

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

PONT A POUTRES
EN
BETON PRECONTRAINTE.

Proposé par :

ENGOA

Etudié par :

N.BENAHMED

K.MEKAOUI

Dirigé par :

A.LARIBI

PROMOTION : JUIN 86

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة - BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية لمتعددة التقنيات

دائرة: الهندسة المدنية

أستاذ: بن أحمد نور الدين

مكاوي خميس

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL
PROMOTEUR : A. LARIBI
ELEVES ING. : - BENAHMED NOUR-EDDINE
- MEKAOUI KHEMIES

الموضوع: دراسة جسر متعدد الوانف بالاسمنت المسبق المسبق
المسبق الأجهاد.

ملخص: ان هذا المشروع على دراسة جسر متعدد الروافد بالاسمنت المسبق الأجهاد ويقع عند الجسر بين الجزائر العاصمة ومدينة تيبازة حيث يعبر وادي قرقور. وتعد هذه المناطق ذات تأثيرات زلزالية متوسطة حسب النظام الجزائري للزلزل.

ويتكون هذا الجسر من ثلاثة روافد لكل منها 32 م وبعرض للسيير 13 م وهو يعد من الصنف الأول ذو أربع (04) اتجاهات نضيف على ذلك وجود مصيحين بعرض 1,75 م للوحد والترابي التي يقع فيها هذا الجسر فتجانسة ومتكونة ومن الرمل

THEME : ETUDE D'UN PONT A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAINTE.

RESUME: La présente thèse porte sur l'étude et le calcul des éléments porteurs d'un pont isostatique à poutres multiples en béton précontraint.

Ce pont sera implanté sur la route reliant ALGER à TIPAZA et franchira ainsi l'ou GUERGOUR.

Il comporte trois travées égales et indépendantes qui fait chacune 32m de portée, largeur roulable est de 13,85m avec deux trottoirs de 1,75m chacun.

Le sable consolidé est la nature de notre sol.

SUBJECT: STUDY OF AN ISOSTATIC PRE-STRAINED CONCRETE MULTIPLE GIRDERS.

ABSTRACT: The Aim of this project concerns the study and calculation of the streingth of élemens of an isostatic pré-strained concrete bridge with multiple girders whit will be constructed between ALGERS and TIPAZA.

The bridge consiste of tree independant rows of 32m in length a traffic way of 13,85m in width and two walkways of 1,75m.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي خَلَقَ السَّمَوَاتِ وَالْأَرْضَ وَجَعَلَ
الظُّلُمَاتِ وَالنُّورَ ثُمَّ الَّذِينَ كَفَرُوا بِرَبِّهِمْ يَعْدِلُونَ ﴿١﴾
هُوَ الَّذِي خَلَقَكُمْ مِنْ طِينٍ ثُمَّ قَضَىٰ أَجَلًا وَأَجَلٌ مُّسَمًّى
عِنْدَهُ ثُمَّ أَنْتُمْ تَمْتَرُونَ ﴿٢﴾ وَهُوَ اللَّهُ فِي السَّمَوَاتِ وَفِي
الْأَرْضِ يَعْلَمُ سِرَّكُمْ وَجَهْرَكُمْ وَيَعْلَمُ مَا تَكْسِبُونَ ﴿٣﴾

DEDICACE

Je dedie ce travail

- . A ma mère et à la mémoire de mon père*
- . A mes frères et sœurs*
- . A mes oncles*
- . A mes amis*

MEKAOUI-Khemiés

Je dedie ce travail

- . A ma mère et à la mémoire de mon père*
- . A mes frères et sœurs*
- . A mes amis*

IBENAHMED-Noureddine

SOMMAIRE

<u>1^{ère} PARTIE</u>	I/ Presentation de L'ouvrage	1
	II/ Caracteristiques des materiaux	4
	III/ Caracteristiques geometriques des sections	7
<u>2^{ème} PARTIE</u>	I/ efforts sollicitant chaque travée	10
	II/ Repartition des efforts sur les poutres	19
	III/ Etude du platelage	25
	IV/ Etude de la precontrainte	36
	V/ Verification divers	47
	VI/ Etude de L'about	56
	VII/ Calcul des deformations	58
	VIII/ Dimensionnement des appareils d'appuis	63
<u>3^{ème} PARTIE</u>	I/ Etude de la pile	70
	II/ Etude de la culée	76
	III/ Etude des fondations	83

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

1^{re} PARTIE

I - PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage d'art qui fait l'objet de notre thèse est un pont droit à poutres multiples en béton précontraint, il sera implanté sur la route reliant TIPAZA à ALGER. et emjambera ainsi un petit oued (oued GUERGOUR) composé de trois travées isostatiques et identiques, ce pont a une longueur totale de 104,70 m, une longueur totale de 17,35 m dont une largeur routable de 13,85 m, les deux trottoirs sont larges de 1,75 m chacun. L'étude de l'avant-projet a donné les résultats suivants

- le tablier d'une travée est constitué de :

- * 11 poutres de 32 m de portée et 1,50 m de hauteur, leur section est en double T dissymétrique, elles sont préfabriquées et mises en précontrainte par post-tension avec un système actif-actif leur entraxe est 1,44 m

- * L'hourdis est en B.A coulé sur place d'épaisseur 20 cm; surmonté d'une couche d'étanchéité 1 cm, et d'un revêtement de 7 cm en asphalte présentant un ripage transversal de 2,5%

- * 2 entretoises d'abouts pour chaque travée en B.A de longueur 45 m d'épaisseur 40 cm et une hauteur de 1,24 m

- * des appareils d'appuis en élastomère fretté du type GUMBA posés sur des dés d'appuis en B.A

- chaque pile comporte : un chevette de 16,60 m de portée, 1,30 m de hauteur et 2,40 m de largeur

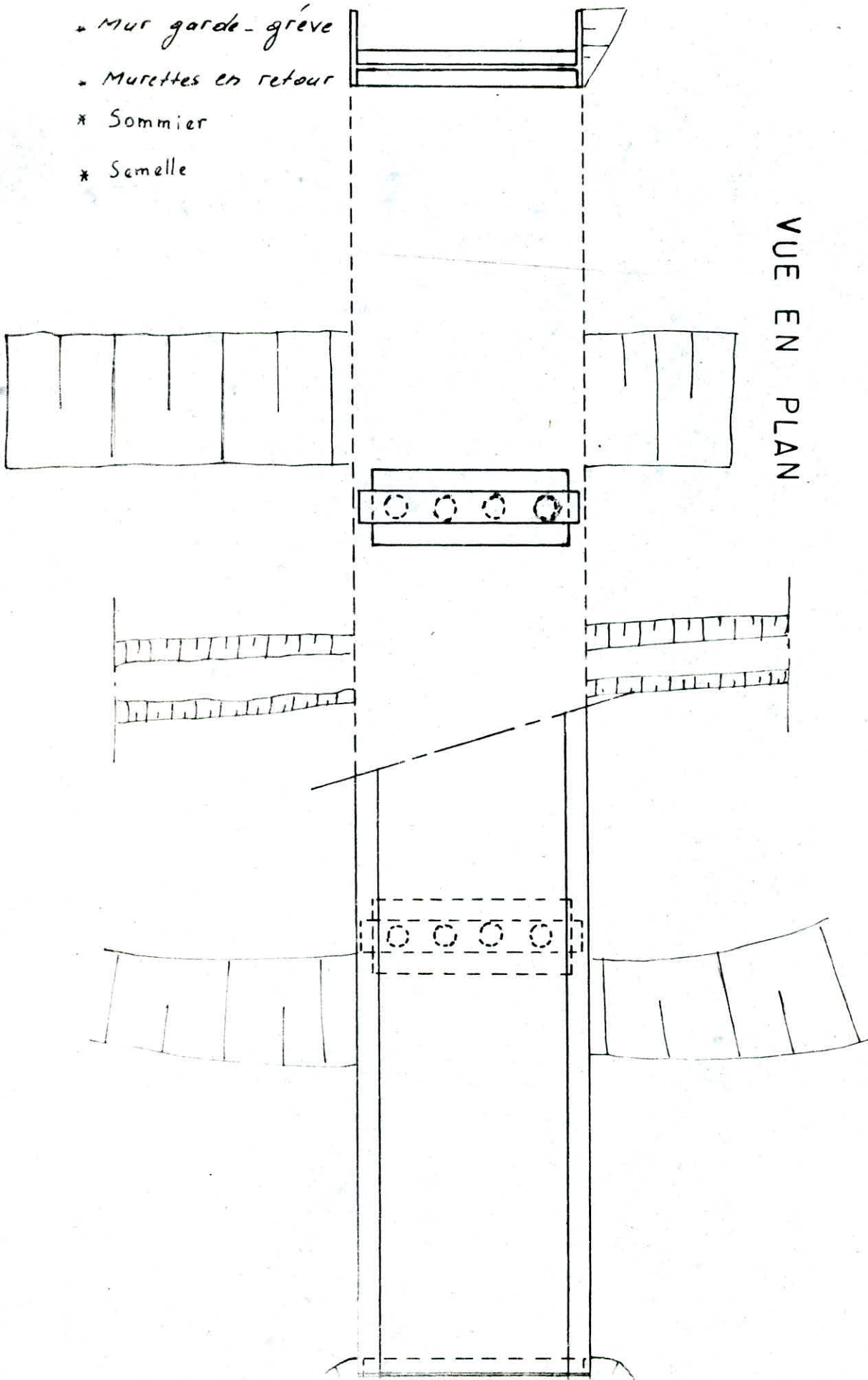
- le chevette prend appui sur 4 fûts circulaires de 1,90 m de diamètre, ils ont un entraxe de 4,00 m leur hauteur est 8,70 m

- les fûts sont encastés dans une semelle tête de pieux dont les dimensions sont 15,00 x 6,00 x 1,60 m

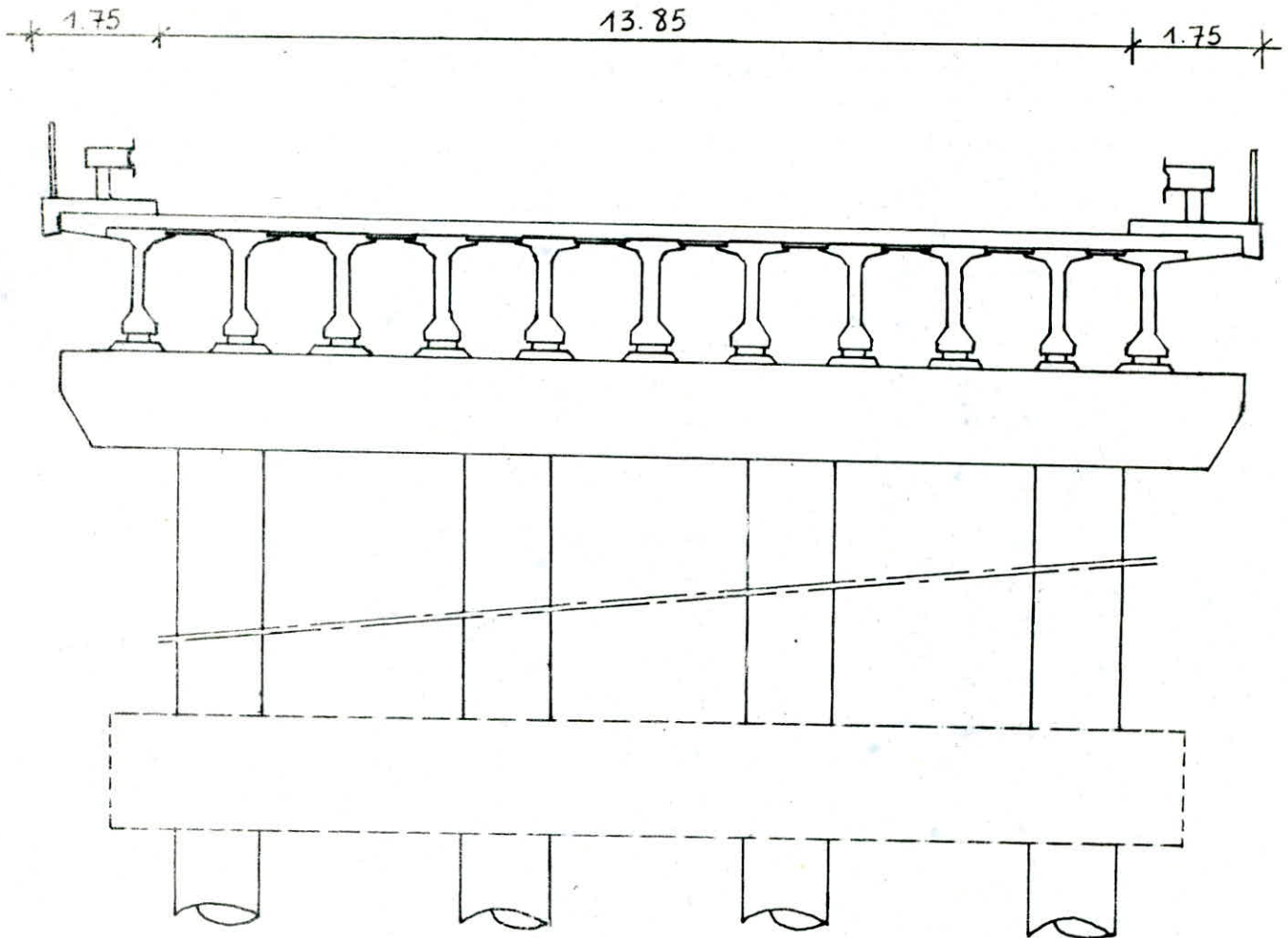
- la semelle repose sur 8 pieux de 1,20 m de diamètre et de 15,00 m

de longueur, les pieux sont forés
 - les culées sont massives et comportent les éléments suivants:

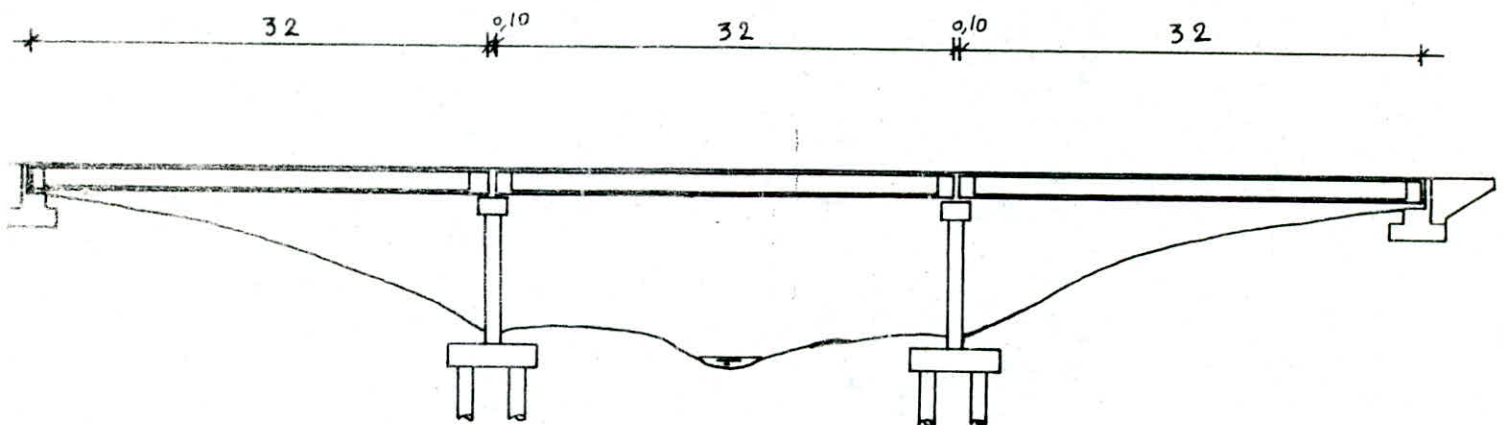
- * Mur garde-grève
- * Murettes en retour
- * Sommier
- * Semelle



COUPE TRANSVERSALE



COUPE LONGITUDINALE



surcharges Admises: les

* surcharges Civiles:

justification des poutres : Trottoirs, A(e), Bc

justification de la dalle : Trottoirs, A(e), Be, Bt, Br

* surcharges militaires:

pour les poutres et la dalle on prend Me120

* surcharge exceptionnelle: seule le convoi exceptionnel D sera considéré pour justification des poutres et la dalle

II - CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES

I Beton Armé :

1°/ Beton : les caractéristiques du béton sont :

- Ciment CPA 325
- Dosage du béton 400 kg/m^3
- Contrôle strict
- diamètre du plus gros granulat est $c_g = 25 \text{ mm}$

a/ contrainte admissible de compression

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \delta \varepsilon \sigma'_{28}$$

$$\sigma'_{28} = \begin{cases} 300 \text{ bars} & \text{pour l'hourdis} \\ 270 \text{ bars} & \text{pour les éléments de la fondation} \end{cases}$$

$$\alpha = 1 \quad (\text{Ciment de classe } 250/325)$$

$$\beta = 1 \quad (\text{contrôle strict})$$

$$\delta = 1 \quad \left(\frac{h_m}{4c_g} > 1 \right)$$

$$\varepsilon = \begin{cases} 0,30 & \text{en compression simple} \\ 0,60 & \text{en flexion simple} \end{cases}$$

$$\varepsilon = \begin{cases} 1 & \text{en f.S section rectangulaire} \\ 1 & \text{en C.S} \end{cases}$$

d'où les valeurs de $\bar{\sigma}'_b$:

$$\text{- en compression simple } \bar{\sigma}'_b = 90 \text{ bars}$$

$$\text{- en flexion simple } \bar{\sigma}'_b = 180 \text{ bars}$$

pour les sols du 2^{ème} genre on majore les contraintes par 1,5

b/ contrainte de référence en traction

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \delta \theta \sigma'_{28} \quad \text{avec } \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,025$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ bars}$$

2°/ Acier :

a/ contrainte de traction admissible :

$$\bar{\sigma}_a = f_a \sigma_{en}$$

Acier utilisé:

FE 40 HA

$$\begin{aligned} \gamma_a &= \begin{cases} 2/3 & \text{pour sollicitation du 1^{er} genre} \\ 1 & \text{--- " --- " --- " --- du 2^{em} genre} \end{cases} \\ \gamma_{en} &= \begin{cases} 4200 \text{ kgf/cm}^2 & \text{pour } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 4000 \text{ kgf/cm}^2 & \text{pour } \phi > 20 \text{ mm} \end{cases} \end{aligned}$$

	$\phi \leq 20 \text{ mm}$	$\phi > 20 \text{ mm}$
1 ^{er} genre	$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$	$\bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kgf/cm}^2$
2 ^{em} genre	$\bar{\sigma}_a = \gamma_{en} = 4200$	$\bar{\sigma}_a = \gamma_{en} = 4000$

b) contrainte imposée par la condition de non fissuration:

pour chaque section étudiée en flexion simple on fera la vérification à la non fissuration du béton. la contrainte admissible à prendre en compte est: $\bar{\sigma}_a = \min \left[\frac{2}{3} \gamma_{en}; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right]$

$$\text{avec: } \sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{u} f}{1 + 10 \bar{u} f}$$

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

c) contrainte admissible de traction pour les armatures transversales

$$\text{on doit vérifier: } \begin{cases} z_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}_{b0} \\ z_b \leq \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_b \leq 2 \bar{\sigma}_{b0} \end{cases}$$

et on prend $\bar{\sigma}_{at} = \gamma_{at} \gamma_{en}$

$$\text{avec: } \gamma_{at} = \begin{cases} \max \left[\left(1 - \frac{z_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right); \frac{2}{3} \right] & \text{si n'y a pas de reprise de bétonnage} \\ \frac{2}{3} & \text{si non} \end{cases}$$

d) contrainte d'adhérence admissible

$$\bar{\sigma}_d = \begin{cases} 2 \times \gamma_d \bar{\sigma}_b = 3 \bar{\sigma}_b & \text{Pour les poutres} \\ 2,5 \gamma_d \bar{\sigma}_b = 3,75 \bar{\sigma}_b & \text{Pour les dalles} \end{cases}$$

$$\gamma_d = 1,5 \text{ (HA)}$$

II Béton précontrainte1° Béton:Résistance nominale: - Compression: $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 400 \text{ kgf/cm}^2$ - traction: $\sigma_n = \sigma_{28} = 7 + 0,06 \frac{\sigma'_{28}}{28} = 39 \text{ kgf/cm}^2$

contraintes admissibles selon l'IP1

$$\text{- En Compression : } \bar{\sigma}' = \begin{cases} 0,42 \sigma_n' = 168 \text{ kgf/cm}^2 & \text{en service} \\ 0,55 \sigma_n' = 220 \text{ kgf/cm}^2 & \text{en construction} \end{cases}$$

$$\text{- En traction : } \bar{\sigma} = 0$$

2°/ Armatures:

les câbles utilisés sont du type 7T15 III TBR DYWIDAG; l'ancrage est du type actif-actif

les caractéristiques de ces armatures :

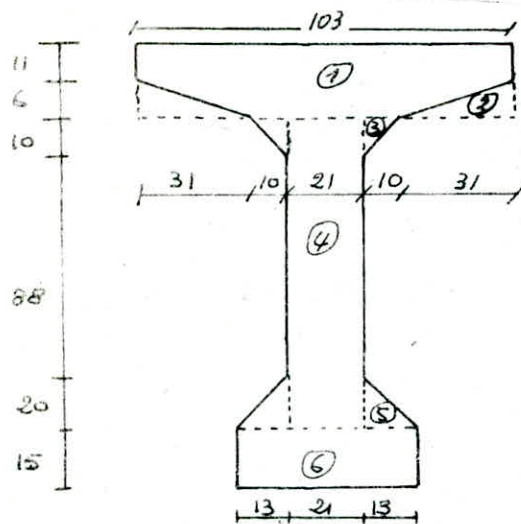
- . Module d'élasticité $E_n = 2.10^6 \text{ kgf/cm}^2$
- . Contrainte de rupture garantie $R_g = 18500 \text{ -- --}$
- . Contrainte caractéristique de déformation garantie $T_g = 14800 \text{ -- --}$
- . section utile d'un câble $\omega = 9,73 \text{ cm}^2$
- . diamètre intérieur de la gaine $\phi_i = 6,5 \text{ cm}$
- . -- -- extérieur -- -- $\phi_e = 7 \text{ cm}$
- . Coefficient de frottement câble-gaine $\psi = 0,002$
- . perte de tension relative par mètre $f = 0,18$
- . perte par blocage d'ancrage $g = 6 \text{ mm}$
- . Rayon de courbure minimum du câble $R_{\min} = 600 \text{ cm}$
- . Relaxation à 1000 heures $\beta_{1000} = 0,025$
- . -- -- à 3000 heures $\beta_{3000} = 0,030$

III - CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS

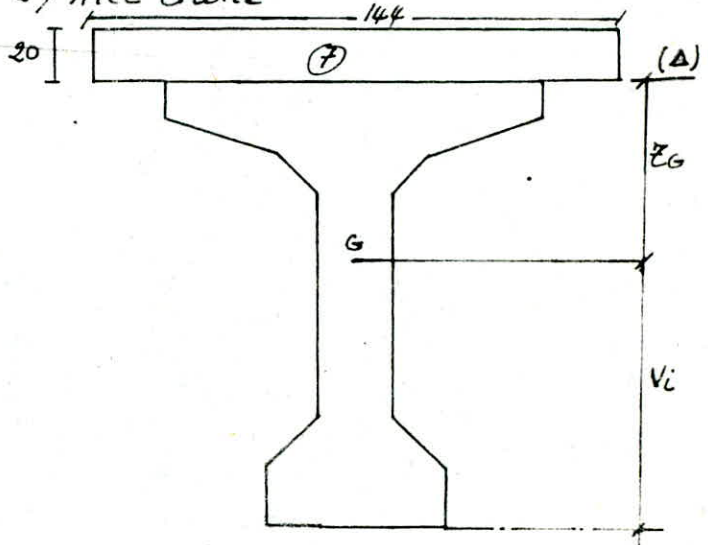
Dans le présent chapitre on a à calculer les caractéristiques géométriques des sections de poutre seule et poutre surmontée d'une dalle (tourdis) et cela pour la section médiane et la section d'about.

I/ Section médiane

1°/ Sans dalle



2°/ Avec dalle



N°	A_i	Z_i	$S_{(i)} = A_i Z_i$	$A_i Z_i^2$	I_{oi}
1	103×11	$17/2$	14883	126505	42170
2	$-2 \times 31 \times \frac{6}{2}$	$17 - \frac{6}{3}$	-2790	-41850	-372
3	$2 \times 10 \times \frac{10}{2}$	$17 + \frac{10}{3}$	2033	41337	556
4	21×118	$17 + 59$	188328	14312928	2875306
5	$2 \times 13 \times \frac{20}{2}$	$17 + 18 - \frac{20}{3}$	33367	4282098	5778
6	47×15	$17 + 118 + \frac{15}{2}$	100462	14315835	13219
Σ	5108	/	336283	33036853	2936657
7	144×20	-10	-28800	288000	96000
Σ_1	7998	/	307483	33324853	3032657

1° poutre seule

$$z_G = \frac{S_0}{A} = \frac{336283}{5108} = 65,83 \text{ cm}$$

$$I_G = \sum I_{oi} + \sum A_i z_i^2 - z_G^2 \sum A_i = 13837538 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = \frac{I_G}{A} = 2709 \text{ cm}^2 ; v_s = z_G = 65,83 \text{ cm} ; v_i = h_t - v_s = 150 - 65,83 = 84,17$$

$$f = \frac{i^2}{z_G(h - z_G)} = 0,49$$

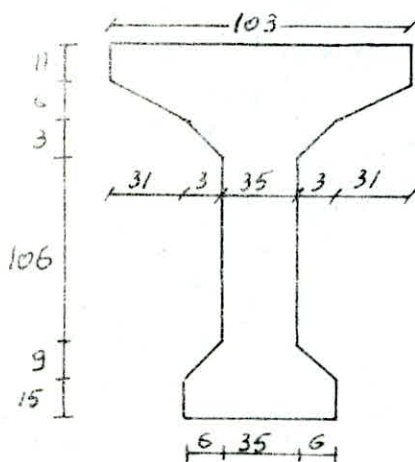
2° poutre avec dalle

$$z_G = 38,49 \text{ cm} , I_G = 24523447 \text{ cm}^4 , i^2 = 3070 \text{ cm}^2$$

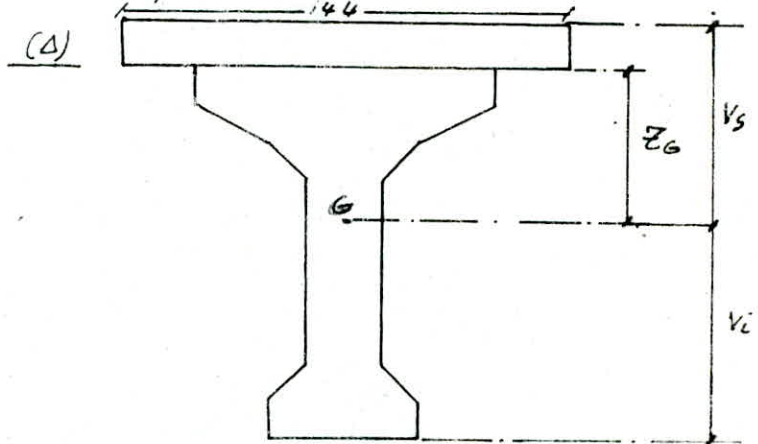
$$f = 0,606 ; v_G = z_G + 20 = 58,49 \text{ cm} ; v_i = h_t - v_s = 170 - 58,49 = 111,51 \text{ cm}$$

II/ section d'about

1° poutre seule



2° poutre avec dalle



N°	A_i	z_i	$S_{0i} = A_i z_i$	$A_i z_i^2$	I_{oi}
1	103x17	$\frac{17}{2}$	14883	126506	42170
2	$-2 \times 31 \times \frac{6}{2}$	$17 - \frac{6}{3}$	-2790	-41850	-372
3	$2 \times 31 \times \frac{3}{2}$	$17 + \frac{3}{3}$	162	2916	5
4	35x118	$17 + \frac{118}{2}$	313880	23854880	4792177
5	$2 \times 6 \times \frac{9}{2}$	$17 + 118 - \frac{9}{3}$	7128	940896	243
6	47x15	$17 + 118 + \frac{15}{2}$	100463	14315978	13219
Σ_1	6463		433726	39199326	4847442
7	144x20	-10	-28800	288000	96000
Σ_2	9343		404926	39487326	4943442

1°/ poutre seule

$$z_G = \frac{433726}{6463} = 67,11 \text{ cm}$$

$$I_G = \sum I_{oi} + \sum A_i z_i^2 - z_G^2 \sum A_i$$

$$I_G = 14939018 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = \frac{14939018}{6463} = 2312 \text{ cm}^2$$

$$f = 0,417$$

$$V_s = z_G = 67,11 \text{ cm}$$

$$V_i = h_t - V_s = 150 - 67,11 = 82,89$$

2°/ poutre avec dalle

$$z_G = \frac{404926}{9343} = 43,34 \text{ cm}$$

$$I_G = 26881292 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = \frac{26881292}{9343} = 2877 \text{ cm}^2$$

$$f = 0,622$$

$$V_s = z_G + 20 = 43,34 + 20 = 63,34 \text{ cm}$$

$$V_i = h_t - V_s = 170 - 63,34 = 106,66 \text{ cm}$$

Section	MEDIANE		ABOUT	
	Poutre seule	Poutre + dalle	Poutre seule	Poutre + dalle
A (cm ²)	5108	7988	6463	9343
S _a (cm ³)	336283	307483	433726	404926
I _o (cm ⁴)	33036853	33324853	39199326	39487326
z _o (cm)	65,83	38,49	67,11	43,34
I _G (cm ⁴)	13837538	24523447	14939018	26881292
i ² (cm ²)	2709	3070	2312	2877
f	0,49	0,606	0,417	0,622
V _i (cm)	84,17	111,51	82,89	106,66
V _s (cm)	65,83	58,49	67,11	63,34

2^{me} PARTIE

I. EFFORS SOLLICITANT CHAQUE TRAVÉE

1°) charge permanente

$$- \text{pd propre des poutres} \dots\dots 11 \times \frac{1}{2} (0,6463 + 0,5108) \times 2,5 \times 32 = 509,12 \text{ t}$$

$$- \text{pd de la dalle} \dots\dots\dots 2,5 \times 0,20 \times 32 \times 17,35 = 278 \text{ t}$$

$$- \text{trottoir + corniche} \dots\dots\dots 2,5 (0,3 \times 2 \times 1,75 + 0,35 \times 0,3 \times 2) \times 32 = 101 \text{ t}$$

$$- \text{Prédalle} \dots\dots\dots 2,5 \times 10 \times 0,06 \times 0,41 \times 32 = 19,7 \text{ t}$$

$$- \text{revêtement + chappe} \dots\dots\dots 2,2 \times 0,08 \times 13,85 \times 32 = 78 \text{ t}$$

$$- \text{glissière + garde-corps} \dots\dots 2 \times 0,06 \times 32 + 2 \times 0,1 \times 32 = 10,84 \text{ t}$$

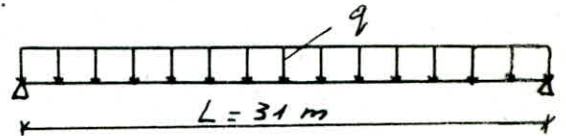
$$- \text{entrottoises} \dots\dots\dots 2 \times 2,5 \times 0,5 (1,5 - 0,24) (1,44 - 0,175) \times 10 = 40 \text{ t}$$

$$\underline{G = 1040 \text{ t}}$$

$$q = \frac{G}{L} = \frac{1040}{31} = 33,55 \text{ t/ml}$$

$$M(x) = \frac{qL}{2} x - \frac{qx^2}{2}$$

$$T(x) = \frac{qL}{2} - qx$$



Section	0	3,875	7,75	11,625	15,5	"S" = 13,775
M (tm)	0	1763	3023	3778	4030	3980
T (t)	520	390	260	130	0,00	58

2°) surcharge du trottoir

d'après le CPC art 11 la surcharge de trottoir à prendre en compte est uniformément répartie et vaut $0,15 \text{ t/m}^2$

a) Moment fléchissant

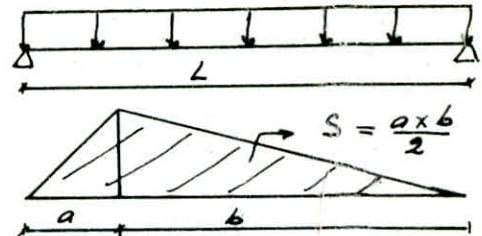
- pour un trottoir chargé

$$q = 0,15 \times 1,75 = 0,2625 \text{ t/ml}$$

- pour 2 trottoirs chargés

$$q = 2 \times 0,15 \times 1,75 = 0,525 \text{ t/ml}$$

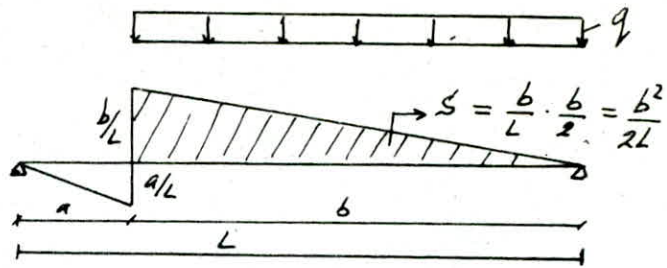
$$M = q \cdot S = q \cdot \frac{a \times b}{2}$$



Section (m)	0	3,875	7,75	11,625	15,5	"S" = 13,775	
M (t.m)	1 trottoir chargé	0	13,80	23,65	29,56	31,5	31,14
	2 trottoirs chargés	0	27,60	47,30	59,12	63	62,28

b/ effort tranchant

$$T = q \cdot S = q \frac{b^2}{2L}$$



Section (m)		0	3,875	7,75	11,625	15,5	13,775
T (t)	1 trottoir chargé	4,07	3,12	2,30	1,59	1,02	1,26
	2 trottoir chargés	8,14	6,24	4,60	3,18	2,04	2,52

3°) surcharge M_{120}

la surcharge M_{120} a une masse totale égale à 110 t uniformément répartie sur une longueur de 6,10 m dans le sens longitudinal c.à.d. $q = \frac{110}{6,10} = 18,03 \text{ t/m}$

- coefficient de majoration dynamique $\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4P/5}$

avec $L = 31 \text{ m}$; $P = 1040 \text{ t}$; $S = 110 \text{ t}$

$$\Rightarrow \delta = 1 + 0,055 + 0,0156 = 1,071$$

a) moment fléchissant

S : aire d'influence ; $M = \delta q S$

le moment est maximal lorsque l'aire

d'influence S atteint sa valeur maximale.

l'aire d'influence atteint sa valeur maximale S_{\max} lorsque $y_1 = y_2$

$$S = \frac{(y_1 + y_2)}{2} x_1 + \frac{(y_2 + y_1)}{2} x_2 \quad \text{avec } y = \frac{ab}{L} ; y_1 = \frac{a-x_1}{a} y ; y_2 = \frac{b-x_2}{b} y$$

$$l = x_1 + x_2 \quad \text{--- (1)}$$

$$\text{puisque } y_1 = y_2 \Leftrightarrow \frac{a-x_1}{a} = \frac{b-x_2}{b} \Rightarrow b x_1 = a x_2 \Rightarrow b x_1 - a x_2 = 0 \quad \text{(2)}$$

à partir de l'équation (1) et (2) on tire $x_1 = \frac{a l}{L}$; $x_2 = \frac{b l}{L}$

$$y_1 = y_2 = \frac{ab}{L} \left(1 - \frac{l}{L}\right) \Rightarrow S_{\max} = ab \left(1 - \frac{l}{2L}\right) \frac{l}{L} \text{ et } M_{\max} = \delta q S_{\max}$$

on regroupe le moment fléchissant dans le tableau suivant :

section (m)	0	$\frac{l}{8} = 3,875$	$\frac{l}{4} = 7,75$	$\frac{3l}{8} = 11,625$	$\frac{l}{2} = 15,5$	$l = 13,775$
M (t.m)	0	360,43	617,88	772,35	823,84	813,63

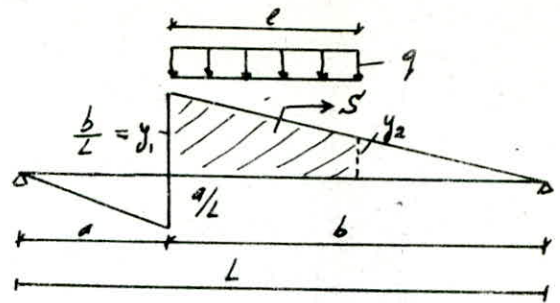
6/ effort tranchant

l'effort tranchant est donné par

$$T = S q \quad \text{avec} \quad S = (y_1 + y_2) \frac{l}{2}$$

$$y_1 = \frac{b}{L} ; \quad y_2 = \frac{b}{L} \left(1 - \frac{l}{b}\right)$$

$$\Rightarrow S = \frac{l}{2} \left(\frac{b}{L} + \frac{b}{L} - \frac{l}{L} \right) = \frac{l}{2L} (2b - l) = \frac{l b}{2L} \left(2 - \frac{l}{b}\right)$$



section (m)	0	$\frac{L}{8} = 3,875$	$\frac{L}{4} = 7,75$	$\frac{3L}{8} = 11,625$	$\frac{L}{2} = 15,5$
T [t]	106,16	91,44	76,73	62	47,3

4/ surcharge exceptionnelle q_D

cette surcharge a une masse totale de 240 t répartie uniformément sur une longueur de 18,60 m suivant le sens longitudinal c.à.d. dire $q = \frac{240}{18,60} = 12,903 \text{ t/ml}$

de la même façon que la surcharge M_{E120} on calcule le moment fléchissant et l'effort tranchant; donc on regroupe les valeurs des moment et de l'effort tranchant dans le tableau suivant avec: $M = q S_{max}$; $T = q S$

S_{max} et S sont calculés comme dans la surcharge M_{E120}

section (m)	0	$\frac{L}{8} = 3,875$	$\frac{L}{4} = 7,75$	$\frac{3L}{8} = 11,625$	$L/2 = 15,5$	"5" = 13,775
M [t.m]	0	569,62	976,48	1220,60	1301,98	1285,85
T [t]	168	138	108	78	48	61,35

5/ surcharge $A(L)$

longueur roulable $l_r = 13,85 \text{ m} > 7 \text{ m} \Rightarrow$ pont de 1^{re} classe

nombre de voies $n = E\left(\frac{l_r}{3}\right) = 4 \Rightarrow 4$ voies

$$A = K A_L \frac{l_0}{l_0} \quad \text{avec} \quad A_L = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad [\text{kg/m}^2]$$

K : dépend de la classe du pont; et le nombre de voies chargées

l_0 : dépend de la classe du pont = 3,50 m

$$l_0 = \frac{l_r}{4} = \frac{13,85}{4} = 3,46 \text{ m}, \quad L = 31 \text{ m} \Rightarrow A_L = 1067,21 \text{ kg/m}^2$$

* 4 voies chargées

$$K = 0,75 \Rightarrow A = 0,75 \times 1067,21 \times \frac{3,50}{3,46} = 809,66 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow q = \frac{A \cdot l \cdot L'}{L}$$

$$q = \frac{809,66 \times 13,85 \times 32}{31} = 11,57 \text{ t/ml} ; \quad L': \text{longueur de la poutre} = 32 \text{ m}$$

l : largeur de voie chargées ; L : entreaxe des appuis d'une poutre

* 3 voies chargées

$$k = 0,9 ; l_0 = 3,50 \text{ m}, l_u = 3,46 \text{ m} ; A_L = 1067,21 \text{ kg/m}^2, l = \frac{3}{4} \times 13,85 = 10,39$$

$$A = 0,9 \times 1067,21 \times \frac{3,50}{3,46} = 971,59 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow q = \frac{971,59 \times 10,39 \times 32}{31} = 10,42 \text{ t/ml}$$

* 2 voies chargées

$$k = 1 ; l = \frac{13,85}{2} = 6,925 \text{ m} ; A = 1067,21 \times \frac{3,50}{3,46} = 1079,55 \text{ kg/m}^2$$

$$q = \frac{1079,55 \times 6,925 \times 32}{31} = 7,72 \text{ t/ml}$$

* 1 voie chargée

$$k = 1 ; l = \frac{13,85}{4} = 3,46 \text{ m} ; A = 1067,21 \times \frac{3,50}{3,46} = 1079,55 \text{ kg/m}^2$$

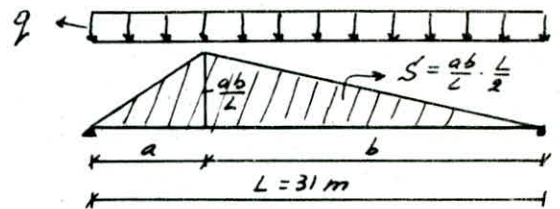
$$q = \frac{1079,55 \times 3,46 \times 32}{31} = 3,86 \text{ t/ml}$$

a) Moment fléchissant

le moment fléchissant de la surcharge $H(t)$ est donné par la formule

$$M = q \cdot S \quad \text{avec} \quad S = \frac{a \cdot b}{2}$$

$$\Rightarrow M = q \cdot \frac{a \cdot b}{2}$$

b) effort tranchant

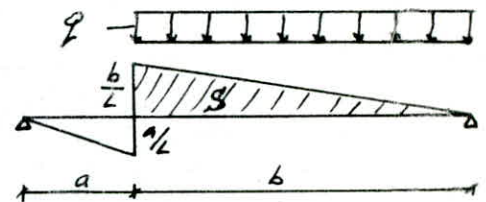
l'effort tranchant est donné par la formule

$$T = q \cdot S' \quad \text{avec} \quad S' = \frac{b}{2} \cdot \frac{b}{2} = \frac{b^2}{2L}$$

le tableau suivant donne les valeurs du

moment fléchissant et de l'effort tranchant

pour les différents nombres de voies chargées



section	$L=0$	$\frac{L}{8} = 3,875$	$\frac{L}{4} = 7,75$	$\frac{3L}{8} = 11,625$	$\frac{L}{2} = 15,5$	$\frac{5L}{8} = 13,775$	
M [t.m]	4 voies	0	609,32	1044,55	1305,68	1392,73	1372,63
	3 voies	0	548	939	1173,50	1251,70	1236,20
	2 voies	0	406	696	869,40	927,40	915,90
	1 voie	0	203	348	434,70	463,70	458
T [t]	4 voies	179	137,3	101	70	44,84	55,40
	3 voies	161,67	123,7	91	63	40,40	50
	2 voies	119,88	91,62	67,3	46,74	30	37
	1 voie	60	45,80	33,70	23,40	15	18,50

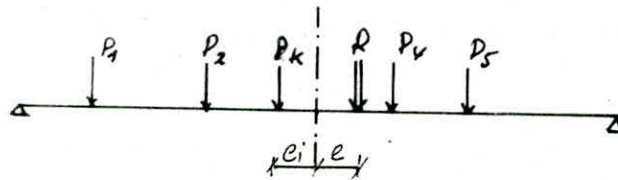
6) Surcharge BC

$$\text{Calcul du coefficient de majoration dynamique : } \delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{P}{S}}$$

L : portée de la travée ; P : poids total de cette travée ; s : surcharge sur cette travée

	$L(m)$	$P(t)$	$s(t)$	bc	δ
1 convoi	31	1040	72	1,2	1,066
2 convois	31	1040	132	1,1	1,074
3 convois	31	1040	171	0,95	1,079
4 convois	31	1040	192	0,8	1,082

Détermination de la section dangereuse.



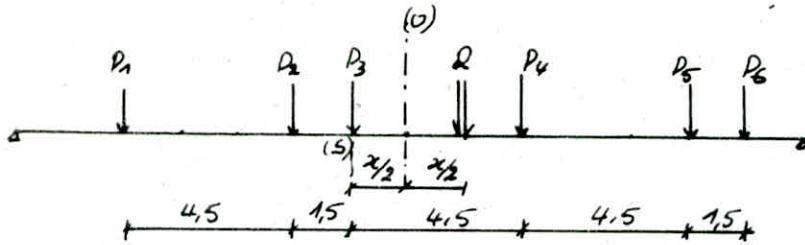
La charge P_k au droit de laquelle le moment est max doit vérifier la double inégalité suivante

$$\sum_{\alpha=1}^{k-1} P_{\alpha} \leq \frac{P}{2} \leq \sum_{\alpha=1}^k P_{\alpha} \quad ; \quad R = \sum_{\alpha=1}^6 P_{\alpha} = 60t$$

k	1	2	3	4	5	6
$P_k(t)$	6	12	12	6	12	12
Inégalité	$0 \leq 30 \leq 6$	$12 \leq 30 \leq 18$	$18 \leq 30 \leq 30$	$30 \leq 30 \leq 36$	$36 \leq 30 \leq 48$	$48 \leq 30 \leq 60$
Vérifiée	non	non	oui	oui	non	non

La section dangereuse peut être au droit de P_3 ou P_4 ; la section s_3 correspondant à la charge P_3 est symétrique à la section s_4 correspondant à la charge P_4 par rapport au milieu de la poutre et par raison de symétrie on s'intéresse qu'à la moitié gauche de la poutre donc on ne cherche que la section s_3 en appliquant le Théorème de Barré.

Théorème de Barré: le moment fléchissant, dû aux charges mobiles, au droit de la charge P_i sera maximal lorsque cette charge et la résultante R de toutes ces charges seront symétriques par rapport au centre de la poutre ; c.-à.-dire lorsque $e_i = e = \frac{x}{2}$



$$\sum M/S = 0 \Rightarrow Rx = P_4 \times 4,5 + P_5 \times 9 + P_6 \times 10,5 + P_2 \times 1,5 - P_1 \times 6 = 207$$

$$\Rightarrow x = \frac{207}{60} = 3,45 \text{ m} \Rightarrow e = e_i = \frac{x}{2} = 1,725 \text{ m}$$

calcul du moment fléchissant max

$$y_3 = \frac{13,775 \times 17,225}{31} = 7,654 \text{ m}$$

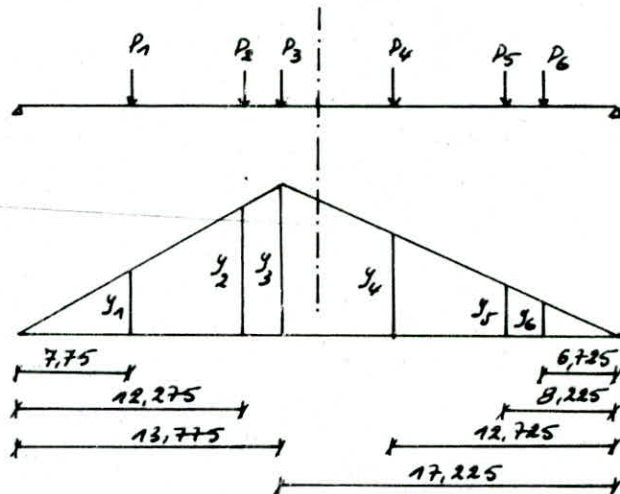
$$y_1 = 4,32 \text{ m}$$

$$y_2 = 8,82 \text{ m}$$

$$y_4 = 5,654 \text{ m}$$

$$y_5 = 3,655 \text{ m}$$

$$y_6 = 2,99 \text{ m}$$



$$M_{\max} = \sum_{i=1}^6 P_i y_i = 313,272 \text{ tm}$$

calcul des moments dans différentes sections (moment max)

Pour engendrer le moment max dans une section distante de a de l'appui gauche, la charge s'appliquant au droit de cette section doit satisfaire les conditions suivantes

$$\bullet \frac{1}{a} \sum_{\alpha=1}^{i-1} P_{\alpha} > \frac{1}{b} \sum_{\alpha=i+1}^n P_{\alpha} \quad (\text{si on déplace } P_i \text{ à gauche de la section})$$

$$\bullet \frac{1}{a} \sum_{\alpha=1}^{i-1} P_{\alpha} < \frac{1}{b} \sum_{\alpha=i}^n P_{\alpha} \quad (\text{si on déplace } P_i \text{ à droite de la section})$$

- section $L/8$ | $a = 3,875$ m
 $b = 27,125$ m

au droit de $P_1 = 6t$

* $\frac{6}{3,875} > \frac{54}{27,125}$ non

* $\frac{0}{3,875} < \frac{60}{27,125}$ oui

au droit de $P_2 = 12t$

* $\frac{12}{3,875} < \frac{42}{27,125}$ oui

* $\frac{0}{3,875} < \frac{54}{27,125}$ oui

au droit de $P_3 = 12t$

* $\frac{24}{3,875} > \frac{30}{27,125}$ oui

* $\frac{12}{3,875} < \frac{42}{27,125}$ non

au droit de $P_4 = 6t$

* $\frac{6}{3,875} > \frac{24}{27,125}$ oui

* $\frac{0}{3,875} < \frac{30}{27,125}$ oui

au droit de $P_5 = 12t$

* $\frac{12}{3,875} > \frac{12}{27,125}$ oui

* $\frac{0}{3,875} < \frac{24}{27,125}$ oui

au droit de $P_6 = 12t$

* $\frac{124}{3,875} > \frac{0}{27,125}$ oui

* $\frac{12}{3,875} < \frac{12}{27,125}$ non

on remarque que les charges $P_2, P_4,$ et P_5 sont susceptibles de produire le moment maximal; en prend $P_2 = 12t$ puisqu'il produit le moment maximal le plus grand

$y_2 = 3,39$; $P_2 = 12t$

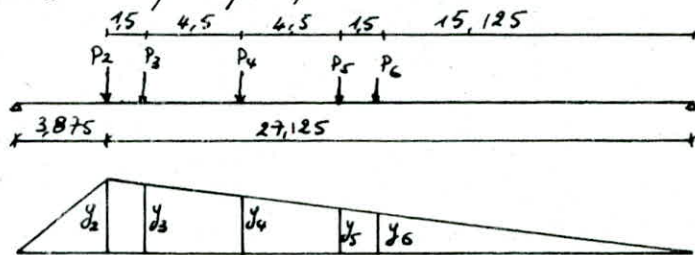
$y_3 = 3,20$; $P_3 = 12t$

$y_4 = 2,64$; $P_4 = 6t$

$y_5 = 2,08$; $P_5 = 12t$

$y_6 = 1,89$; $P_6 = 12t$

$\Rightarrow M_{max} = \sum P_i y_i = 142,56 \text{ tm}$



les autres sections sont calculées de la même manière; et les résultats sont exposés dans le tableau suivant:

Section	Disposition la plus défavorable	$M_{max} [tm]$
$L/4 = 7,75$	<p> $y_1 = 2,44$ $y_2 = 5,813$ $y_3 = 5,44$ $y_4 = 4,313$ $y_5 = 3,188$ $y_6 = 2,813$ </p>	247,566
$3L/8 = 11,625$	<p> $y_1 = 3,52$; $y_2 = 6,33$ $y_3 = 7,27$; $y_4 = 5,58$ $y_5 = 3,89$ $y_6 = 3,33$ </p>	304,44

Section	Disposition la plus defavorable	M _{max} (tm)
L/2 = 15,5	<p> $y_1 = 2,50 ; y_2 = 4,75$ $y_3 = 5,50 ; y_4 = 7,75$ $y_5 = 5,50 ; y_6 = 4,75$ </p>	307,5

EFFORT Tranchant

on trace la ligne d'influence de l'effort tranchant pour chaque section et nous disposons le convoi de maniere à produire l'effort tranchant maximal :

$$T_{max} = \sum_{i=1}^n P_i \cdot y_i$$

Section(m)	Disposition la plus defavorable	T _{max} (t)
Section d'appui	<p> $y_1 = 1 ; y_2 = 0,95$ $y_3 = 0,806 ; y_4 = 0,66$ $y_5 = 0,613 ; y_6 = 0,47$ </p>	46,33 t
L/8 = 3,875	<p> $y_1 = 0,875 ; y_2 = 0,827$ $y_3 = 0,68 ; y_4 = 0,536$ $y_5 = 0,488 ; y_6 = 0,343$ </p>	38,85
L/4 = 7,75	<p> $y_1 = 0,75 ; y_2 = 0,702$ $y_3 = 0,556 ; y_4 = 0,411$ $y_5 = 0,363 ; y_6 = 0,218$ </p>	31,36
3L/8 = 11,625	<p> $y_1 = 0,625 ; y_2 = 0,577$ $y_3 = 0,431 ; y_4 = 0,286$ $y_5 = 0,235 ; y_6 = 0,093$ </p>	23,82
L/2 = 15,5	<p> $y_1 = 0,556 ; y_2 = 0,508$ $y_3 = 0,362 ; y_4 = 0,217$ $y_5 = 0,169 ; y_6 = 0,023$ </p>	19,71

Section	Disposition la plus defavorable	Tmax (t)
$4/2 = 15,5$		15,648

nous regroupons dans le tableau suivant les moments fléchissants et les efforts tranchants au droit de chaque section, produits par la surcharge Bc

$$M = \delta_{bc} M_{max}$$

$$T = \delta_{bc} T_{max}$$

Section [m]		0	$4/8 = 3,875$	$4/4 = 7,75$	$3/8 = 11,625$	$4/2 = 15,5$	$s = 13,775$
M [tm]	1 convoi	0	182,36	316,70	389,44	393,35	400,74
	2 convois	0	336,88	584,94	719,32	726,60	740,20
	3 convois	0	438,39	761,37	936,21	945,60	963,36
	4 convois	0	493,60	857,20	1054,08	1064,68	1084,67
T [t]	1 convoi	59,26	49,70	40,12	30,47	20	25,21
	2 convois	109,46	91,78	74,1	56,28	36,96	46,57
	3 convois	142,47	119,46	96,45	73,26	48,12	60,61
	4 convois	160,40	134,52	108,60	82,48	54,20	68,24

II-REPARTITION DES EFFORTS DANS LES POUTRES

I/ Introduction

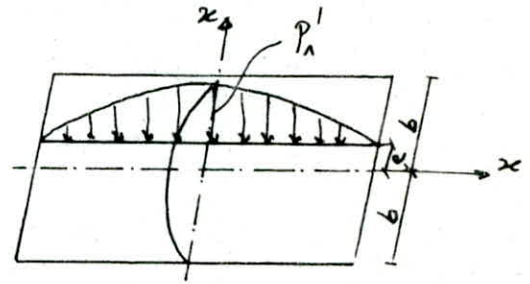
Pour la répartition des efforts dans les poutres on a deux possibilités : soit utilisation des Méthodes directes soit, ce qui est plus simple, procéder par une méthode approximative et applicable en pratique. une telle méthode est celle du coefficient de répartition basé au fond sur deux hypothèses principales :

- la construction réelle est remplacée par une dalle orthotrope présentant les mêmes rigidités moyennes de flexion et de torsion.
- la répartition transversale réelle du chargement est remplacée par celle qui est engendrée par une charge répartie le long de l'axe "x" de la construction suivant la sinusoïde de la forme $p(x) = p_1 \sin \frac{\pi x}{l}$ où p_1 : valeur const du chargement

II/ Exposé de la Méthode

Le coefficient de répartition transversale :

sous l'effet de la charge linéaire répartie sur une parallèle à l'axe x d'excentricité e suivant la loi sinusoïdale $p(x) = p_1 \sin \frac{\pi x}{l}$



la construction prend une déformée en

deuxième onde de sinusoïde selon l'équation $w(x, y) = W(y) \sin \frac{\pi x}{l}$

si la charge $p(x)$, au lieu d'être répartie sur une droite, est répartie uniformément sur la largeur $2b$ du pont (tout en restant sinusoïdale dans le sens longitudinal) la construction prend, dès lors, une déformée en surface cylindrique d'équation

$$w_0(x) = W_0 \sin \frac{\pi x}{l}$$

le coefficient de répartition transversale d'un point est défini comme étant le rapport du déplacement vertical $w(x, y)$ du point considéré sous l'effet d'une charge linéaire $p(x)$ à celui $w_0(x)$ du même point mais sous l'effet de la charge $p_0(x)$ uniformément répartie sur la largeur du pont :

$$k(y) = \frac{w(x, y)}{w_0(x)} = \frac{W(y)}{W_0}$$

Il en résulte que le coefficient k dépend :

- de la valeur du paramètre d'entretoisement θ
- de la valeur du paramètre de torsion α
- de l'excentricité relative $\frac{e}{b}$ de la charge linéaire
- de l'ordonnée relative $\frac{y}{b}$ du point considéré

Aussi pour éviter de calculer séparément k_α pour chaque valeur de α à partir de relations complexes, MASSONNET a déduit, sur la base de calculs, les formules d'interpolation

$$\begin{aligned} \text{si } 0 < \theta \leq 0,1 & \quad k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) \alpha^{0,05} \\ & \quad \left[1 - \frac{(0,065 - \theta)}{0,065} \right] \\ \text{si } 0,1 < \theta \leq 1 & \quad k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) \alpha \\ \text{si } \theta > 1 & \quad k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) \sqrt{\alpha} \end{aligned}$$

$$\text{avec } k_0 = k(\alpha=0, \theta, \frac{e}{b}, \frac{y}{b})$$

$$k_1 = k(\alpha=1, \theta, \frac{e}{b}, \frac{y}{b})$$

On trouve dans l'annexe de l'ouvrage "le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes" des tableaux donnant les valeurs de k_0, k_1 pour différentes valeurs de $\theta, \frac{e}{b}$, et $\frac{y}{b}$

Remarque :

- Lorsque les entretoises sont très rigides, le paramètre d'entretoisement est voisin de zéro, à titre d'approximation pour $\theta = 0,3$ on considère les entretoises comme infiniment rigides

si $\theta < 0,3$ et $\alpha \neq 0$ tous les points de chaque entretoise s'abaissement également les poutres prennent toutes la même déformation il s'ensuit que dans ce cas, le coefficient de répartition transversal pour tous les $\alpha \neq 0$ est $k=1$ quelle que soit la position de la charge et du point considéré, les conditions sont les hypothèses de la Méthode de COURBON

- suite logique du calcul :

- détermination de la largeur active du pont et des positions actives des poutres
- détermination des paramètres d'entretoisement θ et de torsion α
- tracé des lignes d'influence de k et μ à partir des valeurs trouvées dans les

tableaux et par la formule d'interpolation

4°) disposition des charges suivant les lignes d'influences pour l'effet le plus défavorable et en déduire la poutre la plus chargée et les efforts lui revenant

III/ Application à l'ouvrage étudié

1°) largeur active et positions actives :

la largeur $2b$ du modèle qu'on doit prendre est l'entraxe des deux poutres de rives augmenté de chaque côté de la moitié de l'entraxe des poutres courantes donc

$$2b = (n-1) b_0 + b_0 = n b_0 = 11 \times 1,44 = 15,84 \text{ m} \Rightarrow b = 7,92 \text{ m}$$

2°) Calcul des paramètres θ et α

$$* \theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{S_p}{S_E}} \quad S_p, S_E : \text{rigidités flexionnelles} \quad b = 7,92 \text{ m}$$

$$S_p = \frac{EI_p}{b_n} = \frac{E \times 23536146}{144} = 163445 E$$

$$S_E = \frac{EI_E}{l_n} = \frac{E \times 66667}{100} = 666,67 E$$

$$I_{pm} = I_0 + \frac{8}{3\pi} (I - I_0) \quad I_0 : \text{moment d'inertie à l'appui}$$

I : — " — " — en travée

$$I_0 = 25496960 \text{ cm}^4$$

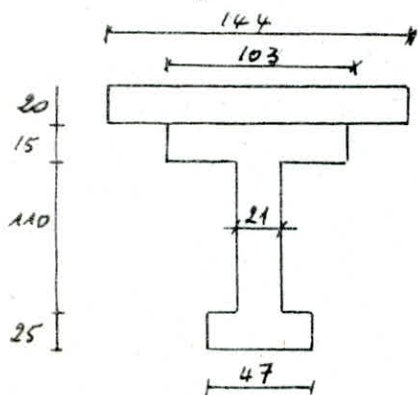
$$I = 23188102 \text{ cm}^4$$

$$I_{pm} = 25496960 + \frac{8}{3\pi} (23188102 - 25496960) = 23536146 \text{ cm}^4$$

$$\theta = \frac{7,92}{31} \sqrt[4]{\frac{163445}{666,67}} = 1,011$$

$$* \alpha = \frac{\delta_p + \delta_E}{2\sqrt{S_p \cdot S_E}} \quad \delta_p = \frac{C_p}{b_n} ; \quad \delta_E = \frac{C_E}{l_n}$$

pour le calcul des rigidités torsionnelles C_p on décompose la section en sections rectangulaires élémentaires



$$C_p = \frac{G}{3} \sum b_i^3 h_i$$

$$C_p = \frac{G}{3} [144 \cdot 20^3 + 103 \cdot 15^3 + \frac{1}{2} \cdot 110 \cdot 21^3 + 47 \cdot 25^3] = 914451,67 G$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{et } \nu = 0,15 \Rightarrow G = \frac{E}{2,3}$$

$$\Rightarrow C_p = 397587,68 E$$

$$C_E = \frac{G}{3} b^3 h$$

$$C_E = \frac{E}{2,3} \cdot \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{1}{2} \times 100 \times 20^3 \right) = 57971 E$$

$$\delta_e = \frac{C_e}{b_1} = \frac{57971E}{100} = 579,7E$$

$$\delta_p = \frac{C_p}{b_1} = \frac{397587}{144} = 2761E$$

$$\alpha = \frac{2761E + 579,7E}{2E \sqrt{163445 \times 666,67}} = 0,16$$

3/ ligne d'influence du Coefficient de répartition K

On regroupe Les valeurs de K ($e, y, \theta=1, \alpha=0,16$) dans le tableau suivant :

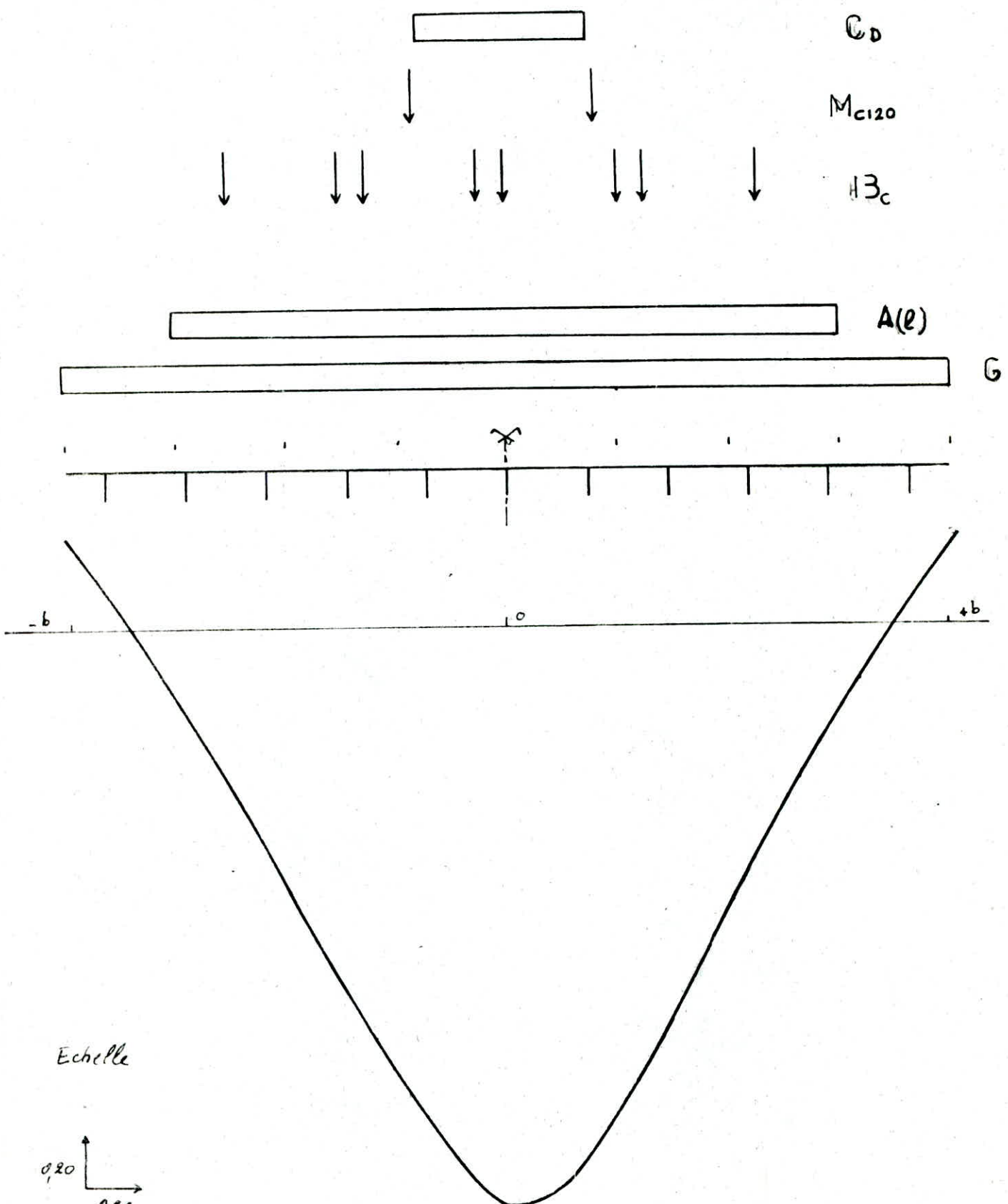
$Y(m) \backslash e(m)$	$-b = -7,92$	$-\frac{3b}{4} = -5,94$	$-\frac{b}{2} = -3,96$	$-\frac{b}{4} = -1,98$	0	$+\frac{b}{4} = +1,98$	$+\frac{b}{2} = +3,96$	$+\frac{3b}{4} = +5,94$	$+b = +7,92$
P_6 $y=0$	-0,3361	+0,2908	+0,9912	+1,7455	+2,1827	+1,7456	+0,9913	+0,2907	-0,3361
P_7 $y=1,44$	-0,3402	+0,0813	+0,5817	+1,2208	+1,8648	+2,0625	+1,5306	+0,7485	-0,0282
P_8 $y=2,88$	-0,2787	-0,0355	+0,2778	+0,7531	+1,4027	+1,9776	+1,9666	+1,3886	+0,6655
P_9 $y=4,32$	-0,1715	-0,0498	+0,0649	+0,3508	+0,7639	+1,5852	+2,1932	+2,1635	+1,8241
P_{10} $y=5,76$	-0,0457	-0,0748	-0,0650	+0,0414	+0,3544	+0,9941	+1,9776	+3,0149	+3,6829
P_{11} $y=7,20$	+0,0665	-0,0524	-0,1587	-0,2165	-0,1082	+0,39,01	+1,5744	+3,6266	+6,3339

Remarque :

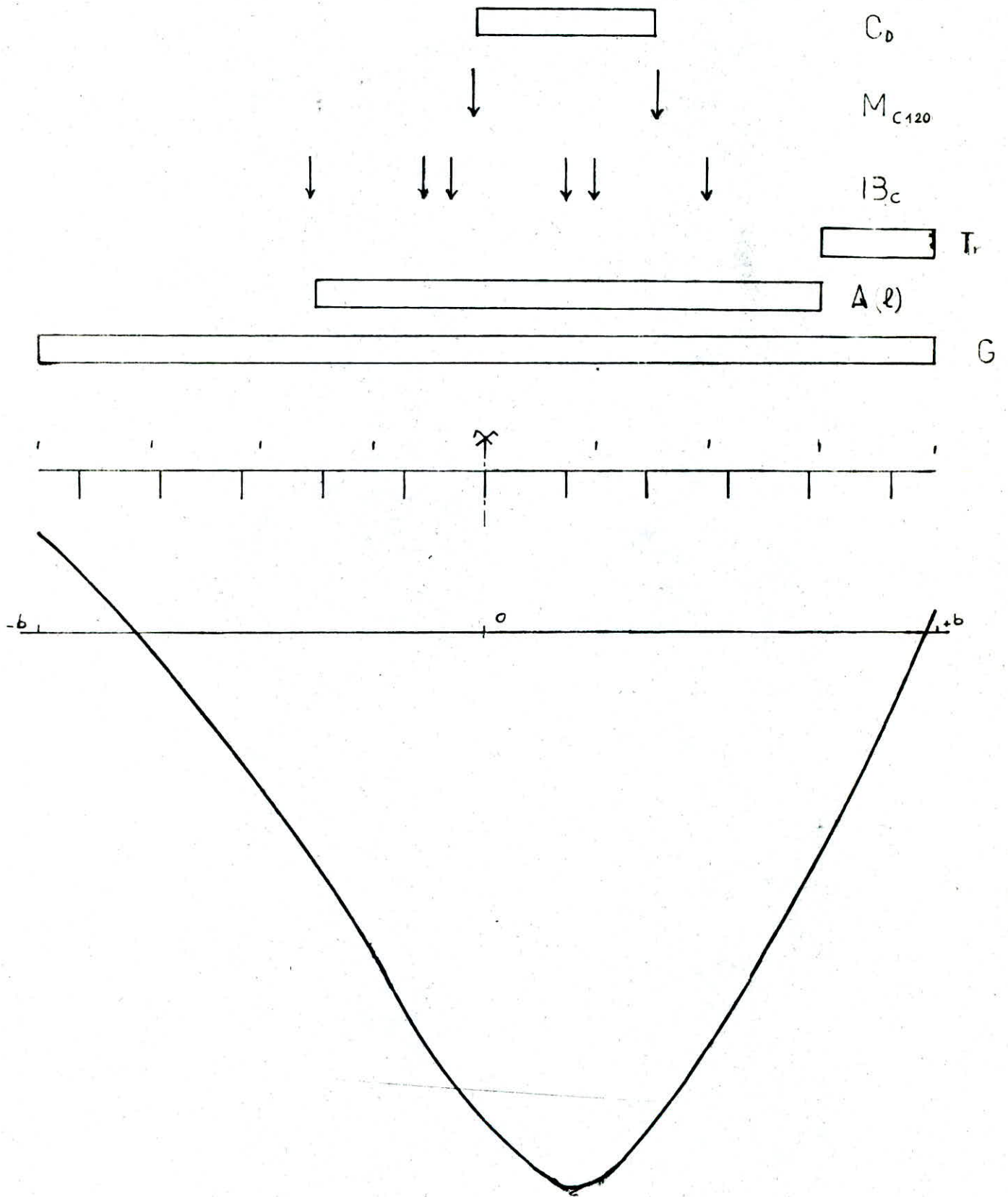
- * Pour une charge concentrée la valeur de K correspond à l'ordonnée de la courbe
- * Pour une charge répartie la valeur de K est donnée par $\frac{\Omega}{l}$:
 - Ω : l'aire délimitée par la ligne d'influence, l'axe de référence et les deux bords de la charge répartie. (Il est calculée avec la méthode des trapèzes)
 - l : largeur de la charge répartie
- * Pour les surcharge Bc et A(l) on fait la comparaison entre les différents nombres de convois (ou voies chargées) en considérant la disposition la plus défavorable
- * Après comparaison on représentera la disposition la plus défavorable sur le graphe.

LIGNE D'INFLUENCE DE K

POUTRE P_6 ($Y=0$)

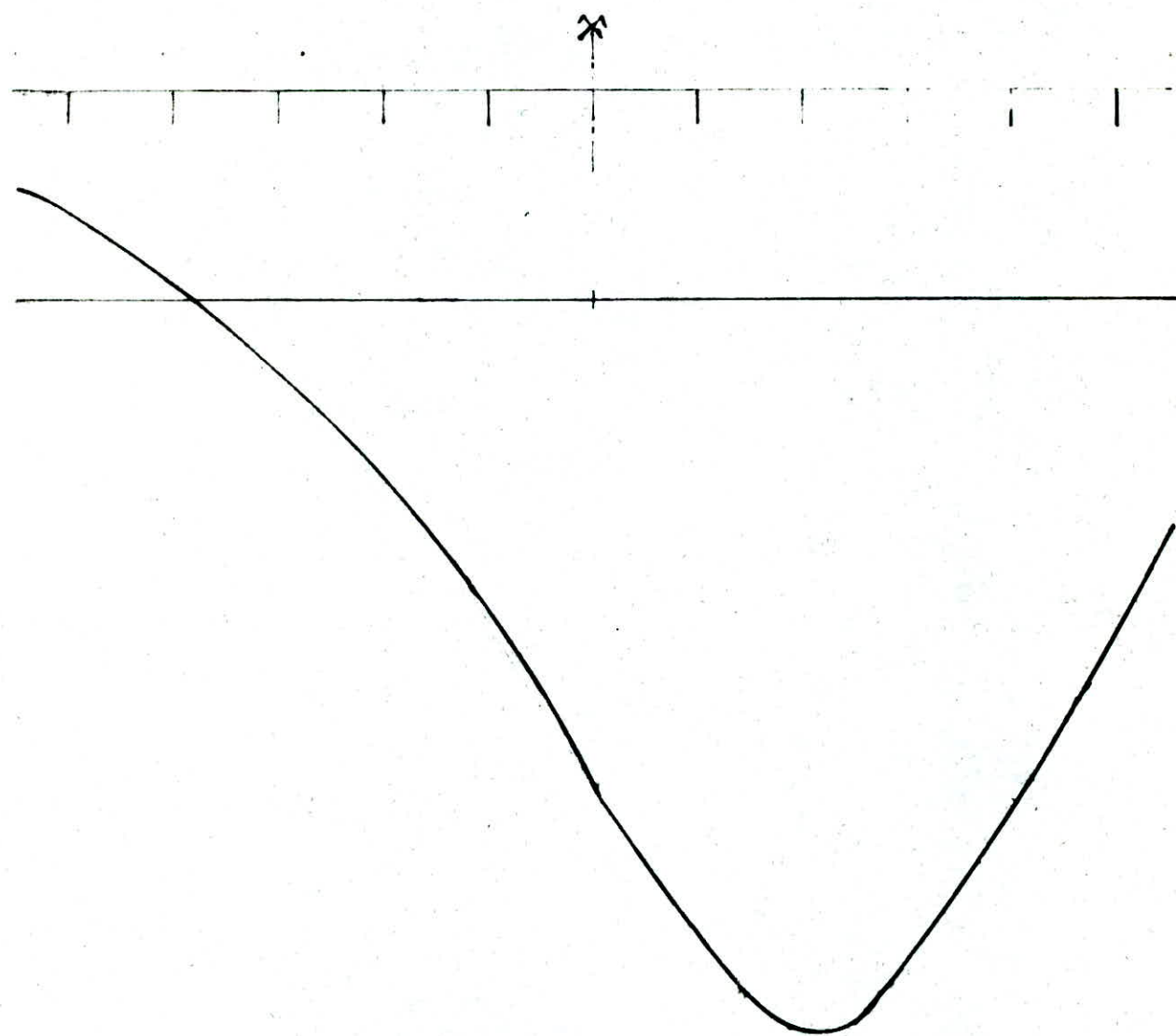
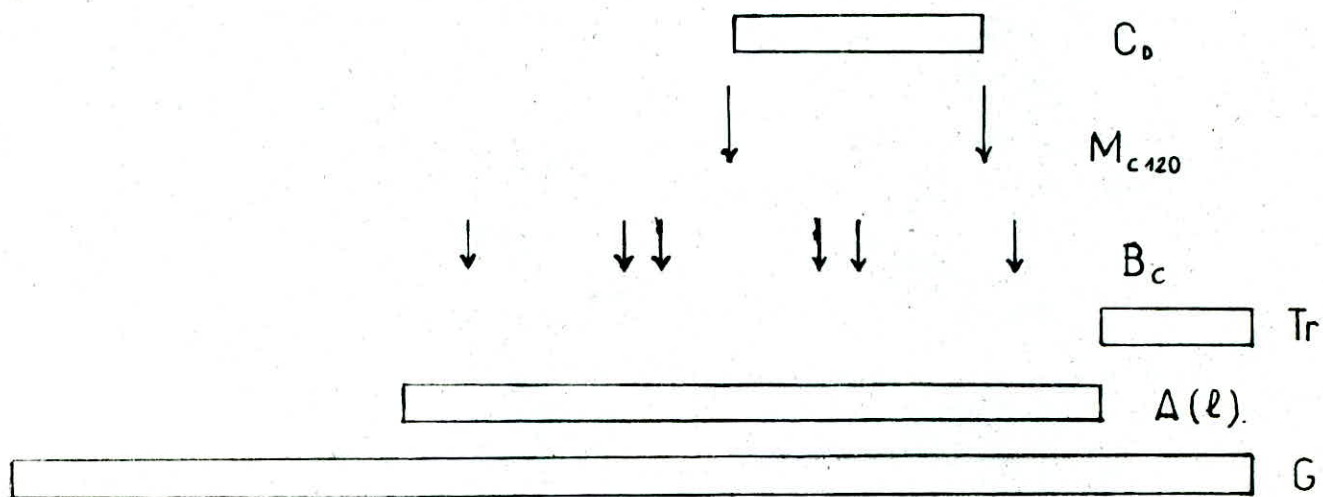


LIGNE D'INFLUENCE DE K
 POUTRE P₇ (Y=1,44)

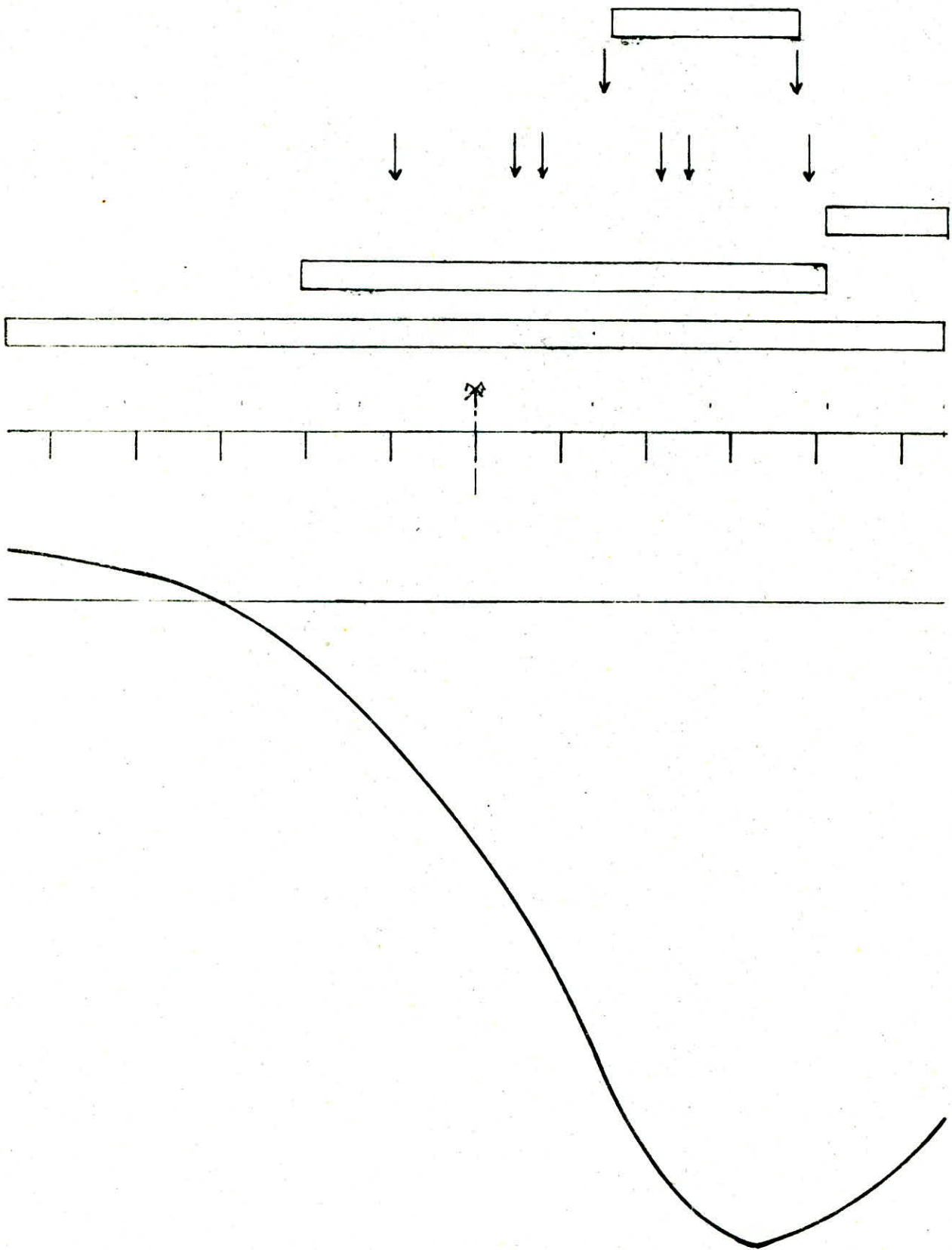


LIGNE D'INFLUENCE DE K

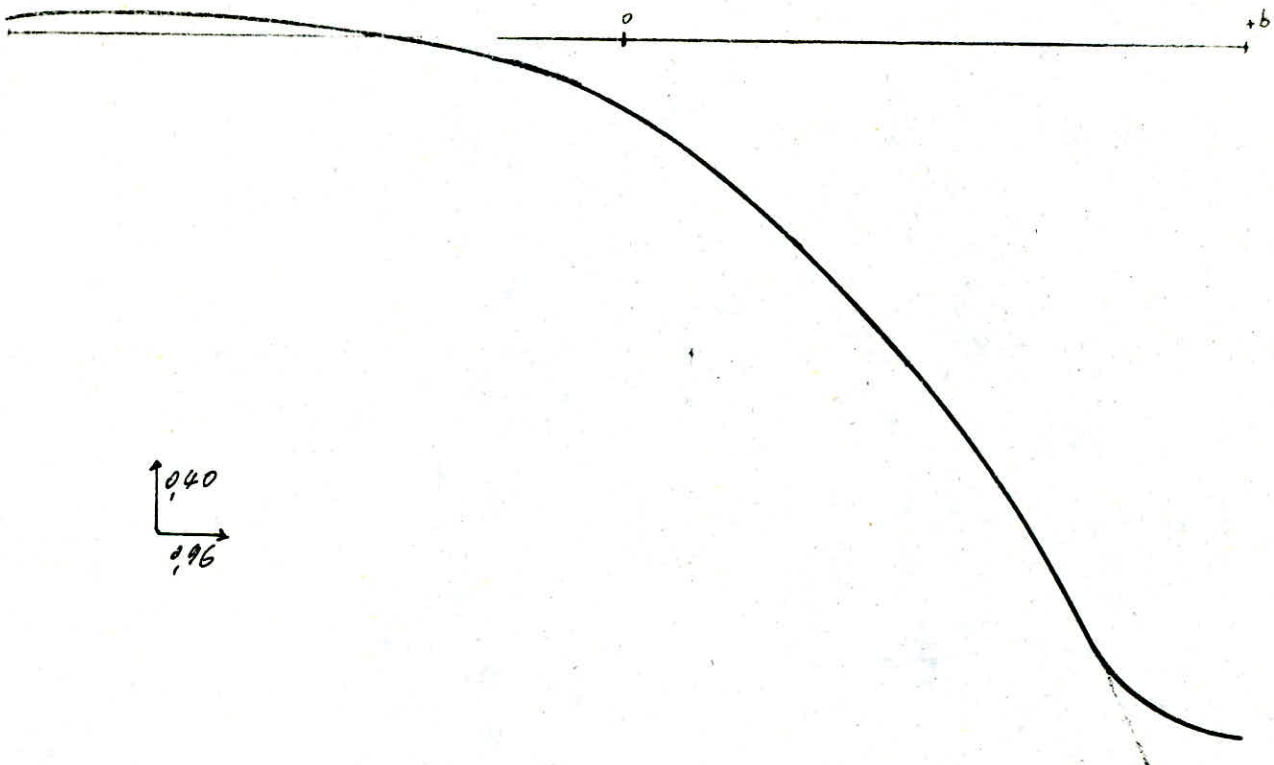
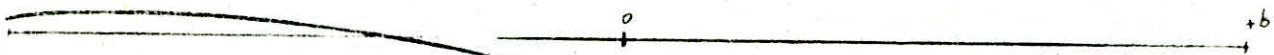
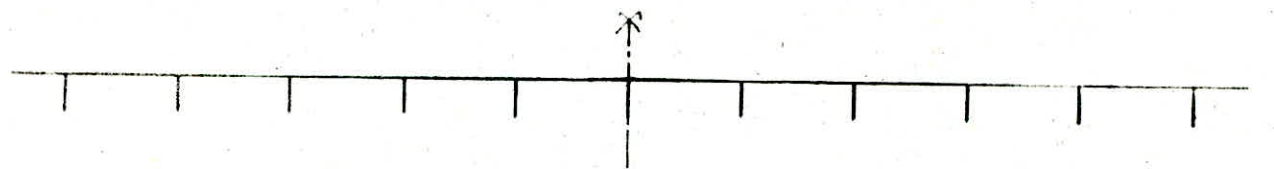
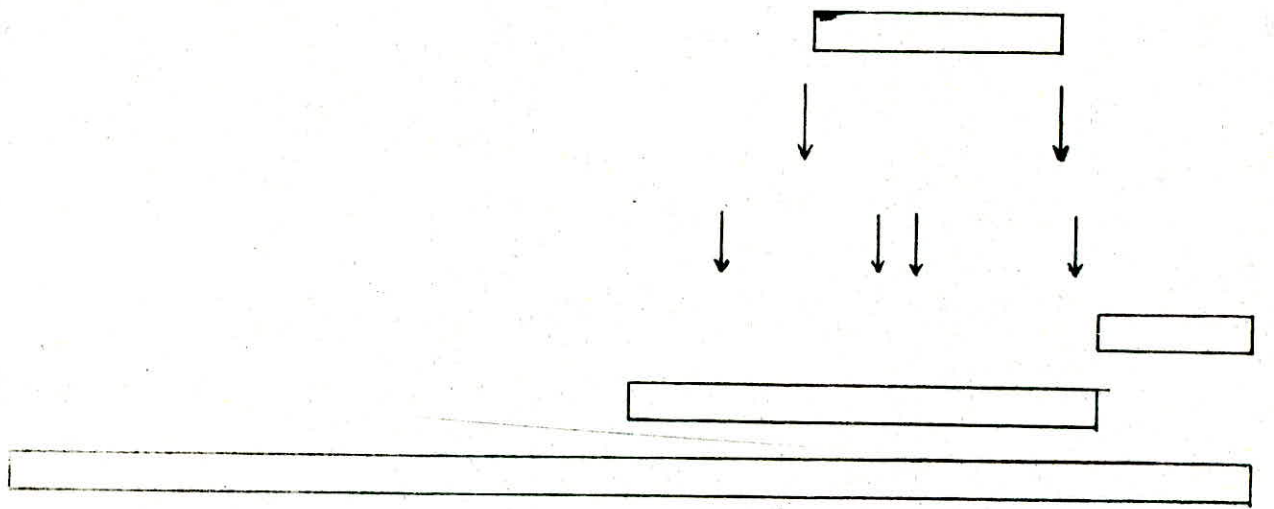
POUTRE P_8 ($\gamma = 2,88$)



LIGNE D'INFLUENCE DE K
POUTRE P_9 ($Y=4,32$)



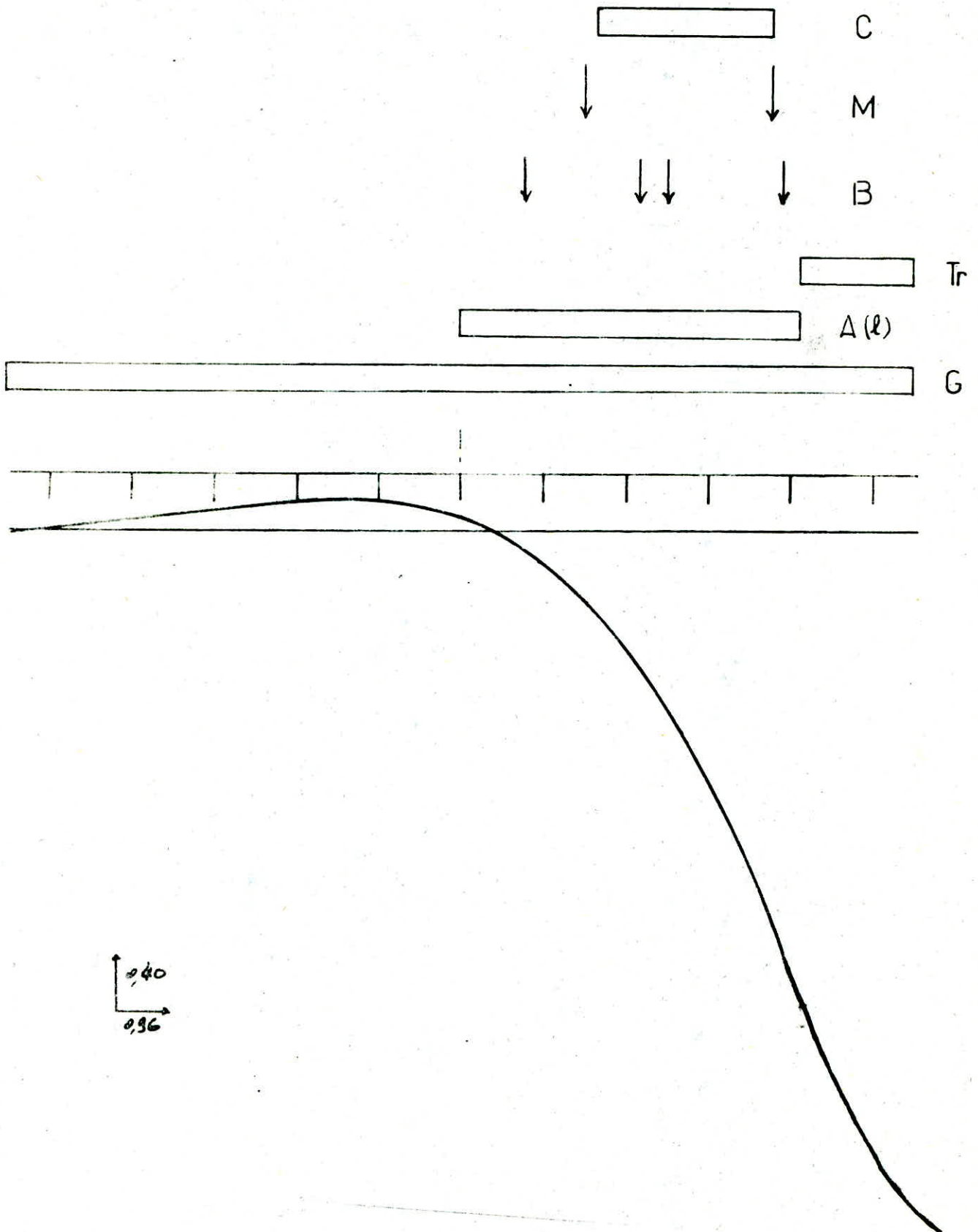
LIGNE D'INFLUENCE DE K
POUTRE P_{10} ($\gamma = 5,76$)



0,40
0,96

LIGNE D'INFLUENCE DE K

POUTRE P_{11} ($Y=7,20$)



valeurs des k_i^{\max} pour la charge permanente et les différentes surcharges prises dans leur disposition la plus défavorable

Poutre surcharge		P_6	P_7	P_8	P_9	P_{10}	P_{11}
G		1,01	0,97	0,99	0,99	0,97	0,98
A(1)	4 Voies	1,35	1,25	1,18	1,00	-	-
	3 Voies	1,49	1,54	1,48	1,36	1,13	-
	2 Voies	1,81	1,63	1,77	1,79	1,61	1,22
Trottoir		-	0,30	0,99	1,91	3,35	4,20
MC120		1,84	2,00	1,80	1,94	1,96	1,78
G0		2,04	1,97	2,01	1,67	1,98	1,48
BC	4 Convois	1,50	1,31	1,27	1,20	-	-
	3 Convois	1,67	1,61	1,58	1,53	1,28	-
	2 Convois	1,90	1,83	1,85	1,89	1,74	1,42

calcul des moments flechissants dans les poutres

$M_i = k_{xi} \frac{M_0}{n}$; M_i : moment revenant à la poutre i sous la sollicitation de la charge considérée

M_0 : moment total sollicitant la travée

k_{xi} : coefficient de repartition transversal pour la poutre i sous la charge considérée

n : nombre de poutre par travée

calcul des efforts tranchants dans les poutres

$T_i = k_{xi} \frac{T_0}{n}$; T_i : efforts tranchant revenant à la poutre i sous charge considérée

T_0 : effort tranchant total sollicitant la travée

tableaux des Moments fléchissants

P_6			0	$L/8$	$L/4$	$3L/8$	"5"	$L/2$
G		K_x						
		1,01	0	162	278	347	365	370
A(l)	4 voies	1,35	0	75	128	160	169	171
Trottoir		(-)	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Bc	4 convois	1,50	0	67	117	144	148	145
M _{C120}		1,84	0	60	103	129	136	138
C _D		2,04	0	106	181	226	238	241
COMBINAISON	G + 1,2 A(l)		0	252	432	539	568	575
	G + 1,2 Bc		0	242	418	520	543	544
	G + M _{C120}		0	222	381	476	501	508
	G + C _D		0	268	459	573	603	611

P_7			0	$L/8$	$L/4$	$3L/8$	"5"	$L/2$
G		K_x						
		0,97	0	155	267	333	351	355
A(l)	3 voies	1,54	0	77	132	164	173	175
Trottoir		0,30	0	0,4	0,7	0,9	1	1
Bc	3 convois	1,61	0	64,16	111,43	137,2	141	138
M _{C120}		2	0	65	112	140	148	150
C _D		1,97	0	102,44	174,5	218,40	230,8	233
COMBINAISON	G + 1,2 A(l)		0	248	426	530	569	565
	G + 1,2 Bc		0	232	401	497	520	521
	G + M _{C120}		0	220	379	473	499	505
	G + C _D		0	257,44	441,5	551,4	582	588

PB			0	1/8	1/4	3/8	"5"	1/2
		K _x						
		0,99	0	159	272	340	358	363
A(l)	3 Voies	1,48	0	74	126	158	166	169
Trottoir		0,99	0	1,4	2,4	3	3,2	3,2
Bc	3 Convois	1,58	0	63	109	135	138	136
M ₁₂₀		1,80	0	59	101	126	133	135
C ₀		2,01	0	104	179	223	235	238
COMBINAISON	G + 1,2 A(l)		0	248	423	530	557	566
	G + 1,2 Bc		0	235	403	502	524	526
	G + M ₁₂₀		0	218	373	466	491	498
	G + C ₀		0	263	451	563	593	601

P _g			0	1/8	1/4	3/8	"5"	1/2
		K _x						
		0,99	0	159	272	340	358	363
A(l)	3 Voies	1,36	0	68	116	145	153	153
Trottoir		1,91	0	2,7	4,7	5,9	6,2	6,3
Bc	3 Convois	1,53	0	61	106	130	134	132
M ₁₂₀		1,94	0	63	109	136	143	145
C ₀		1,67	0	86	149	185	195	198
COMBINAISON	G + 1,2 A(l)		0	244	417	521	549	557
	G + 1,2 Bc		0	235	405	503	526	529
	G + M ₁₂₀		0	222	381	476	501	508
	G + C ₀		0	245	421	525	553	561

P10			0	1/8	1/4	3/8	"5"	1/2
G		K _A		156	267	333	352	356
		097	0					
A(1)	2 Voies	161	0	59	102	127	135	136
Trottoir		335	0	5	8	10	11	11
Bc	2 ConVois	174	0	54	92	114	118	120
Mc120		196	0	64	110	138	144	146
CD		198	0	101	174	218	230	232
COMBINAISON	G + 1/2 A(1)		0	227	389	485	514	519
	G + 1/2 Bc		0	227	377	470	494	500
	G + Mc120		0	220	377	471	496	502
	G + CD		0	257	441	551	582	588

P11			0	1/8	1/4	3/8	"5"	1/2
G		K _A		156	270	336	354	360
		098	0					
A(1)	2 Voies	122	0	46	78	96	102	104
Trottoir		420	0	6	10	13	14	15
Bc	2 ConVois	142	0	43	76	93	96	97
Mc120		178	0	58	100	124	132	134
CD		148	0	76	132	164	175	177
COMBINAISON	G + 1/2 (Bc+Tr)		0	215	373	463	486	494
	G + 1/2 (A(1)+Tr)		0	218	376	467	493	503
	G + Mc120		0	214	370	460	486	494
	G + CD		0	232	402	500	529	537

tableaux des Efforts tranchants

P_6			0	4/8	4/4	3/8	4/2
G		K_a					
		1,01	47,74	35,81	23,87	12	0
A(1)	4 Voies	1,35	22,1	16,9	12,4	8,6	5,5
Trottoir		1,10	/	/	/	/	/
Bc	4 convois	1,50	21,9	18,3	14,8	11,2	7,4
Me120		1,84	17,8	15,3	12,8	10,4	7,9
Cd		2,04	31,2	25,6	20	14,5	8,9
COMBINAISON	G + 1,2 A(1)		74	56	39	22	7
	G + 1,2 Bc		74	58	42	25	9
	G + Me120		66	51	37	23	8
	G + Cd		79	62	44	27	9

P_7			0	4/8	4/4	3/8	4/2
G		K_a					
		0,97	46	34	23	12	0
A(1)	3 Voies	1,54	22,6	17,3	12,7	8,8	5,7
Trottoir		0,30	0,13	0,10	0,07	0,05	0,03
Bc	3 convois	1,61	20,9	17,5	14,1	10,7	7,0
Me120		2	19,3	16,6	14,0	11,3	8,6
Cd		1,97	30	25	19	14	9
COMBINAISON	G + 1,2 A(1)		73	55	38	23	7
	G + 1,2 Bc		71	55	40	25	8
	G + Me120		65	51	37	23	9
	G + Cd		76	59	42	26	9

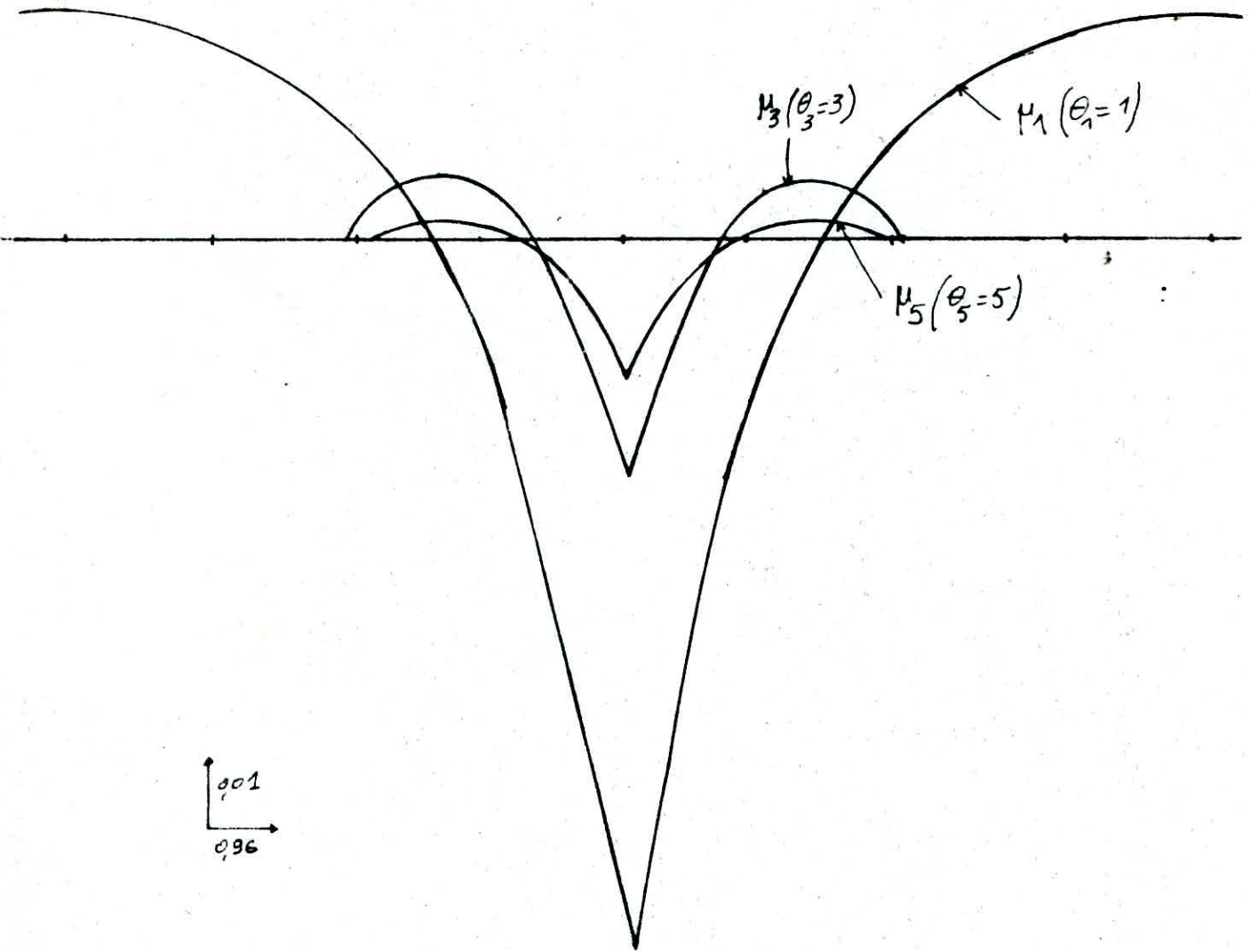
Pg			0	48	44	34/8	42
G		Ka					
		0,99	47	35	24	12	0
A(1)	3 Voies	1,48	21,8	16,6	12,2	8,5	5,4
Trottoir		0,99	0,42	0,32	0,24	0,16	0,10
BC	3 convois	1,58	20,5	17,2	13,9	10,5	6,9
MCI20		1,80	17,4	15,0	12,6	10,2	7,7
Cd		2,01	30,7	25	20	14	9
COMBINAISON	G + 1,2 A(1)		73	55	39	22	6
	G + 1,2 BC		72	56	41	25	8
	G + MCI20		65	50	37	22	8
	G + Cd		77,7	60	44	26	9

Pg			0	48	44	34/8	42
G		Ka					
		0,99	47	35	24	12	0
A(1)	3 Voies	1,36	20	15,3	11,2	7,8	5
Trottoir		1,91	0,81	0,62	0,45	0,32	0,20
BC	3 convois	1,53	19,8	16,6	13,4	10,2	6,7
MCI20		1,94	18,7	16,1	13,5	10,9	8,3
Cd		1,67	26	21	16	12	7
COMBINAISON	G + 1,2 A(1)		71	53	37	21	6
	G + 1,2 BC		71	55	40	24	8
	G + MCI20		66	51	38	23	9
	G + Cd		73	56	40	24	7

P_{10}			0	$L/8$	$L/4$	$3L/8$	$L/2$
		K					
G		0,97	46	34	23	12	0
A(L)	2 convois	1,61	24	18	10	7	4,3
Trottoir		3,35	1	1	0,8	0,5	0,4
B_c	2 convois	1,74	17	15	12	10	6
M_{c120}		1,96	19	16	14	11	8
C_D		1,98	30	24	20	14	8
COMBINAISON	$G + 1,2 A(L)$		76	57	36	21	6
	$G + 1,2 B_c$		68	53	38	25	8
	$G + M_{c120}$		65	50	37	23	8
	$G + C_D$		76	58	43	26	8

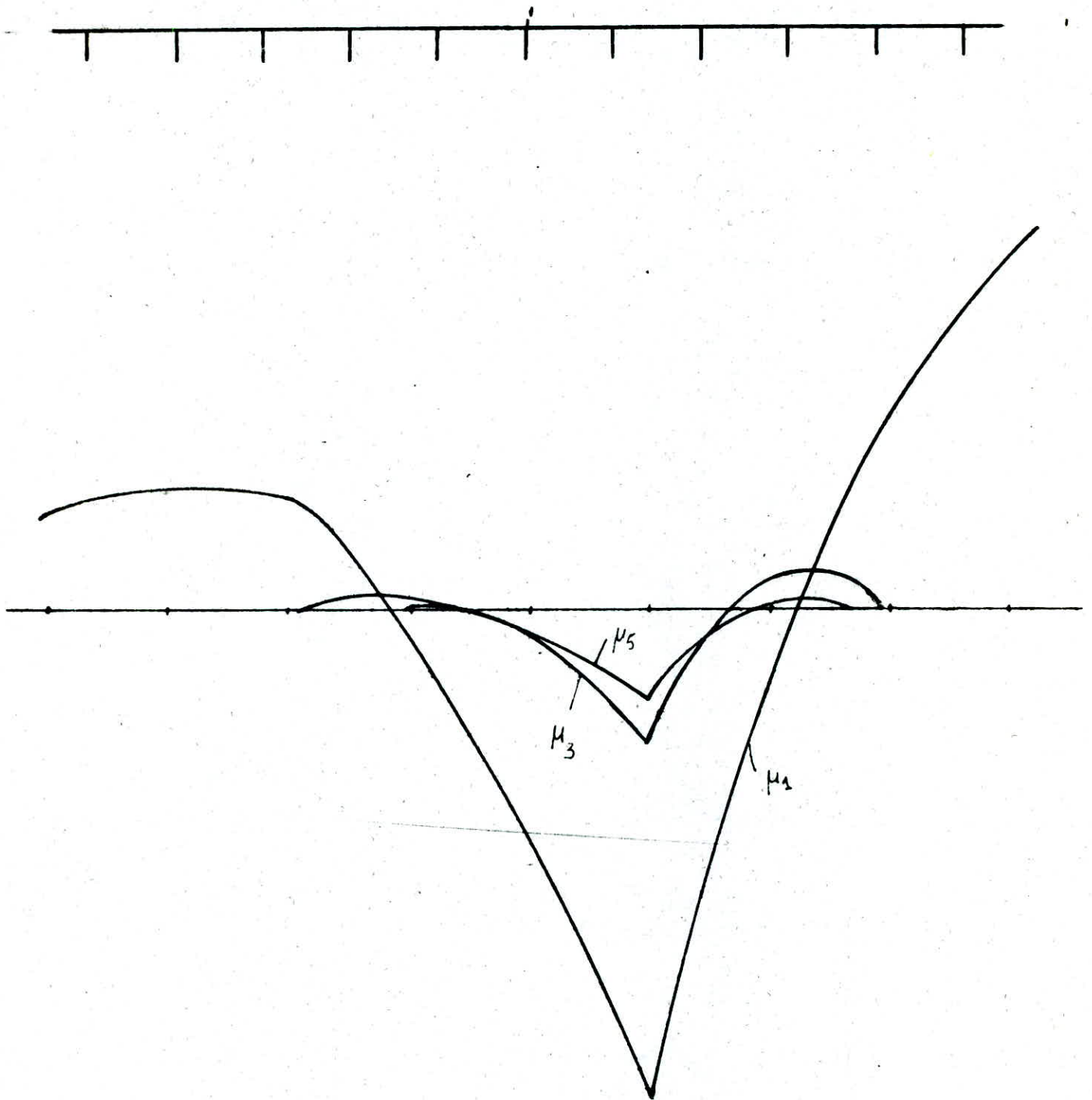
P_{11}			0	$L/8$	$L/4$	$3L/8$	$L/2$
		K					
G		0,98	47	35	24	12	0
A(L)	2 voies	1,22	14	10	8	6	2
Trottoir		4,20	2	1,4	1	0,7	0,4
B_c	2 convois	1,42	14	12	10	8	5
M_{c120}		1,78	17	15	12	10	8
C_D		1,48	24	18	14	11	7
COMBINAISON	$G + 1,2 A(L)$		66	49	35	20	3
	$G + 1,2 B_c$		66	51	37	22	6
	$G + M_{c120}$		64	50	36	22	8
	$G + C_D$		71	53	38	23	7

LIGNE D'INFLUECE DE $\mu_{\alpha m} (m=1,3,5)$
 $P_6(\gamma=0)$



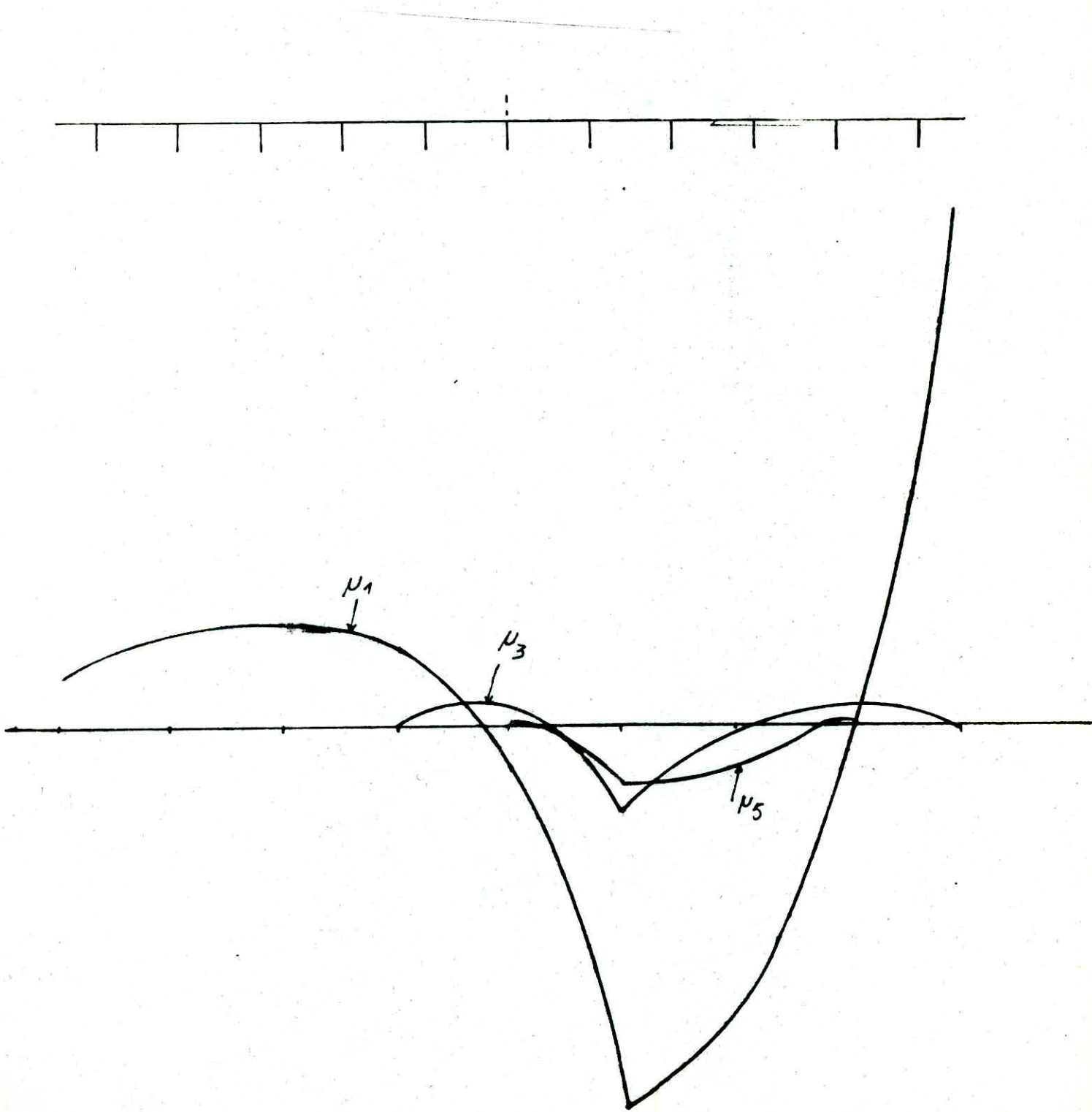
LIGNE D'INFLUENCE DE μ_{dm} ($m=1,3,5$)

$\frac{P}{7}$ ($\gamma=1,44$)



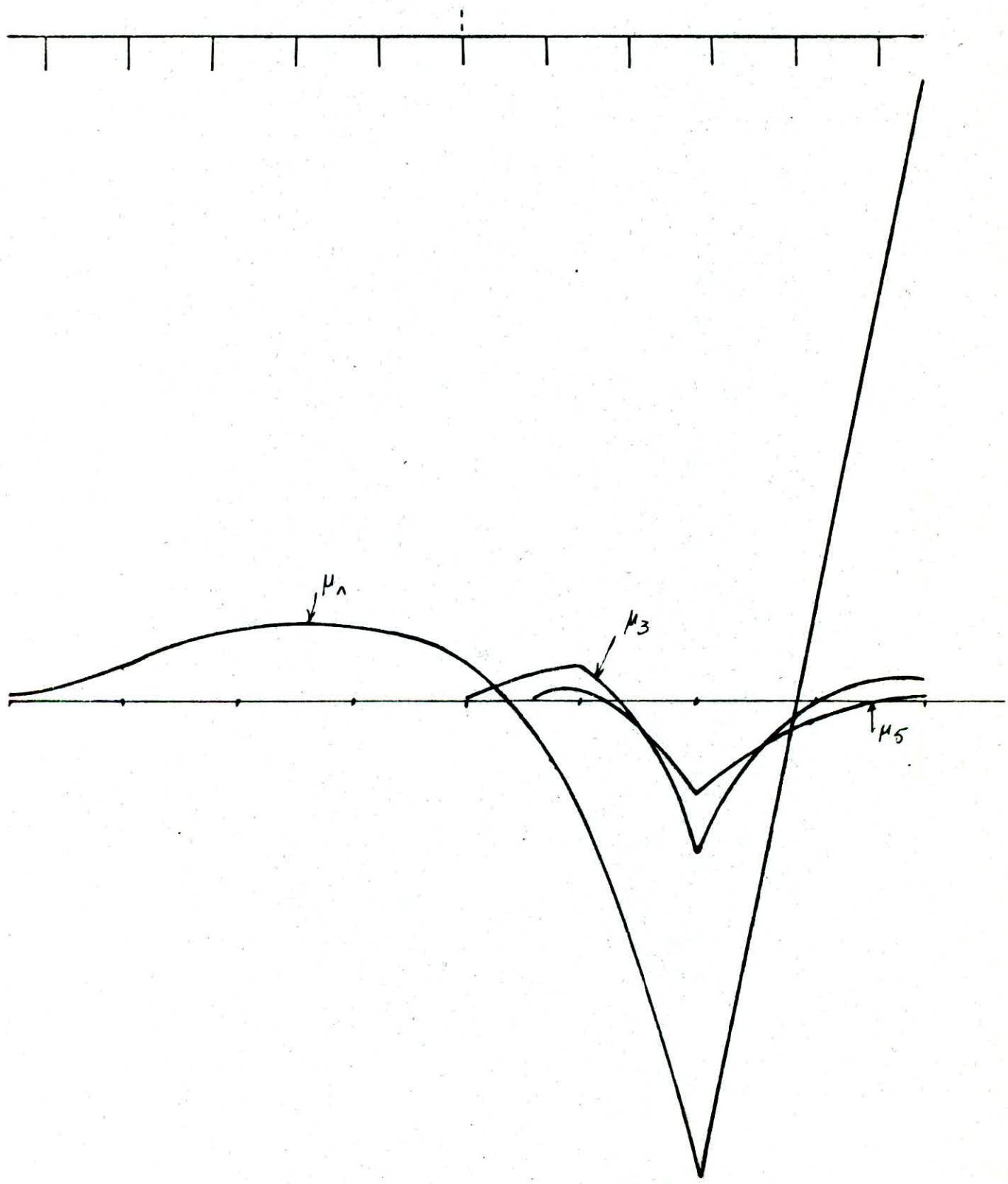
LIGNE D'INFLUENCE DE μ_{dm} ($m=1,3,5$)

P_8 ($\gamma=2,88m$)



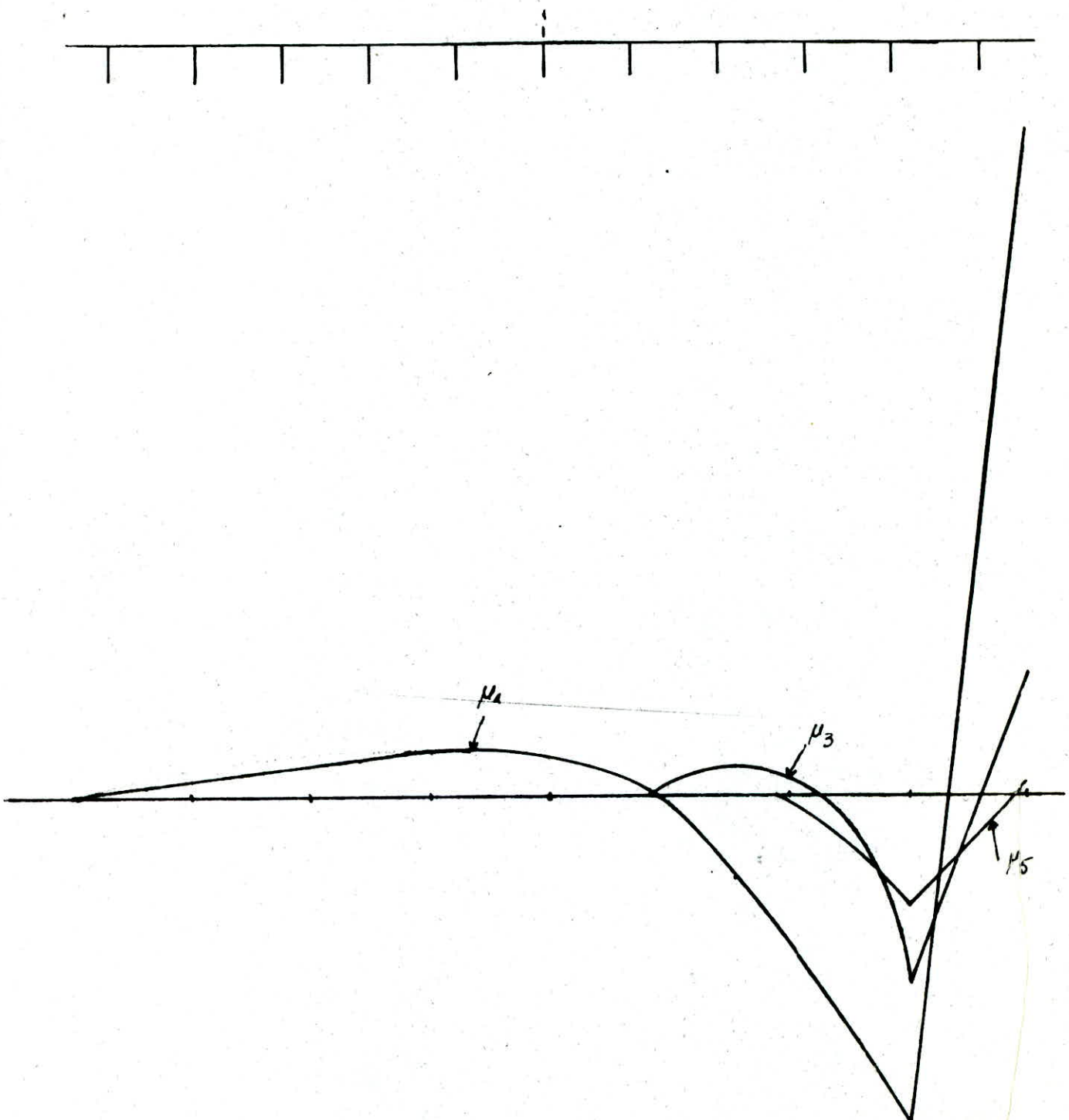
LIGNE D'INFLUENCE DE $\mu_{xm} (1,3,5)$

$P_9 (\gamma = 4,32)$



LIGNE D'INFLUENCE DE $\mu_{\alpha m} (m=1,3,5)$

$P_{10} (\gamma=5,76)$



LIGNE D'INFLUENCE DE $\mu_{\alpha m}$ ($m = 1, 3, 5$)

P_{11} ($\gamma = 7,20 m$)

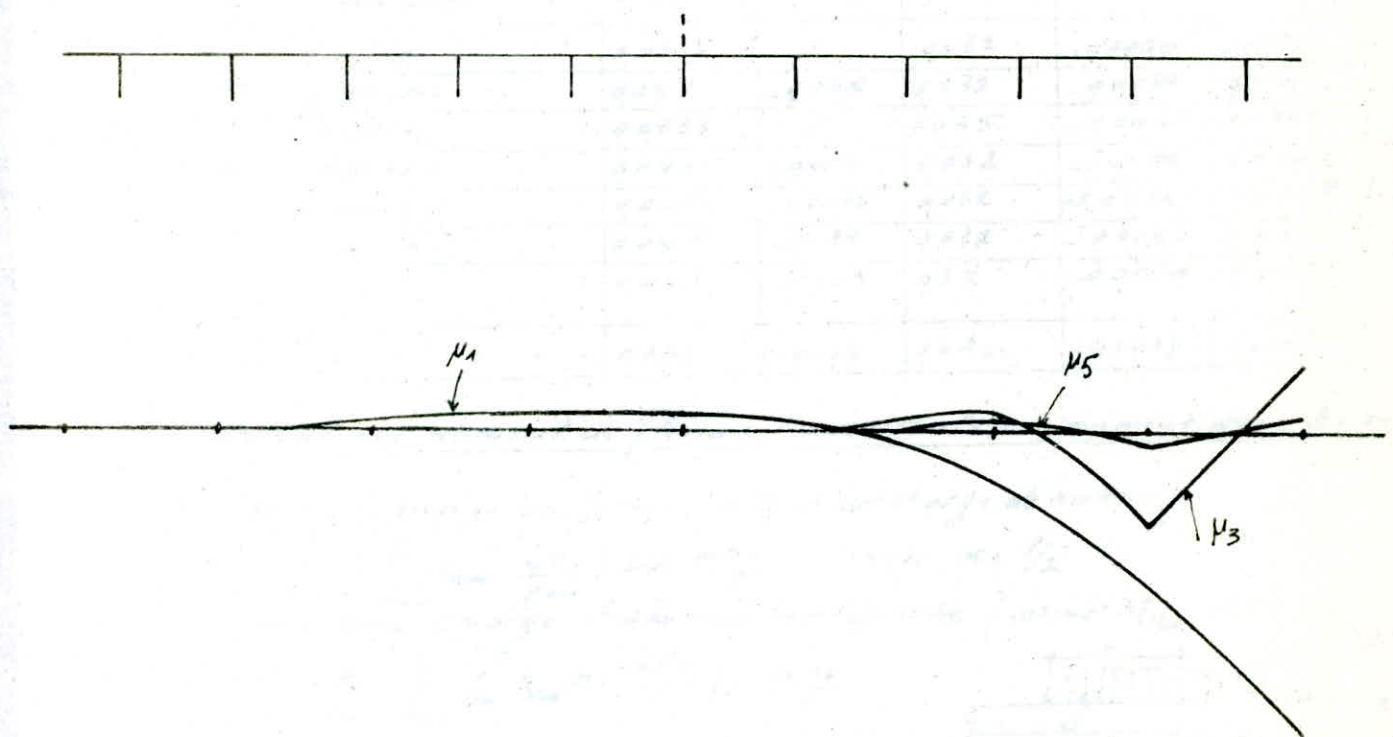


Tableau des valeurs des coefficients μ_{nm} ($m=1,3,5$) les plus défavorables pour chaque surcharge

		μ_{n1}		μ_{n3}		μ_{n5}	
		μ_{n1}^+	μ_{n1}^-	μ_{n3}^+	μ_{n3}^-	μ_{n5}^+	μ_{n5}^-
trottoir	1 trottoir chargée	/	-0,0965	/	-0,005	/	-0,0015
	2 trottoirs chargés	/	-0,0425	/	-0,005	/	-0,0015
A(e)	1 voie chargée	0,055	-0,042	0,0111	-0,0017	0,0066	-0,00014
	2 voies - "	0,0367	-0,0486	0,0058	-0,029	0,0044	-0,00069
	3 voies	0,0244	-0,053	0,0039	-0,0019	0,0029	-0,00046
	4 voies	0,0183	-0,0107	0,0035	-0,00146	0,0024	-0,00035
B _r	1 roue isolée	0,106	/	0,035	/	0,021	/
B _t	1 convoi	0,0635	/	0,032	-0,0030	0,0095	-0,002
	2 convois	0,057	-0,015	0,032	-0,0070	0,011	-0,002
B _c	1 convoi	0,0665	/	0,035	-0,0050	0,0165	-0,0075
	2 convois	0,0445	-0,007	0,032	-0,0065	0,0165	-0,0065
	3 convois	0,047	-0,0235	0,032	-0,0066	0,0165	-0,0054
	4 convois	0,047	-0,021	0,032	-0,0066	0,0165	-0,0054
M ₁₂₀		0,049	-0,001	0,32	-0,0050	0,019	-0,0045
CD		0,060	-0,005	0,0444	-0,0017	0,0039	-0,0011

Calcul du moment de flexion transversale ou moment dans les entretoises

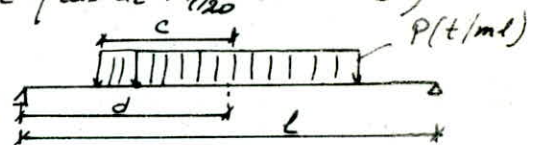
- Pour une charge uniforme (A(e) et surcharge de trottoir):

$$M = \sum_{m=1}^5 \mu_{nm} \frac{4P}{\pi m} b \sin \frac{m\pi x}{l} \quad \text{avec } x = \frac{l}{2}$$

- Pour une charge linéairement répartie (cas de M₁₂₀ et de CD)

$$M = \frac{4Pb}{\pi} \sum_{m=1}^5 \frac{1}{m} \mu_{nm} \sin \frac{m\pi c}{l} \sin \frac{m\pi x}{l}$$

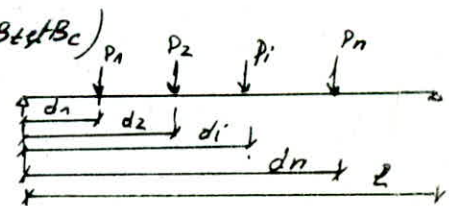
avec $d = \frac{l}{2}$ et $x = \frac{l}{2}$



- Pour un système de charges concentrées (B_r, B_t et B_c)

$$M = \frac{2b}{l} \sum_{m=1}^5 \sum_{i=1}^n P_i \mu_{nm} \sin \frac{m\pi d_i}{l} \sin \frac{m\pi x}{l}$$

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



On regroupe les valeurs des moments de flexion transversale pour les différentes surcharges dans le tableau suivant:

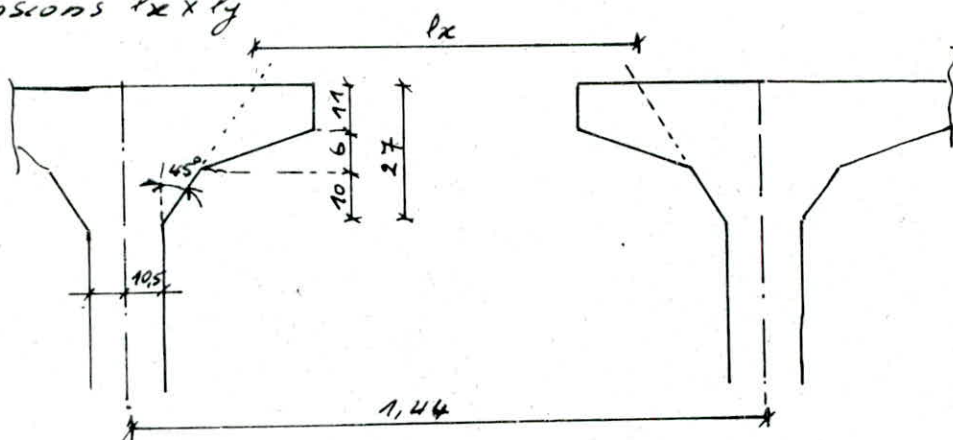
	trottoir		A(e)				B _c				B _t		B _r	M ₁₂₀	CD
	1 trot	2 trot	1v	2 Voies	3 Voies	4v	1 Co	2	3	4	1	2			
M ⁺ (tm/ml)	/	/	1,54	2,08	2,076	2,06	0,811	1,24	1,69	2,25	0,85	1,62	0,828	4,95	6,4
M ⁻ (tm/ml)	0,029	-0,058	-1,21	-2,28	-4,5	-7,2	-0,015	-0,08	-0,87	-1,02	-0,020	-0,40	/	-0,46	-0,52

III - ETUDE DU PLATELAGE

La dalle qui constitue le platelage de notre pont est en béton armé, coulé sur place elle sera ferraiillée pour pouvoir reprendre les efforts provenant de la flexion locale et la flexion transversale.

10) Calcul des efforts dus à la flexion locale

La dalle est assimilée à un assemblage de panneaux rectangulaire de dimensions $l_x \times l_y$



$$l_x = 144 - 2(10,5 + 27) = 69 \text{ cm}$$

$$l_y = 31 - 0,5 = 3050 \text{ cm}$$

$$S = \frac{l_x}{l_y} = \frac{69}{3050} = 0,0226 < 0,4 \Rightarrow \text{dalle appuyée simplement sur 2 cotes (suivant } l_x)$$

La détermination des efforts se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD

1.1 sous charges permanentes

Nous prenons au milieu de l_x une bande de 1m de largeur suivant l_y - le calcul

se fait alors comme une poutre de 1m de largeur et de portée $l_x = 69 \text{ cm}$

- Poids propre de la dalle	$2,5 \times 20 \times 1 = 0,5 \text{ t/ml}$
- Poids propre de revêtement	$2,2 \times 908 \times 1 = 0,176 \text{ t/ml}$
	$q = 0,676 \text{ t/ml}$

$$\times \text{Moment fléchissant} \\ \text{suivant } l_x : M_{0x} = \frac{q l_x^2}{8} = \frac{676 \times (0,69)^2}{8} = 40,23 \text{ kg.m}$$

$$\text{en travée} : M_{tx} = 0,8 M_{0x} = 32,18 \text{ kg.m}$$

$$\text{sur appui} : M_{ax} = 0,5 M_{0x} = 20,12 \text{ kg.m}$$

$$\text{suivant } l_y : \text{on prend forfaitairement } M_{0y} = \frac{1}{4} M_{0x} = 10,06 \text{ kg.m}$$

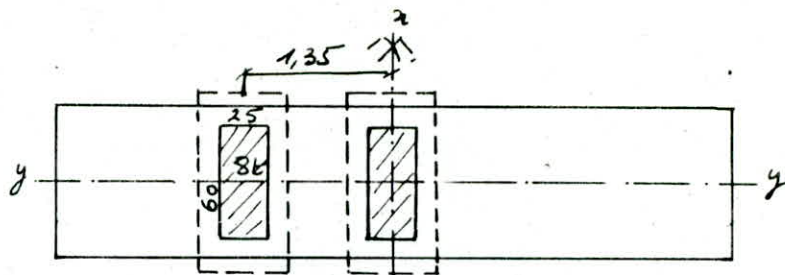
$$\text{en travée} : M_{ty} = \frac{1}{4} M_{tx} = 8,04 \text{ kg.m}$$

$$\text{sur appui } M_{ay} = M_{ax} = 20,12 \text{ kg.m}$$

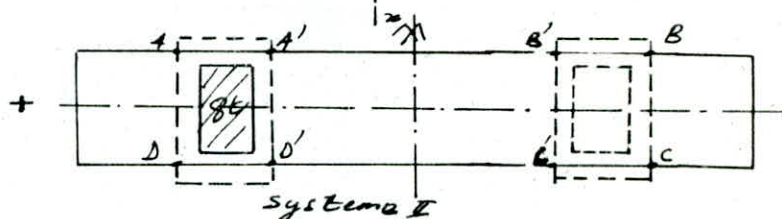
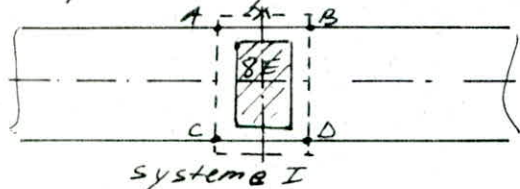
b/ sous la surcharge B_t

* Moment fléchissant

Disposition défavorable:



ce système est équivalent à:



pour système I : $U = 60 + 1,5 \times 8 + 20 = 92 \text{ cm}$
 $V = 25 + 1,5 \times 8 + 20 = 57 \text{ cm} \Rightarrow p = \frac{P}{UV} = \frac{8}{0,92 \times 0,57} = 15,26 \text{ t/m}^2$

surface ABCD : $U' = 69 \text{ cm}$; $V' = 57 \text{ cm}$ $P = p U' V' = 6 \text{ t}$

$S=0 \begin{cases} U'/x = 1 \\ V'/x = 0,83 \end{cases} \Rightarrow \begin{matrix} M_1 = 0,082 \\ M_2 = 0,027 \end{matrix} \Rightarrow \begin{matrix} M_{x1} = 0,516 \text{ tm} \\ M_{y1} = 0,236 \text{ tm} \end{matrix}$

pour système II

surface ABCD : $U' = 69 \text{ cm}$, $V' = 327 \text{ cm}$ $P = 34,43 \text{ t}$

$S=0 \begin{cases} U'/x = 1 \\ V'/x = 4,7 \end{cases} \Rightarrow \begin{matrix} M_1 = 0,040 \\ M_2 = 0,0009 \end{matrix} \Rightarrow \begin{matrix} M_{x1} = 1,382 \text{ tm} \\ M_{y1} = 0,237 \text{ tm} \end{matrix}$

surface A'B'C'D' : $U' = 69 \text{ cm}$, $V' = 213 \text{ cm}$ $P = 22,43 \text{ t}$

$S=0 \begin{cases} U'/x = 1 \\ V'/x = 3,08 \end{cases} \Rightarrow \begin{matrix} M_1 = 0,040 \\ M_2 = 0,0009 \end{matrix} \Rightarrow \begin{matrix} M_{x2} = 0,90 \text{ tm} \\ M_{y2} = 0,155 \text{ tm} \end{matrix}$

d'où $M_{IIx} = \frac{1}{2} (M_{x1} - M_{x2}) = 0,241 \text{ tm}$

$M_{IIy} = \frac{1}{2} (M_{y1} - M_{y2}) = 0,041 \text{ tm}$

les moments dus à la surcharge B_t sont alors : $M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0,516 + 0,241 = 0,757 \text{ tm}$

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0,236 + 0,041 = 0,277 \text{ tm}$

Effort tranchant

Disposition défavorable est la même disposition précédente

système I : l'effort tranchant se calcule de la même manière que Br

on trouve $T_{u1} = 3,078 \text{ t/ml}$; $T_{v1} = 2,90 \text{ t/ml}$

système II :

surface ABCD : $U'_1 = 69 \text{ cm}$; $V'_1 = 327 \text{ cm}$ $P_1 = 34,43 \text{ t}$

$U' < V' \rightarrow T_{u1} = \frac{P_1}{3V'_1} = \frac{34,43}{3 \times 327} = 3,57 \text{ t/ml}$; $T_{v1} = \frac{P_1}{2U'_1 + V'_1} = 4,762 \text{ t/ml}$

surface A'B'C'D' : $U'_2 = 69 \text{ cm}$; $V'_2 = 213 \text{ cm}$ $P_2 = 22,43 \text{ t}$

$$u_2' < v_2' \Rightarrow T_{u_2}^* = 3,51 \text{ t/ml} ; T_{v_2}^* = 4,531 \text{ t/ml}$$

pour le système II: $T_{u_2}' = 1/2(T_{u_2}^* - T_{v_2}^*) = 0$; $T_{v_2}' = 1/2(T_{u_2}^* + T_{v_2}^*) = 0,1153 \text{ t/ml}$

système I + II $\Rightarrow T_{u_1}' = T_{u_1} + T_{u_2}' = 3,078 \text{ t/ml}$; $T_{v_1}' = T_{v_1} + T_{v_2}' = 3,015 \text{ t/ml}$

finallement, les efforts tranchants engendrés par la surcharge B_c sont:

$$T_x = 1,25 T_{v_1}' = 3,769 \text{ t/ml} ; T_y = 1,25 T_{u_1}' = 3,848 \text{ t/ml}$$

c/ surcharge B_c

* Moment fléchissant

Disposition défavorable

$$u = 25 + 20 + 1,5 \times 8 = 57 \text{ cm}$$

$$v = 25 + 20 + 1,5 \times 8 = 57 \text{ cm}$$

$$p = \frac{p}{uv} = \frac{6}{(0,57)^2} = 18,47 \text{ t/m}^2$$

$$- \frac{u}{2} = \frac{57}{2} = 28,5 \text{ cm} > 25 \text{ cm}, \text{ il y a interférence suivant } l_x$$

$$- \frac{v}{2} = 28,5 \text{ cm} < 75 \text{ cm} \text{ pas d'interférence suivant } l_y$$

la largeur d'interférence suivant l_x est $\Delta = 7 \text{ cm}$

soient: M_{1x} et M_{1y} les moments fléchissants en considérant l'aire AA_1, D_1, D

M_{2x} et M_{2y} les moments fléchissants en considérant l'aire BB_1, C_1, C

M_{3x} et M_{3y} les moments fléchissants en considérant l'aire EE_1, H_1, H

M_{4x} et M_{4y} les moments fléchissants en considérant l'aire FF_1, G_1, G

$$M_{1x} = M_{1x} - M_{2x} + M_{3x} - M_{4x} = 0,257 \text{ t/ml}$$

$$M_{1y} = M_{1y} - M_{2y} + M_{3y} - M_{4y} = -0,1084 \text{ t/ml}$$

En tenant compte des effets des autres roues le calcul nous donne

$$M_x = 1,3 \text{ t m}$$

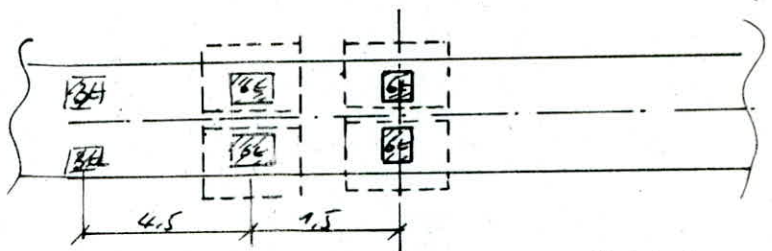
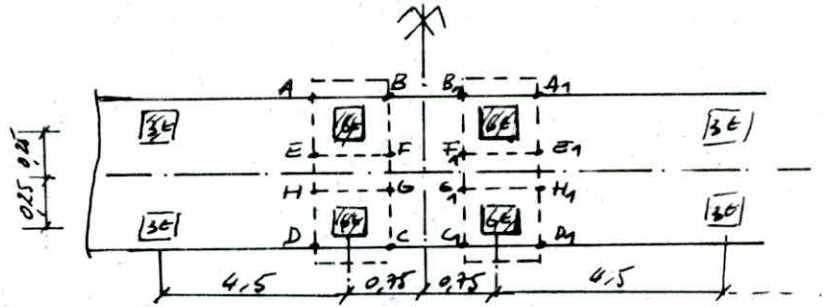
$$M_y = 0,06 \text{ t m}$$

* Effort tranchant

Disposition défavorable

le calcul se fait de la

même manière que la surcharge B_c , mais seulement en tenant compte du phénomène d'interférence. le calcul nous donne:



Au milieu de l_y : $T_x = 5,2 \text{ t/ml}$

Au milieu de l_x : $T_y = 5,3 \text{ t/ml}$

d/ surcharge militaire Mc120

Disposition défavorable:

$$u = 100 + 8 \times 15 + 20 = 132 \text{ cm}$$

$$v = 610 + 8 \times 15 + 20 = 642 \text{ cm}$$

$$p = \frac{55}{132 \times 642} = 6,49 \text{ t/m}^2$$

* Moment fléchissant

sur face ABCD $u' = 69 \text{ cm}$, $v' = 642 \text{ cm} \Rightarrow P = 6,49 \times 0,69 \times 6,42 = 28,75 \text{ t}$

$$f=0 \begin{cases} u'/l_x = 1 \\ v'/l_y = 9,3 \end{cases} \Rightarrow \begin{matrix} M_1 = 0,040 \\ M_2 = 0,0009 \end{matrix}$$

$$M_x = (M_1 + 0,15 M_2) P = 1,154 \text{ t m/ml}; \quad M_y = (M_2 + 0,15 M_1) P = 0,198 \text{ t m/ml}$$

* Effort tranchant

$$u' < v' \Rightarrow T_u = \frac{P}{3v'} = 1,493 \text{ t/ml}; \quad T_v = \frac{P}{2v' + u'} = 2,125 \text{ t/ml}$$

Au milieu de l_y : $T_x = 1,25 T_u = 1,866 \text{ t/ml}$

Au milieu de l_x : $T_y = 1,25 T_v = 2,656 \text{ t/ml}$

e/ surcharge exceptionnelle (Convoi D)

c'est une surcharge de 240t dont la surface d'impact est de 3,20m x 18,6m

le procédé de calcul est le même que pour la surcharge Mc120

Nous trouvons: $M_x = 1,887 \text{ t m}$; $M_y = 0,324 \text{ t m}$

$$T_x = 1,035 \text{ t/ml}; \quad T_y = 1,53 \text{ t/ml}$$

f/ surcharge A(l)

c'est une surcharge uniformément répartie. Le procédé de calcul est identique à celui de la charge permanente. Nous considérons

les 4 voies chargées: $A(l) = 1067,21 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow q_A = 1067,21 \times 1\text{m} = 1067,21 \text{ kg/ml}$

* Moment fléchissant $M_x = \frac{q l_x^2}{8} = \frac{1067,21 \times (0,69)^2}{8} = 63,51 \text{ kg m}$

$$M_y = \frac{1}{4} M_x = 15,88 \text{ kg m}$$

Effort tranchant

$$\text{Au milieu de } L_x : T_y = q_A \frac{l_x}{3} = 1067,21 \times \frac{0,69}{3} = 0,245 \text{ t/ml}$$

$$\text{Au milieu de } l_y : T_x = q_A \frac{l_n \cdot l_y}{2l_y + l_x} = 0,364 \text{ t/ml}$$

2°) Coefficient de majoration dynamique

Les efforts dus aux surcharges B et militaires seront majorés par le coefficient de majoration dynamique δ défini comme suit :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{P}{S}} \quad \text{avec:}$$

$$* L = \min(l_n, l) \quad l: \text{portée des poutres principales } (l = 31 \text{ m})$$

$$l_n = \max(l_n, l_p) ; l_n = 13,85 \text{ (largeur routable)}$$

$$l_p: \text{entre axe de 2 poutres principales de rive } l_p = 14,4 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L = \min(14,4 ; 31) = 14,4 \text{ m}$$

* P = poids total du tablier, à l'exception des poutres principales et entretoise,

compris dans la surface L par la largeur total du pont

$$\text{Garde corps} \text{ --- } 2 \times 0,1 \times 14,4 = 2,88 \text{ t}$$

$$\text{Entretoise + corniches} \text{ --- } \text{---} \text{---} = 45,45 \text{ t}$$

$$\text{Revêtement + chape} \text{ --- } \text{---} \text{---} = 35,1 \text{ t}$$

$$\text{Hourdis} \text{ --- } \text{---} \text{---} = 125,1 \text{ t}$$

$$\text{Pré-dalle} \text{ --- } \text{---} \text{---} = 8,865 \text{ t}$$

$$\text{Glissière} \text{ --- } \text{---} \text{---} = 1,728 \text{ t}$$

$$P = 220 \text{ t}$$

* S = surcharge totale que l'on peut disposer sur la distance L

$$\text{Cas de } B_c: \text{ on peut disposer 4 convois } (b_c = 0,8) \quad S = 0,8 \times 4 \times 30 = 192 \text{ t}$$

$$\text{Cas de } B_e: \text{ on peut disposer 2 tendems } (b_e = 1) \quad S = 1 \times 2 \times 32 = 64 \text{ t}$$

Tableau donnant les valeurs de δ

Surcharge	B_r	B_c	B_e	M_{C120}
S (t)	10	192	64	110
δ	1,11	1,21	1,14	1,17

le panneau étant supposé semi-encasté et $\beta = \frac{I_x}{I_y} < 0,4$ nous prenons

- suivant l_x :

$$M_{tx} = 0,8 M_{0x} \quad , \quad M_{ax} = 0,5 M_{0x} \quad \text{sous les surcharges uniformément réparties}$$

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} \quad ; \quad M_{ax} = 0,5 M_{0x} \quad \text{sous les surcharges localisées}$$

- suivant l_y :

$$M_{ty} = \frac{1}{4} M_{0y} \quad , \quad M_{ay} = M_{0y}$$

Nous regroupons les valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants pour les différentes surcharges (ces valeurs ont été déjà multipliées par le coefficient de majoration dynamique δ) dans le tableau suivant

	G	Bc	Bt	Br	A(l)	Muro	Co
M_{tx} (tm/ml)	0,0322	1,18	0,650	0,522	0,0508	1,093	1,51
M_{ax} (tm/ml)	0,0201	0,787	0,43	0,348	0,032	0,675	0,944
M_{ty} (tm/ml)	0,008	0,295	0,163	0,13	0,0127	0,253	0,38
M_{ay} (tm/ml)	0,0201	0,787	0,43	0,348	0,032	0,675	0,144
T_x (t/ml)	0,2306	6,29	4,39	5,2	0,245	2,18	1,036
T_y (t/ml)	0,1555	6,41	4,30	5,03	0,064	3,108	1,53

3°/solllicitations maximales

moment fléchissant :

- surcharge civil : $G + 1,25 S$ (G: moment dû au poids propre
S: somme des moments de flexion locale et transversale)
- surcharge militaire et exceptionnel

$G + S$

suivant l_x : c'est le convoi D qui est le plus défavorable

flexion locale : $M_{tx} = 0,0322$ tm/ml , $M_{ax} = 0,0201$ tm/ml sous G

$$M_{tx} = 1,51$$
 tm/ml ; $M_{ax} = 0,944$ tm/ml sous Co

$$\Rightarrow M_{tx} = 0,0322 + 1,52 = 1,5422$$
 tm/ml ; $M_{ax} = 0,0201 + 0,944 = 0,964$ tm/ml

flexion transversale : $M_{ty} = 6,4$ tm/ml $M_{ay} = 0$

$$\text{moments résultants} \quad M_{tx} = 1,5422 + 6,4 = 7,94$$
 tm/ml $M_{ay} = 0,964$ tm/ml

suivant l_y : (flexion locale uniquement) : Co défavorable

$$M_{ty} = 0,008 + 0,38 = 0,388$$
 tm/ml ; $M_{ay} = 0,964$ tm/ml

Efforts tranchants : la combinaison la plus défavorable est occasionnée par Bc

$$T_x = T_{x_0} + 1,2 T_{x_{bc}} = 7,78 \text{ t/ml} \quad ; \quad T_y = T_{y_0} + 1,2 T_{y_{bc}} = 7,85 \text{ t/ml}$$

4/ ferraillage:

suivant T_x :

Armature Inférieures: $M_{lx} = 7,94 \text{ tm/ml}$

Acier T16 H.A enrobage $e = 1 \text{ cm}$

$$h_x = h_t - e - \frac{\phi}{2} = 20 - 1 - \frac{1,6}{2} = 18,2 \text{ cm}$$

$$h_y = h_x - \phi = 18,2 - 1,6 = 16,6 \text{ cm}$$

Nous utilisons la méthode de CHARON

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \times b \times h^2} = \frac{15 \times 7,94 \times 10^5}{2800 \times 100 \times (18,2)^2} = 0,1284 \rightarrow k = 20,97 \quad \epsilon = 0,8690$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{7,94 \times 10^5}{2800 \times 18,2 \times 0,8690} = 18,1 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 9T16/\text{ml} \quad (A = 18,15 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{2,1} = 133 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_b = 180 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{espacées de } 12,5 \text{ cm}$$

Condition de non fissuration

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad , \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} \quad (\text{en bars})$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{8f} = \frac{18,10}{100 \times 18 \times 2} = 0,0503 \quad k = 10^6 \quad \eta = 1,6 \quad \bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ bars}$$

on trouve $\sigma_1 = 3347 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_2 = 2078 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \bar{\sigma}_a ; \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} \right\} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures Supérieures: $M_{ax} = 0,964 \text{ tm/ml}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,01560 \Rightarrow k = 75,30 \quad \epsilon = 0,9447$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 2,002 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 9T10 \quad (A = 7,07 \text{ cm}^2/\text{ml}) \text{ espacé de } 12,5 \text{ cm}$$

La condition de fissuration nous a donné une section de $2,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ($7,07 \text{ cm}^2$)

Nous retenons $A = 9T10/\text{ml}$

Suivant T_y :

Armatures inférieures: $M_{ly} = 0,388 \text{ tm/ml}$

La section d'armature trouvée est très faible. Par conséquent, nous prenons

$$A_{ly} = \frac{1}{4} A_{lx} = \frac{1}{4} \times 18,15 = 4,525 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 5T12/\text{ml} \text{ espacées de } 20 \text{ cm}$$

Armatures supérieures: $M_{ay} = M_{ax} = 0,964 \text{ tm/ml}$

Nous prenons $A_{ay} = A_{ax} = 2,002 \text{ cm}^2$ soit $6T10/\text{ml}$ $e = 20 \text{ cm}$

5/ Vérifications

a/ Vérification au cisaillement: $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,8 \text{ kg/cm}^2$

suivant t_x : $T_x = 7,78 \text{ t/ml}$

$b = 100 \text{ cm}$

$z = \frac{7}{8} h_x = 16 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \tau_b = \frac{7,78 \times 10^3}{100 \times 16} = 4,885 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

suivant t_y : $T_y = 7,85 \text{ t/ml} \Rightarrow \tau_b = \frac{T_y}{b \times \frac{7}{8} h_y} = 5,404 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$

b/ Vérification au poinçonnement

pour les charges localisées, la vérification au non poinçonnement est nécessaire.

$$\text{Condition de non poinçonnement: } \frac{1,5P}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b = 9 \text{ kg/cm}^2$$

P = valeur de la charge localisée.

h_t : épaisseur de la dalle

P_c : Périmètre du contour de diffusion sur le plan moyen de la dalle

- cas de B_1 : $P = 10 \text{ t}$ $P_c = 2(92 + 62) = 308 \text{ cm} \rightarrow \frac{1,5P}{P_c \cdot h_t} = 2,44 \text{ kg/cm}^2 < 9 \text{ kg/cm}^2$

- cas de B_2 : $P = 8 \text{ t}$ $P_c = 2(92 + 57) = 298 \text{ cm} \rightarrow \frac{1,5P}{P_c \cdot h_t} = 2,01 \text{ kg/cm}^2 < 9 \text{ kg/cm}^2$

- cas de B_3 : $P = 6 \text{ t}$ $P_c = 2(57 + 57) = 228 \text{ cm} \rightarrow \frac{1,5P}{h_t \cdot P_c} = 1,97 \text{ kg/cm}^2 < 9 \text{ kg/cm}^2$

c/ condition de non fragilité du béton

la section réelle A des armatures longitudinales tendues doit être égale

$$A = \max(A_0; \min(A_1, A_2)) \text{ avec}$$

A_0 = section d'armatures en travée qui résiste aux sollicitations

A_1 = section d'armatures susceptible de résister aux sollicitations précédentes

majorées de 20%

$$A_1 = 1,2 A_0$$

pour une dalle: $A_2 = 0,69 \times \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} b h \frac{2-\beta}{2}$ suivant t_x $\beta = \frac{t_x}{t_y}$

$$A_2 = 0,69 \times \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} b h \frac{1+\beta}{4}$$
 suivant t_y

suivant t_x : $A_0 = 18,15 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_1 = 21,78 \text{ cm}^2$; $\beta = 0,226$

$$A_2 = 0,69 \times \frac{7,5}{4200} \times 100 \times 18,2 \times \frac{2-0,226}{2} = 2,217 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_0, \min(A_1, A_2)) = A_0 = 18,15 \text{ cm}^2$$

suivant t_y : $A_0 = 4,525 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_1 = 5,43 \text{ cm}^2$

$$A_2 = 0,69 \times \frac{7,5}{4200} \times 100 \times 16,6 \times \frac{1+0,226}{4} = 0,523 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_0, \min(A_1, A_2)) = A_0 = 5,43 \text{ cm}^2$$

Il n'y a pas de risque de rupture de type fragile

4/ vérification à l'adhérence

$$\bar{\Sigma}d = 2,5 \psi_s \bar{\sigma}_b = 2,5 \times 1,5 \times 7,5 = 28,13 \text{ kg/cm}^2$$

suivant l_x :

$$\Sigma d = \frac{T_x}{n P_x z_x} \quad T_x = 7,78 \text{ t/ml} \quad n = 9 \quad P_x = \pi \phi = \pi \times 1,6 = 5 \text{ cm}$$

$$z_x = \frac{7}{8} h_x = 15,93 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Sigma d = \frac{7,78 \times 1000}{9 \times 5 \times 15,93} = 10,85 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\Sigma}d = 28,13 \text{ kg/cm}^2$$

suivant l_y :

$$\Sigma d = \frac{T_y}{n P_y z_y} \quad T_y = 7,85 \text{ t/ml} \quad n = 6$$

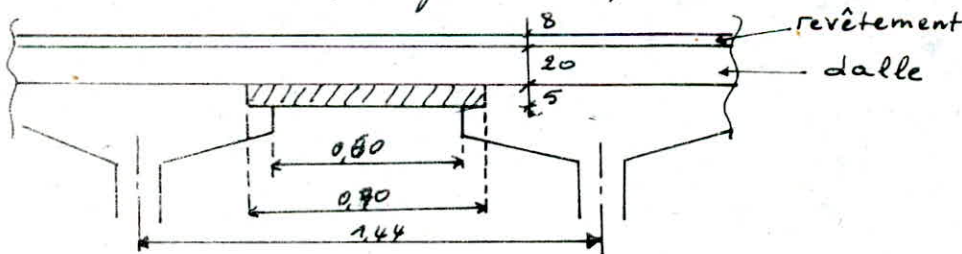
$$P_y = \pi \phi = \pi \times 1,2 = 3,77 \text{ cm}$$

$$z_h = \frac{7}{8} h_y = \frac{7}{8} \times 16,6 = 14,53 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Sigma d = \frac{7,85 \times 1000}{6 \times 3,77 \times 14,53} = 23,88 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\Sigma}d = 28,13 \text{ kg/cm}^2$$

6/ Etude de la prédalle:

a/ Rôle de la prédalle: le rôle essentiel est de servir comme coffrage de la dalle. Le coffrage ne sera plus récupérable (coffrage perdu). La prédalle permet aussi aux ouvriers de circuler plus facilement pendant la mise en oeuvre du hourdis.



b/ Charge et surcharge de la prédalle

- charges:

- Revêtement $2200 \times 0,08 = 176$
- Poids du hourdis $2500 \times 0,20 = 500$
- Poids propre de la prédalle $2500 \times 0,05 = 125$

$$G = 801 \text{ kg/m}^2$$

- surcharges:

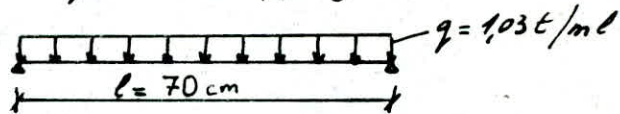
- surcharge des ouvriers $s = 150 \text{ kg/m}^2$

Combinaison de calcul : $q = G + 1,25 = 1,03 \text{ t/ml}$

la prédalle travaille dans un seul sens (suivant sa largeur $l = 70 \text{ cm}$). Elle se

calculer comme une poutre simplement appuyée

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 0,063 \text{ tm/ml}$$



c/ ferrailage:

Nous utilisons la méthode de CHARON

$$\text{ACIER: } \phi \leq \frac{h_c}{10} = \frac{50}{10} = 5 \text{ mm} \quad ; \quad h = h_c - d = 50 - (1 + 0,25) = 3,75 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 M_0}{\sigma_a b h^2} = 0,03429 \rightarrow k = 48 \quad \epsilon = 0,9206 \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 58 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b$$

$$A_1 = \frac{M_0}{\epsilon h \sigma_a} = 0,65 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T5/ml} \quad (A = 0,981 \text{ cm}^2)$$

Dans l'autre sens, nous prenons $A_2 = \frac{1}{4} A_1 = 0,245 \text{ cm}^2$ soit 3 T5

f/ Entretoise d'about:

les entretoise d'about sont préfabriquées et sont ferrillées forfaitairement. leur rôle est de rigidifier le tablier.

les dimensions d'un élément sont: $124 \times 40 \times 109 \text{ cm}$

elles sont pénétrées par un câble pour les serrer contre les poutres

IV- DE LA PRCONTRAINTE DES POUTRES

1/ Notation

- B: aire de la section
- V_s : distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieur
- V_i : distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieur
- h_t : hauteur total de la section
- e : Excentricite de la force de précontrainte / C D G (+ vers le haut; - vers le bas)
- h_s : hauteur utile d'une section ($h = h_t - d$)
- P: sollicitation développée par la force de précontrainte
- $\bar{\sigma}_c$: contrainte admissible en compression pour le beton

- I: moment d'inertie de la section
- $i = \sqrt{I/B}$: rayon de giration
- $f = \frac{i^2}{V_s V_i}$: rendement géométrique de la section
- d : distance du point de passage de la force de précontrainte
- M_G : moment fléchissant de charge permanente
- M_Q : moment fléchissant de surcharge
- $\bar{\sigma}_t$: contrainte admissible en traction pour le béton

2/ Détermination de l'effort de précontrainte

On utilise la précontrainte total c-a. dire qu'on n'admet pas de traction dans le béton

- Calcul des contraintes engendrées par la combinaison la plus défavorable aux points extrêmes de la section à mi-travée

$$M_G + 1,2 M_Q = 611 \text{ tm}$$

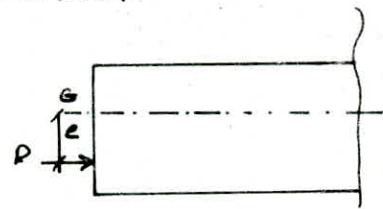
σ' : contrainte de la fibre sups $\sigma' = \frac{M}{I} V_s = \frac{611 \times 10^5 \times 58,49}{24523447} = 146 \text{ kg/cm}^2$

σ : contrainte de la fibre inf $\sigma = \frac{M V_i}{I} = - \frac{611 \times 10^5 \times 111,51}{24523447} = -278 \text{ kg/cm}^2$

- Calcul de l'effort de précontrainte :

sous l'effort de précontrainte la section

est soumise à la F.C



fibre sup: $\sigma_p = \frac{P}{B} \left(1 + \frac{e V_s}{i^2} \right)$ traction

$$e < 0$$

fibre inf: $\sigma'_p = \frac{P}{B} \left(1 - \frac{e V_i}{i^2} \right)$ compression

pour qu'il n'y ait pas de traction à la fibre inférieur il faut que

$$\sigma + \sigma'_p \geq 0 \Rightarrow \sigma'_p \geq -\sigma \Rightarrow \frac{P}{7988} \left(1 + \frac{111,51 \times 111,51}{3070} \right) \geq 278 \Rightarrow P \geq 474 \text{ t}$$

3/ Détermination du nombre de câbles

on estime les pertes de tension à 25% de la tension initiale ce qui nous

donne une tension initiale : $0,75 P_0 = 474 \Rightarrow P_0 = 632 \text{ t}$

on a aussi la contrainte du câble à la mise en tension à l'ancrage qui est limitée à $\sigma_0 = \min(0,85 R_g; 0,95 T_g) = \min(15725, 14060) = 14060 \text{ kg/cm}^2$

le nombre de câbles est alors $n = \frac{P_0}{\omega \sigma_0} = \frac{632 \cdot 10^3}{9,73 \times 14060} = 4,65$

on prend $n = 5$ câbles 7T15 III TBR DYWIDAG

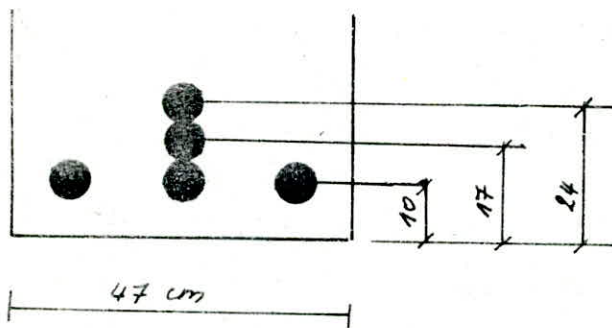
on a alors un effort de précontrainte (25% des pertes déduites) $P = n \sigma_0 \omega_0$

$$P = 513 \text{ t}$$

4°/ Tracés des câbles

- Disposition

nous avons à placer 5 câbles dans notre poutre; alors dans la section médiane les câbles seront placés comme suit:



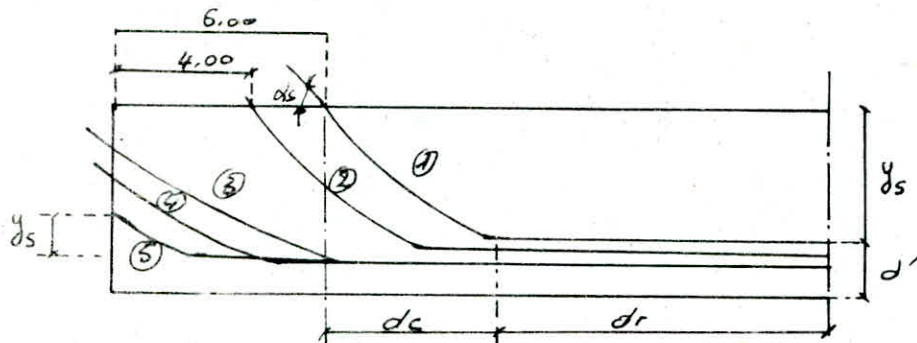
pour compenser judicieusement l'effet des moments M_6 et M_Q [dûs aux charges permanentes et surcharges] qui vont en diminuant vers les appuis où ils s'annulent le moment de précontrainte M_p doit aussi suivre la même variation et pour cela il faut agir sur l'intensité de l'effort de précontrainte en faisant émerger quelques câbles (dans notre cas 2 câbles) et sur son excentricité d'où la notion de relevage des câbles.

- Relevage et émergence des câbles

pour la raison précitée et dans le souci d'éviter l'encombrement des câbles aux abouts il convient de faire émerger 2 câbles; le premier à 6 cm de la section ↘

l'about et le second à 4,00 m ce qui répond à la restriction limitant la zone d'émergence à $\frac{1}{3}$ de l'about ($\frac{1}{3} = \frac{32}{3} = 10,66 \text{ m}$)

- courbures des câbles



d_r : distance rectiligne ; d_c : distance courbe ; d' : enrobage

α_s : angle de sortie ; y_s : ordonnée de sortie

les courbes sont paraboliques et d'équation $y = ax^2$

$\frac{dy}{dx} = 2ax = \text{tg} \alpha$ pour $x = d_c$, $y = y_s$ on a

$y_s = a d_c^2$; $\text{tg} \alpha_s = 2a d_c$

a) pour les câbles ③, ④, ⑤ : on choisit y_s et d_r (d'où $d_c = \frac{L}{2} - d_r$)

et on calcule a et α_s : $a = \frac{y_s}{d_c^2}$; $\alpha_s = \text{Arctg} 2a d_c$ et on vérifie que $0 \leq \alpha_s \leq 20$

b) pour les câbles ①, ②

l'angle de sortie est standard et vaut $24,23^\circ$

et y_s est imposé et on calcule $d_c = \frac{2y_s}{\text{tg} \alpha_s}$ et $a = \frac{y_s}{d_c^2}$

Câble	d_r (m)	d_c (m)	α°	a (m ⁻¹)	d' (cm)	y_s (cm)
①	3,90	5,60	24,23	0,040	24	126
②	5,58	5,92	24,23	0,038	17	133
③	7,00	8,05	14,55	0,015	10	115
④	8,50	7,15	12,11	0,015	10	75
⑤	10	5,65	7,09	0,011	10	35

3°) Fuseaux limites

a) Premier fuseaux limites : c'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le tracé du câble 'équivalent' pour qu'il n'y ait pas de traction

(quelque soit le cas de charge) sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes.

- sous poids propre: $M_G + eN = N \cdot e_g \Rightarrow e_g = e + \frac{M_G}{N}$
 - sous poids propre + surcharge: $M_G + M_Q + eN = N \cdot e_{g+q}$
- | e: excentricité du
câble équivalent
- $$\Rightarrow e_{g+q} = e + \frac{M_G + M_Q}{N}$$

on a alors:

$$e_{g \max} = a' = -\frac{i^2}{v_s} \quad (\text{contrainte nulle sur la fibre supérieure})$$

$$e_{g+q \max} = a = \frac{i^2}{v_c} \quad (\text{contrainte nulle sur la fibre inférieure})$$

d'où les valeurs limites de e:

$$e_1 = a' - \frac{M_G}{N}$$

et

$$e_2 = a - \frac{M_G + M_Q}{N}$$

$$; N = P \sum_{i=1}^5 \cos \alpha_i$$

section	M_G [t.m]	M_Q [t.m]	N [t]	$\frac{M_G}{N}$ [cm]	$\frac{M_G + M_Q}{N}$ [cm]	a [cm]	a' [cm]	e_1 [cm]	e_2 [cm]
Mediane	370	241	513	72,12	119,10	27,53	-52,41	-124,6	-91,6
Quart	278	181	513	54,19	89,47	27,53	-52,41	-106,7	-61,9
About	0	0	302	0	0	28,02	-45,42	-45,4	28

b) deuxième fuseau limite

c'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le câble équivalent pour que la contrainte maximale reste inférieure ou égale à $\bar{\sigma}$ sur les deux fibres extrêmes et quelque soit le cas de charge.

Cette condition se traduit par:

- sur la fibre supérieure:

$$\sigma_p + \sigma_G + \sigma_Q \leq \bar{\sigma}' \quad (\text{service en charge}) \quad (1)$$

- sur la fibre inférieure:

$$\sigma_p + \sigma_G \leq \bar{\sigma}' \quad (\text{service à vide}) \quad (2)$$

Sachant que:

$$\sigma_p = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{e v_s}{i^2} \right)$$

$$\sigma_G + \sigma_Q = \frac{M_G + M_Q}{I} v_s = \frac{M_G + M_Q}{B} \times \frac{v_s}{i^2}$$

$$\sigma_p' = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{e v_i}{i^2} \right)$$

$$\sigma_b' = - \frac{M_G}{I} v_i = - \frac{M_G}{B} \times \frac{v_i}{i^2}$$

(1) devient :

$$\frac{N}{B} \left(1 + \frac{e v_s}{i^2} \right) + \frac{(M_G + M_Q)}{B} \times \frac{v_s}{i^2} \leq \bar{\sigma}'$$

$$\Rightarrow e \leq \left(\frac{\bar{\sigma}' B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{v_s} - \frac{M_G + M_Q}{N} = S$$

(2) devient :

$$\frac{N}{B} \left(1 - \frac{e v_i}{i^2} \right) - \frac{M_G}{B} \times \frac{v_i}{i^2} \leq \bar{\sigma}'$$

$$\Rightarrow e \geq - \left(\frac{\bar{\sigma}' B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{v_i} - \frac{M_G}{N} = S'$$

$$\bar{\sigma}' = 168 \text{ kg/cm}^2$$

Section	B (cm ²)	N (t)	$\frac{i^2}{v_i}$	$\frac{\bar{\sigma}' B}{N}$	$\frac{i^2}{v_s}$	$\frac{M_G}{N}$ [m]	$\frac{M_G + M_Q}{N}$ [m]	S (cm)	S' (cm)
Mediane	7988	573	27,53	2,61	52,49	72,12	119,10	-34,59	-116,44
Quart	7988	513	27,53	2,61	52,49	54,19	89,47	-4,96	-98,51
About	9343	302	28,02	5,20	45,42	0	0	190,76	-117,68

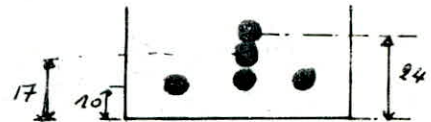
Câble équivalent

dans une section de béton précontraint traversée par plusieurs câbles on peut remplacer fictivement l'ensemble des forces de précontrainte par leur résultante P appliquée en un point E ; l'ensemble des câbles en question peut donc être assimilé à un câble unique passant au point E et dont la tension serait égale à P ; le lieu de tous les points E le long de la poutre donne le tracé du câble équivalent.

ordonnées du câble équivalent (par rapport à la fibre supérieure de la poutre)

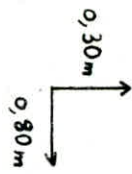
* Section médiane

$$e_{\text{équivalent}} = \frac{(150-10) \times 3 + (150-17) + (150-24)}{5} = 135,8 \text{ cm}$$

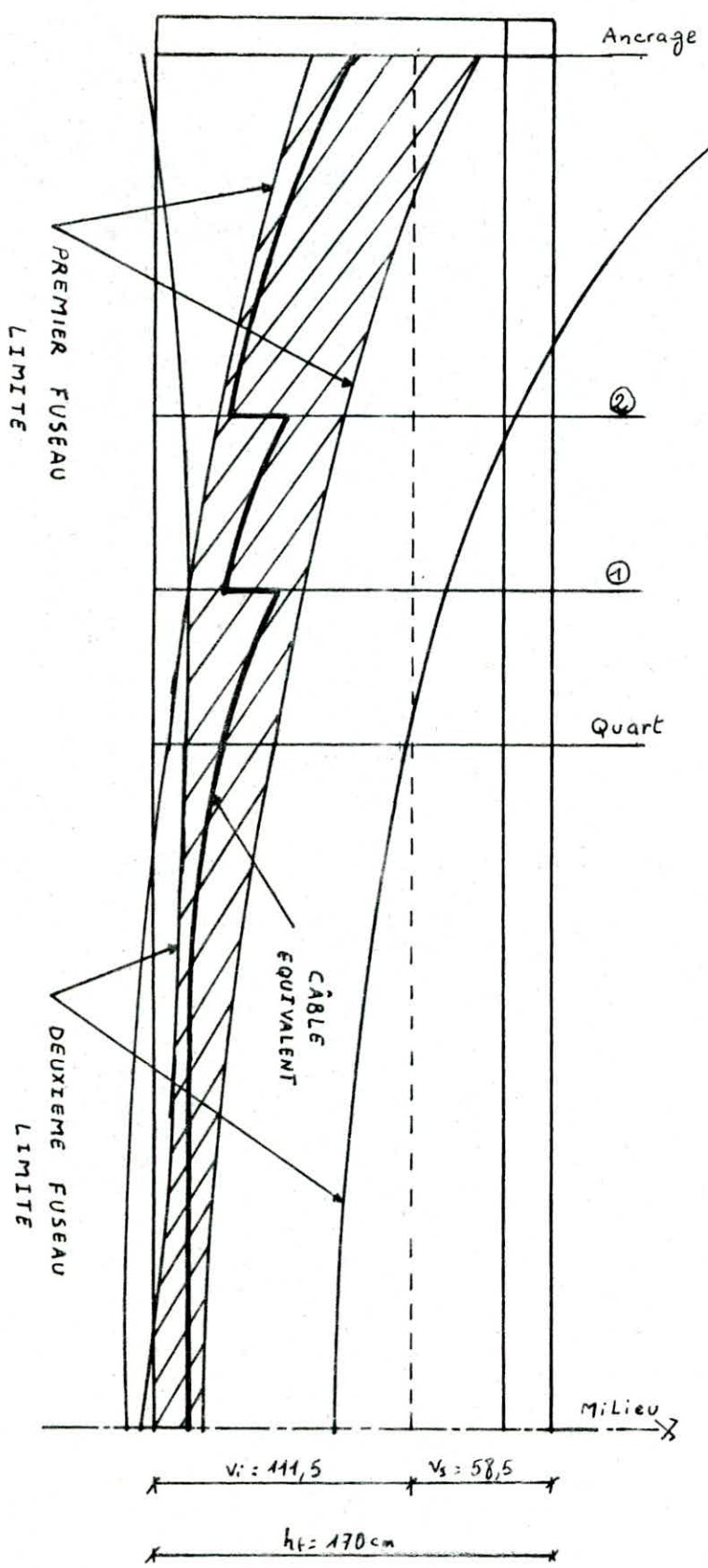


pour les autres sections on regroupe les résultats dans le tableau suivant

Section	d'émergence du câble N°1		d'émergence du câble 2		Quart	About
	juste avant	juste après	juste avant	juste après		
Equi (cm)	96,75	120,9 cm	93,41	124,55	118,84	63,98



FUSEAUX LIMITES & CÂBLE EQUIVALENT



zone commune aux deux fuseaux limites

PERTES ET CHUTES DE TENSION

Definition :

la perte de précontrainte est la différence entre la force exercée par le vérin sur le câble lors de sa mise en tension et la force qui s'exerce en un point d'une armature à une époque donnée ; il existe deux sortes de pertes de précontrainte dans le cas de la post-tension :

- les pertes instantanées

- Frottement
- Recul d'ancrage
- Raccourcissement instantané du béton

- les pertes différées

- fluage du béton
- retrait du béton
- relaxation des aciers

1) les pertes instantanées

a) frottement : la mise en tension d'un câble produit un déplacement de ce dernier / à sa gaine et ce mouvement relatif s'accompagne inévitablement de frottement en conséquence la force dans le câble diminue à mesure qu'on s'éloigne de la section de vérinage. cette perte peut être évaluée par la relation suivante

$$\Delta \sigma_{fr} = \sigma_0 (f\alpha + \varphi L)$$

f : coefficient de frottement câble - gaine = 0,18

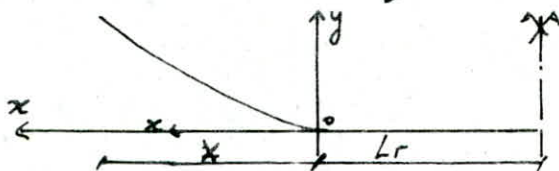
α : angle de relevage du câble en radian

φ : coefficient de perte en ligne = 0,002 rd/m

σ_0 : contrainte initiale à la mise en tension = 14060 kg/cm²

L : longueur du câble = $L_r + L_c$, avec L_r : longueur rectiligne

L_c : longueur courbe ; cette longueur est calculée par la méthode suivante



$$y = ax^2 \Rightarrow dy = 2ax dx \Rightarrow l_c = \int ds = \int \sqrt{dx^2 + dy^2}$$

après substitution et changement de variable on obtient

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

* frottement entre about et mediane

câble	d (rd)	l_c (m)	l (m)	$\Delta \sigma_f$ (kg/cm ²)
(1)	0,423	6,11	9,69	1343
(2)	0,423	6,11	11,69	1399
(3)	0,254	8,74	15,74	1085
(4)	0,211	7,20	15,70	975
(5)	0,124	5,66	15,66	754

$$\Delta \sigma_f^{moy} = 1111 \text{ kg/cm}^2$$

- frottement entre about et quart

câble	d (rd)	l_c (m)	l (m)	$\Delta \sigma_f$ (kg/cm ²)
(1)	0,116	1,94	1,94	348
(2)	0,259	3,94	3,94	466
(3)	0,231	7,99	7,99	808
(4)	0,211	7,20	7,95	758
(5)	0,124	5,66	7,91	536

$$\Delta \sigma_f^{moy} = 643 \text{ kg/cm}^2$$

* frottement entre about et emergence n=1

câble	d (rd)	l_c (m)	l (m)	$\Delta \sigma_f$ (kg/cm ²)
(2)	0,289	3,98	9,48	998
(3)	0,075	2,50	9,50	457
(4)	0,03	1	9,50	343
(5)	0	0	9,50	267

$$\Delta \sigma_f^{moy} = 516 \text{ kg/cm}^2$$

* frottement entre about et emergence n=2

câble	d (rd)	l_c (m)	l (m)	$\Delta \sigma_f$ (kg/cm ²)
(3)	0,134	4,5	11,50	663
(4)	0,09	3	11,50	551
(5)	0,033	1,5	11,50	407

$$\Delta \sigma_f^{moy} = 540 \text{ kg/cm}^2$$

b) recule d'ancrage : lorsqu'on ancre le câble, la tension des files à l'extrémités est transférée du verin à l'ancrage, il en résulte des déformations de celui-ci qui engendrent un raccourcissement du câble, ce phénomène se traduit par une diminution de la tension au voisinage de l'ancrage que l'on peut évaluer de la façon suivante :

ayant tracé le diagramme des tensions le long du câble à la fin de la mise en traction, il s'agit d'évaluer la pente ΔT_0 à l'ancrage. Au cours de cette rentrée, le sens du mouvement relatif entre câble et gaine est de sens inverse à celui qui existait lors de la mise en traction.

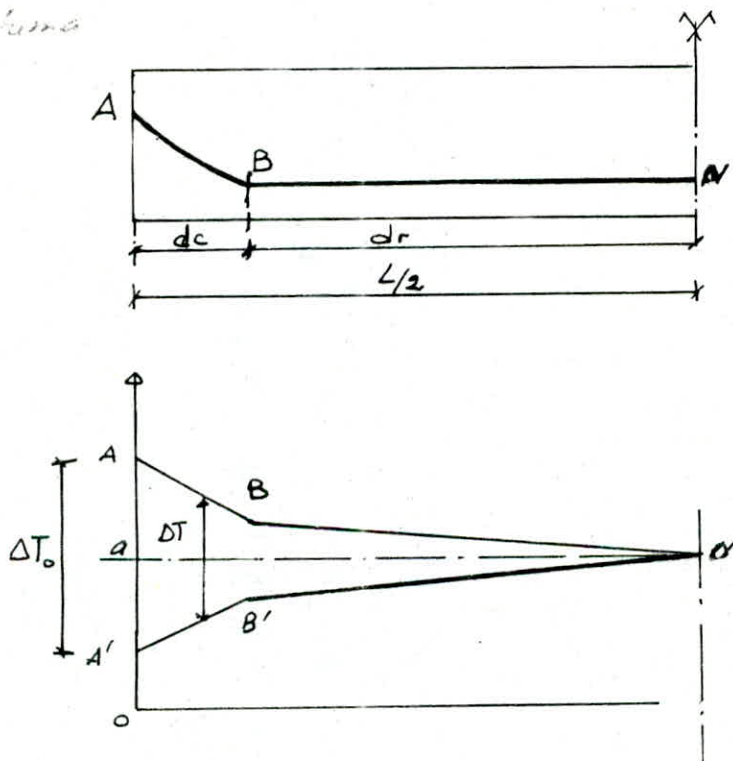
Le diagramme des tensions entre l'ancrage A et un certain point N (inconnu) est donc symétrique du diagramme avant transfert par rapport à l'horizontale de N; ce diagramme après enclavage est donc $NB'A'$ symétrique de NBA par rapport à Na

$$\epsilon = \frac{\Delta T}{Ea}$$

la rentrée totale: $g = \int \epsilon d\xi = \frac{1}{Ea} \int \Delta T d\xi = \text{aire } ABNA'$

on cherche le point N de telle manière que l'aire $ABNa = \frac{Ea g}{2}$

schéma



ex:

câble N=1

$$d_c = 5,92, \quad d_r = 3,58; \quad \alpha_s = 24,23^\circ \approx 0,423 \text{ rd}$$

au point A $\sigma = \sigma_0 (0,18\alpha + 0,002d_c) = 14060 (0,18 \times 0,423 + 0,002 \times 5,92) = 1237 \text{ kg/cm}^2$

au point B $\sigma = \sigma_0 (0,18 \times 0 + 0,002 \times 3,58) = 100 \text{ kg/cm}^2$

donc l'aire $ABNa = \frac{1237 \times 5,92}{2} + \frac{100 \times 3,58}{2} = 366152 + 17900 = 384052 \text{ kg/cm}^2$

avec $\frac{E_a g}{2} = \frac{2 \times 10^6 \times 9,6}{2} = 8 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, on remarque que

$\frac{E_a g}{2} > \text{aire ABNa}$ donc il faut augmenter l'aire ABNa pour avoir l'égalité on procède par tâtonnement

on prend au point N. $\sigma = 200 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$ au point B $\sigma = 100 + 200 = 300 \text{ kg/cm}^2$

et au point A $\sigma = 1237 + 200 = 1437 \text{ kg/cm}^2$

dans ce cas l'aire ABNa $= 384052 + 200 \times 950 + 100 \times 592 = 633820 \text{ kg/cm}^2 \geq \frac{E_a g}{2}$

d'où la perte dû à l'ancre ΔT_0 sera

* à $4/2 \Rightarrow \Delta T_0 = 200 \times 2 = 400 \text{ kg/cm}^2$

* à $4/4 \Rightarrow \Delta T_0 = 1175,5 \times 2 = 2351 \text{ kg/cm}^2$

* à $6 \text{ m} \Rightarrow \Delta T_0 = 1437 \times 2 = 2874 \text{ kg/cm}^2$

pour les autres câbles on regroupe les résultats dans le tableau suivant :

Section câble	Mediane (4/2)	Quart (4/4)	émergence N=1 (6m)	émergence N=2 (4m)	about
②	230	1453	2188	2874	/
③	0	518	909	1320	2142
④	120	556	716	1128	2070
⑤	380	756	862	1158	1828

c/ raccourcissement instantané du béton

les pertes par raccourcissement instantané du béton sont donnée par la relation suivante : $\Delta \sigma_{\text{ra}} = \frac{1}{2} \frac{E_a}{E_i} \sigma'_{b_j}$ où σ'_{b_j} : contrainte probable du béton au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section

considérée sous l'effet de toute les actions de longue durée

$\sigma'_b = \frac{N}{B} + \frac{M_b}{I} \cdot e + \frac{N e^2}{I}$ * pour la section mediane $\sigma'_b = 94 \text{ kg/cm}^2$

* " " " " Quart (4/4) $\sigma'_b = 145 \text{ kg/cm}^2$

Nous prenons $\sigma'_{b_j} = \frac{94 + 145}{2} = 120 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma'_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$

$E_a = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$; $E_i = 21000 \sqrt{400} = 420000 \text{ kg/cm}^2$

$\Rightarrow \Delta \sigma_{\text{ra}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{2 \times 10^6}{42 \times 10^4} \cdot 120 = 286 \text{ kg/cm}^2$

2° pertes différées

a) fluage $\Delta\sigma_{fl} = 2 \frac{E_a}{E_i} \sigma_j' = 1143 \text{ kg/cm}^2$

b) retrait $\Delta\sigma_{ret} = \epsilon_r \cdot E_a = 4 \cdot 10^{-4} \times 2 \cdot 10^6 = 800 \text{ kg/cm}^2$

On prend $\epsilon_r = 4 \cdot 10^{-4}$ ($E_i > 40000 \text{ kg/cm}^2$)

c) relaxation des aciers : d'après L.I.P.II on a

$$\Delta\sigma_{rel} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2,4 S_{1000}}{100} \times \frac{\sigma_{pi} - 0,55 R_g}{0,25 R_g} \sigma_{pi} \quad S_{1000} = 2,5\% \\ \frac{S_{3000} + 2,5}{100} \times \frac{\sigma_{pi} - 0,55 R_g}{0,25 R_g} \sigma_{pi} \quad S_{3000} = 3\% \end{array} \right.$$

$R_g = 18500 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \sum \Delta\sigma_{instant} \quad ; \quad \sigma_0 = 14060 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \sum \Delta\sigma_{ins} = \Delta\sigma_{fla} + \Delta\sigma_{recc} + \Delta\sigma_{recc}$$

* section Mediane $\sum \Delta\sigma_{ins} = 1111 + 294 + 286 = 1689 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{pi} = 14060 - 1689 = 12450 \text{ kg/cm}^2$$

* section Quart ($\frac{1}{4}$) $\Rightarrow \sigma_{pi} = 12004 \text{ kg/cm}^2$

* section d'émergence N° 1 (6m) $\Rightarrow \sigma_{pi} = 11748 \text{ kg/cm}^2$

* section d'émergence N° 2 (4m) $\Rightarrow \sigma_{pi} = 11674 \text{ kg/cm}^2$

* section d'about $\Rightarrow \sigma_{pi} = 11761 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{d'où } \sigma_{pi}^{moy} = \frac{12450 + 12004 + 11748 + 11674 + 11761}{5} = 11974 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{rela} = \max \left\{ \begin{array}{l} 269 \text{ kg/cm}^2 \\ 245 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \Delta\sigma_{rela} = 269 \text{ kg/cm}^2$$

toutefois L'I.P.II propose de prendre les pertes différées égales à

$$\Delta\sigma_{diff} = \begin{cases} \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fla} + \Delta\sigma_{rel} - \frac{\Delta\sigma_{rel} [\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fla}]}{\sigma_{pi} - 0,55 R_g} & \text{si } \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fla} < \sigma_{pi} - 0,55 R_g \\ \Delta\sigma_{retra} + \Delta\sigma_{fla} & \text{si non} \end{cases}$$

$$\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fla} = 800 + 1143 = 1943 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{pi} - 0,55 R_g = 11904 - 10175 = 1729 \text{ kg/cm}^2$$

c'est-à-dire $\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_{retr} + \Delta\sigma_{fla} = 1943 \text{ kg/cm}^2$

Conclusion : on refait le calcul du nombre de câble $n = \frac{P}{\omega \sigma}$

avec $P = 474 \text{ t}$; $\sigma_{pi}(42) = 92450 \text{ kg/cm}^2$, $\omega = 9,73 \text{ cm}^2$; $\Delta\sigma_{diff}(42) = 192$
 $\Rightarrow \eta = \frac{474 \cdot 10^3}{9,73 \times 10467} = 4,65 \Rightarrow 5 \text{ câbles}$; $\sigma = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{diff} = 10467 \text{ kg/cm}^2$

pourcentage des pertes (section médiane)

- frottements : $\frac{1111}{14060} = 7,9\%$
- recul d'ancrage : $\frac{284}{14060} = 1,5\%$
- raccourcissement : $\frac{286}{14060} = 2\%$
- retrait : $\frac{800}{14060} = 5,7\%$
- fluage : $\frac{1143}{14060} = 8\%$
- relaxation : $\frac{5356}{14060} = 0,4\%$

donc la somme des pourcentage des pertes = 25,5%

IV - VERIFICATIONS DES CONTRAINTES NORMALES

Nous estimons nécessaire de faire la vérification des contraintes dans toute les phases que connaîtra la poutre depuis sa préfabrication à sa mise en service.

Ces différentes phases sont les suivants:

1^{ère} phase: cette phase s'étale de la mise en tension des 3 câbles sortant à l'about à sa mise en place sur ses appuis; donc la section résistante est la section nette de la poutre seule. la poutre est soumise uniquement à son poids propre, et l'effort de précontrainte est celui des 3 câbles tirés, Et les pertes de tension est uniquement les pertes instantanées pour la 1^{ère} partie de cette phase et pour la 2^{ème} partie on retranche en plus le tiers des pertes différées.

2^{ème} phase: cette phase commence dès le coulage de la dalle formant le tourdis jusqu'à son durcissement. Ici la section résistante est toujours la section nette de la poutre seule tandis que les charges sont le pds propre de la dalle ajouté au poids propre de la poutre. Il n'ya toujours que 3 câbles tendus qui ont probablement jusqu'ici perdu les $\frac{2}{3}$ de leurs pertes différées en plus des pertes instantanées.

3^{ème} phase: Après le durcissement complet de la dalle on met en tension les 2 câbles restants; donc par rapport à la phase précédente les charges permanentes ne vont pas changer tandis que la section résistante est renforcée par la section de la dalle. les 5 câbles sont tendus, les 3 premiers ont subi la totalité des pertes de tension mais les 2 autres câbles n'ont perdu que les pertes instantanées.

4^{ème} phase: l'ouvrage est en service à vide. toutes les charges permanentes sont appliquées (trottoir, revêtement, garde corps.....) la section résistante est la section brute de la poutre + dalle. on estime que les 2 derniers câbles ont subi les $\frac{2}{3}$ des pertes de tension différées.

5^{ème} phase: l'ouvrage est en service en charge, toutes les pertes de précontraintes sont acquises. La poutre est soumise à la charge permanente et à la surcharge du convoi D.

verification des contraintes normales à la section mediane:

$$\sigma_e = \frac{M_0}{I} v$$

$$\sigma_p = \frac{N_p}{B} \left(1 \pm \frac{e v}{z} \right)$$

phase	I_0	B (cm ²)	v_s (cm)	v_i (cm)	e (cm)	M_0 (tm)	N_p (t)	σ_s (kg/cm ²)	σ_i (kg/cm ²)
(1)	12813898	4916	63,05	86,95	-76,95	179,66.18	363 415	25	142
(2)	13313898	5031	63,05	86,95	-76,95	301.10 ⁵	324826	89	31
(3)	23623447	7911	58,49	111,51	-96,95	301.10 ⁵	547809	10	178
(4)	24523447	7988	58,49	111,51	-97,15	370.10 ⁵	522 083	33	128
(5)	24523447	7988	58,49	111,51	-97,31	611.10 ⁵	509 220	91	11

Verification des contraintes normales à la section d'about

phase	I_0 (cm ⁴)	B (cm ²)	v_s (cm)	v_i (cm)	e (cm)	M_0 (tm)	N_p (t)	σ_s (kg/cm ²)	σ_i (kg/cm ²)
(1)	14 819 841	6348	67,14	82,86	+1,81	0	317 940	53	47
(2)	14 939 018	6463	67,11	82,89	+1,78	0	299 401	48	46
(3)	26 881 232	9343	63,34	106,66	-21,99	0	280 747	15	54
(4)	26 881 232	9343	63,34	106,66	-21,99	0	280 747	15	54
(5)	26 881 242	9343	63,34	106,66	-21,99	0	280 747	15	54

Verification des contraintes normales à la section quart (44)

phase	I_0 (cm ⁴)	B (cm ²)	v_s (cm)	v_i (cm)	e (cm)	M_0 (tm)	N_p (t)	σ_s (kg/cm ²)	σ_i (kg/cm ²)
(1)	12 813 898	4916	63,05	86,95	-76,68	134,75.10 ⁵	350 426	5	162
(2)	13 313 898	5031	63,45	86,55	-76,28	225,75.10 ⁵	312 615	56	70
(3)	23 930 440	7911	57,65	112,35	-80,80	225,75.10 ⁵	520 298	19	157
(4)	24 523 447	7988	58,49	111,51	-82,11	278.10 ⁵	495 853	31	121
(5)	24 523 447	7988	58,49	111,51	-82,81	459.10 ⁵	483 601	75	34

on voit bien que les contraintes sur les fibres extrêmes sont comprises dans les fourchettes correspondantes

[0,220] Pour les phases de constructions (1), (2) et (3)

[0,168] Pour les phases de services (4) et (5)

VERIFICATIONS DES CONTRAINTES TANGENTES

I/ Effort tranchant réduit

L'effort de précontrainte peut se décomposer au droit de chaque section en deux composantes:

- une composante horizontale $N = \sum P \cos \alpha_i$; P : l'effort de précontrainte
- une composante verticale $V = \sum P \sin \alpha_i$ α_i : angle de relevage du câble

L'effort tranchant réduit $T_r = T_Q + T_S - V$; T_S : effort dû à la charge permanente

T_Q : effort max dû à la surcharge la plus défavorable (-60)

II/ Contrainte de cisaillement

la méthode RDM donne $\tau = \frac{T_r}{b_0 z}$

b_0 : largeur nette de l'âme

$z = \frac{I}{S}$; I : moment d'inertie

S : moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section étudiée

III/ Contrainte de cisaillement admissible

la formule de MM. CHALOS et BETEILLE donne

$$\bar{\tau}^2 = \frac{\bar{\sigma}}{\sigma} (\bar{\sigma} - \sigma_g) (\bar{\sigma} + \sigma_g)$$

$\bar{\sigma}, \bar{\sigma}'$: les contraintes admissibles de traction et de compression

σ_g : la contrainte au niveau du C.D.G de la section

en phase de construction: $\bar{\sigma} = 0,55 \times \sigma_{28} = 17,05 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}' = 0,55 \times \sigma'_{28} = 220 \text{ kg/cm}^2$$

en phase de service: $\bar{\sigma} = 0,42 \times \sigma_{28} = 13 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}' = 0,42 \times \sigma'_{28} = 168 \text{ kg/cm}^2$$

IV/ Verification des contraintes tangentielles

le principe est de vérifier pour chaque phase que $\tau \leq \bar{\tau}$ au niveau de chaque section

section d'about

contrainte initiale dans chaque câble à l'about (après les pertes instantanées)

$$\sigma_i = \sigma_0 - \sum \Delta \sigma_{inst} \quad ; \quad \sigma_0 = 14060 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sum \Delta \sigma_{inst} = \sigma_p + \sigma_{rel} + \sigma_{rac} = 0 + 2013,3 + 285 = 2298 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_i = 14060 - 2298 = 11762 \text{ kg/cm}^2$$

phase 1 : contrainte de service : $\sigma_p = \sigma_i - \frac{1}{3} \Delta \sigma_{dif} = 11762 - \frac{1}{3} \cdot 1943 = 11114 \text{ kg/cm}^2$

Precontrainte par câble : $P = \sigma_p \cdot \omega = 11114 \times 9.73 = 108143 \text{ kg}$

$$\sum \cos \alpha_i = \cos 14,55 + \cos 72,11 + \cos 7,09 = 2,94$$

$$\sum \sin \alpha_i = \sin 14,55 + \sin 72,11 + \sin 7,09 = 0,584$$

$$\Rightarrow N = 317904 \text{ kg} \quad ; \quad V = 63155,5 \text{ kg} \quad ; \quad T_G = 0 \text{ [la poutre n'est pas surchargée]}$$

$$T_G = 9 \frac{1}{2} = 23,140 \text{ t [effort tranchant dû au poids propre de la poutre seule]}$$

$$T_r = T_G + V = -40015,5 \text{ kg} \quad ; \quad I_G = 74819841 \text{ cm}^4 \quad ; \quad B = 6348 \text{ cm}^2 \quad ; \quad V_s = 67,14 \text{ cm} \quad ; \quad V_i = 82,86 \text{ cm} \quad ; \quad e = 181 \text{ cm}$$

$$S/G = 135376,5 \text{ cm}^3 \quad \Rightarrow \quad z = \frac{I_G}{S} = \frac{74819841}{135376,5} = 109,5 \text{ cm}$$

$$b_0 = 35,7 = 28 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad z = \frac{T_r}{S \cdot z} = \frac{-40015,5}{109,5 \times 28} = -13,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{e \cdot V_s}{z^2} \right) = 52,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_i = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{e \cdot V_i}{z^2} \right) = 46,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_g = \sigma_i + \frac{\sigma_s - \sigma_i}{h \cdot e} \times V_i = 50,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}^2 = 884,2 \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma} = 29,74 \text{ kg/cm}^2 \text{ donc } |z| = 13,05 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma} = 29,74 \text{ kg/cm}^2$$

phase 2 : la 1^{ère} série des câbles va subir une perte estimée à $\frac{1}{3} \Delta \sigma_{dif}$

contrainte résiduelle $\sigma_p = \sigma_{p1} - \frac{1}{3} \Delta \sigma_{dif} = 11114 - \frac{1}{3} \cdot 1943 = 10466 \text{ kg}$

$$P = \sigma_p \times \omega = 101837 \text{ kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad N = 299401 \text{ kg} \quad ; \quad V = 59473 \text{ kg}$$

$$T_r = T_G + T_G - V = -23533 \text{ kg} \text{ (} T_G = \text{effort du poids propre de la poutre + dalle)}$$

$$I_G = 74939018 \text{ cm}^4 \quad ; \quad B = 6463 \text{ cm}^2 \quad ; \quad V_s = 67,11 \text{ cm} \quad ; \quad V_i = 82,89 \text{ cm} \quad ; \quad e = 1,78 \text{ cm} \quad ; \quad z^2 = 2372 \text{ cm}^2$$

$$S = 135380 \text{ cm}^3 \quad ; \quad \Rightarrow \quad z = \frac{I_G}{S} = 110,38 \text{ cm} \quad , \quad b = 28 \text{ cm}$$

donc $z = \frac{T_r}{S \cdot z} = -7,62 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_s = 48,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_g = 46,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_i = 43,37 \text{ kg/cm}^2$$

d'où $\bar{\sigma} = 29,2 \text{ kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad |z| = 7,62 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma} = 29,2 \text{ kg/cm}^2$ vérifier

on regroupe les résultats des phases (3), (4) et (5) dans le tableau suivant

phase	ρ_p kg/cm ²	N_p kg	V_p kg	T_Q+T_G kg	T_r kg	S/G cm ²	Z cm	b_0 cm	e kg/cm ²	e cm	σ_s kg/cm ²	σ_{in} kg/cm ²	σ_g kg/cm ²	$\bar{\sigma}$ kg/cm ²
(3)	9818	280885	55799	-10	-19851	218131	123,2	28	-5,8	-21,99	95,95	54,57	30	26
(4)	9818	280885	55799	47273	-8518	218131	123,2	28	-2,47	-21,99	15,15	54,57	30	21
(5)	9818	280885	55799	79000	-23210	218131	123,2	28	6,72	-21,99	15,15	54,57	30	21

b/ section d'émergence du câble N°1 (à 6m de l'about)

phase	ρ_p	N_p	V_p	T_Q+T_G	T_r	S/G	Z	b_0	e	e	σ_s	σ_{in}	σ_g	$\bar{\sigma}$
(1)	11059	425587	41986	14653	-27333	132039	97,6	28	-10	-54,28	1336	133,35	6707	31
(2)	10411	400638	39507	14653	-24854	132039	97,6	28	-9,10	-54,28	42,47	86,11	62	31
(3)	9763	375774	37049	22656	-14393	215387	104	28	-4,94	-78,08	12,09	87,57	49,21	28
(4)	9763	375774	37049	26374	-10735	215387	104	28	3,69	-78,08	24,91	65,85	49,21	23
(5)	9763	375774	37049	53000	15951	215387	104	28	5,48	-78,08	60,51	6,03	49,21	23

c/ section d'émergence du câble N°2 (à 4m de l'about)

phase	ρ_p	N_p	V_p	T_Q+T_G	T_r	S/G	Z	b_0	e	e	σ_s	σ_{in}	σ_g	$\bar{\sigma}$
(1)	11221	325357	27983	7738	-10245	134808	100	28	-3,66	-57,44	327	110,47	5725	30
(2)	10573	306568	26367	7738	-8629	134808	100	28	-3,08	-57,44	246	75,65	47,44	29
(3)	9925	287774	24751	27426	2675	218123	106	28	0,90	-87,24	5,23	73,87	30,80	26
(4)	9925	287774	24751	35870	11059	218123	106	28	3,76	-87,24	14,52	58,23	30,80	22
(5)	9925	287774	24751	62000	37249	218123	106	28	12,55	-87,24	49,10	15,76	30,80	22

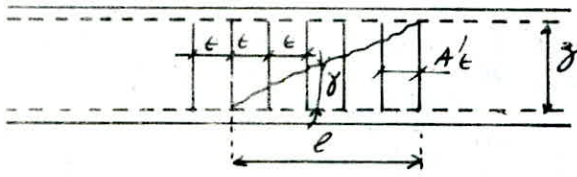
5/ armatures transversales:

les armatures transversales ont essentiellement pour rôle de couvrir les fissures qui peuvent être produites par le retrait et la reprise de bétonnage.

la justification de ces armatures se base sur la théorie de RITTER-MORSCH.

Espacement des armatures transversales t

on admet que les fissures qui peuvent se produire font un angle δ avec la parallèle à la fibre moyenne de la poutre. L'angle δ est tel que: $\text{tg} \delta = \frac{2\sigma}{\sigma_c}$



soit n le nombre de cadres de section A_t espacés de t :

$$\text{on a: } n = \frac{l}{t} = \frac{3}{\text{tg} \delta}$$

$$\text{on doit avoir: } \frac{T_r}{n A_t} \leq \bar{\sigma}'_{at} ; \bar{\sigma}'_{at} = f'_a \sigma_{ent}$$

$$\text{avec } f'_a = \begin{cases} 2/3 \text{ s'il y a reprise de bétonnage} \\ 1 - 1/3 \left(\frac{\sigma}{\bar{\sigma}_c}\right)^2 \text{ si non} \end{cases}$$

$$\frac{T_r}{n A_t} = \frac{T_r}{A_t} \times \frac{\text{tg} \delta}{3} \leq \bar{\sigma}'_{at} \text{ d'où } t \leq \frac{\bar{\sigma}'_{at} A_t}{T_r} \times \frac{3}{\text{tg} \delta}$$

Toutefois on doit avoir $t \leq \bar{t}$

$$\text{avec } \bar{t} = \inf \begin{cases} h_t \left(1,25 - 0,95 \frac{\sigma}{\bar{\sigma}_c}\right) \\ b_0 \left(5 - 2 \frac{\sigma}{\bar{\sigma}_c}\right) \\ 4b_0 \end{cases}$$

Application: $\sigma_{ent} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$; $A_t = 1,57 \text{ cm}^2$ (2 Φ_{10}) $h_t = 150 \text{ cm}$

$$f'_a = 1 - 1/3 \left(\frac{\sigma}{\bar{\sigma}_c}\right)^2 \text{ pas de reprise de bétonnage}$$

section d'about

$$T_r = 40015 \text{ Kg}$$

$$\tau = 13 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_c = 29,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma = 50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$g = 109,5 \text{ cm}$$

$$f'_a = 0,93$$

$$\bar{\sigma}'_{at} = 3906 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{tg} \delta = 0,52$$

$$\Rightarrow \text{tg} \delta = 0,24$$

$$t \leq 70 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \inf \begin{cases} 150 \left(1,25 - 0,95 \times \frac{13}{29,7}\right) = 125 \text{ cm} \\ 28 \left(5 - 2 \times \frac{13}{29,7}\right) = 115 \text{ cm} \\ 4 \times 28 = 112 \text{ cm} \end{cases}$$

Pourcentage minimal:

$$\omega_{t_{\min}} = 0,25 \frac{h_t}{h_t + b_0 \cdot 3} = 0,16\%$$

$$\bar{t}_{\min} = \frac{A_t}{\bar{\sigma}_c \cdot b_0} = 35 \text{ cm}$$

On prend un espacement $t = 20 \text{ cm}$

section d'émergence du câble N°1

$$\sigma = 10 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma} = 37 \text{ kg/cm}^2 \quad \rho'_a = 0,965$$

$$\sigma = 67 \text{ kg/cm}^2 \quad z = 97,6 \text{ cm} \quad \bar{\sigma}'_{at} = 4054 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{20} = 0,30 \quad \rho_{\delta} = 0,15$$

$$t \leq 155 \text{ cm} \quad \bar{t} = \inf \begin{cases} 179 \text{ cm} \\ 122 \text{ cm} \\ 112 \text{ cm} \end{cases}$$

Pourcentage minimal

$$\bar{\omega}_t = 0,25 \frac{150}{150 + 8x} = 0,16\%$$

$$\bar{t} = 35 \text{ cm} \quad \text{on prend } t = 30 \text{ cm}$$

section d'émergence du câble N°2

$$\sigma = 12,55 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma} = 22 \text{ kg/cm}^2 \quad \rho'_a = 0,89$$

$$\sigma = 39,81 \text{ kg/cm}^2 \quad z = 106 \text{ cm} \quad \bar{\sigma}'_{at} = 3744 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{20} = 0,81 \quad \rho_{\delta} = 0,36$$

$$t \leq 46 \quad \bar{t} = \inf \begin{cases} 106 \text{ cm} \\ 108 \text{ cm} \\ 112 \text{ cm} \end{cases}$$

Pourcentage minimal $\bar{t} = 36 \text{ cm}$ on prend $t = 30 \text{ cm}$

Armature longitudinale:

C'est des armatures de constructions et des armatures de peau et d'après L'IPA

Le pourcentage minimal de ces armatures est pris égal à la moitié du

pourcentage des armatures transversales : on a donc : $\bar{\omega}_l = 0,5 \bar{\omega}_t = 0,08\%$

$$\text{et } A_{\text{min}} = \frac{35 \times 150 \times 0,08}{100} = 4,2 \text{ cm}^2$$

on utilise des Taz qu'on place dans l'âme, le talon et la table en suivant la disposition constructive

Cadre du talon D'après l'IPA les cadres du talon doivent être calculés de la manière

$$\text{suivante } \frac{\bar{\omega}_t}{t} \geq c \frac{\bar{\sigma}_{20}}{\bar{\sigma}_{20}} \times 100 \quad \bar{\omega}_t: \text{ pourcentage des } A_t \text{ (cadre du talon)}$$

c: enrobage

t: espacement des cadres du talon

on utilise des Taz comme cadre du talon ($\bar{\sigma}_{20} = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $A_t = 1,13 \text{ cm}^2$)

• section médiane $c = 65 \text{ cm} \Rightarrow t \leq 23,54 \text{ cm}$, donc on prend $t = 20 \text{ cm}$

• section d'about $c \geq 4,30$ (D: diamètre d'une gaine) $D = 7 \text{ cm}$

$\Rightarrow t \leq 16,82 \text{ cm}$, donc on prend $t = 15 \text{ cm}$

VERIFICATION A LA RUPTURE

on doit vérifier la sécurité à la rupture pour les efforts engendrés par la charge permanente et la surcharge augmentées de 80%.

I/ Sécurité à la rupture en flexion

le moment engendré par le chargement précité doit être inférieur à M_{RA} et M_{RB} qui sont respectivement le moment de rupture par les aciers et moment de rupture par le béton.

1°/ Moment de rupture par les aciers: $M_{RA} = 0,9 h_w \cdot 2g$; h : hauteur utile

$$M_{RA} = 0,9 \times (170 - 12,7) \times 5 \times 9,73 \times 18,500 \cdot 10^2 = 1274 \text{ tm}$$

2°/ Moment de rupture par le béton:

- Pour l'âme de la poutre $M_{RB} = 0,35 \cdot b_0 \cdot h^2 \cdot \sigma'_{2g} = 0,35 \times 0,21 \times (1,7 - 0,127)^2 \times 400 \cdot 10 = 727 \text{ tm}$

- Pour l'hourdis : on a 2 formules à appliquer et on prendra la valeur la plus petite trouvée

$$\textcircled{1} M_{RB} = 0,35 (b - b_0) h^2 \cdot \sigma'_{2g} = 0,35 (1,44 - 0,21) \cdot 157,3^2 \times 400 \times 10^3 = 4268 \text{ tm}$$

$$\textcircled{2} M_{RB} = 0,80 (b - b_0) b_0 \left(h - \frac{h_0}{2} \right) \sigma'_{2g} = 0,80 (1,44 - 0,21) \times 20 (170 - 12,7 - 10) \cdot 400 \times 10^3 = 1160 \text{ tm}$$

donc on prend la valeur $M_{RB} = 1160 \text{ tm}$

alors : $M_{RB}(\text{totale}) = M_{RB}(\text{âme}) + M_{RB}(\text{hourdis}) = 727 + 1160 = 1887 \text{ tm}$

3°/ Vérification

a) Sécurité par rapport au béton

$$M_G + 1,8 M_Q \leq 0,7 M_{RB} \Rightarrow 370 + 1,8 \times 241 = 804 \text{ tm} < 0,7 \times 1887 = 1321 \text{ tm}$$

b) Sécurité par rapport aux aciers

$$M_G + 1,8 M_Q \leq \begin{cases} 0,9 M_{RA} & \text{si } M_f < M_{RA} \\ 0,8 M_{RA} & \text{si } M_f \geq M_{RA} \end{cases} \quad \text{avec } M_f: \text{moment de fissuration}$$

$$M_f = 2 \sigma'_{2g} \frac{I_G}{V_i} = 2 \times 168 \times \frac{24523447}{111,51} = 739 \text{ tm} \Rightarrow M_f = 739 \text{ tm} < M_{RA} = 1274 \text{ tm}$$

donc $M_G + 1,8 M_Q \leq 0,9 M_{RA} \Rightarrow 804 \text{ tm} \leq 0,9 \times 1274 = 1147 \text{ tm}$

II/ Sécurité à la rupture par l'effort tranchant (section d'about)

on doit vérifier la sécurité à la rupture par effort tranchant en majorant l'effort donné par le convoi D de 80%

a) Résistance du béton Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas $0,50 \sigma'_{28} = 200 \text{ kg/cm}^2$ c-à-dire $\sigma = \frac{2T}{b \times z} < 0,50 \sigma'_{28}$

$$T_Q(\text{CD}) = 31,2 \text{ t} \Rightarrow 1,8 T_Q = 1,8 \times 31200 = 56160 \text{ kg}$$

$$\text{effort réduit } T_r = T_G + 1,8 T_Q - Y = 47740 + 56160 - 55791 = 48119 \text{ kg}$$

$$z = \frac{T_r}{b \times z} = \frac{48119}{28 \times 123,2} = 14 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_g = 30,06 \text{ kg/cm}^2$ (la contrainte au niveau de l'axe de gravité)

$$\text{donc on a } \tan 2\delta = \frac{2z}{\sigma_g} = \frac{2 \times 14}{30,06} = \frac{28}{30,06} = 0,93 \Rightarrow 2\delta = 43^\circ \Rightarrow \delta = 21,5$$

$$\sigma = \frac{2z}{\sin 2\delta} = \frac{2 \times 14}{0,366} = 76,4 \text{ kg/cm}^2 < 0,5 \times 200 = 100 \text{ kg/cm}^2 = 0,50 \sigma'_{28}$$

b) Résistance des armatures transversales

Il faut vérifier que la contrainte des armatures transversales (σ'_a) calculée dans le cas de surcharges précédentes ne doit pas dépasser la limite d'élasticité majorée de 20% c-à-dire $\sigma'_a < 1,2 \sigma_{el}$

$$\delta = 21,5 \Rightarrow \tan \delta = 0,40$$

$$\sigma'_a = \frac{t \times T_r}{A_t \times z} \times \frac{1}{\delta}$$

t : espacement à l'about = 30 cm

A_t : section de la corde = $1,57 \text{ cm}^2$

$$\sigma'_a = \frac{30 \times 48119}{1,57} \times \frac{0,40}{123,2} = 2985,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$z = \frac{I}{G} = 123,2 \text{ cm}$$

$$\text{donc } \sigma'_a = 2985,3 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \sigma_{el} = 5040 \text{ kg/cm}^2 \quad T_r = 48119 \text{ kg}$$

$$\sigma'_a < 1,2 \sigma_{el} = 5040 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifier}$$

VI - ETUDE DE L'ABOUT

Introduction

Au niveau de la zone d'about la répartition des contraintes n'est pas régulière ainsi des efforts de tractions sont engendrés.

L'objet de ce chapitre est d'évaluer ces efforts et calculer la section d'acier nécessaire ainsi que d'effectuer des vérifications.

1°) Effort de surface

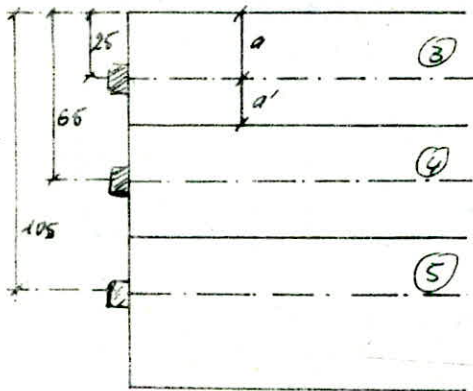
D'après Guyon l'effort de surface est donné par :

$$T_s = \left[0,04 + 0,2 \left| \frac{a-a'}{a+a'} \right|^3 \right] P$$

T_s : effort de surface

a, a' : distance aux bords du prisme qui lui est associé

P : effort transmis par l'ancrage majoré de 10%



$$\sigma = 1,1 \times 11344 = 12478 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 1,1 \times 11344 \times 0,73 = 121 \text{ t}$$

PRISME	a (cm)	a' (cm)	P (t)	$0,04 P$ (t)	$0,2 \left \frac{a-a'}{a+a'} \right ^3 P$	T_s (t)
③	25	20	121	4,84	0,03	4,87
④	20	20	121	4,84	0	4,84
⑤	20	45	121	4,84	0,138	6,22

Section d'acier

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

$$A = \frac{T_s}{\bar{\sigma}_a} = \frac{6,22 \times 10^3}{2800} = 2,22 \text{ cm}^2$$

on prend 2 $\phi 12$ ($A = 2,26 \text{ cm}^2$)

en spires placées à 2 cm de la face extérieure

2) Effort d'éclatement T_e

Pour l'évaluer approximativement on appliquera la règle du "prisme symétrique".
Ce prisme est un prisme fictif ayant même axe que l'ancrage et pour valeur la plus petite des largeurs $2a$ et $2a'$

Prisme	$2a$	$\gamma = \frac{2a_1}{2a}$	$T_e = \frac{P}{3}(1-\gamma)$	$2a \times 2b$	P	σ_y^{max}	$1 - \left(\frac{11,2}{\sigma_y^{max}}\right)^2$	$T_e \times \text{coeff}$	$\frac{a\sqrt{\delta}}{2}$	$(\gamma + \delta) \cdot a$	ω_1	ω_2
③	40	0,53	18,96	40x35	86,4	26,40	0,82	15,55	7,28	18,6	1/3	2/3
④	40	0,53	17,96	40x35	86,4	26,40	0,82	15,55	7,28	18,6	1/3	2/3
⑤	40	0,53	18,96	40x35	86,4	26,40	0,82	15,55	7,28	18,6	1/3	2/3

$$T_e = \frac{P}{3}(1-\gamma) : \text{effort d'éclatement}$$

$$\gamma = \frac{2a_1}{2a} : \text{Coefficient de réduction}$$

$$2a_1 = 0,88d = 0,88 \times 24 = 21,12 \text{ cm} : \text{largeur d'ancrage}$$

$$2a = \text{largeur du prisme symétrique}$$

$$2a \times 2b : \text{aire de la base du prisme}$$

$$p = \frac{P}{2a \times 2b} : \text{contrainte moyenne de compression}$$

$$\sigma_y^{max} = 0,65 p (1-\gamma) = \text{contrainte maximale de traction}$$

$$\text{coeff} = 1 - \left(\frac{11,2}{\sigma_y^{max}}\right)^2 : \text{Coefficient de réduction}$$

$$T_e \times \text{coeff} : \text{effort à équilibrer par les poutures}$$

$$\frac{a\sqrt{\delta}}{2} : \text{distance de la face d'appui d'ancrage au pt de contrainte nulle}$$

$$(\gamma + \delta) \cdot a : \text{distance de la face d'appui d'ancrage au pt de contrainte } \sigma_y^{max}$$

$$2a : \text{fin de la zone de 1^{re} régularisation}$$

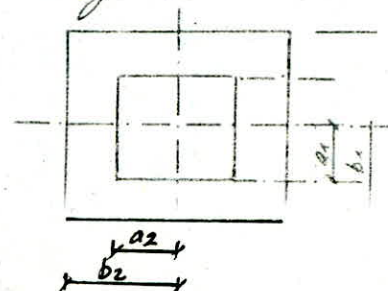
$$\omega_1 : \text{pourcentage des armatures à mettre entre les pts d'abscisse } \frac{a\sqrt{\delta}}{2} \text{ à } a$$

5) contraintes effective et admissible sous l'ancrage:

a) la contrainte admissible de compression sous l'ancrage est:

$$\bar{\sigma}'_{lim} = 0,62 \sigma'_{28} \cdot K$$

$$K = 1 + \left(3 - \frac{a_1}{b_1} - \frac{a_2}{b_2}\right) \sqrt{\left(1 - \frac{a_1}{b_1}\right) \left(1 - \frac{a_2}{b_2}\right)}$$



a_1, a_2 : dimensions de la plaque d'ancrage avec $a_1 = a_2 = 21,12 \text{ cm}$

b_1, b_2 dimensions de la base du prisme symétrique $b_1 = b_2 = 40 \text{ cm}$

$$\text{d'où } k = 1,92 \Rightarrow \bar{\sigma}_{lim} = 0,62 \cdot 400 \cdot 1,92 = 476 \text{ kg/cm}^2$$

b/ la contrainte effective sous l'ancrage.

$$\sigma' = \frac{F}{S} = \frac{12,4 \cdot 10^3}{414} = 292 \text{ kg/cm}^2 \quad F = 12,4 \text{ t} ; S = \frac{\pi}{4} (20^2 - 7^2) = 414 \text{ cm}^2$$

$$\sigma' = 292 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{lim} = 476 \text{ kg/cm}^2$$

4/ Armature contre la poussée au vide

$$H_{max} = 4,7 \text{ t} \quad \text{effort max (voir appareil d'appui)}$$

$$A = \frac{H}{\bar{\sigma}_a} = \frac{4,7 \cdot 10^3}{2800} = 1,7 \text{ cm}^2 \quad \text{négligeable, on prend des T12}$$

(Voir disposition constructive)

VII. CALCUL DES DÉFORMATIONS

Déformation de flexion

une pièce mise en tension subit des déformations telles que : flèches, rotations d'appuis, raccourcissement

ces déformations doivent se produire de manière à ne pas perturber l'état de précontrainte résultant dans les diverses sections

I Calcul des flèches et contre-flèche

1°) sous charge permanente : la flèche est maximale au milieu de la poutre et est donnée par : $f_G = \frac{5qL^4}{384EI}$

avec : $q = 3,08 \text{ t/ml}$, $L = 31 \text{ m}$, $E_v = 7000 \sqrt{0,28} = 140000 \text{ Kg/cm}^2$

$$I = 245232,47 \text{ cm}^4$$

$$\text{d'où } f_G = \frac{5 \times 3,08 \times 10^3 \times 10^2 \times 31^4 \times 10^8}{384 \times 140000 \times 245232,47} = 10,8 \text{ cm}$$

2°) Contre-flèche de précontrainte

l'expression analytique de la flèche à la section médiane par un diagramme de moment symétrique par rapport au milieu de la poutre :

$$f_p = \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} x dx$$

Cette valeur représente à EI près le moment statique de l'aire du diagramme des moments de précontrainte à l'appui.

On se contente de tracer le diagramme des moments de précontrainte à partir des valeurs calculées dans les trois sections :

$$x=0 ; \quad x=L/4 \quad \text{et} \quad x=L/2$$

la contrainte à prendre est la moyenne entre la contrainte

$$\text{initiale et la contrainte en service : } \sigma_p \text{ moy}(x=0) = \frac{11344 + 9401}{2} = 10373 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_p \text{ moy}(x=L/4) = \frac{12005 + 10062}{2} = 11034 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_p \text{ moy}(x=L/2) = \frac{12450 + 10467}{2} = 11459 \text{ Kg/cm}^2$$

le moment de précontrainte dans chaque section est donné dans le tableau suivant

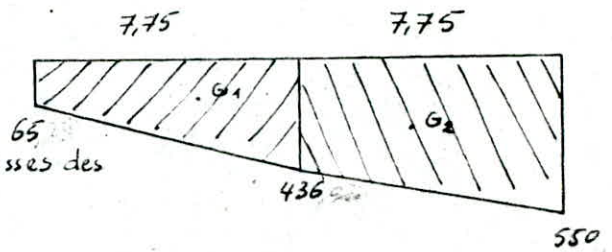
section	$N = P \sum \cos \alpha_i (t)$	$e (m)$	$M_p = N \cdot e (tm)$
Mediane	557,5	0,987	550,3
Quart	530	0,8237	436,03
About	296,5	0,220	65,23

traçant le diagramme de M_p

Soit Ω_1, Ω_2 les surfaces des

deux trapèzes et x_1, x_2 les abscisses des

centres de gravité



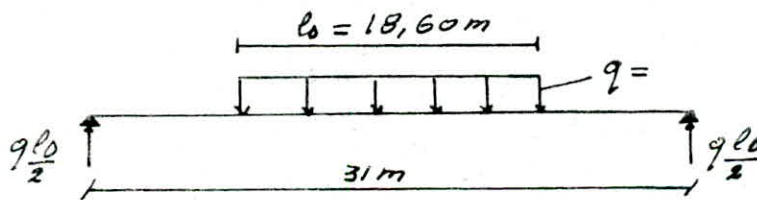
$$\begin{aligned} \bullet \Omega_1 &= \frac{7,75}{2} (65,23 + 436,03) = 1942 \text{ t m}^2 & ; x_1 &= \frac{7,75}{3} \frac{(2 \times 436,03 + 65,23)}{436,03 + 65,23} \\ - \Omega_2 &= \frac{7,75}{2} (436,03 + 550,3) = 3822 \text{ t m}^2 & ; x_2 &= \frac{7,75}{3} \frac{(2 \times 550,3 + 436,03)}{550,3 + 436,03} + 7,75 \\ - x_1 &= 4,83 \text{ m} \\ - x_2 &= 11,77 \text{ m} \end{aligned}$$

$$S (\text{moment statique}) = \sum \Omega_i x_i = \Omega_1 x_1 + \Omega_2 x_2 = 54365 \text{ t m}^3$$

$$\Rightarrow f_p = -\frac{S}{EI} = \frac{54365 \times 10^9}{140000 \times 24523447} = -15,83 \text{ cm}$$

3°) sous surcharge d'exploitation

on a vu que la surcharge donnant l'effort le plus défavorable est la convoi D donc on calcule la flèche sous cette surcharge



la flèche est donnée par la relation suivante: $f_s = \int \frac{M x dx}{EI}$

- pour $0 \leq x \leq 6,2 \text{ m}$ $M(x) = q \frac{l_0}{2} x \Rightarrow f_1 = \int_0^{6,2} \frac{q \frac{l_0}{2} x^2 dx}{EI}$

- pour $6,2 \leq x \leq 9,3$ $M(x) = q \frac{l_0}{2} (6,2 + x) - q \frac{x^2}{2} \Rightarrow f_{s2} = \int_{6,2}^{9,3} \frac{(q \frac{l_0}{2} (6,2 + x) - q \frac{x^2}{2}) dx}{EI}$

après intégration on trouve

$$f_s = 2,28 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow f_s = f_{s1} + f_{s2}$$

$$f_s = 2,28 \text{ cm}$$

4°) flèche de construction

on adopte une flèche de construction égale à: $f_c = \frac{3}{4} (f_p - f_s) = 3,75 \text{ m}$

5°/ flèche totale

- A vide : $f = f_G + f_p + f_c = 10,8 - 15,8 + 3,75 = -1,25 \text{ cm}$

- en charge : $f = f_G + f_p + f_s + f_c = 10,8 - 15,8 + 2,28 + 3,75 = 1,03 \text{ cm}$

II / Calcul des rotations d'appuis1°/ sous surcharge CD

$$\beta_s = \int_0^l \frac{M dx}{EI} = \frac{1}{EI} \int_0^l M dx \quad \text{avec} \quad \int_0^l M dx = 2 \int_0^{l/2} M dx$$

$$\int_0^l M(x) dx = \int_0^{6,2} 9 \frac{10}{2} x dx + \int_{6,2}^{9,3} \left[9 \frac{10}{2} (x + 6,2) - 9 \frac{x^2}{2} \right] dx$$

après intégration on trouve $\beta_s = 0,002 \text{ rd}$

2°/ sous charge permanente

la rotation de l'appui est donnée par la formule : $\beta_G = \frac{q l^3}{24 EI}$

$$\beta_G = \frac{3,08 \times 31^3 \times 10^7}{24 \times 140000 \times 24523447} = 0,011 \text{ rd}$$

3°/ sous précontrainte

$\beta_p = \int_0^l \frac{M_0 dx}{EI} \times \frac{x}{l}$ on remarque que pour un diagramme de M symétrique l'expression devient : $\beta = \frac{1}{EI l} \int_0^l M dx \cdot \frac{l}{2} = \frac{1}{2 EI} \int_0^l M dx$
 $\int_0^l M dx$ représente simplement l'aire comprise entre la courbe des moment et l'axe horizontal de référence.

d'après le diagramme tracé précédemment l'aire est égale à :

$$S_2 = 2 (S_1 + S_2) = 2 (1942 + 3822) = 11528 \text{ tm}^2$$

$$\beta_p = - \frac{11528 \times 10^7}{2 \times 140000 \times 24523447} = -0,017 \text{ rd}$$

Rotation totale

- A vide $\beta = \beta_G + \beta_p = 0,011 - 0,017 = -0,006 \text{ rd} = -20,6'$

- en charge $\beta = \beta_G + \beta_p + \beta_s = 0,011 - 0,017 + 0,002 = -0,004 \text{ rd} = -13,7'$

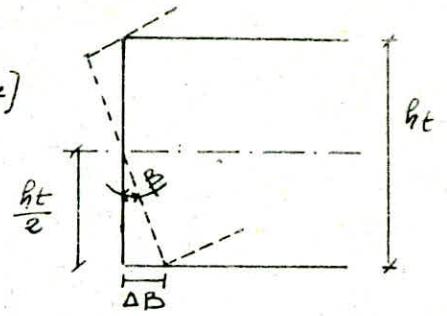
III / Déplacement d'appuis

les déplacements horizontaux d'appuis sont dus à 4 causes principales qui provoquent un déplacement de l'appui vers le milieu de la poutre

1°/ Rotation d'appui

le déplacement correspondant à une rotation β est égal à

$$\Delta \beta = \beta \frac{h_t}{2} = \begin{cases} 0,006 \times \frac{170}{2} \times 10 = 5,1 \text{ mm} & (\text{A vide}) \\ 0,004 \times \frac{170}{2} \times 10 = 3,4 \text{ mm} & (\text{En charge}) \end{cases}$$



2°/ Retrait

le déplacement par retrait est donné par :

$$\Delta r = \epsilon_r \cdot \frac{l}{2} = 4 \times 10^{-4} \cdot \frac{31}{2} \cdot 10^3 = 6,2 \text{ mm}$$

3°/ fluage

on considère le fluage de la membrure inférieure sous la contrainte de compression du béton, cette contrainte est la moyenne des contraintes traversées sur la même membrure aux sections d'about et médiane.

$$\sigma_m = \frac{\sigma_A + \sigma_M}{2} = \frac{52 + 52}{2} + \frac{182 + 14}{2} = 75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f = \frac{l}{2} \frac{\sigma_m}{E_v} = \frac{31}{2} \cdot 10^3 \cdot \frac{75}{140000} = 8,3 \text{ mm}$$

4°/ Dilatation

pour une variation de Température de $\pm 20^\circ$ on prend un déplacement relatif moyen de $\pm 2 \cdot 10^{-4}$ alors on a $\Delta t = \pm 2 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{31}{2} \cdot 10^3 = \pm 3,1 \text{ mm}$

Déplacement totale

les poutres étant préfabriquées alors elles subissent une fraction de leurs raccourcissement avant leur mise en place estimée à $\frac{1}{3}$ du raccourcissement final. cela n'est pas vrai

pour la dilatation on a alors :

$$\Delta_{\text{totale}}^{\text{max}} = \frac{2}{3}(5,1 + 6,2 + 8,3) + 3,1 = 16,2 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{totale}}^{\text{min}} = \frac{2}{3}(5,1 + 6,2 + 8,3) - 3,1 = 10,0 \text{ mm}$$

déformations linéaires du tabliers :

Ces déformations qui sont dues aux fluage, retrait et variations de températures engendrent dans les appareils d'appuis des efforts horizontaux considérables.

- Retrait : On admet que 50% du retrait s'est produit avant la mise en place des poutres, on a alors

$$\Delta r = 0,50 \times \epsilon_r \times L_p = 0,50 \times 3,2 \times 10^{-4} \times 96,10 = 15,4 \text{ mm}$$

- fluage : $\Delta f = \frac{2}{3} \epsilon_f L_p = \frac{2}{3} \times \frac{\sigma_m}{E_v} L_p = \frac{2}{3} \frac{62}{140000} \times 96,10 \times 10^3 = 28,4 \text{ mm}$

$$\sigma_m = 62 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_v = 140000 \text{ kg/cm}^2$$

- température : $\Delta t = \pm \Delta \epsilon_{ot} \times L_p = \pm 2,5 \times 10^{-4} \times 96,10 \times 10^3 = 24 \text{ mm}$

$$\text{Retraitement min} = 15,4 + 28,4 - 24 = 19,8 \text{ mm}$$

$$\text{Retraitement max} = 15,4 + 28,4 + 24 = 67,8 \text{ mm}$$

JOINTS DE CHAUSSÉE

1/ Rôle des joints: les joints sont réalisés pour assurer la continuité de surface de circulation entre deux éléments d'un ouvrage en dépit de leurs déplacements relatifs dus à l'effet des écarts de température, aux retraits différentiels et aux rotations.

2/ choix du joint

D'après le calcul des déformations, nous avons :

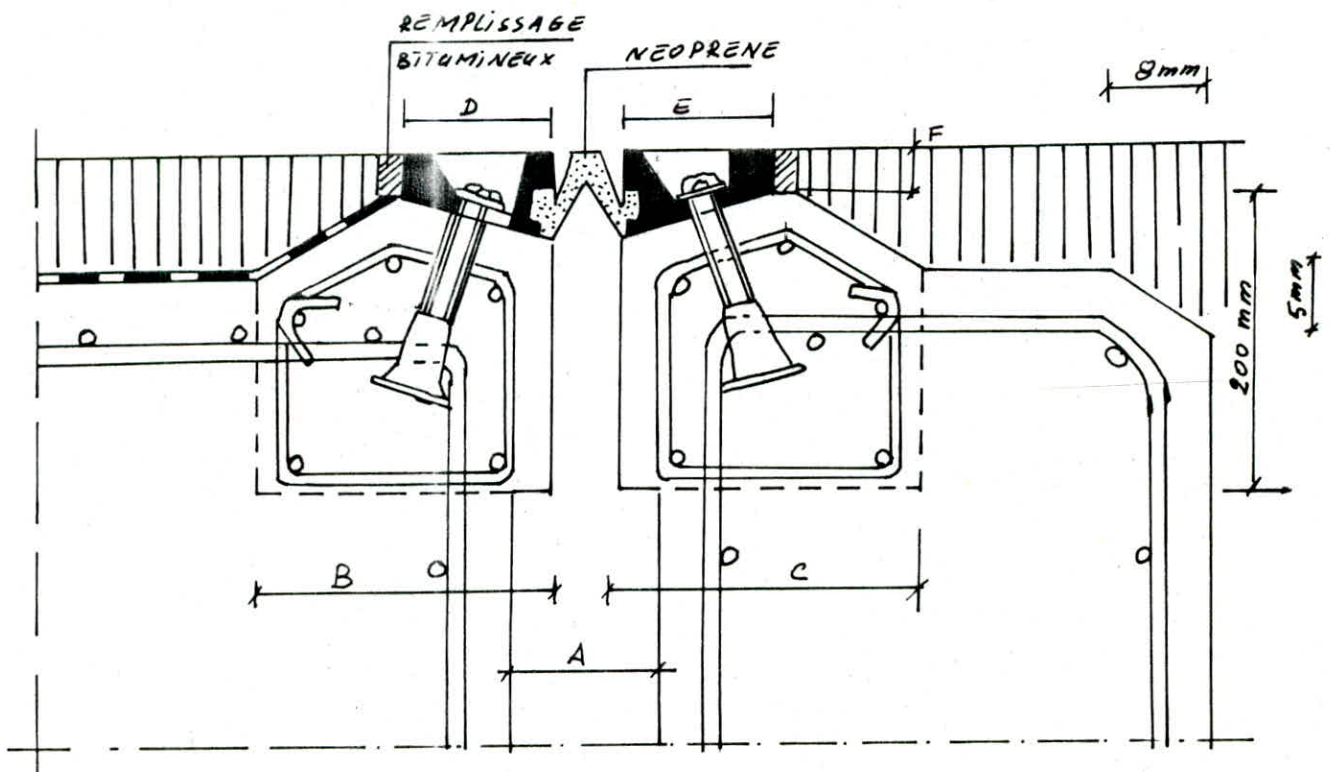
- souffle max = $\Delta_{max} = 33,8 \text{ mm}$

- souffle min = $\Delta_{min} = 40 \text{ mm}$

Nous choisissons des joints type MONOBLOC 50 système FREYSSINET (la société nous a présenté une fiche technique FREYSSINET INTERNATIONAL qui donne les caractéristiques des joints en fonction de souffle)

les caractéristiques de ces joints sont les suivantes

A (mm)		B	C	D	E	F	$\Delta L \leq 50 \text{ mm}$
min	max	[mm]	[mm]	[mm]	mm	mm	
20	70	200	200	100	100	30	



REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX SUR L'INFRASTRUCTURE

Pour la répartition des efforts horizontaux, sur les piles et culées, on assimile la structure à un portique. Le tablier et suppose infiniment rigide, alors on a à distribuer l'effort horizontal entre les piles et culées en fonction de leurs rigidités.

1/ calcul des rigidités

on désigne par δ la déformation d'un élément d'appui (appareil d'appui, piles ou culée, fondation) sous un effort horizontal unitaire ($H=1t$)

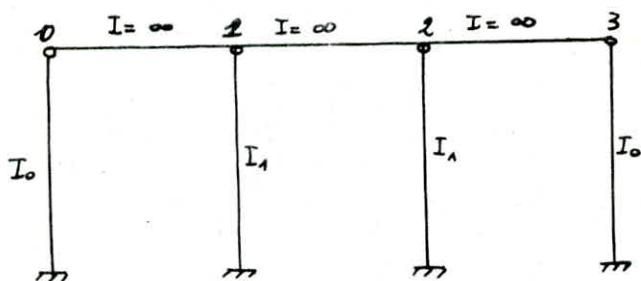
La déformation d'un appui est le cumul des déformations de ses constituants

ainsi on a :

$$\delta_i = \sum_{j=1}^3 \delta_{ij}$$

où :

- δ_i : déformation totale de l'appui i
- δ_{ij} : déformation partielle de l'élément j de l'appui i
- $i = 0, 1, 2$
- j
 - 1 - appareil d'appui
 - 2 - pile ou culée
 - 3 - fondation



Alors la rigidité k d'un appui est définie par : $k_i = \frac{1}{\sum \delta_{ij}}$

Déformation de l'appareil d'appui :

$$\delta_{i1} = \frac{T_r}{nGA} \times (1 \text{ tonne})$$

où : T_r : hauteur de l'élastomère = $\begin{cases} 14,4 \text{ cm (culée)} \\ 8,5 \text{ cm (pile)} \end{cases}$
de l'élastomère

G : module d'élasticité
($G = 10 \text{ kg/cm}^2$)

A : aire de l'élastomère

n : nombre d'appareil d'appui

* pour les culées : $\delta_{01} = \delta_{31} = \frac{14,4 \cdot 10^3}{11 \times 10 \times 35 \times 35} = 1,07 \text{ mm}$

* pour les piles : $\delta_{11} = \delta_{21} = \frac{8,5 \cdot 10^3}{22 \times 10 \times 25 \times 30} = 0,52 \text{ mm}$

Déformations de la culée et de la pile

• avec leurs dimensions, on admet que les culées sont infiniment rigides

• déformation de la pile:

$$\delta_{12} = \delta_{22} = \frac{h^3}{3EI} \times (1 \text{ tonne})$$

$$= 0,097 \text{ mm}$$

$h = 10 \text{ m}$: hauteur de la pile

$$E = 21000 \sqrt{\sigma_{20}} = 345065 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 4 \frac{\pi \cdot 150^4}{64} = 99,4 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

Déformation de la fondation

Pour évaluer ces déformations on utilise la méthode de Werner: $\delta = w + \varphi h$

$$EIw = \frac{X_{wM^*}}{\lambda^2} \cdot M^* + X_{wP^*} \cdot \frac{P^*}{\lambda^3} \quad ; \quad EI\varphi = X_{\varphi M^*} \cdot \frac{M^*}{\lambda} + X_{\varphi P^*} \cdot \frac{P^*}{\lambda^2}$$

où P^* , M^* respectivement effort tranchant et moment flechissant engendrés par la charge unitaire ($P^* = \frac{1 \text{ tonne}}{n}$ et $M^* = \frac{1 \text{ tonne} \times h}{n}$) n : nombre de pieux

λ : paramètre dépendant de C_u (module de réaction du sol) et des caractéristiques géométriques des pieux $\lambda = \frac{1}{\alpha}$; $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u \cdot b}}$: longueur élastique du pieu
 b : diamètre du pieu

X_{wP^*} , X_{wM^*} , $X_{\varphi P^*}$, $X_{\varphi M^*}$: ce sont des

coefficients donnés par les tables de Werner en fonction de la valeur de λl (l : longueur du pieu), de C_u et du mode d'appui du pied du pieu

* déformation de la fondation de la pile et culée

la semelle de la pile repose sur 2 files de 4 pieux (donc $n=8$) alors la rotation

à la tête des pieux est considéré nulle. on estime $C_u = 6000 \text{ t/m}^3 = 6 \text{ kg/cm}^3$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u \cdot b}{4EI}} = 0,26 \text{ m}^{-1}$$

$$Ei = 345065 \text{ kg/cm}^2; \quad C_u = 6000 \text{ t/cm}^3$$

$$\lambda l = 0,26 \times 15 = 3,9 \approx 4$$

$$I = 1020 \times 10^4 \text{ cm}^4; \quad b = 120 \text{ m}$$

d'après les tables de H. Werner on a

$$X_{wM^*} = -1,26 \quad X_{wP^*} = -1,68$$

$$X_{\varphi M^*} = 1,54 \quad X_{\varphi P^*} = 1,26$$

la rotation en tête du pieu étant nulle on a:

$$EI\varphi = 0 = X_{\varphi M^*} \cdot \frac{M^*}{\lambda} + X_{\varphi P^*} \cdot \frac{P^*}{\lambda^2} \Rightarrow M^* = - \frac{X_{\varphi P^*}}{X_{\varphi M^*}} \cdot \frac{P^*}{\lambda} = -0,39 \text{ tm}$$

$$EIw = X_{wM^*} \cdot \frac{M^*}{\lambda^2} + X_{wP^*} \cdot \frac{P^*}{\lambda^3} \Rightarrow w = 1,33 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

Repartition des efforts horizontaux

La partie de l'effort horizontal reprise par l'appui i est :

$$H_i = \frac{k_i}{\sum k_i} H$$

$$H_{\text{freinage}} = 30 \text{ t} ; H_{\text{seisme}} = 312 \text{ t}$$

	abscisse X_i (m)	δ_{i1} (mm)	δ_{i2} (mm)	δ_{i3} (mm)	$\sum \delta_{ij}$	k_i (mm ³)	$k_i X_i$	Freinage	Seisme
Culée 0	0	1,07	0	0	1,07	0,93	0	5,54	57,57
pile 1	32,3	0,52	0,097	0,013	0,63	1,59	50,93	9,46	98,43
pile 2	64,06	0,52	0,097	0,013	0,63	1,59	101,86	9,46	98,43
Culée 3	96,10	1,07	0	0	1,07	0,93	89,37	5,54	57,57
Σ	/	/	/	/	3,40	5,04	242,16	30	312

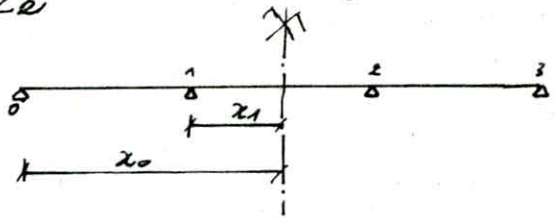
Effort engendré par la variation linéaire du tablier

de la parfaite symétrie de la structure par rapport à son milieu, il résulte que le centre des déplacements coïncide avec le centre du tablier. On peut

retrouver ce résultat par le calcul : $X_0 = \frac{\sum k_i X_i}{\sum k_i} = 48,05 \text{ m} = \frac{96,10}{2}$

un point d'abscisse X_i du milieu

subit un rétrécissement de :



$$\Delta l_i = \frac{\Delta l_{\text{max}}}{\frac{L}{2}} \times \frac{X_i}{\frac{L}{2}} = \Delta l_{\text{max}} \times \frac{X_i}{L}$$

$$\text{on a alors : } \Delta l_0 = \Delta l_3 = 67,8 \times \frac{48,05}{96,10} = 33,9 \text{ mm} \rightarrow \text{pour culée}$$

$$\Delta l_1 = \Delta l_2 = 67,8 \times \frac{16,097}{96,10} = 11,3 \text{ mm} \rightarrow \text{pour pile}$$

Les efforts engendrés pont :

$$H_{VL} = \frac{n \cdot G \cdot U_L \cdot a \cdot b}{T_r}$$

$$\text{* pour les piles : } H_{VLP} = \frac{22 \cdot 10 \cdot 11,3 \cdot 25 \cdot 30}{85 \times 10^3} = 22 \text{ t}$$

$$\text{* pour les Culées : } H_{VLC} = \frac{11 \cdot 10 \cdot 33,9 \cdot 35 \cdot 35}{140 \cdot 10^3} = 32 \text{ t}$$

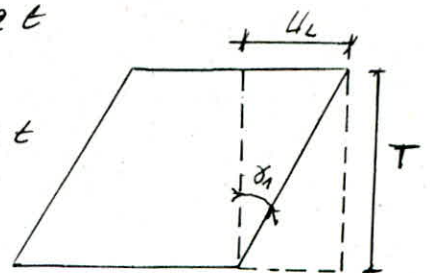
Verification

a) verification au cisaillement

a) sous variation linéaire : On doit vérifier $\tau_{H_1} \leq 0,56$

$$\tau_{H_1} = \frac{U}{T}$$

$$\tau_{H_1} = G \cdot \tau_{H_1} \leq 0,56 \Rightarrow \tau_{H_1} \leq 0,5$$



* pour la pile : $\text{tg } \delta_1 = \frac{11,3}{85} = 0,13 < 0,5$

* pour la culée : $\text{tg } \delta_1 = \frac{34}{144} = 0,24$

b/ sous Variation linéaire + freinage

On doit vérifier $\Sigma H_1 + \Sigma H_2 \leq 0,75 G$; $\Sigma H_1 = G \text{tg } \delta_1$, $\Sigma H_2 = \frac{H_{fr}}{22 \cdot a \cdot b}$

$\Rightarrow G \text{tg } \delta_1 + \frac{H_{fr}}{22 \cdot a \cdot b} \leq 0,75 G \Rightarrow \text{tg } \delta_1 + \frac{H_{fr}}{26 \cdot 2 \cdot a \cdot b} \leq 0,75$

* pour la pile : $0,13 + \frac{9,46 \times 10^3}{2 \times 10 \times 22 \times 25 \times 30} = 0,16 < 0,7$

* pour la culée : $0,24 + \frac{5,54 \times 10^3}{2 \times 10 \times 11 \times 25 \times 35} = 0,26 < 0,7$

c/ sous Variation linéaire + freinage + seisme

$G \text{tg } \delta_1 + \frac{H_{fr}}{2 \cdot 2 \cdot a \cdot b} + \frac{H_{sei}}{2 \cdot 2 \cdot a \cdot b} \leq 1,3 G \Rightarrow \text{tg } \delta_1 + \frac{H_{fr}}{26 \cdot 2 \cdot a \cdot b} + \frac{H_{sei}}{26 \cdot 2 \cdot a \cdot b} \leq 1,3$

* pour la pile : $0,13 + 0,03 + \frac{98,43 \times 10^3}{2 \cdot 10 \times 22 \cdot 25 \times 30} = 0,46 < 1,3$

* pour la culée : $0,24 + 0,02 + \frac{57,57 \times 10^3}{2 \cdot 10 \cdot 11 \cdot 35 \times 35} = 0,47 < 1,3$

d/ sous efforts Verticaux + efforts horizontaux + rotation d'appui

On doit vérifier : $\Sigma = \Sigma_N + \Sigma_H + \Sigma_\alpha \leq 5 G$

$\Sigma_N = 1,5 \frac{G_{max}}{\beta}$; $\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)} = \begin{cases} 8,52 & \text{pour pile } t = 8 \text{ mm} \\ 7,95 & \text{pour culée } t = 11 \text{ mm} \end{cases}$

$\sigma_{max} = \frac{R_{max}}{a \cdot b}$

* pour la pile : $\sigma_{max} = \frac{79 \cdot 10^3}{25 \times 30} = 105,33 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \Sigma_N = 1,5 \times \frac{105,33}{8,52} = 18,54 \text{ kg/cm}^2$

$\Sigma_H = G \text{tg } \delta_1 + \frac{H_{fr}}{2n \cdot a \cdot b} + \frac{H_{sei}}{2n \cdot a \cdot b} = 10 \times 0,46 = 4,6 \text{ kg/cm}^2$

$\Sigma_\alpha = \frac{G}{2} \frac{a^2}{t^2} \frac{\alpha_T + \alpha_0}{n}$ avec α_0 : angle de rotation accidentelle ($\alpha_0 = 0,010 \text{ rad}$)

n : nbre de feuillet d'élastomère ($n = 10$)

t : épaisseur d'un feuillet ($t = 8 \text{ mm}$)

$\Rightarrow \Sigma_\alpha = 7,81 \text{ kg/cm}^2$

$\alpha_T = 0,006 \text{ rad}$: rotation d'appui en service

donc $\Sigma = 18,54 + 4,6 + 7,81 = 31 \text{ kg/cm}^2 < 5 \times 10 = 50 \text{ kg/cm}^2$

* pour la culée $\Sigma_N = 1,5 \times \frac{64,49}{7,95} = 12,17 \text{ kg/cm}^2$

$\Sigma_H = 10 \times 0,47 = 4,7 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau_x = \frac{10}{2} \times \frac{35^2}{1,1^2} \cdot \frac{0,006 + 0,010}{13} = 6,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau = 12,17 + 4,7 + 6,23 = 23,1 \text{ kg/cm}^2 < 50 \text{ kg/cm}^2$$

e/ limitation de la contrainte moyenne

$$\sigma_m = \frac{79 \cdot 10^3}{25 \times 30} = 105,33 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2$$

f/ condition de non-cheminement et de non glissement

on doit vérifier - $\sigma_{m, \min} = \frac{48 \cdot 10^3}{35 \times 35} = 39,18 \text{ kg/cm}^2 > 20 \text{ kg/cm}^2$

- $H < f \cdot N$; f : coeffi de frottement = $0,10 + \frac{6}{\sigma_m}$

$$f = \begin{cases} 0,25 & \text{pour pile} \\ 0,30 & \text{pour culée} \end{cases}$$

$$\sigma_m = \begin{cases} 64 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour pile} \\ 40 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour culée} \end{cases}$$

$$H = \frac{1}{2} (H_{fr} + H_{sci} + H_{VL}) = \begin{cases} 5,90 \text{ t} & \text{pour pile} \\ 8,65 \text{ t} & \text{pour culée} \end{cases}$$

* pile $H = 5,90 \text{ t} < f \cdot N = 0,25 \times 48 = 12 \text{ t}$

* culée $H = 8,65 \text{ t} < f \cdot N = 0,30 \times 48 = 14,4 \text{ t}$

g/ condition de non-flambement

$$T \leq \frac{a}{5}$$

pile: $T = 8 \text{ mm} < \frac{300}{5} = 60 \text{ mm}$

culée: $T = 11 \text{ mm} < \frac{350}{5} = 70 \text{ mm}$

h/ condition de non-soulèvement :

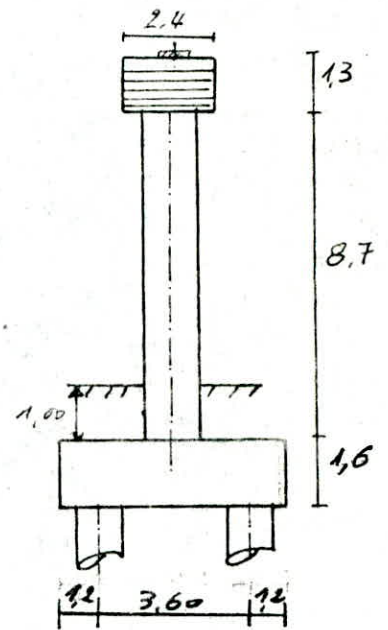
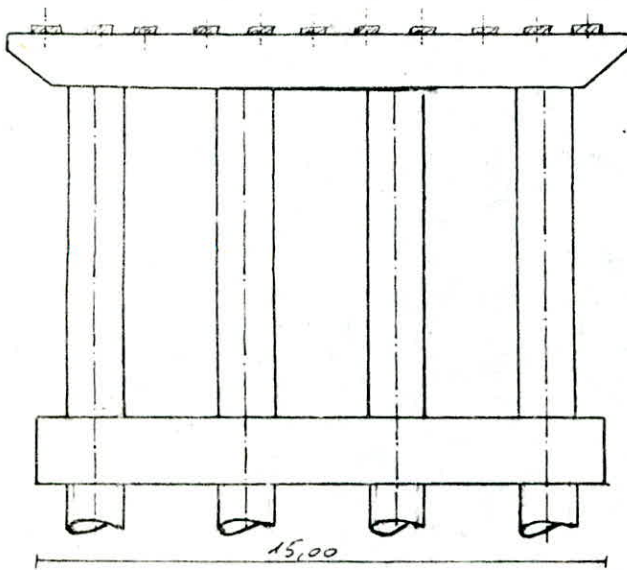
on doit vérifier : $\alpha \leq \frac{3}{\beta} \frac{t^2}{a^2} \frac{\sigma_m}{G}$

* pile: $\alpha = \frac{\alpha_r + \alpha^0}{10} = 0,0016 \leq \frac{3}{8,52} \times \frac{0,8^2}{25^2} \times \frac{64}{10} = 2,3 \times 10^{-3}$

* culée: $\alpha = 1,6 \times 10^{-3} \leq \frac{3}{7,95} \times \frac{1,1^2}{33^2} \times \frac{40}{10} = 1,9 \times 10^{-3}$

3^{me} PARTIE

I- ETUDE DE LA PILE

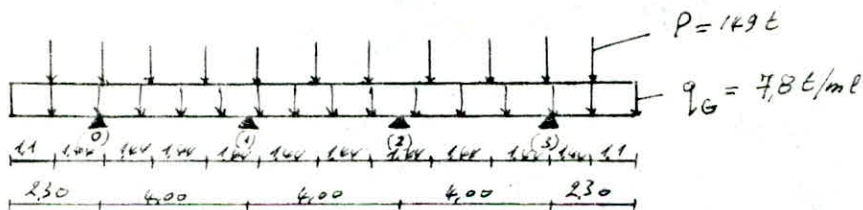
schema de la pile1/ Etude du chevêtre

Le chevêtre reprend tous les efforts provenant du tablier pour les transmettre aux fûts, il sera calculé comme une poutre dont les appuis sont les fûts

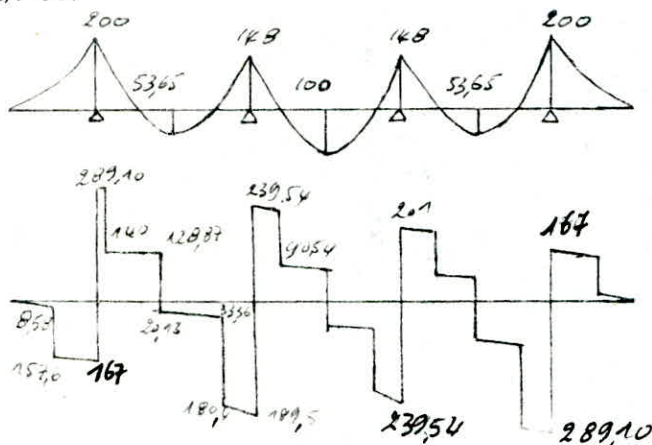
évaluation des efforts

- poids propre : $q_g = 2,5 \times 1,30 \times 2,40 = 7,8 \text{ t/ml}$

- efforts provenant du tablier $P = 2 \times 74,26 = 149 \text{ t}$

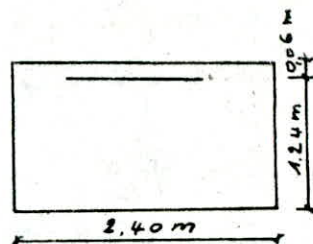


pour calculer des moments sur appui on utilise la méthode des 3 moments ce qui nous permis de tracer les diagrammes de moment fléchissant et de l'effort tranchant



ferrailagea) section des appuis

$M = -200 \text{ tm}$ on utilise la méthode de BIERCHARON



$$\mu = \frac{15 \times 200 \times 10^5}{2800 \cdot 240 \cdot 124^2} = 0,0290 \rightarrow k = 52,75, \quad \varepsilon = 0,9262$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{52,75} = 53,08 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{200 \times 10^5}{0,9262 \cdot 126 \times 2800} = 61,2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 20 \text{ T}20 \Rightarrow A = 62,80 \text{ cm}^2$$

condition de non fissuration

$$-\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\omega_f}{1 + 10 \omega_f} = \frac{10^6 \times 1,6}{20} \cdot \frac{0,022}{1 + 0,22} = 1443 \text{ kg/cm}^2$$

$$\omega_f = \frac{A}{2bd} = \frac{62,8}{2 \times 6 \times 240} = 0,022; \quad \bar{\sigma}_b = 7,6 \text{ kg/cm}^2, \quad \kappa = 10^6, \quad \eta = 1,6$$

$$-\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot k}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 1871 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_a = \min \left(\frac{2}{3} \bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right) = \min(2800, 1871) = 1871 \text{ kg/cm}^2$$

on doit recalculer la section avec $\sigma_a = 1871 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = \frac{200 \cdot 10^5 \times 15}{1871 \cdot 240 \cdot 124^2} = 0,04345 \rightarrow k = 41,69, \quad \varepsilon = 0,9118$$

$$A = \frac{200 \times 10^5}{1871 \cdot 124 \cdot 0,9118} = 94,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 30 \text{ T}20$$

b) section en travée

$M = 100 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 \times 100 \times 10^5}{2800 \cdot 240 \cdot 124^2} = 0,01452 \rightarrow k = 78,46, \quad \varepsilon = 0,9465$$

$$A = \frac{100 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9465 \times 124} = 30,43 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 20 \text{ T}20 \text{ avec une section } A = 31,4 \text{ cm}^2$$

condition de non fissuration

$$-\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\omega_f}{1 + 10 \omega_f}; \quad \omega_f = \frac{31,4}{2 \cdot 6 \cdot 240} = 0,011 \Rightarrow \sigma_1 = 786,28 \text{ kg/cm}^2$$

$$-\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 1872 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_a = \sigma_2 = 1872 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{15 \times 100 \cdot 10^5}{1872 \times 124^2 \times 240} = 0,02173 \rightarrow k = 62,50; \quad \varepsilon = 0,9355$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{1872}{62,50} = 29,95 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{100 \cdot 10^5}{1872 \cdot 0,9355 \times 124} = 46,07 \text{ cm}^2$$

on prend 15 T20 avec une section $A = 47,1 \text{ cm}^2$

EFFORT tranchant

$$T = 289,10 \text{ t}$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{289,10 \times 10^3}{240 \cdot \frac{7}{8} \cdot 124} = 11,10 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_c = 26,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \times \sigma_{en} = \text{avec } \rho_{at} = \max \left\{ \left(1 - \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right), \frac{1}{3} \right\} = 0,84 ; \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,84 \cdot 4200 = 3528 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{on a } A_t = 12,56 \text{ cm}^2 (7 \text{ cadu} + 1 \text{ t\u00e9lu}) / 10$$

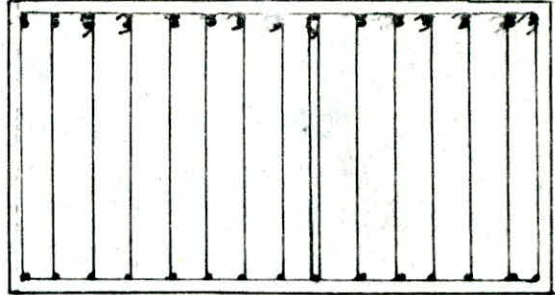
$$t \leq \frac{4t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 16,6 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \min \left\{ 0,2h ; \left(1 - 0,6 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) h \right\} = 24,8 \text{ cm}$$

on prend $t = 16 \text{ cm}$ au niveau

des appuis et $t = 20 \text{ cm}$ en

trav\u00e9e

Etude du f\u00eat

Les f\u00eats de la pile sont sollicit\u00e9s par deux types de charges une composante verticale (poids propre de la pile, charges et surcharges du tablier qui revient \u00e0 la pile) ; d'une composante horizontale (variation lin\u00e9aire du tablier ; freinage ; s\u00e9isme) qui provoquent des moments \u00e0 la base du f\u00eat

effort \u00e0 la base des f\u00eats

condition normale	effort horizontal $H(t)$	effort verticale $N(t)$	$d(m)$	moment (tm)
chev\u00eatre $7,8 \times 16,60$	/	129,50	/	/
pd du f\u00eat $2,5 (17,15^2) \times 27 \times 4/4$	/	154	/	/
pd du tablier	/	1040	/	/
surcharge A(t)	/	486,2	/	/
Variation lin\u00e9aire du tablier	21,94	/	10	219,4
freinage	9	/	10	90

combinaison : $G + 1,2P + T$

$$\textcircled{1} \begin{cases} N_{\min} = 129,50 + 154 + 1040 = 1323,5 \text{ t} \\ H^{\max} = 21,94 + 10,8 = 32,74 \text{ t} \\ M^{\max} = 30,94 \times 10 = 309,4 \text{ tm} \end{cases}$$

$$\textcircled{2} \begin{cases} N_{\max} = 1323,5 + 1,2 \times 486,2 = 1907 \text{ t} \\ H^{\min} = 21,94 \text{ t} \\ M^{\min} = 21,94 \times 10 = 219,4 \text{ tm} \end{cases}$$

effort à la base de chaque fût

$$N_{\min} = \frac{1323,5}{4} = 330,87 \text{ t}$$

$$H = \frac{32,74}{4} = 8,19 \text{ t}$$

$$M = 8,19 \times 10 = 81,9 \text{ tm}$$

$$N_{\max} = \frac{1907}{4} = 476,75 \text{ t}$$

$$H = \frac{21,94}{4} = 5,5 \text{ t}$$

$$M = 5,5 \times 10 = 55 \text{ tm}$$

condition sismique		H(t)	N(t)	d(m)	moment (t.m)
sd. du chevet	1,07	/	138,60	/	/
	0,93	/	120,44	/	/
pd du fût	1,07	/	165	/	/
	0,93	/	143,2	/	/
pd du tablier	1,07	/	1113	/	/
	0,93	/	967	/	/
Variation linéaire		21,94	/	10	219,4
Sisme	0,1	104	/	10,20	1061
		12,95	/	9,35	121
		15,4	/	4,35	67

combinaison : G + P + T + SI

$$\textcircled{1} \begin{cases} N_{\min} = 120,44 + 143,2 + 967 = 1230,6 \text{ t} \\ H = 15,4 + 21,94 + 104 + 21,94 = 154,3 \text{ t} \\ M^{\min} = 219,4 + 1061 + 121 + 67 = 1468 \text{ tm} \end{cases}$$

$$\textcircled{2} \begin{cases} N_{\max} = 138,6 + 165 + 1113 = 1416,6 \text{ t} \\ H = 104 + 12,95 + 15,4 = 132,4 \text{ t} \\ M^{\min} = 1061 + 121 + 67 = 1249 \text{ tm} \end{cases}$$

effort à la base de chaque fût

$$\textcircled{1} \begin{cases} N_{\min} = 1230,6 / 4 = 307,7 \text{ t} \\ H = 154,3 / 4 = 38,6 \text{ t} \\ M = 1468 / 4 = 367 \text{ tm} \end{cases}$$

$$\textcircled{2} \begin{cases} N_{\max} = 1416,6 / 4 = 354 \text{ t} \\ H = 33,1 \text{ t} \\ M = 1249 / 4 = 312,25 \text{ tm} \end{cases}$$

ferraillage du fût + flambement

les fûts sont calculés à la flexion composée

Condition sismique $N = 307,7 \text{ t}$; $M = 367 \text{ tm}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{367}{307,7} = 1,20 > \frac{D}{8} = \frac{15}{8} = 0,19 \Rightarrow \text{S.P.C.}$$

on prend des $\phi > 20 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}'_b = 180 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}'_{fc} = 1,5 \times 180 = 270 \text{ kg/cm}^2$$

flambement des fûts : le fût est considéré comme une console

$$l = 2l_0 = 2 \times (8,7 + 1,3) = 20 \text{ m} \quad , \quad \text{diamètre du fût} = 1,2 \text{ m}$$

$$A = \pi d^2/4 ; I = \pi d^4/64 \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{d}{4} = \frac{1,2}{4} = 0,30$$

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{20}{0,3} = 66,66 \Rightarrow 50 < \lambda < 150 \text{ on utilise la formule suivante}$$

$$f_c = \frac{9c^2}{Y} (1 + \xi) \times 10^3 (\lambda - 50)^{3/2} ; Y = \frac{d}{2} = 0,60 \text{ m}$$

$$f_c = \frac{N_{min}}{N_{max}} = \frac{330,87}{477} = 0,69$$

$$\Rightarrow f_c = 0,14$$

$$N = 307,7 \text{ t}$$

$$M = M_0 + N f_c = 367 + 307,7 \times 0,14 = 410 \text{ t m}$$

D'après Aide memoire B.A

$$k_e = \frac{N \cdot r}{M} = \frac{307,7}{410} = 0,75 \Rightarrow \tilde{\omega} = 1,75$$

$$k_a = \frac{M}{r^2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{410 \times 10^5}{60^2 \times 4000} = 0,047 \quad k = 16$$

$$A = \frac{\tilde{\omega} \pi r^2}{100} = 198 \text{ cm}^2 \Rightarrow 25T32 = 201 \text{ cm}^2 \text{ espace de } 136 \text{ cm}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4000}{16} = 250 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}'_b = 270 \text{ kg/cm}^2$$

Verification des contraintes

$$\text{position de l'axe neutres } y_n = k y_n \phi : \frac{d}{\phi} = \frac{6}{120} = 0,05 ; \sigma'_a = k' \sigma'_b$$

$$\text{d'après le tableau pour } k = 16 \Rightarrow k y_n = 0,46 \Rightarrow y_n = 55,2 \text{ cm}$$

$$\sigma_a = k' \sigma'_b = 13,4 \times 250 = 3350 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

Verification des contraintes dans les conditions normales

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4000 = 2667 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 81,9 \text{ t m}$$

$$N = 330,87 \text{ t} \quad \left. \begin{array}{l} \rightarrow k_e = \frac{N \cdot r}{M} = 2,42 \\ \text{tableau donne } k = 2,20 \end{array} \right\}$$

$$\tilde{\omega} = \frac{100 A}{\pi r^2} = \frac{100 \times 201}{\pi \cdot 60^2} = 1,78 \%$$

$$k_b = 0,62$$

$$\sigma'_b = \frac{1}{k_b} \frac{M}{r^2} = 61,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = k \sigma'_b = 134,53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{pour } k = 2,20 \text{ tableau } k' = 14,1 ; k y_n = 0,83$$

$$\text{donc } y_n = k y_n \times \phi = 99,6 \text{ cm}$$

$$\sigma'_a = k' \sigma'_b = 862,2 \text{ kg/cm}^2$$

armature transversale

pour les armatures transversales on prend des arcs de ϕ_{12}

espacement admissible

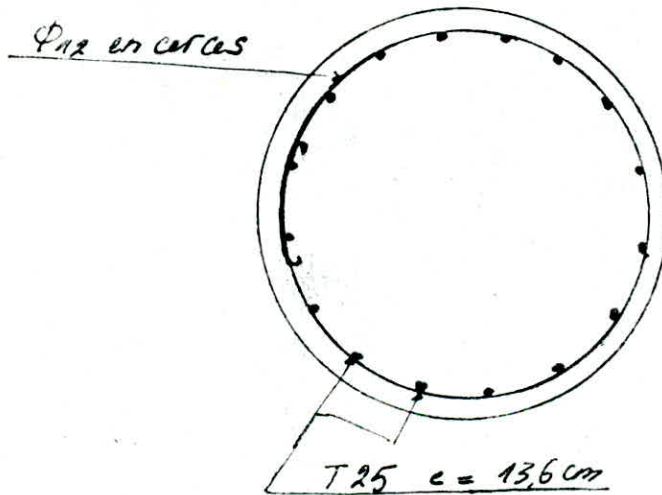
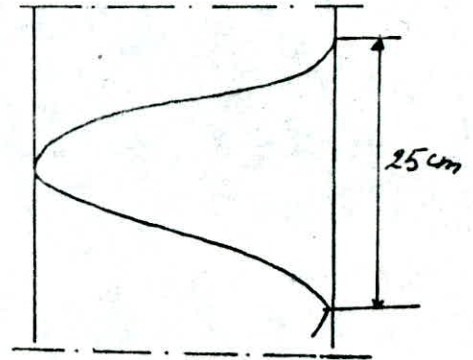
$$\bar{t} \leq \begin{cases} t_1 = \left(100 \frac{\phi}{t} - 15 \phi_{Lmin}\right) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \phi_{Lmin} \end{cases} \quad \text{avec } \phi = 1,2 \text{ cm} ; \phi_L = 3,2 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 90 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma'_b = 61,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{t} \leq \begin{cases} t_1 = (100 \times 1,2 - 15 \times 3,2) \left(2 - \frac{61,15}{90}\right) = 95,08 \text{ cm} \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{61,15}{90}\right) \cdot 3,2 = 63,4 \text{ cm} \end{cases}$$

donc on prend un espacement de 25 cm

À niveau du recouvrement on prend $t = 12 \text{ cm}$



II. ETUDE DE LA CULÉE

1. Mur garde-grève :

Le mur garde-grève est supposé encastré dans le chevêtre. Il est étudié en suivant les hypothèses de chargement du bulletin de SETRA :

- On néglige les efforts dus aux charges verticales.

- Les forces horizontales à tenir en compte sont :

Poussée des terres, poussée des charges locales et force de freinage.

Poussée des terres :

$$M_T = \frac{1}{6} K_a \delta L^3 \times (1m), \text{ avec : } K_a = 0.3 \text{ (coefficient de poussée).}$$

$$\delta = 2 \text{ T/m}^3 \text{ (masse volumique du remblai).}$$

$$h = 2.0 \text{ m}$$

$$M_T = 0.80 \text{ Tm/ml.}$$

Force de freinage :

On ne considère le freinage que d'un seul essieu B_c , l'autre est supposé être assez loin (1.5m) pour ne pas affecter le mur.

1 m linéaire du mur ne peut subir que le freinage d'une seule roue (6T).

Le moment d'encastrement est donc :

$$M_F = \frac{6h}{0.25 + 2h} \delta$$

$$\delta = 1.2$$

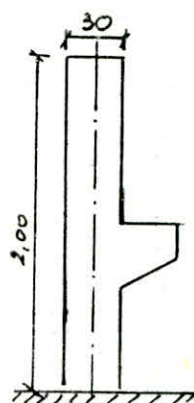
$$h = 2.0 \text{ m.}$$

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx.$$

$$K = K_a \delta \delta b_c$$

$$K_a = 0.3 ; \delta = 1.2 ; \delta = 1 ; b_c = 1.1 \Rightarrow K = 0.396$$

$$M_p = \frac{12 \times 0.396}{0.75 + 4} \times 2.94 = 2.95 \text{ Tm.}$$



Moment total : $M = M_T + M_F + M_p = 7.15 \text{ Tm}$.

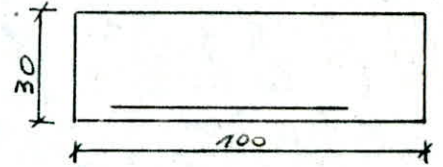
Dans l'autre sens : $M' = -3.2 \text{ Tm/ml}$.

Ce moment est essentiellement dû à la force de freinage minorée de la poussée des terres.

Ferraillage :

Ferraillage vertical

Face arrière (côté remblai). $M = 7.15 \text{ Tm/ml}$.



$$\mu = \frac{15 \times 7.15 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 26^2} = 0.0567 \Rightarrow K = 35.4, \epsilon = 0.9008$$

$$K_h = 0.31 \quad \tilde{\omega} = 0.43\% \rightarrow A = 12.9 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = 80 \text{ bars}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{35.4} = 79.1 \text{ Kg/m}^2 < \bar{\sigma}'_b = 180 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{7.15 \times 10^5}{0.9008 \times 26 \times 2800} = 10.91 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7 \text{ HA14/ml} \quad (A = 10.80 \text{ cm}^2)$$

espacement 14 cm.

Face avant :

$M = -3.2 \text{ Tm/ml}$.

$$\mu = \frac{15 \times 3.2 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 26^2} = 0.0253 \rightarrow \epsilon = 0.9308.$$

$$K = 57.$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{57} = 49 \text{ Kg/m}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

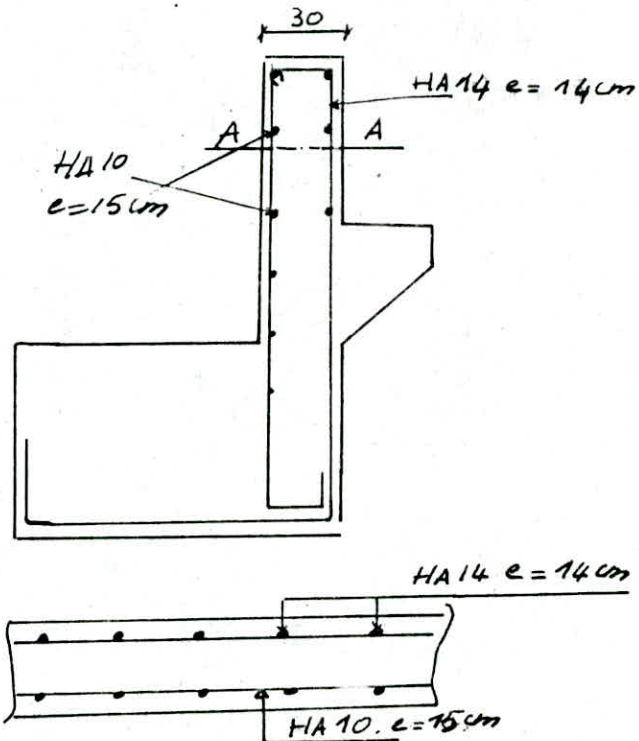
$$A = \frac{3.2 \cdot 10^5}{2800 \times 0.9308 \times 26} = 4.72 \text{ cm}^2$$

Puisqu'on a une dalle de transition qui repose sur le garde-grève on adopte le même ferraillage que la face arrière

(voir document SETRA : Murgarde-grève Page 26 NOTA.2

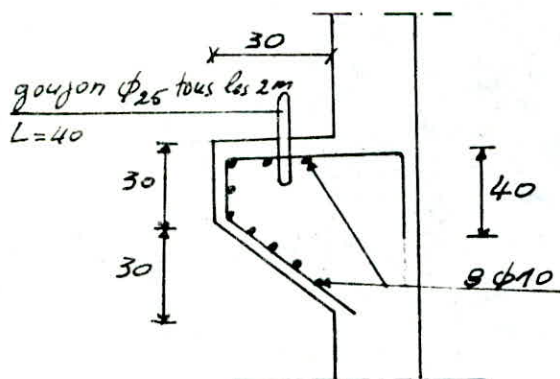
- Ferrailage horizontal

On adopte des HA10 tous les 15 cm sur les 2 faces.



2. Corbeau d'appui :

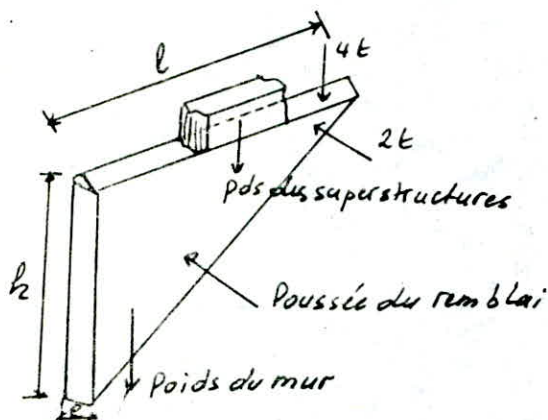
Les documents SETRA définissent un ferrailage-type pour le corbeau d'appui de la dalle de transition, qui règne sous toute la largeur de la dalle de transition qui est le suivant :



3. Murette en retour :

Le chargement du mur est défini dans le bulletin SETRA comme suit :
chaque mur est soumis à :

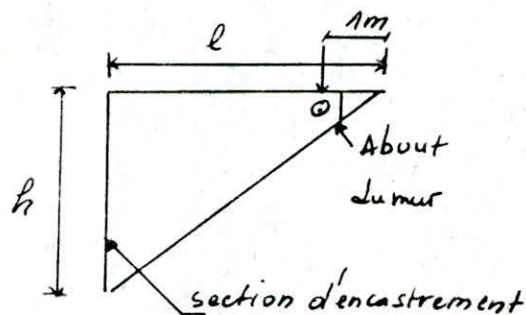
- Poids propre du mur : $P_m = \frac{h \times l \times e \times 25}{2}$.
- Poids des superstructures : $P_s = 0.3l$.
- Poussée horizontale répartie : $\left(\frac{h}{3} + 0.5\right) \frac{l \cdot h}{2}$.
- Charges concentrées verticales : $F_v = 4 \cdot t$.
- " " horizontales : $F_h = 2t$.



$$l = 5,00 \text{ m}$$

$$h = 3,00 \text{ m}$$

$$e = 40 \text{ cm}$$



Efforts à l'encastrement :

- dûs aux charges verticales :

$$T_v = 25 \frac{l \cdot h}{2} \times e + 4 + 0.3l$$

$$T_v = 13 \text{ t.}$$

$$M_v = 25 \frac{l^2 h^2}{6} e + 0.3 \frac{l^2}{2} + 4(l-1)$$

$$M_v = 32.25 \text{ tm.}$$

- dûs aux charges horizontales :

$$T_h = \left(\frac{h}{3} + 0.5\right) \frac{l \cdot h}{2} + 2$$

$$T_h = 13.25 \text{ t.}$$

$$M_h = \left(\frac{h}{3} + 0.5\right) \frac{l^2 \cdot h}{6} + 2(l-1)$$

$$M_h = 26.75 \text{ tm.}$$

Ferrailage :- Pour reprendre M_v

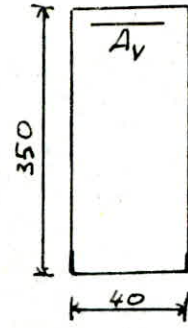
$$M_v = 32.25 \text{ tm.}$$

$$\mu = \frac{15 \times 34.33 \times 10^5}{2800 \times 40 \times 345^2} = 0.00386 \rightarrow K = 161$$

$$\varepsilon = 0.9716$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{161} = 17.4 \text{ Kg/m}^2$$

$$A = 3.66 \text{ cm}^2$$

- Pour reprendre M_h :

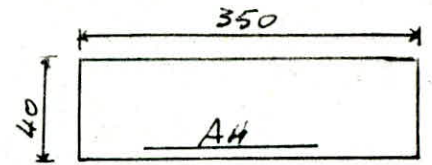
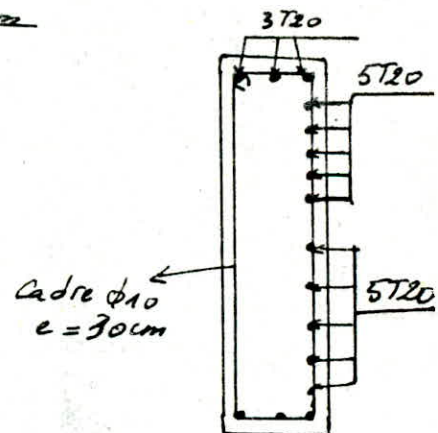
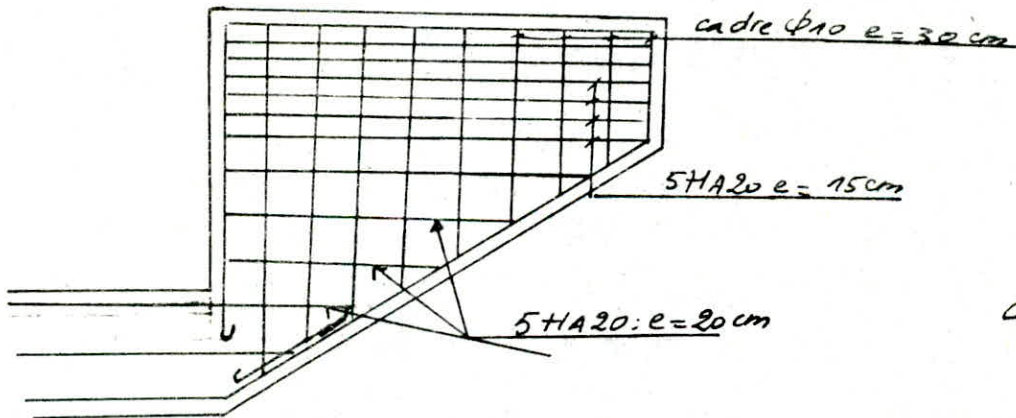
$$M_h = 26.75 \text{ tm.}$$

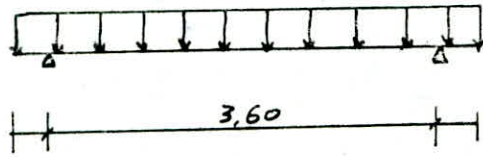
$$\mu = \frac{15 \times 26.75 \cdot 10^5}{2800 \times 3500 \times 36^2} = 0.0369 \rightarrow K = 46$$

$$\varepsilon = 0.9180$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{46} = 61 \text{ Kg/m}^2$$

$$A_h = \frac{26.75 \cdot 10^5}{2800 \times 0.9180} = 28.91 \text{ cm}^2 \Rightarrow 10 \text{ HA}20$$

Disposition constructive :

Dalle de transition:- Charge permanente :

- remblai $2 \times 1 \times 1 = 2 \text{ t/ml}$.
- poids propre $2.5 \times 0.3 \times 1 = 0.75 \text{ t/ml}$.
- revêtement + chaussée $2.2 \times 0.08 \times 1 = 0.18 \text{ t/ml}$.

$$q_p = 2.93 \text{ t/ml}$$

- Surcharges : Les plus grande efforts sont donnés par le système Bt :

$$P_1 = 2 \times 5.5 = 11 \text{ t} \quad P_2 = 1.2 \times 5.5 = 6.6 \text{ t}$$

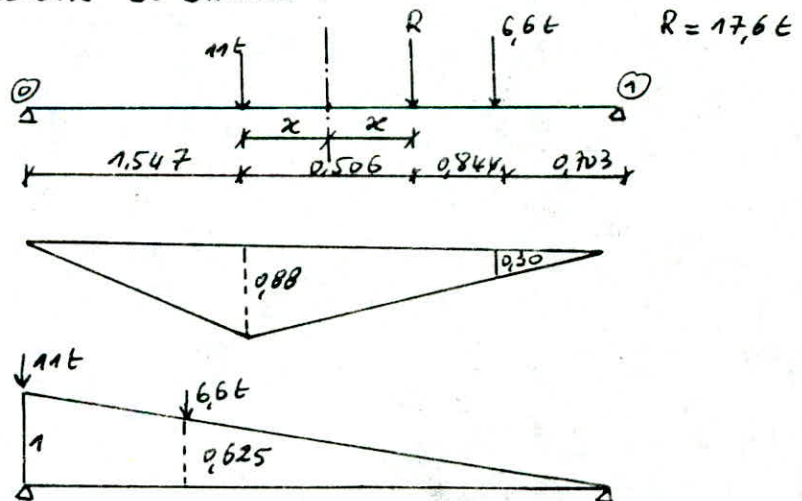
Efforts :

En négligeant les 2 petites consoles on trouve :

- Sous charge permanente : $M_0 = \frac{2.93 \times 3.60^2}{8} = 4.75 \text{ tm}$; $T_0 = \frac{2.93 \times 3.60}{2} = 5.27$

- Sous surcharges :

On utilise le théorème de BARRE :



$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow 11(1.8+x) + 6.6(1.8+x-1.55) = 17.6(1.8-x)$$

$$\Rightarrow x = 0.253 \text{ m}$$

Efforts résultants :

$$M_{max} = 16,41 \text{ tm/ml}$$

$$T_{max} = 20,39 \text{ tm/ml}$$

Ferraillage:

$$M = 16,41 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 16,41 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 28^2} = 0,1121$$

$$\Rightarrow K = 21,9 \quad , \quad \epsilon = 0,8645$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{21,9} = 128 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{M}{\sigma'_b \epsilon h} = \frac{16,41 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8645 \times 28} = 24,21 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 13 \text{ HA16 espace de } 8 \text{ cm}$$

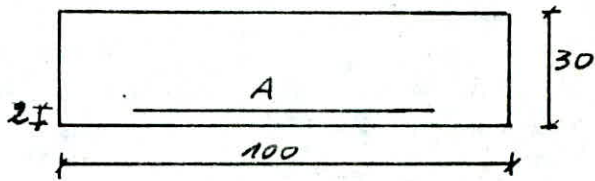
dans l'autre sens on prend des armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = 6,55 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ HA16/pl. } e = 33 \text{ cm}$$

Verification au cisaillement:

$$\text{On doit vérifier que } \tau = \frac{T}{b z} \leq 1,15 \bar{\sigma}'_b = 8,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{20,39 \times 10^3}{100 \times \frac{7}{9} \cdot 28} = 0,31 \leq \bar{\tau} = 8,63 \text{ kg/cm}^2$$



III. FONDATIONS

1/ Fondation sous pile

Choix du type de Fondation :

Les affouillements constituent le problème majeur relatif à notre site vu la présence d'un oued et d'un sol particulièrement affouillable, c'est ce qui nous conduit à opter pour des fondations profondes.

Calcul de la capacité portante des pieux

A défaut de résultats de pénétromètre et des essais de Laboratoire on utilise les formules théoriques en attribuant au sol des valeurs courantes des caractéristiques c , φ et γ .

Aussi on suppose un affouillement de 4 m de profondeur.

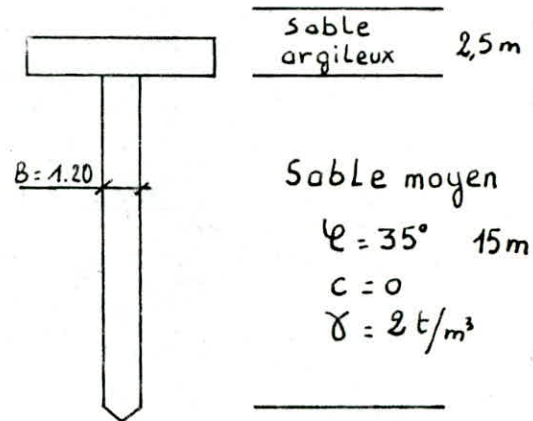
Resistance de pointe :

$$\bar{Q}_p = \frac{\pi B^2}{4} \left(q'_0 + \frac{1}{3} q'_0 (N_q - 1) \right)$$

$$q'_0 = \gamma' D$$

$$N_q = 33,3 \quad (\text{d'après caquot et Kerisel pour } \varphi = 35^\circ)$$

$$\bar{Q}_p = \frac{3,14 \times (1,20)^2}{4} \left(1 \times 13,5 + \frac{1}{3} \times 1 \times 13,5 (33,3 - 1) \right) = 180 \text{ t}$$



Frottement Latéral :

$$Q_f = \alpha \gamma' \frac{D^2}{2} p$$

$$\varphi = 35^\circ \Rightarrow \alpha_s = \arctg \frac{2}{3} \text{tg} \varphi = 25^\circ$$

$$Q_f = 1,81 \times 1 \times \frac{(13,5)^2}{2} \times 3,14 \times 1,20 = 621 \text{ t}$$

d'après caquot et Kerisel $\alpha = 1,81$

(voir "Cours pratique de MDS"
costet et sanglerat)
TOME II

$$\bar{Q}_f = \frac{1}{3} Q_f = 207 \text{ t}$$

Justification de la portance des pieux :

a/ En conditions normales

$$R_{\max} = 323 \text{ t} < 387 \text{ t}$$

b/ En conditions sismiques

$$R_{\max} = 345 \text{ t} < 1,33 \times 387 = 515 \text{ t}$$

calcul des éléments des fondations

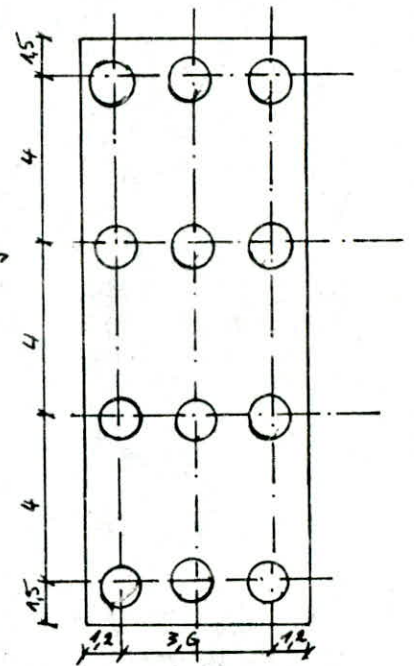
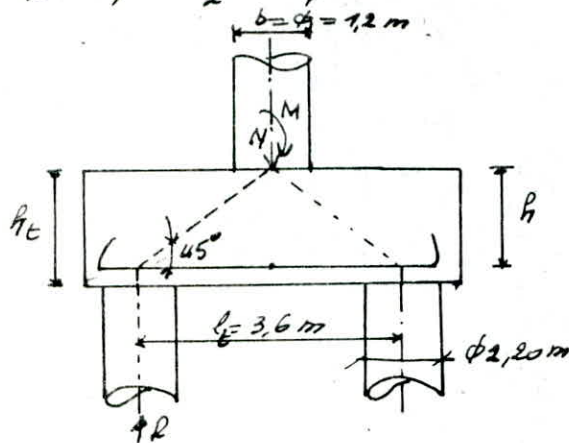
1°) semelle de liaison des pieux de la fondation de la pile

Nous utilisons la méthode des bielles.

* la semelle est un massif indéformable

* h_f : hauteur de la semelle

$$h \geq \frac{e}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3,6}{2} - \frac{1,2}{4} = 1,8 - 0,3 = 1,5 \text{ m} \Rightarrow h_f = 1,55 \text{ m}$$



calcul de réaction

* poids propre de la semelle : $2,5 \times (6 \times 15) = 360 \text{ t}$

* surcharge du remblai : $2 \times (15 \times 6 - 4 \frac{\pi d^2}{4}) \times 1 = 170 \text{ t}$

* Valeurs des moments flechissant et des efforts tranchants à la base de la semelle.

• condition normal $N^{\max} = \frac{1}{4} (1907 + 360 + 256) = 610 \text{ t}$

$$M^{\max} = \frac{1}{4} (21,94 (10 + 1,6)) = 64 \text{ t m}$$

• condition sismique $N^{\max} = \frac{1}{4} (1416,6 + 360 + 170) = 487 \text{ t}$

$$M^{\max} = \frac{1}{4} (1227,2 + 141,8 + 91,63) = 365 \text{ t m}$$

$$Q^{\max} = \frac{N}{n} + \frac{M}{e} ; \quad Q^{\min} = \frac{N}{n} - \frac{M}{e} \quad ; \quad n: \text{nombre de files des pieux } (n=2)$$

en condition normal

$$Q^{\max} = \frac{610}{2} + \frac{64}{3,6} = 323 \text{ t} ; \quad Q^{\min} = \frac{610}{2} - \frac{64}{3,6} = 287 \text{ t}$$

en condition sismique

$$Q^{\max} = \frac{487}{2} + \frac{365}{3,6} = 345 \text{ t} ; \quad Q^{\min} = \frac{487}{2} - \frac{365}{3,6} = 143 \text{ t}$$

ferraillage* sens transversal

Armature inférieure $A_1 = \frac{Q_{max}}{\sigma_a} \left(\frac{l/2 - b/4}{h} \right)$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} 4000 = 2667 \text{ kg/cm}^2 \quad (\phi > 20 \text{ m})$$

$$Q_{max} = 323 \text{ t} \quad h = 1.50 \text{ m}, \quad l = 3.6 \text{ m}; \quad b = 150 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_1 = 118,62 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } 25T25 = 122,75 \text{ cm}^2 / (\phi + h_e) = 2,8 \text{ m}$$

espace de 11,2 cm

$$A'_1 = \frac{1}{3} A_1 = 37,54 \text{ cm}^2 / 0,76 \text{ m} \quad \text{espace de } 9,5 \text{ cm}$$

pour facilité l'exécution on adopte un même écartement sur toute la longueur de la semelle on prend donc 12 cm comme espacement \Rightarrow

$$A = 125T25 / 15 \text{ m} = 613,75 \text{ cm}^2$$

Armature supérieure on prend forfaitairement $A_s = \frac{1}{5} A_1 = 125T12$

Verification des Contraintes en Condition Sismique

$$R_{max} = 355 \text{ t}; \Rightarrow \sigma_a = \frac{Q_{max}}{A_1} \left(\frac{l/2 - b/4}{h} \right) = 2862 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

* Armature longitudinale

soit A_2 la section d'armature longitudinale disposé le long de la semelle

- Armature inférieure $A_2 = \frac{A_1}{3} = 205 \text{ cm}^2$ on prend 42T25 espace de 14 cm

- Armature supérieure $A_{2s} = 42T12$ espace de 14 cm

Ces armatures vont jouer le rôle des armatures de repartition

Verification des contraintes de compression des bielles

* Au niveau du fût : $\sigma'_b = \frac{N}{B \sin^2 \theta} \leq 0,6 \sigma'_j$ $N = 477 \text{ t}$, $\theta = 45^\circ$

$$\sigma'_b = \frac{477 \times 10^3}{11304 \times (\sin^2 45)} = 84,4 \text{ kg/cm}^2 < 0,6 \sigma'_j = 162 \text{ kg/cm}^2$$

$$B = \frac{\pi d^2}{4} = 11304 \text{ cm}^2$$

$$0,6 \sigma'_j = 0,6 \sigma'_{28} = 162 \text{ kg/cm}^2$$

* Au niveau du pieu :

$$\sigma'_{b1} = \frac{N}{2B_1 \sin^2 \theta} \leq 0,6 \sigma'_j$$

$$N = 477 \text{ t}, \quad \theta = 45^\circ$$

$$\sigma'_{b1} = 42,2 \text{ kg/cm}^2 < 0,6 \sigma'_j = 162 \text{ kg/cm}^2$$

$$B = \frac{\pi d^2}{4} = B = 11304 \text{ cm}^2$$

Effort tranchant : on peut en general se dispenser, pour des raisons

meccanique, de disposer des étriers dans les semelles de liaison des pieux

lorsque les armatures inférieures de ces semelles ont été déterminées par l'application de la méthode des bielles

EFFORTS SOLLICITANTS LES PIEUXConditions normales

	H (t)	N (t)	d (m)	M (tm)
tablier		1040		
Surcharge du tablier (A(0))		486		
chevêtre		130		
pôts		98		
Semelle		360		
Terres		170		
Variation linéaire du tablier	22		11,80	260
freinage	9		11,80	106

$$\begin{cases} M^{\max} = 438 \text{ tm} \\ N^{\min} = 1798 \text{ t} \\ H^{\max} = 37,2 \text{ t} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M^{\min} = 311 \text{ tm} \\ N^{\max} = 2284 \text{ t} \\ H^{\min} = 26,4 \text{ t} \end{cases}$$

Le moment est transmis aux pieux en effort normal

A la tête de chaque pieu on a alors :

$$H = \frac{H^{\max}}{8} = \frac{37,2}{8} = 4,65 \text{ t}$$

$$R^{\max} = \frac{N^{\max}}{8} + \frac{M^{\max}}{4 \times 3,6} = 285 + 30 = 315 \text{ t}$$

$$R^{\min} = \frac{N^{\min}}{8} - \frac{M^{\max}}{4 \times 3,6} = 225 - 30 = 195 \text{ t}$$

diagramme des moments le long du pieu :

On utilise la méthode de Werner

$$\text{on a : } M(x) = M^* X_{wM^*}(x) + \frac{H^*}{\lambda} X_{wH^*}(x)$$

on peut calculer M^* en supposant la rotation nulle à la tête du pieu :

$$EIV = X_{wM^*} \cdot \frac{M^*}{\lambda} + X_{wH^*} \cdot \frac{H^*}{\lambda^2} = 0 \Rightarrow M^* = - \frac{X_{wH^*}}{X_{wM^*}} \cdot \frac{H^*}{\lambda} = -14,60 \text{ tm}$$

l'expression du moment devient :

$$M(x) = -14,60 X_{wM^*}(x) + 17,35 X_{wH^*}(x)$$

M^* et H^* sont respectivement le moment et l'effort horizontal à la tête du pieu. $X_{wM^*}(x)$ et $X_{wH^*}(x)$ sont des coeff donnés par des tableaux.

$$\begin{aligned} H^* &= 4,65 \text{ t} \\ X_{wH^*} &= 1,26 \\ X_{wM^*} &= 1,54 \\ \lambda &= 0,26 \end{aligned}$$

x	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l	0,6l	0,7l	0,8l
$\chi_{w_{up}}(x)$	0,97	0,87	0,70	0,50	0,30	0,17	0,08	0,03
$\chi_{w_{down}}(x)$	0,37	0,60	0,66	0,60	0,45	0,30	0,17	0,07
M(x)	-7,56	-2,00	1,56	3,41	3,65	2,87	1,87	0,81

Conditions sismiques

		N (t)	H (t)	d (m)	M (tm)
Pds du tablier	1,07	1113			
	0,93	967			
Pds du chèvêtre	1,07	139			
	0,93	121			
Pds des fûts	1,07	105			
	0,93	92			
Pds de la senelle	1,07	385			
	0,93	335			
Pds des terres	1,07	182			
	0,93	158			
Variation linéaire du tablier		/	22	11,80	260
Seisme		/	179	11,80	2112

$$\begin{cases} M^{max} = 2372 \text{ tm} \\ N^{min} = 1673 \text{ t} \\ H^{max} = 201 \text{ t} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M^{min} = 260 \text{ tm} \\ N^{max} = 1924 \text{ t} \\ H^{min} = 22 \text{ t} \end{cases}$$

A la tête d'un pieu on a :

$$H = \frac{H^{max}}{8} = 25 \text{ t}$$

$$R^{max} = \frac{1924}{8} + \frac{2372}{4 \times 3,6} = 405 \text{ t}$$

$$R^{min} = \frac{1673}{8} - \frac{2372}{4 \times 3,6} = 44 \text{ t}$$

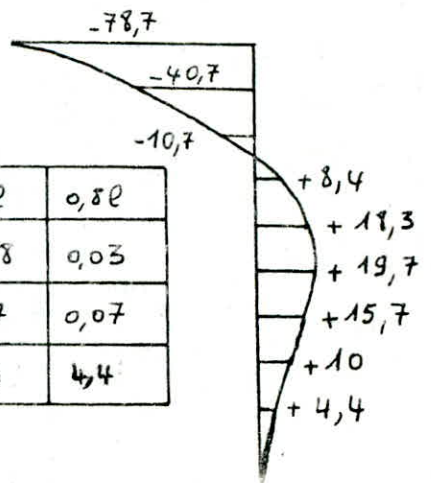
diagramme des moments le long du pieu :

On procède de la même manière que précédemment on trouve :

$$H^* = 25 \text{ t} \quad M^* = -78,7 \text{ tm}$$

$$\text{et } M(x) = -78,7 \chi_{w_{up}}(x) + 96,15 \chi_{w_{down}}(x)$$

x	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l	0,6l	0,7l	0,8l
$\chi_{w_{up}}(x)$	0,97	0,87	0,70	0,50	0,30	0,17	0,08	0,03
$\chi_{w_{down}}(x)$	0,37	0,60	0,66	0,60	0,45	0,30	0,17	0,07
M(x)	-40,7	-10,7	8,4	18,3	19,7	15,5	10	4,4



Ferraillage

On calcule le ferraillage dans les conditions sismiques.

La section la plus sollicitée étant la tête du pieu avec :

$$M = 78,7 \text{ t.m} \quad R_{\min} = 44 \text{ t} \quad H = 25 \text{ t}$$

$$d = 6 \text{ cm} \quad e = \frac{M}{N} = 1,79 \text{ m} > 0,15 \text{ m} \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée}$$

$$K_e = \frac{N \cdot r}{M} = \frac{44 \times 0,60}{78,7} = 0,33$$

$$K_a = \frac{M}{r^3 \sigma_a} = \frac{78,7 \cdot 10^5}{(60)^3 \times 4000} = 0,009$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \tilde{\omega} (\%) = 0,44 \\ K = 37 \end{array} \right.$$

d'après les tables
de DAVIDOVICI

$$\omega = 0,44 \% < \omega_{\min} = 0,50 \%$$

On ferraillage avec la section d'acier minimale

$$A_{\min} = 0,50 \times \frac{\pi \frac{D^2}{4}}{100} = 56,55 \text{ cm}^2 \Rightarrow 18 \text{ HA}20 \quad \text{avec } e = 20 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes :• Conditions sismiques :

$$K_e = 0,33$$

$$\omega = 0,50 \%$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_b = 0,40 \\ K = 38 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma'_b = \frac{1}{K_b} \frac{M}{r^3} = 87 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_a = K \sigma'_b = 3306 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$< 4000 \text{ kg/cm}^2$$

Armature transversale

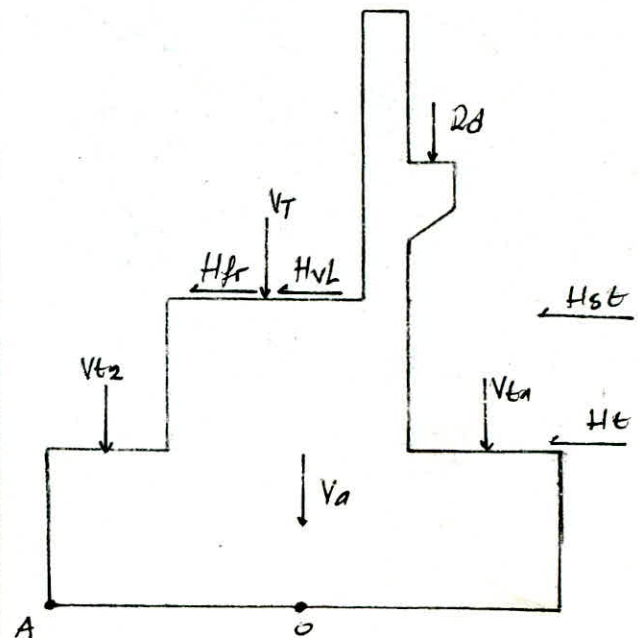
Comme armature transversale on met des spires en $\phi 12$

$$1 \text{ spire } \phi 12 \text{ tous les } \left\{ \begin{array}{l} 10 \text{ cm} \quad \text{en zone de recouvrement} \\ 15 \text{ cm} \quad \text{en zone courante} \end{array} \right.$$

Fondation sous culéeRecensement des efforts

Conditions normales

	Q_v (t)	d_v (m)	Q_H (t)	d_H (m)	M/A
Pds de l'appui	15,63	1,72	/	/	26,88
Pds du tablier	$\left\{ \begin{array}{l} 34 \\ 55 \end{array} \right.$	1,50	/	/	$\left\{ \begin{array}{l} 51,00 \\ 82,50 \end{array} \right.$
Pds des terres (Ar)	3,8	2,90	/	/	11,02
réaction de la dalle de trans	$\left\{ \begin{array}{l} 5,3 \\ 20,4 \end{array} \right.$	2,55	/	/	$\left\{ \begin{array}{l} 13,52 \\ 52,02 \end{array} \right.$
Pds des terres (Av)	1,6	0,40	/	/	0,64
Variation linéaire du tablier	/	/	2,02	2,40	-4,85
Freinage	/	/	0,38	2,40	$\pm 0,91$
Poussée des terres	/	/	5,04	1,37	-6,90
Poussée de surch de remblai	/	/	1,80	2,05	-3,69



Conditions sismiques

		Q_v	d_v	Q_H	d_H	M_{1A}
Pds de l'appui	1,07	16,72				28,76
	0,93	14,54	1,72	/	/	25,01
Pds du tablier	1,07	36,38				54,57
	0,93	31,62	1,50	/	/	47,43
Pds des terres (Ar)	1,07	4,07				11,80
	0,93	3,53	2,90	/	/	10,24
reaction de la dalle de trans	1,07	5,67				14,46
	0,93	4,93	2,55	/	/	12,57
Pds des terres (Av)	1,07	1,71				0,68
	0,93	1,49	0,40	/	/	0,60
Variation linéaire du tablier		/	/	2,02	2,40	-4,85
Poussée des terres		/	/	6,72	1,37	-9,21
Seisme		/	/	4,96	2,40	±11,90

Reques: le coef. de poussée des terres est calculé à partir de la formule de MONO OKABE

StabilitéStabilité au renversement :

$$\begin{array}{l} \text{Moment de renversement max :} \\ \text{Moment stabilisant min :} \end{array} \left| \begin{array}{l} = 16,53 \text{ tm/ml} \\ = 25,96 \text{ " } \\ = 103,0 \text{ " } \\ = 95,85 \text{ " } \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{CN} \\ \text{CS} \\ \text{CN} \\ \text{CS} \end{array}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 3,7 > 2 \text{ la stabilité au renversement est vérifiée}$$

Stabilité au glissement :

$$\begin{array}{l} \text{Effort horizontal max :} \\ \text{Effort vertical min :} \end{array} \left| \begin{array}{l} = 9,32 \text{ t} \\ = 13,7 \text{ t} \\ = 60,33 \text{ t} \\ = 56,11 \text{ t} \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{C.N} \\ \text{C.S} \\ \text{C.N} \\ \text{C.S} \end{array}$$

$$f = \frac{V}{H} \operatorname{tg} 30^\circ = 2,3 > 1,5 \text{ la stabilité au glissement est vérifiée}$$

Stabilité au soulèvement :

On doit vérifier que l'effort vertical ne dépasse pas le tiers ($\frac{1}{3}$) central de la semelle

$$e_{\max} = \frac{M_{\max}}{N_{\min}} = \frac{26,74}{56,11} = 0,48 \text{ m} < \frac{3,40}{6} = 0,57 \text{ m}$$

Poinçonnement

$$M_{/o}^{\max} = \begin{cases} 20,23 \text{ tm} & \text{en c.N} \\ 26,74 \text{ tm} & \text{en c.S} \end{cases}$$

$$N^{\min} = \begin{cases} 81,33 \text{ t} & \text{en c.N} \\ 56,11 \text{ t} & \text{en c.S} \end{cases}$$

$$M_{/o}^{\min} = \begin{cases} 7,40 \text{ tm} & \text{en c.N} \\ 25,46 \text{ tm} & \text{en c.S} \end{cases}$$

$$N^{\max} = \begin{cases} 96,43 \text{ t} & \text{en c.N} \\ 64,55 \text{ t} & \text{en c.S} \end{cases}$$

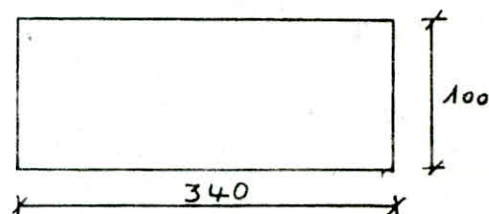
Contraintes sous la semelle :

$$1^{\text{er}} \text{ Cas : } M = 20,23 \text{ tm} \quad N = 81,33 \text{ t}$$

Section

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$= \begin{cases} 3,44 \text{ Kg/cm}^2 \\ 1,34 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$



$$2^{\text{e}} \text{ Cas : } M = 7,40 \text{ tm} \quad N = 96,43 \text{ t}$$

$$\sigma_{1,2} = \begin{cases} 3,22 \text{ Kg/cm}^2 \\ 2,45 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\frac{I}{V} = 1926,67 \cdot 10^3 \text{ cm}^3$$

$$A = 3,4 \cdot 10^4 \text{ cm}^2$$

$$3^{\text{e}} \text{ Cas : } M = 26,74 \text{ tm} \quad N = 56,11 \text{ t}$$

$$\sigma_{1,2} = \begin{cases} 3,04 \text{ Kg/cm}^2 \\ 0,26 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$4^{\text{e}} \text{ Cas : } M = 25,46 \text{ tm} \quad N = 64,55 \text{ t}$$

$$\sigma_{1,2} = \begin{cases} 3,22 \text{ Kg/cm}^2 \\ 0,58 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

Contrainte admissible du sol

$$\gamma = 17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$c = 0$$

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{1}{3} (0,58 \gamma B' N_\gamma + \gamma D' N_q - \gamma D + c N_c)$$

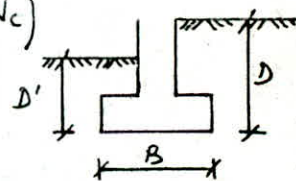
$$q_{ad} = 17 \times 4,10 + \frac{1}{3} (0,5 \times 17 \times 2,90 \times 21,8 + 17 \times 2,20 \times 18,4 - 17 \times 4,10)$$

$$\approx 450 \text{ kPa}$$

$$q_{ad} = 4,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N_\gamma = 21,8$$

$$N_q = 18,4$$



$$B' = B - 2e = 2,90 \text{ m}$$

$$D = 4,10 \text{ m}$$

$$D' = 2,20 \text{ m}$$

Ferraillage de la semelle :

$$\text{d'après la méthode des bielles on a : } A = \frac{Q(B-b)}{8(h_t-d)\sigma_a} = \frac{96,45 \cdot 10^3 \times 1,80}{8(1,14 \times 2800)}$$

$$= 6,8 \text{ cm}^2$$

la méthode des consoles nous donne une section d'acier encore plus petite

On prend alors un pourcentage d'acier $w_{\min} = 0,12\%$ d'après la condition de non-fragilité

$$\ast \text{ longitudinalement : } A_{\min} = \frac{(340 \times 120 + 160 \times 100)}{100} \times 0,12 = 68,15 \text{ cm}^2$$

on prend 15HA25

$$\ast \text{ transversalement : } A_{\min} = \frac{(100 \times 120 + 100 \times 100)}{100} \times 0,12 = 26,4 \text{ cm}^2 \approx 20 \text{ cm}^2$$

on prend 6HA25 / ml

BIBLIOGRAPHIE

- [1] BARÉS R., MASSONNETCH.
"Le calcul des grillages des poutres et dalles orthotropes"
DUNOD, 1966
- [2] Y. GUYON
"Constructions en béton Précontraintes" Tome 1 et 2
- [3] P. CHARON
"Le calcul et la vérification des ouvrages en B.A"
- [4] DAVIDOVICI V.
"Béton Armé", collection "aide mémoire"
- [5] DREUX G.
"Pratique du béton précontraint"
- [6] LACROIX R., FUENTES A.
"Le projet du béton précontraint"
- [7] "Cahier des prescriptions communes"
- [8] SETRA (service d'études techniques des routes et autoroutes (FRANCE))
"Appuis des tabliers"
"FOND 72"
"Appareil d'appui"
- [9] WERNER H.
"Beton und Stahlbetonbau"

