu_n$  de la fibre de la section;
- \*  $b$ : demi-largeur équivalente;
- \*  $(M_{1g}, T_{1g}), (M_{1d}, T_{1d})$ : sont des efforts dans la section d'encastrement gauche et droite;
- \*  $c$ : demi-diffusion longitudinale;
- \*  $d$ : position longitudinale du centre de gravité de la surcharge;
- \*  $x$ : abscisse de la section considérée.

Tableau donnant les lignes d'influences des coefficients de répartition transversale

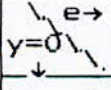
- 1<sup>ere</sup> harmonique  $\theta = 25$ ,  
 2<sup>eme</sup> harmonique  $3\theta = 75$ ,  
 3<sup>eme</sup> harmonique  $5\theta = 125$ .

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

Fibre 1 (  $y = 0$  ):

	- b	-3b/4	- b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
harm1	-0.17	-0.094	-0.0076	0.075	0.2008	0.075	-0.0075	-0.0914	-0.17
harm2	-0.0388	-0.0298	-0.0146	0.0208	0.1052	0.0208	-0.0146	-0.0298	-0.0388
harm3	-0.007	-0.0092	-0.0103	0.0005	0.0656	0.0005	-0.0103	-0.0092	-0.0007

Fibre 2 (  $y = b/4$  ):

	- b	-3b/4	- b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
harm1	-0.1514	-0.0988	-0.0426	0.0212	0.0973	0.1916	0.0583	-0.0394	-0.1693
harm2	-0.026	-0.0245	-0.021	-0.0098	0.0223	0.1034	0.0147	-0.0272	-0.0528
harm3	-0.0028	-0.0049	-0.0078	-0.0097	0.0007	0.0653	-0.0104	-0.0125	-0.0138

Fibre 3 (  $y = b/2$  ):

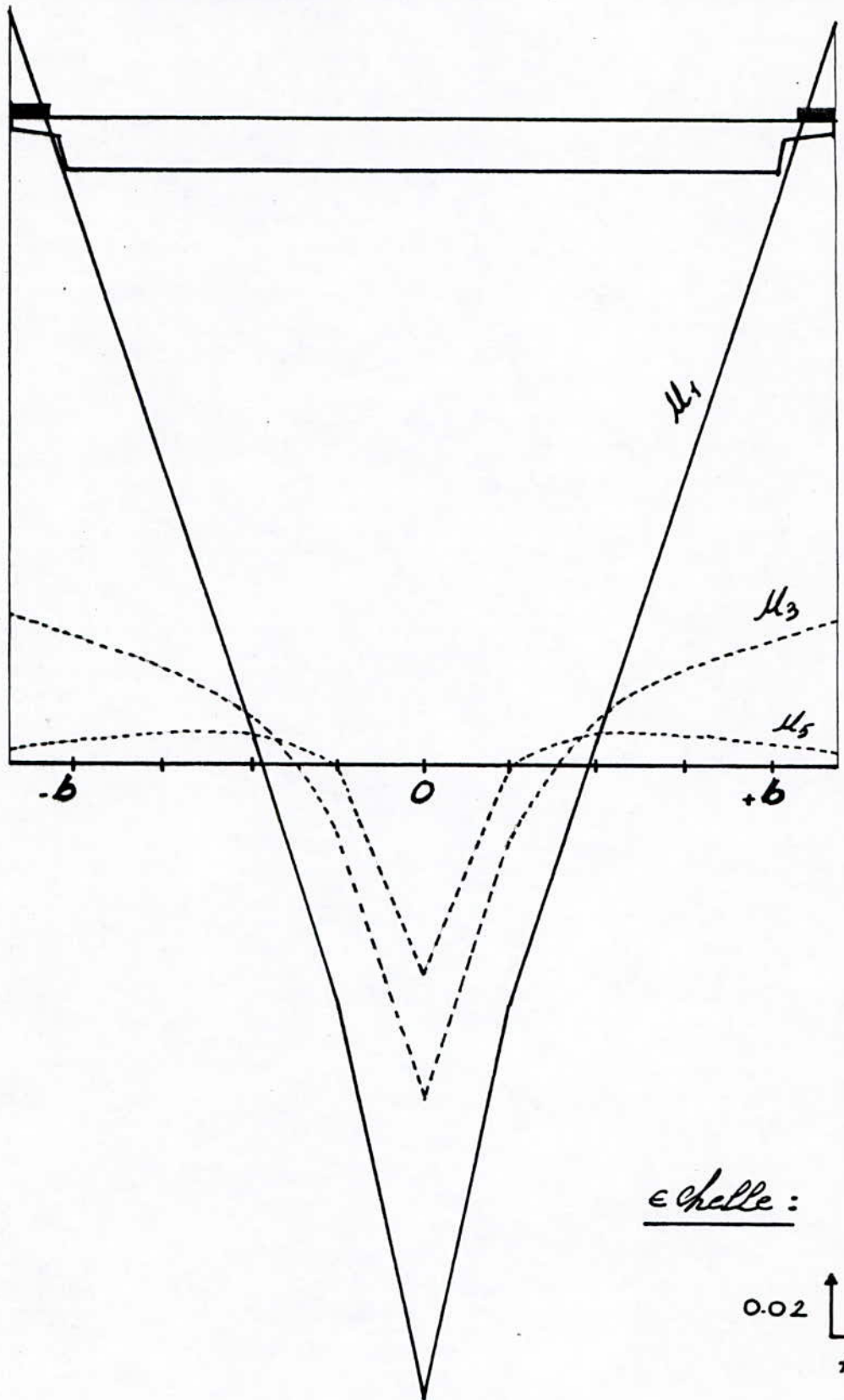
$\begin{array}{l} \swarrow e \rightarrow \\ y=0 \\ \downarrow \end{array}$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	$0$	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	$b$
harm1	-0.1162	-0.0849	-0.0515	-.0134	0.0323	0.0892	0.0619	0.0032	-0.1451
harm2	-0.016	-0.0171	-0.018	-.0168	-.0079	0.021	0.0966	-0.0022	-0.0629
harm3	-0.0011	-0.0023	-0.0044	-.0075	-.0095	0.0005	0.0636	-0.0066	-0.287

Fibre 4 (  $y = 3b/4$  ):

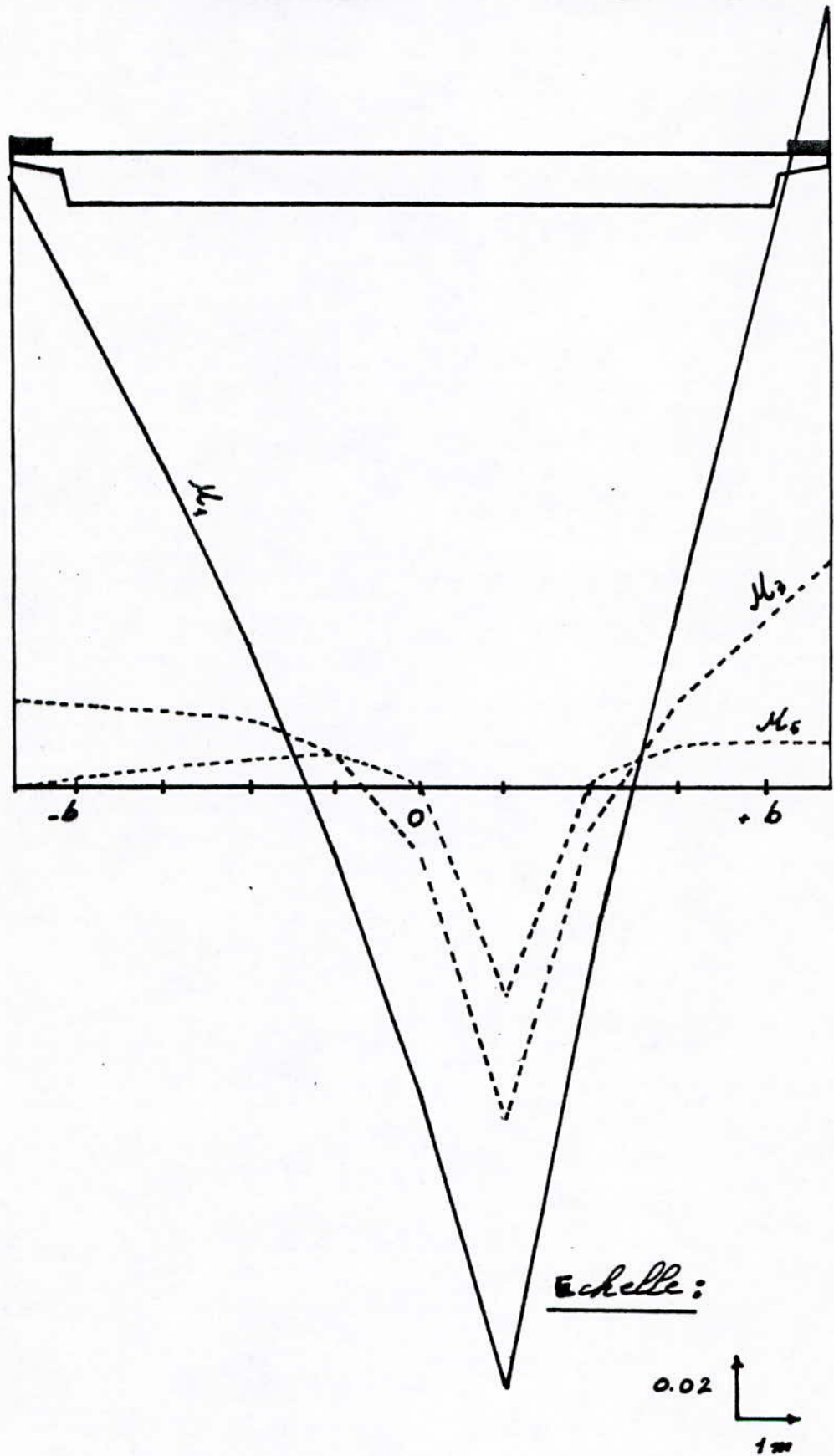
$\begin{array}{l} \swarrow e \rightarrow \\ y=0 \\ \downarrow \end{array}$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	$0$	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	$b$
harm1	-0.0658	-0.0519	-0.037	-0.02	0.0049	0.0266	0.06	0.1038	-0.0514
harm2	-0.008	-0.0092	-0.0109	-.0125	-.0123	-0.006	0.0165	0.0769	-0.0554
harm3	-0.0005	-0.001	-0.002	-.0038	-.0066	-.0086	-0.0002	0.0557	-0.0378



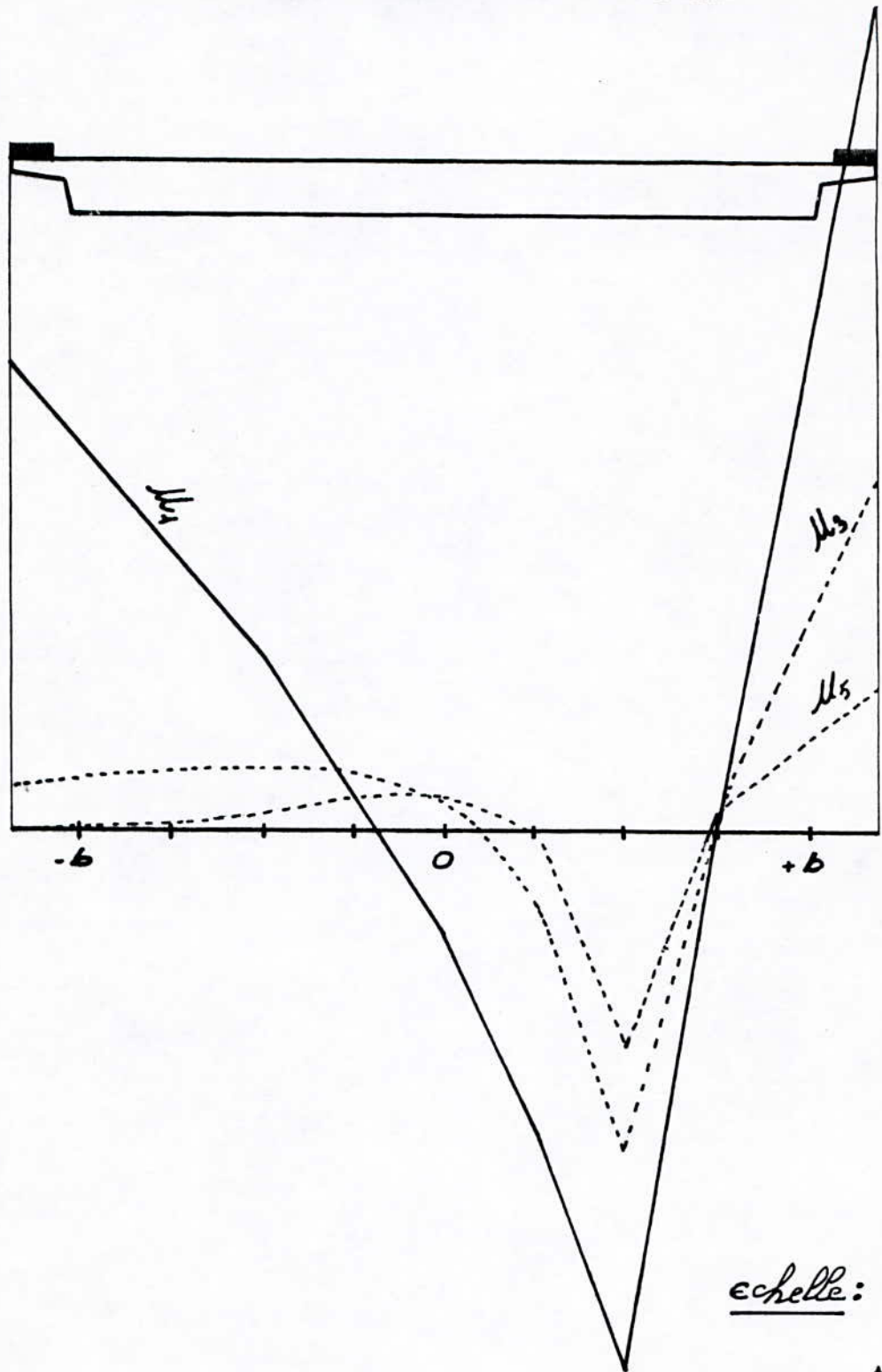
# Fibre Y=0



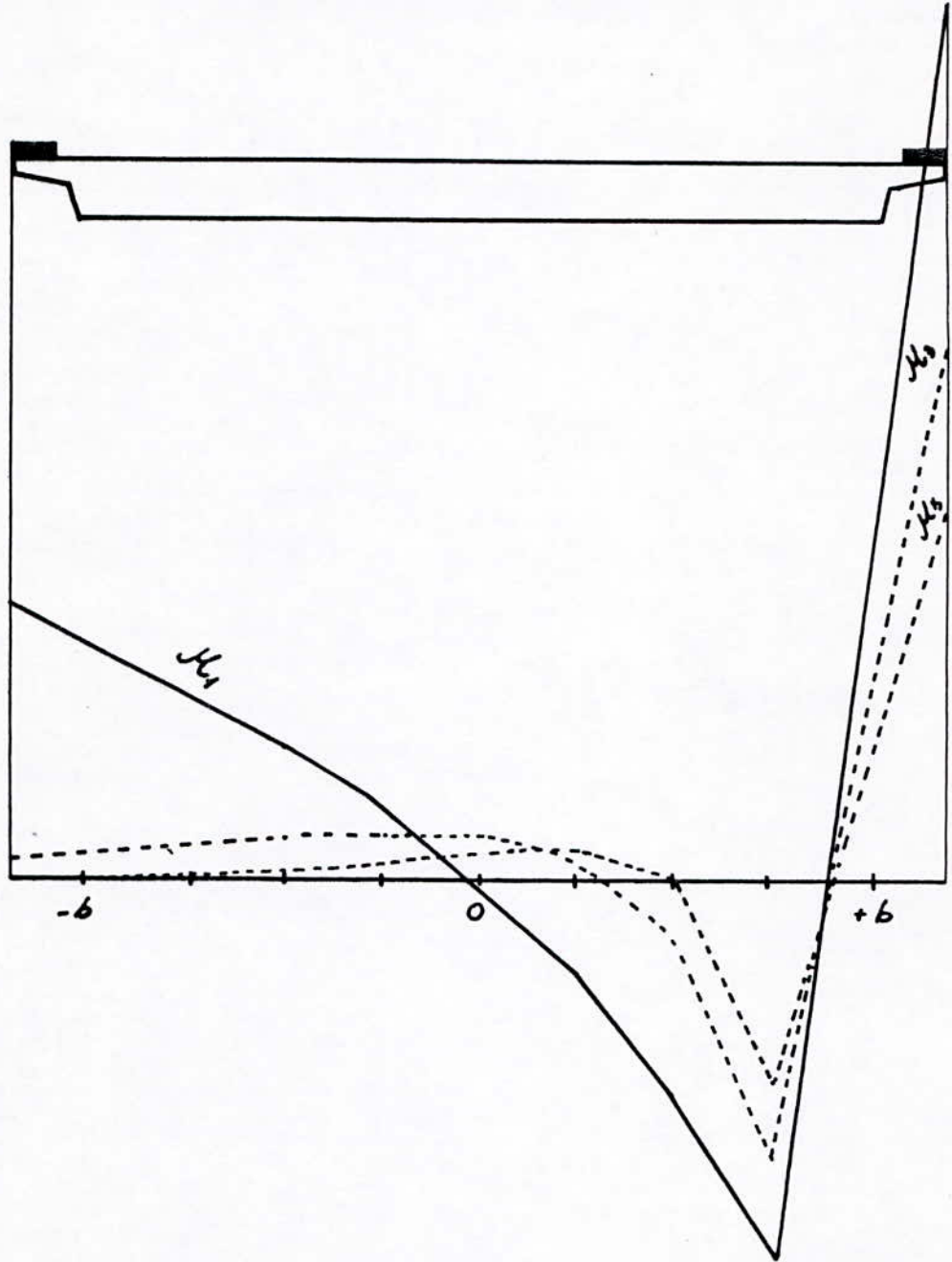
# Fibre Y = b : 4



# Fibre Y=b:2



# Fibre y=3b:4



Echelle :

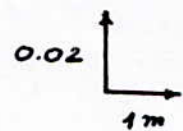


Tableau donnant les valeurs des moments apportés dans la dalle centrale par les charges placées sur les encorbellements pour différentes fibres

Étant donné que les surcharges du train ne se place pas sur l'encorbellement, le calcul sera fait uniquement pour le poids propre et pour la surcharge trottoirs.  
de

a) Encorbellement gauche

n	$\frac{1}{n} \sin^3 \frac{n\pi}{2a}$	Fibre 3 y = 0		Fibre 2 y = b/4		Fibre 3 y = b/2		Fibre 4 y = 3b/4	
		$\mu_n$	penle	$\mu_n$	penle	$\mu_n$	penle	$\mu_n$	penle
1	1	-0.1210	0.063	-0.12	0.04	-0.097	0.0218	-0.057	0.01
3	-0.3333	-0.0335	0.007	-0.025	0.0014	-0.022	0.0015	-0.0085	0.001
5	0.2000	-0.0085	0.0009	-0.004	0.001	-0.002	0.0009	-0.001	0.001
$M_{tg} (G) [tm/ml]$		2.8728		3.8551		3.5433		2.2750	
$M_{tg} (trottoir) [tm/ml]$		0.1588		0.2553		0.2497		0.1643	

b) Encorbellement de droite moments dus aux éléments de surcharge agissant sur la dalle centrale

n	$\frac{1}{n} \sin^3 \frac{n\pi}{2a}$	Fibre 3 y = 0		Fibre 2 y = b/4		Fibre 3 y = b/2		Fibre 4 y = 3b/4	
		$\mu_n$	pen	$\mu_n$	pen	$\mu_n$	pen	$\mu_n$	pen
1	1	-0.1210	-0.063	-0.1025	-0.0571	-0.054	-0.1	0.031	-0.0889
3	-0.3333	-0.0335	-0.007	-0.0375	-0.189	-0.026	-0.0415	0.023	-0.096
5	0.2000	-0.0085	-0.0009	-0.013	-0.0011	-0.0165	-0.0152	0.021	-0.06
$M_{lg} (G) [tm/ml]$		- 2.8728		- 2.3634		1.5191		4.4162	
$M_{lg} (\text{trottoir}) [tm/ml]$		- 0.1588		- 0.1297		0.2062		0.4077	

Tableau récapitulatif des moments apportés dans la dalle centrale par les charges disposées sur les encorbellements

Chargement	fibre 1 y=0	fibre 2 y=b/4	fibre 3 y=b/2	fibre 4 y=3b/4
G	0	1.4917	5.0624	6.6912
trottoir	- 0.1588	- 0.1297	0.2497	0.4077

Il est à noter que pour les surcharges de trottoirs, le cas le plus défavorable est obtenu pour une voie chargée; les effets dus aux charges placées sur l'encorbellement de droite ne sont pas cumulées à ceux dus aux mêmes surcharges placées sur l'encorbellement de gauche que s'ils sont de même signe (négatif).

### X.3. Détermination des moments dus aux éléments de surcharge empiétant sur la dalle centrale

Le moment transversal par unité de longueur est donné par l'expression suivante:

$$M_y(x, y) = \sum_{n=1}^5 \mu_{\alpha n} P_n b \sin \frac{n\pi x}{2}$$

Ce moment est maximum pour:  $x = l / 2 = 11.065 \text{ m}$ ; d'où on aura:

$$M(x, y) = b \left( \mu_{\alpha 1} P_1 - \mu_{\alpha 3} P_3 + \mu_{\alpha 5} P_5 \right)$$

#### X.3.1. Calcul des $P_m$

##### 1) Charge permanente

$$P_m = \frac{4 P}{m \pi} \sin \frac{m\pi c}{2} \sin \frac{m\pi d}{2}$$

avec:  $c = d = P / 2$ ;

$$P = 2.5 \times 1.4 \times 9.429 = 33.0015 \text{ t / ml}$$

$$m = 1 \quad \longrightarrow P_1 = 42.0188 \text{ t / ml};$$

$$m = 3 \quad \longrightarrow P_3 = 14.0063 \text{ t / ml};$$

$$m = 5 \quad \longrightarrow P_5 = 8.4038 \text{ t / ml}.$$

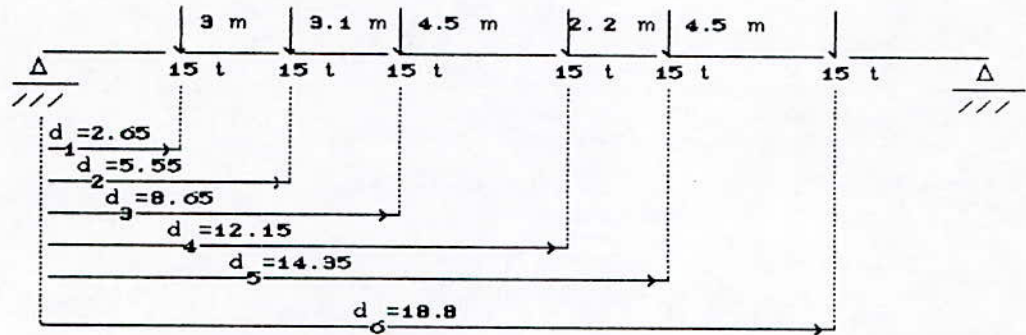
##### 2) Charge de type A " Trains de travaux "

La disposition des surcharges dans le sens longitudinal est telle que la résultante de toutes les charges ponctuelles correspondantes aux essieux, passe  $\hat{x} = l / 2$ .  
par

$$P = \frac{2}{1} \sum P_i \sin \frac{m \pi d_i}{1}$$

a) Charge de type A<sub>1</sub>

- Deux ballastières + un tracteur



$$P_1 = 2 \left[ \left( \frac{2}{22.13} \right) (0.354 + 0.709 + 0.942 + 0.957 + 0.821 + 0.318) \right] \times 15$$

$$= 11.111 \text{ t / ml.}$$

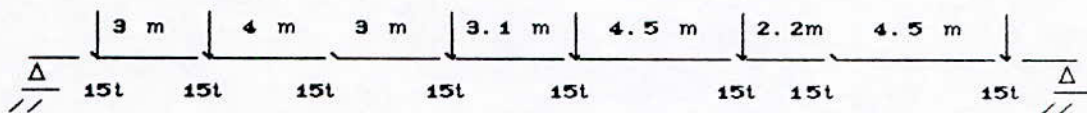
$$P_3 = 2 \left[ \left( \frac{2}{22.13} \right) (0.885 + 0.702 - 0.516 - 0.631 + 0.251 + 0.825) \right] \times 15$$

$$= 3.400 \text{ t / ml.}$$

$$P_5 = 2 \left[ \left( \frac{2}{22.13} \right) (0.29 + 0.008 - 0.852 + 0.925 - 0.943 - 0.34 + 0.29) \right] \times 15$$

$$= -1.692 \text{ t / ml.}$$

- Deux ballastières + deux tracteurs



$$m = 1 \longrightarrow P_1 = 11.013 \text{ t / ml}$$

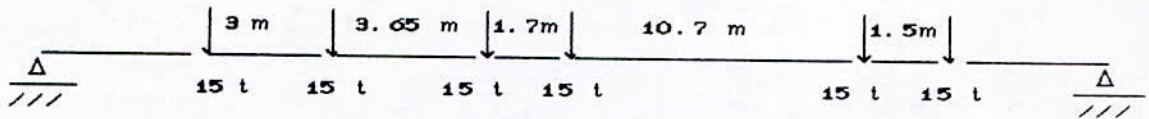
$$m = 3 \longrightarrow P_3 = 3.498 \text{ t / ml}$$

$$m = 5 \longrightarrow P_5 = -1.692 \text{ t / ml}$$



b). Charge de type A<sub>2</sub>

- Une plate-forme de 60 t + un tracteur

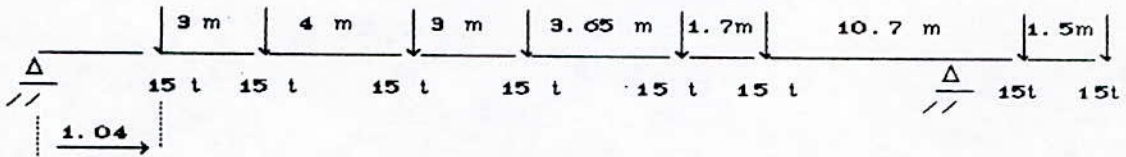


$$m = 1 \longrightarrow P_1 = 7.337 \text{ t / ml}$$

$$m = 3 \longrightarrow P_3 = 4.815 \text{ t / ml}$$

$$m = 5 \longrightarrow P_5 = 4.897 \text{ t / ml}$$

- Une plate-forme de 60 t + 2 tracteurs



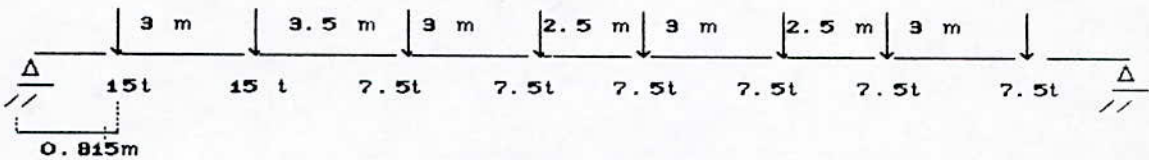
$$m = 1 \longrightarrow P_1 = 11.778 \text{ t / ml}$$

$$m = 3 \longrightarrow P_3 = 3.205 \text{ t / ml}$$

$$m = 5 \longrightarrow P_5 = 1.155 \text{ t / ml}$$

c) Charge de type A<sub>3</sub>

Le cas le plus défavorable est obtenu par un convoi constitué de trois wagonnets.



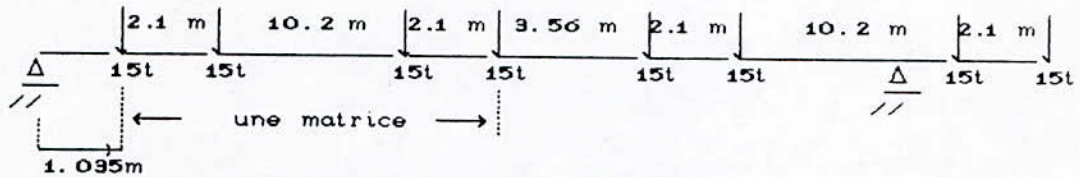
$$m = 1 \longrightarrow P_1 = 7.011 \text{ t / ml}$$

$$m = 3 \longrightarrow P_3 = 3.416 \text{ t / ml}$$

$$m = 5 \longrightarrow P_5 = 2.554 \text{ t / ml}$$

### 3) Charge de type B "train à usage public"

Le cas le plus défavorable est obtenu pour un convoi constitué de deux matrices.



- $m = 1 \longrightarrow P_1 = 7.906 \text{ t / ml}$   
 $m = 3 \longrightarrow P_3 = 6.816 \text{ t / ml}$   
 $m = 5 \longrightarrow P_5 = 5.124 \text{ t / ml}$

Tableau récapitulatif des  $P_m$  pour différentes charges

$P_m$ (t/ml)	1Tracteur + deux ballastés	2Tracteur + deux ballastés	plat-form de 60t + un tracteur	plat-form de 60t + deux tracteur	1tracteur + 3 wagonnets	Surcharge B (deux matrices)
$P_1$	11.111	11.013	7.337	11.778	7.011	7.906
$P_3$	3.400	3.498	4.815	3.205	3.416	6.816
$P_5$	-1.692	-1.692	4.897	1.155	2.554	5.124

#### X.3.2. Calcul de $\mu_{\alpha m}$

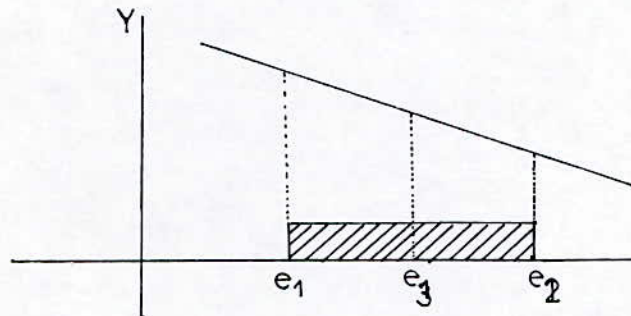
$$\mu_{\alpha m} = S_m / 2c$$

avec  $S_m$  : surface de la ligne d'influence de la zone chargée;  
 $2c$  : largeur de la bande chargée.

Cas d'une large bande

\* la fibre considérée n'appartient pas à la bande chargée:

$$y \notin [e_1, e_2]$$

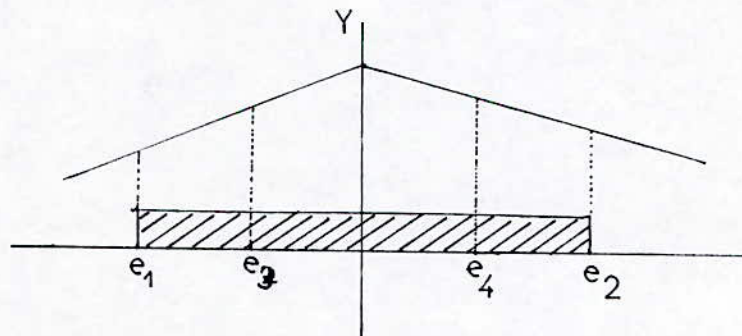


$e_3$  fibre située à mi-distance de  $e_1$  et  $e_2$ .

$$\mu = \frac{1}{6} \mu(e_1) + \frac{1}{6} \mu(e_2) + \frac{2}{3} \mu(e_3)$$

\* la fibre considérée appartient à la bande chargée:

$$y \in [e_1, e_2]$$



$e_3$  et  $e_4$  désignent les fibres situées respectivement à mi-distance des fibres  $(y - e_1)$ ,  $(y - e_2)$ .

$$\mu = \frac{1}{6} \mu(y) + \frac{1}{12} \mu(e_1) + \frac{1}{12} \mu(e_2) + \frac{1}{3} \mu(e_3) + \frac{1}{3} \mu(e_4)$$

1) Charge permanente

Les valeurs de  $\mu_{\alpha m}$  sont résumées dans le tableau suivant:

$\mu_{\alpha m}$ / Fibre	y = 0	y = b/4	y = b/2	y = 3b/4
$\mu_{\alpha 1}$	0.0368	0.034	0.0274	0.025
$\mu_{\alpha 3}$	0.0265	0.0173	0.010	0.0073
$\mu_{\alpha 5}$	0.022	0.0126	0.0067	0.0049

2) Surcharges ( A ou B )

Le calcul est fait pour une voie et deux voies chargées.

Tableau des  $\mu_{\alpha m}$  pour différentes fibres

Fibre	$\mu_{\alpha m}$								
	voie de gauche			voie de droite			2 voies chargées		
	$\mu_{\alpha 1}$	$\mu_{\alpha 3}$	$\mu_{\alpha 5}$	$\mu_{\alpha 1}$	$\mu_{\alpha 3}$	$\mu_{\alpha 5}$	$\mu_{\alpha 1}$	$\mu_{\alpha 3}$	$\mu_{\alpha 5}$
y=0	0.266	0.108	0.061	0.044	-0.008	-0.011	0.31	0.1	0.05
y=b/4	0.159	0.03	0.004	0.189	0.103	0.058	0.348	0.133	0.062
y=b/2	0.033	-0.023	-0.01	0.229	0.108	0.058	0.262	0.085	0.048
y=3b/4	-0.009	-0.001	-0.012	0.097	0.022	0.002	0.088	0.021	-0.01

- Moments transversaux  $M_y$  des charges empiétant sur la dalle centrale

$$M_y = b ( \mu_{\alpha 1} P_1 + \mu_{\alpha 3} P_3 + \mu_{\alpha 5} P_5 )$$

Les valeurs trouvées sont résumées dans le tableau suivant:

Chargement		Fibre 1: "Y = 0"			Fibre 2: "Y = b/4"			Fibre 3: "Y = b/2"			Fibre 4: "Y = 3b/4"			
		Voie G	Voie D	2 Voies	Voie G	Voie D	2 Voies	Voie G	Voie D	2 Voies	Voie G	Voie D	2 Voies	
Surcharge A	A1	Trac + 2 balast	7.059	1.414	16.947	4.559	4.797	18.713	1.209	5.919	14.256	-0.235	2.755	5.039
		2 T + 2 b	6.952	1.403	16.711	4.503	4.715	18.436	1.205	5.853	14.116	-0.232	2.72	4.976
	A2	Plate forme 60 <sup>t</sup> T	4.57	0.883	10.906	2.87	3.082	11.904	0.843	3.816	9.318	-0.265	1.708	2.906
		Plate forme + 2 T	7.827	1.445	18.544	2.872	5.417	16.578	1.218	6.64	15.718	-0.3	2.945	5.29
	A3	T + 3 Wagonnets	4.457	0.857	10.628	2.808	4.612	14.84	0.775	3.744	9.038	-0.207	1.683	2.952
	m	2 motrices	4.503	0.985	10.976	2.981	2.918	11.798	0.995	3.692	9.374	-0.265	1.759	2.988
Charge - Permanente		7.556			7.18			5.931			5.497			

Tableau des moments transversaux  $M_{max}$  et  $M_{min}$  par mètre de longueur ( encorbellement + dalle centrale ) dans les différentes fibres pour  $x = 0.5 l$  et  $\nu = 0$

Fibre	chargement	S	trottoir	A	B
y=0	Mmax (t. m / ml )	7.550	-0.1588	18.544	10.976
	Mmin (t. m / ml )	0	-0.1588	0	0
y=b/4	Mmax (t. m / ml )	8.672	0.2553	18.713	11.798
	Mmin (t. m / ml )	0	-0.1297	0	0
y=b/2	Mmax (t. m / ml )	10.993	0.2497	15.718	9.374
	Mmin (t. m / ml )	0	0	0	0
y=3b/4	Mmax (t. m / ml )	12.188	0.4077	5.29	2.988
	Mmin (t. m / ml )	0	0	-0.3	-0.265

Prise en compte du coefficient de Poisson et du biais

Il résulte des études effectuées par M. Rowe que la valeur non nulle dans la pratique du coefficient de Poisson  $\nu$ , n'a qu'une influence très faible sur les valeurs des moments de flexion longitudinale; il n'en n'est pas de même pour ce qui concerne les moments de flexion transversale.

Pour cela, on majore l'expression de  $M_y(x,y)$  donnée pour  $\nu = 0$  par le terme  $K \nu M_x(x,0)$ ;  $M_x(x,0)$  est le moment longitudinal par mètre de longueur au point  $(x,0)$ .

$$K = 1 \quad \text{si} \quad 2b / a \geq 1;$$

$$K = 2b / a \quad \text{si} \quad 2b / a < 1.$$

Finalement, si on appelle (i), la travée chargée et (j) la travée où l'on étudie les moments transversaux en tenant compte du biais,

on aura les expressions suivantes:

$$M_y(j, x, y) = (K_j \nu + \cos \psi) M_x(j, x, 0) \quad \text{si } j \neq i;$$

$$M_y(i, x, y) = (K_i \nu + \cos \psi) M_x(i, x, 0) + M_y(x, y) \quad \text{si } j = i.$$

Dans notre cas, les moments longitudinaux maximum sont obtenus pour la travée 1 chargée, donc  $i = j$ , et les moments transversaux sont données par:

$$M_y^{\max} = \left( \frac{b}{a} \nu + \cos \psi \right) M_x^{\max}(-0.51, 0) + M_y^{\max}(\nu=0)$$

$$M_y^{\min} = \left( \frac{b}{a} \nu + \cos \psi \right) M_x^{\min}(0.51, 0) + M_y^{\min}(\nu=0)$$

$\nu = 0.2$ ;  $K = 2b/a = 2 \times 5.556 / 22.13 = 0.502$ ;  $\psi = 88.257 \text{ grad.}$

$M_x$  : moment longitudinal ( t.m / unité de longueur ).

Tableau donnant  $(K\nu + \cos \psi) M(x, 0)$ :

$M_x \begin{matrix} \backslash \\ \text{chargem} \\ \text{ent} \end{matrix}$	G	Trottoir	A	B
$M_x^{\max}$ [ t.m/ml ]	47.704	0.515	14.941	12.664
$M_x^{\min}$ [ t.m/ml ]	0	-0.172	-4.913	-3.522

Moments transversaux dus à la précontrainte

Le moment longitudinal de précontrainte dans la section  $x = 0.5 \text{ l}$ , est obtenu en faisant la somme du moment isostatique et du moment hyperstatique de précontrainte:

$$M_{xp} = M_H + F \cdot e$$

F: force de précontrainte,

e: excentricité du câble dans la même section.

À 90 jours:  $F = 5891.20 \text{ t}$ ,

$e_d = -0.2984 \text{ m}$ ,  $M_H = 459.615 \text{ t.M}$ ;

$$M_{xp} = (-5891,20 \times 0,2984 + 459) / 2 \times 5,556 = 116,895 \text{ t.m / ml.}$$

Le moment transversal par mètre de largeur sous l'effet de la précontrainte est:

$$M_{yp} = (0,51, y) = K \nu M_{xp} = 0,502 \times 0,2 \times 116,895 = -11,736 \text{ t.m/ml.}$$

Résultats définitifs des moments transversaux  $M_{max}$  et  $M_{min}$ .

fibre \ chargem ent		G	Trottoir	A	B	Précontra
Y=0	$M_{max} [t.m/ml]$	55.26	0.674	33.485	23.64	-11.736
	$M_{min} [t.m/ml]$	0	-0.331	-4.913	-3.522	-11.736
Y=b/4	$M_{max} [t.m/ml]$	56.376	0.77	33.654	24.462	-11.736
	$M_{min} [t.m/ml]$	0	-0.302	-4.913	-3.522	-11.736
Y=b/2	$M_{max} [t.m/ml]$	58.697	0.765	30.659	22.038	-11.736
	$M_{min} [t.m/ml]$	0	-0.172	-4.913	-3.522	-11.736
Y=3b/4	$M_{max} [t.m/ml]$	59.892	0.923	20.231	15.652	-11.736
	$M_{min} [t.m/ml]$	0	-0.172	-5.213	-3.787	-11.736



FERRAILLAGE DUTABLIER

## XI-1 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

### XI-1-1 BETON

LE beton utilisé est dosé à  $450 \text{ Kg/m}^2$  de ciment C.P.A 325.

- Résistance à la compression à 28 jours :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

- Résistance à la traction à 28 jours :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

- Contrainte limite de compression à l' E.L.S ( état limite de service)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

- contrainte limite de compression à L'E.L.U (état limite ultime)

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{situation durable.} \\ 1.15 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

### XI 1-2 ACIER

On utilise des barres à haute adhérence Fe400.

- Contrainte limite des armatures :

\* A l'E.L.S

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 150 \eta \right]$$

( fissuration préjudiciable)

$$\eta = 1.6 \longrightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa.}$$

\* A l'E.L.U

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{avec :}$$

$$\gamma = \begin{cases} 1.15 & \text{conditions normales} \\ 1 & \text{conditions accidentelles} \end{cases}$$

d'ou :

$$f_{au} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

( conditions normales )

## XI-2 FERRAILLAGE A LA FLEXION TRANSVERSALE

Le calcul des armatures se fera pour les fibres les plus sollicitées ; les moments extrêmes  $M_{y_{max}}$ ,  $M_{y_{min}}$  sont obtenus pour la section à mi-travée ( 0.5l ).

Le calcul des armatures se fait selon les règles B.A.E.L 83 qui prévoient que les calculs du béton armé seront conduits en application de la theorie des états-limites, on distingue :

- les états limites ultime.
- les états limites de service.

## XI 2-1 COMBINAISON DES EFFORTS

\* A L'E.L.U :

$$1.35G + 1.5Q + \text{précontrainte}$$

G : poids propre.

Q : maximum de la surcharge ( A ou B )  
plus la charge de trottoirs.

\* A L'E.L.S :

$$G + Q + \text{précontrainte} .$$

TABLEAU DONNANT LES MOMENTS MAX ET MIN APRES COMBINAISON.

Fibre	Etat	$M_{\max}$ (t.m/ml)	$M_{\min}$ (t.m/ml)
$y = 0$	E.L.U	114.10	-19.60
	E.L.S	77.68	-16.92
$y = b/4$	E.L.U	116.01	-19.56
	E.L.S	79.06	-16.95
$y = b/2$	E.L.U	114.64	-19.36
	E.L.S	78.39	-16.82
$y = 3b/4$	E.L.U	100.85	-19.81
	E.L.S	69.31	-17.12

XI 2-2 FERRAILLAGE EN TRAVÉE.

Le moment max pour  $x = 0.5l$  est atteint pour la fibre  $y = b/4$ .

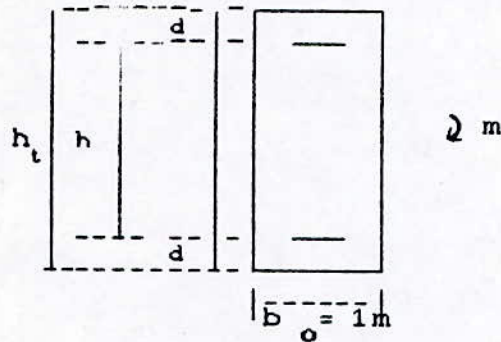
$$M_{y_{\max}} = \begin{cases} 116.01 \text{ t.m/ml à l'E.L.U} \\ 79.06 \text{ t.m/ml à l'E.L.S} \end{cases}$$

Le moment min est atteint pour la fibre  $y = 3b/4$ .

$$M_{y_{\min}} = \begin{cases} -19.81 \text{ t.m/ml à l'E.L.U} \\ -17.12 \text{ t.m/ml à l'E.L.S} \end{cases}$$

\* Calcul de la section d'armatures

a) Armatures superieures



$$d = 0.1 \text{ m}$$

$$h_t = 1.4 \text{ m}$$

$$h = h_t - d = 1.3 \text{ m}$$

$$M_{ser} = -17.12 \text{ (t.m/ml)}$$

$$M_u = -19.81 \text{ (t.m/ml)}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} ; f_{su} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bh^2 f_{bu}} = 0.0083$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.16$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.22$$

$$\mu_{lu} > \mu_{bu} \longrightarrow A_s = 0.$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{lu}}) = 0.01$$

$$Z_b = h(1 - 0.4\alpha) = 1.29 \text{ m}$$

$$A'_s = \frac{M_u}{Z_b f_{su}} = 4.41 \text{ cm}^2$$

on prend  $A'_s = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

\* VERIFICATION A L'E.L.S

LA position de l'axe neutre est donnée par:

$$\frac{1}{2}b * y_1^2 + n * A_s' * (y_1 - h) = 0$$

$y_1$ : position de l'axe neutre on trouve  $y_1 = 0.126$

$$I = \frac{b * y_1^3}{3} + 15 * A_s' * (h - y_1)^2$$

I: le moment d'inertie la section homogénisée  $I = 0.0097 \text{ m}^4$

$$\sigma_b = \frac{M}{I} * y_1 = 2.22 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * M}{I} (h - y_1) = 310.8 \text{ MPa} > \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

donc il faut faire un dimensionnement à l'E.L.S

$$\alpha = \frac{15 * \overline{\sigma_{bc}}}{15 * \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}} = 0.48$$

$$M_{rb} = \frac{\overline{\alpha}}{2} \left( 1 - \frac{\overline{\alpha}}{3} \right) * b * h^2 * \overline{\sigma_{bc}} = 5.11 \text{ MPa} > M_{ser} \Rightarrow A_s = 0$$

donc il faut chercher la valeur de  $\alpha$ ;  $\alpha$  est donné par :

$$-\overline{\sigma_s} * b * h^2 * \frac{\alpha^3}{3} + \overline{\sigma_s} * b^2 * h^2 * \alpha^2 + 30 M_{ser} * \alpha - 30 M_{ser} = 0$$

on trouve  $\alpha = 0.109$

$$Z_b = \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right) * h = 1.25$$

$$A_s' = \frac{M_{ser}}{Z_b * \overline{\sigma_s}} = 5.71 \text{ cm}^2$$

on prend  $A_s' = 4T14 = 6.16 \text{ cm}^2$

La condition de non fragilité

$$A >= 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} * b * h = 15.69 \text{ cm}^2$$

on prend donc pour  $A_s'$

$$5 \text{ T } 20 = 15.7 \text{ cm}^2$$

REMARQUE

Ici la section d'armature est donnée par la condition de non fragilité

b) - Armatures inférieures:

$$\begin{aligned} \mu_u &= 116.01 \text{ t.m/ml} ; M_{ser} = 79.06 \text{ t.m/ml} ; \mu_{bu} = 0.48 ; \gamma = 1.47 \\ \mu_{lu} &= 0.32 > \mu_{bu} \Rightarrow A_s' = 0 ; \alpha = 0.062 < 0.259 \Rightarrow \sigma_s = f_{su} ; Z_b = 1.268 \end{aligned}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b * f_{su}} = 26.29 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10 \text{ T } 20 = 31.42 \text{ cm}^2$$

Verification à l' E L S:

Position de L'axe neutre :  $y_1 = 30.61 \text{ cm}$

Moment d'inertie..... :  $I = 5.611 \text{ E-2 m}^4$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 4 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (h - y_1) = 201 < \overline{\sigma_s}$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 * f_{c28} * b * h / f_e = 15.69 \text{ cm}^2, \text{ donc } A = 10 \text{ T } 20 = 31.42 \text{ cm}^2$$

XI 2-3 FERRAILLAGE SUR APPUI INTERMEDIAIRE

a) LE moment transversal sur appui intermediaire EST donne

par:

$$M_y = \frac{K_1}{n} * M_x$$

. avec :

$$M_x = (1.35 * MG + 1.5MQ + MPRECONTRAINTES) / 2 * b \quad \text{"E. L. U"}$$

$$M_x = (CMG + MQ + MPRECONTRAINTES) / 2 * b \quad \text{"E. L. S"}$$

n : Represente le nombre d'appui ponctuels par ligne d'appui intermediaire ; il est pris egal à 4

K<sub>1</sub>: Coefficient de forme donne par

$$K_1 = \frac{1}{8} (8K + 2K^2 + 4K) ; K = \frac{4 * b}{4 * a} = \frac{b}{a} = 0.502$$

d'ou K<sub>1</sub> = 1.338

$$M_x(c_p) = F * e + M_h = 2277.396 \text{ t.m à 90 jours}$$

$$M_{xtrot} = 26.897 \text{ t.m} ; M_{xB} = 621.652 \text{ t.m} ; M_0 = 3735.439 \text{ t.m}$$

$$\text{A l'E.L.U} : M_x = -336.417 \text{ t.m/ml} ; M_y = -112.531 \text{ t.m/ml}$$

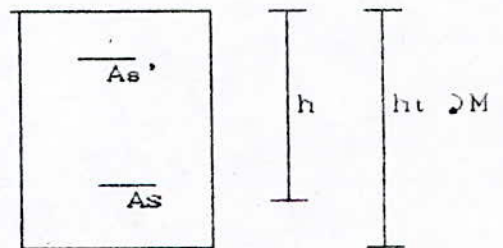
$$\text{A l'E.L.S} : M_x = -189.578 \text{ t.m/ml} ; M_y = -63.414 \text{ t.m/ml}$$

b) -Calcul de la section d'armatures superieures sur appui intermediaire

$$d = 0.1 \text{ m}$$

$$h_t = 1.4 \text{ m}$$

$$h = 1.3 \text{ m}$$



$$M_{ser} = -63.414 \text{ t m/ml} ; M_u = -112.531 \text{ t.m/ml} ; \mu_{bu} = 0.0469$$

$$\gamma = 1.77 ; \mu_{lu} = 0.42 ; \alpha = 0.06 ; Z_b = 1.27 ; A'_s = M_u / Z_b * f_{su} = 25.46 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A'_s = 10 \text{ T } 20 = 31.42 \text{ cm}^2$$

-Verification à l'E.L.S :

$$\text{Position de l'axe neutre } y_1 = 30.61 \text{ cm}^2$$

$$\text{Moment d'inertie } \dots \dots \dots I = 5.611 * E - 2 \text{ m}^2$$

$$\sigma_b = 3.4 \text{ MPa} ; \sigma_s = 168.48 \text{ MPa}$$



-Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 * f_{c28} * b * h / f_e = 15.69 \text{ cm}^2 ; \text{donc } A = 10 \text{ T } 20$$

des

XI 2-4 -FERRAILLAGE DE LA SECTION D'ENCASTREMENT/ENCORBELLEMENT:

---

-D'après l'étude particulière on a trouvé que les encorbellements sont sollicités par le poids propre et la surcharge de trottoirs.

\*Poids propre :  $M_G = -6247 \text{ t.m} / \text{ml}$  ;  $T = -7.049 \text{ t} / \text{ml}$

\*Trottoirs :  $M_S = -0.621 \text{ t.m} / \text{ml}$  ;  $T_s = -0.54 \text{ t} / \text{ml}$

-Calcul de ferrailage :

$$h_t = 1.4 \text{ m} ; h = 1.3 \text{ m} ; d = 0.1 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ;$$

à l'e.l.u:

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_S = 9.3 \text{ t.m} / \text{ml}$$

à l'e.l.s:

$$M_{ser} = M_G + M_S = 6.87 \text{ t.m} / \text{ml}.$$

$$\mu_{bu} = 0.004 ; \gamma = 1.36 ; \mu_{lu} = 0.294 > \mu_{bu} \Rightarrow A = 0$$

$$\alpha = 0.005 > 0.259 \Rightarrow \sigma_s = f_{su} ; Z_b = 1.297 \text{ m} \Rightarrow A_s^* = 2.081 \text{ cm}^2$$

$$A_s^* = 2 \text{ T } 14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

-Vérification à l'E.L.S:

$$\text{Position de l'axe neutre } Y_1 = 10.50 \text{ cm} \Rightarrow I = 0.00698 \text{ m}^4$$

$$\sigma_b = 1.093 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} ; \sigma_s = 18.52 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s}$$

-Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 * f_{c28} * b * h / f_e = 15.69 \text{ cm}^2 ; \text{donc } A = 5 \text{ T } 20$$

XI 3- FERRAILLAGE LONGITUDINAL:

---

Dans le sens longitudinal le ferrailage sera constitué par des armatures de construction passive. Sur l'appui intermédiaire il y aura un renforcement d'acier HA14 qui reprennent les excès de

contraintes dans le béton dues aux tassements d'appuis. Nous devons également prévoir des aciers pour la reprise des efforts supplémentaires dus à l'écrêtement des moments longitudinaux sur l'appui intermédiaire.

L'écrêtement des moments est égal à

$$\Delta M = -448.446 \text{ t.}$$

La contrainte de traction supérieure due à cet écrêtement

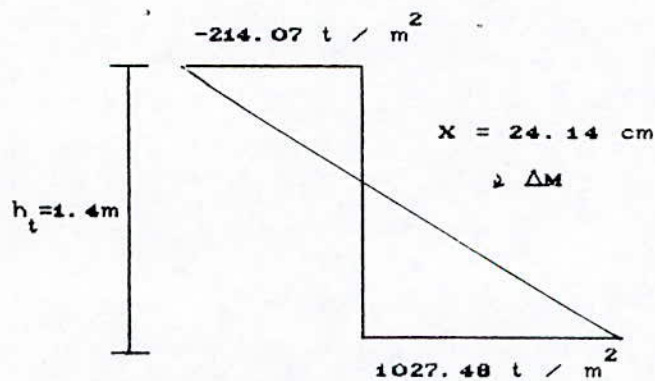
$$\Delta \sigma = \frac{\Delta M * V_S}{I} = \frac{-448.446 * 0.654}{2.5406} = -115.44 \text{ t / m}^2$$

Cette contrainte s'ajoute à la contrainte de traction résiduelle sous le même cas de charge qui vaut  $-98.63 \text{ t / m}^2$ , donc la contrainte de traction sur la fibre supérieure sera :

$$\sigma'_b = -98.63 - 115.44 = -214.07 \text{ t / m}^2$$

Pour la fibre inférieure la contrainte sera :

$$\sigma'_b = 912.04 + 115.44 = 1027.48 \text{ t / m}^2$$



La force de précontrainte sur 1 m de largeur

$$F = 0.5 * \sigma'_s * X * b = 25.89 \text{ t / ml}$$

$$\text{La section d'acier nécessaire est : } \omega = \frac{F}{\sigma_{s'}} = \frac{25.89 * 10^{-2}}{24000}$$

$$\omega = 10.76 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 6 \text{ T } 16$$

## BIBLIOGRAPHIE

### LIVRES:

- I- CALCUL DES STRUCTURES HYPERSTATIQUES  
*ZAKARIA*
- II- CALCUL DES GRILLAGES DES POUTRES ET DALLES ORTHOTROPES.  
*BARES*
- III- LE BETON PRÉCONTRAIT, ELEMENT DE CALCUL.  
*BARETS* *4° édition*
- IV- BETON PRÉCONTRAIT ETUDE EXPÉRIMENTALE ET THEORIQUE (12).  
*GUYON*
- V- LE PROJET DE BETON PRÉCONTRAIT.  
*FUENTES*
- VI- CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENT DES PONTS EN BETON  
PRÉCONTRAIT.  
*MATHIVA*
- VII- AIDE MÉMOIRE DE BETON PRÉCONTRAIT.
- VIII- PROCÉDÉS DE BETON PRÉCONTRAIT.  
*DYWIDAG*
- IX- REGLEMENT B.A.E.L 83.  
*P. CHARON*

DOCUMENTS :

- \* S.E.T.R.A
  - PSIDP 69
  - MCP 70

ARTICLES :

- \* C.P.C ARTICLE 2 FASCICULE 61.

# EPURES DE CABLAGE

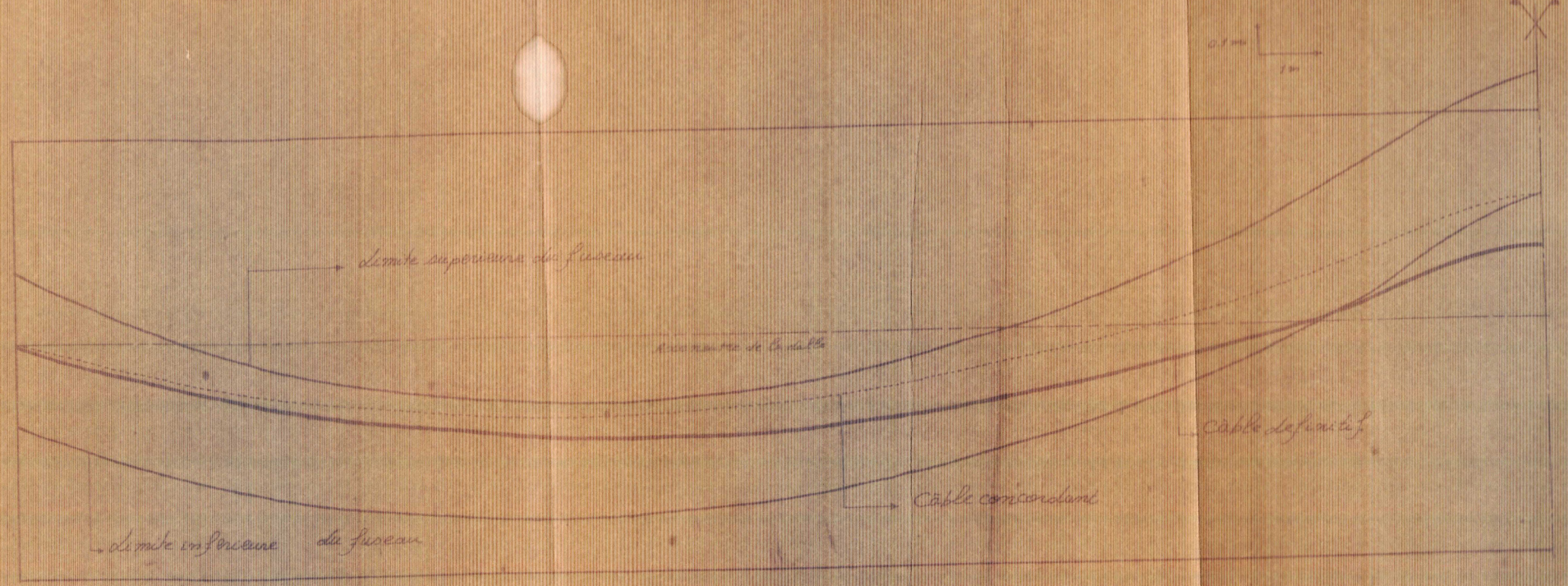


Tableau récapitulatif des moments flechissants prise en compte de la déflexion (k.m)

Sections	CHARGE G		SURCHARGE A		SURCHARGE B		S de ROT TOIRS		M2	M1
	Mmax	Mmin	Mmax	Mmin	Mmax	Mmin	Mmax	Mmin		
0.00 L	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.05 L	522.961	0.000	151.8372	-19.234	134.868	-13.790	4.438	-0.672	679.27	503.055
0.10 L	971.214	0.000	275.160	-38.470	243.496	-27.582	8.338	-1.345	1254.72	931.899
0.15 L	1344.753	0.000	372.493	-57.704	329.204	-41.372	11.700	-2.017	1725.55	1285.037
0.20 L	1643.593	0.000	456.832	-76.940	402.308	-55.162	14.524	-2.690	2214.99	1563.963
0.25 L	1867.720	0.000	517.832	-96.174	456.088	-68.954	16.811	-3.362	2713.38	1766.104
0.30 L	2017.137	0.000	554.306	-115.410	491.658	-82.744	18.559	-4.035	3220.00	1897.692
0.35 L	2091.846	0.000	587.054	-134.644	514.918	-96.534	19.769	-4.707	3735.26	2052.95
0.40 L	2091.846	0.000	607104	-153.878	520.288	-110.324	20.442	-5.379	4259.27	2150.589
0.45 L	2017.137	0.000	604446	-173.112	512.438	-124.116	20.576	-6.052	4792.59	2187.971
0.50 L	1867.720	0.000	584.983	-192.346	495.24	-137.906	20.173	-6.724	5335.81	2158.548
0.55 L	1643.593	0.000	560.582	-211.580	467.402	-151.696	19.231	-7.397	5888.22	2051.242
0.60 L	1344.753	0.000	515.060	-230.814	424.118	-165.486	17.752	-8.069	6450.07	1870.107
0.65 L	971.214	0.000	452.094	-250.048	388.988	-179.276	15.738	-8.742	7021.87	1522.27
0.70 L	522.961	0.000	370.763	-269.282	325.738	-193.066	13.180	-9.414	7604.15	1022.5
0.75 L	0.000	0.000	296.48	-288.516	255.738	-206.856	10.003	-10.086	8207.45	498.608
0.80 L	0.000	-556.165	2001.84	-307.766	156.040	-220.650	5.455	-10.759	8832.46	-873.455
0.85 L	0.000	4376.049	96.262	-326.992	78.985	-256.160	3.275	-12.420	9478.52	-615.461
0.90 L	0.000	-2017.137	0.000	-379.382	0.000	-371.950	1.315	-15.820	10146.22	-424.358
0.95 L	0.000	2838.934	0.000	-461.558	0.000	-491.026	0.297	-20.792	10835.28	-578.11499
1.00 L	0.000	-3735.439	0.000	-545.170	0.000	-621.652	0.000	-26.537	11546.9	-883.583

53

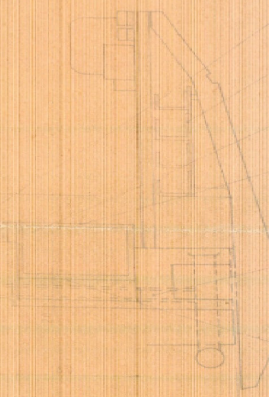
Tableau servant au tracé du câble conducteur

Sections	$T_L$ (kgmm <sup>2</sup> )	$F$ (t)	$e$ (m)	$e_x$ (m)	$e_y$ (m)	$F e_x$ (tm)	$M_x$	$M_y F e_y$	$e$ (m)	
0.00 L	127.11	5936.55	-0.2612	0.2290	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
0.05 L	127.80	5968.77	-0.3455	0.1152	0.0000	670.2026	130.5926 $\alpha$	0.0031	2.0944 -0.4061 $\alpha$	-0.0615
0.10 L	128.55	6003.80	-0.4168	0.0200	0.0000	1243.2547	235.7450 $\alpha$	0.0063	7.7703 - 1.4734 $\alpha$	-0.1155
0.15 L	129.25	6036.49	-0.4741	-0.0375	0.0000	1722.5374	320.6379 $\alpha$	0.0094	13.1473 - 3.0060 $\alpha$	-0.1622
0.20 L	129.93	6070.35	-0.5188	-0.1194	0.0000	2115.9291	387.8992 $\alpha$	0.0125	18.4491 - 4.3485 $\alpha$	-0.2003
0.25 L	130.70	6104.21	-0.5508	-0.2179	0.0000	2403.6061	449.7656 $\alpha$	0.0156	23.5595 - 7.0276 $\alpha$	-0.2228
0.30 L	131.43	6138.07	-0.5703	-0.3190	0.0000	2636.0563	486.4031 $\alpha$	0.0188	28.4413 - 9.1201 $\alpha$	-0.2453
0.35 L	132.15	6171.93	-0.5775	-0.4283	0.0000	2751.2101	518.4583 $\alpha$	0.0219	33.0753 - 11.3413 $\alpha$	-0.2567
0.40 L	132.88	6205.79	-0.5726	-0.5492	0.0000	2732.4595	541.1771 $\alpha$	0.0250	37.8115 - 13.5294 $\alpha$	-0.2541
0.45 L	133.63	6240.82	-0.5537	-0.6860	0.0000	2507.1304	558.0354 $\alpha$	0.0281	41.9505 - 15.6947 $\alpha$	-0.2404
0.50 L	134.40	6277.02	-0.5270	-0.8350	0.0000	2170.26174	568.0961 $\alpha$	0.0313	45.568 - 17.7530 $\alpha$	-0.2206
0.55 L	135.10	6309.71	-0.4970	-1.0034	0.0000	1722.5162	567.7278 $\alpha$	0.0344	47.7115 - 19.5156 $\alpha$	-0.1890
0.60 L	135.90	6347.67	-0.4335	-1.1859	0.0000	1224.9843	562.8814 $\alpha$	0.0375	48.9364 - 21.1073 $\alpha$	-0.1511
0.65 L	136.65	6382.10	-0.3728	-1.3805	0.0000	793.3830	546.3413 $\alpha$	0.0406	48.4624 - 22.1951 $\alpha$	-0.1040
0.70 L	137.40	6417.13	-0.2992	-1.5862	0.0000	452.8206	519.4552 $\alpha$	0.0438	46.7265 - 22.7266 $\alpha$	-0.0499
0.75 L	137.48	6419.46	-0.2147	-1.8009	0.0000	203.7250	476.1147 $\alpha$	0.0469	43.7371 - 22.3179 $\alpha$	0.0102
0.80 L	136.15	6358.75	-0.1238	-2.0239	0.0000	510.7313	444.8062 $\alpha$	0.0500	38.5394 - 20.7403 $\alpha$	0.0710
0.85 L	135.45	6326.04	-0.0058	-2.2449	0.0000	176.0019	33.88730 $\alpha$	0.0531	30.3509 - 18.0289 $\alpha$	0.1522
0.90 L	134.70	6291.03	0.1223	-2.4394	0.0000	412.4771	24.13264 $\alpha$	0.0563	24.3266 - 14.6027 $\alpha$	0.2341
0.95 L	132.30	6180.28	0.2834	-2.5877	0.0000	180.24344	11.97124 $\alpha$	0.0574	17.0189 - 11.1079 $\alpha$	0.3361
1.00 L	130.30	6080.00	0.3800	-2.7500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0500	0.0000	0.3800

DETAIL CORNICHE  
DE FERRAILLES



DETAIL D'APPUI



- CANIVEAU 20x20 pour l'écoulement des eaux
- FERRURE SUPPORT DE CABLES CONTACTE 10x10
- CANIVEAU 20x20 POUR CABLES CONTACTE 10x10
- CHEMINEMENT FERRAILLES
- BARRE CANALISÉE 25x25 POUR L'ÉCOULEMENT DES EAUX
- BELLES EN STC



PONT DALLE HYPERSTATIQUE  
EN BETON PRECONTRAINT

# DETAIL TROTTOIR DETAIL CORNICHE

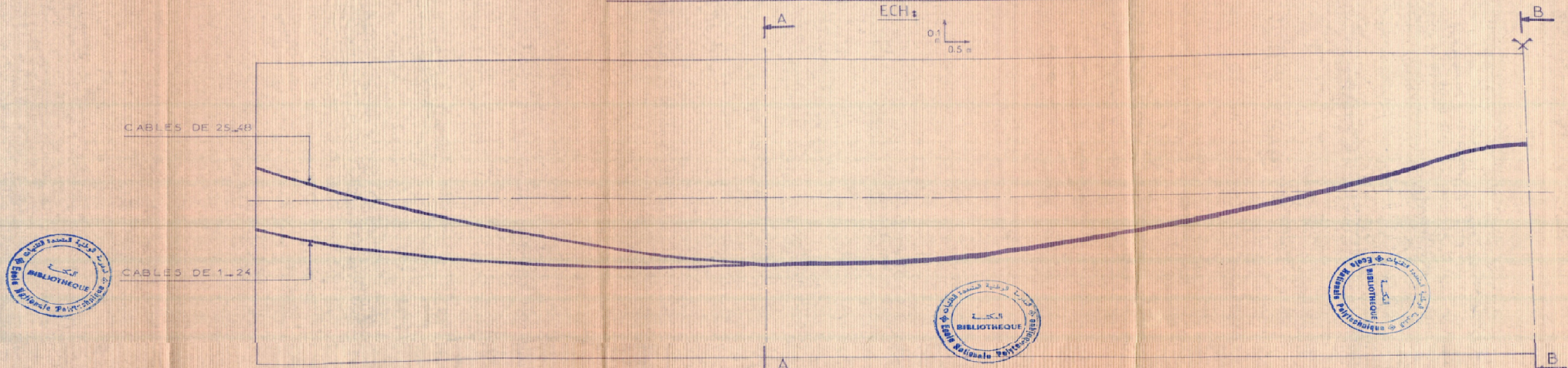
PROPOSE PAR:  
L. AGUI

ETUDIE PAR:  
M. M. MOULOUZ  
M. M. MOULOUZ

PROMOTION: SEPTEMBRE 1992



# 1/2 COUPE LONGITUDINALE



COTE DE L'AXE DU CABLE 1	0.651 (0.836)	0.871 (0.941)	0.919 (0.950)	0.961 (0.991)	1.000 (1.030)	1.038 (1.068)	1.075 (1.105)	1.111 (1.141)	1.147 (1.177)	1.183 (1.213)	1.219 (1.249)	1.255 (1.285)	1.291 (1.321)	1.327 (1.357)	1.363 (1.393)	1.399 (1.429)	1.435 (1.465)	1.471 (1.501)	1.507 (1.537)	1.543 (1.573)	1.579 (1.609)	1.615 (1.645)	1.651 (1.681)	1.687 (1.717)	1.723 (1.753)	1.759 (1.789)	1.795 (1.825)	1.831 (1.861)	1.867 (1.897)	1.903 (1.933)	1.939 (1.969)	1.975 (2.005)	2.011 (2.041)	2.047 (2.077)	2.083 (2.113)	2.119 (2.149)	2.155 (2.185)	2.191 (2.221)	2.227 (2.257)	2.263 (2.293)	2.299 (2.329)	2.335 (2.365)	2.371 (2.401)	2.407 (2.437)	2.443 (2.473)	2.479 (2.509)	2.515 (2.545)	2.551 (2.581)	2.587 (2.617)	2.623 (2.653)	2.659 (2.689)	2.695 (2.725)	2.731 (2.761)	2.767 (2.797)	2.803 (2.833)	2.839 (2.869)	2.875 (2.905)	2.911 (2.941)	2.947 (2.977)	2.983 (3.013)	3.019 (3.049)	3.055 (3.085)	3.091 (3.121)	3.127 (3.157)	3.163 (3.193)	3.199 (3.229)	3.235 (3.265)	3.271 (3.301)	3.307 (3.337)	3.343 (3.373)	3.379 (3.409)	3.415 (3.445)	3.451 (3.481)	3.487 (3.517)	3.523 (3.553)	3.559 (3.589)	3.595 (3.625)	3.631 (3.661)	3.667 (3.697)	3.703 (3.733)	3.739 (3.769)	3.775 (3.805)	3.811 (3.841)	3.847 (3.877)	3.883 (3.913)	3.919 (3.949)	3.955 (3.985)	3.991 (4.021)	4.027 (4.057)	4.063 (4.093)	4.099 (4.129)	4.135 (4.165)	4.171 (4.201)	4.207 (4.237)	4.243 (4.273)	4.279 (4.309)	4.315 (4.345)	4.351 (4.381)	4.387 (4.417)	4.423 (4.453)	4.459 (4.489)	4.495 (4.525)	4.531 (4.561)	4.567 (4.597)	4.603 (4.633)	4.639 (4.669)	4.675 (4.705)	4.711 (4.741)	4.747 (4.777)	4.783 (4.813)	4.819 (4.849)	4.855 (4.885)	4.891 (4.921)	4.927 (4.957)	4.963 (4.993)	5.000 (5.030)	5.036 (5.066)	5.072 (5.102)	5.108 (5.138)	5.144 (5.174)	5.180 (5.210)	5.216 (5.246)	5.252 (5.282)	5.288 (5.318)	5.324 (5.354)	5.360 (5.390)	5.396 (5.426)	5.432 (5.462)	5.468 (5.498)	5.504 (5.534)	5.540 (5.570)	5.576 (5.606)	5.612 (5.642)	5.648 (5.678)	5.684 (5.714)	5.720 (5.750)	5.756 (5.786)	5.792 (5.822)	5.828 (5.858)	5.864 (5.894)	5.900 (5.930)	5.936 (5.966)	5.972 (6.002)	6.008 (6.038)	6.044 (6.074)	6.080 (6.110)	6.116 (6.146)	6.152 (6.182)	6.188 (6.218)	6.224 (6.254)	6.260 (6.290)	6.296 (6.326)	6.332 (6.362)	6.368 (6.398)	6.404 (6.434)	6.440 (6.470)	6.476 (6.506)	6.512 (6.542)	6.548 (6.578)	6.584 (6.618)	6.620 (6.650)	6.656 (6.686)	6.692 (6.722)	6.728 (6.758)	6.764 (6.794)	6.800 (6.830)	6.836 (6.866)	6.872 (6.902)	6.908 (6.938)	6.944 (6.974)	6.980 (7.010)	7.016 (7.046)	7.052 (7.082)	7.088 (7.118)	7.124 (7.154)	7.160 (7.190)	7.196 (7.226)	7.232 (7.262)	7.268 (7.298)	7.304 (7.334)	7.340 (7.370)	7.376 (7.406)	7.412 (7.442)	7.448 (7.478)	7.484 (7.518)	7.520 (7.550)	7.556 (7.586)	7.592 (7.622)	7.628 (7.658)	7.664 (7.698)	7.700 (7.730)	7.736 (7.766)	7.772 (7.802)	7.808 (7.838)	7.844 (7.874)	7.880 (7.910)	7.916 (7.946)	7.952 (7.982)	7.988 (8.018)	8.024 (8.054)	8.060 (8.090)	8.096 (8.126)	8.132 (8.162)	8.168 (8.198)	8.204 (8.234)	8.240 (8.270)	8.276 (8.306)	8.312 (8.342)	8.348 (8.378)	8.384 (8.418)	8.420 (8.450)	8.456 (8.486)	8.492 (8.522)	8.528 (8.558)	8.564 (8.594)	8.600 (8.630)	8.636 (8.666)	8.672 (8.702)	8.708 (8.738)	8.744 (8.774)	8.780 (8.810)	8.816 (8.846)	8.852 (8.882)	8.888 (8.918)	8.924 (8.954)	8.960 (8.990)	8.996 (9.026)	9.032 (9.062)	9.068 (9.098)	9.104 (9.134)	9.140 (9.170)	9.176 (9.206)	9.212 (9.242)	9.248 (9.278)	9.284 (9.318)	9.320 (9.350)	9.356 (9.386)	9.392 (9.422)	9.428 (9.458)	9.464 (9.494)	9.500 (9.530)	9.536 (9.566)	9.572 (9.602)	9.608 (9.638)	9.644 (9.674)	9.680 (9.704)	9.716 (9.746)	9.752 (9.782)	9.788 (9.818)	9.824 (9.854)	9.860 (9.890)	9.896 (9.926)	9.932 (9.962)	9.968 (9.998)	10.004 (10.034)	10.040 (10.070)	10.076 (10.106)	10.112 (10.142)	10.148 (10.178)	10.184 (10.214)	10.220 (10.250)	10.256 (10.286)	10.292 (10.322)	10.328 (10.358)	10.364 (10.394)	10.400 (10.430)	10.436 (10.466)	10.472 (10.502)	10.508 (10.538)	10.544 (10.574)	10.580 (10.604)	10.616 (10.644)	10.652 (10.682)	10.688 (10.718)	10.724 (10.754)	10.760 (10.790)	10.796 (10.826)	10.832 (10.862)	10.868 (10.898)	10.904 (10.934)	10.940 (10.970)	10.976 (11.006)	11.012 (11.042)	11.048 (11.078)	11.084 (11.114)	11.120 (11.150)	11.156 (11.186)	11.192 (11.222)	11.228 (11.258)	11.264 (11.294)	11.300 (11.330)	11.336 (11.366)	11.372 (11.402)	11.408 (11.438)	11.444 (11.474)	11.480 (11.504)	11.516 (11.544)	11.552 (11.580)	11.588 (11.616)	11.624 (11.652)	11.660 (11.688)	11.696 (11.724)	11.732 (11.760)	11.768 (11.796)	11.804 (11.834)	11.840 (11.870)	11.876 (11.906)	11.912 (11.942)	11.948 (11.978)	11.984 (12.014)	12.020 (12.050)	12.056 (12.086)	12.092 (12.122)	12.128 (12.158)	12.164 (12.194)	12.200 (12.230)	12.236 (12.266)	12.272 (12.302)	12.308 (12.338)	12.344 (12.374)	12.380 (12.410)	12.416 (12.446)	12.452 (12.482)	12.488 (12.518)	12.524 (12.554)	12.560 (12.590)	12.596 (12.626)	12.632 (12.662)	12.668 (12.698)	12.704 (12.734)	12.740 (12.770)	12.776 (12.806)	12.812 (12.842)	12.848 (12.878)	12.884 (12.914)	12.920 (12.950)	12.956 (12.986)	12.992 (13.022)	13.028 (13.058)	13.064 (13.094)	13.100 (13.130)	13.136 (13.166)	13.172 (13.202)	13.208 (13.238)	13.244 (13.274)	13.280 (13.310)	13.316 (13.346)	13.352 (13.382)	13.388 (13.418)	13.424 (13.454)	13.460 (13.490)	13.496 (13.526)	13.532 (13.562)	13.568 (13.598)	13.604 (13.634)	13.640 (13.670)	13.676 (13.706)	13.712 (13.742)	13.748 (13.778)	13.784 (13.814)	13.820 (13.850)	13.856 (13.886)	13.892 (13.922)	13.928 (13.958)	13.964 (13.994)	14.000 (14.030)	14.036 (14.066)	14.072 (14.102)	14.108 (14.138)	14.144 (14.174)	14.180 (14.210)	14.216 (14.246)	14.252 (14.282)	14.288 (14.318)	14.324 (14.354)	14.360 (14.390)	14.396 (14.426)	14.432 (14.462)	14.468 (14.498)	14.504 (14.534)	14.540 (14.570)	14.576 (14.606)	14.612 (14.642)	14.648 (14.678)	14.684 (14.714)	14.720 (14.750)	14.756 (14.786)	14.792 (14.822)	14.828 (14.858)	14.864 (14.894)	14.900 (14.930)	14.936 (14.966)	14.972 (15.002)	15.008 (15.038)	15.044 (15.074)	15.080 (15.110)	15.116 (15.146)	15.152 (15.182)	15.188 (15.218)	15.224 (15.254)	15.260 (15.290)	15.296 (15.326)	15.332 (15.362)	15.368 (15.398)	15.404 (15.434)	15.440 (15.470)	15.476 (15.506)	15.512 (15.542)	15.548 (15.578)	15.584 (15.614)	15.620 (15.650)	15.656 (15.686)	15.692 (15.722)	15.728 (15.758)	15.764 (15.794)	15.800 (15.830)	15.836 (15.866)	15.872 (15.902)	15.908 (15.938)	15.944 (15.974)	15.980 (16.010)	16.016 (16.046)	16.052 (16.082)	16.088 (16.118)	16.124 (16.154)	16.160 (16.190)	16.196 (16.226)	16.232 (16.262)	16.268 (16.298)	16.304 (16.334)	16.340 (16.370)	16.376 (16.406)	16.412 (16.442)	16.448 (16.478)	16.484 (16.514)	16.520 (16.550)	16.556 (16.586)	16.592 (16.622)	16.628 (16.658)	16.664 (16.694)	16.700 (16.730)	16.736 (16.766)	16.772 (16.802)	16.808 (16.838)	16.844 (16.874)	16.880 (16.910)	16.916 (16.946)	16.952 (16.982)	16.988 (17.018)	17.024 (17.054)	17.060 (17.090)	17.096 (17.126)	17.132 (17.162)	17.168 (17.198)	17.204 (17.234)	17.240 (17.270)	17.276 (17.306)	17.312 (17.342)	17.348 (17.378)	17.384 (17.414)	17.420 (17.450)	17.456 (17.486)	17.492 (17.522)	17.528 (17.558)	17.564 (17.594)	17.600 (17.630)	17.636 (17.666)	17.672 (17.702)	17.708 (17.738)	17.744 (17.774)	17.780 (17.810)	17.816 (17.846)	17.852 (17.882)	17.888 (17.918)	17.924 (17.954)	17.960 (17.990)	17.996 (18.026)	18.032 (18.062)	18.068 (18.098)	18.104 (18.134)	18.140 (18.170)	18.176 (18.206)	18.212 (18.242)	18.248 (18.278)	18.284 (18.314)	18.320 (18.350)	18.356 (18.386)	18.392 (18.422)	18.428 (18.458)	18.464 (18.494)	18.500 (18.530)	18.536 (18.566)	18.572 (18.602)	18.608 (18.638)	18.644 (18.674)	18.680 (18.710)	18.716 (18.746)	18.752 (18.782)	18.788 (18.818)	18.824 (18.854)	18.860 (18.890)	18.896 (18.926)	18.932 (18.962)	18.968 (18.998)	19.004 (19.034)	19.040 (19.070)	19.076 (19.106)	19.112 (19.142)	19.148 (19.178)	19.184 (19.214)	19.220 (19.250)	19.256 (19.286)	19.292 (19.322)	19.328 (19.358)	19.364 (19.394)	19.400 (19.430)	19.436 (19.466)	19.472 (19.502)	19.508 (19.538)	19.544 (19.574)	19.580 (19.610)	19.616 (19.646)	19.652 (19.682)	19.688 (19.718)	19.724 (19.754)	19.760 (19.790)	19.796 (19.826)	19.832 (19.862)	19.868 (19.898)	19.904 (19.934)	19.940 (19.970)	19.976 (20.006)	20.012 (20.042)	20.048 (20.078)	20.084 (20.114)	20.120 (20.150)	20.156 (20.186)	20.192 (20.222)	20.228 (20.258)	20.264 (20.294)	20.300 (20.330)	20.336 (20.366)	20.372 (20.402)	20.408 (20.438)	20.444 (20.474)	20.480 (20.510)	20.516 (20.546)	20.552 (20.582)	20.588 (20.618)	20.624 (20.654)	20.660 (20.690)	20.696 (20.726)	20.732 (20.762)	20.768 (20.798)	20.804 (20.834)	20.840 (20.870)	20.876 (20.906)	20.912 (20.942)	20.948 (20.978)	20.984 (21.014)	21.020 (21.050)	21.056 (21.086)	21.092 (21.122)	21.128 (21.158)	21.164 (21.194)	21.200 (21.230)	21.236 (21.266)	21.272 (21.302)	21.308 (21.338)	21.344 (21.374)	21.380 (21.410)	21.416 (21.446)	21.452 (21.482)	21.488 (21.518)	21.524 (21.554)	21.560 (21.590)	21.596 (21.626)	21.632 (21.662)	21.668 (21.698)	21.704 (21.734)	21.740 (21.770)	21.776 (21.806)	21.812 (21.842)	21.848 (21.878)	21.884 (21.914)	21.920 (21.950)	21.956 (21.986)	21.992 (22.022)	22.028 (22.058)	22.064 (22.094)	22.100 (22.130)	22.136 (22.166)	22.172 (22.202)	22.208 (22.238)	22.244 (22.274)	22.280 (22.310)	22.316 (22.346)	22.352 (22.382)	22.388 (22.418)	22.424 (22.454)	22.460 (22.490)	22.496 (22.526)	22.532 (22.562)	22.568 (22.598)	22.604 (22.634)	22.640 (22.670)	22.676 (22.706)	22.712 (22.742)	22.748 (22.778)	22.784 (22.814)	22.820 (22.850)	22.856 (22.886)	22.892 (22.922)	22.928 (22.958)	22.964 (22.994)	23.000 (23.030)	23.036 (23.066)	23.072 (23.102)	23.108 (23.138)	23.144 (23.174)	23.180 (23.210)	23.216 (23.246)	23.252 (23.282)	23.288 (23.318)	23.324 (23.354)	23.360 (23.390)	23.396 (23.426)	23.432 (23.462)	23.468 (23.498)	23.504 (23.534)	23.540 (23.570)	23.576 (23.606)	23.612 (23.642)	23.648 (23.678)	23.684 (23.714)	23.720 (23.750)	23.756 (23.786)	23.792 (23.822)	23.828 (23.858)	23.864 (23.894)	23.900 (23.930)	23.936 (23.966)	23.972 (24.002)	24.008 (24.038)	24.044 (24.074)	24.080 (24.110)	24.116 (24.146)	24.152 (24.182)	24.188 (24.218)	24.224 (24.254)	24.260 (24.290)	24.296 (24.326)	24.332 (24.362)	24.368 (24.398)	24.404 (24.434)	24.440 (24.470)	24.476 (24.506)	24.512 (24.542)	24.548 (24.578)
--------------------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------

