

10/95

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ECOLE NATIONAL POLYTECHNIQUES

DEPARTEMENT DE : GENIE CIVIL



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

ETUDE DU TABLIER D'UN
PONT DALLE COURBE EN
BETON PRECONTRAIN

4 PLANCHES

PROPOSE PAR :

LA SAPTA

ETUDIE PAR :

Mr R. GAMOURI
Mr K. RAFAI

DIRIGE PAR :

Mr M. BELGACEM
Mr S. LEKHEL

PROMOTION

1994 / 1995

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ECOLE NATIONAL POLYTECHNIQUES

DEPARTEMENT DE : GENIE CIVIL



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

ETUDE DU TABLIER D'UN
PONT DALLE COURBE EN
BETON PRECONTRAIN

PROPOSE PAR :

LA SAPTA

ETUDIE PAR :

Mr R. GAMOURI
Mr K. RAFAI

DIRIGE PAR :

Mr M. BELGACEM
Mr S. LEKHEL

PROMOTION

1994 / 1995

REMERCIEMENT

NOUS TENONS A REMERCIER TOUTES LES PERSONNES QUI NOUS ONT AIDE DANS NOTRE TRAVAIL PAR LEUR DISPONIBILITE ET LEUR SOUTIEN MORAL

NOUS REMERCIONS EN PARTICULIER , MR M.BELGACEM DE LA SAPTA , QUI NOUS A ECLAIRE AVEC SES CONSEILS , SANS OUBLIER MR LEKHEL

NOS REMERCIEMENTS S'ADRESSE AUSSI A TOUS NOS ENSEIGNANTS ET ENSEIGNANTES DE L'ENP

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Dedicace

Je dedie ce modeste travail

- à ma chère mère
- à mes frères et surtout "SAOU", qui m'a soutenu pendant toutes mes années d'études
- à mes chères sœurs et leurs époux
- à mes neveux et nièces
- à ma tante et à mon oncle
- à mes cousines et cousins
- et enfin à tous mes amis

Gamouri Rachid

وَقُلْ رَبِّ
زِدْنِي عِلْمًا

صدق الله العظيم

بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

إلى والديتي الفاليتة

وإلى والدي العنزینة

وإلى إخوتي الأعزاء

وإلى جميع أصدقائي

أهدي هذا العمل

رافعی کریم

الأولاد

وَقُلْ رَبِّیْ
رَبُّ الْعَالَمِیْنَ

صدق الله العظيم

SOMMAIRE

I- PRESENTATION DU PROJET	1
I-1 Introduction	1
I-2 présentation de l'ouvrage	1
I-3 Implantation des piles	2
II CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES	
II-1 Le béton	5
II-2 Les aciers	7
a- Armatures passives	7
b- Armatures actives	7
c- Comportement des aciers	8
III- CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA DALLE	12
IV- CHARGES ET SURCHARGES	13
IV-1 Calcul des efforts extérieurs	16
V- CALCUL DES EFFORTS INTERIEURS	33
V-1 Calcul des efforts longitudinales	33
V-1-1 Calcul des moments de flexion	34
V-1-2 Calcul de l'effort tranchant	52
V-1-3 Calcul du moment de torsion du a la courbure	63
V-2 Calcul des moments transversaux	70
V-3 Calcul des moments de torsion des charges excentrées	79
V-4 Calcul des dénivellations d'appuis	84

VI- ETUDE DE LA PRECONTRAINTE	83
VI-1 Introduction	83
VI-2 Détermination du nombre de câbles	84
VI-3 Phase de construction de l'ouvrage	90
VI-4 Tracé du câble équivalent	95
VI-5 Calcul des pertes de tension	97
VI-6 Calcul du moment de précontrainte	106
VII- FERRAILLAGE PASSIF	107
VII-1 Armatures de peau	107
VII-2 Armatures des zones d'encrage	107
VII-3 Armatures des zones d'about	108
VII-4 Ferrailage de la dalle	123
VII-5 Vérification des contraintes de flexion	
a- a l'E.L.S-	128
b- a l'E.L.U	132
VII-6 Vérification vis a vis de l'effort tranchant	138
VII-7 Vérification a la torsion	144
VII-8 ferrailage des encorbellements	148
VII-9 Vérification de la flèche	155
VIII- EQUIPEMENTS	
VIII-1 Appareils d'appui	160
VIII-2 Jointe de chaussée	170
ANNEXES	
CONCLUSION	

CHAPITRE I

PRESENTATION DU PROJET

I PRESENTATION DU PROJET :

I - 1 Introduction :

Etant donne les besoins considérables en matières d'ouvrage d'art ,due essentiellement aux facteurs suivants :

- développement du resau routier et création du resau autoroutier
- la croissance économique rapide du paye
- essor très rapide en matière de transport

La construction des ouvrages d'art a pris une grande importance , ou il a fallut adopter de nouveau procédés de construction dont l'objectif est de :

- réduire les délais d'exécutions
- une meilleur stabilité de l'ouvrage
- une réduction des coûts de l'ouvrage

Les ponts font partie de ces ouvrages d'art dont les techniques de construction ont connu un très grand essor et la conception doit reprendre aux contraintes techniques economiques et esthetiques .

Lors de l'elaboration d'un pont ,il est necessaire de choisir un schema de fonctionnement et de calcul , ce choix n'est generalement pas unique et depend du degre de precision recherche pour l'analyse .

La definition du schema de fonctionnement et de calcul repose sur des simplifications dans la geometrie de la construction .

I - 2 Presentation de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'etude ,proposé par la societe Algerienne des ponts et travaux d'art (SAPTA) , consiste en l'étude d'un pont dalle courbe en béton précontraint situé dans la willaya de BOUIRA

l'ouvrage a 101 m de portée et il est compose de 4 travée égales deux a deux , les deux de rives et les deux intermédiaires . Le tablier est une dalle pleine a inertie constante

*Caracteristiques géométriques de l'ouvrage

Les deux travée de rive sont courbe de portée $l_1 = l_4 = 20$ m
et les deux intermédiaires courbes de portée $l_2 = l_3 = 30.5$ m
le rayon de courbure constant $R = 150$ m

1)- profil en long : c'est la coupe longitudinale de l'ouvrage suivant le plan vertical passant par l'axe de l'ouvrage sont :

2)-profil en travers : chaussée a simple sens et de divers constant égal a 3 % , la largeur roulante est $l_r = 8.8$ m

3)-trace en plan : le trace en plan est constitue d'une courbe de rayon constant $R=150$ m,suivant la ligne moyenne longitudinale de l'ouvrage

la largeur total de l'ouvrage est de 12.5 m

4)- predimensionnement: soit ' h' la hauteur de la dalle , l'élanement d'une travée doit vérifier la condition suivante :

travée intermédiaire $h/l \geq 1/33$ $h = 1.3$ m , $l = 30.5$ m

c'est vérifier

travée de rive $h/l \geq 1/28$ $h = 1.3$ m , $l = 20$ m

c'est vérifiée

La largeur rectangulaire équivalente de la dalle doit vérifier

$$2b \cdot 1.1 > l_c \text{ (largeur changeable)}$$

$$l_c = 8 \text{ m} , 2b = 9.567 \text{ m}$$

c'est vérifiée

La largeur de la nervure $> 0.5 L_t$

$$L_i = 8 \text{ m}$$

$$L_t = 12.5$$

c'est vérifiée

La largeur droite de l'encorbellement le plus important ne doit pas excéder le 1/5 de la portée déterminante

$$L_e < 1/5 L$$

$$L_e = 2 \text{ m}$$

$$L = 30.5 \text{ m}$$

c'est vérifiée

I - 3 Implantation des piles :

soit (A) le point de repère de gisement de coordonnées :

$$x = 399903.564$$

$$y = 99732.386$$

avec $G = 113.4374 \text{ gr}$
 $PK = 48.312 \text{ m}$

et soient A_0, A_1, A_2, A_3, A_4 , les centres des appuis (piles) et (culées) à implanter sur le site de kilométrage suivants :

$$88.5 \text{ m} ; 108.5 \text{ m} ; 139 \text{ m} ; 169.5 \text{ m} ; 189.5 \text{ m} .$$

pour implanter les piles sur le site, il faut calculer le gisement de chaque point ainsi que ses coordonnées par rapport à un point dont le gisement et les coordonnées sont connus et qui sont dans notre cas pour le point (A)

1)- Détermination des gisements des droites A_{Ai} et leurs coordonnées :

$$G_{AAi} = G - \alpha_i/2$$

α_i : la porte angulaire des points A et A_i

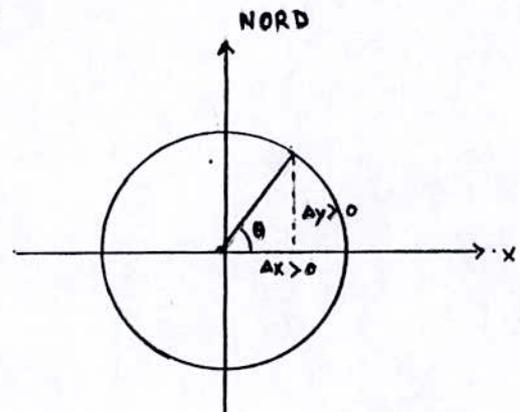
$$\alpha_i/2 = [PK(A_i) - PK(A)] / 2R , R = 150 \text{ m}$$

pour le calcul des coordonnées des points A_i , on distingue deux cas :

1er cas : $G_{AAi} < 100 \text{ gr}$

$$\text{soit } g = -G_{AAi} + 100 ; |\overline{AA_i}| = 2R \sin \alpha_i/2$$

$$\begin{cases} \Delta x = |\overline{AA_i}| \cos g \\ \Delta y = |\overline{AA_i}| \sin g \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x_i = x_A + \Delta x \\ y_i = y_A + \Delta y \end{cases}$$



2eme cas : $G_{AA2} > 100$ gr
 soit $g = -G_{AA0} - 100$; $|\overline{AA_i}| = 2 R \sin \alpha_i/2$

$$\begin{cases} \Delta x = |\overline{AA_i}| \cos g \\ \Delta y = -|\overline{AA_i}| \sin g \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x_i = x_A + \Delta x \\ y_i = y_A - \Delta y \end{cases}$$

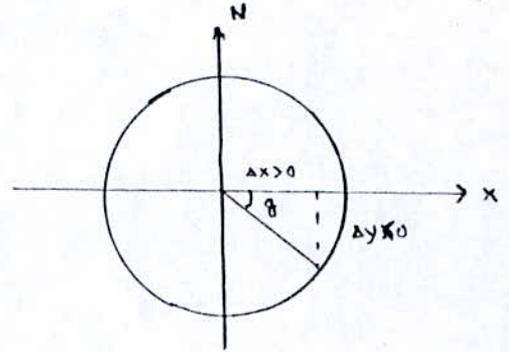


Tableau récapitulatif

points	A	Ao	A1	A2	A3	A4
$G_{AA_i}(\text{gr})$	113.4374	104.9092	100.665	94.1928	87.7205	83.4767
g (gr)	0	4.9092	0.6651	5.8072	12.2795	16.5236
Δx	0	39.9488	59.78177	88.94177	115.732	131.477
Δy	0	-3.0867	-0.62459	8.13777	22.604	34.9127
x_i	399903.564	399943.513	99963.3458	39992.506	400019.296	400035.041
y_i	99732.386	99729.299	99731.7614	99740.52	99754099	99767.2987

Pour les deux premières piles intermédiaires (A1,A2) , leurs axes transversales doivent être parallèles à l'axe de la voie ferrée puisque cette dernière se situe entre eux
 par contre pour les autres piles , elles seront radiales , leurs axes transversaux se coupent en même point qui est le centre de la courbure

le gisement total de l'axe des raies est $G_t = 384.6861$ gr

Soit θ l'angle entre le nord magnétique et l'axe parallèle au raies de chemin de fer existant

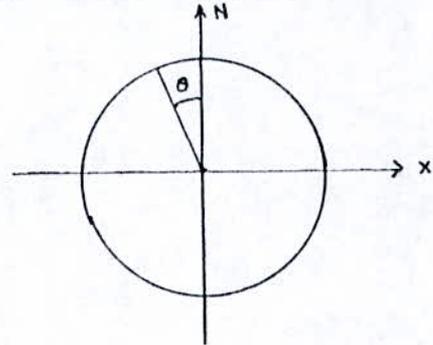
$$\theta = 400 - 384.6861 = 15.3139 \text{ gr}$$

et soit φ_1 et φ_2 ,les gisements des droites AA2 , AA3 par rapport a l'axe parallèle au raies du chemin de fer

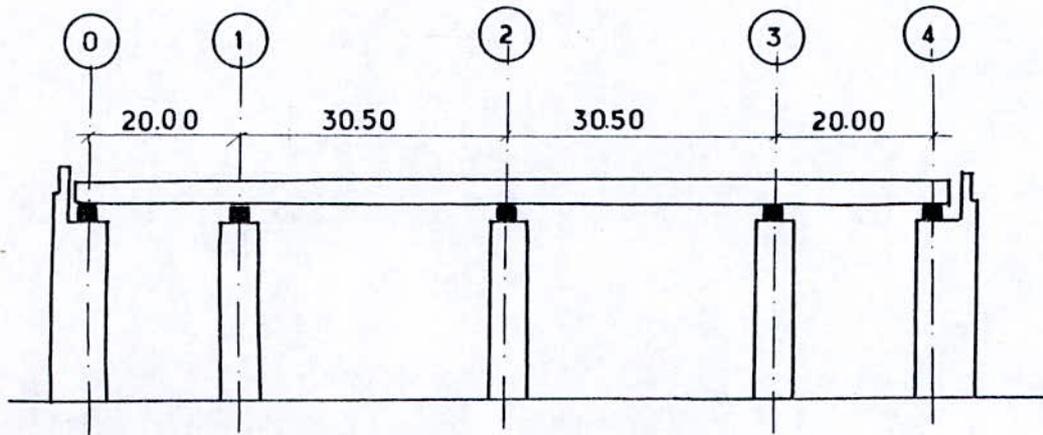
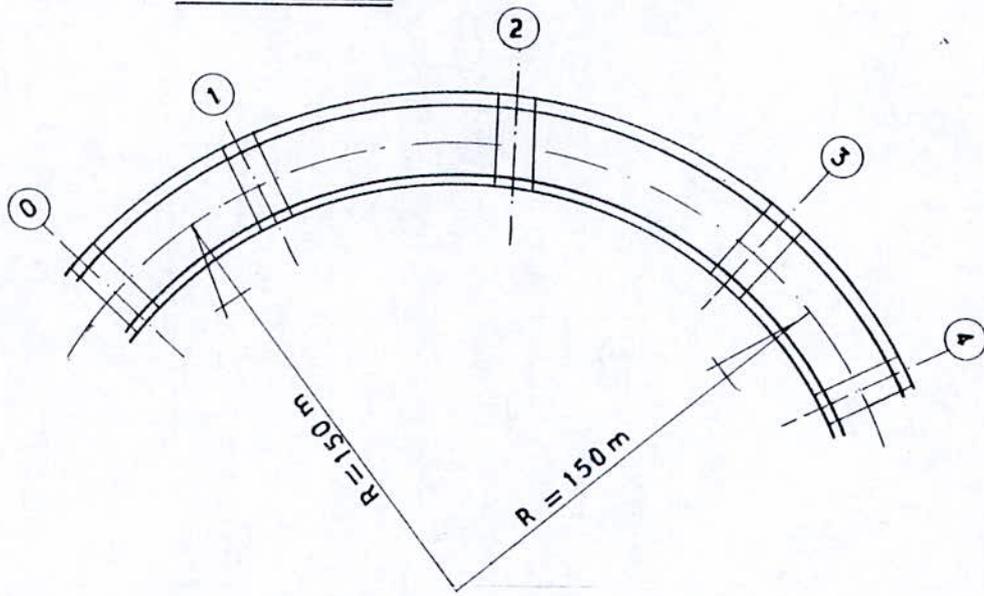
Détermination de φ_1 :

$$\begin{aligned} G_{AA1} &= 100.6651 \text{ gr} \\ G_{AA2} &= 94.1928 \text{ gr} \\ \varphi_1 &= 200 - (G_i + \theta) \\ G_i &= G_{AA_i} - \alpha_i/2 \end{aligned}$$

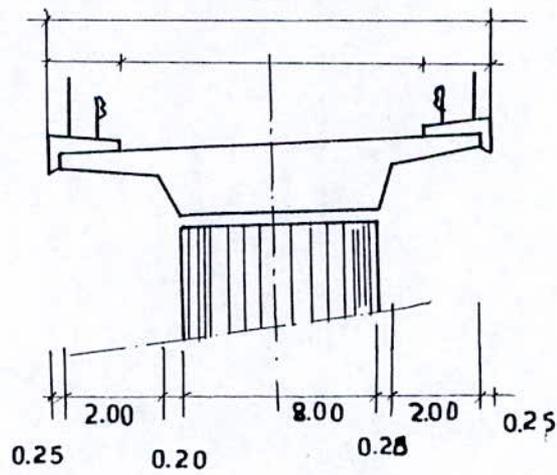
$$\begin{aligned} \varphi_1 &= 84.021 \text{ gr} \\ \varphi_2 &= 90.943 \text{ gr} \end{aligned}$$



VUE EN PLAN



COUPE LONGITUDINALE



COUPE TRANSVERSALE

CHAPITRE II

CARACTERISTIQUES DES MATIÈRES UTILISÉES

CARACTERISTIQUES DES MATIÈRES UTILISÉES

II - caracteristiques des materiaux utilises

II -1 Le beton :

1-1 Beton precontraint :

C'est à E.FREYSSINET que revient le merite d'avoir mit au point et developper le beton precontraint
dès 1908, il realisait des triants de precontraint au moyen des fils d'acier durs tout en les etudiant et c'est en 1929 qu'il devisa les principes au releves relatives au beton precontraint et puis, Aujourd'hui la plus part des ponts sont realises en BP dont la portee peut atteindre jusqua 100 m
Le beton precontraint travaille sous des contraintes plus elevees que celles du beton arme , parconsequence il doit etre plus resistant. Ce beton est dose d'un ciment de 350 kg/m qui convient bien , particulierement à tous les travaux courants en beton arme et beton precontraint c'est le ciment C P A 350.
La resistance caracteristique à la compression à "j" jours notee "fcj" est à 28 jours

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

La resistance à la traction est liees à la resistance à la compression par la formule suivante:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

$$f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\rho_i \text{ masse volumique du beton } \rho_i = 2.5 \text{ t/m}^3$$

1-2 Contraintes admissibles

Les contraintes sont conformes aux restruictions du BPEL

- contraintes admissibles à la compression (σ_{bc})

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ quelque soit la classe de verification retenue}$$

- contraintes admissibles de traction de beton (σ_t)

* classe I

Aucune traction n'est admise sur l'ensemble de la section , quelque soit le cas de charge envisagé

* classe II

le calcul des contraintes normales est toujours effectues sur la section non fissurée

$$\bar{\sigma}_t = f_{tj} \quad \text{dans la section d'enrobage}$$

$$\bar{\sigma}_t = 1.5 f_{tj} \quad \text{ailleurs}$$

* classe III

les contraintes normales sont calculées uniquement sur la section fissurée

**Module de déformation du béton (référence BPEL)

- le module de déformation instantané

$$E_i = 11 \cdot 10^3 \sqrt[3]{f_{tj}}$$

- le module de déformation différée

$$E_v = E_i / 3$$

II - Les aciers :

a)- Armatures passives

Les armatures passives par opposition aux armatures actives de precontrainte (qui sont sous tension meme sans aucune sollicitation exterieures à l'inverse des armatures passives qui ne sont tendues que sous des sollicitations exterieures) sont des armatures comparables à celle du beton armé; il se distinguent par leurs nuances et leurs etats de surfaces (*barres lisses ou haute adherance*); pour notre ouvrage, on retient **l'acier FeE40 à emploi courant et de : limite d'elasticité $f_e = 400$ MPa**

coef de securité $s = 1.15$

La contrainte admissible de fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} [2/3 f_e ; 150]$$

η : coef de fissuration

$$\bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

le module de YOUNG $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$

ϕ des armatures utilisees ϕ passif = 25 mm

b) Armatures actives

Le procédé utilisé est dit de " DYWIDAG " les cables sont constitués de 12 T 15 TBR classe 3
nombre de torons /cables : 12

la section de cable utilisée $A = 16.80 \text{ cm}^2$
T 15 est construit de 6 fils de diametre 5.0 mm
1 fil de diametre 5.2 mm

module d'elasticité $E_a = 200\,000 \text{ MPa}$

ϕ ext de la gaine = 88 mm

ϕ int de la gaine = 80 mm

la force de tension garentie $F_{pog} = 2.638 \text{ MN}$

la force de rupture garentie $F_{prg} = 2.974 \text{ MN}$

la force utile par cable $F_u = 0.8 F_{prg} = 2.379 \text{ MN}$

coef de frottement $f = 0.19$

glissement à l'encrage $g = 7 \text{ mm}$

c)- comportement des aciers

Les diagrammes qui suivent sont tracés, en abscisse les deformations ; en ordonné les contraintes , on obtient ainsi des diagrammes (cont-def)

NB:

les tractions etant considerées comme positives , le module de YOUNG (module d'elasticite longitudinal) E est pris egal à 200 000 MPa pour les armatures passives et 190 000 Mpa pour les armatures actives

1- Diagrammes cont-def des armatures passives

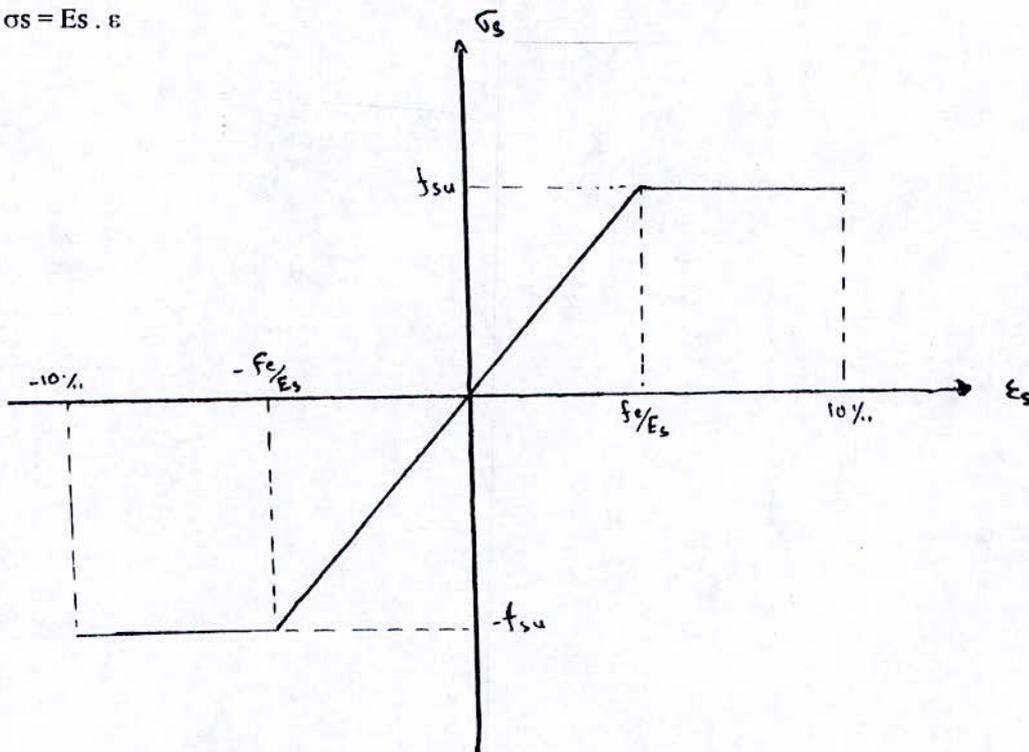
le diagramme cont-def est idealise sous forme de deux droites , les valeurs des contraintes sont:

- pour : $\epsilon_s > f_c/E_s$

$$\sigma_s = f_{su} = f_c/\gamma \quad ; \quad \gamma = 1.15$$

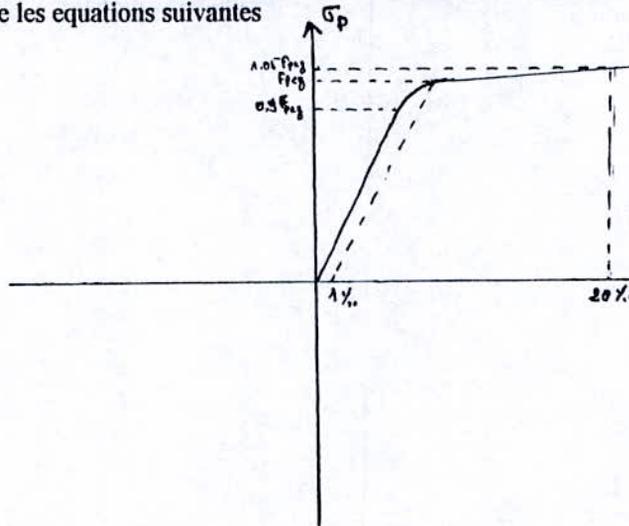
- pour : $\epsilon_s < f_c/E_s$

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon$$



2- diagrammes cont-def pour les armatures passives
 (le calcul en ELU)

sortant du domaine elastique ,il est necessaire de connaitre la relation entre cont et def au defferents stades de calcul , une mise en equation des courbes reelles a du etre fait pour en assurer un emploi simple le BPEL donne les equations suivantes



2-1 fils , trefilé et terons (section II et V du titre du fascicule 4 de C.C.T.G)

le diagramme est de type suivant (fig) avec une partie lineaire de pente E_p

pour $\sigma_p \leq 0.9 f_{peg} \Rightarrow \sigma_p = E_p \epsilon_p$

et une partie courbe ayant une equation pour

$$\sigma_p > 0.9 f_{peg} \Rightarrow \epsilon_p = \sigma_p / E_p + 100 (\sigma_p / f_{peg} - 0.9)^5$$

2-2 fils trempés et revenus et barres (section III du titre IV du fascicule 4 de CCTG)

on utilise conventionnellement le diagramme ci-dessous

pour $\sigma_p < f_{peg} / E_p$

$$\sigma_p = E_p \epsilon_p$$

pour $\epsilon_p > f_{peg} / E_p$

$$\sigma_p = f_{peg}$$

soient $\bar{\sigma}_i$ et σ_i^+ les tensions de l'armature avant et après la déformation instantanée du temps "t"
 soit $\sum \Delta \sigma_{pi}$ la somme des relaxations effectuées pendant les phases précédentes la méthode consiste à
 calculer le temps fictif t_i pour passer -par relaxation- de la contrainte $\sigma_i + \Delta \sigma_{pi}$ à la contrainte σ_i , donc
 à résoudre entre l'équation

$$K1 \rho 1000 (t_i/1000)^{\frac{3}{4}(1-\mu)} e^{-\frac{1000 t_i^{\frac{3}{4}}}{\mu}} (\sigma_i^+ + \sum_{j=1}^{i-1} \Delta \sigma_{pj}) - \sum_{j=1}^{i-1} \Delta \sigma_{pj}$$

ou $\mu = [\sigma_i^+ + \sum_{j=1}^{i-1} \Delta \sigma_{pj}] / f_{prj}$

et à remplacer l'intervalle de temps suivant (t_i , $t_i + \Delta t_i$) par (t_e , $t_e + \Delta t_i$)

$$\Delta \sigma_{pi} = K1 \rho 1000 (t_e + \Delta t_i) e^{-\frac{1000 (t_e + \Delta t_i)^{\frac{3}{4}}}{\mu}} (\sigma_i + \sum \Delta \sigma_{pi}) - \sum \Delta \sigma_{pi}$$

5- Concomitance de la relaxation avec le retrait et le fluage du béton

Même au cours d'une phase où les actions autres que la précontrainte ne varient pas, les armatures du fait du retrait et du fluage du béton, ne sont pas soumises, comme dans les essais de relaxations à un allongement constant pendant une phase [t_i , t_{i+1}] où n'intervient que le retrait, le fluage du béton et la relaxation des aciers, la perte de précontrainte qui en résulte est donnée par la

formule : $\Delta \sigma = \Delta \sigma_{pi} + \Delta \sigma_{ri} + \Delta \sigma_{fli} - 2 \Delta \sigma_{pi} (\Delta \sigma_{ri} + \Delta \sigma_{fli}) / \sigma_i$

Dans laquelle

- * σ_i est la contrainte moyenne dans les aciers de précontrainte au début de la phase considérée
- * σ_i est la relaxation qui s'effectuerait dans l'intervalle [t_i , t_{i-1}] si l'allongement des armatures ne varient pas dans cet intervalle, $\Delta \sigma_{pi}$ se calcule selon indications du paragraphe précédent

* $\Delta \sigma_{ri} = E_p K_s [r(t_{i+1}) - r(t_i)]$ est la perte par retrait dans l'intervalle [t_i , t_{i+1}]

* $\Delta \sigma_{fli} = E_p \Delta \epsilon_{fli}$ est la perte qui s'effectuerait par fluage pendant la phase considérée sous l'effet d'une contrainte constante égale à la contrainte du béton à la fin de cette phase au niveau du centre de gravité des armatures

Toutefois, lorsque $\Delta \epsilon$ est obtenue par la méthode du temps équivalent, c'est à dire à partir de la contrainte du béton au début de la phase considérée, il est loisible d'utiliser la même formule pour l'estimation de la perte de précontrainte

Lorsque la nature de l'acier est ignorée il est loisible de se référer au diagramme affecté aux fils trempés et revenus, si une grande précision n'est pas recherchée, ce même diagramme peut être utilisé pour les torons et les fils trefilés si on a besoin de connaître la perte par relaxation au temps ou si on souhaite plus de précision pour l'estimation de la relaxation finale on utilise la formule suivante:

$$\Delta\sigma_p(x,t) = K1 \rho_{1000} \left(\frac{t}{1000} \right)^{\frac{3}{4}(1-\mu)} \cdot e^{-\frac{1004-7.5}{K1} \mu} \cdot \sigma_{pm}(x)$$

dans laquelle :

t : en heures

ρ_{1000} : est la valeur garantie de la relaxation à 1000 h en pourcentage de la tension initiale

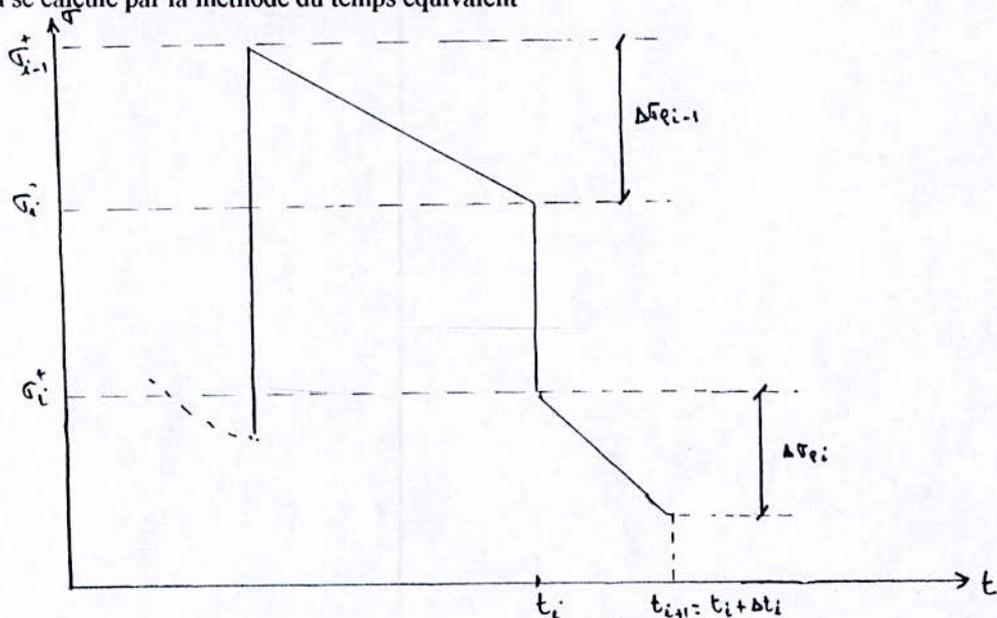
$\mu = \sigma_{pmt}(x) / f_{prg}$ ou σ_{pmt} est égale à σ_{pi} tension à l'origine diminuée des pertes à la mise en

tension

$\rho_{1000} \geq 8$	$6 \cdot 10^{-3}$	si $\rho_{1000} \leq 2.5$	1.1	si $\rho_{1000} \leq 2.5$
	$K1 =$		$K2 =$	1.5 si
$\rho_{1000} < 8$	$8 \cdot 10^{-3}$	si $\rho_{1000} > 2.5$	1.25	si $2.5 < \rho_{1000} < 8$

* Comportement des aciers sous deformation variable

Au cas où la déformation de l'armature varie de façon discontinue, la relaxation qui s'effectue après une telle variation se calcule par la méthode du temps équivalent



CHAPITRE III

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES
DE LA DALLE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES
DE LA DALLE

III - Caractéristiques de la dalle

1)- ordonné du centre de gravité de la dalle

$$Y_g = 2 \sum A_i y_i / 2 \sum A_i$$

2)- moment d'inertie

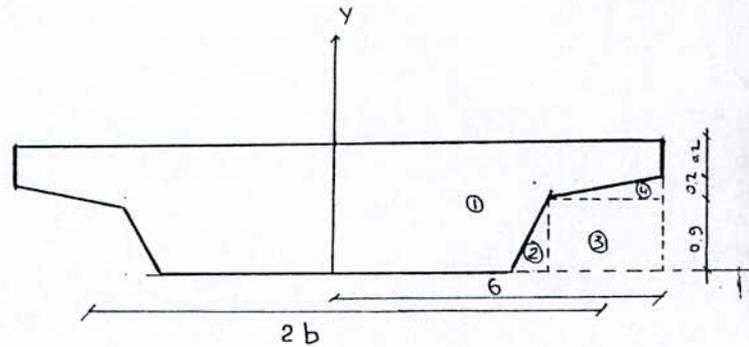
$$I_{gx} = 2 \sum I_{gxi} + 2 \sum A_i (y_i - y_g)^2$$

3)- rayon de giration

$$i^2 = I_{gx} / B$$

3)- Rendement géométrique de la section

$$\rho = I_{gx} / B v^2$$



y_i : l'ordonné du centre de gravité de la section

A_i : surface de la section (i)

I_{gxi} : moment d'inertie de la section (i)

v, v' : la distance entre l'axe passant par le cdg G , et la fibre sup et inf extrêmes successivement

no de l'élément	section A_i/o	y_i/o	Momt stat $A_i y_i$	I_{gxi}	$y_i - y_g$	$(y_i - y_g) A_i$
1	7.8	0.65	5.07	1.0985	-0.0505	$1.989 \cdot 10^{-2}$
2	-0.09	0.3	-0.027	$4.05 \cdot 10^{-3}$	-0.4005	$-1.443 \cdot 10^{-2}$
3	-1.62	0.45	-0.729	0.10935	-0.2505	$-1.016 \cdot 10^{-3}$
4	-0.18	0.97	-0.174	$4 \cdot 10^{-4}$	-0.266	$-1.275 \cdot 10^{-1}$
	B = total = 11.82 m ²		total = 8.28 m ³	total = 1.9694 m ⁴		total = $-21.79 \cdot 10^{-2}$ m ⁴

$$Y_g = 0.7005 \text{ m}$$

$$I_{gx} = 1.7515 \text{ m}^4$$

$$v' = y_g = 0.7005 \text{ m}$$

$$v = 1.3 - y_g = 0.5995 \text{ m}$$

$$i = 14.82 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$\rho = 0.353$$

Détermination de la largeur équivalente :

$$I_{gx} = 2bh/12 \Rightarrow 2b = 12 I_{gx} / h$$

$$2b = 9.567 \text{ m}$$

CHAPITRE IV

CHARGES ET SURCHARGES

IV - Charges et surcharges

1-1 La dalle :

La section réelle de la dalle est $B = 11.82 \text{ m}^2$, or $\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$

$$P_d = \gamma_b \cdot B$$

$$P_d = 29.55 \text{ t/m}$$

1-2 trottoirs + corniches

$$S = s_1 + s_2$$

$$s_1 = 0.5 \text{ m}^2$$

$$s_2 = 0.075 \text{ m}^2$$

$$S = 0.575 \text{ m}^2$$

$$S_t = 2S = 1.15 \text{ m}^2$$

$$P_t = S_t \cdot \gamma_b = 2.875 \text{ t/m}$$

$$P_t = 2.875 \text{ t/m}$$

1-3 grand corps + glissières :

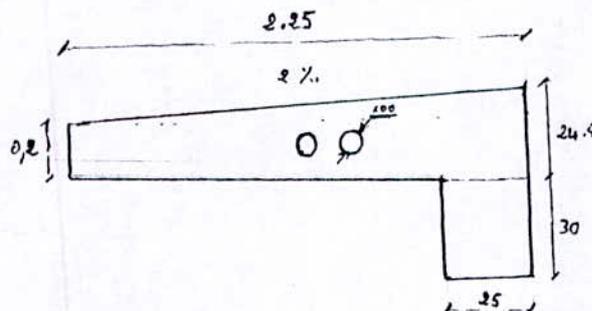
$$P_{gc} + g_s = 2 \cdot 0.16 = 0.32 \text{ t/ml}$$

1-4 Revêtement :

$$R = e \cdot l_c \cdot \gamma_r$$

$$R = 2.2 \text{ t/m}^3$$

$$P_r = 1.408 \text{ t/m}$$



$$d'ou \quad C_p = P_d + P_t + P_{(gc+gs)} + P_r = 34.153 \text{ t/m}$$

$$C_p = 34.153 \text{ t/m}$$

2- Surcharges :

- La largeur roulable est définie comme étant la largeur des dispositifs de sécurité

$$L.R. = 12.5 - 2 \cdot 1.7 = 9.1 \text{ m}$$

- La largeur chargeable est déduite de la largeur roulable en diminuant de chaque cote 0.55 m

$$l_c = l_r - 2 \cdot 0.55 = 8 \text{ m}$$

- Nombre de voies

$$N = E(l_c/3) = 2 \text{ voies} \quad \Rightarrow \quad N = 2 \text{ voies}$$

- La largeur d'une voie est

$$l_v = 4 \text{ m}$$

- La classe du pont

$$l_c = 8 \text{ m}, \quad N = 2 \text{ voies} \quad \Rightarrow \quad \text{pont de 1 ère classe}$$

Le fascicule 61 titre II du CPC qui est relatif au pont routier, traite essentiellement les type de charges qui doivent être prise en considération pour la justification des ouvrages

- Les charges routiers normales

- Les ----- a caractères particuliers

- Les charges sur remblai

- Les charges dues au vent et au séisme

Les charges routières a caractères normal comprennent deux systèmes différents, le système A et le système B

2-1 système A :

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la largeur L chargée suivant la loi $A(L) = 230 + 36000 / (L+12)$ kg/m² L en m

On la dispose entre les zéros de la ligne d'influence de façon à obtenir le max de l'effet recherché et on l'applique moyennant certains coef pondérateurs sur tout ou partie de la largeur chargeable dans le cadre d'un nombre entier de voies

la valeur de A (L) est multipliée par les coef a1 et a2

a1 dépend de la classe du pont et du nombre de voies (1ere classe ,2voies) => a1 = 1

a2 = lo/lv = 0.875 , lo dépend de la classe = 3.5 ; lv = 4 m

2-2 système B :

il comprend 3 sus systèmes appelés Bc,Bt et Br , le sous système Bc se compose de camions égale à 30 t que l'on dispose dans autant de bandes de 2.5 m de largeur dans le cadre de largeur chargeable et dont le nombre est limité à 2 par files .

Divers coef de pondération sont prévus selon la classe du pont et la nombre de files considérés ,de plus cette charge est frappée d'un coef de majoration dynamique (δ_{bc}) calculé par une formule explicitée dans le règlement

$$\delta_{bc} = 1 + 0.4 / (1+0.2 \cdot L) + 0.6 / (1 + 4cp/s)$$

cp: charge permanente

s: poids total des camions disposés sur le pont

bc: coef définit en fonc de la classe du pont et nombre de files considérés

$$bc = 1.1$$

- On peut dire que le système A et le sous-système Bc sont destinés à l'étude de la flexion générale des tabliers . Le système A devient déterminant pour les portées supérieures à 20 ou 25 m

- Les sous-systèmes Bt,Br sont plutôt réservés à l'étude d'effets locaux

- Les charges A et B routières dites à caractère normal induisent des effets de freinage et le cas échéant des forces centrifuges.

Les charges routières à caractères particuliers sont :

2-3 Les charges militaires :

Comprenant deux classes (classe 80 et 120) seul , le système Mc120 peut produire l'effet le plus défavorable des surcharges militaires .

Un véhicule type de système Mc120 comporte deux chenilles et reprend aux caractéristiques suivantes :

-La masse totale est de 110 t

-la longueur des chenilles est de 6.10 m

-la largeur ---- -- est de 1 m

l'entre axe entre deux chenilles est de 3.3 m

la surface d'impact sur la chaussée est un rectangle de (6.1 x 1 m) $\Rightarrow \delta_{Mc120} = 1 + 0.4 / (1+0.2 \cdot L) + 0.6 / (1 + 4cp/s)$

Les véhicules du système Mc120 peuvent circuler quelque soit la largeur de la chaussée , et la surface d'impact sur la chaussée de deux véhicules doit être au moins égale à 36.6 , ce type de charge est multiplié par un coef de majoration dynamique idem que celui du système Bc

2-4 convoi exceptionnel :

Le CPC précise alors ,le type de convoi exceptionnel à prendre en compte , celui-ci étant exclusif de tout autres charges

convoi type D

---- -- E

qui comporte des remorques de 3 éléments à 4 lignes et de deux à 3 essieux

Le pont de notre projet n'a pas été prévu pour supporter ce genre de convoi

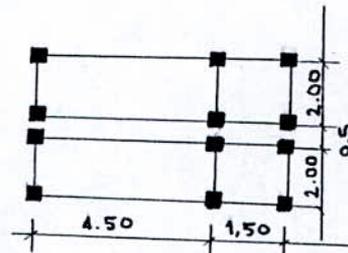
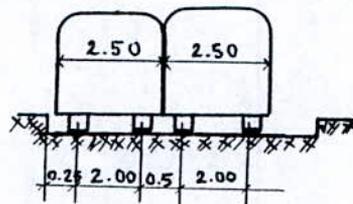
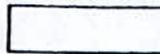
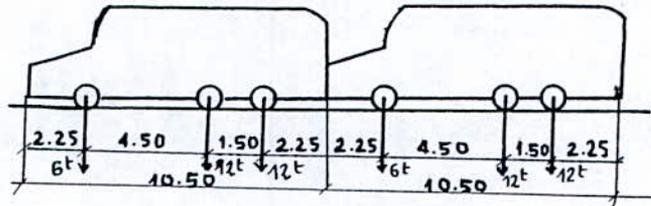
2-5 Surcharge de trottoir :

Le règlement prévoit deux systèmes de charges

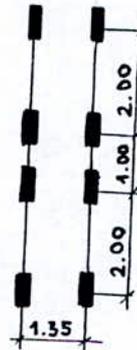
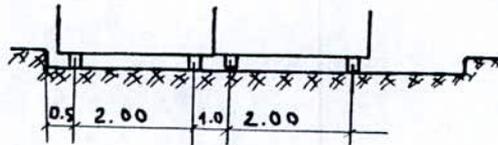
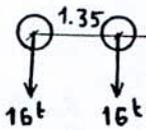
- 1 un système local (une charge de 450 kg/m²) destinée à la justification des éléments de couvertures des tabliers

- 2 un système général qui comprend une charge de 150 kg/m² à disposée sur les trottoirs d'une chaussée ,cette charge est cumulables avec la charge routière à caractère normal (A et B)

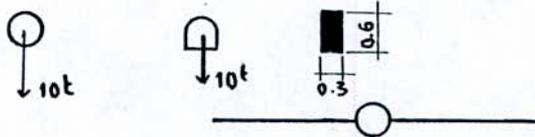
SYS: Bc



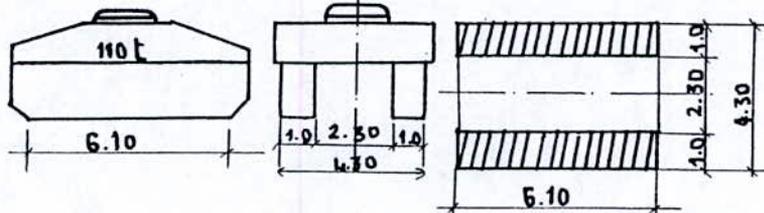
SYS Bc



SYS Br



SYS MC120



V - 1 Calcul des efforts extérieurs :

1)- effet du vent

Le vent agit sur la surface latérale du pont , son action est perpendiculaire a l'axe longitudinal de l'ouvrage , il développe sur toute la surface frappée ,une pression égale a 2 KN/m²

La surface latérale de l'ouvrage

$$S = 101 \cdot 1,3 = 131,3 \text{ m}^2$$

$$S = 131,3 \text{ m}^2$$

$$H_v = 2 \cdot S = 262,6 \text{ KN}$$

2)- effet du séisme :

-Les charges sismiques sont des charges accidentelles

-L'ouvrage sera réalisé en zone II (BOUIRA) ,on prendra les accélérations suivantes :

- verticalement $\epsilon_v = 0.07 C_p$

- horizontalement $\epsilon_h = 0.1 C_p$

$$C_p = 34.153 \text{ t/m}$$

$$\epsilon_v = 2.4 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$$

$$\epsilon_h = 3.4 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$$

3)- Effet de freinages:

Les charges a caractères normale (A et B) sont susceptibles ds développer des effets de freinage qui s'exerce sur la surface de la chaussée dans un sens ou dans un autre , de la circulation

L'effet de freinage correspondant a A (L) est égal a la fraction suivante du poids de cette dernière :

$$F = 1 / (20 + 35 \cdot 10^{-4} \cdot S)$$

$$H_f = A \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot S \cdot F = A \cdot S \cdot F$$

avec $a_2 = 0.075$

travée chargée	A(l) t/m ²	S (m ²)	A(t)	F(t)	Hf
1	1.355	160	189.7	0.0486	9.22
2	0.806	404	284.92	0.0467	13.3
3	0.6171	648	349.89	0.0449	15.71
4	0.5486	808	387.86	0.0438	16.99

-l'effet de freinage développé par le système Bc

Un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal a son poids ,un seul camion est suppose freine donc :

$$H_f = 30 \text{ t}$$

cette effet n'est pas majeure comme effets dynamique

4)- Forces centrifuges :

Elle est calculé a partir du système Bc dans les conditions suivantes :

sur les ponts courbes tous les camions du système Bc disposés sur la chaussée, sont susceptibles de développer des forces centrifuges horizontales, normales à l'axe de l'ouvrage et appliquées à sa surface on adopte la force centrifuge développée par essieu et qui est égale à la fraction suivante de son poids:

$$F = R + 150 / (6R + 350) \quad \text{si } R \leq 400 \text{ m}$$

$$F = 80 / R \quad \text{si } R > 400 \text{ m}$$

dans notre cas

$$R = 150 \text{ m}$$

$$\Rightarrow H_c = F b_c \delta_{bc} P_t$$

$$F = 0.24$$

Les forces centrifuges sont susceptibles pour majoration de l'effet dynamique, en outre il y a lieu de tenir compte des coefficients δ_{bc} et b_c dans le calcul de ces forces

Les forces centrifuges sont cumulées avec ceux des surcharges Bc et A, dans les conditions énumérées par les fascicules 61 titre II article 7,21,722, et elles ne sont pas cumulées avec ceux de freinage

$$b_c = 1.1$$

$$\delta_{bc} = 1 + 0.4 / (1 + 0.2L) + 0.6 / (1 + 0.4 G/P_t)$$

$$P_t = 120 \text{ t}$$

$$H_c = 36.432 \text{ t}$$

V- Determination des efforts interieurs

La determination des efforts interieurs dans un pont dalle dont la largeur est inferieure a la demi portee d'une travée se fait selon la theorie elastique des barres et dans ce cas .on admet que toute la dalle participe a la resistance d'ensemble . les lignes de repartition transversale des efforte permettent de determiner les efforts sollicitants chacun des 9 points de la dalle (points definis par la theorie de GUYON-MASSONET) ,la repartition longitudinale des efforts interieurs dans les systemes hyperstatiques (poutre continues) , depend avant tout de la loi de variation de l'inertie le long de la portee

V- 1 Calcul des efforts longitudinaux

Au debut , et pour determiner les sections les plus sollicitées dans les quatres travées du pont ,et par la suite ,les charges qui peuvent avoir les effets les plus defavorables dans la structure , on considere une poutre droite dont les longueurs des travées sont égales a la developpee de la ligne moyenne des travées correspondantes du pont Pour la determination des sections les plus sollicitées dans chaque travée , on utilise la notion des lignes d'influences

Rappel sur les lignes d'influences

a)-Ligne d'influence d'une poutre isostatique

Pour une section S d'abscisse (x) d'une poutre isostatique ,une charge unitee d'abscisse (α) ,produira un moment de flexion (y) et un effort tranchant (y') ,tel que

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

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

Pour un systeme de charge P_i concentrees :

$$M(x) = \sum P_i y_i$$

$$T(x) = \sum P_i y_i'$$

$M(x)$, $T(x)$: moment de flexion et l'effort tranchant

n : nombre de charges disposées sur la poutre

P_i : valeur de la charge i du convoi

Pour un systeme de charge reparties :

$$M(x) = q \Omega$$

$$T(x) = q \Omega'$$

q : l'intensitee de la charge repartie

Ω, Ω' : l'aires des diagrammes des lignes d'influences du moment et de l'effort tranchant

b)- ligne d'influence d'une poutre continue

b-1 du moment sur appui

Elle est obtenue par l'étude de la variation du moment sur appui i par une charge unitaire repérée par l'abscisse (α) par rapport à l'appui de gauche de la travée sur laquelle est située la charge unitaire - suivant la position de la charge unitaire par rapport à l'appui (i) (à gauche ou adroite de ce dernier) on a l'expression de M_i

1er cas :

La charge unitaire se trouve à gauche de l'appui (i) (dans la travée i)

$$M_i(\alpha) = -1/b_i \cdot [\omega_i'(\alpha) + \omega_i''(\alpha)/\varphi_i] / (1/\varphi_i\varphi_i' - 1) \quad \text{avec } \varphi_i, \varphi_i' : \text{les rapports focaux}$$

$$\varphi_i = -M_i/M_{i-1}$$

$$\varphi_i' = -M_{i+1}/M_i$$

$$\omega_i = -\int M(\alpha) (1-x/l_i) dx/EI$$

$$\omega_i'' = -\int M(\alpha) x/l_i dx/EI$$

$P=1$

rotation d'extrémité gauche et droite de la travée i sous la force

b_i : cost mécanique de la travée i

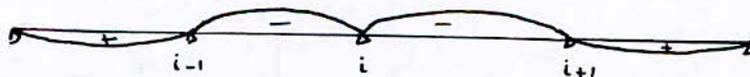
$$b_i = \int x/l_i \cdot (1-x/l_i) dx/EI$$

2eme cas

La charge unitaire se trouve à droite de l'appui (i) (dans la travée $i+1$)

$$M_i(\alpha) = 1/b_i \cdot [\omega_{i+1}'(\alpha)/\varphi_{i+1} + \omega_{i+1}''(\alpha)] / (1/\varphi_{i+1}\varphi_{i+1}' - 1) \quad \text{avec } \varphi_i, \varphi_i' : \text{les rapports focaux}$$

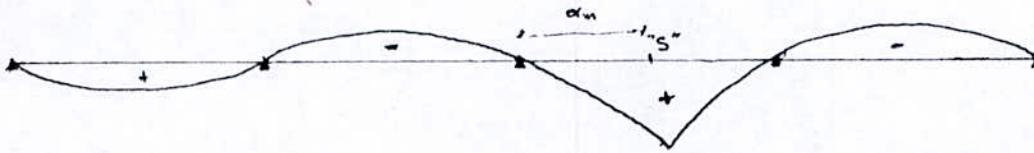
La ligne d'influence du moment sur l'appui (i) aura l'allure suivante :



b-2 Ligne d'influence du moment dans une section S de la travée

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

M_i : le moment de la poutre isostatique i , elle aura l'allure suivante



Remarque :

Les rapports focaux φ_i et φ_i' ne sont pas inverses l'un de l'autre, ils sont calculables par les relations de récurrences suivantes :

Rapports focaux gauche	Rapports focaux droites
$\varphi_1 = 0$	$\varphi_4' = 0$
$b_2/\varphi_2 = c_2 + a_2 - b_1\varphi$	$b_2/\varphi_2' = c_2 + a_3 - b_3\varphi_3'$
$b_3/\varphi_3 = c_2 + a_3 - b_2\varphi_2$	$b_3/\varphi_3' = c_3 + a_4 - b_4\varphi_4'$
$b_4/\varphi_4 = c_3 + a_4 - b_3\varphi_3$	$b_1/\varphi_1' = c_1 + a_2 - b_2\varphi_2'$

avec a_i, c_i, b_i les cost mécaniques d'équation suivantes :

$$a_i = c_i = R \left(\frac{1}{EI} + \frac{1}{GK} \right) \cdot \left[\alpha l_i - \frac{\sin \alpha l_i \cos \alpha l_i}{2 \sin \alpha l_i} \right] - \left[\frac{R}{GK} \left(\frac{1}{\alpha l_i} - \frac{\cos \alpha l_i}{\sin \alpha l_i} \right) \right]$$

$$b_i = R \left(\frac{1}{EI} + \frac{1}{GK} \right) \cdot \left[\frac{\sin \alpha l_i - \alpha l_i \cos \alpha l_i}{2 \sin \alpha l_i} \right] - \left[\frac{R}{GK} \left(\frac{1}{\sin \alpha l_i} - \frac{1}{\alpha l_i} \right) \right]$$

Pour déterminer la section la plus sollicitée dans chaque travée, nous avons tracé les lignes d'influences du moment fléchissant dans différentes sections (0.2 ; 0.4 ; 0.6) l_i , et nous avons constaté que la section la plus sollicitée en travée se trouve à 0.4 l pour la première travée et à 0.6 l pour la quatrième travée, et à 0.5 l pour les travées intermédiaires.

*Determination des moments dus aux surcharges :

En considérant les différentes possibilités de changement , et en utilisant les lignes d'influences déjà tracées , nous pouvons avoir les surcharges les plus déterminantes

On place les surcharges sur la structure de façon a avoir les y_i les plus importantes de la ligne d'influence

1)- Calcul des moments dans la section S située a 0.4 l de la 1 ere travée :

On a d'après la théorie des lignes d'influences

$$M(x) = P y_{moy}$$

avec $y_{moy} = S/lc$

S: correspond a la surface de la ligne d'influence correspondant a la charge repartie P elle sera calculée par la méthode de SIMPSON ,

$$S = \int_a^b f(x) dx = (b-a/3n) [y_0 + 4y_1 + 2y_2 + 4y_3 + \dots + y_n]$$

n : étant pair

lc : la longueur de la charge repartie P



2)- $y_{moy} = \sum P_i y_i / \sum P_i$ pour un ensemble de charges concentrées

Surcharge A (L) :

on considère les différentes possibilités de chargement pour le calcul du moment maximal dans la section S située a $x = 0.4 l$

1- travée 1 chargée :

$$A(L) = [0.23 + 36/(20+12)] a_1 a_2 l r$$

$$A(L) = 9.485 \text{ t/m}$$

le moment dans S est $M(x) = 425.82 \text{ tm}$

2- travée 1 et 3 chargées:

$$A(L) = 5.642 \text{ t/m}$$

$$M(x) = 104.2 \text{ tm}$$

Remarquant que selon l'expression de $A(L)$, cette dernière est fonction de (l/l) c'est a dire que ,plus la longueur chargée (l) augmente et plus $A(L)$ diminue .

Surcharge Bc :

On a deux files de camions de 30 t chacune , elle sont représentées longitudinalement par 6 charges centrées ,comme il est indique sur la figure

- pour avoir le moment max pour le convoi , on place l'essieu du camion au droit de la section S , en vérifiant le théorème de BARRE

$$\left(\sum_{k=1}^{i-1} P_k \right) / a < \left(\sum_{k=i}^n P_k \right) / b$$

et

$$\left(\sum_{k=1}^i P_k \right) / a > \left(\sum_{k=i+1}^n P_k \right) / b$$

$$a = 0.4 l = 8 \text{ m}$$

$$b = 0.6 l = 12 \text{ m}$$

pour	$P_k = P_1 = 12 \text{ t}$	non vérifiée
pour	$P_k = P_2 = 24 \text{ t}$	non vérifiée
pour	$P_k = P_3 = 24 \text{ t}$	c'est vérifiée

Calcul de y_{moy}

il se fait par la lecture de y_i correspondant aux P_i a partir de la ligne du moment dans $S = 0.411$

y_0	y_1	y_2	y_3	y_4	y_5
1.2	3.6	4.5	2.8	1.2	0.6

d'ou $M(0.411) = \sum P_i y_i = 285.6 \text{ tm}$

avec $\delta_{bc} \# 1.15$

$M(x) = 328.44 \text{ t m}$

Surcharges Mc120 :

$P = 110 \text{ t} ; \delta_{bc} \# 1.15 ; l = 6.1 \text{ m}$

La surcharge Mc120 est considérée comme étant une charge partiellement répartie de longueur d'impact $l = 6.1 \text{ m}$, on utilise la méthode de SIMPSON, pour calculer la surface correspondante a la charge partiellement répartie Pour le calcul de S , on prend :

$n=2$

y_0	y_1	y_2
2.866	4.5	3.381

$S = (b-a) / (3n) [y_0 + 4y_1 + y_2]$

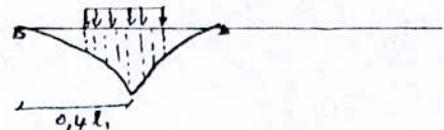
$b - a = 6.1 \text{ m}$

$n = 2$

$\implies S = 24.65 \text{ m}^2$

$y_{moy} = 4.04 ; \delta_{Mc120} \# 1.15$

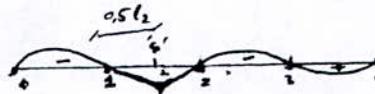
$M(x) = 511.207 \text{ tm}$



valeur de la charge (t)	M_{max} (tm)	travée chargée
9.485	425.82	
5.642	115.21	
138	328.44	
126.5	511.207	

2- Calcul des moments dans la section S située a 0.5 l2 de la deuxième travée :

La forme de la ligne d'influence est la suivante



surcharge A(L) :

1- travée 2 chargée:

$$A(L) = 7.539 \text{ t/m}$$

le moment dans S (0.5 l2)

$$M(x) = 672.7 \text{ t m}$$

2- travée 2+3 chargée :

$$A(L) = 5.642 \text{ t/m}$$

$$M(x) = 351.08 \text{ tm}$$

surcharge Bc :

y0	y1	y2	y3	y4	y5
4.2	5.811	6.41	4.6	3.06	2.6

$$M(0.5 l2) = 534.5 \text{ t} \quad ; \quad M(x) = 614.68 \text{ tm}$$

surcharge Mc120 :

y0	y1	y2
5	6.4	5.1

$$S = 6.1/3 \times 2 [5 + 4 \cdot 6.4 + 5.1] = 36.295 \text{ m}^2$$

$$M(0.5 l2) = 752.675 \text{ tm}$$

Tableau donnant les moments dans S a 0.5l2 dus aux différents charges

les charges	valeur de la charge (t)	Mmax (tm)	travée chargées
A(L)	7.539	672.7	
	5.642	351.08	
Bc	138	614.68	
Mc120	126.5	752.875	

3- Calcul des moments au droit des sections d'appuis:

La forme de la ligne d'influence sur l'appui 1 est :



les charges	valeur de la charge (t)	Mmax (tm)	travée chargées
A(L)	9.485	-367.016	
	5.642	-485.403	
Bc	138	-207.72	
Mc120	126.5	-336.48	

4 - Calcul des moments dans S située au droit de l'appui 2 :

les charges	valeur de la charge (t)	Mmax (tm)	travée chargées
A(L)	5.741	- 477.09	
	7.539	- 270.97	
Bc	138	-275.28	
Mc120	126.5	-517.316	

Conclusion

on constate que les surcharges les plus prépondérantes et a prendre en considération dans les calculs des efforts internes sont

Les surcharges A(L) et de trottoir pour les moments sur appuis (moment négatif)

-Le convoi Mc120 pour déterminer les moments positifs max (en travée)

V-2 Influence de la courbure en plan dans les ponts :

L'influence de la courbure en plan sur les sollicitations dépend essentiellement de la portée angulaire $\alpha l = l / R$

Hypothèses de calcul :

- l'élément barre doit résister essentiellement à la torsion uniforme (due à la courbure) cad $Gk l \gg EI$
- la section transversale doit être indéformable (les entretoises ne doivent pas être trop espacées) Pour notre cas cette condition est vérifiée, cas d'un pont dalle
- l'inertie de torsion K est constante, le moment d'inertie $I = \text{const}$, condition vérifiée
- le rayon de la courbure R est constant
- les déformations due à l'effort tranchant T sont considérées comme étant négligeables

* Les déformations d'une poutre courbe :

Les déformations d'une poutre courbe soumise à une charge verticale sont caractérisées par les grandeurs suivantes :

$v(\alpha)$: déformation verticale de l'axe de gravité de la poutre

$\varphi(\alpha)$: rotation de la section autour de l'axe de gravité

$\theta(\alpha)$: rotation normale à l'axe de gravité de la poutre

1)- poutre courbe sollicitée par une charge uniforme centrée

Soit une poutre courbe simplement appuyée à ses extrémités par rapport à la flexion, et bi-encastree par rapport à la torsion sollicitée à une charge P uniformément répartie et centrée

En intégrant l'équation différentielle (4) de façon à satisfaire les conditions aux limites

$$m(\alpha = 0) = 0$$

$$m(\alpha = \alpha l) = 0$$

$$\text{or } m + dm/d\alpha = -P R \text{ ----- (1)}$$

équation différentielle de second degré, la solution est de la forme :

$$m(\alpha) = -PR + A \sin \alpha + B \cos \alpha$$

$$\text{avec } \alpha = 0 \implies m(0) = 0 \text{ et } B = PR$$

$$\alpha = \alpha l \implies m(\alpha l) = 0 \text{ et } A = PR (1 - \cos \alpha l) / \sin \alpha l$$

donc la solution est :

$$m(\alpha) = -PR + PR (1 - \cos \alpha l) / \sin \alpha l \cdot \sin \alpha + PR \cos \alpha$$

$$m(\alpha) = PR [2 \sin \alpha / 2 \cdot (\sin ((\alpha l - \alpha) / 2) / \cos \alpha l / 2)]$$

* Equation differentielles de la flexion sous charges centrees

on considere l'element de poutre soumis a une charge uniformement repartie suivant l'axe et qui s'etablissent comme suite :

l'equilibre des moments :

$$\sum M / o' = 0$$

$$-m + (m + dm) - (t + dt) R d\alpha + (C + dC) d\alpha - q R \alpha \cdot R d\alpha = 0$$

en negligant les termes du second ordre , on aura :

$$dm - tR d\alpha + C d\alpha = 0 \Rightarrow dm = (tR - C) d\alpha$$

$$dm / d\alpha = tR - C$$

l'equilibre suivant oy :

$$-T + (T + dT) + PR d\alpha = 0 \Rightarrow dT + PR d\alpha = 0$$

$$d'o\grave{u} \quad dT/d\alpha = -PR \quad \text{----- (2)}$$

*L'equilibre des forces suivant OZ :

$$-C + (C + dC) + (T + dT) R d\alpha - (M + dM) d\alpha - PR d\alpha/2 = 0$$

en negligant le terme de second ordre on aura :

$$dC / d\alpha = M \quad \text{----- (3)}$$

En derivant l'equation differentielle (1) par rapport a α , en tenant compte des equations (2) , et (3) , on obtiendra l'equation differentielle de la flexion

$$dm/d\alpha = tR - c \Rightarrow dm/d = R dt/d - dc/d\alpha$$

$$d'o\grave{u} \quad dm/d\alpha = R (-PR) - m$$

$$\Rightarrow \quad dm/d\alpha + m = -PR \quad \text{----- (4)}$$

$$m(\alpha) = 2PR \sin(\alpha/2) \cdot [\sin((\alpha l - \alpha)/2) / \cos(\alpha l/2)]$$

a partir des equations (2) et (3) . on obtient les equations de C et t

$$*t(\alpha) = t_a - PR \alpha d\alpha = t_a - PR \alpha \quad \text{avec } t_a = PR \alpha l/2$$

$$t(\alpha) = PR (\alpha l/2 - \alpha)$$

$$*C(\alpha) = t(\alpha) R - dm(\alpha)/d\alpha$$

$$C(\alpha) = PR [(\alpha l/2 - \alpha) - \sin(\alpha l/2 - \alpha) / \cos(\alpha l/2)]$$

2)- Poutre courbe sollicitée par une charge concentrée excentrée:

Soit une poutre courbe simplement appuyée à la flexion à ses extrémités et bi-encastree à la torsion, soumise à une charge concentrée excentrée au droit de la section d'abscisse (αp) d'une distance (x_d) on veut déterminer les efforts intérieurs développés par cette charge avec :

$$M_a = M_b = 0$$

1) - l'effort tranchant :

pour $0 \leq \alpha \leq \alpha p$ $t(\alpha) = t_a$

pour $\alpha p \leq \alpha \leq \alpha l$ $t(\alpha) = t_a - P$

2)- moment fléchissant :

$$m(\alpha) = m_a \cos \alpha - c_a \sin \alpha + t_a R \sin \alpha$$

pour $0 < \alpha < \alpha l$ $m(\alpha) = t_a R \sin \alpha - c_a \sin \alpha$

pour $\alpha p < \alpha < \alpha l$ $m(\alpha) = m_a \cos \alpha - c_a \sin \alpha + t_a R \sin \alpha - PR \sin(\alpha - \alpha p) - m_d \sin(\alpha - \alpha p)$

avec $m_d = P x_d$

3)-Moment de torsion :

pour $\alpha < \alpha < \alpha_p$ $C(\alpha) = Ca \cos\alpha + ta R (1-\cos\alpha)$

pour $\alpha_p < \alpha < \alpha_l$ $C(\alpha) = Ca \cos\alpha + ta R \alpha (1-\cos\alpha) + P xd \cos(\alpha - \alpha_p) - PR [1-\cos(\alpha-\alpha_p)]$

Tableau récapitulatif donnant les efforts intérieurs pour une charge concentre excentrée

les efforts	$0 \leq \alpha \leq \alpha_p$	$\alpha_p \leq \alpha \leq \alpha_l$
$l(\alpha)$	$P (1 - \alpha p/\alpha l)$	$- \alpha p/\alpha l \cdot P$
$m(\alpha)$	$P R (1+xd/R) (\sin(\alpha l-\alpha p) / \sin\alpha l)\sin\alpha$	$P R (1+xd/R) (\sin\alpha p.\sin(\alpha l-\alpha) / \sin\alpha l$
$c(\alpha)$	$P R [(1+\alpha p/\alpha l) - [(1-xd/xr)\sin(\alpha l-\alpha p)].\cos\alpha / \cos\alpha l$	$-P R [(\alpha p/\alpha l) - [(1-xd/xr)\sin\alpha p.\cos(\alpha l-\alpha) / \sin\alpha l]]$

Remarque : Le moment fléchissant du a une charge excentrée est donc égal a $m(\alpha)$ du a cette charge supposée centrée multiplie par un coef D

$$D = 1 + xd/R \quad \text{avec } xd > 0$$

s'il est situe du cote opposé du centre de courbure de la fibre moyenne .

**Determination des efforts intérieurs pour une poutre courbe continue :*

Pour déterminer les efforts intérieurs dans un pont circuler continu , on doit connaître les effets sur les sollicitations

et les déformation des moments fléchissants sur appuis , (moments hyperstatiques ou de continuités M_i)

-pour une poutre courbe isostatique soumise a deux moments d'extrémités positifs Ma et Mb
les efforts intérieurs dans ce cas sont donnes par :

a)- Effort tranchant :

$$Ta = Tb = T = \text{const}$$

b)- Moment fléchissant :

$$M(\alpha) = Ma \cdot \sin(\alpha l - \alpha) / \sin\alpha l + Mb \cdot \sin\alpha / \sin\alpha l$$

c)- Moment de torsion :

$$C(\alpha) = T.R - dM(\alpha)/d\alpha = T.R + Ma \cdot \cos(\alpha l - \alpha) / \cos\alpha l - Mb \cdot \cos\alpha / \cos\alpha l$$

** Rotation d'extrémité*

avec les conditions aux limites suivantes :

$$va = vb = 0 \quad \varphi_a = \varphi_b = 0$$

« rotations des deux extrimitées A et B autour de l'axe de

gravite +

les rotations normales a l'axe de gravite des sections d'extrémités A et B sont données par :

$$\begin{cases} \theta_a = -a Ma - bMb \\ \theta_b = bMa + cMb \end{cases}$$

avec a,b ,c les constantes mécaniques de la poutre AB

si $k = \text{const} \Rightarrow a = c$

*determination des constantes mécaniques :

$$a = c = R (1/EI + 1/GK) [(1 - \sin\alpha \cos(l / 2\sin\alpha)] - R/GK (1/\alpha - \cos\alpha/\sin\alpha)$$

$$b = R (1/EI + 1/GK) [\sin\alpha - \alpha \cos\alpha / 2\sin\alpha] - R/GK (1/\sin\alpha - 1/\alpha)$$

a l'aide de ces résultats , il est possible de déterminer les efforts intérieurs dans une poutre courbe continue , les moments de continuités (Mi) sont déterminés de manière a satisfaire les conditions de déformations aux appuis intermédiaires .

La rotation de la section située au droit de l'appui (i) de la travée (i) considérée comme indépendante:

$$\theta_i = b_i M_{i-1} + c_i M_i + \theta_i^0 \quad (1)$$

La rotation de la section située au droit de l'appui (i) de la travée (i + 1) considérée comme indépendante:

$$\theta_i = -a_{i+1} M_i - b_{i+1} M_{i+1} + \theta_i^0 \quad (2)$$

exprimons la condition de compatibilité des rotations au droit de l'appui (i) (1) = (2)

$$\Rightarrow \begin{cases} b_i M_{i-1} + c_i M_i + \theta_i^0 = -a_{i+1} M_i - b_{i+1} M_{i+1} + \theta_i^0 \\ b_i M_{i-1} + (a_{i+1} + c_i) M_i + M_{i+1} b_{i+1} = \theta_i^0 - \theta_i^0 = 0 \end{cases} \quad \text{*equation des trois moments}$$

avec θ_i rotation de droite (respectivement de gauche), de la travée isostatique associée a la travée (i) de la poutre continue sous l'action des charges extérieures dans le cas de (n) travées , cette condition de compatibilité de des rotations , nous donne (n-1) équations qui permettent la détermination les (n-1) inconnus et qui sont les Mi
Les efforts intérieurs s'obtiennent alors dans chaque travée par superposition des efforts dans le système fondamental et des effets des moments hyperstatiques :

$$\begin{cases} M_i(\alpha) = m_i(\alpha) + M_{i-1} \sin(\alpha-\alpha)/\sin\alpha + M_i \sin\alpha/\sin\alpha \\ T_i(\alpha) = t_i(\alpha) + ((M_i - M_{i-1}) / R \alpha) \\ C_i(\alpha) = c_i(\alpha) - M_{i-1} [1/\alpha - \cos(\alpha-\alpha)/\sin\alpha] + M_i [1/\alpha - \cos\alpha/\sin\alpha] \end{cases}$$

avec: $m_i(\alpha), t_i(\alpha), c_i(\alpha)$ efforts intérieurs de la poutre circulaire isostatique

* expressions des rotations d'extrémités d'une poutre circulaire

1- charge répartie :

$$\theta_i^0 = -\theta_{i-1}^0 = 0.5 P R (1/EI + 1/GK) [(1 - \cos\alpha) (\alpha - \sin\alpha) / \sin\alpha] - P R / GK (\tan(\alpha/2) - \alpha/2)$$

2- charge concentrée :

$$\begin{cases} \theta_{i-1}^0(\alpha p) = - P R / \sin\alpha (1/EI + 1/GK) [\alpha/2 \sin\alpha / \sin\alpha - (\alpha p/2 \cos(\alpha - \alpha p))] + P R / \sin\alpha p \cdot 1/GK [\sin(\alpha - \alpha p) - (\alpha - \alpha p) / \alpha \cdot \sin\alpha] \\ \theta_{i-1}^0(\alpha p) = - P R / \sin\alpha (1/EI + 1/GK) [\alpha/2 \sin(\alpha - \alpha p) / \sin\alpha - (\alpha - \alpha p) / 2 \cdot \cos \alpha] + P R / \sin\alpha p \cdot 1/GK [\sin\alpha p - (\alpha p - \alpha) \cdot \sin\alpha] \end{cases}$$

*Détermination des caractéristiques mécaniques de la dalle :

- Module de déformation longitudinal du béton de la dalle
on distingue deux type de déformation longitudinales , suivant la durée d'application des sollicitations

1- charges instantanées:

Ce sont les charges dont la durée d'application est très faible vis a vis du temps nécessaires au développement du fluage , pour ce type de charge ,la déformation max du béton est supposée egale la déformation élastique instantanée

$$\epsilon_{b,max} = \epsilon_{b,elas}$$

et

$$E = E_{ij} = 11 \cdot 10^3 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$f_{cj} = 35 \text{ MPa}$$

Dans la construction des ponts routier , les charges suivantes sont de courtes durée

- les surcharges de trafic
- les charges dues au vent et au séisme
- les efforts de freinage et de démarrage

2 - charges permanentes et constantes (longue durée)

toutes charge dont la durée d'application est de même ordre de grandeur que le temps nécessaire au développement du phénomène de fluage est considérée comme permanente pour ce type de charge :

$$E = E_{vj} = E_{ij}/3 = 11993,91 \text{ MPa}$$

Les principales charges constantes de longue durée que l'on rencontre dans la construction des ponts sont :
les charges dues au - poids propre

- revêtement du tablier
- les glissières de sécurité et corniches

- Module de déformation transversal du béton de la dalle G :
on ala relation entre G et E

$$G = E / 2 \cdot (1 + \gamma) \quad \text{avec} \quad \gamma = 0,2$$

pour $E_i = 35981,73 \text{ MPa}$

$$G = 14992,3875 \text{ MPa}$$

pour $E_v = 11993,91 \text{ MPa}$

$$G = 4997,4625 \text{ MPa}$$

*Constantes de torsion uniforme K :

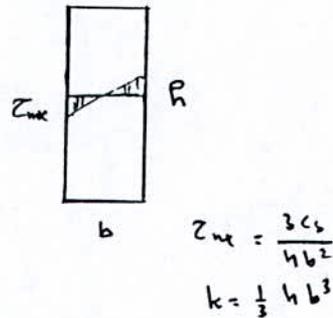
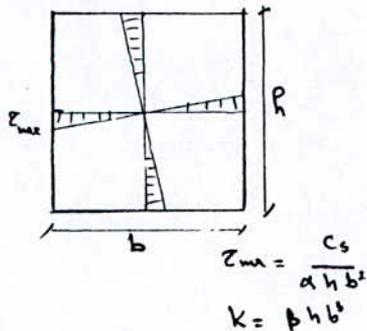
SAINT-VENANT a établie une relation permettant de déterminer de manière approximative la constante de torsion d'une section pleine de forme quelconque

$$K = \frac{A^2}{40 I_{rr}} \quad \text{avec } A : \text{l'aire de la section considérée}$$

$$I_{rr} : \text{moment d'inertie polaire } I_{rr} = I_{xx} + I_{yy}$$

cette relation a été établie pour une section circulaire ,elle est valable pour les sections pleines dont les dimensions sont a peu près les mêmes dans les deux directions perpendiculaires ,cependant, elle s'applique avec une bonne précision pour les sections dont une dimension est nettement supérieure a l'autre (rectangle mince)

- pour une section rectangulaire on a deux directions



$$\tau_{\max} = cs / \alpha (b) h^3$$

cs : moment de torsion uniforme

les valeur de α , β , η , (sont données en fonction de b/h dans le tableau suivant :

b/h	1	1.5	2	2.5	3	4	6	8	10	∞
α	0.208	0.235	0.245	0.258	0.267	0.282	0.299	0.307	0.313	1/3
β	0.141	0.196	0.229	0.229	0.249	0.263	0.281	0.299	0.315	1/3

dans notre cas

$$b = 9.56 \text{ m}$$

$$h = 1.3 \text{ m}$$

$$\Rightarrow b/h = 7.35$$

$6 < b/h < 8$ par interpolation linéaire

$$\beta = B1 + (B2 - B1) (y - y1 / y2 - y1)$$

$$\beta = 0.3044$$

d'ou $K = 6.3981 \text{ m}^4$

* Calcul de la rigidité a la flexion et a la torsion :

$$I_{gx} = 1.7515 \text{ m}^4$$

pour les charges de courtes durées

$$EI = 63022 \text{ MN m}^2$$

$$GK = 95622.79 \text{ MN m}^2$$

pour les charges de longues durées

$$EvI = 21007.33 \text{ MN m}^2$$

$$GK = 31974.265 \text{ MN m}^2$$

* Calcul des constantes mécaniques (pour les charges de courtes durées)

travées	li	α_i	ai = ci	bi
1-4	20	0.133	$1.0585 \cdot 10^{-4}$	$5.3049 \cdot 10^{-5}$
2-3	30.5	0.203	$1.6223 \cdot 10^{-4}$	$8.1566 \cdot 10^{-5}$

*(pour les charges de longue durées)

travées	li	α_i	ai = ci	bi
1-4	20	0.133	$3.1755 \cdot 10^{-4}$	$1.5915 \cdot 10^{-5}$
2-3	30.5	0.203	$4.8671 \cdot 10^{-4}$	$2.4469 \cdot 10^{-5}$

CHAPITRE V

CALCUL DES EFFORTS INTERIEURS

V - CALCUL DES EFFORTS INTERIEURS :

I - 1 Calcul des efforts longitudinaux :

* *Moments sous charge permanente*

considérant la i eme travée , le moment fléchissant $M_i(\alpha)$ dans cette travée s'écrira en fonction des moments sur appui et du moment $m_{i,0}(\alpha)$ dans cette même travée supposée indépendante

$$M_{i,0}(\alpha) = m_{i,0}(\alpha) + M_{i-1} \cdot \frac{\sin(\alpha i - \alpha)}{\sin \alpha i} + M_i \frac{\sin \alpha}{\sin \alpha i}$$

ou α : désigne dans chaque travée l'abscisse angulaire comptée a partir de l'appui de gauche , l'expression de $m_{i,0}(\alpha)$ est donnée par :

$$m_{i,0}(\alpha) = 2 P R \sin(\alpha/2) \cdot [\sin(\alpha i/2 - \alpha/2) / \cos \alpha i/2]$$

pour la détermination de $M_{i,0}$ on utilise la condition de compatibilité des rotations , on 4 travée ,cette condition nous fournira trois équations a trois inconnus ,qui sont les $M_{i,0}$

*Calcul des rotations des sections d'appuis sous charge permanente:

$$P = 0.34153 \text{ MN/m}$$

$$\theta_i^a - \theta_i^b = \frac{1}{2} P R^3 \left(\frac{1}{GK} + \frac{1}{EI} \right) \left((1 - \cos \alpha l) \left(\alpha l - \frac{\sin \alpha l}{(\sin \alpha l)^2} \right) - \frac{PR^3}{GK} \left(\tan \left(\frac{\alpha l}{2} \right) - \frac{\alpha l}{2} \right) \right)$$

travées	1	2	3
θ_i^a	$5.404 \cdot 10^{-3}$	$19.336 \cdot 10^{-3}$	$19.336 \cdot 10^{-3}$
θ_i^b	$-19.336 \cdot 10^{-3}$	$-19.336 \cdot 10^{-3}$	$-5.404 \cdot 10^{-3}$
$\theta_i^a - \theta_i^b$	$-24.74 \cdot 10^{-3}$	$-38.672 \cdot 10^{-3}$	$-24.74 \cdot 10^{-3}$

En utilisant la condition de compatibilité des rotations des sections d'appuis sachant que

$$M_0 = M_4 = 0$$

$$\begin{cases} 0 + (a_2 + c_1)M_1 + b_2M_2 + 0 + 0 = \theta_1^a - \theta_1^b = \theta_1 \\ 0 + b_2M_1 + (a_3 + c_2)M_2 + b_3M_3 + 0 = \theta_2^a - \theta_2^b = \theta_2 \\ 0 + 0 + b_3M_2 + (a_4 + c_3)M_3 + 0 = \theta_3^a - \theta_3^b = \theta_3 \end{cases}$$

On peut récrire ce système d'équations sous forme matricielles

$$\begin{bmatrix} (a_2 + c_1) & b_2 & 0 \\ b_2 & (a_3 + c_2) & b_3 \\ 0 & b_3 & (a_4 + c_3) \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} CM \end{bmatrix}_x \begin{bmatrix} M1 \\ M2 \\ M3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -24.74 \cdot 10^{-3} \\ -38.672 \cdot 10^{-3} \\ -24.74 \cdot 10^{-3} \end{bmatrix}$$

après résolution du système

$$\begin{bmatrix} M1,o = -22.04353 \text{ MN m} \\ M2,o = -28.6442 \text{ MN m} \\ M3,o = -22.04635 \text{ MN m} \end{bmatrix}$$

Moments dus aux surcharges :

Pour les moments longitudinaux dus aux surcharges on prendra dans le calcul (comme il a été démontré dans les lignes d'influences)

les surcharges A(L) + ST pour les moments négatifs
 ---- ---- Mc120 ---- ---- positifs

détermination des surcharges :

1)- ST (de trottoir)

$$Q = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 2 \cdot 150 \cdot 2,25 = 0.675 \text{ t/m}$$

$$q = 6.75 \cdot 10^{-3} \text{ MN / m}$$

$$2) A(L) = (0.23 + 36/(L+12)) a_1 a_2 l_c$$

$$a_1 = 1 \quad (2 \text{ voies chargées})$$

$$a_2 = 0.875$$

$$l_c = 8 \text{ m}$$

$A(L)$ depends de la longueur de travée chargée

L (m)	a (t/m ²)	A (L) (t/m)	travées chargées
20	1.355	9.485	
50.5	0.806	5.642	
61	0.723	5.061	
30.5	1.077	7.539	
81	0.617	4.319	
101	0.548	3.836	

Les charges $A(L)$ sont considérées comme étant de courtes durées

$$EI = 63022 \text{ MN m}^2$$

$$GK = 95922.79 \text{ MNm}^2$$

Calcul des moments dus au surcharge $A(L)$

détermination des rotations

(1+2) chargées

$$P = 5.642 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$$

$$EI = 63022 \text{ MN}$$

$$GK = 95922.79 \text{ MN m}^2$$

appuis	0	1	2	3	4
$\theta_i (10^{-4})$	0	2.97578	10.6476	0	0
$\theta_i (10^{-4})$	-2.97578	-10.6476	0	0	0
$\theta_i - \theta_i (10^{-4})$	-2.97578	-13.6476	-10.6476	0	0

(2+3) chargees

P = 5.061 10⁻² MN/m

appuis	0	1	2	3	4
$\theta_i^{\rightarrow} (10^{-4})$	0	0	9.55116	9.55116	0
$\theta_i^{\leftarrow} (10^{-4})$	0	-9.55116	-9.55116	0	0
$\theta_i^{\rightarrow} - \theta_i^{\leftarrow} (10^{-4})$	0	-9.55116	-19.10232	-9.55116	0

(3+4) chargees

P = 5.642 10⁻² MN/m

appuis	0	1	2	3	4
$\theta_i^{\rightarrow} (10^{-4})$	0	0	0	10.6476	2.97579
$\theta_i^{\leftarrow} (10^{-4})$	0	0	-10.6476	-2.97578	0
$\theta_i^{\rightarrow} - \theta_i^{\leftarrow} (10^{-4})$	0	0	-10.6476	-13.62338	-2.97578

Tableau recapitulatif

travees chargees	1+2	2+3	3+4
$\theta_i^{\rightarrow} (10^{-4})$	$\theta_1^{\rightarrow} = 2.97578$ $\theta_2^{\rightarrow} = 10.6476$	$\theta_2^{\rightarrow} = 9.5511$ $\theta_3^{\rightarrow} = 9.5511$	$\theta_3^{\rightarrow} = 10.6476$ $\theta_4^{\rightarrow} = 2.97578$
$\theta_i^{\leftarrow} (10^{-4})$	$\theta_1^{\leftarrow} = -10.6476$ $\theta_2^{\leftarrow} = 0$	$\theta_1^{\leftarrow} = -9.5511$ $\theta_2^{\leftarrow} = -9.5511$ $\theta_3^{\leftarrow} = 0$	$\theta_2^{\leftarrow} = -10.6476$ $\theta_3^{\leftarrow} = -2.97578$
$\theta_i^{\rightarrow} - \theta_i^{\leftarrow} (10^{-4})$	$\theta_1 = -13.6234$ $\theta_2 = -10.6476$ $\theta_3 = 0$	$\theta_1 = -9.5511$ $\theta_2 = -19.1022$ $\theta_3 = -9.5511$	$\theta_1 = 0$ $\theta_2 = -10.6476$ $\theta_3 = -13.6234$

Calcul des moments

1- pour 1+2 chargees

$$\begin{bmatrix} \text{CM} \end{bmatrix}_x \begin{bmatrix} \text{M1} \\ \text{M2} \\ \text{M3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -13.6234 \cdot 10^{-4} \\ -10.6476 \cdot 10^{-4} \\ 0 \end{bmatrix} \Rightarrow \begin{cases} \text{M1.0} = -4.36184 \text{ MN m} \\ \text{M2.0} = -2.36595 \text{ MN m} \\ \text{M3.0} = 0.7198464 \text{ MN m} \end{cases}$$

2- pour 1+3 chargees

$$\begin{bmatrix} \text{CM} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \text{M1} \\ \text{M2} \\ \text{M3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -9.5511 \cdot 10^{-4} \\ -19.1022 \cdot 10^{-4} \\ -9.5511 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix} \Rightarrow \begin{cases} \text{M1.0} = -2.091430 \text{ MN m} \\ \text{M2.0} = -4.835607 \text{ MN m} \\ \text{M3.0} = -2.091428 \text{ MN m} \end{cases}$$

3- pour 3+4 chargees

$$\begin{bmatrix} \text{CM} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \text{M1} \\ \text{M2} \\ \text{M3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \\ -10.6476 \cdot 10^{-4} \\ -13.6234 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix} \Rightarrow \begin{cases} \text{M1.0} = 0.7198464 \text{ MN m} \\ \text{M2.0} = -2.365955 \text{ MN m} \\ \text{M3.0} = -4.36184 \text{ MN m} \end{cases}$$

DETERMINATION DES MOMENTS AUX APPUIS DUS AU SURCHARGES DE TROTOIR

$q = 6.75 \cdot 10^{-3} \text{ MN/m}$

Les charges de trottoires sont considerees comme etant des charges de longue durees

Appuis	1	2	3
$\theta_i^>$	$1.068 \cdot 10^{-4}$	$3.8216 \cdot 10^{-4}$	$3.8216 \cdot 10^{-4}$
θ_i^d	$-3.8216 \cdot 10^{-4}$	$-3.8216 \cdot 10^{-4}$	$-1.68 \cdot 10^{-4}$
$\theta_i^> - \theta_i^d$	$-4.8896 \cdot 10^{-4}$	$-7.6432 \cdot 10^{-4}$	$-4.8896 \cdot 10^{-4}$

$$\begin{bmatrix} \text{CM} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \text{M1} \\ \text{M2} \\ \text{M3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -4.8896 \cdot 10^{-4} \\ -7.6432 \cdot 10^{-4} \\ -4.8896 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix} \Rightarrow \begin{cases} \text{M1} = -0.43572 \text{ MN m} \\ \text{M2} = -0.56613 \text{ MN m} \\ \text{M3} = -0.43572 \text{ MN m} \end{cases}$$

Determinations des moments aux appuis dus au convoi Mc120 dans le cas de convoi Mc120 les rotations aux extrimites des travees de gauche (respectivement de droite) sont donnees par les expressions ci-dessous . sachant que les surcharges de convoi Mc120 sont considerees comme etant de courte durees

$$\begin{bmatrix} \text{CM} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 26.8088 & 8.1566 & 0 \\ 8.1566 & 32.4476 & 8.1566 \\ 0 & 8.1566 & 26.8088 \end{bmatrix}$$

$$\theta_{i-1}^d = \frac{P R^2}{5 \sin \alpha_e} (1/EI + 1/GK) \left[\frac{\alpha_e}{2} \frac{\sin \alpha_p}{\sin \alpha_e} - \frac{\alpha_p}{2} \cos(\alpha_e - \alpha_p) \right] - \frac{P R^2}{GK \sin \alpha_e} \left(\sin(\alpha_e - \alpha_p) - \frac{\alpha_e - \alpha_p}{\alpha_e} \sin \alpha_e \right)$$

$$\theta_i^d = -\frac{P R^2}{5 \sin \alpha_e} (1/EI + 1/GK) \left[\frac{\alpha_e}{2} \frac{\sin(\alpha_e - \alpha_p)}{\sin \alpha_e} - \frac{\alpha_e - \alpha_p}{2} \sin \alpha_p \right] + \frac{P R^2}{GK \sin \alpha_e} \left(\sin \alpha_p - \frac{\alpha_p}{\alpha_e} \sin \alpha_e \right)$$

Pour bien s'approcher de la réalité 'on devise la résultante de la charge répartie Mc120 en plusieurs charges concentrées équivalentes de d qui est égal a 0.1 m dans notre cas
le Mc120 est équivalent a une charge partiellement répartie de résultante $P = 110 \text{ t}$

$$P = 110 / 6.1 = 18.033 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m} \quad (= 1.15 \quad \text{d'ou } P = 1.265 \text{ t})$$

On remplacera cette charge partiellement répartie par un ensemble de charges concentrées appliquées a des distances αp_n par rapport a l'appui (i-1)

$$\alpha p_n = (\alpha l - a) / 2 + nd + d/2 \quad \text{por } n \geq 0$$

en considérant que le milieu de la charge partiellement répartie se situe a $0.4 \alpha l$; α et αl pour les travées intermédiaires

1) - la charge P se trouve sur la travée 1 , 4

$$\begin{aligned} \theta_0, \theta_3 &= -5.0175 \cdot 10^{-4} \text{ rad} \\ \theta_1, \theta_4 &= 5.0175 \cdot 10^{-4} \text{ rad} \end{aligned}$$

2) - la charge P se trouve sur la travée 2, 3

$$\begin{aligned} \theta_1, \theta_2 &= -1.17655 \cdot 10^{-3} \text{ rad} \\ \theta_2, \theta_3 &= 1.17655 \cdot 10^{-3} \text{ rad} \end{aligned}$$

on aura le système d'équations suivant

$$[CM] \cdot \begin{bmatrix} M1 \\ M2 \\ M3 \end{bmatrix} = [\theta_i]$$

1er cas : (1 ère travées chargée)

$$\begin{aligned} M1,0 &= -2.04058 \text{ MN m} \\ M2,0 &= 0.555437 \text{ MN m} \\ M3,0 &= -0.168992 \text{ MN m} \end{aligned}$$

2eme cas : (2 eme travée chargée)

$$\begin{aligned} M1,0 &= -3.48249 \text{ MN m} \\ M2,0 &= -2.97837 \text{ MN m} \\ M3,0 &= 0.906173 \text{ MN m} \end{aligned}$$

3eme cas : (3 eme travée chargée)

$$\begin{aligned} M1,0 &= -0.906173 \text{ MN m} \\ M2,0 &= -2.97837 \text{ MN m} \\ M3,0 &= -3.48249 \text{ MN m} \end{aligned}$$

4eme cas : (4 eme travée chargée)

$$\begin{aligned} M1,0 &= -0.1689925 \text{ MN m} \\ M2,0 &= 0.555437 \text{ MN m} \\ M3,0 &= -2.04058 \text{ MN m} \end{aligned}$$

Tableau recapitulatif des moments sur appuis en prenant le coef de majoration pour les surcharges
 [A(L), S(T)] egal à 1.2 pour le beton precontrainte

G+1.25[A(L)+S(T)]

travees chargees	1+2		2+3		3+4	
valeur de la charge	0.41733		0.41036		0.41733	
n° de la travee	1	2	2	3	3	4
moment sur Mi-1	0	-27.803	-25.0789	-35.126	-32.163	-27.803
appuis Mi	-27.803	-32.163	-35.126	-25.078	-27.803	0

G+Mc120

*1ere travee chargee

travee chargee	1	2	3	4
Moment sur Mi-1	0	-24.0869	-28.0887	-22.215
appuis Mi	-24.0869	-28.0887	-22.215	0

*2eme travee chargee

travee chargee	1	2	3	4
Moment sur Mi-1	0	-25.529	-31.6225	-21.1402
appuis Mi	-25.529	-31.6225	-21.1402	0

*4eme travee chargee

travee chargee	1	2	3	4
Moment sur Mi-1	0	-22.215	-28.088	-24.087
Appuis Mi	-22.215	-28.088	-24.087	0

*3eme travee chargee

travee chargee	1	2	3	4
Moment sur Mi-1	0	-21.1402	-31.6225	-25.529
Appuis Mi	-21.1402	-31.6225	-25.529	0

G+Mc120

travee chargee	1	2	3	4
Moment sur Mi-1	0	-25.529	-31.6225	-25.529
Appuis Mi	-25.529	-31.6225	-25.529	0

On constate que le moment maximal sur appuis en valeur absolu est du au combinaisons

G+1.2 [A (L) +ST] telque

$M_{min,0} = -35.126$ MN m sur l'appui (2) pour 2+3 chargees

*Calcul des moments maximaux en travée :

L'équation du moment en tout point d'abscisse (α) est donnée par l'expression suivante

$$M_{i,o}(\alpha) = m_{i,o}(\alpha) + M_{i-1,o} \cdot \frac{\sin(\alpha l - \alpha)}{\sin \alpha l} + M_{i,o} \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin \alpha l}$$

* pour les charges uniformément réparties (charge permanente, les charges A(l) et les surcharges de trottoirs) on peut déterminer (α) donnant le moment max en travée, en utilisant l'équation :

$$dM_{i,o}(\alpha) / d\alpha = 0 \Rightarrow P R^2 \cdot \frac{\sin(\alpha l / 2 - \alpha)}{\cos \alpha l / 2} - M_{i-1,o} \cdot \frac{\cos(\alpha l - \alpha)}{\sin \alpha l} + M_{i,o} \cdot \frac{\cos \alpha l}{\sin \alpha l} = 0$$

* pour le convoi Mc120, on calcule M_{max} pour (α) égale à l'abscisse de la section la plus sollicitée, donnée par les lignes d'influences

*Détermination des moments sur appuis sous les surcharges A(l)

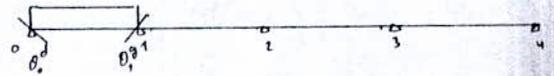
Travée 1 chargée: $A(l) = (0.23 + 36 / (1 + 12)) \cdot e$

$$A(l) = 9.485 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$$

a)- calcul des rotations

$$\theta_{i-1} - \theta_i = -\theta_i = P R / 2 \cdot (1/EI + 1/GK) [(1 - \cos \alpha l)(\alpha l - \sin \alpha l) / \sin^3 \alpha l] - P R^3 / GK \cdot (\tan \alpha l / 2 - \alpha l / 2)$$

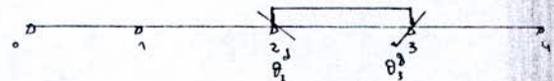
$$\begin{cases} \theta_0 = -5.0027 \cdot 10^{-4} \text{ rad} \\ \theta_1 = 5.0027 \cdot 10^{-4} \text{ rad} \end{cases}$$



travée 3 chargée:

$$A(l) = 7.539 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$$

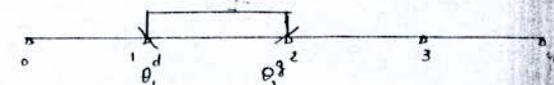
$$\begin{cases} \theta_2 = -14.227 \cdot 10^{-4} \text{ rad} \\ \theta_3 = 14.227 \cdot 10^{-4} \text{ rad} \end{cases}$$



travée 2 chargée :

$$A(l) = 7.539 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$$

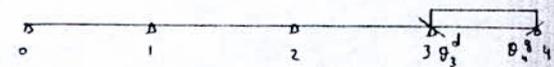
$$\begin{cases} \theta_1 = -14.227 \cdot 10^{-4} \text{ rad} \\ \theta_2 = 14.227 \cdot 10^{-4} \text{ rad} \end{cases}$$



travée 4 chargée :

$$A(l) = 9.495 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$$

$$\begin{cases} \theta_3 = -5.0027 \cdot 10^{-4} \text{ rad} \\ \theta_4 = 5.0027 \cdot 10^{-4} \text{ rad} \end{cases}$$



Calcul des moments sur appuis dus à A(l) :

$$[CM] \cdot \begin{bmatrix} M1 \\ M2 \\ M3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \theta1 \\ \theta2 \\ \theta3 \end{bmatrix}$$

1ere travée chargée :

$$\begin{cases} M1,0 = -2.03456 \text{ MN m} \\ M2,0 = 0.55379 \text{ MN m} \\ M3,0 = -0.1685 \text{ MN m} \end{cases}$$

2eme travée chargée :

$$\begin{cases} M1,0 = -4.21110 \text{ MN m} \\ M2,0 = -3.60150 \text{ MN m} \\ M3,0 = 1.09576 \text{ MN m} \end{cases}$$

3eme travée chargée :

$$\begin{cases} M1,0 = 1.095760 \text{ MN m} \\ M2,0 = -3.60150 \text{ MN m} \\ M3,0 = -4.2111 \text{ MN m} \end{cases}$$

4eme travée chargée :

$$\begin{cases} M1,0 = -0.16850 \text{ MN m} \\ M2,0 = 0.55379 \text{ MN m} \\ M3,0 = -2.03456 \text{ MN m} \end{cases}$$

Calcul des moments en travées dus à A(l) :

L'étude des lignes d'influences montre que le moment au droit d'une section en travée est max, dans le cas où cette travée est chargée

Les sections dangereuses sont déterminées en résolvant l'équation suivante :

$$dM(\alpha)/d\alpha = 0 \Rightarrow q R^2 \sin(\alpha/2 - \alpha)/\cos\alpha/2 - M_{i-1} \cdot \cos(\alpha - \alpha)/\sin\alpha + M_i \cdot \cos\alpha/\sin\alpha = 0$$

a)- 1ere travée chargée :

$$\begin{aligned} q &= 9.485 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m} \\ \alpha_1 &= 0.064 \text{ rad} \\ M_{\max} &= 3.739 \text{ MN m} \end{aligned}$$

b)- 2eme travée chargée:

$$\begin{aligned} q &= 7.539 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m} \\ \alpha_2 &= 0.103 \text{ rad} \\ M_{\max} &= 4.851 \text{ MN m} \end{aligned}$$

c)- 3eme travée chargée :

$$q = 7.539 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$$

$$\alpha_3 = 0.103 \text{ rad}$$

$$M_{\max} = 4.851 \text{ MN m}$$

d) 4eme travée chargée:

$$q = 9.485 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$$

$$\alpha_4 = 0.0688 \text{ rad}$$

$$M_{\max} = 3.737 \text{ MN m}$$

TABLEAUX RECAPITULATIFS

a) - surcharge A (L):

travée chargée	1		2		3		4	
α_i (rad)	0.0449	0.064	0.097	0.103	0.0997	0.1057	0.0688	0.088
Mi (MN m)	3.5339	3.739	4.818	4.851	4.851	4.821	3.737	3.543

b) - charge permanente :

travée chargée	1		2		3		4	
α_i (rad)	0.0449	0.064	0.097	0.103	0.0997	0.1057	0.0688	0.088
Mi (MN m)	7.764	6.365	14.346	14.22	14.206	14.346	6.336	7.764

c) - surcharge de trottoir

travée chargée	1		2		3		4	
α_i (rad)	0.0449	0.064	0.097	0.103	0.0997	0.1057	0.0688	0.088
Mi (MN m)	0.153	0.126	0.283	0.281	0.2807	0.2835	0.1698	0.1847

-Détermination des moments max pour le convoi Mc120 en travée :

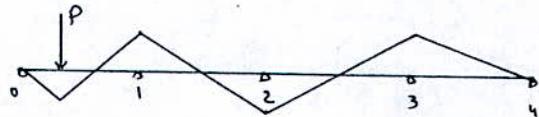
$$m_{i,0}(\alpha) = \begin{cases} P R (\sin(\alpha l - \alpha p) \sin \alpha / \sin \alpha l) & 0 < \alpha < \alpha p \\ P R (\sin \alpha p \sin(\alpha l - \alpha) / \sin \alpha l) & \alpha p < \alpha < \alpha l \end{cases}$$

les sections dangereuses sont données par les lignes d'influences qui sont :

- à 0.4 l de l'appui de rive gauche $\Rightarrow \alpha = 0.0533 \text{ rad}$
- à 0.5 l de l'appui intermédiaire pour les travées intermédiaires $\Rightarrow \alpha = 0.1015 \text{ rad}$
- et à 0.6 l de l'appui gauche de la travée de rive droite $\Rightarrow \alpha = 0.08 \text{ rad}$

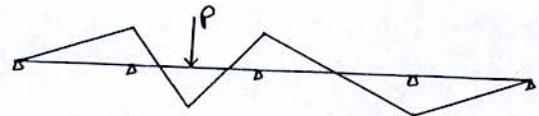
1ere travée chargée

$$\begin{aligned} \alpha &= \alpha p = 0.4 \alpha l \\ M_{\max} &= 5.247 \text{ MN m} \end{aligned}$$



2eme travée chargée :

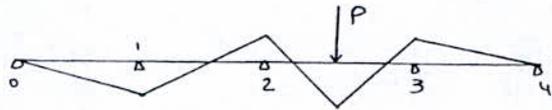
$$\begin{aligned} \alpha &= \alpha p = 0.5 l \\ M_{\max} &= 6.416 \text{ MN m} \end{aligned}$$



*3 eme travée chargée :

$$\alpha = \alpha_p = 0.5 \quad \alpha_i = 0.1015 \text{ rad}$$

$$M_{\max} = 6.416 \text{ MN}$$



*4 eme travée chargée

$$\alpha = \alpha_p = 0.6 \quad \alpha_4 = 0.08 \text{ rad}$$

$$M_{\max} = 5.247 \text{ MN m}$$



* **Combinaisons**

G+1.2 [A(L)+ ST]

travée chargée	1		2		3		4	
valeur de la charg	0.46345		0.4401		0.4401		0.46345	
α_i (rad)	0.0449	0.064	0.097	0.103	0.0997	0.1057	0.0688	0.088
Mi (MN m)	12.195	11.003	20.467	20.378	20.364	20.471	11.024	12.13

G+Mc120

travées chargée	1	2	3	4
α_i (rad)	0.053	0.1015	0.1015	0.08
Mg (MN)	7.513	14.277	14.277	7.513
Mc120	5.247	6.416	6.416	5.247
Mg+Mc120	12.76	20.693	20.693	12.76

On constate que le moment en travée maximal est dû à G+Mc120 dans la travée (2)

$$\underline{M_{\max} = 20.693 \text{ MN m}}$$

au droit de la section "S" située à $\alpha = 0.1015 \text{ rad}$ de l'appui (2)

Répartition transversale du moment de flexion

a)- calcul des moments

Pour la répartition transversale du moment fléchissant (effort tranchant, et réaction d'appuis), on utilise la méthode de (GUYON-MASSONET), cette méthode consiste à:

- remplacer la structure réelle par une dalle orthotrope d'épaisseur const et présentant des modules de YOUNG différents suivant les deux directions x, y
- pour chaque effort tracer les lignes d'influence de son coef de répartition transversal (k, μ, ν, ε) et cela pour différentes excentricités de charges ($e = b, 3b/4, b/2, b/4, 0$) les sections de la largeur de la dalle
on déplacera les charges de façon à obtenir les plus grands ordonnées et retiendra pour le calcul l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefs
- le coef de répartition transversale du moment k est définie comme étant le rapport du déplacement vertical $w(x,y)$ d'un point de la construction sous l'effet d'une charge $P(x)$ à $w_0(x)$ déplacement verticale du même point sous l'effet d'une charge $P_0(x)$ supposée répartie sur toute la construction

Calcul du coef K :

K dépend de

- l'excentricité du chargement $K = K(e)$
- du coef d'entretoisement $\theta, K = K(\theta)$
- de paramètres de torsion $\alpha, K = K(\alpha)$
- les tables de (GUYON-MASSONET), donnent K pour 2 valeurs de α

$$\alpha = 0 \quad \alpha = 1 \\ K_0 \quad \text{et} \quad K_1$$

- un grand nombre de valeurs de θ pour $b < \theta < 5$
- 9 valeurs de l'excentricité
- on fait une interpolation en θ puis en α

Ligne d'influence de K :

les caractéristiques mécaniques de l'ouvrage θ et α , sont données, on peut alors dire que K ne dépend plus du point de calcul y , on obtient ainsi la courbe $K(e)$, en traçant la ligne d'influence K

* paramètres de calcul

- a) paramètre d'entretoisement $\theta = b/l \sqrt{\rho_p / \rho_e}$
- b) --- de torsion $\alpha = (\gamma_p + \gamma_c) / \sqrt{\rho_p + \rho_c}$

avec b : demi largeur de la dalle

l : longueur de travée

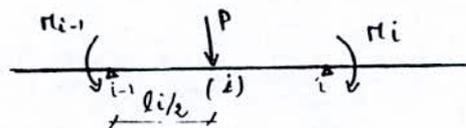
ρ_p : rigidité flexionnelle longitudinale

ρ_e : ---- ---- transversale

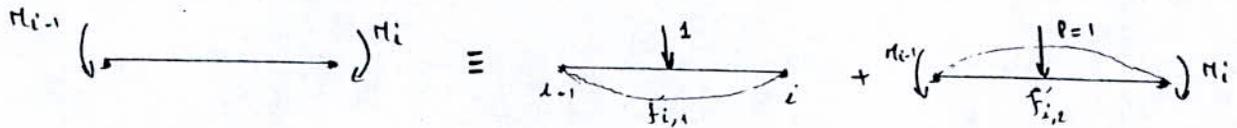
Dans le cas de notre ouvrage (pont dalle) c'est une construction continue ou la dalle assure à la fois l'entretoisement (le rôle de l'entretoise), et la transmission des efforts aux appuis (rôle des poutres)

Détermination des paramètres θ et α :

On considère notre ouvrage comme étant une poutre continue à 4 travées, chaque travée aura un θ et un α propre pour calculer θ_i et α_i , on utilise, le procédé d'égalisation des flèches qui consiste à faire agir une charge uniforme P au milieu de la travée (i)



et de calculer la flèche due a l'application de cette charge en utilisant le principe de superposition ,on aura :

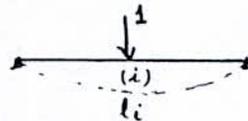


soit I_i : le moment d'inertie de la travée (i) ,on aura :

$$f_{i,1} = \frac{P l_i^3}{48 E I} \quad , \quad f_{i,2} = - (M_{i-1} + M_i) \cdot \frac{l_i^3}{16 E I}$$

$P = \text{unité de charge}$
 $f_i = f_{i,1} + f_{i,2}$

ensuite ,on prendra la travée isostatique associée a la travée (i) de la poutre continue (de même longueur) que l'on charge au milieu par une charge $P = 1$ et on calcul la flèche au droit de P
 - soit I_i^* le moment d'inertie de la travée isostatique associe



La flèche au droit de P $f_i = \frac{P l_i^3}{48 E I^*}$

en égalisant les deux flèches ,on peut déterminer l'inertie que doit avoir la travée (i) de la poutre continue pour subir la même flèche

$$f_i = f_i \Rightarrow \frac{l_i^3}{48 E I} - (M_{i-1} + M_i) \cdot \frac{l_i^3}{16 E I} = \frac{l_i^3}{48 E I^*}$$

la relation entre I_i^* , I_i est la suivante :

$$I_i^* = I_i \left[\frac{l_i}{l_i - 3 (M_{i-1} + M_i)} \right]$$

soit $I_i^* = I_i \cdot \mu$

-on calculera I_i^* en chargeant la travée la plus longue dans notre cas : $l_i = l_2 = l_3 = 30.5$
 cas de charge Mc120 pour $P=1$

$$\theta_2^a = -9.33067 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$$

$$\theta_3^a = 9.33067 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$$

$$M_1 = 0.718644 \text{ MN m}$$

$$M_2 = -2.362 \text{ MN m}$$

$$M_3 = -2.7618 \text{ MN m}$$

d'ou pour $i-1 = 2$ on aura

$$\mu = \frac{l_i}{l_i - 3(M_2 + M_3)} = 2.01605$$

$$\mu = 2.01605$$

on a $\rho_e = B_p / b_0$ $\rho_e = B_e / l_0$

$$B_p = E I_p$$

$$B_e = E I_e$$

dans notre cas $l_0 = b_0 = 1\text{ m}$ (pont dalle)

et $I_p = I_c = l^4/12$

$$\text{d'où } \theta^* = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_p^*}{\rho_e}} = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{Eip^*}{Eip}} = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\gamma}$$

$$\theta^* = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\mu}$$

$$b = 4.78 \text{ m} \quad l = 30.5 \text{ m}$$

$$\theta^* = 0.186747$$

b)- paramètres de torsion

$$\alpha = (\gamma_p + \gamma_e) / \sqrt{\rho_e + \rho_e} \quad \gamma_p = cp/b_0, \gamma_e = ce/l_0$$

avec

$$cp = G.Itp$$

$$ce = G.Ite$$

$$\alpha = (Gip + Gite) / \sqrt{Eip^* \cdot EI^*e}$$

$$I_p = I_c$$

$$I_{ep} = I_{te} \Rightarrow \alpha = 2GIP / Eip\sqrt{\mu}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1 / (1 + \gamma) \cdot \sqrt{\mu}$$

on a

$\gamma = 0$ on aura :

$$\alpha^* = 1 / \sqrt{\mu}$$

$$\text{pour } \mu = 2.01605 \Rightarrow \alpha = 0.704286$$

$$\theta^* = 0.186747 \text{ et } \alpha^* = 0.704286$$

Calcul de K_0 , K_1 et $K\alpha$:

Pour le calcul de K_0 , K_1 , on interpolera linéairement en θ^* ($0.15 < \theta^* = 0.186747 < 0.2$), on aura K_0 ($\theta^* = 0.186747$, $\alpha = 0$) et K_1 ($\theta^* = 0.186747$, $\alpha = 1$)

a partir des tableaux de GUYON-MASSONNET puis en α^* par la formule d'interpolation établie par SATTLER pour différentes valeurs de θ^*

$$\text{- pour } 0 < \theta^* \leq 0.1 \Rightarrow K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0.05} \left(1 - e^{-\frac{0.05 - \theta^*}{0.015}}\right)$$

$$\text{- pour } 0.1 < \theta^* \leq 1 \Rightarrow K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha$$

$$\text{- pour } \theta^* > 1 \Rightarrow K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$$

pour notre cas :

$$\left(1 - e^{-\frac{0.05 - \theta^*}{0.015}}\right)$$

$$\text{- pour } 0.1 < \theta^* = 0.186747 < 1 \Rightarrow K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha$$

on pose $K\alpha = A\alpha + BK_1$ avec $A = 1 - B$

$$\left(1 - e^{-\frac{0.05 - \theta^*}{0.015}}\right)$$

$$B = \alpha = 0.943 \Rightarrow A = 0.057$$

-on trace les lignes d'influence de $K\alpha$ pour différentes positions de y , on chargera de façon à avoir l'effet le plus défavorable

-on détermine les $K\alpha_{moy}$ sous différents cas de chargement et pour les 9 positions

- pour les charges et surcharges réparties, on utilise la méthode de SIMPSON pour déterminer les surfaces correspondantes aux charges d'où $K\alpha_{moy}$

$$K\alpha_{moy} = S/lc = l \cdot e / lc \cdot 3n [y_0 + 4y_1 + 2y_2 + 4y_3 + \dots + y_n]$$

avec n : le nombre d'intervalle de division de la longueur de la charge

lc : la longueur de la charge

- pour les charges concentrées

$$K\alpha_{moy} = \sum P_i x_i / \sum P_i$$

y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.9925	0.9965	1.0005	1.0036	1.0051	1.0036	1.0005	0.9965	0.9925
b/4	0.9126	0.9353	0.9581	0.9811	1.0036	1.0246	1.0410	1.0594	1.0754
b/2	0.8356	0.8757	0.9165	0.9581	1.0005	1.0247	1.0841	1.1233	1.1613
3b/4	0.7606	0.8178	0.8757	0.9353	0.9965	1.0582	1.1233	1.1869	1.2496
b	0.6869	0.7606	0.8356	0.9126	0.9925	1.0754	1.1613	1.2496	1.3395

* Calcul de $k\alpha$ moy sous différents chargements

Nous faisons un exemple pour la position " y = 0 " (voir ligne d'influence de $k\alpha$)

1) Charge permanente :

$$k\alpha \text{ moy} = li / (li \cdot 3n) [y_0 + 4y_1 + 2y_2 + 4y_3 + 2y_4 + 4y_5 + 2y_6 + 4y_7 + y_8]$$

$$= 2b / (2b \cdot 3.8) [y_0 + 4(y_1 + y_3 + y_5 + y_7) + 2(y_2 + y_4 + y_6) + y_8]$$

$$k\alpha \text{ moy} = 0.999916$$

2) surcharge A(L)

$$k\alpha \text{ moy} = 1/24 [1.0000 + 0.9943 + 4(0.9965 + 1.0036 + 1.0036 + 0.9961) + 2(1.005 + 1.0051 + 1.0005)]$$

$$k\alpha \text{ moy} = 1.0001$$

*Tableau donnant $k\alpha$ (moy) pour différents cas de chargement et pour différente position de "y"

e y	0	b/4	b/2	3b/4	b
G	0.99991	0.99994	0.9999	0.9998	0.99997
A(L) "2v"	1.0003	0.9996	0.9997	1.0019	0.9945
ST	0.99967	0.9862	0.9898	1.0324	0.9871
Mc120	1.0001	1.000	0.9986	0.9879	1.0394

$$K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha = AK_0 - BK_1$$
$$K\alpha = 0.057 K_0 + 0.943 K_1 \quad \text{pour } \alpha = 0.704286$$

Par définition des lignes d'influences de $K(\alpha)$

$$M(x) = K\alpha_{\text{moy}} \cdot M_0 \quad M_0 : \text{moment calculé suivant la ligne moyenne de la structure}$$

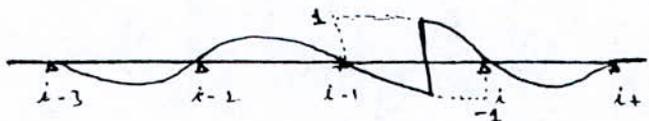
Remarque

Les $K\alpha_{\text{moy}}$ sont pratiquement égales à 1 $K\alpha_{\text{moy}} = 1$
d'où les moments pris en considération sont ceux calculés suivant la ligne moyenne de la structure tel que :

$$M_{\text{min}} = K\alpha_{\text{moy}} \cdot M_{\text{min}} = -35.126 \text{ MN m sur appui (2)}$$

V- 1 Calcul de l'effort tranchant

L'effort tranchant est obtenu par la considération des lignes d'influences de l'effort tranchant au droit de la section envisagée, il sera calculé pour avoir l'effet max dans cette section ($\alpha = 0, \alpha = 1$) on dispose les différents chargements mobiles de façon à avoir l'effet le plus défavorable
forme de la ligne d'influence de l'effort (T), dans une section (Σ) de la travée (i)



Dans une poutre continue l'effort tranchant (T) s'obtient dans chaque travée par superposition des efforts dans le système fondamental (travée isostatique associée) et des efforts dus aux grandeurs hyperstatiques (M_i)

-Expression de l'effort tranchant (T) en fonction de l'abscisse angulaire (α):

$$T_{i,0}(\alpha) = t_{i,0}(\alpha) + (M_{i,0} - M_{i-1,0}) / R \cdot \alpha_i$$

Remarquons que l'effort tranchant est identique à celui d'une poutre droite de longueur égale à la développée de la ligne moyenne de la poutre courbe soumise à la même charge.

$t_{i,0}(\alpha)$: l'effort tranchant de la poutre isostatique associée à la travée (i) de la poutre continue

1)- charge répartie :

$$t_{i,0}(\alpha) = P R (\alpha_i/2 - \alpha)$$

2)- charge concentrée :

$$t_{i,0}(\alpha) = \begin{cases} P (1 - \alpha p / \alpha_i) & \text{pour } 0 < \alpha < \alpha p \\ (-\alpha p / \alpha_i) \cdot P & \text{pour } \alpha p < \alpha < \alpha_i \end{cases}$$

avec αp : l'abscisse angulaire de la charge

NB: toutes les charges et surcharges sont centrées

1)- L'effort tranchant pour la charge permanente :

$$\text{- Nous avons : } T_{i,0}(\alpha) = P R (\alpha_i/2 - \alpha) + (M_{i,0} - M_{i-1,0}) / R \alpha_i \Rightarrow dT_{i,0}/d\alpha = -P R < 0$$

fonction décroissante pour $\alpha \in [0, \alpha_i]$

on pose :

a)- $\alpha \in [0, \alpha_i]$

$$T_{i,0} = P R (\alpha_i/2) + (M_{i,0} - M_{i-1,0}) / R \alpha_i = T_{i,0}(\alpha_i)$$

b)- $\alpha \in [0, \alpha_{i+1}]$

$$T_{i,0} = T_{i+1,0} = P R (\alpha_{i+1}/2) + (M_{i+1,0} - M_{i,0}) / R \alpha_{i+1}$$

1ere travée : nous avons

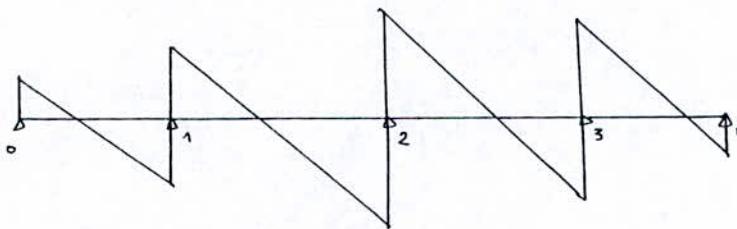
$$\alpha_1 = 0.133 \text{ rad} \quad ; \quad R = 150 \text{ m} \quad ; \quad P = 0.34153 \text{ MN/m}$$

$$M_0 = 0 \quad ; \quad M_1 = -22.046353 \text{ MNm}$$

$$\begin{aligned} -T_{1,0}^{\delta} &= T_1^{\delta} = T_1(0) = PR \alpha_1 / 2 + (M_{1,0} - M_{0,0}) / R \alpha_1 \\ &= 0.34153 \cdot 150 \cdot 0.133 / 2 + (-22.046353 / 150 \cdot 0.133) \\ &= 2.3017 \text{ MN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} -T_{1,0}^{\delta} &= -PR \alpha_1 / 2 + (M_{1,0} - M_{0,0}) / R \alpha_1 = -0.34153 \cdot 150 \cdot 0.133 / 2 - 22.046353 / (150 \cdot 0.133) \\ &= -4.5118 \text{ t} \end{aligned}$$

n° d'appuis	0	1	2	3	4
Mi (MNm)	0	-22.046353	-28.6442	-22.046353	0
T _{i,j} ^δ (MN)	0	-4.5118	-5.41647	-4.98311	-2.30168
T _{i,j} ^δ (MN)	2.3017	4.98311	5.41647	4.511842	0

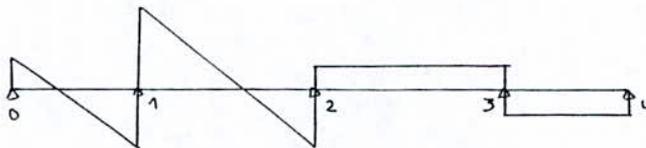


Calcul de l'effort tranchant pour la surcharge A (L)

$A(L) = f(1/l)$ charge uniformement repartie, on chargera 2 travées successives

*(1+2)chargees $A(L) = 5.642 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$

n° d'appuis	0	1	2	3	4
Mi (MN/m)	0	-4.36184	-2.3659	0.71984	0
$T_i^>$ (MN)	0	-0.78143	-0.79344	0.10134	-0.0361
$T_i^<$ (MN)	0.34415	0.92454	0.10134	-0.0361	0

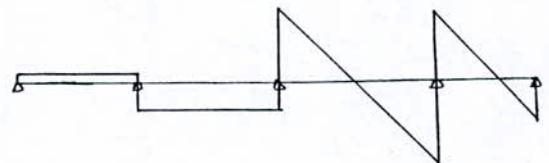
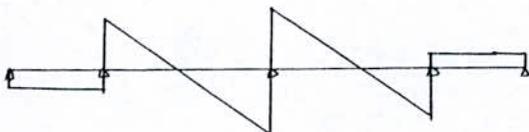


*(2+3)chargees $A(L) = 5.061 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$

n° d'appuis	0	1	2	3	4
Mi (MN/m)	0	-2.09143	-4.8356	-2.09143	0
$T_i^>$ (MN)	0	-0.1048	-0.8606	-0.68041	0.1048
$T_i^<$ (MN)	-0.1048	0.68041	0.8606	0.1048	0

*(3+4)chargees $A(L) = 5.642 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$

n° travées	0	1	2	3	4
Mi (MN/m)	0	0.71984	-2.3659	-4.36184	0
$T_i^>$ (MN)	0	0.0361	-0.10134	-0.9245	-0.34415
$T_i^<$ (MN)	0.0361	-0.10134	0.79345	0.78143	0



* Calcul de l'effort tranchant pour la surcharge de trottoire

Surcharge uniformement repartie le long de la poutre $P = 6.75 \cdot 10^{-3} \text{ MN/m}$

n° travées	0	1	2	3	4
Mi (MN/m)	0	-0.43572	-0.5613	-0.43572	0
$T_i^>$ (MN)	0	-0.08917	-0.1069	-0.0986	-0.0455
$T_i^<$ (MN)	0.0455	0.0986	0.1069	0.08917	0

* Calcul de l'effort tranchant pour le convoi Mc120

Pour avoir l'effet le plus défavorable (valeur max de T), on place le convoi de telle façon que son milieu se situera au droit de l'appuis

$$P = 20.73 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m (uniforme)}$$

$$P = 1.265 \cdot 10^{-4} \text{ MN (concentrée)}$$

1 ère appuis charge

$$\theta_0 = -3.1934 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$$

$$\theta_1 = 1.9957 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$$

2 eme appuis charge

$$\theta_0 = -5.1035 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$$

$$\theta_1 = 9.0980 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$$

$$\theta_1 = -1.4492 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$$

$$\theta_2 = 7.8423 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$$

3 eme appuis charge

$$\theta_1 = -8.1801 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$$

$$\theta_2 = 1.5068 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$$

$$\theta_2 = -1.4492 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$$

$$\theta_3 = 7.8423 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$$

4 eme appuis charge

$$\theta_2 = -8.1801 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$$

$$\theta_3 = 1.5068 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$$

***Calcul des moments sur appuis dus aux surcharges Mc120**

1 er cas

$\theta_1 - \theta_1 = 1.9957 \cdot 10^{-4}$	rad	$M_{1,0} = 0.8116$	MN m
$\theta_2 - \theta_2 = 0$	rad	$M_{2,0} = -0.221$	MN m
$\theta_3 - \theta_3 = 0$	rad	$M_{3,0} = 0.0672$	MN m

2eme cas

$\theta_1 - \theta_1 = -2.359 \cdot 10^{-4}$	rad	$M_{1,0} = -0.8726$	MN m
$\theta_2 - \theta_2 = -0.784 \cdot 10^{-4}$	rad	$M_{2,0} = -0.0242$	MN m
$\theta_3 - \theta_3 = 0$	rad	$M_{3,0} = 0.0073$	MN m

3 eme cas

$\theta_1 - \theta_1 = -8.180 \cdot 10^{-4}$	rad	$M_{1,0} = -0.0318$	MN m
$\theta_2 - \theta_2 = -2.9560$	rad	$M_{2,0} = -0.8981$	MN m
$\theta_3 - \theta_3 = -7.842$	rad	$M_{3,0} = -0.0192$	MN m

4 eme cas

$\theta_1 - \theta_1 = 0$	rad	$M_{1,0} = 0.0930$	MN m
$\theta_2 - \theta_2 = -8.180 \cdot 10^{-5}$	rad	$M_{2,0} = -0.0305$	MN m
$\theta_3 - \theta_3 = -2.413$	rad	$M_{3,0} = -0.891$	MN m

5 eme cas

$\theta_1 - \theta_1 = 0$	rad	$M_{1,0} = -0.0108$	MN m
$\theta_2 - \theta_2 = 0$	rad	$M_{2,0} = 0.0354$	MN m
$\theta_3 - \theta_3 = -3.205$	rad	$M_{3,0} = -0.1303$	MN m

$$CM \theta = M_i$$

Determination des efforts tranchants au droit de differents appuis d'US à Mc120

1)- appui (0)

n° d'appui	0	1	2	3	4
T_i^y (MN)	0	$-7.634 \cdot 10^{-3}$	$-3.39 \cdot 10^{-2}$	$9.46 \cdot 10^{-3}$	$-3.37 \cdot 10^{-3}$
T_i^x (MN)	0.624	$-3.390 \cdot 10^{-2}$	$9.46 \cdot 10^{-3}$	$-3.37 \cdot 10^{-3}$	0

2)- appui (1)

n° d'appui	0	1	2	3	4
T_i^y (MN)	0	-0.628	$-3.379 \cdot 10^{-3}$	$1.036 \cdot 10^{-3}$	$-3.689 \cdot 10^{-4}$
T_i^x (MN)	$4.578 \cdot 10^{-3}$	0.628	$1.036 \cdot 10^{-3}$	$-3.689 \cdot 10^{-4}$	0

3)- appuis (2)

n° d'appuis	0	1	2	3	4
T_i^y (MN)	0	$-1.590 \cdot 10^{-3}$	-0.629	$-2.79 \cdot 10^{-3}$	$9.624 \cdot 10^{-4}$
T_i^x (MN)	$-1.590 \cdot 10^{-3}$	$3.206 \cdot 10^{-3}$	0.629	$9.624 \cdot 10^{-4}$	0

4)- appuis (3)

n° d'appuis	0	1	2	3	4
T_i^y (MN)	0	$4.660 \cdot 10^{-4}$	$-1.307 \cdot 10^{-3}$	-0.629	$-3.65 \cdot 10^{-3}$
T_i^x (MN)	$4.66 \cdot 10^{-4}$	$-1.307 \cdot 10^{-3}$	$3.390 \cdot 10^{-3}$	0.629	0

5)- appuis (4)

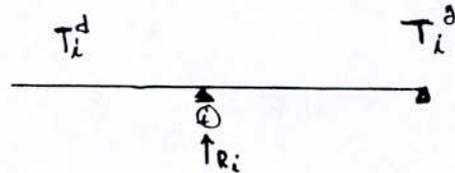
n° d'appuis	0	1	2	3	4
T_i^y (MN)	0	$-5.410 \cdot 10^{-4}$	$1.520 \cdot 10^{-3}$	$-5.440 \cdot 10^{-3}$	$-0.577 \cdot 10^{-3}$
T_i^x (MN)	$-5.41 \cdot 10^{-4}$	$1.520 \cdot 10^{-3}$	$-5.44 \cdot 10^{-3}$	$5.48 \cdot 10^{-2}$	0

" Tableau recapitulatif donnant $T_{i,0}$ pour differents cas de chargement de convoi Mc120 "

	T_0^d MN	T_1^s MN	T_1^d MN	T_2^s MN	T_2^d MN	T_3^s MN	T_3^d MN	T_4^s MN
a 0.1 % de l'appui 0	0.624	-0.0076	-0.0339	-0.0339	0.00946	0.00946	-0.0033	-0.0033
à 0.1% de l'appui 1	0.00457	-0.628	0.628	-0.0037	0.00103	0.00103	0.00036	0.00036
à 0.1% de l'appui 2	-0.0015	-0.0015	0.0032	-0.629	0.629	-0.0027	0.00096	0.00096
à 0.1% de l'appui 3	0.00046	0.00046	0.00130	-0.0013	0.00339	-0.629	0.629	-0.0036
à 0.12% de l'appui 4	-0.0005	-0.0005	0.00152	0.00152	-0.0054	-0.0054	0.0548	-0.577

* REACTIONS D'APPUIS

$$R_{i,0} = T_{i,0}^a - T_{i,0}^b$$



1)- Charge permanente :

appuis	0	1	2	3	4
$R_{i,0}$	2.3017	9.495	10.833	9.495	2.3017

2)- surcharge de trottoir

appuis	0	1	2	3	4
$R_{i,0}$	0.045	0.1878	0.2138	0.1878	0.0455

3)- surcharge A (L)

appui	0	1	2	3	4
1+2	0.3315	1.706	0.8948	0.1374	0.0361
2+3	0.1048	0.7852	1.7212	0.7852	0.1048
3+4	0.0361	0.1374	0.8948	1.706	0.34415

4)- Les reactions d'appuis $R_{i,0}$ sous le convoi Mc120 pour differents cas de chargement

	$R_{0,0}$	$R_{1,0}$	$R_{2,0}$	$R_{3,0}$	$R_{4,0}$
à 0.1% de l'appui 0	0.624	-0.0415	-0.0241	-0.0128	0.00337
à 0.1% de l'appui 1	0.004578	1.256	0.004826	-0.001405	-0.00037
à 0.1% de l'appui 2	-0.00159	0.004796	<u>1.258</u>	0.00375	0.0009624
à 0.1% de l'appui 3	0.000466	-0.00177	0.00469	1.258	0.00365
à 0.12% de l'appui 4	-0.000541	0.002061	-0.00696	-0.006024	0.577

*Repartition transversale de l'effort tranchant

Nous utiliserons la méthode de G-MASSONNET ,pour la répartition de l'effort tranchant ,comme pour le coef $K\alpha$. $\epsilon\alpha_{moy}$,permet de calculer l'effort tranchant T en un point donne de coordonnées (x,y) sous l'effet d'une charge l'd'excentricité (2) :

par définition : $T(x) = 2 b \epsilon\alpha_{moy} T_0(x)$

- Par interpolation en θ , on tire a partir des tables de G-MASSONNET , ϵ_0 et ϵ_1 pour $\alpha = 0$ et $\alpha = 1$ pour $0.15 < \theta^* = 867547 < 0.2$, puis par interpolation en (e) et (y) , on peut calculer $\epsilon\alpha$:

- pour l'effort tranchant T en travée

1)- $ y + e \leq 3b/4$:	$\epsilon\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \cdot \alpha$
2)- $ y + e \leq 3b/4$:	$\epsilon\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \cdot \sqrt{\alpha}$

- pour l'effort tranchant aux appuis

1)- $ y + e \leq 3b/4$:	$\bar{\epsilon}\alpha = \epsilon_0 + (\bar{\epsilon}_1 - \epsilon_0) \cdot \alpha$
2)- $ y + e \leq 3b/4$:	$\bar{\epsilon}\alpha = \epsilon_0 + (\bar{\epsilon}_1 - \epsilon_0) \cdot \sqrt{\alpha}$

L'études transversale de l'effort tranchant se fait pour le cas le plus défavorable ce qui veut dire dans le cas ou les charges se trouvent autour de l'appui considéré

$\bar{\varepsilon} \alpha$ (pour $\theta^+ = 0.1843$; $\alpha = 0.7043$)

$0.1 < \theta < 0.2$; $\alpha = 0.7043$; $\alpha = 0.839$

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.1442	0.1515	0.1589	0.1666	0.1746	0.1666	0.1589	0.1515	0.1442
b/4	0.1227	0.1244	0.1385	0.1529	0.1675	0.1825	0.1814	0.1807	0.1801
b/2	0.1059	0.1200	0.1201	0.1412	0.1626	0.1841	0.2060	0.218	0.2178
3b/4	0.0933	0.1083	0.1253	0.1316	0.1597	0.1879	0.2164	0.2451	0.2575
b	0.0789	0.0988	0.1188	0.1388	0.1589	0.1939	0.2290	0.2641	0.2994

Calcul de $\bar{\varepsilon} \alpha$ moy pour différents cas de chargement

type y	0	b/4	b/2	3b/4	b
G	0.1591	0.160	0.1637	0.1688	0.173
A(L)	0.156	0.158	0.163	0.1702	0.177
ST	0.137	0.147	0.158	0.175	0.207
Mc120	0.165	0.165	0.166	0.161	0.166

Combinaison : 1) G; A(L); ST

$$T_t = 2b [\bar{\epsilon}\alpha \text{ moy } T_g + 1.2 (\bar{\epsilon}\alpha \text{ moy } T_{a(l)} + \bar{\epsilon}\alpha \text{ moy } T_{st})]$$

Ti	T0 ^a	T1 ^b	T2 ^c	T3 ^d	T4 ^e	T5 ^f	T6 ^g	T7 ^h
1+2	4.547	-9.131	10.209	-10.667	9.262	-8.127	7.471	-3.922
2+3	0.454	-7.757	9.714	-10.804	10.804	-9.714	7.757	-3.636
3+4	0.740	-7.471	8.129	-9.262	10.667	-10.209	9.131	-4.547

2) G; Mc120

$$T_t = 2b [\bar{\epsilon}\alpha \text{ moy } T_{mc120} + \bar{\epsilon}\alpha \text{ moy } T_g]$$

Ti	T0 ^a	T1 ^b	T1 ^c	T2 ^d	T2 ^e	T3 ^f	T3 ^g	T4 ^h
0	4.731	-7.344	8.045	-8.856	8.817	-8.08	7.327	-3.746
1	3.747	-8.33	9.09	-8.81	8.80	-8.09	7.33	-3.74
2	3.74	-7.33	8.10	-9.80	9.8	-8.10	7.33	-3.739
3	3.74	-7.33	8.09	-8.8	8.8	-9.09	8.33	-3.746
4	3.74	-7.33	8.10	-8.80	8.79	-8.10	7.42	-4.656

Calcul des reactions d'appuis

La reaction d'appui (1) est donnee par l'expression suivante :

$$R_{i,0} = T_{i,0}^a - T_{i,0}^b$$

en tenant compte de la repartition transversal

$$R_t = 1.6252 R_{i,0} + 1.2 (1.629 R_{i,0} a(l) + 1.979 R_{i,0st})$$

pour les charges G, A(L) et ST :

$$R_t = 1.6252 R_{i,0} g + 1.5869 R_{i,0} mc120$$

pour les charges G et Mc120

* G + 1.2 (A(L) + ST)

reactions	R0	R1	R2	R3	R4
1+2	4.521	11.94	19.93	16.15	3.92
2+3	4.061	10.077	21.61	17.47	4.06
3+4	3.92	8.76	19.93	19.34	4.54

* G+Mc120

reactions	R0	R1	R2	R3	R4
0	4.731	15.36	17.56	15.41	3.746
1	3.75	17.42	17.61	15.43	3.74
2	3.74	15.44	19.60	15.43	3.739
3	3.74	15.43	17.61	17.43	3.746
4	3.739	15.43	17.59	15.42	4.656

V 1-3 Calcul de la torsion due a la courbure :

Les sollicitations de la torsion peuvent être engendrées par des charges excentrées comme elles peuvent l'être a cause de la géométrie de l'ouvrage (pont courbe ou biais) par des charges concentrées

Les sollicitations sous charges excentrées sont :

la plus part des charges sollicitant les ponts agissent de manière excentre

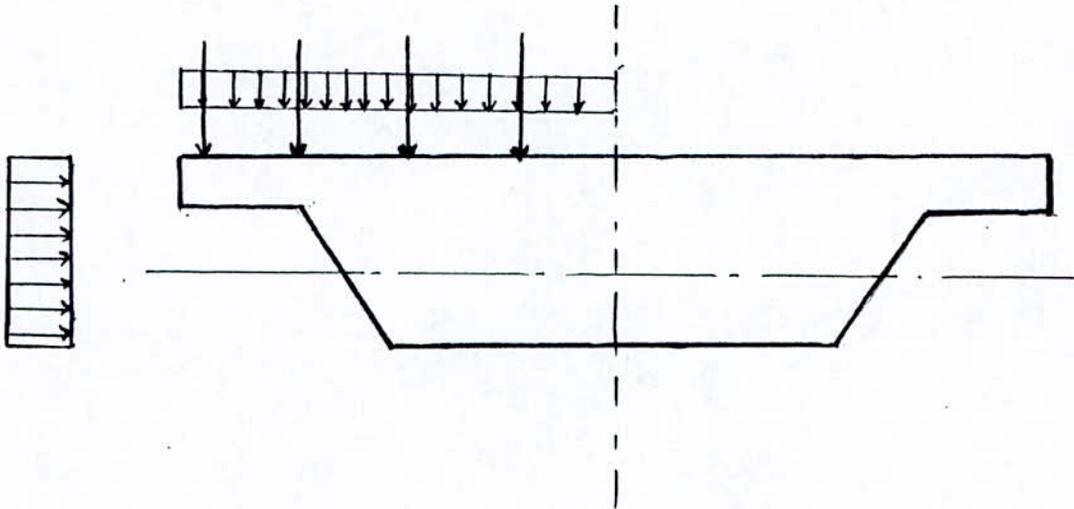
* charges excentrées : Des charges selon leur ordre d'importance sont :

- les surcharges de trafic
- les effets du vent
- les chocs de véhicules
- les poids propres dans le cas d'une section transversale dissymétrique

Les effets tordent la structure et nécessitent des appuis adéquats pour assumer l'équilibre de l'ouvrage
les sollicitations (charges concentrées) seront déterminées ultérieurement par la méthode de G-MASSONNET

Les sollicitations sous charges centrées :

Les charges ponctuelles centrées ainsi que les charges réparties a résultante transversale centrées (cas de A(I) 2 voies chargées) n'engendrent pas de moments de torsion extérieurs si l'axe de l'ouvrage est rectiligne



Par contre lorsque les lignes d'appui ne sont pas perpendiculaires a l'axe de l'ouvrage (cas des ponts biais) , ou que celui-ci est courbe en plan , ces charges sollicitent aussi le pont ala torsion , ainsi les ponts courbes et biais sont soumis a la torsion sous l'effet de leurs propre poids

- a partir des équations différentielles de la flexion on ales deux relations suivantes :

$$\begin{cases} dm / d\alpha = t_x R - c \\ dc / d\alpha = m \end{cases}$$

* expression du moment de torsion

-Dans une poutre simplement appuyée a la flexion bi-encastree :

1)- charge repartie :

$$C(\alpha) = P R [(\alpha_i/2 - \alpha) - \sin (\alpha_i/2 - \alpha) / \cos \alpha_i/2]$$

2)- charge concentrée:

a- $0 \leq \alpha \leq \alpha_p$

$$C(\alpha) = P R [(1-\alpha_i/\alpha_p) - (\sin(\alpha_i - \alpha_p)/\sin \alpha_i) \cdot \cos \alpha]$$

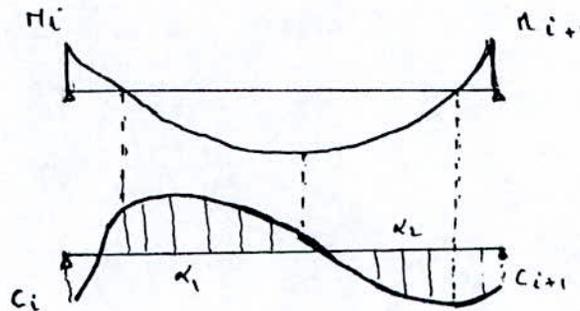
b- $\alpha_p < \alpha \leq \alpha_i$

$$C(\alpha) = -P R [(\alpha_p/\alpha_i) - \sin \alpha_p \cdot \cos(\alpha_i - \alpha) / \sin \alpha_i]$$

Poutre circulaire continue :

$$C(\alpha) = c_i(\alpha) - M_i \cdot l [1/\alpha_i - \cos(\alpha_i - \alpha) / \sin \alpha_i] + M_{i+1} [1/\alpha_i - \cos \alpha / \sin \alpha_i]$$

pour une travée intermédiaire , le diagramme du moment fléchissant est donne par le schéma ci-dessous



d'ou on peut conclure le diagramme du au moment de torsion en utilisant la relation

$$dc(\alpha) / d\alpha = m(\alpha)$$

-Dans chaque travée , on calculera quatre valeurs du moment de torsion ; sur les 2 appuis ($\alpha=0$, $\alpha = \alpha_i$) et pour $\alpha = \alpha_1$ et $\alpha = \alpha_2$ ou C est suppose être max (en valeur absolue)

i.e $dc(\alpha) / d\alpha = 0 = M(\alpha)$ d'ou on peut tirer α_1 et α_2

Calcul du moment de torsion pour la charge permanente :

Moment de torsion dans la 1ere travée :

$$G = 0.34153 \text{ MN/m} \quad , \alpha_{i1} = 0.133 \text{ rad} \quad , M_0 = 0 \quad , M_1 = -22.046353 \text{ MN m} \quad , R = 150 \text{ m}$$

$$C_1(\alpha) = P R^3 [(\alpha_{i1}/2 - \alpha) - \sin(\alpha_{i1}/2 - \alpha) / \cos(\alpha_{i1}/2)] - M_0 [1/\alpha - \cos(\alpha_{i1} - \alpha) / \sin \alpha_{i1}] + M_1 [1/\alpha_{i1} - \cos \alpha / \sin \alpha_{i1}]$$

1)- Moment de torsion dans la section située au droit de l'appui (0) $\alpha = 0$

$$C(0) = -0.2649$$

2)- Moment de torsion dans la section située au droit de l'appui (1) $\alpha = \alpha_{i1} = 0.133$

$$C(0) = -0.2239$$

3)- pour avoir α_1 et α_2 , on met $dc(\alpha)/d\alpha = 0$
or : $dc(\alpha)/d\alpha = m(\alpha) \Rightarrow M(\alpha) = 0$

$$\text{d'ou } 2 P R \sin \alpha / 2 \cdot \sin (\alpha_{i1} / 2 - \alpha / 2) / \cos \alpha_{i1} / 2 + M_0 \sin (\alpha_{i1} - \alpha) / \sin \alpha_{i1} + M_1 \sin \alpha / \sin \alpha_{i1} = 0$$

Pour la première travée : $M_0 = 0$, $M_1 = -22.046353 \text{ MN m}$, $\alpha_{i1} = 0.133 \text{ rad}$

$$15415.09 \sin (\alpha / 2) \sin (0.0665 - \alpha / 2) - 166.26 \sin \alpha = 0$$

$$\text{d'ou } \alpha_1 = 0 \quad , \alpha_2 = 0.0899 \text{ rad}$$

1)- MOMENT DE TORSION DÛ AUX CHARGES PERMANENTES

P= 0.34153 MN/m

travees	1	2	3	4
α_1	0.133	0.203	0.203	0.133
α_1	0.000	0.036	0.044	0.089
α_2	0.089	0.1583	0.166	0.133
C(0)	-0.265	-0.224	0.003	0.224
C(α_1)	-0.224	-0.003	0.224	0.265
C(α_3)	-0.265	-0.588	-0.578	0.046
C(α_2)	0.200	0.640	0.488	0.265

2) POUR LA SURCHARGE A(L)

a) (1+2) chargees

travees	1	2	3	4
α_1	0	0.03815	0.05	
α_2	0.0813	0.1804	0.05	0.133
C(0)	-0.0278	-0.0689	0.136	-0.0319
C(α_1)	-0.0689	0.1355	-0.0319	0.0159
C(α_1)	-0.0278	-0.145	0.0366	0.0159
C(α_2)	0.0292	0.161	0.0366	0.0159

b) -(2+3) chargees

travees	1	2	3	4
α_1	0	0.05	0	
α_2		0.05	0.164	0.133
C(0)	-0.016	0.0310	-0.1355	0.689
C(α_1)	0.0319	-0.136	0.0689	0.0278
C(α_1)	-0.016	0.0485	-0.161	-0.0291
C(α_2)	-0.016	0.0485	0.145	0.0278

3+4 chargée :

<i>travée</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
α_1	0	0.05	0.0234	0.05173
α_2	0	0.05	0.1647	0.133
$C(0)$	-0.016	0.0139	-0.1355	0.0689
$C(\alpha_i)$	0.0319	-0.136	0.0689	0.0278
$C(\alpha_1)$	-0.016	0.0485	-0.161	-0.0291
$C(\alpha_2)$	-0.016	0.0485	0.145	0.0278

3)- MOMENT DE TORSION DÛ A LA SURCHARGE DE TROTTOIR

$$P = 0.675 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$$

travees	1	2	3	4
α_1	0	0.037	0.044	0.044
α_2	0.091	0.157	0.167	0.133
$C(0)$	$-5.23 \cdot 10^{-3}$	$-4.43 \cdot 10^{-3}$	0	$4.42 \cdot 10^{-3}$
$C(\alpha_1)$	$-4.42 \cdot 10^{-3}$	0	$4.43 \cdot 10^{-3}$	$5.23 \cdot 10^{-3}$
$C(\alpha_1)$	$-5.023 \cdot 10^{-3}$	$-1.16 \cdot 10^{-2}$	$-1.14 \cdot 10^{-2}$	$-3.95 \cdot 10^{-3}$
$C(\alpha_2)$	$3.95 \cdot 10^{-3}$	$1.14 \cdot 10^{-2}$	$1.16 \cdot 10^{-2}$	$5.23 \cdot 10^{-3}$

4)- MOMENT DE TORSION DÛ AU CONVOI Mc120

$$P = 1.265 \text{ MN}$$

a)- 1ere travee charge

travees	1	2	3	4
α_1	0	0.1597	0.156	0.133
α_2	0.1095	0.1597	0.156	0.133
$C(0)$	-0.1682	0.1195	-0.0319	$1.12 \cdot 10^{-2}$
$C(\alpha_1)$	$9.036 \cdot 10^{-2}$	$-3.19 \cdot 10^{-2}$	$7.41 \cdot 10^{-3}$	$-1.12 \cdot 10^{-2}$
$C(\alpha_1)$	-0.1682	$-4.37 \cdot 10^{-2}$	$1.14 \cdot 10^{-2}$	$-3.75 \cdot 10^{-3}$
$C(\alpha_2)$	0.114	$-4.37 \cdot 10^{-2}$	$1.14 \cdot 10^{-2}$	$-3.75 \cdot 10^{-3}$

b)- 2eme travee chargee

travees	1	2	3	4
α_1	0	0.0357	0.1557	.133
α_2	0	0.1664	0.1557	0.133
$C(0)$	$7.73 \cdot 10^{-2}$	-0.153	0.171	$-4.022 \cdot 10^{-2}$
$C(\alpha_1)$	-0.1545	0.170	$-3.97 \cdot 10^{-2}$	$2.013 \cdot 10^{-2}$
$C(\alpha_1)$	$7.73 \cdot 10^{-2}$	-0.215	$-6.116 \cdot 10^{-2}$	$2.013 \cdot 10^{-2}$
$C(\alpha_2)$	$7.73 \cdot 10^{-2}$	0.217	$-6.116 \cdot 10^{-2}$	$2.013 \cdot 10^{-2}$

c)-3eme travee chargee:

travees	1	2	3	4
α_1	0	0.0472	0.0313	0.133
α_2	0	0.0472	0.1664	0.133
C(0)	$3.75 \cdot 10^{-3}$	$3.970 \cdot 10^{-2}$	-0.170	0.1546
C(α_1)	$-7.5 \cdot 10^{-3}$	-0.171	0.153	$-7.73 \cdot 10^{-2}$
C(α_1)	$3.75 \cdot 10^{-3}$	$6.110 \cdot 10^{-2}$	-0.218	$-7.73 \cdot 10^{-2}$
C(α_2)	$3.75 \cdot 10^{-3}$	$6.110 \cdot 10^{-2}$	0.215	$-7.73 \cdot 10^{-3}$

d)- 4eme travee chargee:

travees	1	2	3	4
α_1	0	0.0472	0.0433	0.0804
α_2	0	0.0472	0.0433	0.133
C(0)	$3.75 \cdot 10^{-3}$	$-7.41 \cdot 10^{-3}$	$3.168 \cdot 10^{-2}$	$-9.73 \cdot 10^{-2}$
C(α_1)	$-7.50 \cdot 10^{-3}$	$3.19 \cdot 10^{-2}$	0.119	0.1698
C(α_1)	$3.75 \cdot 10^{-3}$	$-1.14 \cdot 10^{-2}$	$4.37 \cdot 10^{-2}$	$3.29 \cdot 10^{-2}$
C(α_2)	$3.75 \cdot 10^{-3}$	$-1.14 \cdot 10^{-2}$	$4.37 \cdot 10^{-2}$	0.1689

CONCLUSION:

Le moment de torsion max est sur l'appui 1 du au combinaisons $G+1.2[A(L)+St]$

avec 2+3 chargees

$$C_{max} = -0.340664 \text{ MN}$$

VI-2 Calcul des moments transversaux :

-Les moments transversaux (pour different cas ds chargement seront calcules par la methode de G-MASSONNET selon cette methode le moment transversal oar bande de largeur unite est donnee par l'expression suivante

$$M_y = P_m U \alpha_m \cdot b \cdot \sin (m\pi x / l)$$

avec P_m : la charge ou surcharge transformee en une sinusoide par developpement en serie de FOURIER

$$P_m = 2/l \cdot \int_0^l P(x) \cdot \sin (m\pi x / l) dx$$

on construit une fonction $P(x)$ impaire et de periode (2π) par developpement en serie de FOURIER

$$P(x) = \sum (a_n \cdot \cos(nx) + b_n \cdot \sin(nx))$$

avec $a_0 = 1/\pi \int_{-\pi}^{\pi} p(x) dx$, $a_n = 1/\pi \int_{-\pi}^{\pi} p(x) \cdot \cos nx dx$

$$b_n = 1/\pi \int_{-\pi}^{\pi} p(x) \cdot \sin nx dx$$

$p(x)$ etant impaire $\Rightarrow a_0 = a_n = 0$ donc :

$$p(x) = \sum b_n \sin (n\pi x / l) \text{ ----- (1) avec } b_n = 1/l \int_0^l p(x) \cdot \sin(n\pi x/l) dx$$

ou encore : $b_n = 2/l \int_0^l p(x) \cdot \sin(n\pi x/l) dx$ ----- (2)

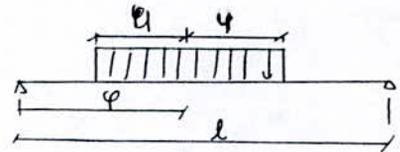
Calcul de P_m pour chaque type de charge :

1)- chargement partiellement repartie:

$$p(x) = 0 \quad \text{pour } 0 < x < \varphi - u$$

$$\varphi + u < x < l$$

$$p(x) = p \quad \text{pour } \varphi - u < x < \varphi + u$$



pour s'adopter aux formules de GUYON-MASSONNET , on remplace dans les formules (1) et(2) , b_n et p_m , on aura donc :

$$p(x) = \sum p_m \sin (m\pi x / l) \text{ ----(3)}$$

$$p_m = 2/l \int_0^l p(x) \cdot \sin(m\pi x/l) dx \text{ ----- (4)}$$

dans le present cas de chargement , on a:

$$p_m = 2/l \int_{\varphi-u}^{\varphi+u} p \cdot \sin(m\pi x/l) \cdot dx$$

$$p_m = 4p/n\pi \cdot \sin(m\pi/l)\varphi \cdot \sin(m\pi u/l) \text{ -----(5)}$$

2)- chargement uniformement repartie:

Nous remplacerons dans l'equation (5) $\varphi = l/2$ et $u = l/2$

$$p_m = 4p/m\pi \cdot \sin^2(m\pi/2) \text{ -----(6)}$$

$$p(x) = 4p/m\pi \cdot \sum \sin^2(m\pi/2) \cdot \sin (m\pi x / l) \text{ ----(7)}$$

3)- chargement concentree :

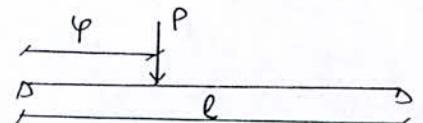
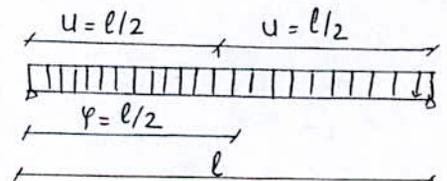
On pose $p = 2u \cdot \mu$

et on fait tendre u vers 0

$u \rightarrow 0$ en tenant compte de la limite $\lim_{u \rightarrow 0} \sin (m\pi u / l) / (m\pi u / l) = 0$

$$\Rightarrow p_m = 2p/l \cdot \sin(m\pi\varphi/l)$$

$$p(x) = \sum 2p/l \cdot \sin(m\pi\varphi/l) \cdot \sin (m\pi x / l)$$



dans le cas de plusieurs charges concentrees $p_1, p_2, p_3, \dots, p_n$ d'abscisses $\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_n$

$$- p_m = 2/l [p_1 \cdot \sin(m\pi\varphi_1/l) + \dots + p_n \cdot \sin(m\pi\varphi_n/l)]$$

$$- p(x) = \sum p_m \cdot \sin (m\pi x / l)$$

dans le cas de plusieurs charges concentrées $p_1, p_2, p_3, \dots, p_n$ d'abscisses $\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_n$

$$- p_m = \frac{2}{l} [p_1 \cdot \sin(m\pi\xi_1/l) + \dots + p_n \cdot \sin(m\pi\xi_n/l)]$$

$$- p(x) = \sum p_m \cdot \sin(m\pi x/l)$$

nous avons $M_y = p_m \mu_{\alpha m} \cdot \sin(m\pi x/l)$

$\mu_{\alpha m}$: coef de répartition des charges et surcharges donne par les tableaux de G-MASSONET , en fonction de θ^* et α^* et de l'excentricité e de la charge pour une position y donnée

b : demi largeur équivalente de la section transversale de l'ouvrage

Pour le calcul de $\mu_{\alpha m}$ avec $m = 1, 2, 3, 4, 5$ on gardera les deux premiers harmonique impaires $m = 1, 3, 5$

car $\sin(2k+1/l \cdot x\pi) = 0$

(10*4) $\mu\alpha_1 = 0.057 \mu_0 + 0.943 \mu_1$ pour $\alpha = 0.704286$

y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		1059.4	1024.9	52.33	998.27	2171.2	998.27	-52.33	1024.9	1959.9
b/4		1781.9	1127.8	445.66	591.18	1114.8	2060.7	662.02	652.03	1905.7
b/2		1391.6	1009.9	557.89	97.39	418.43	1012.4	1711.1	27.7	1589.5
3b/4		1351.8	606.6	406.95	187.49	52.19	345.57	665.08	1063.1	972.01
b		0	0	0	0	0	0	0	0	0

determination de $\mu\alpha_m$ pour $m=3$; $m\theta = 30.186747$

et $\alpha = 0.7042$

(10*4) $\mu\alpha_3 = 0.1684 \mu_0 + 0.8315 \mu_1$ pour $\alpha = 0.704286$

y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		-836.1	-522.9	-134.5	447.17	1413.6	447.17	-134.56	-522.9	-836.1
b/4		-627.9	-476.6	-289.3	-3.18	488.88	1356.6	295.06	-501.2	-992.2
b/2		-411.3	-355.7	-286.1	-172.2	40.10	445.52	1204.6	-37.90	-1015
3b/4		-203.2	-195.2	-183.9	-159.0	-99.61	34.593	311.55	852.85	-762.1

(10*4) $\mu\alpha_5$ pour $5\theta = 0.933735$ et $\alpha = 0.704286$

e	y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		-262.9	-225.7	-140.7	133.76	671.52	133.76	-140.75	-225.7	-262.9
b/4		-133.6	-	-	-108.2	146.39	920.7	90.4	-251.5	-447.6
b/2		-60.64	152.69	162.05	-	-87.29	146.39	866.96	-195.7	-631.3
3b/4		-26.45	-86.78	-	-132.8	-94.63	-64.54	-107.38	-667.4	-631.3
b		-	115.91	-	-80.15	-	-	-	-	-

$$\mu_{\text{moy}} = S/lc = lc / (3lc n) [y_0 + 4y_1 + 2y_2 + 4y_3 + \dots + y_n]$$

n: nombre de division

lc: la largeur de la dalle

b)- Pour les charges concentrees:

$$\mu_{\text{moy}} = \sum P_i \mu_{\text{ci}} / \sum P_i$$

P_i : la charge concentree

y		0		b/4		b/2		3b/4	
		μ_{α^+}	μ_{α^-}	μ_{α^+}	μ_{α^-}	μ_{α^+}	μ_{α^-}	μ_{α^+}	μ_{α^-}
G		0	8.775	1.0093	0	2.210	0	3.146	0
A(l)	1 v	3.666	3.666	8.69	0	9.41	1.95	5.062	5.687
	2 v	5.260	0	3.845	0	3.7395	0	0	-2.708
Bc	1 f	2.75	2.75	3.875	4.25	6.25	5.0	6.375	7.75
	2 f	4.75	0	9.562	0	7	0	0	4.437
Mc120		6.75	0	0.1012	0	9.87	0	0	5.25
St	1T	0	0.23	0	0.21	0	0.187	0	0.145
	2T	0	0.46	0	0.42	0	0.335	0	0.29

$\mu\alpha_3$ pour differents cas de chargements :

y		0		b/4		b/2		3b/4	
G		$\mu\alpha^+$	$\mu\alpha^-$	$\mu\alpha^+$	$\mu\alpha^-$	$\mu\alpha^+$	$\mu\alpha^-$	$\mu\alpha^+$	$\mu\alpha^-$
G		4.575	0	3.7832	0	0.401	0	5.0988	0
A(l)	1 v	1.541	1.541	1.823	1.14	4.541	2.21	2.375	1.729
	2 v	3.083	0	7.604	0	1.125	0	2.9166	0
Bc	1 f	0.02	0.02	6.250	325	3	2.87	4.25	2.0
	2 f	0	3.875	5.562	0	0	2.5	1.81	0
Mc120		0.01	0	0.0187	0	8.50	0	0	2.875
St	1T	0	0.092	0	0.115	0	0.13	0	0.105
	2T	0	0.18	0	0.18	0	0.172	0	0.13

$\mu\alpha_5$ pour differents cas de chargements :

y		0		b/4		b/2		3b/4	
G		$\mu\alpha^+$	$\mu\alpha^-$	$\mu\alpha^+$	$\mu\alpha^-$	$\mu\alpha^+$	$\mu\alpha^-$	$\mu\alpha^+$	$\mu\alpha^-$
G		0.339	0	5.004	0	0	1.835	4.950	0
A(l)	1 v	2.1875	2.1875	2.302	1.21	1.646	9.58	1.166	6.667
	2 v	4.375	0	7.008	0	3.437	0	2.825	0
Bc	1 f	0	1.25	1.75	1.50	7.50	8.75	2.25	6.25
	2 f	6.875	0	2.875	0	0	6.87	8.125	0
Mc120		2.125	0	3.75	0	0	8.75	0	6.25
St	1T	0	0.025	0	0.047	0	0.07	0	0.0875
	2T	0	0.05	0	0.057	0	0.072	0	0.09

Calcul des moments transversaux (My) pour chaque type de charge :

1)- charge permanente :

la charge est uniforme

$$My = \sum P_m \cdot b \cdot \mu \alpha_m \cdot \sin(m\pi/2)$$

avec :

$$P_m = 4p/m\pi \cdot \sin(m\pi/2)$$

$$b = 4.78 \text{ m}$$

$$m = 1 ; 3 ; 5$$

$$P = 0.34153 \text{ MN/m}$$

on obtient :

$$P_1 = 0.43485 \text{ MN/m} \Rightarrow My_1 = 20.9789 \cdot 10^{-3} \text{ MN m/m}$$

$$P_3 = 0.14495 \text{ MN/m} \Rightarrow My_3 = -3.5327 \cdot 10^{-3} \text{ MN m/m}$$

$$P_5 = 8.67 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m} \Rightarrow My_5 = 2.08060 \cdot 10^{-3} \text{ MN m/m}$$

$$My = 1.9527 \cdot 10^{-2} \text{ MN m/m}$$

$$\text{moment négatif } My = 9.454 \cdot 10^{-4} \text{ MN m/m}$$

2)- surcharge A(l) (une voie chargée):

$$l = 30.5 \text{ m}$$

$$A(l) = 7.539 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$$

$$P_1 = 9.5989 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$$

$$\rightarrow My_1 = 4.3176 \cdot 10^{-2} \text{ MN m/m}$$

$$P_3 = 3.1996 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$$

$$\rightarrow My_3 = -6.8074 \cdot 10^{-3} \text{ MN m/m}$$

$$P_5 = 1.9198 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$$

$$\rightarrow My_5 = 2.1124 \cdot 10^{-3} \text{ MN m/m}$$

$$My = 3.8481 \cdot 10^{-2} \text{ MN m/m}$$

moment négatif :

$$P_1 = 9.5989 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$$

$$\rightarrow My_1 = -2.6096 \cdot 10^{-2} \text{ MN m/m}$$

$$P_3 = 3.199 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$$

$$\rightarrow My_3 = 3.3769 \cdot 10^{-3} \text{ MN m/m}$$

$$P_5 = 1.9198 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$$

$$\rightarrow My_5 = -1.1085 \cdot 10^{-3} \text{ MN m/m}$$

$$My = -2.3827 \cdot 10^{-2} \text{ MN m/m}$$

3)- surcharge de trottoir :

1- un trottoir charge $P = 0.3375 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$

$$P_1 = 0.4297 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$$

$$\rightarrow My_1 = 4.7243 \cdot 10^{-3} \text{ MN m/m}$$

$$P_3 = 1.4324 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$$

$$\rightarrow My_3 = -8.901 \cdot 10^{-4} \text{ MN m/m}$$

$$P_5 = 8.5943 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$$

$$\rightarrow My_5 = 3.5945 \cdot 10^{-4} \text{ MN m/m}$$

$$My = 4.1936 \cdot 10^{-3} \text{ MN m/m}$$

2-deux trottoirs charges $P = 0.675 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$

$$P1 = 0.8594 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m} \quad \rightarrow \quad My1 = 18.896 \cdot 10^{-3} \text{ MN m/m}$$

$$P3 = 0.28647 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m} \quad \rightarrow \quad My3 = -2.499 \cdot 10^{-3} \text{ MN m/m}$$

$$P5 = 0.1718 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m} \quad \rightarrow \quad My5 = 7.394 \cdot 10^{-4} \text{ MN m/m}$$

$$My = 1.71369 \cdot 10^{-2} \text{ MN m/m}$$

4)- convoi Mc120 :

$$P_m = 4P/\pi m \cdot \sin(m\pi\phi/l) \cdot \sin(m\pi u/l)$$

$$\xi = 1/2$$

$$u = 3.05 \text{ m}$$

$$P = 18.03 \cdot 10^{-2} \text{ MN /m}$$

$$\delta \text{ Mc120} = 1.15$$

d'ou

$$P1 = 7.0939 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m} \quad \rightarrow \quad My1 = 3.3468 \cdot 10^{-2} \text{ MN m/m}$$

$$P3 = -6.190 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m} \quad \rightarrow \quad My3 = 7.3979 \cdot 10^{-3} \text{ MN m/m}$$

$$P5 = 4.5913 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m} \quad \rightarrow \quad My5 = 8.2299 \cdot 10^{-3} \text{ MN m/m}$$

$$My = 5.64602 \cdot 10^{-2} \text{ MN m/m}$$

moment négatif :

$$P1 = 7.0939 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m} \quad \rightarrow \quad My1 = -1.7802 \cdot 10^{-2} \text{ MN m/m}$$

$$P3 = -6.1907 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m} \quad \rightarrow \quad My3 = -8.5075 \cdot 10^{-3} \text{ MN m/m}$$

$$P5 = 4.5913 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m} \quad \rightarrow \quad My5 = -1.9203 \cdot 10^{-3} \text{ MN m/m}$$

$$My = -3.246435 \cdot 10^{-2} \text{ MN m/m}$$

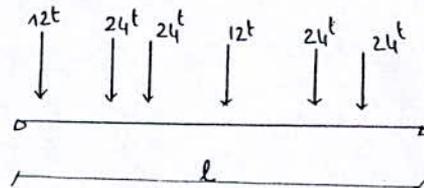
5)- surcharge Bc:

$$My = \sum_{j=1}^n 2b/l \cdot \mu \alpha m (\sum P_j \sin(m\pi\phi_j/l)) \cdot \sin(m\pi x/l)$$

$$P_m = 2/l \sum_{j=1}^n P_j \cdot \sin(m\pi\phi_j/l)$$

en utilisant le théorème de BARES ,on détermine la charge qu'on doit appliquée dans la section dangereuse pour avoir l'effet le plus défavorable

$$\text{et} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sum_{k=0}^{i-1} P_k / a < \sum_{k=i}^n P_k / b \text{ ----- (1)} \\ \sum_{k=0}^{i-1} P_k / a > \sum_{k=i}^n P_k / b \text{ ----- (2)} \end{array} \right.$$



les deux inégalités doivent être satisfaites

$$P_k = 12t$$

$$P_e = 12 \cdot (4.5 - e) + 24 \cdot (4.5 + 4.5 - e) + 24 \cdot (4.5 + 4.5 - e + 1.5) - 24 \cdot e - 24 \cdot (1.5 - e) - 12 \cdot (4.5 + 1.5 + e)$$
$$\Rightarrow e = 414/240 = 1.725 \text{ m}$$

$$\zeta_3 = L/2 - e = 13.525 \text{ m}$$

$$\zeta_2 = 12.025 \text{ m}$$

$$\zeta_1 = 7.525 \text{ m}$$

$$\zeta_4 = 18.025 \text{ m}$$

$$\zeta_5 = 22.525 \text{ m}$$

$$\zeta_6 = 24.025 \text{ m}$$

$$a_i = \zeta_3 = 13.525 \text{ m}$$

$$a_i' = l - a_i = 16.975 \text{ m}$$

$$\delta_{bc} = 1.15$$

$$P_1 = \sum 2/l \cdot P_j \cdot \sin(\pi \phi_j / l) = 6.468 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$$

$$\rightarrow M_{y1} = 2.9563 \cdot 10^{-2} \text{ MNm/m}$$

$$P_3 = \sum 2/l \cdot P_j \cdot \sin(3\pi \phi_j / l) = 0.26483 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$$

$$\rightarrow M_{y3} = -7.1206 \cdot 10^{-4} \text{ MNm/m}$$

$$P_5 = \sum 2/l \cdot P_j \cdot \sin(5\pi \phi_j / l) = -1.16146 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m}$$

$$\rightarrow M_{y5} = -1.596 \cdot 10^{-3} \text{ Mnm/m}$$

$$M_y = 3.1343 \cdot 10^{-2} \text{ Mnm/m}$$

Moment negatif :

$$P1 = 6.468 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m} \Rightarrow My1 = - 1.372 \cdot 10^{-2} \text{ MNm}$$

$$P3 = 0.264 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m} \Rightarrow My3 = 4.905 \cdot 10^{-4} \text{ MNm}$$

$$P5 = - 1.161 \cdot 10^{-2} \text{ MN/m} \Rightarrow My5 = 3.8168 \cdot 10^{-4} \text{ MNm}$$

$$My = - 1.4775 \cdot 10^{-2} \text{ MNm/m}$$

recapitulation des efforts :

	G	A(L)	ST	Mc120	Bc
$M^+(MNm/m)$	$1.9527 \cdot 10^{-4}$	$3.8481 \cdot 10^{-2}$	$1.71369 \cdot 10^{-2}$	$5.64602 \cdot 10^{-2}$	$3.1343 \cdot 10^{-2}$
$M^-(MNm/m)$	$9.454 \cdot 10^{-4}$	$2.3827 \cdot 10^{-2}$		$3.24648 \cdot 10^{-2}$	$1.4775 \cdot 10^{-2}$

Combinaisons :

$$a \text{ l'ELS : } G + 1.2 [A(L) + ST]$$

$$a \text{ l'ELU : } 1.35 G + 1.6 [A(L) + ST]$$

	ELU	ELS
$M^+(MNm/m)$	$10.959 \cdot 10^{-2}$	$8.1948 \cdot 10^{-2}$
$M^-(MNm/m)$	$3.9399 \cdot 10^{-2}$	$2.9538 \cdot 10^{-2}$

V-3 MOMENT DE TORSION DUS A L'EXCENTREMENT DES CHARGES :

Le moment de torsion aura pour expression

$$M_{xym} = I/m\pi \tau_{\alpha m} \rho_m \cos(m\pi x/l)$$

ou ρ_m : aura la meme expressions que celle deja vue pour les moments transversaux

$\tau_{\alpha m}$: coefficient tenant compte des charges et surcharges et qui est calcule à partir des tables de

G- MASSONET en fonction de l'excentricite " e " de la charge donnee pour une position " y "

on trace les lignes d'influences de $\tau_{\alpha}(e)$ pour chaque position "y" de facon à avoir l'effet le plus

defavorable , on obtiendra ainsi les valeurs de τ_{α} les plus preponderantes :

$$\tau_{\alpha} = \tau_1 \sqrt{\alpha^*}$$

$0.1 < \theta^* = 0.1867 < 0.2$ par l'interpolation lineaire on obtient

$$\tau_1 \text{ pour } \theta^* = 0.1867$$

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.235	-0.182	-0.127	-0.067	0	0.0678	0.1278	0.1828	0.2355
b/4	-0.219	-0.173	-0.125	-0.073	- 0.0138	0.0673	0.1254	0.1902	0.2521
b/2	-0.205	- 0.1637	- 0.1205	-0.073	- 0.0202	0.0416	0.1152	0.1927	0.2669
3b/4	-0.154	- 0.1564	- 0.1158	-0.071	- 0.0218	0.036	0.1048	0.1878	0.2777
b	-0.191	- 0.1534	- 0.1137	-0.070	- 0.0217	0.0348	0.1021	0.1832	0.2820

$$\tau_{\alpha} = \tau_1 \sqrt{\alpha^*} \quad \text{pour } \theta^* = 0.1867 \quad \alpha = 0.7043$$

y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.197	- 0.1534	- 0.1072	-0.057	0	0.0057	0.1072	0.1534	0.1976
b/4	-0.184	- 0.1457	- 0.1051	-0.061	- 0.0116	0.0565	0.1052	0.1596	0.2115
b/2	-0.172	- 0.1374	- 0.1011	-0.061	- 0.0169	0.0349	0.0966	0.1617	0.224
3b/4	-0.169	- 0.1312	- 0.0972	-0.060	- 0.0183	0.0302	0.0879	0.1576	0.233
b	-0.161	- 0.1287	- 0.0954	-0.059	- 0.0183	0.0292	0.0857	0.1537	0.2366

CALCUL DE α moy POUR DIFFERENT CAS DE CHARGEMENT

y	0	b/4	b/2	3b/4	b
G	0	1.725 10 ⁻³	-2.5 10 ⁻⁵	-0.2125 10 ⁻³	3.33 10 ⁻⁵
A (L)	-8.729 10 ⁻²	-8.75 10 ⁻²	-8.458 10 ⁻²	-8.25 10 ⁻²	-8.083 10 ⁻²
Bc (lf)	0.1175	0.12125	0.1125	0.11125	0.1075
Mc120	-0.08	-0.08	-0.07875	-0.07625	-0.075
ST (1T)	0.205	0.2225	0.2375	0.25	0.2575

calcul de moment de torsion pour differentes cas de charges

$$M_{xym} = 1/m\pi \cdot \alpha \text{ moy} \cdot P_1 \cos(m\pi x/l)$$

M_{xym} est max aux extremités des appuis

pour $x=0, l$

pour $x=0, l \implies \cos(m\pi x/l) = +1$

en prenant $m=1$ (premier harmonique)

et $x=0, l$

$$M_{xy} = +1/\pi \cdot \alpha \text{ moy} \cdot P_1$$

pour $l=30.5$ m

nous aurons :

$$P_1 = 0.43485 \text{ MN/m}$$

$$\text{d'où } M_{xy} = 7.28246 \cdot 10^{-3} \text{ MNm/m}$$

Tableau donnant les differents M_{xy} avec : $\delta(\text{mc120}) = \delta(\text{bc}) \cdot 1.15$

charges y_i	0	b/4	b/2	3b/4	b
G	0	7.28246 10 ⁻³	-1.0554 10 ⁻⁴	-8.971 10 ⁻⁴	1.407 10 ⁻⁴
A (L)	-8.1346 10 ⁻²	-8.1542 10 ⁻²	-7.882 10 ⁻²	-7.688 10 ⁻²	-7.5326 10 ⁻²
Mc120	-5.5096 10 ⁻²	-5.5096 10 ⁻²	-5.423 10 ⁻²	-5.2514 10 ⁻²	-5.1653 10 ⁻²
Bc	7.3781 10 ⁻²	7.614 10 ⁻²	7.064 10 ⁻²	6.986 10 ⁻²	6.750 10 ⁻²
ST	1.7104 10 ⁻²	1.856 10 ⁻²	1.980 10 ⁻²	2.0858 10 ⁻²	2.148 10 ⁻²

charges	G	A (L)	ST	Mc120	Bc
M (MNm/m)	-7.2824 10 ⁻³	-8.1542 10 ⁻²	-2.1480 10 ⁻²	-6.336 10 ⁻²	-8.7561 10 ⁻²

Combinaison

	ELU	ELS
M_{xy} (MN.m)	-17.466 10 ⁻²	-13.091 10 ⁻²

V-4 calcul au dénivellement d'appuis :

Lorsqu'un sol est soumis à des charges comme les fondations, il se produit des déformations dans le milieu. Comme ces charges sont le plus souvent verticales, ces déformations sont particulièrement marquées dans la même direction des forces appliquées qui s'ajoutent à la pesanteur.

Ces déformations prennent le nom de Tassements, il convient d'y prêter une grande attention, car les tassements différentiels peuvent amener des désordres qui, lorsqu'ils ne sont pas préjudiciables à la bonne tenue de l'ouvrage nécessitent des reprises très coûteuses.

Dans le cas d'une structure continue reposant sur plusieurs appuis, le tassement différentiel peut provoquer des moments hyperstatiques supplémentaires sur les appuis intermédiaires qui peuvent être importants

Les moments sur appuis provoqués par les tassements seront déterminés par la RDM (équation des 3 moments)

- Rotation de la section d'appui i associée à la travée i est : $\omega_i = (v_i - v_{i-1}) / l_i$

- Rotation de la section d'appui i associée à la travée $i+1$ est : $\omega_{i+1} = (v_{i+1} - v_i) / l_{i+1}$

La condition de compatibilité des déformations (les rotations), nous permet de déterminer les moments hyperstatiques M_i

$$b_i M_{i-1} + (a_i + c_i) M_i + b_{i+1} M_{i+1} = \omega_{i+1} - \omega_i$$

on prendra $EI = 21007.33 \text{ MPa}$

$$GK = 31974 \text{ MPa}$$

Comme il est recommandé par le CPS, on prévoira un tassement unitaire $\Delta i = 1 \text{ cm}$ pour estimer les moments de continuités, on aura le système d'équations suivant:

$$b_1 M_0 + (a_2 + c_1) M_1 + b_2 M_2 = \omega_2 - \omega_1 \text{ ---- (1)}$$

$$b_2 M_1 + (a_3 + c_2) M_2 + b_3 M_3 = \omega_3 - \omega_2 \text{ ---- (2)}$$

$$b_3 M_2 + (a_4 + c_3) M_3 + b_4 M_4 = \omega_4 - \omega_3 \text{ ---- (3)}$$

or $M_0 = M_4 = 0$

écriture sous forme matricielle :

$$\begin{vmatrix} (a_2+c_1) & b_2 & 0 \\ b_2 & (a_3+c_2) & b_3 \\ 0 & b_3 & (a_4+c_3) \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \omega_2 - \omega_1 \\ \omega_3 - \omega_2 \\ \omega_4 - \omega_3 \end{vmatrix}$$

$\delta_i = 1 \text{ cm}$	ω_i	$M_i \text{ (MNm)}$
δ^o	$\omega_2 - \omega_2 = -5 \cdot 10^{-4}$ $\omega_3 - \omega_2 = 0$ $\omega_4 - \omega_3 = 0$	$M_1 = -0.67782$ $M_2 = 0.184495$ $M_3 = -0.056131$
δ_1	$\omega_2 - \omega_1 = 8.2786 \cdot 10^{-4}$ $\omega_3 - \omega_2 = -3.2786 \cdot 10^{-4}$ $\omega_4 - \omega_3 = 0$	$M_1 = 1.273260$ $M_2 = -0.703103$ $M_3 = -0.213914$
δ_2	$\omega_2 - \omega_1 = -3.2786 \cdot 10^{-4}$ $\omega_3 - \omega_2 = -6.5572 \cdot 10^{-4}$ $\omega_4 - \omega_3 = -3.2786 \cdot 10^{-4}$	$M_1 = -0.72322$ $M_2 = 1.03722$ $M_3 = -0.72322$
δ_3	$\omega_2 - \omega_1 = 0$ $\omega_3 - \omega_2 = -3.2786 \cdot 10^{-4}$ $\omega_4 - \omega_3 = 8.2786 \cdot 10^{-4}$	$M_1 = -0.213914$ $M_2 = -0.70303$ $M_3 = 1.24326$
δ_4	$\omega_2 - \omega_1 = 0$ $\omega_3 - \omega_2 = 0$ $\omega_4 - \omega_3 = -5 \cdot 10^{-4}$	$M_1 = -0.056131$ $M_2 = 0.184495$ $M_3 = -0.67782$

COMBINAISONS

$\delta_i = 1 \text{ cm}$	$\omega_i \text{ (rad)}$	$M_i \text{ (MNm)}$
δ^o et δ_2	$\omega_2 - \omega_1 = -8.2786 \cdot 10^{-4}$ $\omega_3 - \omega_2 = 6.5572 \cdot 10^{-4}$ $\omega_4 - \omega_3 = -3.2786 \cdot 10^{-4}$	$M_1 = -1.40104$ $M_2 = 1.22171$ $M_3 = -0.77935$
δ_1 et δ_3	$\omega_2 - \omega_1 = 8.2786 \cdot 10^{-4}$ $\omega_3 - \omega_2 = -6.5572 \cdot 10^{-4}$ $\omega_4 - \omega_3 = 8.2786 \cdot 10^{-4}$	$M_1 = 1.48717$ $M_2 = -1.40620$ $M_3 = 1.457174$
δ_2 et δ_4	$\omega_2 - \omega_1 = -3.2786 \cdot 10^{-4}$ $\omega_3 - \omega_2 = 6.5572 \cdot 10^{-4}$ $\omega_4 - \omega_3 = -8.2786 \cdot 10^{-4}$	$M_1 = -0.779351$ $M_2 = 1.22171$ $M_3 = -1.40104$

CHAPITRE VI

ETUDE DE LA PRECONTINUITE

VI- ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI-1- INTRODUCTION

La résistance du béton a la traction est très faible (elle n'est qu'une simple fraction de sa résistance a la compression) . On remédie a ce défaut en disposant dans les zones qui peuvent étre tendues des armatures d'acier reprenant les efforts de traction ,mais le matériau obtenu présente plusieurs défauts qui en limitent l'emploi , a savoir le béton qui sert a enrober les armatures dans les parties tendues de l'élément et il est tendu en même temps qu'elles et ne peut subir son allongement sans se rompre

Donc il faut chercher a utiliser a plein la résistance du béton en le comprimant a l'avance (on le précontraint) de façon que la variation de contrainte qui fait naître des tractions ne provoque qu'une décomposition du matériaux méthode de réalisation de l'ouvrage:

Notre ouvrage est constitue de 4 travée (la longueur total suivant la ligne moyenne est de $l_t = 101$ m , en plan l'ouvrage s'inscrit dans une courbe de rayon $R = 150$ m ,c'est un ouvrage moyennement long , son exécution doit étre faite a plusieurs phases (la reprise de bétonnage lors de la réalisation de la dalle est inévitable) et les câbles de précontrainte ne sont plus filantes d'une extrémité a l'autre . mais sont constitués d'éléments qui se raccordent par intermédiaire des coupleurs.

Les reprises des bétonnage se font sensiblement au droit des foyers des travées (point ou le moment de flexion est nul) . on peut ainsi épanouir les sables sur toute la hauteur de la dalle, ce qui facilite leur ancrage et leur accouplement d'une partie a l'autre.

- Exécution par phase successive présente plusieurs avantages.

Elle facilite exécution de l'ouvrage en réduisant au maximum les appuis provisoires au sol qui présentent les défauts d'encombrement, de coût et le deformabilité et en économisant les dépenses de coffrage grâce au tronçonnage de la construction qui permet de réutiliser pour plusieurs fois le même appareillage partiel.

Les coupleurs : lorsqu'un ouvrage continu doit étre exécuté en plusieurs tranches notamment lorsqu'il n'est pas possible de réalise en une seule fois l'échafaudage, il peut étre intéressant de tendre et d'encren certains câbles sur une fraction de leurs longueurs et ensuite de les prolonger en utilisant un dispositif appelé coupleur qui se trouve ensuite enrobe dans le béton lorsque l'ouvrage sera terminé.

Choix de la classe de vérification: Pour toute l'étude de la précontrainte, on procède suivant les règles de calcul du BPEL. Por les justifications des seules contraintes normales vis a vis des états limites de service, les sections sont rattachées a l'une des rois classes de vérification.

Le choix d'une classe de vérification pour un ouvrage ou pour une partie d'ouvrage doit étre basée sur l considération de nombreux facteurs techniques et économiques parmi lesquels on peut citer :

- L'ambiance plus ou moins agressive dont laquelle est placée la structure.
- Le type d'ouvrage, le mode de fabrication de ses éléments (préfabriqués, près ou post-tension).
- L'expériences acquise compte tenu des réalisations antérieures.

Dans ce qui suit, on a choisi la *classe I* pour laquelle aucune contraintes de traction n'est admise.

VI-2 Détermination du nombre total de câbles :

Le nombre total de câbles sera estimé à partir du moment max. sur appui No 2 qui est le plus important et il est du a :

- Charge permanente + surcharges

$$M(G + Q) = - 35,126 \text{ Mnm}$$

- D'éventuelles tassements d'appuis.

le moment minimal sur appui No 2 sera obtenu lorsque les appuis 1 et 3 tassent en même temps (le cas le plus défavorable).

$$M_2 = - 1,4062 \text{ Mnm}$$

- Aux effets de la précontrainte

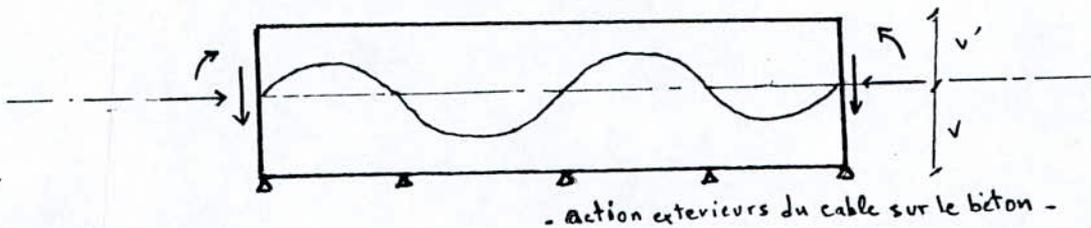
la section S de l'ouvrage est précontrainte par des câbles tendus avec un effort P excentré de $e_0(x)$

lorsque la structure est hyperstatique, la mise en tension des câbles engendrent des réactions hyperstatiques de la

part des appuis et par conséquent des moments hyperstatiques de précontrainte M_i .

Calcul des moments hyperstatique : Le calcul des moments hyperstatiques ne peut être fait qu'en connaissant le trace du câble. On peut faire une approche de calcul en utilisant soit la méthode externe, soit la méthode directe.

a- La méthode externe : On considère le câble comme une action extérieure agissant sur le béton par une action radiale et des efforts centres aux appuis d'extrémités



* Une force radiale : $P = p/r + p/r'$

avec :

P : précontrainte variable avec l'abscisse (frottement, arrêt de câble).

r : rayon de courbure du câble (positif pour une concavité tournée vers le bas).

r' : rayon de courbure de la ligne moyenne de la poutre (positif pour une concavité tournée

vers

le haut.

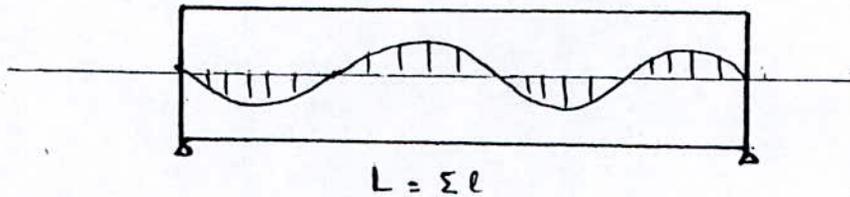
p : charge radiale exercée par le câble compte positif vers le bas.

Un effort concentre horizontal : $p(\alpha=0) \cos \theta_1$ a l'une des extrémités et $p(\alpha=\sum \alpha_i) \cos \theta_2$ a l'autre extrémité de la structure.

Un moment $p(\alpha=0) e_1 \cos \theta_1$ a la première extrémité et $p(\alpha=\sum \alpha_i) e_2 \cos \theta_2$ a l'autre extrémité.

b- La méthode interne : Elle est la plus fréquemment utilisée sous l'action de la seule précontrainte, la poutre isostatique de portée $L = \sum l$ se déformé par application des moments isostatiques $M_0(\alpha) = P(\alpha) \cdot e_0(\alpha)$

Si cette poutre a des appuis intermédiaires, il y aura des réactions de la part de ces appuis sur la poutre pour l'amener à avoir une flèche nulle sur chaque appui.
 Ces réactions d'appuis R_i agissent sur la poutre de portée L comme des charges concentrées développant un moment linéaire $M(x)$ et des moments aux droits des appuis M_i



courbe des moments hyperstatiques de précontrainte

Les réactions d'appuis de rive sont telle que

$$R_n = \frac{\sum R_i (\sum l_j)}{\sum l_i}$$

et $R_1 = \sum R_i - R_n$

entre deux appuis successifs (i) et ($i + 1$), le moment vaut :

$$M(\alpha) = M_i \cdot \frac{\sin(\alpha_{i+1} - \alpha)}{\sin \alpha_{i+1}} + M_{i+1} \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin \alpha_{i+1}}$$

Remarque : on cherche quelque fois à annuler les moments hyperstatiques de précontraintes en utilisant le câble concordant pour supprimer leur effets jugés nuisibles

Un câble concordant est celui dont le trace n'entraîne pas de réactions hyperstatiques de précontraintes, on a donc la succession des égalités suivantes :

$$R_i = 0 \Leftrightarrow M_i = 0 \Leftrightarrow M(\alpha) = 0 \Leftrightarrow e_0(\alpha) = e_0(\alpha) \Leftrightarrow \omega_{di} - \omega_{gi} = 0 \text{ deuxième terme de l'équation des trois moments}$$

Approche pratique:

Dans chacune des travées, le trace du câble équivalent aura une allure parabolique qui suit le diagramme du moment fléchissant, on distingue deux cas :

*Travées de rive :

partie I :

$$e(x) = e_m (1 - (x/a)^2)$$

partie II :

$$e(x) = 2 (e_m - e_b) (x/b)^3 - 3 (e_m - e_b) (x/b)^2 + e_m$$

* travée intermédiaire

partie I :

$$e(x) = -2 (em - eb) (x/b)^3 - 3 (em - eb) (x/a)^2 + em$$

partie II :

$$e(x) = 2 (em - eb) (x/b)^3 - 3 (em - eb) (x/b)^2 + em$$

avec :

a : abscisse donnant em pour un moment max

$$b = l - a$$

$$\alpha = a/l$$

$$\beta = b/l$$

em : excentricité max du câble en travée (ou M est max)

eb : excentricité du câble au droit de l'appui B

ea : excentricités du câble au droit de l'appui A

φ_a et φ_b : rotations des extrémités de la travée A B due a l'action de la précontrainte

$$\varphi_a = L \cdot Li / 6EI$$

$$\varphi_b = R \cdot Li / 6EI$$

Pour les travées de rive :

$$L = -P [1.5 em + \beta em - \beta^2 (0.4 em - 0.9 eb)]$$

$$R = -P [2.5 em - \beta (2 em - 3 eb) + \beta^2 (0.4 em - 0.9 eb)]$$

Pour les travées intermédiaires :

$$L = -P [2.1 em + 0.9 eb + 1.2 \alpha (eb - em)]$$

$$R = -P [0.9 em + 2.1 eb + 1.2 \alpha (em - eb)]$$

CALCUL DES ROTATIONS :

$$\varphi_a = 1 / (6 \times EI) \quad ; \quad \varphi_b = 1 / (6 \times EI)$$

avec :

$$EI = 21007.33 \text{ Mnm}^2$$

$$\text{on a } d \geq 0.5 \phi_{\text{gaine}} = 4.4 \text{ cm}$$

$$4 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow d \geq 4.4 \text{ cm}$$

$$\text{on prend } d = 4.5 \text{ cm}$$

$$d' = 0.5 \phi_{\text{gaine}} + \phi_{\text{passif}} + d$$

$$\phi_{\text{passif}} = 2.5 \text{ cm}$$

$$d' = 11.4 \text{ cm}$$

$$e_m = v' - d'$$

$$e_b = v - d'$$

$$e_m = 0.5865 \text{ cm}$$

$$e_b = 0.4855 \text{ cm}$$

détermination de α et β :

on distingue deux cas :

1 er cas : travées de rive :

$$\alpha = 0.4 \quad \text{et} \quad \beta = 0.6$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{et} \quad \beta = 0.4$$

2 eme cas : travée intermédiaire :

$$\alpha = 0.5 \quad \text{et} \quad \beta = 0.5$$

nous allons déterminer les moments de précontrainte sur appuis en fonction de l'effort P de précontrainte

qui est lui même fonction du nombre de câble N

tableau donnant les rotations des sections en fonction de P

n ° d'appui	0	1	2	3	4
$\theta_i^{\uparrow} \text{ rad } (10^{-4})$	----	-2.481	-3.891	-3.891	-2.45
$\theta_i^{\downarrow} \text{ rad } (10^{-4})$	2.069	3.891	3.891	2.75	----

Calcul des moments M_i

$$\begin{Bmatrix} CM \\ \vdots \\ CM \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} M1 \\ M2 \\ M3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \theta_1^{\Delta} - \theta_1^{\gamma} \\ \theta_2^{\Delta} - \theta_2^{\gamma} \\ \theta_3^{\Delta} - \theta_3^{\gamma} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 6.371 \\ 7.782 \\ 6.641 \end{Bmatrix} \times 10^{-4}$$

après résolution du systèmes , on trouve :

$$\begin{cases} M1 = 0.4811 P \text{ MNm} \\ M2 = 0.4637 P \text{ MNm} \\ M3 = 0.7461 P \text{ MNm} \end{cases}$$

Le moment totale sur appui 2 sera :

$$M_t = M (G+Q) + M_2 + M_p$$

$$M_t = -36.5322 + 0.4637 P$$

$$P = N \cdot F_{ad} = N \cdot 0,8 \cdot 2,974$$

$$P = 2.3792 N$$

d'ou :

$$M_t = -36.5322 + 1.1032 N$$

Le moment total étant négatif, il serait préférable de renverser la section la contrainte de traction dans la section d'appui 2 sera :

$$\sigma = M_t \times v / I$$

$$\sigma = 12.51 - 0.3776 N$$

cette contrainte doit être équilibrée par celle due a la précontrainte

$$\sigma_p = P (1/B + e v / I)$$

$$\sigma_p = 0.5967N$$

En tenant compte des pertes estimées au début a 25% de P on aura :

$$\sigma_p = 0,75 \cdot 0,5967N$$

$$\sigma \leq \sigma_p \Rightarrow 12.51 - 0.3776 N \leq 0.4475 N$$

$$N \geq 12.5 / (0.3776 + 0.4475)$$

$$= 15.16$$

on prendra N = 16 câbles

$$P = 38.067 MN$$

il faut vérifier que la section du béton est suffisante c'est a dire :

$$I / v' \geq P \cdot h / (\sigma_{cs} + \sigma_{ti} \cdot v' / v) \quad \text{pour } M < 0$$

$$\sigma_{cs} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ti} = 2.7 \text{ Mpa}$$

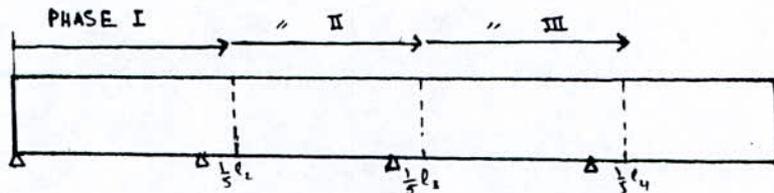
$$2.501 \geq 0.743$$

on constate que la condition est vérifiée

VI - 3 Phases de construction de l'ouvrage

L'ouvrage sera construit par tronçonnage successifs de longueur égale a celle de la travée courante avec des reprises de bétonnage au voisinage de la travée suivante , c'est a dire dans la section ou la précontrainte définitive doit être a peu près centrée (le moment de flexion est nul)

suivant les conditions liées a l'exécution de l'ouvrage ,la stabilité provisoire a chaque phase et les sollicitations définitives , la structure connaîtra des schéma statiques différents , d'ou la nécessité de déterminer un nombre de câbles nécessaire a reprendre les sollicitations dues au poids propre de la dalle

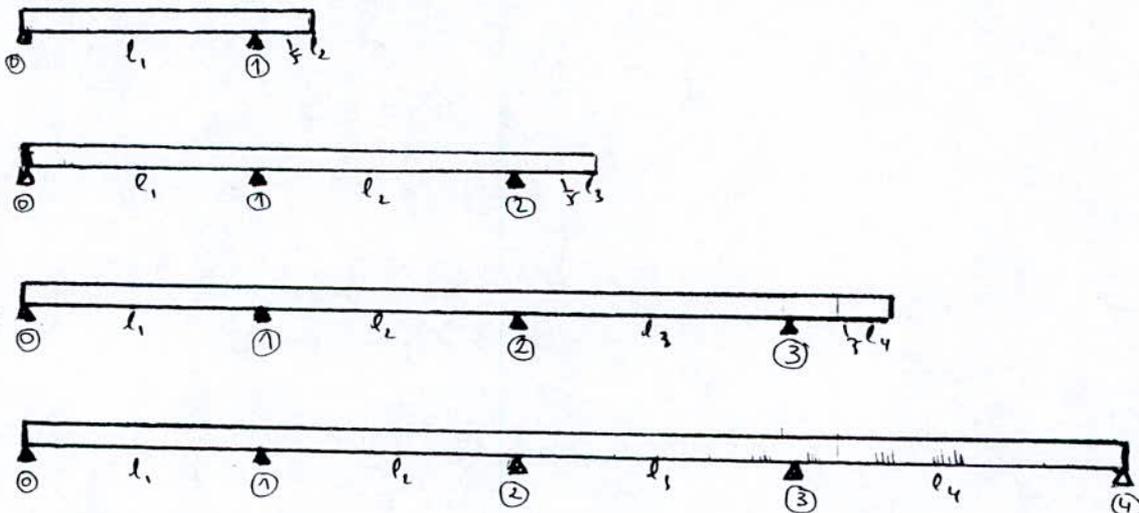


Détermination des moments dans différentes phases:

Les moments en phase de construction sont dues au poids propre de la dalle

$$P_d = 0.2955 \text{ MN / m}$$

Les différentes phases possèdent des portes a faux de $1/5$ de la longueur de la travée suivante



pour la phase I : le moment en travée est donné par l'expression suivante

$$M(\alpha) = 2 P R^2 \sin(\alpha/2) \sin(\alpha l/2) / \cos(\alpha l/2) + M_i \sin \alpha / \sin \alpha l$$

avec M_i : les moments sur appuis i dus aux chargements du porte à faux de chaque phase
pour avoir son expression on utilise l'équation différentielle de flexion :

$$\begin{aligned} \text{en intégrant} \quad & dM/d\alpha + M = -PR^2 \\ \text{d'où} \quad & M(\alpha) = - [PR^2 + PR^2 \operatorname{tg} \alpha l \sin \alpha l + PR^2 \cos \alpha] \end{aligned}$$

Le moment max en travée est donnée par :
 $M_1 = M(\alpha) = -PR^2 [1 / \cos \alpha l - 1]$ moment de porte à faux

$$M(\alpha) \quad \text{pour } \alpha \text{ tel que } \frac{dM(\alpha)}{d\alpha} = 0$$

pour la phase II pour la répartition longitudinale du moment du porte à faux on utilise la méthode des foyers

- foyer de droite :

$$\varphi_i = - M_{i-1} / M_i \quad \Rightarrow \quad M'_{i-1} = - \varphi_i M_i$$

avec :

$$\varphi_i = b_i / (c_{i-1} + a_i - b_i \varphi_{i-1})$$

ou a_i, b_i, c_i les constantes mécaniques déjà calculées
en utilisant l'équation des trois moments (sans porte à faux)

$$b_i M''_{i-1} + (a_i + 2c_i) M''_i + b_{i+1} M''_{i+1} = \theta_i^A - \theta_i^B$$

avec :

$$\theta_i^A, \theta_i^B : \text{les rotations totales de l'appui } i \text{ après résolution du système } [CM]^{-1} [\theta] = [M]$$

on tire les moments sur appuis par superposition :

$$M_i = M'_i + M''_i$$

tableau récapitulatif des moments sur appuis et en travées pour différents
phase de construction de la dalle

pha mot	M1	M2	M3	Mmax1	Mmax2	Mmax3	Mmax4
phase I	-5.4835	/	/	12.134	/	/	/
phase II	-11.9526	-5.4835	/	9.0344	13.8412	/	/
phase III	-20.754	-30.5016	-20.751	10.5055	5.0692	10.5054	/
phase IV	-22.0451	-28.46	-22.046	7.73	13.265	13.265	7.329

Abscisse α (rad) donnant M max en travées

pha travées	1	2	3	4
phase 1	0.0603	/	/	/
phase 2	0.0449	0.1013	/	/
phase 3	0.0489	0.10151	0.1012	/
phase 4	0.0521	0.10151	0.10151	0.0874

*Determination du nombre de câble de la première nappe :

les câbles de cette nappe sont données par le moment max en construction

$$M = - 30.5016 \text{ MN m}$$

(obtenu dans la 3 eme phase)

La mise en tension des câbles de cette nappe développe sur l'appui 2 un moment hyperstatique M2

- soit P l'effort de précontrainte

$$\text{or } \theta_1^b = -2.481 \cdot 10^{-4} \cdot P$$

$$\theta_1^d = 3.891 \cdot 10^{-4} \cdot P$$

$$\text{et } \theta_2^b = -3.891 \cdot 10^{-4} \cdot P$$

$$\theta_2^d = 3.891 \cdot 10^{-4} \cdot P$$

les équations des 3 moments :

$$b_1 M_0 + (a_2 + c_1) M_1 + b_2 M_2 = \theta_1^d - \theta_1^b$$

$$b_2 M_1 + (a_3 + c_2) M_1 + b_3 M_3 = \theta_2^d - \theta_2^b$$

$$\text{avec } M_0 = M_3 = 0$$

$$|CM|_r |\theta_i| = |M_i|$$

$$M_1 = 0.740044 P$$

$$M_2 = 0.538017 P$$

le moment total sur l'appui 2 sera

$$30.5016 - 0.538017 P$$

avec

$$P = 2.3792 \text{ N1}$$

d'ou $M = 30.5016 - 1.28005 N1$

$v = 0.5996 \text{ m}$
 $I = 1.7515 \text{ m}^4$

la contrainte due a M : $\sigma = 10.442 - 0.4382 N1$

On admettra une contrainte de traction admissible du béton en construction de $\sigma_b = 1 \text{ Mpa}$, d'ou la contrainte totale sera :

$$\sigma = 9.442 - 0.4382 N1$$

cette contrainte doit être équilibrée par la précontrainte

$$\sigma = P (1/B + ev/I)$$

$B = 11.82 \text{ m}^2$

$e = eb = 0.4855 \text{ m}$

$v = 0.5996 \text{ m}$

avec 15 % de pertes estimées , on aura :

$P = 0.50711 N1$

donc on doit avoir $\sigma_p \geq \sigma$

$$0.50711 N1 \geq 9.442 - 0.4382 N1$$

d'ou $N1 \geq 9.988$

on prendra $N1 = 10 \text{ cables}$

VI - 4 Trace du câble équivalent :

-En plan , le trace des câbles suivra la ligne moyenne de l'ouvrage

-En élévation , le trace est défini de telle sorte que les efforts de pousses a vide soient les plus fortes possible , la ou il sont les plus efficaces , a savoir dans les zones ou les moments sous charges permanentes et surcharges son maximaux

Les moments maximaux en travées doivent être équilibrer par ceux du a la précontrainte , donc l'effort de précontrainte doit avoir une excentricité maximale en travée .

Sur appui on a des moments négatifs très importants dus a la continuité de l'ouvrage provoquant des contraintes de tractions considérables que la compression due a la précontrainte devra équilibrer de façon a ne pas avoir une traction dans le béton , ou qu'elle soit la plus faible possible

En plus se trace doit reprendre aux indications du calcul et aux exigences de l'exécution ,le trace adopte doit vérifier la condition d'enrobage dans le béton $e_m \leq e(x) \leq e_b$

remarque :

Puisque l'espacement minimal entre les coupleurs qui est égal à $0.4m$, le permet et surtout a l'about de la dalle , on peut avoir une seule nappe de 16 câbles

***Détermination des fonctions des câbles :**

1-Travée de rive : le trace est constitué de 2 parties équations paraboliques

1- 1 partie I : l'équation du trace est une parabole quadratique de la forme suivante :

$$e(x) = em [1 - (x/a)^2]$$
$$e(x) = 0.5865 - 9.164 \cdot 10^{-3} \cdot x$$

1-2 partie II : l'équation du câble dans cette partie est une parabole cubique de la forme:

$$e(x) = 1.169 \cdot 10^{-4} \cdot x^3 - 2.104 \cdot 10^{-3} \cdot x^2 + 0.5865$$

2- travée intermédiaire :

2-1 partie I : son équation est de la forme

$$e(x) = -2 (em - ea) (x/a)^3 - 3 (em - ea) (x/a)^2 + em$$
$$e(x) = -5.69 \cdot 10^{-5} \cdot x^3 - 1.303 \cdot 10^{-3} \cdot x^2 + 0.5865$$

2-2 partie II : équation

$$e(x) = 5.69 \cdot 10^{-5} \cdot x^3 - 1.303 \cdot 10^{-3} \cdot x^2 + 0.5865$$

3- travée de rive 4 :

3-1 partie I :

$$e(x) = 0.5865 - 4.073 \cdot 10^{-3} \cdot x^2$$

3-2 partie II :

$$e(x) = 3.94 \cdot 10^{-4} \cdot x^3 - 4.73 \cdot 10^{-3} \cdot x^2 + 0.5865$$

VI - 5 Calcul des pertes de tension :

On désigne par pertes de tension les écarts entre la force exercée par le vérin lors de la mise en tension et la force qui s'exerce en un point donné du câble le long de son trace

On distingue deux type de pertes

- Pertes instantanées :
par frottements , par recul d'encrage et raccourcissement du béton
- pertes différées :
retrait, fluage et relaxation de l'acier

1)- pertes instantanées

1-1 pertes par frottements: La mise en tension de l'armature provoque son allongement , un mouvement relatif de l'armature par rapport a sa gaine

Toute force de contacte entre l'armature et la gaine donne lieu par suite de frottements a une réaction qui s'oppose au mouvement , la perte par frottement sera d'autant plus grand que les actions de contactes sont plus importantes .

Le câble se plaque contre la génératrice concave de la gaine dans les parties courbes de son trace ,il en résulte un frottement mutuel qui réduit progressivement la tension du câble a partir de son extrémité

une armature tendue a l'une de ses extrémités avec une force P_0 , sa force de traction P après une déviation de (α) radians s'exprime par la formule suivante :

$$P = P_0 e^{-(\frac{1}{2}\alpha + \varphi x)}$$

en pratique pour les traces usuels des armatures , compte tenu des faibles valeurs de l'exposant ,on ne conserve que les termes du développement limites en série de l'exponentielle ,la formule devient :

$$P = P_0 (1 - (f \alpha + \varphi x))$$

x : distance du point d'application de P_0 au point ou s'exerce P

- Dans le cas ou le câble présente des déviations angulaires (α) en plan et (β) en élévation ,la déviation totale (θ) est la somme des déviations angulaires si elles se succèdent

-Par contre si ces déviation se produisent simultanément (θ) est légèrement inférieure a la somme des déviations en projection sur deux plan perpendiculaire

c'est le cas d'un trace gauche se projetant suivant deux parabole pour lequel on adopte :

$$\text{tg } \theta = \sqrt{\text{tg}^2 \alpha + \text{tg}^2 \beta}$$

Les pertes de tension seront estimées dans des sections situées en travée et sur appuis (ou les moments son max)

Calcul des déviations :

travée I :

* partie I du trace : $e(x) = 0.5865 - 9.164 \cdot 10^{-3} x^2$

$$e'(x) = -1.833 \cdot 10^{-2} x$$

pour $x = -0.4 \text{ m} = 8 \text{ m}$

l'angle de relevage sera $\beta = -0.14664 \text{ rad}$

* partie II du trace: $e(x) = 1.169 \cdot 10^{-4} x^3 - 2.104 \cdot 10^{-3} x^2 + 0.5865$

$$e'(x) = 3.507 \cdot 10^{-4} x^2 - 4.208 \cdot 10^{-3} x$$

$$e''(x) \text{ max pour } e''(x) = 0 \quad x = 5.605 \text{ m}$$

$$\alpha_2 = 0.13407 \text{ rad}$$

$$\beta_2 = 0.13407 \text{ rad}$$

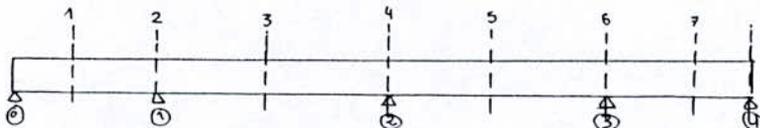


Tableau donnant les angles de déviation en élévation β (rad)

travées	1	2	3	4
β (rad)	-0.14664	-0.1267	-0.1267	-0.13407
β (rad)	0.13407	0.1267	0.1267	0.14664

NB : chaque déviation en élévation β lui correspond une déviation α en plan

$$\sigma = \sigma_0 (1 - (\theta + \varphi x)) , \quad \sigma_0 = 1416.19 \text{ Mpa} , \quad f = 0.19 \text{ rad}^{-1} , \quad \varphi = 1.6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

sect	1	2	3	4	5	6	7	
le trace rad	θ (rad)	0.157	0.1337	0.143130	0.1337	0.1413	0.1375	0.1570
x (m)	18.1	6.1	21.35	6.1	19.25	4	8	
$\% \sigma$	89.62	96.54	91.28	96.54	91.33	97.19	96.59	

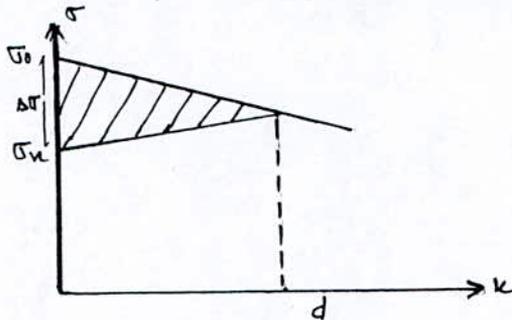
1-2 Perte par recul d'encrage :

les pertes par recul d'encrage apparaissent lorsque la force de traction de l'armature exercée par le vérin est reportée directement au béton par l'encrage, elle intervient au moment où l'encrage de l'armature étant constituée, la tension du vérin est relâchée, elle n'affecte qu'une faible partie de la longueur de l'armature de précontrainte car la réaction du câble est contrariée par le frottement de l'acier sur la gaine

Soit (x) la longueur sur laquelle s'effectue le recul d'encrage, on admet que les diagrammes de tension après et avant le recul d'encrage sont rectilignes et symétriques par rapport à la droite d'ordonnée σ_x (contrainte exercée par le câble à la section située à la distance x de l'encrage)

- si (g) est l'intensité du recul d'encrage, $\Delta\sigma$ est la perte de tension due au recul d'encrage (g)

(1) $g = 1/E_p \int_0^x \Delta\sigma dx$ représente l'aire du triangle hachuré



compte tenu des frottements sur la longueur x, on peut écrire dans la mesure où le câble de longueur l est tendu par une seule extrémité et où sa déviation angulaire totale est de α :

$$-2 \left(f \alpha \frac{x}{l} + \varphi x \right)$$

$$\sigma_x = \sigma_0 e$$

par développement en série de TAYLOR

(2) $\Delta\sigma = \sigma_0 - \sigma = 2 \times (f \alpha / l + \varphi) \sigma_0$

en remplaçant 2 dans 1 on aura :

$$d = \sqrt{g \cdot E_p / \sigma_0 \Psi} \quad , \quad \Psi = f \cdot \alpha / l + \varphi$$

données :

$g = 7 \text{ mm}$

$\varphi = 1.6 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

$E_p = 190\,000 \text{ MPa}$

$A_p = 16.8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

$\sigma_0 = 1416.19 \text{ MPa}$

donc pour une section située à une distance x

$\Delta\sigma = 2 \sigma_0 \Psi (d - x)$

sections	1	2	3	4	5	6	7
α (rad)	0.1570	0.1337	0.1413	0.1337	0.1413	0.1375	0.1570
x (m)	18.1	6.1	21.35	6.1	19.25	4	8
d (m)	17.43	12.71	18.13	12.76	17.71	10.74	13.27
$\Delta\sigma$	/	107.92	/	113.20	/	155.22	79.54
$\Delta\sigma \%$	/	7.62	/	7.99	/	10.96	5.62

1-3 perte par raccourcissement instantané du béton :

Lorsque , dans un même élément plusieurs armatures sont tendues successivement , le raccourcissement du béton s'effectue au fur et a mesure de la tension des différentes armatures et la mise en tension de la (i) eme armature provoque un raccourcissement du béton au droit de la (i - 1) première armature tendue et par conséquence une diminution de leur force de traction

Dans le cas de N armatures identiques , donnant lieu chacune a un raccourcissement unitaire instantané du béton égal a ϵ_i / N ,la perte de tension totale a pour valeur

$$\Delta P = \epsilon / \lambda \cdot E_a \cdot A [(\lambda - 1) + (\lambda - 2) + \dots + 2 + 1]$$
$$\Delta P = 1/2 (\lambda - 1) \epsilon_i E_a A$$

La perte de tension peut être assimilée a une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section a :

$$\Delta \sigma = 0.5 \cdot \sigma'_{bj} / E_{ij} \cdot E_a$$

σ'_{bj} : contrainte probable du béton au niveau du c. d. g. des armatures de précontraintes sous l'effet de toutes les actions de longue durée y compris la précontrainte

E_{cj} : le module de déformation longitudinale instantané du béton a (j) jrs

$$E_{ij} = 11 \cdot 10^3 \sqrt[3]{\sigma'_{ij}}$$

$$\sigma'_{cj} = 0.685 f_{c28} \log(j+1)$$

a 7 jrs $\sigma'_{7j} = 21.65 \text{ MPa}$
 $E_{ij} = 30658.106 \text{ MPa}$

la contrainte de compression du béton : $\sigma'_{bj} = P (1/B + e_v/I) - M_v/I$

avec P : effort normal du a la précontrainte

trace no 1 : (10 câbles)

effort normal de précontrainte $P = 10 \cdot F_{ad} = 23.792 \text{ MN}$

le moment extérieur pris en compte est celui du au poids propre seul intervenant pendant la mise en tension (obtenu dans la phase III de la construction)

- le moment du au poids propre

$$M_{pp} = 25.1016 \text{ MN m} \quad \text{sur appui 2 dans la 3eme phase}$$

- le moment repris par les cables de précontraintes

$$M_{p2} = 0.53802 P \text{ MN m}$$

avec $P = 10 \cdot F_{ad} = 23.792 \text{ MN}$

$$M = M_{pp} - M_{p2} = 12.8 \text{ Mnm}$$

$M = 12.8 \text{ Mnm}$

On doit s'assurer avant tout mise en tension des cables que le béton a atteint la résistance voulue par des essais d'écrasement

La contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma'_{b} = P (1/b + ev/I) - M.v/I$$

$$\sigma'_{b} = 1.5853 \text{ MPa}$$

$$\text{d'ou } \Delta\sigma_{r} = 0.5 \cdot \sigma'_{b} \text{ Ea/Ei} = 4.912 \text{ MPa}$$

$$\% \Delta\sigma = 0.3468 \%$$

trace no 2 :

$$\text{effort de précontrainte : } P = 6 \cdot 2.379 = 14.27 \text{ MN}$$

le moment extérieur sera celui du au poids propre plus la surcharge

$$M = M (G+ Q) - M_{p} = 36.5322 - 1.132 \text{ N}$$

$$N = 16 \text{ cables} \quad M = 18.42 \text{ MNm}$$

après la mise en tension des 10 premiers cables on aura $M_t = 18.42 - 12.8 = 5.62 \text{ MNm}$

$$M_t = 5.62 \text{ MN m}$$

La contrainte de compression dans la section d'appui 2 due au moment extérieur

$$\sigma_b' = P (1/b + e v / I) - M t v / I$$

$$\sigma_b' = 4.043 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_r = 0.5 \sigma_b' E_a / E_i$$

$$\Delta \sigma_r = 12.53 \text{ MPa}$$

$$\% \Delta \sigma_r = 0.88 \%$$

Pertes différées :

Les pertes différées (fluage , retrait) sont estimées en s'inspirant du document CEB (comité européen du béton)

Le fluage :

Le fluage est le phénomène d'augmentation de la déformation relatives dans le temps sous charges de longue durées

$$\Delta \sigma = E_a \epsilon_r$$

Hypothèses de calcul :

- les déformations dues au fluage sont supposées reliées linéairement aux contraintes
 - les déformations dues a des fractions de contraintes appliquées a des instants différentes sont considérées , comme des contraintes additives (principe de superposition des effets)
- a l'instant $t > 0$ La déformation due au fluage est donnée par :

$$\epsilon_{cc} (t, t_0) = \sigma_{c0} / E_{c28} \cdot \varphi (t, t_0)$$

avec σ_{c0} : contrainte constante appliquée a l'instant t_0

E_{c28} : valeur de base du module de déformation longitudinal du béton a 28 jours

$\varphi (t, t_0)$: coef de fluage

- La déformation totale a l'instant t sous une charge constante est :

$$\epsilon_{c,t} = \epsilon_r = \sigma_{c0} C(t, t_0)$$

avec

$$C(t, t_0) = 1/E_c(t_0) + \varphi(t, t_0)/E_{c28} \quad \text{dite fonction de fluage}$$

$E_c(t_0)$: module de déformation longitudinal du béton a l'âge de $t_0 = 7$ jrs

$$\sigma_{7jrs} = 0.685 \sigma_{28jrs}$$

$$E_{c7jrs} = 30658.106 \text{ MPa}$$

$$E_{c28} = 35981.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{28jrs} = 35 \text{ MPa}$$

Calcul du coef de fluage :

$$\varphi(t, T_0) = \varphi_d \beta_d(t, t_0) + \varphi_f (\beta_f(t) - \beta_f(t_0))$$

φ_d : coef d'élasticité différée pris égal a 0.4

$\varphi_f = \varphi_1 \varphi_2$ coef de plasticité

φ_1 dépend du milieu ambiant (TAB , e1 CEB)

φ_2 : ---- -- de l'épaisseur de la pièce (ART 26 fig e1 CEB)

$$h_0 = 2 \cdot \lambda \cdot A_c / u$$

$\lambda = 1.5$ dépend du milieu ambiant

A_c : l'aire de la section transversale $A = B = 11.82 \text{ m}^2$

u : périmètre en contact avec l'atmosphère $u = 27.6 \text{ m}$

$$h_0 = 1.284 \Rightarrow \varphi = 1.2$$

β_d : coef correspondant au développement dans le temps de la déformation élastique différée

β_f : -- - --- ----- ---- --- ----- ---- plastique ----

$$t = 7 \text{ jrs} \Rightarrow \beta_d = 0.38 \quad ; \quad \beta_f = 0.175$$

$$t = 28 \text{ jrs} \Rightarrow \beta_d = 0.5 \quad ; \quad \beta_f = 0.28$$

$$t \rightarrow \infty \Rightarrow \beta_d = 1 \quad ; \quad \beta_f = 1$$

Calcul de ϵ_{ctot} a 7jrs $\epsilon_{ctot}(t, t_0) = \sigma_{co} [1/30658.106 + 0.4 \cdot 0.38 + 2 \cdot 1.2(0.175 - 0.175)]$

$$\epsilon_{ctot} = 3.684 \cdot 10^{-5} \sigma_{co}$$

a 28 jrs

$$\epsilon_{ctot} = 4.551 \cdot 10^{-5} \sigma_{co}$$

a t ∞

$$\epsilon_{cc} = 9.909 \cdot 10^{-5} \sigma_{co}$$

$$\sigma_{co} = F_{ext}/B = 3.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_o = 1416.19 \text{ MPa}$$

Les pertes :

$$\begin{aligned} \text{a } 7 \text{ jrs} \quad \Delta\sigma_f &= E_a \cdot \epsilon_f = E_a \cdot c(t, t_o) \cdot \sigma_{co} \\ \Delta\sigma_f &= 22.54 \text{ MPa} \quad \quad \quad \% \Delta\sigma = 1.59 \% \end{aligned}$$

$$\text{a } 28 \text{ jrs} \quad \Delta\sigma_f = 27.84 \text{ MPa} \quad \quad \quad \% \Delta\sigma = 1.966 \%$$

$$\begin{aligned} \text{a } t \rightarrow \infty \\ \Delta\sigma_f &= 60.60 \text{ MPa} \quad \quad \quad \% \Delta\sigma = 4.30 \% \end{aligned}$$

2)- pertes dues au retrait du béton :

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargée au cours de son durcissement dans des conditions thermohygro-métriques constantes, ce raccourcissement engendre une diminution de la contrainte de traction de l'armature qui est égale au produit de la déformation différée du béton par E_a de l'acier

$$\Delta\sigma_r = E_a \cdot \epsilon_r$$

La déformation relative se produit dans un intervalle de temps : $t - t_o$

$$\epsilon_r = \epsilon_{cs}(t, t_o) = \epsilon_{cs0} [\beta_s(t) - \beta_s(t_o)]$$

ou

$$\epsilon_{cs0} = \epsilon_{cs1} \cdot \epsilon_{cs2} \quad \text{coef de base de retrait}$$

ϵ_{cs1} : dépend du milieu ambiant (TAB e1 - CEB) en plein air = $-2.5 \cdot 10^{-4}$ ou l'humidité est = 70 %

ϵ_{cs2} : dépend de l'épaisseur fictive de la pièce $h_o = 1.284 \Rightarrow \epsilon_{cs2} = 0.725$

ϵ_s : coef correspondant au développement de retrait dans le temps (fig e5 CEB)

$$\text{a } 7 \text{ jrs} \quad \Rightarrow \quad \epsilon_s = 0.1$$

$$\text{a } 28 \text{ jrs} \quad \Rightarrow \quad \epsilon_s = 0.15$$

$$\text{a } \infty \quad \Rightarrow \quad \epsilon_s = 0.9$$

calcul des pertes :

$$\begin{aligned} \text{a } 7 \text{ jrs} \quad \epsilon_{cs}(t, t_o) &= 2.5 \cdot 10^{-4} \cdot 0.725 (0.01 - 0.01) = 0 \\ \Delta\sigma_r &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{a } 28 \text{ jrs} \quad \epsilon_{cs}(t, t_o) &= 25.375 \cdot 10^{-6} \quad \Delta\sigma_r = 4.820 \text{ MPa} \\ \% \Delta\sigma_r &= 0.34 \% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{a } \infty \quad \epsilon_{cs}(t, t_o) &= 16.13 \cdot 10^{-5} \quad \Delta\sigma_r = 30.65 \text{ MPa} \\ \% \Delta\sigma_r &= 2.160 \% \end{aligned}$$

3)- Perte par relaxation :

La relaxation est définie conventionnellement comme étant la perte relative de tension que subit au cours du temps a une température de 20 °C une éprouvette de longueur constante a une charge initiale de 0.7 Rg (résistance garantie)

La relaxation est fonction de la contrainte initiale de l'acier , du temps et de la température

L'instruction provisoire No II (IPNo II) propose pour le calcul des pertes par relaxation la valeur suivante

$$\Delta\sigma_{rel} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2.4 \cdot \rho_{1000} / 100 \cdot [\sigma_{pi} - 0.55 R_g / 0.25 R_g] \cdot \sigma_{pi} \\ 2.5 + \rho_{3000} / 100 \cdot [\sigma_{pi} - 0.55 R_g / 0.25 R_g] \cdot \sigma_{pi} \end{array} \right.$$

avec

Rg : limite a la rupture garantie du câble = 1170.24 Mpa

$\sigma_{pi} = \sigma_o = 1416.19 \text{ MPa}$

$\rho_{3000} = 3.6$ $\rho_{1000} = 3$

$\Delta\sigma_{rel} = 101.96 \text{ MPa} \implies \% \Delta\sigma_{rel} = 7.2 \%$

* Pertes instantanées totales (dans la section 6) :

$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{fro} + \Delta\sigma_{recul} + \Delta\sigma_{racc} = 12.34 \%$ (pour 10 câbles)

$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{fro} + \Delta\sigma_{recul} + \Delta\sigma_{racc} = 12.81 \%$ (pour 6 câbles)

* Pertes instantanées moyennes pour l'ensemble des câbles :

$\Delta\sigma_{inst, moy} = [\Delta\sigma_{inst}(10) + \Delta\sigma_{inst}(6)] / 16 = 12.51 \%$ $\Delta\sigma_{inst, moy} = 12.51 \%$

* Pertes différées totales :

L'addition pure et simple des pertes dues aux déformations différées du béton avec celle de la relaxation conduit a un résultat trop défavorable de plus, l'armature n'est pas soumise a un phénomène de relaxation pure , puisque le béton sur lequel elle s'appuie se raccourcit lui-même il s'agit donc d'un état intermédiaire entre la relaxation et le fluage

- L'IP no II nous permet de calculer la perte finale de tension différée au point d'abscisse x en utilisant les formules suivantes :

si $\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} < \sigma_{pi} - 0.55 R_g$ $\Delta\sigma_{def} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_{rel} - [\Delta\sigma_{rel} (\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl})] / [\sigma_{pi} - 0.55 R_g]$
sinon

$\Delta\sigma_{def} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl}$

a 7 jrs $\Delta\sigma_{def} = 120.34 \text{ MPa}$ $\% \Delta\sigma_{def} = 8.497 \%$

a 28 jrs $\Delta\sigma_{def} = 128.59 \text{ MPa}$ $\% \Delta\sigma_{def} = 9.08 \%$

a ∞ $\Delta\sigma_{def} = 176.5 \text{ MPa}$ $\% \Delta\sigma_{def} = 12.46 \%$

NB Après avoir calculer les pertes totales instantanées et différées ,on constate que les pertes finales au niveau d'une section , est inférieur a 25 % se qui est la valeur déjà estimée au début .

VI- 6 Calcul du moment total de précontrainte :

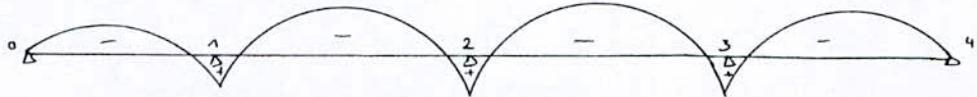
Dans toute structure précontrainte , la sollicitation du béton sous l'action de la précontrainte seule , peut être déterminé en considérant , les forces directement appliquées au béton par les câbles , forces concentrées au ancrages , forces radiales dues a la courbure et force tangentielles correspondants aux frottements des armatures dans leurs gaines . Si la structure est isostatique , la précontrainte ne peut avoir aucune influence sur les réactions d'appuis de la structure du fait que celui-ci résultent des équations d'équilibre statique , qui ne comporte que les forces extérieures , et que tout les forces de contact entre les armatures et le béton ne sont que des forces internes . Par contre lorsque la structure est hyperstatique la mise en tension des câbles y engendre (dans la structure) des réactions de la part des appuis et pa conséquence des moments hyperstatiques de précontrainte M_i

La valeur totale du moment fléchissant exerce par la précontrainte est :

$$M_p(x) = M_i(x) + M_{hyp}$$

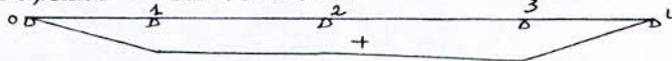
$$M_p(x) = P(x) \cdot e_0(x) + M(x)$$

ou $M_{iso}(x) = P \cdot e_0(x)$ qui a l'allure suivante



$M(x)$: moment hyperstatique de précontrainte , il est engendré par des réactions concentrées au droit des appuis , sa ligne représentative est une ligne brisée au droit des appuis et d'ordonnée nulle au droit des extrêmes

$$M(\alpha) = M_i - 1 \cdot \sin(\alpha_i - \alpha) / \sin \alpha_i + M_i \cdot \sin \alpha / \sin \alpha_i$$



on calculera le moment total de précontrainte dans les deux sections les plus sollicitées

- section (1) située a $0,5 \alpha_2$ de la travée 2
- ----- (2) ----- au droit de la section d'appui (2)

l'effet de précontrainte sans pertes $P = N \cdot F_{ad} = 16 \cdot 2,379$

$$P = 38.067 \text{ MN}$$

CHAPITRE VII

FERRAILLAGE PASSIF

VII - FERRAILLAGE PASSIF

VII- 1- Armature de peau

Elles sont identiques à celles utilisées dans le béton armé, leur but est de répartir les effets de retrait différentiels et des variations de température, elle sont disposées dans les zones périphérique de pièces pour la direction parallèle à la fibre moyenne d'une poutre. On disposera d'une section d'armature de:

$3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ de parement avec un minimum de 0,1% de la section de béton

$3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit 1 HA 20 $\Rightarrow 3,14 \text{ cm}^2 / \text{m}$

$0,1\% B = 118,2 \text{ cm}^2$ soit 25 HA 25 = $122,75 \text{ cm}^2$

Nous choisirons d'utiliser des armatures de hautes adhérence constituées d'armature FeE40 qui correspond à $f_e = 400 \text{ MPa}$

VII- 2- Armatures des zones d'encrage:

Lorsque des armatures de précontrainte sont arrêtées dans une section "s" d'une pièce prismatique, la distribution des contraintes s'écarte sensiblement de celle obtenu par les règles de résistance des matériaux du fait que les conditions du principe de SAINT VENANT ne sont pas satisfaites au voisinage de cette section.

Les contraintes équilibrant les sollicitations de précontrainte ne retrouvent la répartition habituelle de la résistance des matériaux qu'à une distance l_r de la section "s".

Il y'a donc lieu de procéder, dans cette zone:

- à des vérifications permettant à réduire à un niveau convenable la probabilité d'apparition de fissures.
- à la détermination d'armatures passives destinées à limiter l'ouverture des fissures éventuelles.

Diffusion des forces de précontrainte.

La-différence des contraintes à partir de la section "s" présente un caractère tridimensionnelle.

Toute fois par commodité, on peut se contenter de procéder à deux justifications bidimensionnelles en étudiant successivement l'étalement des forces de précontrainte dans deux plan perpendiculaire contenant chacun des axes principaux d'inertie de la section.

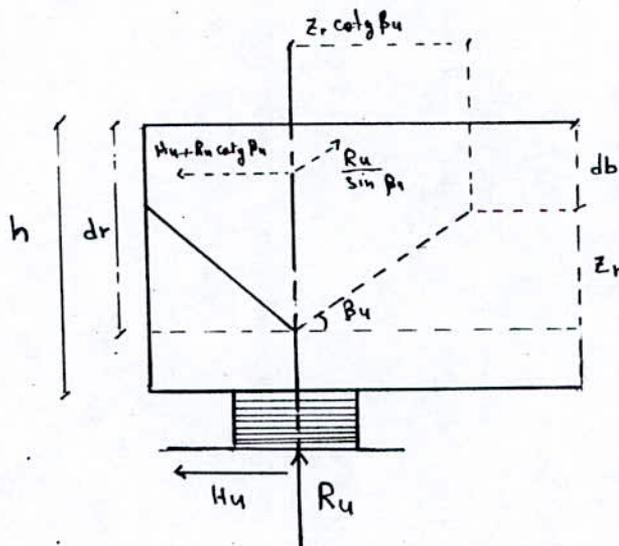
VII - 3- Armatures des zones d'about

Les deux vérifications particulières aux quelles il faut procède sur :

- l'équilibre de la bielle d'about.
- L'équilibre du coin inférieur du béton.

a) Équilibre de la bielle d'about

Le mécanisme du rupture proposé résulte de la formation d'une fissure issue du Nu intérieur de l'appui et séparant du reste de la pièce un bloc d'about.



H_u : composante horizontale éventuelle de réaction d'appui

R_u : composante verticale de la réaction d'appui

$$d_b = h / 10$$

β_u = l'inclinaison de la bielle n'est pas pris égal à moins de 30°

Z_r : La hauteur de la bielle

$$Z_r = d_r - d_b$$

Le calcul consiste en un premier temps à rechercher le niveau r de la poutre tel que :

$$\sum_i^n P_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum_i^n P_i \sin \alpha_i) \cotg \beta_u$$

avec P_i : l'effort de traction dans le câble

α_i : l'inclinaison des efforts par rapport à l'horizontal

$$Z_r = Z_r - d_b$$

$$\begin{cases} d_r = 0,5996 \text{ m} \\ d_b = 0,13 \end{cases} \Rightarrow Z_r = 0,4696 \text{ m}$$

Puisque on a une seul nappe de câble le (r) est le niveau unique :

$$\text{on a : } \operatorname{tg} 2\beta_u = \frac{2 \tau_u}{\sigma_x - \sigma_t} \quad ; \beta_u \geq 30^\circ$$

$$R_u = 6,091 \text{ MN}$$

$$\begin{cases} R_u \cotg \beta_u = 10,55 \text{ MN (effort horizontal)} \\ \frac{R_u}{\sin \beta_u} = 12,183 \end{cases}$$

Il faut équilibrer l'effort horizontal par des forces venant de gauche et coudre par des étriers la fissure qui tend à séparer la bielle du reste du béton, donc on doit avoir :

$$\bar{P} \cos \alpha - H_u \geq (R_u - \bar{P} \sin \alpha) \cotg \beta_u$$

$$\text{avec } \bar{P} = 16 \cdot A_p \cdot \sigma_{op}$$

$$\sigma_{op} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 1,2 \sigma_{pm} = 1695,85 \text{ MPa} \\ \frac{\sigma_{prg}}{1,15} = 1539,337 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\text{d'où } : \bar{P} = 41,377 \text{ MN}$$

$$\alpha = 8,4^\circ$$

$$P \cos \alpha - H_u = 40,93 \text{ MN}$$

$$\text{et } (R_u - \bar{P} \sin \alpha) \cotg \beta_u = 0,08$$

donc la condition vérifiée.

La fissure découpant cette bielle doit être conçue par des armatures passives ou des précontrainte.

Nous considérons que les armatures passives verticales (A_t désignant la section d'un cours étrier et S_t l'espacement des cours).

La section d'étrier doit être telle que l'effort tranchant (V) à la jonction de la bielle et de la membrure comprimée soit équilibrée par cisaillement que, cette membrure peut rendre et qui est fixé à $f(t) / 3$ comme pour l'effort tranchant.

avec

$$V = R_u - \sum P_i \sin \alpha_i - \frac{A_t f_c}{S_t \gamma_s} Z_r \cotg \beta_u$$

Il suffit enfin de comparer Z_r à Z :

- Si $Z_r \geq Z$: la section déterminée dans le cadre de la vérification de l'effort tranchant est suffisante sur la longueur $Z \cotg \beta_u$.

- Si $Z_r < Z$: la section calculée doit être multipliée par Z / Z_r et à repartir sur la longueur $Z \cotg \beta_u$.

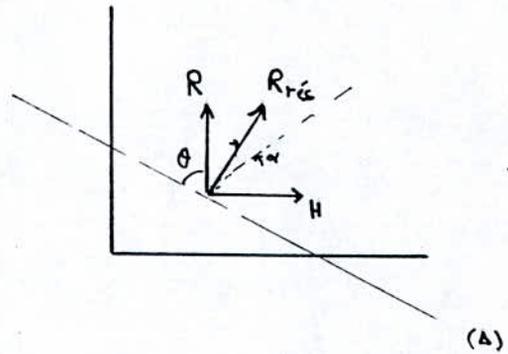
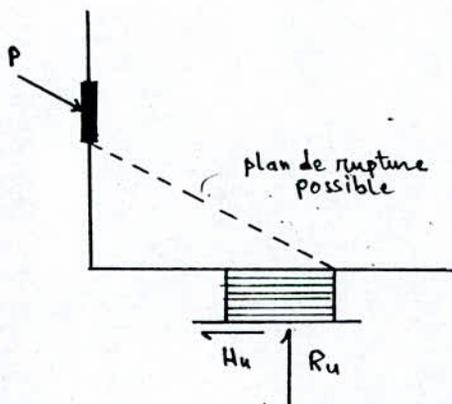
$$\left\{ \begin{array}{l} Z = d_p - 0,4 y = 1,15 \text{ m} \\ Z_r = 0,4696 \text{ m} \\ Z_r < Z \text{ d'où } Z / Z_r = 2,45 \end{array} \right.$$

et $Z_r \cotg \beta_u = 0,813 \text{ m}$

donc la section calculée est à majorer par 2,45 et à répartir sur une longueur 0,813 m à partir de l'axe de l'appui.

b) Équilibre du coin inférieur du béton :

Sous l'effet de la réaction verticale appliquée au voisinage d'un arête et des forces de précontrainte il y'a un risque de rupture de coin inférieur selon des plan bien précis.



-équilibre de coin inférieur-

avec : $R = R_u - \sum P_i \sin \alpha_i$

$H = -H_u + \sum P_i \cos \alpha_i$

Il n'y aura pas rupture si α l'angle de la résultante avec la normale à (φ) angle de frottement interne de béton.

$$\operatorname{tg} \alpha \leq \operatorname{tg} \varphi$$

$$\text{avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{R \cos \theta - H \sin \theta}{R \sin \theta - H \cos \theta}$$

il faut vérifier que :

$$H \geq R \cdot \frac{1 - \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg} \theta}{\operatorname{tg} \varphi + \operatorname{tg} \theta}$$

$$\text{Soit } \sum P_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum P_i \sin \alpha_i) \frac{1,5 - \operatorname{tg} \theta}{1 + 1,5 \operatorname{tg} \theta}$$

$$\text{avec : } \varphi = \operatorname{arctg} \frac{2}{3}$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{R_u - P \sin \alpha}{P \cos \alpha - H_u} = 1,136 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{d'ou : } (R_u - P \sin \alpha) \frac{1,5 - \operatorname{tg} \theta}{1 + 1,5 \operatorname{tg} \theta} = 0,069 \text{ MN}$$

$$\text{or : } P \cos \alpha_i - H_u = 40,93 \text{ MN}$$

donc la condition est vérifiée

La section minimale d'aciers passifs est :

$$A_{e_{\min}} = 0,04 R_u (5 - 4K) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$K_s = 1 \quad \Rightarrow \quad A_{l_{\min}} = 7,001 \text{ cm}^2, \quad 7 \text{ HA } 12 = 7,92 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_s = 1,15$$

C) Zone d'encrage des armatures de précontrainte :

Les fortes pressions, appliquées localement au béton par les ancrages entraînent l'apparition de contraintes et de déformations importantes qui ne peuvent plus être justifiées selon les règles habituelle de la résistance des matériaux.

Dans des structures constituées par phases, certains câbles ancrés aux extrémités d'une phase de béton devient ensuite des câbles ancrés en travée.

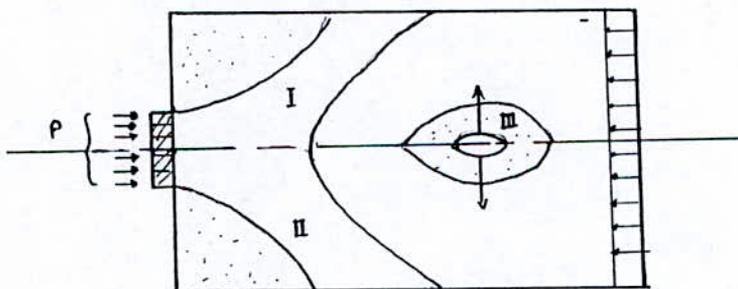
• *Approche expérimentale des ancrages d'about :*

Les études expriment des ont mis en évidence l'existence de trois zones à l'aval du point d'application de force.

I : une zone de surface soumise à des tractions

II : une zone intermédiaire comprimée

III : une zone d'éclatement soumise à des tractions



"contraintes régularisées"

L'étude de la diffusion de la précontrainte est décomposée en deux étapes

- S'assurer que les compressions et cisaillements dans le béton ne dépassent pas certains limites. Afin de réduire à un niveau convenable la probabilité d'apparition de désordre (écrasement, fissures).
- Dimensionner des armatures passives destinées à limiter l'ouverture d'éventuelles fissures.

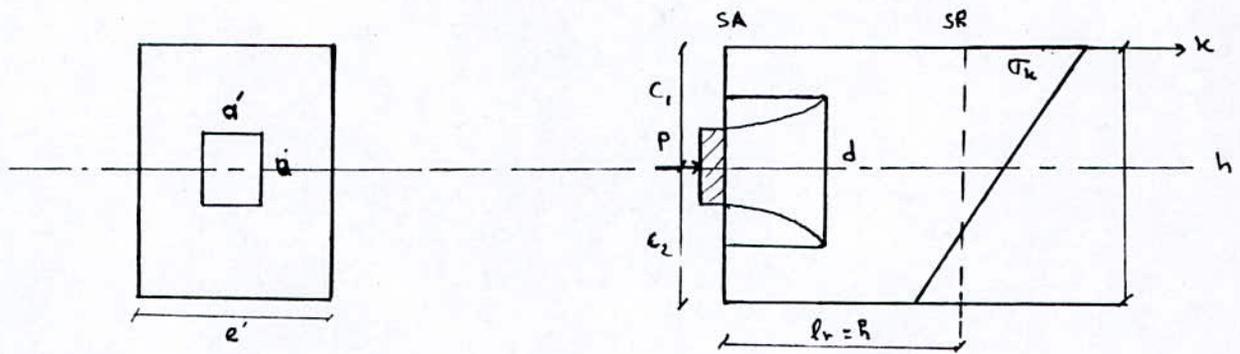
• **Justification dans les zone d'about :**

Considérons une pièce pris mathématique, d'axe longitudinal horizontal, soumise à des forces de précontrainte appliquées sur la section d'about.

La zone de régularisation des contraintes est celle où les contraintes normales passant d'une distribution discontinue à une distribution continue, la répartition des efforts entre (S_A) et (S_R) se fait par des isostatiques qui présentent des courbures et donnent naissance à des contraintes τ_x et τ_t .

Par simplification la longueur de cette zone est prise égale à l hauteur de la pièce ($l_r=h$). D'autre part une diffusion se produit derrière chaque ancrage, à proximité de la surface d'about, c'est "la zone de première régularisation" des contraintes, on associe à chaque ancrage un prisme dans lequel les isostatiques créent des efforts de tractions transversaux appelés effort d'éclatement de la zone de première régularisation des contraintes.

Effort de traction en surface appelés efforts de surface qui résultent eux-mêmes des compressions transversales derrière les plaques d'encrage.



Ce fractionnement en deux zones de régularisation est arbitraire, mais il permet de prendre en compte de façon simple le phénomène physique.

• - 1 - *Équilibre de la zone de première régularisation.*

Les efforts de surfaces et d'éclatement qui se manifestent dans la zone nécessitent à la fois la vérification des contraintes dans le béton et le dimensionnement d'armatures passives.

• - *Effet de surface*

Au voisinage de (S_a) il faut disposer un ferrailage de surface donné par la formule suivante:

$$A_s = 0,04 \frac{\max f_{j0}}{\sigma_{slim}} \quad \text{avec } \sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_c$$

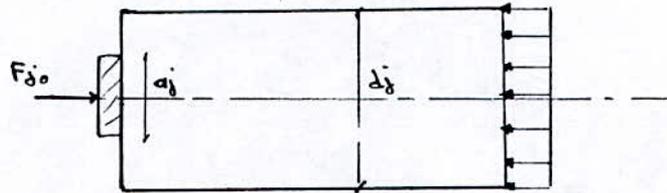
$$\sigma_{slim} = 266,6 \text{ MPa}$$

$$F_{j0} = 38,064 \text{ MN (pour les deux plans horizontal et vertical)}$$

$$\Rightarrow A_s = 15,11 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ soit } 18 \text{ HA } 20.$$

• - *Effet d'éclatement*

A l'intérieur de prisme symétrique, la contrainte maximale d'éclatement sur la ligne d'action de la force de précontrainte F_{j0} vaut:



$$\sigma_{ij} = 0,5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{F_{j0}}{e' d_j} < 1,25 f_{ij}$$

La contrainte moyenne de compression longitudinale

$$\sigma_{mj} = \frac{F_{j0}}{e' d_j} < \frac{2}{3} f_{ij}$$

La résultante des contraintes d'éclatement est donnée par :

$$R_j = 0,5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) f_{j0}$$

pour chaque niveau d'encrage j on calcul une section d'aciers d'étalement

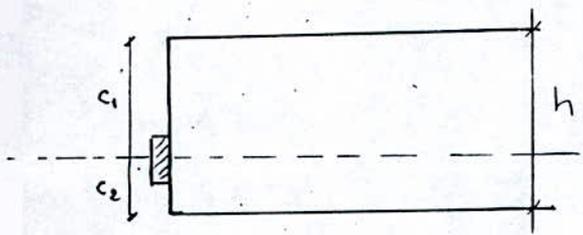
$$A_{ej} = \frac{R_j}{K_j \sigma_{slim}}$$

$K_j = 1$ pour j au niveau extrême

$K_j = 1$ pour j au niveau intermédiaire

$$A_e = \sup \left\{ \begin{array}{l} \text{maxi } (A_{ej}) \\ 0,15 \frac{\text{maxi } f_{j0}}{\sigma_{slim}} \end{array} \right.$$

• - Diffusion verticale



$$C_2 = 0,6255 \text{ m}$$

donc : $\left\{ \begin{array}{l} a_j = 0,32 \text{ m (12T15 DWIDAG)} \\ e' = 8 \text{ m} \\ d_j = 2.C = 1,251 \text{ m} \end{array} \right.$

$$\sigma_{ij} = 1,415 \text{ MPa} < 3,375 \text{ MPa (condition vérifiée)}$$

$$\sigma_m = 3,803 \text{ MPa} < 23,33 \text{ MPa (condition vérifiée)}$$

$$R = 7,082 \text{ MN}$$

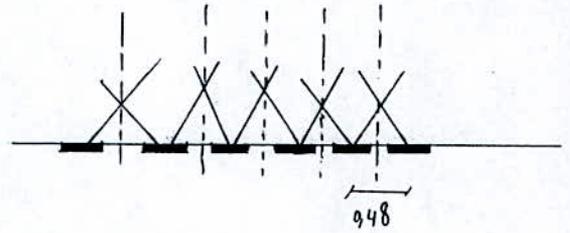
$$K_j = 1$$

$$\Rightarrow A_{ej} = 265,64 \text{ cm}^2.$$

$$0,15 \frac{\text{maxi } f_{j0}}{\sigma_{s,lim}} = 214,14 \text{ cm}^2 \text{ d'où } A_e = 265,64 \text{ cm}^2$$

σ_{lim}

soit 85 HA 20 (266,9)



• Diffusion horizontale

Pour les plaques d'encrage de rive :

$$C_1 = 0,35 \text{ m}$$

$$C_2 = 7,65$$

pour les plaques d'encrages intermédiaires

$$C_1 = (0,35 + 0,48 i)$$

$$C_2 = 8 - (0,35 + 0,48 i)$$

σ_j est maximale pour d_j minimale

d'où σ_j maxi $\Rightarrow i = 0$

$$d_j = 2 C_1 = 0,7 \text{ m}$$

$$\sigma_{ij} = 2,72 \text{ MPa} < 3,375 \text{ MPa (condition vérifiée)}$$

$$\sigma_m = 3,797 \text{ MPa} < 23,33 \text{ MPa (condition vérifiée)}$$

$$R_j = 3,806 \text{ MN}$$

$$\text{donc } A_{ej} = 95,183 \text{ cm}^2$$

$$0,15 \frac{\text{maxi } f_{j0}}{\sigma_{lim}} = 214,16 \text{ cm}^2 \quad \text{d'où } A_e = 214,16 \text{ cm}^2$$

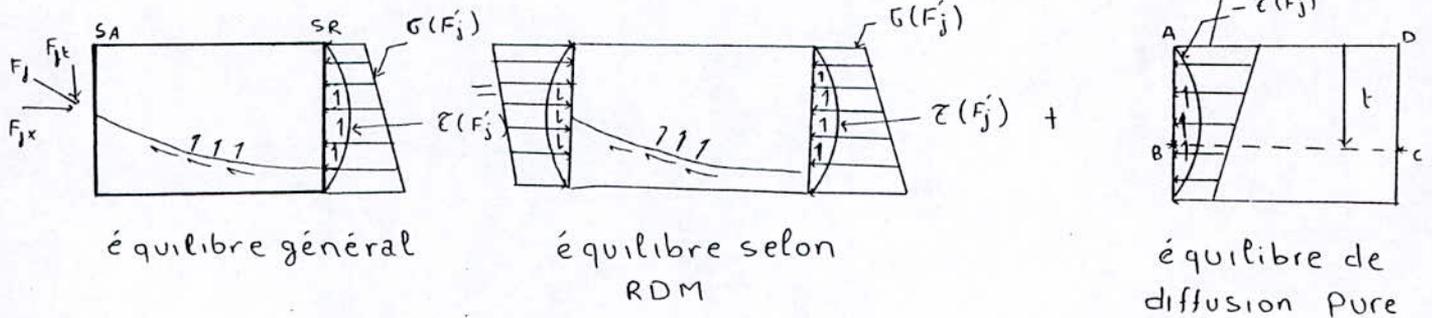
soit 69 HA 20 (216,66)

•2- Équilibre général de la zone de régularisation

La zone de régularisation des contraintes peut être considérée comme une poutre de répartition comprise entre les plans (S_A) et (S_R), elle doit être en équilibre sous les efforts qui lui sont appliqués et qui sont:

- sur S_A des forces concentrées F_j (décomposées en f_{jx} et f_{jt})
- entre S_A et S_R des efforts repartit (courbure, frottement) sur S_R des contraintes normales $\sigma(F'_j)$ et tangentes $\tau(F'_j)$ reparties selon le principe de NAVIER.

F'_j sont les efforts isostatiques de précontrainte appliqué sur S_R , cet équilibre général peut lui même être considéré comme la superposition de deux états d'équilibre.



Considérons une zone ABCD limitée par un plan de coupure BC, l'équilibre de cette

zone est obtenu en ajoutant à f_{1x} et f_{1t} et T :

$$X = \int_{AB} -\sigma(f_j) e' dt$$

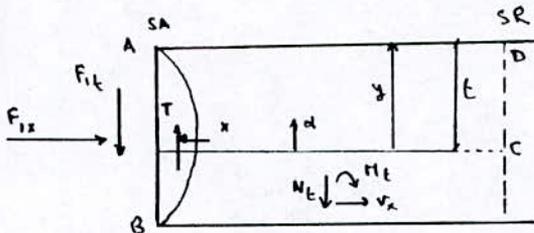
$$T = \int_{AB} -\tau(f_j) e' dt$$

des sollicitations V_x, N_t et M_t sur les plans BC dont les valeurs sont :

$$V_x = f_1 \cos \alpha_1 - x$$

$$N_t = f_1 \sin \alpha_1 - T$$

$$M_t = f_1 \cos \alpha_1 (t - c_1) - x\alpha + (T - f_1 \sin \alpha_1) h/2$$



Les sollicitations produisent sur BC des contraintes dont les expressions conventionnelles sont:

$$\tau_x = \frac{2 V_x}{e' h}$$

$$\sigma_t = \frac{N_t}{e' h} - \frac{6 M_t}{e' h^2} \quad \text{sur } S_A$$

$$\sigma_t = \frac{N_t}{e' h} + \frac{6 M_t}{e' h^2} \quad \text{sur } S_R$$

en déplaçant BC de $t=0$ à $t=h$, on détermine les valeurs maximales de V_x, N_t et M_t donc de τ_x

σ_t . On doit avoir

$$\text{sur } 0 < t < h, \tau_{\max} = \max (\quad) < 1,5 f_{ij}$$

$$\text{on a } B = 11,82 \text{ m}^2 \quad I_x = 1,7515 \text{ m}^4$$

$$v' = 0,7004 \text{ m} \quad v = 0,5996 \text{ mm}$$

$$f_1 = 38,064 \text{ MN} \Rightarrow \begin{cases} f_{1x} = 37,65 \text{ MN} \\ f_{1t} = 5,561 \text{ MN} \end{cases}$$

soit (t) l'ordonnée du point d'application de la résultante des forces $t = 0,599 \text{ m}$.

L'excentricité de la section équivalente.

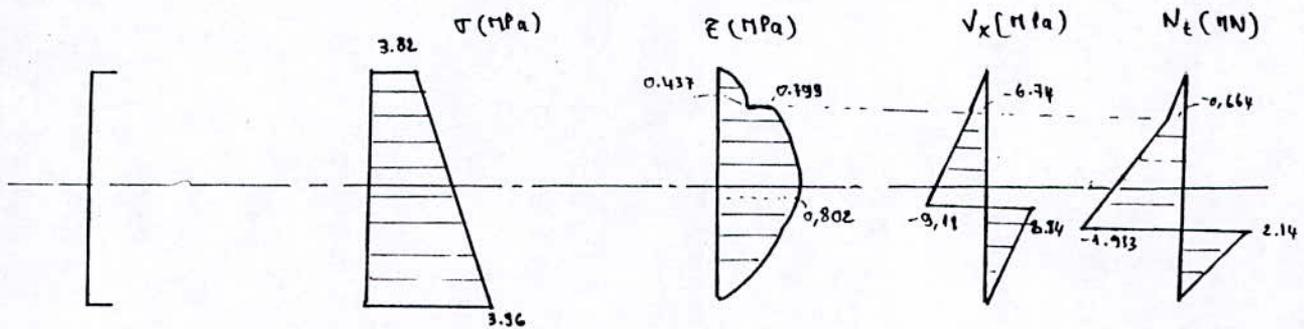
$$e = 0,5996 - 0,599 = 0,006 \text{ m}$$

soit $M = f_x \cdot e = 0,2284 \text{ MNm}$.

$$\sigma(t) = \frac{f_x}{B} + \frac{M}{I} t$$

$$\sigma(t) = 0,019 \cdot t + 3,22$$

$$\tau(t) = 5,561 \cdot t (1,3 - t)$$



$$\tau_{\max} = \max(\tau_x + \tau) = 3,401 \text{ MPa} < 1,5 f_{ij} = 4,05 \text{ MPa}$$

Le ferrailage assurant la contour de différents de coupure est:

$$A_c = \frac{|V_{x\max}| - N_{tc}}{\sigma_{slim}}$$

$$V_{x\max} = V_{x\max} \left[1 - \left(\frac{f_{ij}}{3 \cdot \tau_{\max}} \right)^2 \right]$$

N_{tc} = étant l'effort normal commettant à $V_{x\max}$

$$V_{x\max} = 6,663 \text{ MN}$$

$$A_c = 97,14 \text{ cm}^2$$

Ces armatures ne se cumulent pas avec les précédentes (A_s et A_c) et sont distribuées sur une longueur de $2/3 l_r$ à partir de S_a . Le ferrailage à mettre en oeuvre est:

- nul si $A_c < A_s + A_c$.

- égal à $A_c \cdot A_s - A_c$ si $A_c > A_s + A_c$.

$$A_s + A_c = 322,75 \text{ cm}^2 > A_c \quad \text{d'où } A_c = 0.$$

Armature	section	répartition
----------	---------	-------------

A_s	18 HA 20	près de la surface d'about
$A_e =$	85 HA 20	sur 1,251 à partir de l'about

Extension au cas où S_A n'est pas une section d'about (section de couplage). Les armatures A_s , A_e calculées se réduisent d'un rapport (λ) qui dépend du type d'encrage. Lorsque S_a est une section de couplage.

-Entre S_A et S_R en aval sur une longueur l_r

$$d_s = d_e = 1$$

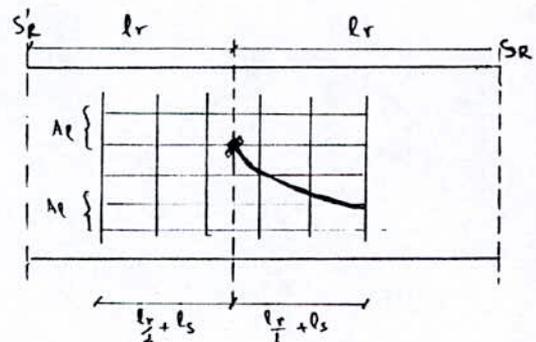
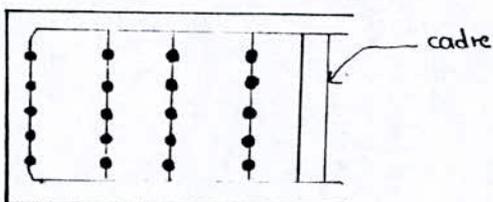
-Entre S_A et S_R en avant sur une longueur l_r

$$d_s = d_e = 0,6$$

l_r : longueur de scellement droit des armatures passives.

d'où :

	A_s	A_e
entre S_A et S_R	18 HA 20	85 HA 20
entre S_A et S'_R	11 HA 20	51 HA 20



VII - 4 Ferrailage de la dalle :

En connaissant les moments longitudinaux de flexion on a déterminé le câblage de précontrainte de la dalle ce câblage sera complété par un ferrailage passif comprenant un ferrailage longitudinal de « peau » pour pallier, les effets de retrait qui risquent de fissurer les sections avant la mise en tension des câbles « le retrait étant gêné par le coffrage », un renfort longitudinal de part et d'autre des appuis continus pour reprendre les tractions qui peuvent apparaître en phase provisoire et en service, les moments positifs sur appuis dus à l'éventuels tassement d'appuis et enfin un ferrailage transversal.

1) Ferrailage longitudinal :

La section de la dalle est soumise à une flexion composé (M+N), elle sera calculé pour les sollicitations suivantes:

- $M_{tot} = M_{(g+q)} - M_p$ moment résultant au niveau de la fibre moyenne.
- $N = N_p$ effort normal de précontrainte.

Pour de terminer son armature, la section sera calculée comme étant soumise à une flexion simple sous l'effet d'un moment "fictif" M au niveau de c.d.g de l'armature.

- Soit "A_f" la section fictives des armatures correspondante a M et "A" la section réelle des armatures tendues soumise à M_{tot} et N qui sera donnée par:

$$A = A_{s1} - \frac{N_p}{f_{su}} \quad , \quad M_{uA} = M_{fd} + N_p \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

a) en travée:

$$M_{u(g+q)} = 29,45 \text{ MNm.}$$

$$N_p = 21,874 \text{ MN.}$$

$$M_p = 0,576 \text{ MN.}$$

$$b = 9,56 \text{ m}$$

$$d = h - d = 1,3 - 0,05 = 1,25 \text{ m}$$

$$f_{bu} = 0,85 \cdot f_{c28} / 1,5 = 19,83 \text{ MPa.}$$

$$f_{su} = f_c / 1,15 = 348 \text{ MPa.}$$

d'où

$$M_{uA} = M_{fd} + N_p (d - h/2)$$

$$M_{uA} = 29,45 - 0,576 + 21,874 (1,25 - 1,3/2) = 41,998 \text{ MNm.}$$

$$M_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{41,998}{9,56 \cdot 1,25^2 \cdot 19,83} = 0,142$$

$$M_{bu} < 0,3 \Rightarrow A_{scl} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 M_{bu}}) = 0,1923$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 1,154 \text{ m.}$$

d'où

$$A_{s1} = \frac{M_{uA}}{z \cdot f_{su}} = 10545,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{S1} = 1045,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{S2} = \frac{N_p}{f_{su}}$$

$$A_{S2} = 628,56 \text{ cm}^2$$

donc: la section réelle d'armature sera

$$A = A_{S1} - A_{S2} = 417,22 \text{ cm}^2$$

$$A = 417,22 \text{ cm}^2$$

La section à prendre en considération sera:

$$A_{su} = \max [A ; A_{smin}]$$

$$\text{telque : } A_{smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{trs}}{f_c} \quad (\text{condition de non fragilité})$$

$$A_{smin} = 185,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'ou: } A_{su} = A = 417,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_{su} = 140 \text{ HA } 20 = 439,6 \text{ cm}^2$$

2) Ferrailage transversal de la dalle:

Les moments transversaux sont dus à la précontrainte et les moments déterminés par la méthode de *G.MASSONET*.

$$\text{E.L.U } \left\{ \begin{array}{l} M_{yp}^+ = 10,959 \cdot 10^{-2} \text{ MNm/m} \\ M_{yp}^- = 3,94 \cdot 10^{-2} \text{ MNm/m} \end{array} \right.$$

$$\text{E.L.S } \left\{ \begin{array}{l} M_{yp}^+ = 8,195 \cdot 10^{-2} \text{ MNm/m} \\ M_{yp}^- = 2,954 \cdot 10^{-2} \text{ MNm/m} \end{array} \right.$$

$$M_{yp}^+ = \frac{M_{p1}}{l_1} \nu$$

$$M_{yp}^- = \frac{M_p}{l_1} \nu$$

avec M_{p1} : moment total de précontrainte sur appui 1.
 M_p : moment total de précontrainte en travée 1.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{p1} = 43,26 \text{ MN} \\ M_p = 15,188 \text{ MN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{yp}^+ = 0,4326 \text{ MN m / m} \\ M_{yp}^- = 0,152 \text{ MN m / m} \end{array} \right.$$

d'où

$$\text{E.L.U } \left\{ \begin{array}{l} M_{tot}^+ = 0,5422 \text{ MN m / m} \\ M_{tot}^- = -0,1126 \text{ MN m / m} \end{array} \right.$$

$$\text{E.L.S } \left\{ \begin{array}{l} M_{tot}^+ = 0,51455 \text{ MN m / m} \\ M_{tot}^- = -0,12246 \text{ MN m / m} \end{array} \right.$$

a) Ferrailage de la section au niveau de l'appui:

$$\text{DIM à l' E.L.S : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 21 \text{ MP}_a \\ \sigma_s = 240 \text{ MP}_a \end{array} \right.$$

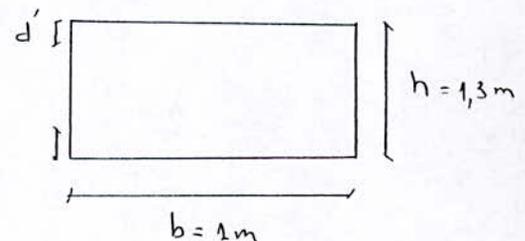
$$\alpha = \frac{M_u}{M_{sc}} = 1,054$$

$$\mu_{lu} = 0,3 \quad (\text{valeur approché})$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 9,295 \text{ MN}$$

$$M_{isc} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = 8,819 \text{ MN}$$

$$\text{donc } M_{sor} < M_{iscr} \Rightarrow A_{sc} = 0$$



$$\mu_{sc} = \frac{M_{scr}}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,0196$$

$$\alpha = 1,5 (1 - \sqrt{1 - 8/3 \mu_{sc}}) = 0,0397$$

$$z = d (1 - \alpha/3) = 1,233 \text{ m}$$

$$A_{ssc} = \frac{M_{scr}}{z \cdot \sigma_s} = 11,992 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{ssc} = 17,39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{dim à l'E.L.U} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 0,85 f_{c28} / 1,5 = 19,83 \text{ MPa.} \\ f_{su} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,0175$$

$$\mu_{bu} = \mu_{lu} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,0221$$

$$z = d (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 1,239 \text{ m}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_A} = 12,575 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{su} = 12,575 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{d'ou } A_s = \text{Max}(A_{scr}, A_{su}) \Rightarrow A_s = 17,39 \text{ cm}^2$$

soit $A_s = 6 \text{ HA } 20 / \text{m}$

b) Ferrailage de la section en travée:

- dim à l'E.L.S:

$$\gamma = M_u / M_{scr} = 0,92$$

$$\mu_{lu} = 0,3$$

$$M_{lu} = \mu_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 9,295 \text{ MN}$$

$$M_{lscr} = M_{lu} / \gamma = 10,10 \text{ MN.}$$

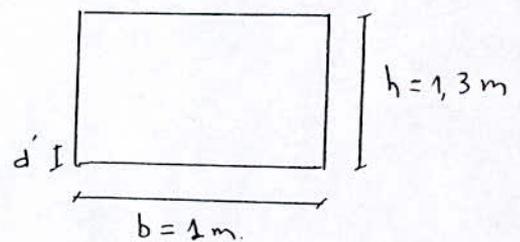
$$M_{scr} < M_{lscr} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{scr} = \frac{M_{scr}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,0037$$

$$\alpha = 1,5 (1 - \sqrt{1 - 8/3 \mu_{scr}}) = 0,076$$

$$z = d (1 - \alpha / 3) = 1,22 \text{ m}$$

$$A_{sscr} = \frac{M_{scr}}{z \cdot \sigma_s} = 4,182 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$



$$A_{sscr} = 4,182 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DIM à l'E.L.U :

$$\mu_{bn} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bn}} = 0,0034$$

$$\mu_{bn} < \mu_{lu} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bn}}) = 0,00426$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 1,247 \text{ m}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{z \cdot f_{su}} = 2,588 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$A_{su} = 2,588 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = \max [A_{su} ; A_{sscr}]$$

$$A_s = 4,182 \text{ cm}^2/\text{m}$$

soit : 2 HA 20 /m \rightarrow 6,28 cm²/m

VII-5- VÉRIFICATION DES CONTRAINTES DE FLEXION.

a) à l'E.L.S

- Caractéristiques géométriques de la section nette:

Pour la vérification de la précontrainte, on doit tenir compte de la présence des câbles dans la section de béton de leur nombre et leur disposition c'est à dire les calculs seront faites pour les sections nettes.

1) - Section en travée:

- moment statique de la section nette par rapport à la droite (Δ)

$$S / \Delta = B \cdot y'_g - A_s (h_t - d')$$

$$v = \frac{S / \Delta}{B - A_s}, \quad v' = h_t - v$$

y'_g : position de centre de gravitation de la section brute.

B : l'aire de la section brute.

A_s : section totale des trous des câbles.

$$A_s = 16 \cdot S_i, \quad S_i = \pi \cdot (\phi_g / 2)^2 = 60,82 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0,097 \text{ m}^2; \quad B = 11,82 \text{ m}^2; \quad d' = 0,114 \text{ m}.$$

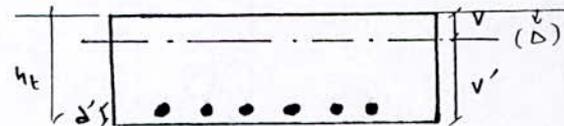
- Moment d'inertie de la section nette par rapport à G (centre de gravité).

$$I_{\text{nette}} = I_G - A_s (v' - d')^2; \quad I_G = I'_G + (B - A_s) \cdot \delta^2.$$

I_G : moment d'inertie de la section brute / G.

δ : distance entre G et G' (c.d.g des sections brute et nette).

I'_g : a été calculée.



Les vérifications dans les différentes phases sont faites en calculant les contraintes σ_x de flexion longitudinale car, les câbles sont disposés longitudinalement. Dans l'autre sens la traction sera reprise par l'armature transversal.

— Formules utilisées:

- contrainte due à la précontrainte $\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_p}{W_x}$

- contrainte due au CP + surcharge $\sigma = \frac{M_x}{W_x}$

en général on doit avoir:

$\sigma_b < \sigma_{xt} < \sigma'_b$ sur les deux fibres extrêmes.

S / Δ (m ³)	$A = B - A_s$ (m ³)	v (m)	v' (m)	I_n (m ⁴)	$W = I_n / v$	$W' = I_n / v'$
6,972	11,72	0,5948	0,7051	1,7414	2,928	2,47

2) Section d'appuis 2

• Moment statique de la section

$$S/\Delta = B y'_G - A_s d'$$

• Moment d'inertie de la section nette

$$I_n = I_G - A_s (v-d')^2 \quad ; \quad I_G = I_{G'} + A\sigma^2$$

S / Δ	$A=B-A_s$ m ²	\dot{v} (m)	v' (m)	I_n (m ⁴)	$W = I_n / v$	$W' = I_n / v'$
7,076	11,72	0,6037	0,6963	1,7519	2,902	2,516

• Vérification des sections à la flexion :

Vérification en genre I

	limites de comp	limites de trac
Construction	$0,556j = 11,9 \text{ MPa}$	$0,55 (7 + 0,065 j) = 4,56 \text{ MPa}$
charges permanentes	$0,42 \sigma'_j = 11,9 \text{ MPa}$	0
actions de longue durée	$0,42 \sigma'_j = 11,9 \text{ MPa}$	0
application avec surcharge total	$0,42 \sigma'_j = 11,9 \text{ MPa}$	0

Pour la deuxième travée le moment total de précontrainte aura l'expression suivante :

$$M_p(\alpha) = M_{iso}(\alpha) + M_{i-1} \frac{\sin(\alpha_i + \alpha_m)}{\sin \alpha_i} + M_i \frac{\sin \alpha_m}{\sin \alpha_i}$$

avec :

$$M_1 = 0,4811 p$$

$$M_2 = 0,4637 p$$

et A $M_{iso}(\alpha) = P(x) \cdot e(x)$

- Le pourcentage total des pertes instantanées

$$\% \Delta \leq 12,51 \% P$$

- Le pourcentage total des pertes différées

après 7 jrs $\rightarrow \% \Delta \sigma = 8,497 \% P$

après 28 jrs $\rightarrow \% \Delta \sigma = 9,08 \% P$

a $\rightarrow \infty \rightarrow \% \Delta \sigma = 12,46 \% P$

1) Sur l'appui 2

$$e = e_B = 0,4855 \text{ m} \quad ; \quad \alpha_m = \alpha_i = 0,203 \text{ rad}$$

		P (MN)	M ₂ (MN _m)	M _p (MN _m)
après pertes instantanées		33,305	15,44	31,61
Après	7 jrs	30,07	13,94	28,54
Pertes	28 jrs	29,85	13,84	28,33
Différé	t → ∞	28,56	13,24	27,11

En travée :

		P (MN)	M ₁ (MN _m)	M ₂ (MN _m)	M _p (MN _m)
après pertes instantanées		33,305	16,023	15,44	- 18,802
Après	75 jrs	30,07	14,46	13,94	- 13,43
Pertes	28 jrs	29,85	14,36	13,84	- 13,41
Différé	t → ∞	28,56	13,74	13,24	- 13,28

1) Section sur appui 2

Les vérifications						
			M _x (MN _m)	σ _x (MP _a)		obs
change permanente G ₁ (MN)			- 28,6442	- 9,87	11,38	
	P/A	7 jrs		2,56	2,56	
	P/A	28 jrs		2,54	2,54	
	P/A	t → ∞		2,44	2,44	

$G_1 + \text{Pré}$	après	28 jrs		- 2,03	7,96	
$G_1 + \text{Pré}$	Quand	$t \rightarrow \infty$		- 2,09	7,81	
$G_1 + \text{Pré}$	après	7 jrs		2,85	2,22	
$G_1 + \text{Pré}$	après	28 jrs		2,84	2,18	
$G_1 + \text{Pré}$	Quand	$t \rightarrow \infty$		2,78	2,03	Pas de traction
surcharge Q (MN)			4,826	1,65	- 1,95	
G + pré + Q				4,43	0,08	Pas de traction comp < $\sigma_{t,gru}$

On constate bien que les vérifications sont satisfaites aucune traction avec une compression inférieur à la contrainte admissible.

b) Vérification à l'état limite ultime :

Vis à vis de flexion

Les justifications faites à l'ELS nous assure le bon fonctionnement de la structure en service (exploitation) mais elle ne tiennent pas compte de risque de rupture vis à vis d'un dépassement accidentel des charges de service.

Donc les vérifications à l'ELU sous charges pondérées sont nécessaires.

A l'ELU la section du béton précontrainte est fissurée comme celle de béton armé,

les même hypothèses de calcul sont émises à savoir.

- Conservation des section planes.
- Béton tendu négligé dans les calculs.
- Bonne adhérence aciers-béton.
- Règle des trois pivots.

Principe de justification

	P/A	7 jrs		9,83	- 11,34	
	Mp/W	28 jrs		9,76	- 11,26	
	Mp/W	$t \rightarrow \infty$		9,34	- 11,77	
	$P/A + Mp/W$	7 jrs		12,4	- 8,78	
	$P/A + Mp/W$	28 jrs		12,3	- 8,72	
	$P/A + Mp/W$	$t \rightarrow \infty$		11,78	- 8,33	
	G + pré	7 jrs		2,53	2,6	Pas de tract
	G + pré	28 jrs		2,43	2,66	comp < 1,9 MPa
	G + pré	$t \rightarrow \infty$		1,91	3,05	
surcharge Q (MN)			6,481	2,233	- 2,57	
G + pré + Q				4,143	0,48	Pas de traction comp < 1,9 MPa

2) Section en travée :

Les vérifications :

			M_x (MN _m)	σ_x (MP _a)		obs
G : charge permanente (MN)			14,277	4,87	- 5,78	
P/A	après	7 jrs		2,56	2,56	
P/A	après	28 jrs		2,54	2,54	
P/A	Quand	$t \rightarrow \infty$		2,44	2,44	
Mp/W	après	7 jrs		- 4,58	5,44	
Mp/W	après	28 jrs		- 4,57	5,42	
Mp/W	Quand	$t \rightarrow \infty$		- 4,53	5,37	
G + pré	après	7 jrs		- 2,02	8,00	

A l'ELU une section droite est en équilibre sous l'action d'efforts extérieurs et d'efforts résistants développés par l'acier et le béton. Le principe consiste à montrer que dans le plan

(M_u, N_u) , le point correspondant aux sollicitations extérieurs

(M_u, N_u) , est à l'intérieur.

Domaine résistant ultime d'une section de portée:

La déformation de l'acier de précontrainte est :

$$\epsilon_p = \epsilon_{pm} + \Delta'\epsilon + \Delta''\epsilon_p$$

avec :

ϵ_{pm} : Déformation de l'acier de précontrainte due à la seule précontrainte (après pertes)

$\Delta'\epsilon$: Déformation de l'acier de précontrainte due à une décompression de béton au niveau de câble moyen .

$\Delta''\epsilon_p$: Sur tension, allongements supplémentaires conduisant l'armature de précontrainte jusqu'à l'ELU de résistance.

$$\epsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} \quad , \quad \Delta'\epsilon = \frac{5 \cdot \sigma_{bcl}}{E_p}$$

avec :

σ_{pm} : Contrainte probable existant dans les armatures sous les actions permanentes

$$(\sigma_{pm} = p_m / A_p).$$

σ_{bcl} : Contrainte du béton au niveau des armatures de précontraintes sous les charges de longue durée non pondérées y-compris la précontrainte probable.

$$\sigma_{bcl} = \frac{P_m}{B} + (\rho_m e_0 + \mu + M) \frac{e_0}{I}$$

Expressions des efforts résistants.

$$N_u = 0,8 \cdot y \cdot b_0 \cdot f_{bu} - A_p \cdot \Delta\sigma_p - A_s \cdot \sigma_s.$$

$$M_u = 0,8 \cdot y \cdot b_0 \cdot (d_p - 0,4 y) f_{bu} + (d_s - d_p) A_s \cdot \sigma_s$$

La section la plus sollicitée est l'appui N° 2

$$\text{d'où} \quad \begin{cases} N_u = 28,546 \text{ MN} \\ M_u = 1,35 M_G + 1,6 M_Q = 47,312 \text{ MNm} \end{cases}$$

$$\text{on a } \sigma_{pm} = N_u / A_p = 1061,98 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} = 1103,105 \text{ MPa}$$

alors la point représentatif se trouve sur la partie droite du diagramme contrainte- déformation.

d'où :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_m}{E_p} = 5,58 \%$$

- Calcul des contraintes de compression du béton sous l'action de la précontrainte et des charges permanente :

$$I / v' = 1,5 \text{ m}^3$$

$$I / v = 2,92 \text{ m}^4$$

$$B = 11,82 \text{ m}$$

$$P = 28,546 \text{ MN}$$

$$e = -0,4855$$

$$\text{d'où } \sigma_{bcl} = 0,8097 \text{ MPa}$$

$$\text{et } \Delta \varepsilon = \frac{5 \cdot \sigma_{bcl}}{E_p} = 0,0213 \text{ ‰}$$

à partir du diagramme de déformation, on obtient des équations de compatibilité des déformations on tire y et par suite on tire

$$\frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y}$$

$$\frac{\Delta''\epsilon_p}{\epsilon_{pbc}} = \frac{dp - y}{y}$$

avec $dp = 1,186 \text{ m}$

$$ds = 1,25 \text{ m}$$

$$\Delta\sigma_p = \sigma_p(\epsilon_{pm} + \Delta'\epsilon_p + \Delta''\epsilon_p) - \sigma_p(\epsilon_{pm})$$

$$\Delta\sigma_p = \sigma_p(\epsilon_p) - \sigma_p(\epsilon_{pm})$$

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} \quad \text{si } \epsilon_s \geq \frac{f_c}{\gamma_s E_s} = 1,74 \text{ ‰} \quad \text{pour } \gamma_s = 1,15$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \quad \text{si } \epsilon_s \leq \frac{f_c}{\gamma_s E_s} = 1,74 \text{ ‰}$$

$$\sigma_p = \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_p} \quad \text{si } \epsilon_s \geq \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s E_p} = 6,47 \text{ ‰} \quad \text{pour } \gamma_s = 1,15$$

$$\sigma_p = E_p \cdot \epsilon_p \quad \text{si } \epsilon_s \leq \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s E_p} = 6,47 \text{ ‰}$$

Détermination de \bar{N}_u et \bar{M}_u

1^{ère} itération

Nous choisissons un état limites de déformation particulier qui sont:

$$\epsilon_s = 10 \text{ ‰} \quad , \quad \epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$$

$$y = \frac{\epsilon_{bc}}{\epsilon_{bc} + \epsilon_s} \cdot ds \Rightarrow y = 0,324 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \Delta''\epsilon_p = \frac{dp - y}{y} \cdot \epsilon_{bc} = 0,31 \text{ ‰} \Rightarrow \epsilon_p = 14,92 \text{ ‰}$$

d'où $\sigma_p(\epsilon_p)$ est obtenue par approximation de diagramme contrainte - déformation.

pour cela nous posons:

$$u = \left[\frac{1}{100} \left(\epsilon - \frac{\sigma_p}{E_p} \right) \right]^{0,2} \quad \text{et } \sigma_p(\epsilon_p) = (1 + 0,9) \frac{f_{peg}}{\gamma_s}$$

partons d'une valeur à priori de $\sigma_p = 1228,88 \text{ MPa}$

$$\sigma_p = 1228,88 \text{ MPa} \quad \Rightarrow u_1 = 0,2693$$

$$\sigma_p = 1433,17 \text{ MPa} \quad \Rightarrow u_2 = 0,2693$$

$$\sigma_p = 1433,17 \text{ MPa} \quad \Rightarrow u_2 = 0,2693$$

la convergence est vite obtenu pour $\sigma_p = 1433,17 \text{ MPa}$. et pour $\sigma_p (\epsilon_{pm})$; $\epsilon_{pm} = 5,58\text{‰}$

partons de $\sigma_p = 1060,68 \text{ MPa}$

$$\sigma_p = 1060,68 \text{ MPa} \quad \Rightarrow u_1 = 0,21886$$

$$\sigma_p = 1371,28 \text{ MPa} \quad \Rightarrow u_2 = 0,2174$$

$$\sigma_p = 1369,56 \text{ MPa} \quad \Rightarrow u_3 = 0,2174$$

$$\sigma_p (\epsilon_{pm}) = 1369,56 \text{ MPa.}$$

d'où $\Delta\sigma_p = 63,61 \text{ MPa}$.

avec $A_s = 122,75 \text{ cm}^2$ soit 25 HA 25 comme armatures de peau d'où:

$$N_u = 35,138 \text{ MNm}$$

$$M_u = 43,71 \text{ MNm}$$

donc on constate que $\left\| \begin{array}{l} \bar{M}_u < M_u \\ \text{et} \\ \bar{N}_u > N_u \end{array} \right.$

on doit pivoter le diagramme autour de pivot A

$$\epsilon_{bc} = 25 \text{‰} \quad \epsilon_s = 10 \text{‰}$$

$$y = 0,461 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \Delta''\epsilon_p = 5,5 \text{‰}$$

et

$$\epsilon_p = 11,11 \text{‰}$$

$$\text{d'où } \left\| \begin{array}{l} \bar{M}_u = 58,87 \text{ MNm} \\ \bar{N}_u = 52,524 \text{ MN} \end{array} \right.$$

on constate que $M_u > M_u = 47,312 \text{ MNm}$

$$\bar{N}_u \neq N_u = 28,546 \text{ M}$$

Conclusion:

à l' E L U les contraintes sont vérifiées

VII - 6 - VÉRIFICATION VIS A VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

L'étude de l'effort tranchant a pour but de montrer la sécurité de l'ouvrage n'est pas compromise avec l'accumulation des effets de l'effort normal, d'où la nécessité d'étudier la corrélation entre σ et τ à l'ELS on a une vérification de contrainte et l'ELU une vérification de la compression des bielles du béton

• *Justification des contraintes tangentielles à l'ELS*: on doit avoir

$$\tau^2 \leq \tau^2 = \frac{\sigma}{\sigma} [\sigma - (\sigma'_x + \sigma'_y)] [\sigma + (\sigma'_x + \sigma'_y)] + \sigma'_x \sigma'_y$$

avec :

$\sigma_x = \sigma$: Contrainte normale à la section calculée à partir de la section nette.

σ_t : Contrainte normale transversale ($\sigma_t = 0$, puisqu'on n'a pas d'armatures transversales de précontraintes)

τ : Contrainte de cisaillement, calculée à partir de la largeur nette b_n

$$\tau = \tau_{red} = \frac{V_{red} \cdot S}{I \cdot b_n}$$

$$V_{red} = T - P \sin \alpha$$

S : moment statique par rapport au c.d.g

b_n : la longueur nette

d'où :

$$\tau^2 = \frac{\sigma_b}{\sigma'_b} [\sigma' - (\sigma'_x + \sigma'_y)] [\sigma_b + (\sigma'_x + \sigma'_y)] + \sigma'_x \sigma'_y$$

$$\tau^2 = \frac{\sigma_b}{\sigma'_b} [\sigma' - \sigma'_x] [\sigma_b + \sigma'_x]$$

On effectue cette vérification au niveau de la section d'appui N° 2.

en charge

appuis	0	1	2	3	4
M_{pi} (MNm)	0	14,84	10,14	12,785	0
T_p^g (MN)	0	0,712	- 0,134	0,087	- 0,64
T_p^d (MN)	0,712	- 0,134	0,087	- 0,64	0
R_p (MN)	0,712	- 0,846	0,221	- 0,727	0,64

Calcul des contraintes de cisaillement pour les appuis intermédiaire 1 et 2 :

1) à vide

$$T_1 = T_G - T_p = 15,43 + 1,289 = 16,72 \text{ MN}$$

$$T_2 = T_G - T_p = 17,60 - 0,337 = 17,263 \text{ MN}$$

2) en service:

$$T_1 = T_G - T_p + T_Q = 15,43 + 0,846 + 5,72 = 21,99 \text{ MN}$$

$$T_2 = T_G - T_p + T_Q = 17,60 - 0,221 + 6,802 = 24,18 \text{ MN}$$

pour une section rectangulaire équivalente:

$$\tau = \frac{T}{b_n \cdot z} \quad \text{avec} \quad z = \frac{2}{3} h_t$$

Sections d'appui	1	2
T à vide (MN)	16,72	17,263
T en service (MN)	21,99	24,4

τ à vide (MPa)	1,97	2,41
τ en service (MPa)	3,069	3,38

Calcul des contraintes admissibles de cisaillement:

a) pour les appuis de rive:

$$\sigma_x = \frac{F}{B} = \frac{16 \cdot 2,379}{11,82} = 3,226 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_x^2 = \frac{\sigma_b}{\sigma'_b} [\sigma'_x - \sigma'_x] [\sigma + \sigma'_x].$$

à vide $\bar{\tau}^2 = 23,104 \Rightarrow \bar{\tau} = 4,807 \text{ MPa}$

en service $\bar{\tau}^2 = 16,879 \Rightarrow \bar{\tau} = 4,108 \text{ MPa}$.

2) pour les appuis intermédiaire 2 et 3.

en service:

sections totalement comprimées. La contrainte de compression dans cette section au niveau de son centre de gravité.

$$\sigma'_x = 4,43 - \left(\frac{4,43 - 0,08}{1,3} \right) \cdot 0,7004$$

$$\sigma'_x = 2,086 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}^2 = 11,64 \Rightarrow \bar{\tau} = 3,4115 \text{ MPa}$$

à vide:

$$\sigma'_x = 2,78 - \left(\frac{2,78 - 2,03}{1,3} \right) \cdot 0,7004$$

$$\sigma'_x = 2,376 \text{ MPa}$$

$$\text{d'où } \bar{\tau}^2 = 12,15 \Rightarrow \bar{\tau} = 3,486 \text{ MPa}$$

En resumé :

D'après le B.P.E.L l'effort tranchant (V) résultant des actions extérieurs, y , compris celles dues à la précontrainte longitudinale, doit être l'objet d'une correction dite correction de RESAL.

Lorsque la variation de la hauteur de la poutre est significative l'effort tranchant ainsi corrigé est appelé l'effort tranchant réduit et désigné par (V_{red}).

Les efforts tranchants sont réduits aux appuis extrêmes en raison de la composante verticale de la contrainte sur appuis intermédiaire, la force de précontrainte est horizontale.

On distingue deux cas

1) *A vide* : $T_{app\ int} = T_G - T_P$

2) *En service* : $T_{app\ int} = T_G - T_P + T_Q$

avec :
travée i : $T_P = P \cdot \sin \alpha + \frac{M_{pi} - M_{pi-1}}{l_i}$

**Tableau donnant (T_p) et (R_p) de précontrainte
A vide**

$$R_i = T_i^d - T_i^g$$

	0	1	2	3	4
M_{pi} (MNm)	0	21,685	15,44	19,47	0
T_p^g (MN)	0	1,084	- 0,205	0,132	- 0,973
T_p^d (MN)	1,084	- 0,205	0,132	- 0,973	0
R_p (MN)	1,084	- 0,289	0,337	- 1,105	0,973

Sections d'appui	1	2
τ à vide (MN)	1,97	2,41
τ en charge (MN)	3,069	3,38
τ à vide (MPa)	3,4115	3,486
τ en charge (MPa)	3,4115	3,486

on remarque que les contraintes de cisaillement sont vérifiées pour (T) dû aux charges et surcharges et l'effort vertical de précontrainte à l'E.K.S mais par sécurité d'après les règlements on doit disposer un minimum d'armature transversales.

- JUSTIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des poutres tendues du treillis constitué par les bielles de béton et ces armatures.

on doit vérifier que:

$$\tau_{red, u} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{red, u} = \frac{V_{red, u} \cdot S}{I \cdot b_n}$$

$$\text{et } \tau_u = \left(\frac{A_t \cdot f_c}{b_n \cdot S_t \cdot \gamma_s} \right) \cotg \beta_u + \frac{f_{tj}}{3}$$

$$\frac{I \cdot b_n}{S} = \frac{2}{3} h \cdot b_n; \quad b_n = 7,868 \text{ m}$$

β_u : l'angle d'inclinaison des bielles de béton par rapport à la fibre moyenne ($\beta_u \geq 30^\circ$).

$$\tg 2\beta = \frac{2\tau_{red, u}}{\sigma_{x, u}}$$

$$V_{red, u} = 1,35 V_G + 1,6 V_Q - P \sin \alpha = 30,47 \text{ MN}$$

d'où :

$$\tau_{red} = 4,468 \text{ M}_{pa}$$

$$\beta_u = 30^\circ \text{ (à la limite)}$$

- Détermination des armatures verticales

$$\frac{A_t}{b_n S_t} \cdot \frac{f_c}{\gamma_s} \geq \left(\tau_u - \frac{f_t}{3} \right) \text{tg } \beta_u$$

$$\text{Soit } \frac{A_t}{S_t} \geq 466,03 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

Le pourcentage minimum à disposer est donné par :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,6 \frac{b_n \gamma_s}{f_c}$$

$$\text{Soit } \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} = 117,723 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

Nous retiendrons 15 cadres de HA 20 avec un espacement $S_1 = 0,10 \text{ m}$ sur une longueur $h/2 = 0,65 \text{ m}$ à l'appui et un espacement $S_2 = 0,15 \text{ m}$ à m_i travée

- L'écartement maximal des cadres

$$S = \text{Min} (0,8 h, 3 h_0, 1 \text{ m}) = 1 \text{ m} \text{ ce qui est vérifiée}$$

- Justification de bielle du béton

La justification de la compression de la bielle de béton s'écrit par la formule approchée

$$\tau_{red, u} = 4,468 \text{ M}_{pa} < \frac{f_{tj}}{6} = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ M}_{pa}$$

ce qui est vérifiée

Récapitulation

En appui
On retient : 15 HA 20 avec $S = 0,10 \text{ m}$ sur une longueur $L = 0,65 \text{ m}$
En travée
23 HA 20 avec $S = 0,15 \text{ m}$

VII - 7 - VÉRIFICATION A LA TORSION

1) Torsion due à l'excentrement des charges

Pour l'étude de la torsion, nous aurons à justifier les contraintes dues au moment de torsion et une vérification de résistance à la rupture.

• Section tubulaire efficace:

On appelle section tubulaire efficace la section tubulaire ayant même contour extérieur de la poutre et dont l'épaisseur (e) est égale à la plus petite des valeurs suivante

- Soit l'épaisseur réelle des parois extérieures de la poutre quand celle-ci est un tube à parois minces.

- Soit le sixième du diamètre de plus grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section dans le cas où celle-ci est pleine et de la forme convexe ou tubulaire à parois épaisses.

$$e = d / 6 .$$

$$\text{avec } d = 1,3 \quad \Rightarrow \quad e = 0,217 \text{ m.}$$

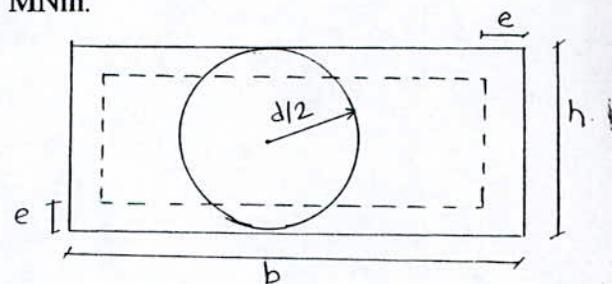
La contrainte tangentielle due au moment de torsion est donnée par

$$\tau = \frac{M_{xy}}{2 \cdot e \cdot \Omega} \quad \text{on a trouvé} \quad M_{xy \text{ moy}} = - 13,091 \cdot 10^{-2} \text{ MNm.}$$

Ω : l'aire délimitée par la section tubulaire

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$\text{d'où} \quad \Omega = 10,12 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad \tau_{xy} = 0,0298 \text{ MPa.}$$



2) Torsion due à la courbure:

$$\tau = \frac{C(\alpha)}{2 \cdot e_0 \cdot \Omega}, \quad C(\alpha) : \text{moment de torsion}$$

$C(\alpha) : 0,3406 \text{ MNm}$ est le moment de torsion maximal obtenu sur l'appui 1 et

$C(\alpha) = 0,1395 \text{ MNm}$ sur l'appui 2.

$$\tau_{e1} = 0,07755 \text{ MPa}, \quad \tau_{e2} = 0,031771 \text{ MPa.}$$

on peut obtenir les contraintes de cisaillement maximales par la combinaison suivante:

$$\tau_{b \max} = \tau_{xy} + \tau_T + \tau_c$$

a) sur l' appui 1:

$$\tau_{xy} = 0,0298 \text{ MPa} , \tau_T = 3,069 \text{ MPa} , \tau_c = 0,07755 \text{ MPa}$$

$$\text{donc } \tau_{b \max} = 3,17635 \text{ MPa.}$$

b) sur l' appui 2:

$$\tau_{xy} = 0,0298 \text{ MPa} , \tau_T = 3,38 \text{ MPa} , \tau_c = 0,031771 \text{ MPa}$$

$$\text{donc } \tau_{b \max} = 3,4416 \text{ MPa.}$$

• Contrainte admissible de cisaillement:

Les contraintes de cisaillement dues aux moments de torsion avec les contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant ne dépassent pas les contraintes de cisaillement admissible avec une majoration de 20%.

$$\tau^2 = \frac{\sigma}{\sigma'} [\sigma' - \sigma_x] [\sigma + \sigma_x]$$

et pour les sections pleine, on vérifié:

$$\tau < \bar{\tau}$$

$$\tau + \tau_T \leq 1,2 \bar{\tau}$$

$$\text{avec } \tau = \tau_c + \tau_{xy}$$

$\bar{\tau}_x$: calculée a droit des sections d'appui 2 étant donner que $\tau_{b \max} = 3,4416 \text{ MPa}$ est sur

l'appui2, $\bar{\tau} = 3,486 \text{ MPa}$, donc $\tau = \tau_c + \tau_{xy} = 0,062 \text{ MPa} < \bar{\tau}$,

et donc $\tau_{b \max} = 3,4416 \text{ MPa} < 1,2 \bar{\tau} = 4,183 \text{ MPa}$. (condition vérifiée)

• **Justification à l' E.L.U**

a) Justification de bielle de béton

Les conditions à respecter sont les suivantes:

$$\tau \leq f_{cj} / 6$$

$$\tau + \tau_{Tu} \leq f_{cj} / 5.$$

$$\tau = \tau_{xy} + \tau_{cu} = 0,0397 + 0,476 = 0,516 \text{ MPa.}$$

$$\tau + \tau_{Tu} = 0,516 + 4,468 = 4,9837 \text{ MPa.}$$

$$\tau = 0,516 \text{ MPa} \leq f_{cj} / 6 = 5,83 \text{ MPa.}$$

$$\tau + \tau_{Tu} = 4,9837 \leq f_{cj} / 5 = 7 \text{ MPa.}$$

⇒ condition vérifiée.

b)- Justification des armatures transversales.

Les armatures transversal se décomposent d'armatures supplémentaires disposées à l'intérieur de la section tubulaire efficace destinée à équilibrer les moments de torsion et les armatures nécessaires à la reprise de l'effort tranchant telque:

$$\frac{A_c}{S_c} \frac{f_c}{\gamma_s} \geq \tau_{cu} \cdot e \cdot \text{tg } \beta_n$$

avec A_c la somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures supplémentaires rencontrées dans la paroi d'épaisseur e du tube efficace espacées de S_c suivant la fibre moyenne, on prend $S_c = 0,30 \text{ cm}$

d'où $A_c \geq 0,51 \text{ cm}^2.$

c)- Justification des armatures longitudinale:

La sollicitation de torsion d'une poutre y , engendre des tractions longitudinales, la résistance à ces tractions doit être trouvée sur la périphérie de la section de la poutre à l'intérieur de sa section tubulaire efficace.

La densité d'effort de traction longitudinale dûe à la torsion le long de la ligne moyenne de cette section vaut:

$$d = \frac{M_{xy, u}}{2 \cdot \Omega \cdot \text{tg } \beta_n} = 0,0149 \text{ MN/m}$$

La traction doit être équilibrer par les armatures passives dont la contrainte est limitée à

$f_{su} = 348 \text{ MPa}$, on doit avoir $A_l \geq d / f_{su} = 12,75 \text{ cm}^2/\text{m}$

soit $A_l = 5 \text{ HA } 20 = 15,71 \text{ cm}^2 / \text{m}$. de périmetre

VII- 8 - FERRAILLAGE DES ENCORBELLEMENTS

Étant donné que les deux encorbellements sont de même dimensions, l'étude sera faite pour un seul encorbellement et les résultats obtenus seront les mêmes pour l'autre.

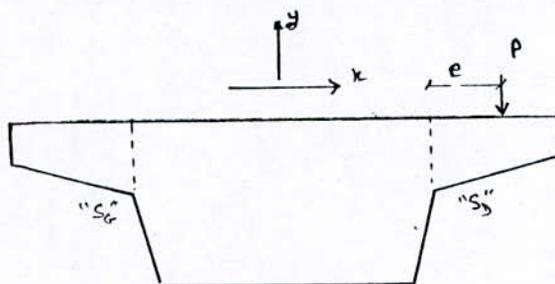
On considère l'effet le plus défavorable des charges et surcharges suivantes:

a/- Le poids propre des encorbellements.

b/- Le poids propre de trottoir.

c/- La surcharge de trottoir prise égale à $450 \text{ Kg} / \text{m}^2$.

d/- Roue isolée de 6t disposée n'importe où sur l'encorbellement d'impact $0,25 \times 0,25 \text{ m}^2$.



- Calcul des efforts (M,T) dans les sections (S_D , S_G) dûs aux charges disposées sur l'encorbellement.

Les moments fléchissants et les efforts tranchant sont estimés par la méthode exposée dans le document SETRA.

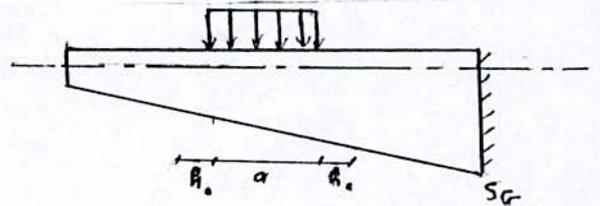
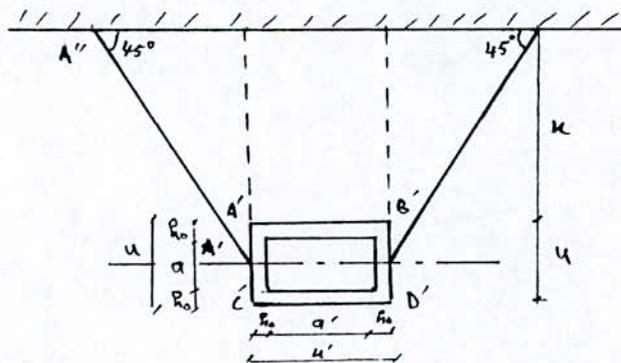
- Dans la section S_D , le moment fléchissant et l'effort tranchant dûs à une charge linéaire $p(x)$ appliquée au droit d'une section "S" excentrée de (e) sont

$$\begin{cases} M = - p(x) \cdot e \\ T = - p(x) \end{cases}$$

et dans le cas d'une charge répartie d'intensité P (résultante située à l'abscisse x).

on procède tout d'abord à son étalement "vertical" sur le plan moyen de l'encorbellement, puis à son étalement "horizontal" sur une longueur $l = 2.c$ au droit de la section d'encastrement S_D/S_G .

1/ le rectangle d'impact est d'abord étalé verticalement sur le plan moyen de l'encorbellement selon le rectangle $(A'B'C'D')$.



2/ Ce rectangle sera étalé horizontalement sur la fibre moyenne de la section d'encastrement S_D/S_G sur une longueur $2.c = A''B''$.

obtenu en menant du milieu des cotés $A'C'$ et $B'D'$ des droites inclinées à 45° sur la fibre moyenne de S_D/S_G posant

$$u = a + 2.h_0, \quad u' = a' + 2.h_0 + 2.(a/2 + h_0 + x).$$

$$2.c = a + a' + 4.h_0 + x.$$

les efforts par mètre linéaire longitudinal au droit des sections S_D/S_G sont alors supposées uniformément réparties sur la longueur $2.c$ et ont pour valeur

$$M = - \frac{p \cdot e}{2.c} \quad /m$$

$$T = - \frac{p}{2.c} \quad /m$$

2) l'extrémité de l'encorbellement

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}$$

$$\Sigma S_i = \Sigma S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5$$

$$\Sigma S_i = 1,071 \text{ m}^2$$

et par conséquent $X_G = 0,989 \text{ m}$

a) poids propre totale

$$P_T = P_1 + P_2 = \gamma (S_1 + S_2) + \gamma (S_3 + S_4 + S_5)$$

$$P_T = 2,6775 \text{ t/m}$$

d'où

$$M = - P_T \cdot e \quad ; e = x_G = 0,989 \text{ m}$$

$$T = - P_T$$

$$M = - 2,648 \text{ t m/m}$$

$$T = - 2,6775 \text{ t/m}$$

b) Surcharge de trottoir

$$p = 0,450 \text{ t/m}^2$$

$$p = 0,9225 \text{ t/m charge linéaire appliquée à } e = 1,025 \text{ m}$$

$$M = - 0,945 \text{ t m/m}$$

$$T = - 0,9225 \text{ t/m}$$

c) Roue isolée de 6t:

elle est placée n'importe où sur l'encorbellement d'impact $0,25 \times 0,25 \text{ m}^2$.

$$e = 1,425 \text{ m}$$

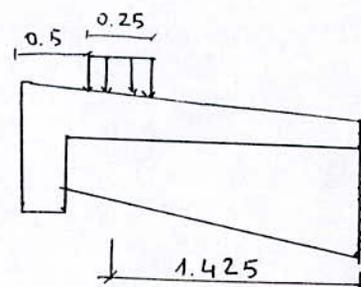
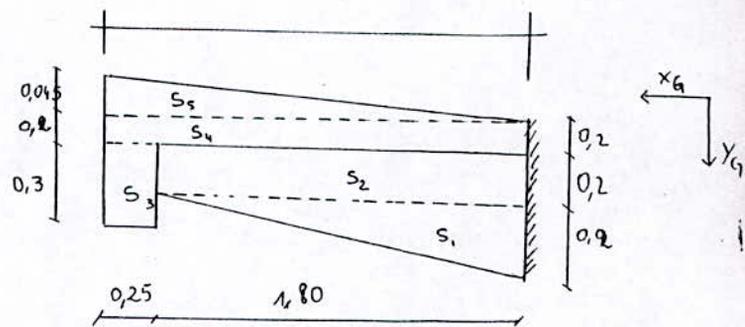
$$\text{on a } 2 \cdot c = a + a' + 4 \cdot h_0 + 2 \cdot x$$

$$a = a' = 0,25 \text{ m}$$

$$h_0 = 0,221$$

$$\Rightarrow x = 1,1 - (a/2 + h_0) \Rightarrow x = 0,754 \text{ m}$$

$$\text{d'où } 2 \cdot c = 2,892 \text{ m.}$$



$$M = - 2,958 \text{ t m/m.}$$

$$T = - 2/2,892 = - 2,0747 \text{ t.}$$

TABLEAU RECAPULATIF

	P_T	S_T	Roue isolée
M (tm/m)	- 2,648	- 0,945	- 2,956
T (t)	- 2,6775	- 0,9225	- 2,0747

Combinaison

$$\text{E.L.U : } 1,6 Q + 1,35 G$$

$$\text{E.L.S : } Q + G$$

avec Q dû à la roue isolée.

les efforts	E.L.U	E.L.S
M (tm/m)	- 8,3044	- 5,604
T (t/m)	- 6,934	- 4,7522

FERRAILLAGE DES ENCORBELLEMENTS.

• **Ferraillage à la flexion:**

La section dangereuse est la section d'encastrement, elle est soumise à:

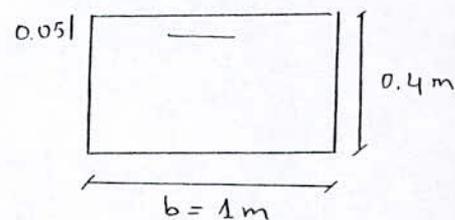
$$M_u = - 8,304 \text{ t m /m}$$

$$T_u = - 6,934 \text{ t /m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0,4 \text{ m}$$

$$d = 0,35 \text{ m}$$



$$d' = 0,05$$

$$FeE \longrightarrow f_{su} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \sigma_s = 240 \text{ MPa.}$$

$$f = 35 \text{ MPa} \longrightarrow f_{bu} = 19,83 \text{ MPa.}$$

la section d'acier nécessaire doit satisfaire les deux inégalités suivantes.

$$A_s = \text{sup. } [A_{su}, A_{sser}]$$

$$A_s = 0,15\% \text{ condition de non fragilité prévu par SETRA.}$$

• *Détermination de A_{su} :*

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,0342$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,482$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,3 \Rightarrow A_{sc} = 0.$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,0435 < 0,259 \longrightarrow \text{pivot A.}$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,2891 \text{ m.}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{z \cdot f_{su}} = 8,254 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2. \longrightarrow A_{su} = 8,254 \text{ cm}^2.$$

• *Détermination de A_{sser} :*

$$\gamma = 1,482$$

$$\mu_{lu} = 0,3 \Rightarrow M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,7287 \text{ MNm} = 72,87 \text{ t.m.}$$

$$M_{lser} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{8,3044}{1,482} = 5,604 \text{ t.m.}$$

$$\mu_{lser} = \frac{M_{lser}}{b \cdot d^2 \cdot f_{lser}} = 0,0231$$

$$M_{lser} < M_{lu} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 8/3 \cdot \mu_{scr}}) = 0,0469$$

$$z = d \cdot (1 - \alpha / 3) = 0,344 \text{ m.}$$

$$A_{s \text{ scr}} = \frac{M_{I \text{ scr}}}{z \cdot \sigma_s} = 6,777 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2. \quad \longrightarrow \quad A_{s \text{ scr}} = 6,777 \text{ cm}^2.$$

$$0,15\% \cdot B = (100 \times 40) \cdot 0,15 / 100 = 6 \text{ cm}^2.$$

$$\text{donc } A_s = A_{su} = 8,254 \text{ cm}^2.$$

$$\text{soit } 3 \text{ HA } 20 = 9,42 \text{ cm}^2.$$

- La nappe supérieure aura une armature transversale $A = 9,42 \text{ cm}^2$ soit 3 HA 20.

- La nappe inférieure doit avoir 25% du ferrailage supérieure soit 1 HA 20.

• Ferrailage longitudinal:

Le ferrailage supérieur et inférieur unitaire est de l'ordre de 25% du ferrailage transversal de la nappe supérieure

Soit 2 HA 16.

• Vérification des contraintes:

$$\sigma_{bc} = 21 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 240 \text{ MPa.}$$

équation du moment statique:

$$b_0 / 2 \cdot y^2 - \eta \cdot A_s (d - y) = 0$$

$$\eta = 15$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$A_s = 9,42 \cdot 10^{-4}.$$

$$d = 0,35$$

$$50 \cdot y^2 - 141,3 \cdot (0,35 - y) = 0$$

$$50 \cdot y^2 + 2,826 \cdot y - 98,91 = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 8,63 \text{ cm.}$$

équation du moment d'inertie:

$$I_0 = b \cdot y^3 / 3 + \eta \cdot A_s (d - y)^2.$$

$$I_0 = 1,1968 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_0} \cdot y = 4,041 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_0} \cdot (d - y) = 185,21 \text{ MPa}.$$

dons on constate bien que:

$$\sigma_{bc} = 4,041 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 185,21 \text{ MPa} < \sigma_s = 240 \text{ MPa}.$$

• *Vérification des contraintes de cisaillement:*

$$\tau_u = \text{Min} [0,1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}] = 3 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{T_1}{b_0 \cdot d} = 0,198 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u < \tau_u \text{ (condition vérifiée).}$$

VII- 9 - VÉRIFICATION DE LA FLÈCHE:

La mise de la précontrainte d'une pièce engendre des déformations telles que rotation des sections d'appuis, raccourcissement.

On doit vérifier si la contre flèche due à la précontrainte peut réduire celle due aux charges et surcharges de telle façon qu'elle ne dépasse pas la flèche admissible estimée à $l_i/500$ tel que l_i représente la longueur de la travée.

- Pour les charges de courte durée d'application ($\leq 2.a.h$), on prendra pour E la valeur du module d'élasticité instantanée $E_i = 35981,73$ MPa.

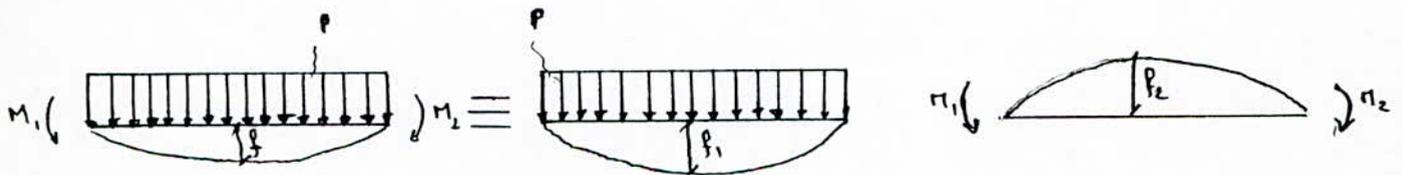
- Pour les charges permanente ainsi que la précontrainte, on prendra pour E la valeur du module d'élasticité différé: $E_v = E_i/3 = 11993,91$ MPa.

1) Flèche due au poids propre :

moment maximal en travée 2 = 14,277 MNm pour $\gamma_{sc} = 0,1015$ rad

moment maximal sur l'appui 2 = - 28,6442 MNm.

$p = 0,34153$ MN/m



$M_1 = - 22,046353$ MNm ; $M_2 = - 28,6442$ MNm

La flèche f_1 due au charge uniformément répartie p est donnée par :

$$\bullet f_1 = \frac{P.R^4}{EI} \left\{ (1 - \cos \alpha_x - \operatorname{tg} \frac{\alpha_i}{2} \cdot \sin \alpha_x) \cdot (1+2k) + \frac{k}{2} (\alpha_i \alpha_x - \alpha_x^2) + \left(\frac{1+k}{2} \right) \left[\frac{\alpha_i}{2} \left(1 + \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\alpha_i}{2} \right) \right) \sin \alpha_x + \operatorname{tg} \frac{\alpha_i}{2} \alpha_x \cdot \cos \alpha_x - \alpha_x \sin \alpha_x \right] \right\}$$

$$\alpha_x = 0,1015 \text{ rad} \quad ; \quad EI = 21007,33 \text{ MN.m}^2 \quad ; \quad k = 6,3981 \text{ m}^4$$

$$\alpha_x = 0,203 \text{ rad} \quad ; \quad P = 0,34153 \text{ MN/m} \quad ; \quad R = 150 \text{ m}$$

$$f_1 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\bullet f_2 = - (M_{i-1} + M_i) \frac{l_i^2}{16 EI}$$

$$f_2 = - (22,046353 + 28,6442) \frac{30,5^2}{16 \cdot 21007,33}$$

$$f_2 = - 14,03 \text{ cm}$$

• Calcul de f

$$f = f_1 + f_2 = 4,811 \text{ cm}$$

b) - Calcul de la flèche due à la surcharge Mc 120 :



$$M_{\max} = 20,693 \text{ MN.m} \quad ; \quad \alpha_x = 0,1015 \text{ rad}$$

$$M_1 = - 25,529 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_2 = - 31,6225 \text{ MN.m}$$

• Calcul de f_1

Le convoi Mc 120 est prés comme étant une charge concentrée de $P = 110 \text{ t} = 1,1 \text{ MN}$

avec $\sigma_{Mc120} \# 1,15 \Rightarrow P = 1,265 \text{ MN}$

La flèche d'une charge concentrée est donnée par l'expression :

$$f_1 = \frac{P \cdot R^2}{EI} \left\{ \frac{\sin^2(\alpha_e - \alpha_p)}{2 \sin^2 \alpha_e} \left(\alpha_e - \frac{1}{\sin^2 \alpha_e} \right) - \frac{\sin(\alpha_e - \alpha_p)}{\sin \alpha_e} \cdot [\cos \alpha_p (\alpha_e - \alpha_p) \right.$$

$$\left. + \sin \alpha_p - \sin \alpha_e \cdot \cos(\alpha_e - \alpha_p) \right]$$

$$+ \frac{1}{2} (\alpha_e - \alpha_p) - \frac{1}{4} \cos^2 \alpha_e (\sin^2 \alpha_e - \sin^2 \alpha_p) - \frac{1}{2} \sin^2 \alpha_p \cdot (\sin^2 \alpha_e - \sin^2 \alpha_p)$$

$$+ k \left[\left[- \frac{\sin(\alpha_e - \alpha_p)}{\sin \alpha_e} \left[\sin \alpha_p - \frac{1}{2} \sin(\alpha_e - \alpha_p) \left(\frac{\alpha_1}{\sin \alpha_1} + \cos \alpha_1 \right) + (\alpha_1 - \alpha_p) \right. \right. \right.$$

$$\left. \left. \cos \alpha_p + \sin \alpha_i \cos(\alpha_1 - \alpha_p) \right] \right]$$

$$+\frac{1}{2}(\alpha_1 + \alpha_p) - \frac{\alpha_p^2}{\alpha_1} + \frac{1}{4} \sin 2\alpha_1 \cos 2\alpha_p + \frac{1}{2} \sin 2\alpha_p \left(\sin^2 \alpha_1 - \frac{1}{2} \right) \}}}$$

$$P=1,265 \text{ MN}, \quad EI = 63022 \text{ MN m}^2, \quad \alpha_p = 0,1015 \text{ rad}$$

$$\alpha_1 = 0,203 \text{ rad}, \quad K = 6,3981 \text{ m}^4.$$

$$\Rightarrow f_1 = 8,22 \text{ cm.}$$

• Calcul de f_2

$$f_2 = - (M_1 + M_2) \frac{l_3^2}{16 \cdot EI} = - (22,046353 + 28,6442) \frac{30,5^2}{16 \cdot 163022}$$

$$f_2 = - 4,676 \text{ cm.}$$

• Calcul de f :

$$f = 8,22 - 4,676 = 3,544 \text{ cm.}$$

3)- flèche due à la précontrainte:

Pour déterminer la flèche due à la précontrainte, on utilise les formules de "BRESS".

$$F_x = -\frac{1}{2} \int_0^x \frac{M}{EI} x \, dx + \frac{1}{2} \int_x^l \frac{M}{EI} (1-x) \, dx$$

avec $M = M_p$: le moment total de précontrainte

$$M_p = p \cdot R(x) + M_p.$$

le moment isostatique de précontrainte est fonction de l'excentrement du câble équivalent (il est fonction de x).

- Pour la deuxième travée.

La partie I : $-0,5 l \leq x \leq 0,5 l$.

$$e(x) = -5,69 \cdot 10^{-5} x^3 - 1,303 \cdot 10^{-3} x^2 + 0,5865.$$

La partie II : $0,51 \leq x \leq 1$

$$e(x) = 5,69 \cdot 10^{-5} x^3 - 1,303 \cdot 10^{-3} x^2 + 0,5865$$

$$EI = 21007,33 \text{ MNm}^2$$

- flèche due à la précontrainte:

Partie I:

$$f_1 = - \frac{P}{EI} \cdot 28,21$$

Partie II:

$$f_2 = - \frac{P}{EI} \cdot 32,71$$

$$\text{d'où } f_{p1} = f_1 + f_2 = - \frac{P}{EI} \cdot 60,92$$

2)- Flèche due au moment hyperstatique:

$$F_h = - \frac{1}{2} \int_0^{0,51} \frac{M_2}{EI} \frac{x^2}{l_2} dx + \frac{1}{2} \int_{0,51}^1 \frac{M_2}{EI} x (l_2 - x) dx$$

$$f_h = 58,14 \frac{M_2}{EI}$$

$$\text{avec } M_2 = 0,4637 p$$

$$p = 38,064 \Rightarrow M_2 = 17,65 \text{ MN}$$

d'où : la flèche due à la précontrainte sera:

$$f_p = f_{p1} + f_h = + 58,14 \frac{M_2}{EI} - \frac{P}{EI} \cdot 60,92$$

$$F_p = - 33,96 \frac{P}{EI}$$

Tableau récapitulatif:

charges	fleches	court terme f (cm)	long terme f (cm)
G		4,811	4,811
Q (Mc120)		3,544	3,544

Précontrainte	- 4,51	- 6,15
f_{tot}	3,845	2,205

la flèche maximale $f = 3,845 < f_{\text{adm}} = 6,1$ cm.

CHAPITRE VIII

EQUIPEMENTS

VII- LES APPAREILS D'APPUIS

1- INTRODUCTION :

Les tabliers de ponts reposent ,en general, sur leurs appuis (piles et culees) ,par l'intermediaire d'appareils d'appuis,concus pour transmettre des efforts essentiellement verticaux ,mais parfois des efforts verticaux et des efforts horizontaux en meme temps Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis qui sont :

- les articulations en beton
- les appareils d'appuis en elastomere frette
- les appareils d'appuis speciaux
- les appareils d'appuis metaiques

a)-Les articulations en beton

elles sont assez rarement employees ,et reservees à desouvrages en beton de petites portées de typesdalles armees ou precontraintes

b)-les appareils d'appuis speciaux:

Le principe de fabrication est simple ,un pot metallique contient de l'elastomere soumis à une forte compression (20 à 25 MPa) par un couvercle en acier ; du faite de cette forte compression,l'elastomere se comporte comme un fluide On les prevoit generalement pour les grands ouvrages ou les decsentes de charges sont tres importantes

c)-les appareils d'appuis metalliques

on les rencontres souvent dans le cas des ponts metalliques

d)-les appareils d'appuis en elastomere frette:

elles sont constituées par un empilage de feuilles en elastomeres (en general de neoprene) et des toles d'aciers , jouant le role de frettes ,l'epaisseur des frettes est comprise entre 1 et 3 mm et l'epaisseur des feuilles en neoprenes est en general de 8 , 10 ou 12 mm parfois 20 mm ; ce type d'appareil d'appuis est le plus couramment employés pour tous les ouvrages en beton

Le pricipal avantage de ce type d'appuis est leur cout relativement modeste et leur deformabiliteés vis à vis des efforts qui les sollicitent, ils reprennent elastiquement les charges verticales et horizontales et les rotations

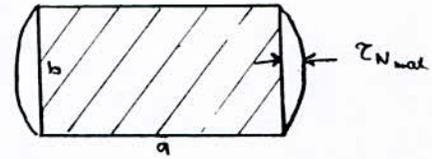
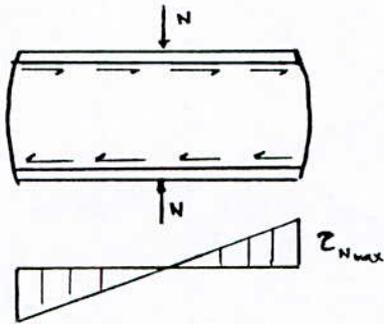
Dimenssionnement des appareils d'appuis:

le dimenssionnement des appareils d'appuis est essentillement base sur la limitation des contraintes de cisaillements qui se developpent dans l'elastomere au niveau de plan de frettage et qui sont dues aux efforts appliques ou aux deformations imposees à l'appareil

Les principales sollicitation sont les efforts normaux ,horizontaux et les deformations (rotations,translations)

a)-compression

Sous un effort normal, des contraintes de cisaillement apparaissent au niveau du plan de frettage



" Dict des ctes τ_N le long de b "

Les contraintes maximales se developpent sur les bords de chaque feuille et plus precisement au milieu des grands cotés (b) c'est pour cette raison que les premieres degradations apparaissent à ce niveau, la valeur maximale de cette contrainte est donnée par l'expression

$$\tau_m = 1,5 \sigma_m / \beta$$

avec

σ_m : contrainte moyenne de compression

$$\sigma_m = N / ab$$

β : coef de forme

$$\beta = ab / 2(a+b)t$$

b)-La distortion:

Dans le cas d'un effort horizontal l'appareil d'appui subit une distorsion ,la distribution des contrainte au niveau du plan de frettage est uniforme ,il ya deux cas qui peuvent se presentes :

1)- la deformation U_1 de l'appareil est lente (dilatation ,fluage, retrait)

on a :

$$tg \gamma l = u_1 / T \quad , \quad T: \text{l'epaisseur totale de l'appareil}$$

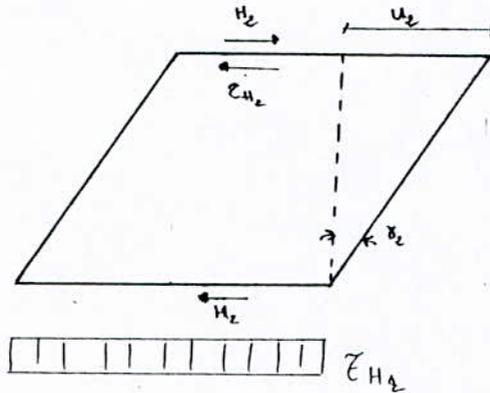
$$\tau_{III} = G tg \gamma l \quad , \quad H_I = ab \tau_{III} = ab tg \gamma l G$$

$$H_I = abG \cdot u_1 / T$$

2)-L'appareil est soumise à un effort dynamique H2 (vent,seisme,freinage)

$$\tau_{H2} = H2 / ab$$

$$\text{tg } \gamma_2 = \tau_{H2} / 2G$$



Dans le cas d'un effort dynamique ,on constate experimentalement que le modul de cisaillement vaut 2 fois la valeur G correspondant à un effort statique ,c'est pour cela dans les specifications concernant les appareils d'appuis ,on introduit une contrainte conventionnelle de calcul qui- sous l'effort statique seul- correspondrait à la meme deformation totale. Cette contrainte conventionnelle de calcul vaut

$$\tau_H = G \text{ tg } \gamma = \tau_{H1} + 0.5\tau_{H2}$$

$$\tau_H = G \cdot u_1 / T + H2 / 2ab$$

c)-Rotation

suite à la rotation de frettes solidaires d'une meme feuille ,il apparait des contraintes de cisaillement,la contrainte maximale apparait generalement sur les bords paralleles à l'axe de rotation et a pour valeur

$$\tau_\alpha = G/2 \cdot (a/t)^2 \alpha t \quad , \quad \alpha t = \alpha T / n \quad \text{angle de rotation (rad) d'un feuillet elementaire}$$

$$\alpha T = \alpha + \alpha_0$$

α : rotation du tablier calculé à partir des charges agissant sur le tablier

* Dimensionnement de l'appareil d'appui

La taille de l'appareil d'appui en plan est dimensionnée pour que les conditions suivantes soient satisfaites

1)-condition de non ecrasement :

$$\sigma_M < 15 \text{ MPa} \quad \text{avec}$$

σ_M : la contrainte de compression verticale

$$\sigma_M = N_{\text{max}} / ab$$

2)-condition de non cheminement:

$$\sigma_M \geq 2 \text{ MPa} \quad \text{avec}$$

σ_M : la contrainte de compression

le nombre de feuilles et de frettes est déterminés par la condition de non dépassement de certaines contraintes tangentes et par la condition de non soulèvement à l'angle (α) de la rotation maximale du tablier en service

3)-Condition de non cisaillement :

les limites sont:

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G$$

$$\tau_{H1} \leq 0.5G \quad u_1/T \leq 0.5 G$$

$$\tau_{H2} \leq 0.7G \quad u_2/T \leq 0.7 - u_1/T$$

de plus l'épaisseur totale (T) de l'appareil d'appui doit respecter la condition de non flambement

$$a/10 \leq T \leq a/5$$

4)-Condition de non soulèvement :

$$\alpha t \leq (3/\beta)(t/a) (\sigma_M/G)$$

l'épaisseur des frettes doit respecter les deux conditions suivantes:

$$e \geq a/\beta \cdot \sigma_M / \sigma_e$$

$$e \geq 2 \text{ mm}$$

*** DETERMINATION DES SOLLICITATIONS:**

a)-reaction d'appuis:

$$\begin{cases} R_{\max} = 21.61 \text{ MN} \\ R_{\min} = 3.74 \text{ MN} \end{cases}$$

b)-les efforts horizontaux:

$$\begin{cases} \text{-effort de freinage de A(l): } N_f = 0.1699 \text{ MN} \\ \text{-effort de freinage de Bc : } N_f = 0.30 \text{ MN} \end{cases}$$

c)- effort dû au seisme:

$$H_s = 0.10 G = 0.10 \cdot 0.34153 \cdot 101 = 3.45 \text{ MN}$$

d)-effort dû au vent :

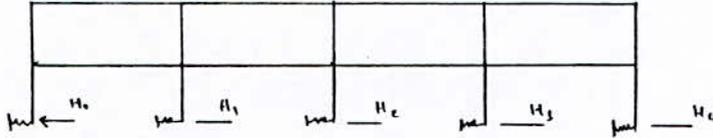
$$P = 0.2 \text{ t/m}^2 \quad S = H \cdot L \quad H_v = P \cdot S$$

$$H = h + h^o \quad h^o : \text{hauteur de la corniche} = 0.2 \text{ m}$$

$$L = 101 \text{ m} \quad h = 1.3 \text{ m}$$

$$\text{d'ou } S = 151.5 \text{ m}^2 \quad H_v = 0.303 \text{ MN} \quad (\text{effort radial})$$

Calcul des deformations statiques :



le centre de déplacement est la section du pont dont le déplacement est nul c'est à partir de ce point que les allongements ou raccourcissements se produisent les deformations donnent naissance à des reactions d'appuis

$H_i = K_i S_i$
avec K_i : la rigidité de l'appui i lorsqu'un effort lui est appliqué

$$K_i S_i = H_i = 1 \implies K_i = 1 / S_i$$

dans le cas de notre ouvrage :

$$(\sum K_i)x_0 = K/5K (101 + 81 + 50.5 + 20)$$

d'où $x_0 = 50.5 \text{ m}$

1)-déplacement dû au retrait :

$$\Delta l_r = \epsilon_{pr} x_0$$

$$\epsilon_{pr} = 2 \cdot 10^{-4} \quad \text{regions temperees}$$

$$\epsilon_{pr} = 2.5 \cdot 10^{-4} \quad \text{regions humides}$$

$$\epsilon_{pr} = 3 \text{ à } 4 \cdot 10^{-4} \quad \text{regions seches ou tres seches}$$

$$\text{dans notre cas } \epsilon_{pr} = 3 \cdot 10^{-4} \cdot 50.5 = 15.15 \text{ mm}$$

2)- déplacement dû à la temperature :

$$l_t = x_0$$

$$\Delta l_t = 2.5 \cdot 10^{-4} \cdot 50.5 = 12.265 \text{ mm}$$

3)-déplacement du au flauage :

$$\Delta l_f = \epsilon_{pf} x_0$$

$$\epsilon_{pf} = 4.42 \cdot 10^{-4}$$

4)-déplacement dû à la precontrainte :

$$\Delta l_p = \epsilon_{pi} x_0$$

$$\epsilon_{pi} = \sigma_m' / E_i ; E_i = 35981.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m' = P / B = 3.22 \text{ MPa}$$

$$\text{d'où } \Delta l_p = 4.52 \text{ mm}$$

$$\Delta l_t = u_1 = 54.255 \text{ mm}$$

* calcul des dimensions de l'appareil d'appui

$$\sigma_m = N_{\max} / a.b \quad \text{avec } \Delta m \leq 15 \text{ MPa}$$

$$N_{\max} = R_2 / 2 = 21.61 / 2 = 10.805 \text{ MN}$$

$$\implies a.b \geq 15 / 10.805 = 1.3882 \text{ m}^2$$

$$a.b = 0.72033 \text{ m}^2$$

on prendra $a.b = 90 \times 90 = 8100 \text{ cm}^2$

$$\sigma_m = N_{\max}/ab = 13.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m < \sigma = 15 \text{ MPa} \quad \text{c'est verifiee}$$

* la condition de l'elastomere :

la condition de non soulevement impose cette double inegalité :

$$a / 10 \leq T \leq a / 5 \implies 90 \leq T \leq 180$$

on prendra $T = 120 \text{ mm}$

soit 12 feuilles de 10 mm avec $T \geq 2 u_1 = 108.51 \text{ mm}$ c'est verifiée

Les verifications

a)- *contrainte de cisaillement :*

$$\tau_H \leq 0.7 G$$

avec $\tau_H = \tau_{H1} + 0.5 \tau_{H2} = G \operatorname{tg} \gamma + 0.5 H_2 / a.b$

$$\tau_H = G u_1 / T + 0.5 H_2 / a.b$$

H₂ : l'effort dynamique horizontal du à Bc

$$H_{bc} = 0.3 / n \quad n : \text{appareil d'appuis}$$

soit $H_{bc} = 0.03 \text{ MN}$

$$\operatorname{tg} \gamma = u_1 / T = 0.452$$

$$G = 8 \quad (\text{effort dynamique})$$

d'ou $\tau_H = G (0.46357) = 0.5 G < 0.7 G$ c'est verifiée

pour les autres cas de charges la somme des contraintes de cisaillement doit respecter la condition

$$\tau_N + \tau_\alpha \leq 5G \quad \text{avec } G = \begin{cases} 0.8 \text{ MPa} & \text{effort statique} \\ 1.6 \text{ MPa} & \text{effort dynamique} \end{cases}$$

$$\tau_N = (1.5 \sigma_m / \text{appui}) / \beta$$

$$\sigma_m = 13.34 \text{ MPa} \implies \sigma_m = 6.67 \text{ MPa}$$

$$\beta = a.b / 2 t (a+b) \implies \beta = 22.5$$

$$\text{alors } \tau_N = 0.889 \text{ MN/m}^2$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2}$$

$$\tau_{H1} = G \operatorname{tg} \gamma_1 = 0.3617 \text{ MPa}$$

$$\tau_{H2} = H2 / 2ab$$

$$H2 = H (\text{freinage } A(L)) / 12 = 16.99 \cdot 10^{-2} / 12 \\ H2 = 0.01416 \text{ MN}$$

$$\tau_{H2} = 0.3704 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\alpha} = G/2 (a/l) \alpha t$$

$$\alpha t = \alpha T / n \quad \alpha T = \alpha O + \alpha S$$

$$\alpha S = 2.8 / 1000 \text{ rad}$$

$$\alpha O = 3 / 1000 \text{ rad}$$

$$\alpha T = 5.8 / 1000 \text{ rad}$$

$$\alpha t = 0.58 \text{ rad} \quad \text{d'ou } \tau_{\alpha} = 1.305 \text{ MPa}$$

$$\tau_N + \tau_{\alpha} + \tau_H < 5 G \quad \text{c'est verifiee}$$

L'effort de seisme :

$$H_s = 0.1 C_p = 3.4494 \text{ MN}$$

$$F_s / \text{appui} = 0.3449 \text{ MN}$$

***Verification des contraintes de cisaillement :**

$$\tau_H \leq 0.7 G ; G = 1.6 \text{ Mpa}$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2} = 0.93632$$

$$0.7 G = 1.12 \text{ MPa}$$

$$\tau_H < 0.7 G \quad \text{condition verifiee}$$

***La condition $\tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha} < 5 G$**

$$\tau_N = 0.889 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\alpha} = 1.305 \text{ MPa}$$

condition verifiee

***Condition de non cheminement :**

$$\sigma_{\min} = N_{\min} / ab \geq 2 \text{ MPa}$$

$$H < f N$$

f : coef de frottement , il prend les valeurs suivant

f = 0.12 + 0.2/σ_{min} lorsque les faces de l'appareil en contact avec la stucture , sont des frettes

metalliques f = 0.10 + 0.6/σ_{min} lorsque les faces de l'appareil en contact avec la stucture , sont les
feuilletts d' elastometres

on prendra :

$$f = 0.12 + 0.2/\sigma_{\min}$$

$$\sigma_{\min} = N_{\min} / ab = 2.142 \text{ Mpa}$$

$$f = 0.1234$$

d'où la condition est vérifiée

$$N = R_{\min} / 2 = 1.87 \text{ MN}$$

$$H_s = 3.4494 \text{ MN}$$

$$N_f = 0.399 \text{ MN} \quad \Rightarrow \quad H_s > N_f \text{ condition non vérifiée}$$

on pourra coller l'appareil d'appui sur son support, ou adopter des dispositifs d'anticheminement (asperités)

*Condition de non soulèvement :

On vérifie la condition :

$$\alpha_t = 3 t/a$$

$$\alpha_t = \alpha_o + \alpha_s = 0.48 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\text{et } 3 (t/a) = 0.037 \text{ rad}$$

donc condition vérifiée

Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter les conditions suivantes :

$$e \geq a/\beta \cdot \sigma_m/\sigma_e$$

$$e \geq 2 \text{ mm}$$

$$\sigma_e = 240 \text{ Mpa} \quad \text{pour FeE 24}$$

$$e \geq 0.9 / 22.5 \cdot 6.67/240 = 1.11 \text{ mm}$$

$$e = 2 \text{ mm}$$

on prend $e = 2.5 \text{ mm}$

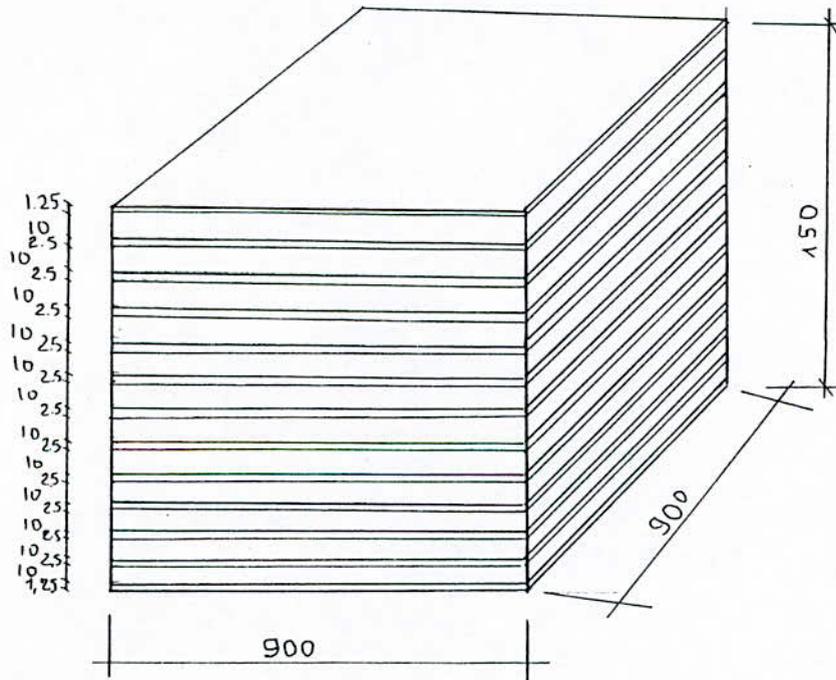
d'où on aura des appuis de FREYSSINET designees comme suite

$$900 \times 900 \times 12(10 + 2.5) \text{ (mm)} .$$

Remarque :

sur les deux cotes des piles et des culees , on placera deux appareils d'appuis

Etant donne que le pont est courbe ,il doit etre coucher vers le centre de la courbure pour que les usagers soient stables et les voitures ne se derappent pas . Pour cela ,la hauteur des appareils d'appuis des deux cotes doivent etres differentes ,afin d'avoir une pente de 3 %



VIII- JOINT DE CHAUSSEE

Les tabliers des pont subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à la température et pour les ouvrages en béton, au retrait et au fluage, par ailleurs les charges d'exploitations engendrent également des déplacements ou des déformations

Pour éviter les efforts parasites susceptibles d'être engendrés par une gêne à ces variations, il convient de rendre le tablier librement délatable aux liaisons très imposées par la conception des appuis en ménageant "des jeux à chaque coupure entre deux parties ; au droit de chacune de ces coupures, on dispose un joint de chaussée qui peut se réduire à un simple renforcement local dont le rôle est de permettre aux véhicules de franchir dans les meilleures conditions de confort et de sécurité

Il est évident que toutes les variations dimensionnelles se cumulent aux extrémités d'où on doit les évaluer
Déformations lentes : on a trouvé

$$\Delta l_t = u_1 = \Delta l_r + \Delta l_f + \Delta l_t + \Delta l_p$$

$$u_1 = 54.255 \text{ mm}$$

Déplacement dû à la rotation de la section d'appui

$$\beta = 2.8 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\delta \approx 0.5 h \operatorname{tg} \beta = 0.5 h \beta$$

$$\delta \approx 1.82 \text{ mm}$$

déplacement dû à l'effort dynamique

$$u_2 = H \cdot T / (G \cdot a \cdot b)$$

$$a = b = 90 \text{ cm}$$

$$H = 0.28745 \text{ MN (seisme)}$$

$$G = 1.6 \text{ MPa (effort dynamique)}$$

$$T = 12.0 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } u_2 = 2.66 \text{ mm}$$

le déplacement maximal à l'extrémité sera :

$$\Delta l_t = u_1 + u_2$$

$$\Delta l_t = 49.735 \text{ mm}$$

on choisira un joint dont le souffle sera suffisant pour permettre cette variation longitudinale

$$S \geq 49.735 \text{ mm}$$

ce choix de type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur la notion de robustesse on choisira un joint de type "FT 100", capable d'assurer un souffle de 100 mm c'est un joint lourd, pour les chaussées supportant un trafic supérieur à 3000 véhicules par jour il est essentiellement constitué par deux éléments en forme de peigne solidaire des deux extrémités et dont les dents coulissent l'une dans l'autre lors de son fonctionnement, il présente aussi les caractéristiques suivantes :

- 1- souplesse et confort par la continuité de la surface de roulement, aucun contact métal sur métal
- 2-auto-nettoyage, l'effet de l'aspiration causé par le passage des véhicules
- 3-étanchéité, assurée par une bavette en neoprene qui récupère et canalise les eaux

type	s	A max min	B	C	D	E	F	log de l'élémt	dis defix φ EM EF	poids kg
FT 100	100	20 120	350	350	160	250	47	747	16 5 3	84

ceci en supposant que les 2 autres parties du pont complet auront le même souffle, si non on adoptera pour le souffle max

CONCLUSION

L'ETUDE D'UN PONT DALLE A ETE TRES BENEFIQUE POUR NOUS ET CELA DU FAIT DE SA GRANDE COMPLEXITE ET DE SA DIVERSITE .QUI NOUS A PERMIT DE COMPRENDRE MIEUX LES DIFFERENTES METHODES POUR LE CALCUL DES PONTS, ET L'UTILISATION DE L'OUTIL INFORMATIQUE POUR LE CALCUL DES LIGNES D'INFLUENCE EST LE MEILLEUR EXEMPLE MALGRE LES GRANDES DEFICULTEES RENCONTRE DANS L'ELABORATION DU LOGICIEL EN QUESTION

IL FAUT DIRE EN FIN QUE POUR CE TYPE DE PONT , LA (SAPTA) QUI EST L'ENTREPRISE CHARGEE DE SA REALISATION , NE DISPOSE PAS DE COFFRAGES APPROPRIES POUR LE FAIRE , ET DONC CE PONT VA ETRE REALISE EN POUTRES ET NON PAS EN DALLE , ET CETTE ETUDE DEVRA SERVIR COMME ETUDE COMPARATIVE.

```

5 OPTION BASE 0
10 REM DIM NOM$(10)
20 REM a,ei,C,B1,P,T:DOUBLE;
30 REM K :REAL;
40 DIM X(6)
50 DIM FD(5),FG(5),B(5),L(5),Y(5),Z(5)
60 DIM W1(4,200),W2(4,200),M2(4,200)
70 DIM M1(5,200),M(5,200)
90 X(0)=0:X(1)=20:X(2)=50:X(3)=81:X(4)=101
100 L(1)=20:L(2)=30.5:L(3)=30.5:L(4)=20
110 FG(1)=0:FG(2)=.302:FG(3)=.27:FG(4)=.215
120 FD(1)=.215:FD(2)=.27:FD(3)=.302:FD(4)=0
130 B(1)=1.5915E-04:B(2)=2.4469E-04:B(3)=2.4469E-04:B(4)=.0001591
140 EI= 63022!
145 I=0
150 FOR J=1 TO 4
170 K=0: B1=6*EI*L(J): WRITE 'b1',b1
175 REM (CALCUL DES ROTATIONS)
180 WHILE K (<= L(J)
200 A=K*(L(J)-K)*(2*L(J)-K)
210 C=K*(L(J)-K)*(L(J)+K)
220 W1(J,I)=-A/B1:W2(J,I)=C/B1
230 K=K+1:I=I+1
240 WEND
250 NEXT J
260 K=0
270 WHILE K (<= X(1)
290 K1=INT(K)
300 M(1,K1)=-W2(1,K1)*FD(1)/B(1)
310 K=K+1
320 WEND
330 K=X(3)
340 WHILE K (<= X(4)
360 K1=INT(K)
370 M(3,K1)=W1(4,K1)*FG(4)/B(4)

```

```

380 K=K+1
390 WEND
400 REM (LA CHARGE SUR J)
410 FOR J=2 TO 3
430 K=X(J-1)+1
440 WHILE K (<= X(J)
470 K1=INT(K)
480 A=W1(J,K1)+(W2(J,K1)/FG(J))
490 C=(B(J)/(FD(J)*FG(J)))-B(J)
500 M(J,K1)=-A/C
510 K=K+1
520 WEND
530 NEXT J
540 REM ( LA CH SUR J+1 )
550 FOR J=1 TO 2
570 K=X(J)
580 WHILE K (<= X(J+1)
600 K1=INT(K)
610 A=(W1(J+1,K1)/FD(J+1))+W2(J+1,K1)
620 C=(B(J+1)/(FD(J+1)*FG(J+1)))-B(J+1)
630 M(J,K1)=A/C
640 K=K+1
650 WEND
660 NEXT J
670 FOR J=2 TO 3
690 K=X(J)

```

```

730 M(J-1,K1)=0:K=K+1
740 WEND
750 NEXT J
760 FOR J=2 TO 3
780 K=0
790 WHILE K <= X(J-1)
810 K1=INT(K)
820 M(J,K1)=0:K=K+1
830 WEND
840 NEXT J
850 REM (LA CHARGE A GAUCHE DE L'appuuui)
860 FOR J=3 TO 2 STEP -1
870 P=1
880 FOR R=J-1 TO 1
900 A1=J-R:C=1:FOR I=1 TO A1: C=(-1)* C:NEXT I
910 P=FD(R+1)*P
920 K=X(R-1)+1
930 WHILE K <= X(R)
950 K1=INT(K)
960 M(J,K1)=C*P*M(R,K1)
970 K=K+1
980 WEND
990 NEXT R
1000 NEXT J
1010 REM (LA CHARGE A DROITE DE J+1)
1020 FOR J=1 TO 2
1040 P=1
1050 FOR S=J+2 TO 4
1070 A1=S-J-1:C=1
1080 FOR I=1 TO A1 :C=(-1)*C:NEXT I
1090 P=FG(S-1)*P
1100 K=X(S-1)
1110 WHILE K <= X(S)
1130 K1=INT(K)
1140 M(J,K1)=C*P*M(S-1,K)
1150 K=K+1
1160 WEND
1170 NEXT S
1180 NEXT J
1190 REM (**** MOMT EN TRAVEE ****)
1210 T=.4
1220 Y(1)=T*L(1):Y(2)=T*L(2):Y(3)=T*L(3):Y(4)=T*L(4)
1230 FOR J=1 TO 4
1250 K=X(J-1)
1260 WHILE K < X(J)
1280 Z(J)=Y(J)+X(J-1): IF K <= Z(J) THEN 1300 ELSE 1340
1300 K1= INT(K)
1310 M1(J,K1)=(K-X(J-1))*(1-Y(J)/L(J))
1320 K=K+1
1330 GOTO 1380
1340 REM
1360 K1=INT(K)
1370 M1(J,K1)=Y(J)*(1-(K-X(J-1))/L(J)):K=K+1
1380 WEND
1390 REM WEND
1400 NEXT J
1410 FOR J=1 TO 3
1430 K=X(J)
1440 WHILE K <= X(4)
1460 K1=INT(K)
1470 M1(J,K1)=0:K=K+1
1480 WEND
1490 NEXT J
1500 FOR J=2 TO 3
1520 K=0
1530 WHILE K <= X(J-1)
1550 K1=INT(K)
1560 M1(J,K1)=0:K=K+1
1570 WEND
1580 NEXT J

```

```

1620 WHILE K (<= X%(4)
1640 K1=INT(K)
1650 M(0,K1)=0
1660 M2(J,K1)=M1(J,K1)+(M(J-1,K1)*(1-Y(J)/L(J)))+(M(J,K1)*Y(J)/L(J)
1670 K=K+1
1680 WEND
1690 NEXT J
1700 WRITE 'JE CALCUL'
1710 REM (****AFFICHAGE****)
1720 INPUT "donner le nom du fichier resultats nom="; NOM$
1730 OPEN NOM$ FOR OUTPUT AS #1
1740 REM TE(F)
1750 FOR I=1 TO 3
1770 PRINT#1," appui      ",I
1780 PRINT#1," ..... "
1790 PRINT#1,, 'alpha      m(appui)      m(travee) '
1795 J=1:WHILE J<102
1810 PRINT#1,"      ",J,"      ",M(I,J),"      ",M2(I,J)
1815 PRINT,"      ",J,"      ",M(I,J),"      ",M2(I,J)
1820 J=J+2
1830 WEND
1840 NEXT I
1850 CLOSE
1860 STOP

```

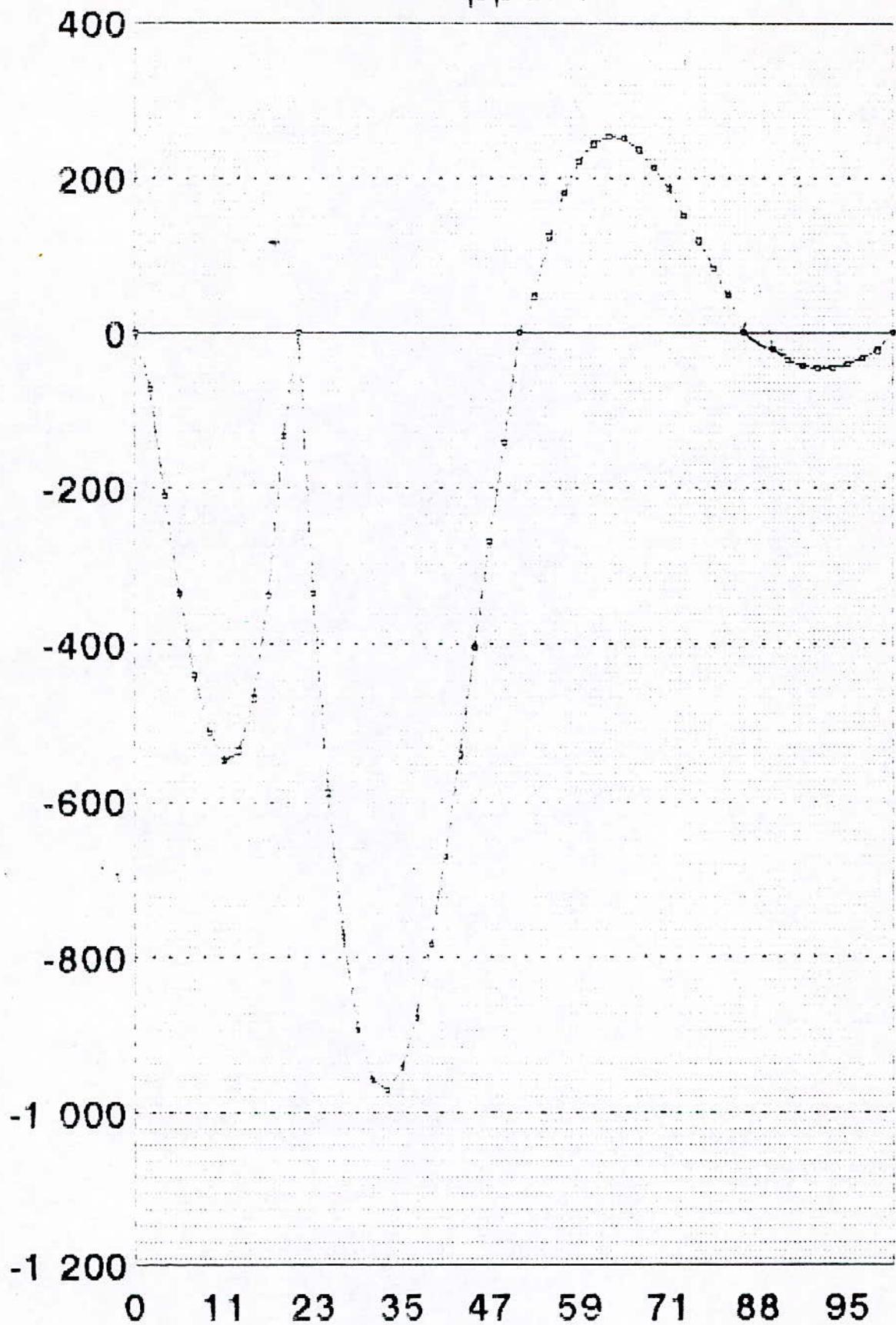
APPUI 1

alpha	m(appui)	m(travee)
0	0.000	0.000
1	-2.144	-0.258
3	-6.303	-0.721
5	-10.075	-1.030
7	-13.202	-1.081
9	-15.426	-1.771
11	-16.490	-2.996
13	-16.136	-3.654
15	-14.104	-3.642
17	-10.139	-2.856
19	-3.981	-1.193
21	-0.000	-0.000
23	-10.117	-4.045
25	-17.862	-7.145
27	-23.451	-9.380
29	-27.100	-10.840
31	-29.024	-11.610
33	-29.438	-11.775
35	-28.558	-11.423
37	-26.599	-10.640
39	-23.777	-9.511
41	-20.300	-8.123
43	-16.405	-6.562
45	-12.285	-4.914
47	-8.164	-3.265
49	-4.256	-1.702
51	0.000	0.000
53	1.421	0.568
55	3.769	1.508
57	5.508	2.203
59	6.698	2.679
61	7.398	2.959
63	7.668	3.067
65	7.567	3.027
67	7.156	2.862
69	6.494	2.597
71	5.639	2.256
73	4.653	1.861
75	3.595	1.438
77	2.524	1.010
79	1.500	0.600
81	0.000	0.000
83	-1.002	-0.001
85	-1.203	-0.100
87	-1.504	-0.205
89	-2.308	-0.207
91	-1.602	-1.002
93	-1.005	-1.000
95	-0.904	-0.803
97	-0.803	-0.702
99	-0.080	-0.601
101	-0.000	-0.000

APPUI 2

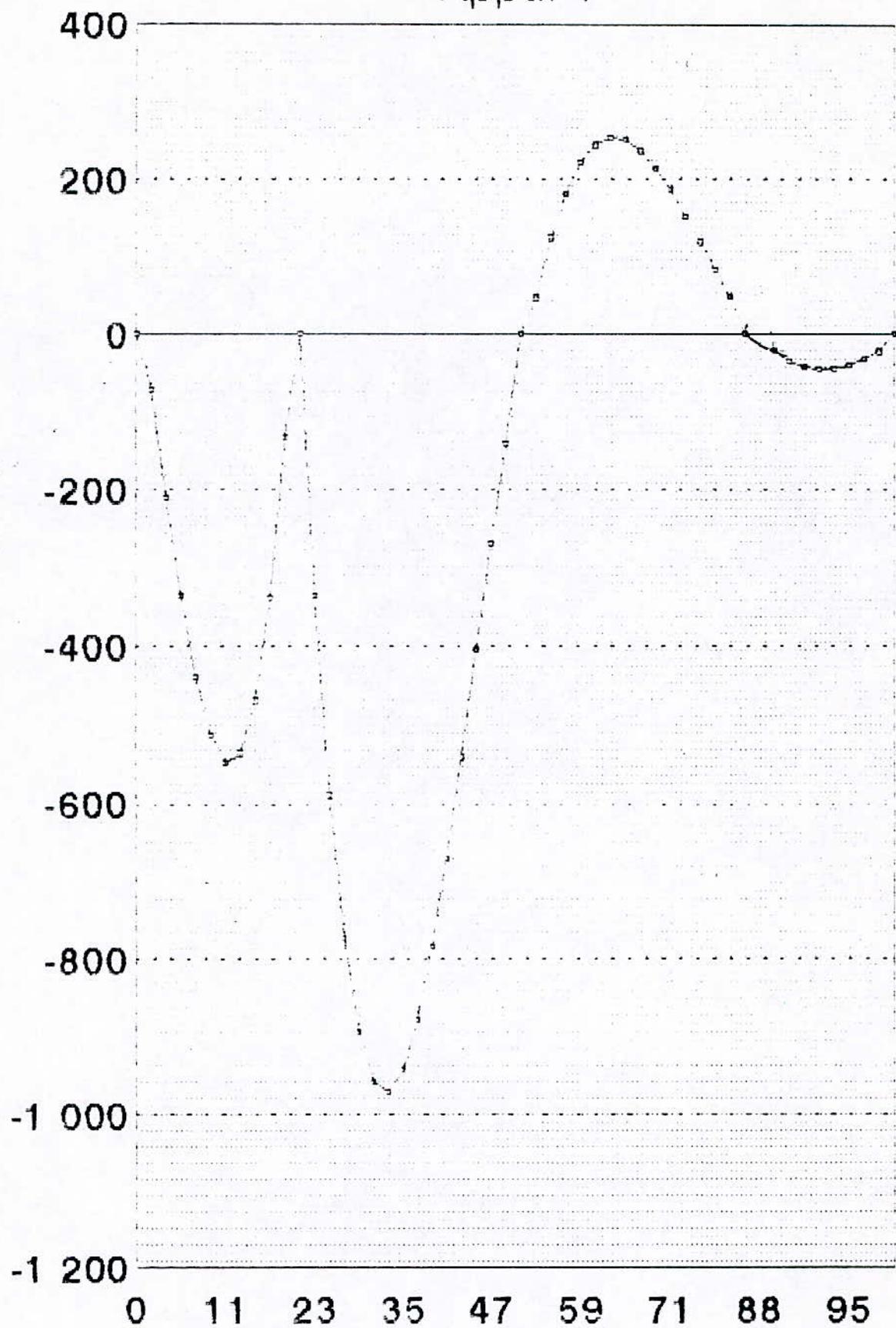
alpha	m(appui)	m(travee)
0	0.000	0.000
1	0.579	-1.055
3	1.702	-3.101
5	2.720	-4.957
7	3.564	-6.495
9	4.165	-7.590
11	4.452	-8.113
13	4.357	-7.939
15	3.808	-6.939
17	2.738	-4.988
19	1.075	-1.959
21	-0.000	-0.600
23	-2.644	-5.358
25	-5.789	-10.033
27	-9.237	-13.566
29	-12.792	-15.977
31	-16.255	-17.316
33	-19.429	-18.435
35	-22.117	-19.782
37	-24.122	-20.208
39	-25.245	-19.764
41	-25.290	-18.500
43	-24.058	-16.466
45	-21.353	-13.712
47	-16.978	-10.289
49	-10.733	-6.247
51	0.000	0.000
53	-4.705	-1.030
55	-12.480	-2.731
57	-18.239	-3.991
59	-22.179	-4.853
61	-24.497	-5.360
63	-25.390	-5.555
65	-25.058	-5.483
67	-23.696	-5.185
69	-21.502	-4.705
71	-18.674	-4.086
73	-15.409	-3.371
75	-11.904	-2.605
77	-8.358	-1.829
79	-4.966	-1.087
81	0.000	0.000
83	0.002	0.203
85	0.040	0.250
87	1.900	0.280
89	2.800	0.292
91	4.203	0.305
93	2.308	1.600
95	2.090	1.502
97	2.001	1.301
99	0.050	0.902
101	0.000	0.000

Appui 1



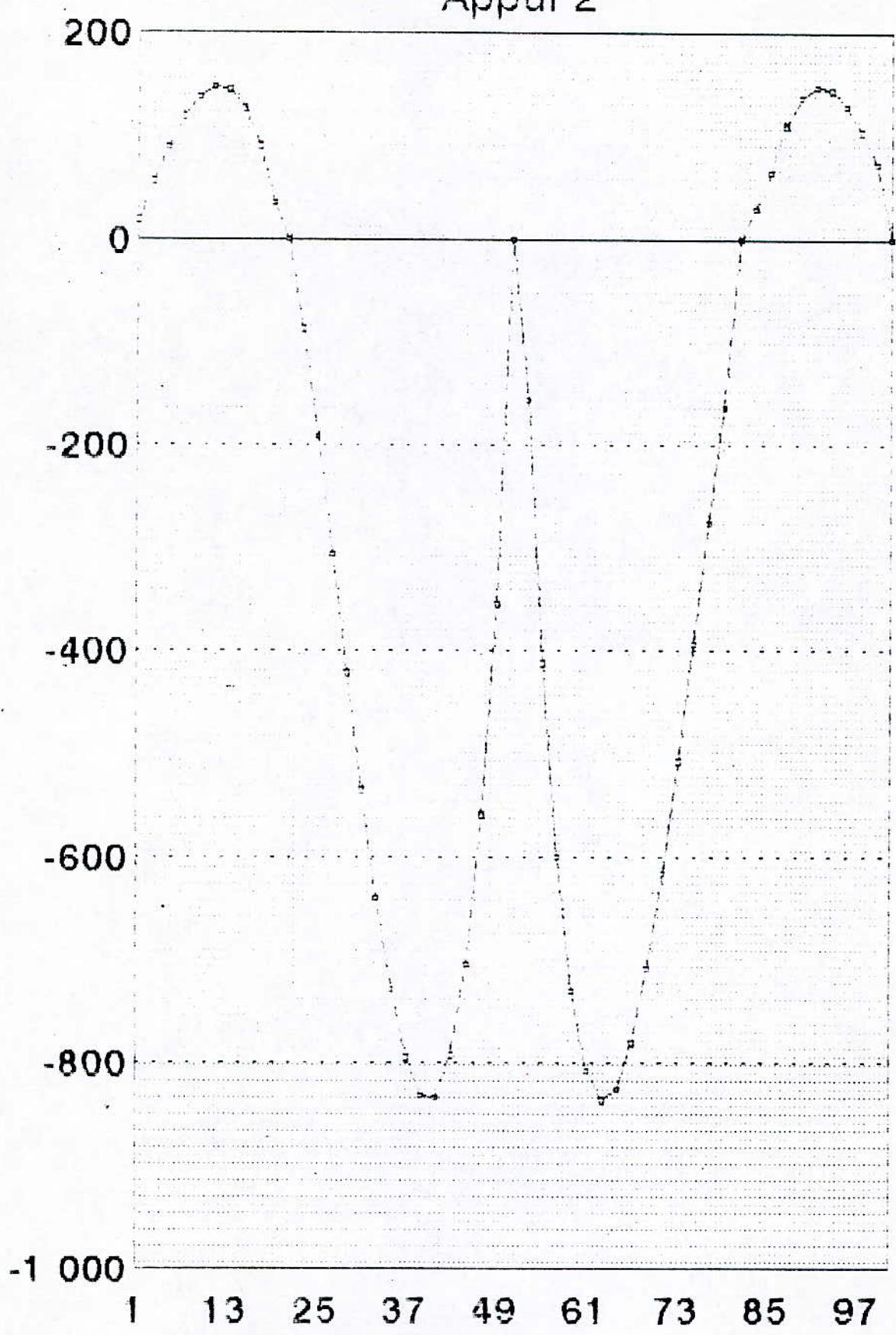
Ligne d'influence du moment de flexion longitudinal en appui

Appui 1



Ligne d'influence du moment
de flexion longitudinal en appui

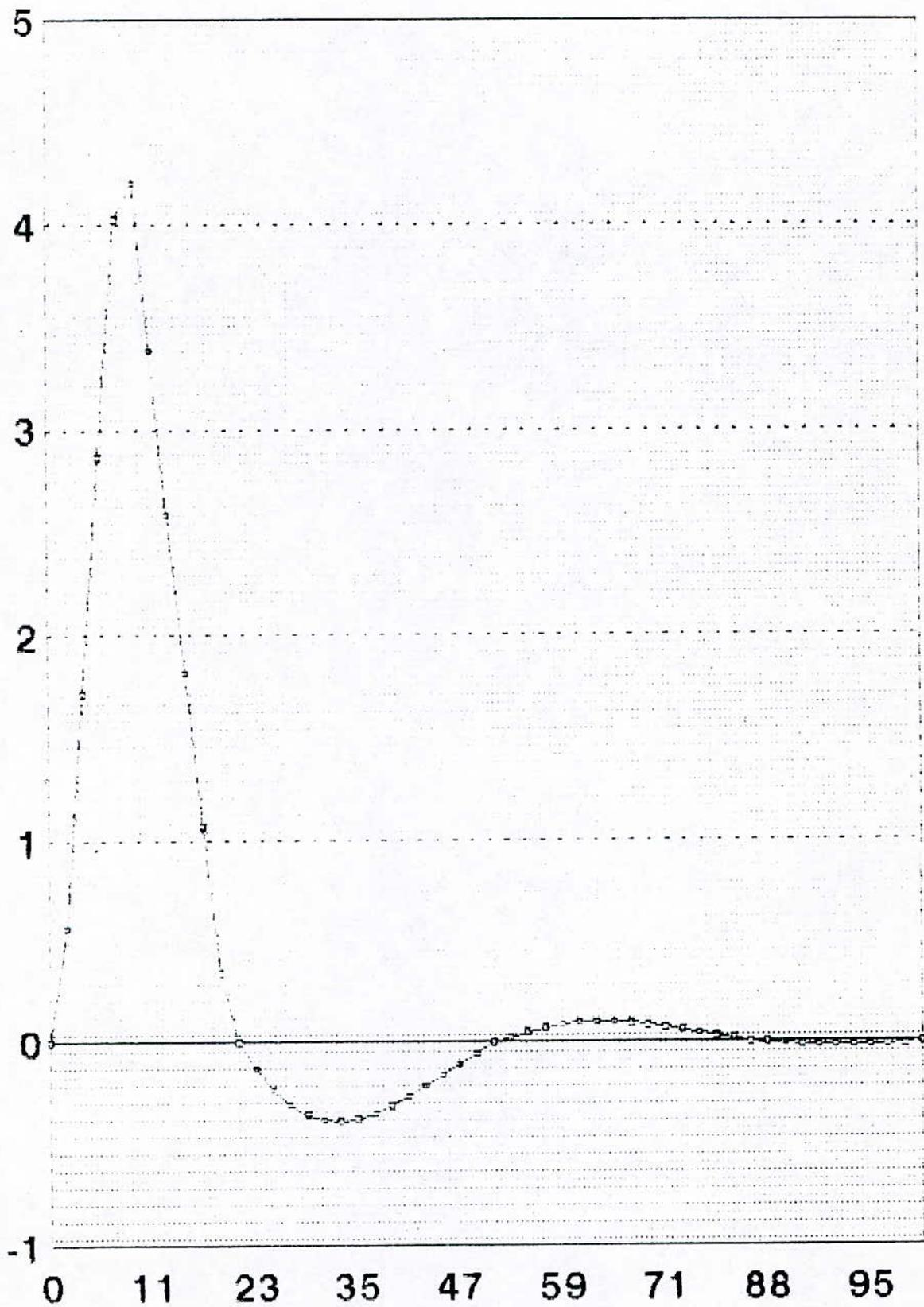
Appui 2



Ligne d'influence du moment de flexion longitudinal en appui

Milliers

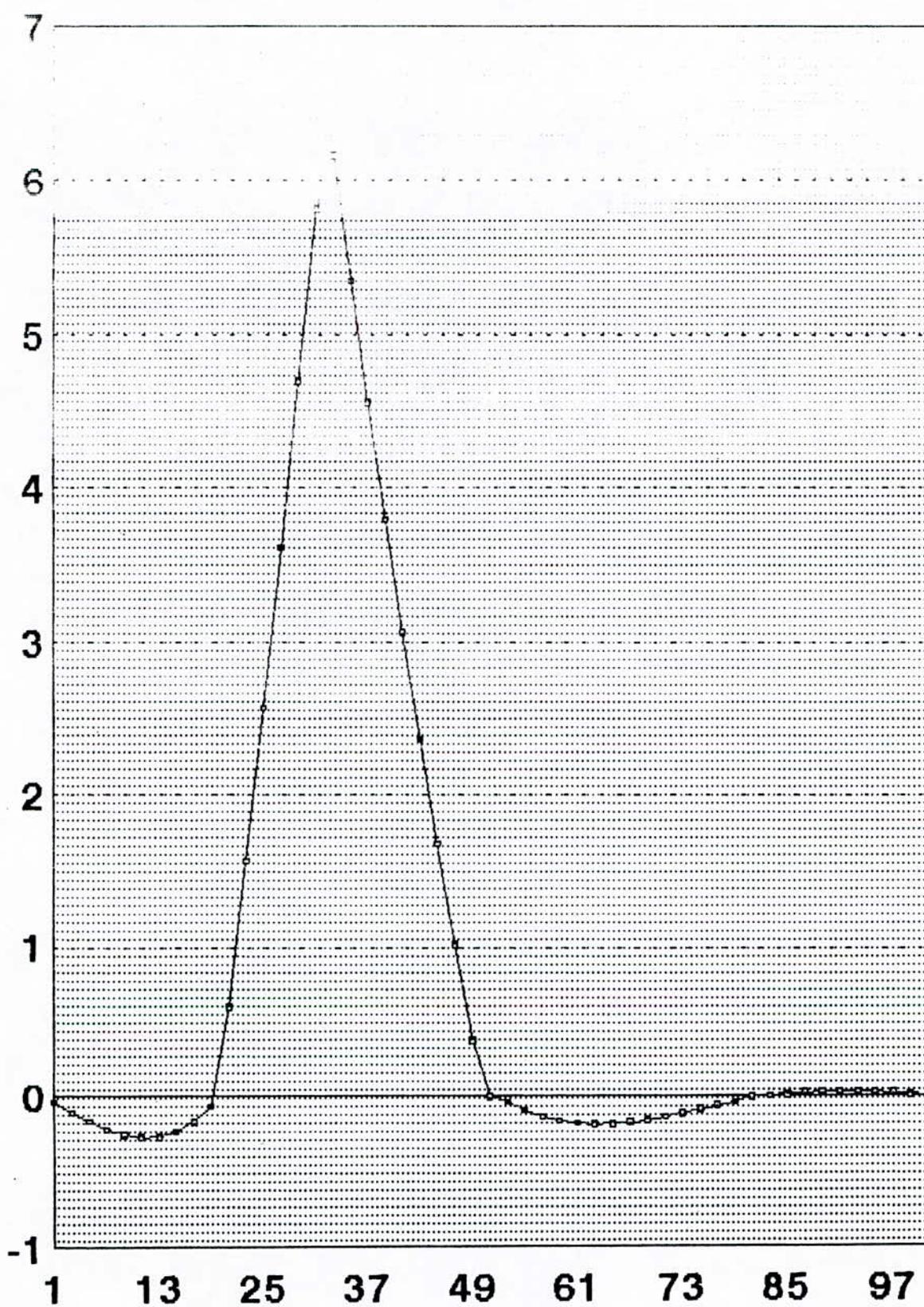
Travée 1



Ligne d'influence du moment de flexion longitudinal en travée

Milliers

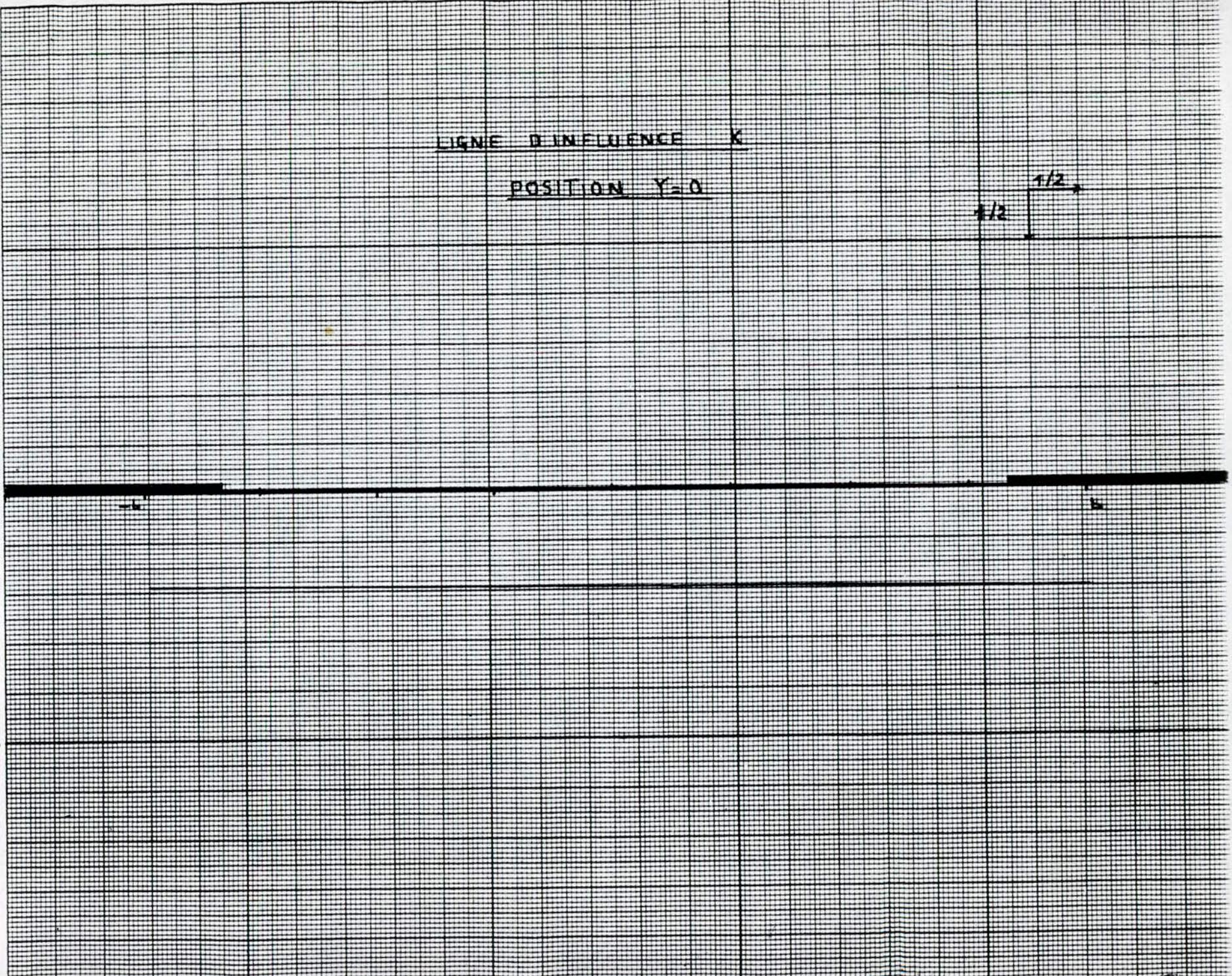
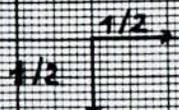
Travée 2



Ligne d'influence du moment de flexion longitudinal en travée

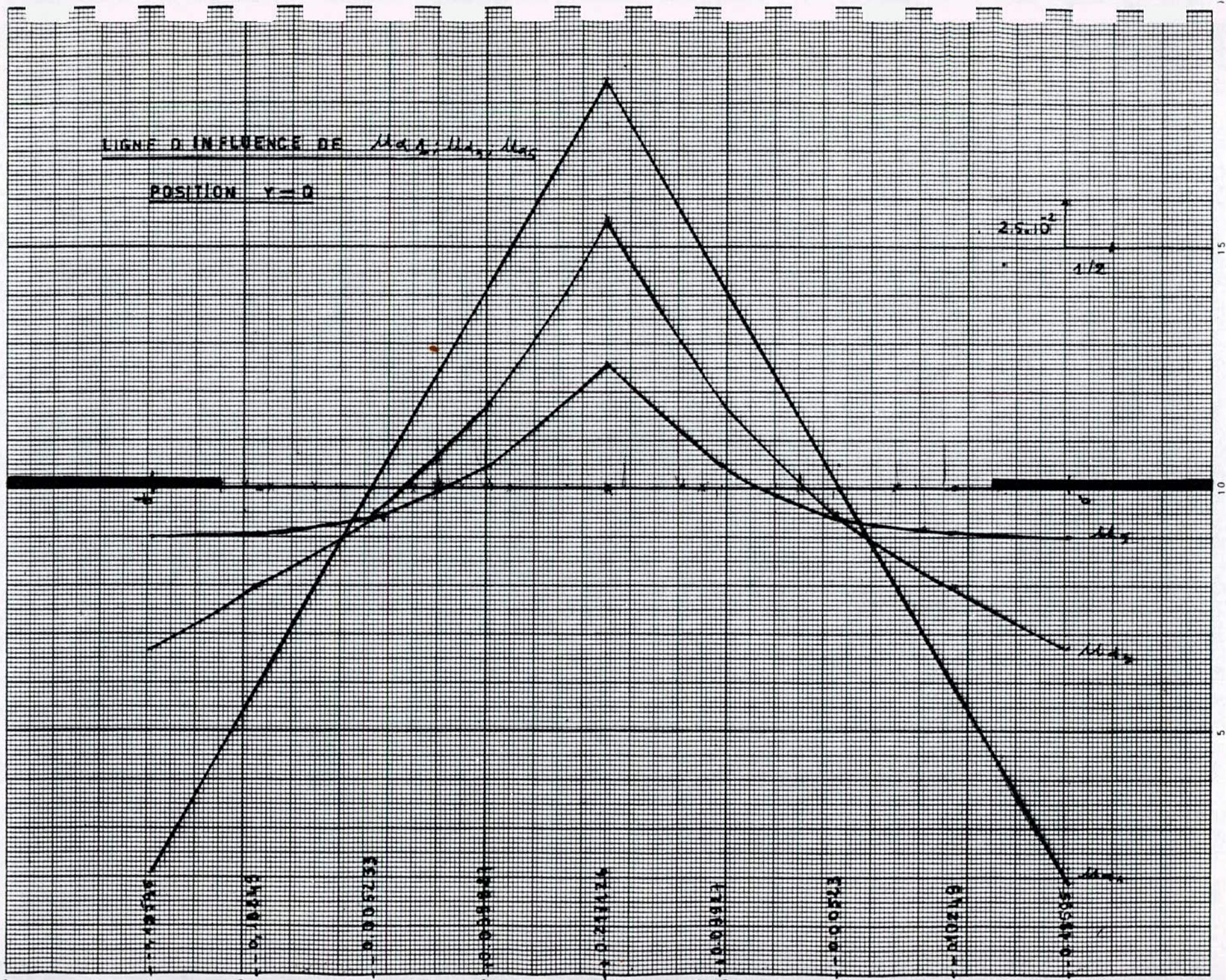
3.0
1.2
1.0
2

LIGNE D'INFLUENCE K
POSITION Y=0



LIGNE D'INFLUENCE DE M_{d1} , M_{d2} , M_{d3}

POSITION $Y=0$



LIGNE D'INFLUENCE DE M_{x1} ; M_{x2} ; M_{x3}
 POSITION $Y = b/a$

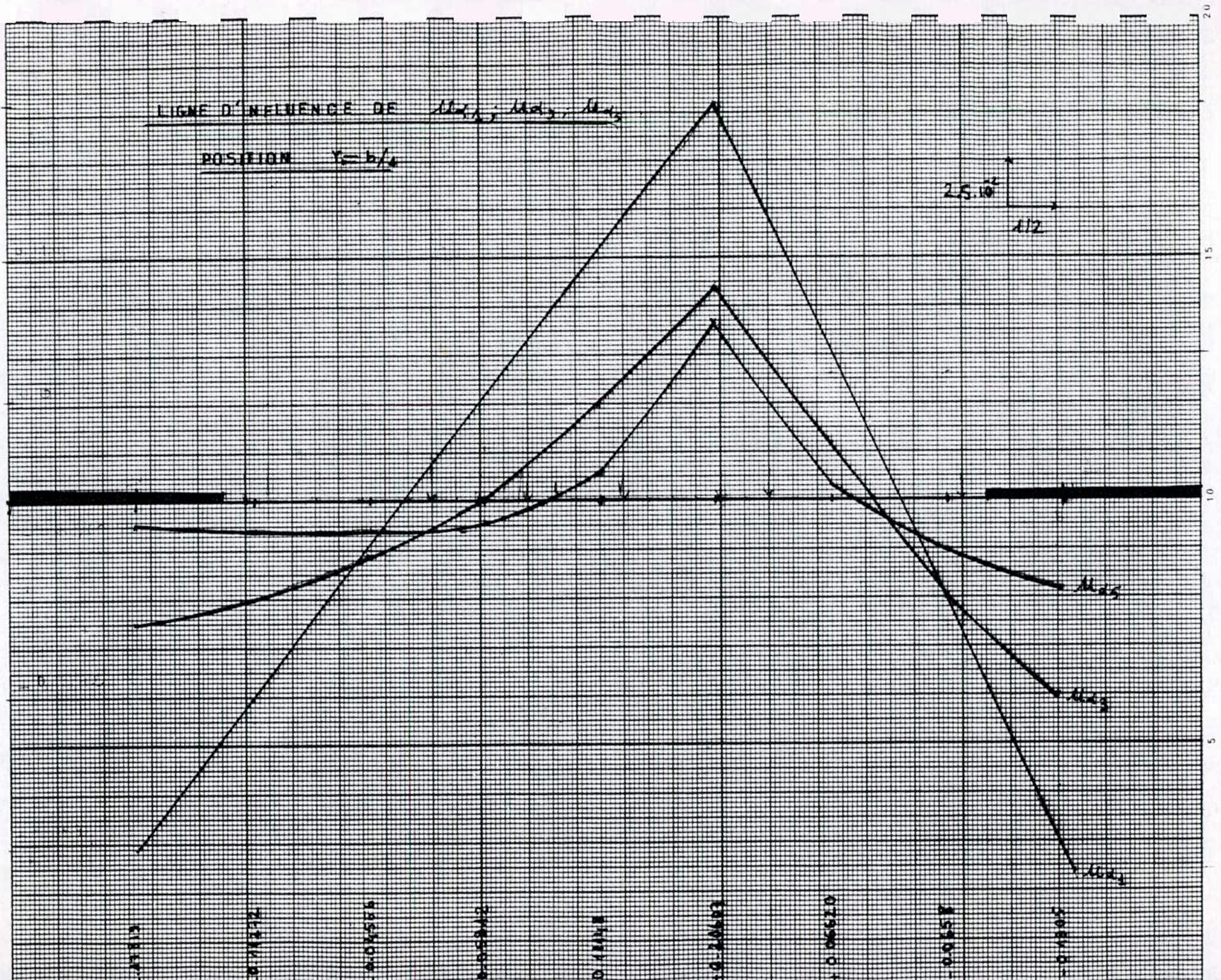
$25 \cdot 10^2$
 112

0.0000
 0.0000
 0.0000
 0.0000
 0.0000
 0.0000
 0.0000
 0.0000

M_{x1}

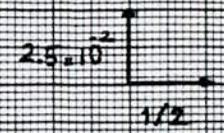
M_{x2}

M_{x3}



LIGNE D'INFLUENCE DE M_{x1} , M_{x2} , M_{x3}

POSITION $Y = b/2$



-0.13336

0.76098

-0.05578

1.00000

-0.04184

1.73000

-0.87112

0.20000

5.00000

M_{x1}

M_{x2}

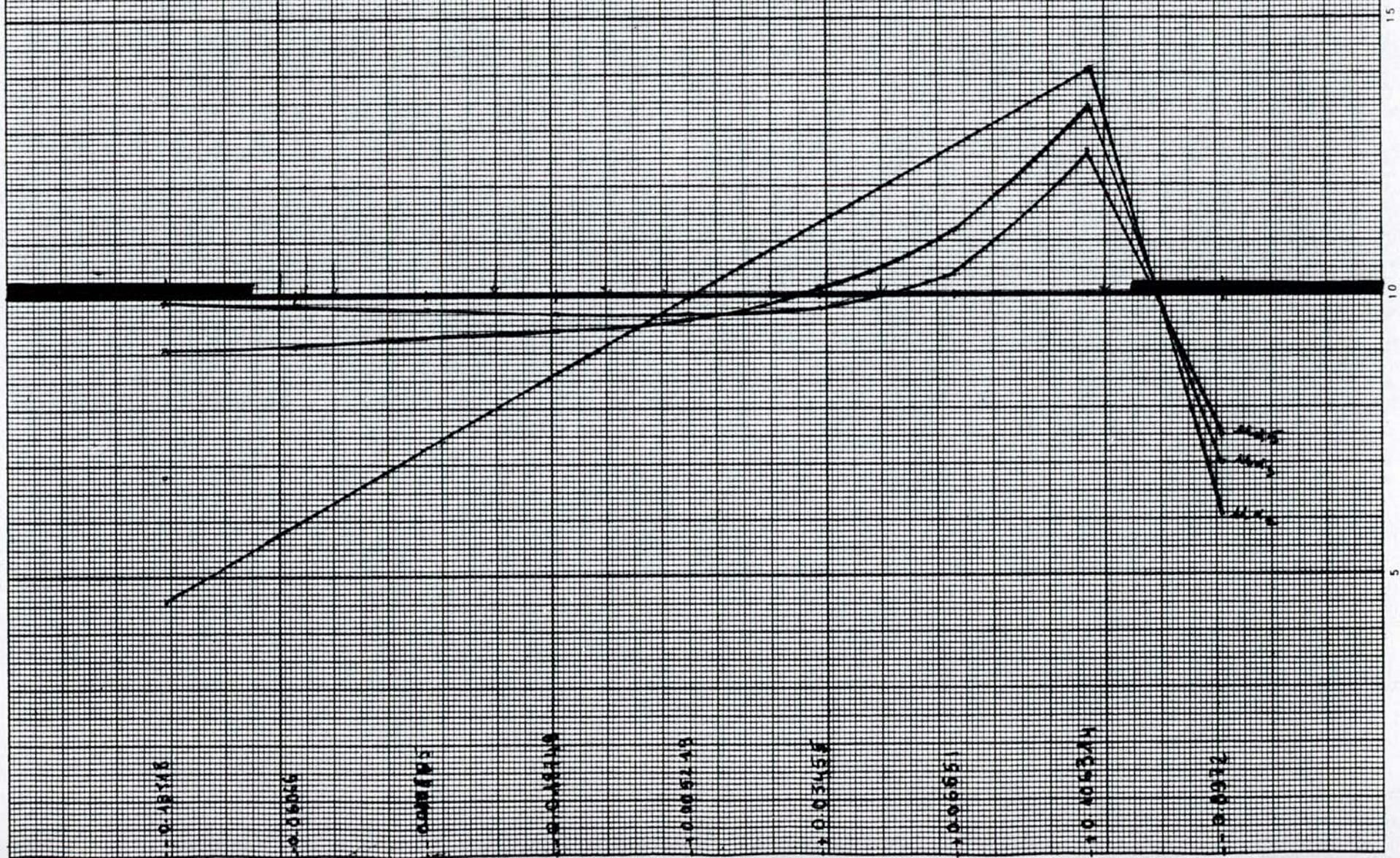
M_{x3}

20
15
10
5

LIGNE D'INFLUENCE DE M_{bx} , M_{by} , M_{bz}

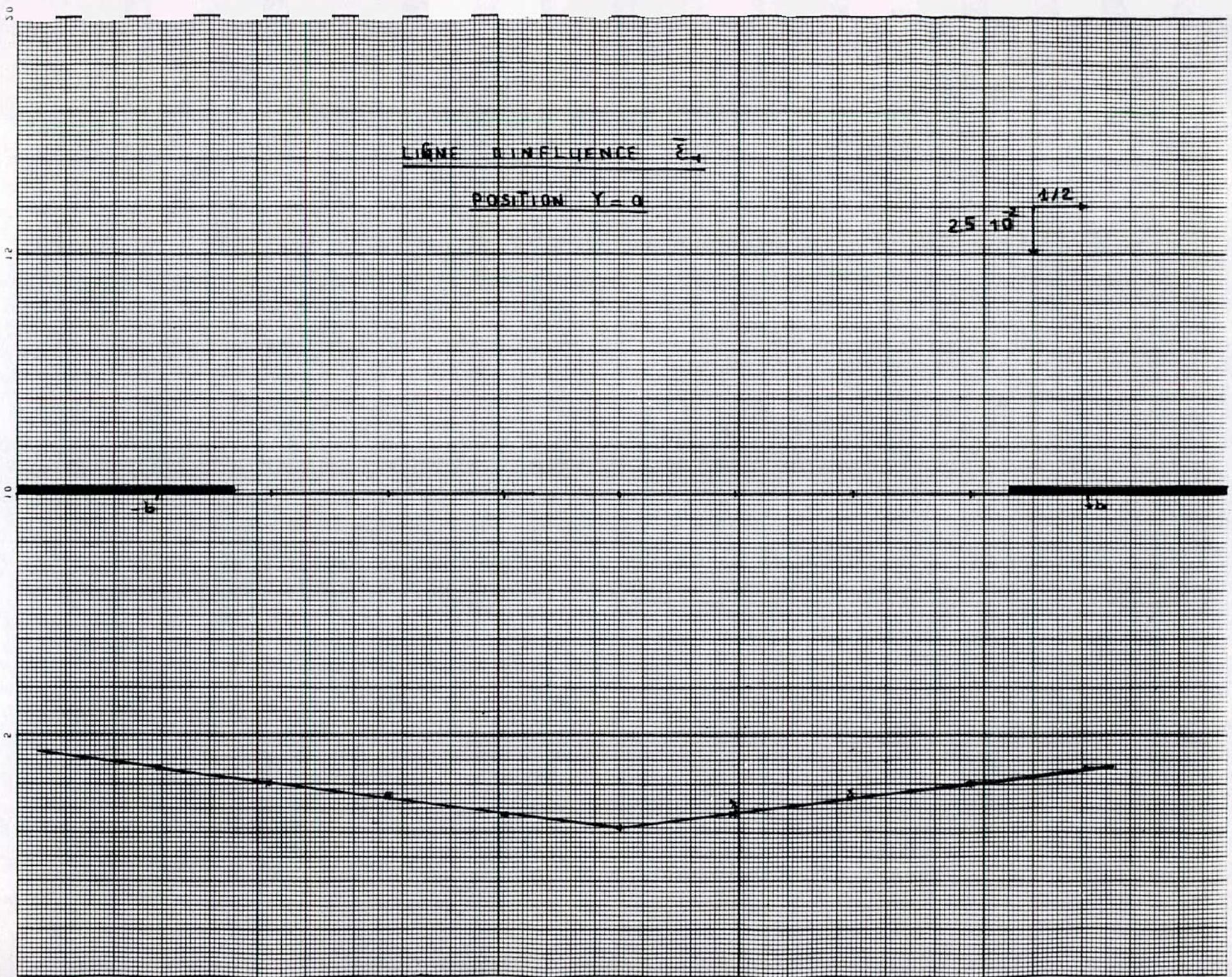
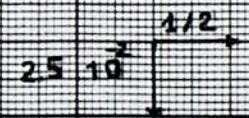
POSITION $y = 3b/a$

2.5×10^{-2}
1/2



LINE INFLUENCE \bar{z}

POSITION $Y=0$

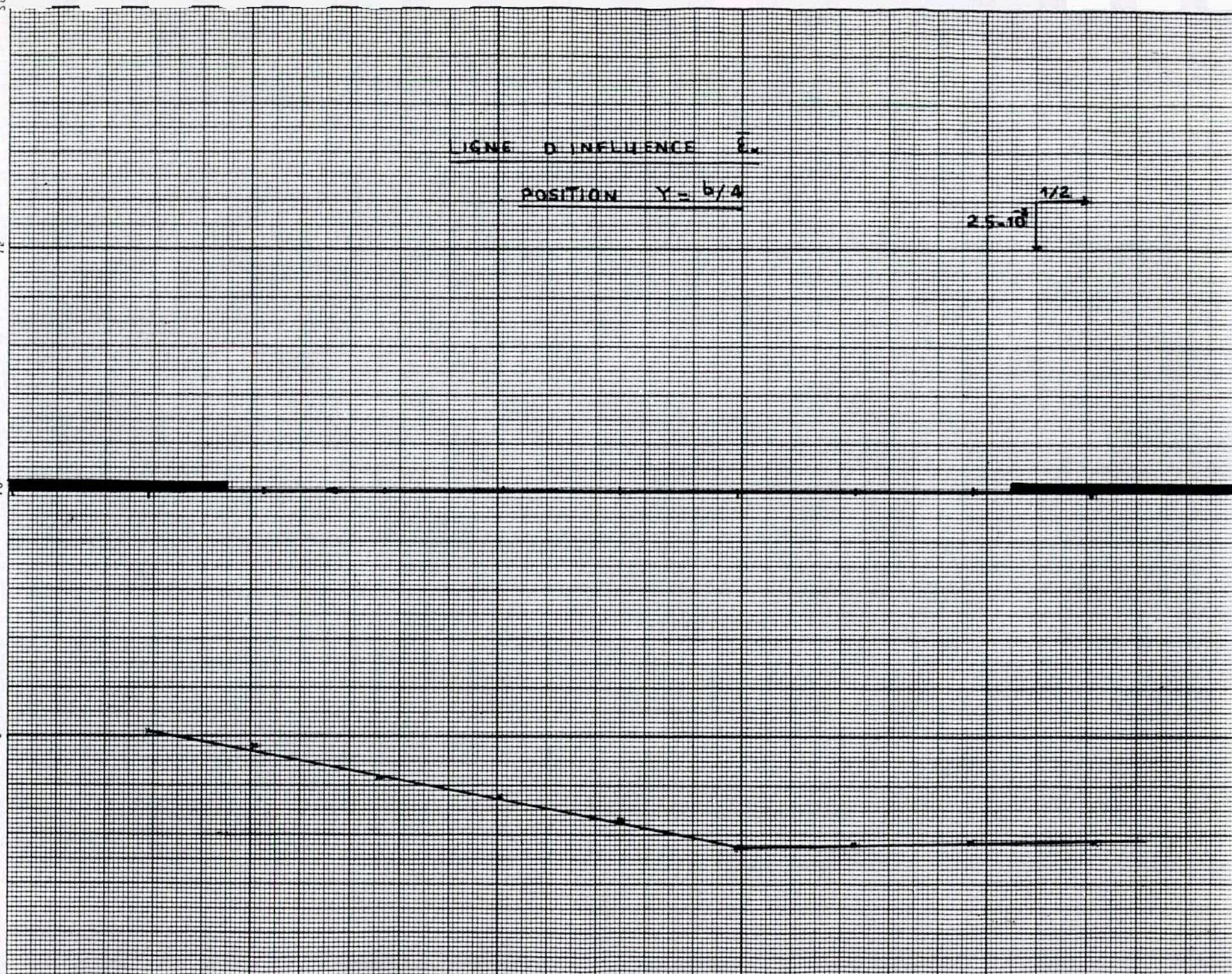


3.0
2.0
1.0
0

LIGNE D'INFLUENCE \bar{E}_x

POSITION $Y = b/4$

$25 \cdot 10^3$ $1/2$

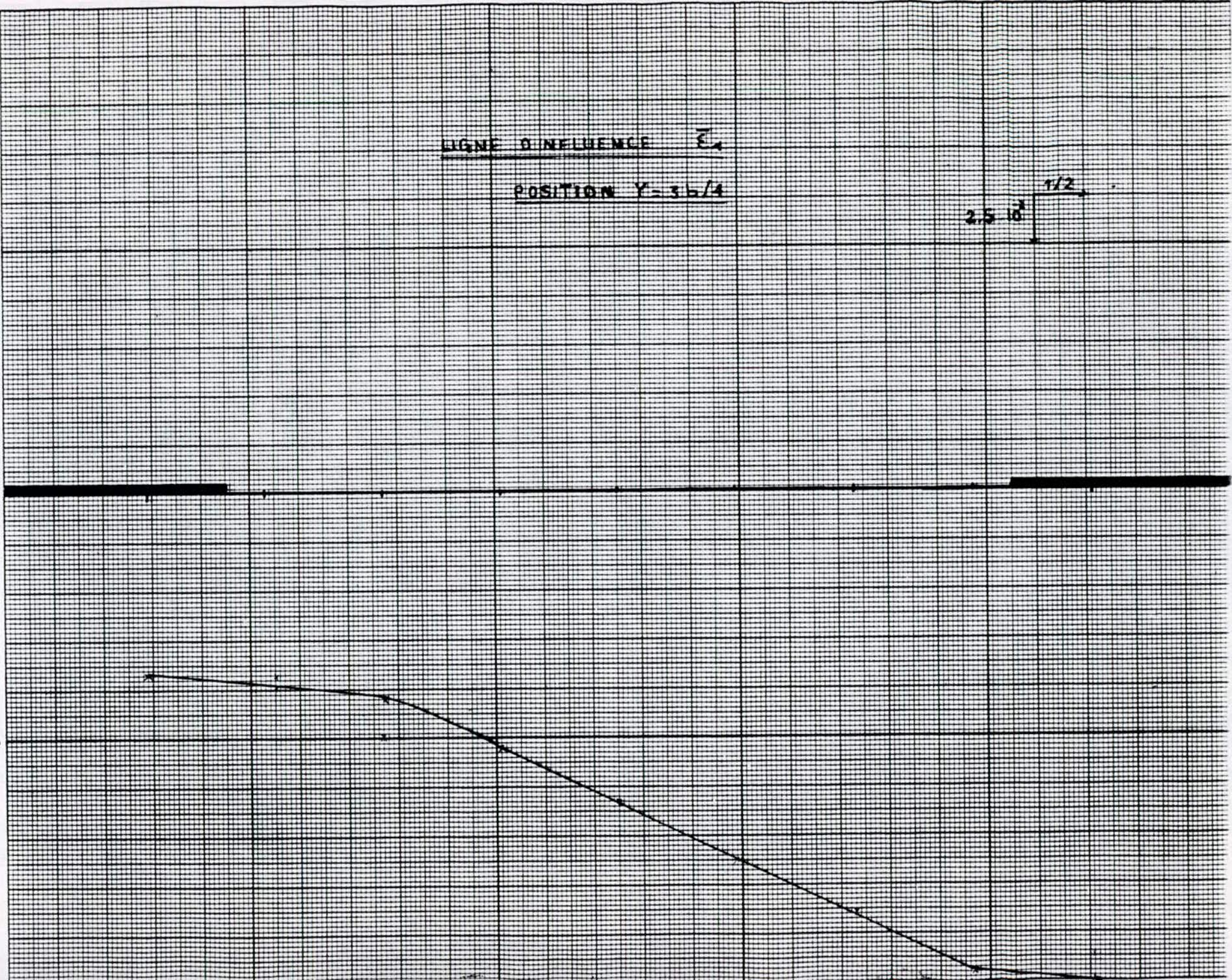


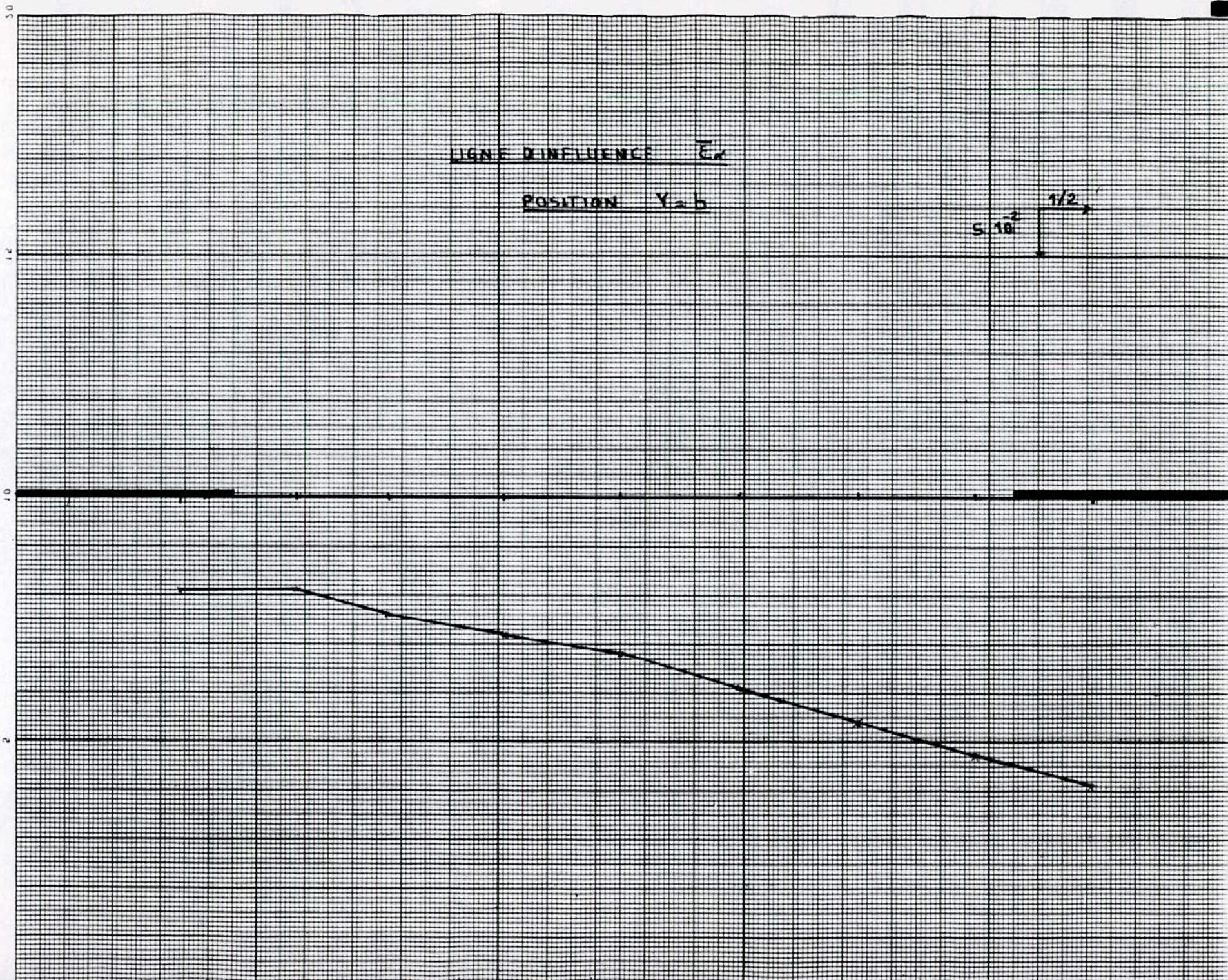
0.5
0.1
0.2

LIGNE D'INFLUENCE \bar{E}_1

POSITION $Y = 3L/4$

$2.5 \cdot 10^3$ $1/2$

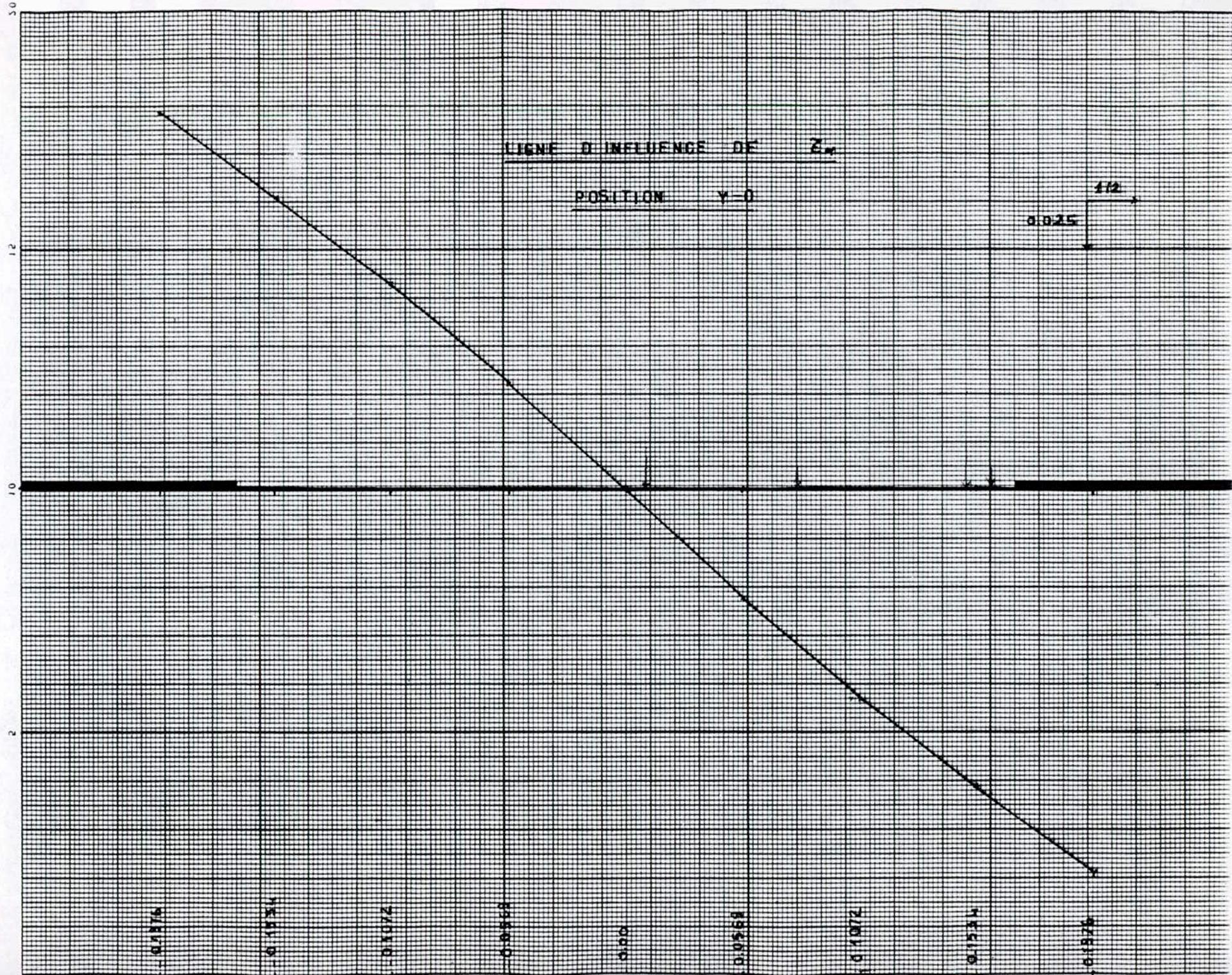




LIGNE D'INFLUENCE \bar{E}_x

POSITION $Y = b$

0.10
 $1/2$



3.0
2.1
1.0
2

LIGNE D'INFLUENCE DE Z_x

POSITION $y = b/A$

0.025
1/2

-0.1133

-0.1457

-0.1051

-0.0642

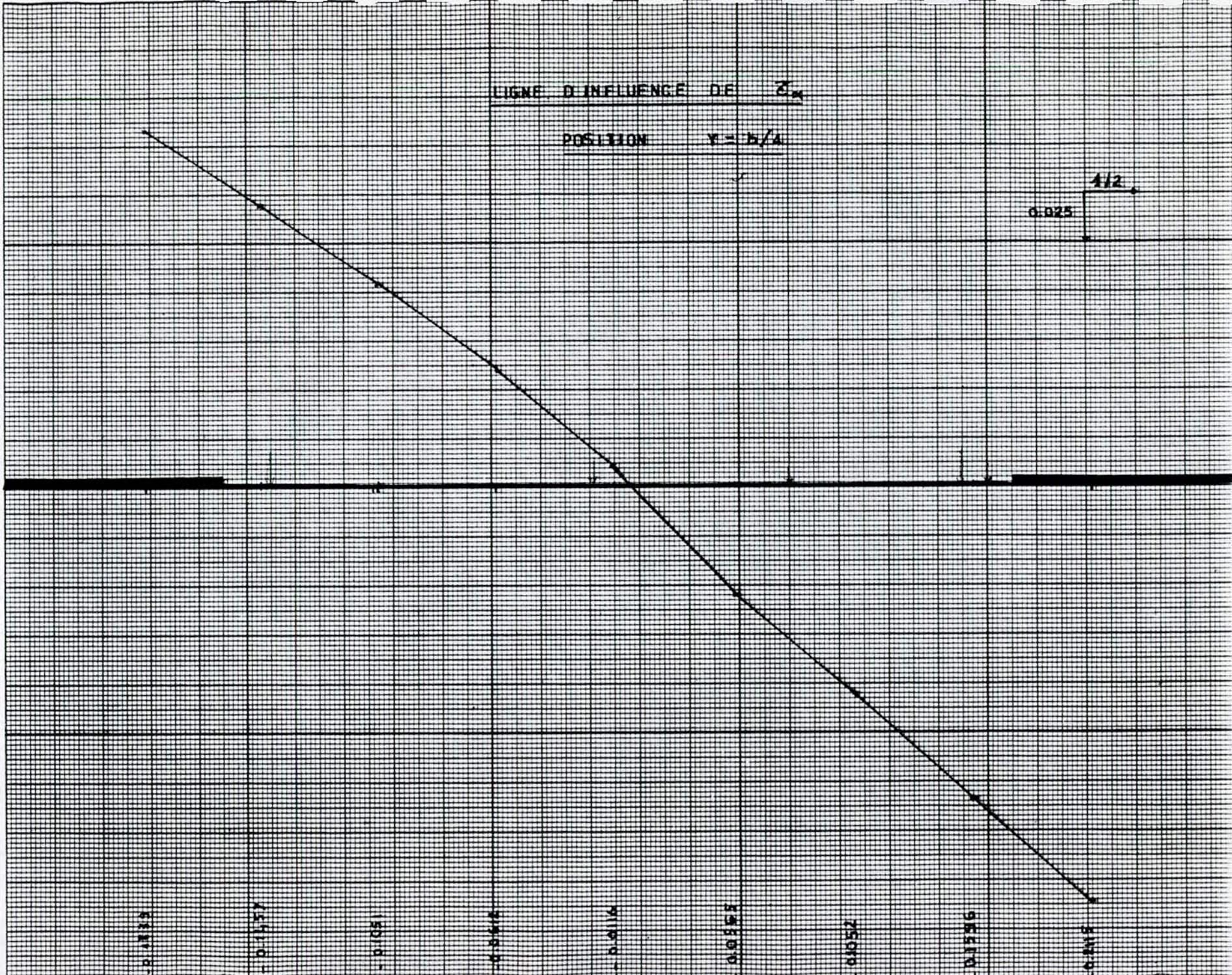
-0.0116

0.0555

0.1052

0.1550

0.2148



3.0

1.2

1.0

2

LIGNE D'INFLUENCE DE z_1

POSITION $Y = B/2$

0.025 $\frac{1}{2}$

0.1722

0.1574

0.1411

0.1246

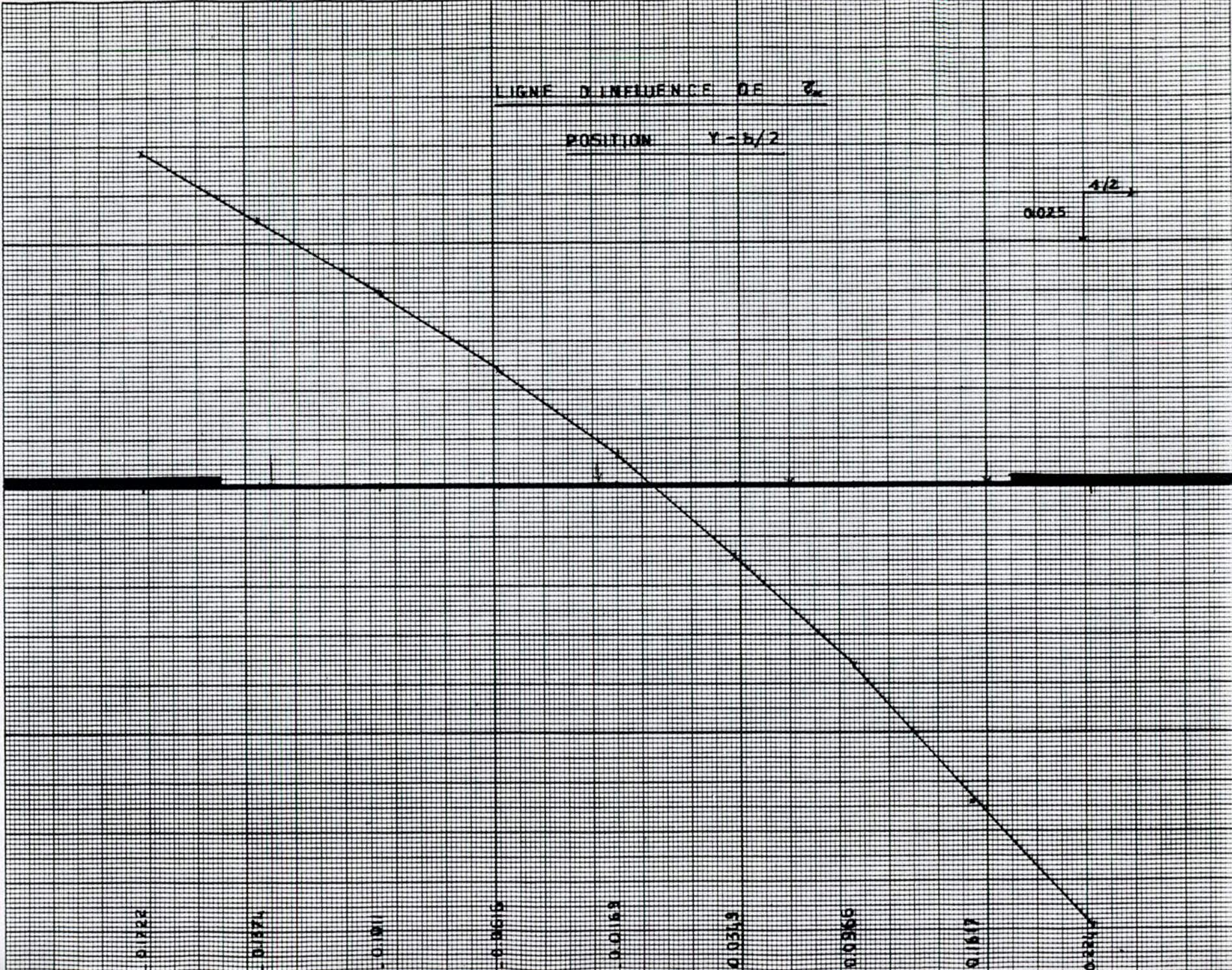
0.1083

0.0923

0.0765

0.1617

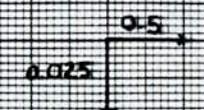
0.2470



3.0
1.2
1.0
2

LIGNE D'INFLUENCE DE Z_c

POSITION $y = 3b/4$



-0.1693

-0.1312

-0.0972

-0.06

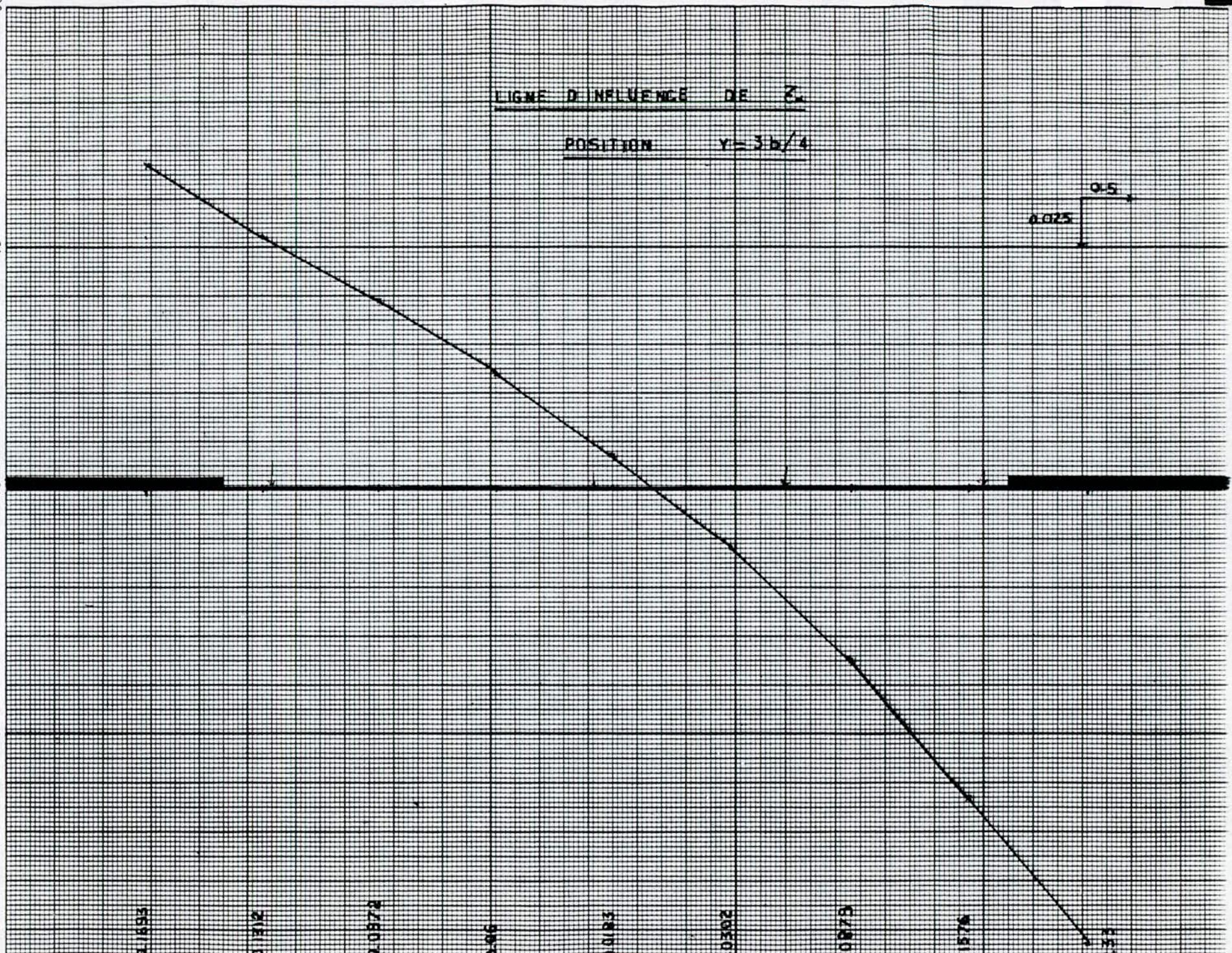
-0.0183

0.0360

0.0875

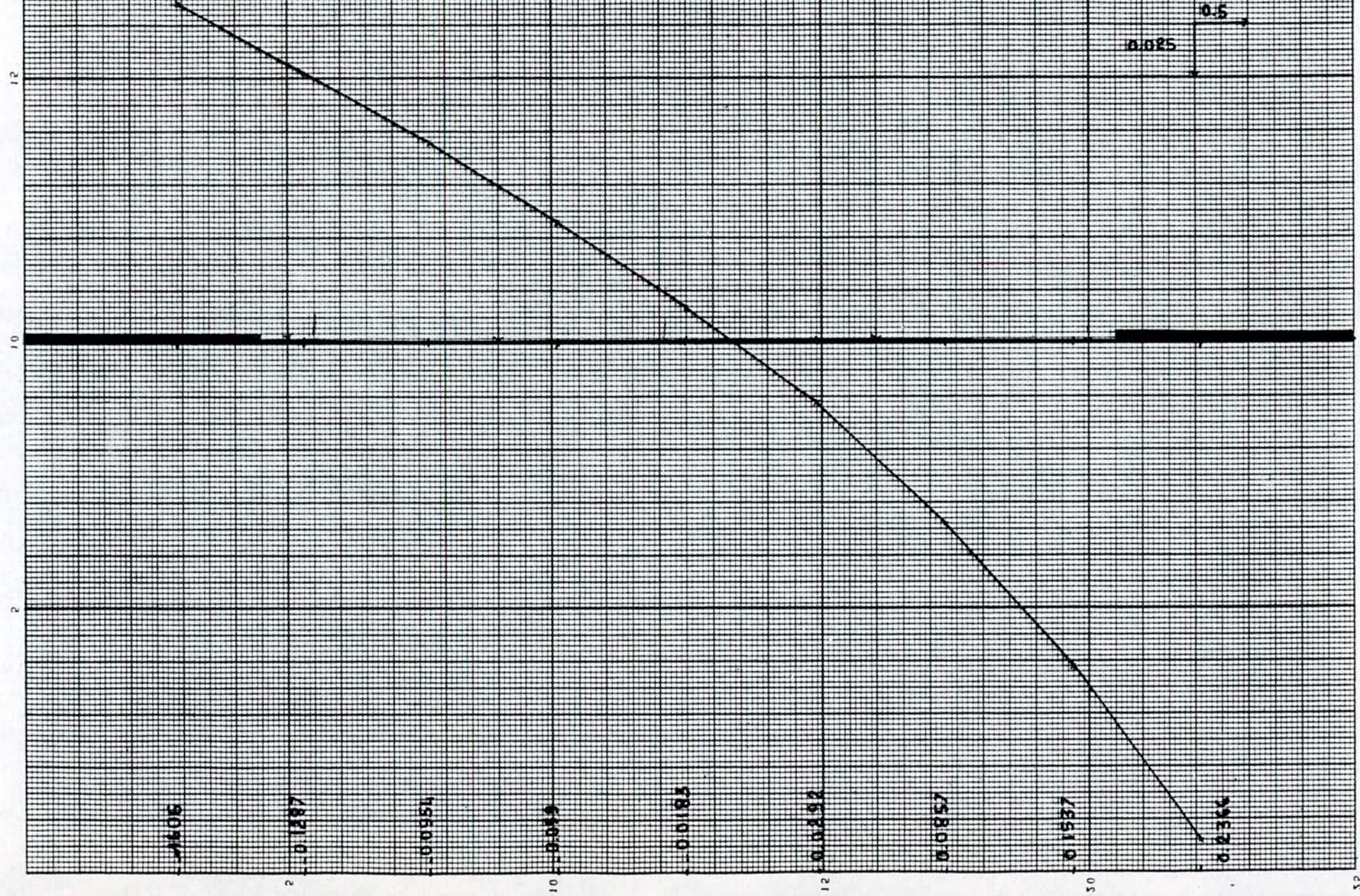
0.1576

0.2333



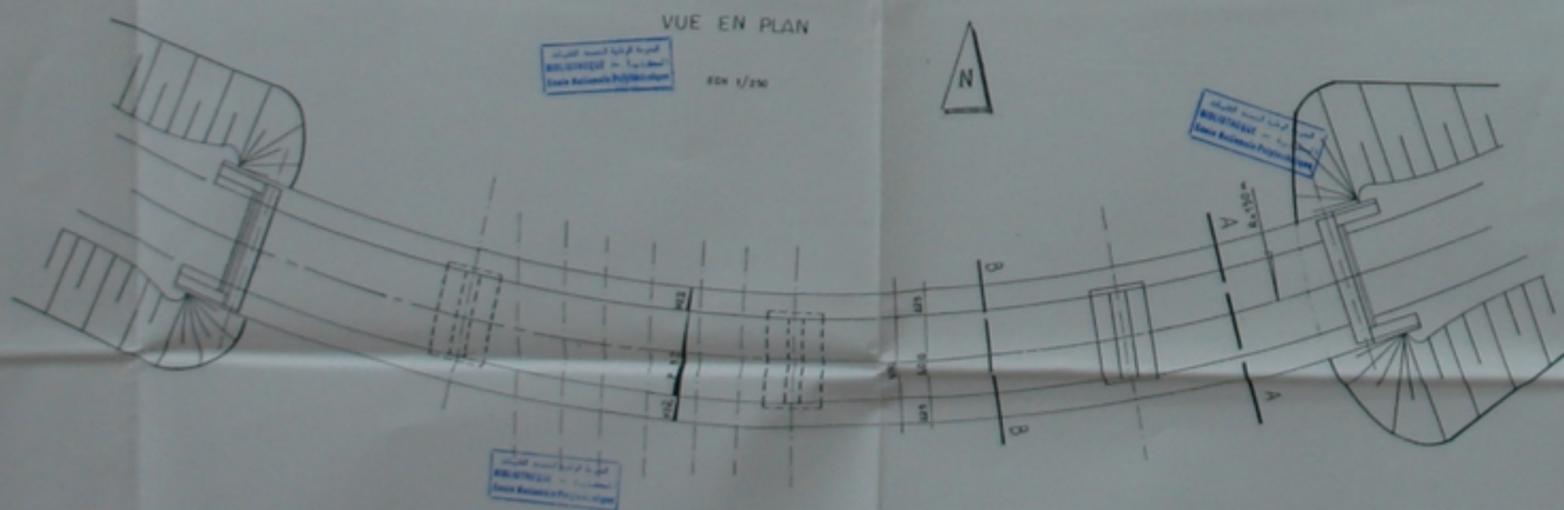
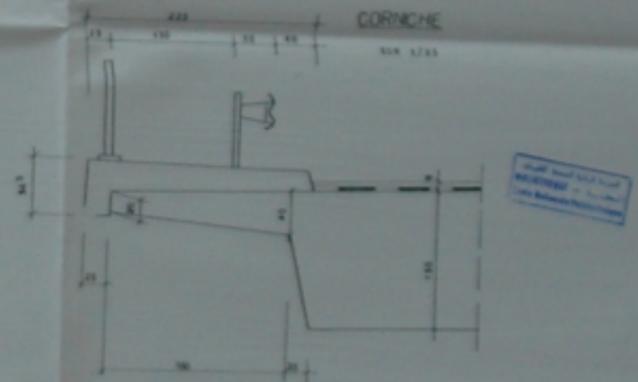
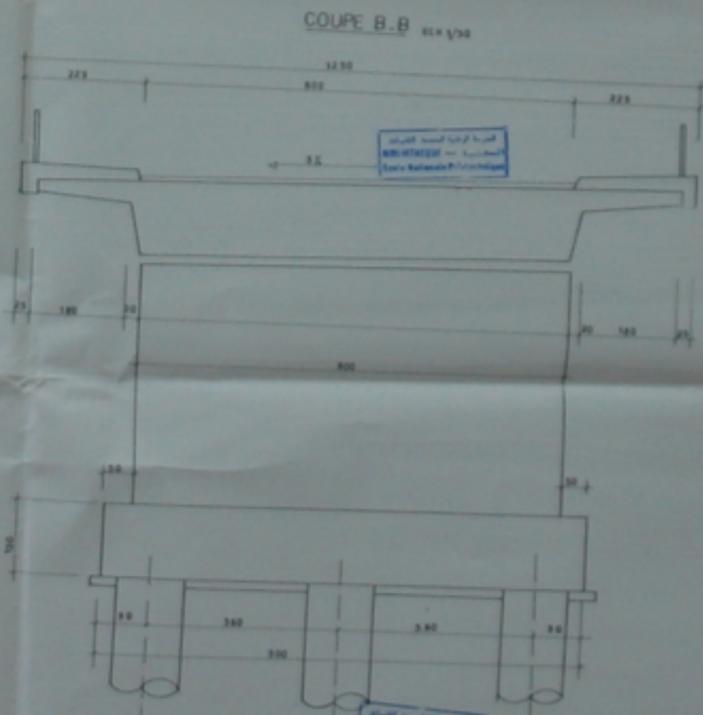
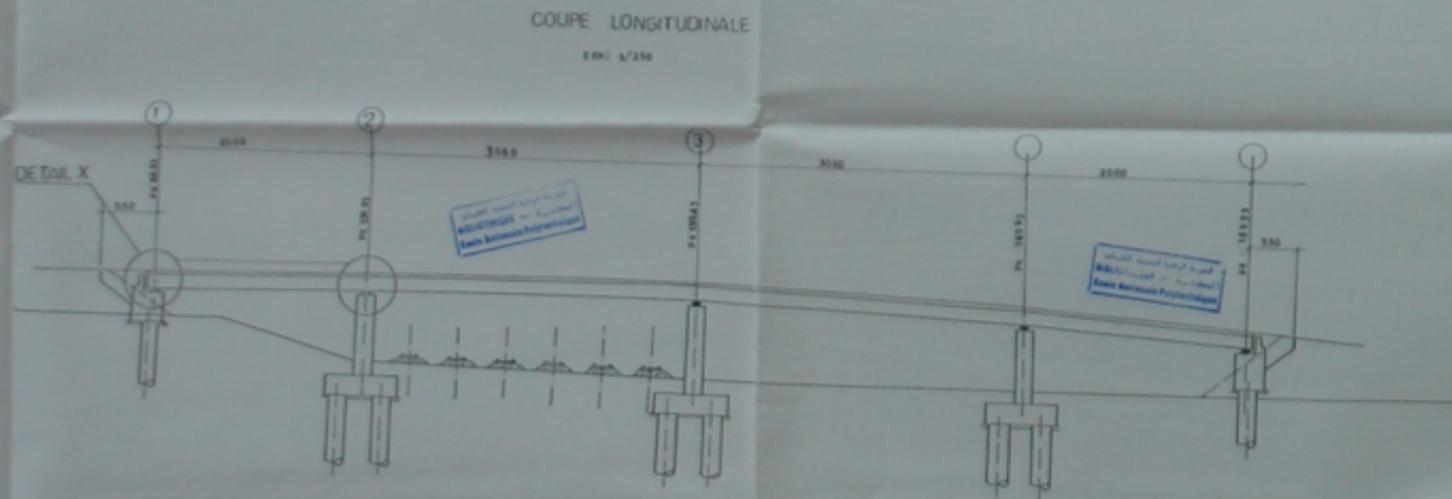
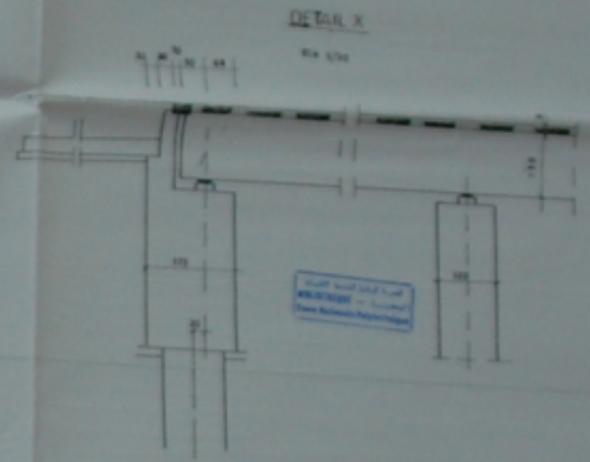
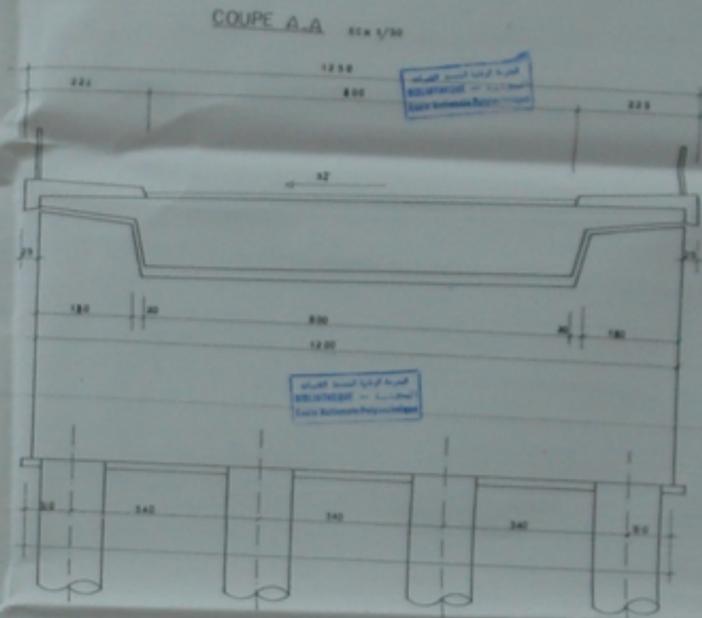
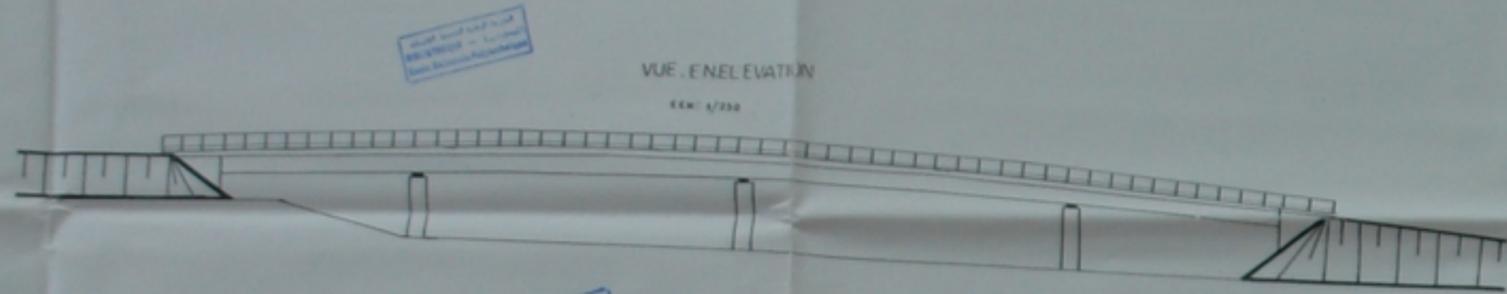
LIGNE D'INFLUENCE DE Z_w

POSITION $Y=6$



BIBLIOGRAPHIE

- | | |
|---|-----------------------|
| 1- PONT ET ROUTE | FASCICULE G1 TITRE II |
| 2- RESISTANCE DES MATERIAUX | J. COURBON |
| 3- BETON PRECONTRAIT AUX ETATS LIMITES | H.THONIER |
| 4- COUR PRATIQUE DE B-P | G.DREUX |
| 5- PROJET DE BETON PRECONTRAIT | |
| R.LACROIX ET FUNTES | |
| 6- REGLES TECHNIQUES BPEL 83 ET ANNEXES | |
| 7- DOCUMENTS SETRA | |
| 8- CALCUL DES OUVRAGES EN -BA- SUIVANT
LES REGLES BAEL83 | P.CHARON |



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT G - CIVIL
 PROJET DE FIN D'ETUDE
 PONT DALLE COURBE HYPERSTATIQUE

PROPOSE PAR SAPTA ETUDE A GNP
 PLAN D'ENSEMBLE
 Etudé par: Gamour Rachid, Rafai Karim
 Promotion: Juin 95
 Ech: Date:

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الوزارة الوطنية للتعليم العالي والبحث العلمي
الجامعة الوطنية politechnique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الوزارة الوطنية للتعليم العالي والبحث العلمي
الجامعة الوطنية politechnique

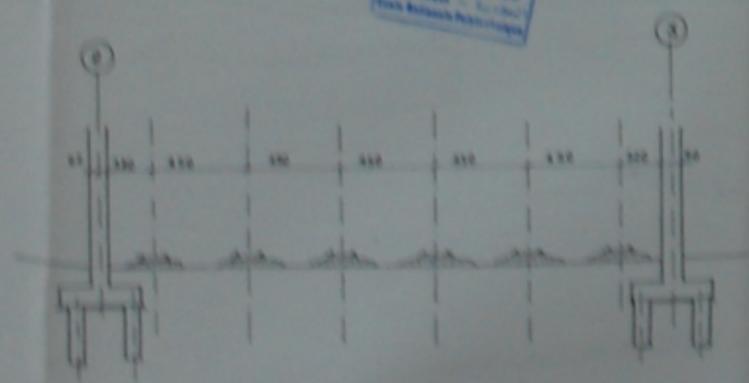
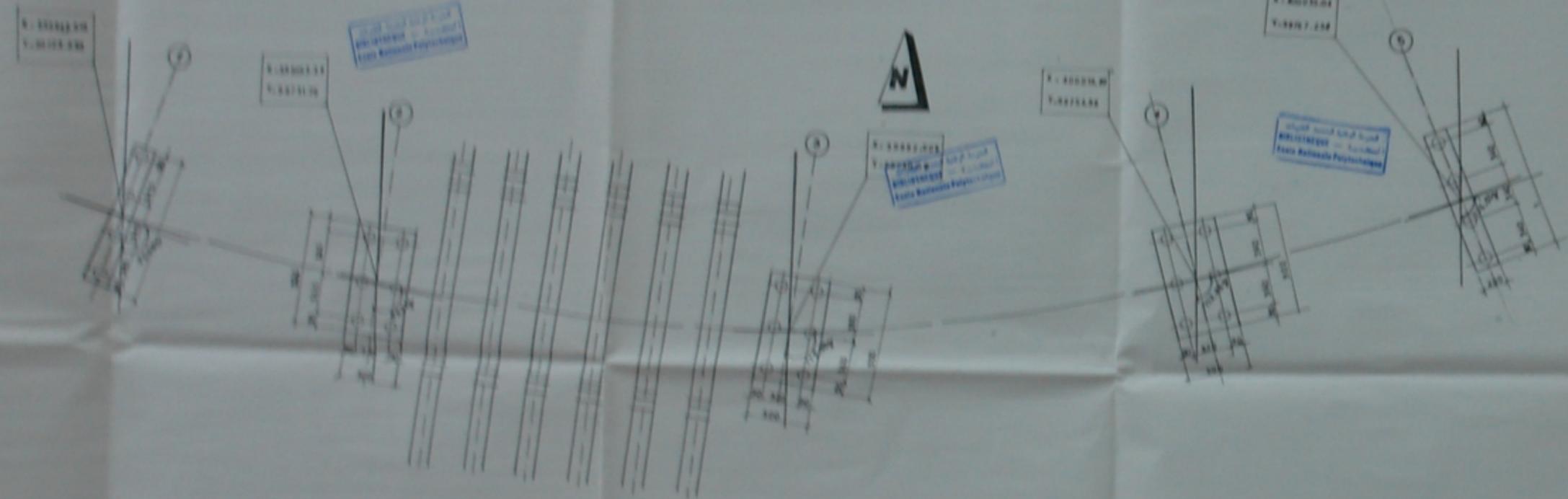
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الوزارة الوطنية للتعليم العالي والبحث العلمي
الجامعة الوطنية politechnique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الوزارة الوطنية للتعليم العالي والبحث العلمي
الجامعة الوطنية politechnique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الوزارة الوطنية للتعليم العالي والبحث العلمي
الجامعة الوطنية politechnique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الوزارة الوطنية للتعليم العالي والبحث العلمي
الجامعة الوطنية politechnique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الوزارة الوطنية للتعليم العالي والبحث العلمي
الجامعة الوطنية politechnique



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الوزارة الوطنية للتعليم العالي والبحث العلمي
الجامعة الوطنية politechnique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الوزارة الوطنية للتعليم العالي والبحث العلمي
الجامعة الوطنية politechnique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الوزارة الوطنية للتعليم العالي والبحث العلمي
الجامعة الوطنية politechnique

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE E.T
POPULAIRE
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT G. CIVIL

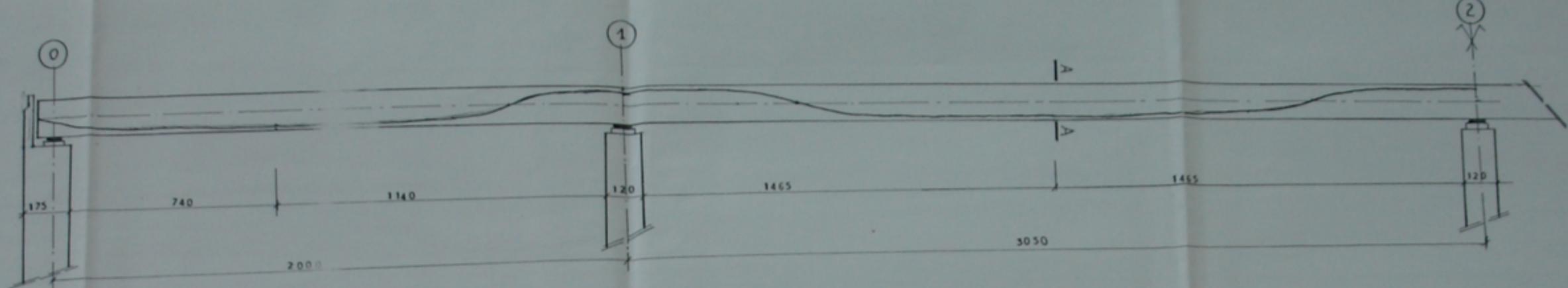
PROJET DE FIN D'ETUDE

PONT DALLE COURBE HYPERSTATIQUE

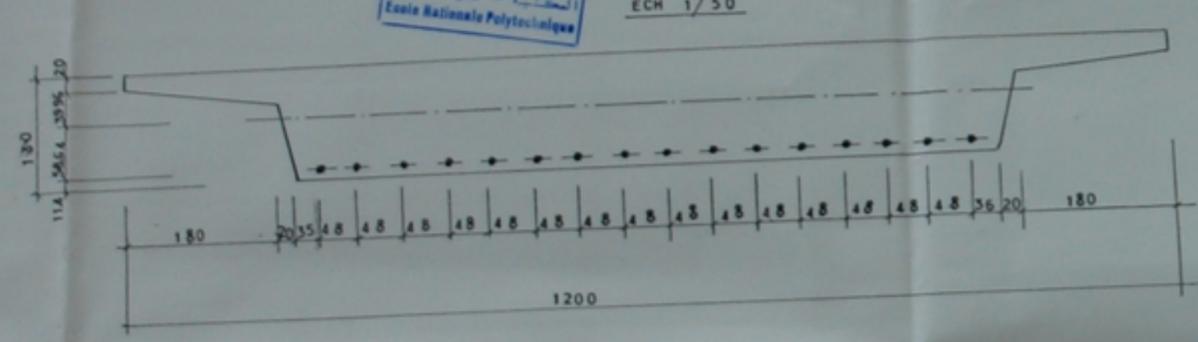
PROPPOSE Par : SAPTA ETUDE à ENP

PLAN D'IMPLANTATION

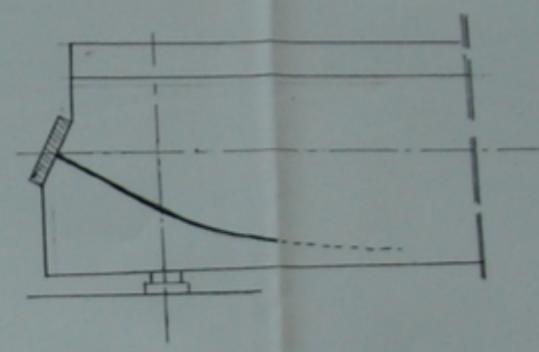
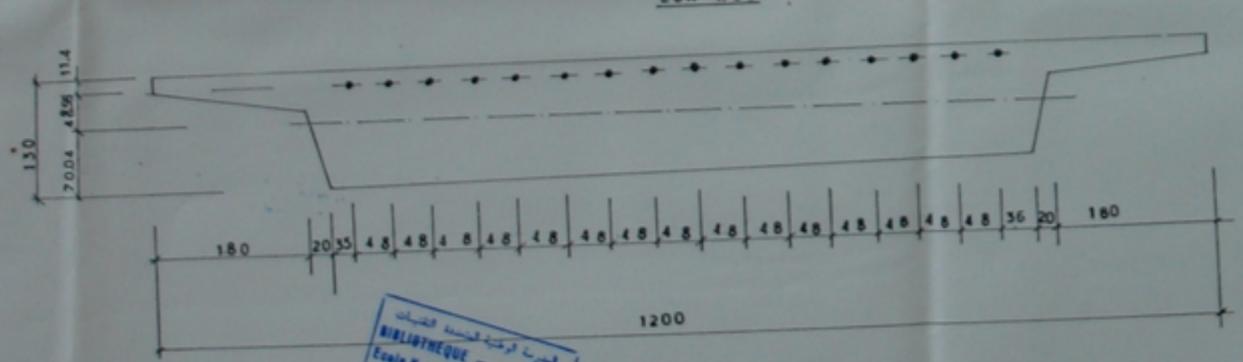
Etudié Par: Gamouri Rachid Rafai Karim	Promotion JUN 95	Plan N: 2 PB 010/95 N: 2
Ech: 1/200		
Date:		



SECTION EN TRAVEE (A)



SECTION SUR APPUI (2)



ABOUT DE LA POUTRE AVEC UN ANCRAGE

المكتبة - المكتبة
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المكتبة - المكتبة
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المكتبة - المكتبة
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المكتبة - المكتبة
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المكتبة - المكتبة
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المكتبة - المكتبة
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المكتبة - المكتبة
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المكتبة - المكتبة
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT G CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDE

PONT DALLE COURBE HYPERSTATIQUE

Propose Par SAP.TA

Etudie à ENP

PLAN DE CABLAGE

Etudie par:
Gamouri Rachid
Rafai Karim

Promotion
JUN 95

PLAN N:3

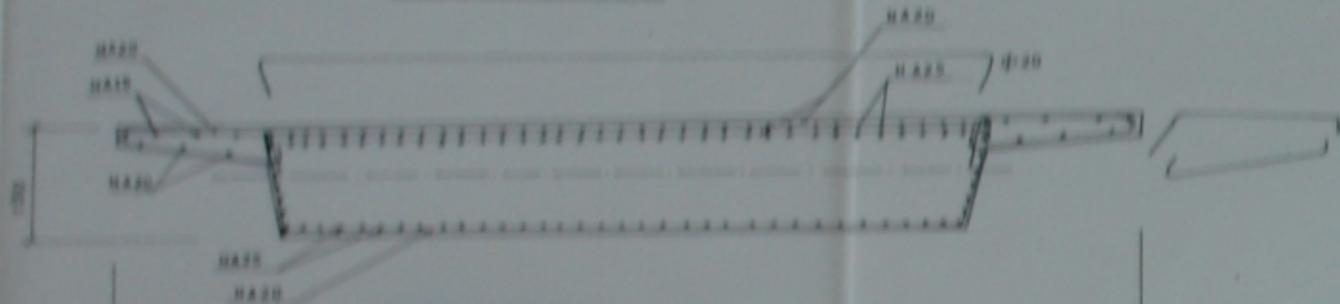
PB010/95

N:3

Ech:

Date:

SECTION D APPUI

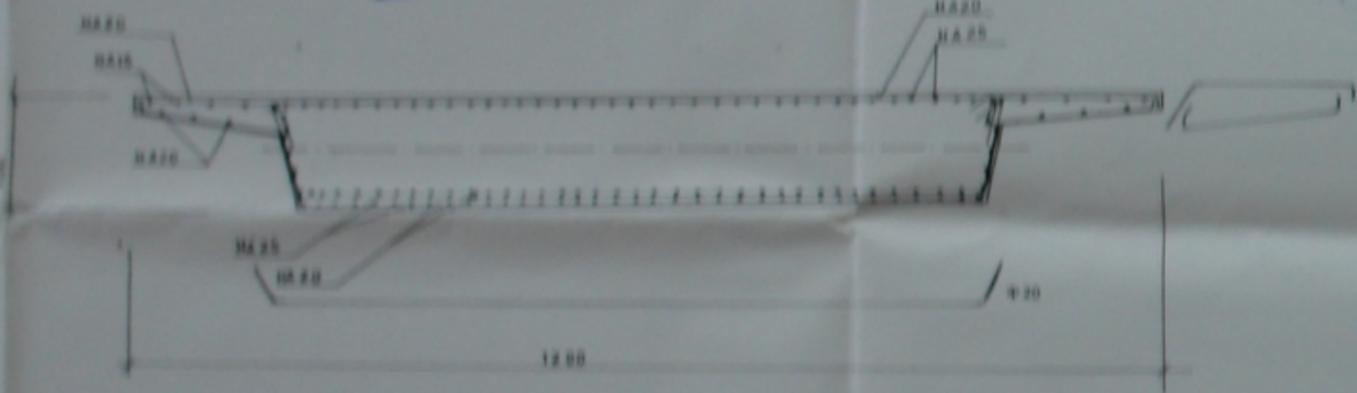


مكتبة جامعة الجزائر
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

مكتبة جامعة الجزائر
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

مكتبة جامعة الجزائر
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

SECTION ENTRAVEE



مكتبة جامعة الجزائر
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

مكتبة جامعة الجزائر
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT G - CIVIL
PROJET DE FIN D'ETUDE

PONT DALLE COURBE HYPERSTATIQUE

Proposé par : SAPTA Etudié à : ENP

PLAN DE FERRAILLAGE

Etudie par: Gamouri Rachid Rafai Karim	Promotion JUN 96	PLAN N°4 PBolo/95 N°4
Ech 1/50		
Date:		