الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

79/86

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

2ex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GÉNIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

PONT BIAIS A POUTRES MULTIPLES EN B.P.E.L

Proposé par : E,N.G.O.A.

Etudié par : M. SID, N. BELMAHDI

Dirigé par : Mr ZOUKH

PROMOTION : JUIN 1986

E.N.P. 10, Avenue Hacen Badi – EL-HARRACH – ALGER

DEDICACES

A mes chers parents
A mes frères et soeurs
A ma grand- mère
A Mohamed.
A toutes mes amies.

Nadia

A mes chers parents
A mes frères et sœurs
A tous mes amis (es)

Mohamed

REMERCIEMENTS

Que tous, ceux qui ont contribué de prés ou de loin à l'elaboration de, ce projet et particulierement Notre promoteur Mr ZOUKH enseignant à l'ecole nationale polytechnique, Mrs KHODJA et KHALDI ingeniers à L'E.N.G.O.A, trouvent ici nos vifs remerciements.

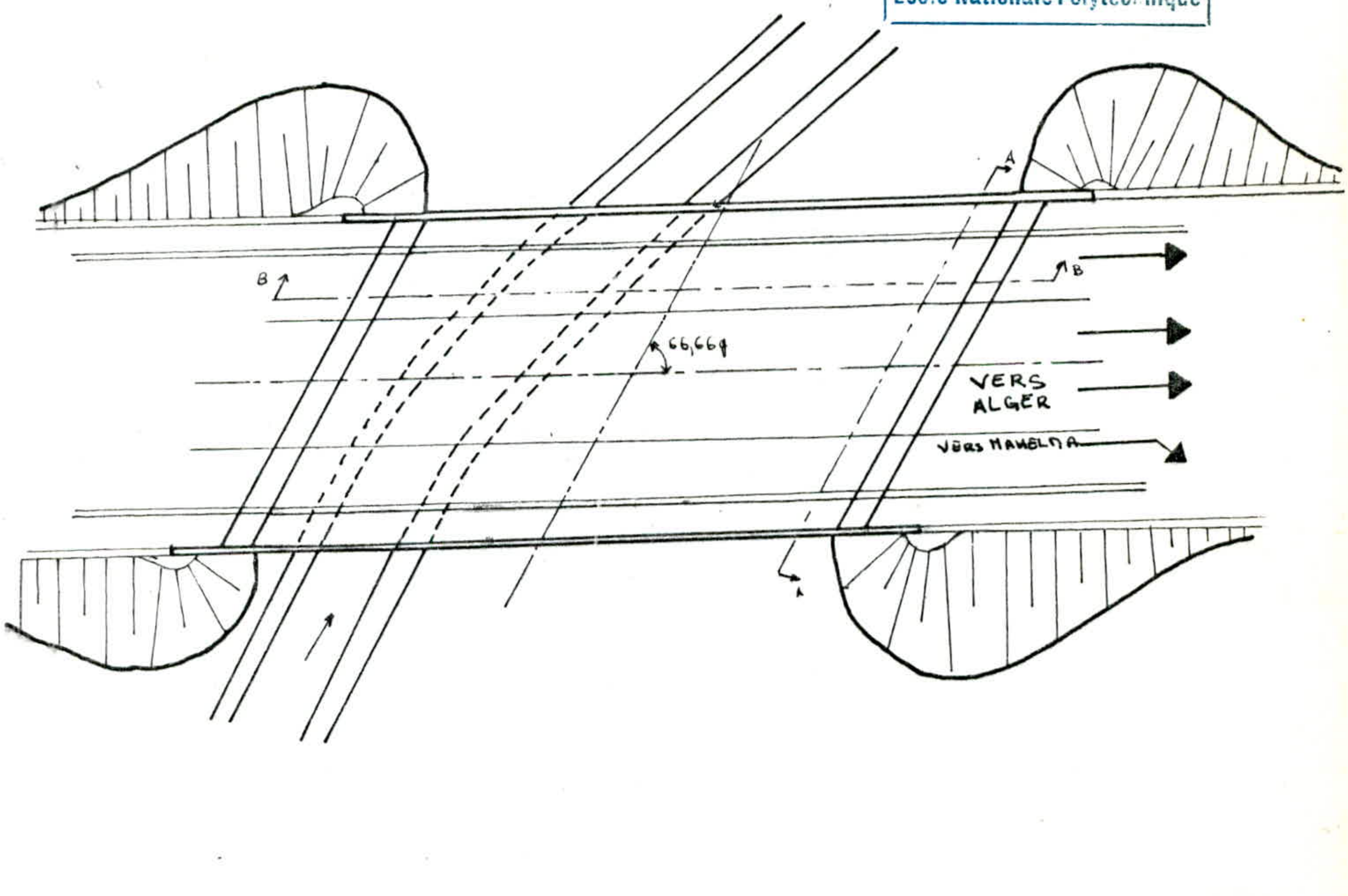
BELMAHDI NADIA

SID MOHAMED

SOMMAIRE

I. INTRODUCTION

L'ouvrage d'art faisant l'objet de notre projet de fin d'étude st un pont biais (66,66 gr) à poutres multiples en béton précontraint et sera implanté entre BEN-AKNOUN et ZERALDA.
Le pont st constitué d'une travée unique de 34 m de long et 13,75 m de largeur totale et comporte :
4 vois de circulation de 3,50 m de large chacune
2 bands de guidage de 0,5 m de part et d'autre de la chaussée.
2 trottoirs de 1,625 m de largeur chacun.
Caracteristiques du pont :
Tablier : Le tablier st constitué par :
un platelage formé d'un hourdis de 20 cm d'épaisseur revetu d'une couche d'asphalte et d'une chape d'étanchéité d'épaisseur totale 8 cm. L'hourdis étant coulé sur place, il st prévu des barres d'amorce laissés en attente sur la table de la poutre pour la liaison poutre-dalle.
Poutraison : constitue le support du platelage et se compose de 13 poutres préfabriqués en béton précontraint d'entre axe 1,435 m.
Les appareils d'appuis sont des plaques en élastomère fretté du type GUMBA fixées sur des dés d'appui en béton armé.
Culée : element essentiel de l'ouvrage supporte les efforts transmis par le tablier et les transmet aux fondations.
Fondations : Les sondages effectués ont montré que le terrain se compose de 3 couches de argile et marne avant d'arriver à la couche de marne assez compacte qui se trouve à une profondeur de 11 m environ d'ou les fondations seront sur pieux de 10 m de profondeur.



Caracteristiques des materiaux utilisés :

1- Béton armé :

Le béton utilisé dans la construction de cet ouvrage sera conforme aux règles B.A.E.L B.A.E.L (80)

Béton des poutres et hourdis :

contrainte de compression à 28 jours $\sigma'_{28} = f_{c28} = 350 \ kg/cm^2$

raccourcissement relatif dû au retrait ε_r : $\varepsilon_r = 3{,}5 \ ‰$

module de deformation instantané du béton $E_{ij} = 24000 \sqrt{\sigma'_{28}}$ (kg/cm^2)

module de déformation differée $E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3}$ (kg/cm^2).

béton des culées et pieux $\rightarrow f_{c28} = 270 \ kg/cm^2$

A l'etat limite de service les contraintes limites sont :

contrainte de traction $\bar{\sigma}_m$ $= - f_{t28}$ ou f_{tj} dans la section d'enrobage.

$= -1{,}5 \ f_{tj}$ hors de la section d'enrobage.

contrainte limite de compression $\bar{\sigma}_M = 0{,}6 \ f_{cj}$ pour toute la section.

A l'état limite ultime la contrainte limite $\sigma'_L = \frac{0{,}85 \ f_{c28}}{\gamma_b}$ $(\gamma_b = 1{,}5)$

masse volumique du béton $2500 \ kg/m^3$.

2. Caracteristiques des aciers :

a) Caractéristiques des armatures de précontrainte.

Contrainte de rupture garantie .... 18490 kg/cm²

Contrainte caracteristique de déformation garantie .... 14790 "

Module d'elasticité E_a .... $2 \cdot 10^6$ "

Relaxation à 1000 heures ρ_{1000} .... 2,5 cm.

Relaxation à l'infini ρ_{∞} .... 2 cm

Diamètre de la gaine ϕ_g .... 7,0 cm

Recul d'ancrage "g" .... 0,6 "

Section du cable A_p .... 9,73 cm²

Décalage du câble à l'interieur de la gaine .... 0,6 mm.

Rayon de courbure minimal .... 8 m

b) Caracteristiques des armatures passives.

Acier type FeE40 : $\sigma_{en} = 4200 \ kg/cm^2$ $\phi \leq 20mm$

$\sigma_{en} = 4000$ " $\phi > 20mm$.

A l'etat limite de service :

fissuration peu nuisible : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en}$.

A l'état limite de rupture (ultime) : $\sigma_a = f(\varepsilon_s)$

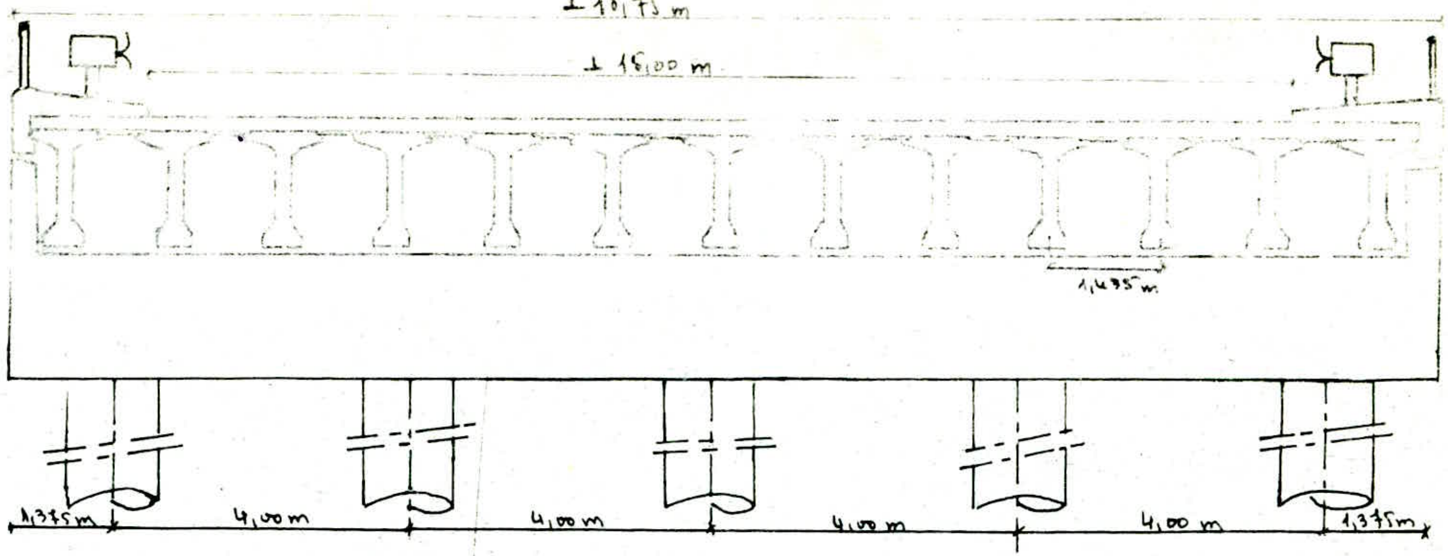
$\sigma_p = f(\varepsilon_p)$.

Les câbles utilisés sont du type 7T15 T.B.R

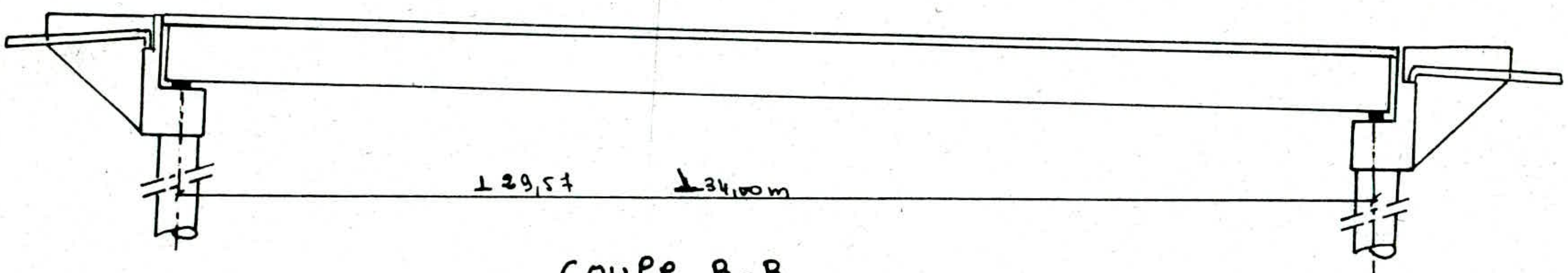
L'ancrage est du type actif - actif.

Coupe A-A

Echelle 1/100



echelle 1/50



COUPE B-B

II. Caracteristiques géometriques des sections

* prédimensionnement. $\frac{1}{18} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{15} \rightarrow 1,90 \leq h \leq 2,26\,m$.

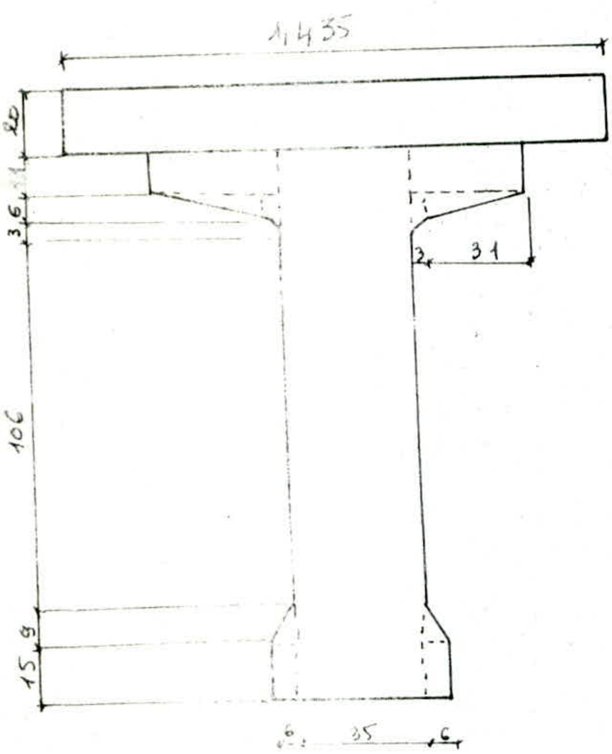
"h" hauteur totale de la poutre, "L" sa portée

Nous adopterons la hauteur proposée par l'entreprise pour des raisons techniques soit $h = 1,50\,m$

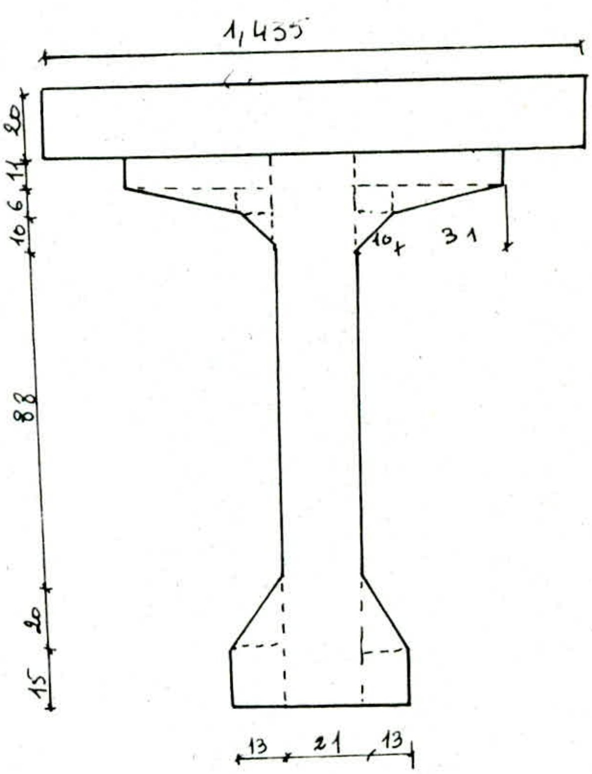
* epaisseur de l'âme de la section en travée. $e \geq 3\,\phi_g = 21\,cm$.
(ϕ_g = diamètre de la gaine).

* epaisseur de l'âme de la section d'about: c'est une épaisseur imposée par les plaques de répartition sur lesquelles s'appuit le socle du verin lors de la mise en tension on prendra $e = 35\,cm$.

* Largeur de la poutre $b = 1,03\,m$
* epaisseur du hourdis $e_h = 20\,cm$.



Section d'about



Section médiane.

caractéristiques / sections		B (cm²)	S_o (cm³)	I (cm⁴)	V (cm)	V' (cm)	i^2 (cm²)
Section médiane	poutre seule	5108	429917,2	13834292,6	65,835	84,165	2708,36
	poutre + hourdis	7988	890717,2	24521481	58,5	111,507	3302,7
section d'about	poutre seule	6463	535724	14939745	67,11	82,89	2311,6
	poutre + hourdis	9343	996524	28810760	63,341	106,66	3083,67

S_o = moment statique de la section considérée par rapport à la fibre inferieure

V = distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inferieure.

V' = " " " " " " " " " " superieure.

I = moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité

$\sqrt{i^2}$ = rayon de giration de la section $i^2 = \frac{I}{B}$.

* section equivalente de la poutre :

soit : S_1 = section d'about. L_1 : longueur correspondant à S_1

S_2 = section en travée L_2 : " " " S_2

ΔL : longueur de transition.

L : " totale de la poutre.

la section equivalente st donnée par la relation suivante :

$$S_{eq} \cdot L = 2\left(S_1 L_1 + \frac{S_1+S_2}{2} \cdot \Delta L\right) + L_2 \cdot S_2$$

$L_1 = 1,125\,m$. $L_2 = 20,77\,m$. $\Delta L = 7\,cm$.

$$\boxed{S_{eq} = 5660\ cm^2}$$

* Rendement de la section :

le rendement de la section st donné par la formule : $\rho = \frac{I}{B \cdot V \cdot V'}$

	poutre seule	poutre + hourdis
section mediane	0,49	0,47
section d'about	0,42	0,46

III. Charges et surcharges.

I] charges permanents:

poids propre des 13 poutres : $2{,}5 \cdot 0{,}5660 \cdot 13 = 18{,}4$ t/ml

" " de la dalle : $\gamma_b \cdot h \cdot b = 2{,}5 \cdot 0{,}2 \cdot 18{,}25 = 9{,}125$ t/ml

" " des prédalles: $\gamma_b \cdot h \cdot b_1 \cdot n = 2{,}5 \cdot 0{,}05 \cdot 0{,}525 \cdot 12 = 0{,}8$ t/ml.

$\Sigma = 28{,}3$ t/ml.

superstructure :

revetement : $0{,}07 \cdot 2{,}2 \cdot 15 = 2{,}31$ t/ml

châpe $0{,}01 \cdot 2{,}2 \cdot 15 = 0{,}33$ t/ml

trottoirs : $(1{,}625 \cdot 2{,}5 \cdot 0{,}26) 2 = 2{,}12$ t/ml

corniches : $2\,(0{,}70 \cdot 2{,}5 \cdot 0{,}25) = 0{,}875$ t/ml

glissières + garde corps : 0,25 t/ml

$\Sigma = 5{,}9$ t/ml.

II] Surcharges:

* caractéristique du pont :

Largeur chargeable : $L_s = L_r - 2 \cdot 0{,}5 = 14$ m.

Nombre de voies de circulation : $N = E\left(\frac{l_s}{3}\right) = 4 \rightarrow l_v = \frac{l_s}{N} = \frac{14}{4} = 3{,}50$ m.

classe du pont : $l_s = 14$ m $> 7 \rightarrow$ pont de 1ère classe.

* surcharge de chaussée :

surcharge A : $A = K \cdot A(\ell) \cdot \frac{l_0}{l_v}$; $l_0 = 3{,}50$ (pont de 1ère classe).

l_v : largeur d'une voie $= 3{,}50$ m.

K : est un coefficient qui depend du nombre de voies chargées et de la classe du pont

	1	2	3	4	≥5
K	1	1	0,9	0,75	0,7

$$A(\ell) = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad (\text{kg/m}^2)$$

$L = 34$ m.

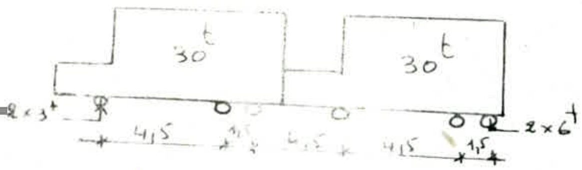
$$A(\ell) = 230 + \frac{36000}{34+12} = 1012{,}6 \text{ kg/m}^2.$$

$$A = K \cdot A(\ell) \cdot \frac{l_0}{l_v} = K \cdot 1012{,}6 \cdot 1 = 1012{,}6 \cdot K \text{ kg/m}^2$$

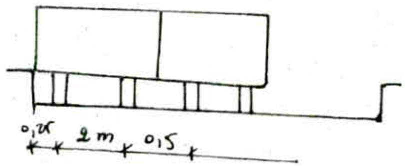
La surcharge A n'est pas frappée de majoration dynamique, il en a été tenu compte dans l'établissement de la formule donnant "A_L"

surcharge B

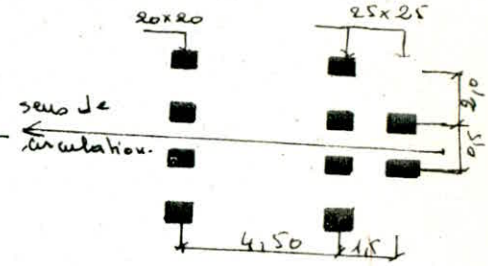
système Bc : se compose de camions types ; dans le sens longitudinal le nombre de camion est limité à 2, dans le sens transversal il sera disposé sur la chaussée autant de convois que de voies de circulation.



coupe longitudinale



coupe transversale



vue en plan.

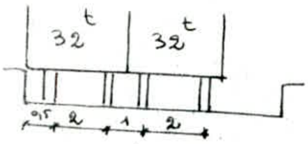
Les surcharges Bc sont pondérables par un coefficient bc fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

Nbre de files	1	2	3	4	≥ 5
bc	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7

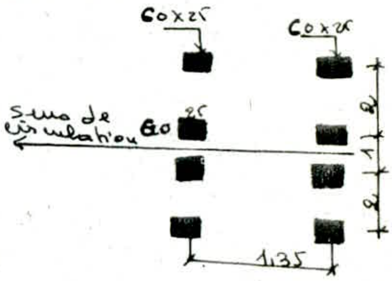
système Bt

Le système Bt se compose de deux essieux. chaque tandem est supposé circuler dans une bande de 3m de large. Le nbre de tandem est limité à deux dans le sens transversal et à 1 dans le sens longitudinal.

coupe longitudinale



coupe transversale

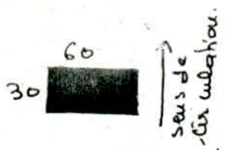


vue en plan.

système Br

coupe longitudinale

coupe transversale

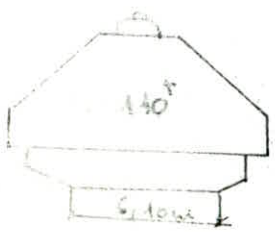


vue en plan

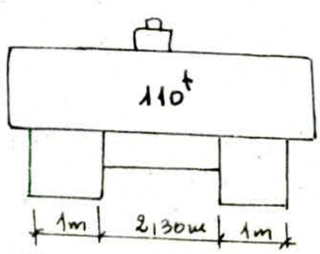
surcharge militaire : Mc120

Un véhicule type Mc120 comporte 2 chenilles dont la masse totale est de 110t longueur de chenille 6,10m l'entre axe des chenilles est de 3,30 m

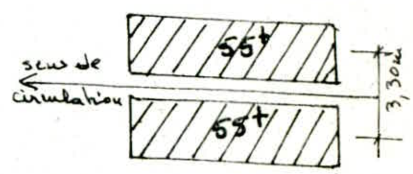
coupe longitudinale



coupe transversale



vue en plan.



Surcharge exceptionnelle : convoi D

Il comporte une remorque de trois elements de quatre lignes à 2 essieux de poids total 240^t. Ce poids st supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformement chargé de 3,20 m de large et 18,6 m de long.

cette surcharge n'st pas frappé de majoration pour effet dynamique, elle st supposée ne developper aucune réaction de freinage.

Surcharge de trottoirs

Ls surcharges à considerer sont differents suivant que l'on envisage le calcul du tablier ou le calcul ds poutres principales.

calcul du tablier :

on considère une charge uniforme de 450 kg/m², elle sera disposée tant en longueur qu'en largeur pour produire l'effet maximal envisagé. ses effets peuvent eventuellement être cumulés avec ceux du système B ou ds charges militaires.

calcul ds poutres :

on appliquera sur ls trottoirs une surcharge uniforme de 150 kg/m² de façon à produire l'effet maximal cherché.

IV - Calcul ds coefficients de majoration dynamique.

Le coefficient de majoration dynamique δ st calculé pour chaque element de l'ouvrage et est donné par l'expréssion suivante :

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

pour les poutres principals :

L = portée de la travée.

P st le poids total correspondant à la travée.

S st la surcharge maximale que l'on peut appliquer sur le tablier de cette travée

pour la dalle :

soit l_r = la largeur roulable.

l = entre axe ds poutres de rives.

$l_1 = \max(l, l_r)$

si $l_1 < L$ → "L" de la formule de δ st égale à l_1

si $l_1 > L$ → "L" " " " " " L

P st le poids total du tablier (sauf les poutres principals) correspondant à la surface l_1 x la largeur totale du pont

S st la surcharge maximale que l'on peut disposer sur la distance l aprés comparaison.

	Bc	Bt	Br	Mc120
δ dalle	1,18	1,123	1,06	1,145
δ poutre	1,076	1,06	1,052	1,066

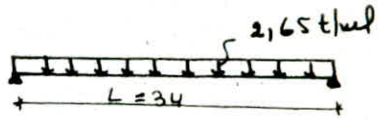
V. calcul des efforts dans les poutres sous charges et surcharges.

sous charges permanentes:

$q_G = 34,5$ t/ml

poids propre revenant à une poutre : $\frac{q_G}{13} = 2,65$ t/ml

les efforts dans une section quelconque x sont:



$M(x) = q \cdot \frac{x}{2}(L-x)$

$T(x) = q\left(\frac{L}{2} - x\right)$

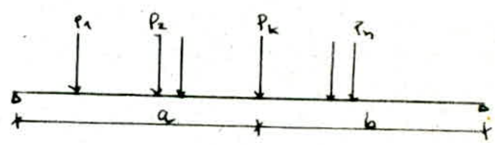
sections / efforts	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
M (tm)	0	169	291	363	383
T (t)	45,4	34	22,26	11,6	0

calcul des efforts M et T sous les surcharges:

a- **surcharge B_c:**

Le moment M sera maximal dans une section "s" donnée lorsqu'on place une charge P_K au droit de cette section de manière à ce que quand on passe de gauche à droite de "s" l'inégalité ci-dessous change de sens.

$$\frac{\sum_{i=1}^{K} P_i}{a} < \frac{\sum_{i=1}^{n} P_i}{b}$$



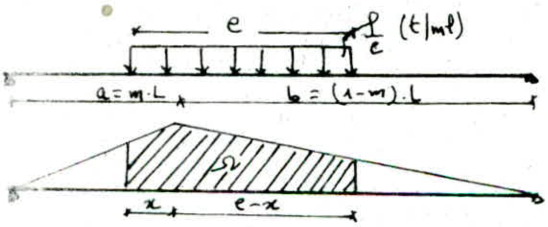
avec P_K placée à droite de la section.

b- **surcharge A:**

q_A si l'intensité en t/ml ; $q_A = n \cdot l_v \cdot A \cdot K$ n = nbre de voies chargées
l_v = Largeur d'une voie.

Nous déterminerons les efforts M et T pour les différents cas de chargement de la chaussée

c- **surcharge militaire Mc120 et convoi exceptionnel D:**



pour le syst. Mc120 : e = 6,10 m
" " convoi D : e = 18,6 m.

$$\Omega = -\frac{x^2}{2} + \frac{a \cdot e}{L} x + \frac{a \cdot e}{L}\left(b - \frac{e}{2}\right)$$

$\Omega = \Omega_{max} \Rightarrow \frac{d\Omega}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{a\,e}{L} = m \cdot e$

donc pour une position quelconque le moment M est donné par $m(1-m)\left(L - \frac{e}{2}\right) \cdot P$

tableau donnant les efforts M et T sous Bc :

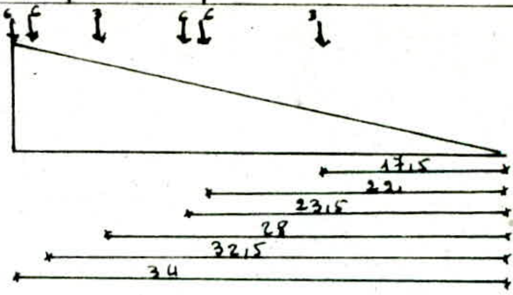
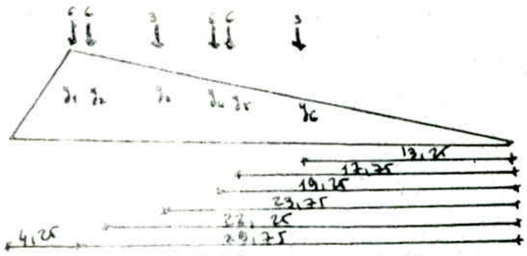
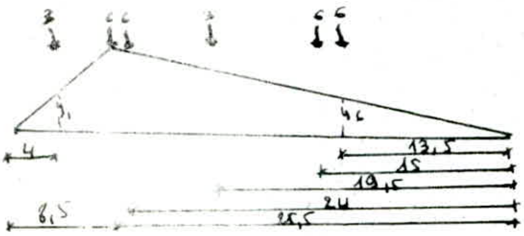
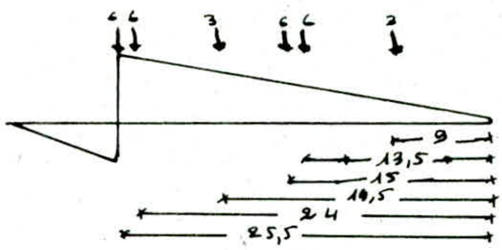
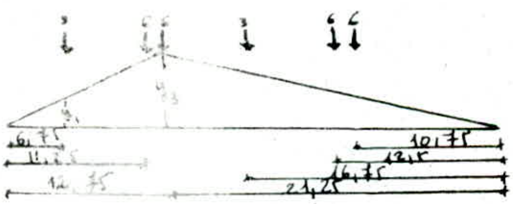
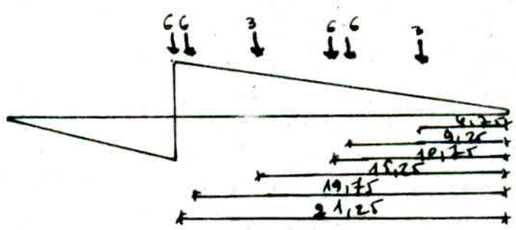
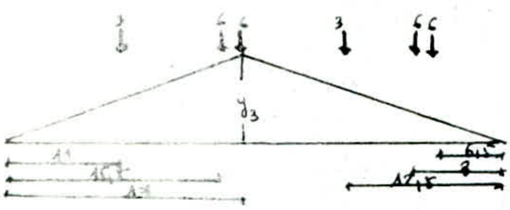
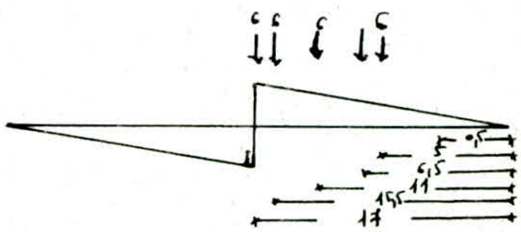
	Ligne d'influence de "M"	Ligne d'influence de "T"	efforts
$x = 0$		 $y_1 = 1$ $y_3 = 0,8235$ $y_5 = 0,647$ $y_2 = 0,96$ $y_4 = 0,691$ $y_6 = 0,515$	$M = 0$ $T = \Sigma P_i y_i$ $= 23,8t$
$x = L/8$	 $y_1 = 3,7$[illegible] $y_3 = 2,97$ $y_5 = 2,22$ $y_2 = 3,532$ $y_4 = 2,41$ $y_6 = 1,66$	 $y_1 = 0,875$ $y_3 = 0,70$ $y_5 = 0,522$ $y_2 = 0,831$ $y_4 = 0,566$ $y_6 = 0,39$	$M = \Sigma P_i y_i$ $= 85,17tm$ $T = 20,034t$
$x = L/4$	 $y_1 = 3$ $y_3 = 6$ $y_5 = 3,75$ $y_2 = 6,375$ $y_4 = 4,875$ $y_6 = 3,375$		$M = 140,625tm$ $T = 16,28t$
$x = 3L/8$	 $y_1 =$ [illegible],22 $y_3 = 7,97$ $y_5 = 4,595$ $y_2 =$ [illegible],032 $y_4 = 6,282$ $y_6 = 4,032$	 $y_1 = 0,625$ $y_3 = 0,45$ $y_5 = 0,272$ $y_2 = 0,581$ $y_4 = 0,316$ $y_6 = 0,14$	$M = 173,28tm$ $T = 11,50t$
$x = L/2$	 $y_1 =$ [illegible],5 $y_3 = 8,5$ $y_5 = 4$ $y_2 =$ [illegible] $y_4 = 6,25$ $y_6 = 3,25$	 $y_1 = 0,5$ $y_3 = 0,324$ $y_5 = 0,147$ $y_2 = 0,46$ $y_4 = 0,191$ $y_6 = 0,015$	$M = 176,25tm$ $T = 8,80t$

tableau des moments fléchissants sous "A" :

Nbre de voies chargées	q (kg/ml)	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
1	3544	0	224	384	480	512
2	7088	0	448,26	768	960,45	1024,24
3	9565	0	605,15	1037,06	1296,6	1382,7
4	10632,3	0	672,4	1152,3	1440,7	1536,4

tableau des efforts tranchants sous "A" :

position	Nbre de voies chargées	1	2	3	4
x = 0	A (kg/m²)	1012,6	1012,6	911,134	759,45
	q_A (kg/ml)	3544	7088,2	9567,07	10632,3
	T (t)	60,25	120,5	162,67	180,75
x = L/8	A (kg/m²)	1092,3	1092,3	983,07	812,2
	q_A (kg/ml)	3823	7646	10322,24	11469,15
	T_A (t)	49,76	79,66	134,4	149,33
x = L/4	A	1190	1190	1071	892,5
	q_A	4165	8330	11245,5	12495
	T	39,83	79,66	107,54	119,48
x = 3L/8	A	1312,71	1312,71	1181,44	984,53
	q_A	4594	9188,97	12405	13783,42
	T	30,51	61,015	82,37	91,52
x = L/2	A	1471,4	1471,4	1324,26	1103,55
	q_A	5149,83	10299,8	13904,73	15449,7
	T	21,88	43,774	59,095	65,66

tableau donnant M et T sous Mc120

	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
M (tm)	383,6	383,6	643,67	804,14	851
T (t)	100,08	86,34	72,62	59	45,12

surcharges de trottoirs

		0	L/8	L/4	3L/8	L/2
un trott. chargé	M	0	15,42	26,42	33,02	35,22
	T	4,14	3,17	2,34	1,62	1,04
deux trott. chargés	M	0	35,6	52,83	66,04	70,44
	T	8,29	6,34	4,68	3,24	2,07

tableau donnant M et T sous le convoi D

	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
M (tm)	0	665,5	1108,5	1389,5	1481,63
T (t)	165,5	144,95	114,32	84,34	45

VI - Etude de la répartition transversale

Rigidité d'une entretoise $r = \frac{n}{2}\frac{a}{L}\sqrt[4]{\frac{I_p}{I_E}}$

n = nombre de poutres principales
a = distance entre 2 poutres
L = portée des poutres principales
Ip = moment d'inertie propre d'une poutre
IE = moment d'inertie propre d'une entretoise

Si $r < 0,3$ l'entretoise est infiniment rigide l'effet de la resistance du pont à la torsion est négligeable d'ou l'application de la méthode de Courbon.

Si $r > 0,3$ on tiendra compte de l'éffet de la resistance du pont à la torsion d'ou l'application de la méthode de GUYON-MASSONNET

Calcul de rigidité de l'entretoise :

$n = 13$; $a = 1,435\,m$; $L = 34\,m$.

$I_p = I_0 + (I - I_0)\cdot\frac{8}{3\pi} = 14,6\cdot10^6\,cm^4$

I_0 = m^t d'inertie de la section d'about.

I = m^t d'inertie " " " en trav

dans notre cas la dalle joue le rôle de l'entretoise d'où :

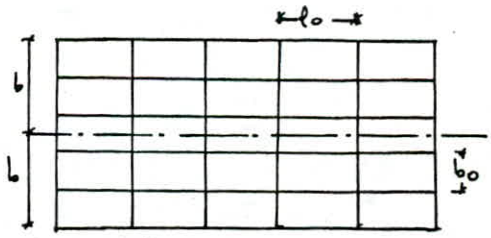
$I_E = \frac{bh^3}{12} = \frac{100\cdot20^3}{12} = 6,67\cdot10^4\,cm^4$.

et $r = 1,055 > 0,3$

$r > 0,3$ donc on tiendra compte de la rigidité tortionnelle de l'entretoise d'ou l'application de la methode de GUYON-MASSONNET

Paramètres fondamentaux α et θ.

Le pont est constitué de n poutres espacés de b_0 et de m entretoises espacés de l_0.



Soit $B_p = EI_p$ rigidité flexionnelle des poutres
$B_E = EI_E$ " " des entretoises
$C_p = GI_p$ " tortionnelle des poutres
$C_E = GI_E$ " " des entretoises.

Le pont à structure continue equivalent au pont reel aura pour rigidité flexionnelle par unité de longueur $\rho_p = \frac{B_p}{b_0}$, $\rho_E = \frac{B_E}{l_0}$ et par rigidités torsionnelle par unité de longueur:
$\gamma_p = \frac{C_p}{b_0}$ et $\gamma_E = \frac{C_E}{l_0}$.

Le paramètre d'entretoisement sera égale à $\theta = \frac{b}{L}\sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$
et le paramètre de torsion sera égale à $\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p\rho_E}}$

θ et α détermine donc le comportement de la construction.

Méthode des coefficients de répartition transversale

Hypothèses :

1- La construction réelle est remplacée par une dalle orthotrope présentant les mêmes rigidités moyennes de flexion et de torsion et qui au sens technique est exactement solvable par le calcul différentiel.
2- La répartition transversale réelle du chargement est remplacée par celle qui crée sous une charge répartie le long de l'axe longitudinal de la construction une sinusoïde de la forme $p(x) = p \cdot \sin \frac{\pi x}{L}$

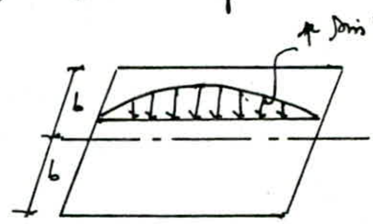
Propriétés :

Le coefficient de répartition transversale est le rapport : $K(y) = \dfrac{W(x,y)}{W_{o}(x)}$

$K(y) = \dfrac{W(y)}{W_o}$

$W(x,y)$ est la déformée sous une charge linéaire répartie appliquée à la construction parallèlement à l'axe longitudinal et d'excentricité "e" suivant la sinusoïde $p(x) = p \cdot \sin \frac{\pi x}{L}$.
$W_o(x) = W_o \sin \frac{\pi x}{L}$ est la déformée en surface cylindrique sous une charge répartie uniformément sur la largeur $2b$ de la construction

Le coefficient K dépend donc de :
- la valeur du paramètre d'entretoisement θ
- la valeur du paramètre de torsion α
- l'excentricité e de la charge linéaire
- l'ordonnée y du point considéré.



Les tables numériques à doubles entrées présentées en annexe de l'ouvrage de MM. BARES- MASSONNET " Calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes" donnent les valeurs de $K_0 (\alpha = 0)$ et $K_1 (\alpha = 1)$

formules d'interpolation :

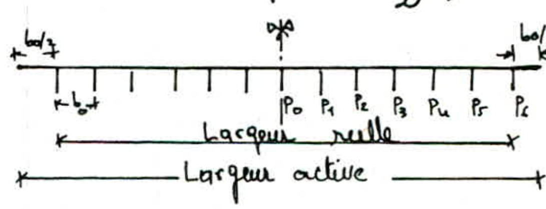
si $0 < \theta \leq 0{,}1$ $\quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\, \alpha^{0{,}05}$

$0{,}1 < \theta \leq 1$ $\quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\, \alpha^{1 - \frac{0{,}065 - \theta}{0{,}663}}$

$\theta > 1{,}0$ $\quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$

Largeur active et position active :

La méthode citée ci-dessus n'est applicable que si nous considérons une largeur $2b$ de la construction supérieure à l'écartement réel des poutres à savoir d'une moitié de l'écartement des poutres $\frac{b_o}{2}$ sur chacun des bords



La position active est égale à $\frac{(n-1)}{n}$ fois la position réelle

positions réelles des poutres : $-b$; $-5/6\,b$; $-\frac{4}{6}b$; $-3/6\,b$; $-\frac{2}{6}b$; $-\frac{b}{6}$; 0 ; $\frac{b}{6}$; $\frac{2b}{6}$; $\frac{3b}{6}$; $\frac{4b}{6}$; $\frac{5b}{6}$; $+b$
" actives des poutres : $-\frac{12}{13}b$; $-\frac{10}{13}b$; $-\frac{8}{13}b$; $-\frac{6}{13}b$; $-\frac{4}{13}b$; $-\frac{2}{13}b$; 0 ; $\frac{2}{13}b$; $\frac{4}{13}b$; $\frac{6}{13}b$; $\frac{8}{13}b$; $\frac{10}{13}b$; $\frac{12}{13}b$
La largeur active est : $2b = n b_o = 13 \cdot 1{,}435 = 18{,}655$ m.

Application de la méthode au projet.

Calcul des paramètres :

Rigidités flexionnelles par unité de longueur :

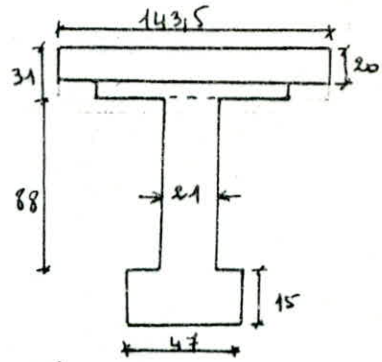
$I_P = 14,6 \cdot 10^6 \ cm^4$. $\quad I_E = 6,67 \cdot 10^4 \ cm^4$.

$b_0 = 1,435 \ m \quad l_0 = 1 m$

$$\rho_P = \frac{14,6 \cdot 10^6}{143,5} E = 101742,16 E.$$

$$\rho_E = \frac{6,67 \cdot 10^4}{100} E = 6,67 \cdot 10^2 \, E.$$

Rigidités torsionnelles par unité de longueur :



$$C_P = \frac{G}{3} \sum b_i^3 h_i = \frac{G}{3}\left[143,5 \cdot 31^3 + \frac{1}{2} \cdot 88 \cdot 21^3 + 47 \cdot 15^3\right] = 1613705,83 G$$

$$\gamma_P = 11245,34 G.$$

$$C_E = \frac{G}{3}\left(\frac{1}{2} \cdot 143,5 \cdot 20^3\right) = 191333 G.$$

$$\gamma_E = 1913 G.$$

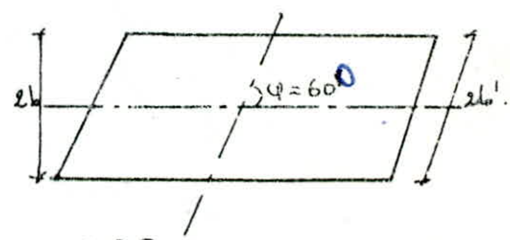
$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \qquad \nu = 0,15 \equiv \text{coefficient de poisson.}$$

$$\rightarrow \gamma_P = 4889,3 \, E$$
$$\gamma_E = 831,74 \, E.$$

- paramètre d'entretoisement θ.

Suivant certains ouvrages (réunion des ingénieurs cours de ponts édition 73) lorsque le biais varie entre 60 et 90 : la méthode de Guyon Massonnet est applicable en considérant la longueur biaisée, cette méthode ne sera donc qu'une méthode approchée.

$$\theta = \frac{b'}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}} = 1,113.$$



- paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P \rho_E}} = \frac{4889,3 + 831,74}{2\sqrt{101742,16 \cdot 667}} = 0,35.$$

$$\theta = 1,113 > 1 \rightarrow K = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$$

calcul des efforts dans les poutres.

Ligne d'influence du coefficient de repartition K.

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0359	0,382	0,93	1,63	2,093	1,63	0,93	0,382	-0,0359
b/4	-0,0783	0,119	0,418	0,924	1,63	2,118	1,67	0,95	0,30
b/2	-0,0319	0,0278	0,148	0,418	0,93	1,67	2,228	1,894	1,304
3b/4	0,0272	0,014	0,028	0,119	0,382	0,95	1,894	2,93	3,42
b	0,088	0,0272	-0,019	-0,078	-0,0359	0,3	1,304	3,42	6,72

pour déterminer les lignes d'influence du coefficient de repartition positions actives, nous procederons par interpolation linéaire.

P_1 $(y = \frac{2}{13} b)$ les valeurs de k seront calculés entre $y=0$ et $y = b/4$

P_2 $(y = \frac{4}{13} b)$ " " " " " " $y = b/4$ et $y = b/2$

P_3 $(y = \frac{6}{13} b)$ " " " " " " $y = b/4$ et $y = b/2$

P_4 $(y = \frac{8}{13} b)$ " " " " " " $y = b/2$ et $y = 3b/4$

P_5 $(y = \frac{10}{13} b)$ " " " " " " $y = \frac{3b}{4}$ et $y = b$

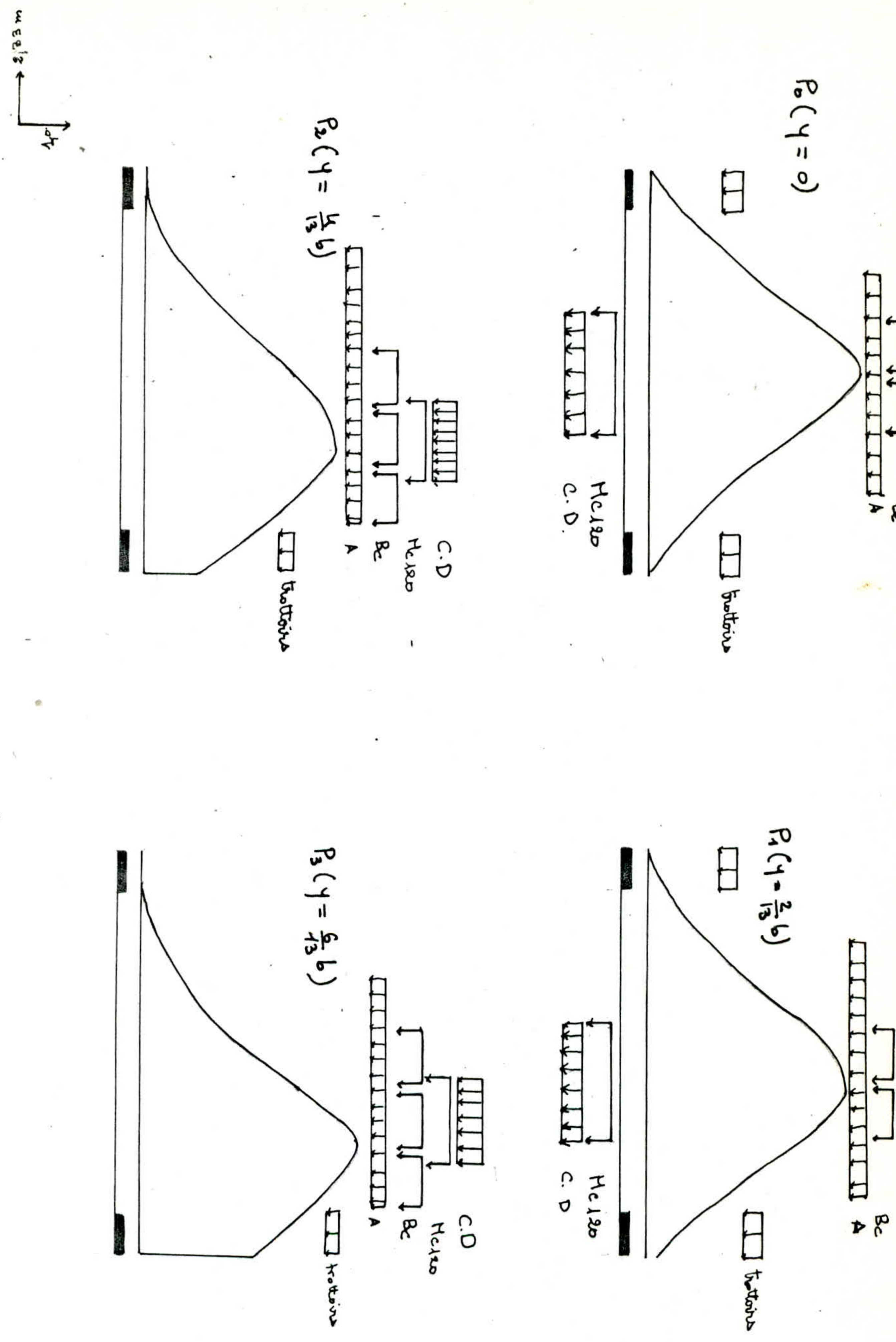
P_6 $(y = \frac{12}{13} b)$ " " " " " " $y = \frac{3b}{4}$ et $y = b$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0358	0,382	0,93	1,63	2,093	1,63	0,93	0,382	0,0359
2/13 b	-0,062	0,22	0,615	1,195	1,808	1,93	1,385	0,73	-0,17
4/13 b	-0,06	0,098	0,356	0,807	1,47	1,784	1,8	1,17	0,53
6/13.b	-0,039	0,0418	0,188	0,496	1,038	1,740	2,14	1,75	1,15
8/13.b	0,000	0,02	0,093	0,28	0,68	1,34	2,074	2,37	2,28
10/13 b	0,000	0,015	0,023	0,1038	0,349	0,900	1,840	2,126	3,67
12/13 b	0,069	0,023	0,0208	-0,017	0,092	0,5	1,485	3,26	5,704

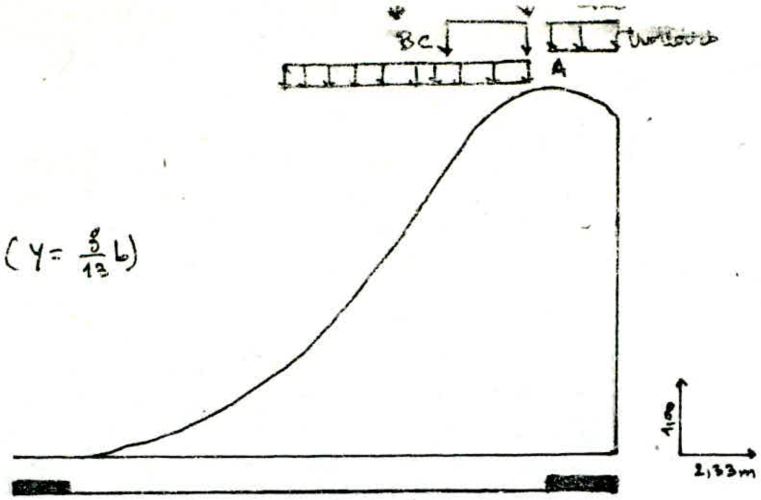
pour des raisons de symétrie nous ne tracerons que les lignes d'influence poutres cités ci-dessus.

pour déterminer la valeur maximale des efforts, nous disposerons la charge transversale sur la ligne d'influence de la poutre considerée de manière à avoir l'effet le plus défavorable.

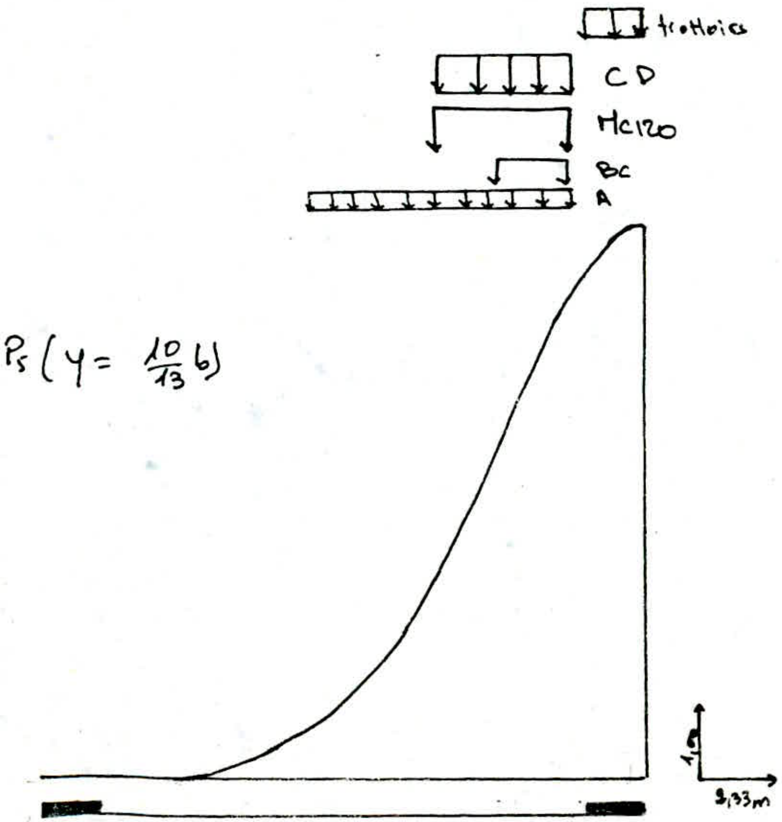
Lignes d'influence du coefficient K_α



$P_4(y = \frac{8}{13} b)$



$P_5(y = \frac{10}{13} b)$



$P_6(y = \frac{12}{13} b)$

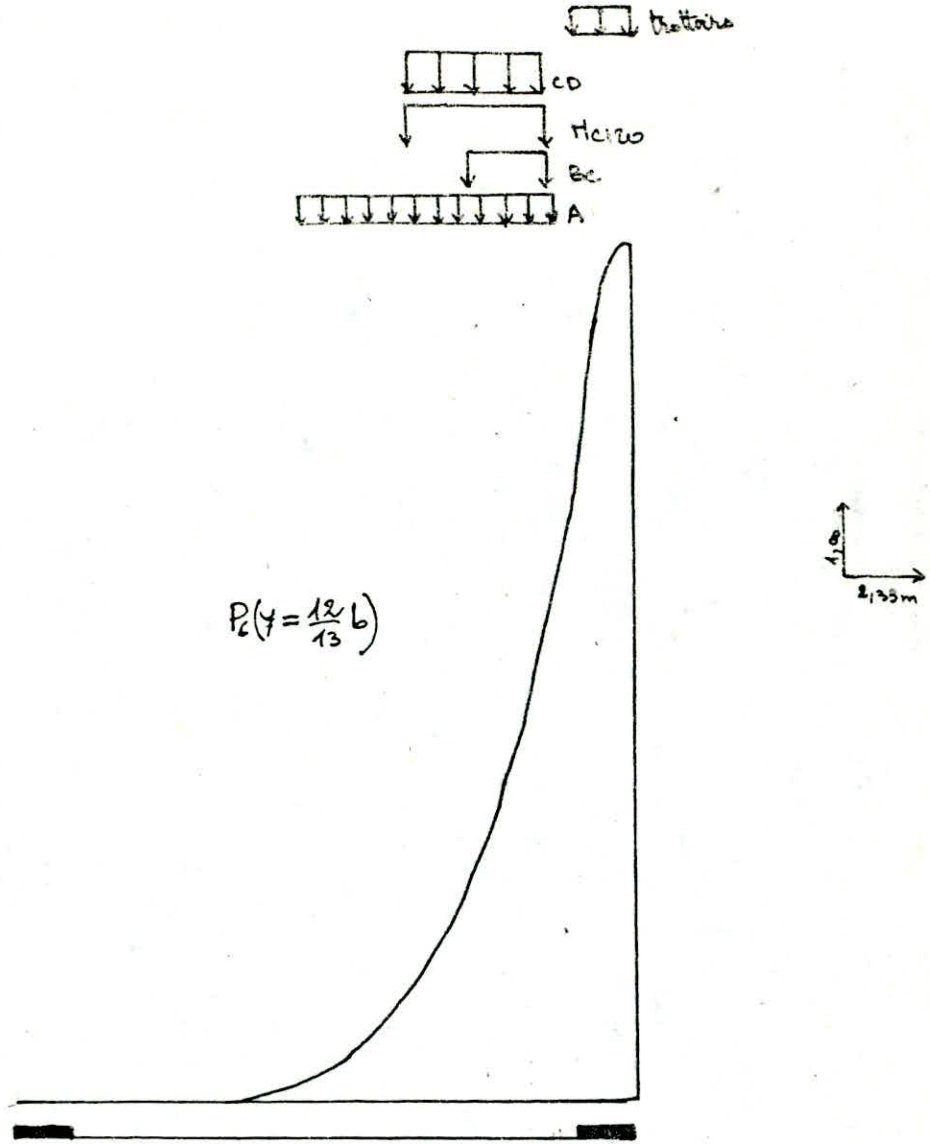


tableau des valeurs du coefficient de répartition k_{max} pour les différents chargements

surcharge		P_0	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6
Surcharge "A"	1 voie chargée	0,66	1,17	1,534	2,015	2,23	2,37	2,47
	2	1,24	1,65	1,640	1,86	1,79	1,645	1,42
	3	1,44	1,607	1,450	1,486	1,355	1,18	1,02
	4	1,37	1,365	1,176	1,16	1,04	0,88	0,77
Surcharge "Bc"	1 convoi	1,85	1,9	1,825	2,075	2,3	2,65	2,875
	2	1,86	1,71	1,725	2,0	2,06	2,09	2,037
	3	1,687	1,675	1,69	1,817	1,76	1,725	1,47
	4	1,43	1,46	1,55	1,56	1,456	1,37	1,11
surcharge de trottoirs	1 trott. chargé	0,31	1,154	0,795	1,417	2,33	3,41	4,30
	2 tr. chargés	0,31	0,614	0,410	0,708	1,17	1,70	2,40
Mc 120		2,38	2,03	1,92	2,19	2,22	2,14	1,80
C.D.		2,3	2,10	1,98	2,26	2,23.	2,20	1,86.

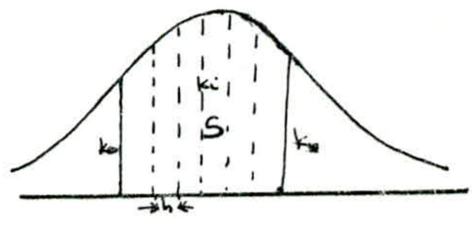
pour la surcharge B_c le coefficient de répartition transversale est égale à

$K = \frac{\sum k_i}{n}$ avec n nbre de roues disposées transversalement.

Pour la surcharge A le coefficient k_A a été calculé en utilisant la méthode des trapèzes.

Le même procédé a été utilisé pour la surcharge militaire Mc120 et le convoi exceptionnel D et les surcharges de trottoirs.

$$K_A = \frac{S}{L}$$



$$S = \left(k_0 + 2\sum_{i=1}^{n-1} k_i + k_n\right)\cdot\frac{h}{2}.$$

L = Largeur surchargée.

pour une meilleure approximation nous avons pris $h = 0{,}5$ m.

le moment fléchissant M_x est donné par la formule suivante :

$$M_x = \frac{M_{ox}}{n}\cdot K_{max}(y)$$

de même pour l'effort tranchant : $T_x = \frac{T_{ox}}{n}\cdot K_{max}(y)$

M_{ox} = moment fléchissant total sur la travée
T_{ox} = effort tranchant total sur la travée
n = nombre de poutres.

P_0		K	effort	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
G		1	M	0	169	291	363	383
			T	44	33,8	22,5	11,3	0
Surcharge A	1	0,66	M	0	11,38	19,5	24,37	26,0
			T	3,0	2,53	2,02	1,55	26
	2	1,24	M	0	42,75	73,27	91,61	97,70
			T	11,27	9,5	7,60	5,82	4,17
	3	1,44	M	0	67,03	114,87	143,62	153,16
			T	17,7	14,9	11,91	9,12	6,55
	4	1,37	M	0	69,52	119,13	149	158,84
			T	18,7	15,74	12,59	9,64	6,92
Surcharge Bc $\delta = 1,076$	une conv.	1,85	M	0	31,3	51,68	63,68	64,8
			T	8,75	7,36	6,00	4,23	3,23
	2	1,86	M	0	57,7	95,25	117,37	119,4
			T	16,12	13,57	11,03	7,79	5,96
	3	1,69	M	0	64,9	112,12	138,16	140,53
			T	19,0	15,97	13,0	9,69	7,0
	4	1,43	M	0	64,52	106,52	131,26	133,51
			T	18,03	15,17	12,33	8,71	6,67
Mc 120 $\delta = 1,066$		2,38	M	0	74,86	125,62	156,93	166,1
			T	18,53	16,86	14,17	11,52	8,80
C.D		2,30	M	0	114	195	245	262
			T	33,67	29,36	23,20	17,16	9,14
Surcharge de trottoirs	1	0,31	M	0	0,42	0,73	0,91	0,97
			T	0,114	0,09	0,064	0,044	0,03
	2	0,31	M	0	0,84	1,46	1,82	1,94
			T	0,123	0,175	0,13	0,09	0,06

P_1		K	efforts	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
G		1	M	169	169	291	363	383
			T	44	33,8	22,5	11,3	0
Surcharge A	1	1,17	M	0	20,17	34,57	43,2	46,1
			T	5,32	4,49	3,58	2,75	1,97
	2	1,65	M	0	56,89	97,5	121,9	130
			T	15	12,54	10,11	7,74	5,56
	3	1,61	M	0	74,8	128,19	160,3	170,92
			T	19,75	16,63	13,29	10,18	7,31
	4	1,37	M	0	69,52	119,1	149,0	158,84
			T	18,7	15,74	12,58	9,64	6,92
Surcharge Bc $\delta = 1,076$	1	1,9	M	0	32,15	53,08	65,4	66,55
			T	8,99	7,56	6,16	4,34	3,32
	2	1,71	M	0	53,05	87,6	107,9	110
			T	14,82	12,5	10,14	7,16	5,50
	3	1,68	M	0	67,5	111,5	137,34	139,7
			T	19,0	15,88	12,92	9,63	6,96
	4	1,46	M	0	65,37	108,75	134,0	136,3
			T	18,4	15,5	12,6	8,90	6,81
Mc 120 1,066.		2	M	0	62,9	105,56	131,9	139,9
			T	16,4	14,17	11,9	9,67	7,40
CD.		2	M	0	99,26	169,8	213	227,75
			T	27,48	23,97	18,94	14,10	7,46
Surcharge de trottoirs	1	1,154	M	0	1,35	2,35	2,93	3,62
			T	0,42	0,32	0,24	0,16	0,1
	2	0,614	M	0	1,68	2,5	3,12	3,32
			T	0,45	0,35	0,26	0,18	0,11

P_2

	nbre de voies chargées	K	effort	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
G		1	M	0	169	291	363	383
			T	44	33,8	22,5	11,2	0
Surcharge A	1	1,53	M	0	26,45	45,32	56,64	60,43
			T	6,97	5,9	4,69	3,60	2,58
	2	1,64	M	0	56,54	96,91	121,16	129,20
			T	14,91	12,56	10,05	7,70	5,52
	3	1,45	M	0	67,03	115,67	144,62	154,20
			T	17,82	15,0	12,0	9,18	6,60
	4	1,78	M	0	59,67	102,26	127,85	136,35
			T	16,05	13,51	10,81	8,27	5,94
Surcharge Bc	1	1,83	M	0	30,96	51,12	63,0	64,0
			T	8,66	7,28	5,94	4,18	3,2
	2	1,73	M	0	53,67	88,6	109,7	111,0
			T	15,0	12,62	10,26	7,25	5,54
	3	1,69	M	0	67,9	112,12	138,16	140,53
			T	19,0	15,97	13,0	9,69	7,0
	4	1,55	M	0	69,93	115,5	142,3	144,71
			T	19,54	16,44	13,37	9,44	7,23
Mc120		1,92	M	0	60,4	101,34	126,6	133,0
			T	15,76	13,6	11,43	9,29	7,16
C.D		1,98	M	0	101,16	173,0	217,0	232
			T	28,0	24,4	19,3	14,28	7,6
surcharge de trottoirs	1	0,79	M	0	0,84	1,62	2,03	2,15
			T	0,28	0,22	0,165	0,11	0,07
	2	0,41	M	0	1,11	1,93	2,4	2,56
			T	0,3	0,23	0,172	0,118	0,075

P_3

		K	effort	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
G		1	M	0	169	291	363	383
			T	44	33,8	22,5	11,2	0
Surcharge A	1	2,01	M	0	35,35	60,57	75,69	80,76
			T	9,32	7,87	6,27	4,82	3,45
	2	1,86	M	0	64,13	109,91	137,4	146,55
			T	16,91	14,25	11,4	8,73	6,27
	3	1,5	M	0	69,17	118,54	148,2	158,05
			T	18,26	15,38	12,28	9,41	6,76
	4	1,16	M	0	59,08	101,24	126,57	134,98
			T	15,89	13,38	10,70	8,19	5,88
Surcharge Bc	1	2,08	M	0	35,19	58,10	71,6	72,9
			T	9,84	8,275	6,75	4,76	3,63
	2	2,0	M	0	62,04	102,42	126,2	128,4
			T	17,33	14,60	11,86	8,38	6,41
	3	1,82	M	0	73,12	120,74	149,0	151,34
			T	20,46	17,20	14,0	10,44	7,54
	4	1,56	M	0	70,4	116,2	143,2	145,64
			T	19,67	16,55	13,45	9,50	7,28
Mc120		2,19	M	0	68,88	115,6	144,4	152,75
			T	17,97	15,5	13,04	10,6	8,10
CD		2,26	M	0	112,17	191,87	240,76	257,36
			T	31,0	27,08	21,4	15,8	8,43
surcharge de trottoirs	1	1,42	M	0	1,92	3,33	4,16	4,43
			T	0,52	0,4	0,3	0,2	0,13
	2	0,71	M	0	1,92	3,33	4,16	4,43
			T	0,52	0,4	0,3	0,14	0,13

P4		K	effort	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
G		1	M	0	169	291	363	383
			T	44	33,8	22,5	11,2	0
surcharge A	1	2,23	M	0	38,44	65,88	82,34	87,85
			T	10,14	8,56	6,82	5,24	3,75
	2	1,79	M	0	61,72	105,77	132,24	141,03
			T	16,27	13,41	10,97	8,240	6,03
	3	1,36	M	0	63,07	108,09	135,15	144,12
			T	16,65	14,02	11,21	8,58	6,16
	4	1,04	M	0	52,96	90,77	113,48	121,02
			T	14,25	12,10	9,58	7,34	5,27
surcharge Bc	1	2,3	M	0	38,91	64,25	79,17	80,56
			T	10,88	9,15	7,46	5,26	4,01
	2	2,06	M	0	71,74	118,4	145,91	148,44
			T	20,04	16,87	13,71	9,68	7,41
	3	1,76	M	0	70,71	116,76	143,9	146,35
			T	19,90	16,63	13,54	10,09	7,3
	4	1,45	M	0	65,42	108,0	133,1	135,4
			T	18,28	15,40	12,10	8,83	6,76
Mc120		2,2	M	0	69,83	117,2	146,38	154,92
			T	18,20	15,73	13,21	10,74	8,22
CD		2,24	M	0	110,23	188,5	236,5	252,8
			T	30,57	26,6	21,02	15,55	8,30
surcharge de trottoirs	1	2,33	M	0	2,76	4,79	5,92	6,31
			T	0,74	0,57	0,42	0,29	0,19
	2	1,17	M	0	3,20	4,75	5,90	6,30
			T	0,75	0,57	0,42	0,30	0,18

P5		K	effort	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
G		1	M	0	169	291	363	383
			T	44,0	33,8	22,5	11,2	0
Surcharge A	1	2,37	M	0	40,38	70,02	87,51	93,36
			T	10,77	9,09	7,25	5,57	4
	2	1,645	M	0	56,71	97,2	121,58	129,61
			T	14,95	12,60	10,08	7,72	5,54
	3	1,18	M	0	54,98	94,13	117,69	125,51
			T	14,50	12,21	9,76	7,47	5,36
	4	0,88	M	0	44,65	76,52	95,67	102,03
			T	12,01	10,11	8,09	6,18	4,44
Surcharge Bc	1	2,65	M	0	44,84	74,03	91,22	92,8
			T	12,53	10,54	8,6	6,06	4,63
	2	2,09	M	0	64,83	107,0	132	134,16
			T	18,11	15,24	12,4	8,75	6,70
	3	1,73	M	0	69,5	114,8	141,43	144
			T	19,44	16,35	13,31	9,92	7,17
	4	1,37	M	0	61,82	102,05	125,75	128
			T	17,27	14,53	11,81	8,34	6,4
Mc120		2,14	M	0	67,3	113	141	149,3
			T	17,56	15,20	12,74	10,3	8,0
CD		2,2	M	0	109	186,6	234,13	250,63
			T	31,43	27,74	21,69	16	8,53
Surcharge de trottoirs	1	3,41	M	0	4,0	6,93	8,66	9,23
			T	1,086	0,83	0,61	0,42	0,27
	2	1,70	M	0	4,6	6,93	8,66	9,23
			T	1,086	0,83	0,61	0,42	0,27

P6

		k	effort	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
G		K=1	M	0	169	291	363	383
			T	44	33,8	22,5	11,2	0
Surcharge A	1	2,47	M	0	42,59	72,97	91,2	97,3
			T	11,22	9,47	7,55	5,86	4,15
	2	1,42	M	0	49	84	105	112
			T	13	10,87	8,7	6,67	3,78
	3	1,02	M	0	47,15	81,37	101,73	108,5
			T	12,54	10,55	8,43	6,46	4,64
	4	0,77	M	0	39,07	66,96	83,71	89,28
			T	10,51	8,85	7,08	5,41	3,89
Surcharge Bc	1	2,87	M	0	48,56	80,17	98,79	100,53
			T	13,57	11,41	9,31	6,56	5,0
	2	2,04	M	0	63,3	104,46	128,73	131
			T	17,68	14,90	12,09	8,54	6,54
	3	1,47	M	0	59,06	97,52	120,2	122,24
			T	16,53	14,0	11,31	8,43	6,09
	4	1,11	M	0	50,08	82,68	101,9	103,60
			T	14,0	11,80	9,60	6,76	5,18
Mc120		1,80	M	0	56,63	95	118,7	125,5
			T	14,77	12,74	10,69	8,63	6,66
CD		1,86	M	0	97,15	166,16	208,5	226,9
			T	26,9	23,45	18,53	13,71	7,3
trottoirs	1	4,77	M	0	5,66	9,69	12,1	12,9
			T	1,52	1,16	0,86	0,60	0,38
	2	2,4	M	0	5,66	9,69	12,1	12,9
			T	1,77	1,35	1,0	0,68.	0,43

VII- Etude de la torsion.

Cet ouvrage est dépourvu d'entretoises et présente un biais de 60° donc les poutres sont sollicitées à la torsion.
Le moment de torsion est donné par la formule suivante :

$$M_{xy}(x,y) = \frac{2\gamma_p}{\gamma_p+\gamma_E}\,\frac{L}{\pi}\,\sum_{m=1}^{\infty} \tau_{\alpha m}\,\frac{P}{m}\cdot\cos m\frac{\pi x}{L}$$

P_m : intensité de la charge.
$\tau_{\alpha m}$: coefficient sans dimension qui dépend des paramètres α et θ, de l'excentricité de la charge et de l'ordonnée y du point cherché.
Les coefficients $\tau_{\alpha m}$ sont donnés en fonction de τ_1 (qui est fonction de θ et $\alpha = 1$) et α tel que :

$$\tau_\alpha = \tau_1\sqrt{\alpha}.$$

Nous limiterons nos calculs à celui de la poutre la plus sollicitée soit : P_0 $(y = 0)$.

τ	θ \ e	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
$\tau_{\alpha m=1}$	1,113	-0,0275	-0,0364	-0,0495	-0,094	0	0,094	0,0495	0,0364	0,0275
$\tau_{\alpha m=3}$	3,339	-0,00065	-0,000461	-0,00412	-0,0282	0	0,0282	0,00412	0,000461	0,00065

Le tableau précédent permet de tracer les lignes d'influence $\tau_{\alpha m}$ pour la poutre P_0 et de déterminer les valeurs $\tau_{\alpha max}$ pour chaque type de chargement. Les valeurs de $\tau_{\alpha m}$ ont été calculé par interpolation linéaire entre $\theta = 1{,}0$ et $\theta = 1{,}2$.

tableau de valeurs de $\tau_{\alpha max}$:

Surcharge		$\tau_{\alpha m=1}$	$\tau_{\alpha m=3}$
A	2 voies chargées	0,0529	0,0094
Mc120	—	0,0648	0,0157
CD	—	0,0668	0,0162
Bc	1	0,074	0,0171

calcul des moments de torsion

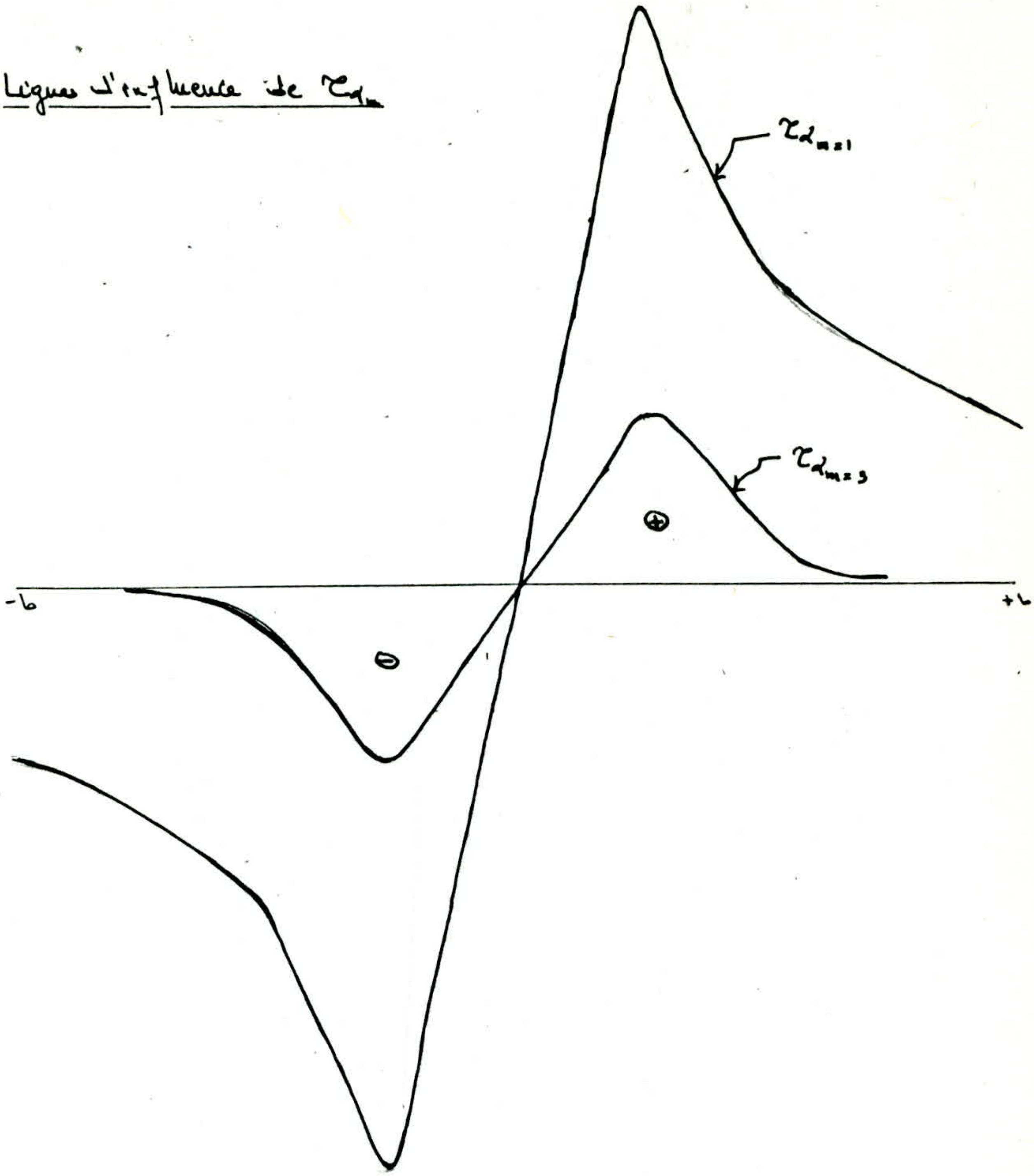
$$M_{xy} = \frac{2\gamma_p}{\gamma_p+\gamma_E}\,\frac{L}{\pi}\,\sum \tau_{\alpha m}\,\frac{P}{m}\cos m\frac{\pi x}{L} \quad ; \quad \frac{2\gamma_p}{\gamma_p+\gamma_E}\cdot\frac{L}{\pi} = 18{,}5.$$

tableau des valeurs des moments M_{xy} (tm/ml)

	surcharge A	Mc 120	CD
section d'about	7,11	4,77	11,4
section d'émergence du cable "2"	6,28	5,06	11,0
section d'émergence du cable "1"	5,93	5,31	10,18
section L/4	5,19	5,25	9,2
$x = L/2$	0	0	0

Ce moment servira à calculer la contrainte de cisaillement dûe à la torsion et qui sera cumulée a celle dûe à l'effort tranchant

Lignes d'influence de τ_{d_m}

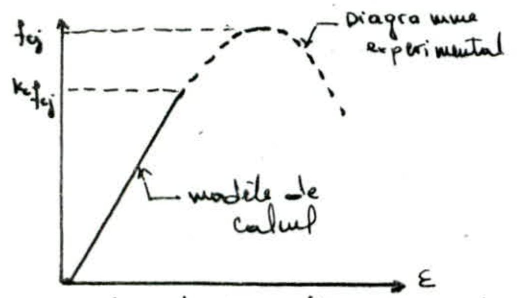


VIII - Calcul aux états limits de service.

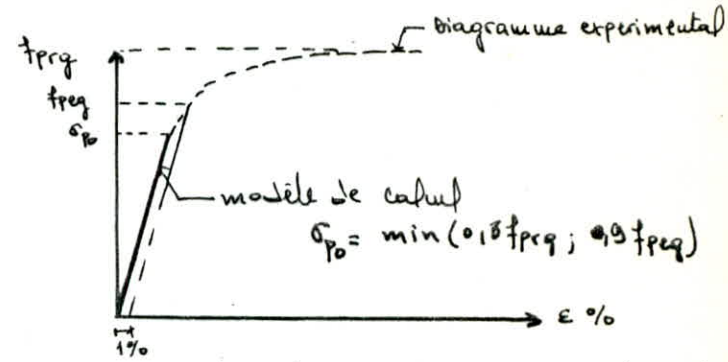
Hypothèses fondamentals :

- Les contraints dans les matériaux restent proportionnelles aux déformations.
- Les sections droits restent planes.
- Les armatures passives et actives ne subissent aucun glissement relatif par rapport au béton.
- En section non fissurée le béton tendu résiste à la traction.

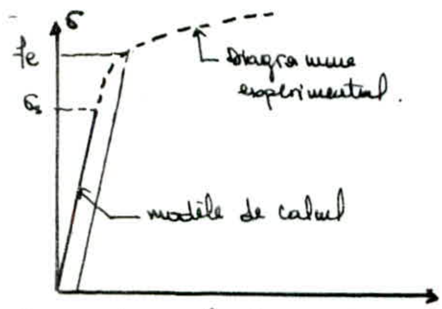
Comportement des matériaux :



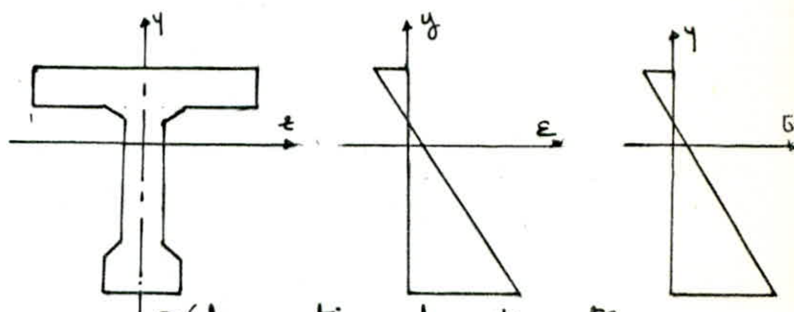
comportement du béton dans le cas des E.L.S.



comportement des aciers de précontraints



comportement des aciers passifs.



Déformations et contraints.

Valeurs limits des contraints normals :

contrainte \ situation / zone \ combinaisons		Exploitation Rares	Exploitation fréquents	Exploitation quasi-permanents	Construction Rares
$\overline{\sigma_m}$	Dans la section d'enrobage	$-f_{t28}$	0		$-f_{tj}$
	hors section d'enrobage	$-1{,}5\, f_{t28}$			$-1{,}5\, f_{tj}$
$\overline{\sigma_M}$	pour toute la section	$0{,}6\, f_{c28}$		$0{,}5\, f_{c28}$	$0{,}6\, f_{cj}$

avec $f_{cj} = 0{,}685\, f_{c28} \log(j+1)$

et $f_{tj} = 6 + 0{,}06\, f_{cj}$ (kg/cm²). à condition que $f_{cj} \leq 400$ kg/cm²

Combinaisons d'actions :

$G + Q$ lorsque la charge routière est considérée avec caractère particulier

$G + 1{,}2(Q+T_r)$ dans le cas des charges routièrs sans caractère particulier.

Etude de la Précontrainte des Poutres

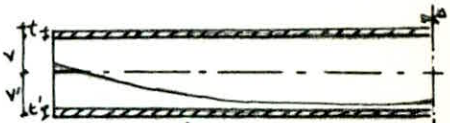
Conditions que doit respecter la précontrainte.

$$B\overline{\sigma}_m + \frac{M_M - M_m}{\rho h} \leq P \leq B\overline{\sigma}_M - \frac{M_M - M_m}{\rho h}$$

$$-a' - \frac{M_m}{P} \leq ep \leq a - \frac{M_M}{P}$$

B est la section droite de la poutre.
$\overline{\sigma}_M$, $\overline{\sigma}_m$ sont les contraintes limites respectivement de la compression et de la traction.
M_M = moment fléchissant dû aux charges permanents et aux surcharges.
M_m = " " " " " " .
a et a' définissent le domaine à l'interieur duquel peut se déplacer le centre de préssion sous que les contraints limits $\overline{\sigma}_M$ et $\overline{\sigma}_m$ soient dépassées dans la section considérée.

Limites pratiques imposées à l'excentricité



$$-v' + t' \leq ep \leq v - t$$

t et t' sont les distances minimales respectivement à la fibre super-ieure et à la fibre inferieure qui doivent être respecter par le câble moyen.

La précontrainte minimale doit être égale au maximum de (P_I, P_{II}) telle que :

$$P_I = B.\overline{\sigma}_m + \frac{M_M - M_m}{\rho h} \quad ; \quad P_{II} = \frac{\overline{\sigma}_m \frac{I}{v'} + M_M}{c + v' - t'}$$

si $P_I > P_{II}$ alors la section est sous critique, le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage définie par t et t' et $ep = -a' - \frac{M_m}{P_I}$.
si $P_{II} > P_I$ alors la section est sur-critique et le fuseau de passage de la précontrainte a une de ses frontièrs qui coupe la zone d'enrobage et $ep = -v' + t'$.

Valeur caractéristique de la précontrainte

Le domaine à l'interieur duquel s'inscrit la valeur probable de la pré-contrainte est :

à la mise en tension : $P_1 = 1{,}02\, P_0 - 0{,}8\, \Delta\sigma_{i1}\, P_0 = K_{i1} P_0$
$P_2 = 0{,}98 P_0 - 1{,}2\, \Delta\sigma_{i2}\, P_0 = K_{i2} P_0$

en exploitation à long terme : $P_1 = 1{,}02\, P_0 - 0{,}8\, \Delta\sigma_1\, P_0 = K_{s1} P_0$
$P_2 = 0{,}98\, P_0 - 1{,}2\, \Delta\sigma_2\, P_0 = K_{s2} P_0$

Dans le cas de la post-tension ; $K_{i1} = 0{,}94$ $K_{s1} = 0{,}82$
$K_{i2} = 0{,}86$ $K_{s2} = 0{,}68$.

avec $\sigma_{P0} = \min(0{,}8\, f_{prg}\,;\, 0{,}9\, f_{peg}) = 13311\ kg/cm^2$.

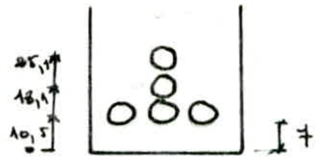
Application au projet.

Enrobage minimum:

on suppose qu'il y'a 3 lits de gaines et que l'enrobage minimum est d'au moins ϕ_g et que les câbles sont décalés vers le haut des gaines d'environ 6mm

$$d' = \frac{\Sigma d_i}{5} = \frac{3.10{,}5 + 18{,}1 + 25{,}1}{5}$$

$$d' = 14{,}94 \text{ cm.}$$



Détermination de la précontrainte

La valeur minimale que la précontrainte doit être respectée dans tous les cas, le plus défavorable est celui qui apparait en exploitation à long terme sous l'effet de la précontrainte minimale susceptible d'exister.

$$0{,}68\, P_0 \geq P_{min} = \sup(P_I, P_{II}).$$

$$P_I = 7988(-27) + \frac{262.10^3}{0{,}47.\,170} = 212{,}4\ t.$$

$$M_M - M_m = M_{ext} = 262\,tm$$

$$M_M = M_m + M_{ext} = 383 + 262 = 645\,tm$$

$$P_{II} = \frac{-27\left(\frac{2452148}{111{,}507}\right) + 645.10^5}{52{,}41 + 111{,}507 - 14{,}94} = 393t.$$

$$c' = \rho v' = 0{,}47 . 111{,}507 = 52{,}41 \text{cm.}$$

$$P_{min} = \sup(212{,}4,\ 393) = 393t$$

la section est donc sur-critique donc $e_p = -v' + d' = -96{,}567$ cm.

$$0{,}68\, P_0 \geq P_{min} \Rightarrow P_0 = \frac{P_{min}}{0{,}68} = \frac{393}{0{,}68} = 578t.$$

nombre de câbles:

$$n = \frac{P_0}{\sigma_{P_0} . A_p} = \frac{578 . 10^3}{13311 . 9{,}73} = 4{,}46$$

on prendra 5 câbles 7T15 et $P_0 = 5 . 13311 . 9{,}73 = 647{,}6\ t.$

vérification rapide de la section médiane:

$v = 58{,}5$ cm $v' = 111{,}507$ cm.

$I_{net} = 2267 6299$ cm^4 }
$B_{nette} = 7795{,}6$ cm^2 } poutre + dalle.

$v = 65{,}835$ cm $v' = 84{,}165$ }
$I = 13354292{,}6$ cm^4 }
$B = 5108$ cm^2 } poutre seule

à la mise en tension $P_1 = 0{,}94\, P_0 = 608{,}75t.$

$$F.S: \frac{3}{5}\frac{P_1}{B} + \left(\frac{3}{5}P_1 . e_p + M_m\right)\frac{v}{I} = \frac{3}{5}\frac{608{,}75.10^3}{5108} + \left(\frac{3}{5}(608{,}75.10^3)(-69{,}335) + 204.10^5\right) . \frac{84{,}165}{13334292{,}6}$$

$$= 50{,}6 \text{ Kg/cm}^2 > -27 = \bar{\sigma}_m \quad \text{vérifié}$$

$$F.I: \frac{3}{5}\frac{P_1}{B} - \left(\frac{3}{5}P_1 e_p + M_m\right) . \frac{V'}{I} = 101{,}5 \text{ Kg/cm}^2 < 130 \text{ Kg/cm}^2. \quad \text{vérifié}$$

Exploitation à long terme $P_2 = 0{,}68\, P_0 = 440{,}4\ t.$

$$F.S: \frac{P_2}{B} + (P_2 . e_p + M_M)\frac{v}{I} \leq \bar{\sigma}_M \rightarrow \frac{440{,}4.10^3}{7988} + \left(440{,}4.10^3(-96{,}667) + 645.10^5\right)\frac{58{,}5}{2452148}$$

$$= 107 < 210 \quad \text{vérifié}$$

$$F.I: \frac{P_2}{B} - (P_2 . e_p + M_M)\frac{v'}{I} \geq \bar{\sigma}_m \rightarrow \frac{440{,}4.10^3}{7988} - \left(440{,}4.10^3(-96{,}667) + 645.10^5\right)\frac{111{,}507}{2452148}$$

$$= -15 > -27 \text{ Kg/cm}^2$$

La section de béton est donc bien dimensionnée. vérifiée.

Tracé des câbles.

Dans la section médiane les contraintes dûes à la flexion sont maximale on donnera alors à la précontrainte une excentricité maximale. Au fur et à mesure que les contraintes dûs à la flexion diminuent en allant vers les appuis on rétablit l'equilibre en diminuant l'excentricité que l'on annule ou presque aux appuis où l'on a alors sous la seule précontrainte une contrainte de compression, on procède alors à un relevage progressif des câbles dans le plan vertical de la poutre.

Tracé individuel des câbles:

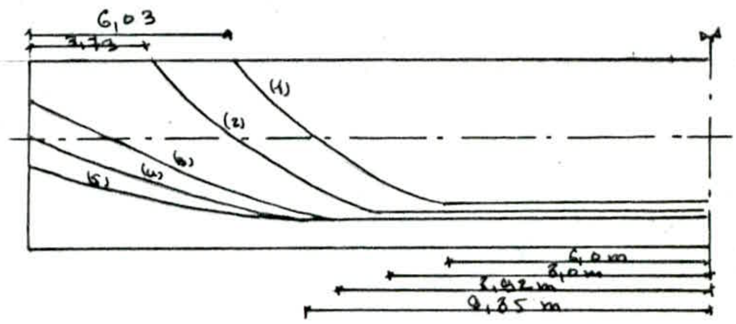
Relevage des câbles:

l_0 = zone de relevage des câbles est telle que: $\frac{l}{4} \leq l_0 \leq \frac{l}{3}$ l = portée de la poutre

α = angle de relevage des câbles : câble d'about $0 < \alpha < 20°$

" emergents $\alpha = 24{,}23°$ (standard)

R = rayon de courbure des câbles $R \geq 800\,\phi$ ϕ = diamètre des câbles. (Ø interieur)

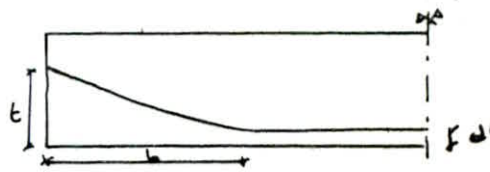


Les câbles présentent un relevage parabolique d'équation $y = ax^2$

$\frac{dy}{dx} = tg\alpha = 2ax$

pour $x = b \rightarrow y = ab^2$ $\quad tg\alpha = 2ab$

$y = t - d' = ab^2 = \frac{1}{2} tg\alpha\, b$



d'ou $b = \frac{2(t - d')}{tg\alpha}$

$a = \frac{tg\alpha}{2b}$

N° des câbles	t (cm)	d' (cm)	α (°)	b (m)	a (m^{-1})
1	150	25,1	24,23	5,55	0,0405
2	150	18,1	24,23	5,86	0,0384
3	134,66	10,5	16	8,66	0,0170
4	106,66	19,5	14	7,71	0,016
5	78,66	19,5	10	7,73	0,0114.

Calcul des caractéristiques nettes des sections et de excentricité du câble équivalent:

le calcul des caractéristiques geométriques nettes sera fait pour la section poutre + dalle.

$$V_{sup} = V = \frac{S_{net}}{B_{nette}} = \frac{S_{br} - S(\phi)}{B_{br} - B(\phi)} \; ; \; d' = \frac{\sum d'_i(\phi)}{n} \; ; \; S(\phi) = B(\phi) \cdot d'$$

$$I_{\Delta}^{net} = I_{\Delta} - I_{\Delta}(\phi) \qquad I_{G\,net} = I_{\Delta}^{net} - S_{\Delta}^{net} \cdot V_i$$

S_{br} = moment statique de la section brute / à la fibre inferieure

S_{net} = " " " " " nette / " " " "

B_{nette} = section nette, B_{br} = section brute.

$B(\phi)$ = section des cables

I_G = moment d'inertie de la section / à l'axe passant par le c.d.g de la section.

excentricité du câble équivalent

$$P \begin{cases} N = \Sigma P \cos\alpha_i = \text{effort horizontal} \\ V = \Sigma P \sin\alpha_i = \text{effort vertical.} \end{cases}$$

soit z_i la distance du point d'application du câble i à la fibre inférieure et z la distance du point d'application du câble équivalent à la fibre inférieure

$$z \cdot N = \Sigma z_i P \cos\alpha_i = P \Sigma z_i \cos\alpha_i \Rightarrow z = \frac{\Sigma z_i \cos\alpha_i}{\Sigma \cos\alpha_i} = e_p .$$

L'excentricité e du câble équivalent est par rapport au centre de gravité de la section nette $V' - z$.

section d'about :

	d'_i	α_i	$\cos\alpha_i$	z_i	$z_i \cos\alpha_i$
3	134,66	16	0,961	28	26,908
4	106,66	14	0,970	0	0
5	78,66	10	0,985	-28	-27,58

$d'_{eq} = \frac{\Sigma d'_i}{n} = 106{,}66$ cm.

$z = \frac{\Sigma z_i \cos\alpha_i}{\Sigma \cos\alpha_i} = -0{,}23$ cm.

caractéristiques géométriques de la section poutre + dalle :

	Dimension	$B\,(cm^2)$	$z\,(cm)$	$S_\Delta = B \cdot z$	I_G^{brut}	I_G^{net}
Sbr	—	9343	106,66	996524	28810760	—
trous	$3 \cdot \pi \cdot \frac{(7)^2}{4}$	115,5	+ 12319	26,565	60342,9	—
section nette		9227,5		984204,8	—	28750417

$V'_{net} = \frac{S_{net}}{B_{net}} = 106{,}66$ cm.

$V = 63{,}34$ cm.

$i^2 = 3116\ cm^2$

tableau des caractéristiques géométriques des sections nettes et l'excentricité ep :

Sections	$B\,(cm^2)$	$I\,(cm^4)$	$V\,(cm)$	$V'\,(cm)$	$i^2\,(cm^2)$	ep (cm)
Section d'about	9227,5	28750417	63,34	106,66	3116	-0,23.
section juste avant l'émergence du câble (2)	9189	28192095	62,67	107,33	3068	-42,46
section juste après émergence du câble (2)	9227,5	28261869	62,49	107,51	3063	-68,74
section juste avant émergence du câble (1)	9150,6	27735883	62,2	107,8	3031	-56,09
section juste après émergence du câble (1)	9189	27804198,5	62,05	107,95	3026	-78,87
section à L/4	7796	22831419,6	56,24	113,76	2929	-93,68
section médiane.	7796	22676205,6	56,1	113,89	2907	-93,95

Perts et chutes de tension.

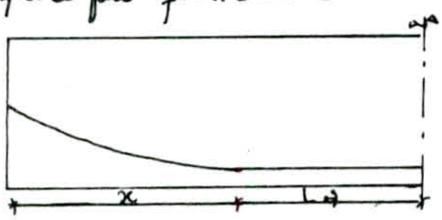
Les perts de tension sont classées en deux famille :
1- perts instantanées qui se produisent dans un temps relativement court au moment de la mise en tension ce sont des perts à court terme
2- perts différées: qui se produisent après que la structure ait été précontrainte ce sont les perts à long terme.

Les perts instantanées sont : les perts par frottement
les perts par recul d'ancrage
les perts dûs au raccourcissement instantané du béton.

Les perts differés sont : les perts dûs au retrait
" " " au fluage
" " " à la relaxation des armatures

calcul des pertes instantanées

perts par frottement : $\Delta\sigma_\varphi = \sigma_{p_0}\,(f\,(\alpha(x)) + \varphi\,x)$.



$\alpha(x)$ angle de relevage des cabls (rd)
f : coeffcient de frottement en courbe (rd)
φ : " " " par unité de longueur (m^{-1})
x = longueur du cable entre l'origine et la section étudiée
σ_{p_0} et la tension à l'origine.

La longueur courbe $L_c = \int ds = \int \sqrt{dx^2 + dy^2} = \int \left(1 + \left(\frac{dx}{dy}\right)^2\right)^{\frac{1}{2}} = \int \sqrt{1 + (2ax)^2}$

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

perts par frottement entre la section d'about et la section médiane.

cabls	α	x_c	$a\,(m^{-1})$	$L_c\,(m)$	$L_d\,(m)$	$L\,(m)$	$\Delta\sigma_\varphi$
1	24,23	5,55	0,0405	5,69	6	11,69	1325
2	24,23	5,86	0,0384	6,05	8	14,05	1387
3	16	8,66	0,017	8,78	8,92	17,70	1140
4	14	7,71	0,016	7,78	8,66	16,45	1023
5	10	7,73	0,0114	7,77	8,66	16,43	856

$\Delta\sigma_\varphi^{moy} = 1147$ Kg/cm²

perts par frottement entre la section d'about et la section d'émergence du câbl

Câbls	α	$L_c = x_c = L$	$\Delta\sigma_\varphi$
2	24,23	—	—
3	9,52	3,73	497
4	7,28	3,73	404
5	5,2	3,73	317

$\Delta\sigma_\varphi^{moy} = 406$ Kg/cm².

Perte par frottement entre la section d'about et la section d'émergence du câble (1):

câble	α	$x_c = L_c = L$	$\Delta\sigma_\varphi$
2	15,25	2,04	118
3	5,11	6,03	374
4	3,1	6,03	290
5	2,2	6,03	253

$$\Delta\sigma_\varphi^{moy} = 260 \text{ kg/cm}^2$$

Perte par rentrée d'ancrage.
les pertes sont dûes au raccourcissement du câble après mise en tension.

$$X = \sqrt{\frac{g \cdot E_p \cdot l}{\Delta\sigma_\varphi}} \quad \rightarrow \quad \Delta\sigma_{recul} = 2g\, E_p \, \frac{X - x}{X^2}. \qquad g = 6 \text{ mm}, \quad E_p = 2{,}10^6 \text{ kg/cm}^2.$$

Câble	X	0	3,73	6,03	L/2
1	10,54	—	—	—	0
2	11,30	—	—	1040	0
3	14,10	1726	1321	1025	0
4	14,23	1700	1307	1021	0
5	15,55	1560	1232	992	0
$\Delta\sigma_{moy}$	—	1662	1287	1020	0

perte par raccourcissement instantanée du béton.
La perte moyenne par câble est :

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{1}{2}\sigma_b \cdot \frac{E_p}{E_{bi}}$$; σ_b est la contrainte dans le béton sous les actions de longue durée calculée au niveau du câble moyen.

$$\sigma_b = \frac{M_g \cdot e_p}{I} + \frac{\sigma_{pi} \cdot A_p}{B}\left(1 + \frac{e_p^2}{i^2}\right).$$

en $x = L/2$:

$$\sigma_b = \frac{383.10^5(-98{,}95)}{2267\,6205{,}63} + \frac{(12164 - \Delta\sigma_{rac}) \cdot 9{,}73.5}{7796}\left(1 + \frac{(98{,}95)^2}{2907}\right) = 164{,}5 - 0{,}0273\,\Delta\sigma$$

avec $\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_\varphi - \Delta\sigma_g - \Delta\sigma_{racc} = 13311 - 1147 - 0 - \Delta\sigma_{racc} = 12164 - \Delta\sigma_{racc}$

$$\Delta\sigma_{racc} = \frac{1}{2}(164{,}5 - 0{,}0273\,\Delta\sigma_{rac}) \frac{2.10^6}{24000\sqrt{350}}$$ équation du 1er degré

d'où $\Delta\sigma_{racc} = 345 \text{ kg/cm}^2$

section	$x = 0$	$x = 3{,}73$	$x = 6{,}03$	$x = L/2$
e_{pi}	-0,23	-56,09	-42,46	-98,95
M_g	0	202,3	126	383
$\Delta\sigma_{racc}$	162	187	125	435

tableau récapitulatif des pertes instantanées :

	$x = 0$	$x = 3{,}73$	$x = 6{,}03$	$x = L/2$
$\Delta\sigma_\varphi$	—	406	260	1147
$\Delta\sigma_g$	1662	1287	1020	0
$\Delta\sigma_{racc}$	162	125	187	435
$\Delta\sigma_{inst}$	1824	1818	1467	1492

$$\Delta\sigma_{inst}^{moy} = 1650 \text{ kg/cm}^2.$$

calcul des pertes différés :

pertes dûs au retrait : $\Delta\sigma_{ret} = \varepsilon_r \cdot E_p$ $\quad \varepsilon_r = 3.10^{-4}$.

$= 3.10^{-4} \cdot 2.10^6 = 600\ kg/cm^2$ constante en tout point

pertes dûes à la relaxation des armatures :

$\Delta\sigma_{rel} = 6.10^{-2}\ \rho_{1000}\ (\mu - \mu_0) \cdot \sigma_{pi}$ $\quad \mu = \dfrac{\sigma_{pi}}{f_{prg}}$; $\mu_0 = 0{,}43$ (armatures TBR)

$= 6.10^{-2}\ 2{,}5 \left(\dfrac{11661}{13490} - 0{,}43\right) . 11661$; $\rho_{1000} = 2{,}5$; $\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$

$\Delta\sigma_{rel} = 351\ kg/cm^2$.

pertes dûs au fluage du béton.

$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \cdot \dfrac{E_p}{E_{bij}}$

σ_M est la contrainte max de compression du béton au niveau du câble équivalent obtenue à la mise en tension.

σ_b est la contrainte finale dans le béton au niveau du cable équivalent lorsque toutes les pertes differés se sont produites.

En $x = L/2$:

$\sigma_M = M_g \dfrac{e_p}{I} + \dfrac{\sigma_{pi}\ A_P}{B} \left(1 + \dfrac{e_p^2}{i^2}\right) = \dfrac{383.10^5(-98{,}95)}{22676205{,}63} + \dfrac{11661 . 9{,}73 . 5}{7796} \left(1 + \dfrac{(98{,}95)^2}{2907}\right) = 151$

$\sigma_b = \sigma_M - \dfrac{\Delta\sigma_d . A_P}{B} \left(1 + \dfrac{e_p^2}{i^2}\right)$; $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{rel} + \Delta\sigma_{fl}$

$\sigma_b = 151 - \dfrac{(892{,}5 + \Delta\sigma_{fl})\ 9{,}73 . 5}{7796} \left(1 + \dfrac{(98{,}95)^2}{2907}\right) = 130 - 0{,}0273\ \Delta\sigma_{fl}$.

$\Delta\sigma_{fl} = (151 + 130 - 0{,}0273\ \Delta\sigma_{fl}) \cdot \dfrac{2.10^6}{21000\sqrt{350}}$ = équation du 1er degré →

$\Delta\sigma_{fl} = 1132\ kg/cm^2$.

	$x=0$	$x=3{,}73$	$x=6{,}03$	$x=L/2$
σ_M	37	56	84,16	151
$\Delta\sigma_{fl}$	306	458	674	1132

suivant l'IP II :

$$\Delta\sigma_{diff} = \begin{cases} \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_{rel} - \dfrac{\Delta\sigma_{ret}(\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl})}{\sigma_{pi} - 0{,}55\ f_{prg}} & \text{si } \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} < -0{,}55 f_{prg} + \sigma_{pi} \\ \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} & \text{si } \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} > \sigma_{pi} - 0{,}55\ f_{prg}. \end{cases}$$

tableau recapitulatif des pertes différés :

	$x=0$	$x=3{,}73$	$x=6{,}03$	$x=L/2$
$\Delta\sigma_{ret}$	600	600	600	600
$\Delta\sigma_{rel}$	351	351	351	351
$\Delta\sigma_{fl}$	306	458	674	1132
Σ	1257	1409	1625	2083

$\Delta\sigma_{diff}^{moy.} = 1594\ kg/cm^2$.

tableau récapitulatif des pertes totals :

	$x=0$	$x=3{,}73$	$x=6{,}03$	$x=L/2$
$\Delta\sigma_{inst}$	1824	1818	1467	1492
$\Delta\sigma_{diff}$	863	1062	1168	1732
$\Delta\sigma_{totale}$	2687	2880	2635	3224

$\Delta\sigma_{tot}^{moy} = 2856\ kg/cm^2$

ces pertes représentent 21 % de σ_{p0}

Fuseaux limits :

Def : Le fuseau limite st une zone limitée par 2 courbe pour lequel les contraintes limits soient respectés lorsque le centre de pression des efforts se déplace à l'intérieur de celui-ci.

1er fuseau limite : st le fuseau à l'interieur duquel doit se trouver le câble equivalent pour qu'il n'y ait pas de traction, quelque soit le cas de charge sur les 2 fibres extrêmes et st défini par les valeurs de l'excentricité $e_1 = a' - \frac{M_G}{N}$ et $e_2 = a - \frac{M_G + M_\varphi}{N}$ $a = \frac{i^2}{V'}$, $a' = -\frac{i^2}{V}$

2ème fuseau limite : st le fuseau à l'interieur duquel doit se trouver le câble equivalent pour que la contrainte maximale reste inferieure ou égale à la contrainte limite $\bar{\sigma}$ les valeurs limits de l'excentricité sont : $s = \left(\frac{\bar{\sigma}.B}{N} - 1\right)\frac{i^2}{V} - \frac{M_G + M_\varphi}{N}$ (en charge)

et $s' = -\left(\frac{\bar{\sigma}B}{N} - 1\right).\frac{i^2}{V'} - \frac{M_G}{N}$ (à vide).

1er fuseau limite :

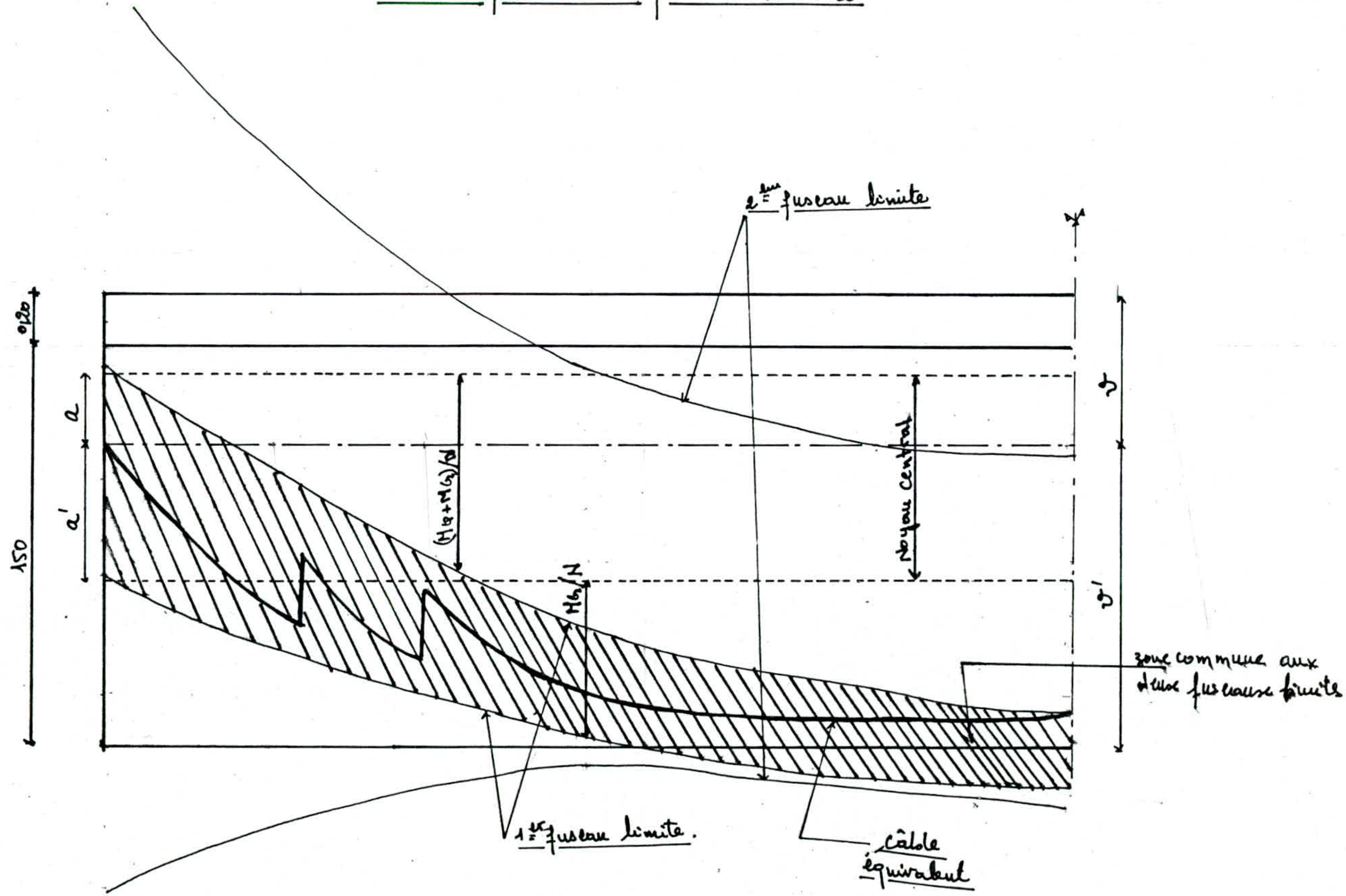
x	0	L/4	L/2
MG	0	291	383
Mφ	0	195	262
N	302,6	503	508,4
MG/N	0	58	75,3
(MG+Mφ)/N	0	96,6	127
a'	−49,2	−52,08	−51,82
a	29,2	25,75	25,52
$e_1 = a' - M_G/N$	−49,2	−110,08	−127
$e_2 = a - \frac{M_G+M_\varphi}{N}$	29,2	−70,85	−101,5

2ème fuseau limite :

x	0	L/4	L/2
B	9227,6	7796	7796
N	302,6	503	508,4
i^2/V	49,2	52,08	51,82
i^2/V'	29,2	25,75	25,52
MG/N	0	58	75,3
(MG+Mφ)/N	0	96,6	127
$\bar{\sigma}$.B/N	6,65	3,4	3,37
s	278	28,4	−4,2
s'	−165	−120	−136

A partir de ces résultats (évaluation des pertes de tension réelles et calcul des deux fuseaux limits) nous pourrons tracer le schéma du câble equivalent et les domaines à l'intérieur duquel il peut se déplacer sans que les contraintes limits de compression et de traction soient dépassés.

Cable equivalent et fuseaux limite



Vérification des contraintes normales.

Différentes phases d'exécution

Phase "1" : on coule la poutre après durcissement suffisant de celle-ci (7 jrs) on procède à la mise en tension des câbles d'about.
* La section résistante est la poutre seule.
* Les contraintes sont celles des 3 câbles et le poids propre de la poutre
* Les pertes différées à ce stade ne sont pas encore consommées.

Phase "2" : on pose les poutres sur leur appuis, on coule la dalle les contraintes sont :
* poids propre de la poutre + dalle.
* précontrainte résiduelle de la 1ère serie de câbles.
* section résistante : poutre seule.

Phase "3" : on procède à la mise en tension des câbles emmergents.
Les contraintes sont :
* poids propre de la poutre + dalle
* précontrainte résiduelle de la 1ère série de câble
* précontrainte des câbles emmergents.
* section résistante et la poutre + dalle.

Phase "4" : on met en place les trottoirs, glissières et gardes corps.
les efforts sont : poids propre de la poutre + dalle
" " des trottoirs, glissières, gardes corps.
section résistante : poutre + dalle.

Phase 5 : cette phase est une phase de vérification à l'état limite de service.

Détermination de la largeur des tables de compression :

$$b \le \inf \begin{cases} L/10 = 3{,}40\,m \\ b_0 = 1{,}435\,m. \\ 2/3 \text{ de la distance à l'about le plus proche} \end{cases}$$

on ne doit pas attribuer une même zone de hourdis simultanément à deux poutres différentes $\rightarrow b = 1{,}435\,m$.

calculs justificatifs :

en phase de construction on doit vérifier que :

F.S : $\dfrac{P}{B} + (P_1\,ep + M_m)\dfrac{V}{I} \geq \overline{\sigma}_m$ $\qquad\overline{\sigma}_m$ en valeur algébrique

et

F.I : $\dfrac{P}{B} - (P.ep + M_m)\dfrac{V'}{I} \leq \overline{\sigma}_M$

en service à long terme on doit vérifier que :

F.S $\dfrac{P}{B} + (P.ep + M_M).\dfrac{V}{I} \leq \overline{\sigma}_M$

et

F.I $\dfrac{P}{B} - (P.ep + M_M).\dfrac{V'}{I} \geqslant \overline{\sigma}_m$ $\qquad\overline{\sigma}_m$ en valeur algébrique.

Situation de construction:

contraintes limites à 7 jrs: $f_{c7} = 0{,}685 \cdot 350 \log(7+1) = 217 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}_M = 0{,}6 f_{c7}$

$\bar{\sigma}_M = 130 \text{ kg/cm}^2$

$-f_{t7} = 6 + 0{,}06 \cdot 217 = -19 \text{ kg/cm}^2$. dans la section d'enrobage.

$-1{,}5 f_{t7} = -28{,}5 \text{ kg/cm}^2$ hors section d'enrobage.

contraintes limites à 28 jrs: $f_{c28} = 350 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}_M = 0{,}6 f_{c28} = 210 \text{ kg/cm}^2$

$-f_{t28} = -(6 + 0{,}06 \cdot f_{c28}) = -27 \text{ kg/cm}^2$

$-1{,}5 f_{t28} = -40{,}5 \text{ kg/cm}^2$.

Nous procederons à la verification de la section médiane:

caracteristiques geometriques de la section mediane:

section \ caracté. géom.	B (cm²)	I (cm⁴)	V (cm)	V' (cm)	C² (cm²)	ep (cm)
poutre seule	4915,6	12869469	63,13	86,87	2618	-71,93
poutre + dalle	7796	22676205,6	56,10	113,89	2907	-98,95

phase "1":

$\sigma_{p_i} = 1{,}02 \cdot 13311 - 0{,}8 \cdot 1650 = 12257 \text{ kg/cm}^2$

$M_G = 204{,}5 \text{ tm}$.

F.S

$$\sigma_p = \frac{P}{B}\left(1 + \frac{e_p V}{c^2}\right) = \frac{12257 \cdot 9{,}73 \cdot 3}{4915{,}6}\left(1 + \frac{(-71{,}93) \cdot 63{,}13}{2618}\right) = -54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_G = \frac{M_G \cdot V}{I} = \frac{204{,}5 \cdot 10^5 \; 63{,}13}{12869468{,}6} = 100{,}3 \text{ kg/cm}^2$$

F.I

$$\sigma_p = \frac{P}{B}\left(1 - \frac{e_p \cdot V'}{c^2}\right) = \frac{12257 \cdot 9{,}73 \cdot 3}{4915{,}6}\left(1 - \frac{(-71{,}93) \cdot 86{,}87}{2618}\right) = 246{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_G = -\frac{M_G V'}{I} = -\frac{204{,}5 \cdot 10^5 \cdot (86{,}87)}{12869468{,}6} = -138 \text{ kg/cm}^2$$

A la fin de la 1ère mise en tension la 1ère serie de cable subit une perte differel estimée à $\frac{1}{3} \Delta\sigma_d$ la contrainte caracteristique de service est:

$\sigma_{p_i} = 1{,}02 \cdot 12257 - 0{,}8\left(\frac{1}{3} \cdot 1211\right) = 12180 \text{ kg/cm}^2$

contraintes	σp	σG	σeff	σ limite
F.S	-54	100,3	46,3	19
F.I	245	-138	107	130

phase "2": $M_G = 280 \text{ tm}$;

contrainte residuelle de la 1ère serie de cable: $1{,}02 \cdot 12180 - 0{,}8\left(\frac{1}{3} \cdot 1211\right) = 12100 \text{ kg/cm}^2$

(on suppose que les câble subissent une perte estimée à $\frac{1}{3} \Delta\sigma_d$)

	σp	σG	σeff.	σlimite
F.S	-53	154	101	27
F.I	243	-212	31	210

phase "3": precontrainte résiduelle des cables de la 1ère serie (les cabls auront subit une perte estimée à $\frac{1}{3} \Delta\sigma_d$: $\sigma_{p_{i1}} = 12100 \cdot 1{,}02 - 0{,}8\left(\frac{1}{3} \cdot 1211\right) = 12019 \text{ kg/cm}^2$

precontrainte de la 2ème serie de cable: $1{,}02 \cdot 13311 - 0{,}8 \cdot 1650 = 12257 \text{ kg/cm}^2$

à la fin de la mise en tension des câbles emmergents ceux-ci subissent une perte estimée à $\frac{1}{3} \Delta\sigma_d$. $\sigma_{p_{i2}} = 12257 \cdot 1{,}02 - 0{,}8 \cdot \left(\frac{1}{3} \; 1211\right) = 12180 \text{ kg/cm}^2$

d'où $P_1 = 12019 . 9{,}73 . 3 = 350{,}8t$
$P_2 = 12180 . 9{,}73 . 2 = 237t. \rightarrow P = 587{,}8t.$
$M_G = 315\ tm.$

	σ_p	σ_G	σ_{eff}	σ_{limite}
F.S	-68,7	78,0	9,30	27
F.I	367	-160	207	210

phase "4"

La 1ère série de câbles a subit toute les pertes : $\sigma_{p_1} = 12019\ kg/cm^2$
La 2ème série de câble va subir une perte estimée à $\frac{2}{3} \Delta\sigma_d \rightarrow \sigma_{p_2} = 12100\ kg/cm^2$
$P_1 = 350{,}8\ t$
$P_2 = 235\ t \rightarrow P = P_1 + P_2 = 585{,}8t.$
$M_G = 354\ t\,m.$

	σ_p	σ_G	σ_{eff}	σ_{limite}
F.S	-66	87,70	21,70	27
F.I	354	-178	176	210

phase "5"

La combinaison d'action la plus défavorable est provoquée par le convoi D (poutre P_0), d'où $M = M_G + M_{CD} = 383 + 262 = 645\ t\,m.$
Les câbles ont subit toute les pertes, la contrainte caractéristique en service à long terme est :

$\sigma_{p_1} = 1{,}02 . \sigma_{p_0} - 0{,}8\ \Delta\sigma_{tot}$
$= 1{,}02 . 13311 - 0{,}8 . 2356$
$= 11292{,}4\ kg/cm^2$

; $\sigma_{p_2} = 0{,}98\ \sigma_{p_0} - 1{,}2\ \Delta\sigma_{tot}^{(x=42)}$
$= 0{,}98 . 13311 - 1{,}2 . 2856 = 9617{,}6\ kg/cm^2$

d'où $P = 508{,}7t$

- justification des contraintes extrêmes.

F.S

$$\sigma_p = \frac{508{,}7 . 10^3}{7796}\left(1 + \frac{(-93{,}95) . 56{,}1}{2307}\right) = -60{,}0\ kg/cm^2$$

$$\sigma_G = \frac{645 . 10^5 . 56{,}1}{2267620{,}6} = 160\ kg/cm^2$$

F.I

$$\sigma_p = \frac{508{,}7 . 10^3}{7796}\left(1 - \frac{(-93{,}95) . 113{,}89}{2307}\right) = 318{,}8\ kg/cm^2$$

$$\sigma_G = -\frac{645 . 10^5 . 113{,}89}{2267620{,}6} = -324\ kg/cm^2.$$

	σ_p	σ_G	σ_{eff}	σ_{limite}
F.S	-60	160	100	210
F.I	318	-324	-6	27.

Les contraintes limites dans les différentes phases sont respectés.

Ferraillage passif longitudinal

Armatures longitudinales de peau : elles sont disposées dans les zones périphériques de la section.

$$A_{min} \geq \max \begin{cases} 3\ cm^2 \,/\, \text{mètre de longueur de parement} \\ 0{,}1\,\% \text{ de la section du béton de la poutre } = 0{,}1 \cdot \frac{5660}{100} = 5{,}66 \\ = 5{,}66\ cm^2. \end{cases}$$

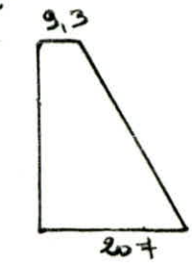
Armatures longitudinales dans les zones tendues

Règle de non fragilité : $A_s = \dfrac{B_t}{1000} + \dfrac{N_{Bt}}{f_e} \cdot \dfrac{f_{tj}}{\sigma_{bt}}$;

N_{Bt} = résultante des efforts de traction
B_t = section de béton tendu
f_e = limite élastique des aciers
σ_{bt} = contrainte max de traction

Partie supérieure de la poutre :

cette partie est tendue lors de la mise en tension de la 2ème série de câble (généralement).
dans notre cas la partie supérieure est comprimée ; quelque soit la section d'armature choisi la sécurité est respectée.



Partie inférieure de la poutre.

les armatures seront calculés à long terme sous l'effet des combinaison rare.

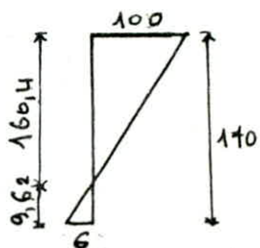
$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} \cdot \frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}} \qquad f_e = 4000\ kg/cm^2$$

$$N_{Bt} = \frac{\sigma_{bt} \cdot y \cdot b}{2} = \frac{6 \times 9{,}62}{2} \cdot 47 \qquad (b = \text{largeur du talon})$$

$$N_{Bt} = 1356{,}4\ kg \rightarrow B_t = \frac{N_{Bt}}{\sigma_{Bt}} = \frac{1356{,}4}{6} = 226\ cm^2$$

d'où

$$A_s = \frac{1}{1000}\left(226 + 10^3 \cdot \frac{1356{,}4}{4000} \cdot \frac{27}{6}\right) = 1{,}75\ cm^2.$$



on choisira des T12 soit $4T12 = 4{,}52\ cm^2$ qui sera disposée dans le talon de la poutre.

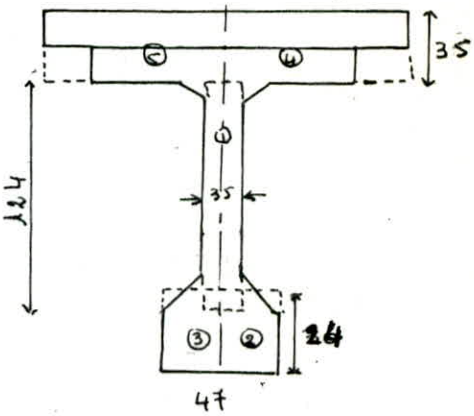
Armatures longitudinales définitive : $3\ cm^2/m$ de longueur de parement, ces armatures vont être placés sur la périphérie et $4{,}52\ cm^2 = 7{,}52\ cm^2$ qui est supérieure à la valeur minimale admise ($0{,}1\,\%\,B = 5{,}66\ cm^2$).

Vérification des contraintes tangents.

Contraints tangents dûs à la torsion:

principe de calcul des contraints tangents de torsion sollicitant l'âme

1) Inertie de torsion de la section composée:
pour des sections $a \times b$ avec $a < b$ on calcul b/a, on tire la constante K des tableaux LACROIX - FUENTES, l'inertie de torsion est alors égale à $I_T = K \cdot a^3 \cdot b$.



2) Moment de torsion revenant à l'âme
Le moment de torsion revenant à l'âme est donné par la formule suivante:

$$M_{t(\hat{a}me)} = M_{xy} \cdot \frac{I_T(\hat{a}me)}{\Sigma I_T(talon, \hat{a}me, table)}$$

La contrainte tangente de torsion sera:

$$\tau_b(T) = M_{t(\hat{a}me)} \cdot \frac{\chi}{a^3}$$

$\chi = f(\rho = b/a)$ est donné dans l'aide mémoire de béton armé dans le chapitre réservé à la torsion.

Principe de justification: on doit avoir en tout point $\tau_T + \tau_V \leq \bar{\tau}$
τ_T = contrainte de cisaillement due à la torsion
τ_V = contrainte " " " l'effort tranchant.

Calcul des contraints dûs à la torsion dans differents sections

zone	a (cm)	b (cm)	$\rho = b/a$	K	$I_T = K \cdot a^3 \cdot b$
1	35	124	3,54	0,253	0,01345
2	23,5	24	1,021	0,165	0,00064
3	23,5	24	1,021	0,165	0,00064
4	35	71,75	2,05	0,231	0,00711
5	35	71,75	2,05	0,231	0,00711

$\rho = 3,54 \rightarrow \chi = 1,015$

$\Sigma I_T = 0,030\ m^4$.

pour la section $x = L/4$ $a = 21\ cm \rightarrow \rho = 5,8 \rightarrow K = 0,301 \rightarrow I_T = 0,00346\ m^4$
$\chi = 0,57$ $\Sigma I_T = 0,019\ m^4$

efforts, τ \ section	$x = 0$	$x = 3,73$	$x = 6,03$	$x = L/4$	$x = L/2$
M_{xy}	11,4	11,0	10,18	9,2	0
$M_t(\hat{a}me)$	5,1	4,93	4,56	1,68	0
$\tau_T(t)$	12,0	11,67	10,8	10,34	0

La justification des contraintes tangents doit montrer que sous l'effet des sollicitations de service dans le cas des charges les plus défavorables et quelle que soit la section considérée l'on est en tout point à l'intérieur du domaine de sécurité on doit donc vérifier que :

$$\tau^2 \leq 0{,}4\, f_{tj}\,(f_{tj} + \sigma_x) = \overline{\tau}^2$$

et $$\tau^2 \leq 2\,\frac{f_{tj}}{f_{cj}}\,(0{,}6\, f_{cj} - \sigma_x)(f_{tj} + \sigma_x).$$

avec $\tau = \tau_v + \tau_T(t)$

$\tau_v = c^{te}$ dû à l'effort tranchant réduit

Dans ce qui suit nous donnerons les calculs justificatif pour la section d'about et nous présenterons les autres sous forme de tableaux.

	B(cm²)	I (cm⁴)	bn (cm)	Vs (cm)	V'(cm)	Σcos αi	Σsin αi	ep (m)	τ̄² (kg²/cm⁴)
poutre seule	6347,5	14814403	31,5	67,54	82,46	2,916	0,69	25	2334
poutre + dalle	9227,6	28750417	31,5	63,34	106,66	2,916	0,69	-0,23	3116

L'effort tranchant réduit est $T_r = T - V$ $V = \sum P_i \sin\alpha_i$

La contrainte de cisaillement dû à T_r est : $\tau = \dfrac{T_r \cdot S}{I \cdot b_n}$

S = moment statique de la section de l'âme / au cdg
I = moment d'inertie de la section
b_n = épaisseur nette de l'âme
$b_n = b_0 - m.k.\phi$ où m est le nombre de câbles par lit (= 1)
k = 0,5 (câbles injectés).
ϕ = diamètre de la gaine (7 cm)

$b_n = 35 - 1.0{,}5.7 = 31{,}5$ cm.

Phase "1" (poutre seule).

$\sigma_{P_1} = 12257$ kg/cm² → $N = \sum P_i \cos\alpha_i = 348$ t
$T = 24$ t $V = \sum P_i \sin\alpha_i = 82{,}3$ t

→ $T_{red} = T - V = 24 - 82{,}3 = -58{,}3$ t.

$$\tau_{T(red)} = \frac{T_{red} \cdot S}{I \cdot b_n} \qquad S(\text{âme}) = 35\,\frac{(82{,}46)^2}{2} = 118994\ \text{cm}^3.$$

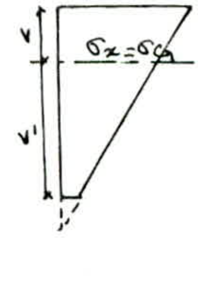
$$\tau_{red} = \frac{-58{,}3 \cdot 10^3 \cdot 118994}{14814403 \cdot 31{,}5} = -16\ \text{kg/cm}^2$$

détermination de la contrainte engendrée par la précontrainte au centre de gravité de la section.

Contrainte produite par N :

$$\text{F.S} : \quad \sigma_s = \frac{348 \cdot 10^3}{6347{,}6}\left(1 + \frac{25 \cdot 67{,}54}{2158}\right) = 98\ \text{kg/cm}^2.$$

$$\text{F.I} \quad \sigma_i = \frac{348 \cdot 10^3}{6347{,}6}\left(1 - \frac{25 \cdot 82{,}46}{2158}\right) = 2{,}45\ \text{kg/cm}^2$$



d'où $\sigma_x = \sigma_G = 55$ kg/cm².

$$\tau^2 = 16^2 \leq 0{,}4 \cdot 19(19+55) = 24^2 = \bar{\tau}_1^2$$
$$\leq 2 \cdot \frac{19}{217}(130-55)(19+55) = (31)^2 = \bar{\tau}_2^2$$
$$\tau < \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2) = 24 \text{ kg/cm}^2.$$

Phase "2"

$N = 343t$; $V = 61t$; $T = 37{,}06t$. $\rightarrow T_{red} = T - V = -43{,}94\,t$

$$\tau = \frac{-43{,}94 \cdot 10^3 \cdot 118994}{14814403 \cdot 31{,}5} = -12 \text{ kg/cm}^2.$$

$\sigma_s = 95{,}2$ kg/cm² $\rightarrow \sigma_G = \sigma_x = 53{,}4$

$\sigma_i = 2{,}38$ kg/cm²

$$\tau^2 = 12^2 \leq 0{,}4 \cdot 27(27+53{,}4) = (29{,}47)^2$$
$$< 2 \cdot \frac{27}{350}(210-53{,}4)(27+53{,}4) = 44^2.$$

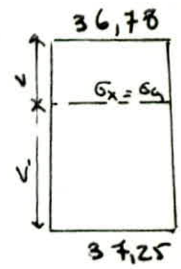
phase "3"

$N_1 = 341t$, $V = 80{,}7t$, $T = 37t$ $\rightarrow T_{red} = -38{,}7t$

$$\tau = \frac{-38{,}7 \cdot 10^3 \cdot 199086}{28750417 \cdot 31{,}5} = -8{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

contrainte produite par N

$$\sigma_s = \frac{341 \cdot 10^3}{9227{,}6}\left(1 + \frac{(-0{,}23)\,63{,}34}{3116}\right) = 36{,}78 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_i = \frac{341 \cdot 10^3}{9227{,}6}\left(1 - \frac{(-0{,}23) \cdot 106{,}66}{3116}\right) = 37{,}25 \text{ kg/cm}^2$$



$\rightarrow \sigma_G = 36{,}83$ kg/cm²

$$\tau^2 = (8{,}5)^2 \leq 0{,}4 \cdot 27(27+36{,}83) = (26{,}3)^2.$$
$$< 2 \cdot \frac{27}{350}(210-36{,}83)(27+36{,}83) = (41{,}25)^2$$
$$\tau = 8{,}5 < \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2) = 26{,}3 \text{ kg/cm}^2.$$

Phase "4":

$N = 341t$ $\quad V = 80{,}7t$ $\quad T = 41{,}65t$ $\rightarrow T_{red} = -39\,t$

$$\tau = \frac{-39 \cdot 10^3 \cdot 199086}{28750417 \cdot 31{,}5} = -8{,}6\,t$$

$\sigma_s = 35{,}08\,t$

$\sigma_i = 35{,}54\,t$ $\rightarrow \sigma_G = 35$ kg/cm²

$$\tau^2 < 0{,}4 \cdot 27(27+35) = (26)^2$$
$$< 2 \times \frac{27}{350}(240-35)(27+35) = (41)^2 \rightarrow \tau < \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2)$$

phase "5"

$N = 272{,}7t$ $\quad V = 64{,}5t$ $\quad T = 77{,}72\,t$ $\rightarrow T_{red} = 13{,}22\,t$

$$\tau = \frac{13{,}22 \cdot 10^3 \cdot 199086}{28750417 \cdot 31{,}5} = 2{,}72 \text{ kg/cm}^2$$

contrainte produite par N

$\sigma_s = 30{,}3$ kg/cm²

$\sigma_i = 30{,}6$ kg/cm² $\rightarrow \sigma_G = 30{,}4$ kg/cm²

$\tau^2 < 0{,}4 \cdot 27(27+30{,}4) = (25)^2$ $\quad$ avec $\tau = \tau(T) + \tau_T(\text{torsion})$.

$= 2{,}72 + 12 = 14{,}72$ kg/cm².

	phase 1	phase 2	phase 3	phase 4	phase 5
$\lvert\tau\rvert$	16	12	8,5	9,6	2,72
τ_T	—	—	—	—	12
$\min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2)$	24	29,5	26,3	26	25

Section d'emergence du câble "2"

	phase 1	phase 2	phase 3	phase 4	phase 5
$\lvert\tau\rvert$	6,4	3,3	13,45	12,05	1,03
τ_T	—	—	—	—	11,67
$\min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2)$	23,6	28,4	26,2	28	26,7

Section d'emergence du cable "1":

	phase 1	phase 2	phase 3	phase 4	phase 5
$\lvert\tau\rvert$	1,14	1,1	17	15,9	1,22
τ_T	—	—	—	—	10,8
$\min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2)$	24	28,3	30,8	30,65	29

Conclusion: les contraintes limites sont largement respectées.

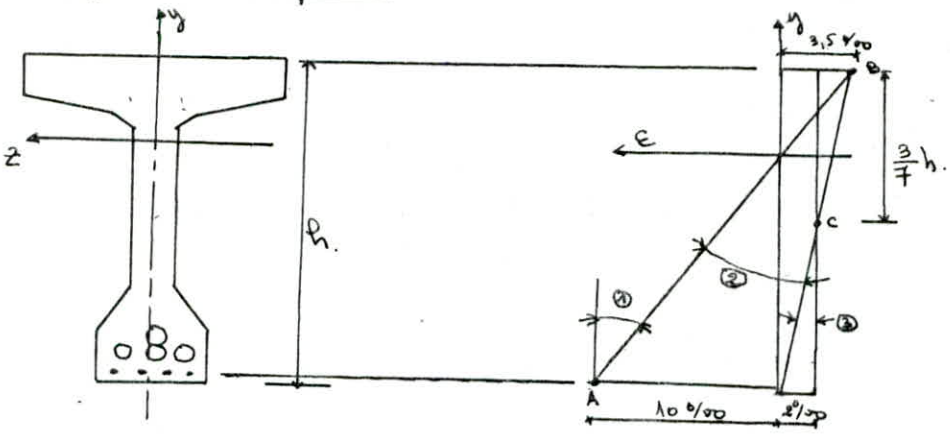
IX - Calcul aux états limites ultimes

Hypothèses fondamentales :

- La résistance en traction du béton est négligée
- Les matériaux béton-acier ne subissent aucun glissement relatif.
- Les sections droites restent planes.
- Le diagramme des déformations d'une section correspondant à l'atteinte de l'état limite ultime respecte la règle des trois pivots.

1) Justification de la résistance vis à vis des sollicitations normales (M, N) :

Règle des trois pivots



- La flexion composée de traction : l'état limite ultime correspond à l'atteinte de la déformation limite sur les armatures les plus extérieures qu'elles soient passives ou actives. Le diagramme de déformation passe par le pivot A et la déformation des aciers correspond à 10‰ donc domaine 1

- Cas de flexion composée n'entraînant pas une compression complète de la section l'état limite ultime correspond à l'atteinte de la déformation limite sur la fibre extrême où le béton est comprimé ($\varepsilon_b = 3,5$ ‰) → pivot B, domaine 2

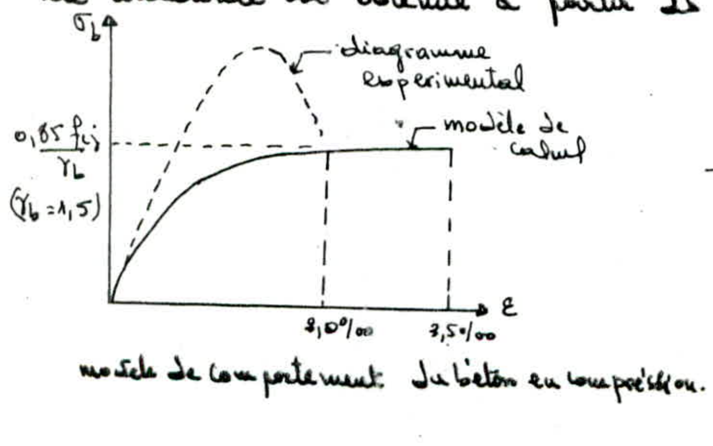
- Cas de la flexion composée de compression (toute la section est comprimée). l'E.L.U correspond à l'atteinte de la déformation limite en compression du béton telle que $2‰ \leq \varepsilon_b \leq 3,5‰$, le diagramme de déformation passe alors par le pivot C → domaine 3

Contraintes dans le béton :

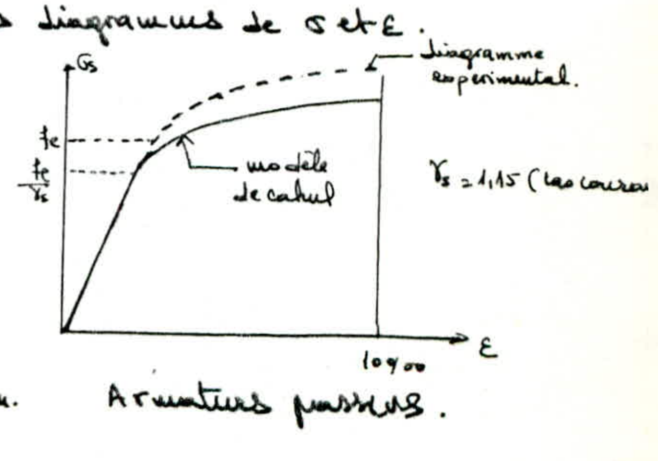
Lorsque la section étudiée n'est pas entièrement comprimée il est loisible d'utiliser une distribution de contraintes rectangulaires.

Contraintes dans l'acier :

La contrainte est obtenue à partir des diagrammes de σ et ε.

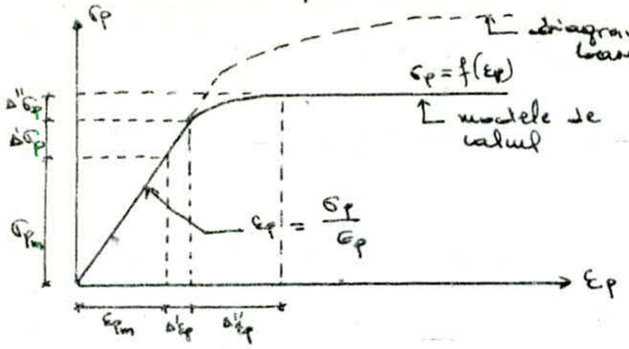


modèle de comportement du béton en compression.



Armatures passives.

Calcul des déformations dans le cas des armatures de précontrainte.



$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100\left(\frac{1{,}15\,\sigma_p}{f_{peg}} - 0{,}9\right)^5$$

(dans la partie courbe)

La déformation à l'état limite ultime d'une armature de précontrainte est la somme des trois termes :

- allongement préalable : $\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p}$; σ_{pm} = contrainte dans les armatures sous les actions permanentes.
- Un accroissement d'allongement $\Delta\varepsilon_p'$ accompagnant le retour à la déformation nulle du béton au niveau du câble équivalent.

$\Delta'\varepsilon_p = 5 . \frac{\sigma_{bpm}}{E_p}$ le facteur 5 est le coefficient d'équivalence acier-béton.

et σ_{bpm} est la contrainte dans le béton au niveau du câble équivalent.

- Une variation complémentaire $\Delta''\varepsilon_p$ accompagnant la déformation du béton au delà de la valeur nulle.

La déformation totale est : $\varepsilon_{p(tot)} = \varepsilon_{pm} + \Delta'\varepsilon_p + \Delta''\varepsilon_p$

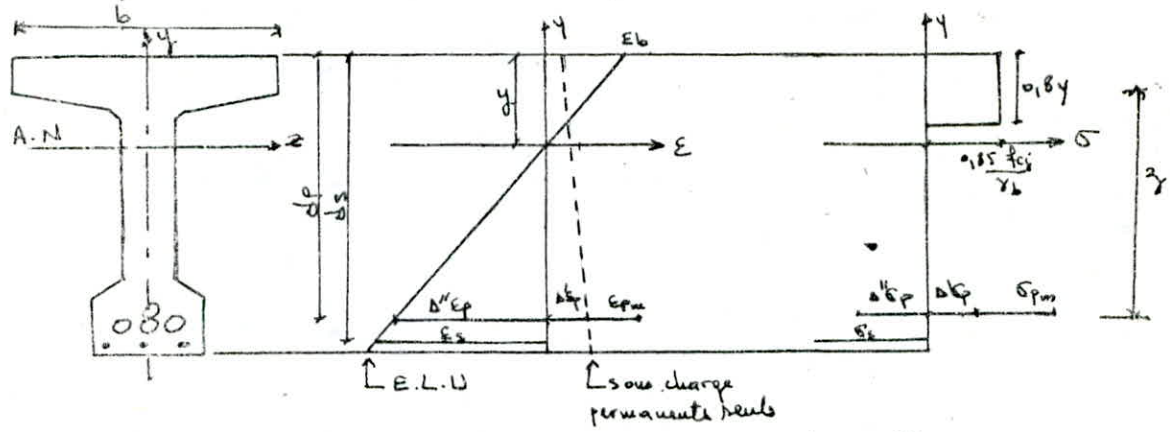


Diagramme de déformation et des contraintes à l'E.L.U
(sections partiellement comprimées)

Méthode de résolution :

Nous devons déterminer un moment M_u tel que $M_u \leq \overline{M_{uM}}$

$\overline{M_{uM}}$ = moment ultime des charges permanentes et surcharges extérieures à déterminer

M_u = " " " " " " " , sollicitant la poutre.

Sollicitation de calcul :

$S(\gamma_G . G + \gamma_Q . Q)$

$\gamma_G = 1{,}35$

$\gamma_Q = 1{,}5$ dans le cas général (charges routières sans caractère particulier)

$\gamma_Q = 1{,}35$ pour les charges de caractère particulier

La sollicitation maximale est donnée par le convoi D (poutre P_0)

$M_u = 1{,}35\,G + 1{,}35\,M_{cD} = 1{,}35(M_G + M_{cD}) = 1{,}35(383 + 262) = 870{,}75$ tm

et $N_u = P_\infty = P_0 - \Delta P = 13311 . 9{,}73 . 5 - 2856 . 9{,}73 . 5 = 508{,}64\,t$.

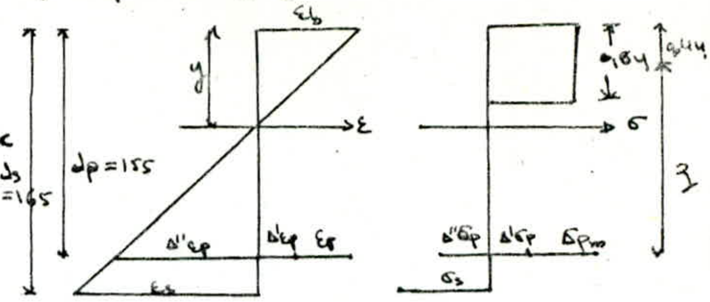
Equation d'équilibre : $\overline{N_u} = B_c \cdot \frac{0{,}85 f_{c28}}{\gamma_b} - A_p \cdot \Delta\sigma_p - A_s\, \sigma_s$ (1)

Le moment resultant ultime est :

$\overline{M_u} = B_c \cdot \frac{0{,}85 f_{c28}}{\gamma_b} \cdot z + A_s (d_s - d_p) \cdot \sigma_s$ (2)

$\rightarrow \quad 0 = 508600 + 9{,}73 \cdot 5 \cdot \Delta\sigma_p + 4{,}52 \cdot \sigma_s - 198{,}34 B_c$

et $\overline{M_u} = 198{,}34\, z + 4{,}52\,(d_s - d_p) \cdot \sigma_s$



A partir de l'hypothese des section planes :

$\frac{\Delta''\varepsilon_p}{\varepsilon_b} = \frac{d_p - y}{y}$ (3) et $\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y}$ (4)

La surtension des armatures s'ecrit : $\Delta\sigma_p = \sigma(\varepsilon_{pm} + \Delta'\varepsilon_p + \Delta''\varepsilon_p) - \sigma(\varepsilon_{pm})$

$\sigma_{pm} = \frac{P_m}{A_p} = \frac{508{,}6 \cdot 10^3}{9{,}73 \cdot 5} = 10455$ Kg/cm²

$\sigma_{bp_m} = \frac{P_m}{B} + (P_m \cdot e_p + M_m)\frac{e_p}{I} = \frac{508{,}6 \cdot 10^3}{7796} + \left(508{,}6 \cdot 10^3(-98{,}95) + 383 \cdot 10^5\right)\frac{(98{,}95)}{22676205{,}6}$

$\sigma_{bp_m} = 117{,}5$ Kg/cm²

$\longrightarrow \quad \varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = 5{,}23‰$ et $\Delta'\varepsilon_p = 5 \cdot \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} = 0{,}294‰$

Le problème sera résolu par approximations successive à partir d'un diagramme de déformation choisi à priori

soit $\varepsilon_s = 10‰$ et $\varepsilon_b = 3{,}5‰ \rightarrow y = \frac{\varepsilon_b \cdot d_s}{\varepsilon_s + \varepsilon_b} = 42{,}78$ cm.

$\longrightarrow \Delta''\varepsilon_p = \varepsilon_b \cdot \frac{d_p - y}{y} = 9{,}18‰$

$\Delta\sigma_p = \sigma(5{,}23‰ + 0{,}294‰ + 9{,}18‰) - \sigma(5{,}23‰) = \sigma(14{,}70‰) - \sigma_p(5{,}3‰)$

en utilisant la formule $\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_b} + 100\left(\frac{1{,}15\,\sigma_p}{f_{peg}} - 0{,}9\right)^5$ et par approximation successive on tire $\sigma(10{,}70‰) = 13526$ Kg/cm²

d'ou $\Delta\sigma_p = 13526 - 10455 = 3071$ Kg/cm².

$y = 42{,}78$ cm $\rightarrow$ la section de béton comprimée est $B_c = 0{,}8y \cdot b = 4911{,}15$ cm²

(section resistante est la poutre + dalle $\rightarrow b = 143{,}5$ cm)

$\rightarrow \overline{N_u} = 4911{,}15 \cdot 198{,}34 - 5 \cdot 9{,}73 \cdot 3071 - 4{,}52 \cdot 3480 = 815$ t $\gg N_u = 508{,}6$ t

on conclut que le diagramme de déformation choisi entraine une section de béton trop comprimeé donc le diagramme de déformation doit tourner autour du pivot A.

La valeur de $\Delta''\varepsilon_p$ est peu modifiée de l'equation (1) on tire B_c

$B_c = \frac{1}{198{,}34}\left[508{,}6 \cdot 10^3 + 4{,}52 \cdot 3480 + 48{,}65 \cdot 3071\right] = 3367$ cm².

$\rightarrow y = \frac{B_c}{0{,}8 \cdot b} = \frac{3367}{0{,}8 \cdot 143{,}5} = 29{,}33$ cm

on calcule les nouvelles valeurs de $\Delta\sigma_p$; ε_b ; et $\Delta''\varepsilon_p$

$\varepsilon_b = 2{,}16‰$, $\Delta''\varepsilon_p = 9{,}254‰ \rightarrow \Delta\sigma_p = 13525 - 10455 = 3070$ Kg/cm²

Le diagramme de déformation ultime est atteint pour ($\varepsilon_s = 10‰$ et $\varepsilon_b = 2{,}16‰$)

Justification de la résistance :

$\overline{M_u} = B_c \cdot \frac{0{,}85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \cdot z + A_s(d_s - d_p) \cdot \sigma_s = 3367 \cdot \frac{0{,}85 \cdot 350}{1{,}5}(170 - 14{,}97 - 0{,}44)$
$+ 4{,}52\,(165 - 155) \cdot 3480 = 959$ tm

$\overline{M_u} = 959$ tm $> M_u = 870{,}75$ tm.

La résistance est donc assurée.

2) Justification de la résistance vis à vis des sollicitations tangeantes.
cette justification est formulée à partir de l'hypothèse de la formation d'un treillis après fissuration du béton, de ce fait elle comporte:
- une vérification de non rupture en traction des armatures transversales
- une vérification à la compression des bielles de béton découpées dans l'élement par les fissures.

Minimum d'armatures transversales:
les armatures sont caractérisées par une section A_t et un espacement s_t est tel que: $s_t \leq \inf(1m, 0{,}8h, 3b_0)$ b_0 étant la largeur brute de l'âme de la poutre. Il est donc exigé un minimum d'armatures transversales donné par la condition suivante:

$$\frac{A_t}{b_n \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{1{,}15} \geq 6 \text{ kg/cm}^2.$$

a) zone centrale:
$s_t \leq \inf\{1m, 0{,}8 \cdot 150, 3 \cdot 21 = 63\text{ cm}\} = 63\text{ cm}$.

$$\rightarrow A_t \geq 1{,}15 \cdot 6 \cdot \frac{b_n \cdot s_t}{f_e} = \frac{1{,}15 \cdot 6 \cdot 21 \cdot 60}{4\,200} = 2{,}07\text{ cm}^2.$$

b) zones d'appuis:
les armatures dans ces zones doivent être suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis, constitué par les bielles de béton et les armatures.
Nous devons donc vérifier que:

$$\tau_{red,u} \leq \overline{\tau_u} = \frac{A_t}{b_n \cdot s_t} \frac{f_e}{1{,}15} \cot g\beta + \frac{f_t}{3} \quad \text{avec } \tau_{red,u} = \frac{V_{red,u} \cdot S}{I \cdot b_n}.$$

$T_{red,u} = 1{,}35G + 1{,}35\,Q_{CD} = 1{,}35(44 + 33{,}67) = 105\text{ t}$.
$T_p = \Sigma P_i \sin\alpha_i = 66{,}4\text{ t}$
$\rightarrow V_{red,u} = 105 - 66{,}4 = 38{,}6\text{ t}$

$$\rightarrow \tau_{red,u} = \frac{38{,}6 \cdot 10^3 \cdot 199086{,}2}{28750417 \cdot 31{,}5} = 8{,}5\text{ kg/cm}^2.$$

$$\overline{\tau_u} = \frac{A_t}{b_n \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{1{,}15} \cot g\beta + \frac{f_t}{3} \qquad f_t/3 = 9\text{ kg/cm}^2 > \tau_{red,u} = 8{,}5\text{ kg/cm}^2$$

quelque soit le type d'armatures la vérification est assurée.

c) Zone d'emergence du cable "2":
$T_G = 2{,}65(17 - 3{,}15) = 36{,}70\text{ t}$
$T_Q = 11{,}70\text{ t}$ (convoi D) $\rightarrow V_{red,u} = 1{,}35 \cdot (36{,}7 + 11{,}7) - 44{,}18 = 21{,}18\text{ t}$
$T_p = 44{,}18\text{ t}$

$$\tau_{red,u} = \frac{21{,}16 \cdot 10^3 \cdot 199086{,}2}{2849\,095 \cdot 31{,}5} = 4{,}74\text{ kg/cm}^2. < 9\text{ kg/cm}^2 = \frac{f_{t28}}{3}$$

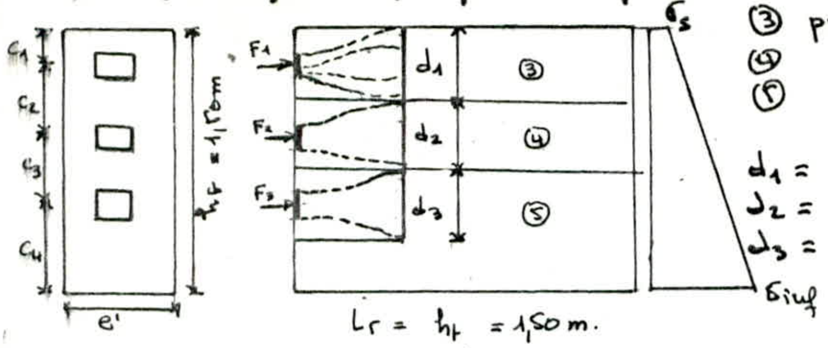
d) zone d'emergence du cable "7":

$$\left.\begin{aligned} T_G &= 2{,}65(17 - 5{,}45) = 30{,}6\text{ t} \\ T_Q &= 10{,}45\text{ t} \\ T_p &= 21{,}54\text{ t} \end{aligned}\right\} \rightarrow V_{red,u} = 1{,}35\,(30{,}6 + 10{,}45) - 21{,}54 = 33{,}88\text{ t}$$

$$\tau_{red,u} = \frac{33{,}7 \cdot 10^3 \cdot 199086{,}2}{27735883{,}25 \cdot 31{,}5} = 7{,}70\text{ kg/cm}^2 < \frac{f_{t28}}{3} = 9\text{ kg/cm}^2$$

X- Etude de la zone d'about.

Dans cette zone la distribution des contraintes n'est continue qu'après une certaine distance appelée zone de regularisation des contraintes (principe de NAVIER) la longueur de cette zone est prise égale à la hauteur totale de la poutre. Dans cette zone il se produit egalement une diffusion derrière chaque ancrage.



③ prisme associé à l'ancrage du câble 3
④ " " " " " " ④
⑤ " " " " " " ⑤

$d_1 = \min(2c_1, c_2)$
$d_2 = \min(c_2, c_3)$
$d_3 = \min(c_3, 2c_4)$

$c_1 = 15,34\,cm$, $c_2 = c_3 = 28\,cm$, $c_4 = 78,66\,cm$.
d'où $d_1 = \min(2.15,34\,,\,28) = 28\,cm = d_2 = d_3$.
on associe à chaque ancrage un prisme symetrique dans lequel les isostatiques creent :
les efforts de tractions transversaux appelés efforts d'eclatement
les efforts de traction en surface appelés efforts de surface qui résultent des compressions transversals derrière les plaques d'ancrage.

1) Efforts de surface: plan de diffusion vertical:

on doit disposer un ferraillage de surface au voisinage de l'ancrage donné par la formule experimentale: $A_s = 0{,}04\ \dfrac{\max F_{j0}}{\sigma_s^{limite}}$ $\quad \sigma_s^{limite} = 2/3\ f_e$.
F_{j0} est l'effort maximale appliqué par un cable à la mise en tension

$\sigma_{p0} = 13311\,kg/cm^2 \rightarrow F_{j0} = 13311 . 9,73 = 129,516\,t$
d'où $A_s = 0{,}04 . \dfrac{129516}{\frac{2}{3}\,4200} = 1{,}85\,cm^2$. soit 1 cadre HA 12 = 2,26 cm².

plan de diffusion horizontal :
max F_{j0} est l'effort maximal appliqué par les 3 câbles d'about.
$F_{j0} = 129,516 \times 3 = 388,548\,t$
$\rightarrow A_s = 0{,}04 . \dfrac{388548}{\frac{2}{3} . 4200} = 5{,}55\,cm^2$. soit un cadre HA12 autour de chaque ancrage $\rightarrow A_s = 6{,}78\,cm^2$.

2) Efforts d'eclatement

la contrainte d'eclatement est donnée par la formule: $\sigma_{tej} = 0{,}5\left(1 - \dfrac{a_j}{d_j}\right)\dfrac{F_{j0}}{e'd_j}$
et doit être inferieure ou egale à $1{,}25\ f_{tj}$.
La contrainte de compréssion moyenne est $\sigma_{mj} = \dfrac{F_{j0}}{e'd_j}$ et doit être $\leq \dfrac{2}{3} f_{cj}$.

dans le plan vertical:
$\sigma_{te} = 0{,}5\left(1 - \dfrac{18}{28}\right)\dfrac{129516}{35 . 28} = 23{,}6\,kg/cm^2 < 1{,}25\ f_{t7} = 1{,}25 . 19 = 23{,}75\,kg/cm^2$.
dans le plan horizontal:
$\sigma_{te} = 0{,}5\left(1 - \dfrac{18}{35}\right) . \dfrac{129516 \times 3}{150 . 35} = 18{,}0\,kg/cm^2 < 1{,}25\ f_{t7} = 23{,}75\,kg/cm^2$.
contrainte normale moyenne: $\sigma_{m7} = \dfrac{\sigma_{p0} . A_p}{e' . d_i} = \dfrac{13311 . 9{,}73}{35 . 28} = 132\,kg/cm^2$
$< \dfrac{2}{3} f_{c7} = \dfrac{2}{3} . 216{,}5 = 144\,kg/cm^2$.

donc les contraintes sont verifiées

Ferraillage d'éclatement :

Plan vertical :

$$A_e = \max \begin{cases} \dfrac{0{,}25\left(1-\dfrac{a_j}{d_j}\right)F_{j0}}{2/3 \cdot f_e} = \dfrac{0{,}25\left(1-\dfrac{18}{28}\right)\cdot 129516}{2/3 \cdot 4200} = 4{,}13\ cm^2 \\[2ex] 0{,}15 \cdot \dfrac{F_{j0}}{\frac{2}{3} f_e} = 0{,}15 \cdot \dfrac{129516}{\frac{2}{3}\cdot 4200} = 6{,}94\ cm^2 \end{cases}$$

on disposera 3 cadres HA12 sur la profondeur maximale de prisme (28 cm).

plan horizontal :

$$A_e = \max \begin{cases} A_e = \dfrac{0{,}25\left(1-\dfrac{18}{35}\right)\cdot 3 \cdot 13311 \cdot 9{,}73}{\frac{2}{3}\cdot 4200} = 16{,}35\ cm^2 \\[2ex] 0{,}15 \cdot \dfrac{3 \cdot 13311 \cdot 9{,}73}{2/3 \cdot 4200} = 20{,}8\ cm^2 \end{cases}$$

on disposera trois cadres HA12 autour de chaque ancrage sur une profondeur de 28 cm.

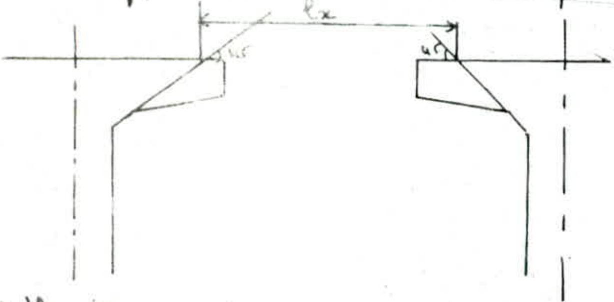
XI. Etude du Platelage.

Le platelage de cet ouvrage est une dalle en béton armé coulée sur place, et qui assurera deux rôles :
- entretoisement des poutres en l'absence d'entretoises
- recevoir les charges permanentes et surcharges appliquées pour les transmettre aux poutres. Il sera donc étudié deux types de flexion.

1- Flexion locale
2- Flexion transversale.

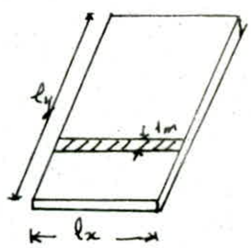
Etude de la flexion locale:

La dalle sera assimilée à un ensemble de panneaux de dimension $l_x \times l_y$ ($l_x < l_y$)
l_x et l_y seront déterminées conformément aux indications de l'I.P.II.



$l_x = 0,69$ m.
$l_y = 34$ m.

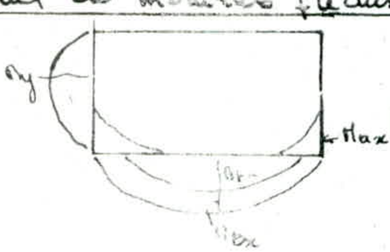
$\frac{l_x}{l_y} = 0,02 \rightarrow 0$



Définition :
on dit que la dalle porte suivant deux ~~directions~~ directions si :
lorsque le rapport l_x/l_y est compris entre 0,4 et 1 et la dalle est uniformément chargée.
" la dalle est soumise à des charges concentrées quelque soit le rapport l_x/l_y.

Pour le calcul des moments produits par les charges concentrées il sera utilisé la méthode de M. PIGEAUD.

calcul des efforts sous charges permanentes:
pour une bande de 1m de largeur : poids propre de la dalle $= 0,2 \cdot 2500 \cdot 1 = 500$ kg/ml
calcul des moments fléchissants: " " du revêtement $= 0,07 \cdot 2200 \cdot 1 = 154$
de la chape $0,01 \cdot 2200 \cdot 1 = 22$.
$q = 676$ kg/ml.



$M_{tx} = 0,8\, M_{ox}$ = moment en travée
$M_{ax} = -0,5\, M_{ox}$ = moment sur appui

$M_{ox} = q\frac{l_x^2}{8} = 40,23$ kgm/ml $\rightarrow$ $M_{tx} = 0,8\, M_{ox} = 32,2$ kgm/ml
$M_{ax} = -0,5\, M_{ox} = -20,12$ "

on prendra $M_y = \frac{M_{ox}}{4} = 10,06$ kgm/ml.

calcul des efforts tranchants:

$T_x = \frac{q\, l_x\, l_y}{2 l_y + l_x} = \frac{676 \cdot 0,69 \cdot 34}{2 \cdot 34 + 0,69} = 231$ kg/ml

$T_y = \frac{1}{3} q\, l_x = \frac{1}{3} \cdot 676 \cdot 0,69 = 155,5$ kg/ml.

Calcul des moments fléchissants sous les surcharges:

Surcharge A:

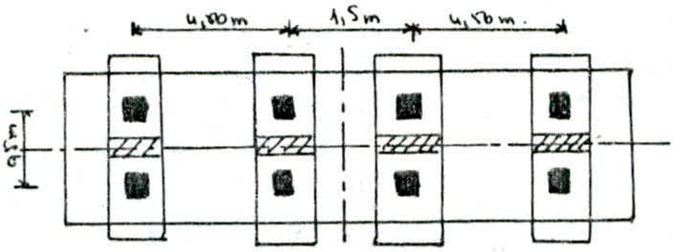
$A = 1012{,}6$ kg/m² ; pour une bande de 1 m de largeur $q_A = 1012{,}6$ kg/ml

Moment isostatique: $M_{0x} = \frac{q_A l_x^2}{8} = 60{,}26$ kgm/ml $\rightarrow M_{tx} = 48{,}2$ kgm/ml

$M_{0y} = \frac{M_{0x}}{4} = 15{,}07$ kgm/ml $\qquad M_{ax} = -30{,}13$ kgm/ml

Surcharges B

système Bc :

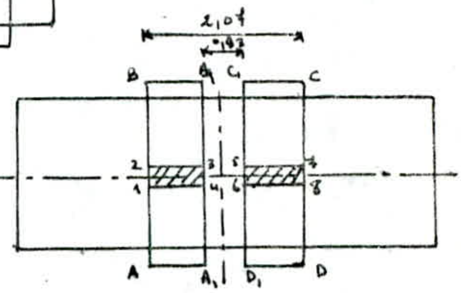


Système I

$u = a + 1{,}5\,h_r + e = 0{,}25 + 1{,}5 \cdot 0{,}08 + 0{,}2 = 0{,}57 = v.$

zone d'interférence 1cm.

L'intensité de la charge P est: $p = \frac{P}{uv} = 13{,}47$ t/m²



surface ABCD:

on ne considérera que la surface surchargée.

$u' = 0{,}69$ $\qquad u'/l_x = 1$

$v' = 1{,}5 + 0{,}57 = 2{,}07 \rightarrow v/l_x = \frac{2{,}07}{0{,}69} = 3 \rightarrow M_1 = 0{,}04$

$M_2 = 0{,}0009$

$M_x = (M_1 + \nu M_2)\,P = (0{,}04 + 0{,}15 \cdot 0{,}0009) \cdot 13{,}47 \cdot 0{,}69 \cdot 2{,}07 = 1{,}06$ tm/ml.

$M_y = (M_2 + \nu M_1)\,P = (0{,}0009 + 0{,}15 \cdot 0{,}04) \cdot 13{,}47 \cdot 0{,}69 \cdot 2{,}07 = 0{,}132$ tm/ml.

Surface $A_1B_1C_1D_1$

$u' = 0{,}69 \rightarrow u'/l_x = 1 \rightarrow M_1 = 0{,}069$

$v' = 0{,}93 \qquad v'/l_x = 1{,}35 \qquad M_2 = 0{,}013$

$P = p \cdot u'v' = 11{,}85$ t $\rightarrow M_x = 0{,}84$ tm

$M_y = 0{,}28$ tm

surface $\overline{1287}$

$u' = 0{,}07 \rightarrow u'/l_x = 0{,}1 \rightarrow M_1 = 0{,}078$

$v' = 2{,}07 \qquad v'/l_x = 3 \qquad M_2 = 0{,}0020$; $P = p \cdot u'v' = 2{,}68$ t $\rightarrow M_x = 0{,}21$ tm

$M_y = 0{,}037$ tm

Surface $\overline{3456}$

$u' = 0{,}07 \rightarrow u'/l_x = 0{,}1 \rightarrow M_1 = 0{,}14 \rightarrow M_x = 0{,}172$ tm

$v' = 0{,}93 \qquad v'/l_x = 1{,}35 \qquad M_2 = 0{,}0205 \qquad M_y = 0{,}05$ tm

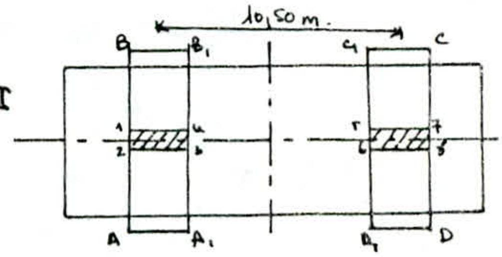
$P = p \cdot u'v' = 1{,}2$ t.

$M_x^{I} = M_{ABCD} - M_{A_1B_1C_1D_1} + M_{\overline{1287}} - M_{\overline{3456}} = 0{,}257$ tm.

$M_y^{I} =$ " " " " $= -0{,}11$ tm.

Système II

Il sera utilisé le même procédé que pour le syst. I



$M_x^{II} = 0{,}34$ tm

$M_y^{II} = 0{,}073$ tm.

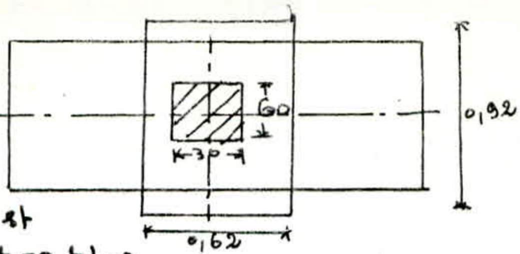
$M_x^{Bc} = M_x^{I} + M_x^{II} = 0{,}596$ tm $\rightarrow M_{tx} = 0{,}48$ tm

$M_y^{Bc} = M_y^{I} + M_y^{II} = -0{,}038$ tm $\qquad M_{ax} = -0{,}30$ tm.

Système Br :

$u = 0,6 + 1,5 \cdot 0,08 + 0,2 = 0,92$

$v = 0,30 + 1,5 \cdot 0,08 + 0,2 = 0,62$



L'intensité de la charge p est

$$p = \frac{P}{uv} = \frac{10}{0,92 \cdot 0,62} = 17,53 \ t/m^2$$

$u' = 0,69 \rightarrow u'/l_x = 1$ $\rightarrow M_x = 0,84$ tm $\rightarrow M_{tx} = 0,67$ tm

$v' = 0,62 \quad v'/l_x = 0,8 \quad M_y = 0,36$ tm $\quad M_{ax} = -0,42$ tm.

$P = 7,5 \ t$

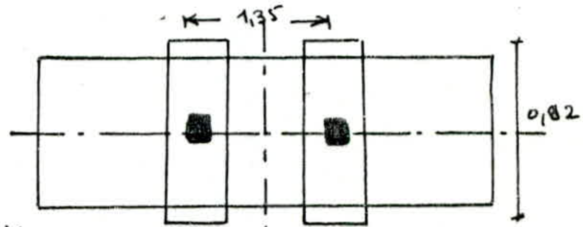
Système Bt

$u = 0,6 + 1,5 \cdot 0,08 + 0,2 = 0,92.$

$v = 0,25 + 1,5 \cdot 0,08 + 0,2 = 0,57$

L'intensité de la charge p est

$$p = \frac{P}{uv} = \frac{8}{0,92 \cdot 0,57} = 15,26 \ t/m^2.$$



tout calcul fait on obtient $\rightarrow M_x = 0,264$ tm $\rightarrow M_{tx} = 0,211$ tm

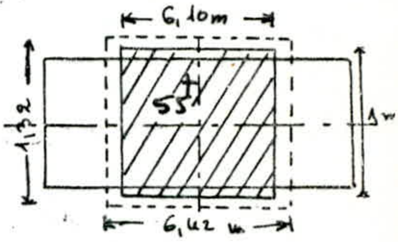
$M_y = 0,0694$ tm. $\quad M_{ty} = -0,132$ tm

Surcharge militaire M_{c120}

$a = 1m$

$b = 6,10 \ m. \rightarrow u = 1 + 1,5 \cdot 0,08 + 0,2 = 1,32 \rightarrow M_x = 1,16$ tm

$v = 6,1 + 1,5 \cdot 0,08 + 0,2 = 6,42 \quad M_y = 0,2$ tm.



Surcharge exceptionnelle convoi D:

$u = 3,2 + 0,08 \cdot 1,5 + 0,2 = 3,52$

$v = 13,6 + 1,5 \cdot 0,08 + 0,2 = 13,92$

$$p = \frac{P}{uv} = \frac{120}{3,52 \cdot 13,92} = 1,8 \ t/m^2$$

$u'/l_x = 1 \rightarrow M_x = 0,84$ tm $\rightarrow M_{tx} = 0,75$ tm

$v'/l_x = 27,42 \quad M_y = 0,16$ tm $\quad M_{ax} = -0,47$ tm.

Calcul des efforts tranchants sous les surcharges.

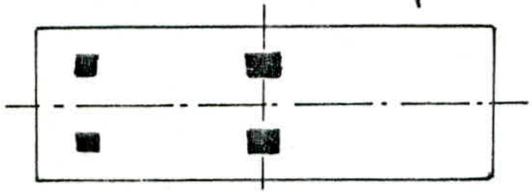
Surcharge A : $T_x = q \dfrac{l_x l_y}{2l_y + l_x} = 346$ kg/ml

$T_y = \frac{1}{3} q l_x = 233$ kg/ml.

pour les charges concentrées il sera utilisé les formules suivantes :

	$u > v$	$u < v$
Au milieu de u	$T = \dfrac{P}{2u+v}$	$T = \dfrac{P}{3v}$
Au milieu de v	$T = \dfrac{P}{3u}$	$T = \dfrac{P}{2v+u}$

Système Bc : l'effort tranchant est maximal pour le chargement suivant :

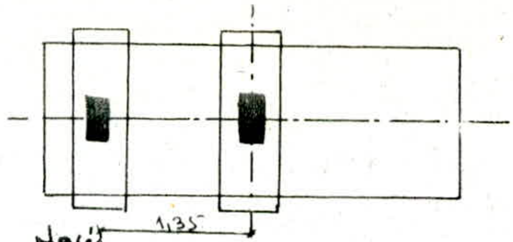


$T_{x'} = 4,16$ t/ml

$T_{y'} = 4,4$ t/ml

Système Bt

$T_u' = 3{,}08\ t/ml$
$T_v' = 3{,}06\ t/ml.$



Système Br : la roue Br placée au centre du panneau.
$T_u' = 3{,}75\ t/ml$
$T_v' = 3{,}62\ t/ml.$

Mc120 (surcharge militaire :
$T_u = 1{,}49\ t/ml$
$T_v' = 2{,}13\ t/ml.$

Convoi D :
$T_u' = 0{,}414\ t/ml$
$T_v' = 0{,}61\ t/ml.$

Surcharge de trottoirs :
$q = 450\ kg/m^2 \rightarrow q = 450\ kg/ml$
$M_{ox} = 27\ kg\,m \rightarrow M_{tx} = 0{,}022\ tm$ $T_x = 0{,}15\ t/ml$
$M_y = \frac{M_{ox}}{4} = 6{,}75\ kgm;$ $M_{ax} = -0{,}0135\ tm$ $T_y = 0{,}1\ t/ml.$

tableau récapitulatif des efforts majorés de coefficient de pondération dynamique

	A	Bc	Bt	Br	Mc120	D
M_{tx}	0,06	0,68	0,214	0,054	1,054	0,75
M_{ax}	-0,03	-0,425	-0,14	-0,44	-0,66	-0,47
M_y	0,0151	-0,054	-0,07	0,38	0,226	0,162
T_x	0,346	5,37	4,17	3,6	2,05	0,414
T_y	0,233	6,18	4,115	3,45	2,92	0,61

Flexion transversale.

Elle sera calculée par la méthode de Guyon-Massonnet, nous tracerons les lignes d'influence du coefficient de répartition transversal μ_α et déterminer $\mu_{\alpha max}$ pour chaque type de chargement.
Nous considérerons dans nos calculs 2 termes du développement de la série de Fourier, le coefficient μ_α sera calculé de la même manière que pour K_α càd que $\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\sqrt{\alpha}$ avec $\mu_0 = f(\alpha = 0)$, $\mu_1 = f(\alpha = 1)$ pour le calcul de μ_1 il sera tenu compte du coefficient de poisson $\mu = 0{,}15$.

$10^4 \mu_{\alpha_1}$; $\theta = 1{,}113.$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b/2
0	-229,73	-94,79	-106,33	189,7	1008,15	189,7	-106,33	-194,79	-229,73
b/4	-86,89	-119,38	-137,96	-78,64	204,64	1009,9	155,8	-223,36	-459,32
b/2	-24,83	-57,39	-92,19	-107,54	-45,75	222,39	964,26	-44	-666,52
3b/4	-5,67	-20,18	-37,51	-55	-58,37	-11,12	176,57	705,6	-738
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

$10^4 \cdot \mu_{1\,m=3}$ $(3\theta = 3,339)$, $\alpha = 0,35$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,137	0,5	-4,01	-38,53	303,61	-38,53	-4,01	0,50	-0,137
b/4	-0,023	-0,064	10,47	-4,02	-38,53	303,62	-38,55	-4,1	1,16
b/2	-0,01	-0,02	-0,062	0,47	-4,02	-38,5	303,44	-40,0	2,435
3b/4	0	0	-0,02	-0,056	0,46	-4,256	-37,59	306,36	-116,4
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

valeurs de $\mu_{\alpha m}$ pour les positions actives :

$\mu_1 \cdot 10^4$ $(\theta = 1,113)$

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-229,73	-194,79	-106,33	+189,7	1008,15	189,7	-106,33	-194,79	-229,73
2/13 b	-141,83	-148,38	-125,79	24,57	513,68	694,4	+54,98	-212,37	-371,01
4/13 b	-72,107	-105,07	-127,4	-85,33	146,85	828,17	342,37	-182,0	-507,13
6/13 b	-32,68	-66,93	-99,23	-103,09	-7,23	343,55	840	-71,6	-634,64
8/13 b	-14,91	-40,216	-66,853	-89,29	-51,305	114,616	600,71	301,97	-699,51
10/13 b	-5,234	-18,63	-34,625	-50,77	-54,34	-10,265	163,0	651,32	-681,23
12/13 b	-1,75	-6,21	-11,54	-16,923	-18,11	-3,42	54,33	217,108	-227,08

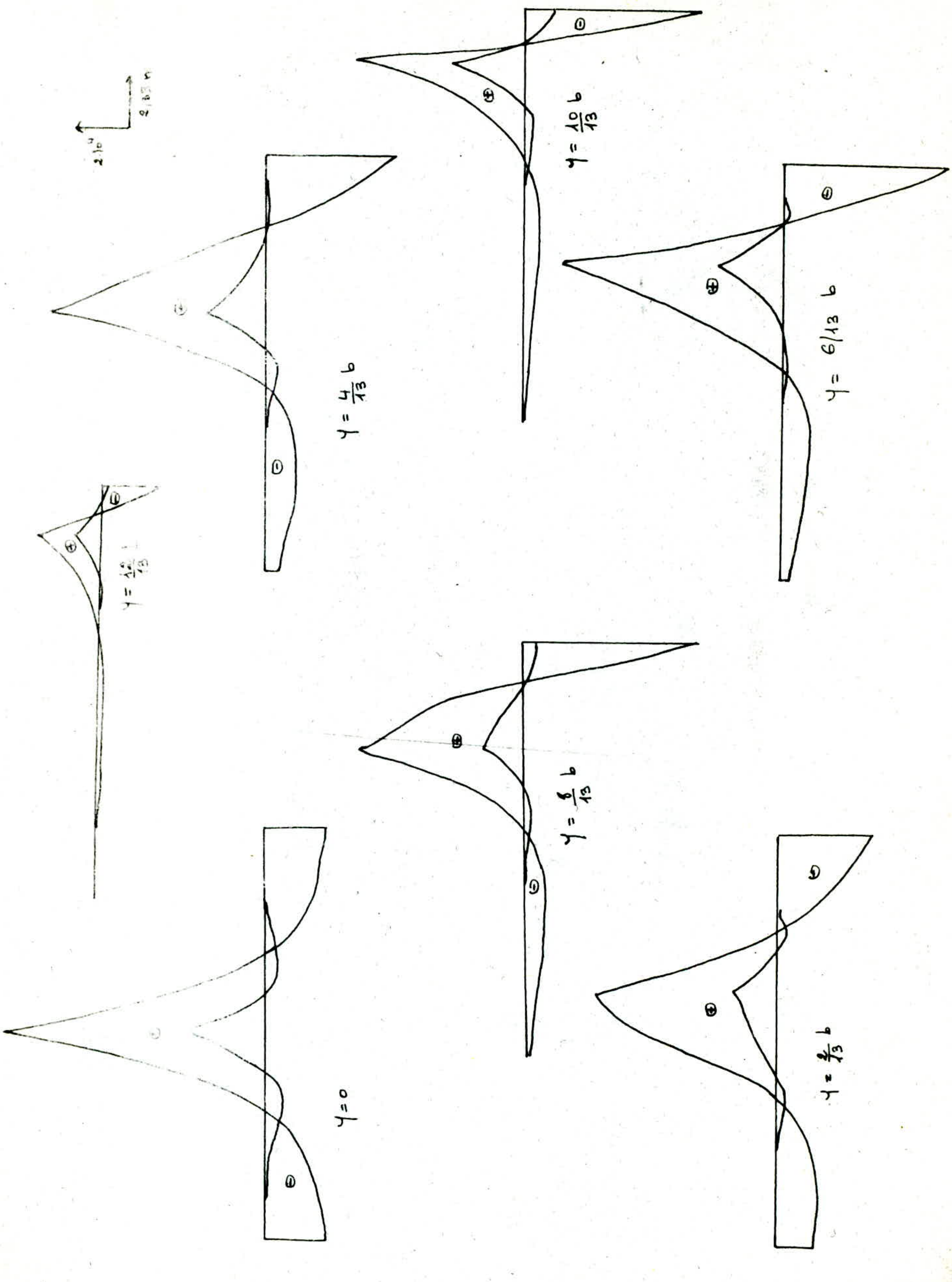
$\mu_3 \cdot 10^4$ $(3\theta = 3,339)$

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b/2
0	-0,137	0,5	-4,01	-38,53	303,61	-38,53	-4,01	0,5	-0,137
2/13 b	-0,156	0,153	-1,253	-17,29	93,06	172,02	-25,265	-2,33	0,57
4/13 b	-0,02	-0,054	0,347	-2,98	-30,57	224,67	45,37	-12,39	1,454
6/13 b	-0,012	-0,027	0,02	-0,221	-9,33	14,134	250,83	-34,48	2,24
8/13 b	-0,005	-0,0108	-0,043	0,227	-1,952	-22,70	146,04	40,05	-61,55
10/13 b	0	0	0,0185	-0,0517	0,425	-3,93	34,70	282,8	-107,45
12/13 b	0	0	-0,006	-0,017	-0,142	-1,31	-11,57	-94,265	-35,815

A partir de ces tableaux nous traçerons les lignes d'influence pour les differentes positions de y et nous calculerons les valeurs positives et négatives de μ_α .

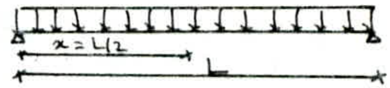
		$\mu_\alpha(\theta)$ (+)	$\mu_\alpha(\theta)$ (−)	$\mu_\alpha(3\theta)$ (+)	$\mu_\alpha(3\theta)$ (−)
Surcharge A	1	0,044	-0,0139	0,0099	-0,0009
	2	0,034	-0,0101	0,00707	-0,0015
	3	0,0277	-0,00675	0,0047	-0,00135
	4	0,0209	-0,0063	0,0035	-0,0012
Surcharge Bc	1	0,066	-0,0165	0,0142	-0,0029
	2	0,0602	-0,0128	0,0111	-0,0024
	3	0,0420	-0,00817	0,0065	-0,00117
	4	0,0316	-0,00726	0,0049	-0,00088
B_t	1	0,066	-0,0165	0,0142	-0,0029
	2	0,054	-0,012	0,00734	-0,0016
B_r		0,1009	-0,027	0,0303	-0,00385
Mc120		0,0356	-0,014	0,0128	-0,0035
D		0,037	-0,0144	0,0132	-0,00355
trottoirs	1	—	-0,0431	—	-0,00174
	2	—	-0,0466	—	-0,00087

Lignes d'influence de M_{ym}

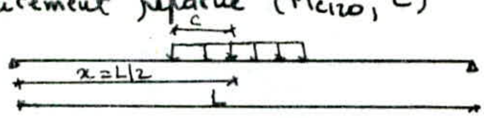


Moments engendrés par les différents chargements.

* charge uniforme (A et trottoirs) $M_y = \sum_{m=1,3} \mu_{\alpha m} \frac{4P}{\pi m} b \sin \frac{m\pi x}{L}$

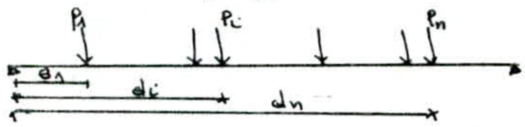


* charge linéairement répartie (Mc120, C)



$$M_y = \frac{4P}{\pi} b \sum_{m=1,3} \frac{1}{m} \mu_{\alpha m} \sin \frac{m\pi c}{L} \sin \frac{m\pi d}{L} \sin \frac{m\pi x}{L}$$

* charges concentrées : Bc, Bt, Br.



$$M_y = \frac{2b}{L} \sum_{m=1,3} \sum_{i=1}^{n} P_i \, \mu_{\alpha m} \sin \frac{m\pi d_i}{L} \sin \frac{m\pi x}{L} \qquad x = L/2.$$

	trottoirs		surcharge A				surcharge Bc				Bt		Br	Mc120	D
	1	2	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2			
1er terme	—	—	1,852	2,86	3,15	2,64	0,91	0,83	0,58	0,44	0,58	0,48	0,55	2,38	4,18
2e terme	—	—	-0,139	-0,20	-0,178	-0,147	-0,105	-0,083	-0,049	-0,0365	0,22	0,12	0,17	0,68	0,36
M_y^+	—	—	1,713	2,66	2,97	2,49	0,80	0,75	0,53	0,40	0,80	0,6	0,72	3,06	4,54
1er terme	-0,145	-0,154	-0,1585	-0,185	-0,1767	-0,1796	-0,23	-0,176	-0,113	-0,10	-0,145	-0,105	-0,148	-0,83	-1,67
2e terme	0,0109	0,0107	0,0126	0,042	0,051	0,0505	0,022	0,018	0,0087	0,0066	-0,15	-0,025	-0,021	-0,187	-0,096
M_y^-	-0,134	-0,143	-0,157	-0,181	-0,146	-0,174	-0,206	-0,158	-0,104	-0,094	-0,160	-0,13	-0,169	-1,02	-1,77

Sollicitations maximales sous flexion locale et transversale (les efforts dûs à la flexion transversale seront pondérés par le coefficient de majoration dynamique)

	G	A	Bc	Bt	Br	Mc120	D	trottoirs
M_{tx}	0,032	0,06	0,68	0,214	0,71	1,054	0,75	0,022
M_{ax}	-0,02	-0,03	-0,425	-0,14	-0,44	-0,66	-0,47	-0,014
M_y^+	0,008	0,015	0,95	0,90	1,14	3,28	4,70	—
M_y^-	—	—	-0,13	-0,174	-0,118	1,17	-1,77	0,134
T_x	0,23	0,346	5,87	4,17	3,6	2,05	0,52	0,15
T_y	0,155	0,233	6,18	4,12	3,45	2,92	0,76.	0,1

Combinaisons d'actions.

E.L.S : $M_{tx} = G + Mc120 + Tr = 1,108$ tm/ml ; $M_y^+ = G + D = 4,708$ tm/ml

$M_{ax} = G + Mc120 + Tr = -0,694$ tm/ml, $M_y^- = G + D = -1,77$ tm/ml.

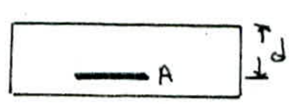
E.L.U $M_{tx} = 1,35\,G + 1,35\,Mc120 + Tr = 1,5$ tm/ml $M_y^+ = 1,35\,G + 1,35\,D = 6,36$ tm/ml

$M_{ax} = 1,35\,G + 1,35\,Mc120 + Tr = -0,93$ tm/ml $M_y^- = 1,35\,G + 1,35\,D = 2,4$ tm/ml

Ferraillage :

A l'état limite de service la quantité d'armatures se calcul comme suit :

$\mu = \frac{M}{b\,d^2 \bar{\sigma}_s} \rightarrow \left| \begin{array}{l} K \\ \beta \end{array} \right.$



on calcul $\sigma_b = K \bar{\sigma}_s$,

si $K \bar{\sigma}_s < \bar{\sigma}_M = 0,6 \cdot f_{c28} = 210 \rightarrow$ la section ne comporte que des armatures tendus et $A_1 = \dfrac{M}{\beta\, d\, \overline{\sigma_s}}$

A l'E.L.U on calcul $\mu = \dfrac{M}{\overline{\sigma_b} . b . d^2} \longrightarrow \begin{cases} \alpha \rightarrow \text{détermination du domaine} \\ \beta \\ 1000\,\varepsilon_s \rightarrow \sigma_s \end{cases}$

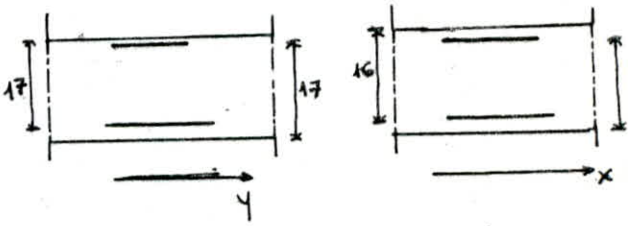
et $A_2 = \dfrac{M}{\beta\, d\, \overline{\sigma_s}}$

La section d'armaturs à retenir sera le maximum de A_1 et A_2 majoré de 20%.

N.B les valeurs de K, α, β, $1000\,\varepsilon_s$, σ_s sont données en annexes du BAEL 8 de M. Pierre CHARON.

tableau donnant les valeurs de A_1 et A_2

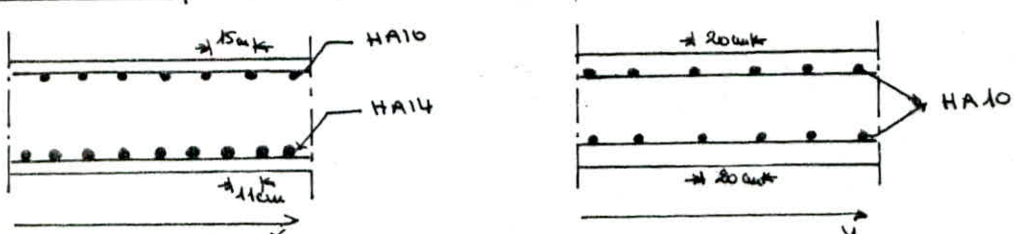
	Ferraillage superieur		Ferraillage inferieur	
	E.L.S	E.L.U	E.L.S	E.L.U
Sens lx	1,42	1,5	2,34	2,61
Sens ly	4,03	4,14	11,23	11,41



Sens ly:
Ferraillage supérieur $A = 4{,}14\ cm^2 \rightarrow 1{,}2 . 4{,}14 = 5\ cm^2 \rightarrow A = 5{,}24\ cm^2/ml$ $\phi = 10\,m$
Ferraillage Inferieur $A = 11{,}41\ cm^2 \rightarrow 1{,}2 . 11{,}41 = 13{,}70\ cm^2 \rightarrow A = 13{,}87\ cm^2/ml$ $(\phi 14)$
le diamètre des barres doit être $< \frac{h_t}{10} = 20\,mm$. h_t = epaisseur totale du hourdis.
les ecartements des armatures d'une seule nappe ne doit pas exceder le $\min(25\,cm, 2h_t)$
$t \leq 25\,cm$.

Sens lx:
ferraillage superieur: $1{,}5 . 1{,}2 = 1{,}8\ cm^2$ on disposera des ϕ_{10} $A = 3{,}93\ cm^2/ml$
" inferieur: $1{,}5 . 2{,}61 = 3{,}13\ cm^2$ " " " " $A = 3{,}93\ cm^2/ml$
avec $S_t = 20\ cm$.

Schema de ferraillage



La dalle étant soumise à des chargs concentrées mobils les armaturs inferieurs seront prolongés jusqu'aux appuis dans leur totalité

Poinçonnement:
Il est necessaire de verifier la résistance au poinçonnement lorsque des chargs concentrées importants peuvent êtes appliquées sur un hourdis.
on admet qu'aucune armature particulière n'est necessaire si la charge concentrée étant éloignée des bords de la dalle et la condition suivante est satisfaite:
$Q_u \leq 0{,}045\ u_c . h_0 . f_{cj}$
Q_u = charge de calcul pour l'etat limite ultime. $Q_u = 1{,}5\ Q$
u_c = perimètre du contour de l'aire S sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet mo
h_0 = épaisseur du hourdis.
f_{cj} : resistance caracteristique du béton à la compression à j jours.

Chargs	Q_u	$u_c = 2(u'+v')$ cm	h_0	f_{c28}	$0{,}045\ u_c\ h_0\ f_{c28}$	observation
roue avant Bc	4,5t	208	20	350	65,52t	verifié
roue arrière Bc	9t	228	"	"	71,82t	"
Bt	12t	298	"	"	93,87t	"
Br	15t	308	"	"	97,02t	"

Vérification des contraints de cisaillement:
sollicitation de calcul: $T_{x\,max} = 1{,}35\,G + 1{,}5\,Bc = 1{,}35 . 0{,}231 + 1{,}5 . 5{,}87 = 9{,}12\,t$
$\tau_{x\,max} = \dfrac{T_x}{b . z} = \dfrac{9{,}12 . 10^3}{100 . \frac{7}{8} . 17} = 6{,}13\ kg/cm^2$ $\rightarrow \tau_{max} = \max(\tau_x, \tau_y) = 6{,}8\ kg/cm^2$
$T_y = 1{,}35\,G + 1{,}5 . Bc = 9{,}5\,t \rightarrow \tau_{y\,max} = \dfrac{T_y}{b.z} = 6{,}8\ kg/cm^2$ $< \overline{\tau_u} = \min(0{,}13\,f_{c28}, 40)$
$\tau_{max} < \overline{\tau_u} \rightarrow$ aucune armature transversale n'est nécessaire.

XII Calcul des déformations

I) flèche et contre flèche :

1) flèche dûe au poids propre : $f_G = \frac{5}{384} q \frac{\ell^4}{EI}$

$E = \frac{1}{3} E_i = 1{,}4.10^5\ Kg/cm^2$
$I = 2452 1481\ cm^4$
$q = 2{,}65\ t/ml \quad \ell = 34\ m$.

$f_G = 13{,}43\ cm$.

2) flèche de précontrainte (contre flèche)
à la $1^{ère}$ mise en tension $\sigma_{p_1} = 12257\ Kg/cm^2$
" " $2^{ème}$ " " " $\sigma_{p_2} = 12218$ " $\rightarrow \sigma_{pmoy} = 12237{,}5\ Kg/cm^2$
en service à long terme : $\sigma_p = 0{,}98\ \sigma_{p0} - 1{,}2\ \Delta\sigma_p = 10927{,}6\ Kg/cm^2$
on prendra la contrainte moyenne : $10927{,}6\ Kg/cm^2$
Calcul des efforts de compression dûs à N et des moment fléchissants dûs à P.

	N(t)	ep(cm)	M = N.ep(tm)
L/2	531,6	-98,95	-526,0
L/4	529,4	-93,68	-496
0	310,0	-0,23	-0,71

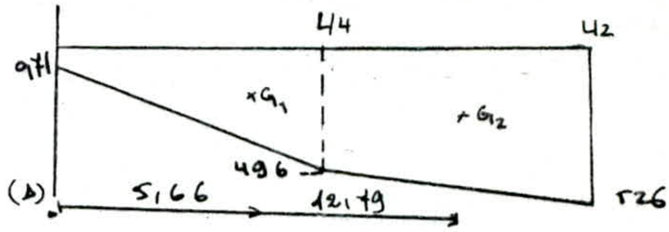


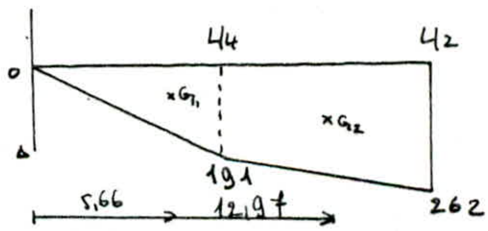
diagramme des moments de précontrainte

moment statique / "Δ"
$S_1 G_1 + S_2 G_2 = S_\Delta$
S_1 et S_2 sont respectivement l'aire délimitée par l'axe horizontal et la courbe des moments ($M'_{s_1} = 0{,}71$ et $M''_{s_1} = 496$) et ($M_{s_2} = 496$ et $M''_{s_2} = 526$)

$S_1 = -2111\ tm^2$ et $S_2 = -4343{,}5\ tm^2$.
$S_\Delta = -2111 \times 5{,}66 + (-1) . 4343{,}5 . 12{,}79 = -67501{,}6\ tm^3$.
la flèche de précontrainte est donnée par la formule : $f_p = \int \frac{Mx\,dx}{EI} = \frac{S_\Delta}{EI}$
$f_p = -19{,}66\ cm$

3) flèche de construction : on adoptera pour le fond de coffrage une flèche de construction f_c vers le bas :
$f_c = \frac{3}{4}(f_p - f_G) = 4{,}67\ cm$.

4) flèche de surcharge (sous convoi D) :
on procèdera de la même façon que pour f_p.
$S_1 = \frac{195 . 8{,}5}{2}$; $S_2 = \frac{191 + 262}{2} . 8{,}5$



$S_1 = 828{,}75\ tm^2$ et $S_2 = 1925{,}25\ tm^2$.
$S_\Delta = S_1 G_1 + S_2 . G_2 = 29661{,}2\ tm^3$

$f_Q = \frac{S_\Delta}{EI} = 7{,}37\ cm$.

En service à vide : $f = f_G + f_p + f_c = 13{,}43 - 19{,}66 + 4{,}67 = -1{,}56\ cm$.
En service en charge : $f = f_G + f_p + f_c + f_Q = -1{,}56 + 7{,}37 = 5{,}81\ cm$.

II) Calcul des rotations d'appuis

1) sous poids propre : $\beta_G = \frac{q_G . \ell^3}{24 EI} = 0{,}0108\ rd$

2) sous précontrainte : $\beta_P = \frac{1}{2EI} \int_0^\ell M\,dx$; $\int M\,dx$ représente l'aire délimitée par le diagramme des moments sous précontrainte et l'axe longitudinal de référence sur tout le long de la poutre.
$\int_0^L M\,dx = 2(S_1 + S_2) = -12909\ tm^2$
$\rightarrow \beta_P = \frac{-12909 . 10^7}{2 . 1{,}4.10^5 . 28750417} = -0{,}0160\ rd$

sous surcharge (convoi D).

$$\beta_q = \int_0^l \frac{M\,dx}{2EI} = \frac{7873{,}125 \cdot 10^7}{2 \cdot 1{,}4 \cdot 10^5 \cdot 24521483} = 0{,}011 \text{ rd}$$

En service à vide : $\beta = \beta_G + \beta_P = 0{,}0108 - 0{,}0160 = -0{,}0052$ rd
En service en charge : $\beta = \beta_G + \beta_P + \beta_q = -0{,}0052 + 0{,}011 = +0{,}0058$ rd.

III) calcul des deplacements d'appuis :

Les déplacements d'appuis sont dûs au retrait, fluage, rotation d'appui et à la variation de temperature.

déplacement dû au retrait : $\Delta r = -\varepsilon_r \cdot \frac{L}{2} = -4 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{34}{2} \cdot 10^3 = -6{,}8$ mm.

deplacement dû au fluage : $\Delta f = -\frac{L}{2} \frac{\sigma_{moy}}{E_v}$.

$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_M + \sigma_A}{2}$.

σ_M contrainte de compression de la fibre inf dans la section médiane.
σ_A " " " " " " " dans la section d'about.
les contrainte seront prises egale aux contraintes moyenne entre la mise en tension et la phase en service.

section médiane :
à la mise en tension : $\sigma = 107$ kg/cm²
en service : $\sigma = +6$ "

section d'about :
$\sigma = 54{,}8$ kg/cm²
$\sigma = 32{,}15$ "

la contrainte moyenne est 50 kg/cm².

$$\rightarrow \Delta f = -\frac{34}{2} \cdot \frac{50 \cdot 10^3}{1{,}4 \cdot 10^5} = -6{,}07 \text{ mm}.$$

deplacement dû à la rotation :
$\Delta\beta = \beta \cdot \frac{h_t}{2} = -0{,}0052 \cdot \frac{1500}{2} = -3{,}9$ mm. h_t = hauteur de la poutre
β = rotation d'appui.

déplacement dû à la variation de temperature.
on considerera $\Delta t = \pm L/1000 = \pm 3{,}4$ mm.

deplacement maximal : $\frac{2}{3}(\Delta\beta + \Delta r + \Delta f) + \Delta t = -14{,}58$ mm.
" minimal $+3{,}4$ mm.

le facteur $\frac{2}{3}$ tient compte du fait que les poutres ne sont posés sur leur appui qu'après durcissement suffisant et après mise en précontrainte.

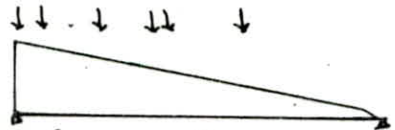
XIII - Calcul des appareils d'appui.

Pour le dimensionnement des appareils d'appui nous calculerons les charges sollicitant l'ensemble de l'ouvrage.

1 - charges verticals:

le tablier repose directement sur les culées nous calculerons les efforts verticaux les sollicitant.

système Bc:



$R_0 = R_1 = \delta_{bc} \cdot bc\, \Sigma P_i y_c = 163{,}68\, t$

Nous procéderons de la même manière pour les autres surcharges et nous groupons les valeurs pondérés s'il y a lieu des réactions des differents charges et surcharges dans le tableau suivant: (les efforts sont donnés en tonnes)

charges / Appui	G(t)	A(t)	trottoirs(t)	Bc (t)	Mc120 (t)	Convoi D (t)	sisme vertical (t)
culée	578	258,06	9,56	163,68	124,82	174,30	41

l'effort sismique vertical a été calculé en considerant l'acceleration sismique verticale $\varepsilon_v = 0{,}07$ conformement aux recommandations du C.P.S $\rightarrow H_v = 0{,}07\, G$.

2 - charges horizontals:

2.1 Effort sismique horizontal: $H_s = 0{,}1 \cdot G = 57{,}65\, t$

effort developpé par le vent: $H_r = P \cdot L_p \cdot h$.

P désigne la pression du vent $P = 250\ kg/m^2$ (ouvrage situé en zone II)

L_p: longueur totale du tablier $= 34\, m$.

h: hauteur totale du tablier $= 1{,}78$

$\rightarrow H_r = 0{,}25 \cdot 34 \cdot 1{,}78 = 15{,}13\, t$.

2.2 effort de freinage:

effort de freinage developpé par A: $F_A = \dfrac{A}{20 + 0{,}0035\, s}$ $\quad s = L \times L_s$ = surface surchargé

$F_A = 23{,}7\, t$.

effort de freinage developpé par Bc: un seul camion est supposé freiner et developper une force de freinage égale à son poids $F_{Bc} = 30\, t$.

3 - Variation linéaire du tablier:

pour le calcul de la variation due au retrait et au fluage on admet que 60% des effets se sont produits avant la mise en place des poutres sur leur appuis.

$\Delta l_r = -0{,}4\, \varepsilon_r \cdot L_r = -0{,}4 \cdot 3 \cdot 10^{-4} \cdot 34 = -4{,}08\, mm$. ($\varepsilon_r$: coefficient de retrait $= 3 \cdot 10^{-4}$)

Fluage: $\Delta L_{fl} = 3 \cdot 0{,}4 \cdot \dfrac{\sigma'_m}{E_b}$ $\qquad \sigma'_m = 50\ kg/cm^2$.

$\Delta l_{fl} = \varepsilon_{fl} \cdot \dfrac{\sigma_m}{E_b}\, 40\%$ $\qquad \varepsilon_{fl} = 3\, \varepsilon_i$ $\quad \varepsilon_i$ = déformation élastique.

$\Delta l_{fl} = -13{,}7\, mm$.

temperature: $\Delta l_t = \pm\, \varepsilon_{\Delta t} \cdot L_p = \pm\, 3 \cdot 10^{-4} \cdot 34 = \pm\, 10{,}2\, mm$.

$\Delta l_{min} = \Delta l_t + \Delta l_r + \Delta l_{fl} = -27{,}98\, mm$, $\Delta l_{max} = 10{,}2\, mm = \Delta l_t$.

Réactions des appuis:

Il sera disposé sur la culée 13 appareils d'appui sous les poutres qui devront supporter les charges permanents et les surcharges défavorables.

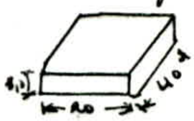
Réaction maximale sur chaque appui $R_{max} = \dfrac{578 + 258{,}06}{13} = 64{,}31\, t$

" minimale " " $R_{min} = \dfrac{578}{13} = 44{,}46\, t$.

choix des appareils d'appui: Nous choisissons (sous reserve de verification) des appareils d'appuis de dimension $200 \times 400 \times 83/43$ type 5 donné par le catalogue GUMBA dont la capacité est de 100 t en elastomère fretté

Verification des contraintes normals:

contrainte admissible de l'appui choisi: $\dfrac{100 \times 10^3}{40 \times 20} = 125\ kg/cm^2$

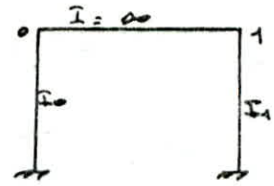


contrainte maximale: $\sigma_{max} = \dfrac{R_{max}}{a \cdot b} = \dfrac{64{,}3 \cdot 10^3}{20 \times 40} = 80{,}4\ kg/cm^2 < \sigma_{ad} = 125\ kg/cm^2$.

XIV - Répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure

hypothèses :

* La structure sera assimilée à un portique
* Le tablier sera supposé infiniment rigide.
* Les efforts horizontaux seront répartis entre les culées.



Notation :

I inertie de la section

b : diamètre du pieu.

E : module d'élasticité du matériau.

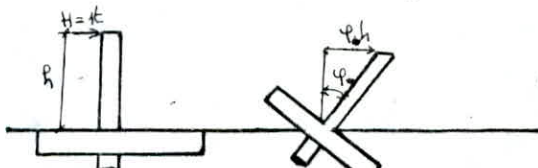
La déformation d'un élément sous l'effet d'un effort horizontal unitaire ($H = 1t$) est :

$$\Sigma \delta_i = \delta_{1i} + \delta_{2i} + \delta_{3i} = \frac{T_r}{nGA} + \frac{h_r^3}{3EI_r} + f = \sum_{j=1}^{3} \delta_{ji}$$

δ_{1i} = déformation de l'élastomère $= \dfrac{T_r}{nGA}$ — n : nbre d'appareils d'appui ; G : module de cisaillement ; A : section de l'appareil d'appui

δ_{2i} = déformation de la pile $(= 0)$.

δ_{3i} : déformation de la fondation $= f = w_0 + \varphi_0 h$



$\varphi . h$ = déplacement dû à la rotation de la fondation.

La constante de ressort est $f = w_0 + \varphi_0 h$. :

$$w_0 = \frac{1}{EI}\left(X_{wp^*}\frac{P^*}{\lambda^3} + X_{wM^*}\frac{M^*}{\lambda^2}\right)$$

$$\varphi_0 = \frac{1}{EI}\left(X_{\varphi p^*}\frac{P^*}{\lambda^2} + X_{\varphi M^*}\cdot\frac{M^*}{\lambda}\right)$$

avec $\lambda = \left(\dfrac{b\, c_u}{4EI}\right)^{1/4}$ c_u = module de réaction du sol $= 6000\, t/m^3$.

$P^* = \dfrac{1t}{n}$ n : nbre de pieux.

Les valeurs de X_{wp^*}, X_{wM^*}, $X_{\varphi p^*}$, $X_{\varphi M^*}$ sont données par les tables de Werner en fonction de $\lambda . l$

Application :

$P^* = \dfrac{1}{n} = \dfrac{1}{5} = 0{,}2t$; $M^* = \dfrac{h.H}{5} = \dfrac{1{,}5.1}{5} = 0{,}3\, tm$.

pour une longueur de pieu $l = 10\, m$; $b = 1{,}20\, m$; $I = \dfrac{b^4\pi}{4} = 0{,}1018\, m^4$, $E = 3.10^6\, t/m^2$.

$\lambda = \left(\dfrac{b\, c_u}{4EI}\right)^{1/4} = \left(\dfrac{1{,}20 . 6.10^3}{4.3.10^6 . 0{,}1018}\right)^{1/4} = 0{,}277$. $c_u = 6000\, t/m^3$.

$\lambda . l = 2{,}77 \rightarrow X_{wp^*} = -1{,}5253$; $X_{\varphi p^*} = 1{,}2037$

$X_{wM^*} = -1{,}205$; $X_{\varphi M^*} = 1{,}5283$.

d'où :

$$w_0 = \frac{1}{EI}\left(X_{wp^*}\cdot\frac{P^*}{\lambda^3} + X_{wM^*}\cdot\frac{M^*}{\lambda^2}\right) = 6{,}24.10^{-5}\, m \qquad \frac{T_r}{nGA}$$

$$\varphi_0 = \frac{1}{EI}\left(X_{\varphi p^*}\frac{P^*}{\lambda^2} + X_{\varphi M^*}\frac{M^*}{\lambda}\right) = 1{,}57.10^{-5}\, m.$$

d'où $f = w_0 + \varphi_0 h = 8{,}6.10^{-5}\, m. = \delta_{30} = \delta_{31}$.

tableau des rigidités et des efforts horizontaux sur chaque culée.

	abscisse x_i (m)	δ_{1i} (10^{-5}m)	δ_{3i} (10^{-5}m)	$\Sigma\delta_i$ (10^{-5}m)	rigidité k_i	$k_i x_i$	H_i %	freinage (t)	séisme (t)
culée 0	0	0,4	8,6.	9	0,111	0	50	15	29,325
culée 1	34	0,4	8,6	9	0,111	3,78	50	15	29,325
				Σ	0,222	3,78	100	30	58,65

calcul de la déformation de l'élastomère : $\delta_{10} = \delta_{11} = \dfrac{T_r}{nGA} = \dfrac{8{,}3}{13.20.20\times 40} = 0{,}4.10^{-5}\, m$.

calcul des efforts résultant de variation linéaire du tablier :

centre de déplacement : est défini comme étant la position de la section du tablier qui ne subit aucun déplacement, la position du centre de déplacement est définie par la formule

$$x_0 = \frac{\Sigma k_i x_i}{\Sigma k_i} = 17\, m = L/2$$

La variation linéaire d'un point d'abscisse x_i s'écrit : $u_{li} = \Delta l_{max} \cdot \frac{x_i}{L}$

ΔL_{max} = déplacement maximal dû au variation linéaire $\Delta L_{max} = 27,98$ mm.

cette variation engendre un effort horizontal $H_{VL} = \frac{n G \cdot u_l \cdot a \cdot b}{T_r}$ (a, b, T_r étant les caractéristiques de l'appareil d'appui.)

Au milieu du pont $X_i = 0 \rightarrow U_L = 0 \rightarrow H_{VL} = 0$.

sur la culée $X_i = 17m \rightarrow U_{Lc} = \frac{17}{34} \cdot 27,98 = 13,99\ mm \rightarrow H_{VLc} = \frac{13 \cdot 10 \cdot 1,399 \cdot 20 \cdot 40}{8,3}$

$\rightarrow H_{VLc} = 17,53\ t$.

XV - Vérification des appareils d'appui

Vérification au cisaillement.

a) Sous variation linéaire :

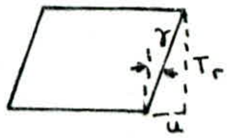
Nous devons vérifier que : $\tau_H = G.\,tg\gamma \leq 0{,}5G \rightarrow tg\gamma \leq 0{,}5$

u est la déformation de l'appui sous variation linéaire

le module de cisaillement de l'élastomère sous un effort dynamique est 2 fois plus grand que celui du même élastomère sous un effort statique.

$tg\gamma = \frac{u}{T}$

$u_{Lc} = 13{,}99\ mm \rightarrow tg\gamma = \frac{u_{Lc}}{T_r} = \frac{13{,}99}{83} = 0{,}168 < 0{,}5$ vérifiée.



b) sous variation linéaire + freinage :

$$\tau_H = G\,tg\gamma + \frac{H_{fr}}{n.a.b} \leq 0{,}7G.$$

$$tg\gamma + \frac{H_{fr}}{n.a.b.G} \leq 0{,}7$$

$$\frac{13{,}99}{83} + \frac{15.10^3}{13.20.40.20} = 0{,}24 < 0{,}7.$$ Vérifié.

c) Sous variation linéaire + séisme :

$$\tau_H = G.\,tg\gamma + \frac{H_s}{nab} \leq 1{,}33G \rightarrow tg\gamma + \frac{H_s}{nab.G} \leq 1{,}33$$

$$\frac{13{,}99}{83} + \frac{58{,}65.10^3}{13.20.40.20} = 0{,}45 < 1{,}33$$ vérifié.

d) Sous charge verticale + charge horizontale + rotation d'appui

$$\tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq \bar{\tau} = 5G.$$

$\tau_N = 1{,}5\,\frac{\sigma_{max}}{\beta}$; $\beta = \frac{a.b}{2t(a+b)} = \frac{200\times 400}{2.\,8{,}3.(400+200)} = 8{,}33$ (t épaisseur du feuillet moyen = 8,3 mm)

$\sigma_{max} = 80{,}4\ kg/mm^2 = \frac{R_{max}}{a.b}.$

$\tau_N = 1{,}5.\,\frac{80{,}4}{8{,}33} = 14{,}473\ kg/mm^2 = 144{,}73\ t/m^2.$

$$\tau_H = G\,tg\gamma + \frac{H_{fr}}{nab} + \frac{H_s}{nab} = 20.\,0{,}168 + \frac{15.10^3}{13.20.40} + \frac{29{,}325.10^3}{13.20.40} = 7{,}62\ kg/mm^2$$

$\tau_\alpha = \frac{1}{2}\,\frac{a^2}{t^2}\left(\frac{\alpha_T + \alpha_0}{n}\right).\,G$ n = nbre de feuillet de l'élastomère = 10

t = épaisseur du feuillet moyen = 8 mm.

$\alpha_0 = 0{,}01$ rd dû aux imperfections des appareils d'appuis et aux défauts d'exécution.

α_T = rotation d'appui. $\alpha_T = 0{,}0052$ rd

$$\tau_\alpha = \frac{1}{2}\,\frac{(200)^2}{(8{,}3)^2}\left(\frac{0{,}0052 + 0{,}01}{10}\right).\,10 = 4{,}75\ kg/mm^2.$$

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha = 14{,}473 + 7{,}62 + 4{,}75 = 27\ kg/mm^2 < 5G = 50\ kg/mm^2$$ Vérifié.

Condition de non soulèvement :

on doit vérifier que : $\alpha_t = \frac{\alpha_T + \alpha_0}{n} \leq \frac{3}{\beta}\,\frac{t^2}{a^2}\,\frac{\sigma_{max}}{G} = \frac{3}{8{,}33}\left(\frac{8}{20}\right)^2 \frac{80{,}4}{10} = 0{,}47$

$= \frac{0{,}0052 + 0{,}01}{10} = 1{,}52.10^{-3} < 0{,}47$ vérifié.

Condition de non cheminement et de non glissement :

La condition de non glissement s'écrit : $H \leq f.N$.

N effort normal provenant du tablier à vide $= R_{min} = 44{,}46\ t$

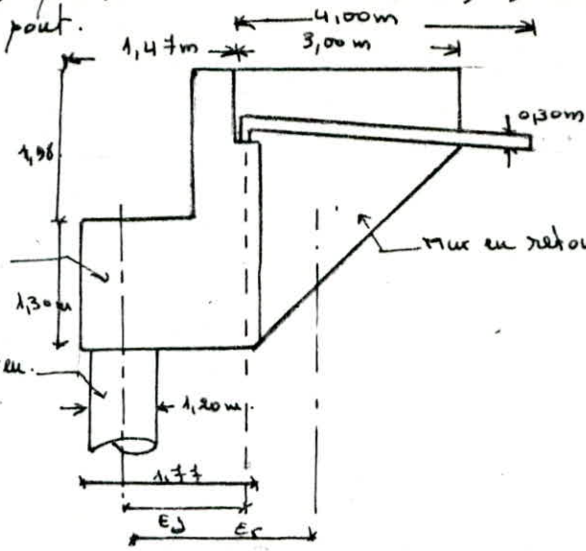
f : coefficient de frottement total $= 0{,}1 + \frac{6}{\sigma_{max}} + 0{,}15 = 0{,}325.$

$$H = \frac{1}{13}(H_{fr} + H_s) = \frac{1}{13}(15 + 29{,}325) = 3{,}41\ t < f.N = 0{,}325.\,44{,}46 = 14{,}45\ t$$ vérifié

Conclusion : [illegible] à toute les vérifications [illegible]

XVI - ETUDE DE LA CULEE

La culée est un des éléments le plus sollicité elle doit assurer la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.



A) Etude du chevêtre :

Le chevêtre peut-être soumis en plus de son poids propre à des actions telles que :

- Mur garde-grève
- dalle de transition
- Mur en retour
- tablier lorsque les points d'appui ne sont pas au droit des colonnes ou poteaux.

Evaluation des charges : (documents SETRA)

Poids propre : $q_1 = 2 \cdot 2{,}5 \cdot S = 5S$ S étant la section totale du chevêtre (y compris le garde grève)

$S = 3{,}09\ m^2 \rightarrow q_1 = 15{,}45\ t/ml$.

B) Mur garde-grève :

1) * charges verticales : dans le cas de l'existence de la dalle de transition les charges verticales sont négligées.

2) * charges horizontales :

1- q_1 = poussée des terres : $q_1 = \dfrac{Ka \cdot \Delta \cdot h^2}{2}$

Ka : coefficient de poussée

Δ : poids volumique du remblai = 2 t/m³

h : hauteur du garde grève

$q_1 = \dfrac{0{,}33 \cdot 2 \cdot (3{,}28)^2}{2} = 3{,}55\ t/ml$

2- q_2 : poussée d'une charge locale située en arrière du garde grève :

Il a été vérifié que la sollicitation totale due aux camions Bc était la plus défavorable cet effet est produit par les 2 roues arrières de 6 t de deux camions accolés placés de telle manière que le rectangle d'impact soit au contact de la face arrière du garde grève les charges réelles (2 x 6 t) distantes de 0,5 m sont remplacés par une charge uniformément repartie équivalente de 12 t repartie sur un rectangle de (0,75 x 0,25) m2

$q_2 = K \cdot \dfrac{P}{0{,}75 + 2h}$ $K = Ka \cdot \gamma \cdot \delta \cdot b_c = 0{,}33 \cdot 1{,}2 \cdot 1 \cdot 1{,}1 = 0{,}43$ (γ : coef de pondération, δ : " " majoration dynamique)

$q_2 = 0{,}43 \cdot \dfrac{12}{0{,}75 + 2 \cdot 3{,}28} = 0{,}71\ t/ml$.

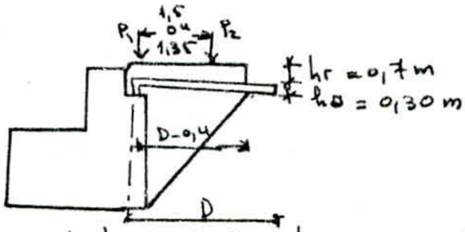
3- force de freinage : $q_3 = \dfrac{P\ b_c}{0{,}25 + 2h} = \dfrac{6}{0{,}25 + 2 \cdot 3{,}28} \cdot 1{,}2 = 1{,}06\ t/ml$

$\varphi = q_1 + q_2 + q_3 = 3{,}55 + 0{,}71 + 1{,}06 = 5{,}32\ t/ml$.

C) Dalle de transition :

* Réaction de la charge permanente :

$R_G = D\,(1{,}25\ h_D + 1{,}1\ h_r) = 4{,}58\ t/ml$.



* Réaction des charges Bc ou Bt :

Les roues sont placées, comme indiqué sur le schéma ci-contre. On admet que les roues des rangées P1 et P2 sont équivalents chacune à une charge repartie de 5,5 t/ml assimilée à un rouleau indéfini.

Pour tenir compte du choc d'un essieu au voisinage de l'appui la charge P1 sera frappée de majoration ($\delta = 2$). La charge P2 se repartie entre les deux appuis de la dalle de transition et sera affectée d'un coefficient de majoration dynamique pris égale à 1,2.

φ pris égale à $2 \times 5{,}5 + \dfrac{5{,}5(4 - 0{,}4 - 1{,}35)}{4 - 0{,}4} \cdot 1{,}2 = 15{,}13$ t/ml.
La réaction totale de la dalle de transition est : $4{,}58 + 15{,}13 = 19{,}71$ t/ml $= Q_T$

moment de torsion dû à la dalle de transition :

$C_{min} = -\frac{1}{2} \cdot Q_T \cdot e \cdot E_d$

E_d : distance de l'appui de la dalle à l'axe du chevêtre.
$E_d = 0{,}92$ m.
e : entre axe des pieux $= 4$ m.

$C_{min} = -\frac{1}{2} \cdot 19{,}71 \cdot 4 \cdot 0{,}92 = -36{,}27$ t m.

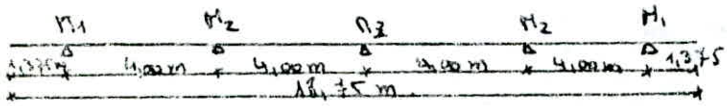
D) Mur en retour :

les charges les plus importantes sont dûs à des charges variables concentrées appliqués aux murettes
la charge verticale est prise égale à $4t = V_r$
" " horizontale est prise égale à $2t = H_r$
Moment d'axe horizontal : $M_v = -a \cdot V_r = 1{,}375 \cdot 4 = -5{,}5$ tm
Moment d'axe vertical : $M_H = (e-1) H_r = (3{,}9 - 1) \cdot 2 = -5{,}8$ tm.
$(4 - 1)$
$C_{max} = 0$.

E) Réaction du tablier :

Dans notre cas le chevêtre est porteur, les moments de torsion sont nuls, car le tablier repose sur l'axe du chevêtre.

$q = \dfrac{1{,}35 \cdot 18 + 33{,}67 \cdot 1{,}35}{18{,}75} = 33{,}67$ t/ml



$M_1 = -q_i \dfrac{a^2}{2}$ $\quad a = 1{,}375$ m
$M_2 = M_3 = -q_i \dfrac{e^2}{10}$ $\quad e = 4$ m.

moment en travée :
$M_A = M_B = q_i \dfrac{e^2}{12}$.
$T = 0{,}6\, q_i \cdot e = T_{max}$.

tableau récapitulatif des efforts :

Nature de la charge	M^t de flexion d'axe horizontal (t m) >0	<0	M^t de flexion d'axe vertical (t m) >0	<0	moment de torsion (t m) >0	≤ 0	effort tranchant (t)	
poids propre	20,6	-24,72	—	—	—	—	37,08	1
Dalle de transition	26,3	-31,55	—	—	—	-36,27	47,32	2
Mur garde grève	—	—	7,09	-8,5	14,52	-7	12,77	3
Mur en retour	4,58 44,9	-5,5	—	-5,8	0	-11,6	-	4
réaction du tablier	q. a=1,375	-53,87	—	—	0	0	80,8	5
combinaison d'action.	91,8	-115,64	7,09	-14,3	14,52	-54,87	177,8	← E.L.S
	123,93	-156,1	9,57	-19,3	+19,6	-74,07	240,03	← E.L.U ($\gamma = 1{,}35$)
	1	2	3	4	5	6	7	

les moments de torsion ont été calculés comme suit : (d'après le document SETRA).

Dalle de transition : $C_{max} = 0$.
$C_{min} = -\frac{1}{2} \cdot q \cdot e\, E_d$.

Mur garde grève : $C_{max} = M_{gh}/2 = 1{,}25\,(h_g + 0{,}5\, h_c + 1) \cdot e$.
$C_{min} = -1{,}75 \cdot e$

Mur en retour : $C_r = V_r \cdot E_r$.

h_g : hauteur du garde-grève
h_c = hauteur du chevêtre
e = entre axe des pieux ($= 4$ m)

I-2 Ferraillage:

1.2.1) Ferraillage de flexion: a) E.L.S.

$M_a = 115{,}64\,tm$. $M_t = 91{,}8\,tm$.

Armatures supérieurs:

$\mu = \dfrac{M}{b d^2 \bar{\sigma}_s} = \dfrac{115{,}64 \cdot 10^5}{177 (120)^2 \cdot 2800} = 0{,}0016 \rightarrow \begin{matrix}\beta = 0{,}9325 \\ k = 0{,}017\end{matrix} \rightarrow k\bar{\sigma}_s = 47{,}6\ kg/cm^2 < 0{,}6 f_c = 162$

$\rightarrow A_{sup} = \dfrac{M}{\beta d \bar{\sigma}_s} = \dfrac{115{,}64 \cdot 10^5}{0{,}9325 \cdot 120 \cdot 2800} = 36{,}9\ cm^2$.

ferraillage inferieur:

$\mu = \dfrac{M}{b d^2 \bar{\sigma}_s} = \dfrac{91{,}8 \cdot 10^5}{177 (120)^2 2800} = 1{,}28 \cdot 10^{-3} \rightarrow \begin{matrix}\beta = 0{,}94 \\ k = 0{,}015\end{matrix} \rightarrow k\bar{\sigma}_s = 42\ kg/cm^2 < 162$

$\rightarrow A_{inf} = \dfrac{M}{\beta d \bar{\sigma}_s} = \dfrac{91{,}8 \cdot 10^5}{0{,}94 \cdot 120 \cdot 2800} = 29{,}07\ cm^2$.

b) à l'E.L.U:

$M_a = 156\,tm$ $M_t = 123{,}93\,tm$.

Ferraillage superieur:

$\mu = \dfrac{M}{b d^2 \bar{\sigma}_b} = \dfrac{156 \cdot 10^5}{177 (120)^2 \cdot 153} = 0{,}04$

$\bar{\sigma}_b = \dfrac{0{,}85 f_{c28}}{\gamma_b = 1{,}5}$ $f_{c28} = 270\,kg$

$\bar{\sigma}_b = 153\ kg/cm^2$.

$\mu = 0{,}04 \rightarrow \alpha = 0{,}051 < \mu_l = 0{,}392$

$\rightarrow 1000\varepsilon_s = 10 \rightarrow \sigma_s = 3480\ kg/cm^2$

$\beta = 0{,}98$

$\rightarrow A = \dfrac{M}{\beta d \sigma_s}$

$A = \dfrac{156 \cdot 10^5}{0{,}98 \cdot 120 \cdot 3480} = 38{,}11\ cm^2$.

Ferraillage inferieur:

$\mu = \dfrac{M}{b d^2 \bar{\sigma}_b} = \dfrac{123{,}93 \cdot 10^5}{177 (120)^2 \cdot 153} = 0{,}031 \rightarrow$ $\alpha = 0{,}03939 < \mu_l = 0{,}392$ $\rightarrow \sigma_s = 3480\ kg/cm^2$ $\beta = 0{,}9845$

$\rightarrow A = \dfrac{M}{\beta d \bar{\sigma}_s} = \dfrac{123{,}93 \cdot 10^5}{120 \cdot 0{,}9845 \cdot 3480} = 30{,}14\ cm^2$.

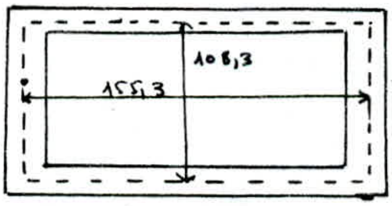
1.2.2) Ferraillage de torsion:

$M_{c\,max} = 74{,}07\,tm$, $\dfrac{f_e}{\gamma_s} = \dfrac{4200}{1{,}15} = 3652{,}17\ kg/cm^2$. $f_{c28} = 270\ kg/cm^2$.

Verification au cisaillement:

$\Omega = 108{,}3 \cdot 155{,}3 = 16819\ cm^2$

$u = 2(108{,}3 + 155{,}3) = 527{,}2\ cm$



$e = \dfrac{130}{6} = 21{,}7$

* $\tau_{Torsion} = \dfrac{M}{2\Omega \cdot e} = \dfrac{74{,}07 \cdot 10^5}{2 \cdot 16819 \cdot 21{,}7} = 10{,}14\ kg/cm^2$

* effort de cisaillement dû à l'effort tranchant: $\tau_T = \dfrac{T}{b_0 d} = \dfrac{240 \cdot 10^3}{177 \cdot 120} = 11{,}3\ kg/cm^2$

- $\tau_{Torsion} + \tau_T = 10{,}14 + 11{,}3 = 21{,}43\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_u = \min(0{,}13 f_{c28}, 40\ kg/cm^2) = 35{,}1\ kg/cm^2$. verifiée

* les armatures longitudinals de torsion sont:

$A_l = \dfrac{u \cdot M_t}{2\Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \dfrac{527{,}2 \cdot 74{,}07 \cdot 10^5}{2 \cdot 16819 \cdot \frac{4200}{1{,}15}} = 31{,}8\ cm^2$.

1.2.3 * calcul des armatures transversals de torsion/ml

$\dfrac{A_l}{B_l} = \dfrac{A_{t_0}}{B_t} \rightarrow A_{t_0} = A_l \cdot \dfrac{B_t}{B_l} = 31{,}8 \cdot \dfrac{177 \cdot 100}{177 \cdot 130} = 24{,}44\ cm^2$.

* calcul des armatures transversals dû à l'effort tranchant/ml

$A_t = \dfrac{T \cdot S_t}{3 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \dfrac{240 \cdot 10^3 \cdot 100}{105 \cdot \frac{4200}{1{,}15}} = 62{,}58\ cm^2$.

La section d'armature transversale totale par mètre linéaire est : $24,44 + 62,58 = 87,02\ cm^2$

$A_t = 87,02\ cm^2$.

Calcul de l'espacement t des cadres : $A_t = 9,05\ cm^2$ (soit 8T12)

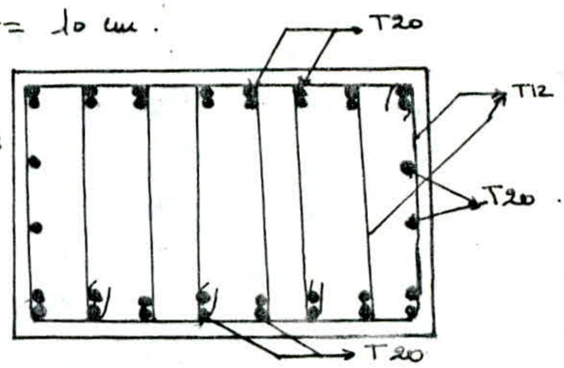
$$t \leq \frac{100 \cdot 9,05}{87,02} = 10,4$$

on prendra : $t = 10\ cm$.

$A_{sup} = 13T20 = 40,84\ cm^2$. $\quad A_{torsion} = 10T20$

$A_{inf} = 13T20 = 40,84\ cm^2$.

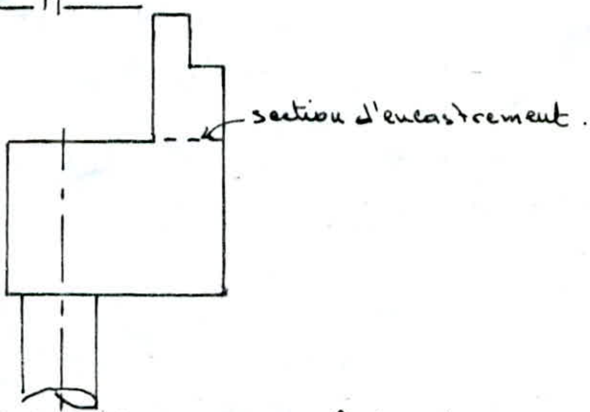
NOTA : lorsque l'espacement des pieux est modéré les armatures supérieures et inférieures seront identiques (SETRA).



II Calcul du mur garde-grève :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres.

II.1 Évaluation des efforts :



2.1.1) charges horizontales : l'effet maximal est obtenu par la combinaison des forces agissant de l'arrière vers l'avant

* poussée des terres : $M_t = \dfrac{k_a \cdot \Delta \cdot h^3}{6} = \dfrac{0,33 \cdot 2 \cdot (1,98)^3}{6} = 0,85\ tm/ml$.

* poussée d'une charge locale située en arrière du mur :

$$M_p = \frac{12 \cdot k}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{0,25 + x}\, dx \qquad (tm/ml)$$

$k = k_a \cdot \gamma \cdot \delta \cdot b_c$
$b_c = 1,1$ (pont de 1ère classe 2 voies chargées)
k_a : coefficient de poussée $= 0,33$
$\delta = 1$: charge sur remblai

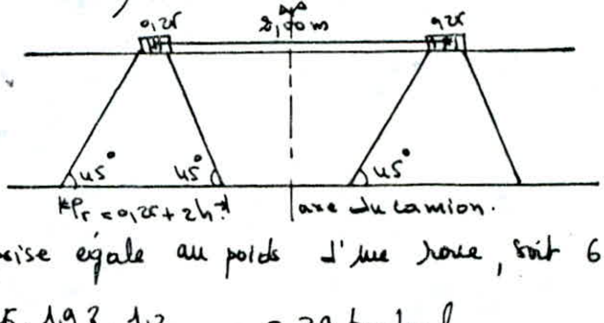
$k = k_a \cdot \gamma \cdot \delta \cdot b_c = 0,33 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 1,1 = 0,43$.

La valeur de M_p/k est fonction de la hauteur h :

h	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
M_p/k (tm/ml)	2,23	3,40	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

$h = 1,98\ m \rightarrow \dfrac{M_p}{k} = 7,40\ tm/ml \rightarrow M_p = 7,4 \cdot 0,43 = 3,18\ tm/ml$.

* force de freinage d'un essieu lourd du camion Bc :



La force de freinage est prise égale au poids d'une roue, soit 6t d'où M_F :

$$M_F = \frac{6h}{0,25 + 2h} \cdot \delta = \frac{6 \cdot 1,98 \cdot 1,2}{0,25 + 2 \cdot 1,98} = 3,39\ tm/ml.$$

* Moment à l'encastrement : $M_{tot} = M_t + M_p + M_F = 7,42\ tm/ml$.

2) Charges verticales :

Les charges verticales comprennent :

- le poids propre du mur.
- la réaction d'une charge directement appliquée sur le garde-grève
- la réaction de la dalle de transition.

Le poids propre et la réaction d'une charge supposée centrée créent un moment favorable vis à vis des efforts dûs aux forces horizontales, le moment dû à la dalle de transition est indépendant de la hauteur du garde-grève.

Pour ces différentes raisons on peut négliger l'effet des forces verticales.

3) Effort tranchant :

Poussée des terres : $T_1 = \frac{K_a \cdot \Delta \cdot h^2}{2} = \frac{0{,}33 \cdot 2 \cdot (1{,}98)^2}{2} = 1{,}3\ t/ml$

Freinage : $T_2 = \frac{6\,\gamma}{0{,}25 + 2h} = 1{,}71\ t/ml$

Charge localisée : $T_3 = \frac{12\,k}{0{,}75 + 2h} = \frac{12 \cdot 0{,}43}{0{,}75 + 2 \cdot 1{,}98} = 1{,}09\ t/ml$

Effort tranchant total $T = \sum_{i=1}^{3} T_i = 4{,}09\ t/ml$.

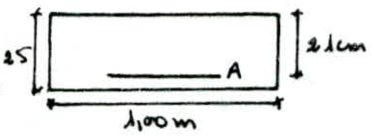
2.4 Ferraillage :

* Ferraillage de l'arrière du garde grève.

$M_u = 1{,}35\, M_s = 1{,}35 \cdot 7{,}42 = 10\ t\,m/ml.$

$T_u = 1{,}35\, T = 1{,}35 \cdot 4{,}09 = 5{,}52\ t/ml.$

$\mu = \frac{M_u}{b\, d^2\, \bar{\sigma}_b} = \frac{10 \cdot 10^5}{100\,(21)^2 \cdot 153} = 0{,}1482 < \mu_l = 0{,}392$



$\rightarrow \beta = 0{,}919$

$\alpha = 0{,}2013 \rightarrow 1000\,\varepsilon_s = 10 \rightarrow \sigma_s = 3480\ kg/cm^2.$

d'où la section d'armature est : $A = \frac{M_u}{\beta\, d\, \bar{\sigma}_s} = \frac{10 \cdot 10^5}{0{,}919 \cdot 21 \cdot 3480} = 15\ cm^2.$

on prendra une section $A = 10T14 = 15{,}31\ cm^2/ml$ avec un espacement de 14 cm

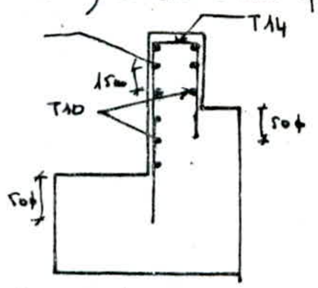
* Ferraillage de la face avant :

Le moment à l'encastrement est dû au freinage minoré de la poussée des terres. Quelle que soit la hauteur du mur le moment est pris égale à $M = -3{,}2\ tm/ml$.

Dans notre cas la dalle de transition s'appuie sur le garde grève il est recommandé de disposer sur la face avant au moins les mêmes armatures que celle de la face arrière (documents SETRA).

* Ferraillage horizontal :

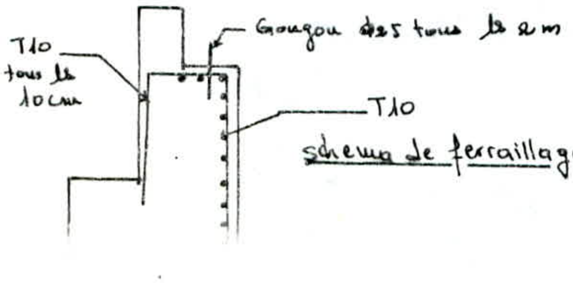
Il sera adopté des T10 tous 15 cm sur les deux faces (documents SETRA).



schema de ferraillage du garde-grève

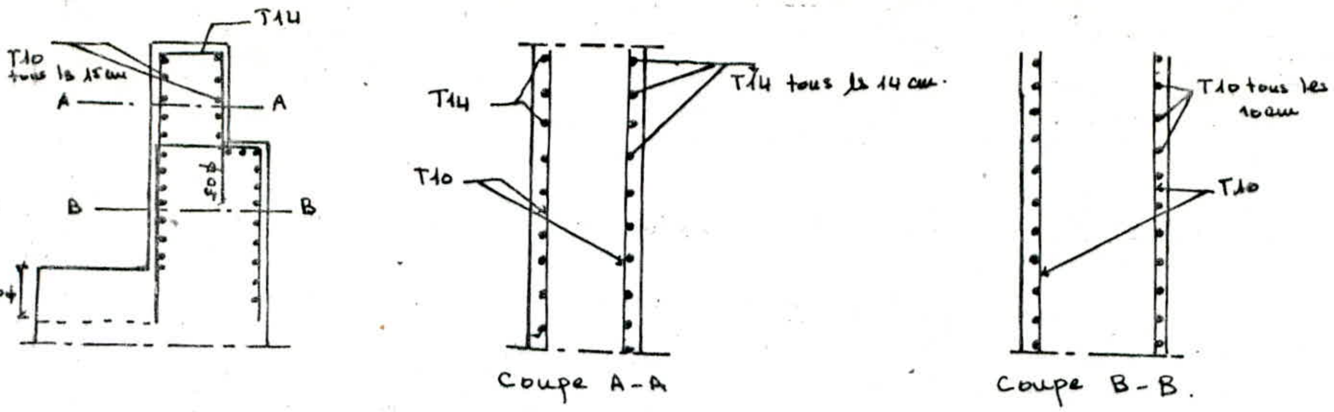
2.5 Ferraillage du corbeau de la dalle de transition.

Nous adopterons le schema de ferraillage publié dans les documents SETRA :



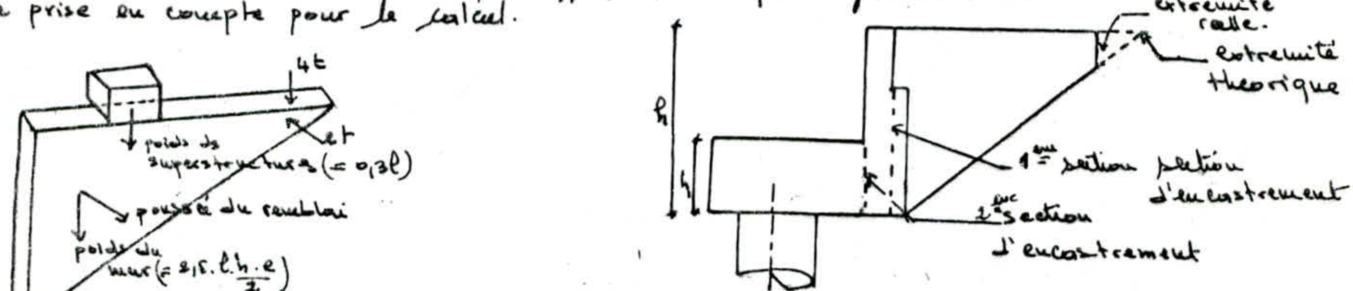
schema de ferraillage du corbeau.

Schema de ferraillage du mur garde-grève et du corbeau :



Calcul du mur en retour

Actions sollicitant le mur en retour :
poids propre du mur y compris la superstructure (trottoirs, gards corps ...)
poussée horizontale repartie
charges concentrées appliqués à 1m de l'extrémité théorique du mur comprenant une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.
Les schemas ci-dessous définissent les forces appliqués, ainsi que la géométrie du mur prise en compte pour le calcul.



Evaluation des efforts : Nous effecturons nos calculs par rapport à la 2ème section d'encastrement.

3.1.1 Forces verticals :

poids propre du mur (y compris la superstructure) + la charge de 4t.
Ces forces verticals exercent à l'encastrement un effort tranchant $T = 2{,}5 \cdot \frac{l \cdot h}{2} \cdot e + 0{,}3 \cdot l + 4$

$T = 2{,}5 \cdot \frac{3{,}9 \cdot 3{,}27}{2} \cdot 0{,}3 + 0{,}3 \cdot 3{,}9 + 4 = 9{,}97t.$

et un moment d'axe horizontal $M_H = 2{,}5 \frac{l^2 h}{6} + 0{,}3 \cdot \frac{l^2}{2} + 4(l-1)$

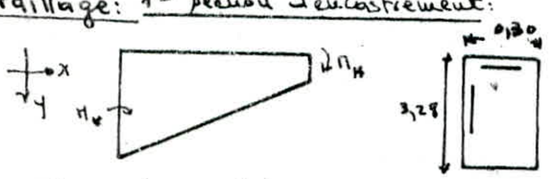
$M_H = 2{,}5 \cdot (3{,}9)^2 \cdot \frac{3{,}27}{6} \cdot 0{,}3 + 0{,}3 \cdot \frac{(3{,}9)^2}{2} + 4(3{,}9-1) = 20{,}12\,tm.$

3.1.2 Forces horizontals

Les forces horizontals exercent à l'encastrement :
un effort tranchant $H = \left(\frac{h}{3} + 0{,}5\right)\frac{l \cdot h}{2} + 2 = \left(\frac{3{,}27}{3} + 0{,}5\right) \cdot \frac{3{,}9 \cdot 3{,}28}{2} + 2 = 12{,}2\,t$

un moment d'axe vertical. $M_V = \left(\frac{h}{3} + 0{,}5\right)\frac{l^2 h}{6} + 2(l-1) = \left(\frac{3{,}27}{3} + 0{,}5\right)(3{,}9)^2 \cdot \frac{3{,}27}{6} + 2(3{,}9-1) = 19{,}05\,tm$

1.2 Ferraillage : 1ère section d'encastrement :



2.1 Ferraillage horizontal : $M_H = 20{,}12\,tm \rightarrow M_{uH} = 1{,}35 \cdot 20{,}12 = 27{,}16\,tm.$

$h_t = 328\,cm \quad b = 30\,cm \rightarrow d = 320\,cm$

$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \bar{\sigma}_b} = 0{,}006 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow \alpha = 0{,}0075 \rightarrow 1000\varepsilon_s = 10 \rightarrow \sigma_s = 3480\,kg/cm^2$
$\beta = 0{,}997$

$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = 2{,}44\,cm^2 \rightarrow 2T14 = 3{,}08\,cm^2$

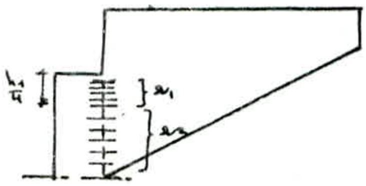
$b = 328$ cm, $h_f = 30$ cm $\rightarrow h = d = 26$ cm $\quad M_u = 1{,}35 \cdot M = 1{,}35 \cdot 19{,}05 = 25{,}72$ tm

$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_b} = 0{,}076 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow \sigma_s = 3480$ kg/cm² $\rightarrow \beta = 0{,}96 \rightarrow A = 29{,}6$ cm² $\rightarrow (15T16 = 30{,}$

2ème section : section d'encastrement : $b = 30$ cm, $h_f = 130$ m, $d = 120$ cm

$\rightarrow \mu = 0{,}0412 \rightarrow \alpha = 0{,}0525$
$\beta = 0{,}986 \rightarrow A = 6{,}63$ cm² $\rightarrow (6T12 = 6{,}78$ cm²$)$.
$\sigma_s = 3480$ kg/cm²

3.3.3 Principe de ferraillage :
Le mur en retour est attaché au poteau de rive sur une hauteur h_1, pour assurer la reprise du moment dû aux charges verticales et pour tenir compte du fait que le point d'application des forces horizontales est fortement excentré vers le haut / à h_1.
Le ferraillage total correspondant à h_1 correspondant au moment dû aux charges horizontales est à disposer pour moitié sur le quart de la hauteur d'attache h_1.



$x_1 = \frac{A \text{ (dû aux charges horizontales)}}{2}$

3.3.4 Vérification à l'effort tranchant :

$\tau_{b_x} = \frac{T_x}{b_0 \cdot z} \qquad z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 320 = 280$ cm.
$b_0 = 30$ cm.

$\tau_{b_H} = \tau_{b_x} = \frac{9{,}97 \cdot 1{,}35 \cdot 10^3}{30 \cdot 280} = 1{,}6$ kg/cm².

$\tau_{b_V} = \tau_{b_y} = \frac{T_y}{b\,z} = \frac{1{,}35 \cdot 12{,}2 \cdot 10^3}{328 \cdot \frac{7}{8} \cdot 26} = 2{,}2$ kg/cm².

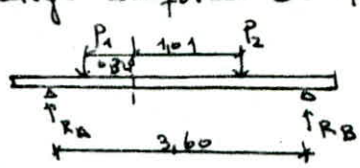
$\tau_b = \sqrt{\tau_{b_H}^2 + \tau_{b_V}^2} = 2{,}72$ kg/cm² $< \bar{\tau}_{b_u} = \min(0{,}13 f_{c28}, 40$ kg/cm²$) = 35{,}1$ kg/cm²

3.3.5 armatures transversales :
Les efforts tranchants étant faibles on disposera des cadres T10 tous les 30 cm (documents SETRA).

IV Calcul de la dalle de transition :
La dalle de transition est appuyée sur l'arrière de la culée et sur le remblai, et a pour but d'éviter la dénivellation en cas de tassement du remblai.
Elle sera calculée comme une poutre appuyée simplement sur 2 extrémités.

IV.1 Evaluation des efforts :
4.1.1 poids propre : $2{,}5 \times 0{,}3 = 0{,}75$ t/ml
poids du remblai (terre + revêtement) $= 2{,}2 \times 0{,}70 = 1{,}54$ t/ml
4.2.2. Surcharges :
On assimilera les roues à un rouleau de charge uniforme de 5,5 t/ml

$R_A = \frac{P_1 \cdot 1{,}2 \cdot 2{,}14}{3{,}6} + \frac{P_2 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}79}{3{,}6} = 5{,}37$ t/ml

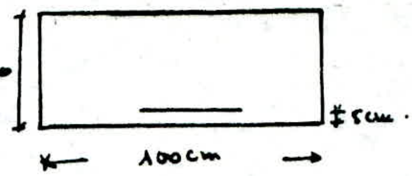


$M_{max} = R_A (1{,}8 - 0{,}34) = 7{,}84$ tm/ml.
$T_{max} = 2 P_1 + 1{,}2 P_2 \left(\frac{3{,}6 - 1{,}35}{3{,}6}\right) = 15{,}13$ t/ml
Moment dû au poids propre + remblai : $q = 0{,}75 + 1{,}54 = 2{,}29$ t/ml/ml
$M_{max} = q \frac{l^2}{8} = 3{,}71$ tm/ml
$T_{max} = q \frac{l}{2} = 4{,}12$ t/ml

$\rightarrow$ efforts de calcul : $M = 11{,}55$ tm/ml
$T = 19{,}25$ t/ml.

4. Ferraillage de la dalle de transition :

$M_u = 1{,}35 \cdot 11{,}55 = 15{,}6 \ \text{tm/ml}$



$$\mu = \frac{15{,}6 \cdot 10^5}{153 \cdot 100 (25)^2} = 0{,}163 < \mu_l = 0{,}392$$

$\rightarrow \alpha = 0{,}2253 \ , \ \beta = 0{,}93$

$\rightarrow \sigma_s = 3480 \ \text{kg/cm}^2$

$$\rightarrow A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = 19{,}28 \ \text{cm}^2$$

on disposera des T20 (19,64 cm²/ml avec t = 16 cm)

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot z} = \frac{1{,}35 \cdot 19{,}25 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 25} = 11{,}88 \ \text{kg/cm}^2 < \bar{\tau}_u = \min(0{,}13 \, f_{c28} \, , \, 40 \ \text{kg/cm}^2) = 35 \ \text{bar}$$

XVII - Calcul des Fondations.

Calcul des efforts en têtes des pieux

1 Efforts horizontaux :

5.1.1 effort engendré par les variations linéaires du tablier :

$$H_{AL} = \frac{G \cdot U_L \cdot a \cdot b}{T_r} = 17{,}53t.$$

5.1.2 effort horizontal engendré par le freinage $H_{fr} = 15t$ (voir étude des appareils d'appui)

5.1.3 " " " " " " $H_s = 29{,}325\,t$ (" " " " ")

5.1.4 poussée des terres: $H_{p_T} = k_a \cdot \gamma \frac{h^2 \ell}{2}$

$k_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0{,}33$

$\rightarrow H_{p_T} = 66{,}56\,t$

$\varphi = 30°$
$\gamma = 20\ kN/m^3$
$k_a = 0{,}33$
$h = 3{,}28\ m$
$\ell = 13{,}75\ m.$

5.1.5 poussée des surcharges sur le remblai:

$H_{pr} = k_a q_r \cdot h \cdot \ell = 0{,}33 \cdot 1 \cdot 3{,}28 \cdot 18{,}75 = 20{,}3t.$

5.2 tableau récapitulatif des efforts en tête des pieux

5.2.1 Conditions normales:

	H(t)	Fv (t)	d (m)	M/o (tm)
poids propre du chevêtre : 1,77 . 1,30 . 18,75 . 2,5	—	107,85	0,185	19,95
poids propre du garde-grève 0,25 . 1,98 . 18,75 . 2,5	—	23,2	0,645	14,96
Poids propre du corbeau. 0,30 . 0,98 . 18,75 . 2,5	—	13,78	0,92	12,67
poids propre du mur en retour 2x2,5 (0,35 + 3,28) . 3,10/2 . 0,3)	—	9,30	1,97	18,36
Dalle de transition	—	27	0,92	24,84
poids propre du tablier	—	578	0	0
poussée des terres	66,56	—	1,09	-72,55
variations linéaires	17,53	—	1,50	-26,215
remblai sur la dalle de transition (1 . 18,25 . 4).	—	72	0,92	66,24
Poussée de la surcharge sur remblai	20,295	—	1,64	-33,28
surcharge sur le remblai (18,25 . 4 .) . 1/2	—	36	0,92	33,12
surcharge routière	—	174,82	0	0
freinage.	15	—	1,5	± 22,5
combinaison :	119,4	1041,08		80,455

Effort horizontal par pieu: $H_{max} = 119{,}4/5 = 23{,}87\,t$
Effort vertical par pieu: $F_{v\,max} = 1041{,}08/5 = 208{,}2\,t$
Moment en tête par pieu: $\frac{80{,}455}{5} = 16{,}1\,tm$

Calcul des efforts le long du pieu:
La répartition des moments le long du pieu sera déterminé par la méthode de WERNER avec les mêmes paramètres calculés dans le chapitre correspondant au calcul des appareils d'appui.

$\lambda = 0{,}277\,m^{-1} \rightarrow \alpha = \frac{1}{\lambda} = 3{,}61$

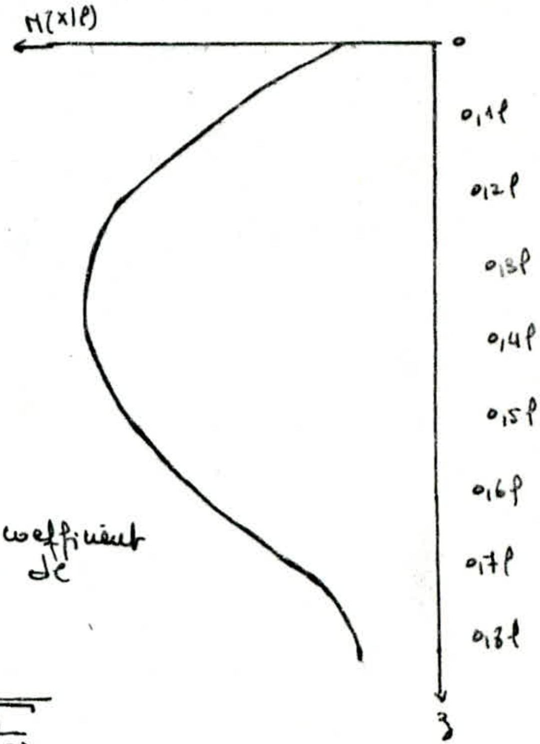
Le moment est donné par la formule suivante:

$$M\left(\frac{x}{\ell}\right) = \chi_{MM} \cdot M + \chi_{MH} \cdot \frac{H}{\lambda} = 16{,}09 \cdot \chi_{MM} + \frac{23{,}87}{0{,}277} \cdot \chi_{MH}$$

$$M\left(\frac{x}{\ell}\right) = 16{,}1\,\chi_{MM} + 86{,}17\,\chi_{MH}.$$

Les tables de WERNER donnent les valeurs de χ_{MM} et χ_{MH} en fonction de x/ℓ.

x/ℓ	χ_{MH}	χ_{MM}	$M(x/\ell)$ (tm)
0,0	0,00	1,00	16,1
0,1	0,25	1,00	37,6
0,2	0,48	0,95	56,6
0,3	0,52	0,86	58,6
0,4	0,57	0,70	60,32
0,5	0,50	0,55	51,88
0,6	0,40	0,39	40,703
0,7	0,26	0,24	22,61
0,8	0,15	0,11	14,70



5.2.2 Conditions sismiques:

Lorsqu'on tient compte des efforts sismiques le coefficient de poussée des terres se calcul par la formule de MONOBE - OKABE elle est telle que:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\cdot\sin(\varphi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \theta)\cdot\cos(\alpha - \beta)}}\right]}$$

β: inclinaison de la culée par rapport à la verticale $\beta = 0$
α: inclinaison du talus par rapport à l'horizontale $\alpha = 0$
δ: inclinaison de la résultante des forces / à l'horizontal $\delta = 0$

$\theta = \mathrm{Arctg}\,\frac{\varepsilon_h}{1 - \varepsilon_v}$ $\qquad \varepsilon_h = 0{,}1 \;;\; \varepsilon_v = \pm 0{,}07$

$\theta = 6{,}13° \longrightarrow k = 0{,}58$

La poussée des terres exerce un effort horizontal H:

$$H = 0{,}58 \cdot 2 \cdot (3{,}28)^2 \cdot \frac{18{,}75}{2} = 117\,t.$$

Récapitulation des efforts (voir tableau ci-après).

nature de la charge	H (t)	F_v (t)	d (m)	M_0 (tm)
chevêtre 107x85. | 1,07 / 0,93	—	115,4 / 100,3	0,185	21,35 / 18,55
garde-grève 23 | 1,07 / 0,93	—	25,46 / 22,13	0,645	16,42 / 14,27
corbeau 13,70 | 1,07 / 0,93	—	14,65 / 12,74	0,92	13,48 / 11,72
Mur en retour 9,30 | 1,07 / 0,93	—	9,94 / 8,64	1,97	19,6 / 17,02
dalle de transition + remblai sur dalle 99 . 1,07 ou 0,93	—	105,93 / 92,07	0,92	97,45 / 84,7
poids du tablier 578 | 1,07 / 0,93	—	618,46 / 537,54	0	0
poussée des terres	117	—	1,09	-127,53
variations linéaires	17,53	—	1,5	-66,24
poussée de surcharge remblai	20,29	—	1,64	-33,28
surcharge sur le remblai	—	36	0,92	33,12
surcharge routière	—	174,82	0	0
Freinage	15	—	1,5	± 22,5
séisme horizontal	47,2	—	1,17	± 55,224
combinaison d'action:	217,02	1113,5 / 971,37	—	+ 63,95 / -137,234

Effort horizontal par pieu : $H_{max} = \frac{217,02}{5} = 43,4\ t$

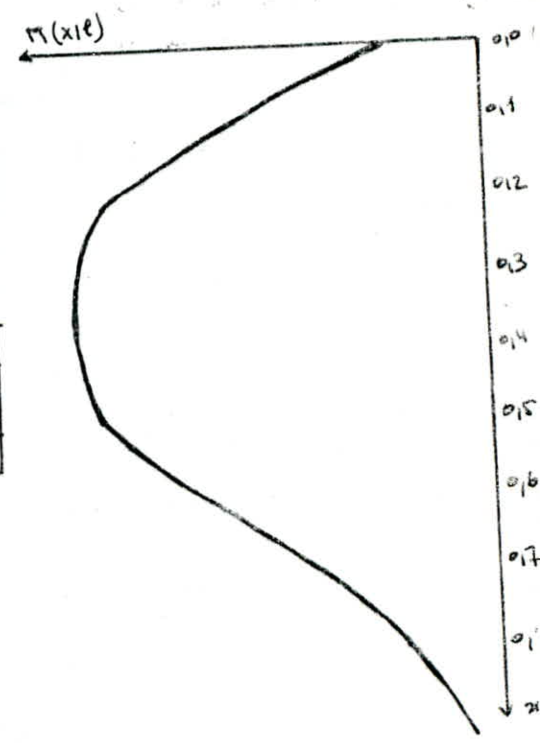
" vertical par pieu : $F_{v\,max} = \frac{1113,5}{5} = 222,7\ t$

$F_{v\,min} = \frac{971,37}{5} = 194,27\ t$

Moment maximal par pieu $M_{max} = \frac{137,234}{5} = 27,5\ tm$.

Repartition des efforts le long du pieu.

$M(x/l) = 27,5\ X_{MM} + 156,67\ X_{MH}$



x/l	X_{MH}	X_{MM}	M(x/l) (tm)
0,0	0,00	1,00	27,44
0,1	0,25	1,00	66,47
0,2	0,48	0,95	101
0,3	0,52	0,86	104,75
0,4	0,57	0,70	108,16
0,5	0,50	0,55	93,12
0,6	0,40	0,39	73,12
0,7	0,26	0,24	47,16
0,8	0,15	0,11	26,42.

Ferraillage des pieux.

conditions normales :

$N = 208,2\ t$

$M = 60,32\ tm$.

conditions sismiques:

$N_{max} = 222,7\ t$

$N_{min} = 194,27\ t$

$M = 108,16\ tm$.

Le ferraillage se calculera par la méthode exposée dans "l'aide mémoire de Béton armé" chapitre concernant les sections circulaires pleines soumises à la flexion composée (cas des sections partiellement comprimées).

1) $M = 108,16$ tm

$N = 222,7$ t

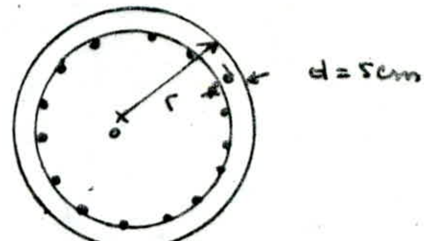
$e = \frac{M}{N} = \frac{108,16.10^2}{222,7} = 48,57$ cm $> \frac{I}{B.V} = 15$cm

I = inertie du pieu.
B = section " "
V = distance de la fibre extrême au centre de gravité

$e > \frac{I}{B.V}$ la section est partiellement comprimée.

calcul des paramètres K_e, K_a:

$K_e = \frac{N.r}{M} = \frac{222,7.60}{108,16.10^2} = 1,24$



$K_a = \frac{M}{r^3.\bar{\sigma}_a} = \frac{108,16.10^5}{(60)^3.2666,67} = 0,02$

$\frac{d}{2r} = \frac{5}{2.60} = 0,0417$

$K_e = 1,24$ $\xrightarrow{\text{abaques}}$ $\bar{\omega}\% = 0,27$ $\rightarrow A = \frac{\bar{\omega}.\pi r^2}{100} = 30,54$ cm².
$K_a = 0,02$ $\qquad K = 19,37$

la contrainte du béton est $\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = 134,2$ kg/cm² $< \bar{\sigma}_b' = 153$ kg/cm².

2) $M = 108,16$ tm
$N = 194,27$ t $\rightarrow e = \frac{M}{N} = 55,68$ cm $> \frac{I}{B.V} \rightarrow$ section partiellement comprimée.

$K_e = 1,08$ $\rightarrow$ $\bar{\omega}\% = 0,35$ $\rightarrow$ $A = 40,72$ cm²
$K_a = 0,02$ $\qquad K = 20,54$ $\qquad \sigma_b' = 130$ kg/cm² $< \bar{\sigma}_b'$.

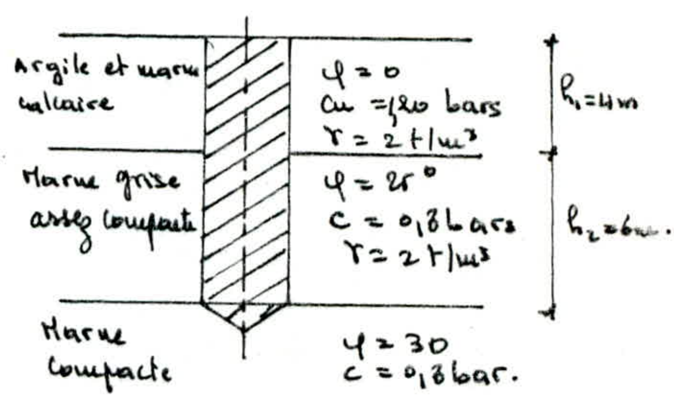
% minimale d'acier à utiliser:
La section du béton à prendre en compte est: $0,8.B = 0,8.\frac{\pi.(120)^2}{4} = 9047,8$ cm².
La section d'acier minimale est $0,8\%(0,8.B) = 72,38$ cm²
on prendra une section $A = 16$ T25 $= 78,6$ cm².
Cette section est largement suffisante pour reprendre la flexion composée la plus pessimiste.

Armatures transversales:
on disposera des T12 tous les 35 cm.

Calcul de la portance des pieux.
pieux chargés en pointe: sont des pieux qui doivent reprendre pratiquement toutes les charges sur une couche resistance située à une profondeur importante au dessous de l'ouvrage.
pour le calcul de la force portante nous utiliserons les formules statiques qui tiennent compte de l'effort de pointe et du frottement latéral.

1) Effort de pointe Q_p:

$Q_p = B\left(N_q \sum \gamma_i D + 1,3\, N_c . C\right) = \frac{\pi\phi^2}{4}\sigma_{ad}$



$\varphi = 30° \rightarrow N_q = 18,4$
$\qquad N_c = 30,1$
$c = 8$ t/m³ $\qquad \phi = 1,20$ m.
d'où $Q_p = \frac{\pi\phi^2}{4}(18,4.1.10 + 1,3.8.30,1)$

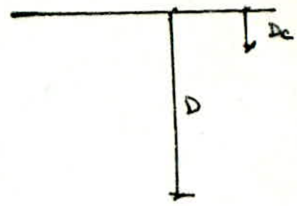
$Q_p = 561,65$t ≈ 562t.

NOTA: $Q_p = (0,3\gamma.B.N_\gamma + \gamma D N_q + 1,3 C N_c).B$
fondation profonde $B \ll D \rightarrow$ le terme $0,3\gamma B N_\gamma$ sera négligé.

Effort de frottement latéral Q_f:

profondeur nécessaire pour mobiliser l'effort de pointe (profondeur critique)

$D_c = \frac{\phi}{4} N_q^{2/3} = \frac{1{,}20}{4} \left(tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi tg \varphi}\right)^{2/3} = 2{,}09\ m$ = profondeur critique



Le frottement latéral agira sur la profondeur $D - D_c$

Le frottement latéral est donné par la formule:

$Q_f = k_p \sin\delta \cdot \gamma \cdot (D - D_c)^2 \frac{a}{2} + k_p \cdot c \cdot cotg\,\varphi \sin\delta' \cdot (D - D_c) \cdot a$

~~($\delta = \frac{2}{3}\varphi$ théoriquement)~~

$\delta = \delta' = 2/3\,\varphi$ $\qquad k_p \sin\delta = k_p \sin\delta' = 1{,}1$

$1^{ère}$ couche: $\varphi = 0 \rightarrow \delta = \delta' = 0 \rightarrow Q_f = 0$

$2^{ème}$ couche: $\varphi = 25° \rightarrow \delta = \delta' = 2/3\,\varphi = 16{,}67°$

$Q_f = 770\,t.$

La force admissible du pieu est: $\frac{Q}{3} = \overline{Q} = \frac{Q_p + Q_f}{3} = \frac{770 + 562}{3} = 444\ t$

$\overline{Q}_{ad} = 444\,t.$

Étude des affouillements:

Nous supposerons que la profondeur des affouillements peut atteindre la hauteur de la $1^{ère}$ couche soit 4 m.

effort de pointe:

$Q_p = \frac{\pi \phi^2}{4} (N_q \gamma' D + 1{,}3\, c N_c) = 479\,t.$

Effort de frottement latéral:

$Q_f = k_p \sin\delta \cdot \gamma' \cdot \frac{D^2}{2} \cdot a + k_p \cdot \sin\delta' \cdot c \cdot cotg\,\varphi \cdot D \cdot a = 420\,t$

$Q_f + Q_p = 899\,t.$

portance admissible du pieu: $\overline{Q} = \frac{Q}{3} = 300\,t.$

BIBLIOGRAPHIE

Calcul des grillages de ponts et dalles orthotropes .... BARES-MASSONNET

Cours pratique de béton précontraint Règles B.P.E.L ... G. DREUX

Béton Précontraint .... Y. GUYON.

Projet de béton Précontraint .... R. LACROIX et A. FUENTES

Aide mémoire de Béton armé .... V. DAVIDOVICI

Cours de mécanique des sols .... COSTET-SANGLERAT

Cahier des prescriptions communes .... Ministère des travaux Publics

Appuis des tabliers P.P 73 .... SETRA.

Calcul des ouvrages en béton armé suivant ...... P. CHARON.
les règles B.A.E.L 80

Conception et calcul du béton précontraint
(instruction provisoire II) 1973.

Cours de ponts (réunion des ingenieurs édition 73)