

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المكتبة
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الجامعة الوطنية بوليتيكنيكية
BIBLIOTHÈQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UN PONT DALLE
HYPERSTATIQUE
EN BETON PRECONTRAINTE

Proposé par :

SO. NA. T. RO

Etudié par :

M^{me} YAICI N.

M^{lle} REDJEM H.

Dirigé par :

M^r ZOUKH

PROMOTION : Juin 85

جمهورية الجزائر الديمقراطية الشعبية
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم والبحث العلمي
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UN PONT DALLE
HYPERSTATIQUE
EN BETON PRECONTRAINTE

Proposé par: M. M. A. B.

Etudié par:
M^{me} YABOUA
M^{me} REZEMLA

Dirigé par: M. ZOUKH

PRODUCTION : JUIN 85

الموضوع : جسر بلاطي متعدد المساند من البيطون المسبق للاجهاد.

الملخص :

يتمثل هذا المشروع في دراسة بلاطة ملىئة مستمرة

ذات صديدين متساويين كجسر من طراز (مرور علوي ذي بلاطة

مسبقة للاجهاد) ، ونشير الى وجود خرقات مسندة لدرصفة

و تكون هذه البلاطة مسلحة عرضيا و مسبقة

للاجهاد طوليا .

Sujet: Pont dalle hyperstatique en beton précontraint.

Resumé: Ce projet consiste en l'étude d'une dalle pleine continue

à deux travées égales, d'un pont type PSOP

(Passage supérieur à dalle en beton précontraint).

Cette dalle comporte de larges encorbellements supportant des

trottoirs.

Elle sera ferrillée transversalement et précontrainte longitudinalement.

Subject: bridge with a prestressed deck.

Abstract: this project deals with the study of a continuous slab,

with two equal span for a oppc type (over pass with a

prestressed concrete)

This deck has a large overhanging supporting sidewalks,

it will be reinforced transversally and prestressed

longitudinally.

REMERCIÉMENTS

Nous remercions tous ceux qui ont contribué de près
ou de loin , à notre formation universitaire et à l'étude
de ce projet .



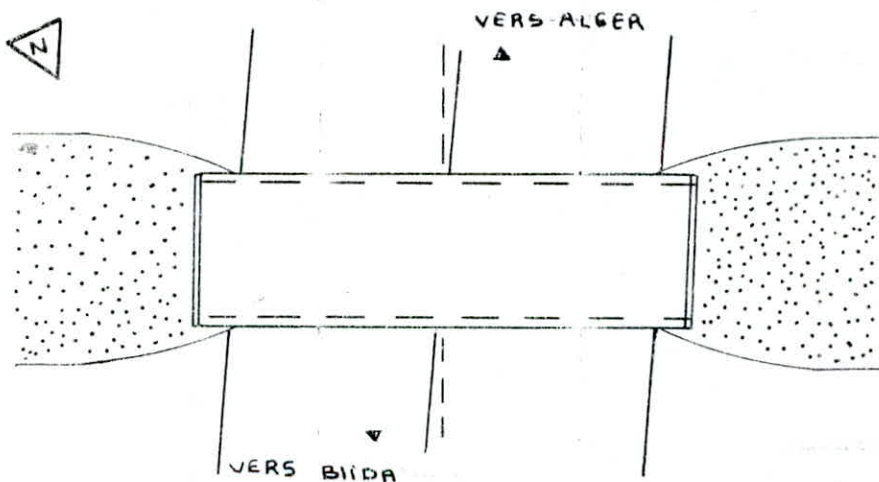
NOTE DE PRESENTATION.

L'ouvrage d'art qui nous a été proposé pour étude par la Société Nationale des travaux routiers (S.O.N.A.T.R.O.), fait partie d'un projet global constitué d'une série de ponts, tendant à aménager la route Nationale N°1 reliant quatre chemins Bouforik - Boufarik.

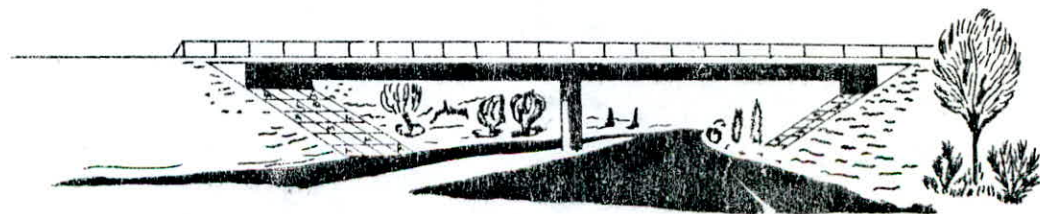
Ce pont constitue un passage supérieur courant sur autoroute, son application hors du domaine autoroutier ne présente pas de difficultés spécifiques.

(déviation de routes nationales ; carrefours dénivelés ; franchissement de cours d'eau,).

VUE EN PLAN



VUE EN PERSPECTIVE.



INTRODUCTION

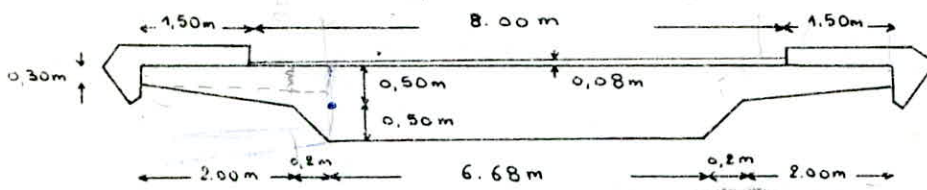
A. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.

Cet ouvrage d'art de type PSOP (passage supérieur à dalle en béton précontraint) est un pont en dalle pleine continu à deux travées égales de 25,4 m chacune.

Il présente une largeur de 11,5 m ainsi que des encorbellements de 2,2 m de largeur et supportant des trottoirs de 1,5 m de large chacun. Il se caractérise également par l'existence d'un biais géométrique de 80 degrés.

Ce pont sera ferrillé transversalement et précontraint longitudinalement.

- transversalement nous avons le schéma suivant:



- longitudinalement nous avons le schéma statique suivant.



B. Hypothèse et principe de calcul des ponts dalles à larges encorbellements.

Pour de telles structures, il convient de faire une distinction entre les parties en encorbellements et la nervure que nous appellerons dalle centrale. Nous considérons par ailleurs que les encorbellements ont pour origine la première discontinuité sur l'intrados.

Ainsi nous pouvons considérer que :

- les encorbellements travaillent comme des consoles encastées dans la dalle centrale (c'est à dire qu'on néglige l'effet de dalle des encorbellements dans la répartition longitudinale des surcharges lors du calcul des moments pléchissants et des efforts tranchants produits dans les sections d'encastrement par les charges et surcharges placées sur les encorbellements.
- on tient compte de la participation des encorbellements à la flexion longitudinale qui a pour effet de réduire la torsion dans la dalle.

1. Dimensionnement de la dalle à encorbellements.

Nous allons donc substituer à la dalle avec encorbellements la dalle équivalente de section rectangulaire de même hauteur que la dalle centrale et présentant la même inertie de flexion que l'ensemble de la structure étudiée.

la largeur ($2b$) de la dalle équivalente est donnée par :

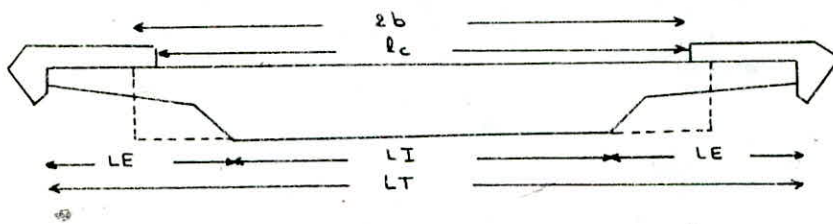
$$2b = \frac{12 I_x}{h^3}$$

h : hauteur de la dalle centrale

I_x : inertie totale de la structure.

nous avons $I_x = 0,71158 \text{ m}^4$
 $h = 1 \text{ m}$
 d'où $2b = 8,54 \text{ m}$

$S = 8,58 \text{ m}^2$
 $y_G = 0,44 \text{ m} \Rightarrow v_s = 0,44 \text{ m}$ (Fibre supérieure)
 $v_i = 0,56 \text{ m}$ (Fibre inférieure)



LI: largeur de l'intrados (nerve)
 LT: largeur totale utilisée de l'ouvrage

les encorbellements doivent satisfaire aux critères suivants:

- la largeur de la nervure (intrados) est supérieure à la moitié de la largeur utile totale de l'ouvrage.
 $LI > 0,5 LT$
- la largeur droite de l'encorbellement le plus important n'excède pas $1/5$ de la portée biaise déterminante.
 $LE < 0,2 l$
- la dalle rectangulaire équivalente élargie de 5% de chaque côté recouvrira entièrement la largeur surchargeable de la voie portée.
 $2b \cdot 1,10 > l_c$

Verification de ces conditions:

$l_c = 8,00 \text{ m}$; $LI = 6,68 \text{ m}$; $LE = 2,20 \text{ m}$; $LT = 11,50 \text{ m}$; $2b = 8,54 \text{ m}$.

• $LI = 6,68 \text{ m} > 0,5 \cdot LT = 0,5 \cdot 11,50 = 5,75 \text{ m}$

• $LE = 2,20 \text{ m} < 0,2 l = 0,2 \cdot 11,50 = 2,30 \text{ m}$

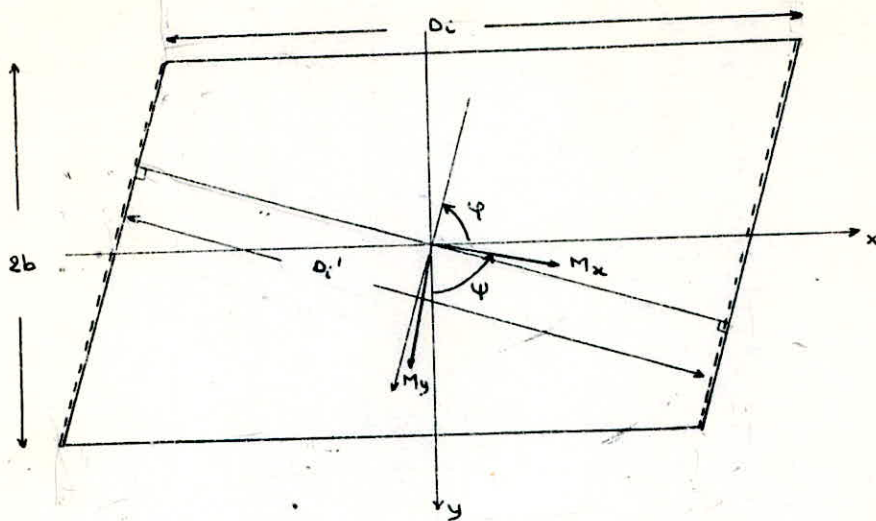
• $2b \cdot 1,1 = 9,394 \text{ m} > l_c = 8,00 \text{ m}$.

Toutes les conditions sont vérifiées

2. Etude du biais.

Biais géométrique : c'est l'angle que fait l'axe longitudinal du pont avec la largeur biaise.
 dans notre cas $\varphi = 80 \text{ grades}$.

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 donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi = \varphi \quad \text{pour } \eta < 0,5 \\ \psi = \varphi + \frac{\eta - 0,5}{2,2} (100 - \varphi) \quad \text{pour } 0,5 \leq \eta \leq 2,7 \\ \psi = 100 \quad \text{pour } \eta > 2,7 \end{array} \right.$$

avec $\eta_i = \frac{D_i \sin \varphi}{2b} = \frac{\text{portée droite}}{\text{largeur droite}} \quad D_i' = D_i \sin \varphi$

Dans notre cas $\varphi = 80 \text{ grades}$
 $D_i = 25,4 \text{ m}$ d'où $\eta = 2,83 > 2,7$
 $2b = 8,54 \text{ m}$ $2,66$

donc le biais géométrique $\psi = 100 \text{ grades}$.

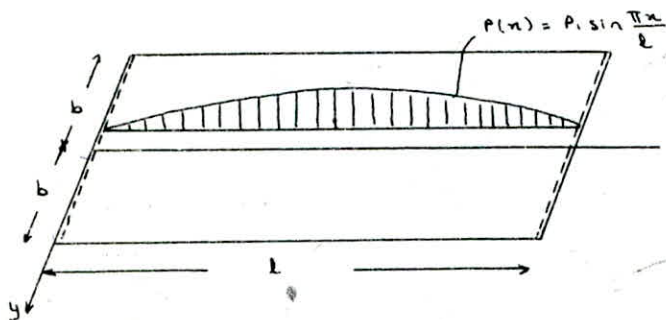
METHODE DE GUYON MASSONNET

1. INTRODUCTION.

Cette théorie a tout d'abord traité le cas des plaques minces, homogènes et isotropes.

Par la suite elle a pu être étendue aux calculs des dalles anisotropes et orthotropes. Pour rendre son application plus commode, on transforme les charges réelles appliquées sur l'ouvrage, en charges sinusoïdales.

2. FLEXION LONGITUDINALE.



$P(x)$: charge répartie suivant la sinusoïde dans le sens de la portée et répartie uniformément sur la largeur de la construction.

Le moment de flexion longitudinal par unité de largeur dans la section x , produit par une charge linéaire réelle, sinusoïdale dans le sens x et d'excentricité e est donné par:

$$M_x(x, y) = K(y) M_0(x).$$

$M_0(x)$: moment flechissant longitudinal par unité de largeur produit par la charge $P(x)$ dans la section x .

$K(y)$: coefficient de répartition transversal.

On définit ce coefficient comme étant le rapport du déplacement vertical $w(x, y)$ d'un point de la construction sous l'effet d'une charge linéaire $P(x)$ d'excentricité e , à celui $w_0(x)$ du même point mais sous l'effet de la charge uniformément répartie sur la largeur ($2b$) du pont.

$$K(y) = \frac{w(x, y)}{w_0(x)} = \frac{w(y) \sin \frac{\pi x}{l}}{w_0 \sin \frac{\pi x}{l}} = \frac{w(y)}{w_0}$$

la flèche moyenne de la section transversale est donnée par: $w_0 = \frac{1}{2b} \int_{-b}^b w(y) dy$

$$\text{d'où: } \frac{1}{2b} \int_{-b}^b K(y) dy = 1.$$

pour éviter de faire le calcul de K pour chaque valeur de x , Massonet a établi la formule d'interpolation suivante:

$$K_x = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{x}.$$

K_x dépend de: $(\alpha, \theta, \frac{e}{b}, \frac{y}{b})$

K_0 et K_1 obtenus comme suit: $K_0 = K(\alpha=0; \theta, e/b; y/b)$

$K_1 = K(\alpha=1; \theta, e/b; y/b)$

$$\theta = \frac{b}{l}$$

b : demi largeur droite

l : longueur biaise.

charges réparties.

le calcul de $K(y)$ se fera par la formule des trapèzes ; et ceci en divisant la construction dans le sens de la largeur en huit bandes de même largeur :

$$\frac{1}{2b} \int_{-b}^b K(y) dy = \frac{1}{8} \left(\frac{K_0}{2} + K_1 + K_2 + \dots + \frac{K_8}{2} \right)$$

charges concentrées.

$$K(y) = \frac{\sum K_i(y)}{n} \quad n: \text{nombre de pîpes longitudinales.}$$

3. FLEXION TRANSVERSALE.

Le moment de flexion transversale par unité de largeur est donné par l'expression :

$$M_y(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} M_{y_m}(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} \mu_{\alpha m} P_m b \sin \frac{m\pi x}{l}$$

le coefficient μ_{α} s'exprime en fonction de μ_0 et μ_1 par la relation suivante :

$$\mu_{\alpha} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \sqrt{\alpha}$$

μ_{α} depend (θ ; α ; e/b ; y/b)

$$\mu_0 = \mu(\alpha=0; \theta; e/b; y/b)$$

$$\mu_1 = \mu(\alpha=1; \theta; e/b; y/b)$$

$$\text{avec } \theta = \frac{b}{l \sin^2 \psi}$$

b : demi largeur biaise : $b/\sin \psi$

l : portée droite : $l \sin \psi$

$$M_y(x, y) = \sum_{m=1}^5 \mu_{\alpha m} P_m b \sin \frac{m\pi x}{l}$$

$\mu_{\alpha m}$: coefficient de flexion transversale relatif à l'harmonique de rang m .

$$\mu_{\alpha 1} \rightarrow \theta$$

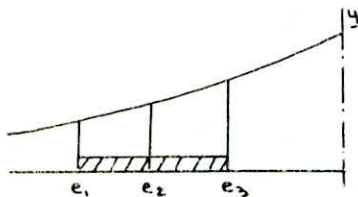
$$\mu_{\alpha 3} \rightarrow 3\theta$$

$$\mu_{\alpha 5} \rightarrow 5\theta$$

3.1. calcul de $\mu_{\alpha m}$.

charges réparties.

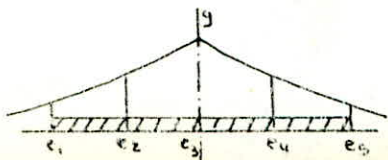
le coefficient de flexion transversale sera obtenu en utilisant la méthode de Simpson - si la fibre considérée n'appartient pas à la bande chargée :



$y \notin [e_1, e_3]$ e_2 : fibre située à mi distance e_1, e_3

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

- si la fibre considérée appartient à la bande chargée :



$y \in [e_1, e_5]$

$$\mu = \frac{1}{12} \mu(e_1) + \frac{1}{3} \mu(e_2) + \frac{1}{6} \mu(e_3) + \frac{1}{3} \mu(e_4) + \frac{1}{12} \mu(e_5)$$

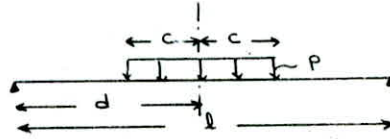
charges concentrées.

on fait la somme des coefficients α se rapportant au nombre de file

3.2. Calcul de P_m .

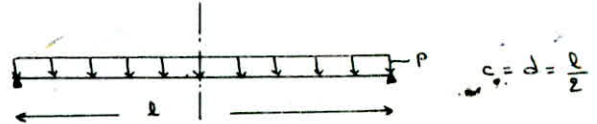
charge linéaire répartie sur $2c$:

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



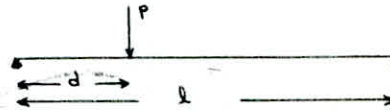
charge linéaire uniforme complète.

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



charge concentrée.

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



4- EFFORTS TRANCHANTS ET REACTIONS D'APPUIS.

4.1. EFFORTS TRANCHANTS.

$$Q_x = \sum Q_{xm} = \sum P_m \frac{b}{b} E_{\alpha m} \cos \frac{m\pi x}{l}$$

avec $E_{\alpha} = E_0 + (E_1 - E_0) \alpha$ si $|y| + |e| \leq 3b/4$
 $E_{\alpha} = E_0 + (E_1 - E_0) \sqrt{\alpha}$ si $|y| + |e| > 3b/4$.

4.2. Reactions d'appuis.

$$\bar{Q}_x = \sum \bar{Q}_{xm} = \sum \frac{b}{b} P_m \bar{E}_{\alpha m} \cos \frac{m\pi x}{l}$$

avec $\bar{E}_{\alpha} = \bar{E}_0 + (\bar{E}_1 - \bar{E}_0) \alpha$ si $|y| + |e| \leq 3b/4$
 $\bar{E}_{\alpha} = \bar{E}_0 + (\bar{E}_1 - \bar{E}_0) \sqrt{\alpha}$ si $|y| + |e| > 3b/4$

$$\bar{E}_0 = E(\alpha=0; \theta; e/b; y/b)$$

$$\bar{E}_1 = E(\alpha=1; \theta; e/b; y/b)$$

$$\theta = \frac{b}{l}$$

les coefficients \bar{E} sont calculés avec la même méthode que celle utilisée pour le coefficient $K(y)$

5- Prise en compte de la continuité.

Pour des constructions continues, les flèches dans les travées sont plus faibles que celles des constructions simplement appuyées, il en résulte donc, une autre répartition transversale.

pour cela on se contente d'adopter une valeur moyenne adéquate du paramètre d'entretoisement comprise dans l'intervalle.

$$\frac{b}{l} \sqrt{\frac{P_p}{S_E}} < \theta < 1,25 \frac{b}{l} \sqrt{\frac{P_p}{S_E}}$$

b : demi largeur de la construction
 l : portée de la construction
 P_p, S_E : rigidité flexionnelle / unité de longueur

Pour trouver cette valeur, on remplace la poutre continue nœlle de moment d'inertie I_p par une poutre fictive à une travée, de longueur l posée sur deux appuis simples, qui ait une rigidité I_p^* augmentée de façon à obtenir dans les deux cas la même flèche au milieu de la travée.

on réalise l'égalité des flèches pour une charge concentrée au milieu d'une des travées, il est alors possible d'étendre le domaine d'emploi des tableaux de G.M

Si la déformée d'une poutre continue au milieu de la travée sous une charge unitaire appliquée en $l/2$ est:

$$w_s = \frac{1}{c} \frac{l^3}{EI_p}$$

soit w_p la déformée d'une poutre simplement appuyée au milieu de la travée sous une charge unitaire appliquée à $l/2$.

$$w_p = \frac{1}{48} \frac{l^3}{EI_p^*}$$

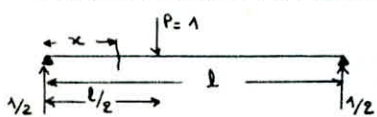
on posant $w_s = w_p$ nous obtenons: $I_p^* = \frac{c}{48} I_p = \gamma I_p$ d'où $\gamma = \frac{c}{48}$

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

et le paramètre de torsion $\alpha^* = \frac{\alpha}{\sqrt[4]{\gamma}}$: coefficient reducteur utilisé dans les calculs des constructions.

5.1. calcul des différents paramètres.

Calcul de la Flèche w_p .



$$m_1(x) = \begin{cases} \frac{1}{2}x & 0 < x < \frac{l}{2} \\ \frac{1}{2}(l-x) & \frac{l}{2} < x < l \end{cases}$$

pour le calcul des déformations au milieu de la travée de la poutre on utilisera l'expression de Maxwell Mohr dans laquelle les déplacements sont donnés par:

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

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

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

Δ : déplacement généralisé.

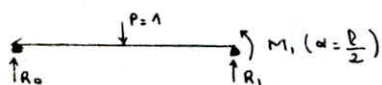
$$w_p = \frac{1}{EI_p^*} \left[\int_0^{l/2} \left(\frac{1}{2}x\right)^2 dx + \int_{l/2}^l \frac{1}{4}(l-x)^2 dx \right] = \frac{l^3}{48EI_p^*}$$

Calcul de la Flèche w_s .



$$\eta_1(\alpha = \frac{l}{2}) = -\frac{l/2 (l^2 - l^2/4)}{4l^2} = -\frac{3l}{32}$$

$$R_0 = \frac{13}{32} \quad R_1 = \frac{19}{32}$$



$$M_p(x) = \begin{cases} \frac{13}{32}x & ; 0 < x < \frac{l}{2} \\ -\frac{19}{32}x + \frac{l}{2} & ; \frac{l}{2} < x < l \end{cases} \quad m_1(x) = \begin{cases} \frac{1}{2}x & ; 0 < x < \frac{l}{2} \\ \frac{1}{2}(l-x) & ; \frac{l}{2} < x < l \end{cases}$$

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

$$\text{d'où } c = \frac{1536}{23} = 66,78 \quad ; \quad \gamma = \frac{c}{48} = 1,39 \quad ; \quad \theta = \frac{b}{l} = \frac{4,27}{25,4} = 0,168 \quad ; \quad \theta^* = 0,182 \quad ; \quad \alpha^* = \frac{1}{\sqrt[4]{\gamma}} = 0,85$$

LIGNES D'INFLUENCE

A. RAPPEL SUR LES POUTRES CONTINUES.

1. Relation des trois moments.

les moments sur appuis intermédiaires d'une poutre continue sont donnés par la relation des trois moments ; qui a pour expression :



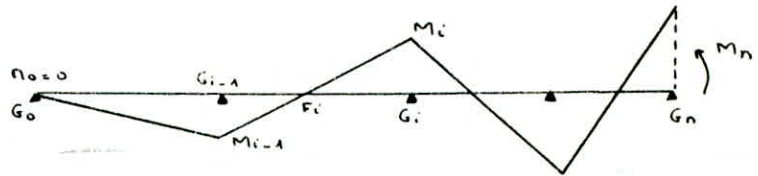
$$b_i \eta_{i-1} + (c_i + a_{i+1}) \eta_i + b_{i+1} \eta_{i+1} = w'_{i+1} - w''_i + \Omega_{i+1} - \Omega_i$$

- a_i, b_i, c_i désignent les constantes mécaniques de la travée i
- w'_i, w''_i désignent les notations des sections d'extrémités de la travée libre (indice $(')$ pour notation de gauche et indice $(''$) pour notation de droite)
- η_i, η_{i+1} sont les angles de déviation correspondant respectivement aux travées $G_{i-1}G_i$; G_iG_{i+1} $\Omega_i = \frac{V_i - V_{i-1}}{l_i}$

2. Méthode des Foyers.

2.1 Foyer de gauche.

on applique à l'extrémité G_n d'une poutre continue un couple M_n , la ligne représentative du moment pléchiissant est constituée d'un segment de droite dans chaque travée ($P(n) = 0$).



les foyers de gauche sont des points de moments nul F_i sous l'action de M_n , et sont définis par :

$$\phi_i = -\frac{\eta_{i-1}}{\eta_i} = \frac{G_{i-1} F_i}{F_i G_i} \quad \text{nous avons } \phi_1 = -\frac{\eta_0}{\eta_1} = 0$$

En appliquant l'équation des trois moments nous obtenons :

$$\text{pour } i = n-1 : \phi_n = \frac{b_n}{c_{n-1} + a_n - b_{n-1} \phi_{n-1}}$$

2.2 Foyer de droite.

on définit de même les foyers de droite en appliquant un couple dans la section d'origine G_0 , par les rapports

$$\phi'_i = -\frac{\eta_i}{\eta_{i-1}} = \frac{F'_i G_i}{G_{i-1} F'_i} \quad \text{nous avons } \phi'_n = \frac{\eta_n}{\eta_{n-1}} = 0$$

$$\phi'_{n-1} = \frac{b_{n-1}}{c_{n-1} + a_n - b_n \phi'_n}$$



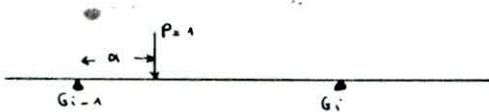
Remarque :

La position des foyers ne dépend donc que des caractéristiques mécaniques de la poutre.

B - LIGNES D'INFLUENCE

1. ligne d'influence du moment sur appui

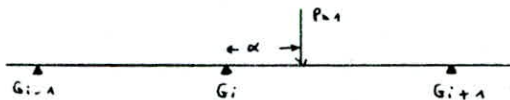
a. charge unitaire appliquée sur la travée (i)



$$\eta_i(\alpha) = -\frac{1}{b_i} \frac{w'_i(\alpha) + \frac{1}{\phi_i} w''_i(\alpha)}{\frac{1}{\phi_i} \phi'_i - 1}$$

la ligne d'influence $\eta_i(\alpha)$ présente dans la travée i , un point d'inflexion au droit du poyer de gauche F_{i-1} et sa concavité est tournée vers le haut, à droite de ce point d'inflexion

b. charge unitaire appliquée sur la travée (i+1).



$$M_i(\alpha) = \frac{1}{b_{i+1}} \frac{\frac{1}{\phi_{i+1}} w'_{i+1}(\alpha) + w''_{i+1}(\alpha)}{\frac{1}{\phi_{i+1}} \phi'_{i+1} - 1}$$

la ligne d'influence $\eta_i(\alpha)$ présente dans la travée (i+1) un point d'inflexion au droit du poyer de droite F_{i+1} et sa concavité est tournée vers le haut à gauche de ce point d'inflexion

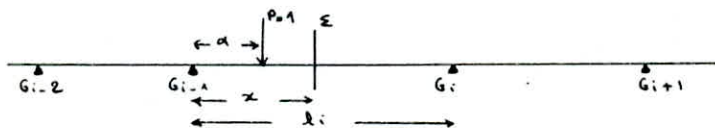
$$w'_i = - \int_0^{l_i} \mu_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) \frac{dx}{EI_i} + \left[\frac{1}{l_i} \int_0^{l_i} \tau_i \frac{dx}{GS_{i,i}} \right]$$

$$w''_i = \int_0^{l_i} \mu_i \left(\frac{x}{l_i}\right) \frac{dx}{EI_i} + \left[\frac{1}{l_i} \int_0^{l_i} \tau_i \frac{dx}{GS_{i,i}} \right]$$

les termes entre crochets, correspondant aux déformations dues à l'effort tranchant, peuvent être négligés dans les cas courants : $l_i/h > 10$.

2. ligne d'influence du moment flechissant d'une section en travée.

La section (Σ) se trouve sur la travée i



2.1. la charge unitaire se trouve sur la travée i

La ligne d'influence du moment dans cette section est donnée par :

$$M(x, \alpha) = \mu_i(x, \alpha) + \eta_{i-1}(\alpha) \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + \frac{x}{l_i} \eta_i(\alpha)$$

$\mu_i(x, \alpha)$: ligne d'influence du moment flechissant dans la section Σ de la poutre $G_{i-1} G_i$ simplement appuyée.

$$\mu_i(x, \alpha) = \alpha \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) \quad \text{pour } \alpha \leq x$$

$$\mu_i(x, \alpha) = x \left(1 - \frac{\alpha}{l_i}\right) \quad \text{pour } \alpha \geq x.$$

2.2. la charge unitaire se trouve sur la travée $G_i G_{i+1}$.

$$\mu_i(x, \alpha) = 0 \quad \text{car la travée } G_{i-1} G_i \text{ non chargée}$$

$$\text{donc } M(x, \alpha) = \eta_{i-1}(\alpha) \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + \frac{x}{l_i} \eta_i(\alpha) \quad \text{avec } \eta_{i-1}(\alpha) = -\phi_i \eta_i(\alpha)$$

$$\text{d'où } \eta_i(x, \alpha) = \eta_i(\alpha) \left[\frac{x}{l_i} (1 + \phi_i) - \phi_i \right]$$

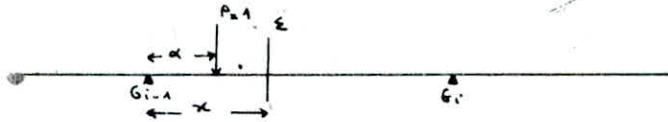
2.3. la charge unitaire se trouve sur la travée $G_{i-2} G_{i-1}$

$$\mu(x, \alpha) = 0 \quad \text{et} \quad \eta_{i-1}(\alpha) = -\frac{\eta_i(\alpha)}{\phi_i}$$

$$\text{d'où } \eta_i(x, \alpha) = \eta_i(\alpha) \left[\frac{x}{l_i} \left(1 + \frac{1}{\phi_i} \right) - \frac{1}{\phi_i} \right]$$

3. LIGNE D'INFLUENCE de l'EFFORT tranchant d'une section entravée.

3.1. la charge unitaire se trouve sur la travée $G_{i-1} G_i$



La ligne d'influence de l'effort tranchant dans cette section est donnée par :

$$T(x, \alpha) = \zeta_i(x, \alpha) + \frac{\eta_i(\alpha) - \eta_{i-1}(\alpha)}{l_i} \quad \text{avec} \quad \zeta_i(x, \alpha) = \frac{d\mu_i(x, \alpha)}{dx}$$

3.2. la charge unitaire se trouve sur la travée $G_i G_{i+1}$

$$T(x, \alpha) = \frac{\eta_i(\alpha) - \eta_{i-1}(\alpha)}{l_i} \quad \text{d'où} \quad T(x, \alpha) = \frac{\eta_i(\alpha)}{l_i} (1 + \phi_i)$$

3.3. la charge unitaire se trouve sur la travée $G_{i-2} G_{i-1}$

$$T(x, \alpha) = \frac{\eta_i(\alpha)}{l_i} (1 + 1/\phi_i)$$

4. LIGNE D'INFLUENCE des réactions d'appuis.

les réactions d'appuis sont données par :

$$R_i(\alpha) = T_{i+1}(\alpha) - T_i(\alpha)$$

$T_i(\alpha)$, $T_{i+1}(\alpha)$ sont représentés par les lignes d'influence des efforts tranchants concernant les sections au voisinage de l'appui.

C. APPLICATION AU PROJET.

le pont est assimilé à une poutre continue à deux travées égales de 25,4m de longueur. les notations dues aux nivellements d'appuis sont négligeables devant celles dues à une charge élémentaire.



1. LIGNE D'INFLUENCE du moment fléchissant sur appuis.

1.1. Force unitaire appliquée sur la travée 1.



$$\eta_1(\alpha) = -\frac{1}{b_1} \frac{w_1'(\alpha) + \frac{1}{\phi_1} w_1''(\alpha)}{\frac{1}{\phi_1 \phi_1} - 1}$$

$$a_1 = a_2 = c_1 = c_2 = l/3EI$$

$$b_1 = b_2 = l/6EI$$

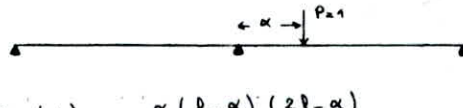
$$\phi_1 = 0 \quad ; \quad \phi_2 = 1/4 \quad w'(\alpha) = \frac{-\alpha(l-\alpha)(2l-\alpha)}{6EI l}$$

$$\phi_2' = 0 \quad ; \quad \phi_1' = 1/4 \quad w''(\alpha) = \frac{\alpha(l-\alpha)(l+\alpha)}{6EI l}$$

$$\text{d'où } \eta_1(\alpha) = -\frac{1}{b_1} \phi_1' w''(\alpha) = -\frac{\alpha(l^2-\alpha^2)}{4l^2}$$

$$\eta_1(\alpha) = -\frac{\alpha(l^2-\alpha^2)}{4l^2} \quad \text{pour } 0 \leq \alpha \leq l.$$

1.2. Force unitaire appliquée sur la travée 2.




$$\eta_1(\alpha) = \frac{1}{b_2} \frac{\frac{1}{\phi_2} w_2'(\alpha) + w_2''(\alpha)}{\frac{1}{\phi_2 \phi_2'} - 1} = \frac{1}{b_2} \phi_2' w_2'(\alpha)$$

$$\text{d'où } \eta_1(\alpha) = \frac{-\alpha(l-\alpha)(2l-\alpha)}{4l^2} \quad \text{pour } 0 \leq \alpha \leq l.$$

2. LIGNE D'INFLUENCE du moment fléchissant d'une section entravée.

2.1. la charge unitaire se trouve sur la travée 1.



$$\eta(x, \alpha) = \eta_0(\alpha) + \eta_1(\alpha)(1-x/l) + \eta_2(\alpha) \frac{x}{l}$$

$$\eta_0(\alpha) = 0$$

$$\eta_2(\alpha) = -\alpha \frac{(l^2-\alpha^2)}{4l^2}$$


$$\eta_1(\alpha) = \alpha(1-\frac{x}{l}) \quad \text{pour } 0 \leq \alpha \leq x$$

$$\eta_1(\alpha) = x(1-\alpha/l) \quad \text{pour } x \leq \alpha \leq l.$$

$$\text{d'où : } M(x, \alpha) = \frac{\alpha^3 x}{4l^3} + \alpha \left(1 - 5x/4l \right) \quad \text{pour } 0 \leq \alpha \leq x$$

$$M(x, \alpha) = \frac{\alpha^3 x}{4l^3} - \frac{5\alpha x}{4l} + x \quad \text{pour } x \leq \alpha \leq l.$$

2.2. la charge unitaire se trouve sur la travée 2.



$$\eta(x, \alpha) = \eta_0(\alpha)(1-x/l) + \eta_1(\alpha) x/l.$$

$$\eta_0(\alpha) = 0$$


$$\eta_1(\alpha) = -\alpha \frac{(l-\alpha)(2l-\alpha)}{4l^2}$$

$$\text{d'où } M(x, \alpha) = \frac{-x\alpha(l-\alpha)(2l-\alpha)}{4l^3} \quad 0 \leq x \leq l.$$

Remarque: pour des sections se trouvant sur la travée 2, les résultats seront obtenus par symétrie.

3. LIGNE D'INFLUENCE de l'effort tranchant d'une section entravée.

3.1. la charge unitaire se trouve sur la travée 1.



$$T(x, \alpha) = \frac{d\eta(x, \alpha)}{d\alpha} + \frac{\eta_1(\alpha) - \eta_0(\alpha)}{l}$$

$$\eta_0(\alpha) = 0$$

$$\eta_1(\alpha) = -\alpha(l^2-\alpha^2)/4l^2$$

$$d\eta(x, \alpha)/d\alpha = -\alpha/l \quad \text{pour } 0 \leq \alpha \leq x$$

$$d\eta(x, \alpha)/d\alpha = 1-\alpha/l \quad \text{pour } x \leq \alpha \leq l.$$

$$\text{d'où } T(x, \alpha) = \frac{\alpha^3}{4l^3} - \frac{5}{4l} \alpha \quad \text{pour } 0 \leq \alpha \leq x$$

$$T(x, \alpha) = \frac{\alpha^3}{4l^3} - \frac{5}{4l} \alpha + 1 \quad \text{pour } x \leq \alpha \leq l.$$

3.2. La charge unitaire se trouve sur la travée 2.



$$n_0(\alpha) = 0$$

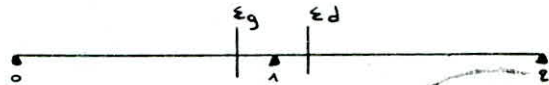
$$n_1(\alpha) = -\alpha(l-\alpha)(2l-\alpha)/4l^2$$

$$\text{d'où } T(x, \alpha) = \frac{-\alpha(l-\alpha)(2l-\alpha)}{4l^3} \quad \text{pour } 0 \leq \alpha \leq l$$

$$T(x, \alpha) = -\frac{\alpha^3}{4l^3} + \frac{3}{4l^2} \alpha^2 - \frac{\alpha}{2l} \quad \text{pour } 0 \leq \alpha \leq l.$$

4. LIGNE D'INFLUENCE DES RÉACTIONS D'APPUI.

· équation de la ligne d'influence de la réaction d'appui intermédiaire.



La ligne d'influence de la réaction d'appui 1 est obtenue par différence entre la ligne d'influence de l'effort tranchant pour E_d et celle trouvée pour E_g .

$$\text{pour } E_g: \quad T(x, \alpha) = \frac{\alpha^3}{4l^3} - \frac{5}{4l} \alpha \quad 0 \leq \alpha \leq x$$

$$\text{pour } E_d: \quad T(x, \alpha) = -\frac{\alpha^3}{4l^3} + \frac{\alpha}{4l} \quad 0 \leq \alpha \leq x.$$

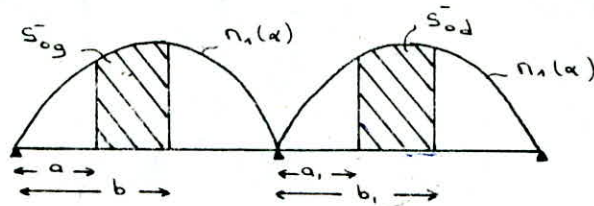
$$\text{d'où } R_1(\alpha) = -\frac{\alpha^3}{4l^3} + \frac{\alpha}{4l} - \frac{\alpha^3}{4l^3} + \frac{5}{4l} \alpha = -\frac{\alpha^3}{2l^3} + \frac{3\alpha}{2l}$$

$$R_1(\alpha) = -\frac{\alpha^3}{2l^3} + \frac{3}{2l} \alpha.$$

Nota: pour l'appui 0 ou 2 les équations des lignes d'influence des réactions d'appui sont identiques à celles des efforts tranchants au voisinage de ces appuis.

D. AIRES DES LIGNES D'INFLUENCE.

1. Aires d'influence des moments fléchissants sur appuis.



$$S_{0g}^- = \int_a^b \eta_1(\alpha) d\alpha = \int_a^b \left[\frac{-\alpha(l^2 - \alpha^2)}{4l^2} \right] d\alpha$$

$$S_{0g}^- = \frac{1}{16l^2} (b^4 - a^4) - \frac{1}{8} (b^2 - a^2)$$

$$S_{0d}^- = \int_{a_1}^{b_1} \eta_1(\alpha) d\alpha = \int_{a_1}^{b_1} \left[\frac{-\alpha(l - \alpha)(2l - \alpha)}{4l^2} \right] d\alpha$$

$$S_{0d}^- = -\frac{1}{16l^2} (b_1^4 - a_1^4) + \frac{1}{4l} (b_1^3 - a_1^3) - \frac{1}{4} (b_1^2 - a_1^2)$$

2. Aires d'influence des moments fléchissants d'une section entravée.

L'allure de la ligne d'influence du moment fléchissant dans une section entravée change suivant la position de cette dernière.

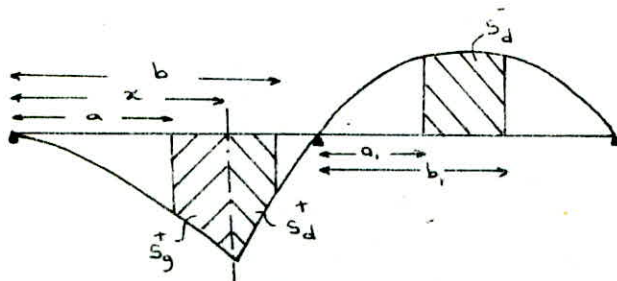
lorsque la charge unitaire se trouve sur la travée à gauche de la section $M(\pi, \alpha)$ vaut :

$$\eta(\pi, \alpha) = \frac{a^3 \pi}{4l^3} + \alpha \left(1 - \frac{5\pi}{4l} \right) \quad \text{pour } 0 \leq \alpha \leq x$$

$$\text{pour } x \leq 0,8l \quad \Rightarrow \eta(\pi, \alpha) > 0$$

$$\text{pour } x > 0,8l \quad M(\pi, \alpha) \text{ prend des valeurs négatives.}$$

l'allure de la ligne d'influence pour $x \leq 0,8l$ est la suivante :



$$S_g^+ = \int_a^x n(x, \alpha) d\alpha = \int_a^x \left[\frac{\alpha^3 x}{4l^3} + \alpha \left(1 - \frac{5x}{4l} \right) \right] d\alpha.$$

$$S_g^+ = \frac{x}{16l^3} (x^4 - a^4) + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{5x}{4l} \right) (x^2 - a^2).$$

$$S_d^+ = \int_x^b n(x, \alpha) d\alpha = \int_x^b \left(\frac{\alpha^3 x}{4l^3} - \frac{5\alpha x}{4l} + x \right) d\alpha$$

$$S_d^+ = \frac{x}{16l^3} (b^4 - x^4) - \frac{5x}{8l} (b^2 - x^2) + x(b - x)$$

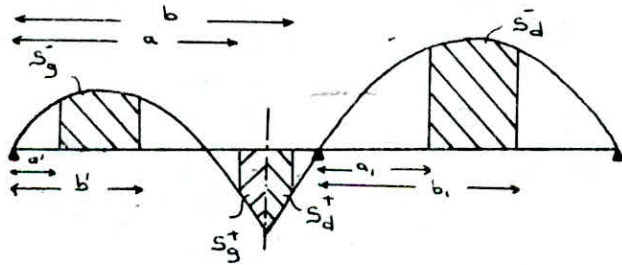
d'où l'aire totale positive : $S^+ = S_g^+ + S_d^+$

$$S^+ = \frac{x}{16l^3} (b^4 - a^4) + \frac{5x}{8l} (a^2 - b^2) + xb - \frac{x^2 + a^2}{2}$$

$$S_d^- = \int_{a_1}^{b_1} M(x, \alpha) d\alpha = \int_{a_1}^{b_1} \left[\frac{-x\alpha(l-\alpha)(2l-\alpha)}{4l^3} \right] d\alpha$$

$$S_d^- = -\frac{x}{16l^3} (b_1^4 - a_1^4) + \frac{x}{4l^2} (b_1^3 - a_1^3) - \frac{x}{4l} (b_1^2 - a_1^2)$$

d'allure de la ligne d'influence pour $x > 0,8l$ est la suivante :



$$S_g^- = \int_{a_1}^{b_1} M(x, \alpha) d\alpha = \int_{a_1}^{b_1} \left[\frac{\alpha^3 x}{4l^3} + \alpha \left(1 - \frac{5x}{4l} \right) \right] d\alpha.$$

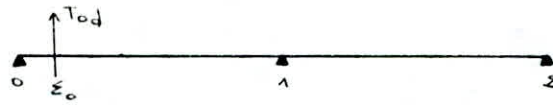
$$S_g^- = \frac{x}{16l^3} (b_1^4 - a_1^4) + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{5x}{4l} \right) (b_1^2 - a_1^2)$$

$S^+ = S_g^+ + S_d^+$ même expression que celle trouvée pour $x \leq 0,8l$.

S_d^- même expression que celle trouvée pour $x \leq 0,8l$.

3. Aires d'influence de l'effort tranchant d'une section en travée.

3.1. Aire d'influence de l'effort tranchant d'une section proche de l'appui 0.

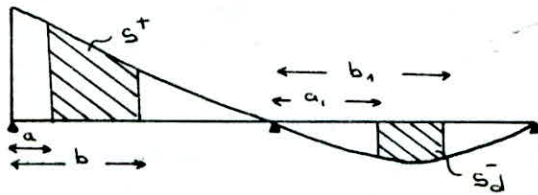


La fonction de la ligne d'influence de l'effort tranchant à l'appui 0 est donnée par:

$$\text{travée 1: } T_{0d}(\alpha) = \frac{\alpha^3}{4l^3} - \frac{5\alpha}{4l} + 1$$

$$\text{travée 2: } T_{0d}(\alpha) = -\frac{\alpha^3}{4l^3} + \frac{3}{4l^2} \alpha^2 - \frac{\alpha}{2l}$$

d'allure de la ligne d'influence est la suivante.



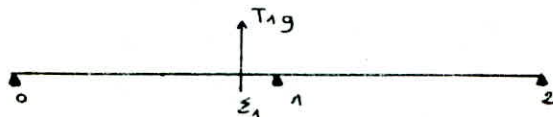
$$S^+ = \int_0^b T_{0d}(\alpha) d\alpha = \int_0^b \left(\frac{\alpha^3}{4l^3} - \frac{5\alpha}{4l} + 1 \right) d\alpha$$

$$S^+ = \frac{1}{16l^3} (b^4 - a^4) - \frac{5}{8l} (b^2 - a^2) + (b - a)$$

$$S^- = \int_{a_1}^{b_1} T_{0d}(\alpha) d\alpha = \int_{a_1}^{b_1} \left(-\frac{\alpha^3}{4l^3} + \frac{3}{4l^2} \alpha^2 - \frac{\alpha}{2l} \right) d\alpha$$

$$S^- = -\frac{1}{16l^3} (b_1^4 - a_1^4) + \frac{1}{4l^2} (b_1^3 - a_1^3) - \frac{1}{4l} (b_1^2 - a_1^2)$$

3.2. Aire d'influence de l'effort tranchant d'une section proche de l'appui 1.

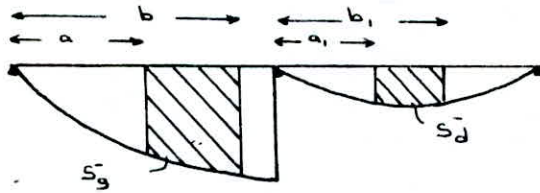


La fonction de la ligne d'influence de l'effort tranchant à l'appui 1 est donnée par:

$$\text{travée 1: } T_{1g}(\alpha) = \frac{\alpha^3}{4l^3} - \frac{5\alpha}{4l}$$

$$\text{travée 2: } T_{1g}(\alpha) = -\frac{\alpha^3}{4l^3} + \frac{3}{4l^2} \alpha^2 - \frac{\alpha}{2l}$$

d'allure de la ligne d'influence est la suivante:



$$S_g = \int_a^b T_{1g}(\alpha) d\alpha = \int_a^b \left(\frac{\alpha^3}{4l^3} - \frac{5\alpha}{4l} \right) d\alpha$$

$$S_g = \frac{1}{16l^3} (b^4 - a^4) - \frac{5}{8l} (b^2 - a^2)$$

S_j : même expression que celle trouvée pour l'appui o.

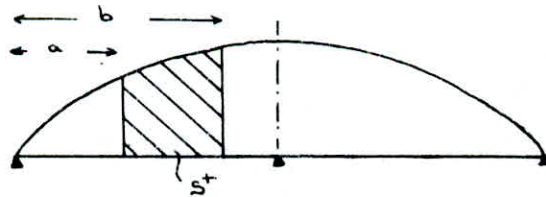
4. AIRES D'INFLUENCE DES REACTIONS D'APPUIS.

4.1. Aire d'influence de la réaction sur appui intermédiaire.

La fonction de la ligne d'influence de la réaction sur appui intermédiaire est donnée par :

$$R_1(\alpha) = \frac{3\alpha l^2 - \alpha^3}{2l^3}$$

d'allure de la ligne d'influence est la suivante.



$$S^t = \int_a^b R_1(\alpha) d\alpha = \int_a^b \left(\frac{3\alpha l^2 - \alpha^3}{2l^3} \right) d\alpha.$$

$$S^t = -\frac{1}{8l^3} (b^4 - a^4) + \frac{3}{4l} (b^2 - a^2).$$

x (Sections) (m)	TRAVÉE 1		TRAVÉE 2	S _{totale}
	S ⁺	S _g ⁻	S _D ⁻	
0,00 l	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,05 l	13,3064	0,0000	- 2,0161	11,2903
0,10 l	24,9999	0,0000	- 4,0323	20,9676
0,15 l	35,0806	0,0000	- 6,0484	29,0322
0,20 l	43,5483	0,0000	- 8,0645	35,4838
0,25 l	50,4031	0,0000	- 10,0806	40,3225
0,30 l	55,6451	0,0000	- 12,0968	43,5483
0,35 l	59,2741	0,0000	- 14,1129	45,1612
0,40 l	61,2902	0,0000	- 16,1290	45,1612
0,45 l	61,6934	0,0000	- 18,1451	43,5483
0,50 l	60,4838	0,0000	- 20,1613	40,3225
0,55 l	57,6612	0,0000	- 22,1774	35,4838
0,60 l	53,2257	0,0000	- 24,1935	29,0322
0,65 l	47,1773	0,0000	- 26,2096	20,9676
0,70 l	39,5161	0,0000	- 28,2258	11,2903
0,75 l	30,2419	0,0000	- 30,2419	0,0000
0,80 l	19,3548	0,0000	- 32,2580	- 12,9032
0,85 l	9,8197	- 2,9649	- 34,2741	- 27,4193
0,90 l	3,9426	- 11,2007	- 36,2903	- 43,5484
0,95 l	0,8913	- 23,8752	- 38,3064	- 61,2903
1,00 l	0,0000	- 40,3225	- 40,3225	- 80,6450

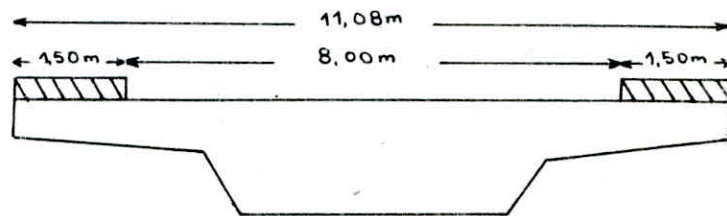
MOMENTS LONGITUDINAUX

A. TYPES DE CHARGES ET SURCHARGES A CONSIDERER.

Dans le cas des ponts dalles à larges encorbellements, du type PSI DP 69 ; les moments prépondérants sont obtenus sous les surcharges suivantes :

- poids propre de la superstructure
- surcharge uniformément répartie A(L)
- surcharge Bc
- surcharge militaire $\eta_c 120$
- surcharge exceptionnelle D
- surcharge de trottoirs.

1. classe du pont.



largeur roulable : $l_r = 8,00m$

largeur chargeable : $l_s = 8,00m$

Nombre de voies : $N = \frac{l_s}{3} = \frac{8}{3} = 2,66$ on retient la partie entière $N = 2$ voies de circulation

les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales à :

$$l_v = \frac{l_s}{N} = \frac{8}{2} = 4,00m.$$

Conformément au CPC article 3 nous avons un pont de première classe.

2. Etude des charges et surcharges.

On envisagera l'effet de chaque type de surcharges et on retiendra les effets les plus défavorables, pour chaque section considérée.

Nota: les résultats finaux seront donnés sur le tableau de la page.

2.1. charges permanentes.

Pour le calcul du poids propre on considère les éléments suivants :

• ossature :

$$\left(3,34 + 0,5 \cdot 2,2 + \frac{0,2 \cdot 0,5}{2} - \frac{0,2 \cdot 2}{2} \right) 2 \cdot 2,5 = 21,45 \text{ t/mP}$$

• revêtement : Béton bitumineux

$$0,08 \cdot 8 \cdot 2,35 = 1,504 \text{ t/mP}$$

• Bordure de trottoir :

$$0,24 \cdot 0,35 \cdot 2,3 \cdot 2 = 0,386 \text{ t/mP}$$

$$0,04 \cdot 0,35 \cdot 2,35 \cdot 2 = 0,066 \text{ t/mP}$$

• dalle en Béton Armé :

$$0,65 \cdot 0,05 \cdot 2,5 \cdot 2 = 0,162 \text{ t/mP}$$

• Sable sous dalle :

$$0,19 \cdot 0,55 \cdot 1,4 \cdot 2 = 0,292 \text{ t/mP}$$

$$0,04 \cdot 0,55 \cdot 2,35 \cdot 2 = 0,104 \text{ t/mP}$$

• Appuis des dalles :

$$2 \cdot 0,20 \cdot 0,28 \cdot 2,5 \cdot 2 = 0,56 \text{ t/mP}$$

• garde corps :

$$0,12 \cdot 2 = 0,24 \text{ t/mP}$$

• glissière :

$$0,08 \times 2 = 0,16 \text{ t/mP}$$

• Corniche :

$$\left(19,56,5 + 26^2 - 2,5 \cdot 15 - \frac{6,3 \cdot 41,5}{2} \right) 2 \cdot 2,5 \cdot 10^{-4} = 0,790 \text{ t/mP}$$

d'où le poids propre par mètre linéaire de pont est donc : $G = 25,714 \text{ t/mP}$

pour chaque section considérée, le moment flechissant sous le poids propre sera obtenu en faisant le produit de G par l'aire totale de la ligne d'influence correspondante.

$$M = G \cdot S_{\text{totale}}$$

2.2. Surcharges $A(l)$.

La masse $A(l)$ est donnée en fonction de la longueur chargée l par la formule :

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

$A(l)$ exprimée en kg/m^2

l exprimée en m

En vertu de l'article 4 du CPC, la valeur de $A(l)$ est multipliée par un coefficient α_1 qui dépend de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

dans notre cas : pont de première classe
deux voies chargées

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1$$

La charge $A_1(l) = a_1 A(l)$ obtenue est multipliée par un coefficient a_2

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

V : Largeur d'une voie

V_0 : varie selon la classe du pont

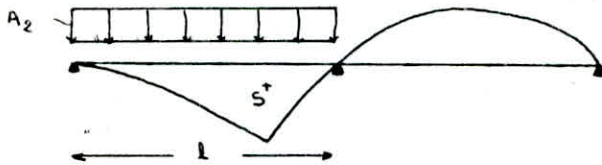
pour les ponts de première classe, $V_0 = 3,50\text{m}$ d'où $a_2 = \frac{3,50}{4,00} = 0,875$.

La charge $A_2 = a_1 a_2 A = 0,875 A$ ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chaque des voies considérées.

Dans le sens longitudinal les zones chargées sont déterminées par la considération de la ligne d'influence, en vue de rechercher le maximum de l'effet envisagé.

2.2.1. Disposition de la charge en vue d'obtenir un moment positif: M^{\max}

- pour les sections 0 à $0,80l$, le moment positif maximum est obtenu lorsque la travée 1 est chargée.



$$l = 25,4\text{m}$$

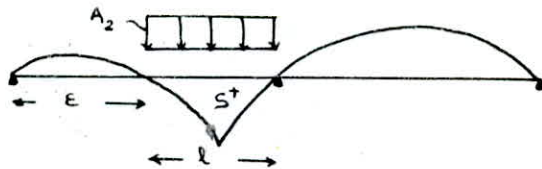
$$A(l) = 230 + \frac{36000}{l + 12} = 1192,57\text{ kg/m}^2$$

$$\text{d'où } A_2 = 0,875 \cdot 1192,57 = 1043,5\text{ kg/m}^2$$

$$A_2 = 1,0435\text{ t/m}^2$$

Le moment s'écrit : $M^{\max} = A_2 \cdot S^+ \cdot l_s$

- pour les sections $0,85l$, $0,9l$, $0,95l$ on charge la portion de travée 1 correspondant à l'aire positive.



$$x = 0,85l \rightarrow E = 13,78\text{m}$$

$$x = 0,90l \rightarrow E = 18,93\text{m}$$

$$x = 0,95l \rightarrow E = 22,57\text{m}$$

l varie selon la position de la section

Sections	l (m)	A_2 (t/m ²)
$0,85l$	11,62	1,535
$0,90l$	6,47	1,906
$0,95l$	2,83	2,325

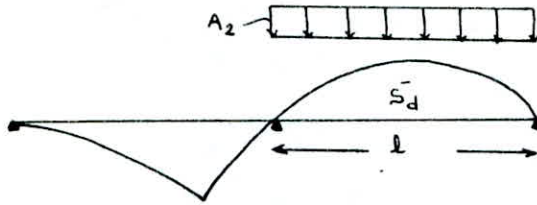
Le moment est donné par :

$$M^{\max} = A_2 \cdot S^+ \cdot l_s$$

- pour la section sur appui intermédiaire : $S^+ = 0 \Rightarrow M^{\max} = 0$

2.2.2. Disposition de la charge en vue d'obtenir un moment négatif: M^{\min}

- pour les sections 0 à 0,80l, le moment négatif minimum est obtenu lorsque la travée 2 est chargée.



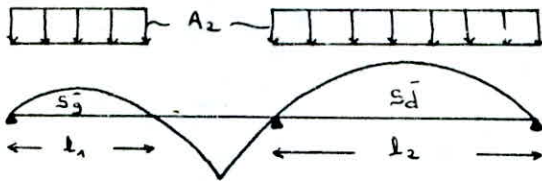
$$l = 25,4 \text{ m}$$

$$\text{d'où } A_2 = 1,0435 \text{ t/m}^2$$

le moment négatif est donné par:

$$M^{\min} = A_2 \cdot S_d \cdot l_s$$

- pour les sections 0,85l; 0,90l; 0,95l on charge la travée 2 et une portion de la travée 1 correspondant à l'aire négative.



$$l_1 = E \text{ (déjà calculé précédemment)}$$

$$l_2 = 25,4 \text{ m}$$

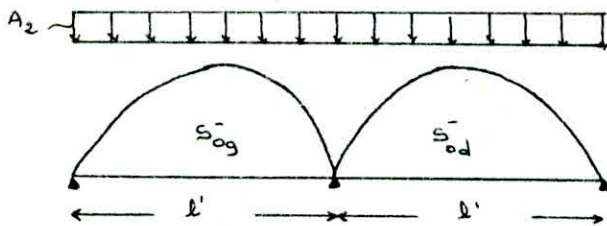
d'où $l = l_1 + l_2$ varie selon la position de la section.

Sections	l (m)	A_2 (t/m ²)
0,85l	39,18	0,817
0,90l	44,33	0,760
0,95l	47,97	0,727

Le moment négatif est donné par:

$$M^{\min} = A_2 (S_g + S_d) l_s$$

- pour la section sur appui intermédiaire, le moment négatif minimum est obtenu lorsque les deux travées sont chargées.



$$l = 2l' = 50,8 \text{ m}$$

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{l+12} = 803 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{d'où } A_2 = 0,703 \text{ t/m}^2$$

le moment négatif est donné par:

$$M^{\min} = A_2 (S_{og} + S_{od}) l_s$$

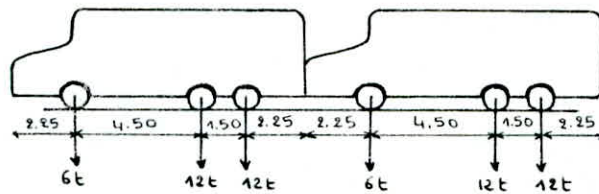
2.3 Surcharge Bc.

En vertu du cpc article 5, nous pourrions disposer sur notre pont deux convois de deux camions chacun, et ils seront placés de manière à obtenir la situation la plus défavorable.

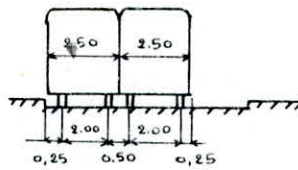
La disposition des convois est comme suit :

• Longitudinalement

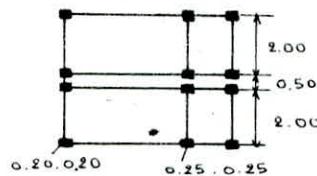
(masses relatives à une file de camions)



• Transversalement



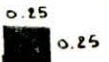
• En plan



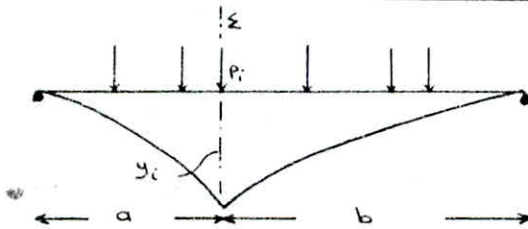
roue avant :



roue arrière :



2.3.1. Disposition des convois en vue d'obtenir un moment positif : M^{max}



le moment pléchissant en z dû à un ensemble de charges sera maximum, en y plaçant une charge P_i et telle que la situation suivante soit vérifiée.

$$\frac{\sum_{\alpha=1}^i P_{\alpha}}{a} > \frac{\sum_{\alpha=i+1}^n P_{\alpha}}{b} \quad \text{si on déplace } P_i \text{ à gauche de } z$$

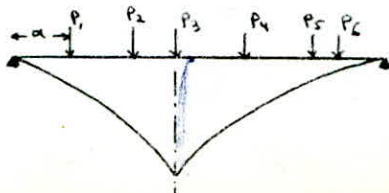
$$\frac{\sum_{\alpha=1}^{i-1} P_{\alpha}}{a} < \frac{\sum_{\alpha=i}^n P_{\alpha}}{b} \quad \text{si on déplace } P_i \text{ à droite de } z.$$

à ce moment la, le moment est maximum pour P_i en z sa valeur est :

$$M_z^{max} = \sum_{\alpha=1}^n P_{\alpha} y_i$$

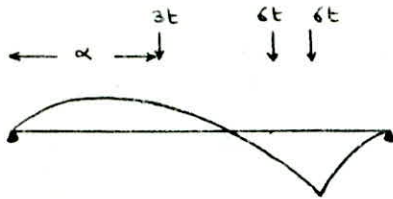
y_i : ordonnée de la ligne d'influence au droit de la charge P_i .

• pour les sections de 0 à 0,8l ; la disposition d'un convoi de deux camions nous donne l'effet le plus défavorable.



α : étant la position du premier essieu.
 si convoi D.G (3t, 6t, 6t, 3t, 6t, 6t)
 si convoi G.D (6t, 6t, 3t, 6t, 6t, 3t)

- pour les sections 0,85 l ; 0,9 l ; 0,95 l ; la disposition d'un convoi d'un seul camion nous donne l'effet le plus defavorable.



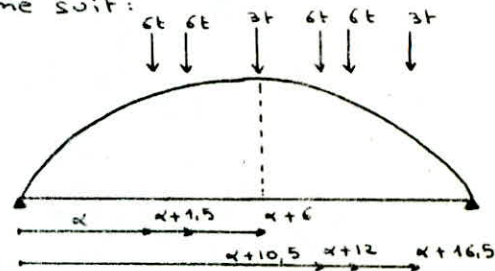
2.3.2 Disposition des camions en vue d'obtenir un moment negatif: M^{\min} .

- pour les sections de 0 à 0,9 l ; le moment negatif le plus defavorable est obtenu en chargeant la travée 2 comme suit:

le moment est donne par:

$$M^{\min} = \sum P_i y_i$$

y_i sont donnees en remplaçant dans l'expression de la fonction d'influence des moments flechissants α par l'abscisse correspondant à chaque charge.



d'où le moment s'écrit: $M^{\min} = \sum_{i=1}^6 \frac{-P_i \alpha_i x (l - \alpha_i) (2l - \alpha_i)}{4l^3}$; α_i est fonction de α .

La position du premier essieu est obtenue par: $\frac{dM^{\min}}{d\alpha} = 0$.

après transformation de cette dernière on aboutit à l'équation suivante:

$$30 \alpha^2 - 1101 \alpha + 4631,75 = 0 \Rightarrow \alpha = 4,85 \text{ m.}$$

- pour la section 0,95 l ; le moment negatif le plus defavorable est obtenu par la disposition suivante:

même raisonnement que plus haut nous obtenons:

travée 1: $M_1^{\min} = \sum P_i y_i$

$$M_1^{\min} = \sum_{i=1}^3 P_i \left(\frac{4i x}{4l^3} - \frac{5x \alpha_i}{4l} + \alpha_i \right)$$

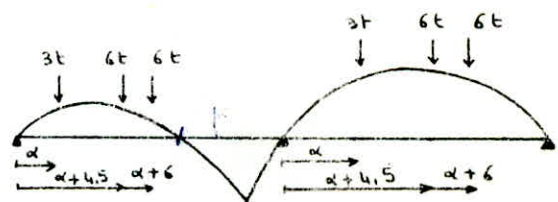
$$\frac{dM_1^{\min}}{d\alpha} = 0 \Rightarrow 15 \alpha^2 + 125 \alpha - 2209,18 = 0 \Rightarrow \alpha = 8,64 \text{ m}$$

travée 2: $M_2^{\min} = \sum P_i y_i$

$$M_2^{\min} = \sum_{i=1}^3 \frac{-P_i \alpha_i x (l - \alpha_i) (2l - \alpha_i)}{4l^3}$$

$$\frac{dM_2^{\min}}{d\alpha} = 0 \Rightarrow 15 \alpha^2 - 636 \alpha + 3588,7 = 0 \Rightarrow \alpha = 6,7 \text{ m.}$$

$$\text{d'où } M^{\min} = M_1^{\min} + M_2^{\min}$$



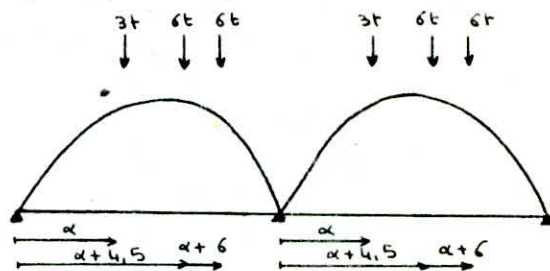
pour la section 1,00 l, de moment négatif le plus défavorable est obtenu par la disposition suivante:

travée 1: $M_1^{\min} = \sum P_i y_i$

$$\eta_1^{\min} = \sum_{i=1}^3 \frac{-P_i \alpha_i (l^2 - \alpha_i^2)}{4l^2}$$

$$\frac{d\eta_1^{\min}}{d\alpha} = 0 \Rightarrow 15\alpha^2 + 126\alpha - 2888,3 = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 10,3 \text{ m.}$$



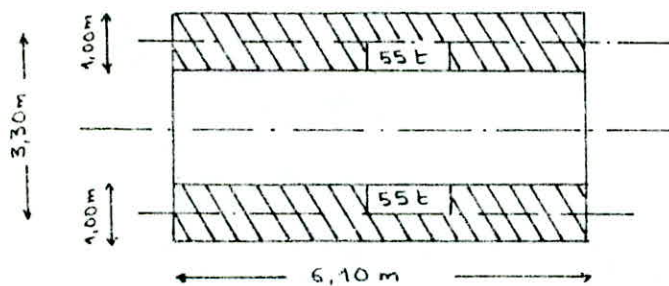
travée 2: $\eta_2^{\min} = \sum P_i y_i = \sum_{i=1}^3 \frac{-P_i \alpha_i (l - \alpha_i)(2l - \alpha_i)}{4l^2}$

$$\frac{d\eta_2^{\min}}{d\alpha} = 0 \Rightarrow 15\alpha^2 - 636\alpha + 3588,7 = 0 \Rightarrow \alpha = 6,7 \text{ m.}$$

d'où $\eta^{\min} = \eta_1^{\min} + \eta_2^{\min}$.

2.3. Surcharge militaire Mc 120

Vue en plan du convoi Mc 120:



En vertu du C.P.C

- transversalement: un seul convoi est supposé circuler quelque soit la largeur de la chaussée.
- longitudinalement: le nombre des convois n'est pas limité, et la distance des deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50 m.

Remarque: les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci.

Diffusion dans le plan moyen de la dalle.

on a un revêtement peu rigide: béton bitumineux.
les dimensions de la surface d'impact diffusée sont:

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

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

$$V = 6,10 \text{ m}$$

$$\text{avec } U = 1,00 \text{ m}$$

$$h_0 = 1,00 \text{ m}$$

$$e_r = 0,08 \text{ m}$$

d'où

$$U' = 7,22 \text{ m}$$

$$V' = 2,12 \text{ m.}$$

La charge uniformément répartie sur la longueur U' est: $p = \frac{110}{7,22} = 15,24 \text{ t/m}^2$ pour 1 convoi

2.3.1 Disposition du convoi en vue d'obtenir un moment positif: M^{max}

pour les sections de 0 à 0,95 l ; le moment positif le plus défavorable est obtenu par la disposition suivante:

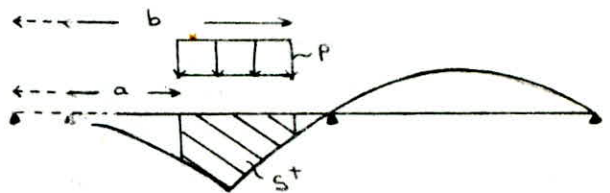
$$b = a + d \text{ avec } d = 7,22 \text{ m.}$$

La valeur de a est donnée par la résolution de l'équation suivante:

$$\frac{dS^+}{da} = 0 = \left(\frac{3 \times d}{4l^3}\right) a^2 + \left(\frac{3 \times d^2}{4l^3} - 1\right) a + \left(x - \frac{5 \times d}{4l} - \frac{x d^3}{4l^3}\right) : (1)$$

Connaissant la valeur de a dans chaque section, on détermine ainsi l'aire d'influence délimitée par les extrémités du convoi.

Le moment est donné par: $M^{max} = P \cdot S^+$



2.3.2. Disposition du convoi en vue d'obtenir un moment négatif: M^{min}

pour les sections de 0 à 0,80 l ; le moment négatif le plus défavorable est obtenu par la disposition suivante:

la valeur de a est donnée par:

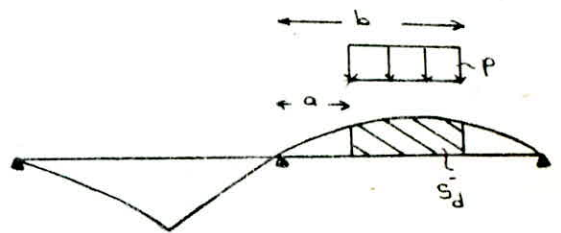
$$\frac{dS^-}{da} = 0 = \frac{3}{2l^2} a^2 - a \left(\frac{3}{l} - \frac{3d}{2l^2}\right) + \left(\frac{d^2}{2l^2} - \frac{3d}{2l} + 1\right) : (2)$$

$$d = 7,22 \text{ m}$$

$$l = 25,4 \text{ m} \Rightarrow a = 7,277 \text{ m}$$

$$b = 14,497 \text{ m}$$

le moment est donné par: $M^{min} = S^- \cdot P$

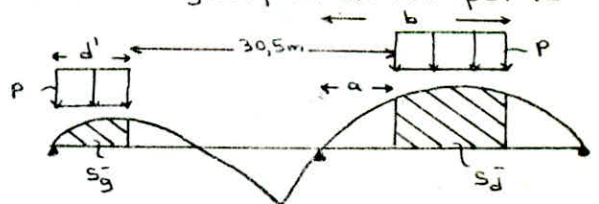


pour les sections de 0,85 l à 0,95 l : le moment négatif est donné par la disposition suivante:

$$d' = 2,177 \text{ m.}$$

$$a = 7,277 \text{ m}$$

$$b = 14,497 \text{ m.}$$



$$S^- \text{ calculée pour } a = 7,277 \text{ m} \\ b = 14,497 \text{ m}$$

$$S_g^- \text{ calculée pour } a = 0,00 \\ b = d' = 2,177 \text{ m.}$$

d'où $S^- = S_d^- + S_g^-$ le moment est donné par: $M^{min} = S^- \cdot P$

pour la section 1,00 l le moment négatif est donné par la disposition suivante:

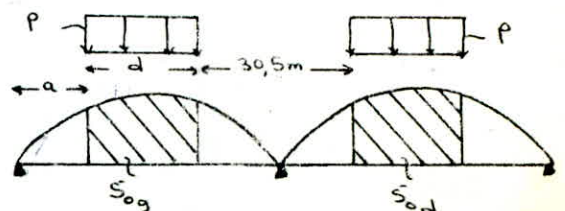
$$S_{0g}^- = S_{0d}^-$$

$$d = 7,22 \text{ m.}$$

$$\text{d'où } S^- = 2 S_{0g}^-$$

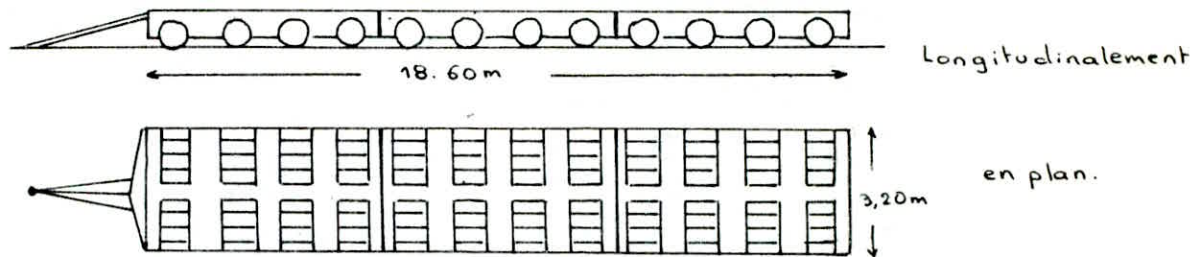
$$S_{0g}^- \text{ calculée pour } a = 2,93 \text{ m} \\ b = 10,15 \text{ m}$$

le moment est donné par $M^{min} = S^- \cdot P$



2.4 convoi type D.

convoi type D comporte une remorque de 240t, ce poids est suppose' reparti uniformément sur un rectangle de 3,20m de large et 18,60m de long. la surcharge D n'est pas propée de majoration pour effet dynamique.



Diffusion dans le plan moyen de la dalle.

$$U' = U + h_0 + 1,5er \quad \text{avec} \quad U = 3,20m \quad \text{d'ou} \quad U' = 4,32m.$$

$$V' = V + h_0 + 1,5er \quad \text{avec} \quad V = 18,60m. \quad \text{d'ou} \quad V' = 19,72m$$

la charge uniformément répartie sur la longueur V' est : $p = \frac{240}{19,72} = 12,17 \text{ t/m}$.

2.4.1. Disposition du convoi en vue d'obtenir un moment positif: M^{\max} .

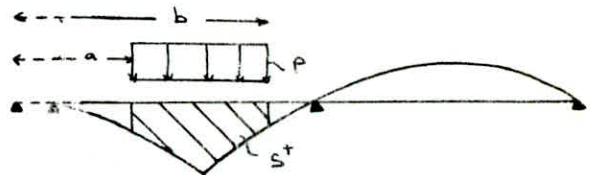
pour les sections de 0 à 0,95 l ; le moment positif le plus défavorable est obtenu par la disposition suivante:

$$b = a + d \quad \text{avec} \quad d = 19,72m.$$

la valeur de a est donnée par l'expression

(1) du paragraphe (2.3.1)

$$\text{le moment est donné par: } M^{\max} = P \cdot S^+$$



2.4.2. Disposition du convoi en vue d'obtenir un moment négatif: M^{\min} .

pour les sections de 0 à l , le moment négatif le plus défavorable est obtenu par la disposition suivante.

la valeur de a est donnée par l'expression

(2) du paragraphe (2.3.2)

$$\text{avec } d = 19,72m.$$

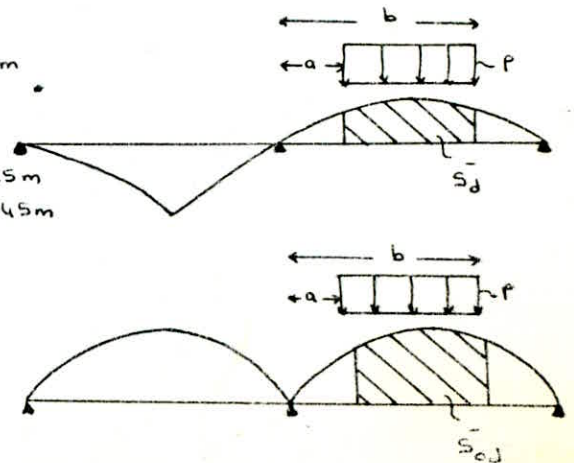
$$l = 25,4 \Rightarrow a = 2,025m \quad \text{et} \quad b = 21,745m$$

le moment est donné par:

$$M^{\min} = S_d^- \cdot P \quad S_d^- \text{ calculé pour } \begin{cases} a = 2,025m \\ b = 21,745m \end{cases}$$

$$\text{pour } x = l : M^{\min} = S_{0d}^- \cdot P$$

$$S_{0d}^- \text{ calculé pour } \begin{cases} a = 2,025m \\ b = 21,745m \end{cases}$$



2.5. Surcharge de trottoirs.

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.

Il est cependant loisible, en vue de simplifier les calculs, de charger les trottoirs sur les mêmes longueurs que la charge A pour obtenir l'effet envisagé. les moments longitudinaux les plus défavorables sont obtenus pour les deux trottoirs chargés.

on a des trottoirs de $1,50 \text{ m}$ de large donc $q = 150 \cdot 1,50 \cdot 2 = 450 \text{ kg/mP}$
 $q = 0,45 \text{ t/mP}$.

La surcharge de trottoir n'est pas proppée du coefficient de majoration dynamique.

3. COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE.

le coefficient de majoration dynamique est donné par: $\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}}$.

L: longueur (m) de la travée ou se trouve la surcharge

G: poids (t) de cette travée.

S: poids maximum des éléments de surcharge placés sur la travée.

• Système Bc.

les charges Bc sont multipliées par un coefficient b_c .

pont de 1^{re} classe ; 2 piles en considération $\Rightarrow b_c = 1,1$.

$$L = 25,4 \text{ m}$$

$$G = 653,136 \text{ t}$$

$$\text{d'où } \delta = 1,095$$

$$S = b_c \cdot 120 = 132 \text{ t (4 camions)}$$

• convoi Nc 120

$$G = 653,136 \text{ t}$$

$$L = 25,4 \text{ m}$$

$$\text{d'où } \delta = 1,090.$$

$$S = 110 \text{ t}$$

4. Tableau récapitulatif des moments Fléchissants.

Dans le tableau suivant, seront récapitulés tous les moments fléchissants dus aux différentes charges et surcharges et pour chaque section.

on tiendra compte de certains coefficients, suivant le type de surcharge.

• Surcharge A(L) et surcharge de trottoirs:

- coefficient de prise en compte des surcharges routières : 1,1

• Surcharge Bc

- coefficient de prise en compte des surcharges routières : 1,1.

- coefficient $b_c = 1,1$

- coefficient de majoration dynamique $\delta = 1,095$.

• convoi Nc 120

- coefficient de majoration dynamique $\delta = 1,090$.

5. DETERMINATION DES COEFFICIENTS DE REPARTITION K_α .

les coefficients K_α sont calculés avec $\theta = 0,182$
 $\alpha = 0,85$.

5.1. Lignes d'influence du coefficient de repartition transversale K_α .

$y \backslash e$	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	0,9936	0,9971	1,0004	1,0032	1,0044	1,0032	1,0004	0,9971	0,9936
b/4	0,9008	0,9263	0,9520	0,9778	1,0032	1,0272	1,0489	1,0692	1,0890
b/2	0,8103	0,8570	0,9041	0,9520	1,0004	1,0489	1,0964	1,1422	1,1870
3b/4	0,7218	0,7890	0,8570	0,9263	0,9971	1,0692	1,1422	1,2152	1,2872
b	0,6343	0,7218	0,8103	0,9008	0,9936	1,0890	1,1870	1,2872	1,3887

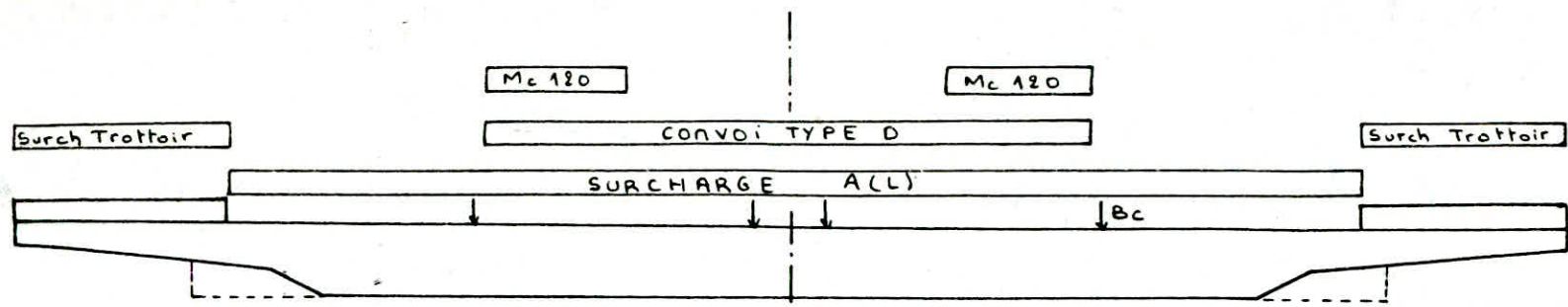
5.2. Disposition des charges donnant le coefficient K_α maximum dans chaque fibre.

Les positions transversales des charges sur le pont sont représentées sur les graphes.

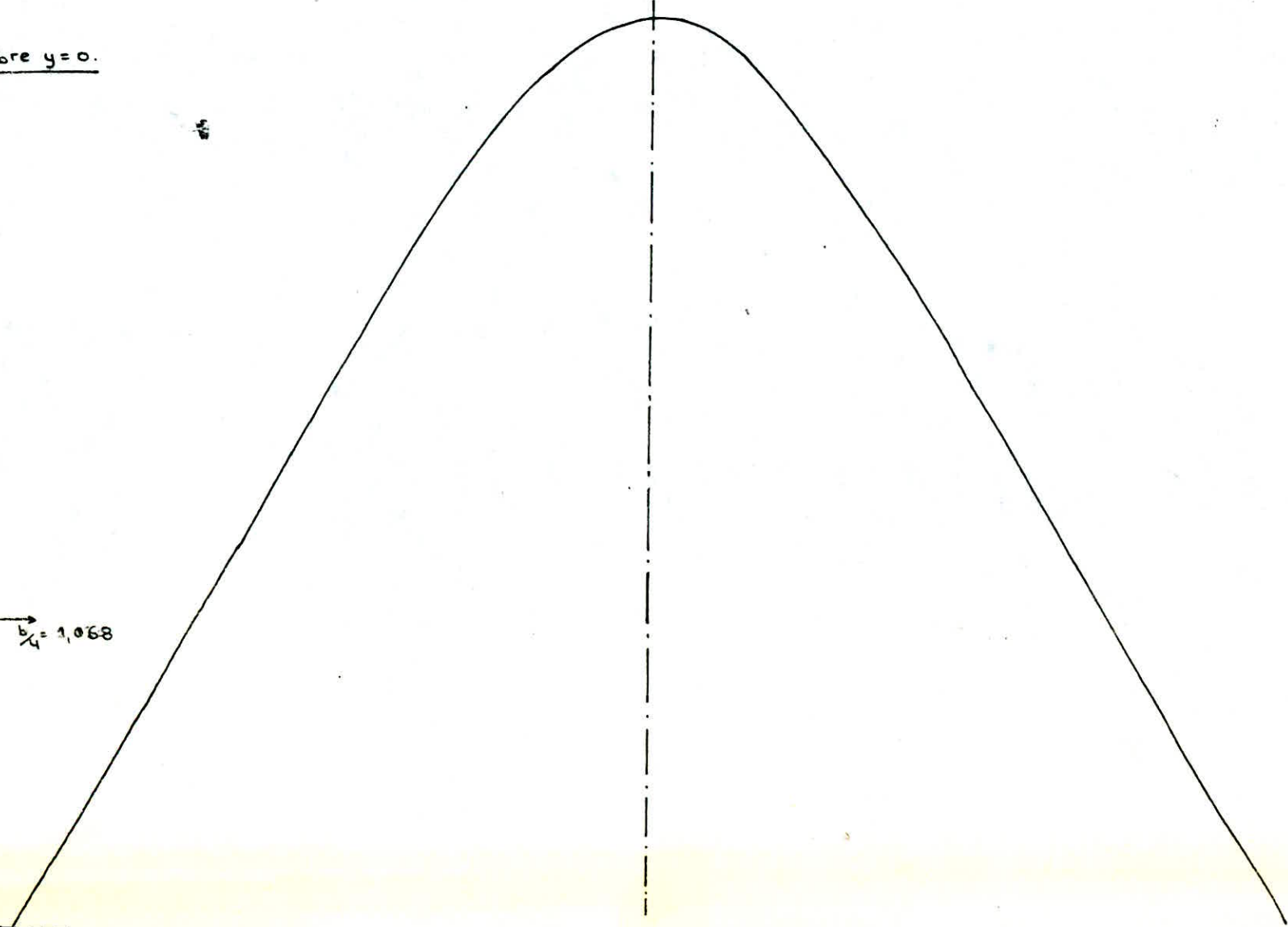
5.3. Tableau récapitulatif des coefficients K_α .

les valeurs des coefficients K_α sont données pour chaque type de charge et de fibre.

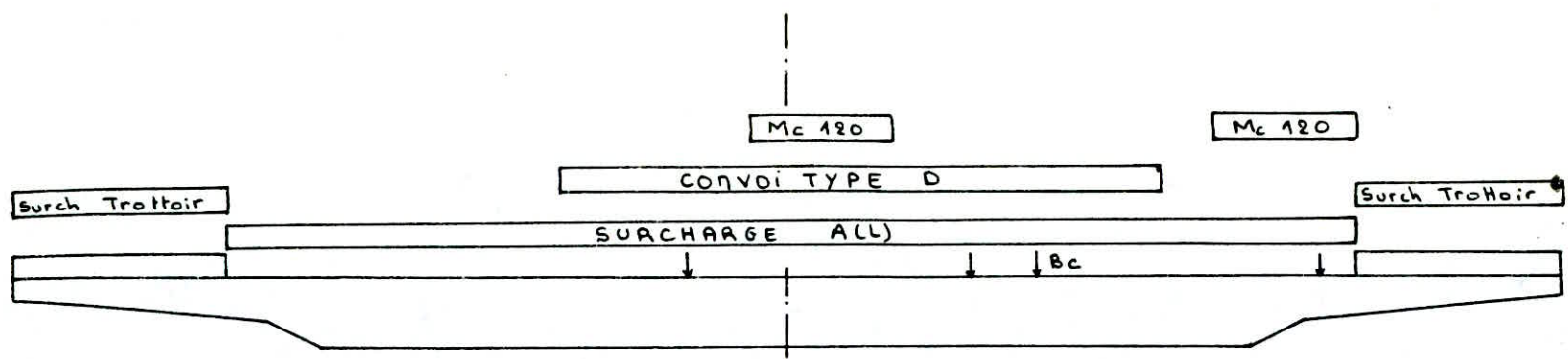
Fibre : y charges	0	b/4	b/2	3b/4	b
charges permanentes	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
surcharge A(L)	1,0003	1,0001	0,9843	0,9991	0,9894
système Bc	1,0022	1,0350	1,0700	1,1013	1,1325
convoi n° 120	1,0017	1,0417	1,0850	1,1250	1,1675
convoi D	1,0029	1,0137	1,0233	1,0333	1,0425
surcharge de trottoir	0,9919	0,9937	1,0001	1,0076	1,0152



fibre y = 0.

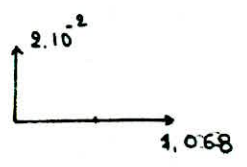


echelle:
 10^{-3}
 $\frac{b}{4} = 1,068$



Fibre $y = \frac{b}{4}$

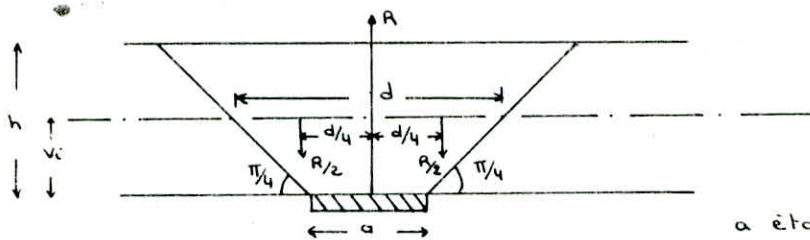
echelle



6. Ecrêtement des moments sur appuis intermédiaires.

Au voisinage des appuis intermédiaires, les courbes enveloppes des moments pléchiants respectivement sous surcharges civiles, et militaires sont écrêtées de part et d'autre de l'appui intermédiaire, et sur une distance d correspondant à l'étalement longitudinal de l'appareil d'appui, à $\pi/4$ sur la fibre moyenne. Le but du calcul est de substituer 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 le point de la courbe enveloppe située à une distance de l'appui égale à $d/2$. La courbe enveloppe des moments pléchiants est alors écrêtée de: $\Delta M = \frac{Rd}{8}$

- R : réaction d'appui produit par les charges dont la position à définir la courbe enveloppe considérée.
- d : l'étalement longitudinal de l'appareil d'appui sur la fibre moyenne.



$$d = a + 2v_i$$

pour $a = 0,60\text{m}$

$$v_i = 0,56\text{m}$$

$$\Rightarrow d = 1,72\text{m}$$

a étant la largeur de l'appareil d'appui

Surcharges civiles.

$$R_1 = 1069,375\text{ t} \quad \Rightarrow \quad \Delta n_1 = \frac{R_1 d}{8} = 229,916\text{ t.m}$$

$$R_2 = 857,241\text{ t} \quad \Rightarrow \quad \Delta n_2 = \frac{R_2 d}{8} = 184,307\text{ t.m}$$

Surcharges militaires

$$R'_1 = 1096,617\text{ t} \quad \Rightarrow \quad \Delta n'_1 = \frac{R'_1 d}{8} = 235,773\text{ t.m}$$

$$R'_2 = 857,241\text{ t} \quad \Rightarrow \quad \Delta n'_2 = \frac{R'_2 d}{8} = 184,307\text{ t.m}$$

après écrêtement les moments pléchiants sur appuis intermédiaire prennent les valeurs suivantes:

surcharges civiles

$$M_1 = -2383,368\text{ t.m}$$

$$M_2 = -1889,399\text{ t.m}$$

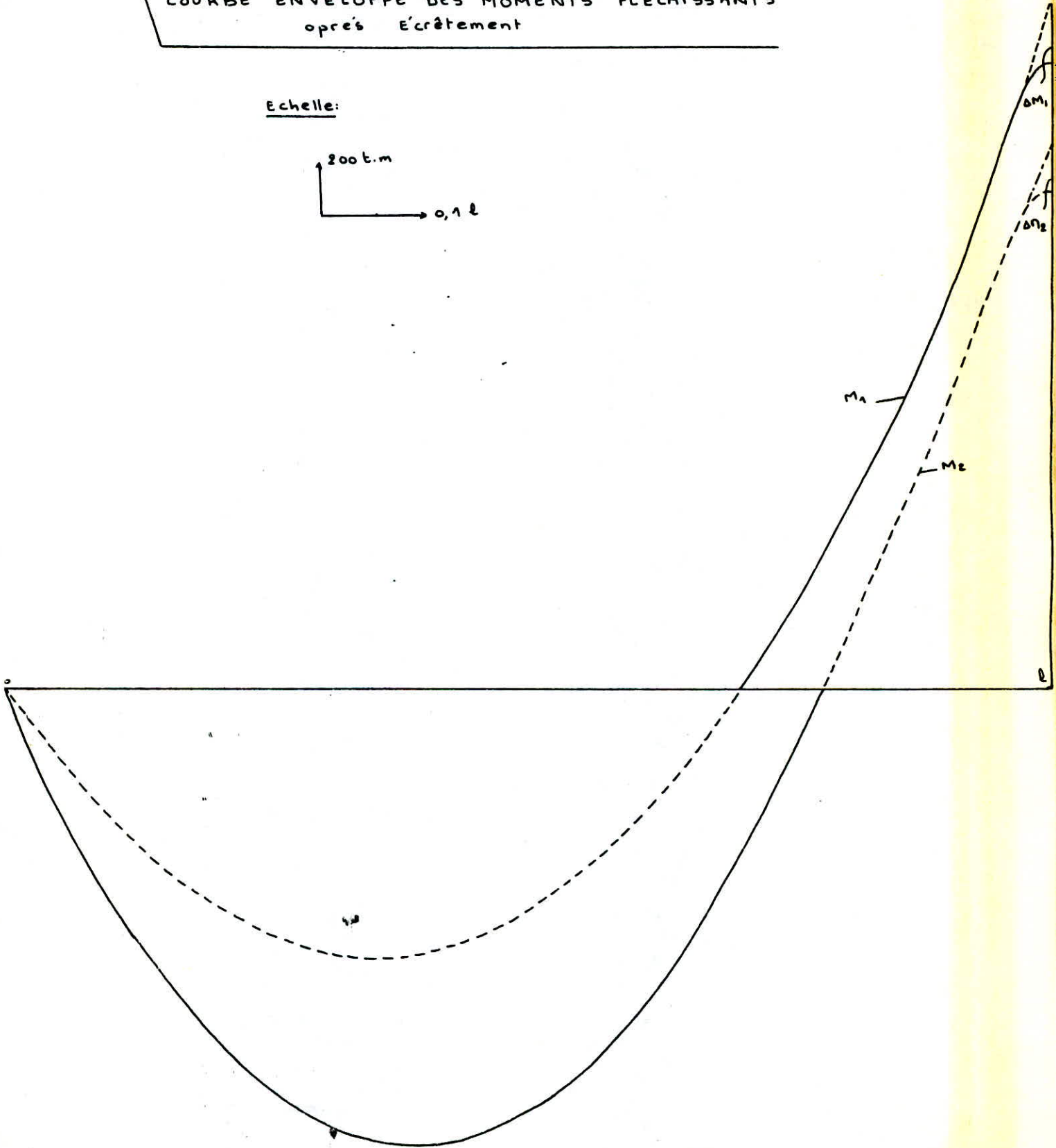
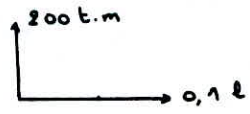
Surcharges militaires

$$n_1 = -2357,083\text{ t.m}$$

$$n_2 = -1889,399\text{ t.m}$$

COURBE ENVELOPPE DES MOMENTS FLECHISSANTS
après Ecrêtement

Echelle:



MOMENTS TRANSVERSAUX

1. 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_{16} et S_{10} , d'un moment fléchissant (M_{16} et M_{10}) et d'un effort tranchant (T_{16} et T_{10}) dont les effets se répercutent dans la dalle centrale.

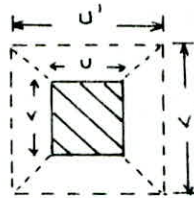
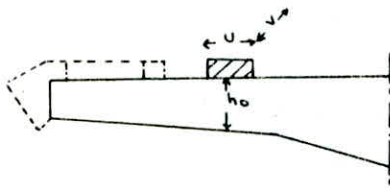
Pour évaluer ces efforts, nous ne tenons pas compte de "l'effet de dalle" dû à la participation des encorbellements à la flexion longitudinale de l'ouvrage. Cette hypothèse joue d'ailleurs dans le sens de la sécurité.

par contre, l'étalement des surcharges est pris en compte, tant longitudinalement que verticalement.

1.1. Etalement des surcharges.

Soient u et v les côtés du rectangle d'impact d'une surcharge ponctuelle (B_c ou B_r) nous supposons que v est parallèle aux bords libres de la dalle.

1.1.1. Etalement vertical.



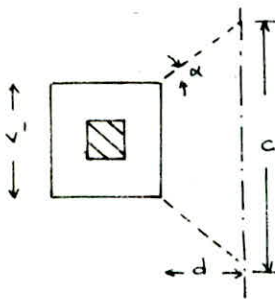
$$u' = u + h_0 + 1,5e_r$$

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

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

e_r : épaisseur du revêtement $e_r = 0,08 \text{ m}$.

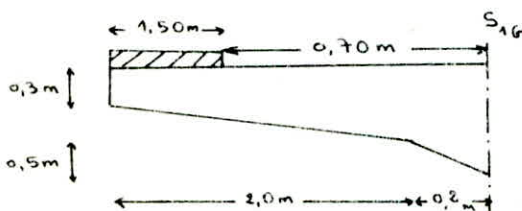
1.1.2. Etalement longitudinal.



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

$$c = v' + 2d$$

2.2. Calcul des efforts dus aux charges et surcharges dans la section d'encastrement.



2.2.1. Surcharges reparties.2.2.1.1. Poids propre et superstructure.

. Superstructure.

elements	Poids (t/ml)	Dist du pt d'Appl. de P/S ₁
bordure de trottoir	0,226	0,875
dalete en B.A	0,081	1,525
sable sous dalete	0,198	1,525
Appuis des daletes	0,280	1,150
	0,280	1,900
garde corps	0,120	2,240
corniche	0,790	2,251
glissière	0,080	1,925
bitume	0,124	0,350
total P.	$P_s = 2,179$	$x_s = 1,709$

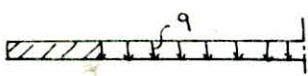
. poids au mètre linéaire de l'encorbellement.

$$P_e = [(0,2 \cdot 0,5) + (0,3 \cdot 2) + (0,2 \cdot 2 \cdot 1/2) + (0,5 \cdot 0,2 \cdot 1/2)] \cdot 2,5 = 2,375 \text{ t/ml}$$

$$x_e = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i} = 0,907 \text{ m}$$

d'où $x_G = 1,291 \text{ m}$ (distance du centre de gravité à $S_{1,G}$)
 $P_G = 4,554 \text{ t/ml}$.

d'où $M_G = - P_G \cdot x_G = - 5,879 \text{ t.m/ml}$
 $T_G = - P_G = - 4,554 \text{ t/ml}$.

2.2.1.2. Surcharge A(L)

$$q = A_2 \cdot 0,7 \quad \text{d'où} \quad M_A = - q \cdot \frac{0,7}{2} = - 0,257 \text{ t.m/ml}$$

$$T_A = - q = - 0,730 \text{ t/ml}$$

2.2.1.3. Surcharge de trottoir de 450 kg/m²

$$q = 0,450 \cdot 1,50 = 0,675 \text{ t/ml}$$

$$M_{tr} = - q \left(\frac{1,5}{2} + 0,7 \right) = - 0,979 \text{ t.m/ml}$$

$$T_{tr} = - q = - 0,675 \text{ t/ml}$$

les effets de cette surcharge peuvent être cumulés avec ceux de la surcharge B_c ou des surcharges militaires (en vertu du CPC article 12)

2.2.2. Surcharges concentrées.

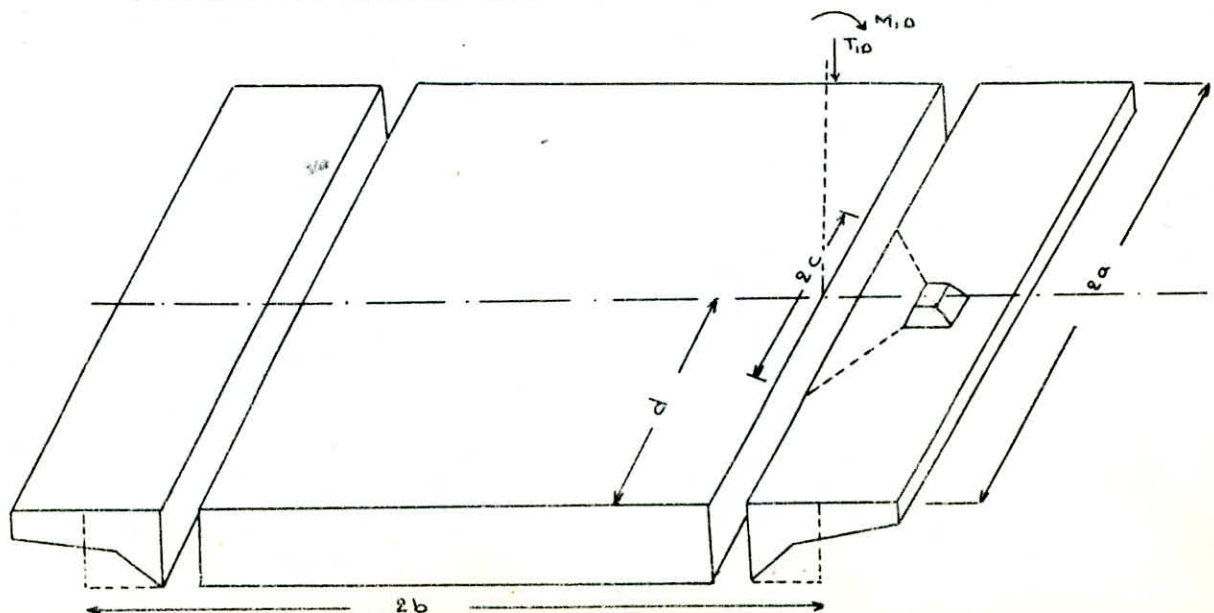
- Bc : on ne s'intéressera qu'aux estieux arrière des camions du type Bc. Cette pile est assimilée à une bande de 1,75 m de longueur (sens longitudinal) et de 0,25 m de largeur (sens transversal)
- Br : l'effet maximum est obtenu quand cette noue bute contre le trottoir

$$M_{1G} = -\frac{P}{c} \left(d + \frac{U'}{2} \right) \quad ; \quad T_{1G} = -\frac{P}{c}$$

Surcharges	U (m)	V (m)	P (t)	h ₀ (m)	U' (m)	V' (m)	d (m)	C (m)	M (t.m/mp)	T (t/mp)
Bc	0,25	1,75	12	0,475	0,845	2,345	0,028	2,401	-2,252	-5,000
M _{c120}	0,7	6,1	38,5	0,485	1,003	6,705	0	6,705	-2,880	-5,742
Br	0,6	0,3	10	0,480	1,000	0,900	0	0,900	-5,556	-11,111
noue isolée 6t	0,25	0,25	6	0,313	0,686	1,120	1,510	4,140	-2,688	-1,449

2.2.3 Tableau récapitulatif des efforts.

charges	efforts			
	M _{1G} (t.m/mp)	T _{1G} (t/mp)	M _{1D} (t.m/mp)	T _{1D} (t/mp)
poids propre et superstructure	-5,879	-4,554	-5,879	4,554
Surcharge A(L)	-0,257	-0,730	-0,257	0,730
Surcharge Bc	-2,252	-5,000	-2,252	5,000
Surcharge n _{c120}	-2,880	-5,742	-2,880	5,742
Surcharge de trottoir	-0,979	-0,675	-0,979	0,675
noue isolée de 6t	-2,688	-1,449	-2,688	1,449
surcharge Br	-5,556	-11,111	-5,556	11,111

2. Moments apportés dans la dalle centrale par les charges placées sur les encorbellements.

LIGNES D'INFLUENCE DU COEFFICIENT DE REPARTITION TRANSVERSALE: μ_m .Fibre 1: $y = 0$

	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
Harmonique 1	-0,1998	-0,1041	-0,0049	0,1016	0,2195	0,1016	-0,0043	-0,1041	-0,1998
Harmonique 3	-0,0726	-0,0475	-0,0143	0,0394	0,1341	0,0394	-0,0143	-0,0475	-0,0726
Harmonique 5	-0,0224	-0,0203	-0,0136	0,0110	0,0883	0,0110	-0,0136	-0,0203	-0,0224

Fibre 2: $y = b/4$

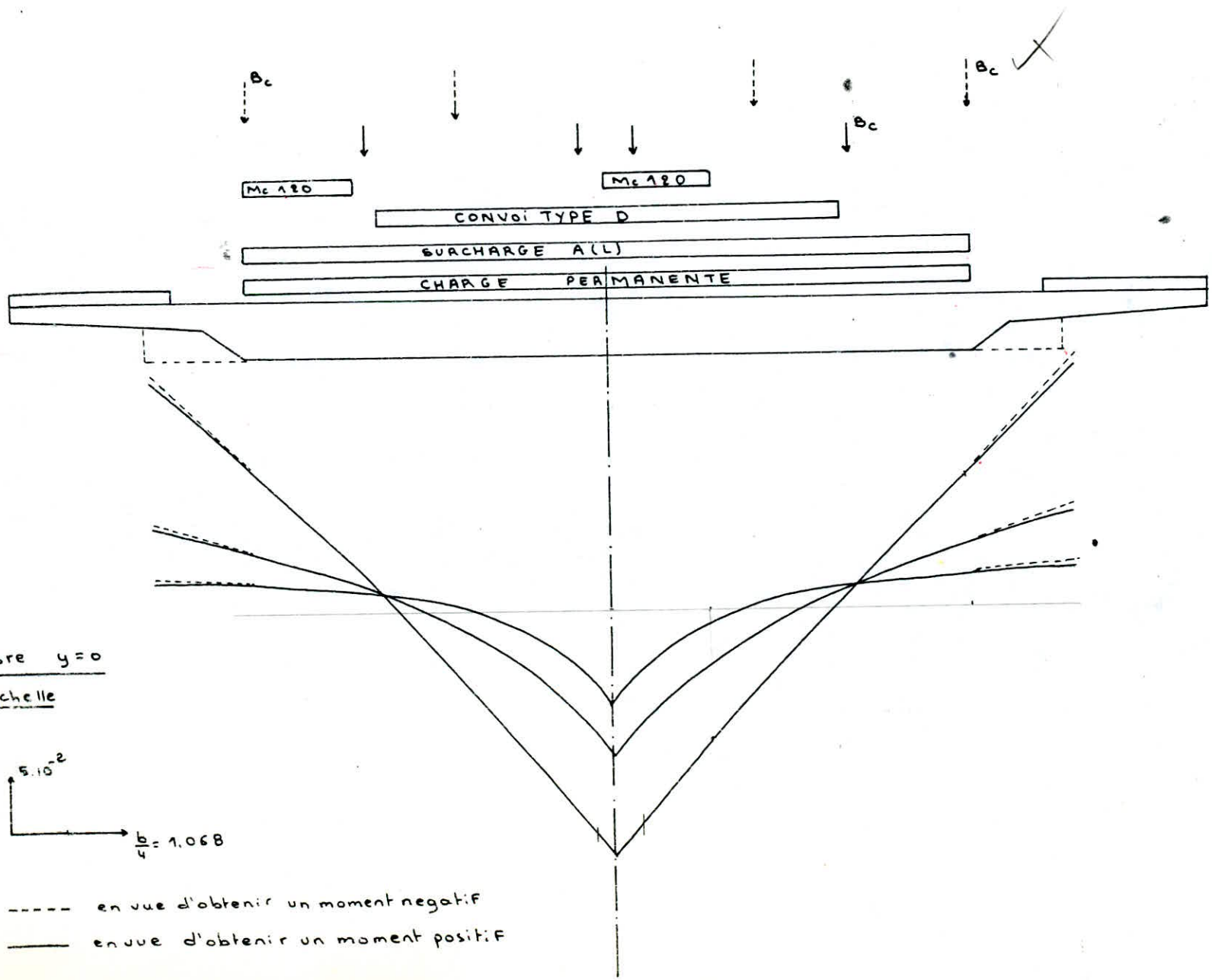
	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
Harmonique 1	-0,1807	-0,1137	-0,0441	0,0307	0,1136	0,2078	0,0655	-0,0671	-0,1950
Harmonique 3	-0,0563	-0,0450	-0,0299	-0,0044	0,0427	0,1309	0,0283	-0,0361	-0,0848
Harmonique 5	-0,0129	-0,0145	-0,0154	-0,0112	0,0118	0,0873	0,0075	-0,0217	-0,0356

Fibre 3: $y = b/2$

	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
Harmonique 1	-0,1403	-0,0986	-0,0553	-0,0086	0,0433	0,1024	0,1713	0,0010	-0,1633
Harmonique 3	-0,0388	-0,0351	-0,0300	-0,0203	-0,0002	0,0405	0,1192	0,0079	-0,0864
Harmonique 5	-0,0069	-0,0090	-0,0115	-0,0135	-0,0102	0,0110	0,0830	-0,0045	-0,0488

Fibre 4: $y = 3b/4$

	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
Harmonique 1	-0,0799	-0,0604	-0,0402	-0,0184	0,0059	0,0338	0,0664	0,1052	-0,1001
Harmonique 3	-0,0206	-0,0204	-0,0198	-0,0178	-0,0121	0,0076	0,0309	0,0891	-0,0653
Harmonique 5	-0,0033	-0,0045	-0,0064	-0,0088	-0,0108	-0,0085	0,0086	0,0687	-0,0489



Fibre $y=0$
 Echelle

$5 \cdot 10^{-2}$
 $\frac{l}{4} = 1.068$

----- en vue d'obtenir un moment negatif
 ——— en vue d'obtenir un moment positif

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

. charge disposée sur l'encorbellement de gauche :

$$M(x, y) = \frac{4b}{\pi} \left[\eta_{1,0} \sum \frac{1}{m} \left(\frac{d u_m}{dy} \right)_b \sin \frac{m\pi c}{2a} \sin \frac{m\pi d}{2a} \sin \frac{m\pi x}{2a} + T_{1,0} \sum \frac{1}{m} (u_m)_b \sin \frac{m\pi c}{2a} \sin \frac{m\pi d}{2a} \sin \frac{m\pi x}{2a} \right]$$

. charge disposée sur l'encorbellement de droite :

$$M(x, y) = \frac{4b}{\pi} \left[\eta_{1,0} \sum \frac{1}{m} \left(\frac{d u_m}{dy} \right)_b \sin \frac{m\pi c}{2a} \sin \frac{m\pi d}{2a} \sin \frac{m\pi x}{2a} + T_{1,0} \sum \frac{1}{m} (u_m)_b \sin \frac{m\pi c}{2a} \sin \frac{m\pi d}{2a} \sin \frac{m\pi x}{2a} \right]$$

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

$2a$: portée équivalente égale à: $l/\sqrt{5} = 23,39 \text{ m}$.

x : abscisse de la section étudiée.

du_m/dy : pente de la tangente à u_m (au point b ou $-b$)

u_m : ordonnée de la ligne d'influence du coefficient transversale pour la fibre considérée.

Tableau donnant les valeurs de $\frac{1}{m} \sin \frac{m\pi c}{2a} \sin \frac{m\pi d}{2a} \sin \frac{m\pi x}{2a}$ pour chaque cas de charge et surcharges.

$$d = x = a = 11,695 \text{ m}$$

chargement	G, ALL, S ₁₁ (450kg/m ²) c = 11,695 m			Bc c = 1,2005 m			Mc 120 c = 3,353 m		
	1	3	5	1	3	5	1	3	5
$\frac{1}{m} \sin \frac{m\pi c}{2a}$	1	-0,3333	0,2	0,1605	0,1550	0,1443	0,4353	0,3253	0,1554
$\sin \frac{m\pi d}{2a} \sin \frac{m\pi x}{2a}$	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Tableau des valeurs de u_m et $\left(\frac{du_m}{dy} \right)$ pour chaque fibre considérée.

"S ₁ " n	Fibre 1		Fibre 2		Fibre 3		Fibre 4		
	u_m	du_m/dy	u_m	du_m/dy	u_m	du_m/dy	u_m	du_m/dy	
"S _{1,0} "	1	-0,1175	-0,0921	-0,0850	-0,1323	-0,0275	-0,1571	0,0480	-0,2205
	3	-0,050	-0,0221	-0,0450	-0,0551	-0,015	-0,0981	0,0620	-0,1477
	5	-0,0225	-0,0055	-0,0250	-0,0138	-0,010	-0,0551	0,070	-0,0154
"S _{1,6} "	1	-0,1175	0,0921	-0,125	0,0717	-0,105	0,0441	-0,063	0,0198
	3	-0,050	0,0221	-0,0475	0,0193	-0,0351	0,0082	-0,021	0,0011
	5	-0,0225	0,0055	-0,014	-0,0044	-0,0075	-0,0028	-0,0041	-0,0012

les moments transversaux apportés dans la dalle centrale par les charges placées sur les encorbellements sont indiqués dans le tableau suivant:

unité: t.m/m².

chargement	"S _i "	Fibre 1	Fibre 2	Fibre 3	Fibre 4
G	M _G	-0,1355	0,7142	1,0429	2,0203
	M ₀	0,1355	1,8729	3,7219	6,5961
A(L)	M _G	0,2981	0,3544	0,3193	0,1987
	M ₀	-0,2981	-0,1346	0,0920	0,4077
B _c	M _G	0,5790	0,6307	0,5382	0,3406
	M ₀	-0,5790	-0,2696	0,3698	1,4861
M _c 120	M _G	1,4599	1,6727	1,4842	0,9516
	M ₀	-1,4599	-0,5174	1,1300	3,9142
S _{tro} (450kg/m ²)	M _G	-0,0703	0,0682	0,1307	0,1064
	M ₀	0,0703	0,3459	0,6309	1,0797.

Nota :

- les effets dus au M_c 120 sur l'encorbellement gauche et sur celui de droite ne sont pas cumulés puisqu'on ne peut disposer qu'un seul char transversalement.

Tableau récapitulatif des moments apportés dans la dalle centrale par les charges disposées sur les encorbellements.

chargement	Fibre 1	Fibre 2	Fibre 3	Fibre 4
charge permanente	0,000	2,5871	4,7648	8,6164
surcharge A(L)	-0,2981	-0,1346	0,3193	0,4077
Surcharge B _c	-0,5790	-0,2696	0,5382	1,4861
convoi M _c 120	-1,4599	-0,5174	1,4842	3,9142
sur-travail 450kg/m ²	-0,0703	0,3459	0,6309	1,0797.

les moments sont donnés en (t.m/ml)

3. Moments dus aux charges empiétant sur la dalle centrale.

le moment transversal par unité de largeur est donné par l'expression suivante :

$$M_y(n, y) = \sum_{m=1}^5 M_{\alpha_m} P_m b \sin \frac{n\pi x}{l}$$

le moment maximum transversal est obtenu pour la section $x = a = \frac{23,39}{2} = 11,965m$.
c'est à dire pour une section se trouvant à mi-travée. :

$$\text{d'où } M_y(n, y) = b [M_{\alpha_1} P_1 - M_{\alpha_3} P_3 + M_{\alpha_5} P_5]$$

3.1. calcul des P_m

3.1.1. charge permanente.

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

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

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

$$P = 2,5 \cdot 1,6,68 = 16,7 \text{ t/mP.}$$

$$\text{d'où } P_1 = 21,263 \text{ t/mP}$$

$$P_3 = 7,088 \text{ t/mP}$$

$$P_5 = 4,253 \text{ t/mP.}$$

3.1.2. Surcharge A(L).

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

$$P = 1,0435 \cdot 6,68 = 6,971 \text{ t/mP.}$$

$$\text{d'où } P_1 = 8,876 \text{ t/mP}$$

$$P_3 = 2,959 \text{ t/mP}$$

$$P_5 = 1,775 \text{ t/mP}$$

deux voies chargées

$$P = 1,0435 \cdot \frac{6,68}{2} = 3,4855 \text{ t/mP}$$

$$\text{d'où } P_1 = 4,438 \text{ t/mP}$$

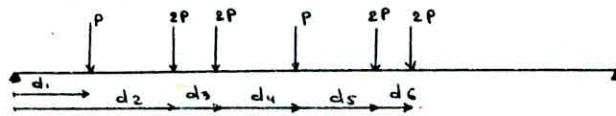
$$P_3 = 1,4795 \text{ t/mP}$$

$$P_5 = 0,8875 \text{ t/mP}$$

une voie chargée.

3.1.3. Surcharge Bc

la disposition dans le sens longitudinal est telle que la résultante de toutes les charges ponctuelles correspondant aux essieux Bc passe par $x = \frac{l}{2}$.
on obtient des résultats identiques pour les 2 sens de circulation.



$$d_1 = 2,245 \text{ m}$$

$$P_m = \frac{2}{l} \left[P \sin \frac{m\pi d_1}{l} + 2P \sin \frac{m\pi d_2}{l} + 2P \sin \frac{m\pi d_3}{l} + P \sin \frac{m\pi d_4}{l} + 2P \sin \frac{m\pi d_5}{l} + 2P \sin \frac{m\pi d_6}{l} \right] \text{ avec } l = 23,39 \text{ m}$$

pour 1 pte de voies : ($p = 3 \text{ t}$)

$$P_1 = 1,870 \text{ t/mP}$$

$$P_3 = 0,893 \text{ t/mP}$$

$$P_5 = -0,818 \text{ t/mP.}$$

3.1.4. convoi Nc 120.



$$c = \frac{v'}{2} = 3,61 \text{ m}$$

$$d = \frac{l}{2} = \frac{23,39}{2} = 11,695 \text{ m}$$

$$P = \frac{110}{7,22} = 15,235 \text{ t/mP}$$

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

$$\text{d'où } P_1 = 9,041 \text{ t/mP}$$

$$P_3 = -6,422 \text{ t/mP}$$

$$P_5 = 2,550 \text{ t/mP.}$$

3.1.5. convoi D.

$$c = \frac{v'}{2} = 9,86 \text{ m}$$

$$d = 11,695 \text{ m}$$

$$P = 12,17 \text{ t/mP}$$

d'où

$$P_1 = 15,027 \text{ t/mP}$$

$$P_3 = 3,816 \text{ t/mP}$$

$$P_5 = 1,029 \text{ t/mP.}$$

3.2. calcul de u_m

les valeurs de u_m sont indiquées dans le tableau suivant:

Fibres	u_m	G	A(L)		Bc		Mc120		Convoi D	
		M^{max}	M^{max}	M^{min}	M^{max}	M^{min}	M^{max}	M^{min}	M^{max}	M^{min}
Fibre 1	u_1	0,0796	0,0796		0,360	-0,095	0,0783		0,1385	
	u_3	0,0416	0,0416	—	0,180	-0,055	0,0468	—	0,0677	—
	u_5	0,0221	0,0221		0,090	-0,043	0,0296		0,0335	
Fibre 2	u_1	0,0783	0,0783	-0,0088	0,3225	-0,115	0,0809		0,1467	
	u_3	0,0406	0,0406	-0,0139	0,170	-0,060	0,0475	—	0,0802	—
	u_5	0,0176	0,0176	-0,0110	0,0975	-0,029	0,0271		0,0428	
Fibre 3	u_1	0,0738	0,0738	-0,0338	0,280	-0,1275	0,0775	-0,0173	0,138	
	u_3	0,0460	0,0460	-0,0225	0,1325	-0,0591	0,0460	-0,0276	0,0854	—
	u_5	0,0310	0,0310	-0,0123	0,0325	-0,0225	0,0297	-0,0098	0,0635	
Fibre 4	u_1	0,0768	0,0768	-0,0305	0,076	-0,087	0,0376	-0,0202	0,0215	-0,0042
	u_3	0,0538	0,0538	-0,0175	0,006	-0,039	0,0225	-0,0136	0,007	-0,0115
	u_5	0,0435	0,0435	-0,0079	-0,020	-0,0121	0,0167	-0,0112	-0,0037	-0,0082

les moments transversaux $\eta_y(x,y)$ (sur la dalle centrale) sont données par le tableau suivant:

unité: t.m/ml

chargement	Moments	Fibre 1	Fibre 2	Fibre 3	Fibre 4
G	M^{max}	6,369	6,200	5,871	6,135
	M^{min}	0,00	0,00	0,00	0,00
A(L)	M^{max}	2,659	2,588	2,451	2,561
	M^{min}	0,00	-0,121	-0,545	-0,497
Bc	M^{max}	7,495	6,345	4,851	7,961
	M^{min}	-1,595	-1,176	-1,428	-1,007
Mc 120	M^{max}	4,627	4,721	4,571	2,247
	M^{min}	0,00	0,00	-1,151	-1,273
Convoi D	M^{max}	7,931	8,294	7,742	7,347
	M^{min}	0,00	0,00	0,00	-0,118

Tableau des moments transversaux max et min par mètre de largeur (encorbellements + dalle centrale) calculés avec un coefficient de poisson nul les résultats indiqués sont pondérés.

unité: t.m/ml

Fibres chargement	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 permanente	6,369	0,00	8,787	0,00	10,636	0,00	14,751	0,00
Surcharge ALL	2,925	-0,328	2,847	-0,281	3,047	0,600	3,266	-0,547
Surcharge Bc	9,931	-2,113	8,407	-1,558	7,140	-1,892	4,567	-1,334
Convoi Nc 120	5,043	-1,591	5,146	-0,564	4,982	-1,254	6,716	-1,388
Convoi D	7,931	0,00	8,294	0,00	7,742	0,00	1,347	-0,118
Surcharge Trottoir	0,00	-0,077	0,380	0,00	0,694	0,00	1,188	0,00

Prise en compte du coefficient de poisson et du biais.

BP résulte des études effectuées par M. ROWE que la valeur, non nulle dans la pratique, du coefficient de poisson ν n'a qu'une influence très faible sur les valeurs des moments de flexion longitudinale, il n'en est pas de même pour ce qui concerne les moments de flexion transversale.

Pour cela, on majore l'expression de $M_y(x, y)$ donnée pour $\nu = 0$ par le terme $k \nu M_x(x, 0)$

$M_x(x, 0)$: moment longitudinal par mètre de largeur au point $(x, 0)$

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

$$k = \frac{b}{a} \text{ si } \frac{b}{a} < 1$$

Finalement, si on appelle (i) la travée chargée et (j) la travée où l'on étudie les moments transversaux en tenant compte du biais, on aura les expressions suivantes:

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

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

Dans notre cas, les moments longitudinaux maximaux sont obtenus pour la travée 1 chargée. donc $i = j$ et les moments transversaux sont donnés par:

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

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

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

$\nu = 0,2$ pour une dalle précontrainte longitudinalement

$$k = \frac{b}{a} = \frac{8,54}{23,39} = 0,365$$

k : coefficient de forme.

ψ : biais mécanique

$\psi = 100$ grades

changement moments t.m./m larg	valeurs de $KJ M_x (x, 0)$				
	G	A(L)	Bc	M _{c120}	D
M ^{max}	8,889	4,749	4,462	5,138	6,278
M ^{min}	0,000	-1,583	-1,476	-1,419	-2,046

Tableau des moments transversaux : M^{max} ; M^{min}.

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

Fibres 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}
charge permanente	15,258	0,000	17,676	0,000	19,525	0,000	23,640	0,000
Surcharge ALL	7,674	-1,911	7,596	-1,864	7,796	-2,183	8,015	-2,130
Surcharge Bc	14,393	-3,589	12,869	-3,034	11,602	-3,368	9,029	-2,810
Convoi n _c 120	10,181	-3,01	10,284	1,983	10,120	-2,673	11,854	-2,807
convoi D	14,209	-2,046	14,572	-2,046	14,02	-2,046	7,625	-2,164
Surcharge Trottoir	0,000	-0,077	0,380	0,000	0,694	0,000	1,188	0,000
My pondéré.	32,309	-4,399	35,618	-3,641	37,182	-4,042	39,290	-3,372

la combinaison utilisée pour déterminer My pondéré est la suivante :

$$My_{pond} = G + 1,2 (A \text{ ou } Bc \text{ ou } n_c 120 \text{ ou } D + \text{trottoir})$$

une fois qu'on aura calculé le moment dû à la précontrainte ; il sera additionné aux moments transversaux pondérés.

EFFORTS TRANCHANTS ET RÉACTIONS D'APPUI

A. EFFORTS TRANCHANTS DÙS AUX CHARGES ET SURCHARGES AUX VOISINAGES des appuis.

1. Aires des lignes d'influence

Sections	S_g (m)	S^+ (m)	S_d (m)	(m) S_{totale}^+	S_{totale}^-
0,00 l	0,0000	11,1125	-1,5875	-1,5875	9,5250
1,00 l	-14,2875	0,0000	-1,5875	-15,8750	-15,8750

2. Etude des surcharges. et charges

2.1. charge permanente.

$$T_0^+ = G \cdot S_{tot} = 25,714 \cdot 9,525 = 244,926 \text{ t}$$

$$T_1^- = G \cdot S_{tot} = -25,714 \cdot 15,875 = -408,210 \text{ t}$$

2.2. Surcharge ALL

T_0^+ est obtenu pour la travée 1 chargée. $A_2 = 1,0435 \text{ t/m}^2$

$$T_0^+ = A_2 \cdot l_s \cdot S^+ \cdot 1,1 = 102,044 \text{ t}$$

T_0^- est obtenu pour la travée 2 chargée.

$$T_0^- = A_2 \cdot l_s \cdot S_d \cdot 1,1 = -14,578 \text{ t}$$

T_1^- est obtenu pour les deux travées chargées. $A_2 = 0,703 \text{ t/m}^2$

$$T_1^- = A_2 \cdot l_s \cdot S_{tot}^- \cdot 1,1 = -145,777 \text{ t}$$

2.3. Surcharge Bc

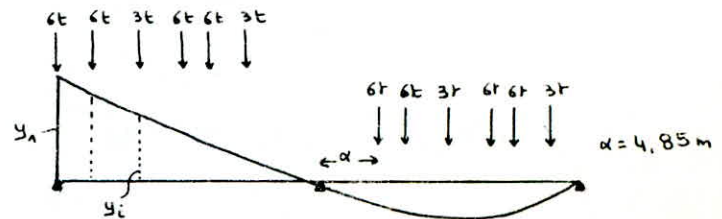
T_0^+ est obtenu par la disposition suivante. (travée 1)

$$T_0^+ = 4(\sum P_i \cdot y_i) \delta \cdot b_c \cdot 1,1$$

$$y_1 = 1 \quad ; \quad y_4 = 0,501$$

$$y_2 = 0,926 \quad ; \quad y_5 = 0,436$$

$$y_3 = 0,708 \quad ; \quad y_6 = 0,257$$



$$\text{D'où } T_0^+ = 106,383 \text{ t}$$

T_0^- est obtenu par la disposition précédente (travée 2)

$$y_1 = -0,070 \quad ; \quad y_4 = -0,083$$

$$y_2 = -0,082 \quad ; \quad y_5 = -0,075$$

$$y_3 = -0,096 \quad ; \quad y_6 = -0,039$$

$$T_0^- = 4 \cdot \delta \cdot b_c \cdot 1,1 (\sum P_i \cdot y_i) \quad \text{d'où } T_0^- = -12,004 \text{ t}$$

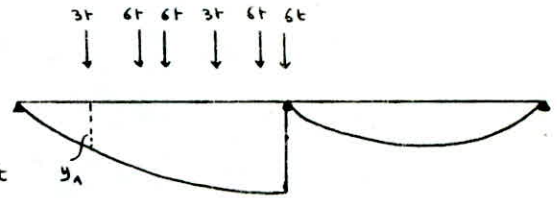
- T_1^- max est obtenu par la disposition suivante.

$$y_1 = 0,427 \quad ; \quad y_4 = 0,843$$

$$y_2 = 0,623 \quad ; \quad y_5 = 0,968$$

$$y_3 = 0,683 \quad ; \quad y_6 = 1,000$$

$$T_1^- = 4,5 \cdot b_c \cdot 1,1 \cdot \sum P_i y_i \quad \text{d'où } T_1^- = -124,302 \text{ t}$$



2.4 Surcharge $n_c 120$

- T_0^+ est obtenu par la disposition suivante: (travée 1)

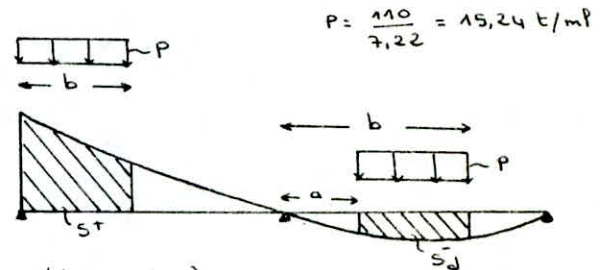
$$T_0^+ = S^+ P \delta$$

avec S^+ calculée pour:

$$a = 0$$

$$b = 7,22 \text{ m} \Rightarrow S^+ = 5,9477 \text{ m}$$

$$\text{d'où } T_0^+ = 98,801 \text{ t}$$



- T_0^- est obtenu par la disposition précédente (travée 2)

$$T_0^- = S_D^- \cdot P \cdot \delta$$

avec S_D^- calculée pour:

$$a = 7,277 \text{ m} \Rightarrow S_D^- = -0,6738 \text{ m}$$

$$b = 14,497 \text{ m} \Rightarrow \text{d'où } T_0^- = -11,193 \text{ t}$$

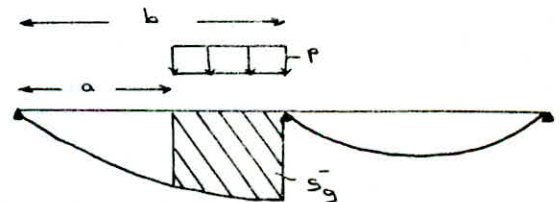
- T_1^- max est obtenu par la disposition suivante.

$$T_1^- = S_g^- \cdot P \cdot \delta$$

avec S_g^- calculée pour:

$$a = 18,18 \text{ m} \Rightarrow S_g^- = -6,5714 \text{ m}$$

$$b = 25,4 \text{ m} \Rightarrow \text{d'où } T_1^- = -109,161 \text{ t}$$



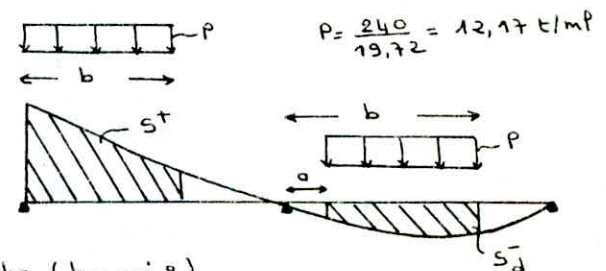
2.5. Convoi D

- T_0^+ est obtenu par la disposition suivante (travée 1)

$$T_0^+ = P \cdot S^+$$

S^+ calculée pour $a = 0$

$$b = 19,72 \text{ m} \Rightarrow S^+ = 10,7279 \text{ m} \quad \text{d'où } T_0^+ = 130,559 \text{ t}$$



- T_0^- est obtenu par la disposition précédente (travée 2)

$$T_0^- = P \cdot S_D^-$$

S_D^- calculée pour $a = 2,025 \text{ m}$

$$b = 21,745 \text{ m} \Rightarrow S_D^- = -1,4852 \text{ m} \quad \text{d'où } T_0^- = -18,075 \text{ t}$$

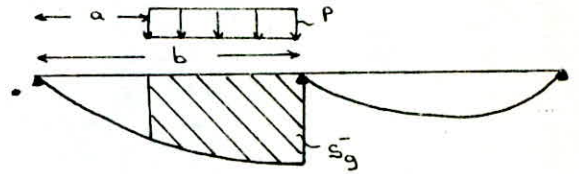
• T_1^- max est obtenu par la disposition suivante.

$$T_1^- = S_g^- \cdot P$$

S_g^- calculé pour $a = 5,68 \text{ m}$

$b = 25,4 \text{ m}$

$$\Rightarrow S_g^- = -13,4976 \text{ m} \quad \text{d'où } T_1^- = -164,266 \text{ t}$$



2.6 Surcharge de trottoir.

les efforts tranchants maximums sont obtenus pour les deux trottoirs chargés.

$$q = 150 \cdot 1,50 \cdot 2 = 450 \text{ kg/mP.}$$

• T_0^+ est obtenu pour la travée 1 chargée

$$T_0^+ = q \cdot S^+ \cdot 1,1 = 5,501 \text{ t}$$

• T_0^- est obtenu pour la travée 2 chargée.

$$T_0^- = q \cdot S_d^- \cdot 1,1 = -0,786 \text{ t}$$

• T_1^- est obtenu pour les deux travées chargées.

$$T_1^- = q \cdot S_{\text{tot}}^- \cdot 1,1 = -7,858 \text{ t}$$

Tableau des efforts tranchants sur appuis.

Surcharges	G	A		Bc		Mc 120		D		Trottoir	
	T	T^{max}	T^{min}	T^{max}	T^{min}	T^{max}	T^{min}	T^{max}	T^{min}	T^{max}	T^{min}
Appui 0	244,926	102,044	-14,578	106,383	-12,004	98,801	-11,193	130,559	-18,075	5,501	-0,786
Appui 1	-408,210	0,000	-145,777	0,000	-124,302	0,000	-109,161	0,000	-164,266	0,000	-7,858

B. REACTIONS D'APPUI DÙES AUX CHARGES ET SURCHARGES AUX VOISINAGES DES APPUIS.

1. Aires des lignes d'influence.

Les charges et surcharges placées aux abouts seront prises en considération pour la détermination des réactions d'appuis.

Sections	S_a (m)	S_{tot}^+ (m)	S_d^- (m)
0,00 l	0,5062	11,1125	-1,5875
1,00 l	0,0000	31,75	0,0000

2. Etude des charges et surcharges.

Pour la détermination des réactions d'appuis on ne tiendra pas compte du coefficient de majoration dynamique.

2.1. charge permanente.

$$R_0^+ = T_0^+ + G S_a = 257,942 \text{ t}$$

$$R_1^+ = G \cdot S^+ = 816,420 \text{ t}$$

2.2. surcharge A(L)

R_0^+ est obtenue pour la travée 1 chargée. : $A_2 = 1,0435 \text{ t/m}^2$

$$R_0^+ = T_0^+ + A_2 \cdot l_s \cdot S_a \cdot 1,1 = 106,692 \text{ t}$$

R_0^- est obtenue pour la travée 2 chargée.

$$R_0^- = T_0^- = -14,578 \text{ t}$$

R_1^+ est obtenue pour les deux travées chargées: $A_2 = 0,703 \text{ t/m}^2$

$$R_1^+ = S_{tot}^+ \cdot A_2 \cdot l_s \cdot 1,1 = 196,418 \text{ t}$$

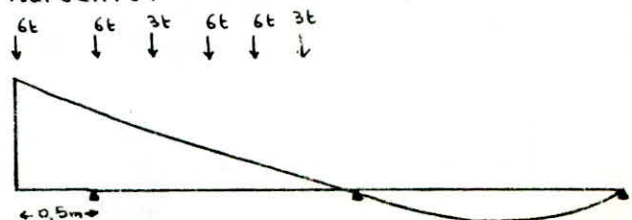
2.3. surcharge B_c.

R_0^+ est obtenue par la disposition suivante:

$$R_0^+ = 4 \cdot b_c \cdot 1,1 \cdot \sum P_i \cdot y_i$$

$$\begin{aligned} y_1 &= 1,025 & y_4 &= 0,523 \\ y_2 &= 0,951 & y_5 &= 0,457 \\ y_3 &= 0,732 & y_6 &= 0,275 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow R_0^+ = 100,464 \text{ t}$$



$$R_0^- = \frac{T_0^-}{8} = -10,963t$$

- R_1^+ sera maximale lorsque la résultante des charges correspondent aux essieux des camions Bc passe par l'appui 1.
La disposition sera la suivante.

$$a = 15,95m$$

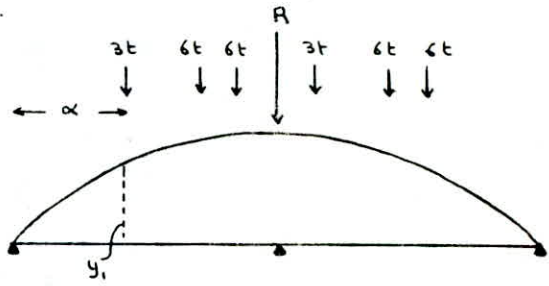
$$R_1^+ = 4 \cdot b_c \cdot 1,1 \cdot \Sigma P_i y_i$$

$$y_1 = 0,818 \quad ; \quad y_4 = 0,997$$

$$y_2 = 0,947 \quad ; \quad y_5 = 0,923$$

$$y_3 = 0,974 \quad ; \quad y_6 = 0,874$$

$$\text{d'où } R_1^+ = 134,324t$$



2.4. Surcharge $\Pi_c 120$.

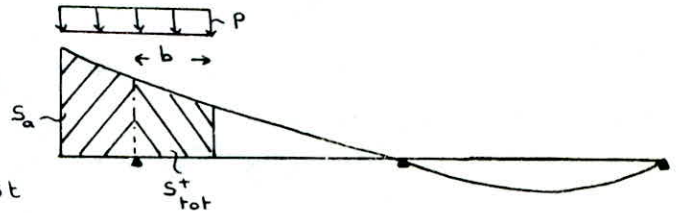
- R_0^+ est obtenue par la disposition suivante.

$$R_0^+ = (S_a + S_{tot}^+) P$$

S^+ calculée pour $a = 0$

$$b = 6,72m$$

$$\Rightarrow S^+ = 5,617m \quad \text{d'où } R_0^+ = 93,318t$$



$$R_0^- = \frac{T_0^-}{8} = -10,269t$$

- R_1^+ est obtenue par la disposition suivante.

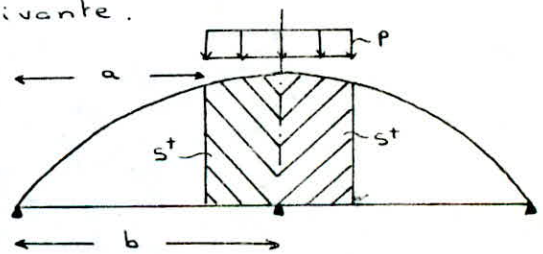
$$R_1^+ = S_{tot}^+ \cdot P$$

$$\text{avec } S_{tot}^+ = 2S^+$$

$$S^+ \text{ calculée pour } a = 21,79m \quad \Rightarrow S^+ = 3,575m$$

$$b = 25,4m$$

$$\text{d'où } R_1^+ = 108,966t$$



2.5. convoid.

$$R_0^+ = (S_a + S^+) \cdot P$$

S^+ calculée pour $a = 0$

$$b = 19,22m \quad \Rightarrow S^+ = 10,6507m$$

$$\text{d'où } R_0^+ = 135,779t$$

$$R_0^- = T_0^- = -18,075t$$

- R_1^+ est obtenue par la disposition suivante:

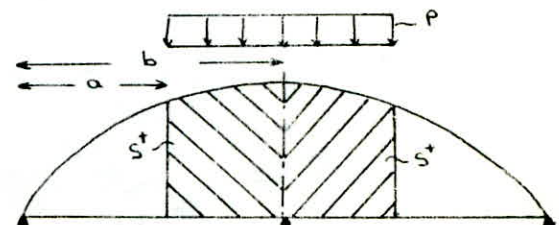
$$R_1^+ = S_{tot}^+ \cdot P \quad \text{avec } S_{tot}^+ = 2S^+$$

S^+ calculée pour $a = 15,54m$

$$b = 25,4m$$

$$\Rightarrow S^+ = 9,189m$$

$$\text{d'où } R_1^+ = 223,660t$$



2.6 Surcharge de trottoir

les réactions d'appuis maximales sont obtenues pour les deux trottoirs chargés.

$$q = 0,450 \text{ t/m}^2$$

$$\bullet R_0^+ = T_0^+ + q \cdot S_a \cdot 1,1 = 5,752 \text{ t}$$

$$\bullet R_0^- = T_0^- = -0,786 \text{ t}$$

$$\bullet R_1^+ = q \cdot S_{\text{tot}}^+ \cdot 1,1 = 15,716 \text{ t}$$

Tableau des réactions d'appuis.

Surcharges	G	A		Bc		Mc 120		D		Trottoir	
Efforts (t)	R	R ^{max}	R ^{min}	R ^{max}	R ^{min}	R ^{max}	R ^{min}	R ^{max}	R ^{min}	R ^{max}	R ^{min}
Appui 0	257,942	106,692	-14,578	100,464	-10,963	93,318	-10,269	135,779	-18,075	5,752	-0,786
Appui 1	816,420	196,418	0,000	134,324	0,000	108,966	0,000	223,660	0,000	15,716	0,000

Combinaisons utilisées pour le calcul de l'écarternement des moments.

$$\left. \begin{array}{l} R_1 : G + \max(A, Bc) + Tr \\ R_2 : G + \min(A, Bc) + Tr \end{array} \right\} \text{ Surcharges civiles}$$

$$\left. \begin{array}{l} R_1' : G + \max(Mc120, D) + Tr \\ R_2' : G + \min(Mc120, D) + Tr \end{array} \right\} \text{ Surcharges militaires}$$

$$\text{d'où } R_1 = 816,420 \cdot 1,05 + 196,418 + 15,716 = 1069,375 \text{ t}$$

$$R_2 = 816,420 \cdot 1,05 = 857,241 \text{ t}$$

$$R_1' = 816,420 \cdot 1,05 + 223,66 + 15,716 = 1096,617 \text{ t}$$

$$R_2' = 816,420 \cdot 1,05 = 857,241 \text{ t.}$$

le coefficient 1,05 est un coefficient de majoration de la charge permanente, tient compte des surepaisseurs éventuelles

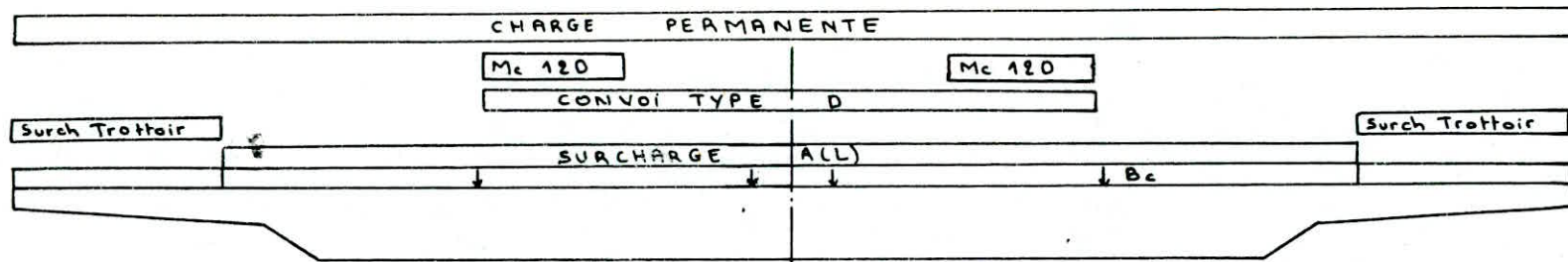
3. LIGNES D'INFLUENCE DU COEFFICIENT DE RÉPARTITION DE LA
REACTION D'APPUI \bar{E}_α

$\frac{e}{b}$	-b	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	0,1206	0,1406	0,1583	0,1773	0,1983	0,1773	0,1583	0,1406	0,1206
b/4	0,1086	0,1253	0,1393	0,1586	0,1794	0,2021	0,1829	0,1581	0,1374
b/2	0,1013	0,1167	0,1326	0,1455	0,1666	0,1892	0,2079	0,1831	0,1595
3b/4	0,0987	0,1133	0,1281	0,1435	0,1596	0,1767	0,1950	0,2145	0,1871
b	0,1010	0,1149	0,1289	0,1434	0,1582	0,1733	0,1890	0,2048	0,2210

Tableau récapitulatif des coefficients \bar{E}_α

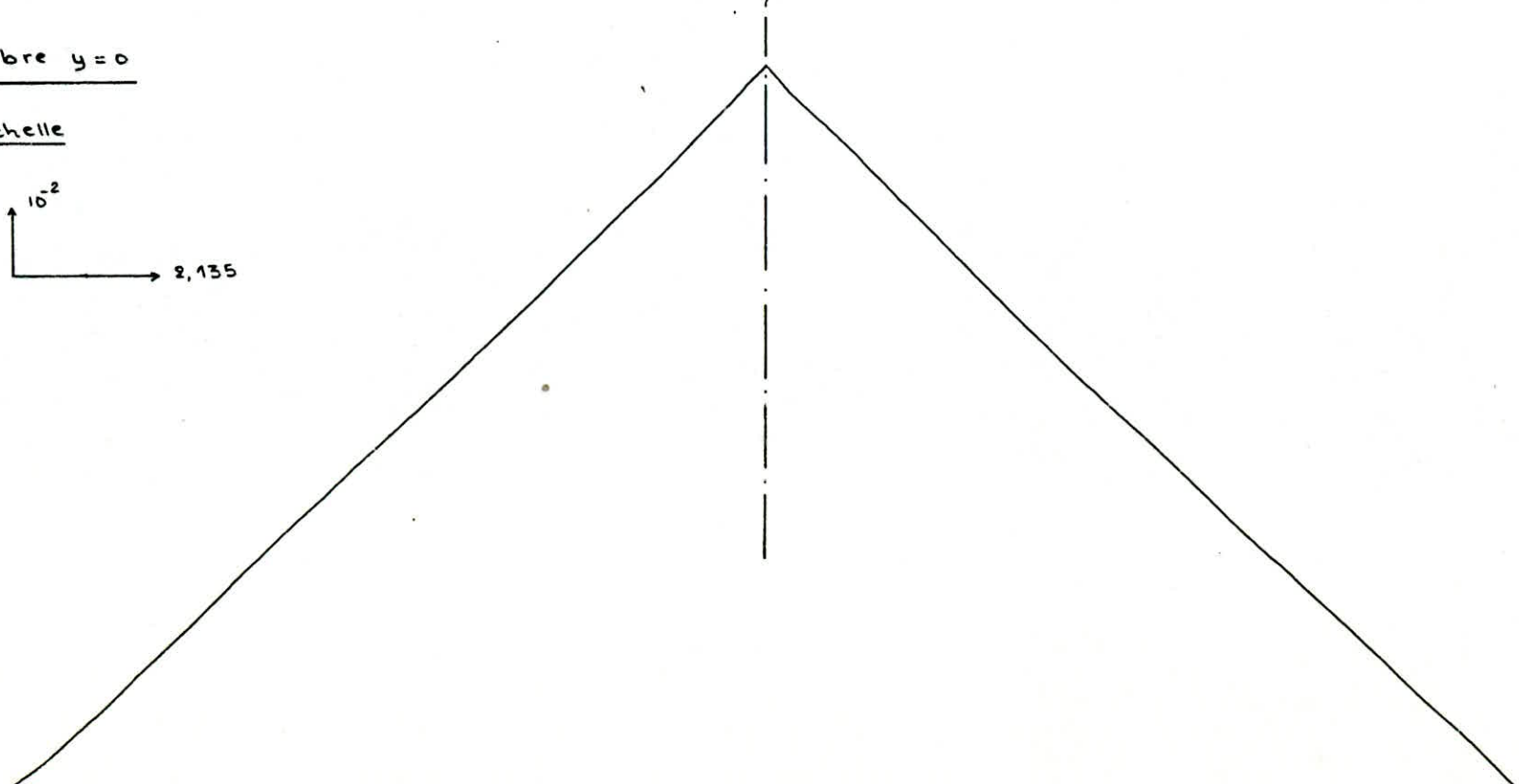
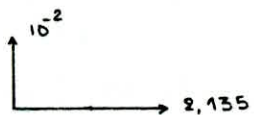
les valeurs des coefficients \bar{E}_α sont données pour chaque type de charge et de fibre.

charges. / fibre: y	0	b/4	b/2	3b/4	b
charge permanente	0,1479	0,1494	0,1557	0,1642	0,1594
Surcharge A(L)	0,1607	0,1600	0,1693	0,1792	0,1589
Surcharge B _c	0,1753	0,1770	0,1795	0,1798	0,1810
convoi M _c 120	0,1668	0,1688	0,1746	0,1838	0,1859
Convoi type D	0,1775	0,1789	0,1759	0,1694	0,1663
surcharge de Trottoirs	0,1119	0,1144	0,1215	0,1321	0,1607



Fibre $y=0$

Echelle



ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTE

CARACTERISTIQUES DES MATÉRIAUX

BETON ARME.

1. Contrainte de compression admissible

1.1. contrainte de compression admissible en compression simple

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma'_{28} = 1.1.1.0.3.1.300 = 90 \text{ bars.}$$

1.2. contrainte de compression admissible en Flexion simple.

$$\bar{\sigma}'_b = 1.1.1.0.6.\varepsilon \sigma'_{28} = 180 \text{ bars.}$$

2. Contrainte de traction admissible.

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28} \quad ; \quad \theta = 0,018 + 2,1/\sigma'_{28} \quad : 1^{\text{er}} \text{ genre}$$

$$\theta = 1,5(0,018 + 2,1/\sigma'_{28}) \quad : 2^{\text{e}} \text{ genre.}$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_b = 1.1.1(0,018 + 2,1/300) \cdot 300 = 7,5 \text{ bars.}$$

ACIER

1. Aciers longitudinaux et transversaux

Armatures à haute adhérence : Acier Fe E 40 A : $\sigma_{en} = \sigma'_{en}$ } $\begin{cases} 4200 \text{ kg/cm}^2 & \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 4000 \text{ kg/cm}^2 & \phi > 20 \text{ mm.} \end{cases}$

2. Cadres et étriers.

Armatures à haute adhérence ; $\sigma_{en} = \sigma'_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

$\eta = 1,6$ coefficient de fissuration.

$\varphi = 1,5$ coefficient de scellement.

CARACTERISTIQUES DU BETON NECESSAIRES A LA JUSTIFICATION DE LA PRÉCONTRAINTE.

1. Resistances nominales.

à la compression , nous prenons $\sigma_n = \sigma_{28} = 3000 \text{ t/m}^2$

à la traction , nous prenons $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 70 + 0,06\sigma_{28} = 250 \text{ t/m}^2$.

2. Contraintes admissibles.

2.1 contraintes admissibles en periode de construction.

- pour un âge supérieur à 28j , on prend $\sigma'_j = \sigma_{28} = 3000 \text{ t/m}^2$

- à la mise en tension on pose $\sigma'_j = 2800 \text{ t/m}^2$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}'_b = 0,55 \sigma'_j = 0,55 \cdot 2800 = 1540 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 0 \quad (\text{on n'admet pas de traction dans le beton}).$$

2.2. Contraintes admissibles en service (à 90 jours et à l'infini)

$$\bar{\sigma}_b = 0,42 \sigma_n = 0,42 \cdot 3000 = 1260 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 0$$

2.3 contraintes admissibles à la rupture

$$\bar{\sigma}_b = 0,8 \sigma_n = 0,8 \cdot 3000 = 2400 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' = 0,8 \sigma_n' = -0,8 \cdot 250 = -200 \text{ t/m}^2$$

3. DEFORMATIONS du béton sous charges de courtes durées.

3.1 module de déformation longitudinal.

À la mise en précontrainte $E_c = 210000 \sqrt{f_{cj}} = 210000 \sqrt{280} = 3513972 \text{ t/m}^2$.

En service $E_c = 210000 \sqrt{f_{cd}} = 3637306,7 \text{ t/m}^2$.

4. DEFORMATIONS DIFFÉREES du béton.

. Fluage : le module de déformation différée est pris égal à $\frac{1}{3} E_c$

$$E_v = \frac{1}{3} E_c = 70000 \sqrt{f_{cd}} = 1212435,6 \text{ t/m}^2$$

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

CARACTERISTIQUES DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTÉ.

Les câbles utilisés sont du type :

- . 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 : $T_G = 0,8 R_G = 148.000 \text{ t/m}^2$.
- . 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 : $\psi = 0,002$.
- . perte par blocage d'ancrage : $\Delta c = 9 \text{ mm}$.
- . Rayon de courbure minimum : $R_{\min} = 8 \text{ m}$
- . relaxation à 1000 h : 0,03
- . relaxation à l'infini : 0,07
- . câbles de type actif-actif (tendus par les deux extrémités).

on prévoit un pretlage helicoidal special en acier HA12 qui sera monté avec l'ancrage les pretles utilisés d'après les recommandations ont un diamètre extérieur de 27cm et une longueur de 20 à 30 cm.

DEFINITIONS DES PARAMETRES UTILISÉS

I : moment d'inertie de la section = $0,71158 \text{ m}^4$

m : moment statique

S : section transversale = $8,58 \text{ m}^2$

h : hauteur de la section = $1,00 \text{ m}$

d_m : largeur équivalente = $S/h = 8,58 \text{ m}$

V_s : ordonnée de la fibre supérieure / G.O.G = $0,44 \text{ m}$

V_i : ordonnée de la fibre inférieure / G.O.G = $-0,56 \text{ m}$

$\eta = \left| \frac{I}{m} \frac{V_i V_s}{h} \right|$ rendement géométrique

b_0 : largeur inférieure de la nervure

K_1, K_2, K_3 : coefficients de partition

α_1, α_2 : coefficients de concordance

e : excentrement du câble

e_s : limite supérieure du fuseau limite

e_i : limite inférieure du fuseau limite

F : Force de précontrainte

M_p : moment global de précontrainte

M_H : moment hyperstatique de précontrainte

w : section utile d'un câble de précontrainte.

1. Définition de la précontrainte

La précontrainte 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 le solliciteront.

Une pièce précontrainte 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.

2. Recherche du tracé du câble moyen.

2.1. recherche de la force de précontrainte.

Déterminer un câble moyen revient à satisfaire deux conditions qui sont:

- Condition mécanique: exige que la force de précontrainte soit comprise entre deux valeurs F_{min} et F_{max} .

$$F_{min} \leq F \leq F_{max}$$

$$F_{min} = \frac{\Delta \sigma}{\eta h} + \bar{\sigma}_t d m h$$

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

$\Delta \sigma$: variation maximale des moments dans la section critique.

pour que le problème soit possible, il faut que h prenne la plus petite valeur mécaniquement possible.

$$h_{min} = \sqrt{\frac{2 \Delta \sigma}{d m \eta (\bar{\sigma}_b - \bar{\sigma}_t)}}$$

- Condition géométrique: exige que la poutre intrinsèque du câble moyen reste dans la structure, pour cela il faut et il suffit que la flèche du câble f_c soit au plus égale à la hauteur utile de la dalle, h_u .

La réalisation de ces deux conditions conduit à un couple (F, h) ; ce dernier est différent selon que l'on cherche une épaisseur minimale (de la dalle) ou selon que l'on se fixe la géométrie de façon intangible.

2.2. Etude du Fuseau Limite.

Par définition le fuseau limite est la zone où doit se trouver le centre de pression, au sens de la flexion composée, pour que l'on soit assuré que les contraintes maximales et minimales admises en compression ne sont pas dépassées sur les fibres extrêmes. Ce fuseau sert à délimiter les excentrement du câble concordant pour lequel on a supposé (hypothèse) η le moment hyperstatique de précontrainte.

nous avons alors les quatre conditions suivantes:

$$\frac{F}{S} + M_1 \frac{y_b}{I} + M_p \frac{y_s}{I} \geq \bar{\sigma}_t$$

$$\frac{F}{S} + M_2 \frac{y_s}{I} + M_p \frac{y_s}{I} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\frac{F}{S} + M_2 \frac{y_t}{I} + M_p \frac{y_t}{I} \geq \bar{\sigma}_t$$

$$\frac{F}{S} + M_1 \frac{y_t}{I} + M_p \frac{y_t}{I} \leq \bar{\sigma}_b$$

où M_1 et M_2 représentent les moments fléchissants extrêmes auxquels est soumise la section $M_1 < M_2$ en valeur algébrique.

M_p : moment global de précontrainte $M_p = F e + M_H$

$\bar{\sigma}_t$: contrainte de traction admissible du béton

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de compression admissible du béton

Dans le cas des surcharges militaires, on remplace M_1 et M_2 par M_1' et M_2' et $\bar{\sigma}_t$ et $\bar{\sigma}_b$ par $1,1 \bar{\sigma}_t$ et $1,1 \bar{\sigma}_b$.

Le fuseau limite résultant apparaît donc comme la partie commune à deux fuseaux :

- le fuseau de "non traction" défini par les valeurs suivantes des excentremets :

$$e_{st} = \eta \sqrt{s} (1 - S \bar{\sigma}_1 / F) - M_2 / F \quad ; \quad \bar{e}_{st} = \eta \sqrt{s} (1 - 1,1 \bar{\sigma}_b S / F) - M'_2 / F \quad \text{on prend le minimum}$$

$$e_{it} = \eta \sqrt{i} (1 - S \bar{\sigma}_1 / F) - \eta_1 / F \quad ; \quad \bar{e}_{it} = \eta \sqrt{i} (1 - 1,1 \bar{\sigma}_b S / F) - M'_1 / F \quad \text{--- " --- maximum}$$

- le fuseau de "non compression excessive" défini par :

$$e_{sc} = \eta \sqrt{i} (1 - S \bar{\sigma}_b / F) - M_2 / F \quad ; \quad \bar{e}_{sc} = \eta \sqrt{i} (1 - 1,1 \bar{\sigma}_b S / F) - M'_2 / F \quad \text{--- " --- minimum}$$

$$e_{ic} = \eta \sqrt{s} (1 - S \bar{\sigma}_b / F) - M_1 / F \quad ; \quad \bar{e}_{ic} = \eta \sqrt{s} (1 - 1,1 \bar{\sigma}_b S / F) - M'_1 / F \quad \text{--- " --- maximum}$$

le fuseau limite résultant défini par les excentremets e_s et e_i sera obtenu en prenant dans chaque section :

- la plus petite des deux valeurs e_{st} et e_{sc} pour e_s
- la plus grande des deux valeurs e_{it} et e_{ic} pour e_i .

- trace' du Fuseau limite.

Connaissant la force de précontrainte F , il faut se donner une approximation de la loi de pertes de tension pour connaître F dans chaque section et pouvoir tracer un fuseau limite.

2.3. EFFORTS dus à la précontrainte.

La précontrainte est une force extérieure qui introduit des contraintes de flexion composées dues :

- à la force F supposée centrée
- au moment isostatique $F.e$

En outre, du fait de l'hyperstaticité de la structure, la précontrainte crée des moments hyperstatiques.

a. Calcul du moment hyperstatique de précontrainte M_H :

le moment pléchiissant η_p est égal à la somme, d'une part, des effets de la courbure du câble et de celle de la ligne moyenne

et, d'autre part, des effets dus aux moments d'attache aux extrémités du câble et ceux dus aux brisures de la ligne moyenne

$$\text{le moment global de précontrainte est : } M_p = F(\eta) \cdot e(\eta) - \int_{A_1}^{A_{n+1}} F(\alpha) e(\alpha) \frac{\partial^2 \eta(\eta, \alpha)}{\partial \alpha^2} d\alpha.$$

$$\text{ou } M_p = F.e + M_H$$

$$\Rightarrow M_H = - \int_{A_1}^{A_{n+1}} F(\alpha) e(\alpha) \eta''(\eta, \alpha) d\alpha.$$

$\eta''(\eta, \alpha)$: la dérivée seconde par rapport à α de la ligne d'influence du moment flechissant en x .

M_p : ne dépend que de la courbure du câble, donc de sa forme intrinsèque et non de sa position. il n'est pas nécessaire de modifier M_H pour augmenter η_p .

Si on trouve une solution dont l'expression est $y_i(\eta)$ dans la travée li alors

$y_i(\eta) + B_i x / li + C_i$ est aussi solution avec B_i et C_i constantes.

donc des transformations linéaires par travées, portant sur le câble et laissant fixes les extrémités, ne changent pas les courbures du câble, et l'effet de précontrainte reste le même.

A. TRACÉ DU CÂBLE APPROCHÉ

1. DETERMINATION de F_{min} et F_{max} .

Nous devons vérifier que la hauteur imposée pour la section critique satisfait à la condition mécanique

$$H_{min} = \sqrt{\frac{2\Delta M}{\eta d m (\bar{\sigma}_b - \bar{\sigma}_i)}}$$

on a une section critique en 0,4ℓ de 1,00m de hauteur.

$$\Delta M = \max(\Delta M_c, \Delta \bar{M})$$

$$\text{surcharges civiles } \Delta \bar{M}_c = 1755,06 - 1015,046 = 740,014 \text{ t.m.}$$

$$\text{surcharges militaires } \Delta \bar{M} = 1937,505 - 1020,402 = 917,103 \text{ t.m.} \Rightarrow \Delta M = \Delta \bar{M} = 917,103 \text{ t.m.}$$

$$H_{min} = \sqrt{\frac{2 \cdot 917,103}{8,58 \cdot 0,3368 \cdot 1,1 \cdot 1260}} = 0,6767 \text{ m} < h = 1,00 \text{ m}$$

dans la condition mécanique est vérifiée.

$$F_{min} = \frac{\Delta \bar{M}}{\eta h} + 1,1 \bar{\sigma}_b' d m h = 2723 \text{ t}$$

$$F_{max} = \frac{\Delta M}{\eta h} + 1,1 \bar{\sigma}_b d m h = 9169 \text{ t}$$

2. Condition géométrique et force géométrique

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

Dans notre cas le fuseau limite est un fuseau de "non traction"

Dans une travée de niveau le câble a son excentrement minimum à environ 0,4ℓ, et la condition géométrique est donnée par:

$$0,6 e_c(A_0) + 0,4 e_c(A_1) - \Delta z - e_c(0,4\ell) \leq h_u$$

$$\text{avec } \Delta z = 0,4 v_s(A_1) + 0,6 v_s(A_0) - v_s(0,4\ell) = 0$$

$$h_u = h - 1,4 \delta - 0,6 v_s \quad \delta = 0,12 \text{ m couverture minimale.}$$

l'excentrement e_c du câble est donné par : $e_c = e_i + k(e_s - e_i)$

k prend des valeurs entre 0 et 1.

on se fixe $k_1 = 0$ sur appui intermédiaire

$$k_2 = 1 \text{ en } 0,4\ell.$$

k_3 fixe de telle façon à avoir un excentrement nul à l'about.

$$e_c(A_0) = 0$$

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

$$e_c(0,4\ell) = \eta v_s - \frac{M_2}{F} = e_s$$

M_1, M_2 moments donnés par la courbe enveloppe des moments pléchiissants

La condition géométrique nous donne :

$$F = \frac{M_2 - 0,4 M_1}{\eta h_u + \eta (v_s - 0,4 v_i)}$$

$$F_{geo} = 3654,75 \text{ t.}$$

$$M_2 = 1937,505 \text{ t.m}$$

$$M_1 = -2383,368 \text{ t.m}$$

$$h_u = 0,568 \text{ m}$$

$$\eta = 0,3368$$

$F_{géo} = 3652 \text{ t}$ on vérifie bien que $F_{géo} \in [F_{min}; F_{max}]$

on détermine ainsi le nombre nécessaire de câbles : $N = \frac{F_{géo}}{w T_{moy}}$

T_{moy} : tension moyenne

Au départ les pertes sont estimées à 30% ; de ce fait la tension moyenne sera :

$$T_{moy} = 0,7 T_g$$

$$\text{d'où } N = 38 \text{ câbles.}$$

3. trace' du câble approché.

on suppose que $F = F_{géo}$ reste constante le long de la travée, ainsi nous allons déterminer le fuseau limite, par conséquent le tracé du câble approché.

Dans une travée de niveau nous prendrons pour K un polynôme du 2° degré en m

$$K = K_3 + (K_1 - K_3)m - \alpha m(1-m)$$

on pourra construire le tracé du câble approché en faisant $\alpha = 0$

$$\Rightarrow K = K_3 + (K_1 - K_3)m$$

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 considérée.

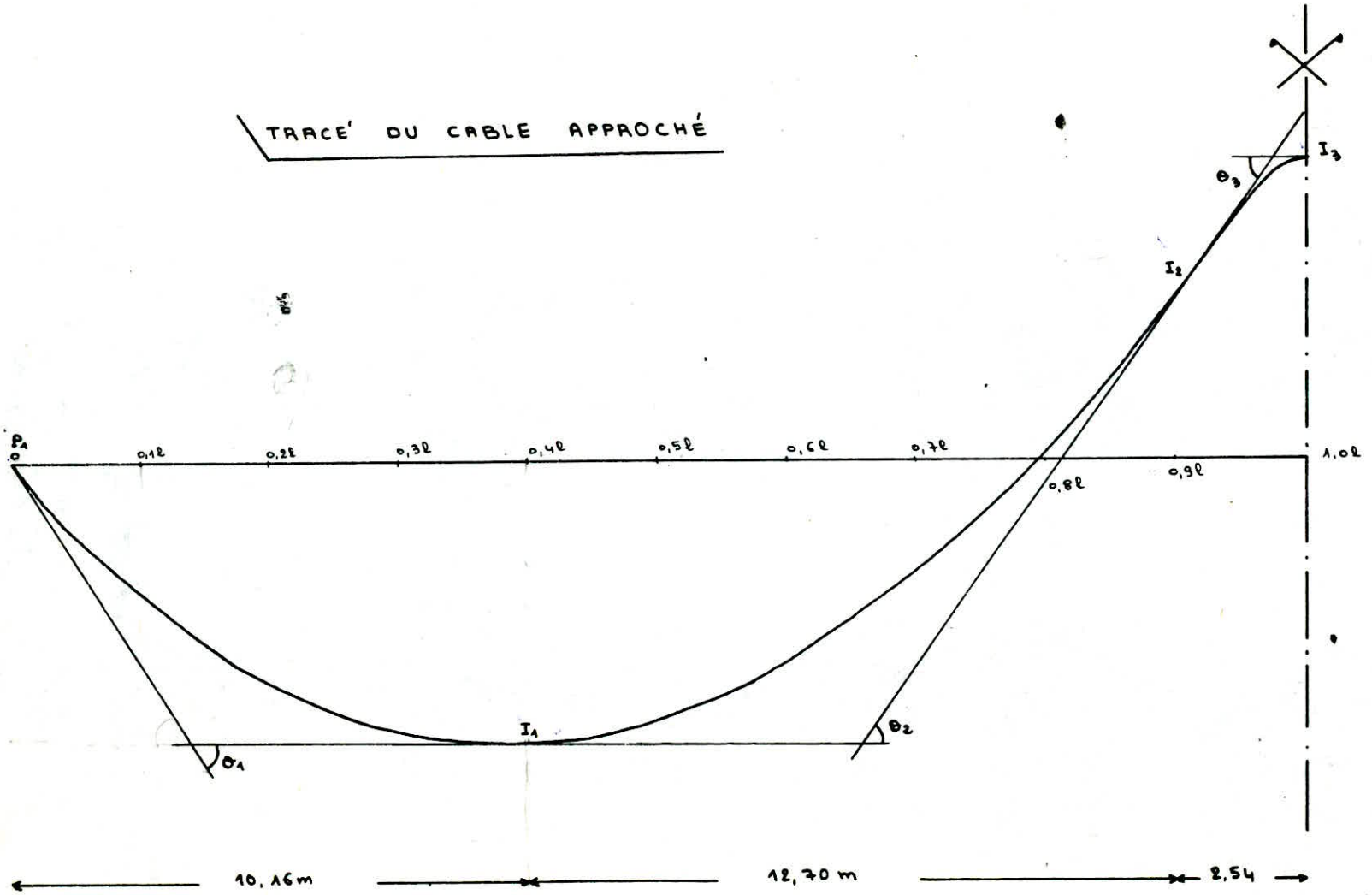
$$\text{à l'about nous avons } e_c = 0 \Rightarrow K_3 = \frac{e_i}{e_i - e_s} = \frac{-0,1886}{-0,1886 - 0,1482} = 0,56$$

$$e_c = e_i + 0,56(1-m)(e_s - e_i).$$

Tableau donnant le Fuseau limite et l'excentrement du câble approché.

Sections	$e_{st} (m)$	$e_{sc} (m)$	$e_{it} (m)$	$e_{ic} (m)$	Fuseau résultant		$e_c (m)$
					$e_i (m)$	$e_s (m)$	
0,0l	0,1482	0,3698	-0,1886	-0,2905	-0,1886	0,1482	0,0000
0,1l	-0,0866	0,1491	-0,3262	-0,4282	-0,3262	-0,0866	-0,2054
0,2l	-0,2532	0,0007	-0,4184	-0,5204	-0,4184	-0,2532	-0,3444
0,3l	-0,3518	-0,0851	-0,4652	-0,5671	-0,4652	-0,3518	-0,4207
0,4l	-0,3824	-0,1109	-0,4666	-0,5685	-0,4666	-0,3824	-0,4383
0,5l	-0,3452	-0,0746	-0,4225	-0,5244	-0,4225	-0,3452	-0,4009
0,6l	-0,2405	0,0241	-0,3330	-0,4349	-0,3330	-0,2405	-0,3123
0,7l	-0,0687	0,1827	-0,1980	-0,2999	-0,1980	-0,0687	-0,1763
0,8l	0,1694	0,4093	0,0115	-0,1141	-0,0115	0,1694	0,0088
0,9l	0,4363	0,6579	0,2425	0,1097	0,2425	0,4363	0,2534
1,0l	0,6656	0,8872	0,4641	0,3621	0,4641	0,6656	0,4641

TRACÉ' DU CABLE APPROCHÉ



echelle



B. TRACÉ DU CABLE CONCORDANT

1. Evaluation des pertes statiques sur le tracé approché.

1.1 Pertes le long du tracé.

Dans ce cas deux pertes élémentaires interviennent:

- Frottement dans les courbes, lié à la déviation cumulée (angle total dont tourne la ligne d'action de la précontrainte d'un about à la section considérée).

la variation de tension entre deux points d'inflexion sera : $\Delta T = -T f \theta$.

nous supposons de plus que T varie linéairement entre deux points d'inflexion:

T: la tension du premier point d'inflexion

θ : déviation angulaire entre deux points

f: coefficient de frottement $f = 0,18$

- Frottement par déviation parasite (régularité du tracé, raideur de l'armature) qui croît avec la longueur.

la variation de tension entre deux points sera : $\Delta T(\rho_i) = -T f_i \varphi$

φ : déviation angulaire $\varphi = 0,002$.

d'où la perte de tension totale sera : $\Delta T(\rho_i) = -T (f \theta + \varphi \rho_i)$.

1.2 Pertes à l'ancrage.

Ces pertes sont déterminées sous la tension initiale $T_0 = T_c$.

Pour les systèmes d'ancrage à coincement conique, il y a une rentrée d'ancrage après clivage de l'armature tendue. donc une perte de tension statique.

cette rentrée d'ancrage provoque une perte de tension $\Delta T(x)$ qui décroît en s'éloignant de l'ancrage, puisque sous ce mouvement de rétraction de l'armature non injectée, les frottements du câble dans sa gaine sont mobilisés en sens inverse des frottements lors de la mise en traction. les deux diagrammes des pertes statiques sont donc des polygones antiparallèles par rapport à l'axe des abscisses sur une longueur P₁S.

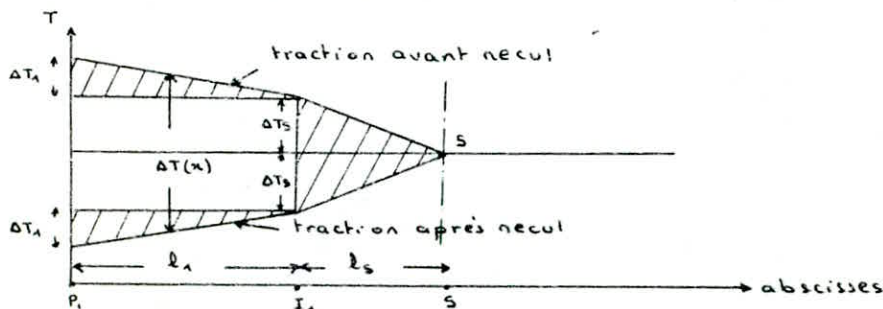
les pertes de tension sont déterminées de deux manières différentes en évaluant l'énergie de frottement dissipée lors de la rétraction.

soit Δc la rentrée d'ancrage, nous aurons d'après la loi de Hooke

$$\int_{P_1}^S \Delta T(x) dx = E \Delta c / 1000 \quad \begin{array}{l} x \text{ étant exprimé en [m]} \\ \Delta c \text{ — " — " — en [mm]} \end{array}$$

on est donc amené à rechercher l'abscisse de S permettant de satisfaire, avec une précision suffisante, à l'égalité ci dessus.

soit la méthode pratique présentée dans la pièce "1.6 du dossier PSI DE 67 (setra)".



les aires, de part et d'autre de l'axe mené par S doivent être égales.

si on pose :

$$\int_{P_1}^{I_n} \Delta T(x) dx = S_n$$

$$S_n = \Delta T_1 l_1 + \Delta T_2 l_2 + \dots + \Delta T_n l_n + 2l_1 [\Delta T_2 + \dots + \Delta T_n] + 2l_2 [\Delta T_3 + \dots + \Delta T_n] + \dots + 2l_{n-1} \Delta T_n$$

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

on cherche la valeur de S_n la plus voisine par défaut de $E\Delta C/1000$ et on déterminera la position de S en posant :

$$K = \Delta T_{n+1}/l_{n+1} = \Delta T_s/l_s \text{ d'où } \frac{E\Delta C}{1000} = S_n + \Delta T_{n+1} (2l_1 + 2l_2 + \dots + 2l_n + l_{n+1})$$

$$\Rightarrow \frac{E\Delta C}{1000} = S_n + \Delta T_s (2l_1 + 2l_2 + \dots + 2l_n + \Delta T_s/K)$$

où K : représente la pente du segment de droite sur lequel se trouve S , ainsi on tire ΔT_s , donc l_s , par résolution d'une équation du second degré.

on remarque qu'après le recul d'ancrage, c'est au point S que la tension du câble est maximale.

dans notre cas : $n=1$; $l_1 = 10,16 \text{ m}$; $l_2 = 12,7 \text{ m}$; $l_3 = 2,54 \text{ m}$

tension à l'ancrage $T_0 = T_6 = 148 \text{ kg/mm}^2$, les pertes de tension entre deux points

successifs sont : $\Delta T_1 = 5,8339 \text{ kg/mm}^2$

$$\Delta T_2 = 6,4765 \text{ kg/mm}^2$$

$$\Delta T_3 = 3,6503 \text{ kg/mm}^2$$

$$\text{d'où } S_1 = \Delta T_1 l_1 = 5,9272 \cdot 10^4 \text{ kg/mm}$$

$$\text{et } \Delta C = 9 \text{ mm} \Rightarrow E\Delta C/1000 = 18 \cdot 10^4 \text{ kg/mm}$$

$$K = \frac{\Delta T_s}{l_s} = \frac{\Delta T_{n+1}}{l_{n+1}} \Rightarrow \text{pour } n=1 \quad K = \frac{\Delta T_2}{l_2} = 5,0996 \cdot 10^{-4} \text{ kg/mm}^3$$

$$\text{on aura ainsi } \frac{E\Delta C}{1000} = S_1 + \Delta T_s (2l_1 + \frac{\Delta T_s}{K})$$

$$\Rightarrow \Delta T_s^2 + 2l_1 K \Delta T_s + K (S_1 - E\Delta C/1000) = 0$$

$$\Delta T_s^2 + 10,362387 \Delta T_s - 61,566451 = 0 \Rightarrow \Delta T_s = 4,2215 \text{ kg/mm}^2$$

$$\text{d'où } l_s = \frac{\Delta T_s}{K} = 8,278 \text{ m.}$$

Donc l'effet dû au recul d'ancrage se fait ressentir sur une longueur de 18,438 m dans la travée de gauche et à partir de 32,362 m dans la travée de droite.

Pertes / Sections	Déviations θ (radian)	l_i (m)	$\Delta T_i (x)$ (kg/mm ²)	$\Delta T (x)$ (kg/mm ²)	$T_s (x)$ (kg/mm ²)
P_1				20,1108	127,89
I_1	0,1061	10,16	5,8339	8,4430	133,72
I_2	0,1020	12,7	6,4765	0,0000	135,69
I_3	0,1088	2,54	3,6503	0,0000	132,04

Dans ce qui va suivre, nous allons évaluer la force de précontrainte en tenant compte des pertes calculées sur le tracé approché. Ainsi nous déterminerons le nouveau fuseau limite et ensuite, nous calculerons le moment hyperstatique de précontrainte (nul) afin de déterminer les coefficients de concordance α_i et par conséquent de déterminer le tracé du câble concordant.

$$\text{on a } K_1 = 0 \quad K_2 = 1 \quad K_3 = 0,56$$

pour la travée 1, K est donné par : $K = K_3 + (K_1 - K_3)m - \alpha_1 m (1-m)$

$$K = 0,56(1-m) - \alpha_1 m (1-m)$$

$$e_c = e_i + \kappa (e_s - e_i)$$

$$\text{d'où } e_c = e_i + 0,56(1-m)(e_s - e_i) - \alpha_1 m(1-m)(e_s - e_i) \quad \text{avec } m = x/l$$

pour la travée 2 les résultats sont obtenus par symétrie, c'est à dire on remplace κ_3 par κ_1 et κ_1 par κ_3 on obtient $e_c = e_i + 0,536 m (e_s - e_i) - \alpha_2 m(1-m)(e_s - e_i)$.

les résultats sont indiqués dans le tableau suivant.

2. Calcul du moment hyperstatique de précontrainte.

le moment hyperstatique de précontrainte est donné par: $M_H = - \int_{A_0}^{A_2} F(x) e(x) \eta''_1(x) dx$.

où $\eta''_1(x)$ est la dérivée seconde par rapport à (x) de la ligne d'influence du moment fléchissant sur l'appui (1)

$$\text{travée (1)} : \eta''_1(x) = \frac{3x}{2l^2} ; \quad \text{travée (2)} : \eta''_1(x) = \frac{3}{2l} - \frac{3x}{2l^2}$$

d'intégrale précédente sera calculée par la méthode de "Simpson".

$$\int_a^b f(x) dx = \frac{h}{3} (y_0 + y_n + 4\sigma_1 + 4\sigma_2) \quad \text{avec} \quad \begin{aligned} \sigma_1 &= y_1 + y_3 + \dots + y_{n-1} \\ \sigma_2 &= y_2 + y_4 + \dots + y_{n-2} \end{aligned}$$

• dans notre cas $y_0 = y_n = 0 \Rightarrow M_H = \frac{h}{3} (4\sigma_1 + 4\sigma_2)$ où $h = 0,1l = 2,54m$.
par intégration numérique nous trouvons:

$$\sigma_1 = -143,9952 - 21,2789 (\alpha_1 + \alpha_2)$$

$$\sigma_2 = -116,5758 - 19,5563 (\alpha_1 + \alpha_2) \Rightarrow M_H = -685,0654 - 105,1799 (\alpha_1 + \alpha_2) = 0$$

le câble concordant est obtenu avec un moment hyperstatique de précontrainte nul : $f(\alpha_1, \alpha_2) = M_H = 0 = -685,0654 - 105,1799 (\alpha_1 + \alpha_2)$

on appliquera la "méthode des multiplicateurs de LAGRANGE" pour déterminer les valeurs de α_1 ; α_2 .

pour cela nous devons rendre minimum l'expression suivante.

$$\varphi(\alpha_1, \alpha_2) = \frac{(\alpha_1 - \bar{\alpha}_1)^2 + (\alpha_2 - \bar{\alpha}_2)^2}{\left[(\sqrt{\kappa_1} + \sqrt{\kappa_3})^2 + (\sqrt{1-\kappa_1} + \sqrt{1-\kappa_3})^2 \right]^2}$$

où les valeurs de α_1 et α_2 trouvées doivent satisfaire à la condition suivante.

$$\alpha' \leq \alpha_1 \text{ ou } \alpha_2 \leq \alpha''$$

avec :

$$\alpha' = - \left[\sqrt{1-\kappa_1} + \sqrt{1-\kappa_3} \right]^2 = -2,767$$

$$\alpha'' = \left[\sqrt{\kappa_1} + \sqrt{\kappa_3} \right]^2 = 0,56$$

$$\text{et } \bar{\alpha}_1 = \bar{\alpha}_2 = \frac{1}{2} (\alpha' + \alpha'') = -1,1035$$

$$\text{donc } \varphi(\alpha_1, \alpha_2) = \frac{(\alpha_1 + 1,1035)^2 + (\alpha_2 + 1,1035)^2}{11,0689}$$

rendre minimum $\varphi(\alpha_1, \alpha_2)$, c'est rendre minimum l'expression suivante en introduisant une inconnue supplémentaire λ .

$$\phi(\alpha_1, \alpha_2) = \varphi(\alpha_1, \alpha_2) + \lambda f(\alpha_1, \alpha_2)$$

ce qui donne en résolvant par rapport à λ , deux équations en annulant les deux dérivées partielles par rapport à α_1 ; α_2 .

TABLEAU SERVANT AU TRACÉ DU CÂBLE CONCORDANT.

Travée 1:

Sections	Ts (kg/mm ²)	F (t)	e _i (m)	e _s (m)	e _c (m)	F.e _c (t.m)	M'' ₁	F.e _c M'' ₁	e _c (m)
0,0l	127,89	4728,60	-0,1886	0,1482	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,1l	129,35	4782,59	-0,2919	-0,0311	-0,1604 - 0,0234 α,	-767,1274 - 111,9126 α,	0,0059	-4,5260 - 0,6602 α,	-0,0962
0,2l	130,81	4836,57	-0,3621	-0,1549	-0,2693 - 0,0331 α,	-1302,4883 - 160,090 α,	0,0118	-15,3693 - 1,8890 α,	-0,1786
0,3l	132,26	4890,18	-0,3859	-0,2251	-0,3228 - 0,0337 α,	-1578,5501 - 164,7990 α,	0,0177	-27,9403 - 2,9169 α,	-0,2304
0,4l	133,72	4944,16	-0,3811	-0,2437	-0,3349 - 0,0329 α,	-1655,7992 - 162,6628 α,	0,0236	-39,0769 - 3,8388 α,	-0,2447
0,5l	134,81	4984,46	-0,3445	-0,2133	-0,3077 - 0,0328 α,	-1533,7183 - 163,4902 α,	0,0295	-45,2447 - 4,8229 α,	-0,2178
0,6l	135,03	4992,60	-0,2783	-0,1361	-0,2464 - 0,0341 α,	-1230,1766 - 170,2476 α,	0,0354	-43,5482 - 6,0267 α,	-0,1529
0,7l	135,25	5000,73	-0,1790	-0,0102	-0,1506 - 0,0354 α,	-753,1099 - 177,0258 α,	0,0413	-31,1034 - 7,3111 α,	-0,0536
0,8l	135,47	5008,87	-0,0430	0,1636	-0,0198 - 0,0330 α,	-99,1756 - 165,2927 α,	0,0472	-4,6811 - 7,8018 α,	0,0706
0,9l	135,69	5017,00	0,1252	0,3579	0,1382 - 0,0209 α,	693,349 - 104,8553 α,	0,0531	36,8168 - 5,5678 α,	0,1955
1,0l	132,04	4882,05	0,3082	0,5352	0,3082	1504,6478	0,059	88,7742.	0,3082.

$$\frac{\partial \phi}{\partial \alpha_1} = \frac{2(\alpha_1 + 1,1035)}{11,0689} - 105,1799 \lambda = 0$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial \alpha_2} = \frac{2(\alpha_2 + 1,1035)}{11,0689} - 105,1799 \lambda = 0$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = \alpha_2 = 582,1128 \lambda - 1,1035$$

En portant ces valeurs dans $f(\alpha_1; \alpha_2)$ et en résolvant l'équation on obtient:

$$\lambda = -0,0026$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 = -2,74 \text{ appartenant au domaine } [\alpha'; \alpha''].$$

On pourra tracer le câble concordant, en remplaçant dans les expressions de e_c (du tableau précédent) α_1 et α_2 par leurs valeurs.

3. Câble définitif

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

Nous abaisserons le câble 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 câble définitif est linéaire et de la forme: $y = Ax/l$.

soient e_{c1} et e_{c2} les excentrement du câble concordant sur appui et en travée.

e_{d1} et e_{d2} les excentrement du câble définitif sur appui et en travée.

$$e_{d1} = e_{c1} - y_1 = e_{c1} - A \quad (\text{à l'appui})$$

$$e_{d2} = e_{c2} - y_2 = e_{c2} - 0,4A \quad (\text{en } 0,4l)$$

les couvertures inférieure et supérieure doivent être égales: $d_1 = d_2$

$$d_1 = v_s - e_{d1} = v_s - e_{c1} + A$$

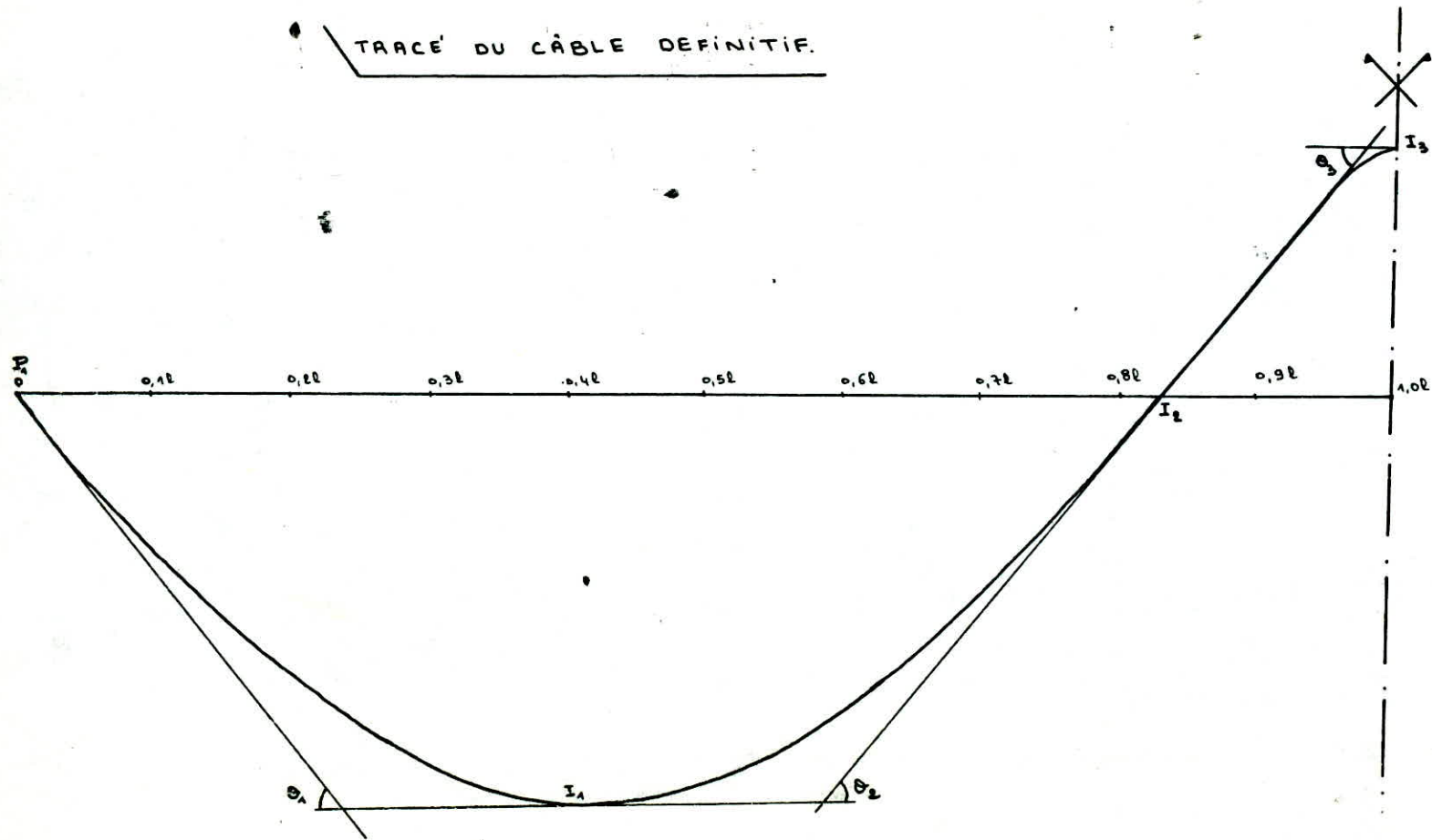
$$d_2 = v_i - e_{d2} = v_i - e_{c2} - 0,4A$$

$$\Rightarrow A = \frac{v_i - v_s + e_{c1} - e_{c2}}{1,4} = 0,1311 \quad \text{donc } y = 0,1311x/l.$$

Tableau permettant le tracé du câble définitif.

Sections	x/l	$-y$ (m)	e_c (m)	e_d (m)
0,0l	0,0	0,0000	0,0000	0,0000
0,1l	0,1	-0,0131	-0,0962	-0,1093
0,2l	0,2	-0,0262	-0,1786	-0,2048
0,3l	0,3	-0,0393	-0,2304	-0,2697
0,4l	0,4	-0,0524	-0,2447	-0,2971
0,5l	0,5	-0,0656	-0,2178	-0,2834
0,6l	0,6	-0,0787	-0,1529	-0,2316
0,7l	0,7	-0,0918	-0,0536	-0,1454
0,8l	0,8	-0,1049	0,0706	-0,0343
0,9l	0,9	-0,1180	0,1955	0,0775
1,0l	1,0	-0,1311	0,3082	0,1771

TRACÉ DU CÂBLE DÉFINITIF.



echelle.



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 sur le câble approché. on obtient les résultats suivants.

Sections	Deviation θ (radian)	l_i m	$\Delta T_p (\pi)$ kg/mm ²	$\Delta T (\pi)$ kg/mm ²	$T_s (\pi)$ kg/mm ²
P_1				17,4184	130,58
I_1	0,0492	10,16	4,3180		
I_2	0,0472	10,92	4,4897	8,7824	134,90
I_3	0,0443	4,32	2,4589	0,0000	139,19
				0,0000	136,73.

$$n=1 : S_1 = \Delta T \cdot l_1 = 4,387 \cdot 10^4 \text{ kg/mm}$$

$$K = \Delta T_2 / l_2 = 0,4114 \cdot 10^{-3} \text{ kg/mm}^3$$

$$\text{d'où } \Delta T_s^2 + 2l \cdot K \Delta T_s + K(S_1 - E \Delta c / 1000) = 0$$

$$\Rightarrow \Delta T_s = 4,3912 \text{ kg/mm}^2 \text{ d'où } l_s = \frac{\Delta T_s}{K} = 10,68 \text{ m}$$

l'effet du neul d'ancrage se fait sentir dans la travée de gauche jusqu'à 20,84 m. et à partir de 29,96 m dans la travée de droite.

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:

$$\Delta T_1 = \frac{1}{2} \frac{\sigma_b}{E_i} E_a \quad \text{ou} \quad \begin{array}{l} E_i: \text{ module instantané du béton } E_i = 21000 (\sqrt{f_c} \text{ bars}) = 210 \sqrt{280} \text{ kg/mm}^2 \\ E_a: \text{ module d'élasticité de l'acier } E_a = 20.000 \text{ kg/mm}^2 \end{array}$$

σ_b représente la contrainte du béton au niveau du câble sous l'effet de la mise en précontrainte.

σ_b s'obtient par une équation du 1^{er} degré.

$$\sigma_b = \frac{M_{oss.ed}}{I} + Nw \left[\frac{1}{S} + \frac{e_c \cdot ed}{I} \right] \left[T_s - \frac{1}{2} \frac{\sigma_b E_a}{E_i} \right] \quad \text{si on pose } A = Nw \left[\frac{1}{S} + \frac{e_c ed}{I} \right]$$

$$\text{après résolution on obtient: } \sigma_b = \frac{M_{oss.ed}}{I \left[1 + \frac{A E_a}{2 E_i} \right]} + \frac{A T_s}{1 + \frac{A E_a}{2 E_i}}$$

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

e_c : excentrement du câble concordant

ed : excentrement du câble définitif

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

N : nombre de câbles mis en tension.

w : section utile d'un câble

$$w = 973 \text{ mm}^2$$

$$E_c = 3513,9721 \text{ kg/mm}^2$$

S : section nette de la dalle

$$S = S_{\text{brut}} - N S_{\text{gai}} = 8,45 \text{ m}^2$$

$$I_{x_{\text{net}}} = I_{x_{\text{brut}}} - S_{\text{gai}} N e_d^2$$

diamètre de la gaine $0,066 \text{ m} \Rightarrow S_{\text{gai}} = 0,0034218 \text{ m}^2$.

T_s est obtenue par interpolation linéaire dans chaque section à partir du tableau des pertes statiques.

Tableau donnant les valeurs de σ_b dans chaque section.

Sections	$I_{x_{\text{net}}} \text{ (m}^4\text{)}$	$e_c \text{ (m)}$	$e_d \text{ (m)}$	Moss (t.m)	$T_s \text{ (kg/mm}^2\text{)}$	$\sigma_b \text{ (t/m}^2\text{)}$
0,0l	0,711580	0,0000	0,0000	0,0000	130,58	564,40
0,1l	0,710027	-0,0962	-0,1093	449,76	131,66	570,94
0,2l	0,706127	-0,1786	-0,2048	761,13	132,74	603,51
0,3l	0,702124	-0,2304	-0,2697	934,11	133,82	650,51
0,4l	0,700105	-0,2447	-0,2971	968,71	134,90	681,19
0,5l	0,701139	-0,2178	-0,2834	864,92	135,90	672,84
0,6l	0,704607	-0,1529	-0,2316	622,74	136,90	637,44
0,7l	0,708832	-0,0536	-0,1454	242,17	137,89	601,53
0,8l	0,711427	0,0706	-0,0343	-276,77	138,89	596,41
0,9l	0,710799	0,1955	0,0775	-934,11	138,18	602,85
1,0l	0,707503	0,3082	0,1771	-1729,83	136,73	544,09.

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 toronnée la valeur de la relaxation au temps t_∞ est au moins égale à la plus élevée des deux valeurs suivantes :

$$11 \left(\sigma'_i / R_G - 0,55 \right) \text{rel}_{120} \quad \text{et} \quad 8 \left(\sigma'_i / R_G - 0,55 \right) \text{rel}_{1000}$$

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 froissements et au raccourcissement élastique.

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 :

$$\Delta T_2 = 11 \sigma'_i \left(\sigma'_i / R_G - 0,55 \right) \text{rel}_{120} \quad ; \quad \Delta T_2 = 8 \sigma'_i \left(\sigma'_i / R_G - 0,55 \right) \text{rel}_{1000}$$

Dans notre cas la 2^e relation est la plus prépondérante avec $rel_{1000} = 3\%$.
 Pour des armatures toronnées, la valeur donnée par la relation précédente est majorée de 20%. d'où les pertes par relaxation s'écrivent:

$$\Delta T_2 = 1,2 \cdot 8 \sigma'_i \left(\sigma'_i / R_{Gf} - 0,55 \right) rel_{1000}$$

3.2. retrait du béton

Pour le Nord de l'Algérie, on pourra admettre que pour des constructions non massives à l'air libre, le raccourcissement final β'_0 peut être pris égal à $\beta'_0 = 3 \cdot 10^{-4}$. 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 les fils comme pour les torons est égale à:

$$\Delta T_3 = \beta'_0 E_a = 3 \cdot 10^{-4} \cdot 2 \cdot 10^4 = 6 \text{ kg/mm}^2$$

3.3. Fluage du béton.

on calculera le raccourcissement relatif de fluage ϵ_f , comme une déformation élastique différée en fonction de la contrainte σ_b du béton, au niveau de l'armature intéressée.

$$\epsilon_f = \sigma_b / E_f$$

ce qui correspond à une détension des aciers $\Delta T_4 = \frac{\sigma_b}{E_f} \cdot E_a$ valable pour les fils comme pour les torons.

σ_b est obtenue en résolvant l'équation suivante:

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

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 $E_f = 10.500 \sqrt{\sigma_{28}} \text{ (bars)}$
 $E_f = 105 \sqrt{300} = 1818,6533 \text{ kg/mm}^2$.

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

Cas particulier: Dans le cas d'un béton de 300 bars de résistance à la compression et d'armatures ayant un module d'élasticité égal à 20.000 kg/mm^2 la détension des armatures de précontrainte due au fluage vaut:

$$\Delta T_4 = 11 \sigma_b$$

b. 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 connaître les valeurs des tensions dans les armatures, pour chaque section de calcul, en vue de déterminer les forces de précontrainte correspondantes, au cours de ces différentes phases.

Dans notre cas nous distinguerons trois phases.

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

2. phase finale au temps infini $T_\infty = T_4$

$$T_1 = T_s - \Delta T_1 \quad ; \quad T_2 = T_1 - \Delta T_2$$

$$T_3 = T_2 - \Delta T_3 \quad ; \quad T_4 = T_3 - \Delta T_4$$

$$\Rightarrow T_4 = T_s - \Delta T_1 - \Delta T_2 - \Delta T_3 - \Delta T_4$$

ΔT_1 : raccourcissement élastique

ΔT_2 : relaxation ; ΔT_3 : retrait ; ΔT_4 : fluage.

3. phase de mise en service : temps à 90 jours

les tensions au moment de la mise en service de l'ouvrage (soit à 90 jours) seront obtenues en déduisant les tensions résultantes T_m du tableau des pertes par raccourcissement élastique, les pertes par relaxation, retrait et fluage à 90 jours.

Ces pertes par déformations différées à 90 jours sont données par les formules suivantes:

. relaxation:

$$\Delta T_5 = 4,4 \sigma'_i (\sigma'_i / R_G - 0,55) \text{ nep}_{1000} \cdot 1,2$$

$$\sigma'_i = T_m = T_s - \Delta T_1 = T_1$$

. retrait:

$$\Delta T_6 = 0,45 \Delta T_{3\infty}$$

. Fluage:

$$\Delta T_7 = 0,45 \Delta T_{4\infty}$$

$$\text{d'où } T_{90j} = T_s - \Delta T_1 - \Delta T_5 - \Delta T_6 - \Delta T_7 = T_2$$

les résultats sont indiqués dans les tableaux suivants.

Tableau des pertes à la mise en tension et Force de précontrainte
Pertes dues au raccourcissement des aciers.

Sections	T_s (kg/mm ²)	$\bar{\sigma}'_i$ (kg/mm ²)	ΔT_1 (kg/mm ²)	T_1 (kg/mm ²)	F_i (t)
0,02	130,58	0,5644	1,606	128,974	5020
0,12	131,66	0,5709	1,625	130,035	5061
0,22	132,74	0,6035	1,717	131,023	5099
0,32	133,82	0,6505	1,851	131,969	5136
0,42	134,90	0,6812	1,939	132,961	5175
0,52	135,90	0,6728	1,915	133,985	5215
0,62	136,90	0,6374	1,814	135,086	5258
0,72	137,89	0,6015	1,712	136,178	5300
0,82	138,89	0,5964	1,697	137,193	5340
0,92	138,18	0,6029	1,716	136,464	5311
1,02	136,73	0,5441	1,548	135,182	5261

Tableau des pertes a 90 jours et Forces de précontrainte.

Sections	T_m (kg/mm ²)	Relaxation		Retrait		FLuage		F_{90} (t)
		ΔT_5 (kg/mm ²)	T_5 (kg/mm ²)	ΔT_6 (kg/mm ²)	T_6 (kg/mm ²)	ΔT_7 (kg/mm ²)	T_7 (kg/mm ²)	
0,02	128,974	3,006	125,968	2,7	123,268	2,428	120,840	4703
0,12	130,035	3,149	126,886	2,7	124,186	2,345	121,841	4742
0,22	131,023	3,284	127,739	2,7	125,039	2,242	122,797	4779
0,32	131,969	3,415	128,554	2,7	125,854	2,218	123,636	4812
0,42	132,961	3,553	129,408	2,7	126,708	2,256	124,452	4844
0,52	133,985	3,698	130,287	2,7	127,587	2,312	125,275	4876
0,62	135,086	3,856	131,230	2,7	128,530	2,388	126,142	4909
0,72	136,178	4,014	132,164	2,7	129,464	2,483	126,981	4942
0,82	137,193	4,163	133,030	2,7	130,330	2,560	127,770	4973
0,92	136,464	4,056	132,408	2,7	129,708	2,405	127,303	4955
1,02	135,182	3,870	131,312	2,7	128,612	1,668	126,944	4941.

Tableau des pertes au temps infini et Forces Finales de précontrainte.

Sections	T_m (kg/mm ²)	relaxation		retrait		FLuage			F_{∞} (t)
		ΔT_2 (kg/mm ²)	T_2 (kg/mm ²)	ΔT_3 (kg/mm ²)	T_3 (kg/mm ²)	σ_b (kg/mm ²)	ΔT_4 (kg/mm ²)	T_4 (kg/mm ²)	
0,02	128,974	5,466	123,508	6	117,508	0,4906	5,395	112,113	4363
0,12	130,035	5,726	124,309	6	118,305	0,4738	5,210	113,095	4402
0,22	131,023	5,971	125,052	6	119,052	0,4530	4,982	114,070	4440
0,32	131,969	6,208	125,761	6	119,761	0,4481	4,928	114,833	4469
0,42	132,961	6,460	126,501	6	120,501	0,4559	5,014	115,487	4495
0,52	133,985	6,724	127,261	6	121,261	0,4671	5,137	116,124	4520
0,62	135,086	7,010	128,076	6	122,076	0,4826	5,307	116,769	4545
0,72	136,178	7,299	128,879	6	122,879	0,5017	5,517	117,362	4568
0,82	137,193	7,570	129,623	6	123,623	0,5172	5,688	117,935	4590
0,92	136,464	7,375	129,089	6	123,089	0,4859	5,344	117,745	4583
1,02	135,182	7,036	128,146	6	122,146	0,3370	3,706	118,440	4610

Calcul du moment hyperstatique de précontrainte aux différentes étapes.

le moment hyperstatique de précontrainte est donné par: $M_H = F(e_c - ed)$
 sur appui intermédiaire $e_c = 0,3082 \text{ m}$; $ed = 0,1771 \text{ m}$.

$$F_i = 5261 \text{ t} \Rightarrow M_{H_i} = 689,72 \text{ t.m}$$

$$F_{90_j} = 4941 \text{ t} \Rightarrow M_{H_{90_j}} = 647,77 \text{ t.m}$$

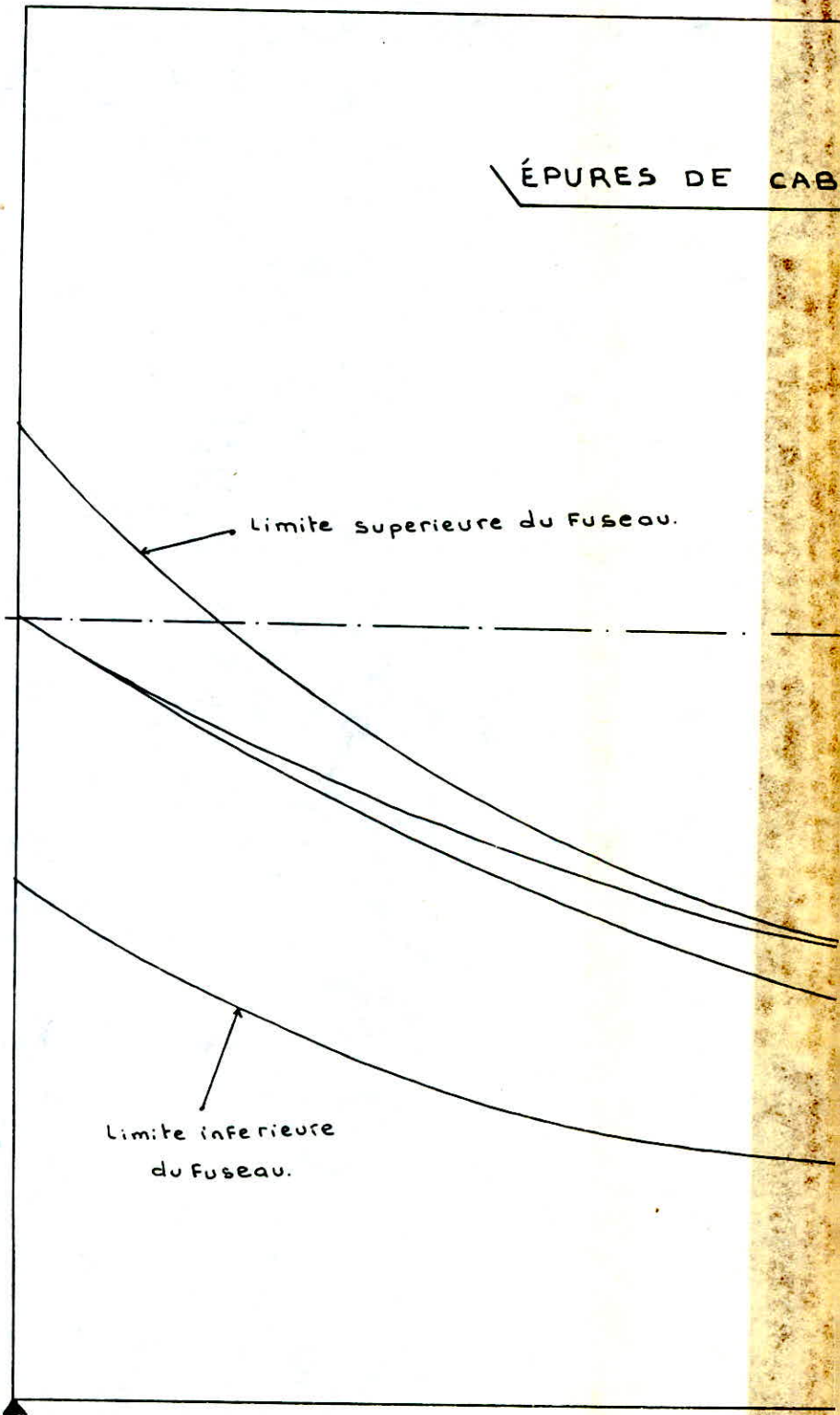
$$F_\infty = 4610 \text{ t} \Rightarrow M_{H_\infty} = 604,37 \text{ t.m}$$

Dans les différentes sections considérées, la distribution du moment hyperstatique est linéaire.

Tableau récapitulatif des efforts de précontrainte aux différentes étapes.

Sections	F_i (t)	M_{H_i} (t.m)	F_{90_j} (t)	$M_{H_{90_j}}$ (t.m)	F_∞ (t)	M_{H_∞} (t.m)
0,0l	5020	0,000	4703	0,000	4363	0,000
0,1l	5061	68,972	4742	64,777	4402	60,437
0,2l	5099	137,944	4779	129,554	4440	120,874
0,3l	5136	206,916	4812	194,331	4469	181,311
0,4l	5175	275,888	4844	259,108	4495	241,748
0,5l	5215	344,860	4876	323,885	4520	302,185
0,6l	5258	413,832	4909	388,662	4545	362,622
0,7l	5300	482,804	4942	453,439	4568	423,059
0,8l	5340	551,776	4973	518,216	4590	483,496
0,9l	5311	620,748	4955	582,993	4583	543,933
1,0l	5261	689,72	4941	647,77	4610	604,370

ÉPURES DE CABL



Limite superieure du Fuseau.

Limite inferieure
du Fuseau.

VERIFICATION DES CONTRAINTES

A - Verification sous les contraintes normales.

Le reglement impose de verifier l'ouvrage :

- aux divers stades de la construction (pour les trois etapes precedentes)
- sous les divers cas de surcharges les plus defavorables.

D'ou les verifications correspondant aux phases suivantes :

- phase 1 : - betonage de la dalle (on prend en compte le moment flechissant de l'ossature M_{G_1}).
 - mise en tension des armatures de precontrainte.
- phase 2 : - mise en place des superstructures (le moment flechissant des charges permanentes est M_{G_2})
 - pertes de tension dans les armatures de precontrainte effectuees jusqu'a l'epoque de la mise en service (3 mois environ)

on obtient ainsi l'etat a vide au moment de la mise en service.
- phase 3 : - Application des surcharges civiles a 90 jours (M_1 et M_2).
- phase 4 : - complement des pertes de tension correspondant a l'etat definitif de l'ouvrage
 - A vide (sous M_{G_2})
- phase 5 : - Application des surcharges civiles et militaires. (a l'infini).

le calcul des contraintes normales se fera par les donnees des fibres superieure et inferieure.

- Fibre superieure

$$\sigma_s = \frac{MVs}{I} + \frac{F}{S} + \frac{F \cdot e \cdot v_s}{I} + \frac{M_H v_s}{I}$$

- Fibre inferieure.

$$\sigma_i = \frac{Mv_i}{I} + \frac{F}{S} + \frac{F \cdot e \cdot v_i}{I} + \frac{M_H v_i}{I}$$

M : moment flechissant applique durant la phase correspondante cest a dire (M_{G_1} , M_{G_2} , $M_{G_2} + M_D$)

F : effort de precontrainte

M_H : moment hyperstatique de precontrainte

e : excentrement du cable par rapport a la fibre moyenne.

Verification des contraintes normales - ouvrage a vide.

Sections	phase initiale (M_{G_1})		mise en service a 90j (M_{G_2})		phase infinie (M_{G_2})	
	σ_s (t/m ²)	σ_i (t/m ²)	σ_s (t/m ²)	σ_i (t/m ²)	σ_s (t/m ²)	σ_i (t/m ²)
0,0l	594,08	594,08	556,56	556,56	516,33	516,33
0,1l	577,60	626,09	614,25	493,64	594,35	427,50
0,2l	512,95	719,24	604,97	545,40	602,70	427,11
0,3l	454,81	802,54	579,70	556,43	588,92	452,44
0,4l	428,35	846,70	561,45	588,26	574,41	477,91
0,5l	448,88	831,33	563,78	593,91	571,35	488,53
0,6l	509,11	766,24	579,86	582,32	573,17	492,90
0,7l	598,88	663,28	600,48	564,95	571,12	501,72
0,8l	688,75	559,65	598,32	576,04	539,64	547,70
0,9l	689,33	551,12	491,80	706,77	405,75	716,23
1,0l	555,20	708,39	242,13	1020,76	139,51	1062,34

CONTRAINTES NORMALES EN SERVICE SOUS LES SURCHARGES CIVILE ET MILITAIRE.

Sections	SURCHARGES CIVILES M_1 et M_2								SURCHARGES MILITAIRES M'_1 et M'_2			
	mise en service à 90 jours.				phase infinie				phase infinie.			
	M_2		M_1		M_2		M_1		M'_2		M'_1	
	σ_s	σ_c	σ_s	σ_c	σ_s	σ_c	σ_s	σ_c	σ_s	σ_c	σ_s	σ_c
0,0l	556,56	556,56	556,56	556,56	516,33	516,33	516,33	516,33	516,33	516,33	516,33	516,33
0,1l	779,55	283,26	591,60	522,46	759,65	217,14	571,70	456,33	791,58	176,49	572,53	455,29
0,2l	876,28	170,09	559,40	573,39	874,01	81,80	557,14	485,10	947,58	-11,83	558,80	482,97
0,3l	918,85	124,79	510,97	643,90	928,07	20,80	520,19	539,92	1031,33	-110,62	522,71	536,71
0,4l	934,63	113,31	469,55	705,23	947,59	2,95	482,51	594,87	1062,25	-142,97	485,87	590,59
0,5l	931,51	125,89	449,07	739,90	939,08	20,51	456,64	634,52	1051,36	-122,38	460,84	629,17
0,6l	901,87	172,49	442,92	756,61	895,17	83,11	436,22	667,23	993,38	-41,87	441,21	660,88
0,7l	844,28	254,66	441,64	767,11	814,91	191,44	412,28	703,89	882,62	105,28	418,09	696,49
0,8l	714,23	428,44	405,03	822,04	655,61	400,10	346,36	793,70	696,93	347,52	292,80	861,86
0,9l	533,60	653,57	280,35	975,88	447,55	663,03	194,31	985,34	406,98	714,67	124,33	1074,41
1,0l	356,75	874,88	49,55	1265,87	254,13	916,46	-53,06	1307,44	254,13	916,46	-36,71	1286,64

Nota : les contraintes sont données en (t/m²).

B. VERIFICATION A LA RUPTURE VIS A VIS DU MOMENT FLÉCHISSANT.

"L'instruction provisoire" du 12 Août 1965 relative à l'emploi du béton précontraint impose de vérifier que l'ouvrage ne périt pas par rupture lorsque l'on multiplie par 1,8 les valeurs des surcharges civiles réglementaires (en vertu de l'article 14 de cette instruction). on conservera les valeurs des coefficients de majoration dynamique prises en compte dans le calcul des efforts développés par les surcharges normales.

on considère la sollicitation suivante :

$$M_{G_2} + 1,8 M_{\phi} \quad \text{avec} \quad M_{G_2} : \text{moment développé par la charge permanente}$$

M_{ϕ} : moment développé par les surcharges civiles.

$$\sigma_s = \frac{M_{G_2} + 1,8 M_{\phi}}{I} v_s + \frac{F}{S} + \frac{F \cdot e}{I} v_s + \frac{M_H}{I} v_s$$

F, M_H : effets de précontrainte en phase infinie.

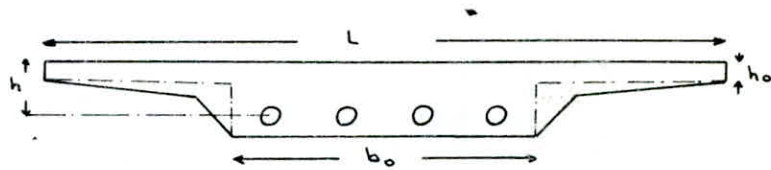
$$\sigma_c = \frac{M_{G_2} + 1,8 M_{\phi}}{I} v_c + \frac{F}{S} + \frac{F \cdot e}{I} v_c + \frac{M_H}{I} v_c$$

on vérifiera que ce nouvel état de contraintes, conformément aux prescriptions est bien inférieur aux bornes du domaine de sécurité.

lorsque les contraintes, ainsi calculées, sortiraient du domaine de sécurité, la vérification à la rupture se fera vis à vis du moment fléchissant et vis à vis de l'effort tranchant

1. Moment de rupture du béton : M_{RB} .

Dans le cas de dalle nervurée, la section est assimilée à celle d'une poutre en T comme l'indique le schéma ci-dessous.



on calculera le moment de rupture du béton comme étant la somme des moments de rupture de l'âme (M_{RB1}) et du hourdis (M_{RB2})

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

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

2. Moment de rupture des armatures de précontrainte : 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 est donné par la formule suivante : $M_f = \frac{-2\sigma_n' - \sigma_p}{v_i} \cdot I$ si fibre inférieure tendue

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

$$\sigma_p = \frac{F}{S} + \frac{F \cdot e}{I} v_s + \frac{M_H}{I} v_s \quad \text{Fibre supérieure} \quad ; \quad \sigma_p = \frac{F}{S} + \frac{F \cdot e}{I} v_i + \frac{M_H}{I} v_i \quad \text{Fibre inférieure.}$$

4. verification à la rupture

Conformément à l'article 14 de l'IP1, la marge de sécurité pourra être jugée convenable si les inégalités suivantes sont satisfaites.

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

les résultats sont indiqués dans le tableau suivant:

Sections	M_2'' (t.m)	M_1'' (t.m)	$M_2'' = M_{G2} + 1,8 M_Q$		$M_1'' = M_{G2} + 1,8 M_Q$	
			σ_{rs} (t/m ²)	σ_{ri} (t/m ²)	σ_{rs} (t/m ²)	σ_{ri} (t/m ²)
0,0l	0,00	0,00	516,33	516,33	516,33	516,33
0,1l	996,67	477,03	877,87	66,67	555,85	476,52
0,2l	1656,78	788,10	1066,52	-163,20	525,23	525,71
0,3l	2043,61	933,34	1167,84	-284,36	472,07	601,16
0,4l	2174,64	912,65	1211,28	-332,65	418,15	676,78
0,5l	2036,89	762,07	1198,92	-310,19	398,91	708,00
0,6l	1626,57	373,68	1122,72	-206,48	340,34	789,27
0,7l	961,52	-144,77	987,76	-28,54	301,04	845,46
0,8l	184,61	-865,15	859,03	141,22	209,78	967,54
0,9l	-1000,73	-1691,69	479,46	622,42	51,74	1166,79
1,0l	-2073,706	-2971,99	139,51	1062,34	-419,13	1773,35

Combinaison utilisée est: $M_{G2} + 1,8 \max(A; B_c)$

on remarque que dans certaines sections ; les contraintes dépassent la contrainte admissible de traction égale à $\bar{\sigma}_b = -200 \text{ t/m}^2$ (à la rupture) ; d'où la nécessité de faire une vérification au moment de rupture du béton pour ces sections.

5. verification du moment de rupture du béton.

on résumera les résultats sous forme de tableau, pour les sections où les contraintes de traction dépassent la contrainte admissible.

$$R_G = 185.000 \text{ t/m}^2$$

$$w = 0,973 \cdot 10^{-3} \cdot 40 = 0,03892 \text{ m}^2$$

$$L = 11,08 \text{ m}$$

$$b_0 = 6,68 \text{ m}$$

$$h_0 = 0,30 \text{ m}$$

$$\sigma_{28} = 3000 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_{28} = 250 \text{ t/m}^2$$

sections	h (m)	M_{RB1} (t.m)	M_{RB2} (t.m)	M_{RB} (t.m)	M_{RA} (t.m)	σ_p (t/m ²)	M_p (t.m)	$M_{G_2+1,8M_\phi}$ (t.m)	$0,9M_{RA}$ (t.m)	$0,7M_{RA}$ (t.m)	min ($0,9M_{RA}, 0,7M_{RB}$)
0,3l	0,7097	3532,77	1773,13	5305,90	4598,98	1245,58	2313,98	2043,61	4139,08	3714,13	3714,13
0,4l	0,7371	3810,82	1859,93	5670,75	4776,54	1406,79	2383,85	2174,64	4298,89	3969,53	3969,53
0,5l	0,7234	3670,48	1816,53	5487,01	4687,76	1316,66	2274,52	2036,89	4218,98	3840,91	3840,91
0,6l	0,6716	3163,64	1652,43	4816,07	4352,09	1086,26	1995,87	1626,57	3916,88	3371,25	3371,88
1,0l	0,2629	484,78	319,32	804,10	1703,64	1429,17	3102,03	-2971,99	1362,91	562,87	562,87

pour la section 1,0l : on a $M_p > M_{RA}$ donc on compare $M_{G_2+1,8M_\phi}$ avec $\min(0,9M_{RA}, 0,7M_{RB})$
avec $0,8M_{RA} = 1362,91$ t.m.

on voit que : $M_{G_2+1,8M_\phi}$ est toujours inférieur à $\min(0,9M_{RA}; 0,7M_{RB})$
ce qui implique que la condition à la rupture du béton est satisfaite.

C. Prise en compte des tassements d'appuis dans la vérification de la précontrainte normale.

les tassements différentiels des appuis introduisent dans le tablier des moments fléchissants, des efforts tranchants et des réactions d'appuis supplémentaires, généralement les appuis et les appareils d'ancrage sur piles - culées sont largement dimensionnés. Il en est de même des étriers qui reprennent les cisaillements. Les effets des moments fléchissants sont donc les plus à craindre. Ce sont ces effets que nous considérerons.

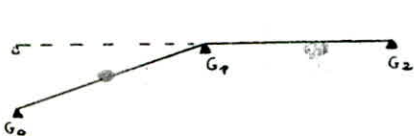
les tassements différentiels d'appuis modifient donc les contraintes normales.

Notre pont étant composé de trois appuis, nous pouvons envisager 4 cas :

- tassement de l'appui de gauche d'1cm.
- tassement de l'appui intermédiaire d'1cm.
- tassement de l'appui de droite d'1cm
- tassement simultané des deux appuis de rive.

1. Calcul des efforts dus aux tassements d'appuis.

1.1. Denivellation de l'appui (0) de 1cm



$$M_1 = - \frac{\Omega_1}{b_1} \frac{(1/\varphi_1' + 1)}{(1/\varphi_1 \varphi_1' - 1)} = - \frac{\Omega_1 \varphi_1'}{b_1}$$

$$\varphi_1 = 0 ; \varphi_1' = 1/4$$

$$\varphi_2 = 1/4 ; \varphi_2' = 0 ; b_1 = b_2 = \frac{l}{6E_v I} ; \Omega_1 = \frac{v_1 - v_0}{l}$$

$$\text{d'où } M_1 = - \frac{3}{2} \frac{v_1 - v_0}{l^2} E_v I.$$

E_v module de déformation différée

$$E_v = 7000 \sqrt{\sigma_{28}} = 7000 \sqrt{300} = 121243,56 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 0,707503 \text{ m}^4.$$

$$\Rightarrow M_1 = -19,94 \text{ t.m.}$$

1.2 Denivellation de l'appui (2) de 1cm.

même calcul que pour l'appui (0) $\Rightarrow M_1 = -19,94 \text{ t.m}$

1.3. Denivellation de l'appui (1) de 1cm.



cas a : $M_1 = 19,94 \text{ t.m}$

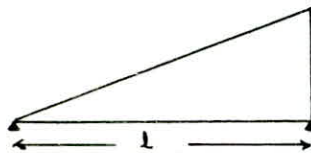
cas b : $M_1 = 19,94 \text{ t.m}$

donc $M_1 = 39,88 \text{ t.m}$.

1.4. Denivellation simultanée des appuis (0) et (2)

c'est le cas inverse du paragraphe (1.3) $\Rightarrow M_1 = -39,88 \text{ t.m}$.

• Pour une section quelconque en travée, le moment est calculé par interpolation linéaire.



$M_1 = \pm 39,88 \text{ t.m}$

d'où $M(x) = \pm 39,88 x/l$.

la contrainte engendrée par ce moment est : $\sigma_{s,i} = \frac{M(x)}{I} y_{s,i}$.

2. Calcul des réactions d'appuis dues aux tassements d'appuis.

cas 1.1 : $M_1 = -19,94 \text{ t.m}$

à l'appui 0 : $R_0 = M_1/l = -0,785 \text{ t}$

à l'appui 2 : $R_2 = M_1/l = -0,785 \text{ t}$

pour l'appui 1 nous avons : $R_1 = -(R_0 + R_2) = +1,57 \text{ t}$.

cas 1.2 $R_1 = +1,57 \text{ t}$. (idem que 1.1)

cas 1.3 $M_1 = 39,88 \text{ t}$

à l'appui 0 : $R_0 = M_1/l = 1,57 \text{ t}$

à l'appui 2 : $R_2 = M_1/l = 1,57 \text{ t}$

pour l'appui 1 nous avons : $R_1 = -(R_0 + R_2) = -3,14 \text{ t}$

cas 1.4 $M_1 = -39,88 \text{ t}$

d'où $R_1 = 3,14 \text{ t}$. (cas inverse du 1.3)

Tableau récapitulatif des résultats.

	Appui (0)	Appui (1)	Appui (2)
$M_1 \text{ (t.m)}$	-19,94	39,88	-19,94
$R_0 \text{ (t)}$	-0,785	1,57	-0,785
$R_1 \text{ (t)}$	1,57	-3,14	1,57
$R_2 \text{ (t)}$	-0,785	1,57	-0,785

SECURITE' VIS A VIS DES TASSEMENTS D'APPUIS.

Sections	Contraintes dues aux tassements				ouvrage toutes pertes déduites avec tassements éventuels.							
	T_A^+		T_A^-		$\bar{\sigma}_{vide} + T_A^+$		$\bar{\sigma}_{vide} + T_A^-$		$M_{max} + T_A^+$		$M_{min} + T_A^-$	
	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i
0,0l	0,00	0,00	0,00	0,00	516,33	516,33	516,33	516,33	516,33	516,33	516,33	516,33
0,1l	2,47	-3,14	-2,47	3,14	596,82	424,36	591,88	430,64	762,12	214,00	569,23	459,47
0,2l	4,96	-6,32	-4,96	6,32	607,66	420,79	597,74	433,43	878,97	75,48	552,18	491,42
0,3l	7,49	-9,54	-7,49	9,54	596,41	442,9	581,43	461,98	935,56	11,26	512,70	549,45
0,4l	10,02	-12,75	-10,02	12,75	584,43	465,16	564,39	490,66	957,61	-9,80	472,49	607,62
0,5l	12,51	-15,92	-12,51	15,92	583,86	472,61	558,84	504,45	951,59	4,59	444,13	650,44
0,6l	14,94	-19,01	-14,94	19,01	588,11	473,89	558,23	511,91	910,11	64,1	421,28	686,24
0,7l	17,32	-22,05	-17,32	22,05	588,44	525,65	553,80	523,77	832,23	169,39	394,28	725,94
0,8l	19,73	-25,11	-19,73	25,11	559,37	522,59	519,91	572,81	675,34	374,99	326,63	818,81
0,9l	22,21	-28,27	-22,21	28,27	427,96	687,96	383,54	744,50	469,76	634,76	172,10	1013,61
1,0l	24,80	-31,56	-24,80	31,56	164,31	1037,54	114,71	1093,90	278,93	884,9	-77,86	1319

les contraintes sont données en (t/m²).

D. VERIFICATION SOUS L'EFFET DU SEISME.

Pour l'étude du tablier uniquement, la combinaison des actions de calcul à considérer ne tient compte que de la composante sismique verticale S_v , du fait que cette action est accidentelle. En effet, cet effet vertical peut être ascendant ou descendant (plus prépondérant). Suivant les recommandations sur les ponts, cet effet est donné par l'expression :

$$S_v = \pm E_v (G + 0,5 \varphi) \quad \text{avec} \quad E_v = 0,12 \quad \text{coefficient de sismicité verticale.}$$

G : charges permanentes

φ :

La sollicitation tenant compte de S_v est celle du deuxième genre telle que :

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

Ainsi nous aurons deux cas à considérer :

- sous les moments maximums M_2 : $S = G + \varphi_2 + E_v (G + 0,5 \varphi_2)$

φ_2 : moment maximum dans la section considérée $M_{\varphi_2} =$

- sous les moments minimums M_1 : $S = G + \varphi_1 - E_v (G + 0,5 \varphi_1)$

φ_1 : moment minimum dans la section considérée $M_{\varphi_1} =$

les contraintes dues à ces deux sollicitations ne doivent pas dépasser les contraintes admissibles suivantes :

en compression : $\bar{\sigma}_b = 1260 \text{ kg/cm}^2.$

en traction : $\bar{\sigma}'_b = -200 \text{ kg/cm}^2.$

Tableau donnant les contraintes sous l'effet des charges sismiques.

Sections	M_2 (t.m)	σ_s (t/m ²)	σ'_s (t/m ²)	M_1 (t.m)	σ_s (t/m ²)	σ'_s (t/m ²)
0,0l	0,00	516,33	516,33	0,00	516,33	516,33
0,1l	873,28	801,40	163,99	442,01	534,15	504,14
0,2l	1460,66	944,31	-7,66	738,01	494,02	565,43
0,3l	1798,86	1014,47	-89,15	888,05	443,69	637,28
0,4l	1897,39	1037,04	-110,88	892,08	405,22	693,23
0,5l	1750,18	1019,00	-81,20	750,13	391,41	717,53
0,6l	1354,36	952,73	9,85	462,23	395,63	718,89
0,7l	720,41	838,10	161,94	28,26	408,45	708,76
0,8l	-183,15	631,58	430,70	-570,50	392,01	735,60
0,9l	-1184,70	365,58	767,36	-1284,07	304,07	845,65
1,0l	-2322,55	-15,24	1259,31	-2293,97	2,53	1236,68

EFFORTS TRANCHANTS APRÈS ETUDE
DE LA PRÉCONTRAINTE

A. COURBE ENVELOPPE DES EFFORTS TRANCHANTS.

1. Effet de relevage des câbles.

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

$$V = F \sin \alpha$$

F : Force de précontrainte au temps infini

α : inclinaison du câble.

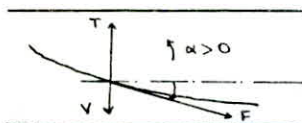


Tableau donnant l'effort vertical V en chaque section considérée.

Sections	α (radians)	F (t)	V (t)
0,00l	-0,049173	4363	-214,46
0,10l	-0,039008	4402	-171,66
0,2l	-0,031363	4440	-139,23
0,3l	-0,020229	4469	-90,40
0,4l	0,000000	4495	0,00
0,5l	0,013123	4520	59,31
0,6l	0,026765	4545	121,63
0,7l	0,038705	4568	176,76
0,8l	0,044540	4590	204,37
0,9l	0,045290	4583	207,49
1,0l	0,044300	4610	204,16

2. Efforts Tranchants hyperstatiques dûs au tracé du câble.

à la phase en service à 90 jours : $T_H = \frac{MH}{l} = \frac{647,77}{25,4} = 25,5t$

à la phase infinie : $T_H = \frac{MH}{l} = \frac{604,37}{25,4} = 23,79t.$

	Appui (0) et Appui (1) gauche	Appui (1) et Appui 2 droit
à 90°	25,5	-25,5
à l'infini	23,79	-23,79

- Combinaisons des efforts.

• Sous surcharges civiles : $G + \max(A, B_c) + Tr + T_H$

$$T_0^+ = 244,926 + 106,383 + 5,501 + 25,5 = 382,31 \text{ t} \quad ; T_0^- = 0$$

$$T_1^- = -408,210 - 145,777 - 7,858 - 25,5 = -587,35 \text{ t} \quad ; T_1^+ = 0$$

3. Efforts tranchants défavorables sur appuis.

• Efforts tranchants max sur appuis.

Appui 0 : $T^{\max} = 356,81 \text{ t}$

Appui 1 : $T^{\max} = -408,21 \text{ t}$

Surcharges civiles $G + \max(A, B_c) + \max Tr$

Appui 0 : $T^{\max} = 380,99 \text{ t}$

Appui 1 : $T^{\max} = -408,21 \text{ t}$

Surcharges militaires $G + \max(\eta_c(20,0)) + \max Tr$

• Efforts tranchants min sur appuis.

Appui 0 : $T^{\min} = 229,562 \text{ t}$

Appui 1 : $T^{\min} = -561,845 \text{ t}$

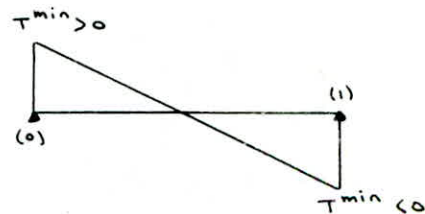
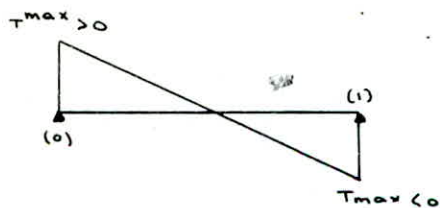
Surcharges civiles $G + \min(A, B_c) + \min Tr$

Appui 0 : $T^{\min} = 226,07 \text{ t}$

Appui 1 : $T^{\min} = -580,33 \text{ t}$

Surcharges militaires $G + \min(\eta_c(20,0)) + \min Tr$

pour des sections en travée, les efforts tranchants seront déterminés par interpolation linéaire.



4. Tableau de la courbe enveloppe des efforts tranchants.

la combinaison donnant les efforts tranchants extrêmes est la suivante:

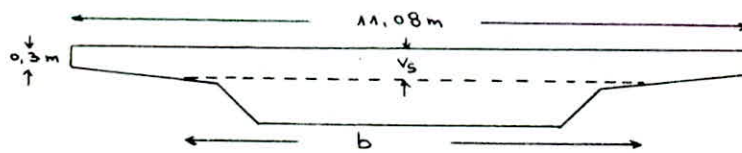
$$T^{\max} + T_H + V$$

$$T^{\min} + T_H + V$$

Sections	EFFORTS TRANCHANTS SOUS DIFFERENTES CHARGES						COURBES ENVELOPPES			
	Surch civiles		Surch militaires		Précontrainte		Surch civiles		Surch militaires	
	T ^{max} (t)	T ^{min} (t)	T ^{max} (t)	T ^{min} (t)	T _H (t)	ν (t)	T ^{max} (t)	T ^{min} (t)	T ^{max} (t)	T ^{min} (t)
0,0 l	356,81	229,56	380,07	226,07	23,79	-214,46	166,14	38,89	189,4	35,40
0,1 l	280,31	150,42	302,07	145,43	23,79	-171,66	132,44	2,55	154,2	-2,44
0,2 l	203,81	71,28	223,15	64,79	23,79	-139,23	88,37	-44,16	107,71	-50,65
0,3 l	127,30	-7,86	144,23	-15,85	23,79	-90,40	60,69	-74,47	77,62	-82,46
0,4 l	50,80	-87,00	65,31	-96,49	23,79	0,00	74,59	-63,21	89,10	-72,70
0,5 l	-25,7	-166,14	-13,60	-177,13	23,79	59,31	57,40	-83,04	69,49	-94,03
0,6 l	-102,20	-245,28	-92,53	-257,77	23,79	121,63	43,22	-99,86	52,89	-112,35
0,7 l	-178,70	-324,42	-171,45	-338,41	23,79	176,76	21,85	-123,87	29,10	-137,86
0,8 l	-255,21	-403,56	-250,37	-419,05	23,79	204,37	27,05	-175,40	-22,21	-190,89
0,9 l	-331,71	-482,70	-329,29	-499,69	23,79	207,49	-100,43	-251,42	-98,01	-268,41
1,0 l	-408,21	-561,84	-408,21	-580,33	23,79	204,16	-180,26	-333,89	-180,26	-352,38

B - Contrainte de cisaillement du beton - Repartition des étriers

1. Cisaillement dans le beton.



Soit T, l'effort tranchant extrême au temps infini, la contrainte de cisaillement du beton au niveau de son centre de gravité est donnée par l'expression suivante:

$$\tau_b = \frac{T \cdot m}{I \cdot b}$$

où : m : moment statique par rapport à un axe horizontal passant par le c.o.g de la partie située au dessus.

I : moment d'inertie de la section nette.

b : largeur de la dalle prise au niveau de son centre de gravité, trous des gaines déduites s'ils sont voisins de la fibre moyenne.

Après calcul on a : $b = 8,28 \text{ m}$
 $m = 1,063397 \text{ m}^3$

contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}_b$

Nous devons vérifier en chaque section que $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$\bar{\tau}_b$ donnée par la Formule de CHALOS et BÉTEILÉE : $\bar{\tau}_b = \sqrt{\frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_b} (\bar{\sigma}_b - \sigma_g) (\bar{\sigma}'_b + \sigma_g)}$

σ_g : contrainte de compression du béton au niveau du C.O.G de la section. $\sigma_g = \frac{F}{S}$

$\bar{\sigma}_b = 0,42 \sigma_{28} = 1260 \text{ t/m}^2$

$\bar{\sigma}'_b = 0,42 \sigma'_{28} = 0,42 \left(70 + \frac{60 \sigma_{28}}{100} \right) = 105 \text{ t/m}^2$

2. Calcul des étriers.

la dalle doit comporter des armatures d'âmes transversales capables de résister à l'effort tranchant, compte tenu de l'action des bielles de béton qui seraient découpées par des fissures éventuelles.

la contrainte admissible de ces étriers sera prise égale à :

$\bar{\sigma}'_a = f'_a \sigma'_{en}$

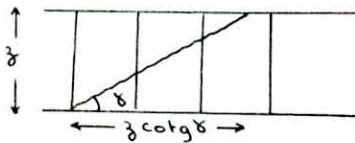
$f'_a = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right)^2$ la section ne comporte pas de reprise de bétonnage.

$\sigma'_{en} = 42.000 \text{ t/m}^2$ contrainte nominale des aciers à haute adhérence.

Nous admettrons que les fissures éventuelles se produiront parallèlement à la direction de la contrainte principale extrême de compression au niveau du C.O.G. Soit δ l'angle que font les bielles avec la fibre moyenne

$\text{tg } 2\delta = \frac{2\tau_b}{\sigma_g}$

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 τ_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:

$w = \frac{T}{\bar{\sigma}'_a \cdot z \cotg \delta}$

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

$\bar{E} = h_t \left(1,25 - 0,95 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right)$

h_t : hauteur totale de la section considérée

$\bar{E} = b_{0,\text{min}} \left(5 - 2 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right)$

$b_{0,\text{min}}$: largeur brute de la dalle au niveau de son C.O.G.

t ne pouvant être supérieur à $4 b_{0,\text{min}}$.

on fera les calculs pour chaque section ; les résultats sont indiqués dans le tableau suivant:

Sections	I (m^4)	$\bar{y} = I/m$ (m)	T (t)	\bar{z}_b (t/m^2)	$\bar{\sigma}_g$ (t/m^2)	\bar{z}_b (t/m^2)	$\bar{\sigma}_a$ (t/m^2)	$t_g \delta$	$w \cdot 10^4$ (m^2)	t (m)
0,0l	0,711580	0,669157	189,40	34,18	516,33	196,23	41575	0,065910	4,487	1,08
0,1l	0,710027	0,667697	154,20	27,89	520,95	196,34	41718	0,053384	2,955	1,11
0,2l	0,706127	0,664029	107,71	19,59	525,44	196,44	41861	0,037231	1,443	1,15
0,3l	0,702124	0,660265	82,46	15,08	528,88	196,52	41918	0,028490	0,849	1,18
0,4l	0,700105	0,658366	89,10	16,34	531,95	196,58	41903	0,030688	0,991	1,17
0,5l	0,701139	0,659339	94,03	17,22	534,91	196,63	41893	0,032159	1,095	1,17
0,6l	0,704607	0,662600	112,35	20,48	537,87	196,68	41848	0,038021	1,541	1,15
0,7l	0,708832	0,666573	137,86	24,98	540,59	196,73	41774	0,046111	2,283	1,13
0,8l	0,711427	0,669013	190,89	34,46	543,19	196,77	415,71	0,063187	4,337	1,08
0,9l	0,710799	0,668423	268,41	48,50	542,37	196,76	41149	0,088719	8,658	1,02
1,0l	0,707503	0,665323	352,38	63,37	545,56	196,80	40521	0,115686	15,121	0,94

C - VERIFICATION A LA RUPTURE VIS A 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.

$$\tau_{br} = 1,8 \tau_b = 1,8 \frac{T_m}{I_b}$$

La contrainte de cisaillement admissible est donnée par la formule de CHALOS et BETEILLE

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

$$\sigma_{28} = 3000 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_{28} = 2500 \text{ t/m}^2$$

σ_g même définition que précédemment.

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

$$\text{tg } 2\delta' = \frac{2 \tau_{br}}{\sigma_g}$$

la contrainte de traction dans les étriers est donnée par: $\sigma'_a = \frac{T_r \text{tg } \delta'}{w_3} = \frac{1,8 T \text{tg } \delta'}{w_3}$

cette contrainte doit vérifier la condition: $\sigma'_a \leq 1,2 \sigma'_{en} = 1,2 \cdot 42000 = 50400 \text{ t/m}^2$.
on remarque qu'en chaque section cette condition n'est pas vérifiée, on procédera alors à un autre calcul d'aciers transversaux (étriers) en posant:

$$\sigma'_a = 1,2 \sigma'_{en} \Rightarrow w_{ad} = \frac{1,8 T \text{tg } \delta'}{1,2 \sigma'_{en}}$$

la contrainte de compression des bielles étant égale à: $\sigma_{bielle} = \frac{2 \tau_{br}}{\sin 2\delta'}$

il faudra dans ce cas vérifier que: $\sigma_{bielle} \leq 0,5 \sigma_{28} = 1500 \text{ t/m}^2$.

sections	τ_{br} (t)	$\bar{\tau}_{br}$ (t)	$\text{tg } \delta'$	σ'_a (t/m ²)	$w_{ad} \cdot 10^4$	σ_{bielle} (t/m ²)
0,0l	61,52	398,25	0,117503	133419	11,88	531
0,1l	50,20	399,08	0,095484	134323	7,88	530
0,2l	35,26	399,88	0,066806	135173	3,87	530
0,3l	27,14	400,49	0,051181	135518	2,28	532
0,4l	29,41	401,03	0,055119	135491	2,66	535
0,5l	30,99	401,54	0,057742	135365	2,94	538
0,6l	36,86	402,06	0,068211	135097	4,13	543
0,7l	44,96	402,53	0,082601	134692	6,10	548
0,8l	62,03	402,98	0,112744	133513	11,49	557
0,9l	87,30	402,84	0,156993	131063	22,51	570
1,0l	115,14	403,38	0,202403	127611	38,28	592

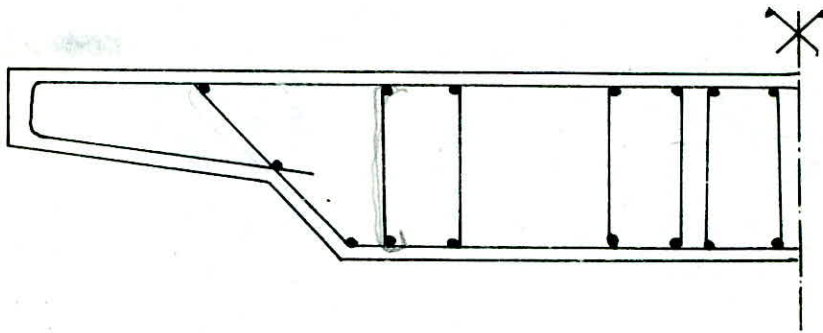
D. CHOIX DES ACIERS ET DISPOSITION DES ETRIERS.

des aciers seront en acier HA 10 en travée et HA 12 au voisinage des appuis
on disposera de 14 cadres dans la nervure et 2 étriers de fermeture pour
l'appui de nive.

on mettra 32 cadres et deux étriers pour l'appui intermédiaire

la section d'un cours est :

$$\left. \begin{aligned} A'_t &= 16 \text{ HA } 10 = 12,48 \text{ cm}^2 \\ A_t &= 34 \text{ HA } 12 = 38,42 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\}$$



FERRAILLAIGE

A. FERRAILLAGE À LA FLEXION TRANSVERSALE.

1. Moments transversaux dus à la précontrainte

$M_{xp} = F_e + M_H$

F_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 90j : $M_{xp} = 4876(-0,2834) + 323,885 = -1057,98 \text{ t.m}$ pour toute la largeur
le moment transversal par mètre de largeur sous l'effet de la précontrainte longitudinal est:

$M_{yp}(0,5l; l) = K \eta \pi_{xp} = -0,365 \cdot 0,2 \cdot 1057,98 / 8,54 = -9,05 \text{ t.m/m de largeur.}$

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

$M_y^{\max} = 39,29 \text{ t.m/m de largeur}$

$M_y^{\min} = -4,40 \text{ t.m/m de largeur}$

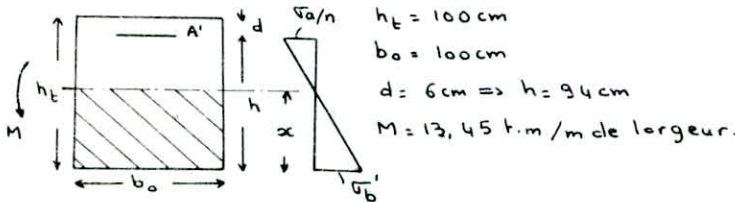
donc après précontrainte nous avons : $\pi_y^{\max} = 30,24 \text{ t.m/m de largeur}$

$\pi_y^{\min} = -13,45 \text{ t.m/m de largeur.}$

2. Ferrailage en travée.

on aura à étudier une section rectangulaire de $1m \times 1m$, qui peut être soumise à un moment positif ou à un moment négatif.

2.1. Calcul de la section d'armatures supérieures.



$h_t = 100 \text{ cm}$
 $b_0 = 100 \text{ cm}$
 $d = 6 \text{ cm} \Rightarrow h = 94 \text{ cm}$
 $M = 13,45 \text{ t.m/m de largeur.}$

$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = \frac{2}{3} 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$
($\phi \leq 20 \text{ mm}$)

$\bar{\sigma}_b' = 180 \text{ kg/cm}^2.$

$\bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ kg/cm}^2.$

$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 180}{15 \cdot 180 + 2800} = 0,49 \Rightarrow \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,84$

d'où $A = \frac{\eta}{\bar{\gamma} h \bar{\sigma}_a} = \frac{13,45 \cdot 10^5}{0,84 \cdot 94 \cdot 2800} = 6,08 \text{ cm}^2$ on choisira 4T16 $\Rightarrow 8,04 \text{ cm}^2 = A$.

verification à la fissuration : $\bar{\sigma}_a \leq \min(\sigma_1, \sigma_2) ; \bar{\sigma}_a$

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{8,04}{2,6 \cdot 100} = 0,0067$

$\sigma_1 = \frac{k \eta \bar{\omega}_f}{\phi (1 + 10 \bar{\omega}_f)} = \frac{10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0067}{16 (1 + 10 \cdot 0,0067)} = 628 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{10^6 \cdot 1,6 \cdot 7,5}{16}} = 2078,46 \text{ kg/cm}^2$

on voit que $\bar{\sigma}_a > \min(2800; 2078,46) \Rightarrow$ la condition de fissuration n'est pas vérifiée pour $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a$.

d'où un calcul exact de la section d'acier, on pose $\bar{\sigma}_a = \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 2078,46 \text{ kg/cm}^2$

d'où $\alpha = \frac{15 \cdot 180}{15 \cdot 180 + 2078,46} = 0,565 \Rightarrow \gamma = 0,812$

la nouvelle section d'acier : $A_0 = \frac{M}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = \frac{13,45 \cdot 10^5}{0,812 \cdot 94 \cdot 2078,46} = 8,48 \text{ cm}^2.$

Condition de non fragilité (art 52 ccBA 68)

$$A_2 = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} b h = 11,58 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 1,2 A_0 = 10,18 \text{ cm}^2$$

on doit vérifier que :

$$A \geq \begin{cases} A_0 = 8,48 \text{ cm}^2 \\ \min(A_1, A_2) = 10,18 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

on adoptera $A = 10,18 \text{ cm}^2$

on choisira **4T20** $\Rightarrow A = 12,56 \text{ cm}^2$ /mètre longueur

vérification des contraintes.

position de l'axe neutre $\frac{bx^2}{2} + nA(x-h) = 0 \Rightarrow 50x^2 + 188,4x - 17709,6 = 0$ d'où $x = 17,03 \text{ m}$

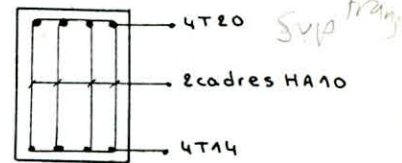
calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA(h-x)^2$$

$$I = \frac{100 \cdot 17,03^3}{3} + 15 \cdot 12,56 (94 - 17,03)^2 \Rightarrow I = 1280788,559 \text{ cm}^4$$

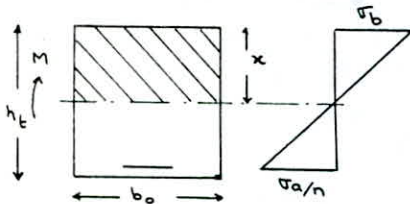
pour le béton : $\sigma_b = \frac{Mx}{I} = 18 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 180 \text{ kg/cm}^2$

pour l'acier : $\sigma_a = \frac{NM}{I} (h-x) = 1212 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$



Donc la section $A = 12,56 \text{ cm}^2$ /mètre de longueur (4T20/m de longueur) est satisfaisante.

2.2 - Calcul de la section d'armatures inférieures.



$M = 30,24 \text{ t.m/m}$ de largeur

$h_t = 100 \text{ cm}$

$b_0 = 100 \text{ cm}$

$h = 94 \text{ cm}$

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

$\bar{\sigma}_b' = 180 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\alpha} = 0,49 \Rightarrow \bar{\delta} = 0,84$ d'où $A = 13,68 \text{ cm}^2$ on choisira 5T20 $\Rightarrow A = 15,70 \text{ cm}^2$

vérification à la fissuration.

$$\bar{w}_f = \frac{15,70}{2,6 \cdot 100} = 0,013$$

$$\sigma_1 = 920,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1859 \text{ kg/cm}^2$$

condition non vérifiée $\Rightarrow \sigma_a = 1859 \text{ kg/cm}^2$ donc

$\alpha = 0,59$

$\delta = 0,80$

d'où la nouvelle section d'acier $A_0 = \frac{30,24 \cdot 10^5}{0,8 \cdot 94 \cdot 1859} = 21,63 \text{ cm}^2$

condition de non fragilité. $A_2 = 11,58 \text{ cm}^2$

$$A_1 = 25,96 \text{ cm}^2$$

donc $A = 21,63 \text{ cm}^2$ on choisira 8T20 $\Rightarrow A = 25,13 \text{ cm}^2$ /m de longueur

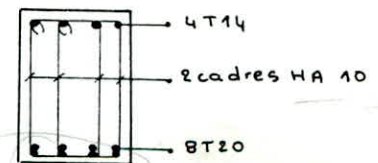
vérification des contraintes.

position de l'axe neutre : $x = 23,11 \text{ cm}$

moment d'inertie : $I = 2305735,1 \text{ cm}^4$

pour le béton : $\sigma_b' = 30 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 180 \text{ kg/cm}^2$

pour l'acier : $\sigma_a = 1395 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$



Donc la section $A = 25,13 \text{ cm}^2$ /m de longueur (8T20/m de longueur) est satisfaisante.

3. Ferraillage sur appui intermediaire.

3.1 Calcul du moment transversal sur appui intermediaire).

$M_y = \frac{K_1}{n} M_x$ où $M_x = [M_G + 1,2 M_s + M_{precont}] \frac{1}{2b}$

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 $K = \frac{4b}{2a_1 + 2a_2}$ pour un appui intermediaire

comme on a deux travées egales $K = \frac{2b}{2a} = \frac{8,54}{25,4} = 0,336$

d'où $K_1 = 0,921$.

les moments longitudinaux sur appui intermediaire sont: $M_{xG} = -2073,706 \text{ t.m}$

$M_{x_{min}}(A_c) = -499,052 \text{ t.m}$

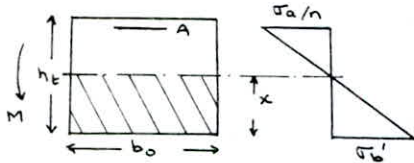
$M_{x_{min}}(\text{tro}) = -40,526 \text{ t.m}$

$M_{x_{preco}} = F.e + M_H = 4941.0,1771 + 647,77 = 1522,82 \text{ t.m}$ (à 90°)

d'où $M_x = \frac{-2073,706 + 1,2(499,052 + 40,526) + 1522,82}{8,54} = -140,33 \text{ t.m/m largeur.}$

d'où le moment transversal $M_y = \frac{K_1}{2} M_x = -64,62 \text{ t.m/m largeur.}$

3.2 calcul de la section d'aciers superieures sur l'appui intermediaire.



$M = 64,62 \text{ t.m/m largeur}$

$h_f = 100 \text{ cm}$

$b_0 = 100 \text{ cm}$

$h = 94 \text{ cm}$

$\bar{\sigma}_n = 4000 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = \sigma_a = 2667 \text{ kg/cm}^2$ ($\phi > 20 \text{ mm}$)

$\bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_b' = 180 \text{ kg/cm}^2$.

$\bar{\alpha} = 0,5 \Rightarrow \bar{\beta} = 0,83$ d'où $A = 31,06 \text{ cm}$ on choisira 7T25 $\Rightarrow A = 34,36 \text{ cm}^2/\text{m de longueur.}$

. verification à la fissuration.

$\bar{\omega}_p = \frac{34,36}{2.6.100} = 0,0286$

$\sigma_1 = 1423,32 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 1663 \text{ kg/cm}^2$

condition non verifiée $\Rightarrow \sigma_a = 1663 \text{ kg/cm}^2$ donc $\alpha = 0,62$

$\beta = 0,79$.

d'où la nouvelle section d'acier

$A_0 = \frac{64,62.10^5}{0,79.94.1663} = 52,33 \text{ cm}^2$

. condition de non fragilité

$A_2 = 12,46 \text{ cm}^2$

$A_1 = 62,79 \text{ cm}^2$

donc $A = 52,33 \text{ cm}^2$ on choisira 8T25 + 4T20 $\Rightarrow A = 51,83 \text{ cm}^2/\text{m de longueur}$

. verification à la fissuration.

$\bar{\omega}_p = \frac{51,83}{2.6.100} = 0,043$

$\sigma_1 = 1924,47 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 1663 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_a \leq \begin{cases} 1924,47 \text{ kg/cm}^2 \\ 1663 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \sigma_a = 1663 \text{ kg/cm}^2$ vérifiée.

on adoptera 8T25 + 4T20 $\Rightarrow A = 51,83 \text{ cm}^2/\text{m de longueur.}$

. verification des contraintes.

position de l'axe neutre

$x = 31,23 \text{ m.}$

moment d'inertie

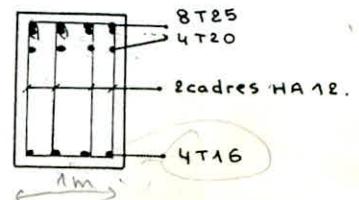
$I = 4078510,4 \text{ cm}^4$.

pour le beton :

$\sigma_b' = 49,48 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 180 \text{ kg/cm}^2$.

pour l'acier :

$\sigma_a = 1492 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2$.



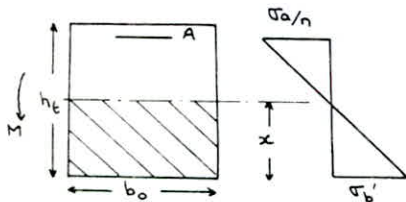
B. FERRAILLAGE DE LA SECTION D'ENCASTREMENT DES ENCORBELLEMENTS.

D'après l'étude particulière des encorbellements, on a trouvé que la section d'encastrement est soumise à un effort plus défavorable sous l'effet de la surcharge B_r (noue isolée de lot).

$$M_{\max} = M_G + 1,2 M_{B_r} = -5,879 + 1,2 (-5,556) = -12,55 \text{ tm/m}^2$$

$$T_{\max} = T_G + 1,2 T_{B_r} = -4,554 + 1,2 (-11,111) = -17,89 \text{ t/m}^2$$

1. Calcul de la section d'armatures supérieures



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

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

$$h = 94 \text{ cm}$$

$$M = 12,55 \text{ tm/m de longueur}$$

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 (\phi \leq 20 \text{ mm})$$

$$\bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\alpha} = 0,49 \Rightarrow \bar{\gamma} = 0,84 \quad \text{d'où } A = 5,68 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisira } 3T16 \Rightarrow A = 6,03 \text{ cm}^2 / \text{m de longueur}$$

• vérification à la fissuration

$$\bar{w}_g = 0,005$$

$$\sigma_1 = 476 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2078,46 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{condition non vérifiée} \Rightarrow \sigma_a = 2078,46 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{donc } \alpha = 0,565$$

$$\gamma = 0,812$$

la nouvelle section d'acier : $A_0 = 7,91 \text{ cm}^2$.

$$\cdot \text{condition de non fragilité} : A_2 = 11,58 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 9,49 \text{ cm}^2$$

donc $A = 9,49 \text{ cm}^2$ on choisira 4T20 $\Rightarrow A = 12,56 \text{ cm}^2 / \text{m de longueur}$.

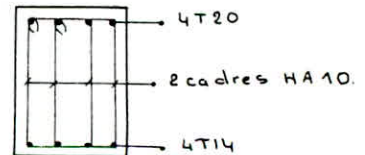
• vérification des contraintes.

$$\text{position de l'axe neutre} : x = 17,03 \text{ m}$$

$$\text{moment d'inertie} : I = 1280788,559 \text{ cm}^4$$

$$\text{pour le béton} : \sigma_b' = 16,69 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{pour l'acier} : \sigma_a = 1131 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$



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:

$$\text{l'écartement des moments sur appuis vaut: } \Delta M = \Delta N_1 = 235,773 \text{ t.m.}$$

En prenant en compte cet écartement on trouve une traction sur la fibre supérieure de

$$\frac{\Delta M \cdot v_s}{I} = - \frac{235,773 \cdot 0,44}{0,707503} = -146,63 \text{ t/m}^2 = -14,66 \text{ kg/cm}^2$$

Cette contrainte est cumulée à la contrainte de traction résiduelle sous le même cas de charge qui vaut : $-3,67 \text{ kg/cm}^2$.

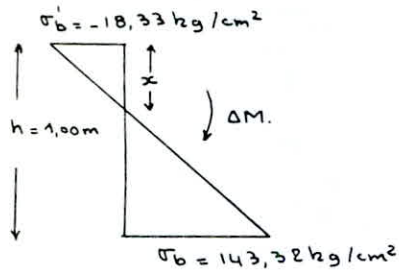
la contrainte de traction sur la fibre supérieure sera de :

$$\sigma'_b = -14,66 - 3,67 = -18,33 \text{ kg/cm}^2$$

à la fibre inférieure, la contrainte sera de :

$$\sigma_b = 128,66 + 14,66 = 143,32 \text{ kg/cm}^2$$

Diagramme des contraintes.



$$x = \frac{h \sigma'_b}{\sigma_b + \sigma'_b} = \frac{100 \cdot 18,33}{143,32 + 18,33} = 10,65 \text{ cm}$$

D'où la force de traction sur 1 mètre de largeur

$$F = \frac{1}{2} \sigma'_b \times b = \frac{1}{2} \cdot 18,33 \cdot 10,65 \cdot 100 = 9760,72 \text{ kg}$$

la section d'acier nécessaire est égale à : $w = \frac{F}{\sigma_a} = \frac{9760,72}{2800} = 3,48 \text{ cm}^2/\text{m largeur}$

on adoptera 2T16 / m de largeur $\Rightarrow A = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m de largeur}$ au niveau supérieur de la section d'appui intermédiaire

D. FERRAILLAGE DÙ A' LA TORSION.

1. Tableau donnant les lignes d'influence du coefficient τ_α .

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

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,2157	-0,1681	-0,1181	-0,0631	0,0000	0,0631	0,1181	0,1681	0,2157
b	-0,1711	-0,1382	-0,1437	-0,0657	-0,0221	0,0295	0,0949	0,1691	0,2590

2. Tableau récapitulatif des coefficients K_α .

charges τ_α	G		A(L)		Bc		Mc 120		Convoi D		Trottoir	
	M ⁺	M ⁻	M ⁺	M ⁻	M ⁺	M ⁻	M ⁺	M ⁻	M ⁺	M ⁻	M ⁺	M ⁻
y=0	0,0000	0,0000	0,10994	-0,10994	0,0800	-0,0800	0,095	-0,095	0,02944	-0,02944	0,2380	-0,2380
y=b	0,01844	0,0000	0,09600	-0,09713	0,1493	-0,06963	0,0961	-0,0944	0,0181	-0,0393	0,3339	-0,1885

3. Calcul des moments de torsion

le moment de torsion τ_{xy} est donné par :

$$M_{xy} = \frac{2\delta p}{\delta_e + \delta_p} P_m \tau_{\alpha m} \frac{l}{m\pi} \cos \frac{m\pi x}{l}$$

$$m=1 \quad ; \quad \delta_p = \delta_e$$

pour $x=0$ le moment de torsion est maximum

$l = 23,39 \text{ m}$ longueur équivalente.

$$P_m = \frac{4P}{\pi} \sum \frac{1}{m} \sin \frac{m\pi c}{l} \sin \frac{m\pi d}{l}$$

les valeurs de P_m sont les mêmes que celles calculées dans le chapitre de la flexion transversale.

sous G : $P_1 = 21,263 \text{ t/mP}$

sous Mc 120 : $P_1 = 9,041 \text{ t/mP}$

sous A(L) : $P_1 = 4,438 \text{ t/mP}$ (voie chargée)

sous convoi D : $P_1 = 15,027 \text{ t/mP}$

sous Bc : $P_1 = 1,87 \text{ t/mP}$

$$\text{où } \tau_{xy} = \tau_x \frac{2P_i}{\pi}$$

Tableau donnant les valeurs de τ_{xy} . "unité" t.m/mp" (les moments sont pondérés.)

M_{xy}	G		A(L)		Bc		Mc 120		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}
$y=0$	0,000	0,000	3,998	-3,998	5,903	-5,903	4,660	-4,660	3,295	-3,295	0,037	-0,037
$y=b$	2,920	0,000	3,487	-3,531	5,505	-5,141	7,052	-6,927	2,025	-4,395	0,781	-0,442

la combinaison la plus défavorable est: $M^{max} = 2,920 + 1,2(7,052 + 0,781) = 12,32$ t.m/mp.

4. Calcul du Ferrailage.

En vertu du CCBA 68

le moment de torsion crée une contrainte 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 on choisit une section rectangulaire $a=b=100$ cm. $\Rightarrow \tau_b = 5,926$ kg/cm²
pour $b \leq 3,5a$ on a:

$$\tilde{\omega}_L = \frac{a+b}{3b} \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_a} = \frac{2}{3} \cdot \frac{5,926}{2800} = 0,141\%$$

$$\text{donc } A_L = \tilde{\omega}_L \cdot B = \tilde{\omega}_L \cdot a \cdot b = 0,141\% \cdot 100 \cdot 100 = 14,1 \text{ cm}^2$$

on choisira 6T20 $\Rightarrow A_L = 18,84 \text{ cm}^2/\text{mp}$.

$$\tilde{\omega}_T = \frac{a+b}{3b} \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_a} \frac{t}{\rho_t}$$

t : écartement entre les armatures transversale, choisi égal à 50 cm.

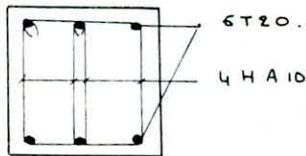
$$\tilde{\omega}_T = \frac{2}{3} \cdot \frac{5,926 \cdot 50}{2800 \cdot 4,94} = 1,88 \cdot 10^{-4}$$

ρ_t : périmètre du cadre.

$$\text{d'où } A_T = \tilde{\omega}_T \cdot B = 1,88 \cdot 10^{-4} \cdot 10^4 = 1,88 \text{ cm}^2$$

on choisit 1cadre + 1étrier

$$\Rightarrow 4HA10 \Rightarrow A_T = 3,14 \text{ cm}^2$$



Disposition des aciers.

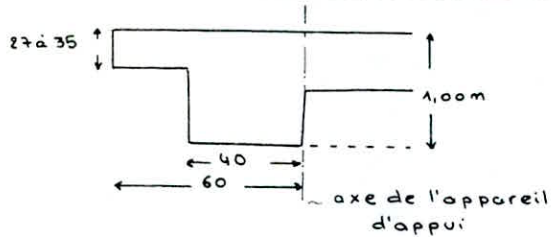
les armatures longitudinales sont disposées aux quatre angles et éventuellement sur les faces pour les sections de grande dimensions, les armatures transversales forment des cadres enveloppants dont les plans sont normaux à la ligne moyenne et l'écartement inférieur à a (petit côté).

CHEVÊTRE INCORPORÉ

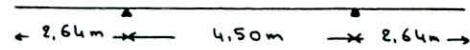
A. CHEVÊTRE INCORPORÉ.

Comme les efforts s'exerçant entre les plaques d'appuis ne sont pas connus, on prévoira par mesure de sécurité au niveau de chaque culée et pile une poutre transversale incorporée dans la dalle, cette poutre est appelée "chevêtre incorporé".

1. Chevêtre incorporé au niveau de la culée.



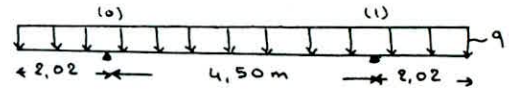
on calculera l'entretoise comme une poutre continue reposant sur deux appuis.



La charge uniformément répartie sur 2b qui sollicitera la poutre sera:

. charge permanente

$$q = \frac{R_0/2}{2b} = \frac{257,942/2}{8,54} = 15,10 \text{ t/mP}$$



$$\text{d'où } \begin{cases} M_0 = M_1 = -q \cdot \frac{2,02^2}{2} = -30,81 \text{ t.m} \\ M_t = \frac{q l^2}{8} + \frac{M_0 + M_1}{2} = \frac{15,10 \cdot 4,5^2}{8} - 30,81 = 7,41 \text{ t.m} \end{cases} \quad (\text{moment en travée})$$

$$\begin{cases} T_{0G} = 15,10 \cdot 2,02 = 30,50 \text{ t} \\ T_{0d} = 15,10 \cdot 4,5/2 = 33,98 \text{ t} \end{cases}$$

. surcharge A(L)

$$q = \frac{106,692/2}{8,54} = 6,247 \text{ t/mP}$$

$$\text{d'où } \begin{cases} M_0 = M_1 = -12,75 \text{ t.m} \\ M_t = 3,06 \text{ t.m} \end{cases}$$

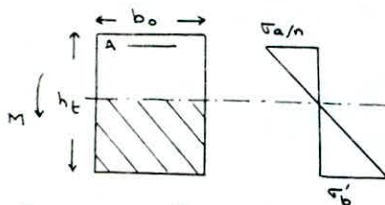
$$\begin{cases} T_{0G} = 6,247 \cdot 2,02 = 12,62 \text{ t} \\ T_{0d} = 6,247 \cdot 4,5/2 = 14,06 \text{ t} \end{cases}$$

Combinaisons des efforts.

$$\begin{cases} M_0 = M_1 = -30,81 - 1,2 \cdot 12,75 = -46,11 \text{ t.m} \\ M_t = +7,41 + 1,2 \cdot 3,06 = 11,08 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_{0G} = 30,50 + 12,62 = 43,12 \text{ t} \\ T_{0d} = 33,98 + 14,06 = 48,04 \text{ t} \end{cases}$$

1.1. calcul de la section d'aciers supérieure.



$$\begin{aligned} M &= 46,11 \text{ t.m} \\ h_t &= 100 \text{ cm} \\ d &= 6 \text{ cm} \\ h &= 94 \text{ cm} \\ b_0 &= 40 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{en} &= 4000 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma_a = \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b &= 7,5 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b' &= 180 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\bar{\alpha} = 0,5 \Rightarrow \bar{\sigma} = 0,83$$

Calcul du moment résistant du béton: $M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\sigma} \bar{\sigma}_b' b h^2 = 132 \text{ t.m} > M = 46,11 \text{ t.m}$
donc pas d'armatures comprimées $A' = 0$.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \bar{\sigma} h} = 22,16 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisira ST 25} \Rightarrow A = 24,54 \text{ cm}^2$$

verification à la fissuration

$$\bar{\omega}_g = 0,0307$$

$$\sigma_1 = 1503,29 \text{ kg/cm}^2$$

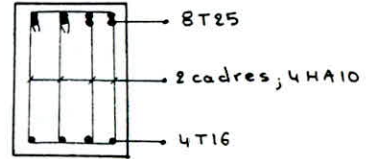
$$\sigma_2 = 1662,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{condition non vérifiée} \Rightarrow \sigma_a = 1662,77 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{donc } \alpha = 0,62$$

$$\delta - n = 74$$

- d'où la nouvelle section d'acier $A_0 = 37,34 \text{ cm}^2$.
 . condition de non fragilité' $A_2 = 4,86 \text{ cm}^2$
 $A_1 = 44,80 \text{ cm}^2$
 donc $A = 39 \text{ cm}^2$ on choisira 8T25 $\Rightarrow A = 39,27 \text{ cm}^2$.
 . verification des contraintes.

- position de l'axe neutre : $x = 39,91 \text{ cm}$
 moment d'inertie : $I = 2570986,4 \text{ cm}^4$
 pour le beton : $\sigma'_b = 71,58 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 180 \text{ kg/cm}^2$
 pour l'acier : $\sigma_a = 1455,14 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2$.



1.2 Calcul de la section d'acier s inferieure

- $M = 11,08 \text{ t.m}$ $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 40 \text{ cm}$ $\bar{\alpha} = 0,49 \Rightarrow \bar{\delta} = 0,84$
 $h = 94 \text{ cm}$

- $M_{rb} = 131 \text{ t.m} > M = 11,08 \text{ t.m} \Rightarrow A' = 0$.
 $A = 5,01 \text{ cm}^2$ on choisira 2T20 $\Rightarrow A = 6,28 \text{ cm}^2$.

- . verification a la fissuration

$$\bar{\omega}_g = 0,013$$

$$\sigma_1 = 920,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1859 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{condition non verifiée} \Rightarrow \sigma_a = 1859 \text{ kg/cm}^2 \text{ donc } \alpha = 0,59$$

$$\delta = 0,80$$

- . d'où la nouvelle section d'acier $A_0 = 7,93 \text{ cm}^2$

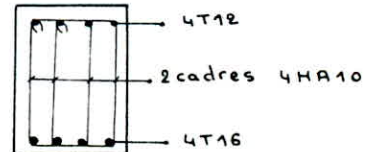
- . Condition de non fragilité' $A_2 = 4,63 \text{ cm}^2$

$$A_1 = 9,52 \text{ cm}^2$$

- donc $A = 7,93 \text{ cm}^2$ on choisira 4T16 $\Rightarrow A = 8,04 \text{ cm}^2$.

- . verification des contraintes.

- position de l'axe neutre $x = 20,98 \text{ cm}$
 moment d'inertie $I = 766157,14 \text{ cm}^4$
 pour le beton $\sigma'_b = 30,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 180 \text{ kg/cm}^2$
 pour l'acier $\sigma_a = 1584 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$.



1.3 calcul des étriers .

- . pour $T = 43,12 \text{ t}$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} \text{ avec } z = \frac{7}{8} h \Rightarrow \tau_b = \frac{43,12 \cdot 8}{40 \cdot 94} = 13,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{on doit verifier que } \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b \text{ car } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \cdot 7,5 = 26,25 \text{ kg/cm}^2$$

donc le cisaillement est verifié.

Calcul de l'espacement:

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \sigma_{ent} = \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_{ent}$$

$$\text{on a pas de reprise de betonnage}$$

$$\bar{\sigma}_{ent} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 1934 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } t = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T}$$

$$\text{avec } A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } t = 11,58 \text{ cm}$$

$$\text{espacement admissible : } t \leq \min \begin{cases} \bar{t}_1 = h(1 - 0,3 \tau_b / \bar{\sigma}_b) \\ \bar{t}_2 = 0,2h \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \bar{t}_1 = 44,74 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = 18,8 \text{ cm} \end{cases}$$

on adoptera $t = 11 \text{ cm}$.

pour $T = 48,04 t$.

$$h = 94 \text{ cm} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 14,60 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{on a } \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b = 26,25 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{car } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\bar{\sigma}'_{at} = 1881 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow t = 10,11 \text{ cm}$$

$$\bar{E}_1 = 39,1 \text{ cm}$$

$$\bar{E}_2 = 18,8 \text{ cm} \quad t < 18,8 \text{ cm}$$

on adoptera $t = 10 \text{ cm}$

2. chevêtre incorporé au niveau de la pile.

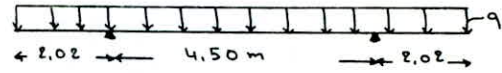
le chevêtre doit avoir une largeur au moins égale au tiers de la distance entre les axes des plaques d'appuis d'une même ligne d'appuis.

la charge uniformément répartie sur $2b$ qui sollicitera la poutre sera :

• sous charge permanente

$$q = \frac{R_1}{2b} = \frac{816,42}{8,54} = 95,58 \text{ t/mP}$$

$$\text{d'où } \begin{cases} M_0 = M_1 = -195 \text{ t.m} \\ M_t = 46,93 \text{ t.m} \end{cases} \quad \begin{cases} T_{00} = 193,06 \text{ t} \\ T_{0d} = 215,06 \text{ t} \end{cases}$$



• sous surcharge A(L)

$$q = \frac{R_1}{2b} = \frac{196,418}{8,54} = 22,98 \text{ t/mP} \quad \text{d'où } \begin{cases} M_0 = M_1 = -46,88 \text{ t.m} \\ M_t = 11,28 \text{ t.m} \end{cases} \quad \begin{cases} T_{00} = 46,42 \text{ t} \\ T_{0d} = 51,7 \text{ t} \end{cases}$$

Combinaisons des efforts.

$$\begin{cases} M_0 = M_1 = -251,24 \text{ t.m} \\ M_t = 60,46 \text{ t.m} \end{cases}$$

2.1. calcul de la section d'aciers supérieure.

$$M = 251,24 \text{ t.m}$$

$$h = 90 \text{ cm} ; d = 10 \text{ cm}$$

$$b_0 = \frac{4,50}{3} = 1,50 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\alpha} = 0,5 \Rightarrow \bar{\delta} = 0,83$$

• calcul du moment résistant $M_{Rb} = 453,80 \text{ t.m} > 251,24 \text{ t.m} \Rightarrow A' = 0$

$$A = 126,11 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisira } 16T32 \Rightarrow A = 128,68 \text{ cm}^2$$

• vérification à la fissuration

$$\bar{w}_p = 0,043 \quad \text{d'où } \sigma_1 = 1503 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1469 \text{ kg/cm}^2$$

condition non vérifiée $\Rightarrow \sigma_a = 1503 \text{ kg/cm}^2$ donc $\alpha = 0,64$
 $\delta = 0,78$

• la nouvelle section d'acier : $A_0 = 238,12 \text{ cm}^2$

• condition de non fragilité : $A_1 = 285,74 \text{ cm}^2$

$$A_2 = 17,46 \text{ cm}^2$$

donc $A = 238,12 \text{ cm}^2$ on choisira $28T32 \Rightarrow A = 225,12 \text{ cm}^2$.

vérification à la fissuration $\bar{w}_p = 0,075 \Rightarrow \sigma_1 = 2143 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_2 = 1469 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_a \in (2143, 1503) \Rightarrow \sigma_a = 1503 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{donc vérifiée.}$$

on adoptera $28T32 \Rightarrow A = 225,12 \text{ cm}^2$.

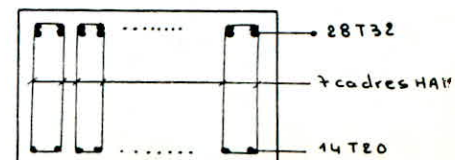
vérification des contraintes :

position de l'axe neutre $x = 45 \text{ cm}$

moment d'inertie $I = 11394270 \text{ cm}^4$

pour le béton $\sigma'_b = 99,22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 180 \text{ kg/cm}^2$

pour l'acier $\sigma_a = 1488 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2$.



2.2 - Calcul de la section d'aciers inférieure.

$$M = 60,46 \text{ t.m} \quad \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 94 \text{ cm} ; d = 6 \text{ cm} \quad \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_0 = 150 \text{ cm} \quad \bar{\alpha} = 0,5 \Rightarrow \bar{\delta} = 0,83.$$

$$M_{rb} = 495 \text{ t.m} > 60,46 \text{ t.m} \Rightarrow A' = 0$$

$$A = 29,06 \text{ cm}^2 \text{ on choisira } 6T25 \Rightarrow A = 29,45 \text{ cm}^2.$$

verification à la fissuration: $\bar{w}_p = 0,016$

$$\sigma_1 = 883 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1662,77 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{condition non vérifiée: } \bar{\sigma}_a = 1662,77 \text{ kg/cm}^2 \quad \alpha = 0,62 \quad \delta = 0,79.$$

la nouvelle section d'acier $A_0 = 48,96 \text{ cm}^2$.

Condition de non fragilité: $A_2 = 18,24 \text{ cm}^2$; $A_1 = 58,75 \text{ cm}^2$

donc $A = 48,96 \text{ cm}^2$ on choisira $10T25 \Rightarrow A = 49,08 \text{ cm}^2$.

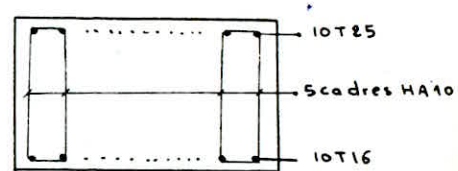
Verification des contraintes.

position de l'axe neutre: $x = 25,86 \text{ cm}$

moment d'inertie: $I = 4282900,8 \text{ cm}^4$

pour le béton: $\sigma'_b = 36,51 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 180 \text{ kg/cm}^2$

pour l'acier: $\sigma_a = 1443 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2$



2.3. calcul des étriers.

pour $T = 248,76 \text{ t}$ $h = 90 \text{ cm}$

$$\tau_b = 21,06 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b \quad \text{car } \bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = 25,48 \text{ kg/cm}^2$$

donc $\tau_b < \bar{\tau}_b$

$$\bar{\sigma}_{aT} = 1651 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_T = 14 \text{ HA12} = 15,82 \text{ cm}^2 \text{ (7 cadres)} \Rightarrow t = 8,26 \text{ cm}$$

$$\bar{E}_1 = 14,18 \text{ cm}$$

$$\bar{E}_2 = 18 \text{ cm} \quad t < 14,18 \text{ cm}$$

on adoptera $t = 9 \text{ cm}$.

pour $T = 277,1 \text{ t}$ $h = 94 \text{ cm}$.

$$\tau_b = 22,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 26,25 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{donc } \tau_b < \bar{\tau}_b \text{ vérifié.}$$

$$\bar{\sigma}_{aT} = 1601 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_T = 10 \text{ HA10} = 7,85 \text{ cm}^2 \text{ (5 cadres)} \Rightarrow t = 5 \text{ cm}$$

$$\bar{E}_1 = 9,55 \text{ cm}$$

$$\bar{E}_2 = 18,8 \text{ cm}$$

on adoptera $t = 5 \text{ cm}$.

APPAREILS D'APPUIS

A. REACTIONS HYPERSTATIQUES DUES AU TRACÉ DU CÂBLE.

phases	Appui 0	Appui 1
en service 90j	25,50	- 51
à l'infini	23,79	- 47,58
à vide	27,17	- 54,31

Combinaisons des efforts

on majore de 40% les effets des surcharges civiles pour les reactions minimales (sécurité vis à vis du soulèvement d'appui).

Combinaisons des efforts.

$$R_0^{\max} = (257,942 \cdot 1,05) + 106,692 + 5,752 + 25,5 = 408,78 \text{ t}$$

$$R_0^{\min} = (257,942) + 1,4(-14,578 - 0,786) + 25,5 = 261,93 \text{ t}$$

$$R_0^{\max} = (257,942 \cdot 1,05) + 135,779 + 5,752 + 23,79 = 436,16 \text{ t}$$

$$R_0^{\min} = (257,942) - 18,075 - 0,786 + 23,79 = 262,87 \text{ t}$$

$$R_1^{\max} = (816,420 \cdot 1,05) + 196,418 + 15,716 - 51 = 1018,38 \text{ t}$$

$$R_1^{\min} = 0$$

$$R_1^{\max} = (816,420 \cdot 1,05) + 223,66 + 15,716 - 47,58 = 1049,04 \text{ t}$$

$$R_1^{\min} = 0$$

$$\text{à vide : } R_0 = 257,942 + 27,15 = 285,09 \text{ t}$$

$$R_1 = 816,42 - 54,31 = 762,11 \text{ t.}$$

} sous les surcharges civiles

} sous les surcharges militaires.

} sous les surcharges civiles

} sous les surcharges militaires

B. Dimensionnement des appareils d'appui en néoprène.

1. Principe.

Le but du dimensionnement des appareils d'appuis est surtout de limiter les contraintes de cisaillement qui se développent dans le néoprène, au niveau des plans de prétagés et celles qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées aux appareils.

1.1. compression.

Des contraintes de cisaillement τ_N , sous un effort normal N , apparaissent au niveau du plan de prétagage. Tandis que sur le bord de chaque pevillet (au milieu des grands côtés des pevillets) se développent des contraintes maximales.

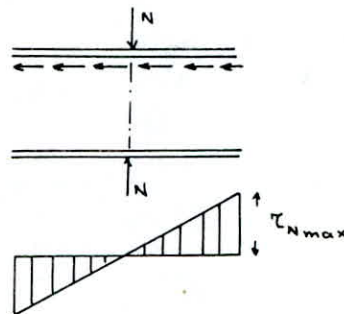
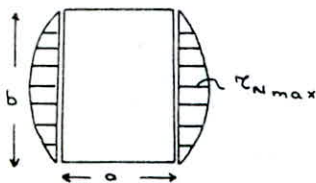
La valeur maximale de ces contraintes τ_N est égale à : $\tau_N = \frac{1,5 \sigma_m}{\beta}$

avec σ_m : contrainte de compression

β : coefficient de forme

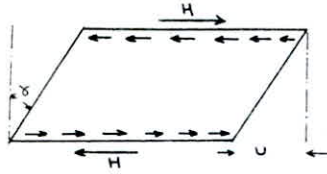
$$\sigma_m = \frac{N}{ab} \quad ; \quad \beta = \frac{ab}{2t(a+b)}$$

Distribution des contraintes τ_N le long de "b".



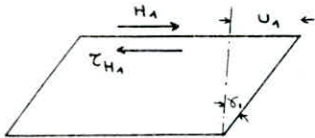
1.2 Distorsion

la distribution des contraintes au niveau du plan de fretage dans le cas d'une distorsion est uniforme.



deux cas se présentent.

1.2.1. Déformation lente (Dilatation, Retrait, Fluage) de l'appareil.



$$\operatorname{tg} \delta_1 = U_1 / T$$

$$\tau_{H_1} = G \operatorname{tg} \delta_1 = G U_1 / T$$

$$H_1 = a \cdot b \cdot \tau_{H_1}$$

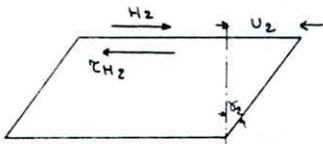
T: épaisseur nominale totale du néoprène

avec G: module d'éproué de cisaillement

transversal : $G = 10$ bars.

1.2.2. L'appareil est soumis à un effort dynamique H2 (freinage).

En admettant que le module de cisaillement dans le cas d'un effort dynamique soit égale au double de G, la déformation sera la moitié de celle que créerait un effort statique de même valeur.

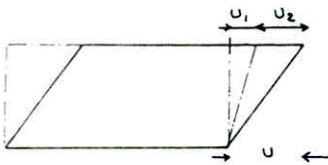


$$\operatorname{tg} \delta_2 = U_2 / T$$

$$\tau_{H_2} = 2G \operatorname{tg} \delta_2$$

$$H_2 = a \cdot b \cdot \tau_{H_2}$$

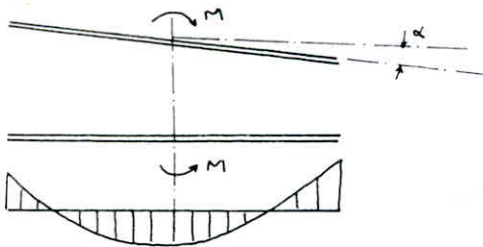
1.2.3. les cas précédents pris simultanément.



on introduit une contrainte correctionnelle de calcul qui, sous l'effet seul, correspondrait à la même déformation totale.

$$\tau_H = G \operatorname{tg} \delta = \tau_{H_1} + \frac{\tau_{H_2}}{2} = G U_1 / T + H_2 / 2ab$$

1.3 Rotation



$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{E} \right)^2 \alpha_E \quad \text{avec} \quad \alpha_E = \frac{\alpha_T}{n}$$

α_E : angle de rotation d'un feuillet élémentaire (en radians)

τ_α : la contrainte maximale qui apparaît généralement sur les bords parallèles à l'axe de rotation.

le schéma ci-dessus montre la répartition des contraintes de cisaillement lorsqu'une frette solidaire d'un feuillet, accomplit une rotation par rapport à l'autre frette solidaire du même feuillet.

Nota: il est tenu compte des défauts de pose, pour le dimensionnement de l'appareil et la détermination des contraintes. la valeur de la rotation à introduire dans les calculs est:

$$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha \quad \text{avec} \quad \alpha: \text{rotation calculée.}$$

2. Dimensionnement.

les appareils d'appuis, en néoprène du type 1 Gumba striés, seront posés sur des bossages en béton armé réglés strictement horizontaux.

2.1. Determination des reactions maximales et minimales venant a chaque appareil d'appui

Sur chaque ligne d'appui, on disposera deux appareils d'appuis de type 1 Gumba.
la reaction maximale venant a l'appui est donnee par:

$$R_{max} = R'_{max} \bar{E}_\alpha \cdot 2b/2.$$

R'_{max} : reaction maximale sur appui, determinee pour toute la largeur

\bar{E}_α : valeur maximale trouvee pour la fibre $y = b/4$ et pour le cas de surcharge type D.

$$R_{0max} = 436,16 \cdot 0,1789 \cdot 4,27 = 333,18 \text{ t}$$

$$R_{1max} = 1049,04 \cdot 0,1789 \cdot 4,27 = 801,36 \text{ t}$$

$$R_{0min} = 261,93/2 = 131 \text{ t}$$

$$R_{1min} = 762/2 = 381 \text{ t}.$$

2.2. Calcul des efforts de Freinage.

• sous surcharge A: $F = \frac{A \cdot \Omega}{20 + 0,0035\Omega} = \frac{1,0435 \cdot 25,4 \cdot 8}{20 + 0,0035 \cdot 25,4 \cdot 8} = 10,24 \text{ t}$

• sous surcharge Bc: on considere qu'un seul camion est suppose freiner sur tout le pont $\Rightarrow F_{Bc} = 30 \text{ t}.$

$F_{max} = F_{Bc} = 30 \text{ t}$ d'où l'effort horizontal venant a un appui est: $H = \frac{30}{4} = 7,5 \text{ t}.$

2.3. Dimensionnement des appareils d'appuis.

En adoptant les memes appareils sur l'appui de rive et sur l'appui intermediaire, on determinera les caracteristiques de ces appareils d'apres la resistance a la compression sous l'effet vertical maximal venant a un appareil d'appui intermediaire. Ainsi, en choisissant le type d'appareil pour cet appui, on verifiera s'il convient aussi pour l'appui de rive.

les dimensions a et b sont determinees a partir des deux conditions suivantes:

$$(\sigma_m)_{max} = N_{max}/ab \leq 150 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{limitation de la contrainte moyenne}$$

$$(\sigma_m)_{min} = N_{ma}/ab \geq 20 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{condition de non cheminement et de non glissement.}$$

d'où $a \cdot b \geq \frac{801,36 \cdot 10^3}{150} = 5340 \text{ cm}^2$

$$a \cdot b \leq \frac{381 \cdot 10^3}{20} = 19050 \text{ cm}^2$$

d'apres les tableaux on choisit: $\begin{cases} a = 700 \text{ mm} ; b = 800 \text{ mm} \\ d = 90 \text{ mm} ; T = 65 \text{ mm} \\ n = 4 ; n_x = 0,09 \text{ rd.} \end{cases}$

verification a la compression pour l'appui (1).

$$\tau_N = \frac{1,5 \sigma_m}{\beta}$$

$$\text{avec } \beta = \frac{ab}{2t(a+b)}$$

$$\text{on } t = \frac{T}{4} = 1,625 \text{ cm} \Rightarrow \beta = 11,49$$

$$\sigma_m = \frac{R_{1max}}{ab} = 143,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau_N = 18,68 \text{ kg/cm}^2 < 36 = 30 \text{ kg/cm}^2$$

2.4. verification des criteres de dimensionnement pour l'appui de rive

2.4.1. Compression.

$$\sigma_m = \frac{R_{0max}}{ab} = \frac{333,18}{70 \cdot 80} = 59,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \tau_N = \frac{1,5 \sigma_m}{\beta} = 7,77 \text{ kg/cm}^2 < 36 = 30 \text{ kg/cm}^2.$$

2.4.2. Distorsion.

Elle est due a une deformation lente (dilatation, retrait, fluage)

$$\tau_H = G U_A / T \quad \text{avec } U_A = \Delta t + \Delta r + \Delta f.$$

$$\Delta r = 3 \cdot 10^{-4} \ell / 2 = 0,381 \text{ cm}$$

$$\Delta l = \frac{\sigma'_m}{E_v} \ell / 2 \quad \text{ou} \quad \sigma'_m = \frac{\sigma'_{\ell/2} + \sigma'_0}{2} \quad \text{ou} \quad \begin{cases} \sigma'_0 = \text{contrainte de compression à l'appui de rive (à vide)} \\ = 516,33 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$E_v = 1212435,6 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \sigma'_m = 502,43 \text{ kg/cm}^2 \\ \Rightarrow \Delta l = 0,52 \text{ cm.}$$

$$\sigma'_{\ell/2} : \text{contrainte à } \ell/2 \text{ (à vide)} = 488,53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta t = \pm 2 \cdot 10^{-4} \ell / 2 = \pm 0,254 \text{ m}$$

$$\text{nous avons donc } U_1 = 0,381 + 0,52 + 0,254 = 1,15 \text{ cm} \quad \text{d'où } \tau_H = \frac{6U_1}{T} = 1,77 \text{ kg/cm}^2 \leq 0,5G \\ \text{tg } \delta_1 = U_1 / T = 0,17.$$

2.4.3. Effort dynamique (freinage)

$$H_2 = H = 7,5 \text{ t} \Rightarrow \text{tg } \delta_2 = H_2 / 2G \cdot ab = 0,067 \Rightarrow \tau_{H_2} = \text{tg } \delta_2 \cdot 2G = 1,34 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{d'où } \tau_H = \tau_{H_1} + \tau_{H_2} = 3,11 \text{ kg/cm}^2 \leq 0,7G = 7 \text{ kg/cm}^2.$$

2.4.4. Rotation.

la rotation se calculera sous l'effet de G et du convoi tout en considérant la travée isostatique.

$$\alpha_1 = \frac{g \ell^3}{24 E_v I} = \frac{25,714 \cdot 25,4^3}{24 \cdot 1212435,6 \cdot 0,71158} = 0,0204 \text{ nd}$$

$$\text{d'où } \alpha = \alpha_1 + \alpha_2 = 0,0237 \text{ nd}$$

$$\alpha_2 = \frac{P \ell^3}{24 E_v I} = \frac{12,7 \cdot 25,4^3}{24 \cdot 1212435,6 \cdot 0,71158} = 0,0033 \text{ nd}$$

$$\alpha_T = \alpha + \alpha_0 = 0,0237 + 0,003 = 0,0267 \text{ nd}$$

$$\text{d'où } \tau_\alpha = 15,48 \text{ kg/cm}^2.$$

2.5. Verification.

2.5.1. limitation de la contrainte de cisaillement

$$\tau = \tau_{H_1} + \tau_{H_2} + \tau_\alpha = 26,36 \text{ kg/cm}^2 \leq 5G = 50 \text{ kg/cm}^2$$

2.5.2. limitation de la contrainte moyenne.

$$(\sigma_m)_{\max} = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} = \frac{333,18}{70 \cdot 80} = 59,5 \text{ kg/cm}^2 \leq 150 \text{ bars.}$$

2.5.3. Condition de non cheminement et de non glissement

$$(\sigma_m)_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} = \frac{R_{\min}}{a \cdot b} = 23,39 \text{ kg/cm}^2 > 20 \text{ kg/cm}^2.$$

$H < f N$ avec f : coefficient de frottement de l'appareil sur le support.

$f = 0,12 + 6/\sigma_m$: lorsque les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des peullets de néoprène.

$$f = 0,12 + 6/59,5 = 0,22 \quad N = 333,18 \text{ kg/cm}^2.$$

$$H = (\tau_{H_1} + \tau_{H_2}) ab = 17416 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow H = 17416 \text{ kg} < f N = 73299,6 \text{ kg.}$$

2.5.4. condition de non plambement

$$T \leq \frac{a}{5} \quad 6,5 \text{ cm} \leq \frac{70}{5} = 14 \text{ cm}$$

2.5.5. Dimensionnement des pretes.

$$t_s \geq \frac{a}{B} \frac{\sigma_m}{\sigma_{\text{ten}}}$$

$$\sigma_m = 59,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{ten}} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow t_s \geq 0,15 \text{ cm}$$

$$B = 11,49$$

$$\text{ou } t_s = \frac{d \cdot T}{4} = 6,25 \text{ cm} > 0,15 \text{ cm.}$$

CONCLUSION.

L'étude du projet proposé par la SONATRO, nous a fait touché du doigt le fait que le cours magistral et les travaux dirigés enseignés au niveau de l'institut, n'est qu'une base élémentaire de la matière, pour tout travail scientifique très particulier et très approfondi.

Cet exercice nous a été bénéfique à plus d'un titre, étant donné qu'il nous a permis d'aboutir à la conclusion suivante :

L'effort soutenu dans la recherche et le travail permet une compréhension voir une maîtrise d'un quelconque projet, et ce grâce aux conseils et recommandations prodigués complémentaires tant par les théoriciens que par les praticiens.

Dans ce cadre, notre effort a été axé essentiellement sur l'étude du tablier qui constitue l'élément essentiel d'un pont dalle.

Cette étude tellement exhaustive et longue de par ses calculs, ne nous a pas permis d'étudier l'infrastructure (piles et culées).

Par ailleurs, le souci majeur qui nous d'une part guide dans notre travail, et d'autre part oblige de donner un certain nombre de détails, a été de permettre au lecteur, de comprendre le cheminement de nos idées, et la méthode de calcul d'un tablier.



BIBLIOGRAPHIE

- CPC ; Fascicule 6A.
- Documentation Setra : PSIDP 69
PSIDE 67
PSIDA 6B.
- Calcul des grillages de poutres et de dalles orthotropes
Methode Guyon. Massonnet par Barés
- IP 1 (instruction provisoire 1)
- MCP 70
- Beton précontraint (tome I)
principes fondamentaux et dimensionnement " Andre' Picard "
- Calcul pratique des structures " M. ALBIGÈS "
- Pratique du beton précontraint " G. Dreux "
- Calcul et verification des ouvrages en beton arme' " P. CHARON "
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages
et constructions en Beton arme' (CCBA 68)

TABLE DES MATIÈRES.

Chapitre 1 : INTRODUCTION.

Chapitre 2 : METHODE DE GUYON . MASSONNET

1. Introduction
2. Flexion longitudinale
3. Flexion transversale
4. Efforts tranchants et réactions d'appuis.

Chapitre 3 : LIGNES D'INFLUENCE

- A. Rappel
- B. Lignes d'influence
 1. ligne d'influence du moment fléchissant sur appui
 2. ligne d'influence du moment fléchissant en travée.
 3. ligne d'influence de l'effort tranchant d'une section en travée.
 4. ligne d'influence des réactions d'appuis.
- C. Application
- D. Aires des lignes d'influence.

Chapitre 4 : MOMENTS LONGITUDINAUX

1. classe du pont
2. Etude des charges et surcharges
3. coefficient de majoration dynamique
4. Tableau récapitulatif des moments fléchissants
5. Détermination des coefficients de répartition K_1 .
6. Écrêtement des moments sur appui intermédiaire.

Chapitre 5 : MOMENTS TRANSVERSAUX.

1. Calcul des moments et efforts tranchants aux sections d'encastrement.
2. Moments apportés dans la dalle centrale par les charges placées sur les encorbellements.
3. Moments dus aux charges empiétant sur la dalle centrale.

Chapitre 6 : EFFORTS TRANCHANTS ET RÉACTIONS D'APPUIS

Chapitre 7 : ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ.

- A. Trace' du câble approche'
- B. Trace' du câble concordant
 1. Evaluation des pertes statiques sur le trace' approche'.
 2. Calcul du moment hyperstatique de précontrainte
 3. Câble définitif
- C. Evaluation de la force de précontrainte
 - a. Calcul des pertes
 - b. Tensions dans les armatures au cours des différentes phases.

Chapitre 8: VERIFICATION DES CONTRAINTES.

- A. Verification sous les contraintes normales
- B - Verification à la rupture vis à vis du moment fléchissant.
- C - Prise en compte des tassements d'appuis dans la verification de la précontrainte normale.
- D - Verification sous l'effet du séisme.

Chapitre 9: EFFORTS TRANCHANTS APRÈS ETUDE DE LA PRÉCONTRAÎNTE

- A. Courbe enveloppe des efforts tranchants
- B - Contrainte de cisaillement du béton, répartition des étriers.
- C - Verification à la rupture vis à vis de l'effort tranchant.
- D - Choix des aciers et disposition des étriers

Chapitre 10: FERRAILLAGE

- A: Ferrailage à la flexion transversale
- B - Ferrailage de la section d'encastrement des encorbellements.
- C - Ferrailage longitudinal
- D - Ferrailage dû à la torsion.

Chapitre 11: CHEVÊTRE INCORPORÉ

1. Chevêtre incorporé au niveau de la culée
2. Chevêtre incorporé au niveau de la pile.

Chapitre 12: APPAREILS D'APPUI

- A - Réactions hyperstatiques dues au tracé du câble
- B - Dimensionnement des appareils d'appuis.

Chapitre 8: VERIFICATION DES CONTRAINTES.

- A. Verification sous les contraintes normales
- B. Verification à la rupture vis à vis du moment fléchissant.
- C. Prise en compte des tassements d'appuis dans la verification de la précontrainte normale.
- D. Verification sous l'effet du seisme.

Chapitre 9: EFFORTS TRANCHANTS APRÈS ETUDE DE LA PRÉCONTRAÎNTE

- A. Courbe enveloppe des efforts tranchants
- B. Contrainte de cisaillement du béton, répartition des étriers.
- C. Verification à la rupture vis à vis de l'effort tranchant.
- D. Choix des aciers et disposition des étriers

Chapitre 10: FERRAILLAGE

- A. Ferrailage à la flexion transversale
- B. Ferrailage de la section d'encastrement des encorbellements.
- C. Ferrailage longitudinal
- D. Ferrailage dû à la torsion. →

Chapitre 11: CHEVÊTRE INCORPORÉ

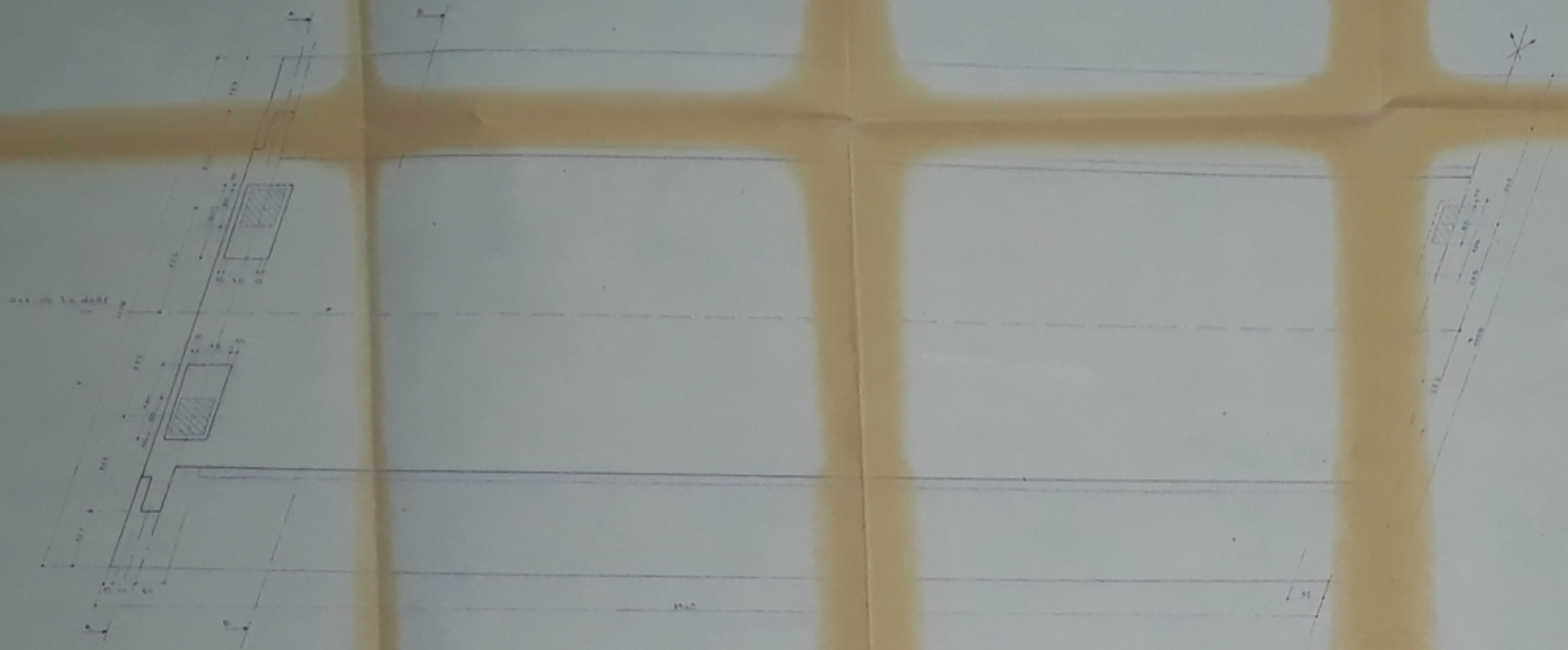
1. Chevêtre incorporé au niveau de la culée
2. Chevêtre incorporé au niveau de la pile.

Chapitre 12: APPAREILS D'APPUI

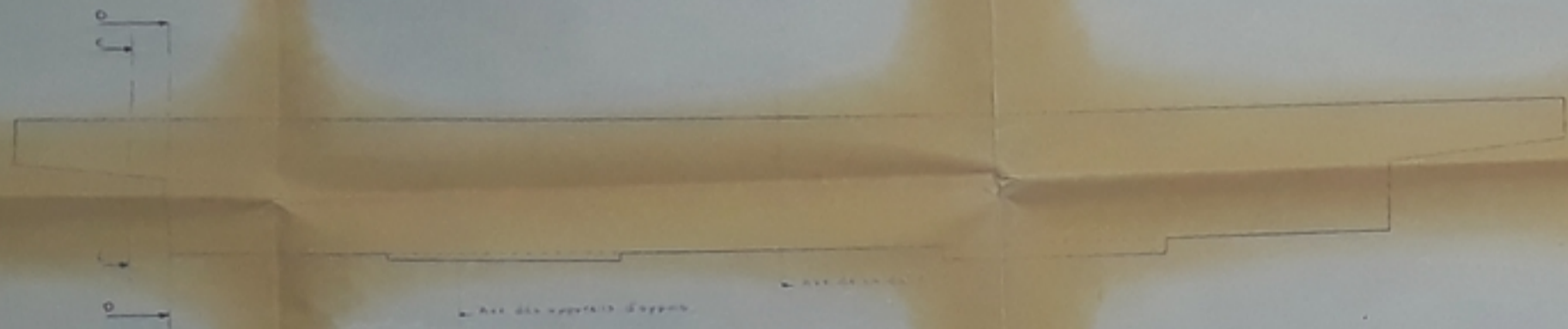
- A. Réactions hyperstatiques dues au tracé du câble
- B. Dimensionnement des appareils d'appui.

1/2 VUE EN PLAN

Echelle 1/50



COUPE SUIVANT AA

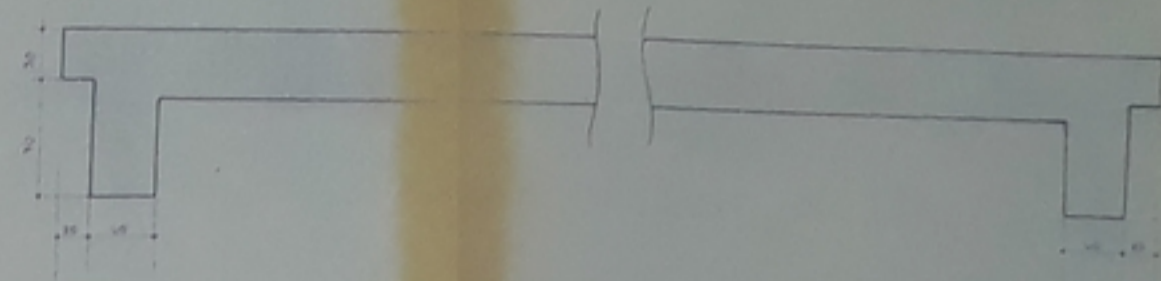


COUPE SUIVANT BB



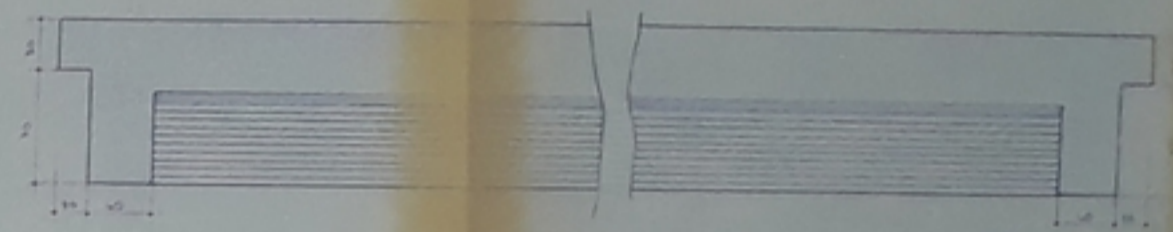
COUPE LONGITUDINALE PARTIELLE CC

Echelle 1/25



COUPE LONGITUDINALE PARTIELLE DD

Echelle 1/25



BP084/05

CONTENU DE LA COUPE

à l'usage de l'architecte
à l'usage de l'ingénieur
à l'usage de l'entrepreneur

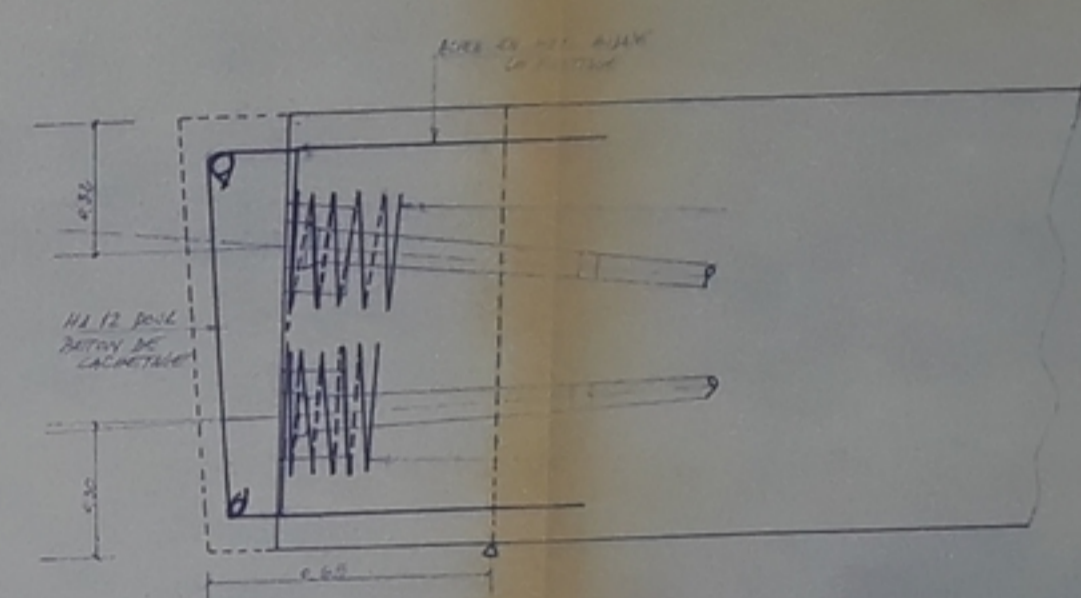
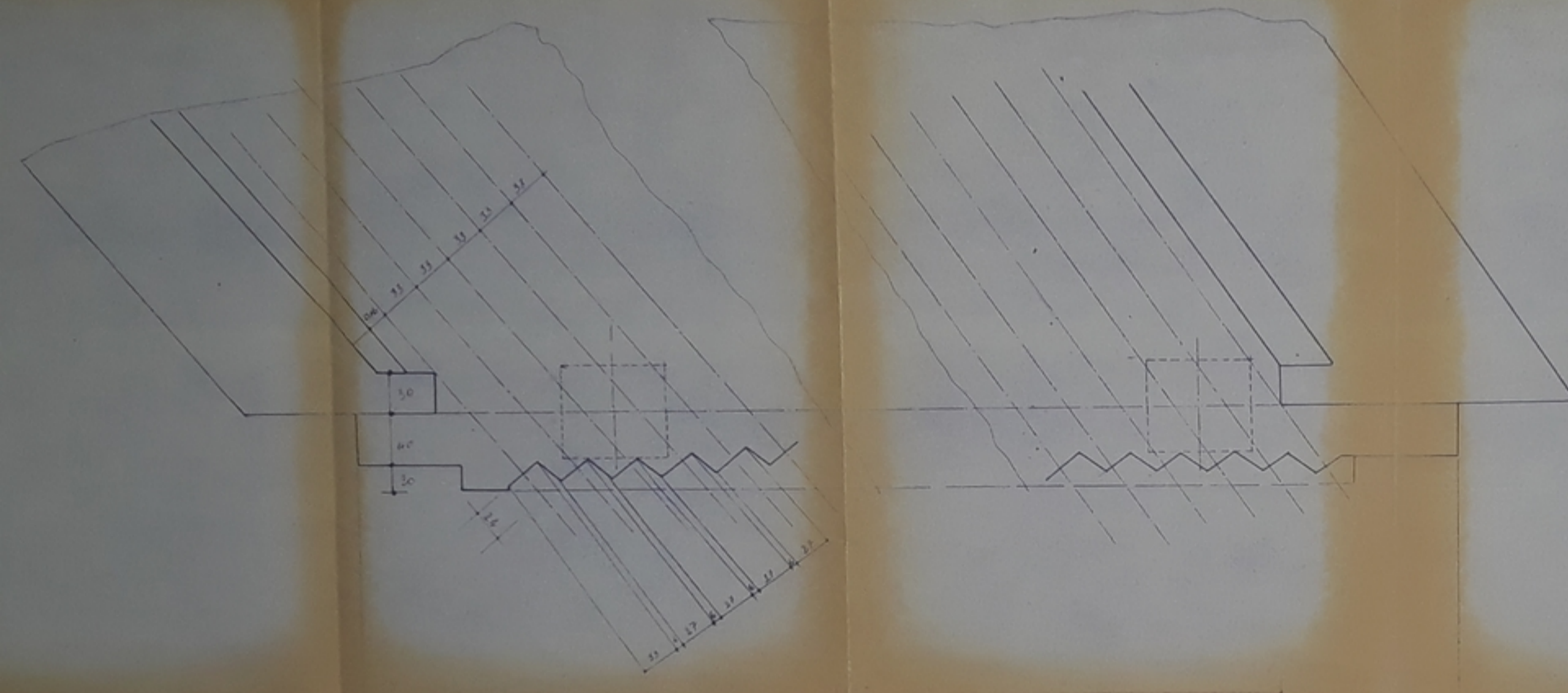
PONT DALLE HYPERSTATIQUE
EN BETON PRECONTRAIT

COFFRAGE DU TABLIER

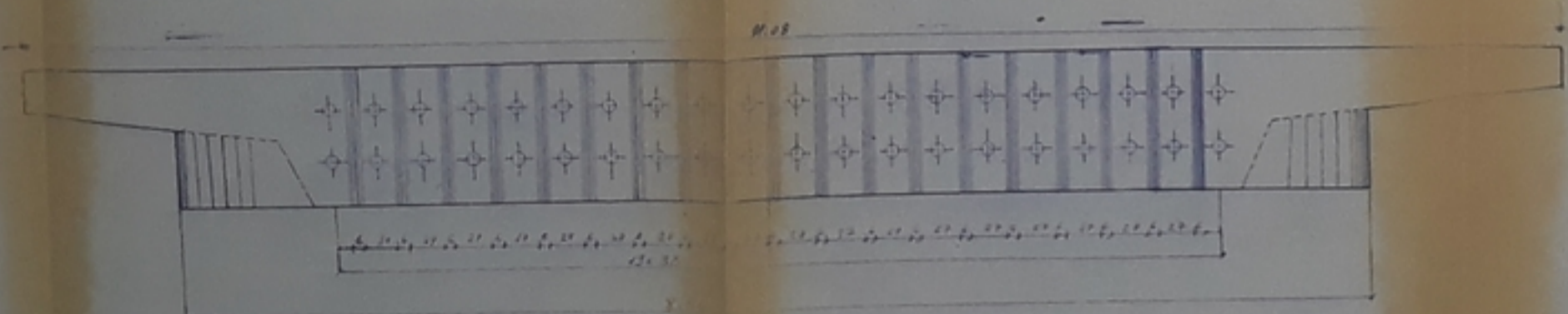
PROJET N° 1234
DATE: 15/05/1981

PLAN COUPE D'UN ABOUT Ech: 1/20

DETAIL DE FRETTAGE À L'ABOUT Ech: 1/10



ELEVATION D'ABOUT Ech: 1/25



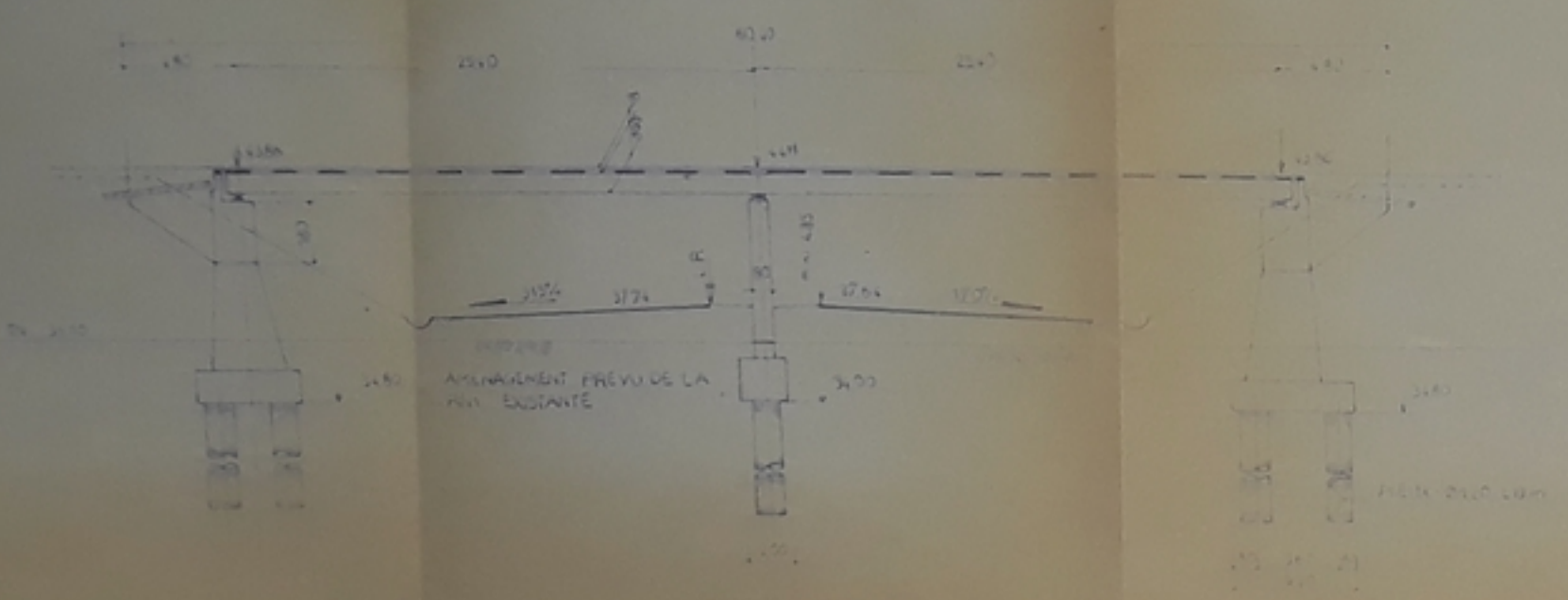
PONT DALLE HYPERSTATIQUE
EN BETON PRECONTRAIT

COFFRAGE D'ABOUT
- ET DETAIL

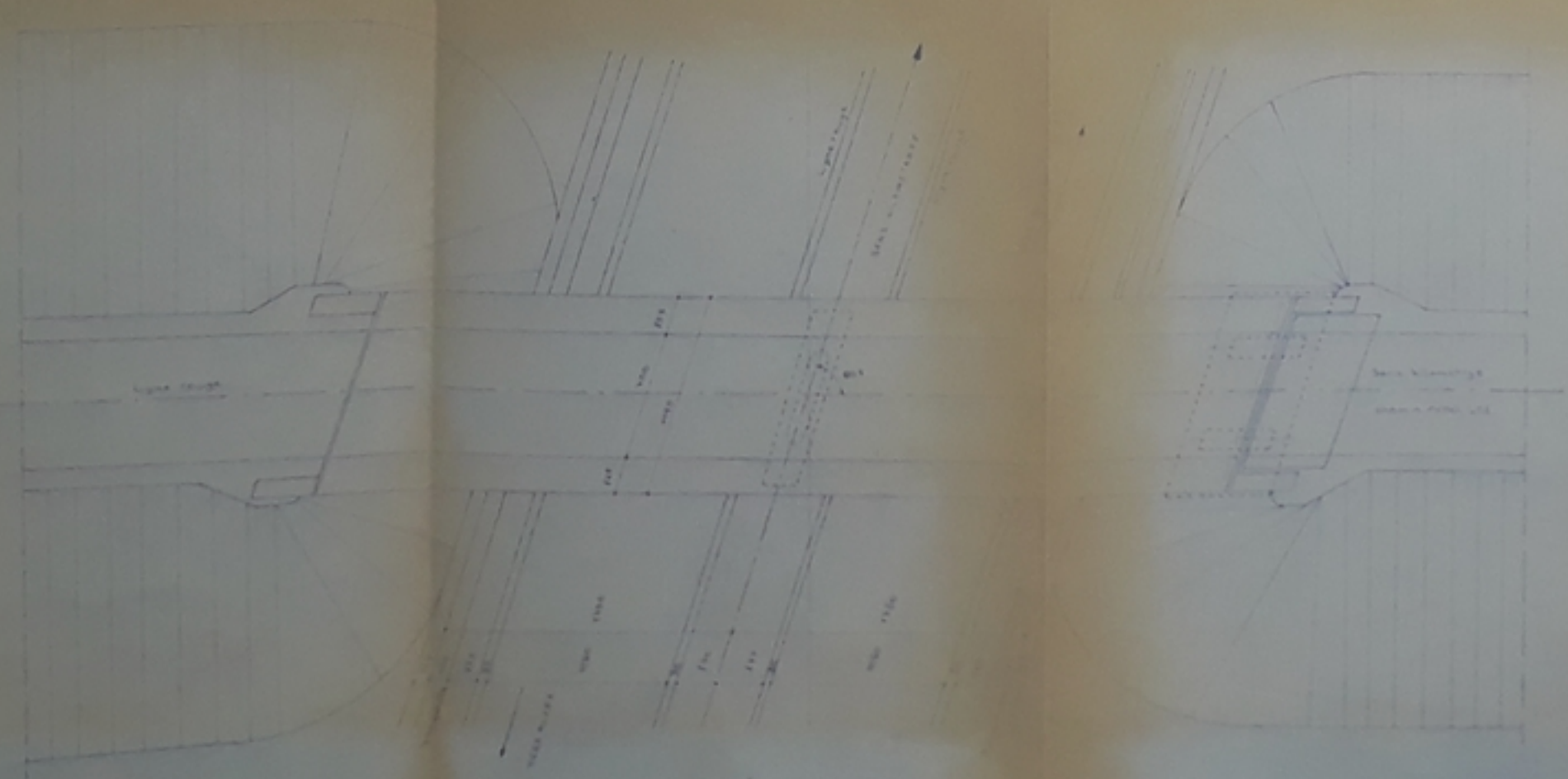
305/25
BUREAU NATIONAL FRANÇAIS DE
BREVETÉ

1. 1/50
2. 1/20
3. 1/10
4. 1/5
5. 1/2
6. 1/1

COUPE LONGITUDINALE ECH 1/200



VUE EN PLAN ECH 1/200



3901/25

PONT DALLE HYPERSTATIQUE
EN BETON PRECONTRAIT

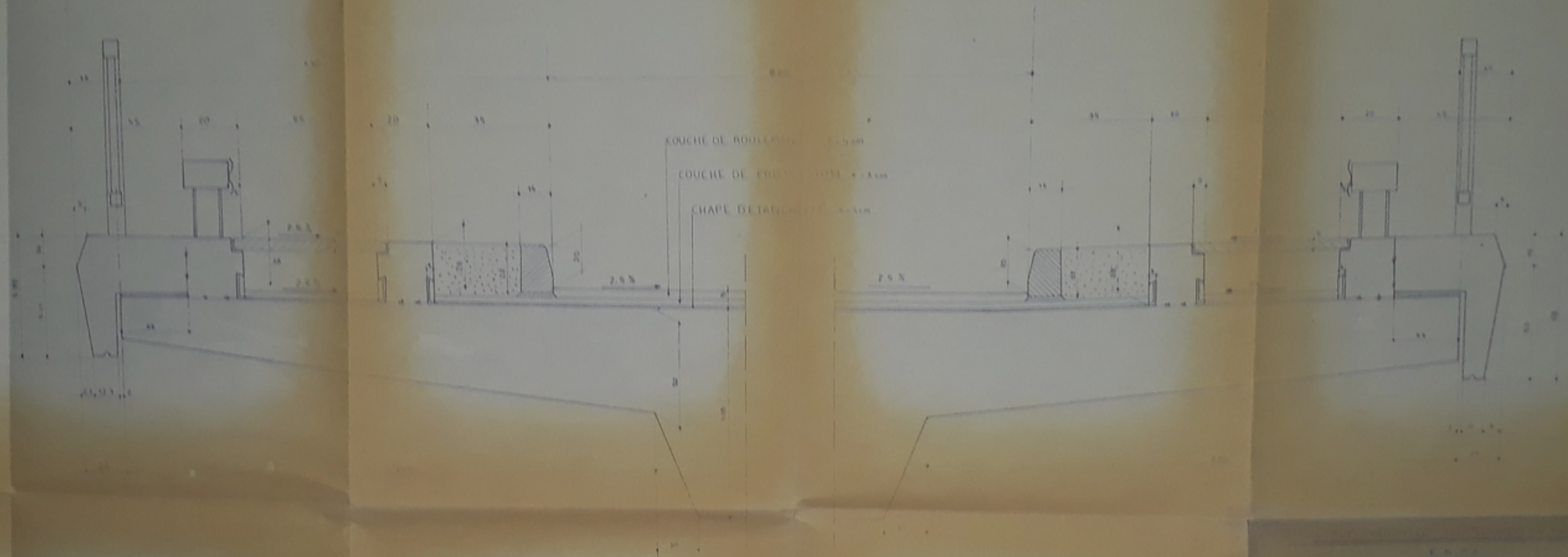
PLAN GENERAL

detail des superstructures

Ech: 1/10

- côté gauche -

côté droit

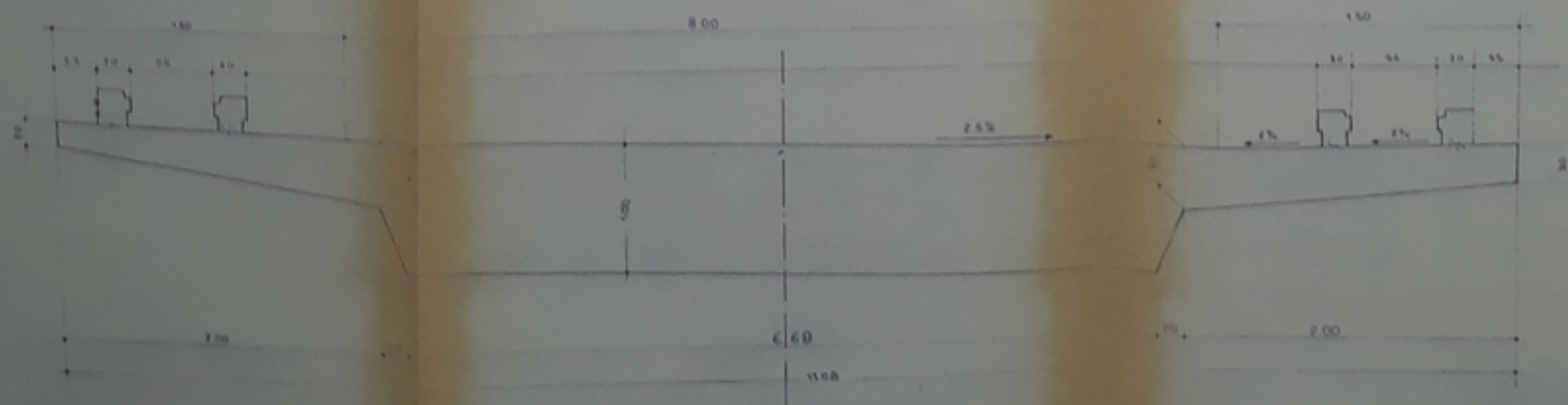


Coupe transversale type

ech: 1/25

gauche

droit



DEPARTEMENT GENE CIVIL

BP082/85

BIBLIOTHÈQUE

PONT DALLE HYPERSTATIQUE
EN BETON PRECONTRAIT

DETAILS DE SUPERSTRUCTURE

PROJETION JUN 1981

