

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

المكتبة
BIBLIOTHEQUE
PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE DU TABLIER

D'UN PONT DALLE HYPERSTATIQUE

A TROIS TRAVEES EN BETON

P R E C O N T R A I N T

Proposé par :

S O N A T R O

Etudié par :

- LABIOD Mahfoud

- MISSOUM Djamel

Dirigé par :

Mme

MOHABEDDINE

PROMOTION : J U I N 1985

دراسة جسر بلاط
من البيطون المسبق الإجهاد

العمل الداخلي في إطار أطروحة السنة النهائية يكمن في
دراسة وحساب طبع جسر - بلاط ذو ثلاثة فح متساوية
من البيطون المسبق الإجهاد طولياً ومن البيطون المسلح عرضياً
الإجهاد مؤمن ب 35 كابل من نوع CCL-PCB مناسبة على كامل
طول الجسر ومشدودة من الطرفين

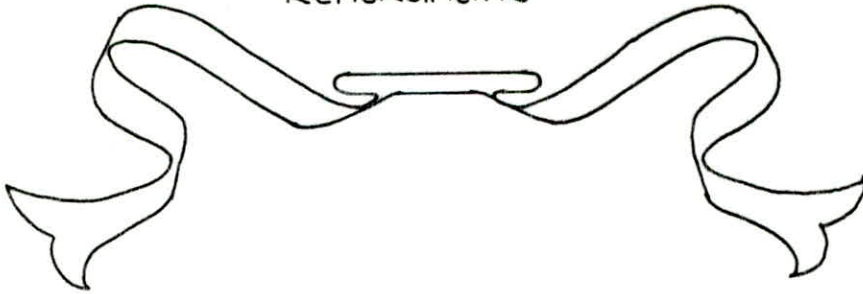
ETUDE DU TABLIER
D'UN PONT DALLE EN BETON PRECONTRAIT

Ce travail représente notre thèse de fin d'étude et consiste en l'étude
d'un pont-dalle hyperstatique à trois (03) travées égales en béton preco-
ntraint. La precontrainte est assurée par 35 câbles 12T19 PCB-CCL
filants de bout en bout sur toute la longueur du pont, l'ancrage est du
type Actif-Actif. Transversalement Le tablier est en béton armé

STUDY OF SLAB-BRIDGE

This study represent our thesis of final studies the subject is
study and calculs of platform of slab-bridge hyperstatic with three
(03) bays prestressed in longitudinal direction by 35 cables 12T19
type PCB-CCL reigning on all the length of the bridge
the type of anchorage is active-active

REMERCIEMENTS



Nos remerciements s'adressent à tous les professeurs qui ont contribué à notre formation ainsi qu'à tous ceux qui ont pu nous aider de près ou de loin ou ont eu l'intention de le faire

et nous tenons à Remercier particulièrement KAMEL KHELIFA

Pour son aide précieuse

DEDICACES



Je dédie ce modeste travail à mon père à ma mère et à tous mes amis

Mahfoud

Ladiri

À toute ma famille, et à tous mes amis,
je dédie ce travail

Djamel

SOMMAIRE

INTRODUCTION

Présentation de L'ouvrage	1
Base de Calcul	3
Charges et surcharges	5
Type et dimensionnement du tablier	7

EFFORTS

Théorie de M.M. GUYON et MASSONNET	9
------------------------------------	---

MOMENTS LONGITUDINAUX

Coefficients de répartition transversale	11
Moments moyens	20
Pondérations des surcharges	28
Ecrêtement des moments	30

PRECONTRAINTE

tracé du câble	31
Dimensionnement de la précontrainte	31
Recherche de la précontrainte aux différentes étapes de la vie de L'ouvrage	33
Tensions des armatures au cours du temps	40
Contraintes sous les divers états (vérification)	43
Vérification à la rupture au moment fléchissant	46
Vérification sous L'effet des moments non écrêtés	48
Vérification au séisme	49
Dénivellations d'appuis	50

MOMENTS TRANSVERSAUX

EFFORTS aux encastremets des encorbellements	53
EFFORTS dans la dalle centrale	56

EFFORTS TRANCHANTS	64
--------------------	----

TORSION	74
---------	----

FERRAILLAGE

ferrailage transversal	79
ferrailage longitudinal	83
ferrailage complémentaire	84
ferrailage des chevêtres	87

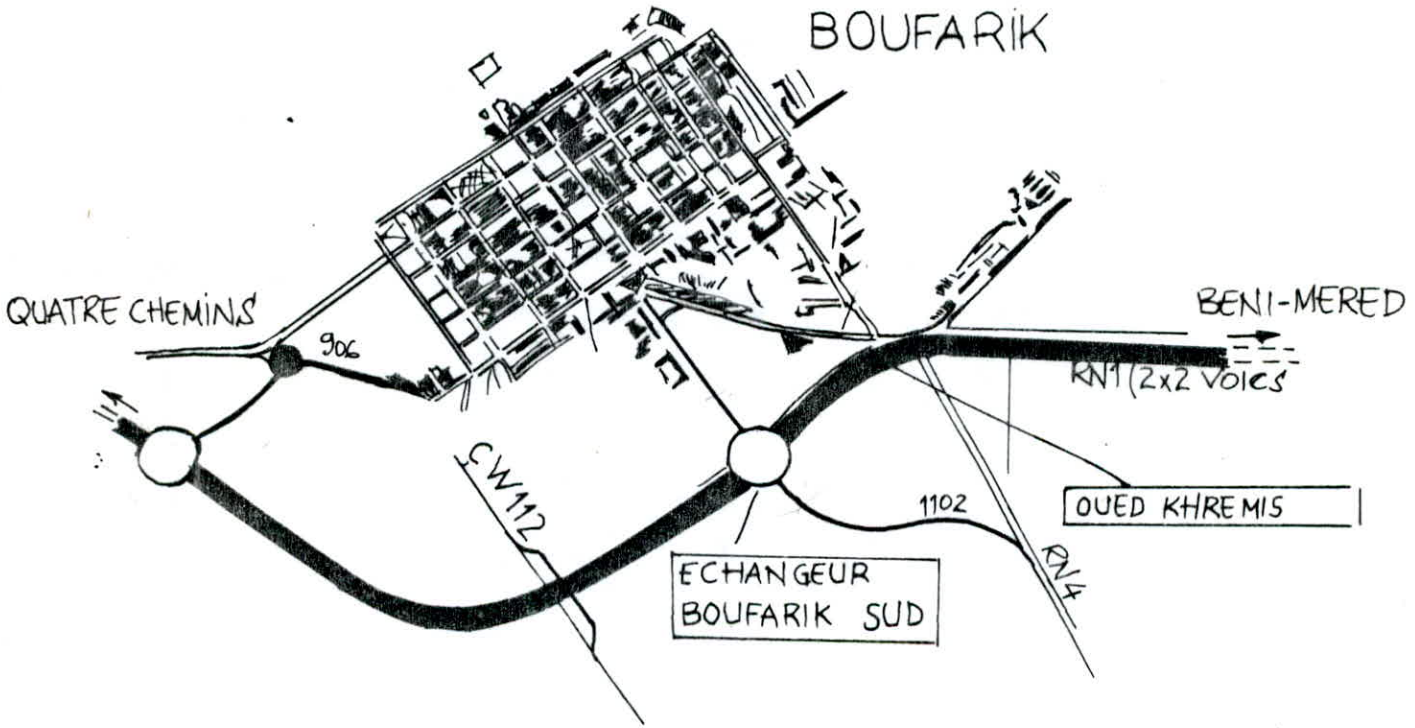
ANCRAGE	89
---------	----

BIBLIOGRAPHIE	90
---------------	----

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

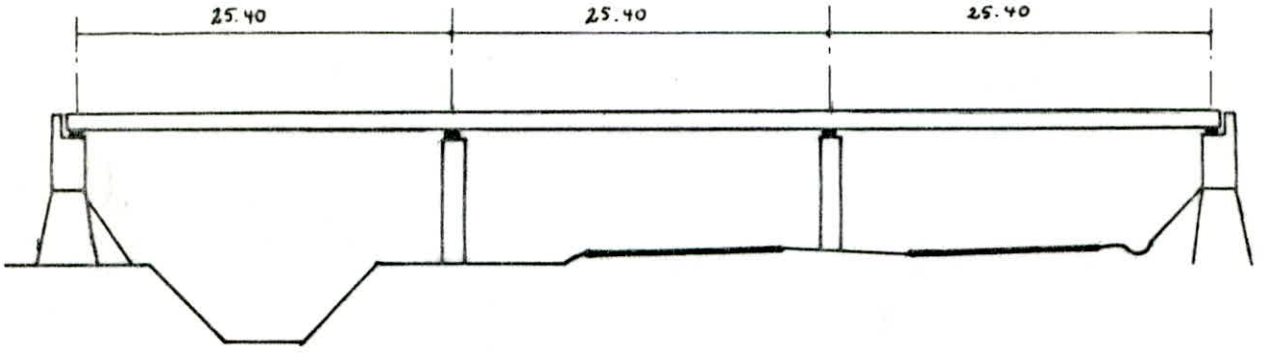
La réalisation de l'échangeur BOUFARIK-SUD s'insère dans le cadre de l'aménagement de la route nationale 1 qui doit résoudre d'une manière globale les problèmes du trafic dont souffre depuis des années la wilaya de BLIDA. L'échangeur O.A. 7.1 situé au point kilométrique 7+164.26 est un pont-dalle hyperstatique à trois (03) travées et permet le franchissement de la R.N1 2x2 voies et de l'oued Khremis au total 76,2 m par une route de 19,50 m de chaussée encadrée par deux (02) trottoirs de 2,29 m chacun selon un biais de 90 degrés

le tablier est du type PSI-DP Passage supérieur en dalle continue de béton précontraint. La précontrainte est assurée par des câbles filants. tous les câbles sont munis d'un ancrage actif à leur deux extrémités

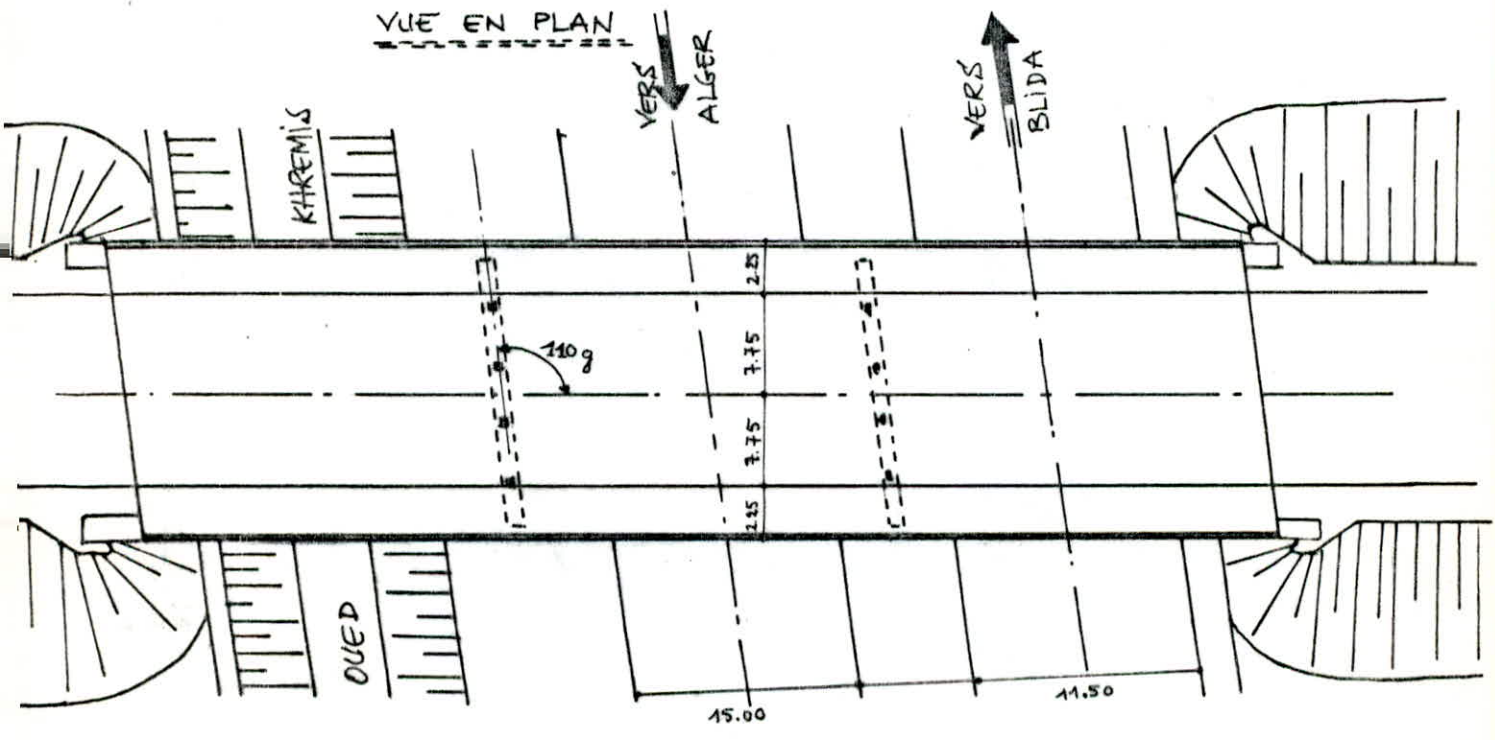


L'itinéraire est classé pour permettre la circulation des convois militaires et du convoi exceptionnel type D

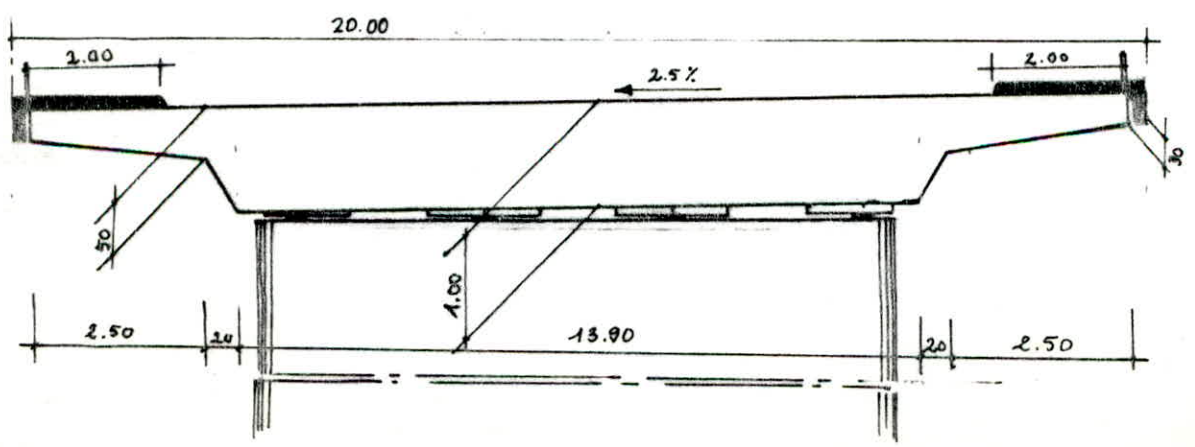
VUE EN ELEVATION



VUE EN PLAN



COUPE TRANSVERSALE



- 5 -

BASE DE CALCUL

- Règlement

- Cahier de prescriptions communes CPC fascicule 61 titre II programme de surcharges

- Instruction provisoire relative à L'emploi du béton précontraint IP1 formé par la circulaire du 12 Août 69

- "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé" CCBA68

- Unités

Les unités utilisées sont le mètre la tonne et le grade et leurs unités dérivées

- Matériaux

= Béton

Le béton utilisé est de bonne qualité (dosage à 400 kg/m^3) et de bonne compacité masse volumique du Béton précontraint évaluée à $2,4 \text{ t/m}^3$

Contraintes de compression admissibles

$$\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \sigma'_{28} = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma'_{28} \quad (\alpha=1, \beta=1, \gamma=1) \quad \sigma'_{28} = 3000 \text{ t/m}^2$$

en compression simple $\bar{\sigma}'_{b0} = 900 \text{ t/m}^2$ ($\delta=0,3, \varepsilon=1$)

en flexion simple $\bar{\sigma}'_b = 1800 \text{ t/m}^2$ ($\delta=0,6, \varepsilon=1$)

Contraintes de traction admissibles

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28} \quad (\alpha=1, \beta=1, \gamma=1)$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,029$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,029 \cdot 3000 = 79 \text{ t/m}^2$$

- Aciers pour Béton Armé

On utilise des Aciers H.A pour la flexion transversale et les différents ferrailages

$$F_e E 40 \quad \sigma_{en} = \bar{\sigma}'_{en} = \begin{cases} 42000 \text{ t/m}^2 & \phi \leq 20 \\ 40000 \text{ t/m}^2 & \phi > 20 \end{cases}$$

Aciers H.A pour les étriers

$$\sigma_{en} = \bar{\sigma}'_{en} = 42000 \text{ t/m}^2$$

Caractéristiques du béton nécessaires à la justification du Béton précontraint

- contraintes admissibles

$$\sigma_n = 3000 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_n = 70 + 0,06 \sigma_n = 70 + 0,06 \cdot 3000 = 250 \text{ t/m}^2$$

a/ dans les conditions de service

- Compression $\bar{\sigma} = 0,42 \sigma_n = 1260 \text{ t/m}^2$

- traction $\bar{\sigma}' = 0,42 \sigma'_n$

on prendra $\bar{\sigma}' = 0$ en n'admettant aucune traction

b/ dans la période de construction

$$\bar{\sigma}_j = 0,99 \sigma_j$$

j : jour désigné

σ_j : résistance nominale à j jours

à la première mise en précontrainte $\sigma_j = 2782,9 \text{ t/m}^2$

- module de déformation

sous les charges ou surcharges de courte durée d'application $E_i = 21000 \sqrt{10 \sigma_j} \text{ t/m}^2$

à la mise en précontrainte $E_i = 21000 \sqrt{10 \cdot 2782,9} = 3,503288 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

en service $E_i = 21000 \sqrt{10 \cdot 3000} = 3,637306 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

sous les charges et surcharges permanentes

$$E_v = 7000 \sqrt{10 \sigma_j}$$

en service $E_v = 7000 \sqrt{10 \cdot 3000} = 1,212435 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

sous fluage $E_f = 10500 \sqrt{10 \cdot 300} = 1,818653 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

Aciers de précontrainte Unité Cable 12T19 CCL Multiforce \rightarrow

- module d'élasticité de l'acier $E_a = 20 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

- R_g contrainte de rupture garantie d'un fil 184900 t/m^2

- T_g tension initiale à l'encrage 197200 t/m^2

- $R_{el,1000}$ relaxation à 1000h $2,5\%$

- φ coefficient de déviation parasite

- f coefficient de frottement des armatures $0,0016$

de précontrainte dans les courbes $0,17$

- D diamètre des gaines 76 mm

- Section d'un cable 1668 mm^2

- Rayon minimum de courbure 5 m

CHARGES & SURCHARGES

- Détermination de la classe du Pont

- Largeur chargeable

$$l_r = 19,90 \text{ m} \quad l_s = l_r = 19,90 \text{ m (trottoirs)}$$

- Nombre de voies

$$N = E\left(\frac{l_s}{3}\right) = E\left(\frac{19,9}{3}\right) = 9 \quad 9 \text{ voies}$$

- Largeur d'une voie

$$l_v = \frac{l_s}{N} = \frac{19,9}{9} = 3,10 \text{ m}$$

d'après le CPC on a $l_r > 7 \text{ m}$ donc c'est un Pont de PREMIERE CLASSE Art. 3.2

- Densité de La charge Permanente.

Ossature	2,4 x 16,2	38,88	t/m
Superstructure			
trottoirs:			
Béton léger	2 x 2,3 x 0,24 x 0,99	0,607	"
Corniche et appuis des dalles	2 x (0,25 + 0,81) x 0,28 x 2,9	1,484	"
Sable sous dalle	2 x 1,4 x 0,24 x 0,64	0,430	"
garde Corps et glissière	2 x 0,2	0,4	"
chape et couche de Protection sous trottoirs	2 x 0,04 x (0,99 + 0,64) x 2,2	0,209	"
Revêtement:			
Couche de roulement e = 4 cm			
Couche de Protection e = 3 cm	2,39 (0,08) x 19,90	2,914	"
chape d'étanchéité e = 1 cm			
$G = 44 \text{ t/m}$		43,924	t.m

- Surcharges

Les Surcharges fixées par le CPC sont

système de charges A : La masse A(l) en kg/m²

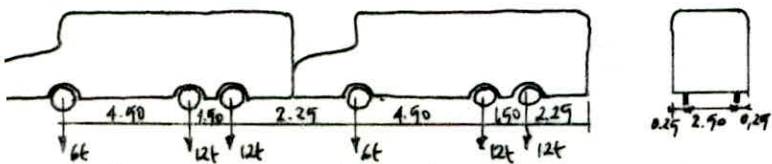
$$A(l) = 230 + \frac{36000}{l+12} \quad l: \text{longueur de la zone chargée en vue d'avoir l'effet le plus défavorable}$$

$$A_2(l) = a_1 \times a_2 \times A(l) \quad (\text{art 4 CPC})$$

a_1 : coefficient reducteur en fonction de la Classe du Pont du nombre de voies chargées

$$a_2 = \frac{l_0}{l_v} = \frac{3,9}{3,1} = 1,129 \quad l_0 = 3,9 \text{ Pont de Première classe}$$

Système de charge B_c camions types



Longitudinalement : 2 camions par file au maximum

transversalement : autant de convois que de voies

La surcharge B_c est affectée d'un coefficient b_c en fonction du nombre de voies et de la classe du pont.

- Surcharge militaire char type Me 120 Surcharge répartie.

Masse totale 110t
 Longueur d'une chenille 6,10 m
 entre axe des chenilles 3,30 m
 Largeur d'une chenille 1,00 m

- Surcharge exceptionnelle type D Surcharge répartie uniformément sur une surface de $18,60 \times 3,20 \text{ m}^2$
 Masse totale 240t

Coefficients de majoration dynamique

Les effets des surcharges mobiles sont affectés par un coefficient de majoration dynamique ; son calcul relève de la formule réglementaire (art. 9.5 CPC)

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4 \frac{P}{S}} \quad L(m) ; P(t) \text{ et } S(t)$$

L: Longueur de la travée où se trouve la surcharge mobile
 P: charge permanente de cette travée Superstructures comprises
 S: Surcharges maximums qui peuvent être admis sur la travée

SURCHARGE		
Nombre de voies chargées	S(t)	δ
1 voie chargée	60	1,0797
2 " "	120	1,0838
3 " "	180	1,0889
4 " "	240	1,0916
5 " "	300	1,0939
Mc 120	110	1,0809

Coefficient relatif au béton précontraint $c = 1,1$

appliqué aux surcharges A et B dans le calcul des moments fléchissant longitudinaux il prend en compte le fait que les surcharges nominales du titre II fascicule 610 ne constituent pas des valeurs maximales et ne garantissent pas une durabilité convenable des ponts en Béton précontraint. Le coefficient 1 serait trop faible vis à vis des risques de fissuration.

Coefficient de majoration de la charge permanente CP

tient compte des surcharges permanentes additionnelles pouvant intervenir par la suite il est compris entre 1,020 et 1,050 on prend $CP = 1,035$
 appliqué seulement dans les cas où il est défavorable

TYPE ET DIMENSIONS DUTABLIER

Le choix du type PSI-DP à trois travées n'est pas forfaitaire, le tablier à trois (03) travées en dalle pleine continue d'épaisseur constante est le type d'ouvrage qui semble parfaitement adapté techniquement esthétiquement et parfois économiquement Pour le franchissement d'une autoroute

-1 - Portée de L'ouvrage

tablier avec larges encorbellements la portée déterminante doit être inférieure à 30 m

$$D = \frac{D_2 + 1,25 \text{ Sup}(D_1, D_3)}{2} = \frac{29,4 + 1,25 \cdot 29,4}{2} = 28,975 < 30 \text{ m}$$

-2 - biais

- biais géométrique : Supérieur ou égal à 90 grades

$$\varphi = 90 \text{ grades}$$

- biais mécanique :

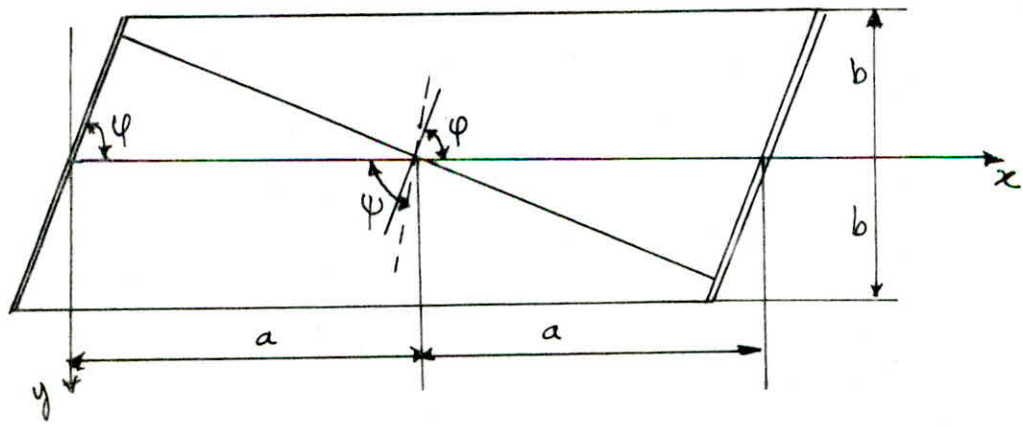
$$\begin{cases} \psi = \varphi & \eta < 0,9 \\ \psi = \varphi + \frac{\eta - 0,9}{2,2} (100 - \varphi) & 0,9 \leq \eta \leq 2,7 \\ \psi = 100 & \eta > 2,7 \end{cases}$$

Loi empirique reliant le biais mécanique ψ et le biais géométrique φ en fonction d'un coefficient de forme η donnée par l'étude statistique par la méthode des réflexions biharmoniques (MRB64) de dalles continues biaisées

$$\eta = \frac{D_2 \sin \varphi}{2b} = \frac{29,4 \sin 90^\circ}{16,32} = 1,94 \quad 0,9 \leq \eta \leq 2,7$$

d'où
$$\psi = 90 + \frac{1,94 - 0,9}{2,2} (100 - 90) = 94,71 \text{ grades}$$

2b est la largeur équivalente et sera définie par la suite.

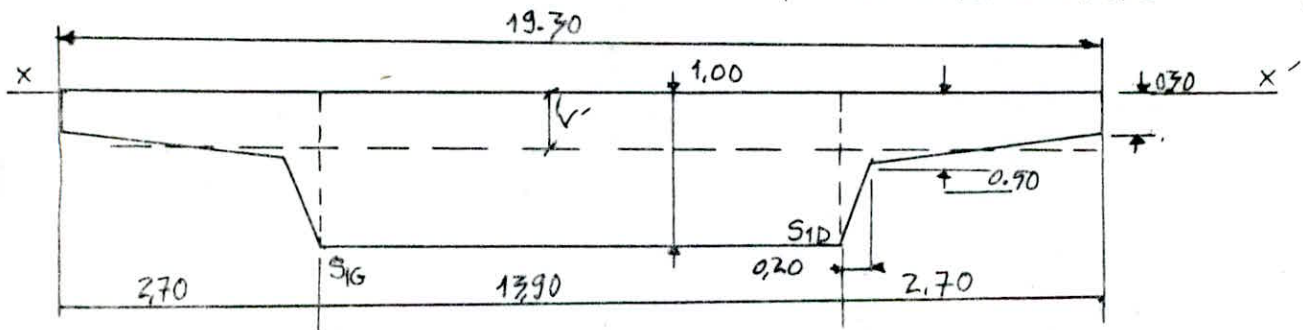


- 3 - élanement

La hauteur de la section transversale obéit aux règles d'élanement courantes assurant la construction d'un tablier sûr, économique et satisfaisant parfaitement au règlement.

soit $\frac{D}{f_0} = \frac{28,975}{30} = 0,9625$ On prend $h = 1,00$ m

D: portée déterminante



Caractéristiques de la section transversale

Aire de la section $A = 16,2 \text{ m}^2$

moment statique $S_{xx'} = 7,479 \text{ m}^3$

Position du centre de gravité de la section $v = S_{xx'} / A = 0,4614 \text{ m}$

moment d'inertie $I = 1,36 \text{ m}^4$

largeur équivalente $2b = \frac{12I}{h^3} = 16,32 \text{ m}$

- 4 - Encorbellements

Au delà de 21 m de portée déterminante la relève de la dalle rectangulaire doit être assurée par de larges encorbellements

Les encorbellements doivent satisfaire aux critères suivants :

- largeur de la nervure $>$ demi largeur utile totale de l'ouvrage
 $13,90 > \frac{1}{2} (19,30) = 9,65$

- largeur droite de l'encorbellement $< \frac{1}{7}$ (Portée b'aise déterminante)
 $2,70 < \frac{1}{7} (28,975) = 4,14$

- la dalle rectangulaire équivalente élègrie de 9% de chaque côté recouvrira entièrement la largeur surchargeable
 $16,32 \times 1,10 = 17,952 > l_c = 15,90$

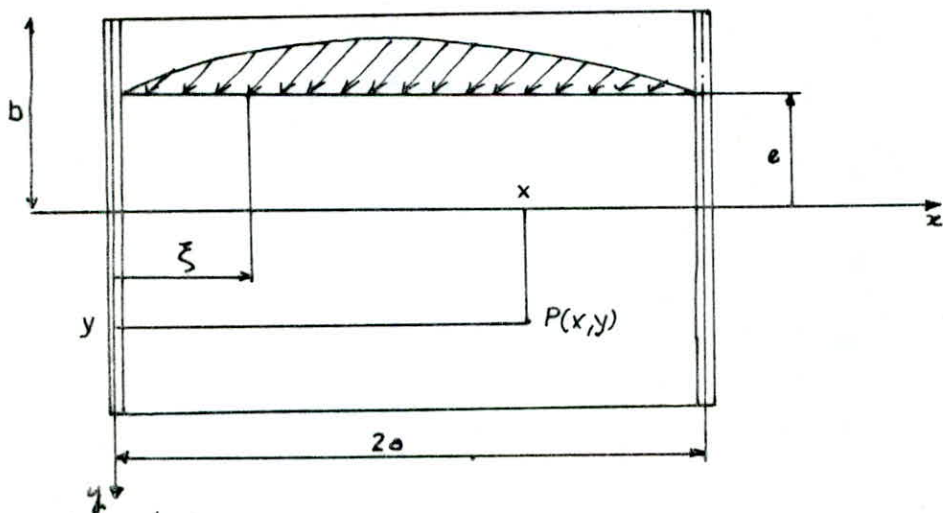
- 5 - Rapport des Portées

La limite du rapport de portée est fixé Par le risque de soulèvement des appuis d'extrémités à 0,9 comme limite inférieure

$\theta = \frac{\text{Longueur de la travée de rive}}{\text{Longueur de la travée centrale}} = \frac{25,4}{25,4} = 1 > 0,9$

MÉTHODE DE M. GUYON

Cette théorie a tout d'abord traité le cas des Plaque minces, homogènes et isotropes de Coefficient de Poisson nul, présentant deux bords parallèles libres et reposant simplement et sans bords sur des appuis continus le long des autres côtés



On considère alors :

une charge répartie sur une parallèle aux bords libres d'excentricité e et suivant la loi $P(x)$. On suppose la densité $P(x)$ développée en série de Fourier sur l'intervalle $(0, 2a)$

$$P(x) = \sum_m H_m \sin \frac{m\pi x}{2a} \quad \text{appelons} \quad \theta = \frac{b}{2a}$$

a/ le moment de flexion longitudinal au Point (x, y) a pour expression :

$$M_x(x, y) = \left[\sum_m H_m k_m \left(m\theta, \frac{e}{b}, \frac{y}{b} \right) \right] M_m(x)$$

où $M_m(x)$ est le moment de flexion longitudinale créé à l'abscisse x d'une poutre rectiligne d'inertie constante et de même portée $2a$ par la charge $P(x)$

$k_m \left(m\theta, \frac{e}{b}, \frac{y}{b} \right)$ Coefficient de répartition transversale relatif à l'harmonique de rang m

b/ le moment de flexion transversale au Point (x, y) est

$$M_y(x, y) = \sum_m b H_m \mu \left(m\theta, \frac{e}{b}, \frac{y}{b} \right) \sin \frac{m\pi x}{2a}$$

μ est le coefficient de flexion transversale relatif à l'harmonique m

Plus généralement moyennant certaines adaptations ou approximations le domaine d'emploi de ces résultats a pu être étendu aux ouvrages bi-axis, aux travées continues, aux structures anisotropes, aux matériaux dont on ne peut négliger la valeur du coefficient de Poisson et aux structures d'inertie variable

ces extensions

- La prise en compte du biais
- La prise en compte de la continuité
- La prise en compte du coefficient de Poisson

qui vont être évoqués dans la partie calcul des efforts concernent également les dalles à larges encorbellements dont l'étude est effectuée selon les principes suivants :

Pour ces structures il convient de distinguer les encorbellements et la nervure

Les encorbellements ont pour origine la première discontinuité S_1 il est alors admis que :

- les encorbellements travaillent comme des consoles encastrees dans la dalle centrale
- La dalle centrale supposee independante des encorbellements, fonctionne comme une dalle isotrope pour laquelle la methode de GUYON-MASSONNET est applicable
- On doit toute fois tenir compte de la participation des encorbellements à la flexion longitudinale qui a pour effet de reduire la torsion dans la dalle

On substitue donc à la dalle avec encorbellements, une "dalle équivalente de section rectangulaire" de même hauteur et présentant la même inertie de flexion longitudinale que la structure étudiée.

COEFFICIENT DE RÉPARTITION TRANSVERSALE

Prise en compte de l'excentrement des surcharges

Une première approximation du moment longitudinal $M(x,y)$ est celui que l'on obtient en assimilant la dalle à une poutre nous l'appellerons $M_m(x,y)$ cette approximation est vraie à 100%. Pour les charges uniformément réparties sur la largeur totale de la dalle (ce que l'on suppose être le cas de la charge permanente.)

l'excentrement de certaines surcharges, telles le char et le convoi B_c a pour effet de majorer la sollicitation de certaines fibres de la dalle.

Sous l'effet d'une série de charges quelconques réparties sur des fibres parallèles aux bords libres d'excentricités respectives e_i et d'intensités P_i . Le moment est donné par :

$$M(x,y) = \frac{\sum P_i K_i \left(\theta, \frac{x}{l}, \frac{y}{b} \right)}{\sum P_i} M_m(x)$$

cette formule a le grand mérite de séparer les variables (x, y) sous forme d'un produit de deux fonctions.

$\sum P_i K_i \left(\theta, \frac{x}{l}, \frac{y}{b} \right)$ surcharges majorées pour excentrement.

$M_m(x)$ moment moyen.

Nous obtiendrons la plus grande valeur de $M(x,y)$ en cherchant successivement les maximums de ces deux fonctions, ce qui reviendra à rechercher les dispositions les plus défavorables des surcharges successivement dans le sens transversal puis dans le sens longitudinal.

Remarque

L'approximation de Maconnet consiste à supposer que la majoration pour excentrement est essentiellement fonction du premier terme du développement en série de la charge P_i .

$$\sum_{n=2}^{\infty} (K_n - K_1) M_m(x) \text{ négligeable}$$

Prise en compte du biais

La valeur du coefficient d'entretroisement $\theta = \frac{b}{2a}$ dans le calcul de K_i on prend :

- 2a Portée biaisée
- 2b Portée droite équivalente

Prise en compte de la continuité

On prendra la portée de la dalle rectangulaire isostatique qui sous l'effet d'une surcharge uniforme accuse la même déformation que la travée en question sous l'effet de la précédente charge.

Prise en compte du coefficient de Poisson

Il résulte des études effectuées par M. ROWE que la valeur non nulle dans la pratique du coefficient de Poisson ν n'a qu'une influence très faible sur les valeurs des moments de flexion longitudinale et de ce fait il sera tenu pour négligeable pour le calcul des moments longitudinaux.

Lignes d'influences du coefficient de répartition transversale [1]

Le coefficient de répartition transversale K est fonction de :

- * $\theta = \frac{b}{2a}$ valeur du paramètre d'entretoisement
- * α valeur du paramètre de torsion
- * $\frac{e}{b}$ excentricité relative de la charge linéaire
- * $\frac{y}{b}$ ordonnée relative du point considéré de la construction

$2b = 16,32 \text{ m}$
 $2a = 29,4 \text{ m}$

$\theta = \frac{9,16}{29,4} = 0,3213$

Prise en compte de la continuité

$\theta^* = \theta \sqrt{\nu}$
 $\alpha^* = \frac{\alpha}{\sqrt{\nu}}$

ν est calculé comme suit :

soit w_{si} est la déformée au milieu de la travée considérée du tablier hyperstatique.

$w_{si} = \frac{1}{C_i} \frac{L_i^3}{EI_p}$

et w_{pi} la déformée de la même travée prise simplement appuyée.

en posant $w_{si} = w_{pi}$

avec $w_{pi} = \frac{1}{48} \frac{L_i^3}{EI_p^*}$

nous aurons $I_p^* = \nu I_p$ $\nu = \frac{C}{48}$

C déterminé en calculant la flèche w_{si} On trouve :

travée de rive	$C = 68,992$	$\nu = 1,429$	$\alpha^* = 0,8367$	$\theta^* = 0,3512$
travée intermédiaire	$C = 87,27$	$\nu = 1,818$	$\alpha^* = 0,7416$	$\theta^* = 0,3731$

Les fibres considérées sont les fibres d'excentricités :

Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
---	----	-------	------	------	---	-----	-----	------	---

Par raison de symétrie et de réciprocité
On ne retiendra que les fibres d'excentricités 0 b/4 b/2 3b/4 et b

Les excentricités de charges retenues pour le tracé des lignes d'influence des coefficients de répartition sont

e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
---	----	-------	------	------	---	-----	-----	------	---

Des tableaux de M. GUYON des valeurs de K pour les fibres et pour les excentricités de charges retenues et par interpolation entre les valeurs de θ et en tenant compte du paramètre de torsion α On obtient

excentrement relatif de la surcharge	TRAVÉE DE RIVE					TRAVÉE CENTRALE				
	Y=0	Y=b/4	Y=b/2	Y=3b/4	Y=b	Y=0	Y=b/4	Y=b/2	Y=3b/4	Y=b
-1,00	0,9416	0,7770	0,6330	0,5041	0,3835	0,9253	0,7212	0,5423	0,3815	0,2305
-0,75	0,9720	0,8367	0,7156	0,6063	0,5041	0,9641	0,7963	0,6458	0,5096	0,3815
-0,50	1,0030	0,9000	0,8038	0,7156	0,6330	1,0038	0,8756	0,7560	0,6458	0,5423
-0,25	1,0303	0,9662	0,9000	0,8367	0,7770	1,0551	0,9586	0,8756	0,7963	0,7212
0,00	1,0430	1,0303	1,0026	0,9720	0,9416	1,0387	1,0387	1,0038	0,9641	0,9253
0,25	1,0303	1,0811	1,1077	1,1205	1,1238	1,0038	1,1019	1,1340	1,1490	1,1598
0,50	1,0030	1,1077	1,2029	1,2778	1,3427	1,0038	1,1340	1,2527	1,3457	1,4265
0,75	0,9720	1,1205	1,2778	1,4336	1,5777	0,9641	1,1490	1,3457	1,5415	1,7229
1,00	0,9416	1,1298	1,3427	1,5777	1,8271	0,9253	1,1598	1,4265	1,7229	2,0388

Disposition des charges

Les surcharges réglementaires sont déplacées sur le profil en travers sur les zones qui leur sont permises

On retiendra pour chaque fibre les positions les plus défavorables des surcharges qui engendrent les plus grands moments longitudinaux, il est ensuite de choisir la fibre la plus sollicitée

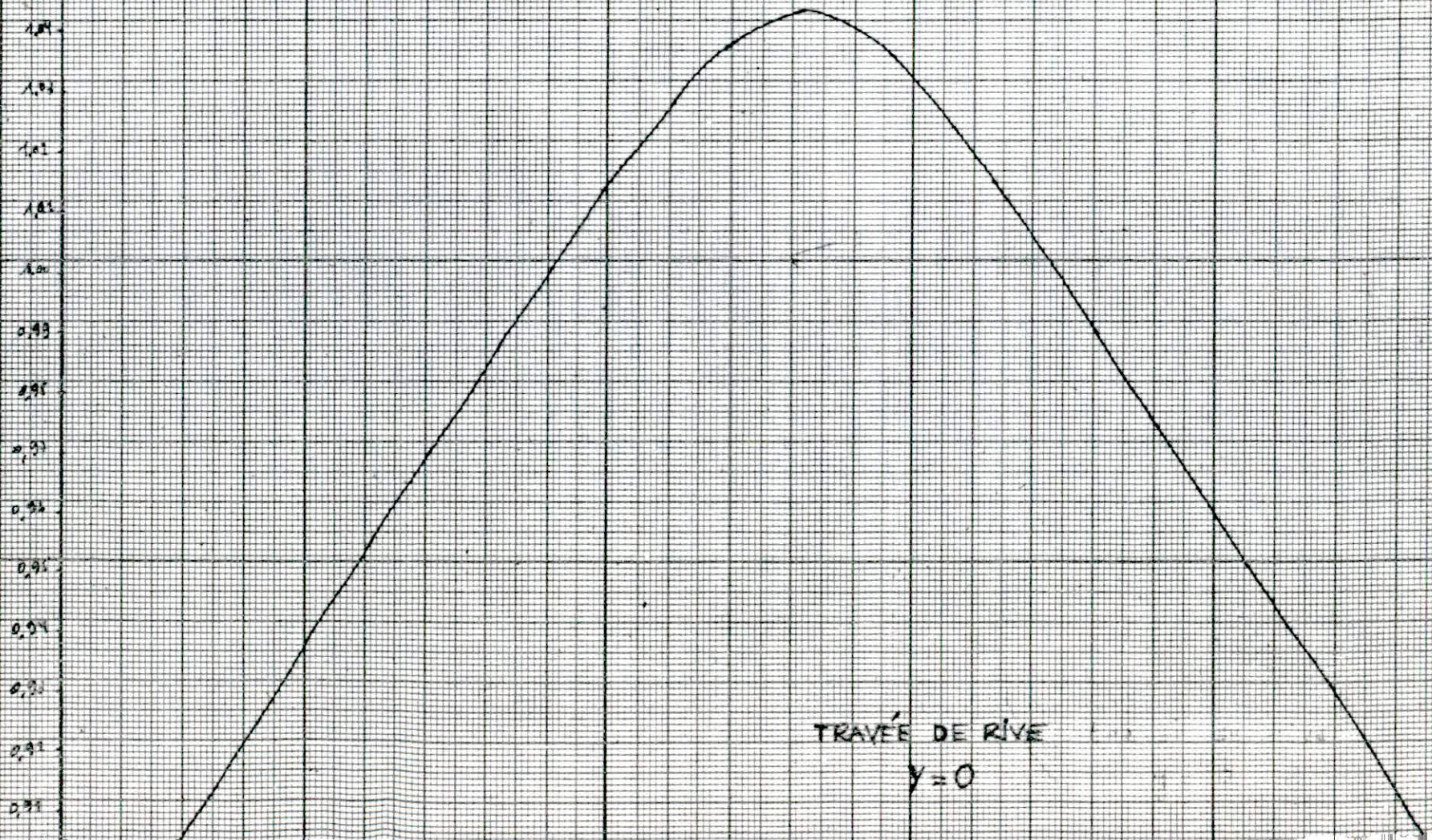
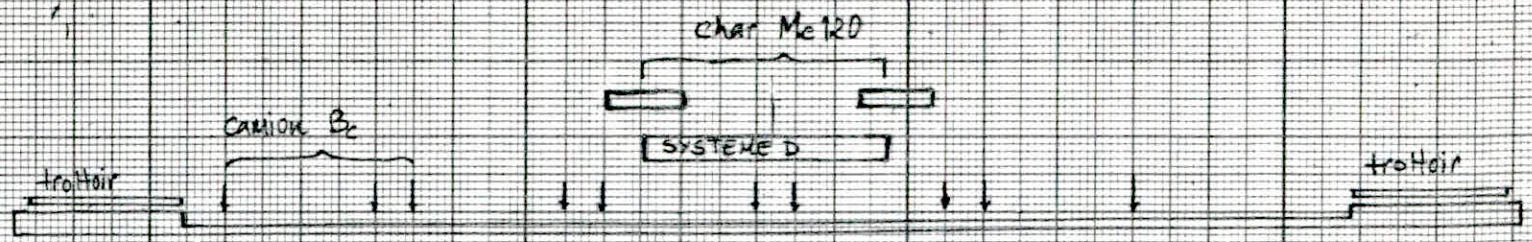
N.B

les positions les plus défavorables sont représentées sur les lignes d'influence des coefficients de répartition K

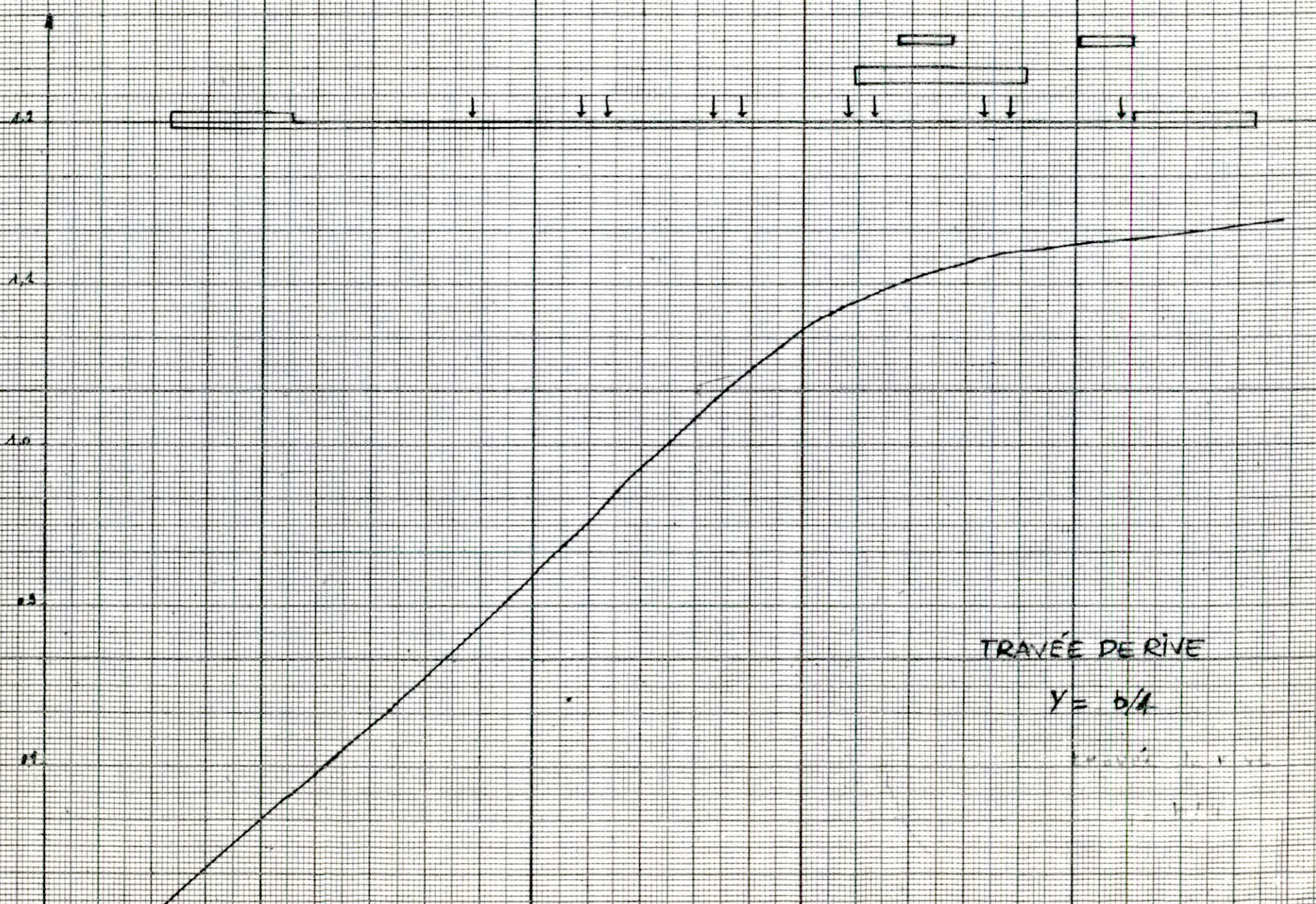
POUR LES DIAGRAMME DES LIGNES D'INFLUENCE DE K ILS NE SONT REPRESENTÉS ICI QUE CELLES DE LA TRAVÉE DE RIVE

100, 110, 120, 130, 140, 150, 160, 170, 180, 190, 200, 210, 220, 230, 240, 250, 260, 270, 280, 290, 300, 310, 320, 330, 340, 350, 360, 370, 380, 390, 400, 410, 420, 430, 440, 450, 460, 470, 480, 490, 500, 510, 520, 530, 540, 550, 560, 570, 580, 590, 600, 610, 620, 630, 640, 650, 660, 670, 680, 690, 700, 710, 720, 730, 740, 750, 760, 770, 780, 790, 800, 810, 820, 830, 840, 850, 860, 870, 880, 890, 900, 910, 920, 930, 940, 950, 960, 970, 980, 990, 1000

100, 110, 120, 130, 140, 150, 160, 170, 180, 190, 200, 210, 220, 230, 240, 250, 260, 270, 280, 290, 300, 310, 320, 330, 340, 350, 360, 370, 380, 390, 400, 410, 420, 430, 440, 450, 460, 470, 480, 490, 500, 510, 520, 530, 540, 550, 560, 570, 580, 590, 600, 610, 620, 630, 640, 650, 660, 670, 680, 690, 700, 710, 720, 730, 740, 750, 760, 770, 780, 790, 800, 810, 820, 830, 840, 850, 860, 870, 880, 890, 900, 910, 920, 930, 940, 950, 960, 970, 980, 990, 1000



TRAVÉE DE RIVE
y=0



TRAVÉE DE RIVE

$$y = b/A$$

1.3

1.2

1.1

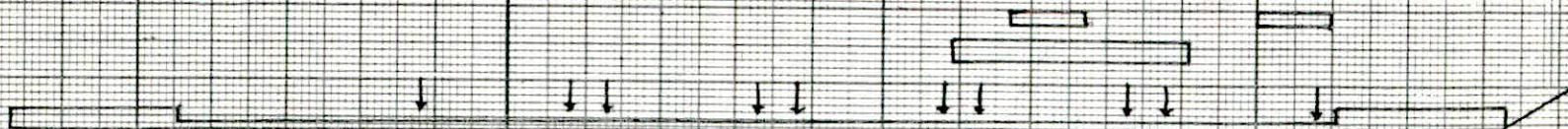
1.0

0.9

0.8

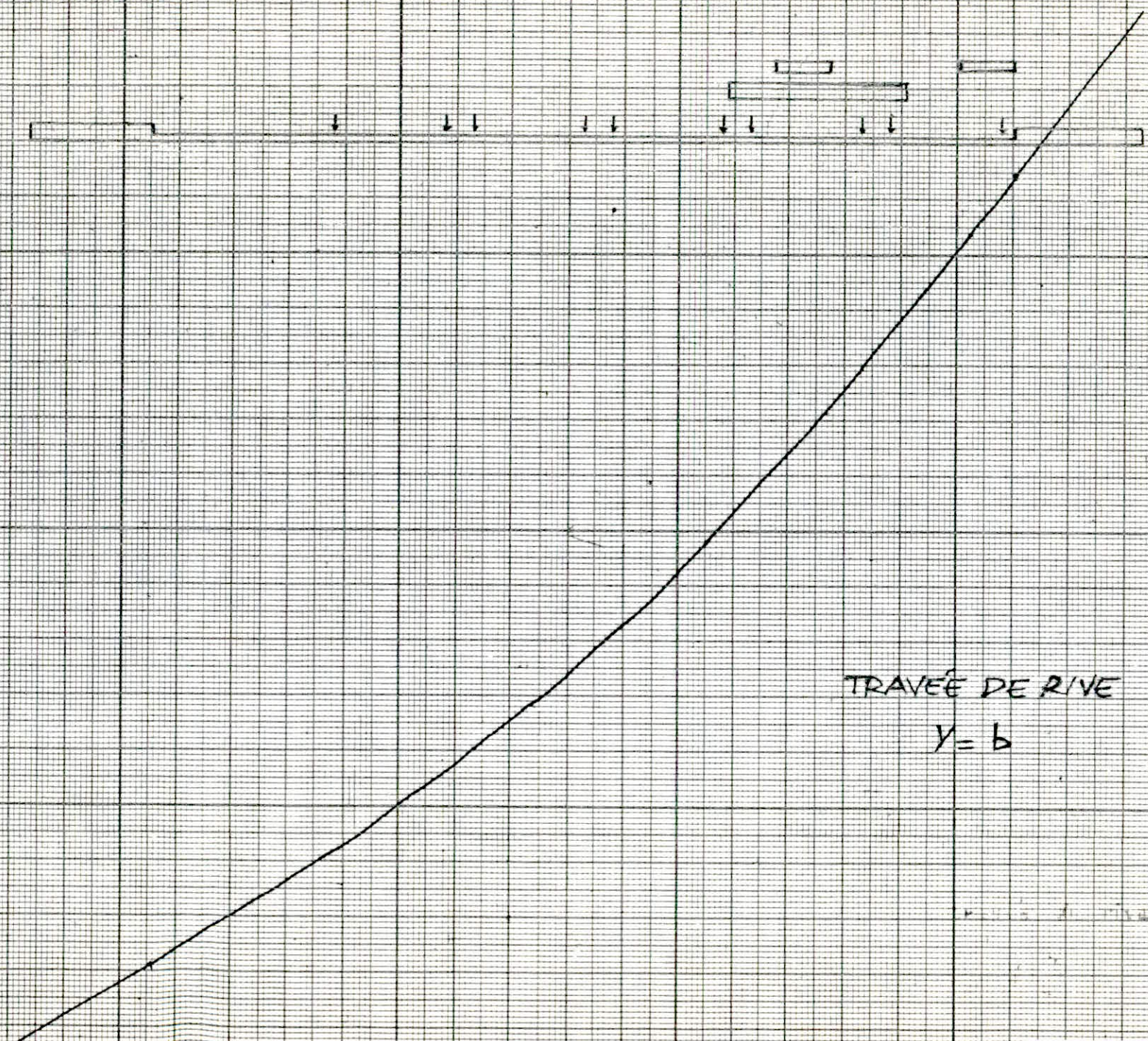
0.7

0.6



TRAVÉE DE RIVE
 $Y = b/2$

2.06
1.96
1.86
1.76
1.66
1.56
1.46
1.36
1.26
1.16
1.06
0.96
0.86
0.76
0.66
0.56
0.46
0.36
0.26



TRAVÉE DE RIVE
 $y = b$

Calcul des coefficients de répartition transversale

Pour les différents types de charge

En examinant la répartition transversale des surcharges on détermine le coefficient de répartition transversal de chaque type de surcharge

charge permanente · K=1

Comme il a été précisé précédemment on prend le coefficient de répartition transversale de la charge permanente égal à 1 en la supposant uniformément répartie sur la largeur totale de la dalle

charges réparties

Cas du convoi exceptionnel du char Mc 120 de la surcharge A(ℓ) et des trottoirs

$$K = \frac{\text{Surface de la ligne d'influence surchargée}}{\text{Largeur surchargée}}$$

La surface est calculée par la méthode de Simpson

$$\int_{x_0}^{x_n} f(x) \cdot dx = \frac{h}{3} (y_0 + y_n + 4(y_1 + y_3 + \dots + y_{n-1}) + 2(y_2 + y_4 + \dots + y_{n-2}))$$

charges concentrées

Cas du système Bc
$$K = \frac{\sum P_i \cdot K_i}{\sum P_i} = \frac{\sum K_i}{n}$$

avec K_i : ordonnée K au droit de la charge P_i
 n : nombre de roues de la rangée

Nota: Pour les deux systèmes de charge Bc et A(ℓ) on déterminera les coefficients K en chargeant voie par voie et on retiendra la valeur correspondant au cas le plus défavorable

Tableau récapitulatif des coefficients Kx

Fibre	travée de Rive					travée Centrale				
	0	b/4	b/2	3b/4	b	0	b/4	b/2	3b/4	b
Surcharge A(ℓ)	1,001	1,001	1,001	0,995	0,996	0,993	1,004	0,999	1,004	1,015
Système Bc	1,012	1,043	1,072	1,093	1,234*	1,053	1,086	1,116	1,016	1,283*
Convoi D	1,040	1,109	1,211	1,291	1,379	1,090	1,137	1,297	1,363	1,462
Mc 120	1,034	1,116	1,260	1,395	1,545	1,043	1,149	1,319	1,488	1,653
trottoirs	0,931	0,943	0,980	1,048	1,138	0,981	0,932	0,914	1,059	1,154

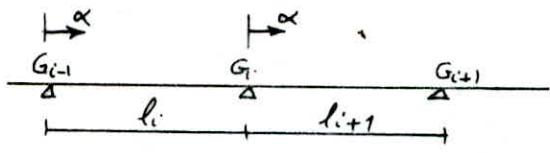
* Coefficient correspondant à 4 voies chargées. Les autres valeurs non marquées de (*) correspondent au maximum de voies.

MOMENTS MOYENS

Recherche des Positions le plus défavorables dans le sens longitudinal

- Calcul des lignes d'influence

On se réfère au cours de résistance des matériaux de M. Courbon Méthode des foyers. Considérons la poutre continue d'inertie constante et de même portée que la dalle étudiée



le moment fléchissant $M_i(\alpha)$ produit à l'appui "i" par une charge unitaire d'abscisse α s'exprime

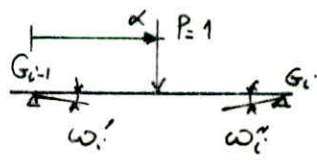
$$M_i(\alpha) = \frac{-1}{b_i} \frac{\omega_i'(\alpha) + \frac{1}{\phi_i} \omega_i''(\alpha)}{\frac{1}{\phi_i} \phi_i' - 1} \quad \text{si la charge } P=1 \text{ est sur } G_{i-1}, G_i$$

$$M_i(\alpha) = \frac{1}{b_{i+1}} \frac{\omega_{i+1}'(\alpha) \frac{1}{\phi_{i+1}} + \omega_{i+1}''(\alpha)}{\frac{1}{\phi_{i+1}} \phi_{i+1}' - 1} \quad \text{si la charge est sur la travée } G_i, G_{i+1}$$

ω_i et ω_i' sont les rotations des sections sur appuis de la travée chargée ($i-1, i$) simplement appuyée.

$$\omega_i'(\alpha) = \frac{-\alpha(l_i - \alpha)(2l_i - \alpha)}{6E_i l_i}$$

$$\omega_i''(\alpha) = \frac{\alpha(l_i - \alpha)(l_i + \alpha)}{6E_i l_i}$$



La ligne d'influence du moment fléchissant d'une section quelconque Z d'abscisse x est donnée par:

$$M(x, \alpha) = \mu(x, \alpha) + M_{i-1}(\alpha) \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_i(\alpha) \frac{x}{l_i}$$

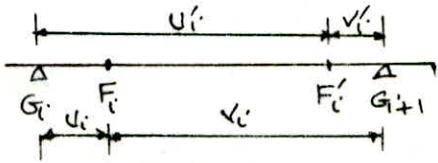
$\mu(x, \alpha)$ moment isostatique en x

$$\mu(x, \alpha) = \alpha \left(1 - \frac{x}{l}\right) \quad \text{si } \alpha \leq x$$

$$\mu(x, \alpha) = \left(1 - \frac{\alpha}{l}\right) x \quad \text{si } \alpha \geq x$$

$$\mu(x, \alpha) = 0 \quad \text{si la travée considérée n'est pas chargée}$$

Foyers



$$\phi_i = \frac{u_i}{v_i} \quad \text{rapport focal de gauche}$$

$$\phi_i' = \frac{v_i}{u_i} \quad \text{rapport focal de droite}$$

- Calcul des constantes mécaniques

$$a_1 = a_2 = a_3 = a = \frac{l}{3EI} ; \quad b_i = b = \frac{l}{6EI} ; \quad c_i = c = \frac{l}{3EI}$$

$$a = c = 2b$$

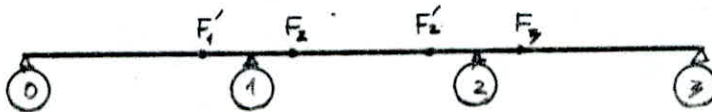
- Rapports focaux

- foyers de droite : $\phi_i = - \frac{M_i}{M_{i-1}} = \frac{b_{i+1}}{c_i + a_{i+1} - b_i \phi_i}$

$$\phi_1' = - \frac{M_0}{M_1} = 0 ; \quad \phi_2' = \frac{b}{4b} = \frac{1}{4} ; \quad \phi_3' = \frac{b}{4b - \frac{1}{4}b} = \frac{4}{19}$$

- foyers de gauche :

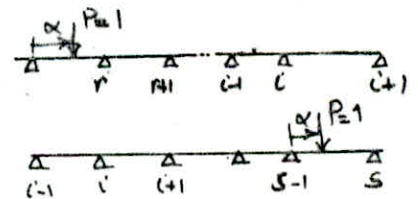
$$\phi_1 = \frac{b}{4b - \frac{1}{4}b} = \frac{4}{19} ; \quad \phi_2 = \frac{b}{4b} = \frac{1}{4} ; \quad \phi_3 = 0$$



Remarque : Si la charge se trouve sur une travée autre que la travée située à gauche et à droite de l'appui "i" le moment en cet appui est donné par

$$M_i(x) = (-1)^{i-r} \phi_{r+1}' \cdot \phi_{r+2}' \cdot \dots \cdot \phi_i' M_r(x)$$

$$M_i(x) = (-1)^{s-i-1} \phi_{i+1} \cdot \phi_{i+2} \cdot \dots \cdot \phi_{s-1} M_{s-1}(x)$$



Equations des lignes d'influence

A. Section quelconque de la travée de rive

A-1	charge sur (0,1)	$\alpha \leq x$	$M(x, \alpha) = \alpha \left(1 - \frac{x}{l}\right) - \frac{4}{19} \alpha \frac{(l^2 - \alpha^2)}{l^2} \cdot \frac{x}{l}$
		$\alpha \geq x$	$M(x, \alpha) = x \left(1 - \frac{\alpha}{l}\right) - \frac{4}{19} \alpha \frac{(l^2 - \alpha^2)}{l^2} \cdot \frac{x}{l}$
A-2	charge sur (1,2)		$M(x, \alpha) = -\frac{1}{19} l^2 (l - \alpha)(7l - 9\alpha) \cdot \frac{x}{l^2}$
A-3	charge sur (2,3)		$M(x, \alpha) = \frac{1}{19} l^2 (l - \alpha)\alpha(2l - \alpha) \cdot \frac{x}{l^2}$

B. Section quelconque de la travée intermédiaire

B.1 charge sur (0,1)

$$M(x, \alpha) = -\frac{4}{15l^2} \alpha (l^2 - \alpha^2) \left(1 - \frac{x}{l}\right) + \frac{1}{15l^2} \alpha (l^2 - \alpha^2) \frac{x}{l}$$

B.2 charge sur (1,2)

$$\alpha \leq x \quad M(x, \alpha) = \alpha \left(1 - \frac{x}{l}\right) - \frac{1}{15l^2} \alpha (l - \alpha) (7l - 5\alpha) \left(1 - \frac{x}{l}\right) - \frac{1}{15} \frac{\alpha (l - \alpha) (2l + 5\alpha)}{l^2} \frac{x}{l}$$

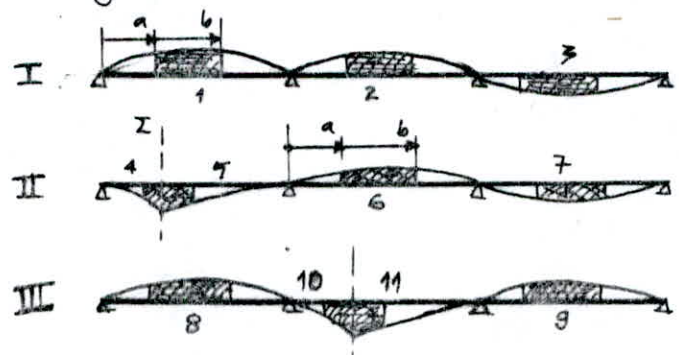
$$\alpha \geq x \quad M(x, \alpha) = x \left(1 - \frac{\alpha}{l}\right) - \frac{1}{15l^2} \alpha (l - \alpha) (7l - 5\alpha) \left(1 - \frac{x}{l}\right) - \frac{1}{15l^2} \alpha (l - \alpha) (2l + 5\alpha) \frac{x}{l}$$

B.3 charge sur (2,3)

$$M(x, \alpha) = \frac{1}{15l^2} \alpha (l - \alpha) (2l - \alpha) \left(1 - \frac{x}{l}\right) - \frac{4}{15l^2} \alpha (l - \alpha) (2l - \alpha) \frac{x}{l}$$

Calcul des aires des lignes d'influence

il y a 3 cas possibles



en considérant l'aire comprise entre a et b $S = \int_a^b M(x, \alpha) dx$ On a :

$$S_1 = \frac{1}{15} \left[-2(b^2 - a^2) + \frac{1}{l^2}(b^4 - a^4) \right] = S_8$$

$$S_2 = \frac{1}{15} \left[-\frac{7}{2}(b^2 - a^2) - \frac{9}{4l^2}(b^4 - a^4) + \frac{4}{l}(b^3 - a^3) \right] = S_6$$

$$S_7 = S_7 = S_9 = \frac{1}{15} \left[(b^2 - a^2) + \frac{1}{4l^2}(b^4 - a^4) - \frac{1}{l}(b^3 - a^3) \right]$$

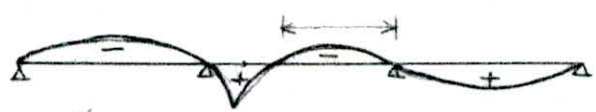
$$S_4 = (b^2 - a^2) \left[\frac{1}{2} \left(1 - \frac{x}{l}\right) - \frac{2}{15} \frac{x}{l} \right] + \frac{1}{15} \frac{x}{l^3} (b^4 - a^4)$$

$$S_5 = x(b - a) - (b^2 - a^2) \left[\frac{1}{2} \frac{x}{l} + \frac{2}{15} \frac{x}{l} \right] + \frac{1}{15} \frac{x}{l^3} (b^4 - a^4)$$

$$S_{10} = \left(\frac{4}{9} - \frac{1}{3} \frac{x}{l}\right) (b^2 - a^2) + \left(\frac{4}{15l} - \frac{1}{3} \frac{x}{l^2}\right) (b^3 - a^3) + \left(-\frac{1}{12l^2} + \frac{1}{6} \frac{x}{l^3}\right) (b^4 - a^4)$$

$$S_{11} = x(b - a) - \left(\frac{7}{30} + \frac{1}{3} \frac{x}{l}\right) (b^2 - a^2) + \left(\frac{4}{15l} - \frac{1}{3} \frac{x}{l^2}\right) (b^3 - a^3) + \left(-\frac{1}{12l^2} + \frac{1}{6} \frac{x}{l^3}\right) (b^4 - a^4)$$

Cas Particulier



Pour les sections 0,9l et 1,1l



situées respectivement à droite de F_1' et à gauche de F_2

Disposition des surcharges en vue d'avoir les moments moyens extrêmes

- surcharge $A(l)$

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

l est donnée par la ligne d'influence en fonction de l'effet recherché

1. moments positifs

- Cas I On charge entièrement la 3^e travée
- Cas II On charge la 1^{ère} et la 3^e travée entièrement exception faite pour la section située à 0,9l
- Cas III On charge la 2^{ème} travée entièrement pour toutes les sections considérées autres que la section 1,1l

2. moments négatifs

- Cas I travées 1 et 2 chargées
- Cas II travée 2 chargée
- Cas III travées 1 et 3 chargées

Les valeurs de l , S et $A(l)$ et les moments qui résultent sont consignés dans les tableaux ci-joint

- surcharge militaire M_c 120 et le convoi exceptionnel type D

ce sont des surcharges uniformément réparties sur une longueur d et d est la longueur après étalement de la charge sur le plan moyen de la dalle

M_c 120 $d = 7,12 \text{ m}$ $q = \frac{110}{7,12} = 15,45 \text{ t/m}$

Convoi D $d = 19,92 \text{ m}$ $q = \frac{240}{19,92} = 12,30 \text{ t/m}$

le moment est donné par $M = q \cdot S$

donc l'effort extrême est obtenu en chargeant sur la surface maximale, qu'on obtient en cherchant le maximum de la fonction $S(a,b)$

en remplaçant b par $a+d$ $\frac{dS(a)}{da} = 0$ on obtient

$dS/da = 0$	type D	M_c 120
$ds_1/da = ds_8/da = a^2 + a \cdot d - (l^2 - d^2)/3 = 0$	$a = 3,78$	$a = 10,96$
$ds_2/da = ds_6/da = a^2 + a(d - 8/9 l) + d^2/3 - 4d/9 + 7/9 l^2 = 0$	$a = 1,61$	$a = 6,39$
$ds_3/da = ds_7/da = ds_9/da = a^2 + a(d - 2l) + (d^2 + 2l^2)/3 - ld = 0$	$a = 2,10$	$7,32$

en remplaçant dans les expressions $S(a,b)$ on obtient les aires max

Pour les travées où se trouve la section étudiée On a

$$\frac{dS(4+9)}{da} = a^2 - a\left(\frac{7}{4} \frac{l^3}{xd} - d\right) + \frac{1}{7} d^2 - \frac{19}{12} l^2 + \frac{7}{4} \frac{l^3}{d} = 0 \quad \text{Cas II travée ①}$$

$$\frac{dS(10+11)}{da} = a^2\left(2 \frac{x}{l} - 1\right) + a\left(-\frac{l^2}{d} + \frac{8}{7} l - 2x - d + 2 \frac{x}{l} d\right) + x\left(\frac{l^2}{d} - \frac{2}{7} l - d + \frac{2}{7} \frac{d^2}{l}\right) - \frac{7}{19} l^2 + \frac{4}{7} ld -$$

Pour le cas III travée ②

Pour ces deux travées La position du convoi est en fonction de la section considérée

Positions du convoi valeurs de "a"

Aire	④+⑤ Cas II travée ①								⑩+⑪ Cas III travée ②				
Section (x/l)	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,1	1,2	1,3	1,4	1,7
Mc 120	1,67	3,37	5,13	6,96	8,89	10,97	13,24	15,78	/	2,60	4,91	7,06	9,14
Convoi D	0,39	0,83	1,33	1,89	2,56	3,37	4,41	5,88	/	0,15	1,18	2,09	2,94

Ces positions de chargements sont les plus défavorables et nous donnent les aires maximales.

- Surcharge utile convoi Bc

CPC Art 9.21 stipule qu'on peut charger transversalement autant de convois qu'il y a de voies et longitudinalement 2 Camions par convoi.

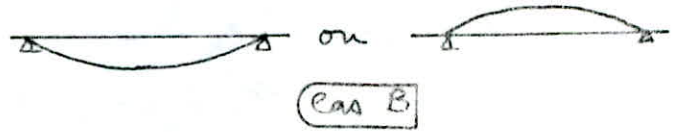
Disposition des camions en vue d'obtenir Les moments extrême

On a deux cas distincts à considérer

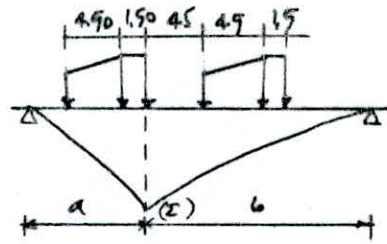
- Cas où la charge est sur la travée comportant la section étudiée



- Cas où la charge se trouve sur les autres travées



Cas A



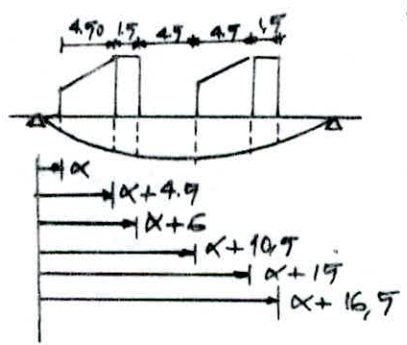
Le moment maximum est obtenu lorsque une charge P_0 est placée au niveau de la section (Z) (Pic de la ligne d'influence) et la charge P_0 est celle qui obéit aux deux inégalités suivantes

$$\left[\begin{array}{l} \frac{\sum P_{0x}}{a} < \frac{\sum P_{0r}}{b} \\ \frac{\sum P_{0x}}{a} > \frac{\sum P_{0r}}{b} \end{array} \right.$$

Nous retiendrons les positions donnant le Plus grand moment L'expression du moment est :

$$M = \sum P_i y_i \quad y_i: \text{ordonnée de la ligne d'influence sous la charge } P_i$$

Cas B



Le convoi est repéré par Le premier essieu à gauche

Les ordonnées sont calculées en fonction de α

$$M(\alpha) = P_1 y(\alpha) + P_2 y(\alpha + 4,9) + P_3 y(\alpha + 6) + P_4 y(\alpha + 10,9) + P_5 y(\alpha + 1,9) + P_6 y(\alpha + 16,9)$$

$$M(\alpha) \text{ est maximal pour } \frac{dM(\alpha)}{d\alpha} = 0 \quad \text{d'où La valeur de } \alpha$$

Pour les deux cas A et B on considèrera les deux sens de circulation gauche-droite et droite-gauche et on gardera celui qui est le plus défavorable

TYPE D

INITIALS NIVENS EXTREMES

MC120

sect. ord	$S_i (m^2)$			$S = \max(S_i)$		$M_{ext}(kN)$	
	tr I	tr II	tr III	S^{\oplus}	S^{\ominus}	M^{\oplus}	M^{\ominus}
01P	21,47	-3,03	1,00	21,47	-3,03	263,98	-37,25
02P	41,31	-6,06	2,00	41,31	-6,06	507,91	-74,51
03P	52,56	-9,10	3,00	52,56	-9,10	646,23	-111,89
04P	57,59	-12,13	4,00	57,59	-12,13	709,07	-149,14
05P	52,60	-15,16	5,00	52,60	-15,16	646,72	-186,39
06P	49,26	-18,19	6,00	49,26	-18,19	605,66	-223,65
07P	36,13	-21,22	7,00	36,13	-21,22	444,22	-260,90
08P	17,34	-24,26	8,00	17,34	-24,26	213,20	-298,28
09P	-13,17	-27,29	9,01	9,01	-27,29	110,78	-335,53
1P	-40,05	-30,32	10,01	10,01	-40,05	123,07	-492,42
11P	-35,04	-7,62	5,00	5,00	-35,04	61,48	-430,82
12P	-30,03	19,27	0	19,27	-30,03	236,93	-369,22
13P	-25,03	34,34	-5,01	34,34	-25,03	422,21	-307,75
14P	-20,02	43,43	-10,01	43,43	-20,02	533,98	-246,15
15P	-15,02	46,46	-15,02	46,46	-15,02	571,23	-184,67

sect. ord	$S_i (m^2)$			nbre de chars		$S = \sum S_i$		$M_{ext}(kN)$	
	tr I	tr II	tr III	\oplus	\ominus	S^{\oplus}	S^{\ominus}	M^{\oplus}	M^{\ominus}
13,05	-1,40	0,45	2	1	13,50	-1,40	243,41	-25,24	
22,46	-2,80	0,90	2	1	23,36	-2,80	421,18	-50,49	
28,32	-4,20	1,35	2	1	29,67	-4,20	534,95	-75,73	
30,80	-5,60	1,80	2	1	32,60	-5,60	587,78	-100,97	
30,10	-7,00	2,25	2	1	32,35	-7,00	583,27	-126,21	
26,51	-8,40	2,70	2	1	29,21	-8,40	526,66	-151,45	
20,44	-9,80	3,15	2	1	23,59	-9,80	425,33	-176,69	
12,44	-11,20	3,60	2	1	16,04	-11,20	289,20	-201,94	
3,37	-12,60	4,05	2	1	7,42	-12,60	133,78	-227,18	
-6,59	-14,00	4,50	1	1	4,50	-18,02	81,14	-324,90	
-15,77	4,39	2,25	1	1	4,39	-15,77	79,15	-284,33	
-13,51	13,18	0	1	1	13,18	-13,51	237,64	-243,59	
-11,26	19,97	-2,25	1	2	19,97	-13,51	360,06	-243,59	
-9,01	24,22	-4,50	1	2	24,22	-13,51	436,69	-243,59	
-6,76	25,67	-6,76	1	2	25,67	-13,51	462,83	-243,59	

MOMENTS MOYENS EXTRÊMES Charge permanente, trottoirs et A/C

Sections	$S_i (m^2)$			$S_a = \sum S_i (m^2)$	$M_G (t \cdot m)$	$S_e (m^2)$		$M_{trottoirs} (t \cdot m)$		$l_{charge} (m)$		$S_A (m^2)$		$A (t/l \cdot e)$		$M_A (t \cdot m)$	
	tr I	tr II	tr III			$\sum S_i^{\oplus}$	$\sum S_i^{\ominus}$	M_e^{\oplus}	M_e^{\ominus}	l^{\oplus}	l^{\ominus}	S_A^{\oplus}	S_A^{\ominus}	A^{\oplus}	A^{\ominus}	M_A^{\oplus}	M_A^{\ominus}
0,1e	24,73	-3,23	1,08	22,58	975,84	25,81	-3,23	19,84	-2,48	25,4	25,4	24,73	-3,23	14,6	14,6	361,06	-47,16
0,2e	43,01	-6,45	2,15	38,71	1672,87	45,16	-6,45	34,72	-4,96	25,4	25,4	43,01	-6,45	14,6	14,6	627,95	-94,17
0,3e	54,84	-9,68	3,23	48,39	2091,36	58,07	-9,68	44,64	-7,44	25,4	25,4	54,84	-9,68	14,6	14,6	800,66	-141,73
0,4e	60,22	-12,90	4,30	51,62	2230,88	64,52	-12,90	49,60	-9,92	25,4	25,4	60,22	-12,90	14,6	14,6	879,21	-188,34
0,5e	59,14	-16,13	5,38	48,39	2091,36	64,52	-16,13	49,60	-12,40	25,4	25,4	59,14	-16,13	14,6	14,6	863,44	-235,50
0,6e	51,61	-19,36	6,45	38,71	1672,87	58,06	-19,36	44,64	-14,88	25,4	25,4	51,61	-19,36	14,6	14,6	753,51	-282,66
0,7e	37,63	-22,58	7,35	22,58	975,84	45,16	-22,58	34,72	-17,36	25,4	25,4	37,63	-22,58	14,6	14,6	549,40	-329,67
0,8e	17,21	-25,81	8,60	0	0	25,81	-25,81	19,84	-19,84	50,8	25,4	25,81	-25,81	9,84	14,6	253,97	-376,83
0,9e	3,50 -13,17	-29,03	9,68	-29,02	-1254,16	13,18	-42,20	10,16	-32,40	31,4	44,8	13,18	-42,20	12,97	10,58	170,95	-446,48
1e	-43,01	-32,26	10,75	-64,52	-2793,89	10,75	-75,27	5,40	-58,64	25,4	50,8	10,75	-75,27	14,6	9,84	156,95	-740,66
1,1e	-37,63	14,65 -7,62	5,38	-25,19	-1090,8	20,03	-45,25	15,60	-35,28	32,47	43,73	20,03	-45,25	12,73	10,73	254,98	-485,53
1,2e	-32,26	19,36	0	-12,90	-558,56	19,36	-32,26	15,12	-25,12	25,4	25,4	19,36	-32,26	14,6	14,6	282,66	-471,00
1,3e	-26,88	35,48	-5,38	3,22	139,44	35,48	-32,26	27,68	-25,12	25,4	50,8	35,48	-32,26	14,6	9,84	518,01	-317,44
1,4e	-21,51	45,16	-10,75	12,90	558,56	45,16	-32,26	35,20	-25,12	25,4	50,8	45,16	-32,26	14,6	9,84	659,34	-317,44
1,5e	-16,13	48,39	-16,13	16,13	698,48	48,39	-32,26	37,68	-25,12	25,4	50,8	48,39	-32,26	14,6	9,84	706,49	-317,44

PONDÉRATION DES SURCHARGES CIVILES ET MILITAIRES

chaque type de chargement est tout d'abord affecté du Coefficient de répartition transversale K (Le Plus défavorable) correspondant

Les surcharges civiles A(1) et B sont affectés du Coefficient 1,1 relatif à l'emploi de la précontrainte et les surcharges mobiles sont affectées pour leur part du Coefficient de majoration dynamique respectif.

- Désignation des surcharges

désignons par :

(G) : L'effort dû à la charge permanente
 (Q) : L'effort dû aux surcharges civiles (Q_2 max, Q_1 min)
 (CM) : L'effort dû aux surcharges militaires (CM_2 max, CM_1 min)
 (TR) : L'effort dû aux surcharges de trottoirs (Tr_2 max, Tr_1 min)

- Effort extrême sous surcharges civiles

- effort max

$$E_{max} = \max \left(\frac{G}{CP \times G} \right) + \max \left(\frac{Q_2 \times \text{coeff } a}{0} \right) + \max \left(\frac{Tr_2}{0} \right)$$

- effort min

$$E_{min} = \min \left(\frac{G}{CP \times G} \right) + \min \left(\frac{Q_1 \times \text{coeff } a}{0} \right) + \min \left(\frac{Tr_1}{0} \right)$$

- Effort extrême sous surcharges militaires

- effort max

$$E'_{max} = \max \left(\frac{G}{CP \times G} \right) + \max \left(\frac{CM_2 \times \text{coeff } CM}{0} \right) + \max \left(\frac{Tr_2}{0} \right)$$

- effort min

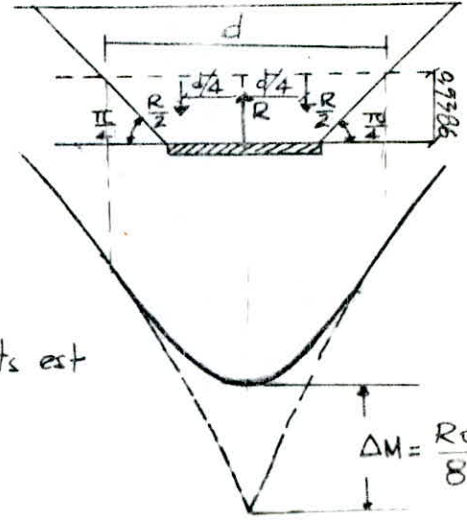
$$E'_{min} = \min \left(\frac{G}{CP \times G} \right) + \min \left(\frac{CM_1 \times \text{coeff } CM}{0} \right) + \min \left(\frac{Tr_1}{0} \right)$$

On gardera les quatre valeurs E_{max} , E_{min} , E'_{max} et E'_{min} pour la justification de la précontrainte.

secteurs	G	trottoirs		A		Bc		MC 120		type D		S. civiles		S. militaires	
	M _G	M ⁺	M ⁰	M ⁺	M ⁰	M ⁺	M ⁰	M ⁺	M ⁰	M ⁺	M ⁰	M ₂	M ₁	M' ₂	M' ₁
0,1L	975,85	19,84	-2,48	397,17	-52,0	405,6	-44,0	376,09	-39,04	364,0	-51,36	1435,43	921,36	1405,91	922
0,2L	1672,97	34,72	-4,96	690,75	-103,76	651,20	-88,0	650,72	-78,0	700,4	-102,72	2457,49	1564,12	2466,54	1565,12
0,3L	2091,36	44,64	-7,44	990,73	-155,76	800,0	-132,0	826,48	-117,04	891,12	-154,32	3089,93	1928,16	3100,32	1929,60
0,4L	2230,89	49,60	-9,92	967,13	-207,52	852,8	-176,90	908,16	-156,0	976,40	-205,68	3325,69	2013,44	3334,96	2015,28
0,5L	2091,3L	49,60	-12,40	949,78	-259,52	808,80	-220,80	901,12	-194,96	991,84	-257,04	3163,94	1819,44	3206	1821,92
0,6L	1672,97	44,66	-14,89	928,86	-311,52	746,40	-264,80	813,68	-234,0	835,20	-308,4	2604,92	1346,47	2611,26	1349,50
0,7L	975,84	34,72	-17,36	604,34	-363,28	564,0	-308,80	657,12	-272,96	612,56	-359,76	1649,05	595,20	1701,83	598,72
0,8L	0	19,84	-19,84	279,84	-415,20	206,80	-352,8	446,8	-312,0	294,0	-411,36	316,64	-435,04	466,64	-431,20
0,9L	-1254,16	10,16	-32,40	188,40	-492,0	103,46	-662,40	206,72	-350,96	152,80	-462,72	-1055,6	-1992,86	-1037,20	-1793,18
1,0L	-2793,84	8,40	-58,64	175,28	-827,36	98,73	-636,80	134,16	-537,04	179,92	-719,92	-2610,16	-3777,62	-2605,52	-3670,18
1,1L	-1090,80	15,60	-35,28	284,8	-542,32	169,73	-529,6	139,8	-479,0	89,92	-629,84	-790,40	-1706,58	-944,40	-1794,10
1,2L	-558,56	15,12	-25,12	315,76	-526,08	337,6	-453,60	392,8	-402,64	346,40	-539,84	-205,84	-1129,31	-150,64	-1143,07
1,3L	139,44	27,68	-25,12	578,64	-354,56	559,20	-378,40	595,2	-402,64	617,28	-449,92	750,64	-264,08	789,28	-335,60
1,4L	558,56	35,20	-25,12	736,48	-354,56	684,0	-302,40	721,84	-402,64	780,64	-359,84	1349,79	178,88	1393,95	-130,8
1,5L	698,48	37,68	-25,12	789,12	-354,56	692,8	-279,2	765,04	-402,64	835,12	-270,0	1549,74	318,80	1595,73	270,72

Ecrêtement des moments sur appuis

Au voisinage des appuis intermédiaires, les courbes enveloppes des moments fléchissants respectivement sous surcharges civiles et militaires sont écrêtées de part et d'autre de l'appui intermédiaire et sur une distance "d" correspondant à l'étalement longitudinal de l'appareil d'appui à $\frac{\pi}{4}$ sur la fibre moyenne



Soit R la réaction R La réaction d'appui produite par les charges dont la position a défini la courbe enveloppe considérée

et soit d l'étalement longitudinal de l'appareil d'appui sur la fibre moyenne

La courbe enveloppe des moments fléchissants est alors écrêtée de

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

$$\Delta M = \frac{Rd}{8}$$

Réactions d'appuis

- Lignes d'influence des réactions d'appui

Pour l'appui de rive l'expression de la ligne d'influence est identique à celle de l'effort tranchant au niveau de la section à l'about

Pour l'appui intermédiaire c'est la différence entre l'effort tranchant à gauche et à droite de l'appui $R = T_d - T_g$

charge sur (0,1) $R_1 = \frac{\alpha}{l} + \frac{9}{17} \frac{\alpha(l^2 - \alpha^2)}{l^3}$

charge sur (1,2) $R_1 = 1 - \frac{\alpha}{l} + \frac{\alpha(l - \alpha)(12l - 19\alpha)}{17l^3}$

charge sur (2,3) $R_1 = -\frac{6}{17} \frac{\alpha(l - \alpha)(2l - \alpha)}{l^3}$



La largeur de l'appui est prise égale à 95 cm

$$d = 0,95 + 2 \cdot 0,93866 = 1,63 \text{ m}$$

	S ⁻ (m ²)	S ⁺ (m ²)	R ⁻ (t)	R ⁺
charge permanente	-2,94	34,29	1333,5	1380,7
troisvoirs	-2,94	34,29	-1,73	23,32
A(l)	-2,94	34,29	-37,1	337,4
convoi D	-2,37	13,95	-29,2	171,6

		(t.m)
R ₂	1740,9 t	ΔM ₂ 354,71
R ₂	1951,76 t	ΔM' ₂ 316,17
R ₁	1294,7 t	ΔM ₁ 263,79
R ₁	1304,39 t	ΔM' ₁ 269,76

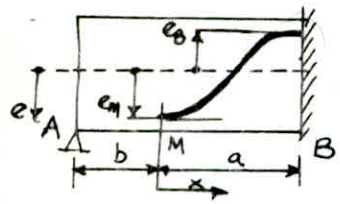
EQUATIONS PARABOLIQUES DU CABLE UTILISÉ

On utilise l'équation du 3^e degré donnée dans le BETON KALANDER

$$z(x) = 2(e_m - e_b) \left(\frac{x}{a}\right)^3 - 3(e_m - e_b) \left(\frac{x}{a}\right)^2 + e_m$$

travée de rive

en tenant compte des couvertures minimales



$$e_m = +0,4246$$

$$e_b = -0,3474 \text{ m}$$

entre A et M le cable est obtenu par symétrie par rapport à l'axe des excentricités passant par M, placé de sorte à avoir le point d'inflexion qui tombe à l'about.

$$e''(x) = 12(e_m - e_b) \frac{1}{a^2} \frac{x}{a} - 6(e_m - e_b) \frac{1}{a^2} = 0$$

d'où $x = \frac{a}{2}$ soit $b = \frac{a}{2}$

d'autre part $a+b = 29,40 \text{ m} \rightarrow a = \frac{29,40}{1,5} = 16,933 \text{ m}$

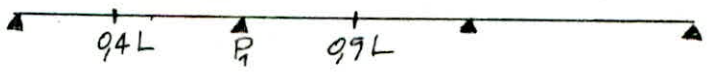
finallement on a l'équation du cable

$$\underline{3,1801 \cdot 10^{-4} \cdot x^3 - 80,774 \cdot 10^{-4} \cdot x^2 + 0,4246}$$

C'est sur la base du tracé donné par cette équation que sera déterminée la somme de toutes les pertes dues aux frottements et au recul d'ancrage

DIMENSIONNEMENT DE LA PRÉCONTRAINTÉ

à partir d'une tension moyenne obtenue après une première estimation des pertes et de la force de précontrainte escomptée afin de ne pas avoir de traction déterminée en équilibrant les contraintes dues à la précontrainte et celles qui naissent sous l'effet des charges et surcharges dans les sections les plus déterminantes



F : force de précontrainte calculée de sorte à avoir

$$\frac{F}{S} + \frac{F \cdot e_v}{I} + \frac{M_v}{I} \geq 0 \text{ sur les fibres}$$

$\sigma_p > \sigma_{G+Q}$

soit $\sigma_p + \sigma_{G+Q} \geq 0$ avec $\sigma_p = F \left(\frac{1}{S} + \frac{e \cdot V}{I} \right)$
 et $\sigma_{G+Q} = \frac{M \cdot V}{I}$ $M = \begin{cases} M_m \text{ moment min} \\ \text{ou} \\ M_m \text{ moment max} \end{cases}$

Sections	M _m	M _M	fibre Supérieure			fibre inférieure		
			σ_p	σ_{G+Q}	F	σ_p	σ_{G+Q}	F
0.4 L	2013,44	3325,69	-9074995F	683,089	9108,4	9221328F	-1317,07	5950,76
P ₁	-3422,91	-2255,29	0,179589F	1161,27	6466,3	-9,0758F	893,161	11175,4
1,5 L	318,8	1949,74	/	108,197	/	/	613,74	/

La Force de précontrainte déduite est $F = 6466,63 \text{ t}$

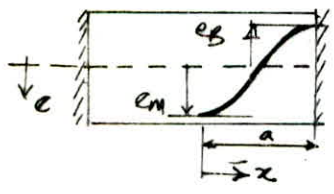
Pour la travée centrale à 1,5 L L'excentricité du cable est fixée de sorte à ne pas avoir de traction sous l'effet de F et des charges et surcharges.

En considérant la fibre inférieure à 1.5 L sous M_m

On a $e = - \left(\frac{F}{S} + \sigma_{G+Q} \right) \frac{I}{F \cdot V} = - \left(\frac{6466,3}{16,2} + 108,197 \right) \frac{136}{6466,3 \cdot 95386}$
 $e = -0,198 \text{ m}$

Equation du cable dans la travée centrale

$V_s = 0,14614$
 $V_{inf} = 0,15386$



$e_m = +0,19 \text{ m}$
 $e_B = -0,3474 \text{ m}$ $a = \frac{L}{2} = 12,7 \text{ m}$

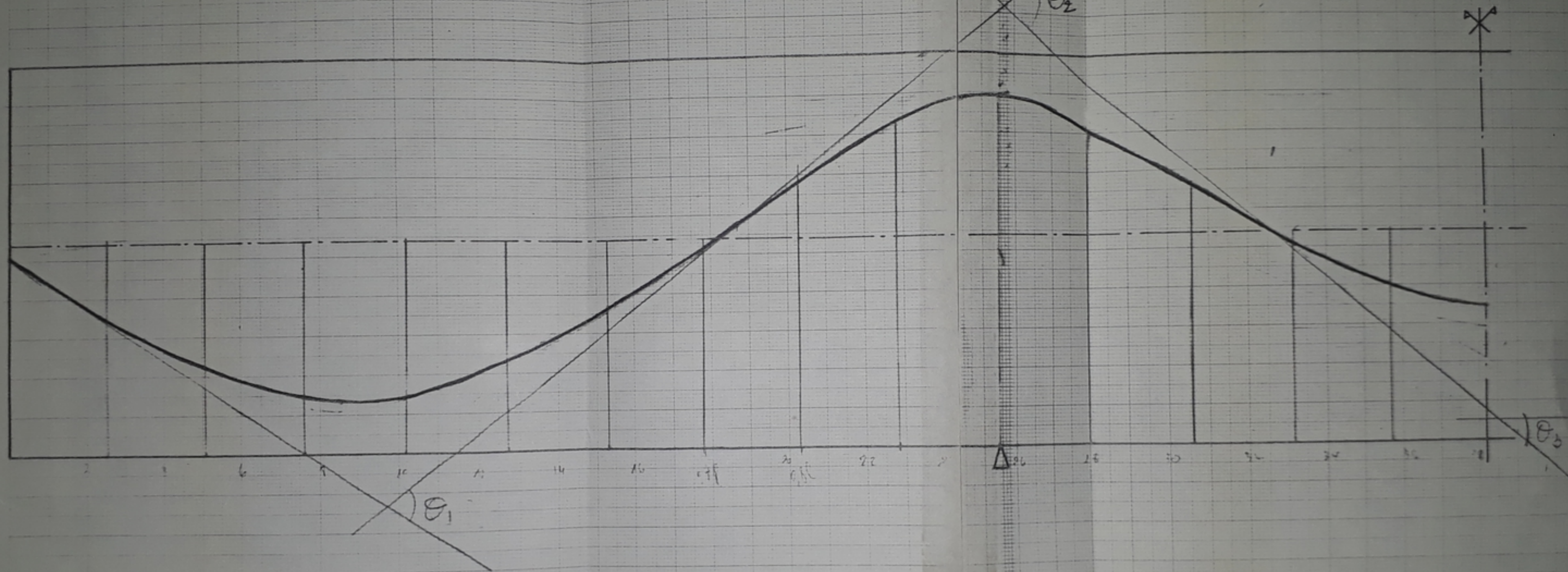
$e(x) = 5,247 \cdot 10^{-4} x^3 - 99,957 x^3 + 0,19$

Estimation de la tension moyenne

Cette estimation est donnée par le PSI-DP 69 Pièce 1.3 Pour le cas de notre Pont elle est estimée à 28% de T_G

d'où $N = \frac{F}{0,72 T_G \cdot \omega \cdot 10^{-6}} = \frac{6466,3}{0,72 \cdot 197200 \cdot 1668} = 34,25$ $N = 39 \text{ 12T15}$

BP073/85
avant p. 33



RECHERCHE DE LA PRECONTRAINTE AUX DIFFERENTES ETAPES
DE LA VIE DE L'OUVRAGE

Calcul des sections et des inerties nettes

tout le calcul des contraintes, y compris l'effet des surcharges est basé sur les sections et inerties nettes. à titre d'approximation on supposera que V_s et V_i restent inchangés. Dans ces conditions

$$S_n = S_b - N \frac{\pi (D)^2}{4}$$

$$I_n(x) = I_G - N \frac{\pi D^2}{4} e^2(x)$$

$$S_n = 16,2 - 39 \frac{\pi (7,5 \cdot 10^{-2})^2}{4} = \underline{16,045 \text{ m}^2}$$

$$I_n(x) = 1,36 - 0,199 e^2(x)$$

$$S_b = 16,2 \text{ m}^2 \text{ section brute}$$

$$I_G = 1,36 \text{ m}^4$$

$$N = 39 \text{ cables}$$

$$D = 7,5 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

$e(x)$ excentricité du cable
donnée par l'équation
du cable

CALCUL DES PERTES DE TENSION DANS LES CABLES.

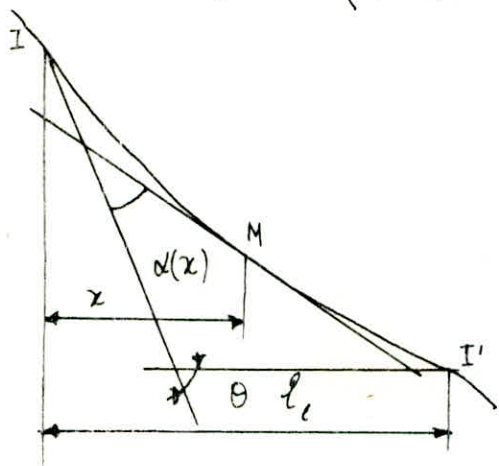
A - Calcul des Pertes Instantanées

A.1 Pertes en courbes et par déviation parasite

Les pertes sont supposées varier linéairement entre deux points d'inflexion consécutifs sur le trace du cable

L'expression générale de ces pertes est

$$\Delta T(x) = -T (f \alpha(x) + \varphi \cdot x)$$



T : tension au Premier Point d'inflexion

f : coefficient de frottements des armatures dans les courbes

φ : perte relative de tension par metre

x : différence des abscisses de M et I

l_i : différence des abscisses de I' et I

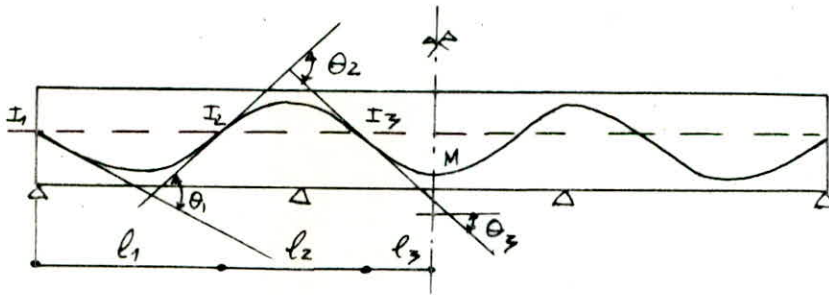
$$\alpha(x) = \theta \frac{x}{l_i} \quad \text{donc}$$

$$\Delta T(x) = -T (f \frac{\theta}{l_i} x + \varphi) x$$

et

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

On calculera les pertes sur des trousseaux limités par deux points d'inflexion successifs



$$f = 0,17$$

$$\varphi = 0,0016$$

$$T_0 = T_G = 157,2 \text{ kg/mm}^2$$

Points d'inflexion	Déviations θ (rad)	l_i (m)	frottements ΔT_{Si} (kg/mm ²)
I ₁			
I ₂	0,1316	16,933	7,7759
I ₃	0,1499	14,817	7,350
M	0,0841	6,35	3,4747

A.2 Pertes par recul d'ancrage

La rentrée de l'ancrage après clavage de l'armature tendue induit une perte de tension statique $\Delta T(x)$ qui décroît en s'éloignant de l'ancrage. Puisque sous ce mouvement de rétraction des frottements sont mobilisés en sens inverse des frottements lors de la mise en tension.

ce qui nous donne deux diagrammes de pertes statiques sous forme de polygones anti-parallèles sur une longueur $I_0 S$

Pour calculer la perte de tension on évalue de deux manières différentes l'énergie de frottement dissipée au cours de la rétraction

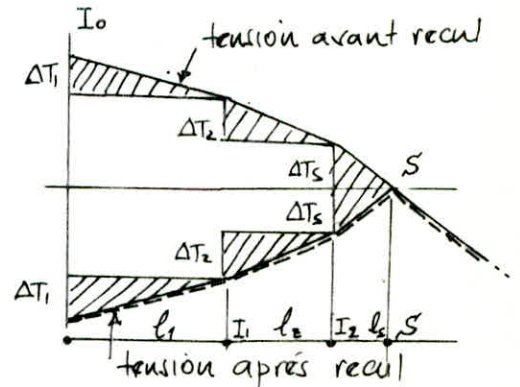
soit Δc la rentrée d'ancrage d'après la loi de Hooke ou a

$$\int_{I_0}^S \Delta T(x) dx = E_a \cdot \Delta c \quad \Delta c \text{ en m}$$

$$\Delta c = 9 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$E_a \Delta c = 20 \cdot 10^6 \cdot 9 \cdot 10^{-3} = 10^9 \text{ kg/mm}$$

d'autre part et graphiquement : $\int_{I_0}^S \Delta T(x) \cdot dx = S n$



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

On cherche la valeur de S_n la Plus voisine par défaut de $E_a \Delta c$

en Posant :

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

$$E_a \Delta c = S_n + \Delta T_s (2l_1 + \dots + 2l_n + \frac{\Delta T_s}{K})$$

$$S_1 = \Delta T_1 l_1 = 1,317 \cdot 10^5 \text{ kg/mm} > E_a \Delta c \quad \text{donc on prend } n=0$$

$$E_a \Delta c = S_0 + \Delta T_s \left(\frac{\Delta T_s}{K} \right) \quad \text{avec } S_0 = 0 \quad \Rightarrow \quad \Delta T_s = \sqrt{K E_a \Delta c}$$

$$K = \frac{\Delta T_1}{l_1} = \frac{7,7759}{16,933 \cdot 10^3} = 4,5922 \cdot 10^{-4} \text{ kg/mm}^2$$

$$\Delta T_s = \sqrt{4,5922 \cdot 10^{-4} \cdot 20 \cdot 10^6 \cdot 5 \cdot 10^3} = 6,7767 \text{ kg/mm}^2$$

$$\text{donc } l_s = \frac{\Delta T_s}{K} = 14,757 \text{ m}$$

Les Pertes varient linéairement entre I_0 et S , à partir de 14,757 m en partant du premier appui à gauche les pertes par recul d'ancrage deviennent nulles jusqu'à $L = 61,443 \text{ m}$ L'ancrage est du type ACTIF - ACTIF

A-3 Pertes Par raccourcissement élastique

La mise en tension des 39 cables est faite en une seule Phase à $t = 22 \text{ j}$
 Pour Pouvoir décastrer L'ouvrage avant 28 jours. $\sigma_b = \sigma_{22} = 278 \text{ kg/cm}^2$
 Les armatures sont tendues successivement donc le raccourcissement instantané s'effectue au fur et à mesure et provoque une perte de tension totale

$$\Delta P = \frac{E_s}{n} E_a \cdot A [(n-1) + (n-2) + \dots + 2 + 1] = \frac{1}{2} (n-1) E_s \cdot E_a \cdot A$$

A désignant l'aire de la section d'une armature

Cette perte de tension peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armature et égale dans une section a :

$$\Delta T = \frac{1}{2} \frac{E_a}{E_c} \sigma_b \quad \begin{array}{l} E_a = 20 \cdot 10^6 \\ E_c = 21000 \sqrt{\sigma_j} = 3,901399 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \end{array}$$

σ_b : étant la contrainte du béton au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée sous l'effet :

- Poids Propre de l'ossature : M_{oss}
- La Précontrainte

$$\sigma_b = \frac{M_{oss}}{I} e + N \cdot A \left(\frac{1}{S} + \frac{e^2}{I} \right) \left(T_s - \frac{1}{2} \sigma_b \frac{E_a}{E_c} \right)$$

Cette équation donne

$$\sigma_b = \frac{M_{oss} \cdot e/I + N.A. T_s (\frac{1}{s} + \frac{e^2}{I})}{\frac{1}{2} \frac{E_a}{E_c} N.A (\frac{1}{s} + \frac{e^2}{I}) + 1}$$

T_s : étant la tension du câble Pertes instantanées déduites

$$T_s = T_G - \Delta T_{s1} - \Delta T_{s2} \quad (\text{kg/mm}^2)$$

Sections	frottement ΔT_{s1} kg/mm ²	Recoil ΔT_{s2} kg/mm ²	Tension kg/mm ²	Moss t-m	σ_b t/m ²	Raccou- rassement ΔT_{rac} kg/mm ²	T_1 kg/mm ²
0	0	13,5533	143,6467	0	521,34	1,4862	142,1585
0,1p	1,1664	11,2206	144,8130	841,16	650,76	1,8576	142,9554
0,2p	2,3328	8,8877	145,9795	1441,99	886,95	2,5318	143,4477
0,3p	3,4992	6,5549	147,1459	1802,72	1061,13	3,0290	144,1169
0,4p	4,6656	4,2221	148,3123	1922,99	977,71	2,7909	145,5214
0,5p	5,8320	1,8892	149,4788	1802,72	714,98	2,0409	147,4379
0,6p	6,9984	0	150,2016	1441,59	522,81	1,4924	148,7092
0,7p	8,1961	0	149,0039	841,16	545,65	1,5576	147,446
0,8p	9,4560	0	147,7440	0	730,54	2,0853	145,6587
0,9p	10,7160	0	146,4840	-1081,07	844,00	2,4092	144,0748
1p	11,9760	0	145,2240	-2408,25	646,15	1,8445	143,3795
1,1p	13,2359	0	143,9641	-940,25	812,65	2,3197	141,6444
1,2p	14,4959	0	142,7041	-481,47	574,83	1,6409	141,0632
1,3p	15,8208	0	141,3792	120,2	509,42	1,4553	139,9239
1,4p	17,2107	0	139,9893	481,47	638,93	1,8238	138,1655
1,5p	18,6006	0	138,5994	602,08	745,62	2,1284	136,4710

T_1 est la tension au niveau de chaque section après déduction de toutes les Pertes instantanées

$$T_1 = T_s - \Delta T_{rac}$$

B. les Pertes différencées

B.1.1 Relaxation des aciers à L'infini

Conformément à L'article 10 de L'instruction du 12 Aout 1965 On retient la plus élevée des deux valeurs suivantes

$$\Delta T_{\infty}^{rel} = 1,1 T_i \left(\frac{T_i}{R_G} - 0,95 \right) Rel_{120}$$

$$\Delta T_{\infty}^{rel} = 8 T_i \left(\frac{T_i}{R_G} - 0,95 \right) Rel_{1000}$$

rel₁₂₀ et rel₁₀₀₀ sont les expressions en pour cent de la tension initiale d'essai T_G des relaxation de L'armature escomptées à 120 heures et à 1000 heures

$$rel_{120} = 0$$

rel₁₀₀₀ = 2,9% Pour une armature toronnée elle est majorée de 20% par rapport à celle du Cable constitutif.

$$R_G = 184,9 \text{ kg/mm}^2$$

d'où
$$\Delta T_{\infty}^{rel} = 1,2 \times 8 \times T_i \left(\frac{T_i}{R_G} - 0,95 \right) Rel_{1000}$$

B.1.2 Relaxation des aciers à 90 jours

$$\Delta T_t^{rel} = 4 T_i \left(\frac{T_i}{R_G} - 0,95 \right) rel_t$$

La courbe de la relaxation des aciers en fonction du temps montre qu'on peut valablement escompter un pourcentage de relaxation à 90 jours voisin de 1,1 Rel₁₀₀₀ dans ces conditions ou ç

$$\Delta T_{90}^{rel} = 4,4 \left(\frac{T_i}{R_G} - 0,95 \right) T_i rel_{1000}$$

ce qui revient à prendre 45% des pertes à L'infini

$$\Delta T_{90}^{rel} = 0,45 \Delta T_{\infty}^{rel}$$

B-2 Pertes dues au retrait du béton

Le raccourcissement final du béton par retrait ρ correspond à une détente lente et élastique des armatures qui est égale à:

$$\Delta T_{\infty}^{ret} = \rho E_a$$

$$\rho = 3 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta T_N^{\text{ret}} = 3 \cdot 10^{-4} \cdot 2 \cdot 10^4 = 6 \text{ kg/mm}^2$$

La courbe de variation du retrait en fonction du temps permet de prendre en compte à 90 jours 0,45 fois le RETRAIT TOTAL

$$\Delta T_{90}^{\text{ret}} = 0,45 \rho E_a = 2,7 \text{ kg/mm}^2$$

B-3 Pertes par fluage

On calcule le raccourcissement relatif de fluage ϵ_f comme une déformation élastique différée en fonction de la contrainte σ_b du béton au niveau de l'armature considérée

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

ce qui correspond à une détente des aciers, qui compte tenu de E_a est égale à :

$$\Delta T_N^{\text{fl}} = \frac{\sigma_b}{E_f} \times E_a$$

E_f : module de déformation sous fluage

$$E_f = 10900 \sqrt{10 \sigma_{28}} \quad (\sigma_{28} \text{ en t/m}^2)$$

$$E_f = 1,818653 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

La contrainte σ_b du béton est déterminée à partir des valeurs de la tension après déduction des pertes instantanées et des pertes par relaxation et par retrait en déterminant les contraintes de précontrainte et de la charge permanente tot dans l'axe du câble

$$\sigma_b = \frac{\frac{M_{\text{vide}} \times e}{I} + N \cdot A T_2 \left(\frac{1}{S} + \frac{e^2}{I} \right)}{\frac{1}{2} \frac{E_a}{E_c} N \cdot A \left(\frac{1}{S} + \frac{e^2}{I} \right) + 1}$$

$$T_2 = T_1 - \Delta T_{\text{rel}} - \Delta T_{\text{ret}}$$

Fluage à 90j

Le fluage du béton en fonction du temps suit sensiblement une loi semblable à celle concernant le retrait

$$\text{ou prend donc} \quad \Delta T_{90}^{\text{fl}} = 0,45 \Delta T_{\infty}^{\text{fl}}$$

PERTES DIFFÉRENCIÉES ET TENSIONS DES ARMATURES

A L'INFINI

sections	0,0 l	0,1 l	0,2 l	0,3 l	0,4 l	0,5 l	0,6 l	0,7 l	0,8 l	0,9 l	1. l	1,1 l	1,2 l	1,3 l	1,4 l	1,5 l
T_1 (kg/cm ²)	142,1585	142,9554	143,4477	144,117	145,521	147,432	148,709	147,446	145,659	144,075	143,380	141,644	141,063	139,924	138,166	136,472
$\Delta T_{relax \infty}$	7,466	7,656	7,774	7,936	8,278	8,754	9,075	8,756	8,312	7,925	7,759	7,345	7,208	6,943	6,541	6,160
$\Delta T_{retrait \infty}$	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
T_2 (kg/mm ²)	128,688	129,94	129,674	130,181	131,243	132,684	133,634	132,69	131,347	130,149	129,622	128,30	127,855	126,981	125,625	124,311
σ_{b2} (t/m ²)	462,57	542,92	674,47	765,37	691,09	515,90	416,8	484,5	641,08	672,94	404,67	659,42	496,52	452,67	548,99	876,43
$\Delta T_{fluage \infty}$	5,087	5,971	7,373	8,417	7,600	5,673	4,584	5,328	7,050	7,325	4,450	7,252	5,460	4,978	6,036	6,339
T_{90} (kg/mm ²)	123,601	123,969	122,300	121,764	123,643	127,011	129,051	127,362	124,297	122,755	125,172	121,048	122,395	122,003	119,589	117,972

A LA MISE EN SERVICE

$\Delta T_{rel 90j}$	4,107	4,211	4,276	4,365	4,553	4,815	4,991	4,816	4,572	4,359	4,267	4,04	3,965	3,819	3,597	3,388
$\Delta T_{retrait 90j}$	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70
$\Delta T_{fl 90j}$	2,289	2,687	3,318	3,788	3,42	3,553	2,063	2,398	3,173	3,328	2,003	2,263	2,457	2,240	2,716	2,852
T_{90} (kg/mm ²)	133,063	133,358	133,15	133,27	134,848	137,37	138,955	137,532	135,215	133,688	134,41	131,641	131,94	131,165	129,152	127,53

TENSIONS DES ARMATURES AU COURS DU TEMPS

Pour la vérification des contraintes au cours de toutes les phases de la construction de l'ouvrage, il est nécessaire de connaître les valeurs des tensions dans les armatures. Pour chaque section de calcul en vue de déterminer les forces de précontrainte correspondantes au cours de toutes les phases

- tensions au temps t_1 à l'issue de la mise en précontrainte

$$T_1 = T_s - \Delta T_{\text{rac}}$$

T_s tension des armatures après déduction des pertes statiques

- tensions à la mise en service de l'ouvrage à 90 jours

elles se déduisent de la tension T_1 en lui retirant une fraction des pertes différées

$$T_{90} = T_1 - \Delta T_{90}^{\text{ret}} - \Delta T_{90}^{\text{fl}} - \Delta T_{90}^{\text{rel}}$$

- tensions au temps infini

elles tiennent compte de l'ensemble des pertes de tensions calculées précédemment, la tension à l'infini s'écrit :

$$T_{\infty} = T_1 - \Delta T_{\infty}^{\text{ret}} - \Delta T_{\infty}^{\text{fl}} - \Delta T_{\infty}^{\text{rel}}$$

FORCES DE PRECONTRAINTE ET MOMENTS HYPERSTATIQUES DE PRECONTRAINTE

Connaissant la tension dans les armatures à l'une des trois (03) époques ainsi que le nombre de câbles mis en tension on calcule l'effort de précontrainte qui en résulte

$$F_{t_1} = N \cdot A \cdot T_1$$

$$F_{90} = N \cdot A \cdot T_{90}$$

$$F_{\infty} = N \cdot A \cdot T_{\infty}$$

Moments hyperstatiques de Précontrainte

Sur chaque appui intermédiaire on détermine le moment hyperstatique de précontrainte développé par ces effets en application de la formule générale

$$M_{Hi} = - \int_{A_0}^{A_{i+1}} F(x) \cdot e(x) M_i''(x) dx$$

Intégrale calculée par la méthode de Simpson

	$e(m)$	M''	F_i	F_{90}	F_{∞}	$M''e.F_i$	$M''e.F_{90}$	$M''e.F_{\infty}$
0,0	-0,0384	0	8299,21	7768,21	7215,83	0	0	0
0,1	-0,1930	0,0063	8345,74	7785,43	7237,33	-10,68	-10,15	-9,44
0,2	-0,3143	0,0126	8374,48	7773,53	7139,89	-36,33	-33,72	-30,97
0,3	-0,3890	0,0189	8413,54	7779,99	7108,61	-66,63	-61,61	-56,29
0,4	-0,4030	0,0252	8495,54	7872,45	7218,29	-86,28	-79,95	-73,31
0,5	-0,3039	0,0315	8607,42	8019,67	7414,87	-82,40	-76,77	-70,98
0,6	-0,1757	0,0378	8681,64	8112,22	7533,98	-50,11	-47,94	-43,49
0,7	-0,0280	0,0441	8607,90	8029,15	7435,39	7,33	6,83	6,33
0,8	0,1390	0,0504	8503,55	7893,83	7256,44	77,57	72,01	66,20
0,9	0,2890	0,0567	8411,09	7804,71	7166,41	143,60	133,25	122,35
1,0	0,3474	0,063	8370,50	7846,86	7307,51	183,20	171,74	159,93
1,1	0,2915	0,0551	8269,20	7685,23	7066,77	130,27	121,07	111,32
1,2	0,1582	0,0472	8235,27	7702,75	7145,40	54,25	50,14	46,51
1,3	-0,0008	0,0394	8168,76	7657,41	7122,51	-12,46	-11,68	-10,86
1,4	-0,1341	0,0315	8066,10	7539,89	6981,59	-47,41	-44,32	-41,04
1,5	-0,1900	0,0236	7967,18	7445,22	6887,19	-46,74	-43,68	-40,41
1,6	-0,1341	0,0158	8066,10	7539,89	6981,59	-23,78	-22,23	-20,58
1,7	-0,0008	0,0079	8168,76	7657,41	7122,51	-2,50	-2,34	-2,18
1,8	0,1582	0	8235,27	7702,75	7145,40	0	0	0
1,9	0,2915	-0,0079	8269,20	7685,23	7066,77	-18,68	-17,36	-15,96
2,0	0,3474	-0,0157	8370,50	7846,86	7307,51	-45,65	-42,80	-39,86
2,1	0,2890	-0,0142	8411,09	7804,71	7166,41	-35,96	-33,37	-30,64
2,2	0,1390	-0,0126	8503,55	7893,83	7256,44	-19,39	-18,00	-16,55
2,3	-0,0280	-0,0110	8607,90	8029,15	7435,39	-1,88	-1,71	-1,58
2,4	-0,1757	-0,0095	8681,64	8112,22	7533,98	12,59	11,77	10,93
2,5	-0,3039	-0,0079	8607,42	8019,67	7414,87	20,66	19,25	17,80
2,6	-0,4030	-0,0063	8495,54	7872,45	7218,29	21,57	19,99	18,33
2,7	-0,3890	-0,0047	8413,54	7779,99	7108,61	16,57	15,32	14,00
2,8	-0,3143	-0,0031	8374,48	7773,53	7139,89	8,94	8,30	7,62
2,9	-0,1930	-0,0018	8345,74	7785,43	7237,33	3,11	2,90	2,70
3,0	-0,0384	0	8299,21	7768,21	7215,83	0	0	0



$$M_H = \int_{A_0}^{A_3} F(x) \cdot e(x) \cdot M_i''(x) dx \quad \text{en appliquant la méthode de Simpson}$$

Première travée : $M''(x) = \frac{24}{15l^2} \cdot x$

deuxième travée : $M''(x) = -\frac{2}{l^2} x + \frac{24}{15l}$

troisième travée : $M''(x) = \frac{6}{15l^2} x - \frac{6}{15l}$

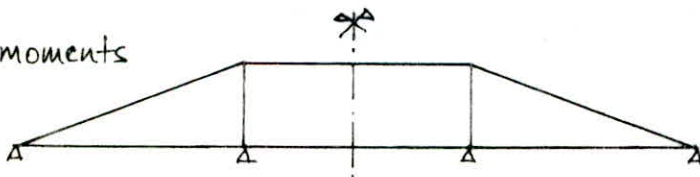
On obtient :

Phase initiale	$M_{H_i} = -230,49 \text{ t.m}$
Phase de mise en service	$M_{H_{90}} = -210,3 \text{ t.m}$
à l'infini	$M_{H_{\infty}} = -196,49 \text{ t.m}$

les moments hyperstatiques de précontrainte se répartissent linéairement.

sections	0,0l	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l	0,6l	0,7l	0,8l	0,9l	1.l
M_{H_i}	0	-23,05	-46,09	-69,14	-92,18	-115,23	-138,27	-161,32	-184,36	-207,41	-230,45
$M_{H_{90}}$	0	-21,03	-42,06	-63,09	-84,12	-105,15	-126,18	-147,21	-168,24	-189,27	-210,3
$M_{H_{\infty}}$	0	-19,64	-39,28	-58,92	-78,56	-98,20	-117,84	-137,48	-157,12	-176,76	-196,49

Allure des moments



Le moment hyperstatique développé à l'appui "i" est ensuite produit dans chaque section par interpolation linéaire.

M_{Hi} : moment hyperstatique à l'appui "i"
 $F(x)$ force de précontrainte à l'abscisse " x "
 $e(x)$ excentrement du cable "—" " x "
 $M''_i(x)$ dérivée seconde du moment sur l'axe "i" dans la travée d'abscisse " x "

Tous les résultats de ces calculs sont regroupés dans les tableaux ci-dessus

CONTRAINTES NORMALES SOUS LES DIVERS ETATS

Le règlement impose de vérifier l'ouvrage :

- Aux divers stades de la construction, c'est-à-dire aux 3 époques précédemment définies
- Sous les divers cas de surcharges les plus défavorables.

Nous aurons donc :

- 1°) Phase 1 : Immédiatement après la mise en tension sous les effets développés par la précontrainte et par le moment fléchissant à vide sans la superstructure
- 2°) Phase 2 : Après mise en place de la superstructure et à 90 jours, soit l'état à vide au moment de la mise en service (MG)
- 3°) Phase 3 : Application des surcharges civiles à 90 jours (M1 et M2)
- 4°) Phase 4 : Etat des contraintes au temps t_{ms} à vide (MG)
- 5°) Phase 5 : Application des surcharges civiles et militaires au temps t_{ms}

a/ fibre supérieure

$$\sigma_s = \frac{M}{I} V_s + \frac{F}{S} + \frac{F \cdot e}{I} V_s + \frac{M_H}{I} V_s$$

b/ fibre inférieure

$$\sigma_i = \frac{M}{I} V_i + \frac{F}{S} + \frac{F \cdot e}{I} V_i + \frac{M_H}{I} V_s$$

M : représente le moment fléchissant appliqué durant la Phase correspondante (M_{oss}, MG ou MG+Q)

F : représente l'effort de Précontrainte à l'époque considérée

e : excentrement du cable par rapport à la fibre moyenne

M_H : moment hyperstatique dû au tracé à l'époque t considérée

Contraintes normales dans les Phases (3) et (5)

sections	à 90 jours				à l'infini (∞)							
	M ₂		M ₁		M ₂		M ₁		M' ₂		M' ₁	
	FS	FI	FS	FI	FS	FI	FS	FI	FS	FI	FS	FI
0,0l	390,03	599,39	380,03	599,39	353,01	556,77	353,01	556,77	353,01	556,77	353,01	556,77
0,1l	452,34	517,29	272,65	721,21	454,81	449,82	280,12	644,74	444,77	452,53	280,33	644,49
0,2l	472,10	492,62	162,74	847,91	501,65	373,06	197,28	728,35	504,73	369,46	197,62	727,95
0,3l	482,12	481,80	45,40	944,89	531,13	374,45	134,42	797,54	534,68	370,30	134,91	796,96
0,4l	511,26	460,19	62,93	993,54	562,71	312,31	114,39	835,66	565,87	308,61	115,00	834,92
0,5l	708,55	249,66	250,59	784,25	736,06	136,35	278,10	670,94	750,38	119,63	278,94	669,95
0,6l	860,42	84,81	432,90	583,86	861,94	5,40	434,43	504,44	864,10	2,88	435,49	503,20
0,7l	930,66	-9,33	573,12	409,02	902,81	-55,55	545,28	361,80	920,72	-76,46	546,47	360,41
0,8l	911,97	-4,69	656,74	297,24	846,18	-13,46	590,95	284,46	877,11	-72,92	592,25	282,94
0,9l	827,64	81,79	508,51	454,32	729,54	110,60	410,41	483,12	735,81	103,28	478,40	403,76
1,0l	543,86	419,71	176,74	847,26	451,26	454,39	84,14	882,93	453,52	451,75	107,63	855,51
1,1l	899,16	-16,57	586,20	347,58	803,16	11,28	491,21	375,43	750,72	-72,49	461,41	410,21
1,2l	749,71	159,07	436,08	525,12	689,92	154,02	376,30	520,12	708,67	132,14	371,63	525,58
1,3l	655,62	262,91	311,36	664,67	627,31	224,04	283,09	625,90	640,42	208,74	258,79	654,22
1,4l	510,69	416,21	113,15	880,27	506,21	346,48	108,67	810,54	521,20	328,98	72,34	829,59
1,5l	435,70	491,04	17,44	979,28	441,85	408,94	23,59	897,18	457,49	390,70	7,25	916,25

Contraintes normales dans les phases ①, ② et ④

sections	etat initial		à 90 jours		à l'infini	
	fibre sup	fibre inf	fibre sup	fibre inf	fibre sup	fibre inf
0.0ℓ	406,00	640,37	380,02	599,39	353,00	556,77
0.1ℓ	247,68	831,43	296,17	699,59	298,63	623,13
0.2ℓ	97,64	1010,43	204,79	804,66	234,33	685,10
0.3ℓ	-4,41	1134,79	141,13	879,84	190,14	732,48
0.4ℓ	-17,91	1161,57	137,22	896,82	188,66	748,94
0.5ℓ	217,04	902,33	343,18	676,17	370,68	562,86
0.6ℓ	462,53	625,72	543,79	454,22	545,32	375,00
0.7ℓ	682,14	359,47	702,26	258,28	674,42	211,06
0.8ℓ	865,53	131,39	804,46	120,81	738,66	112,04
0.9ℓ	910,02	67,04	760,03	160,71	661,93	189,52
1.ℓ	610,36	411,38	483,92	488,67	391,32	524,35
1.1ℓ	934,44	19,52	795,87	102,13	700,88	130,68
1.2ℓ	710,85	275,92	629,92	298,90	570,13	293,86
1.3ℓ	466,43	552,30	448,26	504,87	419,95	466,09
1.4ℓ	217,68	828,98	242,05	729,79	237,58	660,06
1.5ℓ	105,48	946,56	146,33	828,82	152,50	746,70

VÉRIFICATION A LA RUPTURE AU MOMENT FLÉCHISSANT

La vérification à la rupture vis-à-vis du moment fléchissant est imposée par "L'instruction provisoire" du 12 Août 65 et consiste à envisager l'effet de la charge permanente combiné à celui des surcharges civiles extrêmes majorées de 80%. Les moments à prendre en compte sont donc :

$$M_G + 1,8 M_Q^+ \\ \text{et } M_G + 1,8 M_Q^-$$

On recherche les contraintes dans le béton sur les fibres extrêmes qu'on compare ensuite aux contraintes limites soit

- limite supérieure : $0,8 \sigma_{2g} = 0,8 \cdot 3000 = 2400 \text{ t/m}^2$
- limite inférieure : $0,8 \sigma'_{2g} = -0,8 \cdot 250 = -200 \text{ t/m}^2$

$$\sigma'_{2g} = -(70 + \frac{6}{100} \sigma_{2g}) = -250 \text{ t/m}^2$$

Dans le cas où les contraintes sortent du domaine de sécurité on vérifie réglementairement que les moments appliqués sont inférieurs au moments de rupture affectés d'un coefficient de sécurité qui prend en compte un acier rompant à une tension de $0,9 R_G$ et un béton s'écrasant sous une compression $0,7 \sigma_{2g}$

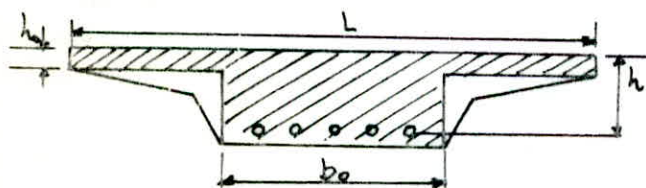
a/- moment résistant des aciers

les aciers de précontrainte sont seuls pris en compte

$$M_{RA} = 0,9 h w R_G$$

h : distance du cable à la fibre extrême la plus comprimée

b/- moment résistant du béton



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

nervure : $M_{RB1} = 0,37 b_0 h^2 \sigma_{2g}$

encorbellement $M_{RB2} = \min \begin{cases} 0,8(L-b_0)h_0(h-\frac{h_0}{2})\sigma_{2g} \\ 0,37(L-b_0)h^2 \sigma_{2g} \end{cases}$

La section est assimilée à une poutre en T comme l'indique le schéma

vérification à la rupture

conformément à l'article 14 de L'IP On doit avoir

$$M_G + 1,8 M_Q \leq \begin{cases} 0,9 M_{RA} & \text{si } M_f < M_{RA} \\ 0,8 M_{RA} & \text{si } M_f \geq M_{RA} \\ 0,7 M_{RB} & \end{cases}$$

avec $M_f = \frac{(-2\sigma'_{2g} - \sigma_p) \cdot I}{V_{i/s}}$ en considérant la fibre tendue
 σ_p : sous l'effet de la précontrainte sur la fibre tendue

VÉRIFICATION A LA RUPTURE AU MOMENT FLÉCHISSANT

La vérification à la rupture vis-à-vis du moment fléchissant est imposée par "L'instruction provisoire" du 12 Août 65 et consiste à envisager l'effet de la charge permanente combinée à celui des surcharges civiles extrêmes majorées de 80%. Les moments à prendre en compte sont donc :

$$M_G + 1,8 M_Q^+$$

$$\text{et } M_G + 1,8 M_Q^-$$

On recherche les contraintes dans le béton sur les fibres extrêmes qu'on compare ensuite aux contraintes limites soit

- limite supérieure : $0,8 \sigma_{2g} = 0,8 \cdot 3000 = 2400 \text{ t/m}^2$
- limite inférieure : $0,8 \sigma'_{2g} = -0,8 \cdot 250 = -200 \text{ t/m}^2$

$$\sigma'_{2g} = -(70 + \frac{6}{100} \sigma_{2g}) = -250 \text{ t/m}^2$$

Dans le cas où les contraintes sortent du domaine de sécurité on vérifie réglementairement que les moments appliqués sont inférieurs au moment de rupture affectés d'un coefficient de sécurité qui prend en compte un acier rompant à une tension de $0,9 R_G$ et un béton s'écrasant sous une compression $0,7 \sigma_{2g}$

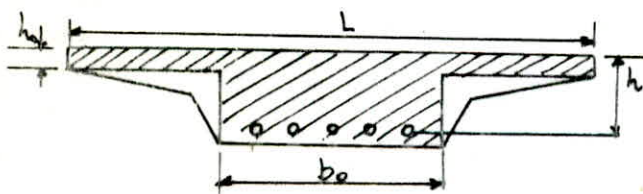
a/- moment résistant des aciers

les aciers de précontrainte sont seuls pris en compte

$$M_{RA} = 0,9 h \omega R_G$$

h : distance du cable à la fibre extrême la plus comprimée

b/- moment résistant du béton



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

nervure : $M_{RB1} = 0,35 b_0 h^2 \sigma_{2g}$

encorbellement $M_{RB2} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8(L-b_0)h_0(h-\frac{h_0}{2})\sigma_{2g} \\ 0,35(L-b_0)h^2\sigma_{2g} \end{array} \right.$

La section est assimilée à une poutre en T comme l'indique le schéma

Vérification à la rupture

conformément à l'article 14 de L'IP On doit avoir

$$M_G + 1,8 M_Q \leq \begin{cases} 0,9 M_{RA} & \text{si } M_f < M_{RA} \\ 0,8 M_{RA} & \text{si } M_f \geq M_{RA} \\ 0,7 M_{RB} \end{cases}$$

avec $M_f = \frac{(-2\sigma'_{2g} - \sigma_p) \cdot I}{V_{is}}$ en considérant la fibre tendue
 σ_p : sous l'effet de la précontrainte sur la fibre tendue

sections	$M_G + 1,8 M_Q$		$M_G + 1,8 M_Q^{\max} = M_{\max}$		$M_G + 1,8 M_Q^{\min} = M_{\min}$	
	M_{\max}	M_{\min}	fibre sup	fibre inf	fibre sup	fibre inf
0,00	0	0	355,77	559,64	355,77	559,64
0,10	1741,63	877,76	561,68	322,19	268,12	664,86
0,20	2978,72	1477,17	682,01	168,56	170,44	765,72
0,30	3757,03	1797,60	761,70	71,31	92,61	852,35
0,40	4060,99	1839,49	816,74	21,88	57,76	907,85
0,50	3890,24	1601,9	986,34	-149,54	206,89	760,32
0,60	3245,17	1085,35	1082,38	-245,56	348,66	610,93
0,70	2126,15	290,69	1067,58	-241,60	444,87	485,30
0,80	569,95	-783,07	935,02	-111,03	475,60	425,24
0,90	-896,75	-2504,9	786,42	50,26	238,90	689,39
1,0	-2463,22	-4388,64	414,26	503,75	-242,35	1270,22
1,10	-550,08	-2130,48	887,74	-81,48	349,63	546,67
1,20	76,34	-1550,72	788,54	44,94	235,97	689,97
1,30	1230,82	-586,90	793,00	36,65	176,31	756,52
1,40	1947,58	-124,86	711,89	112,29	8,27	933,64
1,50	2186,72	15,06	660,97	158,97	-76,94	1020,34

Au niveau des sections 0,6l, 0,7l et l les contraintes admissibles sont dépassées
On vérifie que les moments appliqués sont inférieurs aux moments de rupture

sections	h (m)	M _{RB1} (t.m)	M _{RB2} (t.m)	M _{RB} (t.m)	M _{RA} (t.m)	σ _p (t/m ²)	M _{G+1,8M_Q} (t.m)	M _f (t.m)	0,9 M _{RA}
0,6l	0,6371	5924,06	1893,84	7817,90	6199,44	1041,36	3245,17	3886,88	6189,44
0,7l	0,4894	3495,68	1399,59	4815,22	4754,53	600,45	2126,15	2778,71	4754,53
1.l	0,8860	11457,02	196,16	11650,18	8607,5	1254,30	-4388,64	5144,27	8607,5

M_{G+1,8M_Q} est toujours inférieur au moment de rupture.

Vérification sous l'effet des moments non écartés

L'écartement au voisinage des appuis intermédiaires peut ne pas être réalisé, ce qui nous amène à procéder à une vérification sous l'effet des moments non écartés de $\Delta M = R \cdot \frac{d}{8}$

La vérification est faite sous les trois cas de charge civiles et militaires et à vide à t infini

	M ₂ (t.m)	M ₁ (t.m)
surcharges civiles	-2610,16	-2609,92
surcharges militaires	-3777,62	-3670,18

La contrainte est
$$\sigma_{s,i} = \frac{F}{S} + \frac{F \cdot e}{I} y_{s,i} + \frac{M_H}{I} y_{s,i} + \frac{M_{1,2}}{I} y_{s,i}$$

si il ya un dépassement de contrainte il sera repris par un ferrailage ordinaire

valeurs des contraintes (t/m²)

	à vide (aéro)	M _{G+S} (civiles)		M _{G+S} (militaires)	
		sous M ₂	sous M ₁	sous M ₂	sous M ₁
σ _s	391,26	361,30	-36,83	362,88	-0,19
σ _c	596,84	559,40	1024,14	557,55	981,37

VÉRIFICATION SOUS L'EFFET DU SEISME

La stabilité et la résistance du tablier de l'ouvrage doit être vérifiée sous l'action du séisme nominal retenu aux prescriptions techniques.

L'incidence de l'action sismique se traduit par l'application à l'ensemble du tablier la composante sismique verticale S_v donnée par les recommandations sur les ponts

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

E_v : coefficient de sismicité vertical
 G : charge permanente
 Q : surcharges civiles (A(1))

La sollicitation tenant compte de S_v est celle du 2^e Genre

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

d'où

- Sous les moments max (M_2) $S_2 = G + Q_2 + E_v (G + 0,5Q_2)$
- Sous les moments min (M_1) $S_1 = G + Q_1 - E_v (G + 0,5Q_2)$

Les contraintes sous l'effet du séisme sont :

$$\sigma_{s,i} = \frac{F}{S} + \frac{F \cdot e}{I} v_{s,i} + \frac{M_H}{I} v_{s,i} + \frac{S}{I} v_{s,i}$$

tableau des contraintes

Sections	M_2 (t.m)	M_1 (t.m)	Sous M_2		Sous M_1	
			σ_s (t/m ²)	σ_c (t/m ²)	σ_s (t/m ²)	σ_c (t/m ²)
0,0l	0	0	355,74	559,62	355,74	559,62
0,1l	1475,75	854,96	471,30	427,62	260,35	673,87
0,2l	2540,83	1450,85	532,80	342,67	161,45	776,16
0,3l	3195,51	1787,48	569,93	295,11	89,12	856,36
0,4l	3439,36	1864,89	604,33	269,77	66,41	897,69
0,5l	3272,11	1682,56	775,76	96,21	234,34	728,22
0,6l	2694,04	1240,79	895,13	-27,04	401,44	549,26
0,7l	1705,58	540,24	924,86	-75,07	529,51	386,44
0,8l	327,76	-419,81	852,75	-15,07	598,92	281,23
0,9l	-1136,44	-1672,41	704,78	145,49	522,29	359,52
1,0l	-2508,59	-3200,59	398,76	521,78	162,77	797,25
1,1l	-856,24	-1571,83	783,47	40,18	539,82	324,60
1,2l	-255,20	-1051,37	675,92	176,35	405,53	491,98
1,3l	776,74	-236,71	638,92	216,45	295,09	617,81
1,4l	1396,35	153,07	524,71	330,73	102,60	823,46
1,5l	1603,11	283,20	462,64	390,43	14,15	713,96

DENIVELATIONS D'APPUI - Sécurité vis à vis des tassements

L'effet des tassements n'est pris en compte que pour les moments fléchissants (il n'intervient pas dans le dimensionnement de la précontrainte et les tractions éventuelles engendrées doivent être reprises par un ferrailage de béton armé.)



les moments de continuité M_1 et M_2 engendrés par les rotations Ω_i sont donnés par

$$M_{i-1} = \frac{1}{b_i} \frac{\varphi_i \Omega_i' + \varphi_i' \varphi_i \Omega_i''}{1 - \varphi_i \varphi_i'}$$

$$M_i = -\frac{1}{b_i} \frac{\varphi_i \varphi_i' \Omega_i' + \varphi_i' \Omega_i''}{1 - \varphi_i \varphi_i'}$$

φ_i et φ_i' sont définis dans le chapitre Lignes d'influence et sont égaux à :

$$\begin{aligned} \varphi_1 &= 0 & \varphi_1' &= 4/19 \\ \varphi_2 &= \frac{1}{4} & \varphi_2' &= \frac{1}{4} \\ \varphi_3 &= \frac{4}{19} & \varphi_3' &= 0 \end{aligned}$$

avec b_i constante mécanique

$$b_i = \frac{l}{6E_v I}$$

$$\Omega_i = \frac{v_i - v_{i+1}}{l} \quad v_i \text{ et } v_{i+1} \text{ sont les tassements d'appuis } i \text{ et } i+1$$

On considère l'effet d'une dénivellation de 1 cm
Le module d'élasticité considéré pour le béton est le module E_v affaibli

on a plusieurs cas de dénivellation à considérer

tassements de : A_0 ; A_1 ; A_0 et A_3 ; A_1 et A_2 ; A_0 et A_3 ; A_0 et A_4 ; A_1 et A_2

	A_0	A_1	A_0 et A_3	A_1 et A_2	A_0 et A_3	A_0 et A_4
$\Omega_i^{(10^{-4})}$	3,937	-3,937	3,937	-3,937	3,937	0
$\Omega_{i+1}^{(10^{-4})}$	0	3,937	-3,937	0	0	3,937
M_{1tm}	-40,89	92,01	-92,01	40,89	-40,89	51,12
M_{2tm}	0	-51,12	92,01	40,89	-40,89	-51,12

Pour une section quelconque le moment varie linéairement



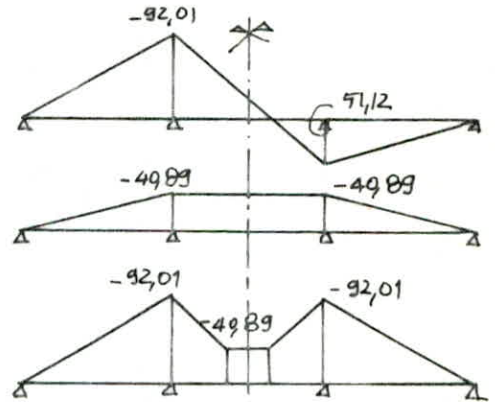
$$M(x) = M_i \times \frac{x}{l}$$

Détermination de la courbe enveloppe des moments sous l'effet des dénivellations d'appuis

elle est obtenue en superposant les effets des cas

- 1- tassement de A_0
- 2- tassement de A_1 et A_2

On aura les mêmes valeurs pour les moments positifs



Les contraintes engendrées par ces moments sont données par :

$$\sigma_{s,i} = \frac{M(x)}{I(x)} \cdot y_{s,i}$$

Sécurité vis-à-vis des tassements

Sous l'effet cumulé des tassements les plus défavorables en présence des surcharges civiles les plus défavorables on doit avoir

- La contrainte de compression du béton $\leq 0,42 \sigma_{28} = 1260 \text{ t/m}^2$
- La contrainte de traction du béton précontraint suppose travaillant seul $\leq \sigma'_{28}$ $\sigma'_{28} = 0$ on n'admet pas de traction

la totalité des tractions du béton est reprise par un ferrailage de béton armé (c.f ferrailage longitudinal.)

Tableau des contraintes sous l'effet des dénivellations d'appuis et des surcharges

Les moments sont en t.m

Les contraintes sont en t/m²

sections	Moments dus aux déniv. appuis		à vide + M [⊕]		à vide + M [⊖]		en charge + M [⊕]		en charge + M [⊖]	
	M [⊕]	M [⊖]	F. sup	F. inf	F. sup	F. inf	F. sup	F. inf	F. sup	F. inf
0,0ℓ	0	0	353,00	556,77	353,00	556,77	353,00	556,77	353,00	556,77
0,1ℓ	9,21	-9,21	301,77	619,47	295,49	626,79	457,95	437,16	276,98	648,40
0,2ℓ	18,41	-18,41	240,65	677,72	228,01	692,48	507,97	365,70	190,96	735,74
0,3ℓ	27,61	-27,61	199,68	721,48	180,6	743,61	540,67	323,32	124,86	808,67
0,4ℓ	36,81	-36,81	201,39	734,08	175,93	763,8	575,44	297,45	101,65	850,52
0,5ℓ	46,01	-46,01	386,46	544,44	354,9	581,28	751,84	117,93	262,32	689,36
0,6ℓ	55,21	-55,21	564,10	353,06	526,52	396,94	880,73	-16,54	415,64	526,38
0,7ℓ	64,41	-64,41	693,28	185,55	652,56	236,57	924,67	-81,06	523,42	387,31
0,8ℓ	73,61	-73,61	763,69	82,82	713,63	147,26	871,21	-42,68	565,92	313,68
0,9ℓ	82,81	-82,81	690,3	156,40	633,56	222,64	757,91	77,48	392,04	516,24
1,0ℓ	92,01	-92,01	422,98	487,39	359,66	561,31	482,92	417,43	52,48	919,89
1,1ℓ	77,7	-77,7	727,51	99,60	674,25	161,76	829,79	-19,80	464,58	406,51
1,2ℓ	63,39	-63,39	591,70	268,68	548,56	319,04	711,49	128,84	354,73	545,30
1,3ℓ	49,08	-49,08	436,60	446,66	403,30	485,53	643,96	204,6	266,40	645,34
1,4ℓ	40,89	-40,89	251,48	643,83	223,68	676,29	520,11	330,25	94,77	826,77
1,5ℓ	40,89	-40,89	166,43	730,44	138,57	762,96	455,78	392,68	9,66	913,44

il ya une légère traction au niveau des sections 0,6; 0,7; 0,8 et

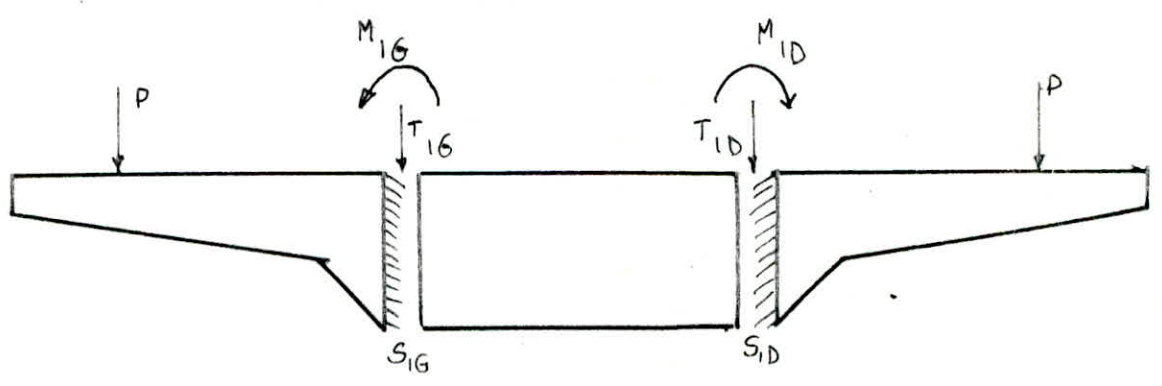
MOMENTS TRANSVERSAUX

Dans le calcul des moments transversaux sur un Pont dalle présentant de larges encorbellements on distinguera entre :

- 1°) les charges Placées en tout ou Partie sur les encorbellements.
- 2°) les éléments de ces charges qui empiètent sur la dalle centrale.
- 3°) les charges Placées sur la dalle centrale.

En ce qui concerne les surcharges placées sur les encorbellements elles se traduisent par l'existence aux sections S_{IG} et S_{ID} d'un moment fléchissant (M_{IG} et M_{ID}) et d'un effort tranchant T_{IG} et T_{ID} dont les effets se repercutent dans la dalle centrale

il est donc logique de calculer ces efforts en premier lieu .

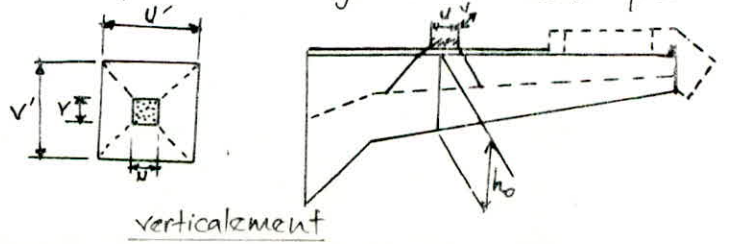
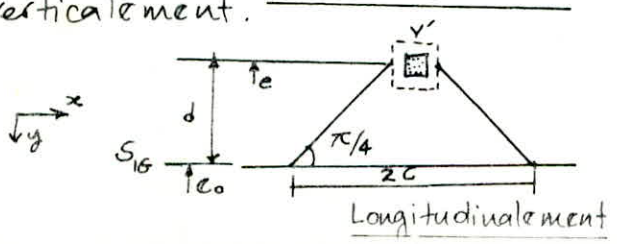


soit e_0 l'excentrement de la section S_1 , on considère une charge linéaire répartie $P(x)$ sur une fibre d'excentrement e parallèle à l'axe mécanique du Pont

Les densités d'efforts transversaux sont donc égales à :

charges sur l'encorbellement de gauche	$m_G(x) = (e - e_0) P(x)$
	$t_G(x) = - P(x)$
charges sur l'encorbellement de droite	$m_D(x) = (e - e_0) P(x)$
	$t_D(x) = P(x)$

L'étalement des surcharges est pris en compte tant longitudinalement que verticalement.



Les différents cas de charge

1°) charge répartie $P(x) = P$ densité de charge constante

- charge Permanente et Superstructure

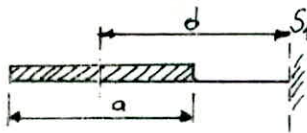
Designation	Poids Propre (t)	excentrement ($e - e_0$) (m)
dalle	2,875	1,182
trottoir	1,565	1,70
revêtement	$2,39 \times 0,08 \times 0,49 = 0,638$	0,225
C.P et Superstructure	5,078	1,22

- Surcharge de trottoir

La surcharge uniforme de trottoir prise en compte est la valeur réglementaire de $0,450 \text{ t/m}^2$

$$P = 0,450 \times a = 0,450 \times 2,00 = 0,9 \text{ t/ml}$$

$$e - e_0 = \left(\frac{a}{2} + d\right) = (1 + 0,8) = 1,8$$



a : largeur du trottoir

d : distance entre la bordure du trottoir et la section d'encastrement

- Surcharge A

Densité pour une travée chargée $L = 25,40 \text{ m}$ $A(e) = 4,17 \text{ t/m}^2$

$$P = A(e) \times d = 4,17 \times 0,8 = 3,336 \text{ t}$$

$$e - e_0 = \frac{d}{2} = 0,4$$

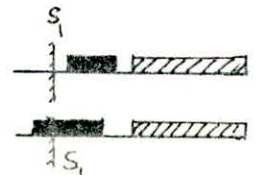
2°) charges concentrées



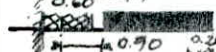


Dans ce cas de charge on procède tout d'abord à leur étalement "vertical" sur le plan moyen de l'encorbellement Puis à l'étalement Longitudinal sur une longueur $2c$

Deux cas peuvent se présenter

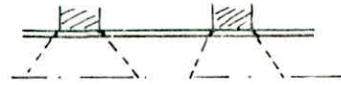
a/ charge entièrement sur l'encorbellement

b/ charge empiétant sur la dalle centrale

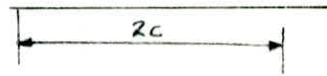


type de surcharge	Position	$e - e_0$ (m)	U' (m)	V' (m)	ZC (m)	δ	P (t/m)
B_c (12t) *		0.425	0.85	2.35	3	1.0757	4
B_r (roue isolée 10t)		0.501	1.002	0.904	1.906	1.067	5.247
B_t (tandem 6t)		0.407	0.81	2.22	3.03	1.068	4.40
Roue isolée 6t **		2.358	0.685	1.12	3.478	-	1.725
Mc 120 (Une Chenille 95t.)		0.50	0.999	6.22	7.219	1.081	5.333

* Pour B_c ou B_t limite longitudinalement à 2 essieux lourds Par file de Camions ce qui revient à considérer une charge de 12t



** Roue isolée de 6t : Les effets de cette surcharge ne se cumulent pas avec ceux des autres surcharges de chaussée ou de trottoir.



Ils serviront uniquement pour la justification du ferrailage aux sections d'encastrement

MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS AUX ENCASTREMENTS

	Encorbellement de gauche			Encorbellement de droite		
	MIG	TIG	ZC	MID	TID	ZCD
C.P + Superstructure	-6,195	-5,078	25,40	-6,195	5,078	25,4
A	-1,020	-2,917	25,40	-1,020	2,917	25,4
B_c	-1,829	-4,3	3	-1,398	4,3	3
B_r	-2,805	-5,599	1,906	-2,805	5,599	1,906
B_t	-1,903	-4,7	3,03	-1,903	4,7	3,03
trottoirs 0,450 t/m ²	-1,53	-0,9	25,4	-1,53	0,9	25,40
Mc 120	-2,88	-5,765	7,219	-2,88	5,765	7,219
Roue Isolée de 6t	-4,068	1,725	3,478	-4,068	1,725	3,478

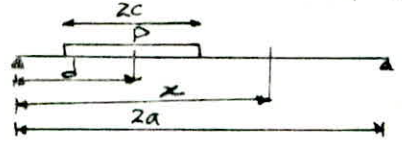
Etude de la dalle centrale

L'expression du moment transversal en un point (x, y) Par:

$$m_y(x, y_0) = \sum_m b \mu_m \left(m\theta, \frac{c}{b}, \frac{y_0}{b} \right) P_m(x)$$

Considérons une charge linéaire P étendue établie sur une longueur 2c cette charge est développée en série de FOURIER avec

$$P_m(x) = \frac{4P}{\sin 4\pi} \sum \frac{1}{m} \sin \frac{m\pi c}{2a} \sin \frac{m\pi d}{2a} \sin \frac{m\pi x}{2a} \quad P = \frac{P}{2c}$$



Pour obtenir le moment maximum dans une section donnée on place la charge sur cette section x = d

On étudie les moments dans la section située au centre de la dalle x = a c'est là où ils sont les plus intenses il vient alors:

$$m_y(a, y_0) = \frac{4P}{\sin 4\pi} \frac{1}{\pi} \sum_m b \mu_m \sin \frac{m\pi c}{2a} \quad m : \text{impair}$$

On prendra en considération les trois premières harmoniques, ce qui nous donnera une précision suffisante.

- effets dans la dalle centrale des efforts tranchants et moments d'encastrement dans la section S₁ dus aux charges placées sur les encorbellements.

- charges placées sur l'encorbellement de gauche

$$\frac{4b}{\sin 4\pi} \frac{1}{\pi} \sum \frac{1}{m} \sin \frac{m\pi c}{2a} \left(m_G \frac{d\mu}{dy} - t_G \mu \right)$$

- charges placées sur l'encorbellement de droite

$$\frac{4b}{\sin 4\pi} \sum \frac{1}{m} \sin \frac{m\pi c}{2a} \left(\mu t_D - m_D \frac{d\mu}{dy} \right)$$

t et m sont respectivement l'effort tranchant et le moment fléchissant en S₁

μ coefficient de flexion transversale

$\frac{d\mu}{dy}$ pente de la tangente à la ligne d'influence de μ au niveau de S₁

Calcul des moments

Le Pont est assez large les lignes d'influence du coefficient μ montrent qu'on peut avoir des moments positifs et des moments négatifs avec des charges placées sur la nervure

- Moments négatifs

dans la recherche des moments négatifs on a 3 cas

- 1- moments dus aux charges disposées sur les encorbellements
- 2- moments dus aux éléments de ces charges qui empiètent sur la dalle centrale
- 3- moments produits par les surcharges entièrement disposées sur la dalle centrale

Les moments apportés dans la dalle centrale par les deux premiers cas sont cumulés puisque ils sont indissociable et ils viennent s'ajouter au troisième cas s'il donne un effet défavorable.

- Moments positifs

La recherche des moments positifs se fait en disposant les charges sur la dalle centrale.

- Prise en compte du coefficient de poisson

Les moments principaux transversaux se produisent en des points proches de l'axe longitudinal de la dalle on recherche alors pour ces points les moments longitudinaux extrêmes pour lesquels l'angle ψ mesurant le biais mécanique au centre de la dalle

$$M_x(x,0) = M_x(x,b) \sin \psi$$

et l'on convient de majorer le moment transversal obtenu pour $\psi=0$ du terme

$$k \psi M_x(x,0) \quad \text{où } k \text{ est donné par } \begin{cases} k=1 & \text{si } \frac{b}{a} \geq 1 \\ k=\frac{b}{a} & \text{si } \frac{b}{a} < 1 \end{cases}$$

ψ est pris égal à 0,20 Pour le Béton précontraint

$$\frac{b}{a} = \frac{8,16}{12,7} = 0,6425 \Rightarrow k = 0,6425$$

toutefois par prudence, le terme $k \psi M_x$ ne sera pris en compte que s'il est défavorable

finalment si l'on appelle (i) la travée chargée et j la travée où l'on étudie les moments transversaux

$$M_{y_j} = k_j \psi M_x(j, x, 0) \quad \text{si } j \neq i$$

$$M_{y_j} = k_i \psi M_x(i, x, 0) + \sum_m b_m \mu_m P_m(i, x) \quad \text{si } j = i$$

Lignes d'influence des coefficients de répartition.

Paramètres d'entretoisement utilisés pour la flexion transversale

L'étude des moments de flexion transversale amène à considérer surtout les moments principaux transversaux dans la partie centrale de la dalle, on se réfère alors à une plaque rectangulaire équivalente dont la portée est prise égale à

$$2a \sin \psi = 25,40 \times \sin 94,71^\circ = 25,31 \text{ m} \text{ et la largeur à } 2b / \sin \psi = 16,32 / \sin 94,71^\circ = 16,38 \text{ m}$$

il conviendra alors de poser $\theta' = \frac{b}{2a \sin^2 \psi} = 0,3224$

Prise en compte de la continuité

$$\theta^* = \theta' \sqrt{D}$$

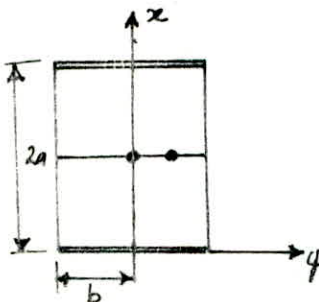
$$\varphi^* = \frac{\alpha}{\sqrt{D}}$$

Désignation		travée de rive	travée intermédiaire
	\sqrt{D}	1,1952	1,3484
	α^*	0,8567	0,7416
	$\sqrt[4]{D}$	1,0933	1,1612
Harmonique 1	0	0,3537	0,3796
Harmonique 3	30	1,0161	1,1268
Harmonique 5	50	1,7689	1,878

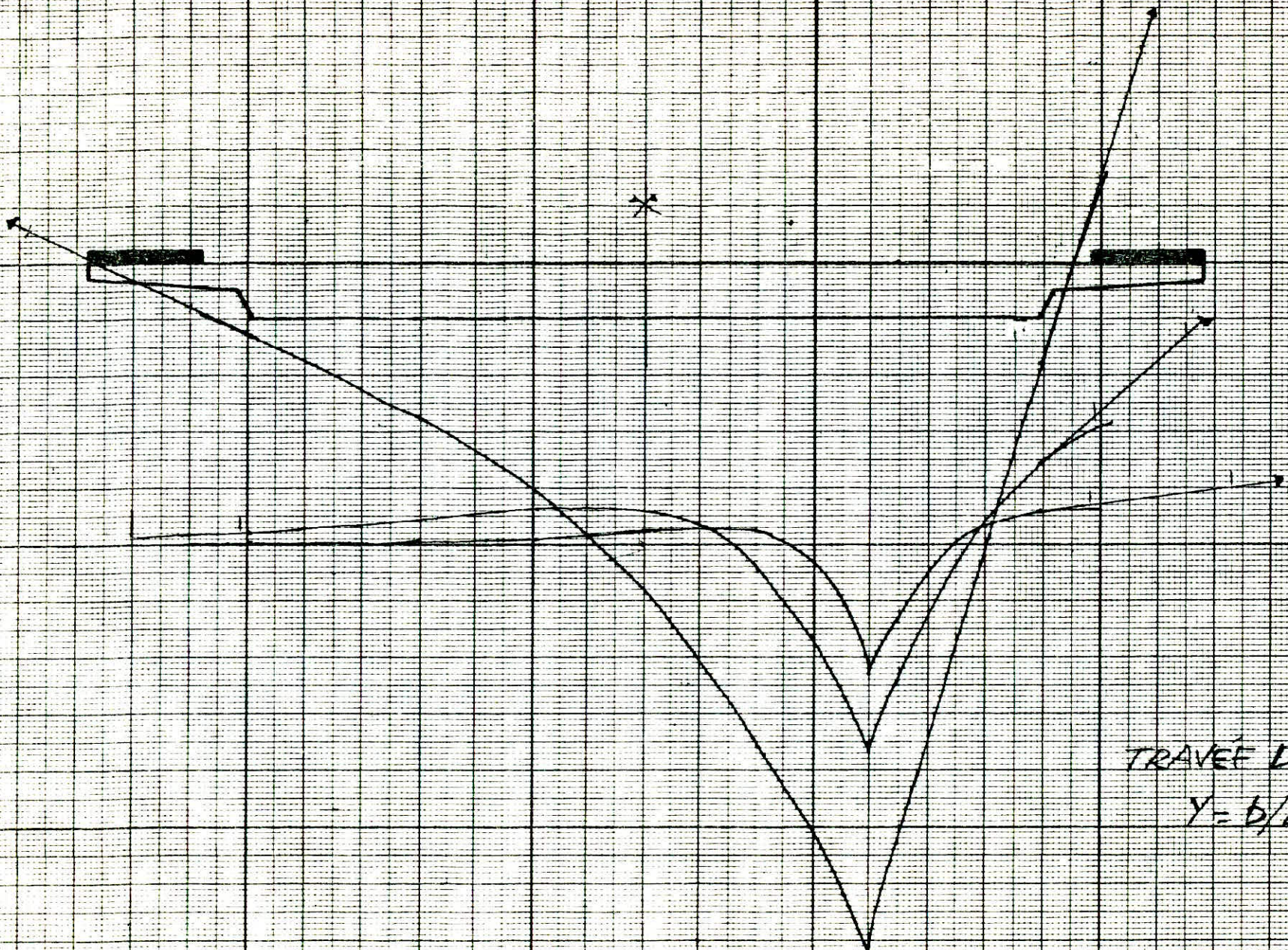
Lignes d'influence du coefficient de flexion transversale

choix des fibres

Nous nous intéressons aux fibres d'excentrement $y = \frac{b}{2}$ et $y = 0$ dans chaque travée

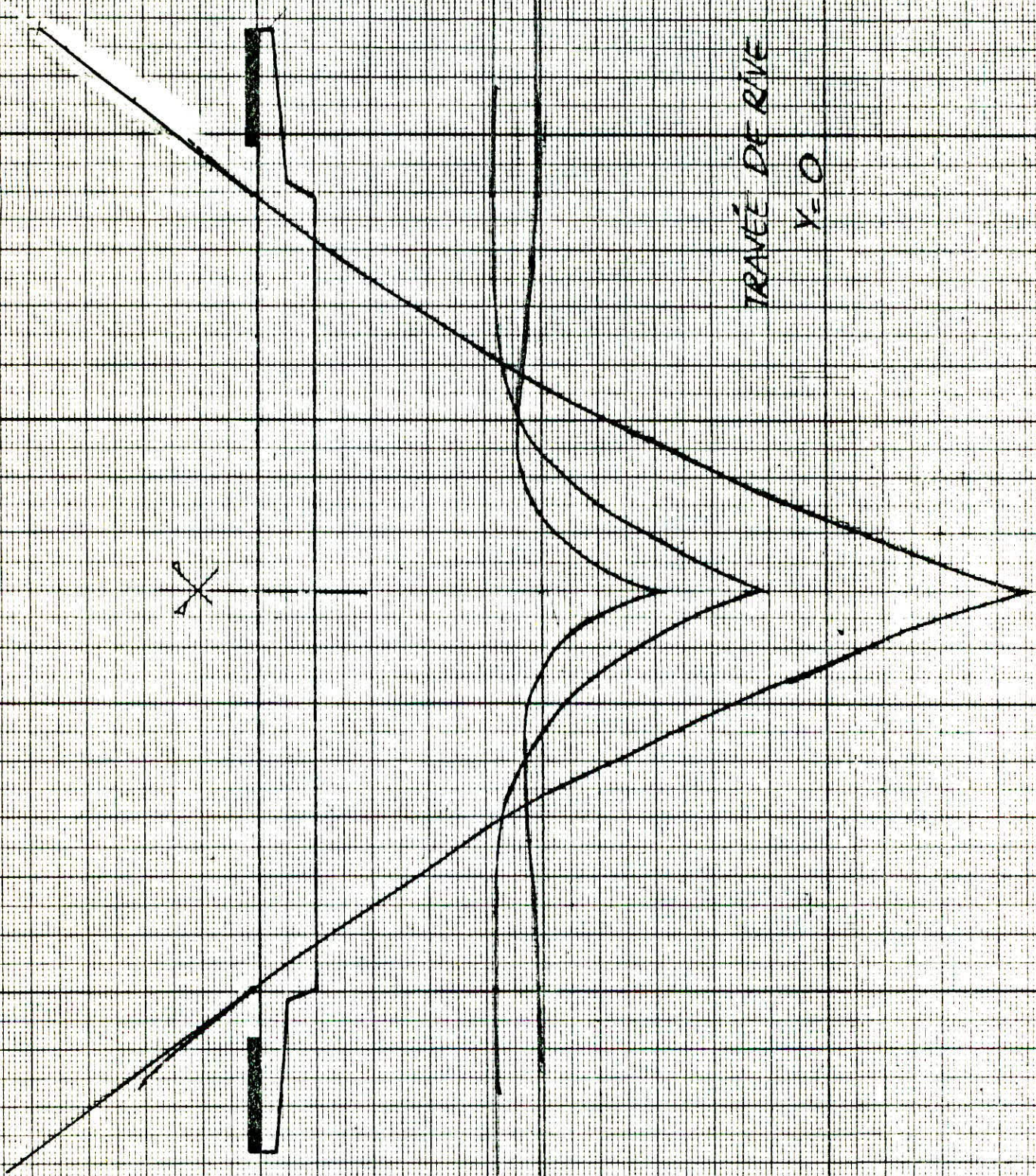


excentrement relatif ρ de la surcharge	travée de rive		travée centrale	
	$y=0$	$y=b/2$	$y=0$	$y=b/2$
-1,00	-0,1283	-0,0819	-0,0157	-0,0038
-0,75	-0,0734	-0,0644	-0,0158	-0,0058
-0,50	-0,0111	-0,0444	-0,0127	-0,0086
-0,25	0,0676	-0,0186	0,0067	-0,0114
0,00	0,1740	0,0173	0,0800	-0,0105
+0,25	0,0676	0,0696	0,0067	0,0068
+0,50	-0,0111	0,1466	-0,0127	0,0761
+0,75	-0,0734	0,0044	-0,0158	-0,0056
+1,00	-0,1283	-0,1208	-0,0157	-0,0420



TRAVÉE DE RIVE
 $y = b/2$

159



TRAVÉE DE RIVE
Y=0

X

charges sur
les encoffrements

charges empiétant
sur la dalle centrale

fibres	travée de rive		travée centrale		travée de rive		travée centrale	
	0	b/2	0	b/2	0	b/2	0	b/2
CP	-13,768	-12,04	-14,11	-11,827	0	0	0	0
trou	-2,69	-2,46	-2,782	-2,441	0	0	0	0
Bc	-1,95	-1,629	-1,802	-1,927	-2,209	-1,283	-1,882	-1,307
A	-3,34	-2,577	-3,298	-2,459	-4,21	-2,695	-4,032	-2,691
Mc	-3,298	-3,374	-3,072	-3,148	-1,576	-2,433	-1,534	-2,230
D	0	0	0	0	-2,232	-5,328	-2,147	-5,005

moments transversaux
negatifs

moments transversaux
positifs

fibres	travée de rive		travée centrale		travée de rive		travée centrale	
	0	b/2	0	b/2	0	b/2	0	b/2
CP	-13,768	-12,04	-14,11	-11,827	0	0	0	0
trou	-2,69	-2,46	-2,782	-2,442	0	0	0	0
Bc	-3,203	-2,258	-2,842	-2,514	4,547	4,117	4,297	3,489
A	-7,55	-4,745	-7,33	-4,635	8,472	5,294	6,792	4,023
Mc	-4,756	-5,626	-4,491	-5,211	8,676	7,344	7,509	6,331
D	-2,232	-5,328	-2,147	-5,005	14,06	9,348	14,089	11,363

MOMENTS TRANSVERSAUX FINAUX
(prise en compte du coefficient de Poisson)

_charges	y	travée de rive				travée centrale			
		$M_x \sin \psi$	$KVM_x \sin \psi$	M_y	Σ	$M_x \sin \psi$	$KVM_x \sin \psi$	M_y	Σ

Moments négatifs

charge permanente	0			-13,768	-13,768			-14,11	-14,11
	b/2	2084,14	16,411	-12,04	-12,04	696,07	5,481	-11,827	-11,827
surch. trottoir	0			-2,69	-2,69			-2,782	-2,782
	b/2	-12,35	-0,097	-2,46	-2,46	-25,03	-0,197	-2,441	-2,441
surch. Bc	0			-3,328	-3,328			-2,948	-2,948
	b/2	-220,04	-1,733	-2,330	-2,330	-278,24	-2,191	-2,587	-2,587
surch. A	0			-7,55	-7,55			-7,33	-7,33
	b/2	-258,62	-2,036	-4,745	-4,745	-353,34	-2,782	-4,635	-4,635
surch Mc120	0			-4,874	-4,874			-4,606	-4,606
	b/2	-194,29	-1,530	-5,807	-5,807	-401,26	-3,160	-5,378	-5,378
surch type D	0			-2,232	-2,232			-2,147	-2,147
	b/2	-256,15	-2,017	-5,328	-5,328	-269,07	-2,119	-5,005	-5,005

Moments positifs

charge permanente	0			0	16,411			0	5,481
	b/2	2084,14	16,411	0	16,411	696,07	5,481	0	5,481
surch trottoir	0			0	0,389			0	0,296
	b/2	49,43	0,389	0	0,389	37,55	0,296	0	0,296
surch Bc	0			4,891	11,238			4,622	10,058
	b/2	806,00	6,347	4,429	10,776	690,41	5,436	3,753	9,189
surch A	0			8,472	15,925			6,792	13,584
	b/2	946,50	7,453	5,294	12,747	786,397	6,192	4,023	10,215
surch Mc120	0			9,379	16,450			8,117	14,120
	b/2	898,01	7,071	7,939	15,01	762,40	6,003	6,844	12,847
surch. type D	0			14,06	21,943			14,089	20,642
	b/2	988,42	7,783	9,348	17,131	832,24	6,553	11,363	17,916

Moments transversaux dus à la précontrainte.

Dans les sections 9,9 l et 1,5 l respectivement pour la travée de rive et pour la travée centrale le moment transversal dû à la précontrainte est donné par l'expression

$$M_{y_p} = K \psi M_{xp} \sin \psi$$

avec $M_{xp} = F_e + M_H$.

MOMENTS DUS A LA PRECONTRAINTE

	M_H (t.m)		F (t)		e (m)	M_{xp} (t.m/m)		$K \psi M_{xp} \sin \psi$	
	90°	∞	90°	∞		90°	∞	90°	∞
travée de rive	-105,15	-98,25	8019,67	7414,87	-0,3035	-155,78	-141,89	-19,95	-18,17
travée centrale	-210,3	-196,25	7445,22	6887,19	-0,190	-99,56	-92,21	-12,74	-11,82

tableau donnant les combinaisons défavorables

		M_y négatifs (t.m/m)		M_y positifs (t.m/m)	
fibres	charges	travée de rive	travée centrale	travée de rive	travée centrale
$y=0$	civiles	$G+P+1,2A = 42,78$	$G+P+1,2A = -35,66$	$G+P+1,2A = 17,35$	$G+P+1,2A = 9,97$
	militaires	$G+P+(M_c+tr) = -41,28$	$G+P+(M_c+tr) = -34,25$	$G+P+D = 20,08$	$G+P+D = 14,31$
$y=\frac{b}{2}$	civiles	$G+P+1,2(B_c+tr) = -37,73$	$G+P+1,2(B_c+tr) = -30,60$	$G+P+1,2A = 13,54$	$G+P+1,2A = 5,93$
	militaires	$G+P+(M_c+tr) = -40,26$	$G+P+(M_c+tr) = -32,39$	$G+P+D = 15,37$	$G+P+D = 11,59$

EFFORT TRANCHANT

L'effort tranchant est déterminé au niveau de chaque section sous l'effet de la charge permanente et sous l'effet de toutes les surcharges prises en compte. Les efforts tranchants maximum sont déterminés à partir de la ligne d'influence.

- Lignes d'influences des efforts tranchants



La ligne d'influence de l'effort tranchant en travée est donnée par l'expression

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

$T_i(x, \alpha)$: effort tranchant de la travée simplement appuyée
 M_i et M_{i-1} respectivement les moments à l'appui "i" et à l'appui

A - section sur la travée de rive

A-1 charge sur (0, 1)

$$\alpha \leq x \quad T(x, \alpha) = -\frac{\alpha}{l} - \frac{4}{15} \frac{\alpha(l^2 - \alpha^2)}{l^3} \quad (1)$$

$$\alpha > x \quad T(x, \alpha) = 1 - \frac{\alpha}{l} - \frac{4}{15} \frac{\alpha(l^2 - \alpha^2)}{l^3} \quad (2)$$

A-2 charge sur (1, 2)

$$T(x, \alpha) = -\frac{1}{15} \frac{\alpha(l-\alpha)(7l-9\alpha)}{l^3} \quad (3)$$

A-3 charge sur (2, 3)

$$T(x, \alpha) = \frac{1}{15} \frac{\alpha(l-\alpha)(2l-\alpha)}{l^3} \quad (4)$$

B - section sur la travée centrale

B.1 charge sur (0, 1)

$$T(x, \alpha) = \frac{5}{15} \frac{\alpha(l^2 - \alpha^2)}{l^3} \quad (5)$$

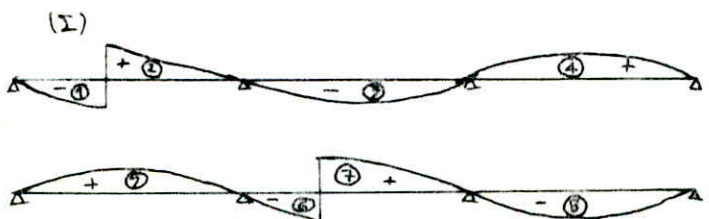
B.2 charge sur (1, 2)

$$\alpha \leq x \quad T(x, \alpha) = -\frac{\alpha}{l} + \frac{5}{15} \frac{\alpha(l-\alpha)(l-2\alpha)}{l^3} \quad (6)$$

$$\alpha > x \quad T(x, \alpha) = 1 - \frac{\alpha}{l} + \frac{5}{15} \frac{\alpha(l-\alpha)(l-2\alpha)}{l^3} \quad (7)$$

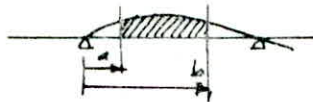
B.3 charge sur (2, 3)

$$T(x, \alpha) = -\frac{5}{15} \frac{\alpha(l-\alpha)(2l-\alpha)}{l^3} \quad (8)$$



Détermination des efforts tranchants maximums

de même que pour les moments fléchissants on calcul les aires d'influence correspondant aux positions défavorables des charges et surcharges réparties uniformément



Les expressions de ces surfaces sont obtenues en intégrant les différentes formules donnant les lignes d'influence

$$S = \int_a^b T(x, \alpha) dx$$

A - Section sur la travée de rive

$$\begin{aligned} (0,1) \quad & S_1 = -\frac{19}{30l} (b^2 - a^2) + \frac{1}{15l^2} (b^4 - a^4) \\ (1,2) \quad & S_2 = (b-a) - \frac{19}{30l} (b^2 - a^2) + \frac{1}{15l^2} (b^4 - a^4) \\ (1,2) \quad & S_3 = -\frac{7}{30l} (b^2 - a^2) + \frac{4}{15l^2} (b^3 - a^3) - \frac{1}{12l^3} (b^4 - a^4) \\ (2,3) \quad & S_4 = \frac{1}{15} (b^2 - a^2) - \frac{1}{15l^2} (b^3 - a^3) + \frac{1}{60l^3} (b^4 - a^4) \end{aligned}$$

B - section sur la travée centrale

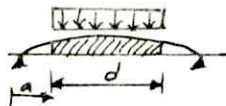
$$\begin{aligned} (0,1) \quad & S_5 = \frac{1}{6l} (b^2 - a^2) - \frac{1}{12l^2} (b^4 - a^4) \\ (1,2) \quad & S_6 = -\frac{1}{5l} (b^2 - a^2) - \frac{1}{3l^2} (b^3 - a^3) + \frac{1}{6l^3} (b^4 - a^4) \\ (1,2) \quad & S_7 = (b-a) - \frac{1}{3l} (b^2 - a^2) - \frac{1}{3l^2} (b^3 - a^3) + \frac{1}{6l^3} (b^4 - a^4) \\ (2,3) \quad & S_8 = -\frac{1}{3l} (b^2 - a^2) + \frac{1}{3l^2} (b^3 - a^3) - \frac{1}{12l^3} (b^4 - a^4) \end{aligned}$$

Pour chaque chargement on détermine la position la plus défavorable soit celle qui nous donnent les surfaces maximales en dérivant les expressions de ces dernières.

a - Surcharges A(P)

en fonction de l'effet qu'on veut avoir moments positifs ou moments négatifs on chargera la totalité des surface correspondants

b - convoi D et surcharge militaire Mc 120



On obtient les mêmes positions que celles donnant les moments fléchissants principaux.

c - système Bc Les position du convoi sont déterminées de la même façon que pour les moments fléchissant.

sections	aires des L.I de T				$\sum S_i^{\oplus}$	$\sum S_i^{\ominus}$	trottoirs		$\sum S_i$	T _G	surcharge A			
	travée I		travée II				T [⊕]	T [⊖]			A [⊕]	A [⊖]	T [⊕]	T [⊖]
0,0l	11,01	0	-1,27	0,42	11,43	-1,27	7,72	-0,86	10,16	409,55	14,60	14,60	160,85	-18,54
0,1l	8,63	-0,16	-1,27	0,42	9,05	-1,43	6,11	-0,97	7,62	307,16	14,60	13,86	126,08	-19,82
0,2l	6,57	-0,64	-1,27	0,42	6,99	-1,91	4,72	-1,29	5,08	204,78	14,60	13,19	95,98	-25,21
0,3l	4,82	-1,43	-1,27	0,42	5,24	-2,70	3,54	-1,82	2,54	102,39	14,60	25,30	70,42	-36,17
0,4l	3,38	-2,53	-1,27	0,42	3,80	-3,80	2,57	-2,57	0	0	14,60	22,72	49,38	-57,48
0,5l	2,23	-3,02	-1,27	0,42	2,65	-4,29	1,79	-3,50	-2,54	-102,39	14,60	20,67	32,58	-62,42
0,6l	1,34	-5,57	-1,27	0,42	1,76	-6,84	1,19	-4,62	-5,08	-204,78	11,20	19,01	19,70	-105,87
0,7l	0,71	-7,48	-1,27	0,42	1,13	-8,75	0,76	-5,91	-7,62	-307,16	10,81	17,63	12,21	-131,84
0,8l	0,29	-9,60	-1,27	0,42	0,71	-10,87	0,48	-7,34	-10,16	-409,55	10,46	16,46	7,43	-158,04
0,9l	0,07	-11,92	-1,27	0,42	0,49	-13,19	0,33	-8,90	-12,70	-511,94	14,60	15,47	6,13	-184,38
ld	0	-14,39	-1,27	0,42	0,42	-15,66	0,28	-10,57	-15,24	-614,32	14,60	14,60	6,13	-210,09
lg	2,12	12,70	0	-2,12	14,82	-2,12	10,00	-1,43	12,70	511,94	14,6	14,6	185,42	-30,95
1,1l	2,12	10,25	-0,09	-2,12	12,37	-2,21	8,35	-1,49	10,16	409,55	15,47	14,6	158,55	-30,95
1,2l	2,12	8,02	-0,40	-2,12	10,14	-2,52	6,85	-1,70	7,62	307,16	16,46	13,19	132,03	-33,24
1,3l	2,12	6,04	-0,96	-2,12	8,16	-3,08	5,51	-2,08	5,08	204,78	17,63	12,61	106,46	-38,85
1,4l	2,12	4,33	-1,79	-2,12	6,45	-3,91	4,35	-2,64	2,54	102,39	19,01	12,09	82,29	-47,27
1,5l	2,12	2,91	-2,91	-2,12	5,03	-5,03	3,40	-3,40	0	0	20,67	20,67	60,16	-60,16

Section	Surcharge type D				Surcharge Mc120				Surcharge Bc					
	S⊕	S⊖	T⊕	T⊖	S⊕	S⊖	T⊕	T⊖	y⊕		y⊖		T⊕	T⊖
									essiev3	essiev6	essiev3	essiev6		
008	10,61	-1,15	130,5	-14,64	6,05	-0,63	93,47	-9,64	0,955	2,850	-0,088	-0,34	139,75	-16,12
010	8,52	-1,19	104,67	-14,64	5,15	-0,63	79,57	-9,64	0,747	2,384	-0,088	-0,34	115,81	-16,12
021	6,56	-1,19	80,69	-14,64	4,30	-0,63	66,43	-9,64	0,557	1,939	0	-0,429	93,14	-18,02
030	4,79	-1,43	58,92	-17,59	3,49	-1,12	53,92	-17,26	0,387	1,522	-0,008	-0,674	72,08	-30,01
040	3,23	-2,53	39,73	-31,12	2,73	-2,30	42,18	-35,53	0,263	1,140	-0,206	-0,911	53,40	-43,59
050	1,81	-3,91	22,20	-48,09	1,87	-3,14	28,89	-47,89	0,174	0,739	-0,329	-1,28	34,67	-60,68
060	0,82	-5,57	10,09	-68,51	1,24	-3,95	19,16	-61,03	0,097	0,539	-0,448	-1,741	24,68	-82,53
070	0,39	-7,48	4,80	-92,00	0,69	-4,70	10,66	-72,61	0,0329	0,360	-0,625	-2,179	15,81	-104,62
080	0,30	-9,59	4,80	-117,96	0,25	-5,38	3,86	-83,12	0,096	0,131	-0,856	-2,587	7,52	-126,62
090	0,30	-11,64	4,80	-143,17	0,18	-5,99	2,78	-92,54	0,096	0,131	-1,076	-2,959	7,52	-146,85
100	0,30	-13,54	4,80	-166,54	0,18	-6,51	2,78	-100,58	0,096	0,131	-1,281	-3,288	7,52	-165,00
110	12,14	-1,97	149,32	-24,23	6,30	-0,89	107,33	-13,75	1,13	3,09	-0,046	-0,481	153,51	-21,19
118	10,07	-1,97	123,86	-24,23	5,61	-0,89	86,67	-13,75	0,91	2,69	-0,046	-0,481	132,09	-21,19
120	7,98	-1,97	98,15	-24,23	4,86	-0,89	75,08	-13,75	0,69	2,27	-0,046	-0,481	109,83	-21,19
130	5,97	-1,97	73,43	-24,23	4,06	-0,95	62,72	-14,68	0,50	1,85	-0,046	-0,481	88,20	-21,19
140	4,09	-1,97	50,34	-24,23	3,23	-1,65	49,90	-25,49	0,31	1,43	-0,120	-0,61	66,57	-28,14
150	2,42	-2,91	29,77	-35,79	2,41	-2,42	37,23	-37,89	0,15	1,02	-0,15	-1,02	45,99	-45,99

Courbe enveloppe des efforts tranchants

Les efforts tranchants en chaque section sous l'effet des chargements extérieurs sont modifiés en tenant compte de l'influence de :

- 1° Efforts tranchants hyperstatiques de précontrainte
- 2° Effets de relevage des cables
- 3° Variation de la fibre moyenne

Les calculs correspondants sont effectués pour le seul temps infini.

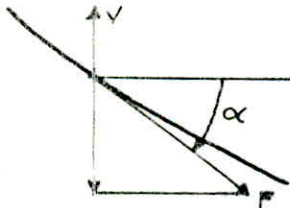
1° efforts tranchants hyperstatiques de précontrainte

représentés par la résultante des réactions hyperstatiques de précontrainte des appuis situés à gauche de la section considérée. ils sont constants par travée

$$T_H = \frac{M_H}{l} = \frac{196,49}{29,4} = 7,736 \text{ t} \quad \boxed{T_H = 7,736 \text{ t}}$$

2° effet de relevage de cable

L'inclinaison des cables par rapport à la fibre moyenne introduit un effort vertical de précontrainte à gauche de la section considérée



$$T_p = -F \sin \alpha$$

α : inclinaison du cable en radians considérée comme positive si le cable est descendant

3° variation de la fibre moyenne. effet pris en compte seulement dans le cas de présence de goussets, ce qui n'est pas notre cas.

L'effort tranchant résultant est la somme de l'effort tranchant dû aux forces extérieures et de l'effort tranchant de précontrainte. On l'appellera effort tranchant net

$$T_{net} = T + F \sin \alpha + T_H$$

On déterminera

$$\begin{aligned} & T_{min} + F \sin \alpha + T_H \\ \text{et} & T_{max} + F \sin \alpha + T_H \end{aligned}$$

respectivement pour les surcharges civiles et militaires

section	α_i (rad)	$F_i(t)$	$F_{\text{mix}} \alpha_i$	$T_H(t)$	civiles		militaires		Civiles T_{net}	militaires T_{net}
					T_{max}	T_{min}	T_{max}	T_{min}		
0,0l	-0,0799	7215,83	-576,54	7,74	578,12	390,15	547,77	390,30	178,65	178,50
0,1l	-0,0650	7237,33	-470,43	7,74	439,35	286,37	417,94	287,80	176,32	174,89
0,2l	-0,0411	7139,89	-293,45	7,74	305,48	178,28	290,19	185,10	107,43	100,61
0,3l	-0,0208	7108,61	-147,86	7,74	176,35	64,40	164,85	78,48	75,72	61,64
0,4l	0,0304	7218,29	219,44	7,74	51,95	-60,05	44,75	-38,10	279,13	271,93
0,5l	0,0545	7414,87	404,11	7,74	-68,02	-168,31	-71,71	-153,98	343,83	340,14
0,6l	0,0758	7533,98	571,08	7,74	-183,91	-315,29	-184,43	-277,91	394,91	394,39
0,7l	0,0646	7435,39	490,33	7,74	-294,19	-444,91	-296,24	-405,07	193,88	191,83
0,8l	0,0563	7256,44	408,54	7,74	-401,64	-574,93	-404,27	-534,85	158,65	118,57
0,9l	0,0331	7166,41	237,21	7,74	-505,48	-705,22	-506,81	-664,01	460,27	419,06
0d	0,0258	7307,51	189,53	7,74	-607,91	-834,98	-609,24	-791,43	638,70	595,16
0g	-0,0259	7307,51	-188,53	0	707,36	479,56	671,26	486,28	518,83	482,73
1,1l	-0,0446	7066,77	-315,18	0	576,45	377,11	541,76	383,83	261,27	226,58
1,2l	-0,0589	7145,40	-420,15	0	446,04	272,22	412,16	281,23	147,93	138,92
1,3l	-0,0789	7122,51	-540,60	0	316,75	163,85	283,72	178,47	376,75	362,13
1,4l	-0,055	6981,59	-383,99	0	189,03	52,48	157,08	74,26	331,51	309,74
1,5l	0	6887,19	0	0	63,56	-63,56	40,63	-40,79	63,56	40,79

Contraintes de cisaillement du béton et répartition des étriers

- Cisaillement du béton

Soit T l'un des efforts tranchants extrême (civil ou militaire) récapitulés dans le tableau précédent compte tenu des effets isostatiques et hyperstatiques de précontrainte

nous vérifions le cisaillement du béton au niveau de son centre de gravité
La contrainte de cisaillement est:

$$\tau_b = \frac{Tm}{I \cdot e}$$

m: moment statique de la section
située au dessus par rapport à un axe
Passant par le C. d. g.

I : Inertie nette de la section
e : Largeur de la dalle au niveau du C. d. g.

- Cisaillement admissible $\bar{\tau}_b$:

$\bar{\tau}_b$ est donné par la condition de CHALOS et BÉTEILLE

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

σ_g : compression du béton au niveau
du centre de gravité de la section

$\sigma_g = \frac{F}{S}$ Contrainte de compression qui
s'exerce sur la section droite
au niveau du C. d. g.

$$\bar{\sigma}_b = 0,42 \quad \sigma_{2g} = 1260 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 0,42 \quad \sigma'_{2g} = 0,42 \left(70 + \frac{6}{100} \sigma_{2g} \right) = 105 \text{ t/m}^2$$

- Contrainte de traction admissible des étriers :

Conformément à la circulaire n°44 du 12 Août 1965 La contrainte admissible des étriers sera prise égale à :

$$\bar{\sigma}'_a = \rho'_a \sigma'_{en} \quad \text{avec}$$

$$\rho'_a = \frac{2}{3} \quad \text{Une reprise de bétonnage s'impose}$$

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \cdot 42000 = 28000 \text{ t/m}^2$$

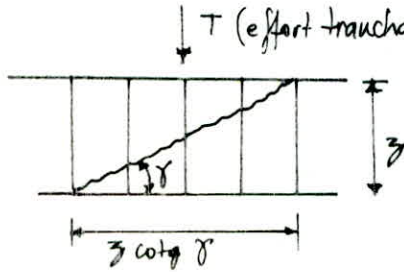
Section et espacement des étriers

En admettant que des fissures pourront se produire parallèlement à la direction de la contrainte principale extrême de compression au niveau du c.d.g les fissures délimitent des bielles de béton

L'angle δ formé par la direction de la contrainte principale de traction avec le plan de section normale est donné par :

$$\operatorname{tg} 2\delta = \frac{2T_0}{\sigma_g}$$

avec $\sigma_g = F/S$
 $T_0 =$ contrainte de cisaillement au niveau du c.d.g.



$z \cot \delta$ projection horizontale de la fissure

z : hauteur de la fissure prise égale au bras de levier qui a servi pour le calcul de la contrainte T_0

$$z = \frac{T}{m}$$

La section d'étriers au mètre-linéaire est :

$$\omega = \frac{T}{\sigma_a' z \cot \delta}$$

L'espacement t des cours successifs des armatures transversales d'âme sera limité par la plus petite des valeurs suivantes

$$\bar{t} = h \left(1,25 - 0,99 \frac{T_0}{T_b} \right)$$

$$\bar{t} = b_{\min} \left(5 - 2 \frac{T_0}{T_b} \right)$$

toutefois t ne pouvant être supérieur à $4 b_{\min}$

h : hauteur de la section considérée

b_{\min} : largeur brute de la dalle au niveau du c.d.g

VERIFICATIONS RELATIVES À L'EFFORT TRANCHANT

L'instruction provisoire N°1 envisage successivement une vérification sous les charges d'exploitation puis une vérification à la rupture

- Dans chaque section on vérifie que $\tau_b < \bar{\tau}_b$
- vérification à la rupture

Pour cette vérification les surcharges sont majorées de 80%.

$$T_r = (T_G + 1,8 T_S) - F \sin \alpha + T_H$$

Le nouvel état de contrainte est
$$\tau_{br} = \frac{T_r \cdot m}{I \cdot e}$$

La frontière du domaine de sécurité est donnée par la condition de CHALOS' et BETELLE déduite de la précédente en remplaçant $\bar{\sigma}_b$ par σ_{28} et $\bar{\sigma}_b'$ par σ_{28}'

$$\bar{\tau}_{br} = \sqrt{\frac{\sigma_{28}' (\sigma_{28} - \sigma_g) (\sigma_{28}' + \sigma_g)}{\sigma_{28}}}$$

si la contrainte $\bar{\tau}_{br}$ est dépassée l'inclinaison des bielles est $\text{tg } 2\delta = \frac{2\bar{\tau}_{br}}{\sigma_g}$
il faut alors vérifier dans ce cas la contrainte de compression des bielles ne dépasse pas 0,9 σ_{28} Art 3.2.3 de l'instruction provisoire

$$\sigma_{bielle} = \frac{2\bar{\tau}_{br}}{\sin 2\delta}$$

si le cisaillement du béton sous les surcharges majorées est inférieur au domaine de sécurité

L'inclinaison des bielles est donnée par $\text{tg } 2\delta = \frac{2\bar{\tau}_{br}}{\sigma_g}$

On vérifiera aussi que la contrainte σ'_a des étriers ne dépasse pas la limite d'élasticité majorée de 20%.

$$\sigma'_a = \frac{T_r \text{tg } \delta}{z \omega}$$

si 1,2 σ_{en} est dépassée on opère alors une correction des sections d'étriers

$$\omega = \frac{T_r \text{tg } \delta}{z \cdot 1,2 \sigma_{en}}$$

Vérification à la rupture

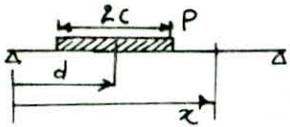
Vérification de l'intégrité du béton $G + Q + P$									$G + 1,8Q + P$					
sections	$I(m^4)$	$z(m)$	$\bar{z}_b(t/m^2)$	$Q_g(t/m^2)$	$\bar{z}_b(t/m^2)$	$tg \gamma$	$\omega(cm^2)$	$t(m)$	T_r	$\bar{z}_{br}(t/m^2)$	$\bar{z}_{br}(t/m^2)$	$tg \gamma$	$\bar{\sigma}_a(t/m^2)$	$\omega(cm^2)$
0,0P	1,3597	0,6684	18,19	449,71	193,54	0,0404	3,96	1,16	194,17	19,78	385,62	0,0439	33038,7	3,96
0,1P	1,3541	0,6656	18,03	451,05	193,61	0,0399	3,78	1,16	192,95	19,73	385,89	0,0437	33513,6	3,78
0,2P	1,3443	0,6608	11,07	444,98	193,27	0,0247	1,43	1,20	128,63	13,25	384,67	0,0298	40565,1	1,43
0,3P	1,3360	0,6567	7,85	443,03	193,16	0,0197	0,73	1,21	106,11	11,00	384,28	0,0248	54893,1	0,80
0,4P	1,3342	0,6558	28,97	449,87	193,55	0,0641	9,74	1,11	320,69	33,29	385,66	0,0736	36951,6	9,74
0,5P	1,3453	0,6613	35,39	462,12	194,18	0,0761	14,13	1,08	371,33	38,22	388,08	0,0821	32625,9	14,13
0,6P	1,3554	0,6662	40,35	469,54	194,54	0,0853	18,06	1,05	411,64	42,06	389,53	0,0889	30415,6	18,06
0,7P	1,3598	0,6684	14,25	463,40	194,25	0,0307	2,30	1,18	204,26	20,80	388,33	0,0448	59524,7	2,72
0,8P	1,3569	0,6670	16,19	452,24	193,67	0,0358	3,04	1,17	290,95	29,69	386,13	0,0654	93841,9	5,66
0,9P	1,3467	0,6620	47,33	446,63	193,36	0,1048	26,02	1,02	614,89	63,23	385,01	0,1388	49547,5	26,02
ld	1,3408	0,6591	65,94	455,43	193,84	0,1419	49,10	0,83	1003,77	103,67	386,76	0,2169	40625,5	81,31
ly	1,3408	0,6591	53,59	455,43	193,84	0,1161	32,60	0,89	863,70	89,21	386,76	0,1889	41263,4	59,99
1,1P	1,3465	0,6619	26,87	440,42	193,01	0,0608	8,57	1,12	394,79	40,60	383,75	0,0914	63612,0	10,82
1,2P	1,3560	0,6665	15,11	445,32	193,29	0,0339	2,69	1,18	175,88	17,96	384,74	0,0403	39533,8	2,69
1,3P	1,3600	0,6685	38,36	443,90	193,21	0,0858	17,27	1,06	409,49	41,70	384,46	0,0931	33021,7	17,27
1,4P	1,3571	0,6671	33,83	435,12	192,69	0,0773	13,72	1,08	371,44	37,80	382,67	0,0865	35104,2	13,72
1,5P	1,3543	0,6657	6,50	429,23	192,32	0,0151	0,50	1,22	114,41	11,70	381,46	0,0272	93494,1	0,93

TORSION

Les efforts dus à la torsion sont déterminés comme pour les moments longitudinaux et transversaux par la méthode de MM GUYON et MASSONNET

L'expression du moment de torsion est :

$$M_{xy} = -M_{yx} = \sum_m T_{\alpha m} \cdot \frac{4P}{\pi} \cdot \sin \frac{m\pi c}{l} \cdot \sin \frac{m\pi d}{l} \cdot \cos \frac{m\pi x}{l} \cdot \frac{l}{m\pi c}$$



$$P = \frac{P}{2c}$$

$2c$: étalement de la charge

charges	C.P	trottoirs	A(l)	B_c	Mc120	convoi D
$2c$ (m)	29,4	29,4	29,4	2,87	7,22	19,72
P (t/ml)	42,3	0,90	9,183	2,091	7,618	12,170

On déterminera les moments pour les sections $x=0$ et $x=l/4$

Le moment extrême est obtenu lorsque la charge est centrée sur la section médiane

$$d = \frac{l}{2}$$

On ne considérera que la première harmonique $m=1$

$$M_{yx} = -M_{xy} = T_{\alpha} \cdot \frac{4P}{\pi} \sin \frac{\pi c}{l} \cdot \sin \frac{\pi d}{l} \cos \frac{\pi x}{l} \cdot \frac{l}{\pi c}$$

Pour la première section $x=0$ $M_{xy} = T_{\alpha} \frac{4P}{\pi} \frac{l}{\pi} \sin \frac{\pi c}{l}$

Pour la deuxième section $x = \frac{l}{4}$ $M_{xy} = T_{\alpha} \frac{4P}{\pi} \frac{l}{\pi} \sin \frac{\pi c}{l} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}$

T_{α} coefficient de répartition relatif à la torsion

- Lignes d'influence du coefficient de répartition

T est fonction de

Paramètre de torsion α

Paramètre d'entretoisement θ

e/b excentricité relative de la charge linéaire

y/b Ordonnée relative du Point considéré de la construction

Les valeurs de θ et de α sont ceux utilisés dans la détermination des coefficients d'excentrement $K\alpha$

travée de rive	$\alpha = 0,8367$	$\theta = 0,3912$
travée intermédiaire	$\alpha = 0,7416$	$\theta = 0,3731$

Les fibres considérées sont les fibres d'excentricités $Y=0$ et $Y=b$

excentrement relatif de la surcharge	travée de rive		travée centrale	
	$Y=0$	$Y=b$	$Y=0$	$Y=b$
-1,00	-0,1896	-0,1039	-0,1703	-0,0898
-0,75	-0,1548	-0,0934	-0,1436	-0,0822
-0,50	-0,1187	-0,0812	-0,1117	-0,0732
-0,25	-0,0704	-0,0647	-0,0673	-0,0602
0,00	0	-0,0403	0	-0,0397
+0,25	0,0704	-0,0025	0,0673	-0,0063
+0,50	0,1187	0,0564	0,1117	-0,0481
+0,75	0,1548	0,1479	0,1436	+0,1354
+1,00	0,1896	0,2872	0,1703	+0,2729

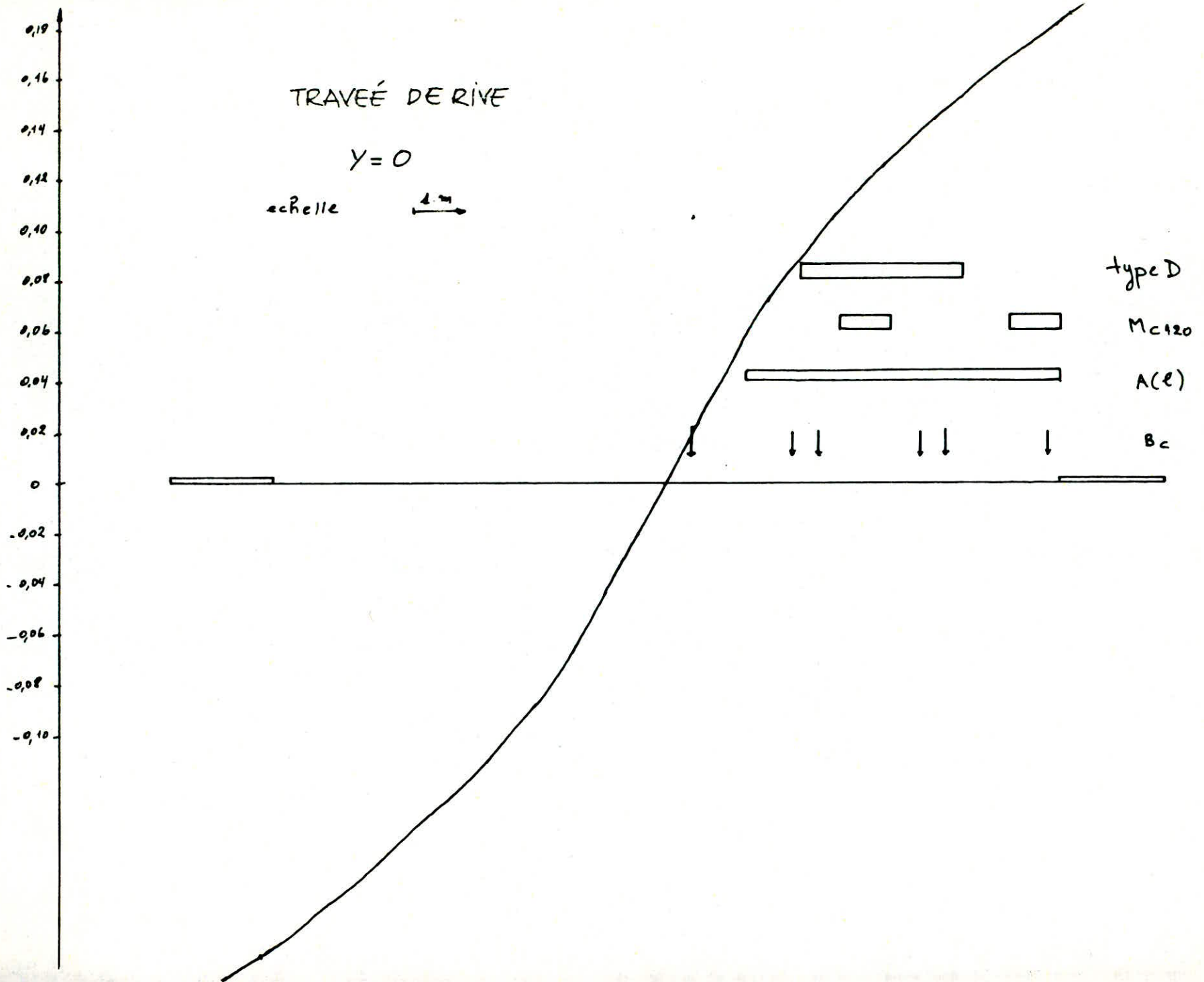
Les positions des surcharges sont représentées sur les lignes d'influence de T_x on obtient Les valeurs suivantes pour T_x (pour la travée de rive)

	trottoirs	A(l)	B_c	M_c	convoi D	C.P
$Y=0$	0,198	0,126	0,616	0,145	0,123	0
$Y=b$	0,330	0,0993	0,49	0,144	0,0705	0

d'où M_{xy}

		trottoirs	A(l)	B_c	M_c	convoi D	C.P	$G+1,2Q$	$G+(CMouD)$
$X = \frac{l}{4}$	$Y=0$	1,294	8,429	1,924	3,469	10,228	0	10,11	10,23
	$Y=b$	2,159	6,638	1,253	3,452	9,862	0	7,97	9,862
$X=0$	$Y=0$	1,835	11,909	2,717	4,908	14,472	0	14,29	14,472
	$Y=b$	3,056	9,387	1,171	4,875	8,295	0	11,264	8,295

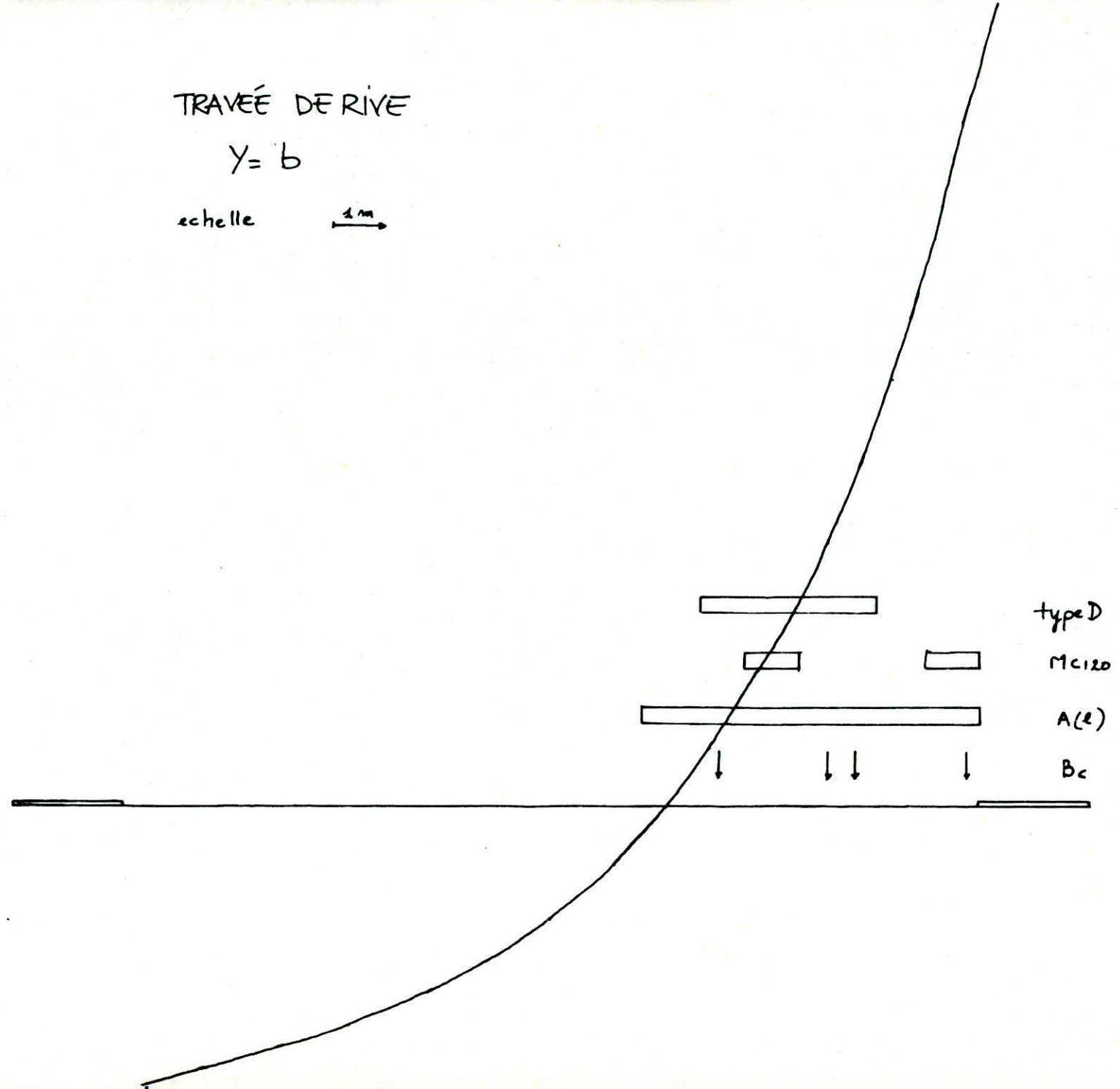
-76-



TRAVÉE DE RIVE

$$y = b$$

echelle $\xrightarrow{1m}$



VÉRIFICATION A LA TORSION

D'après le CCGA 68 art 5-3 pour une section rectangulaire $a \leq b$

Calcul de la contrainte de cisaillement elle est maximale au milieu du côté b

$$T_{xy} = \frac{M_{xy}}{a^2 b} \left(4,81 - 1,81 \frac{b-a}{\sqrt{2a^2+b^2}} \right)$$

$$b = a = 1m \quad \text{d'où } T_{xy} = 4,81 M_{xy}$$

ferraillage de la dalle en torsion

On a un ferraillage longitudinal et un ferraillage transversal

le pourcentage des armatures est le même $\omega_p = \omega_t$

et il est donné par

$$\omega_t = \omega_p = \frac{1}{3} \frac{1+p}{p} \frac{T_{xy}}{\bar{\sigma}_a} \quad p = b/a = 1$$

$$M_{xy} = 14,29$$

$$\omega_t = \omega_p = \frac{2}{3} \frac{T_{xy}}{\bar{\sigma}_a} \quad \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800$$

$$T_{xy} = \frac{4,81 \cdot 4,89}{1} = 68,74 \text{ t/m}^2$$

$$\omega_t = \omega_p = \frac{2}{3} \frac{6,874}{2800} = 0,164 \cdot 10^2 \text{ soit } 0,164\%$$

La section des aciers est $A_p = \frac{ab \omega_p}{100} = 16,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $a=b=100$

on prendra

3T20
5T16

 face sup transversalement et 4T25 longitudinalement.

$$\text{section transversale } A_t = \frac{ab \omega_t \cdot t}{100 l_t}$$

l_t : longueur d'un cadre

t : son écartement ($t < a$) on prend $t = 50 \text{ cm}$

$$l_t < 1,9 (2 \times 33 + 2 \times 90) = 369$$

$$A_t = \frac{0,164 \cdot 10^4 \cdot 50}{100 \cdot 369} = 2,22 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad 3T10$$

on prend des cadres T10

CALCUL DU FERRAILLAGE TRANSVERSAL AUX AMORCES D'ENCORBELLEMENTS

moment maximum à prendre en compte pour une vérification à l'état limite d'utilisation : (majoration pour effet dynamique déjà prise)

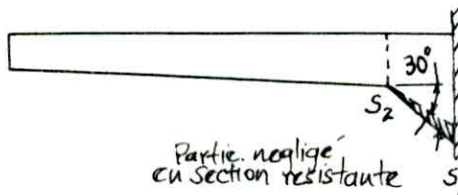
Charges et surcharges	C.P et Superstructure	trottoirs	B _c	B _r	B _t	λ(l)	Mc120
moments	-6,195	-1,93	-1,829	-2,805	-1,903	-1,020	-2,88
Coefficients: majoration et Pondération	1,035	1,20	1,20x1,20	1,20	1,20	1,20x1	-
moments pondérés	-6,412	-1,836	-2,633	-3,366	-2,284	-1,220	-2,88

moment à prendre en compte :

surcharges civiles : $-6,412 - 1,836 - 3,366 = -11,64 \text{ t.m/m}$

surcharges militaires : $-6,412 - 1,836 - 2,88 = -11,128 \text{ t.m/m}$

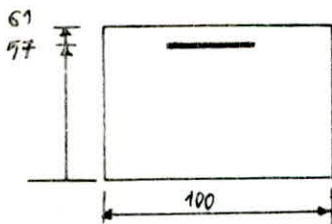
Pour le ferrailage au niveau de S₁, il convient de considérer une section éventuellement réduite en épaisseur



donc Pour déterminer la hauteur de la section à considérer on procède comme suit :

on mène du Point de rupture de pente en S₂ une droite inclinée à 30° par rapport à une horizontale, si cette droite coupe S₁ on réduira alors la hauteur de la section S₁

$$h_1(S_1) = 50 + 20 \cdot \tan 30^\circ = 61,99 \quad \text{on prendra } h = 61 \text{ cm}$$



$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_o' = 180 \quad \Rightarrow \quad \epsilon = 0,836$$

$$A = \frac{M}{\epsilon \bar{\sigma}_a \cdot h} = \frac{11,64 \cdot 10^7}{0,836 \cdot 97 \cdot 2800} = 8,72 \text{ cm}^2$$

on prend 3T20 / m A = 9,42 cm²

Vérification à la fissuration

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{9,42}{2 \times 4 \times 100} = 1,178 \%$$

$$\sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} \frac{\omega_f}{1+10\omega_f}$$

$\eta = 1,6$ barres H.A
 $k = 10^6$ fissuration préjudiciable

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} k \bar{\sigma}_0}$$

$$\sigma_1 = \frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 0,0178}{20(1+0,178)} = 1208,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6}{20} \cdot 7,9} = 1859 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \left(\frac{\bar{\sigma}_a}{\max(\sigma_1, \sigma_2)} \right) = 1859 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{11,64 \cdot 10^5}{0,803 \cdot 97 \cdot 1859} = 13,59 \text{ cm}^2 \quad \text{on prendra } \boxed{5T20} \quad A = 19,71 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes

$$S = \frac{bx^2}{2} - nA(h-x) + nA'(x-d') = 0$$

$$S = 90x^2 - 19,19,71(61-x) = 0 \quad x = 14,76 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA'(x-d')^2 + nA(h-x)^2 \quad I = 611038 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_b = \frac{M}{I} x = 28,12 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_a = 1321 \text{ kg/cm}^2$$

Les contraintes sont admissibles

FERRAILLAGE TRANSVERSAL HORIZONTAL

On considère les sollicitations pondérées du premier genre

La direction du ferrailage transversal est imposée suivant la direction des lignes d'appuis pour des raisons techniques dont la plus importante est le soutien des armatures de précontrainte.

- efforts travée de rive $M^{\oplus} = 20,08 \text{ t}\cdot\text{m/m}$; $M^{\ominus} = -42,72 \text{ t}\cdot\text{m}$
travée centrale $M^{\oplus} = 14,31 \text{ t}\cdot\text{m}$; $M^{\ominus} = -39,66 \text{ t}\cdot\text{m}$

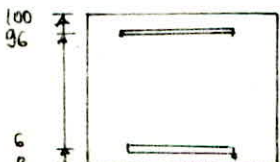
travée de rive

ferrailage inférieur

$$A = \frac{M}{\sigma_a} = \frac{20,08 \cdot 10^5}{0,836 \cdot 94 \cdot 2800} = 9,13 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 9T16 \quad A = 1905 \text{ cm}^2$$

fissuration donne $\bar{\sigma}_a = 2092 \text{ kg/cm}^2$

$$A = \frac{20,08 \cdot 10^5}{0,836 \cdot 94 \cdot 2092} = 12,77 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6T16 \quad A = 1210 \text{ cm}^2$$



Condition de non fragilité

le pourcentage minimal est tout d'abord déterminé comme pour une poutre

$$A_2 = 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 94 \cdot \frac{7,7}{4200} = 11,73$$

$$A_1 = 1,2 A_0 = 12,92$$

$$A_0 = \max \left(\begin{array}{l} \min(A_1, A_2) = 11,73 \\ A_0 = 12,92 \end{array} \right) = 12,92 \text{ cm}$$

$$L_y = 25,4$$

$$L_x = 19,30$$

$$L_x/L_y = 0,76$$

$\alpha = 0,62$ coefficient dans le cas
des dalles Aide Memoire B.A

$$A = 0,62 \cdot 12,92 = 7,79 \text{ cm}^2$$

DAVIDOVICI tableau 4.36

on gardera **6T16**

- ferrailage supérieur

$$A = \frac{42,78 \cdot 10^9}{0,836 \cdot 94 \cdot 2800} = 19,44 \text{ cm}^2 \quad 7T20 \quad A = 21,99$$

fissuration

$$\bar{\sigma}_a = 1859 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{42,78 \cdot 10^9}{0,809 \cdot 94 \cdot 1859} = 30,48 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend } 10 T20 \quad A = 31,43 \text{ cm}^2$$

fragilité

$$A_0 = \max(11,73, 31,43) = 31,43$$

$$A = 0,62 \cdot 31,43 = 19,49 \text{ cm}^2$$

on gardera les **10T20**

Vérification des contraintes

$$M_1 = 20,08$$

$$A_1 = 12,10$$

$$x_1 = 14,45$$

$$I_1 = 1282804 \text{ cm}^4$$

$$M_2 = 42,78$$

$$A_2 = 31,43$$

$$x_2 = 24,30$$

$$I_2 = 2829426 \text{ cm}^4$$

contraintes

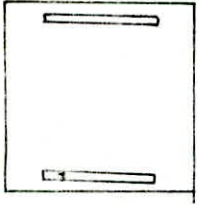
$$\bar{\sigma}_{b1} = 22,63 \text{ kg/cm}^2; \bar{\sigma}_{b2} = 36,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{a1} = 1867,7 \text{ kg/cm}^2; \bar{\sigma}_{a2} = 1580,7 \text{ kg/cm}^2$$

Les contraintes restent dans le domaine de sécurité

tracée centrale

ferraillage inférieur



$$A = \frac{M}{\varepsilon_h \bar{\sigma}_a} = \frac{14,31 \cdot 10^5}{0,836 \cdot 94 \cdot 2800} = 6,5 \text{ cm}^2$$

Soit 4T16 $A = 8,04$

$$\text{fissuration } \bar{\sigma}_a = 2092$$

$$A = \frac{14,31 \cdot 10^5}{0,892 \cdot 94 \cdot 2092} = 8,96 \text{ cm}^2$$

5T16 $A = 10,05$

$$\text{non fragilité } A = \max(11,73; 10,05) = 11,73$$

$$\text{équivalente à } \boxed{6T16} \quad A = 12,10 \text{ cm}^2$$

ferraillage supérieur

$$A = \frac{39,66 \cdot 10^5}{0,836 \cdot 94 \cdot 2800} = 16,21 \text{ cm}^2$$

Soit 6T20

$$A = 18,89 \text{ cm}^2$$

$$\text{fissuration } \bar{\sigma}_a = 1859 \text{ kg/cm}^2 \quad \varepsilon = 0,803$$

$$A = \frac{39,66 \cdot 10^5}{0,803 \cdot 94 \cdot 1859} = 29,4 \text{ cm}^2$$

on prendra $\boxed{8T20}$ $A = 29,19 \text{ cm}^2$

La non fragilité est vérifiée

vérification des contraintes

$$M_1 = 14,31$$

$$A_1 = 12,10 \text{ cm}^2$$

$$x_1 = 14,89$$

$$I_1 = 1279729 \text{ cm}^4$$

$$M_2 = -39,66$$

$$A_2 = 29,19 \text{ cm}^2$$

$$x_2 = 22,01$$

$$I_2 = 2355505 \text{ cm}^4$$

contraintes

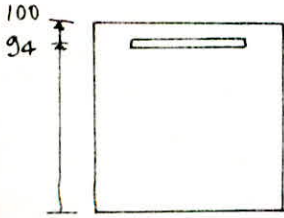
$$\sigma'_{b1} = 16,66$$

$$\sigma_{a1} = 1331,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = 33,32$$

$$\sigma_{a2} = 1634,71 \text{ kg/cm}^2$$

Les contraintes ne sortent pas du domaine de sécurité

ferrailage sur appuiLe moment est $M = -33,59 \text{ t.m}$ 

$$A = \frac{33,59 \cdot 10^7}{0,836 \cdot 94 \cdot 2800} = 15,27 \text{ cm}^2 \quad \text{5T20} \quad A = 19,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{fissuration} \quad \bar{\sigma}_a = 1899 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{33,59 \cdot 10^7}{0,803 \cdot 94 \cdot 1899} = 23,9 \text{ cm}^2 \quad \text{on prendra } \boxed{8T20} \\ A = 25,13 \text{ cm}^2$$

La fragilité est vérifiée

Vérification des contraintes

$$S = 90x^2 + 376,95x - 35433,3 = 0 \quad x = 23,12 \text{ cm}$$

$$I = 2305735 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\sigma}_a = 1948,9 < 1899 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 33,68 < 180 \text{ kg/cm}^2$$

FERRAILAGE LONGITUDINAL MINIMAL

Ce ferrailage doit remplir la condition de non fragilité car avec une section d'acier minimale une pièce fléchie et faiblement sollicitée doit contenir la section d'acier "A" pouvant équilibrer la sollicitation de fissuration.

Cette section d'acier doit satisfaire à l'égalité suivante

$$\frac{A}{bh} = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{bh}} \quad \bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{A}{bh} = 0,69 \cdot \frac{7,5}{4200} = 0,12 \%$$

en considérant la bande de 1m de large

$$A = 0,0012 \cdot 10^4 = 12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\cdot \text{On prendra } \boxed{8T14}/\text{m} \quad A = 12,32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

cette quantité d'acier est à prévoir en toute section où les sollicitations ne nécessitent aucune quantité d'acier.

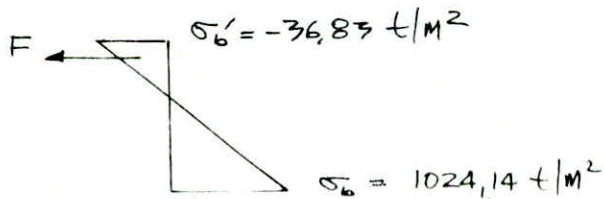
FERRAILLAGE COMPLÉMENTAIRE

il conviendra de vérifier que les aciers longitudinaux de support des cables sont susceptibles de reprendre les tractions éventuelles dans le béton et dans le cas contraire prévoir quelques aciers longitudinaux supplémentaires dans les zones considérées

Reprise des tractions en phase finale

- Sous l'effet des tassements d'appuis
- Sous l'effet du séisme
- Sous l'effet dû à l'écrêtement des moments longitudinaux sur appuis intermédiaires

effet de l'écrêtement



$$F = \frac{1}{2} \frac{\sigma_b'^2}{\sigma_b' + \sigma_b} \cdot h$$

$$F = \frac{1}{2} \frac{(36,83)^2 \cdot 1}{36,83 + 1024,14} = 0,639t$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} = \frac{639}{2800} = 0,23 \text{ cm}^2$$

effet du séisme

section 0,7l

$$\sigma_b' = -79 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_b = 924,86 \text{ t/m}^2$$

$$F = \frac{1}{2} \frac{(79)^2 \cdot 1}{79 + 929} = 2,818t$$

$$A = \frac{2818}{2800} = 1,01 \text{ cm}^2$$

effet de dénivellation d'appui

section 0,7l

$$\sigma_b' = -81 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_b = 924,67 \text{ t/m}^2$$

$$F = 3,267t$$

$$A = 1,17 \text{ cm}^2$$

au niveau de la section 0,7l La section d'armature totale est
 $1,17 + 1,01 = 2,18 \text{ cm}^2$

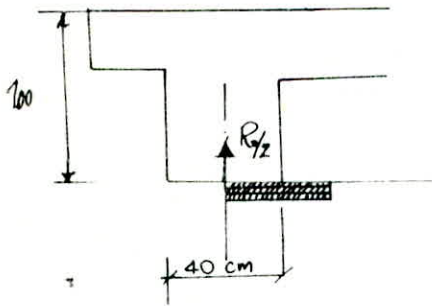
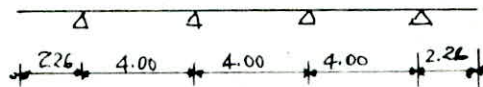
La section des armatures longitudinales est suffisante pour reprendre les tractions éventuelles

FERRAILLAGE DU CHEVÊTRE

Le chevêtre est une poutre transversale incorporée dans la dalle elle existe au niveau des appuis (files - culées)

Sur culée :

Le chevêtre est assimilé à une poutre hyperstatique sur quatre (04) appuis
 - de longueur La largeur b' de l'ouvrage $2b' = \frac{2b}{\sin \varphi} = \frac{16,32}{\sin 110^\circ} = 16,52 \text{ m}$



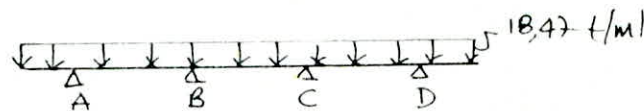
Le chevêtre ne reprendra que $R_0/2$ car il est délimité par l'axe de l'appui d'appui

La poutre étudiée sous une charge uniformément répartie d'intensité q

$$q = \frac{R_0/2}{2b'} \text{ t/m}$$

La réaction $R_0 = R_G + 1,2 R_Q + R_H = 409,95 + 1,2 \cdot 160,85 + 7,74 = 610,31 \text{ t}$

$$q = \frac{R_0}{4b'} = \frac{610,31}{4 \cdot 16,52} = 18,47 \text{ t/m}$$



- Moments Sur appuis

$$M_D = M_A = -q \frac{l^2}{2} = -18,47 \cdot \frac{(2,26)^2}{2} = 47,8 \text{ t.m}$$

equation des trois moments $M_A \cdot l + 2M_B(l+l) + M_C \cdot l = -6 \left(\frac{5l^2 q_1}{l} + \frac{5l^2 q_2}{l} \right)$

$$M_C = M_B = -20,37 \text{ t.m}$$

- moments en travée

$$M = \frac{q l^2}{8} + \frac{M_G + M_D}{2}$$

travée dérivée $M = 3,37 \text{ t.m}$

travée intermédiaire $M = 17,03 \text{ t.m}$

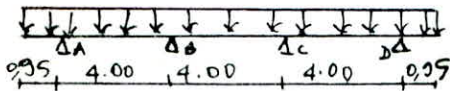
Sur pile

La longueur du chevêtre est égale à la largeur de la dalle centrale
 soit 13,90 m

La charge est donc égale à $q = \frac{R_1}{l} = \frac{R_1}{13,90}$

$$R = (R_{IG} + R_{IH}) + 1,2 R_{IQ} = (1126,26 - 7,74) + 1,2 \cdot 395,91 = 1608,61 \text{ t}$$

$$q = \frac{1608,61}{13,90} = 115,73 \text{ t/m}$$



Sur appuis

$$M_A = M_D = -q \frac{l^2}{2} = -92,22 \text{ t.m}$$

$$M_B = M_C = -174,72 \text{ t.m}$$

en travée travée d'extrémité M = 118 t.m
 travée intermédiaire M = 56,74 t.m

ferraillage.

Chevêtre sur culée : La largeur du chevêtre est prise égale 40 cm
 L'espacement entre 2 appuis successifs est de 4,00 m

$$h = (100 - 9,09) = 90,91 \text{ cm} \quad \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2667 \quad \phi \geq 25$$

Sur appui A

$$A = \frac{M}{\epsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{47,8 \cdot 10^5}{0,85299 \cdot 2667} = 23,69 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5T25 \quad A = 24,94$$

fissuration

$$\sigma_1 = 976 \quad \rightarrow \quad \bar{\sigma}_a = 1674 \quad \rightarrow \quad \epsilon = 0,794$$

$$\sigma_2 = 1674$$

$$A = \frac{47,8 \cdot 10^5}{0,794 \cdot 95 \cdot 1674} = 37,82 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 8T25$$

$$A = 39,27 \text{ cm}^2$$

en travée M = 17,03 t.m

en prenant des T20 La fissuration limite $\bar{\sigma}_a = 1871 \text{ kg/cm}^2$

$$\epsilon = 0,803 \quad A = \frac{17,03 \cdot 10^5}{0,803 \cdot 1871 \cdot 95} = 11,93 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4T20$$

disposition du ferrillage

Pour des raisons constructives Les mêmes armatures sont laissées filer sur les deux nappes inférieure et supérieure

Conclusion :

Sur tout le chevetre nous disposerons

Sur La nappe inférieure 4T20/40 $e = 12 \text{ cm}$

Sur la nappe supérieure 8T25/40 $e = 12 \text{ cm}$

calcul à L'effort tranchant

L'effort tranchant max est situé à gauche de L'appui A sur la partie en console :

$$T = q \cdot l = 18,47 \cdot 2,26 = 41,74 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{41,74 \cdot 10^3}{40 \cdot \frac{7,95}{8}} = 12,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 7,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_b ; \rho_a = \left(1 - \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = \left(1 - \frac{12,95}{9,75}\right) = 0,81$$

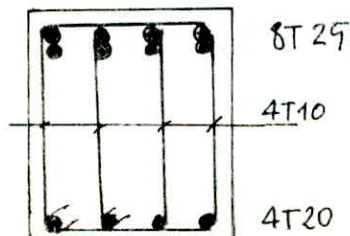
$$\bar{\sigma}_{at} = 0,81 \cdot 4200 = 3418 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{T}{\bar{\sigma}_{at}} = \frac{A_t}{t} \quad t \leq \bar{t} = \begin{cases} h \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 0,5 \\ 0,2h = 19 \end{cases}$$

$$\bar{t} = 19 \text{ cm} \quad \text{on prendra } t = 19$$

$$A_t = \frac{t \cdot T}{z \bar{\sigma}_{at}} = \frac{19 \cdot 41740}{\frac{7,95}{8} \cdot 3418} = 2,79 \text{ cm}^2$$

On prendra 4T10 $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$
(2 cadres)



Sur pile

La largeur du chevêtre est fixée par les documents SETRA à
 $b = \frac{2}{3}$ (entre de deux plaques d'appui sur une même ligne

$$b = \frac{2}{3} (4,00) = 2,66 \text{ on prend } b = 2,70 \text{ m}$$

ferrailage

Sur appui $M = 174,72 \text{ t} \cdot \text{m}$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \eta \alpha} = \frac{174,72 \cdot 10^7}{0,794 \cdot 95 \cdot 1673} = 138 \text{ cm}^2$$

on prendra $\boxed{30 \text{ T}25}$ $A = 147,27 \text{ cm}^2$

en travée $M = 118 \text{ t} \cdot \text{m}$ travée dérivée

$$A = \frac{118 \cdot 10^7}{0,803 \cdot 1871 \cdot 95} = 82,52 \text{ Soit } \boxed{30 \text{ T}20} \quad A = 94,2 \text{ cm}^2$$

$M = 96,74 \text{ t} \cdot \text{m}$ travée intermédiaire soit $17 \text{ T}20 \quad A = 47,1 \text{ cm}^2$

Détermination des axes transversaux

transversalement vu la largeur importante du chevêtre on déterminera les axes de répartition

cette quantité d'acier jouera le rôle de renforcement de cette zone d'appui intermédiaire

La section à calculer sera celle qui peut équilibrer les tractions qui prendront naissance à cause de la diffusion de la réaction d'appui à 45° (Recommandations SETRA)

L'effort de traction est $0,3 R_{\max} (1 - \frac{a}{c})$

avec $a = 60 \text{ cm}$ $c = 2,70 \text{ m}$ $R_{\max} = R'_{\max} \bar{\sigma}_s \frac{2b}{4}$

$$R_{\max} = 1608,61 \cdot 0,187 \cdot \frac{16,72}{4} = 1227,3 \text{ t}$$

$$F = 0,3 \cdot 1227,3 (1 - \frac{60}{270}) = 286,37 \text{ t}$$

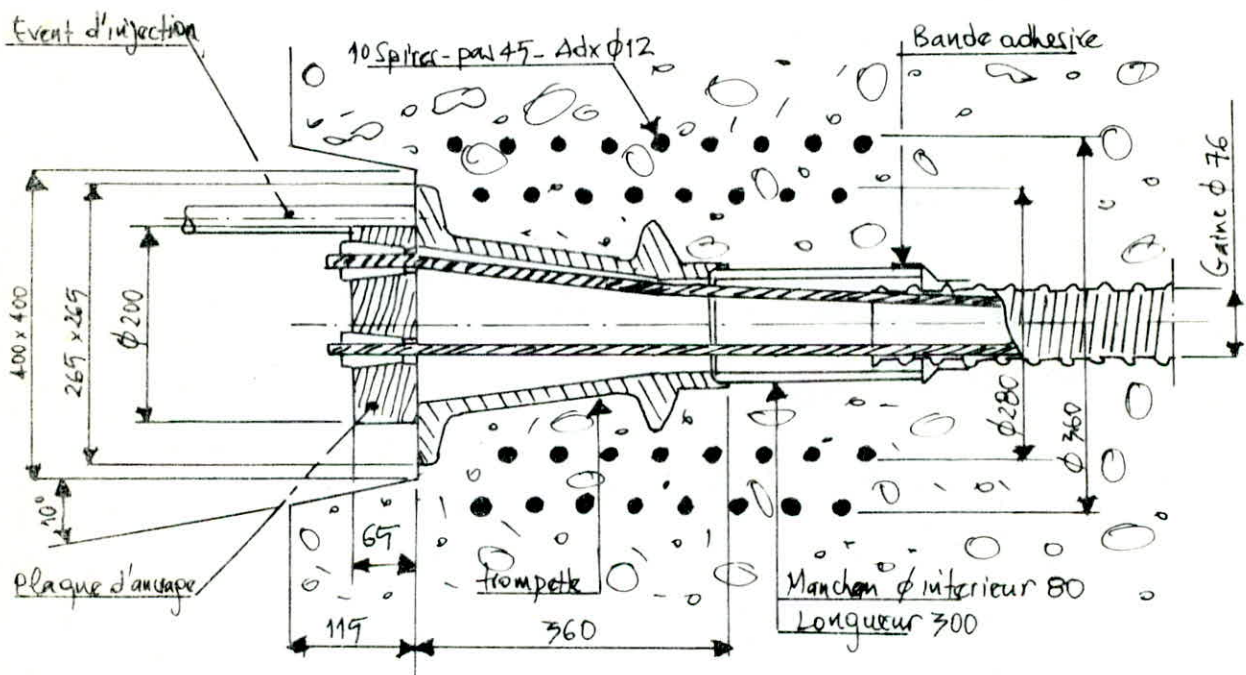
Soit une section soit $A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{286,37 \text{ t}}{2867} = 107,4 \text{ cm}^2$ soit $\boxed{22 \text{ T}25}$

à répartir sur une distance égale à 2 fois la hauteur de la dalle $2h = 2,00 \text{ m}$.

ANCORAGE CCL - Multiforce

Les ancrages sont constitués essentiellement de trois parties

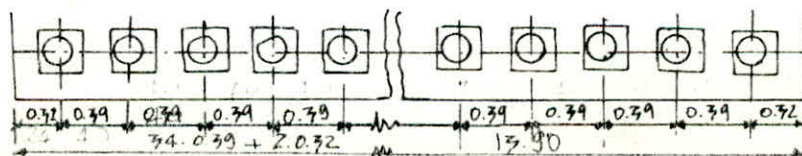
- Un ancrage élémentaire par tronçon réalisant le point fixe sur chaque tronçon
- Une plaque d'ancrage percée de trous coniques qui réalisent le blocage de ancrages individuels
- Une trompette métallique assurant la transmission de l'effort de précontrainte de la plaque d'ancrage au béton et l'épanouissement des tronçons entre la gaine et les ancrages



Les contraintes élevées de compression et de traction qui se développent dans la zone d'ancrage imposent de respecter certaines règles

- Le béton dans cette zone doit avoir atteint une résistance suffisante lors de la mise en tension
- Un fretage est disposé pour équilibrer les efforts d'éclatement sous chaque ancrage et réaliser l'équilibrage général de l'about.

Eurobage et entr'axes des ancrages



BIBLIOGRAPHIE

Cahier de prescriptions communes CPC fascicule 61 titre II
Reglement CCBA 68
Instruction provisoire IP1

Documentation SETRA

PSI-DP 69 (Passage superieur ou inferieur en dalle
Précontrainte

PSI-DE 67

MCP 70

Guide pratique du béton précontraint G. DREUX

Projet de béton précontraint LACROIX-FUENTES

Calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes R. BARÈS

Construction en béton précontraint t. 2 (cours Chebap)

Agrément du procédé de précontrainte C.C.L. multi force

Aide mémoire Béton armé DAVIDOVICI

Theses de fin d'étude

