

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ETUDE DU TABLIER
D'UN PONT DALLE
HYPERSTATIQUE
en BETON PRECONTRAINTE

Proposé par :

SAETI

Etudié par :

C. KARECH

M. EL BOUCHI EL DABBAGH

Dirigé par :

M' NGUYEN X anh

PROMOTION :

juin 1986



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

S U J E T

ETUDE DU TABLIER D'UN
PONT DALLE
HYPERSTATIQUE EN
BETON PRECONTRAINTE

Proposé par :

S.A.E.T.I.

Etudié par :

C.KARECH
M. ELBOUCHI EL DABBAGH

Dirigé par :

M'NGUYN Xanh

PROMOTION :

Juin 1986

بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

اهداء

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

لذكري ابي

لأبي واخوتي وعائلي

لأعز مني احب

لكل من احب

لوطن العرب الكبير

ون سبل العلم

اقدم على هذا

مازن

REMERCIEMENTS

nous remercions spécialement, Mme YAICI NADJEMA
née ABERHOUCHE, qui nous a orientés et aidés à faire ce projet
et ça durant toute son étude
ainsi que M^r NGUYEN XANH

Nadjema

Je remercie, M^r GHAZLI ZINEDDINE, pour
avoir témoigné de son aide durant toutes mes études universitaires

Chabika.

Je remercie, M^r MEDJEDOUB Mouloud "Ingénieur
d'ouvrages d'arts auprès de La SAÏTI.

M^r BOUACHRIA Bachir

M^r CHAABANE Bachir

M^{lle} BENTABDERRAHMANE Fouzia.
NACO

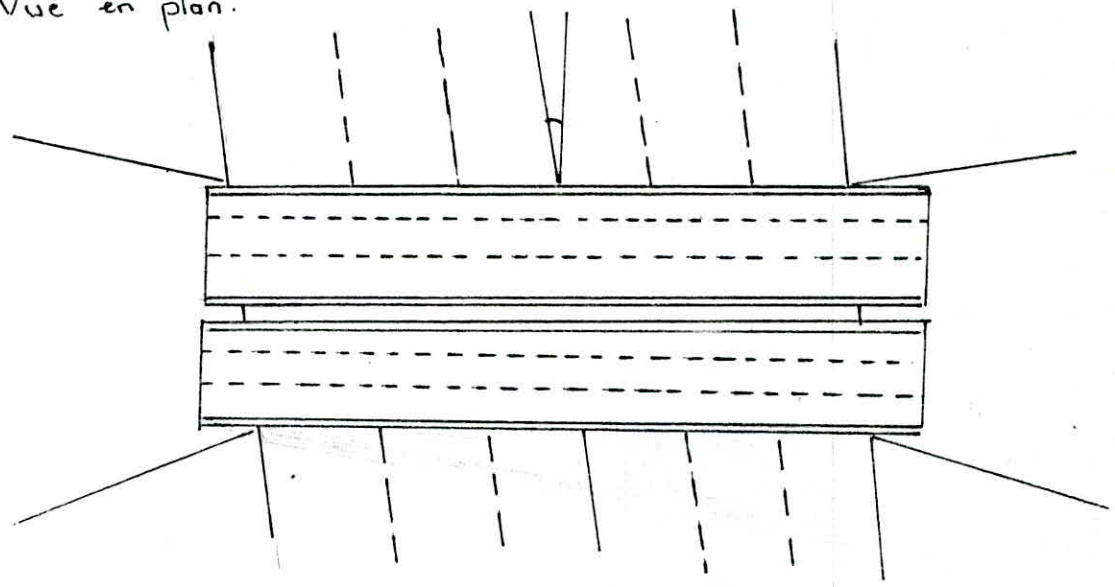
Mouzen

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

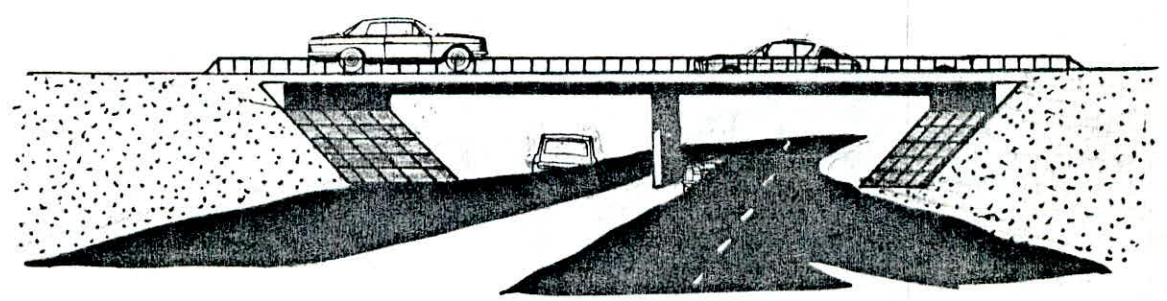
Le present projet porte sur l'etude d'un pont à deux tabliers independants identiques . Chaque tablier est une dalle pleine Continuu hyperstatique à deux travées égales de 27m chacune .

La realisation de cette échangeur (DAR-EL-BEIDA-EST) s'inscrive dans le cadre de l'aménagement de la ROUTE NATIONALE Cet échangeur OA.20.1 est situé au point Kilométrique 4+508.99

Vue en plan.



VUE EN PERSPECTIVE



A - DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

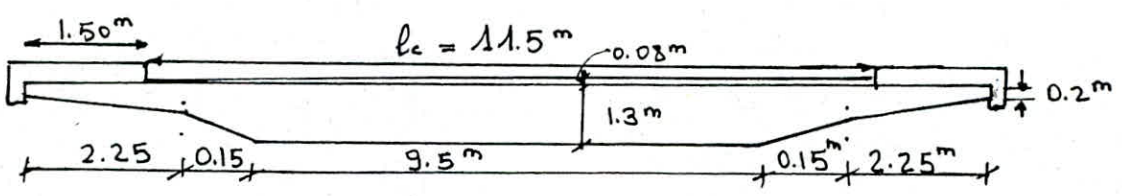
Cet ouvrage d'art de type PSDP (passage supérieur à dalle en béton précontraint) est un pont en dalle pleine continue à deux travées égales de 27m chacune

La largeur de chaque dalle est 14,3m, la dalle est à deux encorbellements de 2,4m chacune supportant des trottoirs de 1,75m chacun. Il se caractérise également par l'existence d'un biais géométrique de 110,9998 degrés.

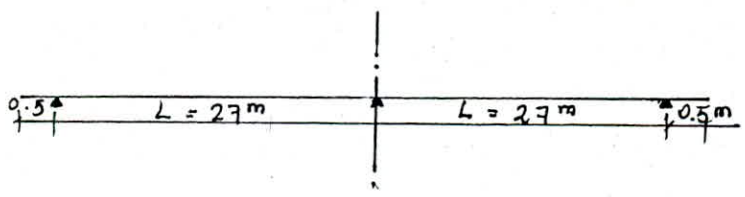
Cette dalle sera ferrillée transversalement et précontrainte longitudinalement par des câbles filants qui seront munis d'un ancrage actif à leurs deux extrémités

Revetement : asphalte enrobé de 8cm d'épaisseur.

Coupe transversale



Vue en long



B - TYPE ET DIMENSIONS DU TABLIER

Caractéristique de la section :

- aire de la section $A = 14,291 \text{ m}^2$
- position du centre de gravité de la section : $x_G = 0.5942 \Rightarrow \begin{cases} x_G = 0.594 \text{ m} \\ V_I = 0.706 \text{ m} \end{cases}$
- moment d'inertie $I_x = 2.095 \text{ m}^4$
- largeur équivalente : $2b = \frac{12I_x}{h^3} ; 2b = 11.44 \text{ m}$

C - ENCORBELLEMENTS

Au delà de 21m de portée déterminante, la relève de la

dalle rectangulaire doit être assurée par de larges encorbellements

- Les encorbellements doivent satisfaire aux critères suivants

- la largeur de la nervure $>$ demi-largeur utile totale de l'ouvrage
- la largeur droite de l'encorbellement $< \frac{1}{5}$ (Portée biaisée déterminante)
- la dalle rectangulaire équivalente élargie de 5% de chaque côté recouvrira entièrement la largeur surchargeable.

$$l_c = 11,5 \text{ m}$$

$$L_I = 9,5 \text{ m}$$

$$L_E = 2,4 \text{ m}$$

$$L_T = 11,5 \text{ m}$$

$$2b = 11,44 \text{ m}$$

Vérification numérique :

$$L_I = 9,5 > 0,5 L_T = 0,5 \times 11,5 = 5,75 \text{ m}$$

$$L_E = 2,4 < 0,2 l_c = 0,2 \times 11,5 = 2,3 \text{ m}$$

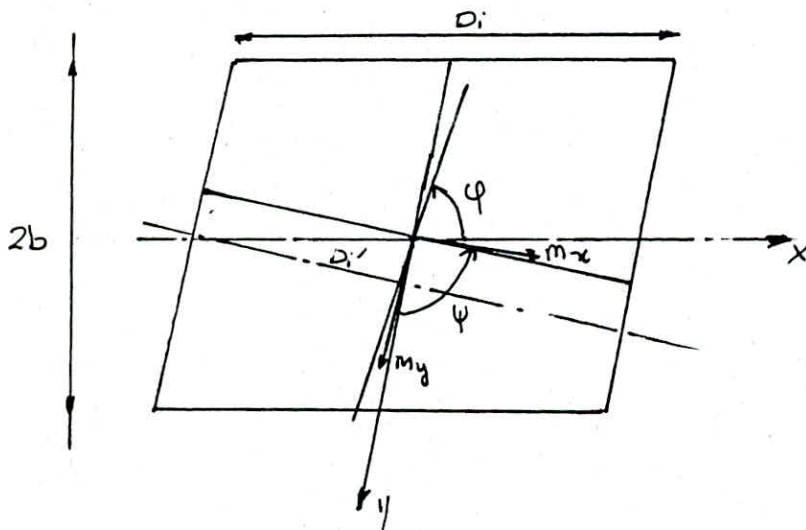
$$2b \times 1,1 = 11,44 \times 1,1 = 12,584 > l_c = 11,5 \text{ m}$$

D - ETUDE DU BIAIS

Biais géométrique : c'est l'angle que fait l'axe longitudinal du pont avec la largeur biaisée.

dans notre cas $\varphi = 110,999$ grades.

Biais mécanique : C'est l'angle que fait la largeur droite avec la direction du moment principal longitudinal.



la loi empirique reliant le biais mécanique ψ et le biais géométrique en fonction d'un coefficient de forme η de la travée considérée est donné par :

$$\begin{cases} \psi = \varphi & \eta < 0,5 \\ \psi = \varphi + \frac{\eta - 0,5}{2,2} (100 - \varphi) & 0,5 \leq \eta \leq 2,7 \\ \psi = 100 & \eta > 2,7 \end{cases}$$

CHAPITRE II

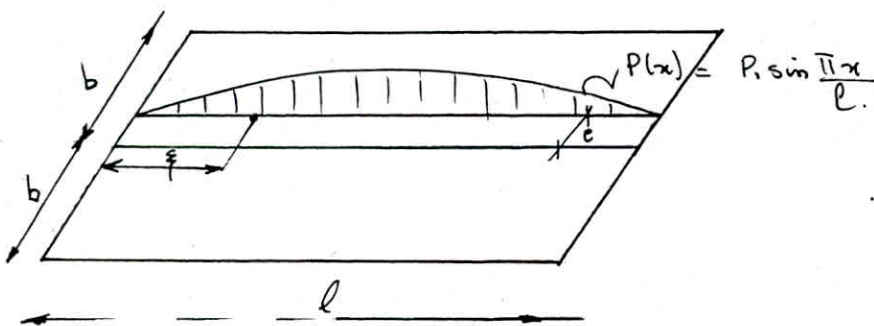
METHODE de

GUYON-MASSONNET

METHODE DE GUYON - MASSONNET

I. INTRODUCTION

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



on considère alors une charge répartie sur une parallèle aux bords libres d'excentricité e et suivant la loi $P(x)$; on suppose la densité $P(x)$ développée en série de Fourier sur l'intervalle $(0, \ell)$

$$P(x) = \sum_m H_m \sin \frac{m\pi x}{\ell} \quad \theta = \frac{b}{\ell}$$

a) le moment de Flexion longitudinal au Point (x, y) :

Il a pour expression: $M_x(x, y) = \sum_m H_m k_m \left(m\theta, \frac{e}{b}, \frac{y}{b} \right) M_m(x)$
 où $M_m(x)$: moment de Flexion longitudinale créé à l'abscisse x d'une poutre rectiligne d'inertie constante et de même portée ℓ , par la charge $P(x)$:

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

b) le moment de Flexion transversale au point (x, y) :

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

μ : coefficient de flexion transversal relatif à l'harmonique de rang n

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

- Ces extensions :
- la prise en compte du bris
 - la prise en compte de la continuité
 - la prise en compte du coefficient de Poisson

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

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

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

- Les encorbellements travaillent comme des consoles encastrées dans la dalle centrale

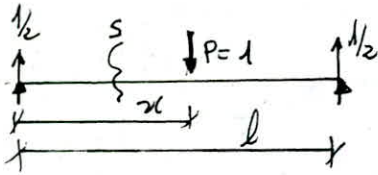
- La dalle centrale supposée indépendante des encorbellements, fonctionne comme une dalle isotrope pour laquelle la méthode de Guyon-Massonnet est applicable.

- on doit toutefois tenir compte de la participation des encorbellements à la flexion longitudinale qui a pour effet de réduire la torsion de la dalle.

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

calcul des différents paramètres

a) Calcul de la flèche w_p



$$M_1(x) = \begin{cases} \frac{1}{2}x & 0 \leq x < l/2 \\ \frac{1}{2}(l-x) & l/2 \leq x < l \end{cases}$$

l'expression de Maxwell Mohr, donnant les déplacements, pour le calcul des déformations au milieu de la travée est :

$$\Delta = \frac{1}{EI} \int_0^l M_p(x) m_1(x) dx$$

$M_p(x)$: moment flechissant sous charge réelle

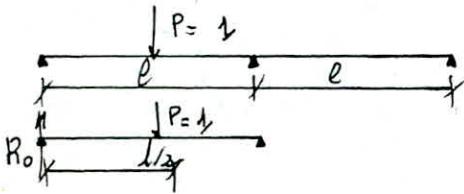
$m_1(x)$: moment flechissant sous charge unitaire

Δ : déplacement généralisé

d'où finalement, on obtient :

$$w_p = \frac{1}{EI_p^*} \left[\int_0^{l/2} \left(\frac{1}{2}x\right)^2 dx + \int_{l/2}^l \frac{1}{4}(l-x)^2 dx \right] = \frac{l^3}{48EI_p^*}$$

b) Calcul de la flèche w_s



$$M_1(x=l/2) = - \frac{l/2 (l^2 - l^2/4)}{4l^2} = - \frac{3l}{32}$$

$$R_0 = \frac{13}{32}$$

$$R_1 = \frac{19}{32}$$

$$M_1(x) = \begin{cases} \frac{1}{2}x & 0 \leq x < l/2 \\ \frac{1}{2}(l-x) & l/2 \leq x < l \end{cases}$$

$$M_p(x) = \begin{cases} \frac{13}{32}x & 0 \leq x < l/2 \\ -\frac{19}{32}x + \frac{l}{2} & l/2 \leq x < l \end{cases}$$

$$w_s = \frac{1}{EI_p} \left[\int_0^{l/2} \frac{13}{64} x^2 dx + \int_{l/2}^l \frac{1}{2} (l-x) \left(\frac{l}{2} - \frac{19}{32}x \right) dx \right] = \frac{23}{1536} \frac{l^3}{EI_p} = \frac{1}{1536} \frac{l^3}{EI_p}$$

d'où : $c = \frac{1536}{23} = 66,78$; $\nu = \frac{c}{48} = 1,39$; $\theta = \frac{b}{p}$

$$\theta^* = 0,23$$

$$\alpha^* = \frac{1}{\nu} = 0,85$$

I - TYPES DE CHARGES ET SURCHARGES.

Dans le cas des ponts dalles à larges encorbellements du type PSIDP 69; les moments prépondérants sont obtenus sous les surcharges suivantes.

- Poids propre de la superstructure
- Surcharge uniformément répartie $A(\ell)$
- Surcharge B_c
- Surcharge militaire M_6120
- Surcharge de trottoirs

1) Détermination de la classe du pont.

largeur chargeable : $l_r = 10.5 \text{ m}$; $l_s = l_r = 10.5 \text{ m}$ (trottoirs)

nombre de voies : $N = E \left(\frac{l_s}{3} \right) = E \left(\frac{10.5}{3} \right) = 3 \text{ voies}$

largeur de la voie : $l_v = \frac{l_s}{3} = \frac{10.5}{3} = 3.5 \text{ m}$

d'après le CPC, on a $l_r > 7 \text{ m}$ donc c'est un pont de 1^{ère} classe.

2) Etude des charges et surcharges

a) Densité de la charge permanente :

- ossature : $\text{Surf.} \times 2 \times \rho_b$: $14.231 \times 2.5 = 35.727 \text{ t/m}$
- revêtement béton bitumineux : $0.08 \times 11.5 \times 2.35 = 2.162 \text{ t/m}$
- corniche (trottoir) : $\left(\frac{27 \times 20}{2} \right) \times (175 - 35) + 35 \times 47 \times 25 \times 2 = 2.4 \text{ t/m}$
- glissière + garde corps : $2 \times 0.2 = 0.4 \text{ t/m}$

$$G_{\text{total}} = 40.689 \text{ t/m}$$

b) Surcharge $A(\ell)$

- la masse $A(\ell)$ (kg/m^2) : $A(\ell) = 230 + \frac{36000}{l + 12}$

l : longueur de la zone chargée en vue d'obtenir l'effet le plus défavorable.

$l_0 = 3.5$: pont de 1^{ère} classe

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

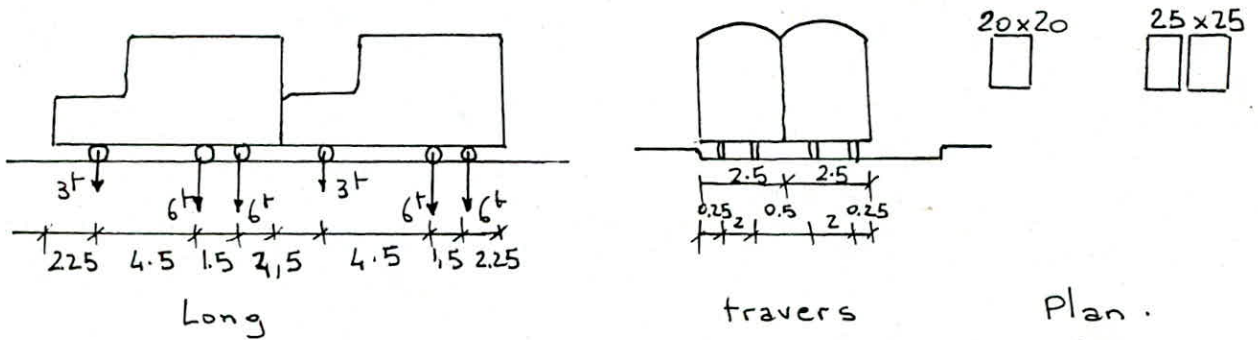
$$a_1 = f(\text{classe du pont, nombre de voies}) = 0.9 ; \quad a_2 = \frac{l_0}{l_r} = \frac{3.5}{3.5} = 1$$

$$A(\ell) = 230 + \frac{36000}{\ell + 12} = 230 + \frac{36000}{27 + 12} = 1153,077$$

$$A_z(\ell) = 0.9 \times 1 \times 1153,077 = 1037,769 \text{ Kg/m}^2$$

c) Surcharges B.

a) Pour le chargement B_c , nous avons :



on fait notre étude seulement pour B_c (cas le \oplus défavorable)
 on affecte le coefficient de pondération $\cdot b_c = 0.95 \Rightarrow$ 3 voies
 1^{ère} classe

d) Surcharges militaires type M_{c120}

Surcharge répartie Comporte 2 chenilles :

masse totale :	110t
longueur de la chenille	6.10m
Largeur de la chenille	1 m
l'entreaxe des chenilles	3.30m
surface d'impact	(6.10 x 1)m ²

Condition à respecter :

long : nombre de chenilles illimitée , avec une distance entre deux chenilles égales à 36.6 m

trns : 1 seul véhicule est supposé circuler quelque soit

e) Surcharge exceptionnelle type D

Surcharge répartie uniformément sur une surface de (18.6 x 3.20)m² ; masse totale = 240t

f) Coefficient de majoration dynamique

le coefficient de majoration dynamique est donné par la formule , d'après (Art 55 CPC) : $\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4P/S}$

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

a) Systeme Bc

$$L = 27m$$

$$P = G = 27 \times 40,683 = 1098,603t$$

$$S = S(t) \times b_c = 0.95 \times S(t)$$

b) chargement Mc120

$$L = 27m$$

$$P = 1098.603t$$

$$S = 110t$$

nbre de voies chargées	S(t)	δ
1	60	1,0702
2	120	1,0776
3	180	1,0849

Mc120	110	1,0764
-------	-----	--------

II - DETERMINATION DES COEFFICIENTS DE REPARTITION "K_r"

Les coefficients de repartition K_r sont calculés, et après interpolation " $\theta_1 = 0.20$; $\theta_2 = 0.25$, pour avoir $\theta = 0.23$) d'après les tableaux Guyon - Bares, et avec $\theta = 0.23$ $\alpha = 0.85$

$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.98467	0.99290	1.0009	1.00770	1.01073	1.00770	1.00096	0.992904	0.98467
b/4	0.87326	0.90697	0.94062	0.97462	1.00770	1.03745	1.06150	1.08217	1.10167
b/2	0.76892	0.82467	0.88173	0.94063	1.00096	1.06150	1.11979	1.17348	1.22482
3b/4	0.66814	0.74549	0.82467	0.90697	0.99290	1.08216	1.17348	1.2646	1.35329
b	0.56978	0.66815	0.76892	0.87402	0.98467	1.10166	1.22481	1.35329	1.48496

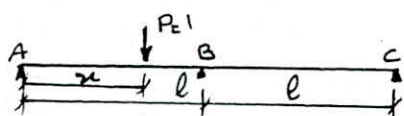
Pour les différents types de charges

En examinant la repartition transversale des surcharges, on determine le coefficient de repartition transversal de chaque type de surcharge.

charge permanente $K = 1$

Comme il a été précisé précédemment, on prend le coefficient de repartition transversal de la charge permanente

1) Ligne d'influence des moments sur appui intermédiaire



Formule des trois moments : l l

$$M_A l + 2M_B (l+l) + M_C l = -\frac{6}{l} \int_0^l M_{AB} x dx - \frac{6}{l} \int_0^l M_{BC} (l-x) dx$$

M_{AB}, M_{BC} : équation des Moments sur les travées AB et BC Supposées isolées et isostatiques.

$$\left. \begin{array}{l} M_A = 0 \\ M_C = 0 \end{array} \right\} \text{moments aux appuis de plus } M_{BC} = 0 \Rightarrow \text{travée BC n'est pas chargée}$$

$$\textcircled{1} \Rightarrow 4M_B l = -\frac{6}{l} \int_0^l M_{AB} x dx \quad \textcircled{2}$$

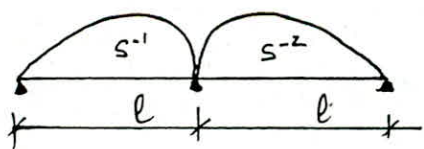
$\int_0^l M_{AB} x dx$: moment statique de l'aire du diagramme des Moments par rapport à l'appui A de la travée AB supposée isolée et isostatique

$$\int_0^l M_{AB} x dx = S_A = \frac{x}{6} (l^2 - x^2)$$

$$\textcircled{2} \Rightarrow 4M_B l = -\frac{6}{l} \frac{x}{6} (l^2 - x^2) = -\frac{x}{l} (l^2 - x^2)$$

$$M_B = -\frac{x(l^2 - x^2)}{4l^2} \quad 0 \leq x \leq l$$

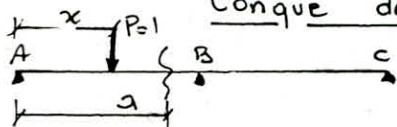
* Calcul des aires de la ligne d'influence M à l'appui



$$S^- = S^{-1} = S^{-2} = \int_0^l M_B dx = \int_0^l -x \frac{l^2 - x^2}{4l^2} dx = -\frac{l^2}{16}$$

$$S^- = S^{-1} + S^{-2} = -\frac{l^2}{8}$$

2) Ligne d'influence des moments au droit d'une section quelconque de la travée (Section S)



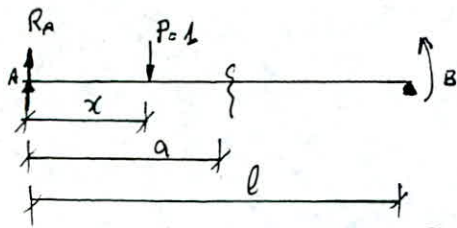
il ya 3 cas à envisager :

a) $P=1$ se trouve à gauche de la section S sur AB

b) $P=1$ " " à droite " " " "

c) $P=1$ se trouve sur Bc

a) $P=1$ se trouve sur AB et à gauche de la section S



$$M_B = \frac{-x(l^2 - x^2)}{4l^2}$$

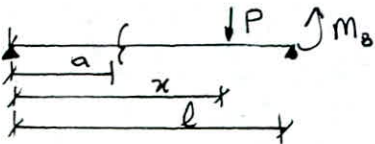
$$M_S = R_A \cdot a - P(a - x)$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow R_A = \frac{l - x}{l} - \frac{x(l^2 - x^2)}{4l^3}$$

donc :

$$M_{S1} = \frac{a}{4} x^3 + x \left(l - \frac{5}{4} a \right) \quad 0 \leq x \leq \frac{a}{l}$$

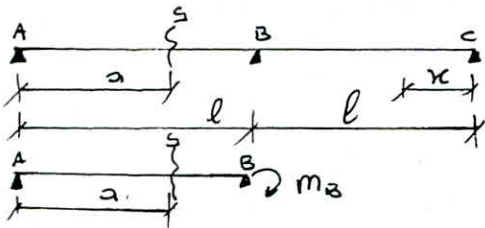
$P = l$ se trouve sur AB et à droite de la section S



$$M_B = \frac{-x(l^2 - x^2)}{4l^2}$$

$$M_{S2} = R_A \cdot a = a \left(1 - \frac{5a}{4} + \frac{a^3}{4} \right); \frac{a}{l} \leq x \leq l$$

$P = l$ se trouve sur la travée BC



$$M_B = \frac{x(l^2 - x^2)}{4l^2}$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A = -\frac{x(l^2 - x^2)}{4l^3}$$

$$M_S = R_A \cdot a = -x \frac{(l^2 - x^2)}{4l^3} \cdot a \quad 0 \leq x \leq l$$

$$M_{S3} = \frac{-a(1 - a^2)}{4} a \quad 0 \leq x \leq l$$

* Calcul des aires de la ligne d'influence des moments
flechissant à la section S

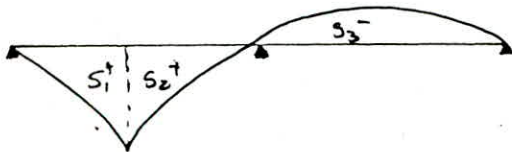
1°) $a < 0.8l$: les équations des aires sont données en intégrant respectivement M_{S1} , M_{S2} , M_{S3} par rapport à x .

$$S^{+1} = \int_0^{a/l} M_{S1} dx = \frac{a^2}{2l^2} \left(\frac{a^3}{8l^2} + l - \frac{5a}{4} \right)$$

$$S^{+2} = \int_{a/l}^l M_{S2} dx = a l \left[\frac{7}{16} - \frac{a}{l} + \frac{5}{8} \frac{a^2}{l^2} - \frac{1}{16} \frac{a^4}{l^4} \right]$$

$$S^{-3} = \int_0^{a/l} M_{S3} dx = -\frac{a^4}{16}$$

TRACÉ



2°) $a > 0.8l$: Les équations des aires sont :

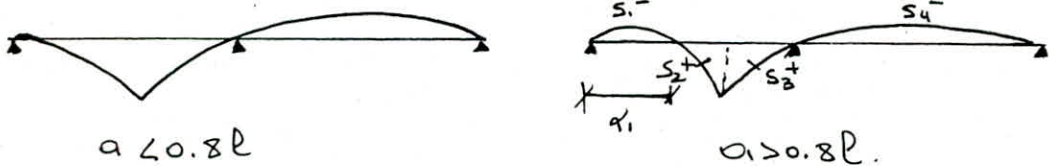
$$S_1^- = \int_0^{a_1} M_{S1} dx = \frac{a}{16} a_1^4 + \frac{(l - 1.25a) a_1^2}{2}$$

$$S_2^+ = \int_{a_1}^{a/l} M_{S1} dx = \frac{a}{16} \left[\left(\frac{a}{l} \right)^4 - a_1^4 \right] + \frac{l - 1.25a}{2} \left[\left(\frac{a}{l} \right)^2 - a_1^2 \right]$$

$$S_3^+ = \int_{\frac{a}{\ell}}^{\ell} M_{s_2} dx = a\ell \left[\frac{7}{16} - \frac{a}{\ell} + \frac{5}{8} \frac{a^2}{\ell^2} - \frac{1}{16} \frac{a^4}{\ell^4} \right]$$

$$S_4^- = \int_0^a M_{s_3} dx = -\frac{a\ell}{16}$$

l'allure de la ligne d'influence.



Determination de la valeur de a_1

$$\frac{a\ell^3}{4} + a\left(\ell - \frac{5}{4}a\right) = 0 \Rightarrow a_1 = \frac{2}{\sqrt{a}} \sqrt{-\ell + \frac{5}{4}a}$$

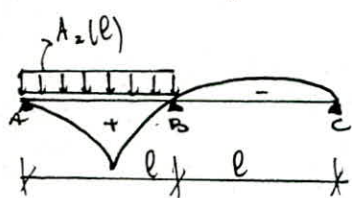
I - CHARGEMENT A(L)

I.1 DISPOSITION DE LA CHARGE EN VUE D'OBTENIR

UN MOMENT POSITIF : M^{\max}

* Pour les sections 0 à 0.8ℓ

Le moment positif maximum est obtenu lorsque la travée ① est chargée



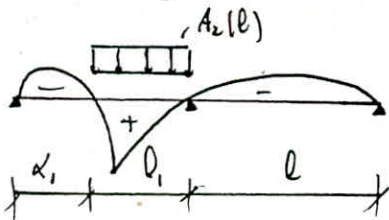
$$l = 27m$$

$$A_2(l) = \left(230 + \frac{36000}{\ell + 12} \right) \times 0.9 \times 1 = 1037,769 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{le moment s'écrit : } M^{\max} = A_2 \cdot s^+ \cdot \ell_s$$

* Pour les sections : 0.85ℓ ; 0.9ℓ ; 0.95ℓ

on charge la travée ① correspondant à l'aire positif



a	a_1 (m)	ℓ_1 (m)	A_2 (kg/m ²)
0.85ℓ	14,64	12,36	1.707
0.9ℓ	20,12	6,88	1.923
0.95ℓ	23,99	3,0098	2.365

$$\text{le moment est donné par : } M^{\max} = A_2 \cdot s^+ \cdot \ell_s$$

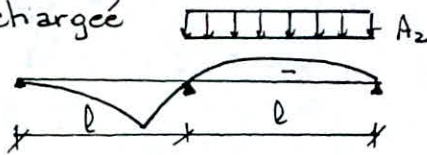
* Pour la section sur appui intermédiaire : $s^+ = 0 \Rightarrow M^{\max} = 0$

I.2 DISPOSITION DE LA CHARGE EN VUE D'OBTENIR

UN MOMENT NEGATIF : M^{\min}

* Pour les sections 0 à 0.8ℓ

Le moment négatif minimum est obtenu lorsque la travée 2 est chargée

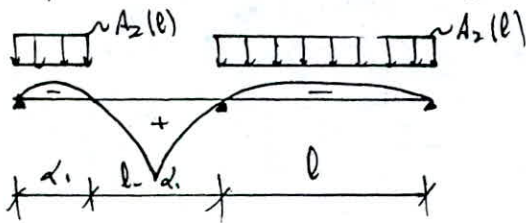


$$M^- = A_2 S^- \ell_s$$

$$A_2 = 1.037769 \text{ t/m}^2 ; S^- = -\frac{a\ell}{16}$$

* Sections : 0.85ℓ à 0.95ℓ

on charge la travée 2 et une partie de la travée 1 correspondante à l'aire négative.

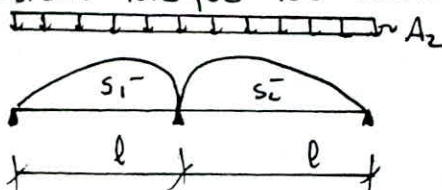


a	0.85ℓ	0.9ℓ	0.95ℓ
a₁	14.64	20.12	23.99
A(ℓ)	0.8859	0.8389	0.801
A₂(ℓ)	0.797	0.755	0.791

ℓ₂ = a₁ + ℓ (Varie selon la position de la section)

le moment négatif est donné par : $M^{\min} = A_2 (S_1^- + S_4^-) \ell_s$

* à l'appui intermédiaire, le moment négatif minimum est obtenu lorsque les deux travées sont chargées



$$\ell = 2\ell = 54 \text{ m} \Rightarrow A_2(\ell) = 0.698 \text{ t/m}^2$$

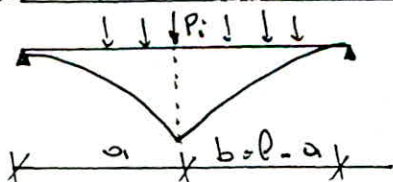
$$\text{avec } S^- = -\frac{\ell^2}{8} \Rightarrow M^{\min} = (S_1^- + S_2^-) A_2(\ell) \times \ell_s$$

II. CHARGEMENT - Bc

II - 1 DISPOSITION DES CHARGES EN VUE D'OBTENIR

UN MOMENT POSITIF : M^{MAX}.

* Pour les sections de 0 à 0.8ℓ :



Déterminons la position de charge : le moment fléchissant en Σ dû à un ensemble de charges sera maximum

en y plaçant une charge P_i et telle que la situation suivante soit vérifiée.

$$\frac{\sum_{d=1}^i P_i}{a} > \frac{\sum_{d=i+1}^n P_i}{b}$$

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

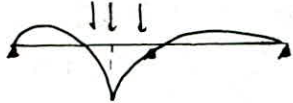
Si on déplace P_i à gauche de ξ

Si on déplace P_i à droite de ξ

à ce moment $l\xi$, le moment est maximum pour P_i . Sa valeur est

$$M_{\xi}^{max} = \sum_{d=1}^i P_i y_i \quad (2 \text{ camions})$$

* Pour les sections $0.85l$, $0.9l$, $0.95l$.

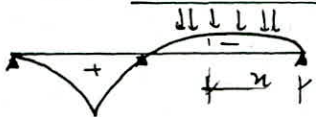


$$M_{\xi}^{max} = \sum P_i y_i \quad (1 \text{ camion}).$$

II.2 DISPOSITION DES CONVOIS EN VUE D'OBTENIR

UN MOMENT NEGATIF. M^{min}

* Pour les sections 0 , $0.88l$



déterminons la position de l'optimum ayant pour abscisse x :

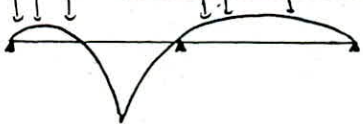
$$M_s = -\frac{d(1-d^2)}{4} a \quad 0 \leq d \leq 1$$

$$\frac{dM_s^-}{dd} = 0 \Rightarrow \frac{d(-d+d^3)}{dd} = 0 \Rightarrow \frac{d}{4} (3d^2-1) = 0 \Rightarrow d = \sqrt{\frac{1}{3}}$$

$$\text{En faisant le calcul : } \left. \begin{array}{l} \frac{\sum_{d=1}^i P_i}{a} < \frac{\sum_{d=i+1}^{i+1} P_i}{b} \\ \frac{\sum_{d=1}^i P_i}{a} > \frac{\sum_{d=i+1}^n P_i}{b} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} P = 3t \quad (2^{ème} \text{ camion}) \\ P = 6t \quad (1^{er} \text{ camion}) \end{array}$$

Vérifient les 2 inégalités $\Rightarrow M = \sum P_i y_i$

* Pour les sections $0.85l$, $0.9l$, $0.95l$



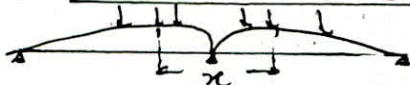
$$\frac{dM_s^-}{dd_2} = 0 \Rightarrow \frac{d}{dd_2} \left(a d_2^3 + d_2 \left(l - \frac{5a}{4} \right) \right) = 0$$

$$\frac{3}{4} a d_2^2 + \left(l - \frac{5a}{4} \right) = 0 \Rightarrow \frac{3a}{4} d_2^2 = 5a - l \Rightarrow d_2^2 = \frac{5a-l}{3a}$$

a	$0.85l$	$0.9l$	$0.95l$
$d_2^2 = \frac{5a-l}{3a}$	0.098	0.185	0.263
d_2	0.313	0.43	0.52
$d_2 l$	8.45m	11.62m	13.85

$$\Rightarrow M^- = \sum P_i y_i$$

* Pour la section sur l'appui intermédiaire



$$x = 2 \times 15, b = 31,2 \text{ m}, M = \sum P_i y_i$$

disposition symétrique

III CHARGEMENT MC 120

Diffusion : $u' = u + h_0 + 1,5e_r$

$v' = v + h_0 + 1,5e_r$

$v = 6,1m$

$u = 1,00m$

$h_0 = 1,30m$

$e_r = 0,08m$

$v' = 7,52m$

$u' = 2,42m$

la charge uniformément répartie sur la longueur v' est :

$$P = \frac{110}{7,52} = 14,63 \text{ t/ml}$$

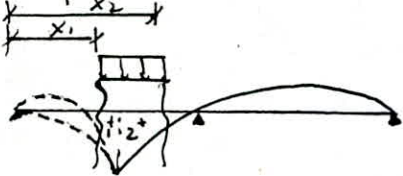
III - 1 DISPOSITION DU CONVOI EN VUE D'OBTENIR UN MOMENT

POSITIF : M^{\max}

* Pour les sections de 0 à $0,95l$

le moment positif le plus favorable est obtenu par la

disposition suivante



$x_2 = x_1 + d$ avec $d = 7,52m$

$M = P(S_1^+ + S_2^+)$

$S_1^+ = l \int_{x_1}^{a/P} \frac{q}{4} d^3 + d \left(l - \frac{5}{4}a \right) dd$

$= \frac{q}{16P^4} (a^4 - x_1^4) + \frac{d - 1,25a}{2P^2} (a^2 - x_1^2)$

$S_2^+ = l \int_{a/P}^{x_2} M_2(x) dd = \frac{q}{l} \left(\frac{x_1 + d - a}{[x_1 + d]^4 - a^4} \right) - \frac{5a}{8P^2} (x_1^2 + d^2 + 2x_1d - a^2) + \frac{a}{16} l^4$

$S^+ = \frac{ad}{4l^3} x_1^3 + \left(\frac{3}{8} \frac{ad^2}{l^3} - \frac{1}{2l} \right) x_1^2 + x_1 \left(\frac{1}{4} \frac{d^3 a}{l^3} - \frac{5d}{4} \frac{q}{l} + a \right)$

$+ ad - \frac{1}{2} a^2 - \frac{5}{8} \frac{ad^2}{l} + \frac{a d^4}{16 l^3}$

$\frac{dS^+}{dx_1} = 3ad x_1^2 + x_1 \left(\frac{3}{2} \frac{ad^2}{l^3} - 1 \right) + \frac{ad^3}{4l^3} - \frac{5ad}{4l} + a = 0$

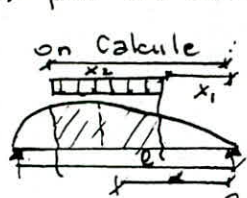
$\Rightarrow x = \frac{\left(1 - \frac{3ad^2}{4P^2} \right) + \sqrt{\Delta}}{\frac{3}{2} \frac{ad}{l^3}}$

donc pour chaque valeur de la section considérée "a" on tire "x" delà

on déduit $S^+ \Rightarrow M^+ = PS^+$

III-2 DISPOSITION DU CONVOI EN VUE D'OBTENIR
UN MOMENT NEGATIF MIN

* pour les sections de 0 à 0,85l



on calcule :

$$S_4^- = \int_{x_1/l}^{x_2/l} M_{s_3}^- dd = \frac{ad}{4l^3} x_1^3 + \left(\frac{3a}{8} \frac{d^2}{l^3} \right) x_1^2 + \left(\frac{d^3}{l^3} - \frac{l}{l} d \right) \frac{a}{4} x_1 + \frac{a}{16l^3} d^4 - \frac{a}{8l} d^2$$

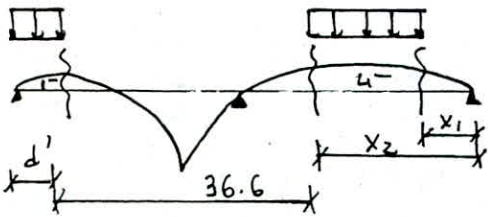
$$\frac{dS^-}{dx_1} = 0 \Rightarrow \frac{3ax_1^2 d}{4l^3} + \frac{3}{4} x_1 \frac{ad^2}{l^3} - a \left(\frac{d}{l} - \frac{d^3}{l^3} \right) = 0$$

$$\Rightarrow x_1 = \frac{3}{4} \frac{ad^2}{l^3} + \sqrt{\Delta} \times \frac{1}{\frac{3}{2} \frac{d}{l^3}} = 12,197^m \Rightarrow x_2 = 19,717^m$$

donc $S_4^- = S_4^-$ ne depend que de la section "a" $\Rightarrow M^- = PS_4^-$

* Pour les sections de 0,85l à 0,95l

le moment negatif est donne par la disposition suivante



$$d' = 0$$

$$x_1 = 12,197^m$$

$$x_2 = 19,717$$

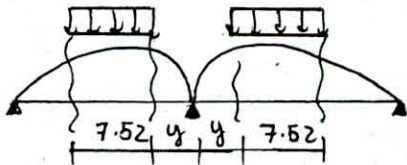
$$M^- = P(S_1^- + S_4^-) \text{ avec } S_1^- = 0$$

$$S_4^- = l \int_{x_1/l}^{x_2/l} M_{s_3}^- dd$$

donc 0, 0,95l $M^- = PS_4^-$

* Pour la section 1,00l.

le moment negatif est donne par la disposition suivante



$$y = \frac{36.6}{2} = 18.3^m$$

le chargement se situe à 18.3m de part et d'autre de l'zppui donc :

$$x_1 = 1,18^m$$

$$x_2 = 8,7^m$$

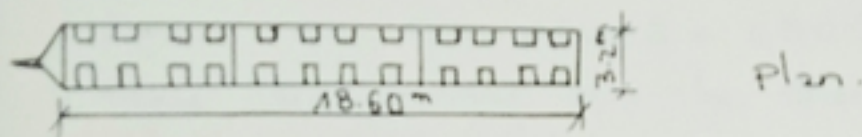
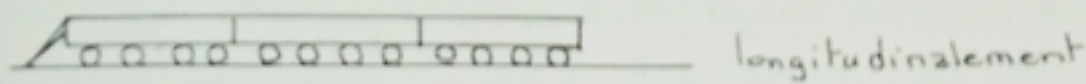
$$\text{donc } S^- = 2l \int_{1,18/l}^{8,7/l} M_{s_3}^- dd = -17,59^m^2$$

$$M^- = PS^- = 14,63 \times (-17,59) \times 8 \times K_d = 356,8269^m^2$$

avec $S = 1,0764$; $K_d = 1,288$

IV. CHARGEMENT TYPE D

La surcharge D n'est pas frappé de majoration pour effet dynamique



Diffusion dans le plan moyen de la dalle

$$u = 3.2m$$

$$v = 18.6m$$

$$h = 1.3m$$

$$e_r = 0.08$$

$$u' = u + h_0 + 1.5e_r = 4.62m$$

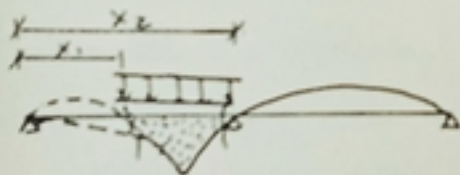
$$v' = v + h_0 + 1.5e_r = 20.02m$$

La charge uniformément répartie sur la longueur v' est : $p = \frac{240}{20.02} = 11.98kN/m$

IV. 1 DISPOSITION DU CONVOI EN VUE D'OBTEINIR UN MOMENT

POSITIF : M^{max}

* Section 0, 0.95 l



même raisonnement que précédemment avec MC120

$$M^+ = PS^+ = P(S_1^+ + S_2^+)_{x_1}^{x_2}$$

Pour chaque section a ontire x , puis S^+ et M^+ .

IV. 2 DISPOSITION DU CONVOI EN VUE D'OBTEINIR

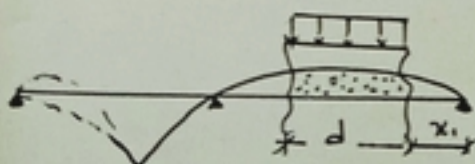
UN MOMENT NEGATIF : M^{min}

* Section de 0 à l, le moment negatif le plus defavorable est obtenu par la disposition suivante.

même raisonnement que Mc120 avec

$$M^- = PS^- = P(S_4^-)_{x_1}^{x_2}$$

, on deduit la valeur de x , cela S_4^- et M^-



V SURCHARGE DU TROTTOIR

En vertu du CPC article 13, nous appliquons sur les trottoirs : une charge uniforme de 150 Kg/m^2 de façon à produire l'effet maximal envisagé : on a des trottoirs de 1.50 m de large

donc : $q = 150 \times 1.50 \times 2 = 450 \text{ Kg/ml} = 0.450 \text{ t/ml}$.
même raisonnement que la charge $A(l)$

Les moments longitudinaux les plus défavorables sont obtenus pour les deux trottoirs

la surcharge de trottoir n'est pas frappé du coefficient de majoration dynamique

VI TABLEAU RECAPITULATIF DES MOMENTS FLECHISSANT

Dans le tableau suivant, seront récapitulés tous les moments flechissant dues aux différentes charges et surcharges et pour chaque section, on tiendra compte de certaines coefficients suivant le type de surcharge

- Surcharge $A(l)$ et surcharge de trottoirs

Coefficient de prise en compte des surcharges routières : $1,1$.

- Surcharge B_c

Coefficient de prise en compte des surcharges routières : $1,1$

Coefficient $b_c = 0,95$

Coefficient de majoration dynamique $\delta = \begin{cases} 1,0702 & (1 \text{ camion}) \\ 1,0776 & (2 \text{ camions}) \\ 1,0849 & (3 \text{ camions}) \end{cases}$

- $M_c 120$.

Coefficient de majoration dynamique $\delta = 1,0764$

a Sections	Travée ①		Travée ②	S _{totale}
	S ₊	S _g ⁻	S _{d tot}	
0.000	0	0	0	0
0.050	15,0356	0	- 2,2780	12,7576
0.100	28,2487	0	- 4,5560	23,6927
0.150	39,6394	0	- 6,8340	32,8054
0.200	49,2075	0	- 9,1125	40,0950
0.250	56,9531	0	- 11,3906	45,5625
0.300	62,8763	0	- 13,6687	49,2076
0.350	66,9769	0	- 15,9468	51,0301
0.400	69,2550	0	- 18,2250	51,0300
0.450	69,7106	0	- 20,5051	49,2055
0.500	68,3437	0	- 22,7813	45,5624
0.550	65,1544	0	- 25,0594	40,0950
0.600	60,1425	0	- 27,3375	32,8050
0.650	53,3081	0	- 29,6156	23,6925
0.700	44,6513	0	- 31,8937	12,7575
0.750	34,1718	0	- 34,1718	0
0.800	21,8700	0	- 36,4500	- 14,5800
0.850	4,2519	- 0,1241	- 38,7281	- 34,4761
0.900	1,8984	- 0,4687	- 41,0060	- 39,1076
0.950	0,4746	- 0,9991	- 43,2840	- 42,8094
1.000	0	- 1,6875	- 45,5625	- 45,5625

Tableau évaluant les aires pour chaque section

	convoi type M20		convoi type 0		Trottoir		Charges		charges militaires	
	M ₂₀ max	M ₂₀ min	M ₂₀ max	M ₂₀ min	M ₂₀ max	M ₂₀ min	M ₂₀ max	M ₂₀ min	M ₂₀ max	M ₂₀ min
0,00l	0	-19,0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,05l	159,8741	-19,2073	201,2334	-25,8863	6,7660	-1,0251	723,1089	487,9459	727,0933	492,1825
0,10l	298,9173	-38,4146	377,6718	-51,7726	12,7119	-2,0502	1335,777	901,7351	1354,416	910,2094
0,15l	417,3402	-57,6219	529,3735	-77,6589	17,8377	-3,0753	1833,2634	1241,3786	1882,0301	1254,0847
0,20l	515,4045	-76,8291	656,4043	-103,5452	22,1434	-4,1006	2220,3004	1506,7934	2309,9727	1523,7792
0,25l	593,4271	-96,0364	758,8396	-129,4315	25,6288	-5,1257	2545,8918	1698,1443	2698,3584	1719,3328
0,30l	651,7854	-115,2437	836,7662	-155,3178	28,2943	-6,1509	2745,9603	1815,3161	2867,2635	1840,7393
0,35l	690,9243	-134,4510	890,2847	-181,2041	30,1396	-7,1761	2842,0006	1858,3229	2996,7883	1877,9838
0,40l	711,3639	-153,6583	919,5134	-207,0904	31,1647	-8,2012	2942,0097	1827,1818	3097,0494	1861,0774
0,45l	713,7109	-172,8656	924,5924	-232,9768	31,3697	-9,2273	2771,9957	1721,7827	2958,0841	1759,9179
0,50l	698,6712	-192,0728	905,6905	-258,8631	30,7546	-10,2516	2599,7334	1542,4074	2790,0333	1584,773
0,55l	667,0671	-211,2801	863,0144	-284,7494	29,3195	-11,2767	2376,801	1288,782	2523,7589	1335,399
0,60l	619,8588	-230,4874	796,8215	-310,6357	27,0641	-12,3018	1990,089	985,6218	2155,6886	1011,8655
0,65l	558,1730	-249,6926	707,4414	-336,5220	23,9886	-13,3270	1590,0376	559,0909	1695,4540	614,1749
0,70l	483,3400	-268,9020	595,3082	-362,4083	20,0930	-14,3522	1061,363	83,0088	1134,4902	142,3285
0,75l	396,9437	-288,1093	461,0186	-388,2946	15,3773	-15,3773	433,461	-467,2313	431,3959	-403,6719
0,80l	300,8911	-307,3166	305,4396	-414,1809	9,8415	-16,4025	-290,384	-1091,6265	-277,9649	-1023,829
0,85l	197,5104	-326,5239	129,9419	-440,0672	1,9133	-17,4276	-1121,756	-1825,6786	-1203,3740	-1860,293
0,90l	89,694	-345,7312	0	-465,9536	0,8543	-18,4827	-1443,606	-2032,9957	-1500,7007	-2075,655
0,95l	0	-364,938	0	-491,8399	0,2136	-19,4778	-1727,476	-2232,8460	-1741,6516	-2252,188
1,00l	0	-384,146	0	-517,7262	0	-20,5031	-1853,892	-2458,7886	-1953,8925	-2392,122

Tableau donnant les moments Résistants Longitudinaux
 Ponderés
 TABLEAU - 1 -

Sections	Surcharge A(L)		Surcharge Bc		
	G M	M _{max}	M _{min}	M _{min}	
0.00l	0	0	0	0	
0.05l	519,0939	187.937	-30,1229	197,249	-23.859
0.10l	964,0323	332,910	-60,247	359,036	-47,709
0.15l	1334,8189	439,258	-90,365	486,607	-71,569
0.20l	1631,425	511,249	-120,531	586.732	-95,373
0.25l	1853,890	553,094	-150.618	666.373	-119,296
0.30l	2002,208	568,931	-180.741	715.458	-142,835
0.35l	2076,364	562,775	-210,865	735,997	-166,962
0.40l	2076,369	538,514	-240,986	734,566	-196,369
0.45l	2002,122	499,889	-271,112	738,504	-214,650
0.50l	1853,888	450.459	-301,229	715,091	-238,590
0.55l	1631,425	393,587	-331,359	686,737	-262,352
0.60l	1334,803	332,434	-361,483	628,222	-286,339
0.65l	964,024	269,902	-391,606	602,020	-319,217
0.70l	519,089	208,638	-421,728	522,181	-337,387
0.75l	0	151,009	-451,854	418,084	-357,870
0.80l	-593,246	99,078	-481,978	292,420	-381,722
0.85l	-1402,798	92,549	-394,843	279,129	-405,453
0.90l	-1591,249	46,554	-399,286	146,788	-423,294
0.95l	-1741,870	14,185	-407,086	10,485	-471,499
1.00l	-1853,893	0	-466,933	0	-584,393

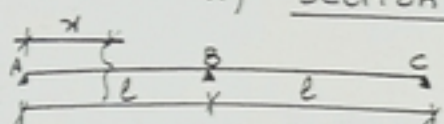
CHAPITRE IV

L.I. des Efforts Tranchants et

Reactions d'Appuis

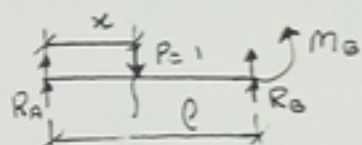
A) Ligne d'influence des efforts tranchants

1) Section immédiatement de A et B



a) $P=1$ se trouve entre A et B

$$M_B = \frac{-x(l^2 - x^2)}{4l^2}$$



onisole (AB)

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow T_A = R_A = \frac{P \cdot x}{l} - \frac{x(l^2 - x^2)}{4l^3}$$

$0 \leq x \leq l$

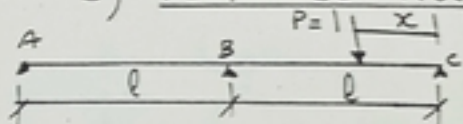
$$T_A(x) = 1 - \frac{5x}{4l} + \frac{1}{4} \frac{x^3}{l^3}$$

posons $x = \alpha l \Rightarrow T_{Ad} = 1 - \frac{5}{4} \alpha + \frac{1}{4} \alpha^3$

$$T_{Bg} = R_B - 1 = -\frac{5}{4} \alpha + \frac{\alpha^3}{4}$$

$0 \leq \alpha \leq 1$

b) $P=1$ se trouve entre B et C



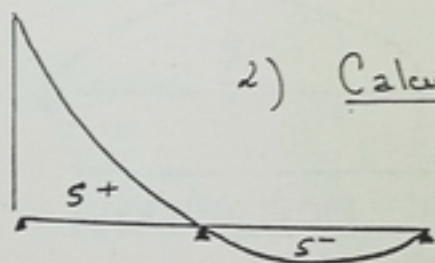
$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_A = -\frac{x(l^2 - x^2)}{4l^3} = T_A$$



$$T_A = -\frac{x}{4l} + \frac{x^3}{4l^3} \quad x = \alpha l$$

$$T_{Ad} = -\frac{\alpha}{4} + \frac{\alpha^3}{4} ; T_{Bg} = T_A = R_A = -\frac{\alpha}{4} + \frac{\alpha^3}{4}$$

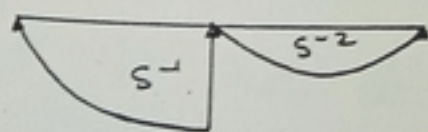
2) Calcul des aires



a) ligne d'influence T_{Ad}

$$S^+ = \frac{7}{16} l$$

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



b) lignes d'influence T_{Bg}

$$S^{-1} = -\frac{9}{16} l$$

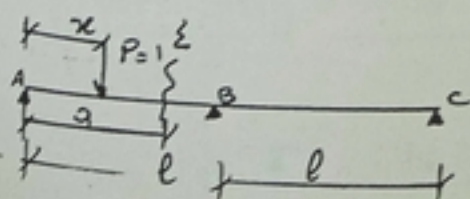
$$S^{-2} = -\frac{l}{16}$$

3) au droit d'une section quelconque de la travée

$$T_A = \frac{dM_a}{da} + \frac{M_B - M_a}{l}$$

$$\frac{dM_a}{da} = T_a^0$$

effort tranchant à la section d'abscisse "a" d'une poutre de référence



a) $P=1$ se trouve AB

$$\frac{dM_a}{da} = -\frac{x}{l}$$

Posons $x = \alpha l$ $\frac{dM_a}{da} = \frac{-\alpha l}{l} = -\alpha$ $0 \leq \alpha \leq \frac{a}{l}$

$$\frac{dM_a}{da} = 1 - \alpha \quad \frac{a}{l} \leq \alpha \leq 1$$

$$\frac{M_B - M_A}{l} = \frac{-\alpha(1-\alpha^2)}{4}$$

avec $M_A = 0$

$$M_B = \frac{-\alpha l(1-\alpha^2)}{4}$$

$$T_a = -\frac{5}{4}\alpha + \alpha^3 \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{a}{l}$$

$$T_a = 1 - \frac{5}{4}\alpha + \alpha^3 \quad \frac{a}{l} \leq \alpha \leq 1$$

b) $P=1$ se trouve sur BC

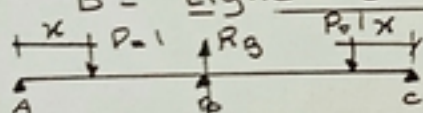


$$T_a = \frac{M_B - M_A}{l}$$

$$M_A = 0 \Rightarrow T_a = \frac{M_B}{l} = -\frac{\alpha(1-\alpha^2)}{4}$$

$$T_a = -\frac{\alpha(1-\alpha^2)}{4}$$

B - Ligne d'influence de reactions d'appui B

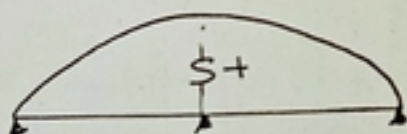


a) $P=1$ se trouve sur AB, ou, sur BC

$$R_B = \frac{\alpha(3-\alpha^2)}{2}$$

b) Calcul d'aire

$$S^+ = \int_{x_1}^{x_2} \frac{\alpha(3-\alpha^2)}{2} = \frac{5}{4}l$$



APPLICATION AU PROJET

EFFORT TRANCHANTS DÙS AUX CHARGES ET SURCHARGES
AU VOISINAGE DES APPUIS

1°) Aires des lignes d'influence

Section	$S_A^- = S_C^-$	S_A^+	S_C^-	S_{tot}^-	S_{tot}^+
0.00l	-1,6875	11,8125	0.0000	-1,6875	10,125
1.00l	-1,6875	0.0000	-15,1875	-16,8750	-16,875

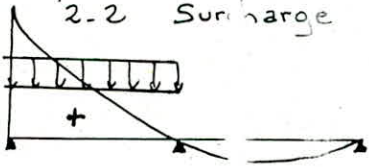
2°) Etudes des surcharges et charges

2.1. Charge permanente

$$T_A^+ = G \cdot S_{tot}^+ = 40.689 \times 10.125 = 411,976 \text{ t}$$

$$T_B^- = G \cdot S_{tot}^- = 40.689 \times 16,825 = -684,592 \text{ t}$$

2.2 Surcharge A(l)



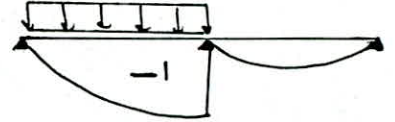
$$A(l) = 1.037 \text{ t/m}^2 \quad l_s = 11.5 \text{ m}$$

* Cas où on charge la 1^{ère} travée donc :

$$S^+ = 11.8125 \text{ m}; \quad S^- = -15,1875 \text{ m}$$

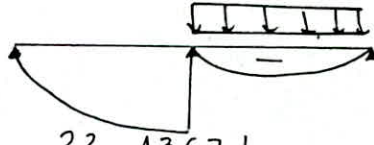
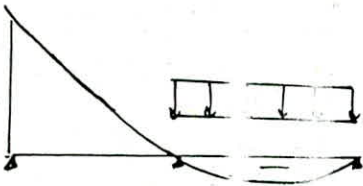
$$T_A^+ = A(l) \times S^+ \times l_s \times 1.1 = 154,9569 \text{ t}$$

$$T_B^- = A(l) \times S^- \times l_s \times 1.1 = -199,2303 \text{ t}$$



* Cas où on charge la 2^{ème} travée donc :

$$S^- = -1,6875 \text{ m}^2$$

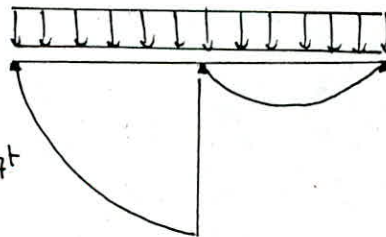
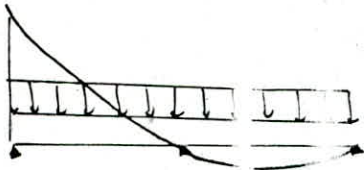


$$T_A^- = T_B^- = A(l) \times S^- \times l_s \times 1.1 = -22,1367 \text{ t}$$

* Cas où on charge les 2 travées donc :

$$A(l) = 0.88 \text{ t/m}^2, \quad l_s = 11.5 \text{ m}; \quad S_{tot}^+ = 10.125 \text{ m}^2$$

$$S_{tot}^- = -16,875 \text{ m}^2$$



$$T_A^{tot} = A(l) \times S_{tot}^+ \times l_s \times 1.1 = 89,4007 \text{ t}$$

$$T_B^{-tot} = A(l) \times S_{tot}^- \times l_s \times 1.1 = -149,0011 \text{ t}$$

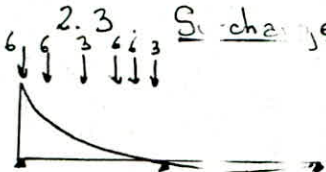
le cas le plus défavorable :

$$1^{\text{ère}} \text{ travée chargée} \Rightarrow T_A^+ = 154,9569 \text{ t}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ travée chargée} \Rightarrow T_A^+ = T_B^- = -22,1367 \text{ t}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ travées chargées} \Rightarrow T_B^{-tot} = -199,2303 \text{ t}$$

2.3 Surcharge Bc



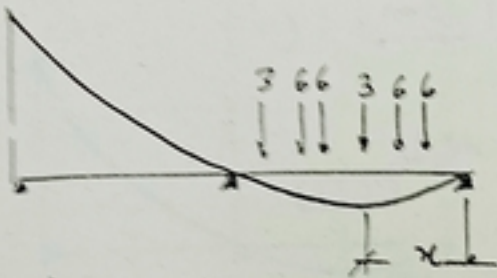
1^o) Section .A.
* Cas 1^{ère} travée chargée

$$T_A^+ = G (\sum P_i y_i) \text{ s. bc. 1.1}$$

x	P	y	P _i y _i
0	6	1	6
4.5	6	0.93059	5.58351
6	3	0.72696	2.17488
10.5	6	0.52859	3.17154
12	6	0.46639	2.79834
16.5	3	0.29316	0.8795

$$T_A^+ = 139,2367 \text{ t}$$

→ Cas de la 2ème travée chargée



$$\frac{dT_A^-}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{d\left(\frac{-x}{4} + \frac{x^3}{4}\right)}{dx} = -\frac{1}{4} + \frac{3}{4}x^2 = 0$$

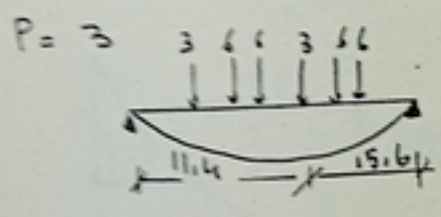
$$\Rightarrow x^2 = \frac{1}{3} \Rightarrow x = \sqrt{\frac{1}{3}} \Rightarrow x = 15,6 \text{ m}$$

d'après la règle :

$$\left. \begin{aligned} \sum_{x=0}^x P_i &< \frac{\sum P_i}{b} \\ \sum_{x=0}^{x-1} P_i &> \frac{\sum P_i}{a} \end{aligned} \right\} \text{on en déduit 2 charges}$$

vérifiantes P=6 : 1^{er} camion
P=3 : 2^{ème} "

$$P=6 \Rightarrow T = -15,093 \text{ t}$$

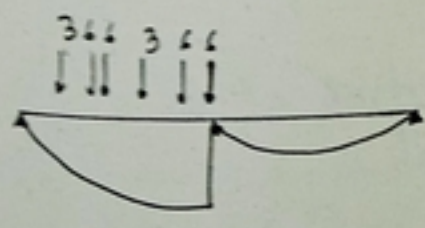


x	P	y
15.6	3	-0.0962
11.1	6	-0.0854
9.6	6	-0.0776

5.1	3	-0.0451
20.1	6	-0.0329
21.6	6	0.0773

$$T_A^- = -15,757 \text{ t}$$

2) Section B



x	P	y
27	3	-1
25,5	6	-0,9699
21	3	-0,85459
16,5	6	-0,70683
15	6	-0,65157
10,5	3	-0,4714

$$\Rightarrow T_B^- = -161,8045 \text{ t}$$

Cas le plus défavorable

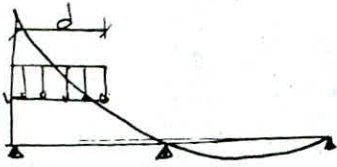
2.4 Surcharge Mc 120

à la section -A-

$$T_A = P_{Mc120} \times S \quad \text{avec } P_{Mc120} = 1,0764 \times \frac{110}{7,52} = 15,745 \text{ /ml}$$

* Cas où nous avons un seul Mc120

a) 1^{ère} travée chargée

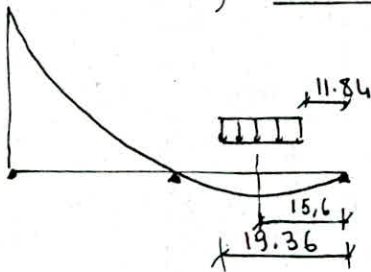


on calcule l'intégrale suivante pour déterminer l'aire existante entre $[0, 7,52]$; $d = 7,52 \text{ m}$

$$S_A^+ = 27 \int_0^{7,52/27} \left(1 - \frac{5}{4} \alpha + \frac{1}{4} \alpha^3\right) d\alpha = 6,211 \text{ m}$$

$$\Rightarrow T_A^+ = P_{Mc120} \times S_A^+ = 167,97 \text{ t}$$

b) 2^{ème} travée chargée

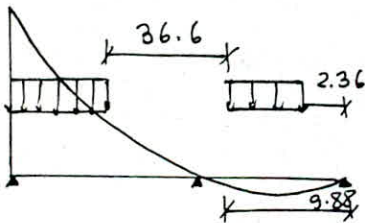


on calcule l'intégrale pour déterminer l'aire S_A^- entre $[11,84; 19,36]$

$$\text{donc: } S_A^- = 27 \int_{\frac{11,84}{27}}^{\frac{19,36}{27}} \left(-\frac{\alpha}{4} + \frac{\alpha^3}{4}\right) d\alpha = -0,7026$$

$$\Rightarrow T_A^- = -11,0636 \text{ t}$$

* Cas où nous avons 2 Mc120.



$$T_A = P(S^+ + S^-) = T_A^+ + P \times 27 \int_{\frac{2,36}{27}}^{\frac{9,88}{27}} \left(-\frac{\alpha}{4} + \frac{\alpha^3}{4}\right) d\alpha$$

$$T_A = T_A^+ + P \times 27 \times (-0,4185)$$

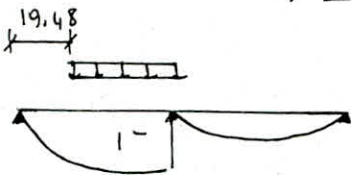
$$= T_A^+ + (-6,53 \text{ t}) = 161,38 \text{ t}$$

à la Section B.

$$T_B = M_c \times S^-$$

* Cas où nous avons un seul Mc120

a) 1^{ère} travée chargée



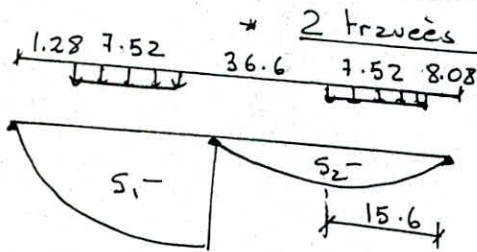
$$S_1^- = 27 \int_{\frac{19,48}{27}}^1 \frac{\alpha^3 - 5\alpha}{4} d\alpha = -6,86 \Rightarrow T_{B1}^- = -108,147 \text{ t}$$

b) 2^{ème} travée chargée

même Intégrale Calculée précédemment pour

$$T_{B_2}^- = T_{A^-} = -11,0636 \text{ t}$$

2) Cas où nous avons 2 M.C.I.Z.O.



$$S^{-1} = 27 \int_0^{8.7} \frac{\alpha^3 - 5\alpha}{4} d\alpha = -1,6$$

$$S^{-2} = 27 \int_0^{8.08} \left(-\frac{\alpha}{4} + \frac{\alpha^3}{4} \right) d\alpha = -0,27$$

d'où $T_{B_{tot}}^- = P(S_1^- + S_2^-) = -30,50 \text{ t}$.

donc les cas les plus défavorables

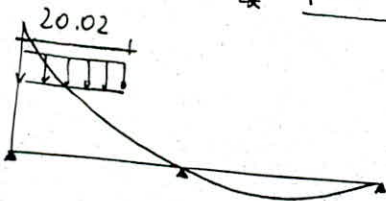
1°) 1^{ère} travée chargée : $T_{A^+} = 167,97 \text{ t}$

2°) 2^{ème} travée chargée : $T_{B_1}^- = -108,147 \text{ t}$

$T_{A^-} = -11,0636 \text{ t}$

2-5 Surcharge type D

1°) Section A

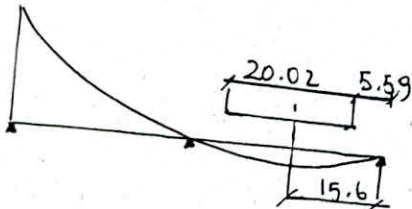


* 1^{ère} travée chargée $P = 11,98 \text{ t/ml}$

$$S^+ = 27 \int_0^{20.02} \left(1 - \frac{5}{4}\alpha + \frac{1}{4}\alpha^3 \right) d\alpha = 11,25$$

$$\Rightarrow T_{A^+} = P \times S^+ = 134,89 \text{ t}$$

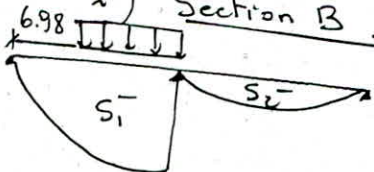
* 2^{ème} travée chargée



$$S^- = 27 \int_0^{25.61} \left(-\frac{\alpha}{4} + \frac{\alpha^3}{4} \right) d\alpha = -1,528$$

$$\Rightarrow T_{A^-} = P \times S^- = -18,325 \text{ t}$$

2°) Section B



* 1^{ère} travée chargée

$$S_{B_1}^- = 27 \int_0^{6.98} \frac{\alpha^3 - 5\alpha}{4} d\alpha = -14,067$$

$$\Rightarrow T_{B_1}^- = P_{S_{B_1}}^- = -168.64 \text{ t}$$

* 2^{eme} travée chargée

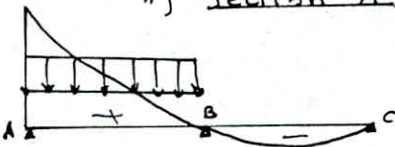
$$T_{B_2}^- = T_{A_2}^- = -18.325 \text{ t}$$

donc on charge la 1^{ere} travée $\Rightarrow T_{A_1}^+ = 134.89 \text{ t}$

$$T_{B_1}^- = -168.64 \text{ t}$$

2.6. Surcharge de trottoir

1) Section A

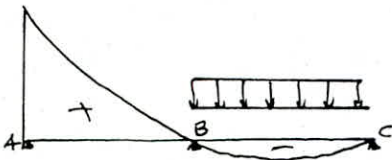


a) 1^{ere} travée chargée

$$T_{A_1}^+ = 0.450 \times 1.1 \times 11.8125 = 5.847 \text{ t}$$

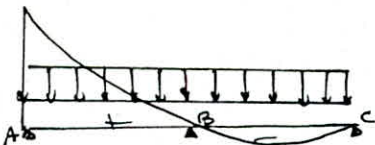
b) 2^{eme} travée chargée

$$T_{A_1}^- = 0.450 \times 1.1 \times -1.6875 = -0.835 \text{ t}$$

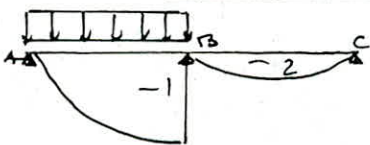


c) 2 travées chargées

$$T_{\text{tot}} = 0.450 \times 1.1 \times 10.125 = 5.0118 \text{ t}$$



2) Section B

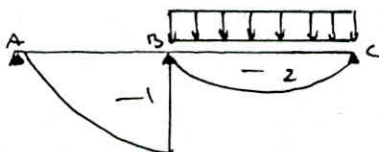


a) 1^{ere} travée chargée

$$T_{B_1}^- = 0.450 \times 1.1 \times -15.1875 = -7.5178 \text{ t}$$

b) 2^{eme} travée chargée

$$T_{B_2}^- = 0.450 \times 1.1 \times -1.6875 = -0.835 \text{ t}$$



c) 2 travées chargées

$$T_{\text{tot}} = 0.450 \times 1.1 \times -16.875 = -8.353 \text{ t}$$

donc les cas les plus défavorables :

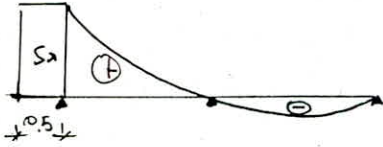
1^{ere} travée $\Rightarrow T_{A_1}^+ = 5.847 \text{ t}$; 2^{eme} travée

2 travées $\Rightarrow T_{B_1}^- = -8.353 \text{ t}$; $T_{A_1}^- = -0.835 \text{ t}$

CALCUL DES REACTIONS D'APPUI

REACTIONS D'APPUIS DÔES AUX CHARGES ET

SURCHARGES AUX VOISINAGES DES APPUIS



a) Section A:

$$S_2^+ = 27 \int_0^1 \left(1 - \frac{5}{4} \alpha + \frac{\alpha^3}{4} \right) d\alpha = 11,8125 \text{ m}$$

$$S_a^+ = 0.5 \times 1 = 0.5$$

$$S_1^- = 27 \int_0^1 \frac{-\alpha + \alpha^3}{4} d\alpha = 1.6875 \text{ m}$$

b) Section B

$$S^+ = \frac{5}{4} l = \frac{5}{4} \times 27 = 33,75 \text{ m}$$

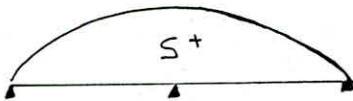


tableau évaluant les zéros (récapitulatif)

Sections	S_a (m)	S^+ tot	S_1^- (m)
0.00l	0.500	11.8125	1.6875
1.00l	0.000	33.75	0.0000

Etude des charges et surcharges

On ne tient pas compte du coefficient de majoration dynamique pour déterminer les réactions d'appuis.

3.1 Charge permanente

a) Section A.

$$R_A^+ = T_A^+ + S_a \cdot G = G (S_{tot}^+ + S_a) = 40.689 (0.5 + 11,8125 + (-1,68))$$

$$= 40.689 \times 10,625 = 432,3206 \text{ t}$$

b) Section B

$$R_B^+ = G \times S_{tot}^+ = 40.689 \times 33.75 = 1373,25 \text{ t}$$

3.2 Surcharge A(l)

a) Section A

* on charge lz traversé (1) $A_2(l) = 1.037$ $l_s = 11.5 \text{ m}$

$$R_A^+ = T_A^+ + S_a \cdot A \cdot l_s \cdot 1.1$$

$$= 154.9569 \text{ t} + 0.5 \times 1.037 \times 11.5 \times 1.1 = 161.5169 \text{ t}$$

* on charge lz traversé (2)

$$R_A^- = S_1^- \times A \times l_s \times 1.1 = -1.6875 \times 1.037 \times 11.5 \times 1.1$$

$$= -22.1367 = T_A^-$$

b) Section B

* on charge une travée (1^{ère})

$$R_B^+ = \frac{S^{tot}}{2} \times A \times l_s \times 1.1 = \frac{33.75}{2} \times 1.037 \times 11.5 \times 1.1 = 221.307^t$$

* on charge les deux travées $A_2(l) = 0.698 t/m^2$

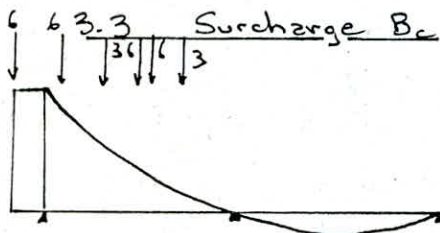
$$R_B^+ = 33.75 \times 0.698 \times 11.5 \times 1.1 = 298.002^t$$

le cas le plus défavorable :

on charge 1^{ère} travée : $R_A^+ = 161.5169^t$

2^{ème} travée : $R_A^- = -22.1367^t$

2 travées : $R_A^+ = 298.002^t$



1°) Section A

x	γ	P	P·γ _i
0	1	6	6
1	0.9537	6	5.7223
5.5	0.7475	3	2.2425
10	0.5497	6	3.2984
11.5	0.4869	6	2.9214
16	0.3113	3	0.9338

$$R_A^+ = 6 \sum P_i \gamma_i$$

$$\times 1.1 \times b \times t$$

$$R_A^+ = 21,1185^t$$

$$\times 6 \times 1.1 \times 0.95$$

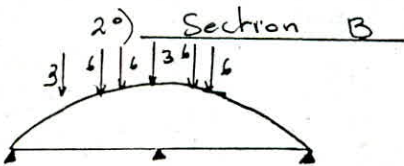
$$= 132.41237^t$$

* Resultat obtenu, on chargezot la travée ①

* on charge la travée 2.

$$R_A^- = \frac{T_A^-}{\delta} = \frac{-15.957}{1.0776} = -14.663$$

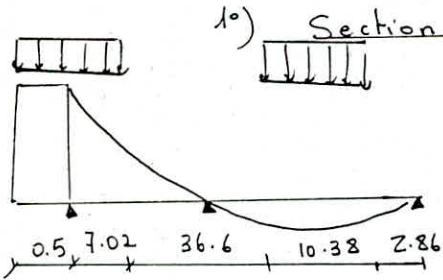
pas de majoration dynamique.



x	P	γ	P·γ _i
2.1	3	1	3
22.5	6	0.9606	5.7636
21	6	0.9314	5.5885
22.5	6	0.9606	5.7636
21	6	0.9314	5.5885
16.5	3	0.8025	2.407

$$R_B^+ = 176.256^t$$

3-4. Surcharge Mc120.



1°) Section A

$d = 7.52m$ $P = 14.63 t/m$

* on charge les deux travees ensemble

$$R_A^+ = 14.63 \times 50 + 14.63 \times 27 \int_0^{7.02} R_d dd$$

$$\text{avec } R_d = 1 - \frac{5d}{4} + \frac{d^3}{4} : R_A^+ = 93.44t$$

Puis :

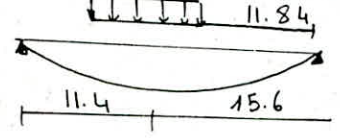
$$R_A^- = -27 \times 14.63 \int_{\frac{2.86}{27}}^{\frac{10.38}{27}} \left(-\frac{d}{4} + \frac{d^3}{4} \right) dd = -6.2061t$$

d'où finalement : $R_{tot} = 87.233t$

* Si nous chargeons la 1^{ere} travee seulement

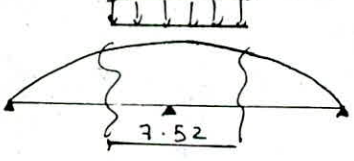
$R_A^+ = 93.44t$

Si nous chargeons la 2^{eme} travee seulement



$$R_A^- = -27 \times 14.63 \int_{\frac{11.84}{27}}^{\frac{19.36}{27}} \left(-\frac{d}{4} + \frac{d^3}{4} \right) dd = -10.277t$$

2°) Section B



$$R_B^+ = 14.63 \times 2 \int_{\frac{23.24}{27}}^1 \frac{d(3-d^2)}{2} dd = 108.9879t$$

Cas le plus defavorable :

- $R_A^+ = 93.44t$ 1^{ere} travee chargee
- $R_A^- = -10.277t$ 2^{eme} travee chargee
- $R_B^+ = 108.9879t$ 2 travees chargees

3.5 Surcharge type D

memme raisonnement que precedemment avec : $d = 20.02$, $P = 11.987m$

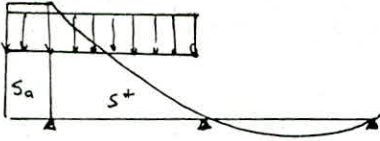
Cas le plus defavorable :

- $R_A^+ = 139.06t$ 1^{ere} travee chargee
- $R_A^- = -18.22t$ 2^{eme} travee chargee
- $R_B^+ = 226.88t$ 2 travees chargees

3.6 Surcharge du trottoir

$q_1 = 0.450 t/m$; $T_A^+ = 5.847t$; $S_0 = 0.5m$
 $S_T^+ = 33.75m$

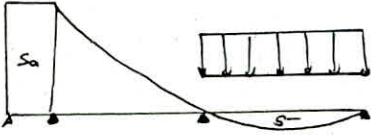
1°) Section - A -



* on charge lz 1^{re} travée :

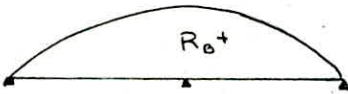
$$R_A^+ = 1.1 \times 0.450 \times S_a + T_A^+ = 6.0945$$

* on charge lz 2^{eme} travée



$$R_A^- = T_A^- = -0.835^t$$

2°) Section - B -



$$R_B^+ = 1.1 \times 0.45 \times S_T^+$$

$$= 1.1 \times 0.45 \times 33.75 = 16.706 \text{ t}$$

Tableau recapitulatif des efforts tranchants

Surcharges	G	A (l)		Bc		Mc120		D		Trottoirs	
		T ^{max}	T ^{min}	T ^{max}	T ^{min}	T ^{max}	T ^{min}	T ^{max}	T ^{min}	T ^{max}	T ^{min}
Appui A	411.976	154.957	-22.136	139,236	-157,57	167.97	-11.063	134.89	-18.325	5.847	-0.835
Appui B	-684,592	0	-199,230	0	-161,804	0	-108,147	0	-168,64	0	-8,353

tableau recapitulatif des reactions d'appuis

Surcharges	G	A (l)		Bc		Mc120		D		Trottoirs	
		R ^{max}	R ^{min}	R ^{max}	R ^{min}	R ^{max}	R ^{min}	R ^{max}	R ^{min}	R ^{max}	R ^{min}
Appui A	432.3205	161,516	-22,136	21,1185	-14,6223	93,44	-10.277	139,06	-18.22	6.0945	-0.835
Appui B	1373,25	298,002	0	28.1112	0	108,989	0	224,88	0	16.706	0

Lignes d'influence du coefficient de repartition de la
reactions d'appui \bar{E}_x

$b \backslash e$	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	0.1042	0.1317	0.1569	0.1854	0.2190	0.1854	0.1369	0.1317	0.1042
$b/4$	0.0909	0.1125	0.1325	0.1585	0.1882	0.2230	0.1904	0.1549	0.1244
$b/2$	0.08427	0.1055	0.1227	0.1408	0.1681	0.1990	0.2306	0.1899	0.1524
$3b/4$	0.0840	0.1008	0.1205	0.1370	0.1576	0.1807	0.2067	0.2363	0.1894
b	0.0906	0.1061	0.1220	0.1387	0.1564	0.1752	0.1931	0.2153	0.2373

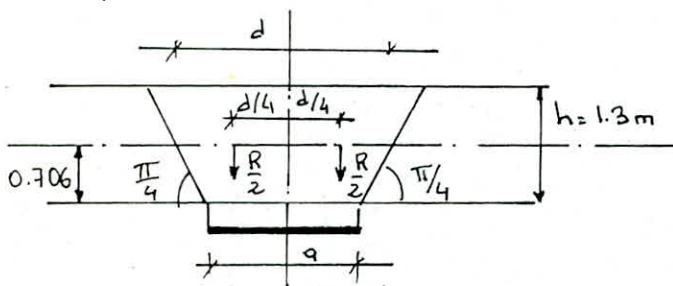
Tableau évaluant les coefficients \bar{E}_x donnés pour chaque
type de charge et de fibre.

charge \ Fibre	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
G : charge permanente	0.1426	0.1396	0.1430	0.1468	0.1560
Surcharge A(L)	0.1582	0.1591	0.1580	0.1605	0.1590
Surcharge B _c	0.1748	0.1708	0.1828	0.1828	0.1841
Chargement Mc120	0.1780	0.1830	0.1865	0.1955	0.2060
Chargement type D	0.1990	0.1950	0.1990	0.1945	0.2010
Surcharge trottoir	0.1010	0.0925	0.1050	0.1287	0.1708

Ecrêtement des Moments Sur Appuis

I. Remarque :

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



on substitue ainsi à la courbe enveloppe calculée, de part et d'autre de l'appui, un arc de parabole à tangente horizontale sur appui et passant par les points de la courbe enveloppe situés à une distance de l'appui égale à $\frac{d}{2}$

la valeur de l'écrêtement du moment flechissant est représenté par la différence des ordonnées de la courbe enveloppe et du point de tangente horizontale sur appui

Si R est la réaction d'appui des charges dont la position a défini la courbe enveloppe considérée et si d est l'étalement longitudinal de l'appareil d'appui au niveau de la fibre moyenne, la courbe enveloppe des moments flechissants est alors écrêtée de la valeur :

$$\Delta M = \frac{Rd}{8} ; M = M_{2p} + \Delta M \quad M_{ap} < 0$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour } a = 0.60 \text{ m} \\ \quad v_i = 0.706 \text{ m} \end{array} \right\} d = a + 2v_i = 2.012$$

II Combinaisons utilisées pour le calcul de l'écrêtement des moments.

$$\left. \begin{array}{l} R_1 = G + m_2 x (A, B_c) + T_r \\ R_2 = G + \min (A, B_c) + T_r \end{array} \right\} \text{Surcharges civiles}$$

$$\left. \begin{aligned} R_1' &= G + m_{2x} (M_{c120}, D) + T_r \\ R_2' &= G + m_{1n} (M_{c120}, D) + T_r \end{aligned} \right\} \text{Surcharges militaires}$$

On multiplie la charge permanente par 1.05 (coefficient de majoration de G) qui tient compte des surepaisseurs eventuelles

* Surcharges civiles

l'appui A : $R_1 = 432,3205 \times 1.05 + 161,516 + 6.0945 = 621,547$
 $R_2 = 432,3205 \times 1.05 + (-22,1367) + (-0.835) = 430,9648$

l'appui B : $R_1 = 1373.25 \times 1.05 + 298,002 + 16.706 = 1756.6205$
 $R_2 = 1373.25 \times 1.05 = 1441.9125$

* Surcharges militaires

l'appui A : $R_1' = 432,3205 \times 1.05 + 139,06 + 6.0945 =$
 $R_2' = 432,3205 \times 1.05 + (-18.22) - 0.835 =$

l'appui B : $R_1' = 1373,25 \times 1.05 + 224,88 + 16.706 = 1683.498t$
 $R_2' = 1373.25 \times 1.05 = 1441,9125.$

III Calcul du ΔM :

* Surcharges militaires

$$\begin{aligned} R_1' &= 1683.498t & \Delta M_1' &= \frac{R_1'd}{8} = 423.397 & M_1' &= -1968,725t.m \\ R_2' &= 1441.9125 & \Rightarrow \Delta M_2' &= \frac{8R_2'd}{8} = 362.64 & \Rightarrow M_2' &= -1491,253t.m \end{aligned}$$

* Surcharges civiles

$$\begin{aligned} R_1 &= 1756,6205t & \Rightarrow \Delta M_1 &= 441.73 & \Rightarrow M_1 &= -2017.2986t.m \\ R_2 &= 1441,9125t & \Rightarrow \Delta M_2 &= 362.64 & \Rightarrow M_2 &= -1491,2525t.m \end{aligned}$$

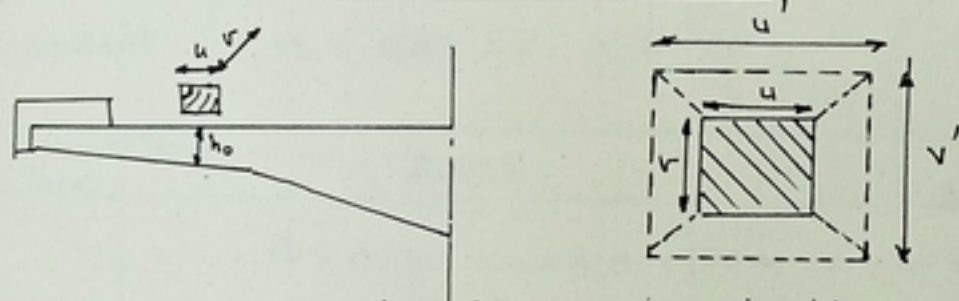
I. CALCUL DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS AUX SECTIONS D'ENCASTREMENT

En ce qui concerne les surcharges placées sur les encorbellements, elles se traduisent par l'existence aux sections S_{10} et S_{10} , d'un moment flechissant (M_{10} et M_{10}) et d'un effort tranchant (T_{10} et T_{10}) dont les effets se répercutent dans la dalle centrale.

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

I.1 Etalement des surcharges

I-1.1 Etalement vertical



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

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

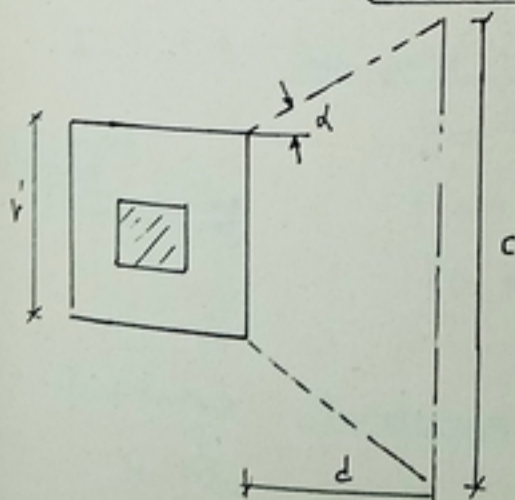
u et v : côtés du rectangle d'impact d'une surcharge ponctuelle (B_c ou B_r)

v // aux bords libres de la dalle

h_0 : hauteur de la structure au milieu du côté de l'impact perpendiculaire aux bords libres de la dalle.

e_r : épaisseur du revêtement $e_r = 0.08m$.

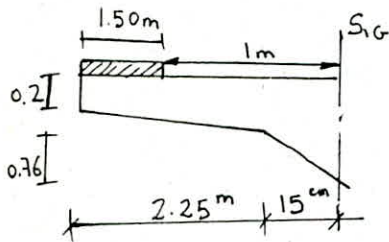
I-1.2 Etalement longitudinal



$$\alpha = \frac{\pi}{4}$$

$$c = v' + 2d$$

I. 2 Calcul des efforts dus aux charges et surcharges dans la Section d'encastrement



I. 2. 1 Surcharges réparties

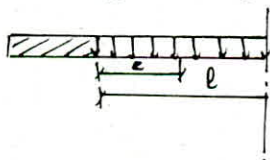
I. 2. 1. 1 Poids propre et superstructure

elements	pois propres P_p (t/ml long.)	excentrement (m)
trottoir	1.2	1.7
Dalle	$2.5 \times (0.45 + 0.3825 + 0.081 + 0.057) = 3.42$	0.958
glissière	0.1	1.90
garde-corps	0.1	2.5
revêtement	$2,35 \times 0.08 \times 1 = 0.188$	0.5
P_p et superstructure	4.008	1.220m

$$M_G = -P_p \times e = -4.008 \times 1.220m = -4.88976 \text{ t} \cdot \text{m/ml}$$

$$T_G = -4.008 \text{ t/ml}$$

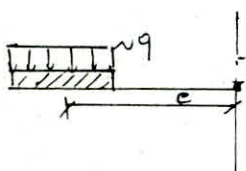
I - 2. 1. 2 Surcharge $A(l)$



$$L = 27m \Rightarrow A_2(l) = 1,037 \text{ t/ml}^2 \quad l = 1m$$

$$\left. \begin{aligned} q &= A_2 \times l = 1.037 \text{ t/ml} \\ e &= 0.5 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} M_G &= -0.51885 \text{ t} \cdot \text{m/ml} \\ T_G &= -1,037 \text{ t/ml} \end{aligned}$$

I - 2. 1. 3 Surcharge de trottoir de 450 kg/m^2



$$q = 0.450 \times 1.5 = 0.675 \text{ t/ml}$$

$$M_G = -q \times e = -q \left(\frac{1.5}{2} + 1 \right) = -1,18125 \text{ t} \cdot \text{m/ml}$$

$$T_G = -q = -0.675 \text{ t/ml}$$

I - 2. 1. 4 Surcharge B_c, B_r, R isolé, $M_c 120$

* B_c : on ne s'intéressera qu'aux essieux arrière des camions du type B_c , Cette file est assimilée à une bande de 1,75m de longueur (sens longitudinal) et de 0.25m de largeur (sens transversal).

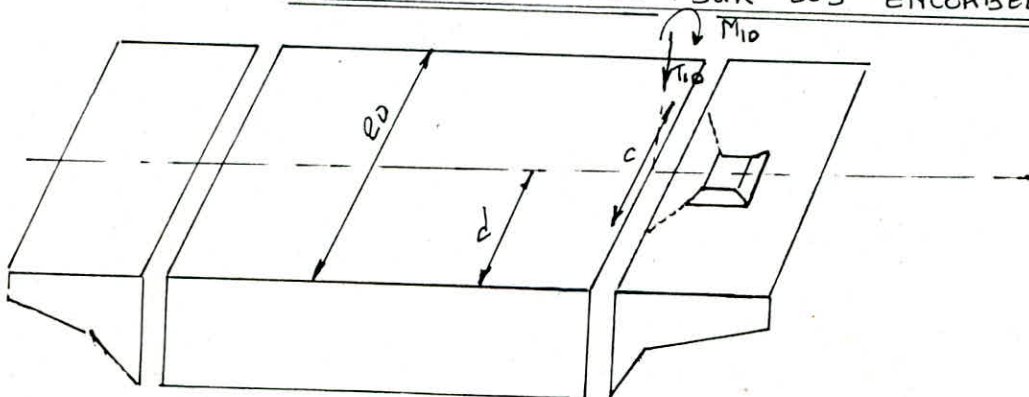
* l'effet maximum est obtenu quand cette roue butte contre le trottoir. $M_{1G} = (d + \frac{u'}{2}) (-\frac{P}{C}) \Rightarrow T_{1G} = -\frac{P}{C}$

Surcharges	u	v	P(t)	h ₀ (m)	u'(m)	v'(m)	d	C	e	M _G	T _G
B _c M _c 120	0.25	1.75	12	0.45	0.82	2.32	0.125	3	0.75	-2.95	-7.1
M _c 120	1	6.1	55	0.49	1.61	6.71	0	6.71	0.5	-4.098	-8.19
B _r	0.6	0.3	10	0.45	1.18	0.88	0	1.1	0.7	-6.36	-9.09
Risol	0.25	0.25	6	0.44	0.81	0.81	-1.4	4.5	2.275	-3	1.318

d'où les valeurs finales pour les moments droits et gauches et les efforts tranchants droits et gauches au niveau des S₁₀, S₁₀ sont et pour différents chargements.

charges	efforts	T _{1G} (t.m/ml)	M _{1G} = T ₁₀ (t.m/ml)	T ₀ (t/ml)
P _p superstructure		-4.0080	-4.8897	4.008
Surcharge A(L)		-1.0370	-4.5188	1.037
B _c		-4.0000	-2.9500	4.000
M _c 120		-8.1900	-4.0980	8.190
trottoir		-0.6750	-1.1812	0.675
B _r		-9.090	-6.3600	9.090
roue isolée		-1.318	-3.0000	1.318

III. MOMENTS APPORTÉS DANS LA DAUVE CENTRALE PAR LES CHARGES PLACÉES SUR LES ENCORBELLEMENTS



Le moment transversal au point de coordonnées x, y est donné par

* charge disposée sur l'encorbellement de gauche.

$$M(x,y) = \frac{4b}{\pi} \left[M_{1G} \sum_m \frac{1}{m} \left(\frac{d/h_m}{dy} \right) \sin m \frac{\pi c'}{2a} \sin m \frac{\pi d}{2a} \sin m \frac{\pi x}{2a} \right. \\ \left. + T_{1G} \sum_m \frac{1}{m} \left(h_m \right)_{-b} \sin m \frac{\pi c'}{2a} \sin m \frac{\pi d}{2a} \sin m \frac{\pi x}{2a} \right]$$

* charge disposée sur l'encorbellement de droite.

$$M(x,y) = \frac{4b}{\pi} \left[M_{1D} \sum_m \frac{1}{m} \left(\frac{d/h_m}{dy} \right) \sin m \frac{\pi c'}{2a} \sin m \frac{\pi d}{2a} \sin m \frac{\pi x}{2a} \right. \\ \left. + T_{1D} \sum_m \frac{1}{m} \left(h_m \right)_{+b} \sin m \frac{\pi c'}{2a} \sin m \frac{\pi d}{2a} \sin m \frac{\pi x}{2a} \right]$$

d : position longitudinal du centre de gravité de la surcharge.

$2a$: portée équivalente égale à : $\frac{l}{\sqrt{2}} = \frac{27}{\sqrt{2}} = 25,925 \text{ m}$

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

x = abscisse de la section étudiée

$\frac{d}{h_m}$ = pente de la tangente à h_m (au point "b" ou "-b")

$\frac{d}{dy} h_m$ = ordonné de la ligne d'influence du coefficient transversal pour la fibre considérée.

$$a = \frac{25.925}{2} = 12.9625 \text{ m}$$

$$a = d = x$$

Chargements	G, A(L), S _{tratt} (450) c = 12.9625			Bc c = 1.5			Mc120 c = 3.355 m		
	1	3	5	1	3	5	1	3	5
$\frac{1}{n} \sin m \frac{\pi c'}{2a}$	1	-0.333	0.2	0.18077	0.17289	0.15778	0.39545	0.31296	0.17903
$\frac{\sin m \frac{\pi d}{2a}}{\sin m \frac{\pi x}{2a}}$	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Tableau des valeurs de h_m et $\left(\frac{d}{dy} h_m \right)$ pour chaque fibre considérée

"S"	n	fibre ① $\gamma = 0$		fibre ② $\gamma = \frac{b}{4}$		fibre ③ $\gamma = \frac{b}{2}$		fibre ④ $\gamma = \frac{3b}{4}$	
		h_m	$\frac{d}{dy} h_m$	h_m	$\frac{d}{dy} h_m$	h_m	$\frac{d}{dy} h_m$	h_m	$\frac{d}{dy} h_m$
S _{1g}	1	-0,1280	0.0618	-0,1300	0.0491	-0,1020	0.0254	-0.0620	0.0136
	3	-0.0380	0.0091	-0,0305	0.0036	-0.0210	0.0000	-0,0215	0.0012
	5	-0,0105	-0.0020	-0.0060	-0.0020	-0.0030	-0.0009	-0.0007	-0.0009
S _{1d}	1	-0,1280	-0.0618	-0,1180	-0,1018	-0.0700	-0.1218	0,0100	-0.1635
	3	-0.0380	-0.0091	-0.0420	-0.0245	-0.0300	-0.0509	0.0040	-0.1327
	5	-0.0105	0.0020	-0.0180	-0.0045	-0.0120	-0.0236	-0.0040	-0.1091

Tableau donnant les moments transversaux apportés dans la dalle Centrale par les charges placées sur les encorbellements (t.m/ml)

chargement	S	Fibre 1	Fibre 2	Fibre 3	Fibre 4
G	M _G	1.3496	1.8417	1.8926	1.1127
	M _D	-1.3496	0.2255	2.0802	5.2555
A(L)	M _G	0.6664	0.7346	0.6267	0.3629
	M _D	-0.6664	-0.4555	-0.0573	0.4477
B _c	M _G	0.6466	0.6685	0.5611	0.3926
	M _D	-0.6466	-0.4140	0.1672	1.5521
Mc120	M _G	3.0369	3.0973	2.5349	1.7267
	M _D	-3.0369	-2.3052	-0.3002	4.0199
Trottoir	M _G	0.0752	0.1864	0.2530	0.1514
	M _D	-0.0752	0.2842	0.6357	1.2528

nota :

nous remarquerons que :

* les effets dus aux charges placées sur l'encorbellement de droite ne sont cumulés à ceux dus aux mêmes charges placées sur l'encorbellement de gauche que s'ils sont de même signe (⊖)

* les effets dus aux Mc120 sur l'encorbellement gauche et sur celui de droite ne sont pas cumulés puisqu'il est exclu de disposer transversalement deux chars militaires.

* Nous ne tiendrons pas en compte, le chargement type D car placé sur l'axe longitudinal et ayant 3.2m de largeur, il n'est pas la section d'encastrement "S"

Tableau récapitulatif des moments apportés dans la dalle Centrale par les surcharges disposées sur les encorbellements.

chargement Fibres	G	A(L)	B _c	Mc120	trottoir
Fibre ①	0	-0.664	-0.64667	-3.03697	0.07523
②	2.0672	-0.4555	-0.4140	-2.3052	0.2842
③	3.9728	-0.0573	0.5611	-0.3002	0.6357
④	6.3682	0.4477	1.5521	4.0199	1.2527

IV. MOMENTS DÛS AUX CHARGES EMPIÉTANT SUR LA DALLE CENTRALE

$$M_y(x,y) = \sum_{m=1}^5 M_{dm} P_m b \sin \frac{m\pi x}{\ell} \quad ; \text{ moment transversal par unité de largeur.}$$

Calcula détaillé de $M(\alpha)$

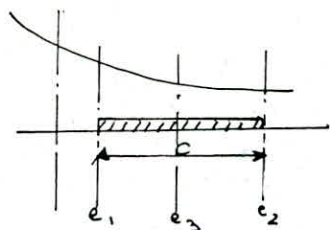
$$M_{dm} = \frac{S_m}{2c} \quad ; \quad S_m : \text{ est la surface de la ligne d'influence de la zone chargée}$$

$2c$: étant la largeur de la bande chargée

Remarques

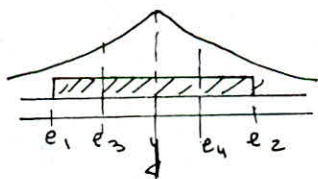
* Cas d'une large bande

a) si la fibre Considéré n'appartient pas à la bande chargée : $y \in [e_1, e_3]$ et e_3 : fibre situé à mi-distance de e_1 et e_2



$$M = \frac{1}{6} M(e_1) + \frac{1}{6} M(e_2) + \frac{2}{3} M(e_3)$$

B) si la fibre Considéré appartient à la bande chargée : $y \in [e_1, e_2]$:

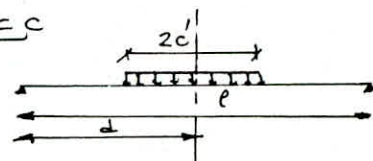


$$M = \frac{1}{6} M(y) + \frac{1}{12} M(e_1) + \frac{1}{12} M(e_2) + \frac{1}{3} M(e_3) + \frac{1}{3} M(e_4)$$

avec : $e_3, e_4 \Rightarrow \begin{cases} e_1, e_3 < y \\ e_2, e_4 < y \end{cases}$ } mi-distances

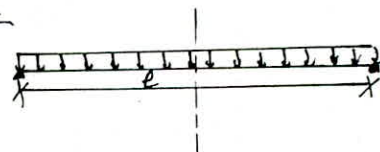
IV - 1 a) Charge linéaire répartie sur $2c' = c$

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



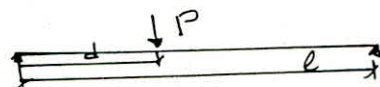
b) charge linéaire uniforme Complete

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



c) charge Concentrée

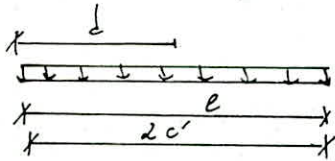
$$P_m = \frac{2P}{\ell} \sin \frac{m\pi d}{\ell}$$



III.2. Calcul des Pm.

IV.2.1 Charge permanente.

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



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

$$P = 2.5 \times 1.3 \times 9.7 = 31.525 \Rightarrow P_1 = \frac{4P}{\pi} \sin^2 \frac{\pi}{2}$$

$$P_1 = 40.13887 \text{ t/ml}$$

$$P_3 = 13.3796 \text{ t/ml}$$

$$P_5 = 8.0277 \text{ t/ml}$$

IV.2.2 Surcharge A(L)

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

* 3 voies chargées

$$P = 1.037 \times 9.5 = 9.8519 \text{ t/ml}$$

$$P_1 = 12.54 \text{ t/ml}$$

$$P_3 = 4.1812 \text{ t/ml}$$

$$P_5 = 2.508 \text{ t/ml}$$

* 2 voies chargées

$$P = 1.037 \times 6.5 = 6.7409 \text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow P_1 = 8.5823 \text{ t/ml}$$

$$P_3 = 2.8607 \text{ t/ml}$$

$$P_5 = 1.7165 \text{ t/ml}$$

* 1 voie chargée

a) Voie Centrale : $P = 1.037 \times 3.5 = 3.6295 \text{ t/ml} \Rightarrow P_1 = 4.621 \text{ t/ml}$

$$P_3 = 1.5404 \text{ t/ml}$$

$$P_5 = 0.9242 \text{ t/ml}$$

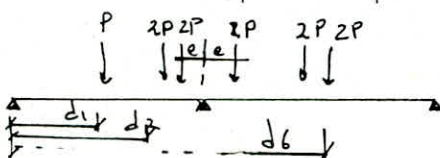
b) Voie latérale : $P = 1.037 \times 3 = 3.111 \text{ t/ml} \Rightarrow P_1 = 3.961 \text{ t/ml}$

$$P_3 = 1.3203 \text{ t/ml}$$

$$P_5 = 0.7922 \text{ t/ml}$$

IV.2.3 Surcharge Bc

La disposition dans le sens longitudinal est telle que la résultante de toutes les charges ponctuelles correspondantes aux essieux Bc passe par $x = l/2$



$$\sum M/O = 0 \Rightarrow 2Pe + 2P(1.5+e) + P(6+e)$$

$$= P(4.5-e) + 2P(9-e) + 2P(10.5-e)$$

$$e = 3.45 \Rightarrow d_1 = 3.5125 \text{ m}$$

$$P_m = \frac{2}{\ell} \left(P \sin \frac{m\pi d_1}{\ell} + 2P \sin \frac{m\pi d_2}{\ell} + 2P \sin \frac{m\pi d_3}{\ell} + P \sin \frac{m\pi d_4}{\ell} + 2P \sin \frac{m\pi d_5}{\ell} + 2P \sin \frac{m\pi d_6}{\ell} \right)$$

$$d_1 = 3,5125 \text{ m}$$

$$d_2 = 8,0125 \text{ m}$$

$$d_3 = 9,5125 \text{ m}$$

$$d_4 = 14,0125 \text{ m}$$

$$d_5 = 18,5125 \text{ m}$$

$$d_6 = 20,0125 \text{ m}$$

$$\ell = 25,925 \text{ m}$$

a) on charge une voie : $P_1 = 3,525 \text{ t/ml}$

$$P_3 = 1,1102 \text{ t/ml}$$

$$P_5 = -1,909 \text{ t/ml}$$

b) on charge deux voies : $P_1 = 7,125 \text{ t/ml}$

$$P_3 = 2,221 \text{ t/ml}$$

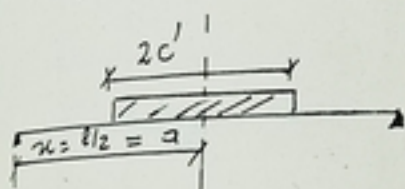
$$P_5 = -3,818 \text{ t/ml}$$

c) on charge trois voies : $P_1 = 14,37 \text{ t/ml}$

$$P_3 = 4,4418 \text{ t/ml}$$

$$P_5 = -7,636 \text{ t/ml}$$

IV - 2.4 Convoi mc120



$$2c' = v' = 7,52 \Rightarrow c' = 3,76 \text{ m}$$

$$d = x = \ell/2 = 12,9625 \text{ m}$$

$$P = \frac{110}{7,52} = 14,627 \text{ t/ml}$$

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

$$P_1 = 7,8437 \text{ t/ml}$$

$$P_3 = -6,0793 \text{ t/ml}$$

$$P_5 = 2,831027 \text{ t/ml}$$

IV - 2.5 Convoi type

même procédé que le Convoi mc120.

$$\text{avec } c' = \frac{v'}{2} = \frac{20,02}{2} = 10,01$$

$$d = x = \frac{\ell}{2} = 12,9625$$

$$P = \frac{240}{20,02} = 11,99 \text{ t/ml}$$

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

$$P_1 = 74,2874 \text{ t/ml}$$

$$P_3 = 2,4262 \text{ t/ml}$$

$$P_5 = -0,6601 \text{ t/ml}$$

IV-3. Calcul de f_m

* les valeurs de f_m sont indiquées dans le tableau suivant.
(voir sur feuille suivante)

* les moments transversaux $M_y(x,y)$ (sur la dalle centrale) sont donnés par le tableau suivant:
Unité: $t.m/m^2$.

	Moments	Fibre ①	②	③	④
charge perma: G)	M^{max}	4,935	3.655	3.8199	2.4352
	M^{min}	0	0	0	0
Surcharge: A(L)	M^{max}	4,88	2.974	2.64	1.6089
	M^{min}	-1,239	-1,2908	-0.8137	-0.7825
Surcharge: Mc/20	M^{max}	4,0357	3,6072	1.8169	4.52439
	M^{min}	-0,4321	-2,0069	-2,5948	-2,3738
Surcharge: Bc	M^{max}	3.849	2.6162	2.574	2.0921
	M^{min}	-2,255	-1.6800	-1,541	-0.953
Surcharge: D	M^{max}	10,7522	7.7017	7,082	3.2831
	M^{min}	-2,9119	-4,5086	-2,5564	-3,1019

* tableau des moments transversaux m_{2x} et m_{1x} par mètre de largeur (encorbellements + dalle centrale) Calculés avec un coefficient de pondération nul: les résultats sont pondérés: " 1,1 ; bc ; 0,5 ; ...".

Fibres	Fibre ①		Fibre ②		Fibre ③		Fibre ④	
	M^{max}	M^{min}	M^{max}	M^{min}	M^{max}	M^{min}	M^{max}	M^{min}
charge perm: G	4,935	0	5,7222	0	7,5927	0	8,8034	0
Surcharge: A(L)	5,368	-2,093	3,274	-1,9209	2,904	-0,9581	2,2623	-0,8607
Surcharge: Bc	17,337	-13,07	5,8922	-4,7161	7,0608	-3,4774	16,4148	-4,2926
Surcharge: Mc/20	4,344	-3,7342	3,8828	-4,6415	1,9557	-3,1162	9,1971	-2,555
Surcharge: D	10,7522	-2,9119	7,7017	-4,5086	7,082	-2,5564	3,2831	-3,1019
trottoir	0	-0,0827	0,31267	0	0,6993	0	1,3779	0

Y	μ	nbre de	1 voie chargée		2 voies		3 voies	luore	luore	luore	luore	1 voie	2 voies	3 voies	
0	μ_1	0.0230	0.1650	-0.0700	0.110	0.0700	0.0540	0.0760	0.0040	0.1420	0.0350	0.1360	-0.030	0.1060	-0.0300
	μ_3	0.0062	0.0740	-0.0300	0.0475	0.0300	0.0170	0.0180	-0.0120	0.0560	-0.0010	0.0490	-0.0220	0.0270	-0.0220
	μ_5	0.0028	0.0330	-0.0110	0.0220	0.011	0.0036	0.0000	-0.0120	0.0200	-0.0100	0.0160	-0.0110	0.0050	-0.0110
$\frac{b}{4}$	μ_1	0.0175	0.1320	-0.0920	0.0800	0.0680	0.0470	0.0680	-0.0290	0.1060	-0.0600	0.1000	-0.0620	0.0660	0.0175
	μ_3	0.0072	0.0830	-0.0180	0.0425	0.0160	0.0360	0.0160	-0.0140	0.0600	-0.0260	0.0560	-0.0260	0.0254	0.0072
	μ_5	0.0041	0.0500	-0.0080	0.0250	0.0000	0.0076	0.0000	-0.0080	0.0340	-0.0090	0.0310	-0.0090	0.0107	0.0041
$\frac{b}{2}$	μ_1	0.0162	0.1155	-0.0800	0.0735	0.0360	0.0430	0.0360	-0.0450	0.0950	-0.0350	0.0900	-0.0370	0.0576	0.0162
	μ_3	0.0043	0.0595	-0.0110	0.0400	0.0065	0.0213	0.0065	-0.0133	0.0430	-0.0200	0.0400	-0.0200	0.0192	0.0043
	μ_5	0.0050	0.0380	-0.0030	0.0112	0.0015	0.0096	-0.0015	-0.0070	0.0225	-0.0070	0.0200	-0.0070	0.0092	0.0050
$\frac{3b}{4}$	μ_1	0.0031	0.0740	-0.0490	0.0430	0.0650	0.0260	0.0650	-0.0340	0.0438	-0.0470	0.0650	-0.0400	0.0342	-0.0031
	μ_3	0.0032	0.0360	-0.0220	0.0055	0.0360	0.0016	0.0360	-0.0230	0.0200	-0.0230	0.0405	-0.023	0.0072	0.0032
	μ_5	0.0022	0.0140	-0.0015	0.0055	0.0220	0.0004	0.0220	-0.0030	0.0050	-0.0030	0.0224	-0.003	0.0024	0.0022

IV-4 Prise en compte du coefficient de poisson et du biais

on majore l'expression de $M_y(x,y)$ donnée par $\nu=0$

par le terme $k\nu M_x(\nu,0)$

$k=1$ si $\frac{b}{a} \geq 1$

$k = \frac{b}{a}$ si $\frac{b}{a} \leq 1$ notre cas : $k = \frac{11,44}{25,925} < 1$

$M_y(i, x, y) = (k_j \nu + \cos \psi) M_x(j, x, 0)$ si $j \neq i$

$M_y(j, x, y) = (k_i \nu + \cos \psi) M_x(i, x, 0) + M_y(x, y)$ si $i = j$

notre cas $j=i$

i : travée chargée

j : travée où l'on étudie les moments transversaux

donc : $M_y^{max} = \left(\frac{b}{a} \nu + \cos \psi\right) M_x^{max}(0,5l, 0) + M_y^{max}(\nu=0)$

$M_y^{min} = \left(\frac{b}{a} \nu + \cos \psi\right) M_x^{min}(0,5l; 0) + M_y^{min}(\nu=0)$

* Tableau donnant les valeurs de $(k\nu + \cos \psi) M_x(x, 0)$

$\nu = 0.2$ dalle précontrainte longitudinalement

$k = \frac{b}{a} = 0.4413$

$\psi = 100 \text{ grades} \Rightarrow \cos \psi = 0$

mom _≠ / charg _≠	valeurs $k\nu M_x(x, 0)$					
	G	A(L)	Bc	M _{c120}	D	trottoir
M_y^{max}	14,3028	3,4753	5,5169	5,3903	6,9874	0,2373
M_y^{min}	0	-2,3239	-1,8407	-1,4818	-1,9971	-0,07909

* tableau des moments transversaux : M_y^{max}, M_y^{min}

les moments sont donnés en t.m/m de largeur

les combinaisons sont :

$M_{y \text{ pond}} = G + 1,2 (A \text{ ou } B_c \text{ ou } M_{c120}) \text{ ou } D + \text{trottoir} \times 1,2$

Fibres chargements / moments	Fibre ①		Fibre ②		Fibre ③		Fibre ④	
	M ^{max}	M ^{min}	M ^{max}	M ^{min}	M ^{max}	M ^{min}	M ^{max}	M ^{min}
Surcharge perm: G	19,237	0	20,025	0	21,8955	0	23,1062	0
Surcharge A(L)	8,8433	-4,4169	6,7493	-4,2448	6,3793	-3,252	5,7383	-3,1846
Surcharge Bc	22,8539	-14,9110	11,4091	-6,5568	12,5777	-5,3181	21,9317	-6,1333
Mc 120	9,7343	-5,2160	9,2731	-6,1233	7,3459	-4,598	14,5873	-4,0368
Surcharge Type D	17,7396	-4,9090	14,6891	-6,5057	14,0694	-4,5535	10,2705	-5,099
Trottoirs	0	-0.0827	0.3126	0	0.6993	0	1,3779	0
Moments Ponderés	46.6625	-17.992	35,089	-7.8682	37.821	-6.382	51,078	-5,099

CARACTERISTIQUES des MATERIAUXA. BETON ARMÉ1) Contrainte de compression admissible1-1 Contrainte de compression admissible en CompressionSimple

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma_{28} = 1 \times 1 \times 1 \times 0.3 \times 1 \times 350 = 105 \text{ bars}$$

1-2 Contrainte de compression admissible en flexionSimple

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma'_{28} = 1 \times 1 \times 1 \times 0.6 \times 1 \times 350 = 210 \text{ bars}$$

2) Contrainte de traction admissible

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \delta \theta \sigma'_{28} \quad \text{avec } \theta = 0.018 + \frac{2.1}{350} = 0.018 + \frac{2.1}{350} = 0.024$$

$$\bar{\sigma}_b = 1 \times 1 \times 1 \times 0.024 \times 350 = 8.4 \text{ bars}$$

B. ACIER

Comme pour les axes longitudinaux, transversaux ainsi que les cadres et les étriers, nous prendrons : Acier E E 40A : $\sigma_{en} = \sigma_{en}' = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$\eta = 1.6$ Coefficient de fissuration

$\psi = 1.5$ Coefficient de scellement

C. CARACTERISTIQUES DU BETON NECESSAIRE A LA JUSTIFICATION DE LA PRECONTRAINTE1) Resistances nominales

à la compression : $\sigma_n = \sigma_{28} = 3500 \text{ t/m}^2$

à la traction : $\sigma_n' = \sigma_{28}' = 7 + 0.06 \sigma_n' = 7 + 0.06 \times 350 = 28 \text{ bars}$

2) Contraintes admissibles2.1 Contraintes admissibles en periode de construction

- pour un âge supérieur à 28j, on adoptera pour σ_j la valeur de la résistance à 28 jours

$$\sigma_n = \sigma_j = \sigma_{28} = 350 \text{ bars}$$

- à la mise en tension : on pose $\sigma_j = 280 \text{ bars}$

$$\sigma_j = 0.685 \sigma_{28} \log(j+1)$$

d'où $\bar{\sigma}_j = 0.55 \sigma_j = 0.55 \times 280 = 154 \text{ bars}$
 $\bar{\sigma}_j' = 0.$

2.2) Contraintes admissibles en service (à ρ_{0j} et à ∞)

$\bar{\sigma}_b = 0.42 \bar{\sigma}_n = 0.42 \times 350 = 147 \text{ bars} = 1470 \text{ t/m}^2$

$\bar{\sigma}_b' = 0 \text{ bars}.$

2.3) Contraintes admissibles à la rupture

$\bar{\sigma}_b = 0.8 \bar{\sigma}_n = 0.8 \times 3500 = 2800 \text{ t/m}^2$

$\bar{\sigma}_b' = -0.8 \bar{\sigma}_n' = -0.8 \times 280 = -224 \text{ t/m}^2.$

3) Deformations du béton sous charges de courtes durées

3.1 Module de déformation longitudinal

a) à la mise en précontrainte : $E_i = 210000 \sqrt{\sigma_j} = 210000 \sqrt{280}$

b) En service : $E_i = 210000 \sqrt{\sigma_b'} = 210000 \sqrt{350}$

3.2 Déformation différée du béton

- Fluage : le module de déformation différée est pris égal à

$\frac{1}{3} E_i$: $E_v = \frac{1}{3} E_i = 70000 \sqrt{350} = 1309580,1 \text{ t/m}^2$

- Retrait : $\Delta l/l = 3 \cdot 10^{-4}$

il est nécessaire de rappeler que le règlement autorise, pour le béton, des contraintes plus élevées en période de construction que dans les conditions de service normal.

D. CARACTERISTIQUES DES ARMATURES DE PRECONTRAINTES

les câbles utilisés sont du type : $7\phi 12$

- module d'élasticité : $E_a = 2 \cdot 10^7 \text{ t/m}^2$
- Contrainte de rupture garantie : $R_G = 185.000 \text{ t/m}^2$
- Contrainte caractéristique de déformation garantie : $T_G = 0,8 R_G$
- Section utile d'un câble : $W = 973 \text{ mm}^2$
- Diamètre intérieur de la gaine : $\phi_i = 60 \text{ mm}$
- Diamètre extérieur de la gaine : $\phi_e = 66 \text{ mm}$

- Coefficient de frottement : $f = 0.18$
- perte de tension relative par mètre : $\varphi = 0.002$
- perte par blocage d'ancrage : $\Delta c = 9\text{mm}$
- Rayon de courbure minimum : $R_{\text{min}} = 8\text{m}$
- Relaxation à 1000 h : 0.03
- Relaxation à ∞ : 0.07
- Câbles de type actif-actif (fendus par les deux extrémités)

On prévoit un frettage hélicoïdal spécial en acier HA12 qui sera monté avec l'ancrage, les frettes utilisées d'après les recommandations ont un diamètre extérieur de 27cm et une longueur de 20 à 30 cm.

LA PRECONTRAENTE

I - DEFINITION DE LA PRECONTRAENTE

La precontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire dans un matériau avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles produites par les charges qui les solliciteront.

Une pièce precontrainte est donc celle dans laquelle, on a introduit volontairement des efforts internes artificiels dans le but de contrebalancer, jusqu'à un certain niveau, ceux produits par les charges que la pièce doit supporter.

II - RECHERCHE DU TRACÉ DU CÂBLE MOYEN.

2-1 Recherche de la force de Precontrainte.

Déterminer un câble moyen revient à satisfaire deux conditions qui sont: a) Condition mécanique:

Elle exige que la force de precontrainte soit comprise entre deux valeurs: $F_{min} = \frac{\Delta M}{\eta h} + B d m h$

$$F_{max} = - \frac{\Delta \bar{M}}{\eta h} + A d m h$$

Pour cela, il faut que la plage commune ($e_s - e_i$) nous fournisse la plus petite hauteur mécanique possible

$$h_{min} = \sqrt{\frac{\Delta M + \Delta \bar{M}}{\eta d m (A+B)}}$$

à la section 0,4 l, nous obtenons notre maximum des diagrammes flechissants: $\Delta M = (M_2^{max} - M_1^{max})$ pour les charges civiles

$$M_2 - M_1 = 2842,0097 - 1827,1818 = 1014,836 \text{ m}$$

$$\Delta \bar{M} = (\bar{M}_2^{max} - \bar{M}_1^{max}) \text{ pour les charges militaires}$$

$$\bar{M}_2 - \bar{M}_1 = 3027,0494 - 1861,0774 = 1165,976 \text{ m}$$

$d_m =$ largeur équivalente de la section = $b/h = 10,993 \text{ m}$

$$A = \sqrt{b'_{comp}} = 14706 \text{ m}^2 \quad B = \sqrt{b} = 0$$

$$\eta = \frac{I}{S v_i v_s} = \frac{2.095}{14.291 \times 0.594 \times 0.706} = 0.349$$

$$1/\lambda = \frac{v_i}{v_s} = \frac{0.706}{0.594} \Rightarrow \lambda = 0.84$$

$$\Delta M = \max (\Delta M_{\text{min}}, \Delta M_{\text{max}}) = 1165,976 \text{ m}$$

$$h_{\text{min}} = \sqrt{\frac{2 \times 1165,97}{0,3495 \times 10,993 \times 1,1 \times 1470}} = 0,61 \text{ m}$$

notre hauteur est : $h = 1,3 \text{ m} > 0,61 \text{ m}$.

la Condition mecanique est verifiee d'ou les valeurs

$$F_{\text{min}} = \frac{\Delta M}{\eta h} + h d m B = \frac{1165,97}{0,3495 \times 1,3} + 1,3 \times 10,993 \times 0 = 2233,58 \text{ t}$$

$$F_{\text{max}} = - \frac{\Delta M}{\eta h} + h d m A = - \frac{1165,97}{0,3495 \times 1,3} + 1,3 \times 10,993 \times 1,1 \times 0,42 \times 3500 = 20542,15 \text{ t}$$

d'ou $F_{\text{min}} = 2233,58 \text{ t}$
 $F_{\text{max}} = 20542,15 \text{ t}$

b) Condition geometrique

Elle exige que la forme intrinseque du cable moyen reste dans la structure, pour cela il faut et il suffit que la fleche du cable f_c soit au plus egale à la hauteur utile de la dalle, h_u .

Aussi, on peut constater sur le dimensionnement initial et avec la valeur de $F = F_{\text{min}}$ correspondant aux conditions mecaniques lequel des deux fuseaux "non traction" ou "non compression excessive" est le fuseau limite, en comparant e_{st} à e_{sc} d'une part et e_{it} à e_{ic} d'autre part, avec :

Fuseau de "non traction" defini par les valeurs suivantes des excentrements

$$\min \begin{cases} e_{st} = \eta V_s (1 - S \bar{v}_i / F) - M_2 / F \\ \bar{e}_{st} = \eta V_s (1 - 1,1 S \bar{v}'_0 / F) - M'_2 / F \end{cases} ; \max \begin{cases} \bar{e}_{it} = \eta V_i (1 - S \bar{v}_i / F) - M_1 / F \\ \bar{e}_{it} = \eta V_i (1 - 1,1 \bar{v}'_0 S / F) - M'_1 / F \end{cases}$$

avec $\bar{v}_i = B$
 $\bar{v}'_0 = A$

Fuseau de "non compression excessive" defini par :

$$\min \begin{cases} e_{sc} = \eta V_s (1 - S \bar{v}_s / F) - M_2 / F \\ \bar{e}_{sc} = \eta V_s (1 - 1,1 \bar{v}_0 S / F) - M'_2 / F \end{cases} ; \max \begin{cases} e_{ic} = \eta V_s (1 - S \bar{v}_s / F) - M_1 / F \\ \bar{e}_{ic} = \eta V_s (1 - 1,1 \bar{v}_0 S / F) - M'_1 / F \end{cases}$$

le fuseau limite resultant defini par les excentrements e_s et e_c sera obtenu en prenant dans chaque section

- la plus petite des deux valeurs est e_s et e_c pour e_s
- la plus grande des deux valeurs e_{it} et e_{ic} pour e_{it}

Dans une travée de rive le câble a son excentrement minimum à environ $0.4l$, et la condition géométrique est donnée par:

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

avec $h_u = h - 1.4S - 0.6V_s = 1.3 - 0.12 \times 1.4 - 0.6 \times 0.594 = 0.7756m$

l'excentrement e_c du câble est donné par:

$$e_c = e_i + k(e_s - e_i) \quad \text{avec} \quad 0 < k < 1$$

on se fixe: $k_1 = 0$ sur appui intermédiaire

$k_2 = 1$ en $0.4l$

$k_3 =$ fixé de telle façon à avoir un excentrement nul à l'about ($e_c(A_0) = 0$).

$$e_c(A_0) = 0$$

$$e_c(A_1) = \eta V_i - \frac{M_1}{F} = e_i$$

$$e_c(0.4l) = \eta V_s - \frac{M_2}{F} = e_s$$

avec, M_1, M_2 : moments donnés par la courbe enveloppe des moments fléchissants:

La condition géométrique nous donne.

$$F_{geo} = \frac{M_2 - 0.4M_1}{h_u + \eta(V_s - 0.4V_i)}$$

$$M_2 = M^+_{max} = M_{max} \text{ mili} / 0.4l = 3027,0494 \text{ t.m}$$

$$M_1 = M^-_{min} = M^-_{min} - \Delta M_{\text{euret}} = -2458.7886 - (-441.49) = -2017,298 \text{ t.m}$$

$$F_{geo} = \frac{3027 + 0.4 \times 2017.298}{0.7756 + 0.3495(0.594 - 0.4 \times 0.706)} = 4334,59^t \in [F_{min}, F_{max}]$$

la condition géométrique est satisfaite.

On détermine ainsi le nombre de câbles

d'après le PSI.DP.69 pièce 1.3

on suppose que la somme des pertes de tension sont de l'ordre de 30% $\Rightarrow T_{moy} = 0.7 T_G / T_G =$ tension garantie par le

Constructeur: donc: $N = \frac{4334,59}{973 \cdot 10^{-6} \times 0.7 \times 148000} = 43 \text{ câbles}$

$$N = 43 \text{ câbles}$$

TRACÉ DU CÂBLE APPROCHÉ

on suppose que $F = F_0$ reste constante le long de la trévue ainsi nous allons déterminer le fuseau limite, par conséquent le tracé du câble approché. Dans une trévue de rive nous prendrons pour K un polynôme du 2^{ème} degré en " m " : $K = K_3 + (K_1 - K_3)m - dm(1-m)$

on pourra construire le tracé du câble approché en faisant $d'c = 0 \Rightarrow K = K_3 + (K_1 - K_3)m$

or $K_1 = 0 ; K_2 = 1$ (valeurs fixées à l'avance) d'où $K = K_3(1-m)$ donc $e_c = e_i + K_3(1-m)(e_s - e_i)$ $m = x/l$: x abscisse de la section

à l'about nous avons $e_c = 0 \Rightarrow K_3 = \frac{e_i}{e_i - e_s} = \frac{-0.2467}{-0.2090 - 0.2467} = 0.5437$

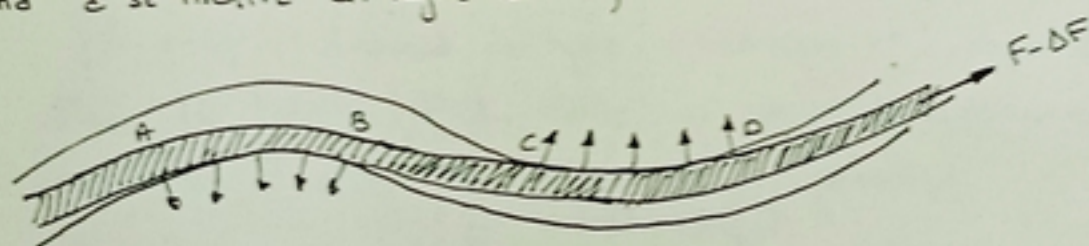
Tableau donnant le fuseau limite et l'excentrement du câble approché, 2.

TRACÉ DU CÂBLE CONCORDANT.

1) Evaluation des pertes statiques sur le tracé approché

a) Frottements en courbe

Lors de sa mise, le câble se plaque contre la génératrice intérieure de sa gaine dans les parties courbes de son tracé (le câble tend à se mettre en ligne droite)



il en résulte un frottement entre le câble et sa gaine qui réduit la tension dans le câble à partir de son ancrage.

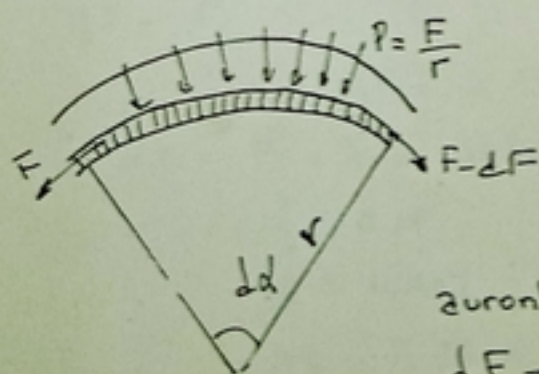
Soit le tronçon courbe de rayon r et d'angle au centre $d\alpha$ soit f , le coefficient de frottement du câble sur sa gaine

Soit la tension F dans le câble, la contrainte radiale : $p = \frac{F}{r}$, et une contrainte de frottement $t = p f = f \frac{F}{r}$

A l'extrémité du tronçon, les frottements auront équilibré un effort dF tel que

$$dF = f \cdot \frac{F}{r} \cdot r d\alpha = f F d\alpha$$

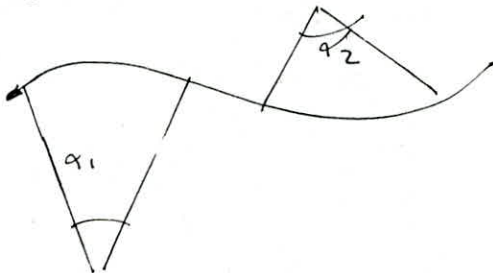
la solution de cette équation différentielle est : $F(x) = F_0 e^{-f \cdot x}$



où F_0 représente la tension à l'origine de la courbure et $F(d)$ la tension en un point quelconque situé sur le tracé à une deviation angulaire α à partir de l'origine.

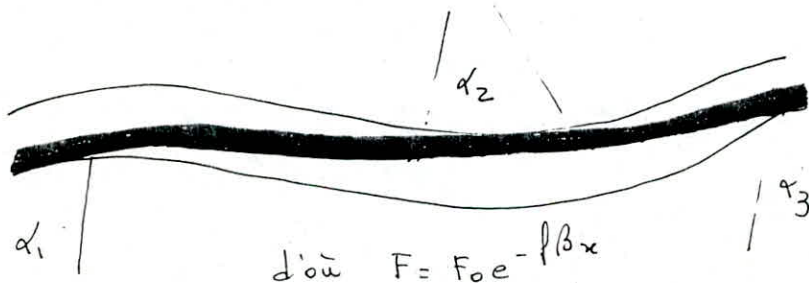
α : représente la somme arithmétique des deviations.

Dans le cas où le câble présente des courbures dans deux plans différents, $\alpha = |\alpha_1| + |\alpha_2|$



b) Frottements en ligne

Dans les zones où la gaine est rectiligne, il n'y a, en théorie, aucun contact entre le câble et sa gaine, donc aucun frottement. En pratique, une gaine n'est jamais rigoureusement droite, elle présente des festonnages plus ou moins marqués selon la qualité de l'exécution. Son tracé réel est voisin du schéma ci-après.



$$\beta = \frac{|\alpha_1| + |\alpha_2| + \dots + |\alpha_n|}{n}$$

d'où $F = F_0 e^{-\beta x}$

$\beta = \varphi$: dépend de type d'ouvrage et du type de gaine

d'où la tension F du câble en un point quelconque de son tracé s'exprime en fonction de la tension à l'ancrage

$$F = F_0 e^{-(\beta d + \varphi x)}$$

on sait que $e^{-x} = 1 - \frac{x}{1} + \frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{3}$

En tenant compte que des deux premiers termes et à une erreur près de 2% :

$$F = F_0 (1 - \beta d - \varphi x)$$

Entre deux points quelconque du même câble, nous avons :

$$\Delta F = F_2 - F_1 = F_0 (1 - \beta d_2 - \varphi x_2 - 1 + \beta d_1 + \varphi x_1)$$

$$\Delta F = -F_0 (\beta \Delta d + \varphi \Delta x)$$

AN : $F_0 = T_G = 148000 \text{ t/m}^2$

$$\beta \approx 0,18$$

$$\varphi \approx 0,002$$

$$\Delta x \approx 1,35 \text{ m} = c/c$$

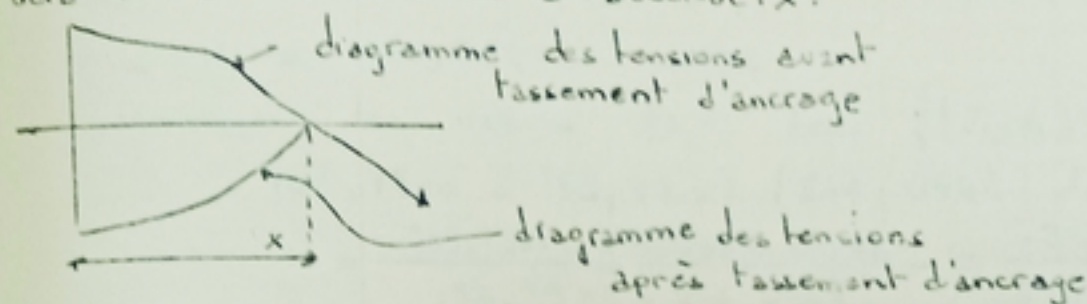
d'où $\Delta F = f(\Delta d)$

Tassements d'ancrage

notre type d'ancrage est un système d'ancrage à coincement conique. Lors de notre ancrage, on a un déplacement " g " qui crée, une chute de tension égale à " $E_a \times g$ " avec: E_a : module d'élasticité de l'acier

le déplacement g est généré par les frottements entre le câble et sa gaine. Au bout d'une certaine distance x , la somme des efforts de frottements équilibre la perte de tension due au glissement du câble et il n'y a plus de déplacement du câble par rapport à sa gaine.

le tassement d'ancrage ne produit pas de perte de tension au-delà de la section située à l'abscisse x .



le calcul de x et des tensions dans le câble s'effectue donc en tenant compte que: les diagrammes sont symétriques, l'aire comprise entre les diagrammes est égale à $A_g E_a$.

x se trouve toujours entre 2 points; $PI_1; I_1 I_2; \dots; I_{i-1}; I_i; \dots; I_{13} I_{20}$. Soient $J_{i-1}; I_i$; les extrémités de ces aires nous avons

$$\text{Aire } (PI_1 I_2 I_3 \dots I_{i-1}) < g E_a < \text{Aire } PI_1 \dots I_i$$

$$6 \text{ kg} < 12 \text{ mm} \quad \text{posons } g = 9 \text{ mm (caractéristique de l'acier)}$$

$$E = 20 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$g E_a = 18 \cdot 10^4 \text{ kg/mm}$$

on trouve d'après le diagramme et à l'échelle

$$S_{13} = \text{Aire } PI_1 \dots I_{13} = 179 \cdot 10^3 \text{ kg/mm}$$

$$S_{14} = \text{Aire } PI_1 \dots I_{14} = 202 \cdot 10^3 \text{ kg/mm}$$

Comme $g E_a = 18 \cdot 10^4 \text{ kg/mm}$, nous avons bien $S_{13} < g E_a < S_{14}$

$$\text{donc } 0,65l < x < 0,70l$$

Par interpolation: $x = 0,65l + y$ avec $0,05l < y < 0,05l$

d'après le théorème des triangles semblables nous avons:

$$\Rightarrow \frac{S_{14} - S_{13}}{0,05l} = \frac{180 \cdot 10^3 - 179}{y \cdot l} \Rightarrow y = 0,05089 \text{ m}$$

$$\Rightarrow x = 0,65 \times 27 + 0,05089 = 17,6 \text{ m}$$

$$x = 17,6 \text{ m}$$

$$\varphi(d_1, d_2) = \frac{(d_1 + 1,132)^2 + (d_2 + 1,132)^2}{11,227}$$

pour minimiser $\varphi(d_1, d_2)$, il faut aussi minimiser $\psi(d_1, d_2)$ tel

que : $\phi(d_1, d_2) = \varphi(d_1, d_2) + \lambda \psi(d_1, d_2)$

$$\phi(d_1, d_2) = \frac{(d_1 + 1,132)^2}{11,227} + \frac{(d_2 + 1,132)^2}{11,227} + \lambda (-705,750 - 153,3900(d_1 + d_2))$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \phi}{\partial d_1} = 0 \Rightarrow \frac{2}{11,927}(d_1 + 1,132) - 153,39 \lambda = 0 \\ \frac{\partial \phi}{\partial d_2} = 0 \Rightarrow \frac{2}{11,927}(d_2 + 1,132) - 153,39 \lambda = 0 \end{array} \right. \Rightarrow d_1 = d_2$$

$$d_1 = d_2 = 861,0548 \lambda - 1,132$$

remplaçons les valeurs de d dans $\psi(d_1, d_2)$

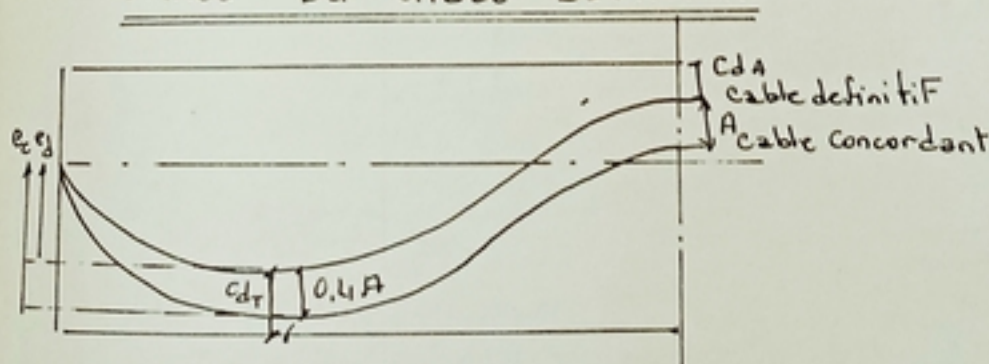
$$-705,7500 - 153,39 \times 2 (861,0548 - 1,132) = 0$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{-705,7500 + 153,39 \times 2 \times 1,132}{153,39 \times 2 \times 861,0548} = \frac{-359,1463}{264154,3989} = -0,00136$$

$$d_1 = d_2 = 861,0548 (-0,0013596) - 1,132 = 2,3027$$

$$d_1 = d_2 = 2,3027 \in [d', d'']$$

TRACE DU CABLE DEFINITIF



Pour obtenir le cable definitif, il ne reste plus qu'à effectuer des transformations linéaires, sans changer les ordonnées aux abouts, afin de centrer le cable dans la structure, et de ne rien changer à l'effort global de la précontrainte

nous remonterons le cable de telle façon que la couverture sur appuis soit la même qu'en travée, sous réserve que cette couverture soit supérieure à la couverture minimale.

la transformation qui permettra la mise en place du cable definitif est linéaire et de la forme $y = Ax/l$

soient e_{cA} , e_{cT} : les excentrement du cable Concordant sur appui et en travée

e_{dA} et e_{dT} : les excentrement du câble définitif sur appui et en trancé

$$e_{dA} = e_{cA} - \gamma_1 = e_{cA} - A \quad (\text{À l'appui})$$

$$e_{dT} = e_{cT} - \gamma_2 = e_{cT} - 0.4A \quad (0.4l)$$

$$\text{nous avons } C_{dT} = C_{dA}$$

$$\text{avec : } C_{dA} = V_s - e_{dA} = V_s - e_{cA} + A$$

$$C_{dT} = V_i - e_{dT} = V_i - e_{cT} - 0.4A$$

$$\Rightarrow A = \frac{V_i - V_s + e_{cA} - e_{cT}}{1.4} = 0.0572 \text{ m} \quad \text{ou } 5,72 \text{ cm}$$

on doit remonter notre câble de 5,72 cm

C. Evaluation de la force de précontrainte

La force de précontrainte sera calculée en tenant compte des pertes que l'on déterminera tout le long du câble définitif.

a) Calcul des pertes

1) Pertes statiques

Elles seront déterminées de la même façon que le câble approché

$$\sigma_y E_a = 180 \cdot 10^3 \text{ Kg/lmm}$$

$$\text{Aire } P_{I_1, I_2, \dots, I_{11}} = 162,8467 \cdot 10^3 \text{ Kg/lmm}$$

$$P_{I_1, I_2, \dots, I_{12}} = 191,4739 \cdot 10^3 \text{ Kg/lmm}$$

$$0,55l < x < 0,60l$$

x : abscisse du pt pour lequel le recul d'ancrage n'est plus ressentie

$$x = 0,55l + y \quad | \quad 0,00l < y < 0,05l$$

$$\frac{S_{I_2} - S_{I_1}}{0,05l} = \frac{180 \cdot 10^3 - S_{I_1}}{y} \Rightarrow y = 0,8089 \text{ m}$$

$$x = 0,55l + 0,8089 = 15,6589 \text{ m}$$

$$x = 15,659 \text{ m}$$

Recherche de T_x : tension en pt x .

$$\bar{T}_{I_{11}} = 140,4265$$

$$\bar{T}_{I_{12}} = 139,6411$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{T}_{I_{11}} = 140,4265 \\ \bar{T}_{I_{12}} = 139,6411 \end{array} \right\} T_x = T_{I_{11}} - (T_{I_{11}} - T_{I_{12}}) \times \frac{y}{1,35}$$

$$\Rightarrow T_x = 139,956 \text{ Kg/lmm}^2$$

Noir tableau - 3 - donnant les pertes statiques

2) Pertes dues au raccourcissement élastique

La mise en précontrainte d'un ouvrage se fait par mise en tension successive, si bien que des pertes de tension de raccourcissement élastique due à la non simultanéité de mise en tension apparaissent.

la perte de tension par raccourcissement pour une série de câbles est :

$$\Delta T_1 = \frac{1}{2} \frac{\bar{\sigma}_b}{E_i} E_a$$

où E_i : module instantané du béton

$$E_i = 21000 (\sqrt{f_j}) = 210 \sqrt{280} \text{ Kg/lmm}^2$$

E_a : module d'élasticité de l'acier

$$E_a = 20.000 \text{ Kg/lmm}^2$$

$\bar{\sigma}_b$ représente la contrainte du béton au niveau du câble sous l'effet de la mise en précontrainte

$$\bar{\sigma}_b = \frac{M_{oss}}{I} e_d + Nw \left[\frac{1}{S} + \frac{e_c \cdot e_d}{I} \right] \left[T_s - \frac{1}{2} \frac{\bar{\sigma}_b E_a}{E_i} \right] \quad \text{si on pose}$$

$$A = Nw \left[\frac{1}{S} + \frac{e_c \cdot e_d}{I} \right]$$

après résolution on obtient :
$$\bar{\sigma}_b = \frac{M_{oss} \times e_d}{I \left[1 + \frac{A E_a}{2 E_i} \right]} + \frac{A T_s}{1 + \frac{A E_a}{2 E_i}}$$

M_{oss} : moment dû à l'ossature seule

e_c : excentrement du câble Concordant

e_d : excentrement du câble définitif

T_s : tension des armatures dans la section Considérée toutes pertes statiques déduites y compris recul à l'ancrage.

N : nombre de câbles mis en tension.

w : section utile d'un câble $w = 973 \text{ mm}^2$

S : section nette de la dalle : $S = S_{brute} - N S_{g2} = 14,1439 \text{ m}^2$

$$I_{net} = I_{x \text{ brut}} - S_{g2} \times N \times e_d^2 = 2,035 \text{ m}^4$$

$$\text{diamètre de la gaine} = 0,016 \text{ m} \Rightarrow S_{gaine} = 0,0034212 \text{ m}^2$$

Voir Tableau -4-

3. Pertes au cours du temps ou par déformations différées

3.1 relaxation des aciers

C'est une perte de tension sous longueur constante, en un point déterminé d'une armature non tournée la valeur de la relaxation au temps t_{∞} est au moins égale à la plus élevée des deux valeurs suivantes : $11 (\sigma_i' / R_G - 0.55) \text{ rel}_{120}$ et $8 (\sigma_i' / R_G - 0.55) \text{ rel}_{1000}$

rel_{120} et rel_{1000} représentent respectivement les valeurs de la relaxation maximale de l'acier utilisé à 120 heures et à 1000 heures pour une tension initiale égale à $0.8 R_G$

σ_i' = tension initiale au point considéré après déduction des pertes dues aux frottements et au raccourcissement élastique

$$\sigma_i' = T_m = T_s - \Delta T_1 = T_n$$

R_G : Contrainte de rupture garantie d'un fil pour armature de précontrainte la perte de tension par relaxation sera la plus grande des deux

Valeurs suivantes.
$$\Delta T_2 = 11 \sigma_i' (\sigma_i' / R_G - 0.55) \text{ rel}_{120}$$

$$\Delta T_2 = 8 \sigma_i' (\sigma_i' / R_G - 0.55) \text{ rel}_{1000}$$

Dans notre cas, la relation la plus prépondérante est celle (rel_{1000}), elle est majorée de 20% :
$$\Delta T_2 = 1,2 \times 8 \sigma_i' (\sigma_i' / R_G - 0.55) \text{ rel}_{1000}$$

3.2 retrait du beton

Pour le nord d'ALGERIE, le raccourcissement final $\beta'_0 = 3 \cdot 10^{-4}$
 Ce qui correspond à une détension lente et élastique des aciers qui,
 Compte tenu du module $E_a = 20.000 \text{ kg/mm}^2$ valable pour des fils comme
 pour les torons est égale à : $\Delta T_3 = \beta'_0 \cdot E_a = 3 \cdot 10^{-4} \times 2 \cdot 10^4 = 6 \text{ kg/mm}^2$

3.3 fluage du beton

on calculera le raccourcissement relatif de fluage ϵ_f , comme
 une déformation élastique différée en fonction de la contrainte σ_b du
 beton, au niveau de l'armature intéressée. $\epsilon_f = \sigma_b / E_f$

Ce qui correspond à une détension des aciers $\Delta T_4 = \frac{\sigma_b \cdot E_a}{E_f}$
 σ_b est obtenue en résolvant l'équation suivante

$$\sigma_b = \frac{M_{vide} \cdot e_d}{I} + Nw \left(\frac{1}{S} + \frac{e_c \cdot e_d}{I} \right) \left(T_3 - \frac{\sigma_b \cdot E_a}{E_f} \right)$$

σ_b : Contrainte au niveau du C.O.G des câbles dans la section considérée
 sous l'action de la charge permanente et des forces de précontrainte
 après retrait, fluage et relaxation.

M_{vide} : moment dû à la charge permanente

N : nombre total des câbles

T_3 : tension toutes pertes statiques déduites y compris celles dues
 au raccourcissement élastique, à la relaxation et au retrait

E_f : module de déformation sous fluage du béton $E_f = 10.500 \sqrt{V_{28}}$ (bars)
 $E_f = 10^5 \sqrt{350}$

d'où
$$\sigma_b = \frac{M_{vide} \cdot e_d}{I \left(1 + \frac{A E_a}{E_f} \right)} + \frac{A T_3}{\left(1 + \frac{A E_a}{E_f} \right)}$$
 avec $A = Nw \left(\frac{1}{S} + \frac{e_c \cdot e_d}{I} \right)$

Tensions dans les armatures au cours des différentes phases

Pour la vérification des contraintes au cours de toutes les
 phases de la construction de l'ouvrage, il est en outre nécessaire de con-
 naître les valeurs des tensions dans les armatures, pour chaque sec-
 tion de calcul, en vue de déterminer les forces de précontrainte corres-
 pondantes, au cours de ces différentes phases.

Dans notre cas, nous distinguerons trois phases

1. phase initiale de la mise en tension, $T_i = T_s$

Tableau 4

0,30ℓ	0,35ℓ	0,40ℓ	0,45ℓ	0,50ℓ	0,55ℓ	0,60ℓ	0,65ℓ
4831	-0,5077	-0,5126	-0,4975	-0,4618	-0,4064	-0,3313	-0,2388
4659	-0,4877	-0,4897	-0,4718	-0,4332	-0,3749	-0,2970	-0,2016
,6219	136,3800	137,1762	137,8895	138,6974	139,4853	139,6440	138,8976
9,2076	51,0310	51,0300	49,2055	45,5624	40,0950	32,8050	23,6925
2,9223	1817,8453	1817,8417	1752,8475	1623,0694	1428,3042	1168,6125	843,9979
0631	2,0600	2,0597	2,0623	2,0674	2,0743	2,0820	2,0890
2846	644,2530	657,9570	649,2432	619,3585	573,2783	515,2599	458,2318
396	1,8334	1,8724	1,8476	1,7626	1,6314	1,4663	1,3040
8819	134,5466	135,3038	136,0419	136,9348	137,8539	138,1777	137,5936
,4813	5629,2950	5660,9756	5691,8569	5729,2168	5767,6683	5781,2161	5756,7775
3455	112,5859	129,6363	146,2807	163,8556	181,6816	198,2957	214,1521
5970	6,8695	7,0676	7,2625	7,5005	7,7481	7,8359	7,6777
4849	127,6771	128,2362	128,7794	129,4343	130,1058	130,3418	129,9159
5	6	6	6	6	6	6	6
1849	121,6771	122,2362	122,7794	123,4343	124,1058	124,3418	123,9159
080	2076,3627	2076,3597	2002,1226	1853,8850	1631,4255	1334,8026	964,0241
2234	460,0572	470,3693	469,8804	458,7270	439,0890	412,6841	384,7040
522	5,0593	5,1727	5,1673	5,0447	4,8287	4,5317	4,2306
27	116,6178	117,0635	117,6121	118,3896	119,2771	119,8100	119,6852
,2421	4879,1732	4897,8185	4920,7715	4953,3046	4990,4336	5012,7310	5007,5108
7166	97,5835	112,1600	126,4638	141,6645	157,1987	171,9367	186,2794
833	3,7782	3,8872	3,9944	4,1253	4,2614	4,3098	4,2227
,1985	130,7684	131,4166	132,0475	132,8096	133,5924	133,8679	133,3708
2	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7
4985	128,0684	128,7166	129,3475	130,1096	130,8924	131,1679	130,6708
335	2,2767	2,3277	2,3253	2,2701	2,1729	2,0393	1,9038
150	125,7917	126,3889	127,0222	127,8395	128,7195	129,1286	128,7671
,0543	5262,9991	5287,9847	5314,4829	5348,6749	5385,4955	5402,6130	5387,4848
05	105,2600	121,0949	136,5822	152,9721	169,6431	185,3096	200,4144

Tableau donnant toutes les pertes de tension, ainsi que les moments des de precontrainte, en différentes phases "mise en tension; à l'infini; à 30 jours")

70 l	0,75 l	0,80 l	0,85 l	0,90 l	0,95 l	1,00 l	
1294	+ 0,007	+0, 1321	+0, 2886	+0, 3126	+0, 3182	+0, 3205	E_c
0894	+ 0,0436	+0, 1779	+0, 3372	+0, 3641	+0, 3726	+0, 3777	E_d
8,1685	137,3618	136,6368	136,0496	133,0517	132,2891	131,8224	T
2,7575	0,0000	- 14,5800	- 34,4761	- 33,1076	- 42,8093	- 45,5625	S_H
54,4604	0,0000	- 519,3833	- 1228,1421	- 1179,3920	- 1524,9957	- 1623,0729	M_{oss}
2,0938	20947	20903	20783	20755	20746	20740	I
417,4616	403,0196	420,1532	463,2377	484,7098	427,2407	409,9736	σ
1,1880	1,1469	1,1957	1,3183	1,3794	1,2158	1,1667	ΔT_1
136,9805	136,2149	135,4411	134,7313	131,6723	131,0733	130,6557	T_1
731,1269	5699,0949	5666,7217	5637,0240	5509,0383	5483,8744	5466,5040	F_i
229,2451	244,4912	259,5359	273,9594	283,7155	298,3282	312,6840	M_{Hi}
7,5127	7,3084	7,1037	6,9176	6,1335	5,9834	5,8794	ΔT_2
29,4678	128,9065	128,3374	127,8137	125,5388	125,0899	124,7763	T_2
6	6	6	6	6	6	6	ΔT_3
3,4678	122,9065	122,3374	121,8137	119,5388	119,0899	118,7763	T_3
9,0899	0,0000	- 593,2456	- 1402,7980	- 1591,2491	- 1740,8700	- 1853,8926	M_G
5,2023	357,8227	362,1148	361,6039	338,9383	315,0998	295,0289	σ
0162	3,9350	3,9822	3,9766	3,7274	3,4652	3,2445	ΔT_4
9,4516	118,9715	118,3552	117,8371	115,8114	115,6247	115,5318	T_4
97,7344	4977,6471	1951,8618	4930,1857	4845,4347	4837,6209	4833,7363	F_{∞}
79,9094	213,5411	226,7953	239,6070	249,5399	263,1666	276,4897	$M_{H_{\infty}}$
1320	4,0196	3,9071	3,8047	3,3734	3,2909	3,2337	ΔT_6
28485	1321953	131,5341	130,9266	128,2989	127,7824	127,4220	T_6
	27	27	27	27	27	27	ΔT_7
,1485	129,4953	128,8341	128,2266	125,5989	125,0824	124,7220	T_7
8073	1,7708	1,7920	1,7893	1,6773	1,5593	1,4600	ΔT_8
,3412	127,7245	127,0421	126,4372	123,9216	123,5231	123,2620	T_8
9,6677	5343,8658	5315,3134	5290,0041	5184,7546	5168,0814	5157,1598	F_{90}
,7867	229,2518	243,4414	257,0942	267,0149	281,1436	294,9895	$M_{H_{90}}$

A_2	M_e Phase Infini Surcha Civiles M_1				M_e Phase Infini Surcha Milit M_1			
	\bar{U}_s	\bar{U}_i	\bar{U}_s	\bar{U}_i	\bar{U}_s	\bar{U}_i	\bar{U}_s	\bar{U}_i
364.27	340.44	340.44	340.44	340.44	340.44	340.44	340.44	340.44
381.98	403.84	266.77	337.11	346.06	404.97	265.43	338.31	344.65
411.88	446.76	217.61	323.23	364.22	452.06	211.31	325.74	361.45
447.95	473.86	186.77	303.31	382.48	486.05	172.28	306.93	385.18
487.77	482.44	172.25	279.19	419.10	509.18	145.84	108.32	879.77
522.99	501.14	156.26	257.69	445.62	527.70	124.70	263.77	438.39
554.54	505.94	151.79	237.99	470.29	540.87	110.28	245.31	401.56
578.83	506.55	153.04	222.80	490.16	551.08	99.99	231.36	480.00
593.67	506.45	155.81	212.88	503.66	559.91	92.38	223.65	497.06
639.00	514.05	150.43	211.56	509.96	567.65	86.73	222.33	497.16
590.46	521.34	146.81	217.55	507.87	576.10	81.72	229.73	493.41
571.56	542.72	127.66	259.78	497.46	584.80	77.13	244.50	481.60
529.02	546.36	127.66	259.78	468.27	594.46	70.49	267.27	459.37
491.29	565.12	578.52	278.93	443.31	602.05	59.26	294.59	424.69
441.10	584.41	72.72	306.86	402.61	605.16	54.06	323.63	388.61
110.16	602.05	54.65	346.64	358.22	601.46	55.35	364.66	336.80
342.20	582.22	74.25	364.68	344.67	585.81	62.85	373.93	321.77
300.91	571.59	83.50	370.41	322.62	542.27	111.23	360.51	334.38
325.48	477.14	182.65	308.17	383.48	460.80	302.07	296.25	397.65
374.27	438.86	226.94	294.16	398.92	435.09	231.43	288.62	405.58
438.12	412.87	257.23	239.62	463.14	412.87	257.23	258.72	440.45

Tableau donnant les contraintes normales
TABLEAU - 5 -

on considere la sollicitation suivante : $M_{G2} + 1,8 M_{\varnothing}$

M_{G2} : moment developpé par la charge permanente

M_{\varnothing} : moment developpé par les surcharges civiles

$$\sigma_s = \frac{M_{G2} + 1,8 M_{\varnothing}}{I} v_s + \frac{F}{S} + \frac{F \cdot e}{I} v_s + \frac{M_H}{I} v_s$$

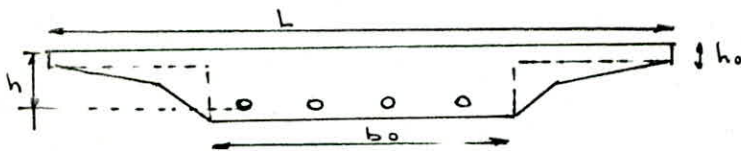
F, M_H : efforts de precontrainte

- trainte en ∞

$$\sigma_i = \frac{M_{G2} + 1,8 M_{\varnothing}}{I} v_i + \frac{F}{S} + \frac{F \cdot e}{I} v_i + \frac{M_H}{I} v_i$$

1) Moment de rupture du beton : M_{RB}

on assimile notre dalle, à une poutre en T. Comme l'indique le schema ci-dessous.



le moment de rupture du beton est la somme des moments de rupture de l'âme (M_{RB1}) et de l'hourdis (M_{RB2})

$$M_{RB1} = 0,35 b_0 h^2 \sigma_{28}$$

$$M_{RB2} = \min \begin{cases} 0,8 (L - b_0) h_0 (h - h_0/2) \sigma_{28} \\ 0,35 (L - b_0) h^2 \sigma_{28} \end{cases}$$

2) Moment de rupture des armatures de precontrainte M_{RA}

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

h : distance du câble moyen à la face comprimée

w : section des armatures

R_G : contrainte de rupture garantie.

3) Moment de fissuration M_f

C'est le moment sous lequel la contrainte de la fibre extrême tendue atteindrait la valeur $(-2\sigma_n')$

$$M_f \text{ est donné par la formule suivante : } M_f = \frac{-2\sigma_{28}' - \sigma_p}{v_i} I$$

si fibre inférieure est tendue, v_i prend la valeur $(-v_s)$ lorsque la fibre supérieure est tendue.

$$\sigma_p = \frac{F}{S} + \frac{F \cdot e \cdot v_s}{I} + \frac{M_H}{I} v_s \quad \text{fibre supérieure}$$

$$\sigma_p = \frac{F}{S} + \frac{F \cdot e \cdot v_i}{I} + \frac{M_H}{I} v_i \quad \text{fibre inférieure}$$

4) Verification à la rupture

Conformément à l'article 14 de L'IPI, la marge de sécurité pourra être jugée convenablement si les inégalités suivantes sont satisfaites

Sections	$M_2 = M_0 + 1,8 \max(A, B)$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_i$	$M_1 = M_0 + 1,8 \min(A, B)$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_i$	M_P	$\bar{\sigma}_P$
0.00ℓ	0.00	340.44	340.44	0.00	340.44	340.44	2964,1	340.44
0.05ℓ	874,14	446,70	215,83	476,15	333,76	350,06	2996,59	510,65
0.10ℓ	1610,30	524,82	124,83	878,16	316,62	372,29	3458,94	669,10
0.15ℓ	2210,71	579,81	60,85	1206,00	293,21	401,48	3864,98	810,35
0.20ℓ	2687,54	617,19	17,39	1459,75	265,73	435,10	4208,25	931,75
0.25ℓ	3053,36	646,88	-16,95	1639,16	240,75	465,75	4468,56	1025,24
0.30ℓ	3290,03	662,59	-34,39	1745,18	217,78	494,23	4650,66	1091,47
0.35ℓ	3401,16	667,68	-38,59	1775,80	199,02	518,44	4747,47	1127,05
0.40ℓ	3398,58	667,06	-34,97	1722,90	183,80	539,40	4755,27	1129,94
0.45ℓ	3331,43	675,19	-41,08	1615,75	181,02	546,26	4671,98	1099,39
0.50ℓ	3141,08	676,87	-38,05	1438,82	187,79	543,25	4493,79	1034,59
0.55ℓ	2867,55	683,25	-39,88	1159,19	194,04	541,57	4219,42	936,11
0.60ℓ	2465,60	682,03	-33,59	819,39	212,36	524,64	3841,05	802,49
0.65ℓ	2047,66	702,20	-59,77	405,63	235,30	495,17	3350,27	632,26
0.70ℓ	1459,02	697,22	-55,36	-88,20	258,29	466,34	2777,68	436,60
0.75ℓ	752,55	692,53	-52,90	-813,34	248,49	474,87	3452,80	479,13
0.80ℓ	-66,91	645,88	-1,43	-1460,81	249,77	469,36	4099,27	664,89
0.85ℓ	-900,37	634,87	8,30	-2132,61	282,68	426,89	4871,07	892,20
0.90ℓ	-1327,03	510,50	143,00	-2353,18	216,82	492,05	4857,83	890,29
0.95ℓ	-1715,34	442,33	222,81	-2589,57	192,02	529,32	5006,53	933,47
1.00ℓ	-1853,09	413,10	256,96	-2905,00	111,83	615,03	5041,25	943,83

Tableau donnant les contraintes normales de Rupture : TABLEAU - 6 -

Sections	contraintes dues aux tassements				ouvrage toutes pertes deduites avec tassements eventuels							
	T_A^+		T_A^-		$\bar{\alpha}$ vide + T_A^+		$\bar{\alpha}$ vide + T_A^-		$M_{max} + T_A^+$		$M_{min} + T_A^-$	
	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i
0.00l	0.00	0.00	0.00	0.00	340,44	340,44	340,44	340,44	340,44	340,44	340,44	340,44
0.05l	0.79	-0.94	-0.79	0.94	346,74	334,64	345,16	336,52	404,63	265,83	336,32	347,02
0.10l	1.59	-1.89	-1.59	1.89	342,63	341,37	339,45	345,15	448,35	215,72	321,74	366,21
0.15l	2.39	-2.84	-2.39	2.84	332.35	354,96	327,57	360,64	476,25	183,93	300,92	392,32
0.20l	3.20	-3.80	-3.20	3.80	318.07	372,90	311,67	380,50	486,64	172,55	275,99	422,90
0.25l	4.01	-4.77	-4.01	4.77	306,43	387,69	298,41	397,23	505,15	151,49	253,68	450,39
0.30l	4.83	-5.74	-4.83	5.74	296,63	400,57	286,97	412,05	510,77	146,05	233,16	476.00
0.35l	5.64	-6.71	-5.64	6.71	291,31	408,73	280,03	422,15	512,09	146,33	217,16	496.87
0.40l	6.45	-7.66	-6.45	7.66	292,19	410,59	279,29	425,91	513,00	148,15	207,43	511,32
0.45l	7.25	-8.61	-7.25	8.61	299,56	405,38	285,06	422,60	521.30	141,82	204,31	518.57
0.50l	8.03	-9.55	-8.03	9.55	315,08	391,96	299,02	411,06	529,37	137,26	209,52	517,42
0.55l	8.80	-10.46	-8.80	10.46	338,07	370,38	320,47	391,30	551,52	116,69	222,35	507,92
0.60l	9.57	-11.37	-9.57	11.37	368,98	338,49	349,84	361,23	555,93	116.29	250.21	479,64
0.65l	10.33	-12.28	-10.33	12.28	404,40	294,18	383,74	318,74	175,51	566,24	268,60	455,59
0.70l	11.10	-13.20	-11.10	13.20	441,67	248,37	419,47	274,77	595,51	65,52	295,76	421,81
0.75l	11.89	-14.13	-11.89	14.13	491,02	186.61	467,24	214,87	613,94	40,52	334,75	372,35
0.80l	12.71	-15.11	-12.71	15.11	509,02	161,23	483,60	191,45	594,91	59,14	341,97	359,78
0.85l	13.58	-16.14	-13.58	16.14	504,85	162,83	477,69	195,11	585,17	67,36	356.83	338,76
0.90l	14.40	-17.11	-14.40	17.11	449,28	215,77	420,48	249,99	491,54	165,54	293,77	400,59
0.95l	15.21	-18.07	-15.21	18.07	450,23	213,43	419.81	249,57	454,07	208,87	278,95	416,99
1.00l	16.01	-19.03	-16.01	19.03	429,11	237,93	397,09	275,99	428,88	238,20	223,64	482,17

Sécurité vis à vis des Tassements D'appuis

Tableau. 6'

Tableau donnant les contraintes sous l'effet des charges Sismiques

Tableau - 6'' -

	M_z (t.m)	σ_s (t/m ²)	σ_i (t/m ²)	M_x (t.m)	σ_s (t/m ²)	σ_i (t/m ²)
0.00l	0.00	340.44	340.44	0.00	340.44	340.44
0.05l	759,58	414,19	254,47	524,25	347,41	333,84
0.10l	1403,12	465,91	194,85	969,16	342,50	341,53
0.15l	1931,89	500,28	155,38	1334,73	329,93	357,83
0.20l	2352,89	521,39	131,24	1620,88	311,85	380,29
0.25l	2673,36	537,24	114,91	1827,78	294,40	403,53
0.30l	2882,86	545,36	104,95	1955,36	278,30	422,36
0.35l	2983,47	547,24	104,56	2003,46	264,65	440,42
0.40l	2981,98	546,91	107,83	1972,28	255,72	453,92
0.45l	2906,62	552,83	104,35	1861,67	251,85	462,07
0.50l	2723,78	556,98	104,45	1671,88	254,75	463,66
0.55l	2456,41	565,51	100,06	1402,67	263,76	458,70
0.60l	2078,45	571,70	96,15	1054,11	279,45	443,50
0.65l	1654,61	590,44	73,07	626,19	298,01	420,63
0.70l	1095,88	594,20	67,08	206,23	341,81	367,06
0.75l	432,72	596,73	60,97	-467,67	341,41	364,43
0.80l	-332,12	570,51	88,14	-1133,62	342,75	358,85
0.85l	-1212,10	545,77	114,19	-1920,64	343,27	354,88
0.90l	-1550,71	475,10	185,07	-2140,74	306,23	385,77
0.95l	-1848,04	404,33	267,97	-2350,73	260,40	439,03
1.00l	-1983,67	375,70	301,41	-2588,51	202,47	507,30

Effet du relevage des câbles

L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale introduit un effort vertical V , donné par l'expression suivante.

$$V = F \sin \alpha$$

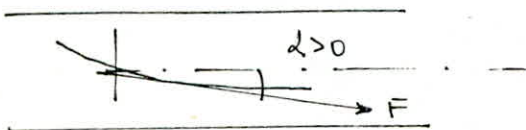


Tableau donnant l'effort vertical v en chaque section
Considérée

TABLEAU - 7 -

$V = F \sin \alpha$: F : Force de precontrainte à l'infini
 α : inclinaison.

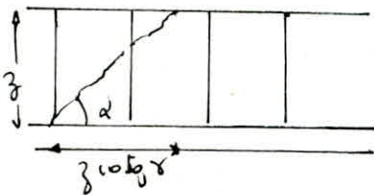
Sections	α	F	V (t)
0.00l	-0.079	4815,1233	-380,450
0.05l	-0.073	4826,0513	-351,899
0.10l	-0.065	4837,9968	-312,917
0.15l	-0.055	4846,8704	-266,712
0.20l	-0.043	4853,0629	-207,234
0.25l	-0.030	4859,2540	-146,072
0.30l	-0.016	4867,2421	-78,587
0.35l	-0.001	4879,1732	-7,228
0.40l	0,013	4897,8185	64,936
0.45l	0.029	4920,7715	140,640
0.50l	0.043	4953,3046	213,710
0.55l	0.058	4990,4336	287,488
0.60l	0,071	5012,7310	353,352
0.65l	0.083	5007,5108	414,730
0.70l	0.098	4997,7344	489,197
0.75l	0.099	4877,6471	492,751
0.80l	0.117	4951,8418	580,294
0.85l	0.020	4930,1857	98,215
0.90l	0.006	4845,4347	30,508
0.95l	0.004	4837,6209	18,275
1.00l	0	4833,7363	0

X	civil. est.	civil. est.	est.	military. est.	civil. est.	est.	military. est.	civil. est.	est.	nie est.	civil. est.	est.	c.
0,00€	-0,2467	-0,2467	-0,2467	-0,8965	-0,7962	-0,7962	0,2070	0,2070	0,2070	1,0685	0,9489	0,9489	0
0,05€	-0,360	-0,35	-0,359	-1,01	-0,908	-0,908	0,039	0,040	0,0392	0,900	0,782	0,7820	-0,15340
0,10€	-0,456	-0,454	-0,455	-1,106	-1,004	-1,004	-0,105	-0,101	-0,105	0,756	+0,6409	+0,6400	-0,28381
0,15€	-0,536	-0,533	-0,533	-1,185	-1,082	-1,082	-0,227	-0,217	-0,227	2,634	0,524	0,524	-0,39170
0,20€	-0,598	-0,594	-0,594	-1,245	-1,143	-1,143	-0,325	-0,305	-0,325	0,535	0,456	0,456	-0,47756
0,25€	0,643	-0,638	-0,638	-1,293	-1,187	-1,187	-0,401	-0,380	-0,401	0,459	0,361	0,361	0,36
0,30€	-0,671	-0,665	-0,665	-1,321	-1,214	-1,214	-0,454	-0,426	-0,454	0,407	0,315	0,315	0,315
0,35€	-0,688	-0,675	-0,675	-1,332	-1,224	-1,224	-0,484	-0,448	-0,484	0,377	0,293	0,293	-0,60789
0,40€	-0,676	-0,668	-0,668	-1,325	-1,217	-1,217	-0,491	-0,448	-0,421	0,370	0,293	0,293	-0,61052
0,45€	-0,652	-0,643	-0,643	-1,302	-1,193	-1,193	-0,475	-0,438	-0,475	0,386	0,309	0,3093	-0,59353
0,50€	-0,612	-0,602	-0,602	-1,262	-1,152	-1,152	-0,436	-0,392	-0,436	0,486	0,400	0,400	-0,55745
0,55€	-0,554	-0,544	-0,544	-1,204	-1,093	-1,093	-0,375	-0,341	-0,373	0,576	0,489	0,489	-0,50272
0,60€	-0,480	-0,474	-0,474	-1,129	-1,023	-1,023	-0,291	-0,252	-0,291	0,677	0,582	0,582	-0,43426
0,65€	-0,388	-0,375	-0,373	-1,038	-0,925	-0,925	-0,184	-0,159	-0,184	0,806	0,704	0,704	-0,33923
0,70€	-0,279	-0,265	-0,265	-0,929	-0,815	-0,815	-0,054	-0,037	-0,054	0,968	0,848	0,848	-0,23141
0,75€	-0,153	-0,138	-0,138	-0,803	-0,688	-0,688	+0,107	0,106	0,106	1,132	1,016	1,016	-0,10548
0,80€	-0,010	+0,005	+0,005	-0,660	-0,544	-0,544	0,271	0,274	0,271	1,132	1,016	1,016	+0,03406
0,85€	+0,182	+0,174	+0,182	-0,467	-0,375	-0,375	0,484	0,465	0,465	1,346	1,207	1,207	+0,20558
0,90€	+0,232	+0,222	+0,232	-0,417	-0,327	-0,327	0,553	0,540	0,540	1,414	1,281	1,281	0,24889
0,95€	+0,272	+0,268	+0,272	-0,376	-0,284	-0,284	0,608	0,605	0,605	1,470	1,347	1,347	0,28192
1,00€	+0,305	+0,320	+0,320	-0,344	-0,228	-0,228	0,634	0,634	0,634	1,496	1,376	1,376	0,32054

nous admettrons que les fissures éventuelles se produiront parallèlement à la direction de la contrainte principale extrême de compression au niveau du COG. Soit δ l'angle que font les brielles avec la fibre moyenne

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

Si une fissure se produit, sa hauteur peut-être prise égale à z , bras de levier qui a servi pour le calcul de la contrainte σ_b



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

la fissure se projette horizontalement suivant:

$$z \cotg \delta.$$

la section d'étriers au mètre linéaire de tablier pour toute la largeur du pont est: $w = \frac{T}{\bar{\sigma}_a' \cdot z \cdot \cotg \delta}$

Les cours successifs d'étriers seront séparés par une distance t au plus égale à la plus petite des valeurs suivantes:

$$\bar{E} = h_t \left(1.25 - 0.95 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \quad h_t: \text{hauteur totale de la section}$$

Considérée

$$\bar{E} = b_{\text{min}} \left(5 - 2 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \quad b_{\text{min}}: \text{largeur brute de la dalle}$$

au niveau de son COG

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

on fera les calculs pour chaque section, les résultats sont indiqués

dans le tableau. - 9 -

F - VÉRIFICATION À LA RUPTURE VIS À VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

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

$$\sigma_{br} = 1.8 \sigma_b = 1.8 \frac{T_m}{I_b}$$

La contrainte de cisaillement admissible est donnée par la formule de CHALOS et BETEILLE: $\bar{\sigma}_{br} = \sqrt{\frac{\sigma'_{28}}{\sigma_{28}} (\sigma_{28} - \sigma_g) (\sigma_{28} + \sigma_g)}$

$$\sigma_{28} = 3500 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_{28} = \text{ t/m}^2$$

σ_g calculé de la même manière que précédemment

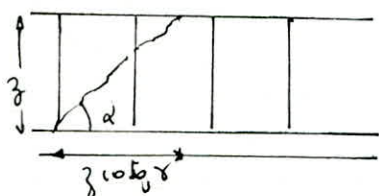
L'angle δ' que font les brielles avec la fibre moyenne est:

$$\operatorname{tg} 2\delta' = \frac{2\sigma_{br}}{\sigma_g}$$

nous admettrons que les fissures éventuelles se produiront parallèlement à la direction de la contrainte principale extrême de compression au niveau du CGD. Soit α l'angle que font les brelles avec la fibre moyenne

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\sigma_b}{\sigma_g}$$

Si une fissure se produit, sa hauteur peut-être prise égale à z , bras de levier qui a servi pour le calcul de la contrainte σ_b



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

la fissure se projette horizontalement suivant:

$$z \cotg \alpha$$

la section d'étriers au mètre linéaire de tablier

pour toute la largeur du pont est:
$$w = \frac{T}{\sigma_a' \cdot z \cdot \cotg \alpha}$$

Les cours successifs d'étriers seront séparés par une distance t au plus égale à la plus petite des valeurs suivantes:

$$E = h_f \left(1.25 - 0.95 \frac{\sigma_b}{\sigma_b} \right) \quad h_f: \text{hauteur totale de la section}$$

Considérée

$$E = b_{\min} \left(5 - 2 \frac{\sigma_b}{\sigma_b} \right) \quad b_{\min}: \text{largeur brute de la dalle}$$

au niveau de son CGD

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

on fera les calculs pour chaque section, les résultats sont indiqués

dans le tableau. - 3 -

F - VERIFICATION À LA RUPTURE VIS À VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

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

$$\sigma_{br} = 1.8 \sigma_b = 1.8 \frac{T_m}{I_b}$$

La contrainte de cisaillement admissible est donnée par la formule de CHALOS et BÉTEILLE:
$$\bar{\sigma}_{br} = \sqrt{\frac{\sigma_{28}}{\sigma_{28}}} (\sigma_{28} - \sigma_g) (\sigma'_{28} + \sigma_g)$$

$$\sigma_{28} = 3500 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_{28} = \text{ t/m}^2$$

σ_g calculé de la même manière que précédemment

L'angle α' que font les brelles avec la fibre moyenne est:

$$\operatorname{tg} 2\alpha' = \frac{2 \sigma_{br}}{\sigma_g}$$

La contrainte de traction dans les étriers est donnée par :

$$\sigma_a' = \frac{T_e \cdot t_g \cdot \gamma'}{\omega_3} = \frac{1.8 T_e t_g \gamma'}{\omega_3}$$

Cette contrainte de traction doit vérifier la condition : $\sigma_a' \leq 1.2 \sigma_{a1}'$

$$\sigma_a' \times 1.2 = 1.2 \times 42000 = 50400 \text{ t/m}^2.$$

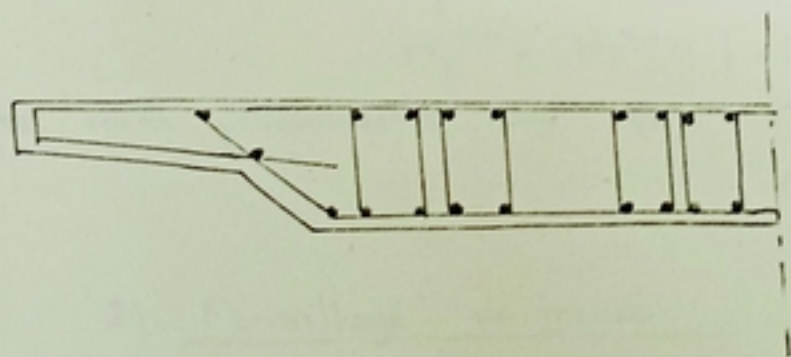
E. Choix DES ACIERS ET DISPOSITION DES BATAIS

Les aciers seront en Acier HA10 en treuilé et HA12 au voisinage des appuis, on disposera de 14 cadres dans la nervure et 2 étriers de fermeture pour l'appui dérivé.

on mettra 32 cadres et deux étriers pour l'appui intermédiaire, la section d'un cours est :

$$A_t = 16 \text{ HA10} = 12,48 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 34 \text{ HA12} = 38,42 \text{ cm}^2$$



A. FERRAILLAGE À LA FLEXION TRANSVERSALE

1) Moments transversaux dus à la précontrainte

$M_{xp} = F \cdot e + M_H$

$F \cdot e$: moment isostatique de précontrainte
 M_{xp} : moment longitudinal de précontrainte
 M_H : moment hyperstatique de précontrainte
 F : Force de précontrainte à 0.5ℓ
 e : excentrement du câble à 0.5ℓ

à 90° : $M_{xp} = 5348,6749 \times (-0.4332) + 152,9721 = -2164,0439 \text{ t.m/m}$

Pour toute la largeur le moment transversal par mètre de largeur sous l'effet de la précontrainte longitudinal est :

$$M_{yp}(0,5\ell; \ell) = k \cdot M_{xp} = -0.4413 \times 0.2 \times \frac{2164,0439}{11.44} = -16.69 \text{ t.m/m}$$

Les moments transversaux les plus défavorables sont : (sans l'effet de la précontrainte) :

$$M_y^{max} = 51,0777 \text{ t.m/m}$$

$$M_y^{min} = -17,9921 \text{ t.m/m}$$

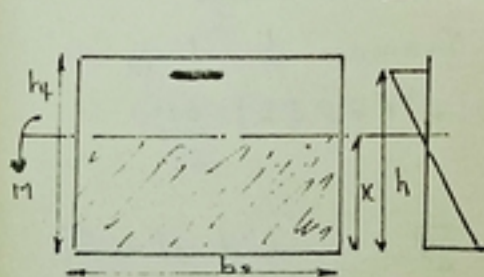
donc après précontrainte, nous avons : $M_y^{max} = 34,3817 \text{ t.m/m}$

$$M_y^{min} = -34,6880 \text{ t.m/m}$$

2) Ferraillage en travée

on aura à étudier une section rectangulaire (1 x 1,3) m², soumise à un moment positif et un moment négatif

2.1 Calcul de la section d'armatures supérieures



$$h_f = 130 \text{ cm}$$

$$b_0 = 100 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm} \Rightarrow h = 120 \text{ cm}$$

$$M = 34,6880 \text{ t.m/m de largeur}$$

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

$$\bar{\sigma}'_b = 210 \text{ bars} =$$

$$\bar{\sigma}_b = 8.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 210}{15 \times 210 + 2800} = 0.529 \Rightarrow \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0.823$$

$$\text{d'où } A = \frac{M}{\bar{\gamma} h \bar{\sigma}_a} = \frac{34.688 \cdot 10^5}{0.823 \times 120 \times 2800} = 12,540 \text{ cm}^2 \text{ on choisira } 4 \phi 20 \approx 12.56 \text{ cm}^2$$

* Vérification à la fissuration :

$$\bar{\sigma}_a \leq \min (m_{2x} (\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2); \bar{\sigma}_a)$$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta \bar{\omega}_f}{\phi (1 + 20 \bar{\omega}_f)} = \frac{10^6 \times 1.6 \times 0.00628}{20 (1 + 10 \times 0.00628)} = 472,713 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2.4 \sqrt{\frac{10^6 \times 1.6 \times 8.6}{20}} = 1967,41 \text{ Kg/cm}^2$$

avec : $\bar{\omega}_f = \frac{12.56}{2 \times 10 \times 100} = 0.00628$

on voit que $\sigma_a = 2800 > (\min [2800, \max (1967,41, 472,713)] = 1967,41$
donc la condition de fissuration n'est pas vérifiée pour $\sigma_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

Prenons cette fois-ci $\sigma_a = 1967,41 \text{ Kg/cm}^2$

d'où $\alpha = \frac{15 \times 210}{15 \times 210 + 1967,41} = 0.615 \Rightarrow \gamma = 0.7948$

La nouvelle section est : $A_0 = \frac{M}{\gamma h \sigma_a} = \frac{34.688 \cdot 10^5}{0.7948 \times 120 \times 1967,41}$

$$= 18.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \phi 20 = 18.84 \text{ cm}^2$$

→ Condition de non fragilité

$$A_2 = 0.69 \frac{\sqrt{b}}{\sigma_{en}} b h = 0.69 \frac{84}{4200} 100 \times 120 = 16,56 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 1,2 \times 18.84 = 22,608$$

on doit vérifier que : $A \geq \begin{cases} A_0 = 18.84 \text{ cm}^2 \\ \min (A_1, A_2) = 16.56 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad A = 18.84 \text{ cm}^2$

on adoptera $A = 18.84 \text{ cm}^2$ on choisira toujours $6 \phi 20$.

→ Vérification des contraintes

Position de l'axe neutre : $\frac{b x^2}{2} + n A (x - h) = 0$

$$\frac{100 x^2}{2} + 15 \times 18.84 (x - 120) = 0 \Rightarrow x = 23.37 \text{ cm}$$

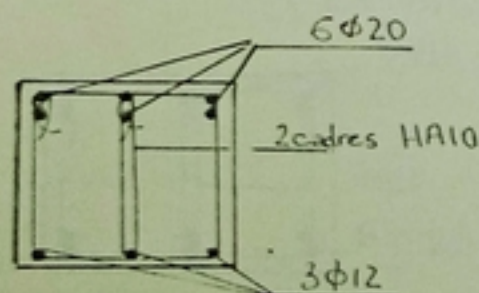
Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{b x^3}{3} + n A (h - x)^2 =$

$$\frac{100}{3} (23.37)^3 + 15 \times 18.84 (120 - 23.37)^2 = 3064198,1 \text{ cm}^4$$

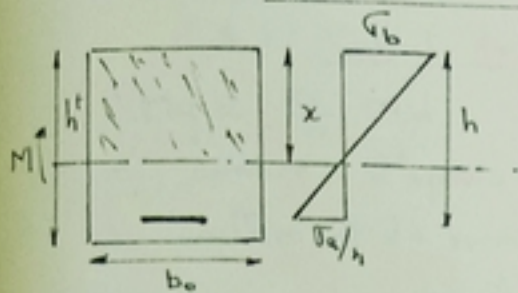
Pour le béton : $\sigma_b = \frac{M_x}{I} = \frac{34.688 \cdot 10^5 \times 23.37}{3064198,1} = 26.45 < 210 \text{ Kg/cm}^2$

Pour l'acier : $\sigma_a = \frac{n M}{I} (h - x) = \frac{15 \times 34.688 (120 - 23.37)}{3064198,1} = 1640 < 1967 \text{ Kg/cm}^2$

donc la section $6 \phi 20$ est satisfaisante



2.2 Calcul de la section d'armatures inferieures



$M = 34,38171 \cdot m$

$h_f = 130 \text{ m}$

$b_0 = 100 \text{ m}$

$h = 120 \text{ m}$

$\bar{\alpha} = 0.529 \Rightarrow \alpha = 0.823$ Pour $\bar{\sigma}_b' = \bar{\sigma}_b' = 210 \text{ Kg/cm}^2$

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

donc $A = \frac{M}{\alpha h \bar{\sigma}_a} = \frac{34,38171 \cdot 10^5}{120 \times 0.823 \times 2800} = 12.43 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\phi 20 = 12,56 \text{ cm}^2$

* Verification à la fissuration

$\bar{\omega}_f = \frac{12.56}{2 \times 10 \times 100} = 0.00628$

$\bar{\sigma}_1 = 472,713 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_2 = 1967,41 \text{ Kg/cm}^2$

} même remarque que précédemment: la condition de fissuration n'est pas vérifiée.

Prenons $\bar{\sigma}_a = 1967,41 \Rightarrow d = 0.615 \Rightarrow \alpha = 0.7948$

la nouvelle section est: $A_0 = \frac{M}{\alpha h \bar{\sigma}_a} = \frac{34.38171 \cdot 10^5}{120 \times 0.7948 \times 1967,41} = 18,32 \text{ cm}^2$

on adoptera la section $6\phi 20 = 18.84 \text{ cm}^2$

* Condition de non fragilité

$A_2 = 0.69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cn}} bh = 16.56 \text{ cm}^2$

$A_1 = 12 \times 18.84 = 22.608$

$A \geq (A_0, \min(A_1, A_2)) = 18.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6\phi 20$

* Verification des Contraintes

Position de l'axe neutre: $\frac{bx^2}{2} + nA(x-h) = 0 \Rightarrow x = 23.37 \text{ cm}$

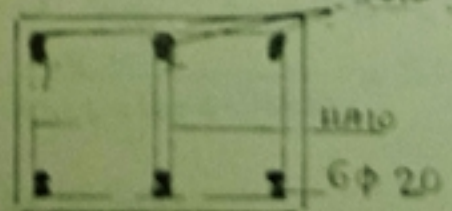
Calcul du moment d'inertie: $I = \frac{bx^3}{3} + nA(h-x)^2 = 3064198,1 \text{ cm}^4$

Pour le beton: $\sigma_b = \frac{Mx}{I} = \frac{3438171 \times 23.37}{3064198,1} = 26,22 < 210 \text{ Kg/cm}^2$

Pour l'acier: $\sigma_a = n \frac{M}{I} (h-x) = \frac{15 \times 3438171 (120 - 23.37)}{3064198,1} = 1626,349 \text{ Kg/cm}^2$

$< 1967,41$

donc la section $6\phi 20$ est satisfaisante



3 - Ferrailage sur appui intermediaire

3.1 Calcul du moment transversal sur appui intermediaire

$$M_y = \frac{K_1}{n} M_x \quad \text{où } M_x = [M_G + 1.2 M_S + M_{\text{precont}}] \frac{1}{2b}$$

n : nombre d'appuis ponctuels par ligne d'appuis intermediaire ($n=2$)

K_1 : coefficient de forme : $K_1 = \frac{1}{3} (8K + 2K^2 - 4K^3)$ avec $K = \frac{4b}{2a_{i-1} + 2a_i}$

Comme on a deux travées égales : $K = \frac{4b}{4a} = \frac{11,44}{27} = 0,4237$

d'où $K_1 = \frac{1}{3} (3,444) = 1,148$.

les moments longitudinaux sur appui intermediaire sont :

$$M_G = -1853,8925 \text{ t.m}$$

$$M_S = -584,393 \text{ t.m}$$

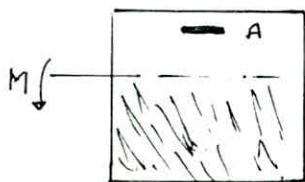
$$M_T = -20,5031 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{pre}} = F.e + M_T = 5157,1598 \times 0,3777 + 294,9895 = 2242,84 \text{ t.m}$$

$$\text{d'où } M_x = \frac{-1853,8925 - 1,2(584,393 + 20,5031) + 2242,84}{11,44} = -29,45 \text{ t.m/m}$$

d'où le moment transversal : $M_y = \frac{K_1}{2} M_x = \frac{1,148}{2} \times -29,45 = -16,90 \text{ t.m/m}$

3-2 Calcul de la section d'aciers superieures sur l'appui intermediaire



$$M = 16,9 \text{ t.m/m}$$

$$h_f = 130 \text{ cm}$$

$$b_0 = 100 \text{ cm}$$

$$h = 120 \text{ cm}$$

$$\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_a = 2667 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi > 20 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_b = 8,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times 210}{15 \times 210 + 2667} = 0,54 \Rightarrow \gamma = 0,819 \Rightarrow A = \frac{16,9 \times 10^5}{0,819 \times 120 \times 2667} = 6,449 \text{ cm}^2$$

on prendra $9,81 \text{ cm}^2 = 2 \phi 25$

Verification à la fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{9,81}{2 \times 10 \times 100} = 0,0049 \quad ; \quad \sigma_1 = \frac{KM \bar{\omega}_f}{\phi(1 + 10 \bar{\omega}_f)} = 373,689 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{KM \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 1967,41 \text{ kg/cm}^2$$

Condition de fissuration nonverifiée, on prend donc $\sigma_a = 1967,41 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{d'où } \alpha = 0,615 ; \gamma = 0,7948 \Rightarrow A_0 = \frac{16,9 \cdot 10^5}{0,7948 \times 120 \times 1967,41} = 9,006 \text{ cm}^2$$

donc on prend toujours $2 \phi 25 = 9,81$

Condition de non-Fragilité

$$A_2 = 0.69 \frac{\bar{\sigma}_s}{\sigma_{sn}} bt = 0.69 \times \frac{2.6}{6000} \times 100 \times 120 = 19.38 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 1.2 \times 9.81 = 11.772$$

$$A \geq \begin{cases} A_0 = 9.81 \\ \min(A_1, A_2) = 11.772 \end{cases} \Rightarrow A = 11.772 \Rightarrow 4 \phi 20$$

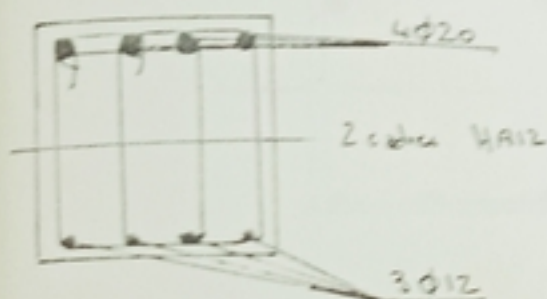
$$A = 12.56$$

Verification des Contraintes

$$\bar{\sigma}_b = \frac{M \times c}{I} = 15.296 < 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ avec } c = 19.46 \text{ cm}$$

$$I = 295004.68 \text{ cm}^4$$

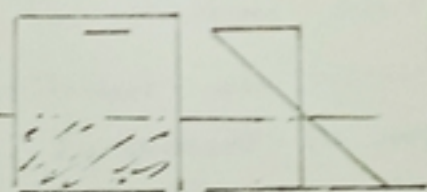
$$\sigma_a = 1185.4 < 1967.41 \quad \text{Condition vérifiée}$$

B. FERRAILLAGE DE LA SECTION D'ENCASTREMENT DES ENCOUBELLEMENTS

D'après l'étude particulière des encastresments, on a trouvé que la section d'encastrement est soumise à un effort plus défavorable sous l'effet de la surcharge B_r (avec α de 10°)

$$M_{\max} = M_G + 1.2 M_{Gr} = -4.8897 + 1.2(-6.3600) = -12.52 \text{ t.m/m}$$

$$T_{\max} = T_G + 1.2 T_{Gr} = -(9.0900) + 1.2(-4.008) = -14.916 \text{ t.m/m}$$

1. Calcul de la section d'armatures supérieures

$$h_f = 13 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$h = 12 \text{ cm}$$

$$M = -12.52 \text{ t.m/m}$$

$$\alpha = 0.529 \quad A = \frac{-12.52 \cdot 10^5}{0.823 \times 120 \times 2200} = 4.53 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \phi 12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\gamma = 0.823$$

Verification à la fissuration

$$\bar{\omega}_f = 0.00226 \quad : \quad \sigma_1 = 294.67 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{on prend donc } \sigma_a = 2539.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2539.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc } A = \frac{12.52 \cdot 10^5}{0.815 \times 2539.9 \times 120} = 5.03 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on prend } 6.03 \text{ cm}^2 = 3 \phi 16$$

$$\text{avec } \alpha = 0.55 \quad ; \quad \gamma = 0.815$$

Condition de non-fragilité

$$A_2 = 0.69 \times \frac{8.4}{4200} \times 100 \times 120 = 16.56 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 6.03 \times 1.2 = 7.236 \text{ cm}^2$$

$$A = 7.236 \text{ cm}^2 \approx 5\phi 14 = 7.7 \text{ cm}^2$$

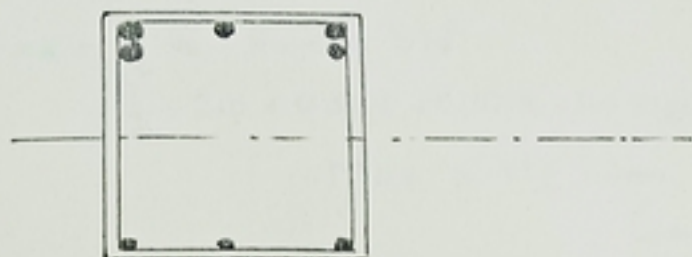
Vérification des Contraintes

$$I = 1385416,1 \text{ cm}^4$$

$$x = 15,53 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{M_x}{I} = 14,03 < 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 1416,14 < 2539,9 \text{ kg/cm}^2$$



C. FERRAILLAGE LONGITUDINAL

Dans le sens longitudinal, le ferrailage sera constitué par des armatures de construction ou passives. Sur l'appui intermédiaire, il y aura un renforcement d'aciers HA14 qui reprendront le surplus de contraintes dans le béton dû aux tassements d'appuis.

Nous devons également prévoir des armatures pour reprendre les efforts supplémentaires dus aux moments longitudinaux écartés sur l'appui intermédiaire.

Ces armatures seront calculées comme suit:

L'écartement des moments sur appuis vaut: $\Delta M = -441,79 \text{ t.m}$

En prenant en compte cet écartement on trouve une traction sur la fibre supérieure de: $\frac{\Delta M}{I} \times V_s = \frac{-441,79}{2.0740} \times 0.594 = -126.53 \text{ t/m}^2 = -12.653 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte résiduelle sur le même cas de charge "civile" = $23,96 \text{ kg/cm}^2 = \sigma'_s$
 $463,14 \text{ kg/cm}^2 = \sigma'_a$

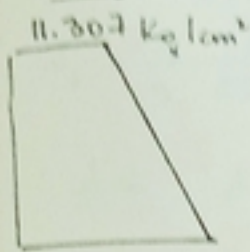
la contrainte de traction sur la fibre supérieure sera de:

$$\sigma'_b = 23.96 - 12.653 = 11.307 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 46.314 + 12.653 = 58,967 \text{ kg/cm}^2$$

la contrainte de traction sur la fibre inférieure = 58.967 kg/cm^2

Diagramme des contraintes



nous n'avons pas l'effet de traction donc nous n'avons pas besoin d'armatures de traction -
 vérifions seulement $M_{RB} > M_{Mf}$ pour savoir s'il faut mettre d'armatures de compression

$\bar{\sigma}_b = 210 \text{ Kg/cm}^2$

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

$M_{RB} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b \cdot \bar{\sigma} \cdot b h^2$

$\Rightarrow \bar{\sigma} = \frac{15 \times 210}{16 \times 210 + 2800} = 0.529 \Rightarrow \bar{\sigma} = 0.823$

d'où $M_{RB} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b \times \bar{\sigma} \times b h^2$

$= \frac{1}{2} \times 210 \times 0.529 \times 0.823 \times 100 \times 100 \times 120 = 658.275 \cdot 10^5 \text{ b.m}$

$M_{RB} > M_{Mf}$ donc pas d'armatures de compression.

D - FERRAILLAGE DÙ À LA TORSION

1) Tableau donnant les lignes d'influence du coefficient C_d

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.3272	0.2588	0.1841	0.0998	0.000	-0.0998	-0.1841	-0.2588	-0.3272
b/4	0.2996	0.2411	0.1789	0.1089	0.0261	-0.0752	-0.1798	-0.2724	-0.3594
b/2	0.2743	0.2234	0.1694	0.1088	0.0372	-0.0503	-0.1600	-0.2771	-0.3869
3b/4	0.2565	0.2099	0.1605	0.1049	0.0396	-0.0401	-0.1400	-0.2670	-0.4073
0	0.2497	0.1974	0.1564	0.1026	0.0392	-0.0381	-0.1348	-0.2578	-0.4154

2. tableau récapitulatif des coefficients K_x

	G		A(L)		Bc		Mc120		Convoi D		Trottoir	
	M_G		M_{max}^+	M_{min}^-	M_{max}	M_{min}	M_{max}	M_{min}	M_{max}	M_{min}	M_{max}^+	M_{min}^-
0	0	/	0.230	-0.230	0.2013	-0.2013	0.215	-0.215	0.235	-0.235	0.370	-0.370
b/4	0.038	/	0.220	-0.235	0.2040	-0.190	0.207	-0.223	0.150	-0.085	0.370	-0.420
b/2	0.016	/	0.200	-0.245	0.130	-0.185	0.200	-0.225	0.120	-0.0750	0.300	-0.460
3b/4	0.0028	/	0.19	-0.22	0.225	-0.1637	0.185	-0.200	0.137	-0.060	0.287	-0.495
b	-0.0225	/	0.182	-0.165	0.2375	-0.1825	0.175	-0.249	0.140	-0.085	0.285	-0.657

3. Calcul des moments de torsion

le moment de torsion M_{xy} est donné par:

$$M_{xy} = \frac{2\delta_p}{\delta_\sigma + \delta_p} P_m \tau_{dm} \frac{l}{m\pi} \cos \frac{m\pi x}{l} \quad m=1 ; \delta_p = \delta_\sigma$$

pour $x=0$ le moment de

Torsion est maximum : $l = 25,925 \text{ m}$

les valeurs de P_m sont les mêmes que celles calculées dans le chapitre de la flexion transversale :

Sous G : $P_1 = 40.13887 \text{ t/ml}$

sous Mc120 : $P_1 = 7.8437 \text{ t/ml}$

Sous A(L) : $P_1 = 3.961 \text{ t/ml}$

Sous Convoi D : $P_1 = 14.2874 \text{ t/ml}$

Sous Bc : $P_1 = 3.525 \text{ t/ml}$

trottoir : $P_1 = 1.3773 \text{ t/ml}$

d'où $M_{xy} = \tau_a \frac{l P_1}{\pi}$

Tableau donnant les valeurs de M_{xy} "unité t.m/ml" les moments sont pondérés)

M_{xy}	C		A(L)		Bc		Mc120		Convoi D		Trottoir	
	M_{max}	M_{min}	M_{max}	M_{min}	M_{max}	M_{min}	M_{max}	M_{min}	M_{max}	M_{min}	M_{max}	M_{min}
$y=0$	0	/	0,911	-0,911	0,709	-0,709	1,686	-1,686	3,357	-3,357	0,702	-0,702
$y=b/4$	1,525	/	0,871	-0,931	0,719	-0,669	1,623	-1,749	2,143	-0,785	0,702	-0,578
$y=b/2$	0,642	/	0,792	-0,970	0,458	-0,664	1,569	-1,961	2,000	-1,071	0,413	-0,634
$y=3b/4$	0,1123	/	0,753	-0,871	0,793	-0,577	1,451	-1,569	1,957	-0,857	0,395	-0,682
$y=b$	-0,903	/	0,721	-0,654	0,837	-0,643	1,373	-1,953	2,000	-1,214	0,393	-0,905

la combinaison la plus défavorable est : $1,525 + 1,2(0,871 + 0,702) = 3,1$

4. Calcul du ferraillage

C. contrainte

En vertu du CBA 68 : le moment de torsion crée une "tangente de torsion" donnée par : $\tau_b = \frac{M_t}{a^2 b} \left(4,81 - 1,81 \frac{b-a}{\sqrt{2a^2+b^2}} \right)$

dans notre cas, nous choisirons une section rectangulaire $1,3 \text{ m} \times 1,0 \text{ m}$

$a = 1,00 \text{ m} \Rightarrow \tau_b = 8,28 \text{ kg/cm}^2$

$b = 1,30 \text{ m}$

pour $b \leq 3,5a$ on a : $\tilde{\omega}_L = \frac{a+b}{3b} \frac{\tau_b}{\sigma_a} = \frac{4}{9} \frac{\tau_b}{2800} = 1,3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$

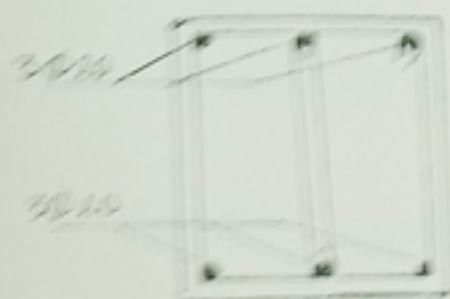
donc $A_L = \tilde{\omega}_L \cdot B = \tilde{\omega} \cdot a \cdot b = 1,3 \times 1,3 \times 1 = 1,69 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 16,9 \text{ cm}^2$

$\tilde{\omega}_L = \frac{a+b}{3b} \frac{\tau_b}{\sigma_a} \frac{t}{t_b} = \frac{2,3}{3 \times 1,3} \times \frac{8,28}{2800} \times \frac{50}{4 \times 120} = 1,8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

$h = 500$: écartement entre les armatures transversales.

$$C_{te} = \frac{h}{s} \cdot A_s = 18 \cdot 10^{-4} \cdot 150 = 2.7 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = \text{paramètre du cadre}$$

$$\text{Donc } A_s = C_{te} \cdot s = 2.34 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.34 \text{ cm}^2.$$



on choisit 1 cadre et 1 étrier

$$\Rightarrow 4 \text{ HA } 10 \Rightarrow A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{ou choisit } 6 \text{ } \Phi 20 = 18.84 \text{ cm}^2$$

Déplacement des vases

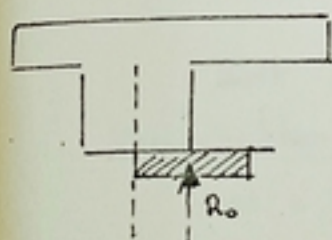
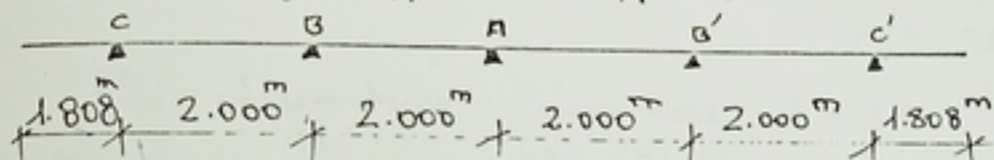
Les armatures longitudinales sont disposées aux quatre angles et éventuellement sur les faces sur les sections de grande dimension, les armatures transversales forment des cadres enveloppants dont les faces sont centrées à la ligne moyenne et l'écartement inférieur à "a" (petit côté).

CHEVETRE INCORPORÉI. DEFINITION

Le chevetre est une poutre transversale incorporée dans la dalle au niveau des appareils d'appuis (Pile et Culéé)

1) Chevetre incorporé au niveau de la culéé

le chevetre est assimilé à une poutre hyperstatique sur cinq appuis (5 appareils d'appuis)



le chevetre ne prend que la moitié de R_0 , car il est posé sur la moitié seulement de l'appui

* charge permanente et surcharge (A_c, o_v, B_c)

$$R_0 = R_{0G} + 1.2 R_{0Q} + R_{0H}$$

$$R_{0G} = R_{AG} = 432,3205^t$$

$$R_{0Q} = m_{2x} \left\{ \begin{array}{l} R_{0c} \\ R_{0c} \end{array} \right\} = 161,516^t$$

$$R_0 = 636,38^t \Rightarrow \frac{R_0}{2} = 318,19^t$$

Cette poutre est étudiée sous une charge uniformément répartie

$$q = \frac{R_0/2}{2b'} \quad \text{avec} \quad 2b' = \frac{2b}{\sin \varphi} = \frac{2b}{\sin 110,998} = 11,616$$

$$\text{d'où} \quad q = \frac{318,19}{11,616} = 27,40 \text{ t/m}$$

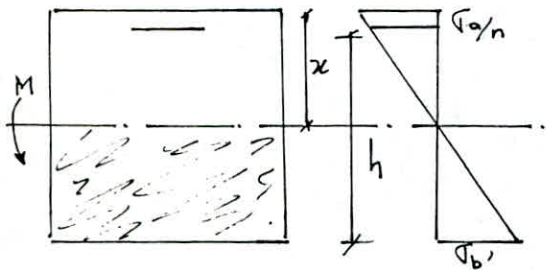
$$\text{d'où} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_c = M_{c'} = -q \frac{l^2}{2} = -44,778^t \cdot \text{m} \end{array} \right. \quad \text{avec} \quad l = 1,808^m$$

l'équation des trois moments nous donne :

$$M_A = -11,783^t \cdot \text{m} \quad ; \quad M_B = M_{B'} = -50,65^t \cdot \text{m}$$

$$\text{en traveé :} \quad M = q \frac{l^2}{8} + \frac{M_B + M_{B'}}{2} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{0c} = M_{0c'} = -34,0165^t \cdot \text{m} \\ M_{AB} = M_{B'A'} = -17,519^t \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

2. Calcul du ferrailage



$$b_0 = 40 \text{ cm}$$

$$h = 1.3 \cdot 0.1 = 1.2 \text{ m} = 120 \text{ cm}$$

$$\phi < 25 \quad \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi \geq 25 \quad \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 210 \text{ kg/cm}^2 / \bar{\sigma}_b' = 8.4 \text{ kg/cm}^2$$

* Calcul de la section d'acier supérieur : $M_{mzx} = -50.65 \text{ t.m}$

$$\bar{\lambda} = 0.545 \Rightarrow \bar{\sigma} = 0.819 \Rightarrow \bar{K} = 46.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{re} = K \cdot b \cdot h^2 = 46.59 \times 40 \times 120^2 = 268,358 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

$$268,358 \text{ t.m} > -50,65 \text{ t.m}$$

Pas d'armatures comprimées $A' = 0$

$$\text{d'où } A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \bar{\sigma} \cdot h} = \frac{-50,651 \cdot 10^5}{2667 \times 0.819 \times 120} = 19,324 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4T25 = 19,63 \text{ cm}^2$$

Vérification à la fissuration

$$\bar{\omega} = \frac{19,63}{40 \times 20} = 0.02453 \approx$$

$$\sigma_1 = k \frac{M}{\phi} \frac{\omega}{1 + 10\bar{\omega}} = 1260,676 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \frac{\sqrt{M k \sigma_b}}{\phi} = 2.4 \times \sqrt{\frac{1,6 \times 10^6 \times 8,5}{25}} = 1770 \text{ kg/cm}^2$$

$$mzx \begin{cases} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{cases} = 1770 \text{ kg/cm}^2 < 2667 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Condition non satisfaite : } \bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2667 \\ mzx(\sigma_1, \sigma_2) = 1770 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\alpha = 0.6402 \Rightarrow \bar{\sigma} = 0.786 \Rightarrow A = \frac{-50,651 \cdot 10^5}{1770 \times 0.786 \times 120} = 30,339 \text{ cm}^2$$

$$A_0 = 4 \phi 32 = 32,17 \text{ cm}^2$$

Vérification de non fragilité

$$A_2 = 0.69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} b h = 0.69 \frac{8,5}{4000} 40 \times 120 = 7,038 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 1.2 A_0 = 1.2 \times 32,17 = 38,604 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \begin{cases} A_0 = 32,17 \text{ cm}^2 \\ \min(A_1, A_2) = 7,038 \end{cases} \quad A = 32,17 \text{ cm}^2$$

donc on adoptera des $4 \phi 32 = 32,17 \text{ cm}^2$

Verification des Contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M \cdot x}{I} < \bar{\sigma}_b \Rightarrow \sigma_b = 64,40 < 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{n \cdot M}{I} (h-x) < \bar{\sigma}_a \Rightarrow \sigma_a = 1724,8 < 1770 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$x = 43,08 \text{ cm}$$

$$I = 3388107,7 \text{ cm}^4$$

* Calcul des cisailés.

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad \text{avec } T_{\text{max}} = 71,07 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{71,07 \cdot 10^3}{40 \times 0,786 \times 120} = 18,837 \text{ Kg/cm}^2$$

Calcul de $\bar{\tau}_b$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \tau_b = 3,5 \times 8,5 = 29,75 \text{ Kg/cm}^2$$

(Suite page suivante)

$$\bar{\sigma} < \bar{\sigma}_b \Rightarrow \text{cisaillement vérifié}$$

Calcul de l'espacement

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho \bar{\sigma}_{en} / \rho = 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9\bar{\sigma}_b} = 0.753$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0.753 \times 4200 = 3165.8$$

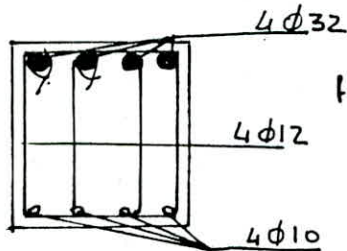
$$\frac{I}{3\bar{\sigma}_{at}} = \frac{A_t}{t} \quad t \leq \min \begin{cases} \bar{t}_1 = h \left(1 - \frac{0.3\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \\ \bar{t}_2 = 0.2h = 24 \text{ cm} \end{cases}$$

$$t \leq \bar{t} = 24 \text{ cm} \cdot \text{ on prend } t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{71,07 \cdot 10^3 \times 20}{120 \times 0,786 \times 3165.8} = 4,46 \text{ cm}^2$$

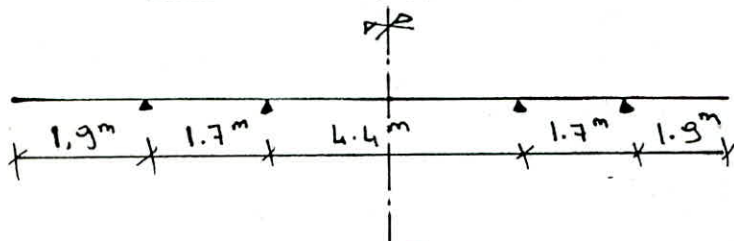
on prend $4 \phi 12 = 4,52 \text{ cm}^2$ (2 cadres)

pour des raisons constructives, on adoptera $4 \phi 10$ à la section inférieure.



$t = 20 \text{ cm}$ sur toute la longueur du chevêtre

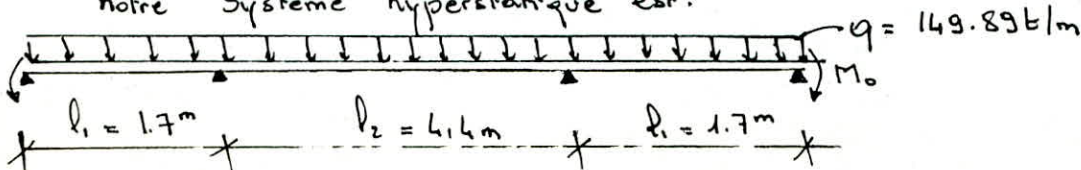
2- Chevêtre incorporé au niveau de la pile



$$R_i = R_{iG} + 1.2 R_{iQ} + R_{iH} = 1373,25 + 1,2 \times 298,002 + 20,7803 = 1741,093 \text{ t}$$

$$q = \frac{1741,093}{11,616} = 149,89 \text{ t/m}$$

notre système hyperstatique est:



$$M_0 = -q \frac{l_1^2}{2} = -149,89 \text{ t/m} \times \frac{1,9^2}{2} = -270.55 \text{ t.m}$$

L'équation des 3 moments nous donne

$$l_1 M_0 + 2(l_1 + l_2) M_1 + l_2 M_2 = 6EI (q_1 l_1 - q_2 l_2)$$

Sous la charge M_0 seul:

