

Sex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT: GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ETUDE D'UN PONT
A
POUTRES MULTIPLES
EN
BETON PRECONTRAIT

Proposé par :
SEROA

Etudié par :
GANIBARDI Chafik
MECHID Rachid

Dirigé par :
M. XANH

PROMOTION : Janvier 1986

DEDICACES

Que mes parents trouvent en ce modeste travail l'expression de toute ma reconnaissance pour tout ce qui a été fait pour moi.

Mes pensées vont également à toute ma famille, plus particulièrement ma grand-mère et l'ainée de mes tantes.

Je ne saurais oublier tous mes amis (es).

Chafik.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Je dedie ce travail

- à mes parents en signe de reconnaissance pour les sacrifices consentis à mon égard.
- à mon frère, mes sœurs, mes neveux, mes nièces, mes cousins, mes cousines et à toute ma famille
- à tous mes amis (es).

Rachid

REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à tous nos enseignants pour nous avoir transmis toutes les connaissances nous permettant d'aborder l'étude de ce projet.

Nous remercions notre promoteur, monsieur XANH pour toute son attention à l'égard de notre travail.

A travers monsieur AHRIZ nos remerciements vont à tout le personnel de la SEROA, plus particulièrement à monsieur CHIKH auprès duquel nous avons trouvé toute aide et compréhension.

Nous ne saurons oublier toute l'aide apportée par notre ami, monsieur DAUD, qu'il trouve ici l'expression de toute notre reconnaissance.

GANIBARDI Chafik

MECHID Rachid



SOMMAIRE



I - Introduction	1
II - Caractéristiques des matériaux utilisés.	2
III - Caractéristiques géométriques de la poutre.	4
IV - Calcul des charges et surcharges	7
V - Calcul des efforts sous les charges et surcharges	13
VI - Répartition des efforts sur les poutres	20
VII - Etude de la précontrainte des poutres	36
VIII - Pertes et chutes de tension	42
IX - Vérification des contraintes	45
X - Vérification à la rupture	52
XI - Armatures transversales	53
XII - Etude de la zone d'about.	55
XIII - Etude du platelage.	57
XIV - Calcul des déformations	65
XV - Joints de chaussée.	67
XVI - Dimensionnement des appareils d'appui	68
XVII - Répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure	70
XVIII - Vérification des appareils d'appui	73
XIX - Etude de la pile.	75
XX - Etude de la culée	82
XXI - Fondation	94
Bibliographie	97

I. INTRODUCTION

L'ouvrage d'art faisant l'objet de notre projet de fin d'étude est un pont à poutres multiples en béton précontraint. Il sera implanté au point kilométrique 2+662,908 de la radiale Oued-Douchaïah et permettra à cette dernière de traverser un chemin de Wilaya.

Le pont est à deux travées isostatiques identiques, sa longueur d'axe en axe de culée est de 54,00 m, la largeur totale du tablier est de 18,50 m et comporte :

- 4 voies de 3,50 m de largeur chacune
- 2 bandes de guidage de 0,50 m de part et d'autre de la chaussée
- 2 trottoirs de largeur 1,75 chacun.

Structure du pont :

L'étude de l'avant projet a donné les caractéristiques suivantes :

1. Le Tablier : Il est constitué par,

. Le Platelage, formé par un hourdis de 20cm recouvert d'une chape d'étanchéité et d'un revêtement en béton bitumineux d'épaisseur totale 8cm.

. La poutraison supporte le platelage et se compose de 13 poutres principales en béton précontraint d'entraxe 1,415m. Le hourdis étant coulé sur place, il est prévu des barres d'amorce sur la table des poutres préfabriquées.

2. Les appuis :

Ainsi sont désignés la pile, les deux culées et les appareils d'appui dont suit une succincte description.

. La culée : élément essentiel dont le mur frontal et les murs en retour sont des voiles en béton armé sur une semelle de fondation rectangulaire fondée sur 2 files de 5 pieux

. La pile : appui intermédiaire entre les deux culées comportant un chevêtre en béton armé supporté par 4 futs circulaires sur une semelle rectangulaire liant une file de 4 pieux.

. Les appareils d'appui : Plaques en élastomère frettés du type GUMBA fixés sur des dés en béton armé (bossages prismatiques).

. Les fondations : De nombreux sondages effectués sur le terrain d'implantation et l'étude du sol ont amené le laboratoire à suggérer des fondations profondes du type pieux forés de 1,20m de diamètre et de portance évaluée à 300t.



II. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES

1. Beton armé

1.1 Beton : le beton utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles C.C.B.A 68 :

- Ciment C.P.A 325
- Dosage du beton 400 kg/m³
- Contrôle strict
- Diamètre des plus gros granulats $G = 25$ mm.

Contraintes admissibles de Compression :

- D'après l'article 94 du C.C.B.A 68 $\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon \cdot \sigma'_{28}$ $\sigma'_{28} = 300$ bars.
- α : Coef qui dépend de la classe de Ciment (dans notre cas $\alpha = 1$)
 - β : Coef qui dépend de la nature du Contrôle ($\beta = 1$ Contrôle strict)
 - γ : Coef dépendant de l'épaisseur relative des éléments et des dimensions des granulats ($\gamma = 1$, $\frac{h_m}{G} > 1$; h_m : épaisseur de la pièce.)
 - δ : dépend du type de sollicitation $\delta = \begin{cases} 0,3 & \text{en compression simple} \\ 0,6 & \text{en flexion simple} \end{cases}$
 - ε : dépend de la forme de la Section et de la nature de la Sollicitation.
 - $\varepsilon = \begin{cases} 1 & \text{en flexion simple pour les sections rectangulaires.} \\ 1 & \text{en compression simple.} \end{cases}$
- Pour les autres cas $0,5 \leq \varepsilon \leq 1$.

Nous avons :

- En Compression Simple : $\bar{\sigma}'_{b_0} = 1 \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 300 = 90$ bars.
- En flexion Simple : $\bar{\sigma}'_b = 1 \times 1 \times 0,6 \times 1 \times 300 = 180$ bars.

Contraintes de référence entrainement : $\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_{28}$

avec $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,0255$

$\bar{\sigma}_b^x = 7,5$ bars

1.2 Aciers :

Contraintes de traction admissible : $\bar{\sigma}_a = \beta_a \sigma_{en}$

- σ_{en} : Contrainte d'élasticité nominale
- $\beta_a = \frac{2}{3}$ pour les sollicitation du 1^{er} genre
- Aciers utilisés : FeE 40 H.A

Diamètre		$\phi \leq 20$ mm	$\phi > 20$ mm
σ_{en}	kg/cm ²	4200	4000
	bars	4120	3920
$\bar{\sigma}_a$	kg/cm ²	2800	2667
	bars	2746	2613

Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration :

Dans le cas où la fissuration sera nuisible à la bonne tenue de l'ouvrage on pourra limiter la contrainte admissible dans les aciers. La valeur maximale de la contrainte dans les aciers sera limitée par la plus grande des 2 valeurs suivantes :

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f}$$

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

- ϕ : diamètre nominal de la plus grosse des barres tendues [mm]
- k : Coef dépendant de l'importance de la fissuration
- $\bar{\sigma}_b$: Contrainte de référence du béton en traction [bars]
- η : Coef de fissuration, $\eta = 1,6$ Pour les aciers H.A
- $\omega_f = \frac{A}{B_f}$: % de fissuration; A : Section totale des barres tendues
 B_f : Section d'enrobage de ces barres.

Contrainte admissible de traction pour les armatures d'âme:
Pour pouvoir utiliser les armatures d'âme droites il faut que la condition suivante soit vérifiée:

$$\begin{cases} \tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b & \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \\ \tau_b \leq (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}) \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}'_b < \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_b \end{cases}$$

Dans ce cas: $\bar{\sigma}_{at} = \text{lat } \bar{\sigma}_{ent}$ avec $\tau_{at} = \begin{cases} \max \{ (1 - \frac{\tau_b}{3 \bar{\sigma}_b}); 2/3 \} & \text{s'il y a} \\ 2/3 & \text{Pas de} \\ & \text{reprise et} \\ & \text{betonnage} \end{cases}$

Contrainte d'adhérence admissible:

$$\bar{\tau}_b = \begin{cases} 2 \psi_d \bar{\sigma}_b & \text{pour les poutres} \\ 2,5 \psi_d \bar{\sigma}_b & \text{pour les dalles et hourdis} \end{cases}$$

avec: ψ_d : Coef de scellement droit ($\psi_d = 1,5$ pour les H.A)
 $\bar{\sigma}_b$: Contrainte de référence du béton.

Homogénéité des résistances aciers-béton:

La résistance du béton doit être en rapport avec celle des armatures
 $\bar{\sigma}'_b > 20(1 + 1,25 \psi_d)$ en bars $\psi_d = 1,5 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 90 > 20(1 + 1,25 \cdot 1,5) = 57,5$ bars

2. Béton précontraint:

2.1 Béton:

Résistance nominale: - Compression: $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$
- Traction: $\sigma_n = \sigma_{28} = 7 + 0,06 \sigma'_{28} = 31 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes admissibles: selon les dispositions de l'IP1 les contraintes sont:

$$\begin{aligned} \text{- en compression } \bar{\sigma}' &= \begin{cases} 0,42 \sigma'_n = 168 \text{ kg/cm}^2 & \text{en service} \\ 0,55 \sigma'_n = 220 \text{ kg/cm}^2 & \text{en Construd} \end{cases} \\ \text{- en traction } \bar{\sigma} &= 0 \text{ (en service)} \end{aligned}$$

2.2 Armatures: les cables utilisés sont du type FT15 III TBR DYWIDAG
L'ancrage est du type actif-actif
les caractéristiques données par les constructeurs sont les suivantes:

Module d'élasticité	$2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$
Contrainte de rupture garantie	18490 kg/cm^2
Contrainte caractéristique de déformation garantie	14800 kg/cm^2
Section utile d'un cable	$9,73 \text{ cm}^2$
Diamètre intérieur de la gaine	$6,01 \text{ cm}$
Diamètre extérieur de la gaine	$6,6 \text{ cm}$
Coef de frottement cable-gaine	$\mu = 0,002$
Perte de tension relative par mètre	$f = 0,18$
Perte par blocage d'ancrage	$g = 9 \text{ mm}$
rayon de courbure minimum du cable	$R_{min} = 500 \text{ cm}$
Relaxation à 1000 heures	$S_{1000} = 0,03$
Relaxation à 3000 heures	$S_{3000} = 0,036$

III. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE

Dimensionnement :

- Pour une poutre ayant une portée $L \geq 20m$, la limitation de la hauteur totale peut se faire à partir de la double inégalité :

$$\frac{L}{20} - 0,20 \leq h_t \leq \frac{L}{20} + 0,5 \quad [m] \quad (1)$$

Comme nous avons $L = 27,45m$: $1,32 \leq h_t \leq 2,02$ (1) est vérifiée.

- L'épaisseur de l'âme doit être t_g : $e \geq \frac{h_t}{40} + 9$ [cm] (2)
 Dans notre cas : $\frac{h_t}{40} + 9 = 11,25 < e = 18cm$ donc (2) vérifiée.

Notations :

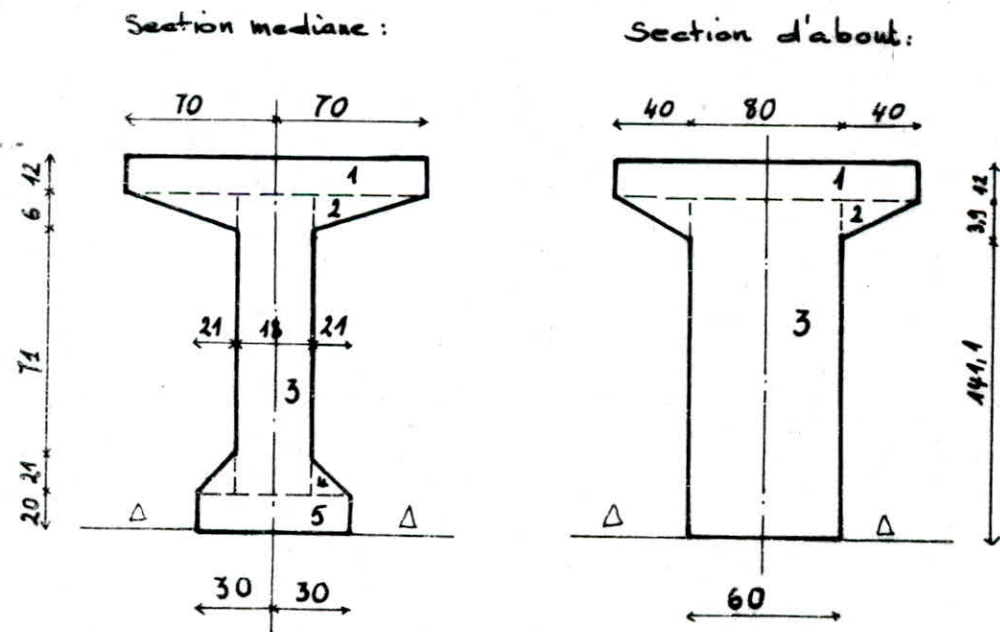
- (0-0) : L'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.
 le moment d'inertie sera calculé à l'axe (0-0) soit I_0
- S_Δ : Moment statique de la Section totale/axe (0-0)
- $V' = \frac{S_\Delta}{B}$: Distance du C.D.G à la fibre inférieure
- B : Aire totale du béton d'une Section
- I_0 : Moment d'inertie propre de la Section
- Z : Distance du C.D.G de la Section à l'axe.

$$Z' = \begin{cases} Z \\ \frac{2}{3}Z \end{cases} \text{ Selon le cas de façon à avoir } I_0 = S_\Delta \cdot Z'$$

β : Coef de rendement ; i^2 = rayon de giration

$I_\Delta = I_0 + S_\Delta Z'$ Pour les section dont le côté infé ne coïncide pas avec (0-0)

Poutre Seule :



Section	Dimension cm. cm	B (cm ²)	z (cm)	S ₀ = zB (cm)	z' (cm)	I ₀ (cm ⁴)
1	140 × 12	1680	124	208320	124	25851840
2	61 × 6	366	116	42456	116	4925262
3	118 × 18	2124	59	125316	78,7	9862369
4	21 × 21	441	27	11907	27	326891
5	20 × 21	840	10	8400	13,33	111972
Σ		5451		396399		41078334

$$V' = \frac{S_0}{B} = 72,72 \text{ cm}, \quad V = 57,28 \text{ cm}, \quad I = I_0 - V'S_0 = 1,2252 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$W' = \frac{I}{V'} = 168484,6 \text{ cm}^3, \quad W = \frac{I}{V} = 213937,5 \text{ cm}^3$$

$$i^2 = \frac{I}{B} = 213937 \quad f = \frac{i^2}{VV'} = 0,53.$$

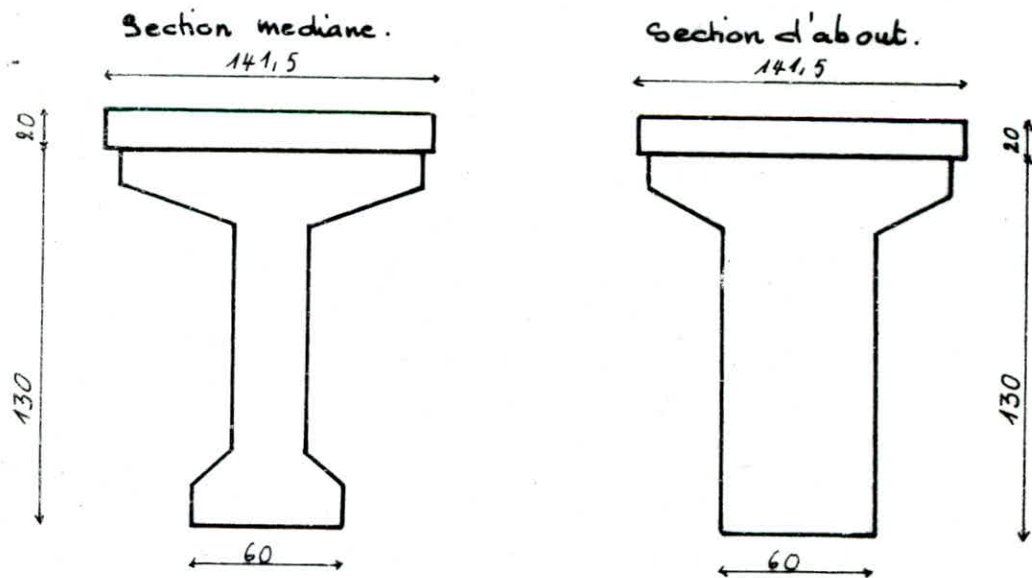
Section d'about:

Section	Dimension cm. cm	B (cm ²)	z (cm)	S ₀ = Bz (cm)	z' (cm)	I ₀ (cm ⁴)
1	140 × 12	1680	124	208320	124	25851840
2	40 × 3,9	156	116,7	18205,2	116,7	2124612,8
3	118 × 60	7080	59	417720	78,67	32862032
Σ		8916		644245		60838485

$$V' = 72,26, \quad V = 57,74 \text{ cm}, \quad I = 197693,42 \text{ cm}^4,$$

$$W = 247407,8 \text{ cm}^3 \quad i^2 = 1602,21, \quad f = 0,38.$$

Poutre + Hourdis:



Section mediane:

Designation	B (cm ²)	Z (cm)	S ₀ = bz (cm ³)	Z' (cm)	I ₀ (cm ⁴)
Poutre	5451		396399		41078334
Hourdis	2830	140	396200	140	55560000
Σ	8281		792599		96638330

$$V' = 95,71 \text{ cm}, \quad V = h_f - V' = 54,29 \text{ cm}, \quad I = 0,2077868 \cdot 10^8 \text{ cm}^4, \quad W = 382734 \text{ cm}^3$$

$$i^2 = 2509, \quad \rho = 0,48.$$

Section d'about:

Designation	B (cm ²)	Z (cm)	S ₀ = bz (cm ³)	Z' (cm)	I ₀ (cm ⁴)
Poutre	8916		644245,2		60838400
hourdis	2815	140	394100	140	55266000
Poutre + hourdis	11731		1038345		116106400

$$V' = 88,58 \text{ cm}, \quad V = 61,42 \text{ cm}, \quad I = 0,24175 \cdot 10^8 \text{ cm}^4, \quad W = 272920,95 \text{ cm}^3$$

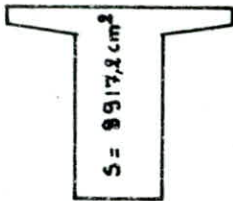
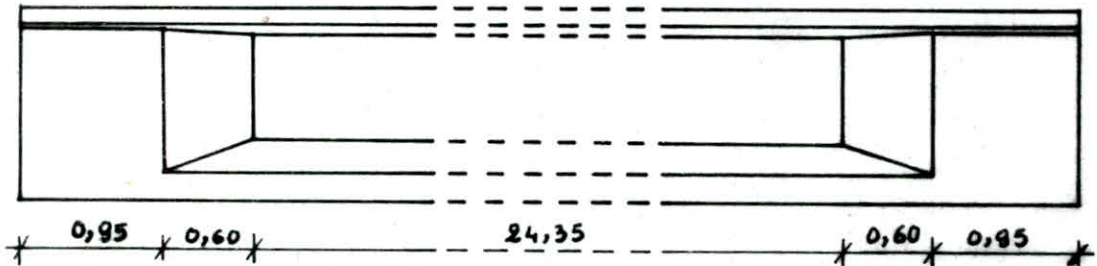
$$W = 393606,93 \text{ cm}^3, \quad i^2 = 2058, \quad \rho = 0,37$$

IV. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

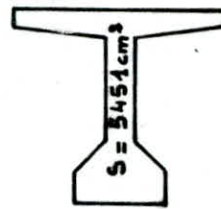
1. CHARGES PERMANENTES

a. Ossature résistante:

- Poutres: Soit g_1 le poids des poutres.



Section à l'about



Section en travée.

$$g_1 = 13 \times \frac{0,89172 \times (2 \times 0,95 + 0,60) + 0,5451 \times (24,35 + 0,60)}{26,45} \times 2,5 = 19,45 \text{ t/ml}$$

- Dalle: Soit g_2 le poids propre de la dalle.

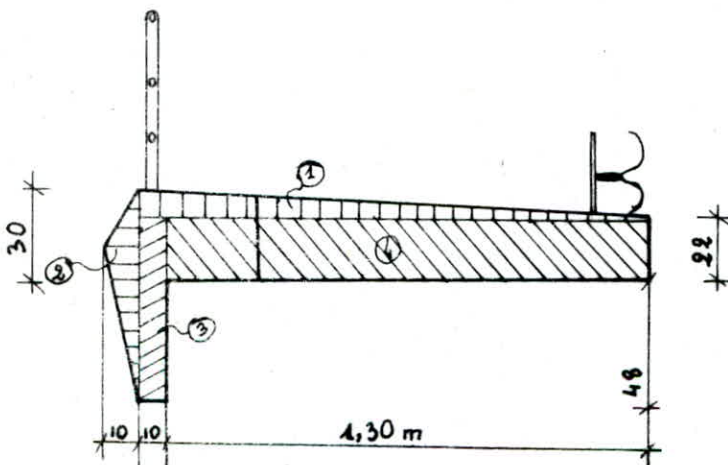
$$g_2 = 0,20 \times 18,38 \times 2,5 = 9,19 \text{ t/ml}$$

$$g_1 + g_2 = 19,45 + 9,19 = 28,64 \text{ t/ml}$$

b. Superstructure:

- Revêtement bitumé: $0,08 \times 15 \times 2,2 = 2,64 \text{ t/ml}$ (la masse volumique étant prise égale à $2,2 \text{ t/m}^3$)

- Corniche et trottoir:



$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = \frac{0,08 \times 1,65}{2} + \frac{0,70 \times 0,10}{2} + 0,10 \times 0,60 + 1,55 \times 0,22 = 0,50 \text{ m}^2$$

$$2,5 \times S = 2,5 \times 0,50 = 1,25 \text{ t/ml}$$

- Garde corps + glissière de sécurité : 0,15 t/ml

$$g_3 = 2,64 + 2 \times (1,25 + 0,15) = 5,44 \text{ t/ml}$$

$$g = g_1 + g_2 + g_3 = 19,45 + 9,19 + 5,44 = 34,08 \text{ t/ml}$$

2. SURCHARGES REGLEMENTAIRES

Conformément au cahier de prescriptions communes du ministère des travaux publics et de la construction (Fascicule 61 titre II : "Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art")

1. Caractéristiques du pont :

a/ Largeur chargeable :

la largeur roulable est $l_r = 15 \text{ m}$

Compte tenu de la présence de glissières de sécurité de part et d'autre de la chaussée, la largeur chargeable l_c sera déduite de la largeur roulable l_r en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque glissière :

$$l_c = l_r - 2 \times 0,50 \Rightarrow l_c = 14 \text{ m}$$

b/ Nombre de voies :

Par convention, c'est la partie entière du quotient par 3 de la largeur chargeable exprimée en mètres.

$$\frac{l_c}{3} = 4,66 \Rightarrow N = 4 \text{ voies}$$

c/ largeur d'une voie : $l_v = \frac{l_c}{N} = \frac{14}{4} \Rightarrow l_v = 3,50 \text{ m}$.

d/ Classe du pont

$l_r = 15 \text{ m} \geq 7 \text{ m} \Rightarrow$ Pont de première classe.

2. Surcharges sur chaussée

a/ Système de surcharge A

C'est une charge uniformément répartie exprimée en kilogrammes par mètre-carré donnée par la formule suivante :

$$A = K \cdot A_L \cdot \frac{l_0}{l_v}$$

avec :

- K : coefficient donné en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées.
- A_L : exprimée en kilogrammes par mètre carré et donnée en fonction de la longueur chargée l exprimée en mètres par la formule suivante :

$$A_L = 230 + \frac{36000}{l + 12}$$
 (Dans notre cas $l = 26,45 \text{ m}$) $A_L = 1166,28 \text{ kg/m}^2$
- l_0 : largeur donnée en fonction de la classe du pont ; pour les ponts de première classe, elle est égale à 3,50 m.
- l_v : largeur d'une voie.

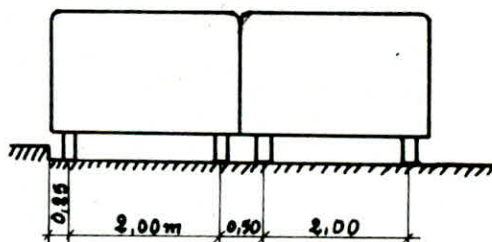
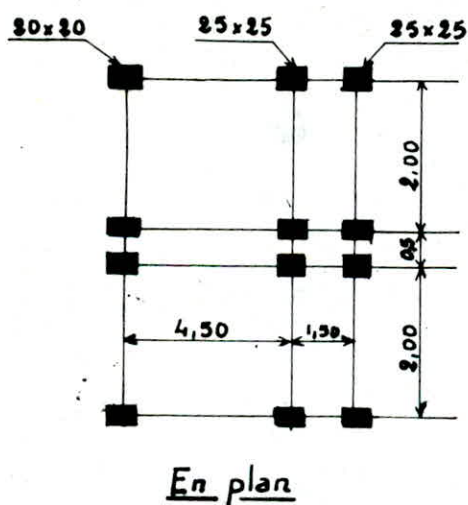
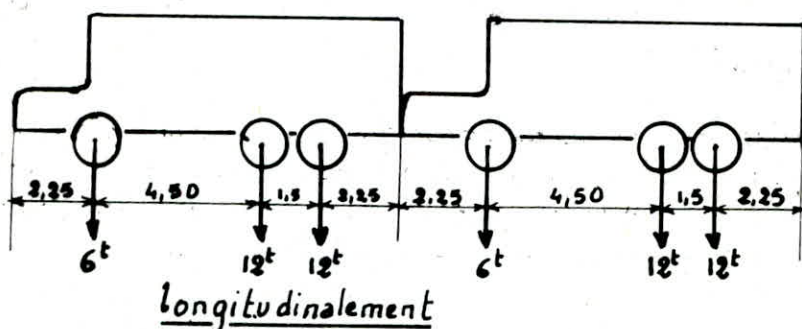
Nous résumons dans le tableau donné ci-après les valeurs de la surcharge A en fonction du nombre de voies de chaussée chargées.

Nombre de voies chargées	K	A (kg/m ²)
1	1	1166,28
2	1	1166,28
3	0,9	1049,65
4	0,75	874,71

b/ Système de surcharges B.

C'est un système de charges roulantes et concentrées. Il comprend 3 systèmes distincts:

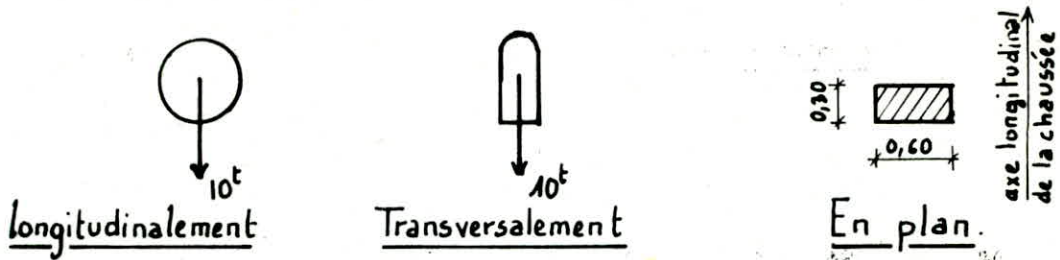
- le système Bc : qui se compose de camions types. Il sera disposé sur la chaussée dans le sens transversal autant de convois qu'il y a de voies de circulation sans pour autant empiéter sur les bandes de 0,50 m aux abords de la chaussée. Dans le sens longitudinal, le nombre de camions à disposer est limité à deux.



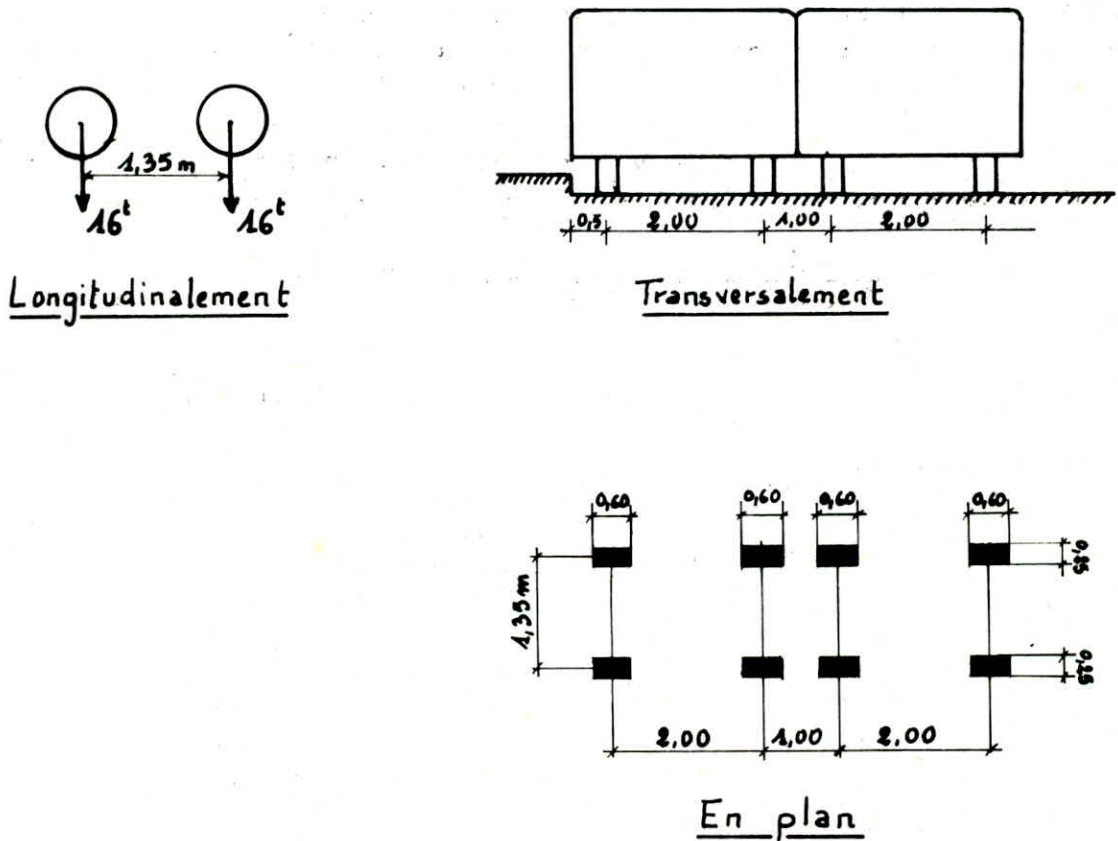
Les surcharges Bc sont pondérables par un coefficient b_c qui est donné en fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées. Pour les ponts de première classe les valeurs de b_c sont les suivantes :

nombre de files	1	2	3	4	≥ 5
b_c	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7

- le système B_r : qui se compose d'une roue isolée de masse 10^t. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé de côté transversal mesurant 0,60 m et de côté longitudinal égal à 0,30 m. Elle pourra être disposée n'importe où sur la chaussée.



- le système B_t : Il se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems. Un tandem du système B_t comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques ; la masse de chaque essieu est de 16^t. Chaque tandem est supposé circuler dans une bande de chaussée de 3m de largeur. Dans le sens transversal on ne pourra disposer, au maximum, que deux tandems de front occupant des bandes de chaussée pouvant être contigües ou séparées de manière à produire l'effet le plus défavorable. Dans le sens longitudinal on ne pourra disposer qu'un tandem B_t par bande de chaussée.



Le système B_t ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classes. Cette surcharge est pondérable par un coefficient b_t fonction de la classe du pont: (b_t = 1 pour les ponts de première classe)

- Coefficient de majoration dynamique pour le système B :

Ce coefficient est donné, pour un élément d'ouvrage, par la formule suivante :

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

avec: L: longueur exprimée en mètres
P: Charge permanente
S: Surcharge maximale B.

* Coefficient δ applicable aux poutres multiples:

L = 26,45 m (longueur de la travée)

P = $q \times L = 34,08 \times 26,45 = 901,42$ t (poids total du tablier)

S = $b_c \times (4 \text{ camions } B_c) = b_c \times (4 \text{ convois } B_c)$
= $0,8 \times 240 = 192$ t

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 26,45} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{901,42}{192}} \Rightarrow \delta = 1,097$$

** Coefficient δ applicable à la dalle du tablier:

Soit l la distance entre-axes des poutres de rive $l = 1,415 \times 12 = 16,98$ m

la largeur roulable $l_r = 15$ m

$\max(l_r, l) = 16,98$ m on considèrera donc $l = 16,98$ m que l'on comparera à $L = 26,45$ m qui est la portée de notre pont.

$\min(l; L) = 16,98$ m on prendra donc $L = 16,98$ m

P = $(g_1 + g_2) \times L = 14,64 \times 16,98 = 248,59$ t

S = $b_c \times (4 \text{ convois } B_c) = 192$ t

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 16,98} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{248,59}{192}} \Rightarrow \delta = 1,188$$

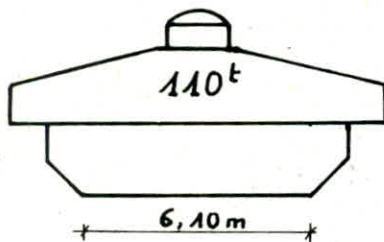
c/ Surcharges militaires:

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation de convois militaires, les ponts qui s'y trouvent doivent être calculés en conséquence. Pour ce faire le règlement prévoit deux types de convois: M80 et M120. Chaque type se compose de deux systèmes distincts M_c et M_e , chaque système étant exclusif de toute autre surcharge routière.

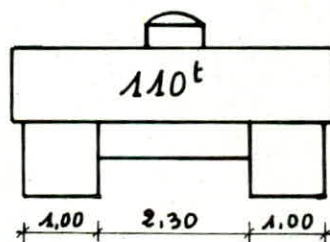
Dans notre étude nous nous intéresseront uniquement au système $M_c 120$.

Système $M_c 120$

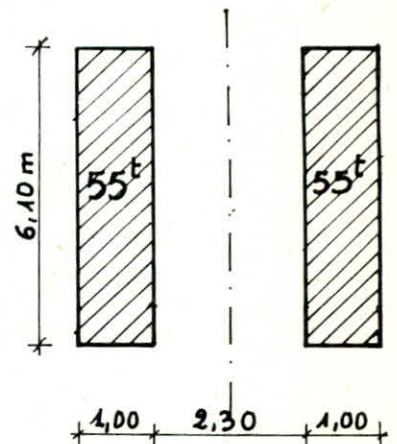
C'est un véhicule type à chenille



Longitudinalement



Transversalement



En plan.

Les véhicules $M_c 120$ peuvent circuler en convoi, dans le sens transversal un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal le nombre de véhicules est illimité et la distance entre deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre deux points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50 m.

Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de

celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable, sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 m réservées le long des dispositifs de sécurité.

Les majorations dynamiques sont applicables aux charges militaires.

* Coefficient δ applicable aux poutres multiples :

$$L = 26,45 \text{ m}$$

$$P = 901,42 \text{ t}$$

$$S = 110 \text{ t} \quad (\text{On ne pourra placer qu'un seul véhicule M4120 sur la travée})$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 26,45} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{901,42}{110}} \Rightarrow \delta = 1,083$$

** Coefficient δ applicable à la dalle du tablier :

$$L = 16,98 \text{ m}$$

$$P = 248,59 \text{ t} \quad \left. \begin{array}{l} L = 16,98 \text{ m} \\ P = 248,59 \text{ t} \end{array} \right\} \text{ déjà calculés}$$

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

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 16,98} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{248,59}{110}} \Rightarrow \delta = 1,151$$

d) Surcharges exceptionnelles (Convoi type D)

Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 t de poids total. Ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de large et 18,60 m de long.

e) Surcharges sur les trottoirs :

Ces surcharges n'ont pas à être affectées d'un coefficient de majoration dynamique.

Les surcharges à considérer sont différentes suivant que l'on envisage le calcul du tablier (Surcharges locales) ou le calcul des poutres principales (Surcharges générales)

Pour le calcul du tablier, il sera considéré successivement :

- Une surcharge uniforme de 450 kg/m² est supportée par les trottoirs de tous les ouvrages y compris les bandes éventuelles de séparation des chaussées et des pistes cyclables. Elle est prise en compte pour le calcul de tous les éléments des couvertures et des tabliers. Elle est disposée tant en longueur qu'en largeur pour produire l'effet maximal envisagé. Ses effets peuvent éventuellement se cumuler avec ceux du système B ou des charges militaires.

- Sur les trottoirs en bordure d'une chaussée, il y a lieu de disposer dans la position la plus défavorable pour l'élément considéré une roue isolée de 6 t dont la surface d'impact est un carré de 0,25 m de côté. Ses effets ne sont pas cumulable avec ceux des autres surcharges de chaussée ou de trottoirs.

Pour le calcul des poutres principales, il sera appliqué sur les trottoirs une surcharge uniforme de 150 kg/m² de façon à produire l'effet maximal envisagé. Dans le sens de la largeur, chaque trottoir est chargé dans sa totalité, mais les deux trottoirs, s'il y en a deux, peuvent n'être pas chargés simultanément. Dans le sens de la longueur, les zones chargées sont choisies de la manière la plus défavorable.

V. CALCUL DES EFFORTS SOUS LES CHARGES ET SURCHARGES

Notre pont se constituant de deux travées identiques, nous effectuerons les calculs pour une seule travée sachant que les résultats obtenus pour l'une restent parfaitement valables pour l'autre.

Sous l'effet des charges permanente, surcharge A, surcharge de trottoirs, surcharge militaire Mc120 et surcharge exceptionnelle D, le moment maximum longitudinal sera obtenu à mi-travée. Par contre, pour le système Bc, le moment maximal sera engendré dans une section "S" qu'il faudra déterminer.

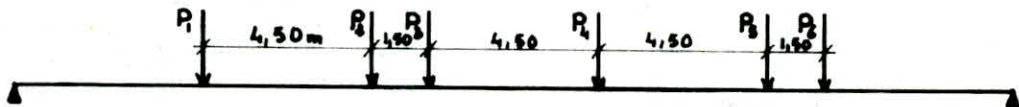
L'effort tranchant maximum sera obtenu sur appui pour tous les cas de charge.

Les efforts longitudinaux seront déterminés au droit des sections : 0 (à l'appui), $L/8$, $L/4$, $3L/8$, S , et $L/2$ où L désigne la longueur de la travée.

Détermination de la position de "S"

Pour cela, considérons une file de roue du convoi Bc sur notre travée et Appliquons le théorème de Barré.

Énoncé du théorème: Le moment fléchissant dû aux charges mobiles sera maximum au droit d'une charge P_i lorsque cette charge et la résultante R de toutes les charges appliquées seront symétriques par rapport à l'axe de la poutre.



$$R = \sum_{i=1}^6 P_i = 30 \text{ t}$$

Pour une charge P_i pouvant engendrer le moment maximum, le chargement doit vérifier la double inéquation $\sum_{i=1}^i P_i \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{i=1}^i P_i$.

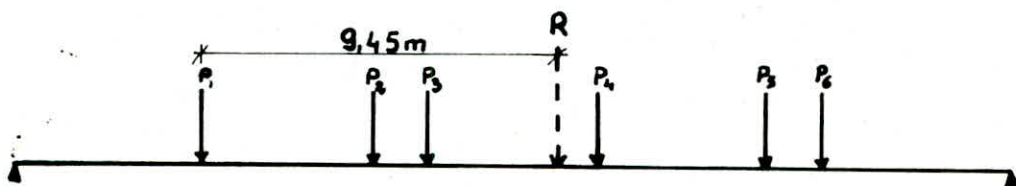
P_1 :	$0 \leq 15 \leq 3$	non
P_2 :	$3 \leq 15 \leq 9$	non
P_3 :	$9 \leq 15 \leq 15$	oui
P_4 :	$15 \leq 15 \leq 18$	oui
P_5 :	$18 \leq 15 \leq 24$	non
P_6 :	$24 \leq 15 \leq 30$	non

Il apparaît que l'une des deux charges P_3 ou P_4 est en mesure de produire le moment maximum.

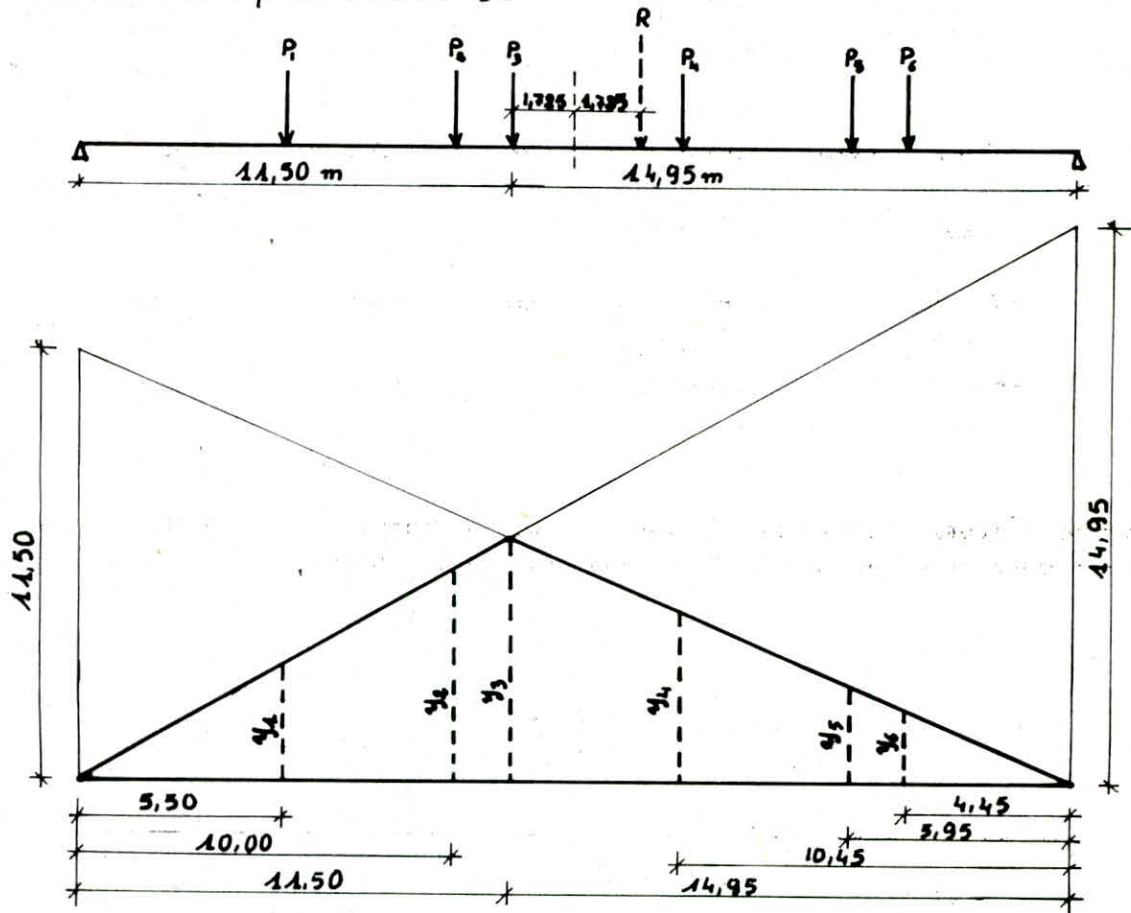
Cherchons le point d'application de la résultante R en prenant comme origine le point d'application de P_1 .

$$R \cdot x_R = \sum_{i=1}^6 P_i \cdot x_i \Rightarrow x_R = \frac{1}{R} \sum_{i=1}^6 P_i \cdot x_i$$

$$x_R = \frac{3 \times 0 + 6 \times 4,5 + 6 \times 6 + 3 \times 10,5 + 6 \times 15 + 6 \times 16,5}{30} \Rightarrow x_R = 9,45 \text{ m.}$$



* Plaçons la charge P_3 symétrique à la résultante R par rapport à la section médiane de la travée et traçons la ligne d'influence du moment flechissant pour la section au droit de laquelle se situe P_3 .



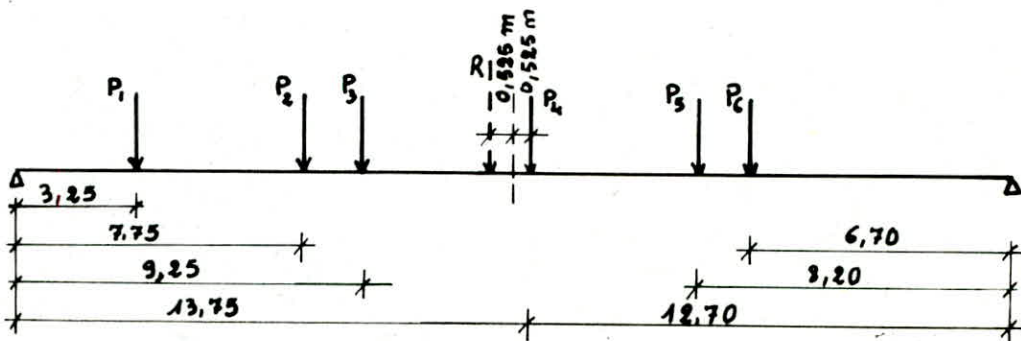
$$M = \sum_{i=1}^6 P_i \cdot y_i$$

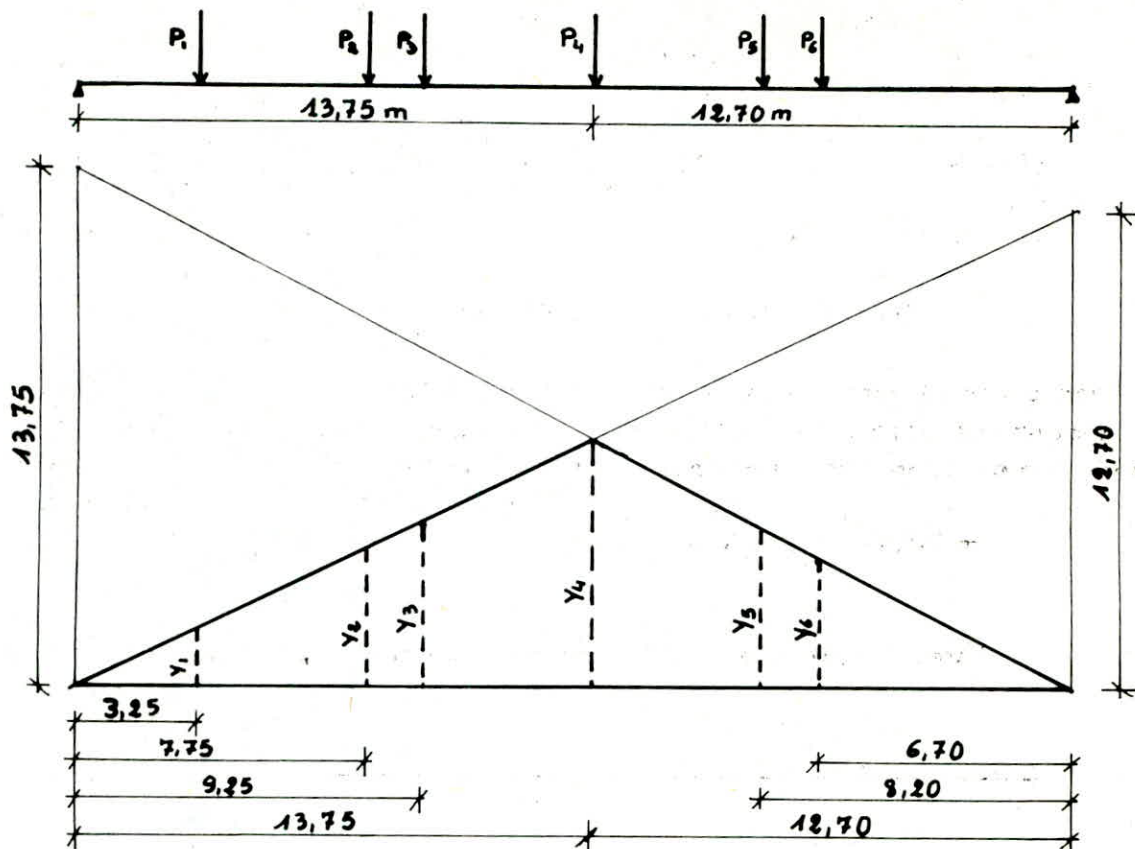
$$\frac{14,95}{26,45} = \frac{y_1}{5,50} = \frac{y_2}{10} = \frac{y_3}{11,50} \Rightarrow \begin{matrix} y_1 = 3,11 \\ y_2 = 5,65 \\ y_3 = 6,50 \end{matrix} \quad \text{avec } \begin{matrix} P_1 = 3 \text{ t} \\ P_2 = 6 \text{ t} \\ P_3 = 6 \text{ t} \end{matrix}$$

$$\frac{11,50}{26,45} = \frac{y_4}{10,45} = \frac{y_5}{5,95} = \frac{y_6}{4,45} \Rightarrow \begin{matrix} y_4 = 4,54 \\ y_5 = 2,59 \\ y_6 = 1,93 \end{matrix} \quad \begin{matrix} P_4 = 3 \text{ t} \\ P_5 = 6 \text{ t} \\ P_6 = 6 \text{ t} \end{matrix}$$

d'où $M = 123,00 \text{ t.m.}$

* Calculons maintenant le moment dans la section au droit de laquelle on place P_4 , cette dernière étant disposée symétriquement à R par rapport à la section médiane de la travée.





$$\frac{12,70}{26,45} = \frac{y_1}{3,25} = \frac{y_2}{7,75} = \frac{y_3}{9,25}$$

$$\Rightarrow y_1 = 1,56 \quad \text{avec } P_1 = 3t$$

$$y_2 = 3,72 \quad P_2 = 6t$$

$$y_3 = 4,44 \quad P_3 = 6t$$

$$\frac{13,75}{26,45} = \frac{y_4}{12,70} = \frac{y_5}{8,20} = \frac{y_6}{6,70}$$

$$\Rightarrow y_4 = 6,60 \quad P_4 = 3t$$

$$y_5 = 4,26 \quad P_5 = 6t$$

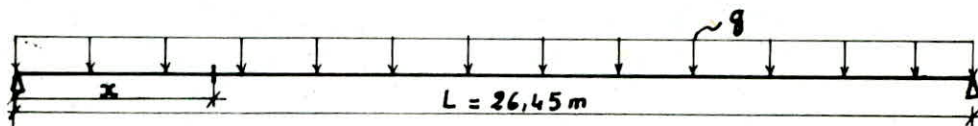
$$y_6 = 3,48 \quad P_6 = 6t$$

$$M = \sum_{i=1}^6 P_i \cdot y_i \Rightarrow M = 119,94 \text{ t.m. } (< 123,00 \text{ t.m.})$$

Il apparaît donc que la section au droit de laquelle nous avons placé la charge P_3 symétriquement à la résultante R de toutes les charges par rapport à la section médiane de la travée est la section dangereuse cherchée. Sa position est donc $x_3 = 11,50 \text{ m}$ à partir de l'appui.

$$x_3 = \frac{11,50}{26,45} L \Rightarrow x_3 = 0,43 L = 11,50 \text{ m}$$

1. Efforts dues aux charges permanentes: ($g = 34,08 \text{ t/ml}$)



Pour une charge uniformément répartie g sur toute la travée et pour une section quelconque située à une distance x de l'appui, le moment fléchissant est donné par:

$$M(x) = g \frac{x}{2} (L-x) \quad \text{Il est maximum pour } x = \frac{L}{2}$$

l'effort tranchant:

$$T(x) = g \left(\frac{L}{2} - x \right) \quad \text{Il est maximum pour } x = 0$$

x étant une fraction de L , posons $x = mL$ (Dans notre cas m prend les valeurs: 0, 0,125, 0,25, 0,375, 0,43, et 0,50). Les formules deviennent:

$$M(mL) = m(1-m)q\frac{L^2}{2} \quad \text{et} \quad T(mL) = (0,5-m)gL$$

Nous résumons dans le tableau ci-dessous les résultats obtenus pour les différentes sections considérées.

Section	0	0,125L	0,25L	0,375L	0,43L	0,50L
M (t.m)	0	1303,88	2235,23	2794,04	2929,60	2980,31
T (t)	450,71	338,03	225,35	112,68	59,79	0

2. Surcharge A:

Si nous désignons par q_A l'intensité en t/ml due à l'application de A alors $q = N.l_v.A$ ou N désigne le nombre de voies chargées et l_v la largeur d'une voie (3,50m).

$$M(mL) = m(1-m).q_A \frac{L^2}{2} \quad T(mL) = (0,5-m).q_A L$$

Nous déterminerons les efforts pour les différents cas de chargement de la chaussée (1 voie chargée, 2 voies, 3 voies puis 4 voies). Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau qui suit.

	A (kg/m²)	q_A (t/ml)	Section	0	0,125L	0,25L	0,375L	0,43L	0,50L
1 voie chargée	1166,28	4,08	M (t.m)	0	156,10	267,60	334,50	350,73	356,97
			T (t)	53,98	40,47	26,98	13,49	7,04	0
2 voies	1166,28	8,16	M (t.m)	0	312,20	535,20	668,99	701,45	713,94
			T (t)	107,97	80,94	53,96	26,98	14,08	0
3 voies	1049,65	11,02	M (t.m)	0	421,62	722,78	903,47	947,31	963,82
			T (t)	145,76	109,30	72,87	36,43	19,01	0
4 voies	874,71	12,25	M (t.m)	0	468,68	803,45	1004,31	1053,04	1070,91
			T (t)	161,95	121,50	81,00	40,50	21,13	0

3. Surcharge Bc:

Pour une section quelconque, la charge P_k produisant l'effort maximal est celle qui vérifie les deux inégalités suivantes:

$$* \frac{\sum_{i=1}^k P_i}{a} \geq \frac{\sum_{i=1}^m P_i}{b} \quad \text{lorsque } P_k \text{ est placée à gauche de la section.}$$

$$* \frac{\sum_{i=1}^{k-1} P_i}{a} < \frac{\sum_{i=1}^m P_i}{b} \quad \text{lorsque } P_k \text{ est placée à droite.}$$

a et b étant les distances des appuis de la section considérée ($a+b=L$)

Si l'on considère une file de roues Bc et l'on pose $a = mL$ donc $b = (1-m)L$

$\sum_{i=1}^m P_i = 30t$, les deux inégalités deviennent:

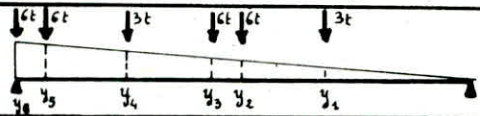
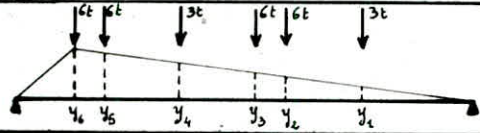
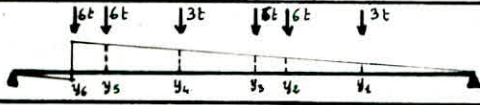
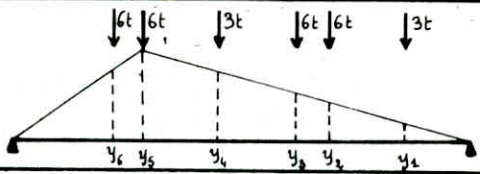
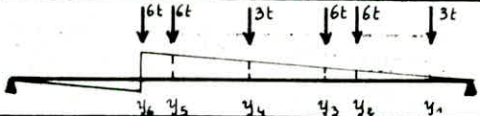
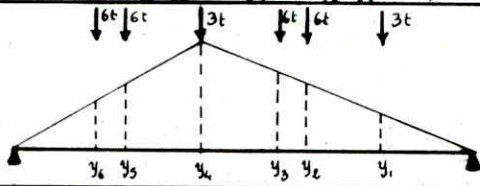
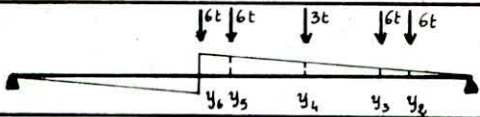
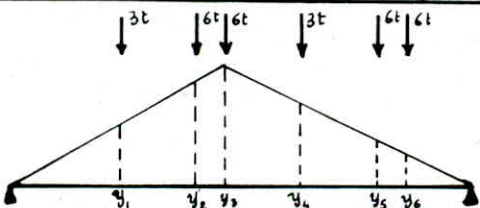
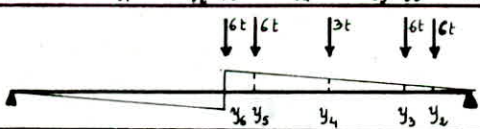
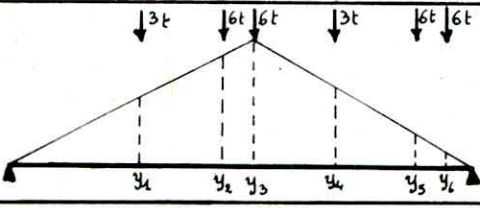
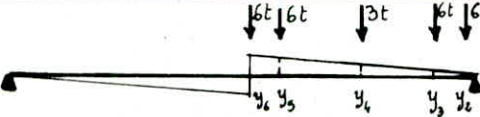
$$\sum_{i=1}^k P_i \geq 30 \frac{m}{1-m}$$

$$\sum_{i=1}^{k-1} P_i < 30 \frac{m}{1-m}$$

Une fois la charge produisant le moment maximum déterminée, on place le chargement Bc de manière à faire coïncider la dite charge avec la section considérée et l'on détermine les ordonnées y_i sur la ligne d'influence de la section

au droit des charges P . Le moment maximum sera $M = \sum P_i \cdot y_i$.

Dans un premier tableau nous résumerons les résultats obtenus ainsi que la disposition des charges correspondantes et cela pour une file de roues Bc et pour toutes les sections considérées.

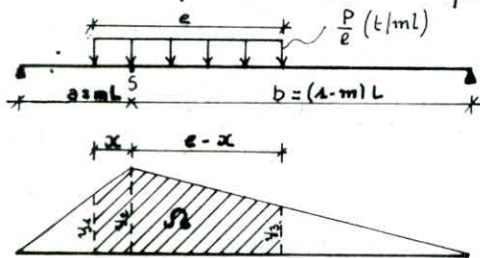
Section		Position défavorable du chargement	Effort max
0	M	Pour n'importe quelle position	0
	T	 $y_1 = 0,38$ $y_4 = 0,77$ $y_2 = 0,55$ $y_5 = 0,94$ $y_3 = 0,60$ $y_6 = 1,00$	22,00 t
L/8	M	 $y_1 = 0,83$ $y_4 = 2,14$ $y_2 = 1,39$ $y_5 = 2,71$ $y_3 = 1,58$ $y_6 = 2,89$	60,35 t.m
	T	 $y_4 = 0,25$ $y_1 = 0,65$ $y_6 = 0,42$ $y_5 = 0,82$ $y_3 = 0,48$ $y_2 = 0,88$	18,25 t
L/4	M	 $y_1 = 1,21$ $y_4 = 3,83$ $y_2 = 2,33$ $y_5 = 4,96$ $y_3 = 2,71$ $y_6 = 3,83$	98,16 t.m
	T	 $y_1 = 0,13$ $y_4 = 0,52$ $y_2 = 0,30$ $y_5 = 0,69$ $y_3 = 0,35$ $y_6 = 0,75$	14,50 t.
3L/8	M	 $y_1 = 2,26$ $y_4 = 6,20$ $y_2 = 3,95$ $y_5 = 3,39$ $y_3 = 4,51$ $y_6 = 2,45$	111,16 t.m
	T	 $y_1 = 0,17$ $y_4 = 0,40$ $y_2 = 0,23$ $y_5 = 0,57$ $y_3 = 0,23$ $y_6 = 0,63$	10,75 t
S	M	 $y_1 = 3,11$ $y_4 = 4,54$ $y_2 = 5,65$ $y_5 = 2,59$ $y_3 = 6,50$ $y_6 = 1,93$	123,00 t.m
	T	 $y_1 = 0,11$ $y_4 = 0,34$ $y_2 = 0,17$ $y_5 = 0,51$ $y_3 = 0,17$ $y_6 = 0,57$	9,14 t
L/2.	M	 $y_1 = 3,61$ $y_4 = 4,36$ $y_2 = 5,86$ $y_5 = 2,11$ $y_3 = 6,61$ $y_6 = 1,36$	119,63 t.m
	T	 $y_1 = 0,05$ $y_4 = 0,27$ $y_2 = 0,10$ $y_5 = 0,44$ $y_3 = 0,10$ $y_6 = 0,50$	7,38 t.

Dans un deuxième tableau nous résumons les efforts obtenus pour les différents cas de chargement de la chaussée; les valeurs consignées étant majorées, pondérées.

		Section	0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
S = 1,097	1 convoi bc = 1,2	S. bc. M (t.m)	0	158,89	258,44	292,66	323,83	314,95
		S. bc. T (t)	57,92	48,05	38,18	28,30	24,06	19,43
	2 convois bc = 1,1	S. bc. M (t.m)	0	294,30	473,80	536,55	593,70	577,41
		S. bc. T (t)	106,19	88,09	69,99	51,89	44,12	35,62
	3 convois bc = 0,95	S. bc. M (t.m)	0	377,36	613,78	695,07	769,11	748,00
		S. bc. T (t)	137,56	114,12	90,67	67,22	57,17	46,15
	4 convois bc = 0,8	S. bc. M (t.m)	0	423,71	689,16	780,43	863,56	839,86
		S. bc. T (t)	154,46	128,13	101,80	75,47	64,17	51,81

4. Surcharge militaire $M_c 120$:

Determination de la position la plus défavorable pour une charge uniforme sur une distance e pour une section quelconque sur la longueur du pont.



$$y_1 = \frac{b(e-x)}{L}, \quad y_2 = \frac{ab}{L}, \quad y_3 = \frac{a(b-e+x)}{L}$$

$$\text{d'où } \Omega = -\frac{x^2}{2} + \frac{ae}{L}x + \frac{ae}{L}\left[b - \frac{e}{2}\right]$$

$$\Omega = \Omega_{\max} \Rightarrow \frac{d\Omega}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{ae}{L} = me$$

Donc pour une position quelconque de la section $\Omega = m(1-m)(L - \frac{e}{2})e$ ce qui entraîne $M = \frac{P}{e} \cdot \Omega = m(1-m)(L - \frac{e}{2})P$.

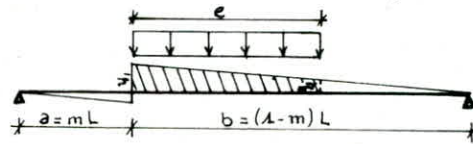
Pour l'effort tranchant:

$$y_1 = (1-m)$$

$$y_2 = 1 - m - \frac{e}{L}$$

$$\Omega = \left[1 - m - \frac{e}{2L}\right]e \Rightarrow T = \left(1 - m - \frac{e}{2L}\right)P \quad \text{si } e \leq b$$

$$\text{si } e > b \text{ alors } \Omega = (1-m)^2 \frac{L}{2} \Rightarrow T = (1-m)^2 \frac{L}{2e} \cdot P$$



Les valeurs pour les différentes sections sont majorées par 8 et consignées dans le suivant tableau. ($e = 6,10 \text{ m}$, $P = 110 \text{ t}$)

		Section	0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
S = 1,093	S. M (t.m)	0	304,90	522,68	653,35	685,05	696,91	
	S. T (t)	105,39	90,50	75,61	60,72	53,60	45,83	

5. Surcharge exceptionnelle D

Avec les mêmes formules en considérant $e = 18,60 \text{ m}$ et $P = 240 \text{ t}$.

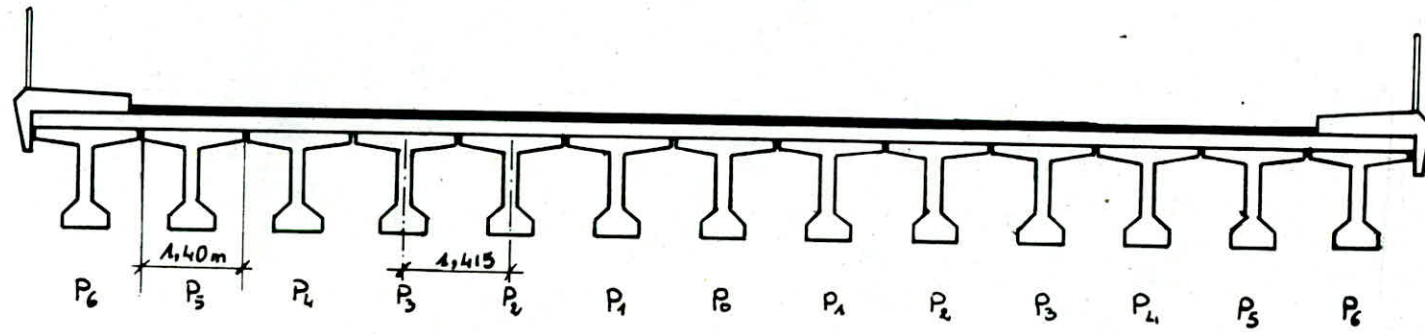
		Section	0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
M (t.m)		0	450,19	774,75	964,69	1011,49	1029	
T (t)		155,61	125,61	95,61	65,61	54,52	42,66	

6. Surcharge de trottoirs

Pour le calcul des poutres principales on considèrera la surcharge uniforme de 150 kg/m^2 .

Pour une section quelconque $M = m(1-m)q\frac{L^2}{8}$ $T = (0,5-m)qL$

	q (t/ml)	Section	0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
1 trottoir chargé	0,225	M (t.m)	0	8,61	14,76	18,45	19,34	19,68
		T (t)	2,98	2,23	1,49	0,74	0,39	0
2 trottoirs chargés	0,450	M (t.m)	0	17,22	29,51	36,89	38,69	39,35
		T (t)	5,95	4,46	2,98	1,49	0,77	0



VI. REPARTITION DES EFFORTS SUR LES POUTRES

1. RIGIDITE D'UNE ENTRETOISE

La rigidité relative d'une entretoise a été définie par M. GUYON par la relation suivante:

$$r = \frac{n a}{2 L} \sqrt[4]{\frac{I_p}{I_E}} \quad \text{avec}$$

- n: nombre total des poutres principales.
- a: distance entre deux poutres principales.
- L: portée des poutres principales.
- I_p : moment d'inertie propre d'une poutre principale.
- I_E : moment d'inertie propre d'une entretoise.

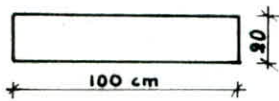
Si $r < 0,3$ la rigidité de l'entretoise est infinie (l'entretoise est absolument rigide et il n'est pas tenu compte de l'effet de résistance du pont à la torsion). Dans ce cas, la méthode de M. COURBON est généralement utilisée.

Si $r \gg 0,3$ il sera alors tenu compte de la rigidité réelle de l'entretoise et la méthode GUYON-MASSONNET est toute indiquée pour le calcul de ce pont.

Dans notre cas: $n = 13$ $a = 1,415 \text{ m}$ $L = 26,45 \text{ m}$

$$I_p = 1,2252 \cdot 10^7 \text{ cm}^4 \quad (\text{section médiane})$$

Notre pont ne comportant pas d'entretoises, c'est la dalle qui joue le rôle d'entretoise.



$$I_E = \frac{100 \times 20^3}{12} = 6,667 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$r = \frac{13}{2} \cdot \frac{1,415}{26,45} \sqrt[4]{\frac{1,2252 \cdot 10^7}{6,667 \cdot 10^4}} = 1,28 > 0,3$$

Il sera donc utilisé la méthode GUYON-MASSONNET pour le calcul de notre pont.

2. PRINCIPE DE LA METHODE GUYON-MASSONNET

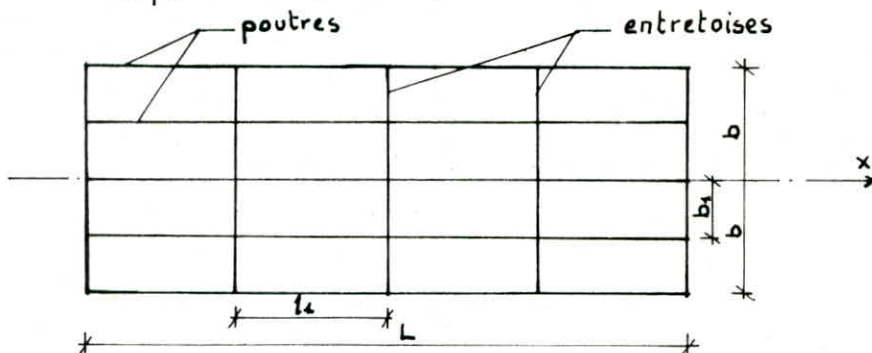
Le principe consiste essentiellement à :

1. Substituer au pont réel, un pont à structure continue qui aurait les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion de l'ouvrage réel et qui soit rigoureusement analysable par le calcul différentiel.

2. Analyser de manière approchée l'effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette répartition est analogue à celle qui résulterait d'une distribution sinusoïdale des charges suivant l'axe longitudinal du pont de la forme $P(x) = p \cdot \sin \frac{\pi x}{L}$ ($p = \text{constante}$; L : portée du pont)

Les deux paramètres fondamentaux :

Le pont se constitue de n poutres principales espacées de b_1 mètres et de m entretoises espacées de l_1 mètres



On désigne par: - $B_p = EI_p$ la rigidité flexionnelle des poutres.

- $B_E = EI_E$ la rigidité flexionnelle des entretoises.

E étant le module d'élasticité longitudinal.

- $C_p = G I_p$ la rigidité torsionnelle des poutres
- $C_E = G I_E$ la rigidité torsionnelle des entretoises.

G étant le module d'élasticité transversal, $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ avec ν : coefficient de Poisson
 I_p et I_E étant les moments de torsion.

Le pont à structure continue équivalent au pont réel aurait pour rigidités flexionnelles par unité de longueur :

$$- \rho_p = B_p / b_1$$

$$- \rho_E = B_E / l_1$$

et pour rigidités torsionnelles par unité de longueur :

$$- \delta_p = C_p / b_1$$

$$- \delta_E = C_E / l_1$$

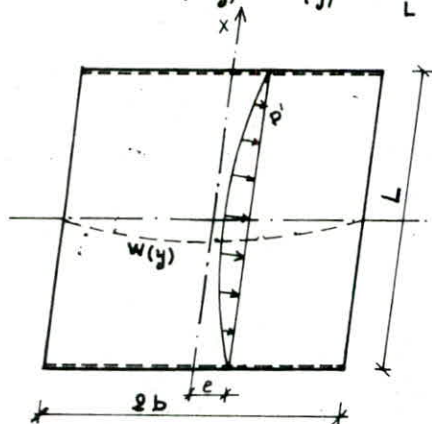
Il est montré que le comportement du pont à structure continue est complètement défini par les deux paramètres :

$$- \theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}} \quad \text{paramètre d'entretoisement}$$

$$- \alpha = \frac{\delta_p + \delta_E}{2 \sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}} \quad \text{paramètre de torsion} \quad 0 \leq \alpha \leq 1$$

2.1 Le coefficient de répartition transversale

Sous l'effet d'une charge linéaire répartie sur une parallèle à l'axe du pont d'excentricité e et suivant la loi sinusoïdale $p' = p \cdot \sin \frac{\pi x}{L}$, on montre que le pont prend une déformée de la forme : $W(x, y) = W(y) \cdot \sin \frac{\pi x}{L}$



Si la charge p' , au lieu d'être répartie sur une ligne, était uniformément répartie sur $2b$ tout en restant sinusoïdale dans le sens de l'axe x , le pont prendrait alors une déformée cylindrique d'équation $W_m(x, y) = W_m \cdot \sin \frac{\pi x}{L}$.

Par définition, on appelle coefficient de répartition transversale le rapport sans dimensions :

$$K(y) = \frac{W(y)}{W_m}$$

Le coefficient de répartition transversale K dépend des paramètres θ et α , de l'excentricité de la charge e ainsi que de l'ordonnée y du point considéré.

Des tables numériques à double entrée donnent les valeurs des fonctions K_0 (correspondant à $\alpha = 0$) et K_1 (correspondant à $\alpha = 1$) pour des valeurs de θ figurant à l'annexe de l'ouvrage : "Calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes" (BAREË-MASSONNET).

θ étant connu, on peut avoir les valeurs des fonctions K_0 et K_1 . Pour avoir les valeurs de K_α (K pour α calculé de notre pont), SATTLER a établi la loi d'interpolation suivante :

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

$$- \text{Si } 0,1 < \theta \leq 1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha \left[1 - \exp\left(\frac{0,065 - \theta}{0,663}\right) \right]$$

$$- \text{Si } \theta > 1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \sqrt{\alpha}$$

2.2 Largeur active et position active :

Dans la méthode qui vient d'être exposée, toutes les valeurs se basent sur la largeur du système actif. Pour un pont à poutres, la largeur ($2b$) à considérer est la suivante : $2b = (n-1) b_1 + 2 \cdot \frac{b_1}{2} = n \cdot b_1$

Dans notre cas :

$$2b = 13 \times 4,415 = 18,335 \text{ m} \quad ; \quad \text{largeur réelle du pont : } 18,38 \text{ m}$$

Largeur réelle et largeur active étant sensiblement égales, les positions actives des poutres correspondent à leurs positions réelles.

2.3. Calcul des efforts dans les poutres :

Pour obtenir la valeur maximale des efforts, il faut disposer la charge transversalement sur le pont dans une certaine position que nous trouverons par tâtonnements à l'aide des lignes d'influence du coefficient de répartition transversale.

$$M_x = \frac{M_{0x}}{n} K_{max}(y) \quad T_x = \frac{T_{0x}}{n} K_{max}(y)$$

M_{0x} : moment flechissant total pour la travée

T_{0x} : Effort tranchant total pour la travée

n : nombre de poutres.

2.4 Calcul des efforts dans les entretoises:

Pour déterminer les valeurs maximales des moments fléchissants transversaux, il faut chercher la position efficace du chargement dans le sens transversal en se basant sur les lignes d'influence du coefficient μ_α dont les valeurs μ_0 (pour $\alpha=0$) et μ_1 (pour $\alpha=1$) sont données sous forme de tables à double entrées dans l'annexe de l'ouvrage de MM. BAREË et MASSONNET: "Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes". Pour α quelconque on interpolera en utilisant les mêmes formules que pour le coefficient K .

La méthode Guyon-Massonnet est aussi appelée méthode des coefficients de répartition et sa fiabilité vient du fait de sa vérification expérimentale sur modèles et sur constructions réalisées.

3. APPLICATION DE LA METHODE A NOTRE PONT

Calcul des paramètres:

a. Rigidités flexionnelles par unité de longueur:

Pour une poutre à section variable le moment d'inertie moyen I_p est donné par

$$I_p = I_0 + (I - I_0) \frac{g}{3\pi} \quad \text{avec } I_0 = 2,4175 \cdot 10^7 \text{ cm}^4 \quad (\text{A l'appui}).$$

$$I = 2,0511 \cdot 10^7 \text{ cm}^4 \quad (\text{en travée})$$

$$I_p = 2,1065 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

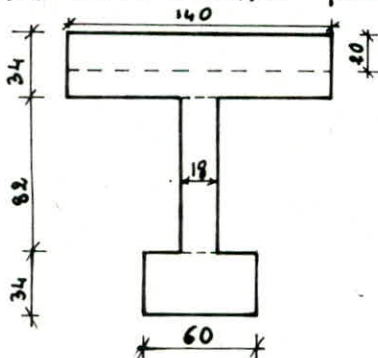
$$I_E = 6,667 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 \quad \text{pour l'entretoise (La dalle dans notre cas)}$$

$$\rho_p = \frac{B_p}{b_1} = \frac{E I_p}{b_1} = \frac{E \cdot 2,1065 \cdot 10^7}{144,5} = 1,4887 \cdot 10^5 E$$

$$\rho_E = \frac{B_E}{l_1} = \frac{E I_E}{l_1} = \frac{E \cdot 6,667 \cdot 10^4}{100} = 6,667 \cdot 10^2 E$$

b. rigidités torsionnelles par unité de longueur

Ne sachant calculer les moments de torsion que pour des sections rectangulaires, on considèrera donc pour notre poutre, une section formée par un assemblage de rectangles dont l'aire ne diffère pas de celle de la section réelle.



$$C_p = \frac{G}{3} \left[60 \cdot 34^3 + \frac{1}{2} \cdot 80 \cdot 18^3 + 140 \cdot 34^3 \right] \quad \text{avec } G = \frac{E}{2(1+\nu)}; (\nu=0,15)$$

$$\delta_p = \frac{C_p}{b_0} = 8290,14 E$$

$$\delta_E = \frac{C_E}{l_1} = \frac{G}{31,1} \left[\frac{1}{2} b_0 \cdot h^3 \right] \Rightarrow \delta_E = 579,71 E$$

c. Paramètre de torsion α

$$\alpha = \frac{\delta_p + \delta_E}{2\sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}} = \frac{8290,14 E + 579,71 E}{2 \sqrt{1,4887 \cdot 10^5 E \cdot 6,667 \cdot 10^2 E}} \Rightarrow \alpha = 0,4451$$

$$(\text{d'où } \sqrt{\alpha} = 0,6672)$$

d. Paramètre d'entretoisement θ :

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{K_P}{E}} \Rightarrow \theta = \frac{9,19}{26,45} \sqrt{\frac{1,4887 \cdot 10^5}{6,667 \cdot 10^4}} = 1,31$$

On prendra $\theta = 1,30$

3.1. Lignes d'influence du coefficient de répartition K

Pour $\theta = 1,30$ Les coefficients K_0 (pour $\alpha = 0$) et K_1 (pour $\alpha = 1$) sont donnés. Pour avoir K_α (pour $\alpha = 0,4451$) on interpolera en utilisant la formule $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$. Il est obtenu le tableau suivant :

	$\theta = 1,30$		$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$				$\alpha = 0,4451$		
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0222	0,2979	0,8305	1,6872	2,3557	1,6872	0,8305	0,2979	-0,0222
b/4	-0,0459	0,0815	0,3029	0,8127	1,6872	2,3280	1,7414	0,9570	0,1825
b/2	0,0440	0,0219	0,0847	0,3029	0,8305	1,7414	2,4990	1,9230	1,0676
3b/4	0,0295	0,0167	0,0219	0,0815	0,2979	0,9570	1,9231	3,1189	3,3787
b	0,0401	0,0295	0,0140	-0,0459	-0,0222	0,1825	1,0676	3,3787	7,4779

Ces valeurs permettent de tracer les lignes d'influence pour des positions des poutres $y = 0, b/4, b/2, 3b/4$ et b . Pour une poutre située à une position quelconque, il y a d'interpoler linéairement. Tenant compte de la symétrie transversale de notre pont, on se limitera à tracer les lignes d'influence de K_α de la poutre centrale P_0 , et des poutres situées sur un côté de cette dernière et dans l'ordre $P_1, P_2, P_3, P_4, P_5, P_6$.

P_0 : $y_0 = 0$

P_1 : $y_1 = 1,415 \text{ m} = 0,154b$ on interpolera entre $y = 0$ et $y = b/4$

P_2 : $y_2 = 2,830 \text{ m} = 0,308b$ $b/4 < y_2 < b/2$

P_3 : $y_3 = 4,245 \text{ m} = 0,462b$ $b/4 < y_3 < b/2$

P_4 : $y_4 = 5,66 \text{ m} = 0,616b$ $b/2 < y_4 < 3b/4$

P_5 : $y_5 = 7,075 \text{ m} = 0,770b$ $3b/4 < y_5 < b$

P_6 : $y_6 = 8,490 \text{ m} = 0,924b$ $3b/4 < y_6 < b$

Après interpolation, on obtient le tableau suivant :

	$\theta = 1,30$		K_α				$\alpha = 0,4451$		
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0222	0,2979	0,8305	1,6872	2,3557	1,6872	0,8305	0,2979	-0,0222
0,154b	-0,0183	0,1646	0,5055	1,1495	1,9439	2,1189	1,3916	0,6423	0,1039
0,308b	-0,0090	0,0677	0,2523	0,6944	1,4884	2,2380	1,9172	1,1043	0,3878
0,462b	0,0095	0,0210	0,1179	0,3804	0,9607	1,8397	2,3238	1,7610	0,9331
0,616b	0,0212	0,0195	0,0556	0,2002	0,5834	1,3310	2,2318	2,4779	2,1400
0,770b	0,0303	0,0177	0,0152	0,0737	0,2723	0,9030	1,8547	3,1397	3,7066
0,924b	0,0369	0,0256	0,0164	0,0137	0,0751	0,3275	1,3277	3,2997	6,2317

A partir de ce tableau on tracera les lignes d'influence des coefficients de répartition K pour chaque poutre pour ensuite déterminer ses valeurs pour chaque mode de chargement du pont pour la poutre considérée.

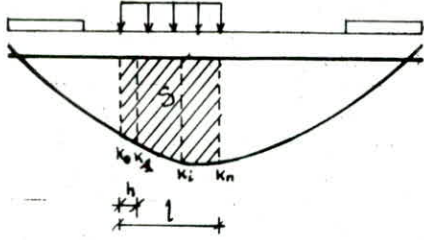
3.2. Calcul des coefficients de répartition transversale

a. Sous le poids propre g :

Le poids propre étant une charge permanente uniformément répartie sur tout le pont, le coefficient de répartition transversale sera égal à 1

b. Sous la surcharge A

Le coefficient K_A sera déterminé par le rapport $K_A = \frac{S}{\text{largeursurchargée}}$



L'aire S sera calculée par la méthode des trapèzes:

$$S = \left(K_0 + 2 \sum_{i=1}^{n-1} K_i + K_n \right) \cdot \frac{h}{2}$$

pour une assez correcte approximation on prendra $h = 0,5 \text{ m}$.

Nous résumons dans le tableau ci-après les valeurs de K_A obtenues pour les différents cas de chargement et pour chaque poutre.

Poutre	voies chargées	l (m)	S	K_A
P_0	1	3,50	6,50	1,86
	2	7,00	13,00	1,86
	3	10,50	15,42	1,47
	4	14,00	17,84	1,27
P_1	1	3,50	7,19	2,05
	2	7,00	11,97	1,70
	3	10,50	15,98	1,52
	4	14,00	17,43	1,25
P_2	1	3,50	7,16	2,04
	2	7,00	13,02	1,86
	3	10,50	16,08	1,53
	4	14,00	16,79	1,20
P_3	1	3,50	7,69	2,20
	2	7,00	13,39	1,91
	3	10,50	15,20	1,45
	4	14,00	15,51	1,11

Poutre	voies chargées	l (m)	S	K_A
P_4	1	3,50	8,01	2,29
	2	7,00	12,88	1,74
	3	10,50	13,20	1,26
	4	14,00	13,43	0,96
P_5	1	3,50	7,77	2,22
	2	7,00	10,18	1,45
	3	10,50	10,62	1,01
	4	14,00	10,69	0,76
P_6	1	3,50	6,68	1,91
	2	7,00	7,83	1,12
	3	10,50	8,03	0,77
	4	14,00	8,20	0,59

c. Sous la surcharge B_c :

Pour des charges concentrées $K = \frac{\sum P_i \cdot K_i}{\sum P_i}$

Dans le sens transversal, les P_i ont la même valeur d'où $K = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n K_i$

n désignant le nombre de files de roues (ou chenilles)

K_i : l'ordonnée sur la ligne d'influence sous la charge P_i .

Les résultats pour les différentes poutres et selon le nombre de convois considérés sont résumés dans le tableau qui suit.

Poutre	nombre de convois	$\sum K_i$	n	K_{0c}
P_0	1	4,30	2	2,15
	2	8,04	4	2,01
	3	10,72	6	1,79
	4	12,64	8	1,58
P_1	1	4,12	2	2,06
	2	7,69	4	1,92
	3	10,54	6	1,75
	4	12,30	8	1,54
P_2	1	4,34	2	2,17
	2	8,02	4	2,01
	3	10,94	6	1,82
	4	12,47	8	1,56
P_3	1	4,51	2	2,26
	2	8,39	4	2,10
	3	10,88	6	1,81
	4	11,90	8	1,49

Poutre	nombre de convois	$\sum K_i$	n	K_{0c}
P_4	1	4,74	2	2,37
	2	8,20	4	2,05
	3	9,83	6	1,64
	4	10,42	8	1,30
P_5	1	4,98	2	2,49
	2	6,44	4	1,61
	3	7,32	6	1,22
	4	7,60	8	0,95
P_6	1	4,51	2	2,26
	2	6,03	4	1,51
	3	6,37	6	1,06
	4	6,46	8	0,81

d. Sous la surcharge militaire M_{c120}

$$K_{M_{c120}} = \frac{K_i + K_e}{2}$$

Poutre	P_0	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6
K_i	1,98	1,89	2,03	2,12	2,49	2,90	2,90
K_e	1,98	1,93	1,98	2,01	1,78	1,23	0,68
K	1,98	1,91	2,01	2,07	2,13	2,07	1,79

e. Sous la surcharge exceptionnelle D :

$$K_D = \frac{S}{l} = \frac{S}{3,20} \quad S \text{ étant déterminée par la formule des trapèzes}$$

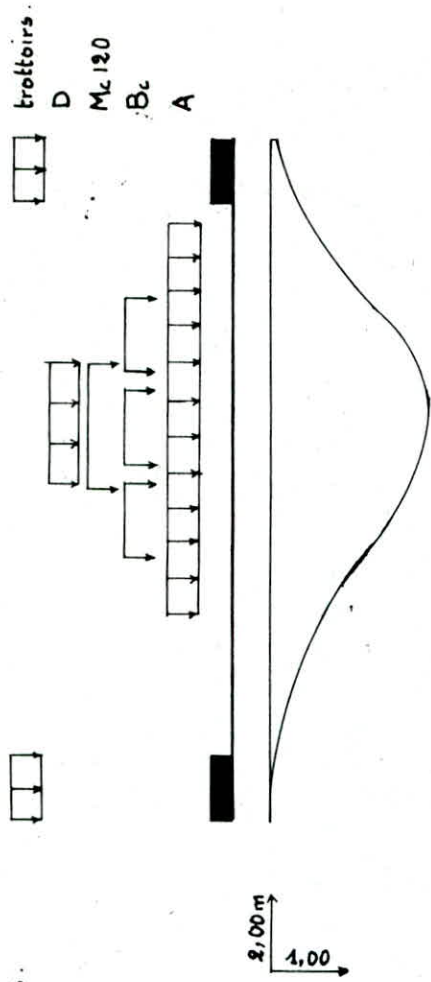
Poutre	P_0	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6
S	6,62	6,24	6,53	6,56	5,54	4,00	2,59
K	2,07	1,95	2,04	2,05	1,73	1,25	0,81

f. Sous la surcharge de trottoirs :

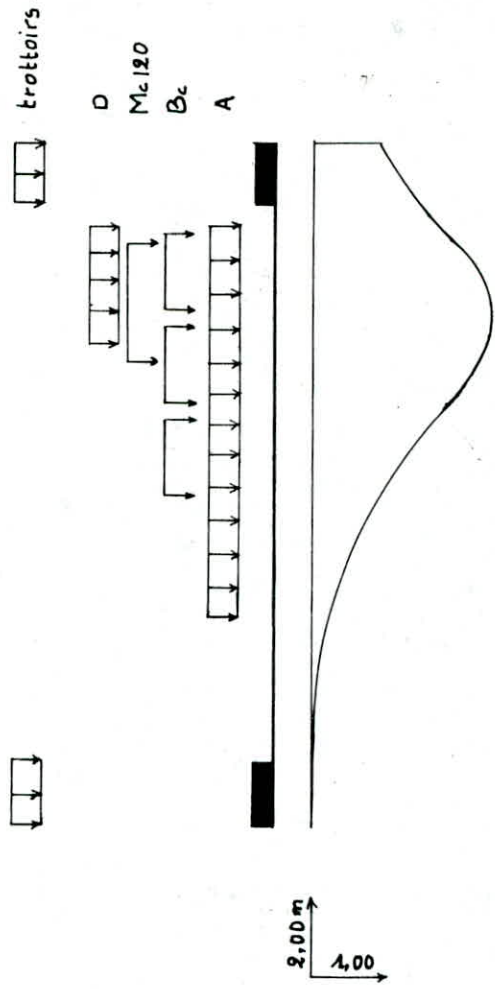
Poutre	P_0	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	
K	1 trottoir chargé	0,14	0,26	0,69	1,2	2,29	3,74	5,16
	2	0,14	0,14	0,35	0,60	1,16	1,87	2,61

Les valeurs des coefficients K étant déterminées pour les différentes poutres et pour tous les cas de chargement, il ne reste plus qu'à calculer les efforts engendrés sur chaque poutre.

LIGNES D'INFLUENCE DU COEFFICIENT K_4

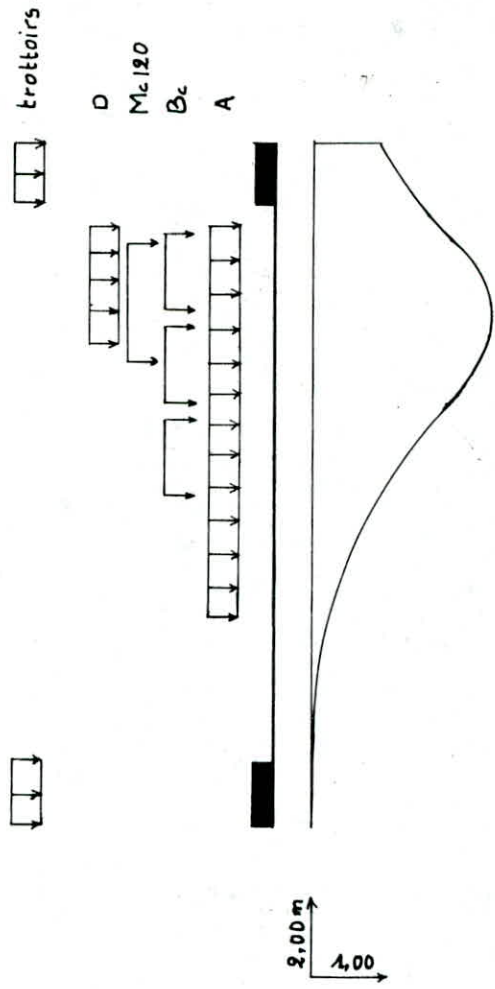


$P_2 (\gamma = 0)$



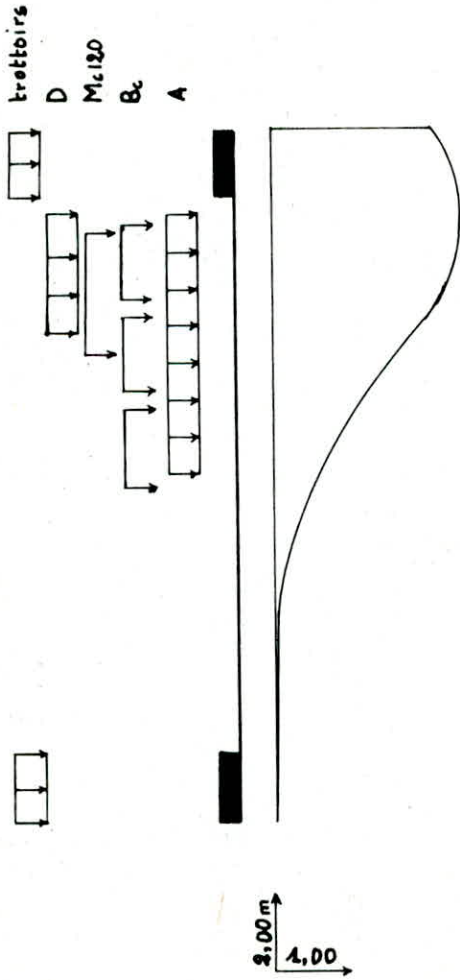
$P_3 (\gamma = 0,462 \quad b = 2,63 \text{ m})$

$P_4 (\gamma = 0,154 \quad b = 4,415 \text{ m})$

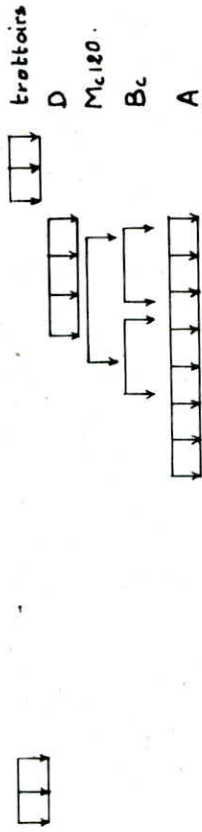


$P_3 (\gamma = 0,462 \quad b = 4,245 \text{ m})$

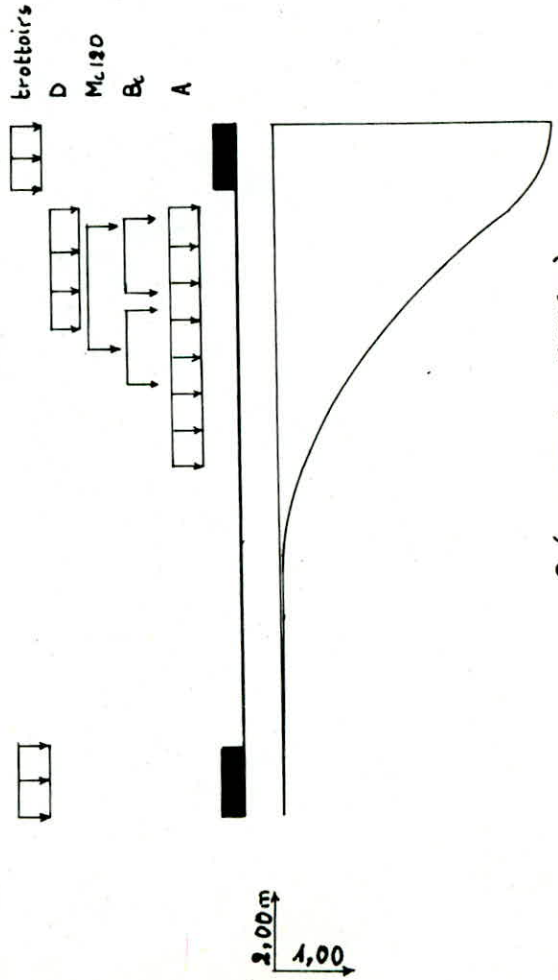
LIGNES D'INFLUENCE DU COEFFICIENT K_4 .



$P_4 (\gamma = 0,616 b = 5,66 \text{ m})$



$P_6 (\gamma = 0,924 b = 8,49 \text{ m})$



$P_3 (\gamma = 0,770 b = 7,075 \text{ m})$

Poutre P ₀			0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2	
G	K=1	M	0	100,29	171,94	214,93	225,35	229,25	
		T	34,67	26,00	17,33	8,67	4,52	0	
A	1 voie K=1,86	M	0	22,33	38,29	47,86	50,18	51,07	
		T	7,72	5,79	3,86	1,93	1,01	0	
	2 voies K=1,86	M	0	44,67	76,57	95,72	100,36	102,15	
		T	15,45	11,58	7,72	3,86	2,01	0	
	3 voies K=1,47	M	0	47,68	81,73	102,16	107,12	108,99	
		T	16,48	12,36	8,24	4,12	2,15	0	
	4 voies K=1,27	M	0	45,79	78,49	98,11	102,87	104,62	
		T	15,82	11,87	7,91	3,96	2,06	0	
B _c	1 convoi K=2,15	M	0	26,28	42,74	48,40	53,56	52,09	
		T	9,58	7,95	6,31	4,68	3,98	3,21	
	2 convois K=2,01	M	0	45,04	73,26	82,96	91,80	89,28	
		T	16,42	13,62	10,82	8,02	6,82	5,51	
	3 convois K=1,79	M	0	51,96	84,51	95,71	105,90	102,99	
		T	18,94	15,71	12,48	9,26	7,87	6,35	
	4 convois K=1,58	M	0	51,50	83,76	94,85	104,96	102,08	
		T	18,77	15,57	12,37	9,17	7,80	6,30	
M _c 120	K=1,98	M	0	46,44	79,61	99,51	104,34	106,14	
		T	16,05	13,78	11,52	9,25	8,16	6,98	
D	K=2,07	M	0	71,68	122,89	153,61	161,06	163,85	
		T	24,78	20,00	15,22	10,45	8,68	6,79	
Trottoirs	1	K=0,14	M	0	0,09	0,16	0,20	0,21	0,21
			T	0,03	0,02	0,02	0,01	0,00	0
	2	K=0,14	M	0	0,19	0,32	0,40	0,42	0,42
			T	0,06	0,05	0,03	0,02	0,00	0
Combinaisons	G+1,1(A+Tr)	M	0	148,16	262,20	327,75	343,64	349,60	
		T	52,86	39,65	26,43	12,81	6,89	0	
	G+1,1(B _c +Tr)	M	0	157,66	265,25	320,65	342,30	343,00	
		T	55,57	43,34	31,09	18,88	13,18	6,99	
	G+M _c 120	M	0	146,76	251,55	314,44	329,69	335,39	
		T	50,72	39,78	28,85	17,92	12,68	6,98	
	G+D	M	0	164,03	281,21	351,51	368,56	374,95	
		T	59,45	46,00	32,35	19,12	13,20	6,79	

Poutre Pa			0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
G	K=1	M	0	100,29	171,94	214,93	225,35	229,25
		T	34,67	26,00	17,33	8,67	4,52	0
A	1 voie K=2,05	M	0	24,62	42,20	52,75	55,31	56,29
		T	8,51	6,38	4,25	2,13	1,11	0
	2 voies K=1,70	M	0	40,83	69,99	87,48	91,73	93,36
		T	14,12	10,58	7,06	3,53	1,84	0
	3 voies K=1,52	M	0	49,30	84,51	105,64	110,76	112,69
		T	17,04	12,78	8,52	4,26	2,22	0
	4 voies K=1,25	M	0	45,07	77,25	96,57	101,25	102,97
		T	15,57	11,68	7,79	3,89	2,03	0
Bc	1 convoi K=2,06	M	0	25,18	40,95	46,38	51,31	49,91
		T	9,18	7,61	6,05	4,48	3,81	3,08
	2 convois K=1,92	M	0	43,02	69,98	79,24	87,68	85,28
		T	15,68	13,01	10,34	7,66	6,52	5,26
	3 convois K=1,75	M	0	50,80	82,62	93,57	103,53	100,69
		T	18,52	15,36	12,21	9,05	7,70	6,21
	4 convois K=1,54	M	0	50,19	81,64	92,45	102,30	99,49
		T	18,30	15,18	12,06	8,94	7,60	6,14
Mc120 K=1,91	M	0	44,80	76,79	95,99	100,65	102,39	
	T	15,48	13,30	11,11	8,92	7,88	6,73	
D K=1,95	M	0	67,53	115,76	144,70	151,72	154,35	
	T	23,34	19,84	14,34	9,84	8,18	6,40	
Trottoirs	1 K=0,26	M	0	0,17	0,30	0,37	0,39	0,39
		T	0,06	0,04	0,03	0,01	0,01	0
	2 K=0,14	M	0	0,19	0,32	0,40	0,42	0,42
		T	0,06	0,05	0,03	0,02	0,01	0
Combinaisons	G + A, 1 (A+Tr)	M	0	154,73	265,25	331,57	347,65	353,67
		T	53,48	40,11	26,74	13,38	6,97	0
	G + A, 1 (Bc+Tr)	M	0	156,38	263,17	318,30	339,70	340,47
		T	55,11	42,95	30,79	18,65	13,00	6,83
	G + Mc120	M	0	145,09	248,73	310,92	326,00	331,64
		T	50,15	39,30	29,44	17,59	12,40	6,73
	G + D	M	0	159,88	274,08	312,60	359,22	365,44
		T	58,01	44,84	31,67	18,51	12,70	6,40

Poutre P ₂			0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
G	K=1	M	0	100,29	174,94	214,93	225,35	229,25
		T	34,67	26,00	17,33	8,67	4,52	0
A	1 voie K=2,04	M	0	24,50	44,99	52,49	55,04	56,02
		T	8,47	6,35	4,23	2,12	1,10	0
	2 voies K=1,86	M	0	44,67	76,57	95,72	100,36	102,15
		T	15,45	11,58	7,72	3,86	2,01	0
	3 voies K=1,54	M	0	49,95	85,62	107,03	112,22	114,18
		T	17,27	12,95	8,63	4,32	2,25	0
	4 voies K=1,20	M	0	43,26	74,16	92,71	97,20	98,85
		T	14,95	11,22	7,48	3,74	1,95	0
B _c	1 convoi K=2,17	M	0	26,52	43,14	48,85	54,05	52,57
		T	9,67	8,02	6,37	4,72	4,02	3,24
	2 K=2,04	M	0	45,04	73,26	82,96	91,80	89,28
		T	16,42	13,62	10,82	8,02	6,82	5,51
	3 K=1,82	M	0	52,83	85,93	97,34	107,68	104,72
		T	19,26	15,98	12,69	9,44	8,00	6,46
	4 K=1,56	M	0	50,85	82,70	93,65	103,63	100,78
		T	18,54	15,38	12,22	9,06	7,70	6,22
M _{c120}	K=2,01	M	0	47,14	80,81	104,02	105,92	107,75
		T	16,29	13,99	11,69	9,39	8,29	7,09
D	K=2,04	M	0	70,65	124,11	151,38	158,73	164,47
		T	24,42	19,74	15,00	10,30	8,56	6,69
Trottoirs	1 K=0,69	M	0	0,46	0,78	0,98	1,03	1,04
		T	0,16	0,12	0,08	0,04	0,02	0
	2 K=0,35	M	0	0,46	0,79	0,99	1,04	1,06
		T	0,16	0,12	0,08	0,04	0,02	0
Combinaisons	G+1,1(A+Tr)	M	0	155,74	266,99	333,75	349,94	356,01
		T	53,84	40,38	26,91	13,47	7,02	0
	G+1,1(B _c +Tr)	M	0	158,91	267,33	323,06	344,92	345,64
		T	56,03	43,71	31,38	19,07	13,34	7,11
	G + M _{c120}	M	0	147,43	252,75	315,94	331,27	337,00
		T	50,96	39,99	29,02	18,06	12,81	7,09
	G + D	M	0	163,00	279,43	349,28	366,23	372,56
		T	59,09	45,71	32,33	18,97	13,08	6,69

Poutre P ₂			0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2	
G	K=1.	M	0	100,29	174,94	214,93	225,35	229,25	
		T	34,67	26,00	17,33	8,67	4,52	0	
A	Avoie	K=2,20	M	0	26,42	45,29	56,61	59,35	60,41
			T	9,13	6,85	4,56	2,28	1,19	0
	2	K=1,91	M	0	45,87	78,63	98,29	103,06	104,89
			T	15,86	11,89	7,93	3,96	2,07	0
	3	K=1,45	M	0	47,03	80,62	100,77	105,66	107,50
			T	16,26	12,19	8,13	4,06	2,12	0
	4	K=1,11	M	0	40,02	68,60	85,75	89,91	91,44
			T	13,83	10,37	6,92	3,46	1,80	0
B _c	1 convol	K=2,26	M	0	27,62	44,93	50,88	56,30	54,75
			T	10,07	8,35	6,64	4,92	4,18	3,38
	2	K=2,10	M	0	47,06	76,54	86,67	95,90	93,27
			T	17,15	14,23	11,31	8,38	7,13	5,75
	3	K=1,81	M	0	52,54	85,46	96,77	107,08	104,14
			T	19,15	15,89	12,62	9,36	7,96	6,43
	4	K=1,49	M	0	48,56	78,99	89,45	98,98	96,26
			T	17,70	14,69	11,68	8,65	7,35	5,94
M _{c120}	2,07	M	0	48,55	83,23	104,03	109,08	110,97	
		T	16,78	14,41	12,04	9,67	8,53	7,30	
D	2,05	M	0	70,99	121,70	152,12	159,50	162,26	
		T	24,54	19,81	15,08	10,35	8,60	6,73	
Trottoirs	1	1,20	M	0	0,79	1,36	1,70	1,78	1,82
			T	0,27	0,21	0,14	0,07	0,04	0
	2	0,60	M	0	0,79	1,36	1,70	1,79	1,82
			T	0,27	0,21	0,14	0,07	0,04	0
Combinaisons	G+1,1(A+Tr)	M	0	152,39	262,12	327,65	343,55	349,50	
		T	52,85	39,64	26,43	13,21	6,90	0	
	G+1,1(B _c +Tr)	M	0	158,95	267,44	323,25	345,12	345,80	
		T	56,03	43,71	31,37	19,04	13,32	7,07	
	G + M _{c120}	M	0	148,84	255,17	318,96	334,43	340,22	
		T	51,45	40,41	29,37	18,34	13,05	7,30	
	G + D	M	0	163,34	280,02	350,02	367,00	373,35	
		T	59,21	45,81	32,41	19,02	13,12	6,73	

Poutre P ₄			0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2	
G	K=1	M	0	100,29	171,94	214,93	225,35	229,25	
		T	34,67	26,00	17,33	8,67	4,52	0	
A	Avoie	K=2,29	M	0	27,50	47,14	58,92	61,78	62,88
			T	9,51	7,13	4,75	2,38	1,24	0
	2	K=1,74	M	0	41,79	71,63	89,54	93,89	95,56
			T	14,43	10,83	7,22	3,61	1,88	0
	3	K=1,26	M	0	40,86	70,05	87,57	91,82	93,42
			T	14,13	10,59	7,06	3,53	1,84	0
	4	K=0,96	M	0	34,61	59,33	74,16	77,76	79,08
			T	11,96	8,97	5,98	2,99	1,56	0
Bc	Aconvoi	K=2,37	M	0	28,97	47,12	53,35	59,04	57,42
			T	10,56	8,76	6,96	5,16	4,39	3,54
	2	K=2,05	M	0	45,94	74,71	84,61	93,62	91,05
			T	16,75	13,89	11,04	8,18	6,96	5,62
	3	K=1,64	M	0	47,61	77,43	87,69	97,03	94,36
			T	17,35	14,40	11,44	8,48	7,21	5,82
	4	K=1,30	M	0	42,37	68,92	78,04	86,36	83,99
			T	14,45	12,81	10,18	7,55	6,42	5,18
Mc120	K=2,13	M	0	49,96	85,64	107,05	112,24	114,19	
		T	17,27	14,83	12,39	9,95	8,78	7,51	
D	K=1,73	M	0	59,91	102,70	128,38	134,61	136,94	
		T	20,71	16,72	12,72	8,73	7,26	5,68	
Trottoirs	1	K=2,29	M	0	1,52	2,60	3,25	3,41	3,47
			T	0,52	0,39	0,26	0,13	0,07	0
	2	K=1,16	M	0	1,54	2,63	3,29	3,45	3,51
			T	0,53	0,40	0,27	0,13	0,07	0
Combinaisons	G + 1,1(A+Tr)	M	0	146,93	251,89	314,88	330,15	335,87	
		T	51,15	38,35	25,57	12,78	6,67	0	
	G + 1,1(Bc+Tr)	M	0	154,36	260,01	315,01	335,88	336,91	
		T	54,34	42,28	30,21	18,14	12,53	6,40	
	G + Mc120	M	0	150,25	257,58	321,98	337,59	343,44	
		T	51,94	40,83	29,72	18,62	13,30	7,51	
	G + D	M	0	160,20	274,64	343,31	359,96	366,19	
		T	55,38	42,72	30,05	17,40	11,78	5,68	

Poutre P ₅			0	L/8	L/4	3L/8	5	L/2	
G	K=1	M	0	100,29	171,94	214,93	225,25	229,25	
		T	34,67	26,00	17,33	8,67	4,52	0	
A	1 voie	K=2,22	M	0	26,66	45,70	57,12	59,89	60,96
		T	9,22	6,91	4,61	2,30	1,20	0	
	2	K=1,45	M	0	34,82	59,69	74,62	78,24	79,63
		T	12,04	9,03	6,02	3,01	1,57	0	
	3	K=1,04	M	0	32,76	56,15	70,19	73,60	74,88
		T	11,22	8,49	5,66	2,83	1,48	0	
	4	K=0,76	M	0	27,40	46,97	58,71	61,56	62,61
		T	9,47	7,10	4,74	2,37	1,24	0	
B _c	1 convoi	K=2,49	M	0	30,43	49,50	56,06	62,03	60,33
		T	11,09	9,20	7,31	5,42	4,61	3,72	
	2	K=1,64	M	0	36,08	58,68	66,45	73,53	71,51
		T	13,15	10,91	8,67	6,43	5,46	4,41	
	3	K=1,22	M	0	35,41	57,60	65,23	72,18	70,20
		T	12,91	10,71	8,51	6,31	5,36	4,33	
	4	K=0,95	M	0	30,96	50,36	57,03	63,11	61,37
		T	11,29	9,36	7,44	5,51	4,69	3,79	
M _c 120	K=2,07	M	0	48,55	83,23	104,03	109,08	110,97	
		T	16,78	14,41	12,04	9,67	8,53	7,30	
D	K=1,25	M	0	43,29	74,21	92,76	97,26	98,94	
		T	14,96	12,08	9,19	6,31	5,24	4,10	
Trottoirs	1	K=3,74	M	0	2,48	4,25	5,31	5,56	5,66
			T	0,86	0,64	0,43	0,21	0,11	0
	2	K=1,87	M	0	2,48	4,24	5,21	5,56	5,66
			T	0,86	0,64	0,43	0,21	0,11	0
Combinaisons	G+1,1(A+Tr)	M	0	141,32	242,27	302,85	317,53	323,38	
		T	48,86	36,64	24,43	12,21	6,37	0	
	G+1,1(B _c +Tr)	M	0	142,71	241,15	293,87	312,35	314,14	
		T	50,08	38,71	27,34	15,97	10,65	4,85	
	G+M _c 120	M	0	148,84	255,17	318,96	334,43	340,22	
		T	51,45	40,41	29,37	18,34	13,05	7,30	
	G+D	M	0	143,58	246,15	307,69	322,61	328,19	
		T	49,63	38,08	26,52	14,98	9,76	4,10	

Poutre P_6			0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2	
G	K=1	M	0	100,29	171,94	214,93	225,35	229,25	
		T	34,67	26,00	17,33	8,67	4,52	0	
A	1 voie	K=1,91	M	0	22,93	39,32	49,15	51,53	52,45
			T	7,93	5,95	3,96	1,98	1,03	0
	2	K=1,12	M	0	26,90	46,11	57,64	60,43	61,51
			T	9,30	6,97	4,65	2,32	1,21	0
	3	K=0,77	M	0	24,97	42,81	53,51	56,11	57,09
			T	8,63	6,47	4,32	2,16	1,13	0
	4	K=0,59	M	0	21,27	36,46	45,58	47,79	48,60
			T	7,35	5,51	3,68	1,84	0,96	0
Bc	1 convoi	K=2,26	M	0	27,62	44,93	50,88	56,30	54,75
			T	10,07	8,35	6,64	4,92	4,18	3,38
	2	K=1,51	M	0	33,84	55,03	62,32	68,96	67,07
			T	12,33	10,23	8,13	6,03	5,12	4,14
	3	K=1,06	M	0	30,77	50,05	56,67	62,71	60,99
			T	11,22	9,31	7,39	5,48	4,66	3,76
	4	K=0,81	M	0	26,40	42,94	48,63	53,81	52,33
			T	9,62	7,98	6,34	4,70	4,00	3,23
Mc 120	K=1,79	M	0	41,98	71,97	89,96	94,33	95,96	
		T	14,51	12,46	10,41	8,36	7,38	6,31	
D	K=0,81	M	0	28,05	48,09	60,11	63,02	64,11	
		T	9,70	7,83	5,96	4,09	3,40	2,66	
Trottoirs	1	K=5,16	M	0	3,42	5,86	7,32	7,68	7,81
			T	1,18	0,89	0,59	0,29	0,15	0
	2	K=2,61	M	0	3,46	5,92	7,41	7,77	7,90
			T	1,19	0,90	0,60	0,30	0,15	0
Combinaisons	G+1,1(A+Tr)	M	0	133,67	229,17	286,49	300,37	305,60	
		T	46,21	34,66	23,11	11,55	6,02	0	
	G+1,1(Bc+Tr)	M	0	141,32	238,99	291,63	309,75	311,72	
		T	49,54	38,24	26,93	15,63	10,22	4,55	
	G+Mc120	M	0	142,27	243,91	304,89	319,68	325,21	
		T	49,18	38,46	27,74	17,03	11,90	6,31	
	G+D	M	0	128,34	220,03	275,04	288,37	293,36	
		T	44,37	33,83	23,29	12,76	7,92	2,66	

Les différentes combinaisons précédentes font apparaître la poutre centrale P₀ comme étant l'élément de la poutraison le plus sollicité en flexion avec un moment maximum $M = 374,95 \text{ t.m} \approx 375 \text{ t.m}$. C'est donc pour cette poutre qu'il sera déterminé le câblage et ferrailage pour être disposé de manière analogue dans toutes les poutres de notre ouvrage.

VII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DES POUTRES.

1. Notations :

B : Aire de la section droite

I : Moment d'inertie de la section droite

$i = \sqrt{I/B}$: Rayon de giration

V_s, V_i : respectivement distance du C.D.G à la fibre sup et inférieure

W_s, W_i : Module de résistance

$J = I^2/V_s \cdot V_i$: Rendement géométrique de la section

e : excentricité algébrique de la force de précontrainte.

2. Hypothèses de calcul :

Une section plane avant déformation reste toujours plane après déformation (Hypothèse de Navier - Bernoulli). En conséquence, la répartition des contraintes dans une section quelconque se fera suivant un diagramme linéaire. Les règles classiques de la R.D.M sont applicables.

Le béton précontraint est considéré comme un matériau homogène non fissuré.

3. Nombre de câbles :

$$V_i = 95,71 \text{ cm}$$

$$V_s = 54,29 \text{ cm}$$

$$I = 2,0779 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$e = -85,71 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = 375 \text{ t.m} : \text{Moment total dû aux charges permanentes + surcharges}$$

σ'_t : Contrainte engendrée par M_{\max} sur la fibre inférieure

$$\sigma'_{\text{traction}} = - \frac{M \cdot V_i}{I} = \frac{-375 \cdot 10^5 \cdot 95,71}{2,0779 \cdot 10^7} = 178,76 \text{ kg/cm}^2$$

σ_p : Contrainte engendrée par la précontrainte :

$$\sigma_p = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{e V_i}{i^2} \right) \geq \sigma'_t \Leftrightarrow \frac{N}{8281} \left(1 - \frac{(-85,71)(95,71)}{2509,20} \right) \geq 179$$

$$\Rightarrow N \geq 347,20 \text{ t}$$

Les pertes de tensions sont estimées à 25% \Rightarrow l'intensité de la force de précontrainte est : $N_0 = 1,25 N = 434 \text{ t}$.

L'additif à l'IP1 limite la contrainte du câble à la mise en tension à l'origine (ancrage) : $\sigma_0 = \min(0,85 R_g, 0,95 T_g) = 14060 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{Le nombre de câbles } n = \frac{N_0}{\omega \sigma_0} = \frac{434 \cdot 10^3}{9,73 \cdot 14060} = 3,71$$

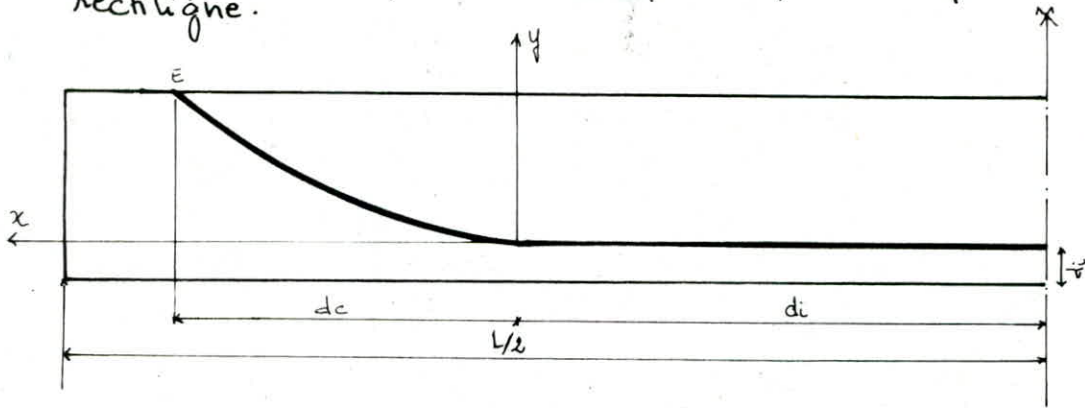
nous prenons 4 câbles type FT15 III TBR DYWIDAG.

4. Relevage des Cables:

- Vue la symétrie de la poutre et le type d'ancrage utilisé (type actif-actif) nous faisons la description sur une demi-portée
- Au niveau de la Section médiane (Section dangereuse), les armatures de précontrainte doivent travailler à leur capacité max les 4 Cables doivent être placés pour avoir une excentricité maximale (negative)
- Entre la Section médiane et l'appui, les Cables doivent être relevés progressivement pour diminuer l'excentricité (valeur absolue de l'excentricité) Ainsi on diminue l'intensité de l'effort de précontrainte
- A l'about, les Cables qui arrivent doivent être relevés de manière à ce que le Centre de gravité de ces Cables coïncide avec celui de la section droite de la poutre à l'about.

5. Dispositions:

- La zone de relevage des Cables est définie par la longueur l_0
 $l_0: \frac{L}{4} \leq l_0 \leq \frac{L}{3}$ L : portée des pont: $L = 27,45 \text{ m}$
- l'angle de sortie des Cables émergents est standardisé et vaut $24^\circ 23'$
- l'angle de sortie des Cables d'about α , $l_0: 0 \leq \alpha \leq 20^\circ$
- le rayon de courbure R des Cables $l_0: R \geq 800\phi$ avec ϕ : diamètre du fil constituant le Cable.
- chaque Cable présente une partie parabolique et une partie rectiligne.



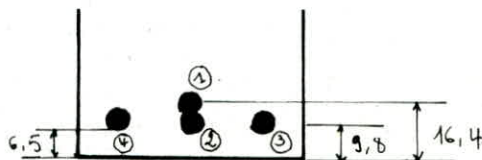
- \overline{OF} : Zone rectiligne de longueur d_i
- \overline{OE} : Zone parabolique d'équation $y = ax^2$
- d_i : Distance comprise entre le milieu de la poutre et le commencement du relevage.
- d_c : projection horizontale de la partie parabolique

Soit x l'abscisse d'un point de la partie parabolique (0 étant l'origine) et y son ordonnée on a:

$$y = ax^2 \Rightarrow \frac{dy}{dx} = 2ax \text{ pour } x = d_c \text{ on a } y = ad_c^2 \quad \text{tg } \alpha = 2ad_c$$

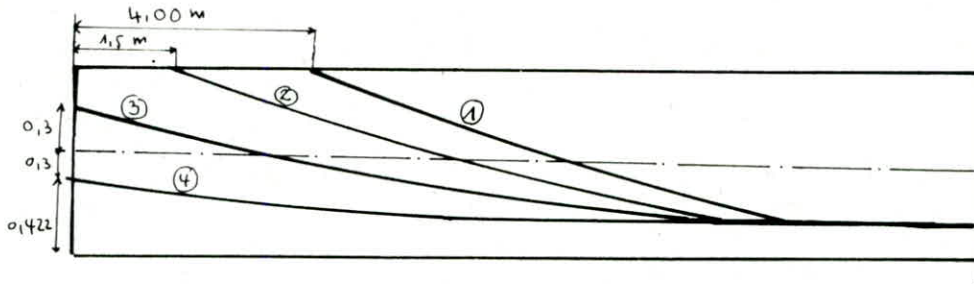
Ce qui donne $a = \frac{\text{tg}^2 \alpha}{4y}$, $d_c = \frac{\text{tg } \alpha}{2a}$.

6. Disposition des Cables à la Section médiane:



$$d = \frac{3 \cdot 9,8 + 16,4}{4} = 11,45 \text{ cm.}$$

Tracé schématique des Câbles:



Valeurs de d_c et d_i pour chaque Cable:

Cables	α [°]	d' [cm]	y [cm]	a cm' 10 ⁻⁴	d_c (cm)	d_i (cm)
①	24,23	16,4	113,60	4,457	505	467
②	24,23	9,80	120,20	4,210	534	688
③	15	9,80	92,46	1,941	690	682
④	10	9,80	32,46	2,394	368	1004

Calcul des Caractéristiques nettes des Sections et des excentricités du Cable équivalent dans chaque Section:

Pour les Caractéristiques géométriques nettes c'est la section Poutre + dalle qui est prise en compte

$$S_{net}^0 = B_{net} \cdot V_i \Rightarrow V_s = \frac{S_{net}^0}{B_{net}} = \frac{S_{br} - S(\phi)}{B_{br} - B(\phi)}, \quad d' = \frac{\sum B_i(\phi) \cdot d_i}{\sum B_i(\phi)}, \quad S(\phi) = B(\phi)(h - d')$$

$$I_{\Delta}^{net} = I_{\Delta}^{br} - I_{\Delta}(\phi) \quad I_G^{net} = I_G^{br} - I_G^{net} V_i$$

S_{br} : moment statique de la Section brute/à la fibre inférieure (axe Δ)

$S(\phi)$: moment statique des trous/à la fibre inférieure

B_{net} : Section nette.

B_{br} : Section brute.

$B(\phi)$: Section des Câbles.

$I_{\Delta}^{br}, I_{\Delta}^{net}$: Moment d'inertie respectivement de section brute et section nette

I_G^{net} : par rapport à la fibre inférieure

I_G : Moment d'inertie de la Section nette/à l'axe passant par le Centre de gravité de la Section nette

excentricité du Cable équivalent dans une Section:

d'effort de précontrainte total se décompose en 2 Composantes:

$N = \sum P \cos \alpha_i$ et $V = \sum P \sin \alpha_i$ N : Comp horizontale V : Comp verticale.

P : effort de précont. d'un seule Cable.

soit z_i : distance du pt d'application du Cable i à la fibre inf de la Section

z : distance du pt d'application du Cable équivalent à la fibre inférieure

$$z \cdot N = \sum z_i P \cos \alpha_i \Rightarrow z = \frac{P \sum z_i \cos \alpha_i}{\sum P \cos \alpha_i} = \frac{\sum z_i \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

l'excentricité du câble équivalent/ au C.D.G de la section nette est :

$$e = V_i - Z$$

exemple de calcul : prenons la section $\frac{1}{4} = 6,8625 \text{ m}$

on aura : $x_i (\frac{1}{4}) = \frac{L}{4} - d_i$ $y_i = a_i x_i^2$ $d_i = \text{Arctg}(2a_i x_i)$ $z_i = y_i + d_i$

$$Z = \frac{\sum z_i \cos d_i}{\sum \cos d_i}$$

Cables	d_i	y_i	z_i	$\cos d_i$	$z_i \cos d_i$	z_i^2
①	11,06	21,43	37,83	0,98	37,07	1374,18
②	0	0	9,8	1	9,8	96,04
③	0	0	9,8	1	9,8	96,04
④	0	0	9,8	1	9,8	96,04

$$Z = \frac{\sum z_i \cos d_i}{\sum \cos d_i} = 16,7 \text{ cm.}$$

Caractéristique géométrique de la poutre + dalle à $\frac{1}{4}$

	Dimension	B [cm ²]	Z [cm]	$S_0 = B Z$	I_0 [cm ⁴]	I_Δ
S. brute		8281		792599		$0,9664 \cdot 10^8$
trous	$4 \cdot \frac{(6,6)^2}{4} \pi$	136,85	16,8	2299,08	350,46	58168,62
nets		8144,15		790299,92		$0,9658 \cdot 10^8$

$$BZ^2 = 3\pi \frac{(6,6)^2}{4} (9,8)^2 + \pi \frac{(6,6)^2}{4} (37,83)^2 = 58818,163 \text{ cm}^4$$

$$V_i = 97 \text{ cm} \rightarrow V_s = 53 \text{ cm}, \quad e = -80,2 \text{ cm}, \quad I = 0,19921 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = 2446,04, \quad S = 0,48$$

Tableau donnant les caractéristiques géométriques des sections nettes et l'excentricité du câble :

Section	V_s [cm]	V_i [cm]	B [cm ²]	I [cm ⁴]	i^2 [cm ²]	e [cm]
Section d'about	60,50	89,5	1177,68	$0,22357 \cdot 10^8$	1914,55	-17,54
Section juste avant l'émergence du câble N°2	53,86	96,14	8212,58	$0,205598 \cdot 10^8$	2503,46	-52,01
Section juste après l'émergence du câble 2	54,09	95,91	8214,81	$0,20327 \cdot 10^8$	2474,46	-24,96
Section juste avant l'émergence du câble 1	53,30	96,70	8178,36	$0,20887 \cdot 10^8$	2481,96	-70,34
Section juste après l'émergence du câble 1	53,50	96,50	8144,15	$0,20155 \cdot 10^8$	2474,77	-45,71
Section à L/4	53,00	97,00	8144,15	$0,19921 \cdot 10^8$	2446,04	-80,20
Section médiane.	52,87	97,13	8144,15	$0,19787 \cdot 10^8$	2429,60	-85,68

7-Fuseau Limites Cable equivalent :

7.1 Def: Le fuseau limite est une zone limitée par 2 Courbes généralement paraboliques dans laquelle doit toujours se situer le Centre de pression des forces dans les sections pour que ces dernières soient toujours comprimées, ce fuseau limite résulte du tracé des 2 fuseaux.

1^{er} fuseau limite : C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le Cable equivalent pour qu'il ait pas de traction (quel que soit le cas de charge) sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes.

Il est limité au niveau de chaque section par :

$$e_1 = a' - \frac{M_G}{N} \quad \text{et} \quad e_2 = a - \frac{M_G + M_Q}{N}$$

$$a' = -\frac{i^2}{V_s} \quad a = \frac{i^2}{V_i} \quad (\text{a et a' sont les limites du noyau cent})$$

2^{ème} fuseau limite : C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le Cable equivalent pour que la contrainte maximale reste inf ou égale à $\bar{\sigma}'$ (contrainte admissible en compression) sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes et quel que soit le cas de charge.

Ce fuseau est limité par les valeurs limites suivantes :

$$S = \left(\frac{\bar{\sigma} \cdot B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{V_s} - \frac{M_G + M_Q}{N}$$

$$S' = - \left(\frac{\bar{\sigma} \cdot B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{V_i} - \frac{M_G}{N}$$

7.2 Cable equivalent :

Dans une section de béton précontraint traversé par plusieurs cables on peut remplacer fictivement l'ensemble des forces de précontrainte par leurs résultante P appliquée en un pt E, l'ensemble des cables en question peut donc être assimilé pour la section considéré à un cable (equivalent) unique passant par E tangent à la ligne d'action de P et dont la tension au pt E serait égale à P, le lieu de tous les pts E le long de la poutre donne le tracé du cable dit "cable equivalent".

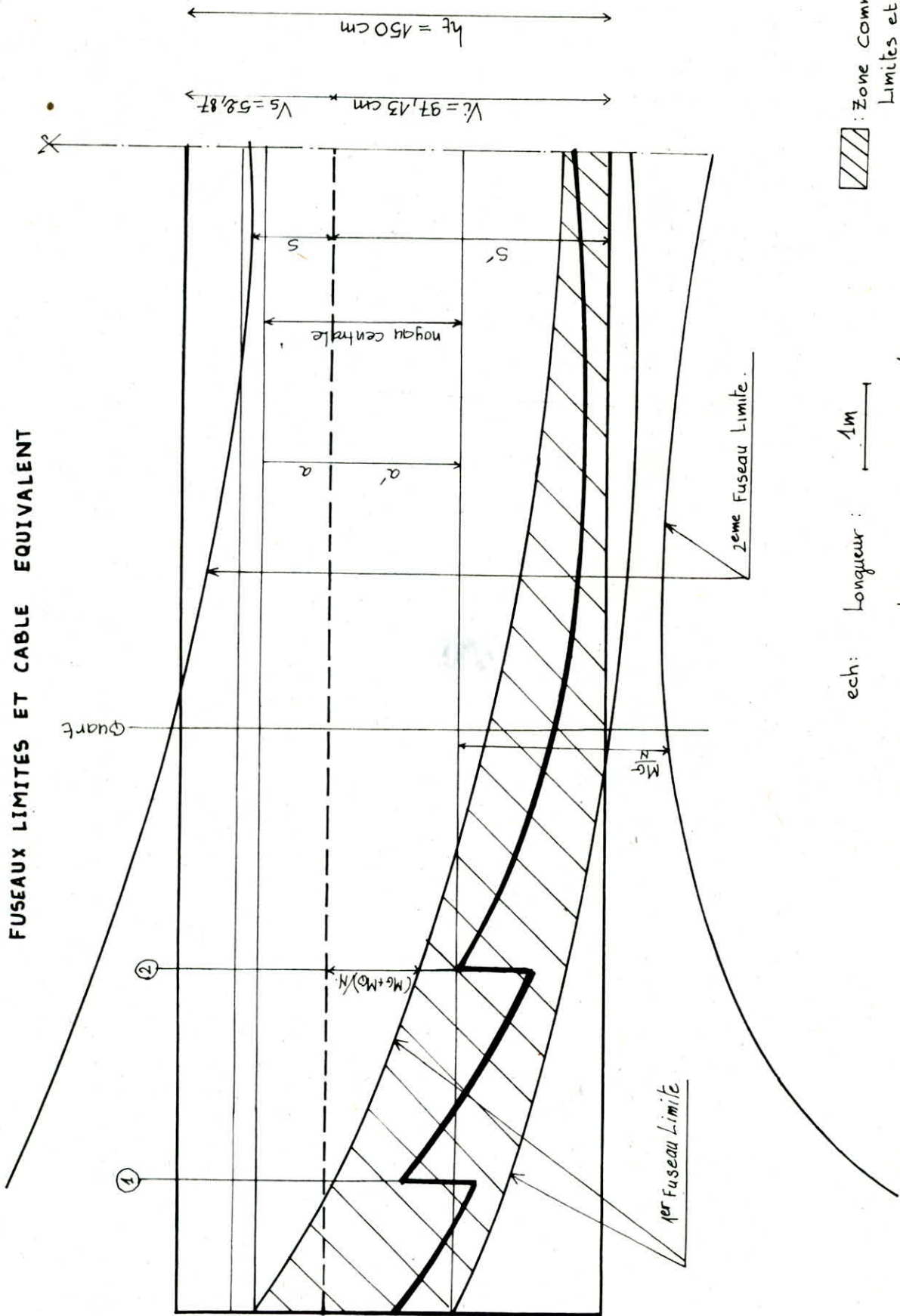
Premier fuseau limite :

Section	M_G [t.m]	M_Q [t.m]	N [t]	$\frac{M_G}{N}$ [cm]	$\frac{M_G + M_Q}{N}$	a [cm]	a' [cm]	e_1 [cm]	e_2 [cm]
mediane	211,09	347,2	60,79	107,98	107,98	25,01	-45,95	-106,74	-82,97
Quart	158,32	345,46	45,83	81,02	81,02	25,21	-46,0	-91,83	-55,81
About	0	169,35	0	0	0	21,39	-31,60	-31,60	21,39

2^{ème} fuseau limite

Section	B [cm ²]	-a' [cm]	a [cm]	$\bar{\sigma} \cdot B / N$	$\frac{M_G}{N}$ [cm]	$\frac{M_G + M_Q}{N}$	N [t]	S [cm]	S' [cm]
Mediane	8144,15	45,95	25,01	3,941	60,79	107,98	347,20	27,113	-134,34
Quart	8144,15	46,00	25,21	3,96	45,83	81,02	345,46	55,14	-120,45
About	11677,68	31,60	26,39	11,58	0	0	169,35	334,32	-279,20

FUSEAUX LIMITES ET CABLE EQUIVALENT



Zone Commune au 2 Fuseaux Limites et à la Poutre.

ech: Longueur : 1m

hauteur : 1m

VIII. PERTES ET CHUTES DE TENSION

1. Définition :

La perte de précontrainte est la différence entre la force exercée par le verin sur le câble lors de la mise en tension et la force qui s'exerce en un point d'une armature à une époque donnée. Il existe deux sortes de perte de précontrainte dans le cas de la précontrainte par poste tension.

- Les pertes instantanées :
 - frottement.
 - recul d'ancrage.
 - raccourcissement instantané du béton.
- Les pertes différées :
 - fluage du béton.
 - retrait du béton.
 - relaxation des aciers.

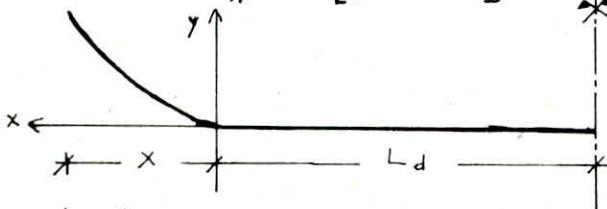
2. Les pertes instantanées

• Frottement :

Les pertes dues au frottement peuvent être évaluées par :

$$\Delta \sigma_{fr} = \sigma_0 [f \cdot \alpha + \varphi] \quad \text{avec :}$$

- f : coef. de frottement câble-gaine = 0,18.
- α (rad) : angle de relevage du câble.
- φ : coef. de perte en ligne = 0,002 rad/m.
- σ_0 : contrainte initiale à la mise en tension
 $\sigma_0 = \min(0,85 R_g; 0,95 T_g) = 14060 \text{ kg/cm}^2$.
- L : Longueur du câble
 $L = L_d + L_c$.



Le tronçon courbe du câble est parabolique d'éqⁿ $y = ax^2 \rightarrow dy = 2ax dx$.

$$L_c = \int ds = \int \sqrt{(dx)^2 + (dy)^2} = \int \sqrt{1 + (2ax)^2} \cdot dx$$

en effectuant un changement de variable, on obtient :

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

Perte de frottement entre la section d'about et la section médiane.

Cables	α [°]	X [m]	L_c [m]	L_d [m]	L [m]	$a \cdot 10^4 \text{ cm}^{-1}$	$\Delta \sigma_{fr} \text{ kg/cm}^2$
①	24,23	5,05	5,21	4,67	9,87	4,457	1348
②	24,23	5,34	5,50	6,88	12,38	4,210	1419
③	15	6,90	6,98	6,82	13,80	1,941	1042
④	10	3,68	3,69	10,04	13,73	2,394	862

$$\Delta \sigma_{fr}^{moy} = 1159 \text{ kg/cm}^2$$

Perte de frottement entre la section d'about et la section d'émergement du câble (2) :

Cable	α [°]	X [m]	L_c [m]	L_d [m]	L [m]	$\Delta \sigma_{fr} \text{ [kg/cm}^2]$
③	11,84	1,50	1,50	0	1,50	565
④	5,96	1,50	1,51	0	1,51	306

$$\Delta \sigma_{fr}^{moy} = 434 \text{ kg/cm}^2$$

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

Cable	$\alpha [^\circ]$	$X [m]$	$L_c [m]$	$L_d [m]$	$L [m]$	$\Delta \sigma_{fr} [kg/cm^2]$
②	13,45	2,5	2,51	0	2,51	665
③	6,42	4,00	4,02	0	4,02	397
④	0	4,00	4,03	0	4,03	113

$$\Delta \sigma_{fr}^{moy.} = 392 \text{ kg/cm}^2.$$

• Recul d'ancrage :

Ces pertes sont dues à l'enfoncement de l'appareil d'ancrage. Soit x la longueur de l'armature sur laquelle s'effectue la perte par recul d'ancrage (x est mesurée à partir de l'extrémité de la poutre).

$$x = \sqrt{\frac{g \cdot E_a}{\sigma_0 \left(f \frac{\alpha}{\ell} + \varphi \right)}} = \sqrt{\frac{g \ell E_a}{\Delta \sigma_{fr}}} \quad \begin{array}{l} E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2 \\ g = 0,009 \text{ m.} \end{array}$$

la perte par recul d'ancrage est évaluée par la formule :

$$\Delta \sigma_{recul} = 2 \sigma_0 \left[f \alpha + \varphi L \right] = 2 \frac{g}{x} E_a$$

En un point quelconque de l'armature, d'abscisse x (origine prise à l'ancrage) $x < X$ on a :

$$\Delta \sigma_{recul}(x) = \Delta \sigma_{recul} \frac{x-x}{X} = 2 g E_a \frac{x-x}{X^2}$$

Le tableau suivant donne les pertes par recul d'ancrage pour quelques sections

	$X [m]$	Sections			
		Appui	1,50 m	4,00 m	Section médiane
①	11,76			2120	0
②	12,84		2600	2025	0
③	15,82	2389	2163	1785	316
④	17,72	2133	1953	1652	480
$\Delta \sigma_{recul}^{moy.}$		2261	2237	1896	398

• Raccourcissement instantané du béton :

Les pertes par raccourcissement instantané du béton sont données par la relation suivante :

$$\Delta \sigma_{racc.} = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_a}{E_i} \cdot \sigma'_{bj}$$

où σ'_{bj} = contrainte probable du béton au niveau du c.d.g. des armatures de précontrainte dans la section considérée sous l'effet de toutes les actions de longue durée.

$$\sigma'_b = \frac{N}{B} + \frac{Ne^2}{I} + \frac{M_e \cdot e}{I}$$

$$\text{A mi travéa : } \sigma'_b = \frac{347 \cdot 10^3}{3.8144} + \frac{347 \cdot 10^3 (85,68)^2}{3.019787 \cdot 10^8} + \frac{211,09 \cdot 10^5 \cdot 85,68}{0,19787 \cdot 10^8} = 149 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{en L/4 : } \sigma'_b = \frac{347 \cdot 10^3}{3.8144} + \frac{347 \cdot 10^3 (80,2)^2}{3.019921 \cdot 10^8} + \frac{211,09 \cdot 10^5 \cdot 80,2}{0,19921 \cdot 10^8} = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{bj} = \sigma'_{b \text{ moy}} = \frac{149 + 137}{2} = 143 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_e = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_{28}} = 420000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_{\text{racc}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_e}{E_i} \cdot \sigma'_{bj} = \frac{1}{2} \cdot \frac{2,1 \cdot 10^6}{42 \cdot 10^4} \cdot 143 = 357,5 \text{ kg/cm}^2$$

8.3-Pertes différées

$$8.3.1 \text{ Fluage : } \Delta \sigma_{\text{fluage}} = 2 \cdot \frac{E_e}{E_i} \cdot \sigma'_{bj} = 1430 \text{ kg/cm}^2$$

$$8.3.2 \text{ Retrait : } \Delta \sigma_{\text{retrait}} = \epsilon_r \cdot E_e \quad ; \quad \epsilon_r = 4 \cdot 10^{-4} \\ = 4 \cdot 10^{-4} \cdot 2,1 \cdot 10^6 = 840 \text{ kg/cm}^2$$

8.3.3 Relaxation des aciers :

D'après L'I.P.2 on a :

$$\Delta \sigma_{\text{rel.}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2,4 S_{1000}}{100} \cdot \frac{\sigma_{p_i} - 0,55 R_g}{0,25 R_g} \cdot \sigma_{p_i} \\ \frac{S_{300} + 2,5}{100} \cdot \frac{\sigma_{p_i} - 0,55 R_g}{0,25 R_g} \cdot \sigma_{p_i} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} S_{1000} = 0,03 \\ S_{300} = 0,036 \\ R_g = 18490 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$\sigma_{p_i} = \sigma_0 - \sum \Delta \sigma_{\text{instantanés}} \quad \sigma_0 = 148 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{à l'about : } \sigma_{p_i} = 14800 - 0 - 2261 - 357,5 = 12181,5 \text{ kg/cm}^2$$

à la section d'émergence du câble (2) :

$$\sigma_{p_i} = 14800 - 434 - 2237 - 304 = 11825 \text{ kg/cm}^2$$

à la section d'émergence du câble (1) :

$$\sigma_{p_i} = 14800 - 392 - 1896 - 304 = 12208 \text{ kg/cm}^2$$

à la section médiane : $\sigma_{p_i} = 14800 - 1159 - 398 - 304 = 12939 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{A.N. } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{p_i} \text{ moy.} = 12288 \text{ kg/cm}^2 \\ \Delta \sigma_{\text{rel.}} = 142,8 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \quad \left. \begin{array}{l} \text{Nous adapterons} \\ \text{ces résultats pour} \\ \text{toutes les sections} \end{array} \right.$$

Toutefois, l'IPN:2 propose de prendre les pertes différées égales à :

$$\Delta \sigma_{\text{diff.}} = \left\{ \begin{array}{l} \Delta \sigma_{\text{retrait}} + \Delta \sigma_{\text{fluage}} + \Delta \sigma_{\text{rel.}} - \frac{\Delta \sigma_{\text{rel.}} [\Delta \sigma_{\text{retrait}} + \Delta \sigma_{\text{fluage}}]}{\sigma_{p_i} - 0,55 R_g} \\ \text{et} \\ \Delta \sigma_{\text{retrait}} + \Delta \sigma_{\text{fluage}} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Si } \Delta \sigma_{\text{ret.}} + \Delta \sigma_{\text{flu.}} < \sigma_{p_i} - 0,55 R_g \\ \text{Sinon} \end{array}$$

$$\Delta \sigma_{\text{retrait}} + \Delta \sigma_{\text{fluage}} = 840 + 1430 = 2270 < \sigma_{p_i} - 0,55 R_g = 12288 - 0,55 \cdot 18490 = 2118,5$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_{\text{diff.}} = \Delta \sigma_{\text{ret.}} + \Delta \sigma_{\text{flu.}} + \Delta \sigma_{\text{rel.}} - \frac{\Delta \sigma_{\text{rel.}} (\Delta \sigma_{\text{ret.}} + \Delta \sigma_{\text{flu.}})}{\sigma_{p_i} - 0,55 R_g}$$

$$\Delta \sigma_{\text{diff.}} = 840 + 1430 + 142,8 - \frac{142,8 (840 + 1430)}{12288 - 0,55 \cdot 18490} = 2258 \text{ kg/cm}^2$$

IX - VERIFICATION DES CONTRAINTES

Phases d'exécution :

Les vérifications des contraintes se feront d'après les phases ci après :

Phase 1 : on coule la poutre sur l'air de préfabrication, après un durcissement suffisant du béton on procède à 1^{ère} mise en tension des câbles d'about.

- La section résistante est la poutre seule.
 - Les contraintes sont celles de la précontrainte des 3 câbles plus le poids propre de la poutre.
- Cette phase se vérifiera à quelque jours seulement après avoir décoffré. Les pertes différées ne sont pas encore consommées.

Phase 2 : on pose les poutres sur leurs appuis, on coule la dalle, les contraintes sont :

- Poids propre de la poutre
 - Poids de la dalle
 - Précontrainte résiduelle de la 1^{ère} série de câbles
- La section résistante est toujours la poutre seule.

Phase 3 : la dalle en durcissant participe à la résistance. on procède à la 2^{ème} mise en tension des câbles émergents. les contraintes sont :

- Poids propre de la poutre.
 - Poids de la dalle
 - Précontrainte résiduelle de la 1^{ère} série de câbles.
 - Précontrainte de la 2^{ème} série de câbles.
- La section résistante est la poutre + dalle

Phase 4 : on met la superstructure en place (trottoirs, garde-corps, bordures) les contraintes sont :

- Poids propre de la poutre
 - Poids de la dalle
 - Poids de la superstructure
 - Précontrainte résiduelle des 2 séries de câbles.
- La section résistante est la poutre + dalle.

Phase 5 : C'est une phase de vérification en service. on applique les surcharges civiles et exceptionnelles susceptibles de provoquer les efforts maximaux.

1. Vérification des Contraintes Normales.

1.1. Détermination de la contrainte initiale de calcul :

Nous allons effectuer les vérifications de contraintes au droit de la section médiane.

Le tableau suivant nous permet de déduire la contrainte initiale de calcul à la section médiane.

Cables	①	②	③	④
Cont. de mise en tension σ_0 [kg/cm ²]	14800	14800	14800	14800
Perte par frottement $\Delta\sigma_{fr}$ [kg/cm ²]	1348	1419	1042	826
Perte par recul d'ancrage $\Delta\sigma_{rac}$ [kg/cm ²]	0	0	316	398
Perte par raccour. instant. [kg/cm ²]	358	358	358	358
Cont. juste après mise en tension kg/cm ²	13094	13023	13084	13218

Nous prendrons comme contrainte initiale de calcul la moyenne des contraintes juste après la mise en tension $\sigma_i = 13105 \text{ kg/cm}^2$.

Caractéristique géométrique de la section médiane.

Section	B [cm ²]	I [cm ⁴]	i ² [cm ²]	V _s [cm]	V _i [cm]	e [cm]
Poutre seule	5318	1,274 · 10 ⁷	2281	55,75	74,25	-59,81
Poutre + Dalle	8144	1,9787 · 10 ⁷	2429	52,87	97,13	-85,68

1.2. Vérification des contraintes :

Phase 1 - contrainte initiale dans chaque câble : $\sigma_i = 13105 \text{ kg/cm}^2$.

l'effort de precont. de 2 câbles d'about :

$$N = 13105 \times 2 \times 9,73 = 255024 \text{ Kg.}$$

Contrainte engendrée par l'effort de precontrainte :

Fibre supérieure (F.S)

$$\sigma_{ps} = \frac{255024}{5318} \left(1 - \frac{59,81 \cdot 55,75}{2281} \right) = -22,15 \text{ kg/cm}^2$$

Fibre inférieure (F.I)

$$\sigma_{pi} = \frac{255024}{5318} \left(1 + \frac{59,81 \cdot 74,25}{2281} \right) = 141,32 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte produite par le poids propre de la poutre :

$$\sigma_{os} = \frac{M V_s}{I} = \frac{149,22 \cdot 10^5 \cdot 55,75}{1,274 \cdot 10^7} = 65,30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{oi} = -\frac{M V_i}{I} = -\frac{149,22 \cdot 10^5 \cdot 74,25}{1,274 \cdot 10^7} = -86,97 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes effectives : (F.S) : $\sigma_s = \sigma_{os} + \sigma_{ps} = 43,15 \text{ kg/cm}^2$.

(F.I) : $\sigma_i = \sigma_{oi} + \sigma_{pi} = 54,35 \text{ kg/cm}^2$.

À la fin de la 1^{ère} phase, la première série de câble va subir une perte de tension estimée à $\frac{1}{3} \Delta\sigma_d$ ($\Delta\sigma_d$: perte diff. totale). La contrainte de service devient : $13105 - \frac{1}{3} 2258 = 12352 \text{ kg/cm}^2$.

l'effort de precontrainte de 2 câbles : $12352 \cdot 2 \cdot 9,73 = 240370 \text{ kg}$.

Fibre	cont. engendrée par la prec. kg/cm ²	cont. due au pds propre (poutre) kg/cm ²	contrainte effective kg/cm ²
F.S.	-20,88	65,30	44,42
F.I.	133,20	-86,97	46,23

Phase 2-

Les cables d'about vont encore subir une perte estimée à $\frac{1}{3} \sigma_d$.
 contrainte de service est : $12352 - \frac{1}{3} \cdot 2258 = 11599 \text{ kg/cm}^2$.
 effort de precontrainte : $2 \cdot 11599 \cdot 9,73 = 225723 \text{ kg}$.
 Contrainte engendrée par la force de precontrainte :

F.S. $\sigma_{ps} = \frac{225723}{5318} \left(1 - \frac{59,81 \cdot 55,75}{2281} \right) = -19,60 \text{ kg/cm}^2$.

F.I. $\sigma_{pi} = \frac{225723}{5318} \left(1 + \frac{59,81 \cdot 74,25}{2281} \right) = 125,08 \text{ kg/cm}^2$.

Contrainte produite par le poids propre de la poutre et de la dalle :

F.S. $\sigma_{es} = \frac{221,09 \cdot 10^5 \cdot 55,75}{1,274 \cdot 10^7} = 92,37 \text{ kg/cm}^2$.

F.I. $\sigma_{ei} = -\frac{221,09 \cdot 10^5 \cdot 74,25}{1,274 \cdot 10^7} = -123,6 \text{ kg/cm}^2$.

Fibre	Contrainte engendrée par la precontrainte	Cont. due au pds propre de la poutre + dalle	Contrainte effective
F.S.	-19,60	92,37	72,77
F.I.	125,08	-123,6	1,48

Phase 3-

On met en tension les deux cables émergents ① et ②
 contrainte initiale $\sigma_i = 13105 \text{ kg/cm}^2$.

Force de precontrainte de 2 cables ① et ② : $2 \cdot 13105 \cdot 9,73 = 255023 \text{ kg}$.

La première série de cable va subir une perte de $\frac{1}{3} \sigma_d$
 $11599 - \frac{1}{3} \cdot 2258 = 10846 \text{ kg/cm}^2$

Force de precontrainte des cables ③ et ④ : $10846 \cdot 2 \cdot 9,73 = 211069 \text{ kg}$.

L'effort de precontrainte totale : $255023 + 211069 = 466093 \text{ kg}$.

Contraintes engendrées par la precontrainte

F.S. $\sigma_{ps} = \frac{466093}{8144} \left(1 - \frac{85,68 \cdot 52,87}{2429} \right) = -49,50 \text{ kg/cm}^2$.

F.I. $\sigma_{pi} = \frac{466093}{8144} \left(1 + \frac{85,68 \cdot 97,13}{2429} \right) = 253,31 \text{ kg/cm}^2$.

Contrainte produite par les poids propres (poutre + dalle) :

F.S. $\sigma_{es} = \frac{211,09 \cdot 10^5 \cdot 52,87}{1,9787 \cdot 10^7} = 56,40 \text{ kg/cm}^2$.

$\sigma_{ei} = -\frac{211,09 \cdot 10^5 \cdot 97,13}{1,9787 \cdot 10^7} = -103,62 \text{ kg/cm}^2$.

Contraintes effectives : F.S. $\sigma_s = \sigma_{ps} + \sigma_{es} = 6,9 \text{ kg/cm}^2$.

F.I. $\sigma_i = \sigma_{pi} + \sigma_{ei} = 149,69 \text{ kg/cm}^2$.

A la fin de cette phase la 2^e série de cable (① et ②) vont subir une perte de $\frac{1}{3} \sigma_d$.

Contrainte de service des cables ① et ② $\sigma = 13105 - \frac{1}{3} \cdot 2258 = 12352,33 \text{ kg/cm}^2$

effort de precontrainte des cables ① et ② $P = 2 \cdot 12352,33 \cdot 9,73 = 240376 \text{ kg}$.

effort de precontrainte total $211069 + 240376 = 451445 \text{ kg}$.

Contrainte engendrée par la precontrainte F.S. $\sigma_{ps} = -47,90 \text{ kg/cm}^2$

F.I. $\sigma_{pi} = 245,35 \text{ kg/cm}^2$.

Fibre	Contrainte engendrée par la precontrainte kg/cm^2	Cont. due au poids propre de la poutre + dalle	Contrainte effective
F.S.	-47,90	56,40	8,5
F.I.	245,35	-103,62	141,73

Phase 4-

On met en place la superstructure (trottoirs, revêtement, glissière, garde corps). $M_c = 229,25 \text{ t.m}$.

Contraintes engendrées par les charges permanentes :

$$F.S. \quad \sigma_{c,s} = \frac{229,25 \cdot 10^5 \cdot 52,87}{1,9787 \cdot 10^7} = 61,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.I. \quad \sigma_{c,i} = -\frac{229,25 \cdot 10^5 \cdot 97,13}{1,9787 \cdot 10^7} = -112,53 \text{ kg/cm}^2.$$

La 1^{re} série du câble a subi toute les pertes, l'effort de precontrainte de 2 câbles (3) et (4) : $P = 211069 \text{ kg}$. La 2^e série de câble va subir une perte estimée à $\frac{2}{3}\sigma_d$: $\sigma = 12352 - \frac{2}{3}2258 = 10847 \text{ kg/cm}^2$. L'effort de cette 2^e série est $P = 211076 \text{ kg}$. L'effort de precontrainte total est :
 $211069 + 211076 = 422145 \text{ kg}$.

Contraintes engendrées par la precontrainte

$$F.S. \quad \sigma_{p,s} = \frac{422145}{8144} \left(1 - \frac{85,68 \cdot 52,87}{2429}\right) = -44,83 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{p,i} = \frac{422145}{8144} \left(1 + \frac{85,68 \cdot 97,13}{2429}\right) = 199,43 \text{ kg/cm}^2.$$

Fibre	contrainte engendrée par la precontrainte kg/cm ²	Contrainte due au pds propre de la poutre + dalle + corniche kg/cm ²	Contrainte effective
F.S.	-44,83	61,25	16,42
F.I.	199,43	-112,53	86,9.

Phase -5-

C'est la phase de service en charge. On applique les surcharges. Dans notre cas, c'est la surcharge exceptionnelle qui est la plus défavorable.

$$M_{(G+Q)_s} = \frac{375 \cdot 10^5 \cdot 52,87}{1,9787 \cdot 10^7} = 100,20 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M_{(G+Q)_i} = -\frac{375 \cdot 10^5 \cdot 97,13}{1,9787 \cdot 10^7} = -184,10 \text{ kg/cm}^2.$$

Tous les câbles ont déjà subi toutes les pertes.
 Contrainte engendrée par la precontrainte :

$$F.S. \quad \sigma_{p,s} = -44,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{p,i} = 199,43 \text{ kg/cm}^2.$$

Fibre	contrainte engendrée par la precontrainte kg/cm ²	cont. due au pds propre de la poutre + dalle + corniche	Contrainte effective
F.S.:	-44,83	100,20	55,37
F.I.	199,43	-184,10	15,33.

Remarque: En beton precontraint ce n'est pas toujours dans les sections les plus sollicitées par les actions extérieures que les contraintes extrêmes sont obtenues, pour cela il est nécessaire de vérifier à la section 1/4.

2. Verification des Contraintes tangentés

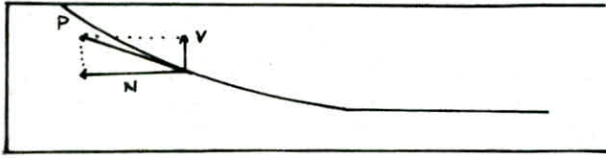
2.1. Effort tranchant réduit:

L'effort de précontrainte peut se décomposer au droit de chaque section en 2 composantes:

$N = \sum P \cos \alpha_i$: Composante horizontale
 $V = \sum P \sin \alpha_i$: Composante verticale

P : effort de précontrainte par câble

α_i : angle de relevage du câble i au niveau de la section considéré



Designons par T_ϕ l'effort tranchant dû aux sollicitations extérieures
 l'effort tranchant réduit est: $T_r = T_\phi - V = T_\phi - \sum P \sin \alpha_i$

2.2. Contrainte de Cisaillement:

Elle est donnée par la formule classique de la R.D.M: $\tau = \frac{T_r}{b_0 \cdot z}$

$z = I/s$, I : moment d'inertie de la section

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

2.3. Contrainte de Cisaillement admissible:

Elle se détermine par la formule de CHALOS et BÉTEILLE: $\bar{\tau} = \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}'} (\bar{\sigma}' - \bar{\sigma}_g) (\bar{\sigma} + \bar{\sigma}_g)$
 avec $\bar{\sigma}$ et $\bar{\sigma}'$ sont respectivement les contraintes admissibles de traction et de compression, $\bar{\sigma}_g$: contrainte au niveau du G.D.G de la section.

en phase de construction: $\bar{\sigma} = 0,55 \cdot 31 = 17,05 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}' = 0,55 \cdot 400 = 220 \text{ kg/cm}^2$

en phase de service: $\bar{\sigma} = 0,42 \cdot 31 = 13 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}' = 0,42 \cdot 400 = 168 \text{ kg/cm}^2$

2.4. Verification des Contraintes tangentés:

Le principe consiste à vérifier pour chaque phase que $\tau \leq \bar{\tau}$ au niveau de chaque section.

. Section d'about:

Section	B [cm ²]	I [cm ⁴]	V_s [cm]	i^2 [cm ²]	e [cm]	$\sum P \cos \alpha_i$	$\sum P \sin \alpha_i$	V_i [cm]
Poutre seule	8847,88	$1,1425 \cdot 10^8$	57,77	1609	-0,27	1,951	0,433	72,23
Poutre + dalle	11677,48	$0,2235 \cdot 10^8$	60,50	1914,55	-17,54	1,951	0,433	89,10

Contrainte initial dans chaque câble à l'about (après les pertes instantanées)
 $\sigma_i = \sigma_0 - \sum \sigma_{inst} - \sum \sigma_{rel} = 14800 - 358 - 2261 = 12181$

. Phase 1:

Contrainte de service: $12181 - \frac{1}{3} \cdot 2258 = 11428 \text{ kg/cm}^2$

Précontrainte par câble: $11428 \cdot 9,73 = 111194 \text{ kg}$

$N = \sum P \cos \alpha_i = 111194 \cdot 1,951 = 216939 \text{ kg}$

$V = \sum P \sin \alpha_i = 111194 \cdot 0,433 = 48147 \text{ kg}$

$T_r = T_\phi - V = \frac{9L}{2} - V = \frac{1,5 \cdot 26,45}{2} - 48,147 = -28,31 \text{ t}$

$b_0 = 60 - 6,6 = 53,4 \text{ cm}$

$s = 60 \cdot \left(\frac{72,23}{2}\right)^2 - 34,2 \cdot 29,97 = 155490,21 \text{ cm}^3$

$z = I/s = \frac{0,11425 \cdot 10^8}{155490} = 91,65 \text{ cm}$

$\tau = -\frac{28,31 \cdot 10^3}{53,4 \cdot 91,65} = -5,78 \text{ kg/cm}^2$

Calcul de $\bar{\sigma}$:

Contrainte produite par N: F.S: $\frac{216930}{8847,58} \left(1 - \frac{(0,27)(57,77)}{1609}\right) = 24,28 \text{ kg/cm}^2$

F.I: $\frac{216930}{8847,58} \left(1 + \frac{(0,27)(72,23)}{1609}\right) = 24,28 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte au niveau du C.D.G de la Section :

$\sigma_g = 24,28 + (24,8 - 24,28) \frac{57,77}{130} = 24,5 \text{ kg/cm}^2$

d'où $\bar{\sigma}^2 = \frac{\sigma}{\sigma'} (\sigma' - \sigma_g) (\sigma + \sigma_g) = \frac{17,05}{220} (220 - 24,5) (17,05 + 24,5) = (25,10)^2$

$|\tau| = 5,78 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma} = 25,10 \text{ kg/cm}^2$.

Phase 2 :

la 1^{re} Serie d'armature va subir une perte estimée à $\frac{1}{3} \Sigma \sigma_s$:

Precontrainte résiduelle: $11428 - \frac{1}{3} 2258 = 10675,33 \text{ kg}$

Precontrainte par Cable: $10675,33 \cdot 9,75 = 104084,5 \text{ kg/cm}^2$

$N = 104084,5 \cdot 1,951 = 20306 \text{ kg}$

$V = 104084,5 \cdot 0,433 = 45069 \text{ kg}$

$T_r = T_{\text{poutre}} + T_{\text{dalle}} - V = 29,140 - 45069 = -15929 \text{ kg}$

$\bar{\sigma} = \frac{-15929}{53,4 \cdot 91,05} = -3,27 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_g = 23,3 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte engendré par N: F.I: $\frac{203069}{8847,5} \left(1 - \frac{(0,27)(57,77)}{1609}\right) = 22 \text{ kg/cm}^2$

F.S: $\frac{203069}{8847,5} \left(1 + \frac{(0,27)(72,23)}{1609}\right) = 23,3 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}^2 = \frac{17,05}{220} (220 - 23,9) (17,05 + 23,9) = (23,08)^2 \text{ kg/cm}^2$

$|\tau| = 3,27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma} = 23,08 \text{ kg/cm}^2$

Phase 3 :

Contrainte résiduelle: $104084,5 \text{ kg/cm}^2 - \frac{1}{3} 2258 = 10334 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte par Cable: $100549,82 \text{ kg/cm}^2$

$N = 100549,82 \cdot 1,951 = 196172,70 \text{ kg/cm}^2$

$V = 100549,82 \cdot 0,433 = 43538,10 \text{ kg/cm}^2$

$T_r = 29,14 - 43,538 = -14,398 \text{ t}$

$S = 60 \cdot \frac{(89,50)^2}{2} - 34,2 \cdot 47,24 = 238692 \text{ cm}^3$

$z = \frac{0,22357 \cdot 10^8}{238692} = 93,66 \text{ cm}$

Contrainte engendrés par N:

$\bar{\sigma} = \frac{-14,398 \cdot 10^3}{53,4 \cdot 93,66} = -2,87 \text{ kg/cm}^2$

F.S: $\frac{196172,70}{11677,68} \left(1 - \frac{(17,54)(60,5)}{1914,55}\right) = 7,48 \text{ kg/cm}^2$

F.I: $\frac{196172,70}{11677,68} \left(1 + \frac{(17,54)(89,50)}{1914,55}\right) = 30,57 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_g = 7,48 + (30,57 - 7,48) \frac{60,50}{150} = 16,79 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}^2 = \frac{17,05}{220} (220 - 16,79) (17,05 + 16,79) = (23,08)^2 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma} = 23,08 \text{ kg/cm}^2$

$|\tau| = 2,87 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma} = 23,08 \text{ kg/cm}^2$.

Phase 4:

toutes les pertes ont été déjà consommées : $10334 - \frac{1}{3} 2258 = 9581,33 \text{ kg/cm}^2$

$N = 181885 \text{ kg}$, $V = 40367 \text{ kg}$.

$Tr = 34670 - 40367 = 5697 \text{ kg}$

$$\tau = \frac{5697}{53,4 \cdot 93,66} = -1,14 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte engendré par N: F.S: $\frac{181885}{11677} \left(1 - \frac{(17,54)(60,5)}{1914}\right) = 6,94 \text{ kg/cm}^2$

F.L: $\frac{181885}{11677} \left(1 + \frac{(17,54)(89,50)}{1914}\right) = 28,35 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_g = 6,94 + (28,35 - 6,94) \frac{60,50}{150} = 15,58 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{17,05}{220} (220 - 15,58) (17,05 + 15,58) = (22,74)^2 \text{ kg/cm}^2, \quad \bar{\tau} = 22,73 \text{ kg/cm}^2$$

$$|\tau| = 1,14 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 22,74 \text{ kg/cm}^2$$

Phase 5:

$N = 181885 \text{ kg}$, $V = 40367 \text{ kg}$, $Tr = 59450 - 40367 = 19083 \text{ kg}$

$$\tau = -\frac{19083}{53,4 \cdot 93,66} = -3,81 \text{ kg/cm}^2 \quad |\tau| < \bar{\tau} = 22,74 \text{ kg/cm}^2$$

Le principe des calcul et le même pour les autres sections.
Les résultats pour les sections d'émergence des câbles ① et ② sont regroupés dans les tableaux suivants.

Section d'émergence du Câble N°①:

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5
$ \tau \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	23,40	26,12	20,13	17,05	16,18
$\bar{\tau} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	31,10	24,50	29,25	25,06	21,35

Section d'émergence du Câble N°②:

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5
$ \tau \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	20,51	23,53	18,13	16,35	15,26
$\bar{\tau} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	30,48	32,20	28,13	23,12	19,30

A chaque section et à chaque phase nous avons $\tau < \bar{\tau}$

X. VERIFICATION A LA RUPTURE

L'IPA exige de vérifier que l'ouvrage ne peut pas par rupture lorsque les valeurs des surcharges réglementaires augmentent de 80%.

- 1 Rupture en flexion :

Condition à vérifier: $M_G + 1,8M_Q \leq 0,7 M_{RB}$
 $M_G = 229,25 \text{ t.m}$ (moment sous le poids propre)
 $M_Q = 145,75 \text{ t.m}$
 $M_{RB} = M_{RB1} + M_{RB2}$: moment de rupture de béton.

avec:

$$M_{RB1} = 0,35 b_0 h^2 \sigma'_n \quad (\text{relatif à l'âme})$$

$$M_{RB2} = \begin{cases} 0,8 (b-b_0) h_0 (h - \frac{h_0}{2}) \sigma'_n \\ \min \left[0,35 (b-b_0) h^2 \sigma'_n \right] \end{cases} \quad \text{relatif à l'ourdis}$$

$$h = h_t - d' = 150 - 11,45 = 138,55 \text{ cm (à mi travée)}, \quad b = 141,5 \text{ cm}, \quad b_0 = 21 \text{ cm}$$

$$M_{RB1} = 0,35 \cdot 21 (138,55)^2 \cdot 400 = 5,17 \cdot 10^7 \text{ kg cm} = 564 \text{ t.m}$$

$$M_{RB2} = \min \left\{ \begin{aligned} &0,8 (141,5 - 21) \cdot 20 \cdot (138,55 - \frac{20}{2}) \cdot 400 = 991 \text{ t.m} \\ &0,35 (141,5 - 21) (138,55)^2 \cdot 400 = 3224 \text{ t.m} \end{aligned} \right.$$

$$M_{RB} = 564 + 991 = 1555 \text{ t.m} \quad 0,7 M_{RB} = 1088,5 \text{ t.m}$$

$$M_G + 1,8M_Q = 229,25 + 1,8 \cdot 145,75 = 491,6 \text{ t.m} < 0,7 M_{RB}$$

2 Sécurité / au aciers :

Condition à vérifier: $M_G + 1,8M_Q \leq \begin{cases} 0,9 M_{RA} \text{ si } M_f < M_{RA} \\ 0,8 M_{RA} \text{ si } M_f < M_{RA} \end{cases}$

$$M_{RA} = 0,9 h \omega R_g \quad (\text{moment de rupture de l'acier})$$

$$R = 18490 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Contrainte de rupture garantie}), \quad \omega = 4 \cdot 9,73 = 38,92 \text{ cm}^2$$

$$M_{RA} = 0,9 \cdot 138,55 \cdot 38,92 \cdot 18490 = 897 \text{ t.m}$$

M_f : moment de fissuration calculé avec une traction ultime:
 $2\sigma_n = 2 \times 31 = 62 \text{ kg/cm}^2$

Pour la fibre inférieure, on prend $\sigma = \sigma_p + 2\sigma_n$ (σ_p : contrainte à la Précontrainte)

$$\sigma = 229,43 + 62 = 291,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_f = \sigma \cdot I / v_i = 291,43 \cdot \frac{1,9787 \cdot 10^7}{97,13} = 594 \text{ t.m}$$

$M_f < M_{RA}$ la Condition à vérifier: $M_G + 1,8M_Q \leq 0,9 M_{RA}$
 $M_G + 1,8M_Q = 491,6 \text{ t.m} < 0,9 M_{RA} = 0,9 \cdot 897 = 807,3 \text{ t.m}$ vérifié.

3 - Sécurité à la rupture par l'effort tranchant (section d'about)

Compression des bielles: $\sigma = \frac{2T}{\sin 2\theta} \leq 0,5 \sigma'_{28}$, $\sigma'_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$
 $T = \frac{T_r}{b_0 z} = \frac{T_G + 1,8T_s - V}{b_0 z} = \frac{38,91 \cdot 10^3}{53,4 \cdot 93,66} = 7,78 \text{ kg/cm}^2$

$$\tan 2\theta = \frac{2T}{\sigma_g} \Rightarrow \sin 2\theta = 0,556 \Rightarrow \sigma = \frac{2T}{\sin 2\theta} = 28,08 \text{ kg/cm}^2 < 0,5 \sigma'_{28}$$

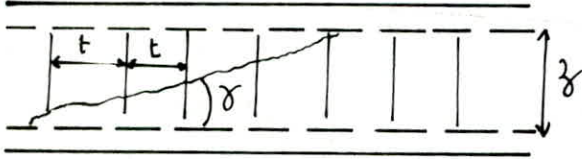
Armature d'âme: $\sigma'_a = \frac{t \cdot T_r \cdot \tan \theta}{A t \cdot z} = \frac{25 \cdot 38910 \cdot 0,66}{2 \cdot 101 \cdot 93,66} = 3410,31 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma'_a = 3410,31 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \sigma'_a$

VI. ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales ont essentiellement pour rôle de couvrir les fissures qui peuvent être produites par le retrait et la reprise de bétonnage.
La justification de ces armatures se base sur la théorie de Ritter-Morch.

1. Espacement des armatures transversales t :

On admet que les fissures qui peuvent se produire font un angle δ avec la // à la fibre moyenne de la poutre. L'angle δ est $\text{tg } 2\delta = \frac{2\tau}{\sigma_g}$



Soit n le nombre de cadres de section A'_t espacé de t :

$$n = \frac{l}{t} = \frac{z}{t \text{tg } \delta}$$

on doit avoir $\frac{T_r}{n A'_t} \leq \bar{\sigma}'_{at}$ $\bar{\sigma}'_{at} = \rho'_a \cdot \bar{\sigma}_{cm}$

$$\frac{T_r}{n A'_t} = \frac{T_r}{A'_t} \frac{\text{tg } \delta}{z} \leq \bar{\sigma}'_{at}$$

$$\Rightarrow t \leq \frac{\bar{\sigma}'_{at} \cdot A'_t \cdot z}{T_r \cdot \text{tg } \delta}$$

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

toutefois on doit avoir $t \leq \bar{t}$
avec $\bar{t} = \inf \left\{ \begin{array}{l} h_t \left(1,25 - 0,95 \frac{\tau}{\bar{\sigma}} \right) \\ b_0 \left(5 - 2 \frac{\tau}{\bar{\sigma}} \right) \\ 4 b_0 \end{array} \right.$

$\bar{\sigma}_{cm} = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $A'_t = 1,57 \text{ cm}^2$
 $h_t = 130 \text{ cm}$. (2T10)

$\rho'_a = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{5,78}{25,10} \right)^2 = 0,98$ pas de reprise de bétonnage

$T_r = 28310 \text{ kg}$ $\tau = 5,78 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_g = 24,5 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{\sigma} = 25,10 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_{at} = \rho'_a \cdot \bar{\sigma}_{cm} = 0,98 \cdot 4200 = 4116 \text{ kg/cm}^2$

$\text{tg } 2\delta = \frac{2\tau}{\sigma} = \frac{2 \cdot 5,78}{24,5} \Rightarrow \theta = 12,92^\circ$

$t \leq \frac{4116 \cdot 1,57 \cdot 91,65}{28310 \cdot 0,23} = 90 \text{ cm}$.

$\bar{t} \leq \begin{cases} 130 \left(1,25 - 0,95 \cdot \frac{5,78}{25,10} \right) = 154,67 \text{ cm} \\ 53,4 \left(5 - 2 \cdot \frac{5,78}{25,10} \right) = 242,4 \text{ cm} \\ 4 \cdot 53,4 = 213,6 \text{ cm} \end{cases}$

Pourcentage minimale: $\tilde{\omega}_t = 0,25 \frac{h_t}{h_t + 3b_0} = 0,25 \frac{130}{130 + 3 \cdot 53,4} = 0,11$

$0,1\% < \tilde{\omega}_t < 0,2\%$ $\bar{t} = \frac{A_t}{\tilde{\omega}_t \cdot b_0} = \frac{1,57 \cdot 100}{0,11 \cdot 53,4} = 26,72 \text{ cm}$.

nous prenons un espacement $t = 20 \text{ cm}$

Section d'émergence du Cable ①

$$\tau = 26,12 \text{ kg/cm}^2, \quad \bar{C} = 34,50 \text{ kg/cm}^2, \quad Tr = 48350, \quad \sigma_g = 48,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{at} = \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{26,12}{34,50} \right)^2 \right] 4200 = 3397,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tan \delta = \frac{2\tau}{\sigma_g} = \frac{2 \cdot 26,12}{48,2} = 1,0838 \Rightarrow \tan \delta = 0,437$$

$$t \leq \frac{\bar{\sigma}'_{at} \cdot A'_t}{Tr \tan \delta} = \frac{3397,5 \cdot 1,57 \cdot 89,10}{48350 \cdot 0,437} = 22,4935 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \inf \begin{cases} h_t (1,25 - 0,95) \frac{\tau}{\bar{C}} = 130 (1,25 - 0,95) \frac{26,12}{34,50} = 68,997 \\ b_0 (5 - 2 \tau / \bar{C}) = 11,4 (5 - \frac{2 \cdot 26,12}{34,50}) = 39,73 \text{ cm} \\ 4 b_0 = 11,4 \cdot 4 = 45,6 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\bar{t} = 20 \text{ cm.}$$

2-Armatures longitudinales

Ces armatures vont jouer le rôle des armatures de construction et des armatures de peau. D'après L'IP1 (article 18) le % minimal des armatures longitudinales à mettre doit être pris égal à la moitié du % des armatures transversales

$$\tilde{\omega}_t = 0,5 \tilde{\omega}_t = 0,5 \cdot 0,11 = 0,06 \%$$

Section minimale des armatures longitudinales est:

$$A_{min} = B_{ame} \cdot \tilde{\omega}_t \quad B_{ame} = 60 \times 130 = 7800$$

$$A_{min} = \frac{7800 \cdot 0,06}{100} = 4,68 \text{ cm}^2$$

nous prenons de T12, T14 Comme armatures longitudinales
Ces armatures vont être placés le long de l'âme, dans le talon et dans la table de la poutre.

Cadre du talon: D'après la disposition de L'IP1, les Cadres du talon doivent être choisis de manière à satisfaire la relation suivante:

$$\frac{\tilde{\omega}_t}{t} \geq C \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{cm}} \cdot 100 \quad \begin{array}{l} \tilde{\omega}_t: \% \text{ des } A_t \text{ (Cadre du talon)} \\ t: \text{ espacement des Cadres du talon.} \\ C: \text{ Enrobage.} \end{array}$$

nous utilisons des T12 [$\sigma_{cm} = 4200$, $A_t = 1,17 \text{ cm}^2$, $\sigma_{28} = 31 \text{ kg/cm}^2$]

$$\text{Section médiane: } \frac{\tilde{\omega}_t}{t} \geq 6,5 \frac{31}{4200} \cdot 100 = 4,8, \quad t \leq \frac{\tilde{\omega}_t}{4,8} = \frac{1,57}{4,8} \cdot 100 = 32,71$$

nous prenons $t = 20 \text{ cm.}$

Section d'about: $c \geq 1,3 D = 1,3 \cdot 6,6 = 8,58 \text{ cm} \rightarrow c = 9 \text{ cm}$

$$\frac{\tilde{\omega}_t}{t} \geq 9 \cdot \frac{31}{4200} \cdot 100 = 6,64 \quad t = \frac{\tilde{\omega}_t \cdot 100}{6,64} = 30,27 \text{ cm}$$

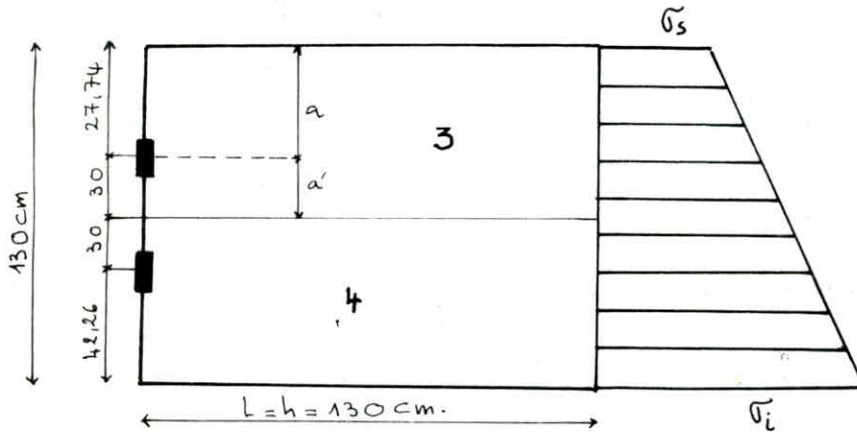
nous prenons $t = 20 \text{ cm.}$

VII. ETUDE DE LA ZONE D'ABOUT

1. Introduction:

Au niveau de la zone d'about, la précontrainte n'a pas son plein effet qu'à une certaine distance de son point d'application. Cette distance est appelée zone de régularisation. Cette zone est le siège des efforts complexes.

2. Détermination des efforts:



③ : Prisme associé à l'ancrage du câble ③

④ : Prisme associé à l'ancrage du câble ④

L : longueur de la zone de régularisation des contraintes, supposée égale à la hauteur de la poutre.

a, a' : distance de l'ancrage aux bords du prisme qui lui est associé.

Effort de surface T_s et calcul des frettes:

L'effort de surface T_s est donné par la formule établie selon la théorie de GUYON.

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

F : force utile du câble, dans le cas d'un ancrage incliné, on majore F de 10%

À l'about la contrainte du câble est $\bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = 11428 \text{ (contrainte après pertes instantanées)}$$

$$F = 1,1 \cdot 11428 \cdot 9,33 = 122,32 \text{ t. Les valeurs de } T_s \text{ sont regroupées dans le tableau:}$$

Prisme	a [cm]	a' [cm]	F (t)	$0,04 F$ (t)	$0,2 \left(\frac{a-a'}{a+a'} \right)^3 F$	T_s
③	27,74	30	122,32	4,89	0,001	4,89
④	42,26	30	122,32	4,89	0,11	5,01

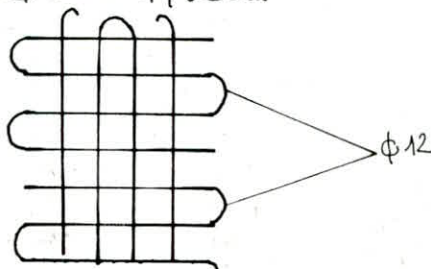
Calcul de frette : nous utilisons des aciers doux $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$

$$T_{\text{max}}^s = 5,01 \text{ t} \quad A = \frac{T_{\text{max}}^s}{\bar{\sigma}_a} = \frac{5,01 \cdot 10^3}{1600} = 3,13 \text{ cm}^2$$

nous adoptons une frette verticale en $\phi 12$, formée par 4 branches.

Cette frette commune aux 2 ancrages, sera placée le plus près possible de la force d'about tout en respectant les conditions d'enrobage.

nous ajoutons également une frette horizontale formée de 4 branches à chaque ancrage. $4 \phi 12 = 4,52 \text{ cm}^2$



Effort d'éclatement: T_e

notation: a_1 : longueur de l'ancrage, a_2 : longueur du prisme fictif avec $a < a'$
 k : Coef de réduction, si $a > a'$ on prend a'
 F : force utile du cable, s = surface du prisme fictif
 $\bar{\sigma}$: contrainte moyenne d'éclatement, $\bar{\sigma}_{y \max}$: contrainte max d'éclate.

Posons $\gamma = a_1/2a$ $\bar{\sigma}_{y \max} = 0,65 \mu (1-\gamma)$ en kg/cm^2 $K = 1 - (8/\bar{\sigma}_{y \max})^2$
 $\mu = F/s$ T_e : évaluer à partir de règle des prismes symétriques (Prisme fictif)

$$T_e = F/3 (1-\gamma) K$$

Les dimensions à prendre en compte:

- Pour le prisme i: $2a \times a$ - plaque d'ancrage: $a_1 \times a_2 = 24 \times 24 [\text{cm}^2]$
 F : force utile du cable: 122t

Prisme	$2a$ [m]	γ	$F/3 (1-\gamma)$ (t)	$2a \times a = s$	$\bar{\sigma}_{y \max} = 0,65 \mu (1-\gamma)$	$\mu = F/s$ [kg/cm^2]	$T_e = F/3 (1-\gamma) K$
③	0,555	0,43	23,24	1540	29,43	79,43	21,52
④	0,60	0,40	24,46	1800	26,50	67,96	24,12

$T_e^{\max} = 24,12 \text{ t}$, les armatures nécessaires pour reprendre cet effort ont une section $A = \frac{24,12 \cdot 10^3}{1600} = 15,075 \text{ cm}^2$ nous adopterons $10 \phi 14 (A = 15,39 \text{ cm}^2)$
 Nous prévoyons aussi des armatures pour reprendre la poussée au vide $\bar{\omega} = 0,3\%$, $B_{\text{âme}} = 60 \times 130 = 7800 \text{ cm}^2$ $A_t = \frac{0,3}{100} \cdot 7800 = 23,4 \text{ cm}^2$
 Soit 8 cadres $\phi 14 \Rightarrow (A = 24,62 \text{ cm}^2)$

Contrainte maximale sous l'ancrage:

Le règlement admet comme contrainte admissible de compression sous l'ancrage la valeur:

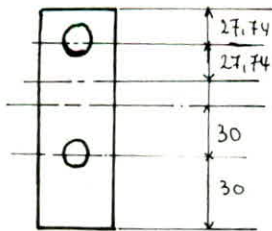
$$\bar{\sigma}' = \frac{1}{1,6} \bar{\sigma}_j' K \text{ avec: } K = 1 + (3 - \frac{a_1}{b_1} - \frac{a_2}{b_2}) \sqrt{(\frac{1-a_1}{b_1})(\frac{1-a_2}{b_2})}$$

a_1, a_2 : dimensions de la plaque d'ancrage.

b_1, b_2 : dimension de la section du prisme ayant son centre de gravité sous la plaque.

Vérification des contraintes:

Dans notre cas, les plaques d'ancrage sont circulaires, de diamètre $\phi = 24 \text{ cm}$
 le diamètre de la gaine des armatures est $\phi = 6,6 \text{ cm}$, la section nette de la plaque est $\Delta = \pi/4 [24^2 - (6,6)^2] = 418 \text{ cm}^2$.



Contrainte admissible de compression:

$$\bar{\sigma}' = \frac{1}{1,6} \cdot 400 \cdot k = 250 k \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Prisme ③: on prend $a_1 = a_2 = 24 \text{ cm}$ $b_1 = 60 \text{ cm}$ $b_2 = 55,5$

$$k_3 = 1 + (3 - \frac{24}{60} - \frac{24}{55,5}) \sqrt{(\frac{1-24}{60})(\frac{1-24}{55,5})} = 1,39$$

$$\bar{\sigma}'_3 = 250 \cdot 1,39 = 349 \text{ kg/cm}^2, \bar{\sigma}'_4 = \bar{\sigma}'_3 = \frac{122,32 \cdot 10^3}{418} = 292,63 \text{ kg/cm}^2$$

Prisme ④: $a_1 = a_2 = 24 \text{ cm}$ $b_1 = 60 \text{ cm}$ $b_2 = 60 \text{ cm}$

$$k_4 = 2,32 \rightarrow \bar{\sigma}'_4 = 290 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}'_4 < \bar{\sigma}'_4$ et $\bar{\sigma}'_3 < \bar{\sigma}'_3$ donc les contraintes sont vérifiées

XIII ETUDE DU PLATELAGE

Le platelage de notre ouvrage se constitue d'une dalle en béton armé coulée sur place. Cette dernière assure deux rôles :

a/ Celui de l'entretoisement des poutres en l'absence d'entretoises dans notre ouvrage.

b/ Elle recevra les charges permanentes engendrées par la couche de roulement ainsi que les surcharges appliquées sur cette dernière afin de les transmettre aux poutres.

Il sera donc étudié deux types de flexion :

- La flexion transversale.
- La flexion locale.

1. FLEXION TRANSVERSALE

Elle sera calculée par la méthode GUYON-MASSONNET. Il sera d'abord tracé la ligne d'influence du coefficient de répartition μ_x , pour ensuite déterminer M_x pour chaque chargement considéré. Pour plus de précision nous considérerons les deux premiers termes du développement en série de Fourier de chaque charge c'est pourquoi l'on calculera μ_x pour θ (1^{er} terme) et μ_x pour 3θ (2^{es} terme). Le calcul des μ_x se fera de la même manière que pour K_x .

$10^4 \mu_{x1} \quad (\theta = 1,30)$									
$y \ e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-52,57	-86,39	-95,18	54,75	760,49	54,75	-95,18	-86,39	-52,57
b/4	-3,87	-38,84	-78,04	-90,06	58,89	763,72	49,56	-128,38	-179,23
b/2	4,96	-13,04	-38,59	-74,61	-77,78	73,68	759,80	-31,05	-391,12
3b/4	1,38	-3,86	-12,89	-29,15	-49,64	-46,62	79,18	629,75	-533,26
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

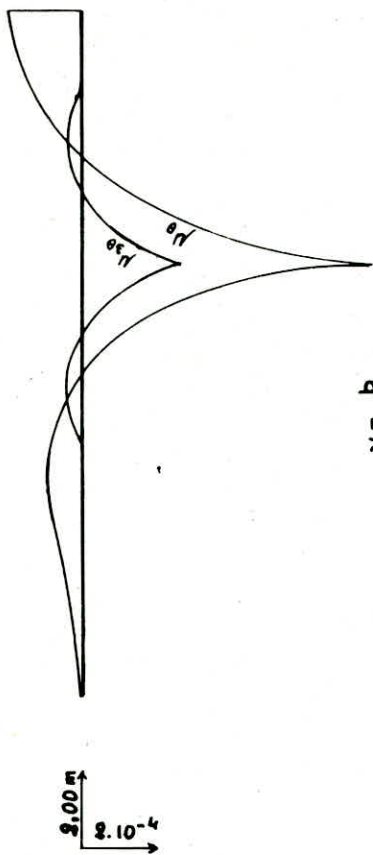
Les valeurs de μ_0 (pour $\alpha=0$) et μ_1 (pour $\alpha=1$) ne figurant pas dans l'ouvrage de BAREŠ pour $\theta=1,30$ nous avons dû les déduire par interpolation entre les valeurs de ceux données pour $\theta=1,20$ et $\theta=1,40$. Nous signalerons toutefois qu'il a été tenu compte du coefficient de poisson ($\nu=0,15$) pour établir les valeurs de μ_x .

$10^4 \mu_{x3} \quad (3\theta = 3,90)$									
$y \ e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,06	0,02	-0,54	-24,57	252,76	-24,57	-0,54	0,02	-0,06
b/4	0,01	-0,03	0,02	-0,54	-24,57	252,76	-24,57	-0,52	-0,25
b/2	0	0	-0,03	0,02	-0,54	-24,56	252,76	-25,11	2,68
3b/4	0	0	0	-0,03	0,02	-0,58	-24,57	253,35	-57,77
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

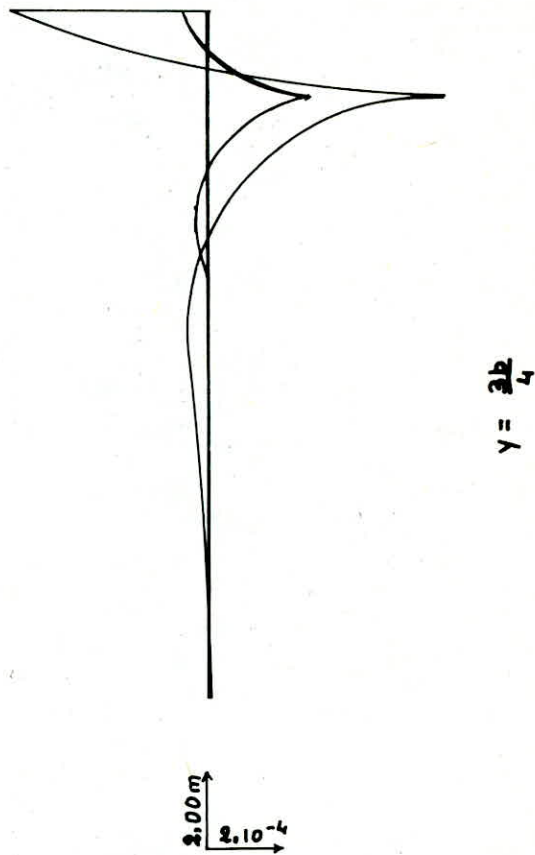
μ_0 et μ_1 ayant été interpolés entre les valeurs données pour $\theta=3,80$ et $\theta=4,00$. Après avoir tracé les lignes d'influence du coefficient μ_x , nous déterminerons ses valeurs pour les différents types de surcharges réglementaires en procédant de la même manière que pour K_x . Les résultats obtenus pour μ_{x1} et μ_{x3} sont résumés dans le tableau qui suit.

Il a été calculé les valeurs positives et négatives des μ_x .

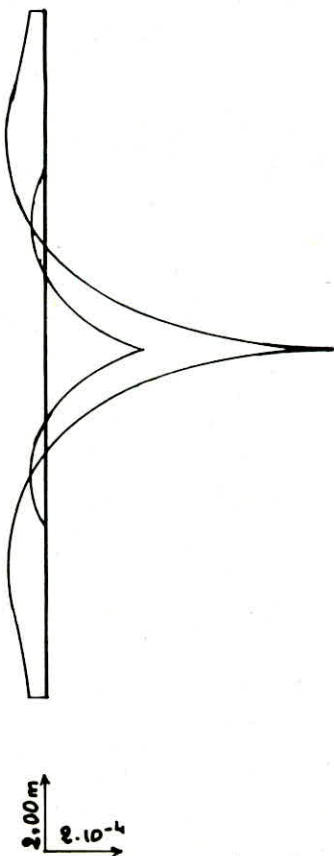
LIGNES D'INFLUENCE DES COEFFICIENTS μ_d .



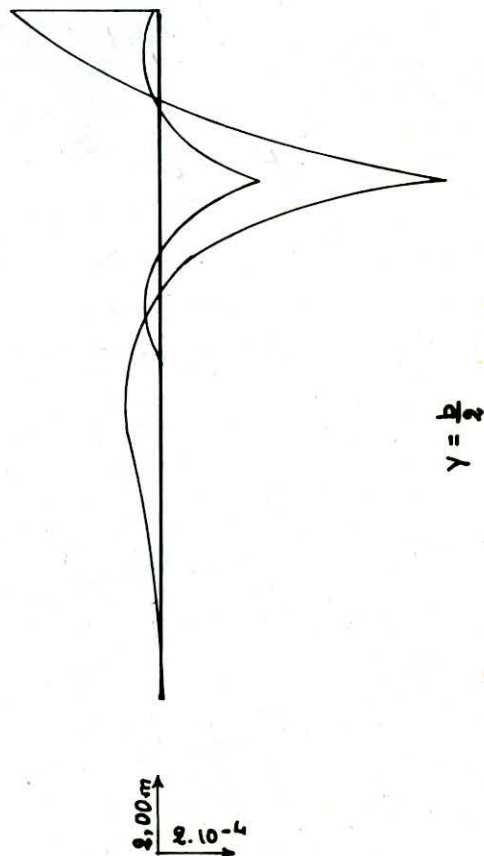
$y = \frac{b}{4}$



$y = b$



$y = 0$



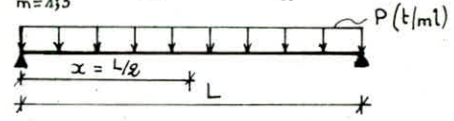
$y = \frac{b}{2}$

		μ_{d1}		μ_{d3}	
		\oplus	\ominus	\oplus	\ominus
Trottoirs	1	—	-0,030	—	-0,003
	2	—	-0,020	—	-0,001
A	1 voie	0,034	-0,010	0,010	-0,002
	2	0,038	-0,019	0,005	-0,002
	3	0,028	-0,005	0,003	-0,001
	4	0,019	—	0,002	—
Bt	1 voie	0,044	-0,010	0,013	-0,002
	2	0,028	-0,020	0,007	-0,002
Bc	1 voie	0,044	-0,010	0,013	-0,002
	2	0,033	-0,019	0,009	-0,002
	3	0,021	-0,006	0,006	-0,001
	4	0,014	-0,005	0,005	-0,001
Br		0,037	-0,014	0,026	-0,004
Mc120		0,037	-0,008	0,011	-0,002
D		0,039	-0,009	0,011	-0,002

Les coefficients μ_d étant calculés, il ne reste plus qu'à déterminer les moments engendrés par les différentes surcharges, chose que nous allons faire en nous servant des formules suivantes:

- Charge uniforme : (A et trottoirs)

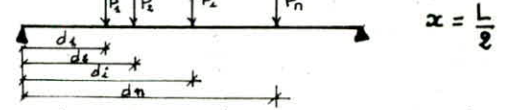
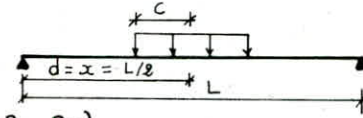
$$M_y = \sum_{m=4,3} \mu_{dm} \cdot \frac{4P}{\pi m} \cdot b \cdot \sin \frac{m\pi x}{L}$$



- Charge linéairement répartie :

(c'est le cas de Mc120 et D)

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



- Pour un système de charges concentrées : (Bc, Bt, Br)

$$M_y = \frac{2}{L} \cdot b \cdot \sum_{m=4,3} \sum_{i=1}^n P_i \cdot \mu_{dm} \cdot \sin \frac{m\pi d_i}{L} \cdot \sin \frac{m\pi x}{L}$$

Tous calculs faits nous obtenons les résultats consignés dans le tableau suivants:

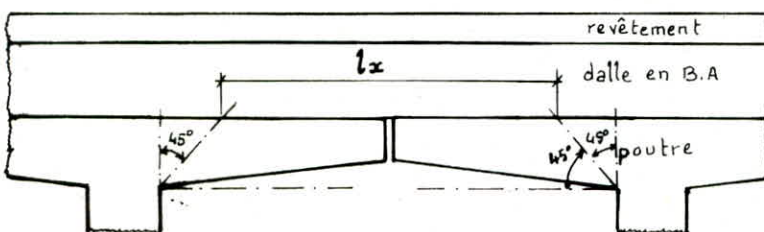
	Trottoirs		A				Bt		Bc				Br	Mc120	D
	1	2	1	2	3	4	1	2	1	2	3	4			
1 ^{er} terme	—	—	1,62	1,63	1,61	1,72	0,57	1,14	1,41	1,06	0,67	0,45	1,07	2,07	2,26
2 ^{es} terme	—	—	-0,16	-0,16	-0,13	-0,10	0,28	0,56	-0,09	-0,06	-0,04	-0,03	0,36	0,68	-0,09
M_y^{\pm} (t.m/ml)	—	—	1,46	1,47	1,48	1,62	0,85	1,70	1,32	0,99	0,63	0,41	1,43	2,75	2,17
1 ^{er} terme	-0,03	-0,01	-0,48	-1,81	-0,65	—	-0,22	-0,44	-0,32	-0,61	-0,19	-0,16	-0,20	-0,60	-1,21
2 ^{es} terme	0,00	0,00	0,03	0,06	0,04	—	-0,04	-0,09	0,01	0,01	0,01	0,01	-0,06	-0,13	0,02
M_y^{\pm} (t.m/ml)	-0,03	-0,00	-0,45	-1,75	-0,60	—	-0,26	-0,53	-0,31	-0,60	-0,18	-0,15	-0,26	-0,72	-1,19

Nous considérerons les moments négatifs sur appuis et les moments positifs en travées. Ces valeurs sont à majorer par les coefficients β dans le cas des surcharges B et Mc120

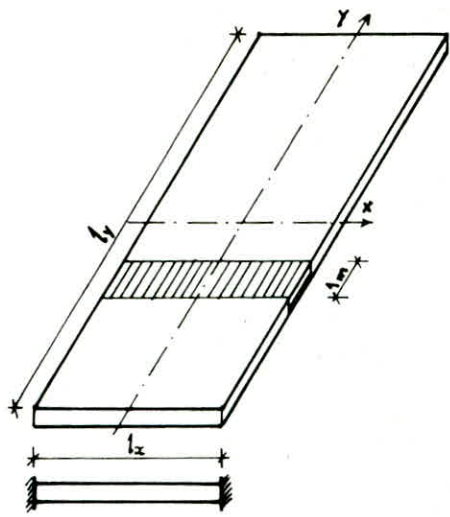
2. FLEXION LOCALE

La dalle constituant le platelage sera assimilée à un ensemble de panneaux rectangulaire de dimensions $l_x \times l_y$ (l_x désignant le plus petit des deux côtés). Ces panneaux seront portés par les poutres principales suivant la direction l_y , libres suivant la direction l_x . Nous les considérerons comme partiellement encastrés entre eux dans le sens l_y .

Les dimensions l_x et l_y seront déterminées en conformité avec les indications de l'IP1



Transversalement : $l_x = 0,875 \text{ m}$
longitudinalement : $l_y = 27,45 \text{ m}$



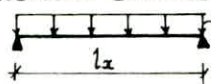
Les panneaux reposent sur deux extrémités dans le sens x , tout le long de y sur une longueur l_y . Pour les charges uniformément réparties sur tout le panneau nous considérerons une bande du panneau de largeur 1m dans le sens de travail (le sens l_x) ce qui reviendrait à calculer une poutre de longueur l_x , de largeur 1m et d'épaisseur 20cm supportant une charge uniforme sur toute la longueur l_x . Nous calculerons d'abord, le moment isostatique en supposant notre "poutre" simplement appuyée sur ses extrémités, puis, en supposant les panneaux semi-encastrés, le moment isostatique sera reparti sur appuis et en travée en prenant: le moment entravée $M_{tx} = (0,75 \div 0,85) M_{0x}$ le moment sur appuis $M_{ax} \geq (0,4 \div 0,5) M_{0x}$ M_{0x} étant le moment isostatique.

Dans le sens y nous prendrons un moment forfaitaire $M_{ty} = \frac{1}{4} M_{tx}$.

Pour les charges concentrées nous appliquerons la méthode de calcul de M. PIGEAUD en supposant la dimensions l_y infinie soit $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0$

2.1. Charge permanente:

Elle est due au poids propre de la dalle ($2,5 \times 0,20 = 0,50 \text{ t/m}^2$) et à celui du revêtement bitumé ($2,2 \times 0,08 = 0,18 \text{ t/m}^2$) soit une charge total de $0,50 + 0,18 = 0,68 \text{ t/m}^2$.



$$M_{0x} = q_g \frac{l_x^2}{8} = 0,06 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{tx} = 0,8 M_{0x} = 0,05 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ax} = 0,5 M_{0x} = 0,03 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0,25 M_{tx} = 0,01 \text{ t.m/ml}$$

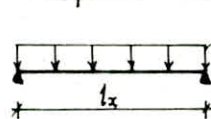
Effort tranchant:

$$T_x = q_g \frac{l_x}{2} = 0,30 \text{ t/ml}$$

$$T_y = \frac{1}{3} T_x = 0,10 \text{ t/ml}$$

2.2. Surcharge A:

La valeur maximale de la surcharge A est obtenue pour une ou deux voies chargées (Voir chapitre "Calcul des charges et surcharges") soit $A = 1166,28 \text{ kg/m}^2$



$$M_{0x} = q_A \frac{l_x^2}{8} = 0,11 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{tx} = 0,8 M_{0x} = 0,09 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ax} = 0,5 M_{0x} = 0,06 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0,25 M_{tx} = 0,02 \text{ t.m/ml}$$

$$T_x = q_A \frac{l_x}{2} = 0,51 \text{ t/ml}$$

$$T_y = \frac{1}{3} T_x = 0,17 \text{ t/ml}$$

2.3 Surcharge Br

Pour les charges localisées, nous appliquerons la méthode Pigeaud en tenant compte de la diffusion dans le plan moyen de la dalle, ainsi donc pour une charge s'appliquant sur une surface $u \times v$, après diffusion nous obtiendrons dans le plan moyen une aire d'application $u' \times v'$ telle que: $u' = u + h_0 + E \cdot e_r$ ($u' \parallel l_x$)

$$v' = v + h_0 + E \cdot e_r \quad (\text{C.C.B.A 68})$$

h_0 étant l'épaisseur de la dalle, e_r celle du revêtement, E la tangente de l'angle de diffusion dans le revêtement ($E = 1,5$ pour un revêtement peu rigide: bitume)

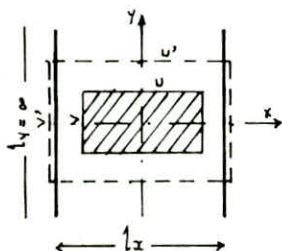
Pour la roue Br: $u = 0,60 \Rightarrow u' = 0,60 + 0,20 + 1,5 \times 0,08 = 0,92\text{m}$ ($u' > l_x$)

$$v = 0,30 \Rightarrow v' = 0,30 + 0,20 + 1,5 \times 0,08 = 0,62\text{m}$$

$$M_x = (M_1 + \gamma M_2) P \quad P = 10\text{t} \quad \gamma = 0,15$$

$$M_y = (\gamma M_1 + M_2) P \quad M_1 \text{ et } M_2 \text{ étant donnés par des abaques en fonction de } \rho = \frac{l_x}{l_y}, \frac{u'}{l_x} \text{ et } \frac{v'}{l_y} \text{ (} \frac{v'}{l_y} \text{ lorsque } l_y \text{ infinie)}$$

Dans notre cas $u' > l_x$ on prendra donc $l_x = u' = 0,92\text{m}$



$P=0$, $\frac{u'}{l_x} = 1$, $\frac{v'}{l_x} = 0,7$ Les tableaux indiquent $M_1 = 0,085$ et $M_2 = 0,033$

d'où $M_x = (0,085 + 0,15 \cdot 0,033) \cdot 10 = 0,90 \text{ t.m/ml}$

$M_y = (0,15 \cdot 0,085 + 0,033) \cdot 10 = 0,46 \text{ t.m/ml}$

En effectuant la répartition de la même manière que précédemment.

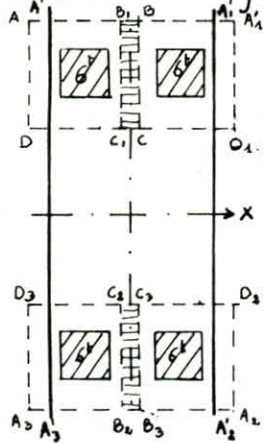
$M_{tx} = 0,8 M_x = 0,72 \text{ t.m/ml}$ $M_{ax} = 0,5 M_x = 0,45 \text{ t.m/ml}$

Efforts tranchants : ($u' > v'$)

$T_u' = \frac{P}{2u'+v'} = \frac{10}{2 \cdot 0,875 + 0,62} = 4,22 \text{ t/ml}$

$T_v' = \frac{P}{3v'} = \frac{10}{3 \cdot 0,875} = 3,81 \text{ t/ml}$

2.4. Surcharge Bc :



Pour une roue de 6^t $u' = v' = 0,25 + 0,20 + 1,5 \cdot 0,08 = 0,57 \text{ m}$

Il sera disposé symétriquement par rapport à l'axe longitudinal du panneau, Les quatre roues arrières de deux camions voisins.

Il est à remarquer l'interférence dans le sens y, la zone d'interférence a une épaisseur $\Delta = 0,07 \text{ m}$

Le calcul des efforts se fera avec l'artifice de Resal :

$M = M(A_1 A_1' A_2 A_2') - M(D_1 D_1' D_2 D_2') + M(B_1 B_1 B_2 B_2) - M(C_1 C_1 C_2 C_2)$

avec la contrainte de répartition $\sigma = \frac{P}{u' \cdot v'} = \frac{6}{0,57 \cdot 0,57} = 18,47 \text{ t/m}^2$

Tous calculs faits on obtient :

$M_x = 0,76 \text{ t.m/ml}$ $M_y = 0,78 \text{ t.m/ml}$

d'où $M_{tx} = 0,8 \cdot 0,76 = 0,61 \text{ t.m/ml}$ $M_{ax} = 0,5 \cdot 0,76 = 0,38 \text{ t.m/ml}$

Pour l'effort tranchant, la position défavorable est celle où deux roues de deux véhicules voisins sont centrées sur l'axe x.

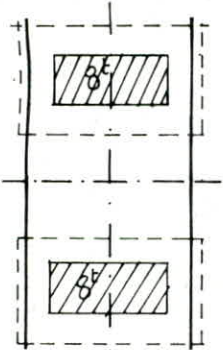
$T_u' = 4,04 \text{ t/ml}$

$T_v' = 4,28 \text{ t/ml}$

2.5 Système Bt :

$u' = 0,60 + 0,20 + 1,5 \cdot 0,08 = 0,92 \text{ m} > l_x \Rightarrow u' = l_x = 0,875 \text{ m}$ (pour calculer M_x et M_y)

$v' = 0,25 + 0,20 + 1,5 \cdot 0,08 = 0,57 \text{ m}$



Contrainte de répartition dans le Plan moyen :

$\sigma = \frac{P}{u' \cdot v'} = \frac{8}{0,92 \cdot 0,57} = 15,25 \text{ t/m}^2$

Tous calculs faits : $M_x = 1,53 \text{ t.m/ml}$ $M_y = 0,96 \text{ t.m/ml}$

$M_{tx} = 0,8 \cdot 1,53 = 1,22 \text{ t.m/ml}$ $M_{ax} = 0,5 \cdot 1,53 = 0,77 \text{ t.m/ml}$

L'effort tranchant max est obtenu en plaçant une roue sur l'axe x.

$T_u' = 3,37 \text{ t/ml}$ $T_v' = 3,22 \text{ t/ml}$

2.6 Surcharge militaire M120.

On placera une seule chenille sur le panneau centrée au milieu.

$u' = 1,00 + 0,20 + 1,5 \cdot 0,08 = 1,32 \text{ m} > l_x$

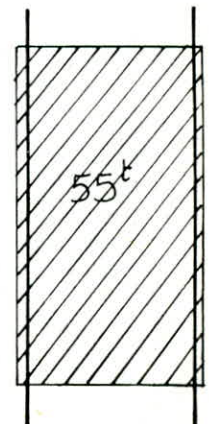
$v' = 6,10 + 0,0 + 1,5 \cdot 0,08 = 6,42 \text{ m}$

Tous calculs faits : $M_x = 1,93 \text{ t.m/ml}$ $M_y = 0,33 \text{ t.m/ml}$

$M_{tx} = 0,8 \cdot 1,93 = 1,54 \text{ t.m/ml}$; $M_{ax} = 0,5 \cdot 1,93 = 0,97 \text{ t.m/ml}$

$T_u' = 2,49 \text{ t/ml}$

$T_v' = 3,51 \text{ t/ml}$



2.7 Surcharge D :

$$u' = l_x = 0,875 \text{ m}$$

$$v' = 18,60 + 0,20 + 1,5,0,08 = 18,98 \text{ m}$$

$$M_x = 2,60 \text{ t.m/ml} ; M_y = 0,45 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{tx} = 0,2 \cdot 2,60 = 2,08 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{tx} = 0,50 \cdot 2,60 = 1,30 \text{ t.m/ml}$$

$$T_u' = 1,05 \text{ t/ml}$$

$$T_v' = 1,54 \text{ t/ml}$$

2.8. Coefficients de majoration dynamique

Pour les surcharges B et Mc120 il y a lieu de frapper les valeurs calculées par les coefficients de majoration dynamique δ que nous avons calculé dans le chapitre "Calcul des charges et surcharges".

$$\text{Pour B } \delta = 1,188$$

$$\text{Pour Mc120 : } \delta = 1,151$$

Les efforts tranchants T_x et T_y seront obtenus en majorant de 25%. Les T_u' et T_v'

$$T_x = 1,25 \cdot T_u'$$

$$T_y = 1,25 \cdot T_v'$$

2.9. Tableau récapitulatif :

Nous regroupons dans le tableau ci-dessous, les valeurs des efforts sollicitant le panneau sous chaque charge (tenant compte du coefficient de majoration dynamique δ s'il y a lieu).

	G	A	Br	Bc	Bt	Mc120	D
M_{tx}	0,05	0,09	0,85	0,72	1,45	1,77	2,08
M_{tx}	0,03	0,06	0,53	0,45	0,91	1,12	1,30
M_y	0,01	0,02	0,55	0,93	1,14	0,38	0,45
T_x	0,30	0,51	6,27	6,00	5,00	3,47	1,31
T_y	0,10	0,17	5,66	6,36	4,78	5,05	1,92

Les moments sont exprimés en t.m/ml
Les efforts tranchants en t/ml

3. SOLLICITATIONS MAXIMALES.

Aux efforts dus à la flexion locale seront ajoutés les efforts dus à la flexion transversale pondérés s'il y a lieu. Nous obtenons le tableau suivant :

	G	A	Br	Bc	Bt	Mc120	D
M_{tx}	0,05	0,09	0,85	0,72	1,45	1,77	2,08
M_{tx}	-0,03	-0,06	-0,53	-0,45	-0,91	-1,12	-1,30
M_y^+	0,01	1,64	2,25	2,50	2,87	3,55	2,62
M_y^-	-	-1,75	-0,31	-0,71	-0,63	-0,83	-1,19
T_x	0,30	0,51	6,27	6,00	5,00	3,47	3,47
T_y	0,10	0,17	5,66	6,36	4,78	5,05	5,05

Pour obtenir les sollicitations maximales, pour toutes les charges, il sera fait les combinaisons suivantes :

* $G + 1,25$ pour les surcharges civiles

* $G + 5$ pour les surcharges militaire et exceptionnelle.

$$M_{tx}^{\max} = G + D = 2,13 \text{ t.m/ml}$$

$$T_x^{\max} = 7,82 \text{ t}$$

$$M_{tx}^{\min} = G + D = -1,33 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y^{\max} = G + Mc120 = 3,56 \text{ t.m/ml}$$

$$T_x^{\max} = G + 1,2 Br = 7,82 \text{ t/ml}$$

$$M_y^{\min} = G + 1,2 A = -2,10 \text{ t.m/ml}$$

$$T_y^{\max} = G + 1,2 Bc = 7,73 \text{ t/ml}$$

4. FERRAILLAGE.

Nous avons un hourdis de 20 cm d'épaisseur ($h_t = 20 \text{ cm}$), le diamètre ϕ des armatures à utiliser doit être tel que : $\phi \leq \frac{h_t}{10} = 20 \text{ mm}$. Nous considérerons des T10.

Sens lx : $M_{lx} = 2,13 \text{ t.m/ml}$; $M_{ax} = 1,33 \text{ t.m/ml}$.

ferraillage inférieur (Méthode CHARON)

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 2,13 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,0395 \Rightarrow \epsilon = 0,9155 ; k = 44,2 \text{ (tableaux)}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{2,13 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9155 \cdot 17} = 4,89 \text{ cm}^2 \text{ prenons } A = 7T10 = 5,49 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes : $\bar{\sigma}_a = \sigma_a = 2630 \text{ bars}$

$$\bar{\omega} = 100 \cdot \frac{5,49}{100 \cdot 17} = 0,323 \Rightarrow \epsilon = 0,9112 ; k = 41,3$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = 1030,96 < \bar{\sigma}_a ; \sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 24,96 < \bar{\sigma}_b$$

ferraillage supérieur :

$$\mu = \frac{15 \cdot 1,33 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,0247 \Rightarrow \epsilon = 0,9315 ; k = 58,0$$

$$A = \frac{1,33 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9315 \cdot 17} = 3,00 \text{ cm}^2 \text{ on prendra } 5T10 = 3,92 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes $\bar{\sigma}_a = 2630 \text{ bars}$.

$$\bar{\omega} = 100 \cdot \frac{A}{b \cdot h} = 0,231 \Rightarrow \epsilon = 0,9231 ; k = 50,0 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2142 < \bar{\sigma}_a ; \sigma_b = 42,9 < \bar{\sigma}_b$$

Sens ly : $M_{ly} = 3,56 \text{ t.m/ml}$; $M_{ay} = 2,10 \text{ t.m/ml}$.

$$\text{Ferraillage supérieur : } \mu = \frac{15 \cdot 2,10 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 16^2} = 0,0439 \Rightarrow \epsilon = 0,9114 ; k = 44,4$$

$$A = 5,14 \text{ cm}^2 \text{ On prendra } A = 7T10 = 5,49 \text{ cm}^2.$$

Vérification des contraintes : $\bar{\sigma}_a = 2630 \text{ bars}$.

$$\bar{\omega} = 0,323 \Rightarrow \epsilon = 0,9112 ; k = 44,3 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2623,69 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = 63,53 < \bar{\sigma}_b$$

ferraillage inférieur :

$$\mu = 0,0793 \Rightarrow \epsilon = 0,8856 ; k = 28,7 \Rightarrow A = 9,05 \text{ cm}^2.$$

On prendra $A = 12T10 = 9,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow$

Vérification des contraintes.

$$\bar{\omega} = 0,588 \Rightarrow \epsilon = 0,8864 ; k = 29,0 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2592,07 < \bar{\sigma}_a ; \sigma_b = 89,38 < \bar{\sigma}_b$$

5. Condition de non fragilité

Les sections d'armatures A_i suffisantes pour résister aux sollicitations sont :

$$A_{lx} = 5,49 \text{ cm}^2 \quad A_{ly}^{\text{sup}} = 5,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{ax} = 3,92 \text{ cm}^2 \quad A_{ay}^{\text{inf}} = 9,41 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures A_i nécessaires pour résister aux mêmes sollicitations majorées de 20% seraient :

$$A_{lx} = 6,59 \text{ cm}^2 \quad A_{ly}^{\text{inf}} = 11,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{ax} = 4,70 \text{ cm}^2 \quad A_{ly}^{\text{sup}} = 6,59 \text{ cm}^2.$$

La section d'armature pouvant équilibrer la sollicitation de fissuration ou de rupture par traction du béton supposé non fissuré et non armé peut s'écrire :

$$\text{sens } x : \frac{A_{lx}}{b \cdot h_x} = 0,69 \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{\text{ten}}} \quad \text{d'où } A_{lx} = 2,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{sens } y : \frac{A_{ly}}{b \cdot h_y} = 0,61 (1 + \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{4 \bar{\sigma}_{\text{ten}}} \quad A_{ly} = 0,45 \text{ cm}^2$$

La section d'armature tendues à mettre en place doit être au moins égale à :

$$A_{lx}^{\text{min}} = \max [A_{ox}, \min (A_{lx}, A_{lx})] = A_{ox}$$

$$A_{ly}^{\text{min}} = \max [A_{oy}, \min (A_{ly}, A_{ly})] = A_{oy}$$

De plus le rapport de la section d'armatures tendues à la section totale de béton ne doit pas être inférieure à $\frac{1,2}{\bar{\sigma}_{\text{ten}} - 2200} = 0,0006$ ce qui est vérifié.

6. Poissonnement:

Pour la vérification au poissonnement il est considéré une force localisée, La condition de non poissonnement est comme suit: $\frac{1,5P}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b = 9 \text{ bars } (= 9,18 \text{ kg/cm}^2)$

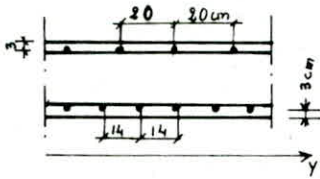
P: charge localisée

h_t : épaisseur totale de la dalle

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

Charge	$P_c = 2(u'+v')$, cm	P (kg)	h_t (cm)	$1,5P/P_c \cdot h_t$	conclusion
Br	308	10.000	20	2,44	vérifiée
Roue avant Bc	208	3.000	20	1,08	"
Roue arrière Bc	228	6.000	20	1,97	"
Roue Bt	298	8.000	20	2,01	"

7. Schéma de ferrailage.



XIV - CALCUL DES DEFORMATIONS:

1. Deformation de flexion:

une pièce mise en tension subit des déformations tq: fleches, rotations d'appuis, raccourcissement.

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

2. Calcul des fleches:

Les fleches des charges permanentes et d'exploitation se calculent suivant les règles et formules usuelles de la R.D.M.

• Sous charge permanente:

$$f_G = \frac{5q_G l^4}{384 \cdot E_v \cdot I}$$

$$E_v: \frac{1}{3} E_i = 14 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2 = 14 \cdot 10^8 \text{ kg/m}^2$$

$$I = 1,9787 \cdot 10^7 \text{ cm}^4 = 0,19787 \text{ m}^4$$

$$q_G = 2,622 \text{ t/ml} = 2622 \text{ kg/m}^2$$

A.N: $f_G = 0,06997 \text{ m} \approx 7 \text{ cm}$

• Sous précontrainte:

La fleche à mi portée est égale à: $f_p = \frac{1}{2} \int_0^{l/2} \frac{M}{EI} x dx + \frac{1}{2} \int_{l/2}^l \frac{M}{EI} (l-x) dx$

Le diagramme du moment flechissant est symétrique / à l'axe de la poutre

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

Contrainte initiale: 13105 kg/cm^2 , Contrainte de Service: 10847 kg/cm^2
 Moyenne = 11976 kg/cm^2

Section	$N = IPCos\alpha = \sigma \omega \Sigma Cos\alpha$	$e \text{ (m)}$	$M_p = Ne \text{ (t.m)}$
$h/2$	466,10	0,857	399,45
$h/4$	463,78	-0,802	371,95
0	227,34	-0,175	39,78.

Diagramme de M_p :

$$G = \frac{2B+b}{B+b} \cdot \frac{h}{3} \quad (\text{centre de gravité du trapèze})$$

$$G_1 = 4,354 \text{ m} \quad G_2 = 3,47 + 6,86 = 10,33$$

Le moment statique $S_\Delta = E \cdot S_i \cdot G_i$

fleche de précontrainte: $f_p = \int_0^{l/2} \frac{M}{EI} \cdot x \cdot dx = \frac{1}{EI} \Sigma S_i G_i = - \frac{1412,75 \cdot 4,354 - 2646 \cdot 10,33}{14 \cdot 10^8 \cdot 0,19787}$

$$f_p = -0,12 \text{ m} = -12 \text{ cm}$$

fleche de Construction:

$$f_c = 3/4 (f_p - f_G) = 3/4 (12 - 7) = 3,75 \text{ cm} \quad f_c = 3,75 \text{ cm}$$

• Sous surcharges:

Milieu: $M_s = 145,75 \text{ t.m}$

Quart: $M_s = 122,89 \text{ t.m}$

About: $M_s = 0$

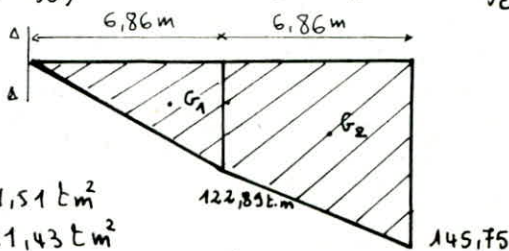
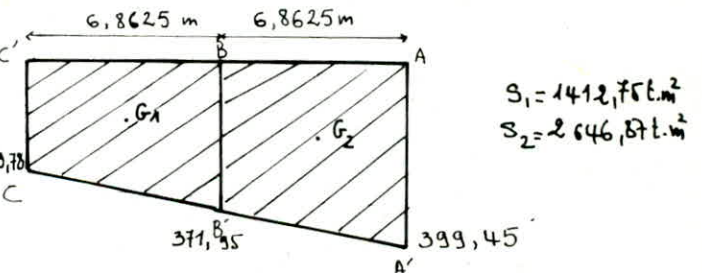
$$G_1 = 4,57 \text{ m}$$

$$S_1 = 421,51 \text{ t.m}^2$$

$$G_2 = 3,53 + 6,86 = 10,39 \text{ m}$$

$$S_2 = 921,43 \text{ t.m}^2$$

$$S_\Delta = 421,51 \cdot 4,57 + 921,43 \cdot 10,39 = 11499,96 \text{ t.m}^3$$



$$f_s = \int_0^{l/2} \frac{M}{EI} x dx = \frac{1}{EI} S_{\Delta} = \frac{11499,96}{14 \cdot 10^5 \cdot 0,19787} = 0,042. \quad f_s = 4,2 \text{ cm.}$$

Etat	f_G (cm)	f_P (cm)	f_c (cm)	f_s (cm)	f_T (cm)
A. vide	7,00	-12	3,75	-	-1,25
En charge	7,00	-12	3,75	4,2	2,95

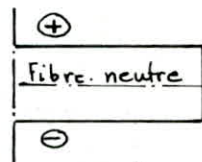
3- Calcul des rotations :

• Sous poids propre : $\beta_G = \frac{q_G \cdot l^3}{24 \cdot EI} = 0,0082 \text{ rd} \quad \beta_G = 0,0082 \text{ rd.}$

• Sous précontrainte $\beta_P = \frac{1}{2EI} \int_0^l M dx$

$\int_0^l M dx$: représente l'aire délimitée par le diagramme des moments sous précontrainte et l'axe horizontal de référence sur tout le long de la poutre

Convention de signe :



$$\int_0^l M dx = 2(-1412,75 - 2646,97) = -8119 \text{ t.m}^2$$

$$\beta_P = \frac{1}{2EI} \int_0^l M dx = \frac{-8119 \cdot 10^3 \cdot 10^4}{2 \cdot 0,19787 \cdot 10^8 \cdot 140000} = 0,015 \text{ rd.}$$

• Sous surcharge : $\int_0^l M dx = 2(+421,51 + 921,43) = +2686 \text{ t.m}^2$

$$\beta_Q = \frac{1}{2EI} \int_0^l M dx = \frac{2686 \cdot 10^3 \cdot 10^4}{2 \cdot 0,19787 \cdot 10^8 \cdot 140000} = 0,0048 \text{ rd}$$

Rotation totale :

Service à vide : $\beta = \beta_G + \beta_P = 0,0082 - 0,015 = 0,068 \text{ rd.}$

Service en charge : $\beta = \beta_G + \beta_P + \beta_Q = 0,0082 - 0,015 + 0,0048 = 0,002 \text{ rd.}$

4- Déplacement d'appuis : Le déplacement horizontal d'appuis sont dus à 4 causes principales que provoquent chacune un déplacement de l'appui vers le milieu de la poutre.

• Déplacement dû à la rotation d'appui : $\Delta_B = \beta \frac{h_f}{2}$ β : rotation d'appuis h_f : hauteur de la poutre

$$\Delta_B = -0,0068 \cdot \frac{1,50}{2} \cdot 10^3 = -5,1 \text{ mm}$$

• Déplacement dû au retrait : $\Delta_r = -\epsilon_r \cdot \frac{l}{2} = -4 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{27,45}{2} \cdot 10^3 = -5,49 \text{ mm}$

• Déplacement dû au fluage :

on doit considérer le fluage de la membrure inférieure sous la contrainte du béton σ' , on prendra en compte la valeur moyenne entre la contrainte de compression de la fibre inf au milieu σ'_m et celle de l'appui σ'_A on prendra pour σ'_A et σ'_m la moyenne entre d'une part la contrainte en service et d'autre part la contrainte à la mise en tension

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_{m, \text{service}} + \sigma'_{m, \text{tension}}}{2} \quad \epsilon = -\frac{1}{2} \cdot \frac{\sigma'_m}{E_c}$$

σ'_A (à l'appui)

σ'_m (au milieu)

en service : 46,3

À la mise en tension 42,7

$$\frac{44,5 \text{ kg/cm}^2}{2}$$

110,9 kg/cm²

141,73 kg/cm²

$$\frac{129,32 \text{ kg/cm}^2}{2}$$

$$\sigma'_m = \frac{44,5 + 129,32}{2} = 86,91$$

$$\Delta_f = -\frac{l}{2} \frac{\sigma'_m}{E} = -\frac{27,45}{2} \cdot \frac{\sigma'_m}{14 \cdot 10^4} = -\frac{27,45}{2} \cdot \frac{86,91}{14 \cdot 10^4} = 8,52 \text{ mm.}$$

. Déplacement dû au variation de température

nous prenons une valeur moyenne $\Delta_t = \pm l/1000$. $\Delta_t = \pm 2,75 \text{ mm}$

- Déplacement maximal:

Comme les poutres sont préfabriquées il ne sont posés sur appuis qu'après un certain temps et après la mise en précontrainte on a:

$$\Delta_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta_B + \Delta_r + \Delta_f) + \Delta_t = \frac{2}{3} (-5,1 + 5,49 - 8,52) - 2,75 = 15,49 \text{ mm}$$

- Déplacement minimale: $2,75 \text{ mm}$.

XV - JOINTS DE CHAUSSEE

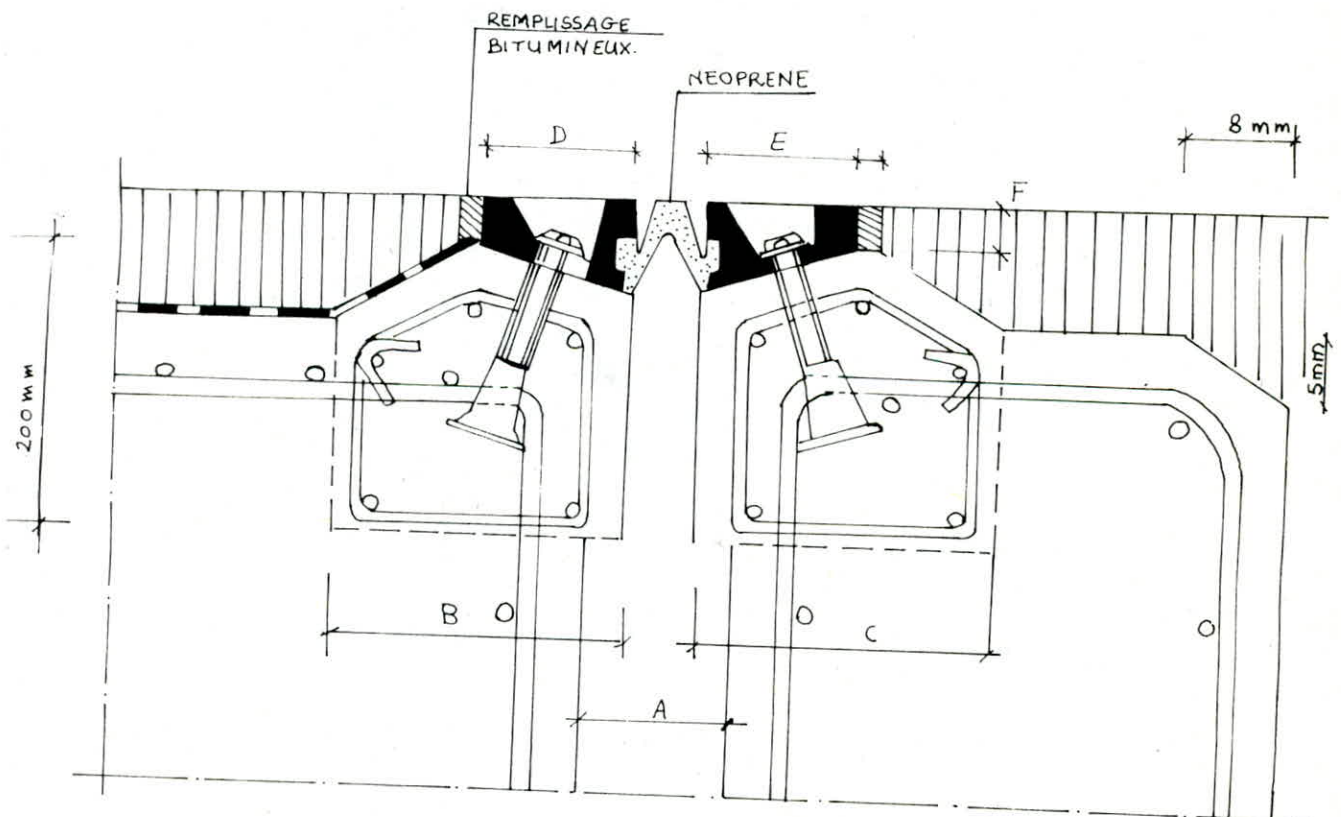
1- Rôle des joints: Les joints sont réalisés pour assurer la continuité de surface de circulation entre 2 éléments d'un ouvrage en dépit de leurs déplacements relatifs dus à l'effet des écarts de température, aux retraites différés et aux rotations.

2- choix du joint: D'après le calcul des déformations, nous avons:

$$\Delta_{\max} = 15,49 \text{ mm}, \quad \Delta_{\min} = 2,75 \text{ mm} = \text{Souffle min}$$

Nous choisissons les joints type MONOBLOC 50 système FREYSSINET
Les caractéristiques de ces joints sont les suivantes:

A [mm]		B [mm]	C [mm]	D [mm]	E [mm]	F [mm]	$\Delta L \leq 50 \text{ mm}$
min	max						
20	70	200	200	100	100	30	



JOINT DE CHAUSSEE TYPE MONOBLOC 50

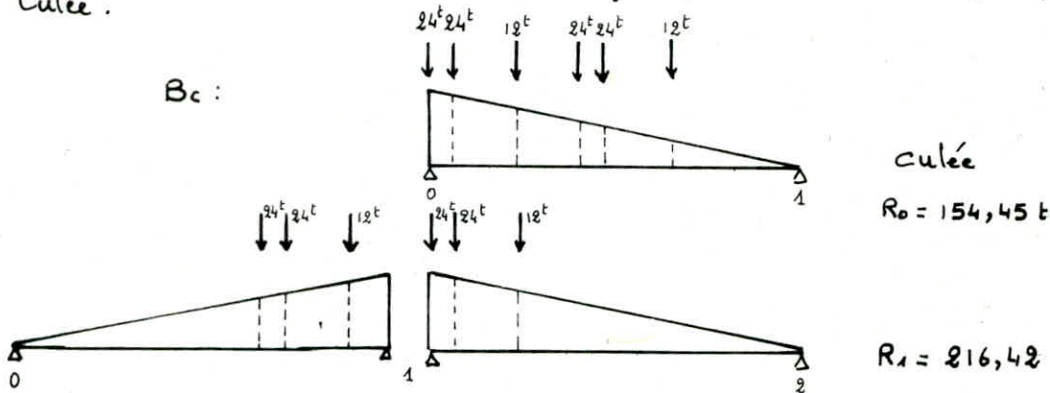
XVI - Dimensionnement des appareils d'Appui.

Pour une détermination convenable des appareils d'appui, il faudrait calculer les charges horizontales qui sollicitent l'ensemble de l'ouvrage

1- charges sollicitant l'ensemble de l'ouvrage.

1.1 charges verticales

Le tablier de notre pont repose sur 1 pile et 2 Culées, nous évaluons les efforts verticaux dus aux charges qui sollicitent chaque pile et chaque Culée.



On procédera de la même manière pour les charges et surcharges et on groupe les valeurs obtenus dans le tableau qui suit (en majorant et pondérant s'il y a lieu) les valeurs sont exprimées en tonnes.

Appuis \ charges	G (t)	A (t)	Trotoirs (t)	Bc (t)	M _c 120 (t)	D (t)	Seisme Verti
Culée	450,71	162	5,95	123,57	105,39	155,61	± 31,54
Pile	901,42	324	11,90	173,14	105,39	188,46	± 63,10

Les accélérations sismiques verticale et horizontale sont prise respectivement : $E_v = 0,07$, $E_H = 0,1$ conformément aux recommandations du C.P.S.

1.2. charges horizontales :

1-2.1. le vent : le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute surface frappée normalement une pression P , notre ouvrage se situant en zone II définie dans le C.P.C d'où $P = 0,25 t/m^2$
 effort horizontal dû au vent $H_r = P \cdot L_p \cdot h = 0,25 \cdot 54 \cdot 1,58 = 21,33 t$.
 L_p : longueur total de l'ouvrage, h : hauteur du tablier.

1.2.2 Freinage : les surcharges de chaussée A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage la résultante de ses efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée

Effort de freinage développé par A : $F_A = \frac{A}{20 + 0,0035 \Omega}$ $\Omega = L \times l_s$ surface chargée

$$A = 875 \text{ kg/m}^2 \quad \widetilde{F}_A = 41,09 t$$

Effort de freinage développé par Bc : un seul camion et suppose freiner et développe une force égale à son poids $F_{Bc} = 30 t$

1.2.3 Seisme : $H_s = E_H \cdot G$ $E_H = 0,1$

$$H_s = 180,28 t.$$

1.2.4 Variation Linéaire du tablier:

Ce sont des déformations dues essentiellement au fluage, au retrait et aux variations de température. Ces déformations affectent aux appuis des efforts horizontaux considérables.

• Retrait: il est admis que 60% du retrait se produit avant la mise en place des poutres préfabriquées: $\frac{\Delta L_r}{L_p} = \frac{-100 - 60}{100} \epsilon_r \Rightarrow \Delta L_r = -8,65 \text{ mm}$
 ϵ_r : coefficient de retrait évalué à $4,15 \cdot 10^{-4}$

• fluage: $\frac{\Delta L_f}{L_p} = 3 \epsilon_i = 3 \frac{\sigma_m}{E_v}$, $\Delta L_f = 3 \cdot \frac{41,93}{140000} \cdot 54 = 48,52 \text{ mm}$

$\sigma_m = 41,93$ Contrainte au niveau de la fibre moyenne

$E_v =$ module de déformation lente du béton = 140000 kg/cm^2 .

$\Delta L_f = -48,52 \text{ mm}$

• température: $\Delta L_t = \pm \epsilon_{st} \times L_p$ ϵ_{st} estimé à $0,3\%$
 $\Delta L_t = 0,3\% \cdot 54 = \pm 16,2 \text{ mm}$

Total des variations linéaires dues aux retrait, fluage, et variation de température:

Allongement: $\Delta L_{\max}^+ = \Delta L_t = 16,2 \text{ mm}$

raccourcissement $\Delta L_{\max}^- = -(8,65 + 48,52 + 16,2) = -73,37 \text{ mm}$.

2. Détermination des appareils d'appuis

Reaction des appuis:

• Sous charge permanente: $\frac{450,71}{13} = 34,67 \text{ t} \approx 35 \text{ t}$

• Sous la surcharge D (défavorable)¹³ $\frac{155,61}{13} = 11,97 \text{ t} \approx 12 \text{ t}$

Reaction maximal sur chaque appuis $R_{\max} = 35 + 12 = 47 \text{ t}$

Reaction minimal sur chaque appuis $R_{\min} = 35 \text{ t}$

2.1. Choix des appareils d'Appuis:

On prendra des appareils d'appuis: 250/400/85/61

(250 mm x 400): dimension des appuis

85 mm: hauteur du montage.

61 mm: hauteur d'élastomère Tr.

Ces dimensions sont données par le catalogue de la firme: SEMPREIT AG DIVISION metal Caoutchouc (Vienne)

3. Vérification des Contraintes normales:

$\sigma_{\max} < \bar{\sigma}_m$ $\bar{\sigma}_m$: Contrainte de compression admissible de l'élastomère

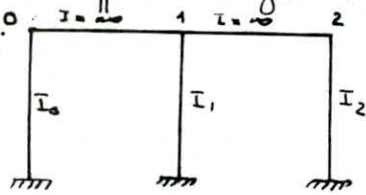
$$\bar{\sigma}_m = \frac{125 \cdot 10^3}{25 \cdot 40} = 125 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{R_{\max}}{a \cdot b} = \frac{47 \cdot 10^3}{25 \cdot 40} = 47 \cdot \text{kg/cm}^2 \quad \sigma_{\max} < \bar{\sigma}_m$$

XVII. REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX SUR L'INFRASTRUCTURE

Pour la repartition des efforts sur l'infrastructure; nous assimilons notre structure à un portique: le tablier est supposé infiniment rigide. L'effort horizontal sera donc reparti entre les appuis (pile et culées) en fonction de leurs rigidités.

Nous appelons par δ la déformation d'un élément d'appui sous l'action d'un effort horizontal unitaire ($H=1$), c'est δ qu'on désigne sous le nom de constante de ressort, la déformation d'une pile ou d'une culée sous l'effet d'un effort horizontal unitaire est: $\sum \delta_i = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$



δ_1 : déformation de l'élastomère
 δ_2 : déformation des fûts et de la pile ou des voiles de la culée.
 δ_3 : déformation de la fondation.

1. Déformation de l'élastomère:

$$S_1 = \frac{Tr}{n \cdot G \cdot A}$$

Tr : hauteur de l'élastomère = 8,5 cm

G : module de cisaillement = 10 kg/cm²

A : $a \times b$ = air d'élastomère = 25 x 40 = 1000 cm²

n : nombre d'appareil d'appuis =

• au niveau de la culée:

$$n = 13 \quad \delta_{10} = \delta_{12} = 0,653 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

• au niveau de la pile

$$n = 16 \quad \delta_{11} = 0,3265 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

2. Déformation de la Culée et de la pile:

• La rigidité du voile de la culée est de loin supérieure à celle des fûts de piles pour cela, nous pouvons admettre que la déformation de la culée est nulle (rigidité infinie) soit $\delta_{20} = \delta_{22} = 0$

• La déformation d'un fût de la pile s'exprime par $\delta_{21} = \frac{h^3}{3nEI}$
 I = inertie du fût de la pile = $\frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi (1,2)^4}{64} = 0,1018 \text{ m}^4$

E = Module d'élasticité du béton: $21000 \sqrt{f_{28}} = 21000 \sqrt{300} = 3637307 \text{ t/m}^2$

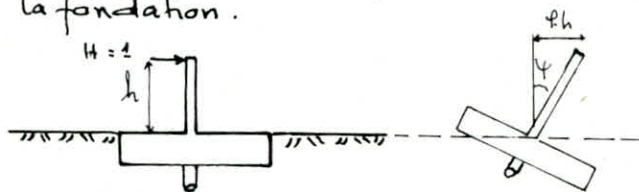
n : nombre de fût = 4

h : hauteur de la pile: 6,26 m

$$\delta_{21} = \frac{(6,26)^3}{3 \cdot 4 \cdot 3637307 \cdot 0,1018} = 5,221 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

3. Déformation de la fondation:

la déformation de la fondation sur une file de pieux et comme le montre la figure-ci contre $\delta = (H=1) = \omega + \varphi \cdot h$
 ω : est le déplacement en tête de pieu et $\varphi \cdot h$ le déplacement dû à la rotation de la fondation.



Ce déplacement et cette rotation dépendent des caractéristiques de la fondation sur pieu, mais aussi de la réaction du sol où les pieux sont plantés, ces déplacements et rotation tenant compte de la structure et du sol sont aisément évalués à l'aide des tables de HEINRICH WERNER

Ces déformations en tête de pieu sont données par:

$$EI\omega = \frac{X_{\omega H^*}}{\lambda^2} \cdot M^* + X_{\omega P^*} \frac{P^*}{\lambda^3}, \quad EI\varphi = X_{\varphi H^*} \frac{M^*}{\lambda} + X_{\varphi P^*} \frac{P^*}{\lambda^2}$$

P^* : effort tranchant en tête du pieu engendré par la charge unitaire $H=1$ pour un pieu d'une série de n sous la semelle de liaison:

$P^* = \frac{1}{n}$ en t., M^* est le moment flechissant en tête de pieu engendré par la charge horizontale $H=1$ pour chaque pieu d'une file de n .

$$M^* = \frac{1 \cdot h}{n} \text{ en t.m.} \quad \lambda = \left(\frac{b \cdot C_u}{4EI} \right)^{1/4} \text{ : Paramètre dépendant du mode de réaction de sol } C_u \text{ et des caractéristiques du pieu}$$

b : diamètre du pieu, C_u : module de réaction sol de fondation
 I = Inertie, E = module d'élasticité du béton.

$X_{\varphi H^*}$, $X_{\varphi P^*}$, $X_{\omega H^*}$ et $X_{\omega P^*}$; ils sont donnés par les tables de WERNER en fonction du paramètre λ , de la longueur du pieu, du module de réaction du sol C_u , ainsi que la forme de variation de ce module le long du pieu (libre ou simplement appuyé).

Application:

• Déformation de la fondation de la pile

les efforts en tête du pieu sont:

$$P^* = \frac{1}{n} = 0,25 \quad M^* = \frac{1 \cdot h}{n} = 1,555$$

Le module de réaction est estimé à $C_u = 6000 \text{ t/m}^3$, sa variation le long du pieu est prise entre celle d'un sol très aqueux (variation linéaire $C_u(x) = C_u \frac{x}{l}$ à la profondeur x du sol) et celle d'un sol présentant une réaction moyenne (variation parabolique du module de réaction le long du pieu)
 le pied du pieu est supposé libre.

$$\lambda = \left(\frac{b C_u}{4EI} \right)^{1/4} \quad b = \phi_{\text{pieu}} = 1,20 \text{ m}, \quad I = \frac{\pi \phi^4}{64} = \frac{\pi (1,2)^4}{64} = 0,1018 \text{ m}^4$$

$$E = 3237307 \text{ t/m}^2$$

$$\lambda = 0,264 \text{ m}^{-1} \rightarrow d = \frac{1}{\lambda}$$

$$\left. \begin{array}{l} 3d = 11,4 \text{ m}; \quad l = 15 \text{ m} > 3d \\ \lambda l = 0,264 \cdot 15 = 3,96 \approx 4 \end{array} \right\} \text{Table de WERNER} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} X_{\omega H^*} = -1,26, \quad X_{\varphi P^*} = -1,68 \\ X_{\varphi H^*} = 1,54, \quad X_{\omega P^*} = 1,26 \end{array} \right.$$

après la résolution des 2 équations on obtient:

$$\varphi = 2,5 \cdot 10^{-5} \text{ m}, \quad \omega = 13,79 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

d'où le déplacement de la fondation de la pile $S_{31} = \omega + \varphi \cdot h$

$$S_{2,1} = 13,79 \cdot 10^{-5} + 2,5 \cdot 10^{-5} \cdot 15 = 23,18 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

Deformation de la fondation de la Culée :

La Semelle de liaison de la fondation de Culée est sur 2 files de 3 pieux ($n=6$) : $p^* = \frac{1}{6} = 0,167$, $\varphi = 0$

$$\Rightarrow M^* = - \sum X_{ip}^* \frac{p^*}{\lambda} = - 0,516 \text{ t.m} \quad , \quad \omega = \left(\sum X_{10}^* \frac{M^*}{\lambda^2} + \sum X_{20}^* \frac{p^*}{\lambda^3} \right) = 1,59 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

$$\delta_{30} = \delta_{33} = 1,59 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

Repartition des efforts horizontaux aux piles et au Culées :

Le % d'effort repris par chaque appui est donné par l'expression suivante :

$$H_i \% = \frac{k_i}{\sum k_i} \quad , \quad \text{l'effort repris par chaque appui est : } H_i = H \frac{k_i}{\sum k_i}$$

nous récapitulons dans le tableau ci dessous, les rigidités de chaque appui et les efforts horizontaux repris par chaque appui

	X_i (cm)	$\delta_{1i} \cdot 10^5 \text{ m}$	$\delta_{2i} \cdot 10^5 \text{ m}$	δ_{3i}	$\sum \delta_i \cdot 10^5$	$k_i \cdot 10^5 \text{ m}^{-1}$	$k_i X_i$	$H_i \%$	freinage (t) Hs	Seisme (t) Hs
Culée 0	0	0,653	0	1,59	2,243	0,445	0	48	19,73	86,53
Pile 1	27	0,3265	5,221	23,18	28,73	0,035	0,945	4	1,54	7,22
Pile 2	54	0,653	0	1,59	2,24	0,445	24,084	48	19,73	86,53
	\sum					0,926	25,029	100%	41	180,28

Les déplacements (raccourcissement ou allongement) du tablier seront comptés à partir du centre de déplacement. Ce dernier est défini comme étant la position du tablier du pont, qui ne subit aucun déplacement. La position du centre de déplacement est donné par $X_0 = \frac{\sum k_i X_i}{\sum k_i}$

Dans notre cas : $X_0 = \frac{25,029}{0,926} = 27,029 \text{ m} = \frac{1}{2}$

La pile n'est pas affecté par un déplacement linéaire

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

Δl_{\max} : déplacement maximal dû au fluage température et retrait = $\frac{1}{73,37} \text{ mm}$
 Cette variation linéaire engendre un effort sur l'appui

$$H_{vL} = \frac{n \cdot G \cdot U_p \cdot a \cdot b}{T} \quad , \quad (a, b, T) \text{ étant les caractéristiques des appareils d'appui et } n \text{ leur nombre.}$$

• Sur pile : $X_i = 0 \Rightarrow U_p = 0 \Rightarrow H_{vLp} = 0$

• Sur Culée : $X_i = 27 \text{ m} \Rightarrow U_{lp} = 73,37 \cdot \frac{27}{54} = 36,68 \text{ mm}$

$$\Rightarrow H_{vL} = 13 \cdot 10 \cdot 36,68 \cdot \frac{25,0 \cdot 40,0}{8,15} = 56,10 \text{ t}$$

XVIII. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI

1. Verification au Cisaillement :

1-1 Sous variation lineaire :

nous devons verifier que : $\tau_{H_1} = G \cdot \text{tg} \delta_1 \leq 0,5 G \iff \text{tg} \delta_1 \leq 0,5$
avec $\text{tg} \delta_1 = U/T$

U : etant la deformation de l'appui sous variation lineaire.

Ceci provient du constat experimental que le module de Cisaillement G de l'elastomere sous un effort dynamique est le double de celui du m^e elastomere sous un effort statique.

. sous la pile $U_{lp} = 0 \implies \text{tg} \delta_1 = 0 < 0,5$ Verifie

. sous la culée : $\frac{U_{lc}}{T} = \frac{36,68}{85} = 0,43 < 0,5$ Verifie

1.2 Sous variation lineaire + freinage :

on verifie : $G \cdot \text{tg} \delta_1 + \frac{H_{fr}}{n \cdot a \cdot b} \leq 0,7 G \iff \text{tg} \delta_1 + \frac{H_{fr}}{n \cdot G \cdot a \cdot b} \leq 0,7$

. Pile : $\frac{U_{lp}}{T} + \frac{H_{fr}}{n \cdot G \cdot a \cdot b} = 0 + \frac{1,54 \cdot 10^3}{26 \cdot 10 \cdot 25 \cdot 40} = 0,009 < 0,7$ Verifie.

. Culée : $\frac{U_{lc}}{T} + \frac{H_{fr}}{n \cdot G \cdot a \cdot b} = \frac{36,68}{85} + \frac{19,73 \cdot 10^3}{13 \cdot 10 \cdot 25 \cdot 40} = 0,55 < 0,7$ Verifie.

1.3 Sous variation lineaire + Seisme :

on doit avoir $\tau_{H_3} = G \cdot \text{tg} \delta_1 + \frac{H_s}{n \cdot a \cdot b} \leq 1,33 G \iff \text{tg} \delta_1 + \frac{H_s}{G \cdot n \cdot a \cdot b} \leq 1,33$

. Pile : $\frac{U_{lp}}{T} + \frac{H_s}{n \cdot G \cdot a \cdot b} = 0 + \frac{7,22 \cdot 10^3}{26 \cdot 10 \cdot 25 \cdot 40} = 0,02 < 1,33$ Verif.

. Culée : $\frac{U_{lc}}{T} + \frac{H_s}{n \cdot G \cdot a \cdot b} = \frac{36,68}{85} + \frac{86,53 \cdot 10^3}{13 \cdot 10 \cdot 25 \cdot 40} = 1,09 < 1,33$ Verif

1.4 Sous charge verticale + charge horizontale + rotation d'appui :

Il faut verifier : $\tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq \bar{\tau} = 5 G$, $\tau_N = 1,5 \frac{\sigma_{max}}{\beta}$

$\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)} = \frac{250 \cdot 400}{2 \cdot 8(250+400)} = 9,62$ $\sigma_{max} = 47 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_N = 1,5 \cdot \frac{47}{9,62} = 7,33 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_H = G \cdot \text{tg} \delta_1 + \frac{H_{fr}}{2n \cdot a \cdot b} + \frac{H_s}{2n \cdot a \cdot b} = 10 \cdot 0,43 + \frac{86,53 \cdot 10^3}{2 \cdot 13 \cdot 25 \cdot 40} + \frac{19,73 \cdot 10^3}{2 \cdot 13 \cdot 25 \cdot 40} = 8,38 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_\alpha = \frac{1}{2} \frac{a^2}{t^2} \left(\frac{\alpha_T + \alpha_0}{n} \right) G$ α_0 : rotation due aux imperfections de l'appareil d'appui et aux defauts d'execution.
 $\alpha_0 = \frac{1}{100} \text{ rd}$.

α_T = rotation d'appui : $\alpha_T = 0,0066 \text{ rd}$

n : nombre de feuillet d'elastomere par appareil d'appuis $n = 7$, $t = 8$

$\tau_\alpha = \frac{1}{2} \frac{(250)^2}{8^2} \left(\frac{0,0066 + 0,01}{7} \right) \times 10 = 11,58 \text{ kg/cm}^2$

$\tau = 7,33 + 8,38 + 11,58 = 27,29 \text{ kg/cm}^2 < 5G = 50 \text{ kg/cm}^2$

2. Condition de non glissement.

La Condition de non glissement s'écrit $H \leq f \cdot N$.
avec $f = \text{Coef de frottement total}$ $f = 0,1 + 6/\sigma_{\max} + 0,15 = 0,377$
 $N = R_{\min} = 35t$.

. Pour la Culée $H = \frac{1}{13} [H_{fr} + H_s] = \frac{1}{13} [19,73 + 86,53] = 8,17 < f \cdot N = 13,19 \text{ kg/cm}^2$

. Pour la pile $H = \frac{1}{26} [H_{fr} + H_s] = \frac{1}{26} [1,54 + 7,22] = 0,73 < f \cdot N$

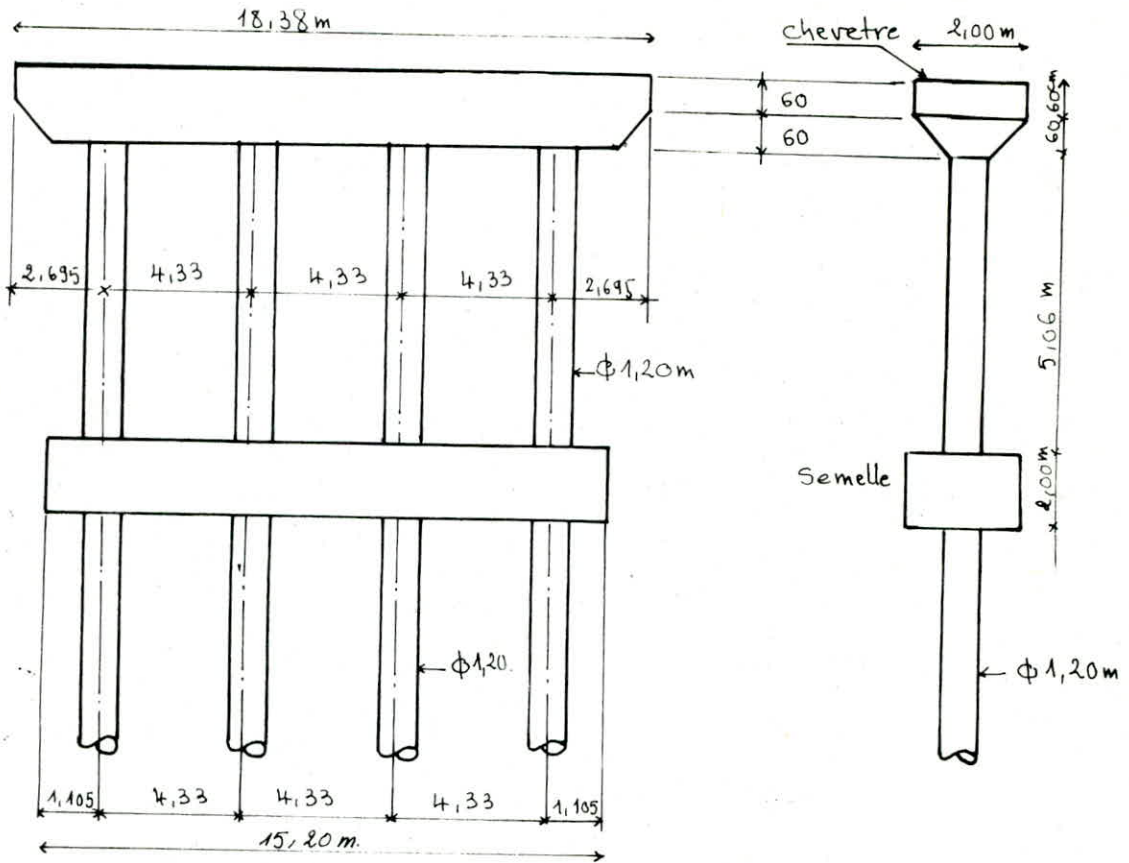
3 - Condition de non soulèvement :

On vérifie $\alpha_t = \frac{\alpha_I + \alpha_0}{n} \leq \frac{3}{\beta} \cdot \frac{t^2}{a^2} \cdot \frac{\sigma_{\max}}{G}$

$\alpha_t = \frac{0,0066 + 0,01}{7} = 2,37 \cdot 10^{-3} < \frac{3}{9,62} \cdot \frac{8^2}{25^2} \cdot \frac{47}{10} = 0,15$ condition satisfaite

Toutes les vérifications sont satisfaites, le choix de nos appareils d'appui est correct.

XIX - ETUDE DE LA PILE



Le chevêtre sert essentiellement à transmettre les efforts des appareils d'appui aux autres éléments qui sont les futs et les fondations. Il sera étudié comme poutre continue reposant sur les futs, soumise autre que son poids propre, à la réaction du tablier ainsi qu'aux surcharges.

1. Détermination de la charge linéaire sur le chevêtre :

a. Condition normal :

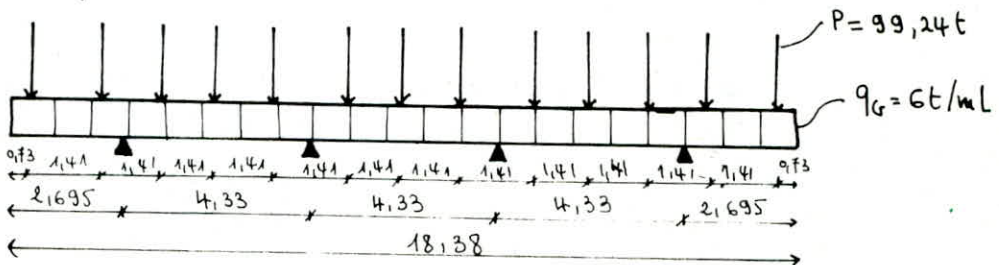
- charge permanente : - Poids propre du chevêtre : $1,2 \cdot 2,5 = 6 \text{ t/ml} = P_G$
on admettra que les efforts provenant du tablier sont répartie aux poutre qui les transmettent à notre chevêtre en charge concentrés.

$$P_G = \frac{901,42}{13} = 69,34 \text{ t}$$

- Surcharge: Le cas de A(2) qui est le plus défavorable pour la pile chaque poutre transmet $P_S = \frac{324}{13} = 24,92 \text{ t}$.

- charge Concentré : $P = P_G + 1,2 P_S = 69,34 + 1,2 \cdot 24,92 = 99,24 \text{ t}$.

Schema statique:



on utilisant l'équation des 3 moments pour le système on obtient:

. Moment à l'appui:

$$M_0 = M_3 = -251,70 \text{ t.m}$$

$$M_1 = M_2 = -175,25 \text{ t.m}$$

. Effort tranchant:

$$T_{\max} = 236,67 \text{ t}$$

. Moment à mi-travée:

$$M_t = 55,2 \text{ t.m}$$

2- en condition Sismique: (combinaison du 2^{ème} genre G+P+SI)

$$q_g = 6,4 \text{ t/ml} \quad P = 100,85 \text{ t}$$

Ces charges donnent presque les mêmes valeurs de moment flechissant et de l'effort tranchant que dans les conditions normale.

Ferailage: on utilise les abaques de CHARON.

. Armature supérieur: $M = 252 \text{ t.m}$

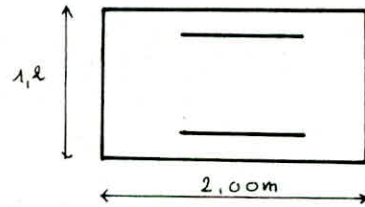
$$h = 120 - 6 = 114 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = 0,05462$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,2918, \quad k = 36,4, \quad \varepsilon = 0,9027$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2661}{36,4} = 73,10 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{252 \cdot 10^5}{2661 \cdot 0,9027 \cdot 114} = 92,025 \text{ cm}^2 \Rightarrow 12T32 = 96,48 \text{ cm}^2$$



Condition de non fissuration:

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cn}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$$

$$k = 10^6, \quad \eta = 1,6, \quad \omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{96,48}{2,6 \cdot 200} = 0,042$$

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f}$$

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

$$\sigma_1 = 1435 \text{ kg}, \quad \sigma_2 = 1470 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_a = 1470 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 0,0989 \rightarrow k = 25, \quad \varepsilon = 0,8750 \quad \bar{\sigma}'_a = \frac{1470}{25} = 58,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = 171,85 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 22T32 = 176,88 \text{ cm}^2$$

Armatures inferieures : $M = 153,93 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 153,93 \cdot 10^5}{1470 \cdot 200 \cdot (114)^2} = 0,060 \quad \varepsilon = 0,8984, \quad k = 34,2$$

$$\sigma'_b = \frac{1470}{34,2} = 42,98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{153,93 \cdot 10^5}{1470 \cdot 0,898 \cdot 114} = 102,29 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{soit } 13T32 = 104,52 \text{ cm}$$

Effort tranchant : $T_{\max} = 236 \text{ t}$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{T}{b \cdot \frac{7}{8} h} = \frac{236 \cdot 10^3}{200 \cdot \frac{7}{8} \cdot 114} = 10,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 58,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 26,25 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ nous utilisons des armatures d'ame droites.

$$\bar{\sigma}_{at} = \sigma_{at} \cdot \beta_{eu} \quad \beta_{eu} = \max \left[\left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}'_b} \right); \frac{2}{3} \right] = 0,84$$

$$\sigma_{at} = 4200 \cdot 0,84 = 3528 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 10,92 \text{ cm}^2 \quad (6 \text{ Cadres} + 1 \text{ etrier } T10 = 10,92 \text{ cm}^2)$$

$$t \leq \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1092 \cdot 99,75 \cdot 3528}{216 \cdot 10^3} = 17 \text{ cm}$$

nous prenons $t = 15 \text{ cm}$.

Etude des futs:

les futs de la pile sont sollicites par des charges verticales (Poids propre de la pile charge et surcharges du tablier qui revient à la pile et des charges horizontales (variation lineaire du tablier, freinage, Seisme).

les charges horizontales engendrent à la base des futs des moments flechissants

Effort à la base des futs:

Condition normal	effort horiz H [t]	effort Verticaux N(t)	d [m]	Moment [t.m]
cheretre 2,5 (1,2 · 2 · 18,38)	—	110,28	—	—
Futs 2,5 [$\pi \frac{1,2^2}{4} \cdot 5,04$] × 4	—	57	—	—
Poids propre du tablier	—	901,42	—	—
Surcharge C _D	—	188,46	—	—
Freinage	1,54	—	6,216	9,64
variation lineaire du t	0	—	—	—

effort à la base de chaque fut : $M = 2,41 \text{ t.m}$

combinaison : G + 1,2 P + T

$$N = 314,29 \text{ t}$$

$$H = 1,54 \text{ t}$$

Condition Sismique	H [t]	N [t]	d [m]	M [t/m]
chevêtre 110,28 · 1,07	—	117,99	—	—
Fût 57 · 1,07	—	60,99	—	—
tablier 901 · 1,07	—	964,52	—	—
Surcharge C_D	—	188,46	—	—
Freinage	1,54	—	6,26	9,64
Seisme	24,10	—	6,26	150,87

(G) + (P) + (T) + (SI)

Effort à la base du fût: $M' = 40,127 \text{ t.m}$
 $N' = 332,99 \text{ t.m}$
 $H = 6,41 \text{ t.m}$

$e = \frac{M_G}{N} = 0,120 < \frac{R}{4} = 0,15$
 $r = 0,8R > 0,707R$
 N : effort de Compression } \Rightarrow Section entièrement comprimé

$$B = \pi R^2 = \pi (0,16)^2 = 1,13 \quad \rho = \frac{\bar{\sigma}_b' \cdot B}{N} = \frac{90 \cdot 1,13 \cdot 10^4}{332,99 \cdot 10^3} = 3,054$$

$$a = \frac{r}{R} = 0,8, \quad e = 0,12 \quad \beta = \frac{4 \cdot 0,12}{0,16} = 0,8 = \frac{4e}{R}$$

$$C = 0,045a^2 \rho = 0,0879 \quad D = 0,18 [\rho - \beta + 2a^2(\rho - 1)] = 0,7324$$

$$\bar{E} = \rho - 1 - \beta = 1,254$$

$$\tilde{\omega} = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} = \frac{-0,7324 + \sqrt{(0,7324)^2 - 4 \cdot 0,0879 \cdot 1,254}}{2 \cdot 0,0879}$$

$$\omega = -2,4 < 0 \Rightarrow \text{on prend } \tilde{\omega} = \frac{15}{15} \tilde{\omega} \frac{B}{100} = \frac{15}{15} \cdot 1 \cdot \frac{1,13 \cdot 10^4}{100} = 113 \text{ cm}^2$$

$n \bar{\sigma}_b' = 15 \cdot 90 = 1350 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow n \bar{\sigma}_b' < \sigma_a$
 on utilise de Calculer σ_a on a bien $\sigma_a < \bar{\sigma}_a'$.

$$A = 113 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 15T32 = 120,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Verification: } e = \frac{M_G}{N} \leq 0,125 \left[\frac{1 + 0,15 i \tilde{\omega}}{1 + 0,15 \cdot 1,067} \right] D.$$

$$\text{avec } i = 2 \left(\frac{r}{R} \right)^2 = 1,28 \quad \tilde{\omega} = \frac{n}{15} \frac{100 A}{B} = 1,067.$$

$$e = \frac{M_G}{N} = 0,12 \leq 0,125 \left[\frac{1 + 0,15 \cdot 1,28 \cdot 1,067}{1 + 0,15 \cdot 1,067} \right] 0,7324 = 0,0950$$

donc on est bien dans le cas de la flexion composée
 Section entièrement comprimé

Verification des Contraintes

$$\sigma_{1,2}' = \frac{N}{B + nA} \pm \frac{M_G}{I/v}$$

$$B = \pi R^2 = 1,13 \cdot 10^4 \quad I/v = 1,25 [B + 2 \left(\frac{r}{R} \right)^2 nA] D = 204232,8$$

$$\sigma_{1,2}' = \frac{332,99 \cdot 10^3}{1,13 \cdot 10^4 + 15 \cdot 120,6} \pm \frac{40,32 \cdot 10^5}{204232,8} = 25,40 \pm 19,74$$

$$\sigma_1' = 45,14 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_2' = 5,66 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

Vérification des Contraintes pour les Conditions normales:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{M_G}{N} = 0,007 < R/4 = 0,15 \\ r = 0,8R > 0,7R \\ N : \text{effort de Compression} \end{array} \right\} \text{Section entièrement comprimée}$$

$$\sigma'_{1,2} = \frac{N}{B+nA} \pm \frac{M_G}{I/v} \quad B = \pi R^2 = 1,13 \cdot 10^4 \text{ cm}^2$$

$$I/v = 204232,8$$

$$\sigma'_{1,2} = \frac{314 \cdot 10^3}{1,13 \cdot 10^4 + 15 \cdot 120,6} \pm \frac{2,41 \cdot 10^5}{204232,8}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma'_1 = 25,13 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_2 = 22,77 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} < \bar{\sigma}'_b \text{ car de béton vérif}$$

les Contraintes dans les aciers les plus comprimés sont donner par

$$\sigma'_a = n \left[(1 - 2\delta) \sigma'_1 + \frac{2\delta N}{B+nA} \right] = 15 \left[(1 - 2 \cdot 0,1) 35 + \frac{2 \cdot 0,1 \cdot 31400}{1,13 \cdot 10^4 + 15 \cdot 120,6} \right]$$

$$\sigma'_a = 427 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a$$

Remarque sur le flambement du fut: $l_c = \beta l$

ou β est le facteur de flambement qui dépend de la nature des appuis aux extrémités, prenons $\beta = 1,3$, Cas intermédiaire entre une console et le fut encasté à son extrémité inférieure et articulé à son extrémité supérieure

$$l_0 = 5,06 \text{ m}, \quad l_c = 1,3 \cdot 5,06 = 6,778 \text{ m}$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = 1,13 \text{ cm}^2; \quad I = \frac{\pi D^4}{64} = 0,102 \text{ m}^4, \quad i = \sqrt{I/A} = 0,3$$

$$\lambda = \frac{l_c}{i} = 21,92 \quad \lambda < 35 \text{ donc excentricité } e = e_0 = \frac{M_G}{N}$$

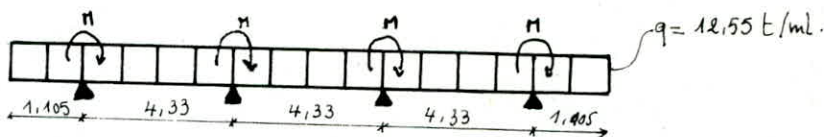
1. Semelle de liaison des pieux de la fondation de la pile :

Cette semelle est calculée comme une poutre sur 4 appuis (4 pieux) avec :

- Poids propre de la semelle : $2 \times 2 \times 2,5 = 10 \text{ t/ml}$
- surcharge du remblai sur la semelle : $\frac{1,5}{15,2} [2 \times 1 \times 15,2 - 4\pi (\frac{1,2}{4})] = 2,55 \text{ t/ml}$

$$q_T = 10 + 2,55 = 12,55 \text{ t/ml}$$

schéma statique :



Avec l'équation des 3 moments on obtient :

A l'appui $M_a^{\max} = 26 \text{ t.m}$ $T^{\max} = 56,48 \text{ t}$

A mi-travée $M_t^{\max} = 129,69 \text{ t.m}$

Ferraillage : Comme le cas du chevetre : utilisons les abaques de CHARON

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 129,69 \cdot 10^5}{2800 \cdot 200 \cdot (194)^2} = 0,0095 \rightarrow k = 99,0$$

$$\alpha = 0,1316$$

$$\epsilon = 0,9561$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{99} = 28,28 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{129,69 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9561 \cdot 196} = 36,60 \text{ cm}^2$$

on prend $12T20 = 37,68 \text{ cm}^2$

Condition de non fissuration :

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}, \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_1 = k \frac{\eta \tilde{\omega}_f}{\phi (1 + 10\tilde{\omega}_f)} = 10^6 \cdot \frac{1,6}{20} \cdot \frac{0,015}{1 + 0,15} = 1043 \text{ kg/cm}^2$$

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{37,68}{2,6 \cdot 200} = 0,015$$

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

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 7,5}{20}} = 1859$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 129,69 \cdot 10^5}{1859 \cdot 200 \cdot (194)^2} = 0,0139 \quad k = 80,5$$

$$\alpha = 0,1571; \quad \epsilon = 0,9476;$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{80,5} < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{129,69 \cdot 10^5}{1859 \cdot 0,9476 \cdot (194)} = 37,94 \text{ cm}^2$$

on prend $13T20 = 40,82 \text{ cm}^2$

Armatures superieures

$$M = 26 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 26 \cdot 10^5}{2800 \cdot 200 \cdot (194)^2} = 0,0019 \quad \rightarrow \quad k = 235$$
$$\alpha = 0,0600$$
$$\epsilon = 0,980$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2661}{235} < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{26 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9861 \cdot 194} = 10,26 \text{ cm}^2$$

on prend $13T12 = 14,69 \text{ cm}^2$

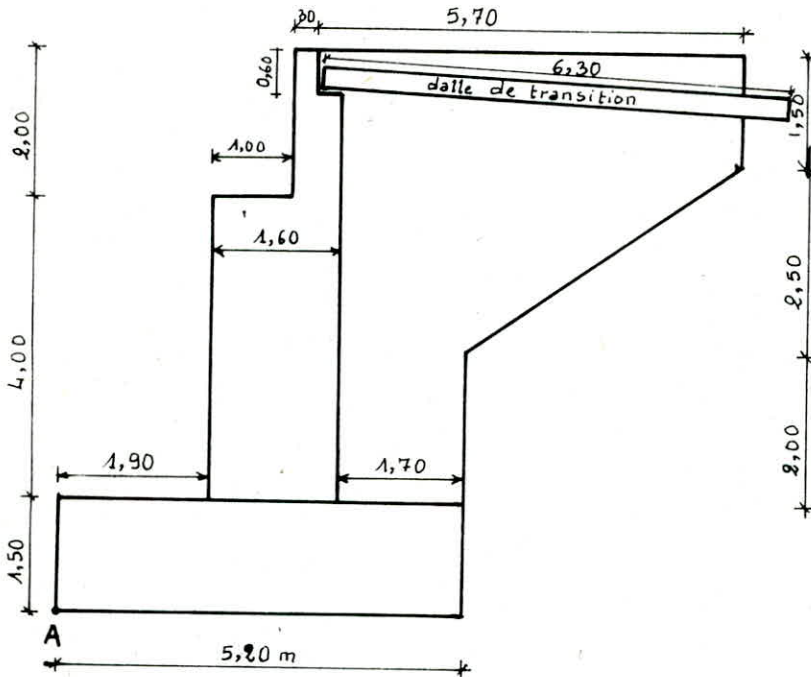
pour l'effort tranchant il sera repris par les armature transversales qui seront espaces de 25 cm.

XX - ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément fondamental de l'ensemble de la structure de l'ouvrage. Elle raccorde ce dernier au terrain et assure la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Comme le montre la répartition des efforts, la culée est un des éléments d'appui les plus sollicités. Outre les sollicitations dont elle est sujette, elle doit aussi reprendre les actions exceptionnelles presque totalement.

Nous baserons nos calculs sur le schéma suivant :



1. STABILITE DE LA CULEE

Il sera vérifié la stabilité à vide et en service aussi bien dans les conditions normales que dans des conditions exceptionnelles (sismiques).

En plus des efforts ramenés par le tablier, il sera tenu compte de la poussée des terres, d'une surcharge de 1 t/m^2 et des actions verticales.

Poussée des terres : $P = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \delta \cdot l \cdot 1$

Conditions normales $\Rightarrow K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

En conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de

$$\text{MONOBE-OKABE : } K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \nu) \cdot \cos(\beta - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\beta - \alpha - \nu) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \nu)}{\cos(\beta - \alpha + \nu) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \cdot k$$

φ : angle de frottement (30°)

β : inclinaison de la culée (0°)

α : angle de talus avec l'horizontale (0°)

δ : angle de frottement sol-béton (0°)

ν : $\arctg \frac{E_H}{1 \pm E_V}$

$\delta = 1,8 \text{ t/m}^3$ densité de la terre de remblai

$l = 18,70 \text{ m}$ longueur de la culée

$h = 7,5 \text{ m}$ hauteur.

$$k = \sqrt{E_H^2 + (1 \pm E_V)^2}$$

$E_H = 0,1$ coefficient sismique horizontal

$E_V = 0,07$ " " vertical

L'équation devient
$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi - \nu)}{\cos \nu \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \nu)}{\cos \nu}} \right)^2}$$

En conditions normales $K_a = 0,333$

En conditions sismiques, les valeurs de K_a calculées sont résumées dans le tableau suivant:

Action du séisme	Notation	E_u	E_v	k	V (°)	K_{ah}
Horizontal	SH	0,1	0	1,005	5,71	0,395
vertical ↑	SV↑	0	-0,07	0,930	0	0,310
vertical ↓	SV↓	0	+0,07	1,070	0	0,357
vertical ↑ + Horizontal	V↑+H	0,1	-0,07	0,935	6,14	0,374
vertical ↓ + Horizontal	V↓+H	0,1	+0,07	1,075	5,34	0,420

Calcul des efforts sur la culée (a vide) et par rapport au point A, M_s désigne le moment stabilisant et M_R le moment renversant. Pour plus de sécurité, il ne sera pas tenu compte du remblai en avant de la culée. d désigne le bras de levier.

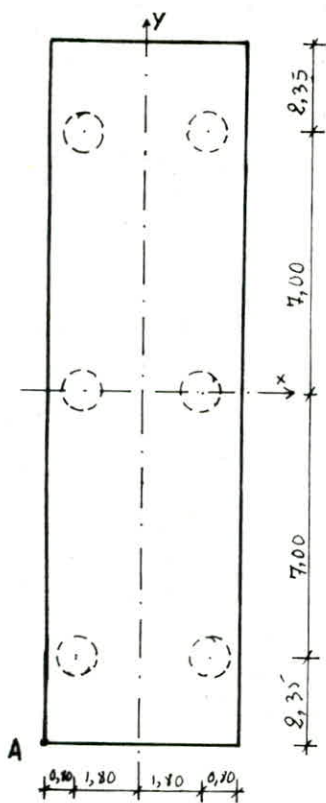
Sollicitation	calcul de l'effort	Horizontal (t)	vertical (t)	d (m)	M_R (t.m)	M_s (t.m)
Poussée des terres ($\frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot K_a$)	C.N: $0,5 \times 1,8 \times (7,5)^2 \times 18,70 \times 0,333$	315,25	—	2,50	788,12	—
	SV↓: " $\times 0,357$	337,97	—	"	844,92	—
	V↓+H: " $\times 0,420$	397,61	—	"	994,02	—
	V↑+H: " $\times 0,374$	354,06	—	"	895,15	—
	SH: " $\times 0,395$	373,94	—	"	934,85	—
Poussée de la surcharge $\Delta t/m^2$ ($q \cdot l \cdot h \cdot K_a$)	C.N: $1,2 \cdot 1 \cdot 18,70 \cdot 7,5 \cdot 0,333$	56,04	—	3,75	210,16	—
	SV: " $\cdot 0,357$	60,08	—	"	225,31	—
	V↓+H: " $\cdot 0,420$	70,69	—	"	265,07	—
	V↑+H: " $\cdot 0,374$	62,94	—	"	236,04	—
	SH: " $\cdot 0,395$	66,48	—	"	249,29	—
Poids des terres	C.N: $1,7 \times 6 \times 18,70 \times 1,8 = 1$	—	343,33	4,35	—	1493,49
	SV↓: " $\times 1,070$	—	367,37	4,35	—	1598,04
	SV↑: " $\times 0,930$	—	319,30	4,35	—	1388,95
	SH: " $\times 0,10$	34,33	—	4,50	154,50	—
Poids des surcharges sur remblai ($q \cdot h \cdot l$)	C.N: $1,2 \cdot 1 \cdot 18,70 \cdot 1,70$	—	38,15	4,35	—	165,94
	SV↓: " $\times 1,07$	—	40,82	"	—	177,56
	SV↑: " $\times 0,93$	—	35,48	"	—	154,33
	SH: " $\times 0,10$	3,81	—	7,50	28,61	—
Poids du mur garde-grève	C.N: 47,69	—	47,69	3,40	—	162,15
	S.V↓: " $\times 1,07$	—	51,03	3,40	—	173,50
	S.V↑: " $\times 0,93$	—	44,35	3,40	—	150,80
	SH: " $\times 0,1$	4,77	—	3,52	16,79	—
Poids des murs en retour	C.N: 70,98	—	70,98	5,63	—	399,89
	SV↓: " $\times 1,07$	—	75,95	"	—	427,59
	SV↑: " $\times 0,93$	—	66,01	"	—	371,64
	SH: " $\times 0,1$	7,10	—	5,17	36,68	—
Poids du mur frontal	C.N: 299,20	—	299,20	2,70	—	807,84
	SV↓: " $\cdot 1,07$	—	320,14	"	—	864,39
	SV↑: " $\cdot 0,93$	—	278,26	"	—	751,29
	SH: " $\cdot 0,1$	29,92	—	3,50	104,92	—
Poids de la semelle	C.N: 364,65	—	364,65	2,60	—	948,09
	SV↓: " $\cdot 1,07$	—	390,18	"	—	1014,46
	SV↑: " $\cdot 0,93$	—	339,12	"	—	881,72
	SH: " $\cdot 0,1$	36,47	—	0,75	27,35	—

Nous résumons ci après la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) toujours par rapport à A, tout en vérifiant les deux conditions:

- stabilité à l'égard du renversement $\frac{M_s}{M_R} \geq F_s = 1,5$ (coefficient de sécurité)
- stabilité au glissement : $\frac{V}{H} \text{tg} \varphi \geq 1,5$ ($\geq 1,0$ en conditions sismiques)

conditions	V (t)	H (t)	M _R (t.m)	M _s (t.m)	M _s / M _R	V.tgφ / H
a/ C.N	1164,00	371,29	998,28	3977,40	3,98	1,81
b/ SH	1164,00	556,82	1552,99	3977,40	2,56	1,21
c/ SV↑ + SH	1082,52	533,40	1490,04	3698,73	2,48	1,17
d/ SV↑ + SH	1245,49	584,70	1627,94	4255,54	2,61	1,23

La semelle de notre culée repose sur 6 pieux de 1,20m de diamètre chacun selon la disposition schématisée ci-dessous



L'effort revenant à chaque pieu est calculé par la formule: $F_i = \frac{V S_i}{\sum S_i} \pm \frac{M_y x_i S_i}{\sum S_i x_i^2} \pm \frac{M_x y_i S_i}{\sum S_i y_i^2}$

Les pieux étant de même section

$$F_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2}$$

Afin de déterminer les moments par rapport au centre de gravité de la semelle, il nous faudra d'abord calculer les excentricités e_i .

$$e_i = \frac{M_{oi} - M_{Ri}}{V_i}$$

$$\text{d'où } e_1 = 2,56 \text{ m}$$

$$e_2 = 2,08 \text{ m}$$

$$e_3 = 2,04 \text{ m}$$

$$e_4 = 2,11 \text{ m}$$

Les moments M_G seront donc $M_G = V(x_G - e) - H \cdot \frac{B}{2}$

$$a/ M_G = -231,91 \text{ t.m}$$

$$b/ M_G = 187,67 \text{ t.m}$$

$$c/ M_G = 206,16 \text{ t.m}$$

$$d/ M_G = 171,77$$

11. Vérification de la stabilité avec Pieux (à vide)

$$F = \frac{V}{n} \pm \frac{M_G \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

1^{er} genre : $F_{\max} \leq \text{Portance du pieux (300 t)}$

$$F_{\min} \geq 0$$

2^{es} genre : $F_{\max} \leq 1,5 \cdot \text{Portance du pieu}$

conditions	C.N	SH	SV↑ + SH	SV↑ + SH
F _{max} (t)	215,47	211,39	199,51	223,49
F _{min} (t)	172,53	176,62	161,33	191,68

Il apparaît que la condition de stabilité est vérifiée à vide, il reste à vérifier la stabilité de la culée en service (présence des charges et surcharges du tablier).

A.2 Vérification de la stabilité en service (conditions normales)

Sous la charge permanente $R_0 = 450,71 \text{ t}$

Sous la surcharge A (la plus défavorable) $R_s = 162 \text{ t}$

d'où $R = R_0 + R_s = 450,71 + 162 = 612,71$

La réaction R engendre un moment stabilisateur.

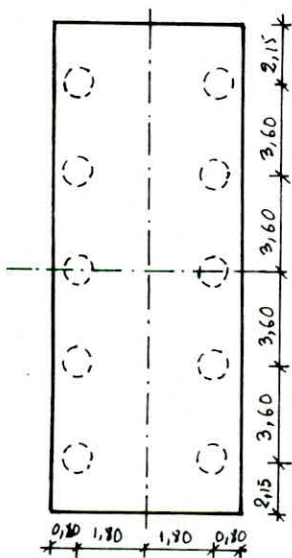
Effort	V (t)	H (t)	d (m)	M_R (t.m)	M_S (t.m)
Tablier surchargé	612,71	—	0	—	0
Freinage	—	41,09	7,5	308,18	—
Variation linéaire	—	56,10	7,5	420,75	—
Culée à vide	1164,00	371,29	—	998,28	3977,40
Total	1776,71	468,48	—	1727,21	3977,40

$$\frac{V}{H} \cdot \text{tg } \varphi = 2,19 > 1,5 \quad \frac{M_S}{M_R} = 2,30 > 1,5$$

$$e = \frac{M_S - M_R}{V} = 1,27 \quad ; \quad M_G = V(x_G - e) - H \frac{B}{2} = 1776,71(2,60 - 1,27) - 468,48 \cdot \frac{1,5}{2} = 2011,66 \text{ t.m}$$

$$F = \frac{V}{n} \pm \frac{M_G \cdot x_i}{\sum x_i^2} = \frac{1776,71}{6} \pm \frac{2011,66 \cdot 1,8}{6 \cdot 1,8^2} \Rightarrow \begin{aligned} F_{\max} &= 482,38 \text{ t} > 300 \text{ t} \\ F_{\min} &= 109,85 \text{ t} \end{aligned}$$

La stabilité n'est pas vérifiée, il faudra augmenter le nombre de pieux. Disposons 10 Pieux (2 files de 5 pieux)



$$F = \frac{V}{10} \pm \frac{M_G \cdot x_i}{\sum x_i^2} \Rightarrow \begin{aligned} F_{\max} &= 289,43 \text{ t} < 300 \text{ t} \\ F_{\min} &= 65,91 \text{ t} > 0 \end{aligned}$$

Ainsi donc pour 10 pieux la culée est stable en service et dans les conditions normales. Il reste donc à vérifier la stabilité dans les conditions sismiques.

A.3 Vérification de la stabilité en service (conditions sismiques)

Nous résumons dans le tableau qui suit les différentes valeurs calculées.

Seisme	V (t)	H (t)	M_R (t.m)	M_S (t.m)	$\frac{V}{H} \cdot \text{tg } \varphi$	M_S/M_R	e (m)	M_G (t.m)	F_{\max} (t)	F_{\min} (t)
SH	1779,77	654,01	2281,92	3977,40	1,57	1,74	0,95	2446,11	313,87	42,08
SV+SH	1655,40	630,59	2218,97	3698,73	1,52	2,48	0,89	2357,73	296,53	34,55
SV+SH	1904,15	681,89	2356,87	4253,54	1,64	1,81	1,00	2535,22	331,26	49,57

Pour tous les cas il apparaît que $V \cdot \text{tg } \varphi / H \geq 1,5$; $M_S / M_R \geq 1,5$

$$F_{\max} < 1,5 \cdot 300 = 450$$

$$F_{\min} > 0$$

La culée est donc stable pour 10 pieux disposés sous la semelle comme indiqué dans le schéma précédent

2. CALCUL DU MUR GARDE-GREVE

Le mur garde-grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière et qui résultent de :

- la poussée des terres
- la poussée des charges locales en arrière du mur
- l'effort de freinage.

2.1. Evaluation des efforts sur le mur garde-grève.

2.1.1. Moment dû à la poussée des terres (M_T)

En ne tenant pas compte de la présence de la chaussée, le moment maximal à l'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_T = \frac{k_a \cdot \Delta \cdot h^3}{6}$$

k_a : coefficient de poussée

Δ : poids volumique du remblai

h : hauteur du garde-grève

$$k_a = 0,3$$

$$\Delta = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$h = 2,0 \text{ m}$$

$$M_T = \frac{0,3 \cdot 1,8 \cdot 2^3}{6} \Rightarrow M_T = 0,72 \text{ t.m/ml}$$

2.1.2. Moment dû à la poussée des charges locales (M_p)

Pour une hauteur h du mur comprise entre 0,5 m et 3,0 m ($0,5 \text{ m} \leq h \leq 3,0 \text{ m}$), il a été vérifié que seule la sollicitation engendrée par les camions types Bc (poussée des charges locales et freinage) était la plus défavorable, l'effort maximal étant produit par les deux roues arrière de 6^t chacune de deux camions accolés placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du garde-grève. Les charges réelles (2 roues de 6^t distantes de 0,5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12^t répartie sur un rectangle de 0,25 m x 0,75 m. Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur. Le moment à l'encastrement aura pour expression :

$$M_p = \frac{12K}{0,75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+h} dx$$

avec $K = k_a \cdot \gamma \cdot \delta \cdot b_c$ où k_a : coefficient de poussée

γ : coefficient de pondération

δ : coefficient de majoration dynamique

b_c : coefficient de réduction.

$$K = 0,3 \cdot 1,2 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 0,3960$$

D'après le tableau que nous reproduisons ci-dessous et qui indique la valeur M_p/K en fonction de la hauteur h , il sera déduit la valeur M_p .

h (m)	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,0
$\frac{M_p}{K}$ (t.m/ml)	2,83	3,40	4,41	6,11	7,45	8,46	9,49

$$h = 2 \text{ m} \Rightarrow \frac{M_p}{K} = 7,45 \Rightarrow M_p = 7,45 \cdot 0,3960 \Rightarrow M_p = 2,95 \text{ t.m/ml}$$

2.1.3 Moment dû à la force de freinage (M_f)

Il sera considéré un essieu lourd d'un camion Bc au contact du garde-grève. Compte tenu de l'écartement des roues et pour une hauteur courante du garde-grève on ne considérera que l'effort dû à une seule roue de 6^t.

$$M_f = \frac{6 \cdot h}{0,25+2h} \cdot \gamma = \frac{6 \cdot 2}{0,25+2 \cdot 2} \cdot 1,2 = 3,39 \text{ t.m/ml}$$

$$M_f = 3,39 \text{ t.m/ml}$$

2.1.4. Moment total à l'encastrement:

$$M = M_T + M_p + M_F = 0,72 + 2,95 + 3,39 = 7,06 \text{ t.m/ml}$$

2.2. Ferrailage du mur garde-grève

2.2.1. Ferrailage vertical:

Face arrière: $M_{max} = 7,06 \text{ t.m/ml}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 7,06 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 27^2} = 0,0519 \Rightarrow \epsilon = 0,9046 ; k = 37,4$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{7,06 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9046 \cdot 27} = 10,38 \text{ cm}^2$$

On prendra $A = 10T12 = 11,31 \text{ cm}^2$

Vérification des contraintes:

$$\bar{\omega} = \frac{100 \times A}{b \times h} = 0,419 \Rightarrow \epsilon = 0,9009 ; k = 35,4$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{7,06 \cdot 10^5}{11,31 \times 0,9009 \times 27} = 2566,27 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b^i = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2566,27}{35,4} = 72,49 < \bar{\sigma}_b$$

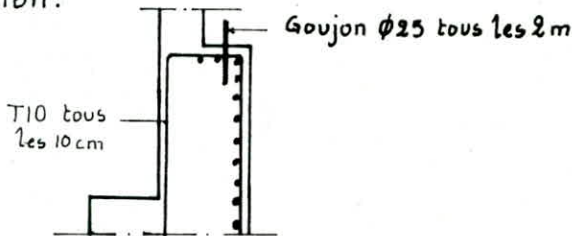
Face avant: Quelle que soit la hauteur du mur $M_{min} = 3,2 \text{ t.m/ml}$, il sera adopté 5T12 par mètre linéaire.

2.2.2. Ferrailage horizontal: (selon SETRA)

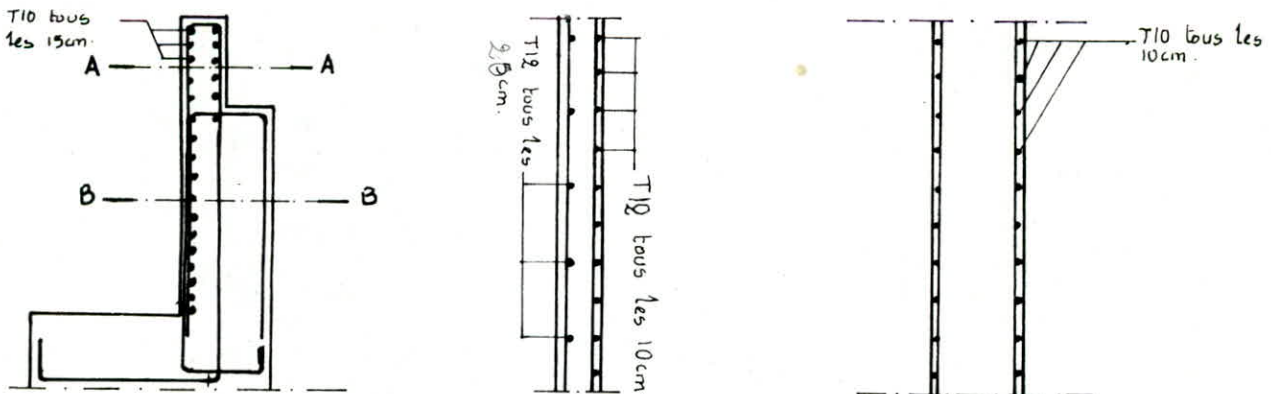
Pour une hauteur $1,0 \leq h \leq 2,0 \text{ m}$ il pourra être prévu des T10 tous les 15 cm

2.3. Ferrailage du corbeau de la dalle de transition:

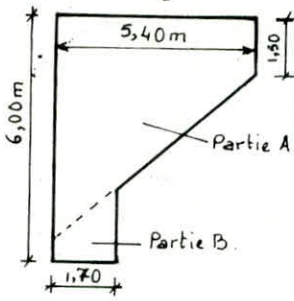
Nous adopterons le ferrailage donné dans le bulletin SETRA. Il est défini en coupe transversal tel que schématisé ci-dessous et règne sur toute la largeur de la dalle de transition.



2.4. Schema de ferrailage du mur garde-grève et du corbeau:



3. Ferrailage du mur en retour : (selon les hypothèses de Chargement SETRA)

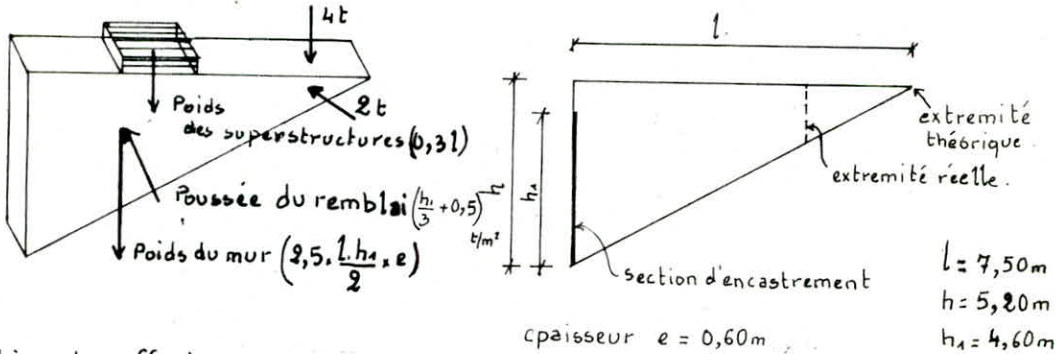


Chaque mur en retour est soumis aux charges suivantes qui peuvent être appliquées ensemble:

- Poids Propre (γ compris la superstructure)
- Poussée horizontale répartie
- Charges concentrées vers l'extrémité du mur.

Les charges concentrées sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4tf et une charge horizontale de 2tf.

Les schémas ci-dessous définissent les forces appliquées, ainsi que la géométrie du mur prise en compte dans le calcul.



Evaluation des efforts:

L'évaluation se fera par rapport à la section d'encastrement.

Charges verticales:

- L'effort tranchant à l'encastrement est:

$$T_v = 2,5 \cdot \frac{1 \cdot h_1}{2} e + 0,31 + 4 = 32,13 \text{ t}$$

- Le moment d'axe horizontal à l'encastrement est:

$$M_v = 2,5 \cdot \frac{1^2 \cdot h_1}{6} e + 0,31 \cdot 1 + 4(1-1) = 99,13 \text{ t.m}$$

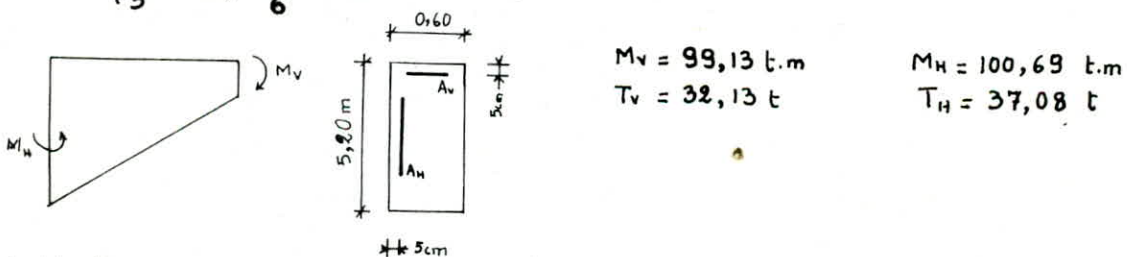
Charges horizontales:

- L'effort tranchant à l'encastrement est:

$$T_H = \left(\frac{h_1}{3} + 0,5\right) 1 \cdot \frac{h_1}{2} + 2 = 37,08 \text{ t.}$$

- Le moment d'axe vertical à l'encastrement est:

$$M_H = \left(\frac{h_1}{3} + 0,5\right) 1^2 \cdot \frac{h_1}{6} + 2(1-1) = 100,69 \text{ t.m}$$



$$M_v = 99,13 \text{ t.m}$$

$$T_v = 32,13 \text{ t}$$

$$M_H = 100,69 \text{ t.m}$$

$$T_H = 37,08 \text{ t}$$

Latéralement:

$$\mu = \frac{100,69 \cdot 10^5 \cdot 15}{2800 \cdot 520 \cdot 55^2} = 0,0343 \Rightarrow \epsilon = 0,9206 ; k = 48,0 \Rightarrow A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = 71,02 \text{ cm}^2$$

On prendra $A = 25 \text{ T}20 = 78,50 \text{ cm}^2$.

Vérification des contraintes.

$$\bar{\omega} = \frac{100 \times 78,50}{520 \times 55} = 0,2745 \Rightarrow \epsilon = 0,9172 ; k = 45,4$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = 2347,32 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = 51,70 < \bar{\sigma}_b'$$

Suivant l'axe vertical:

$$\mu = 0,0036 \Rightarrow E = 0,9724, k = 166 \Rightarrow A = 7 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 3T20 = 9,42 \text{ cm}^2$$

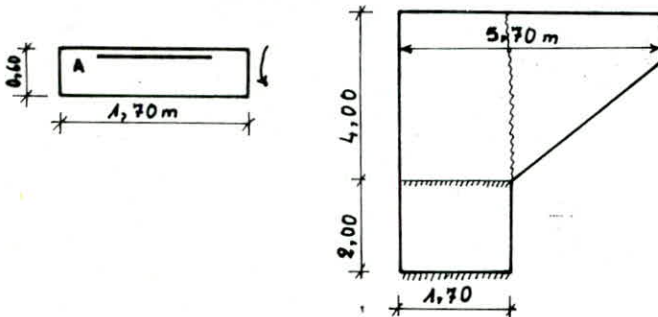
Vérification des contraintes: $\bar{\omega} = 0,0333 \Rightarrow E = 0,9684, k = 143$

$$\sigma_a = 2110,05 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{k} = 14,75 < \bar{\sigma}_b$$

4. Etude de la section d'encastrement mur-semelle:

L'oreille est supposée totalement indépendante, le schéma de calcul est le suivant:



Conditions normales: Poussée des terres: $\frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot (4,00)^2 \cdot 0,333 = 4,80 \text{ t/ml}$

$$M_p = 6,40 \text{ t.m/ml}^2$$

Surcharge 1 t/m^2 : $\frac{1}{2} \cdot 4 \cdot 0,333 = 0,67 \text{ t/ml}$

$$M_q = 0,89 \text{ t.m/ml}$$

Conditions sismiques: Poussée des terres: $6,05 \text{ t/ml} \Rightarrow M_p = 8,07 \text{ t.m/ml}$

Surcharge 1 t/m^2 : $0,84 \text{ t/ml} \Rightarrow M_q = 1,12 \text{ t.m/ml}$

$M_t = M_p + 1,2 M_q = 9,41 \text{ t.m/ml}$ en conditions sismiques.

$$M = 9,41 \times 5,70 = 53,64 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0559 \Rightarrow E = 0,9016; k = 35,8 \Rightarrow A = 38,63 \text{ cm}^2$$

On adoptera $A = 14T20 = 43,98 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = 0,4704 \Rightarrow E = 0,8960, k = 33,1 \Rightarrow \sigma_a = 2475 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = 74,7 < \bar{\sigma}_b$$

5. Vérification à l'effort tranchant:

Partie A:

$$\text{lateralement: } T = 32,13 \text{ t} \quad \tau_{bv} = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{32,13 \cdot 10^3}{60 \cdot 0,875 \cdot 55} = 1,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{bn} = \frac{37,08 \cdot 10^3}{540 \cdot 0,875 \cdot 55} = 1,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \sqrt{\tau_{bn}^2 + \tau_{bv}^2} = 1,90 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau_b < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 26,25 \text{ kg/cm}^2$$

Partie B:

$$T = 34,93 \text{ t (C.N)} \Rightarrow \tau = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{34,93 \cdot 10^3}{170 \cdot 0,875 \cdot 55} = 3,90 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

5- Mur de front (ou chevetre)

5.1 Evaluation des efforts:

a) Culée à vide:

Poids propres des différents éléments:

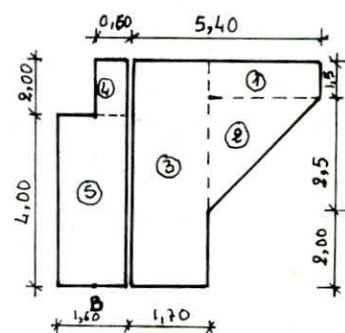
$$Q_1 = 1,5 \times 3,70 \times 0,60 \times 2,5 \times \frac{1}{18,90} = 0,45 \text{ t/ml}$$

$$Q_2 = 2,5 \times 3,70 \times 0,6 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{18,70} = 0,37 \text{ t/ml}$$

$$Q_3 = 1,70 \times 6 \times 0,6 \times \frac{2,5}{13,70} = 0,82 \text{ t/ml}$$

$$Q_4 = 0,60 \times 2 \times 2,5 = 3,00 \text{ t/ml}$$

$$Q_5 = 1,60 \times 4 \times 2,5 = 16,00 \text{ t/ml}$$



Schema de calcul

sollicitation	calcul de l'effort	H (t/ml)	V (t/ml)	d (m)	M/e (tm/ml)
Poussée des terres	C.N: $0,5 \cdot 1,8 \cdot 6^2 \cdot 0,333$	10,79	—	2,00	24,58
	S: " $\cdot 0,420$	13,64	—	—	27,22
Poussée de la surcharge	C.N: $1,2 \cdot 1,6 \cdot 0,333$	2,40	—	3,00	7,20
	S: " $\cdot 0,420$	3,02	—	—	9,06
Q_4	C.N: 3,00	—	3,00	0,50	-1,50
	S.V: $3,00 \times 1,07$	—	3,21	0,50	-1,61
	S.H: $3,00 \times 0,10$	0,3	—	5,00	4,50
Mur en retour	S.H: $Q_4 \cdot 0,10 \cdot 2$	0,09	—	4,35	0,39
	S.H: $Q_5 \cdot 0,10 \cdot 2$	0,07	—	3,73	0,26
	S.H: $Q_3 \cdot 0,10 \cdot 2$	0,16	—	1,65	0,26
Q_5	C.N: 16,00	—	16,00	0	0
	S.V: $16 \cdot 1,07$	—	17,12	0	0
	S.H: $16 \cdot 0,10$	1,6	—	2,00	3,20

Les efforts sismiques verticaux des éléments du mur en retour n'ont pas été pris en compte car, d'une part ils ne sollicitent pas la section B, d'autre part les moments qu'ils induisent ne sont pas plus défavorables.

Les combinaisons des efforts tabulés ci-dessus donnent:

$$C.N: H = 13,19 \text{ t/ml} \quad V = 19,00 \text{ t/ml} \quad M = 27,28 \text{ t.m/ml}$$

$$S: H = 18,85 \text{ t/ml} \quad V = 20,33 \text{ t/ml} \quad M = 40,28 \text{ t.m/ml}$$

b) Culée en service:

Sollicitation	H (t/ml)	V (t/ml)	d (m)	M/e (t.m/ml)
Tablier surchargé	—	32,77	0,40	13,11
Variations linéaires	3,00	—	4,00	12,00
Freinage	2,20	—	4,00	8,80
Total en C.N	18,39	51,77	—	61,19
Total en C.S	24,05	58,10	—	74,19

5.2. Ferrailage:

La section d'encastrement B se trouve sollicitée par l'effort vertical V et le moment de flexion M. Le calcul du mur de front se fera donc en flexion composée.

$e_0 = \frac{M}{V} = \frac{74,19}{53,10} = 1,40 \text{ m}$; l'effort de compression V est appliquée en dehors de la section, \Rightarrow section partiellement comprimée.

$$e_1 = e_0 + \frac{h_f}{2} - d = 1,40 + \frac{1,60}{2} - 0,05 = 2,15 \text{ m} \Rightarrow M' = V \cdot e_1 = 114,17 \text{ t.m/ml}$$

On prendra $\bar{\sigma}_s = \bar{\sigma}_{sn} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ($\phi \leq 20 \text{ mm}$)

$$\mu = 0,0159 \Rightarrow \epsilon = 0,9447; k = 75,3 \Rightarrow A_1 = 18,56 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{V}{\bar{\sigma}_{sn}} = 18,56 - \frac{53,10 \cdot 10^3}{4200} = 5,92 \text{ cm}^2$$

Cette section de ferrailage étant trop petite, nous adopterons donc le ferrailage minimum préconisé par SETRA qui consiste à considérer une section d'acier égale à $0,002 \cdot b \cdot h_f = 32 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 11 T14 espacées de 10 cm. Il sera par ailleurs disposé un ferrailage constructif de manière à former une cage, il sera donc adopté des T10 espacées de 10 cm.

6. Ferrailage du sommier d'appui:

La liaison tablier-appui est assurée par des appareils d'appuis discontinus, il y a risque de fissuration suivant le plan vertical et le plan oblique (à 45°). Pour parer à ce risque nous prévoirons des armatures de chaînage et des armatures de surface et d'éclatement.

6.1. Armatures de chaînage:

Les documents du SETRA proposent une quantité d'acier pouvant équilibrer 0,25 fois, la charge localisée la plus défavorable (la réaction d'appui max dans notre cas). $R_{max} = 47 \text{ t}$

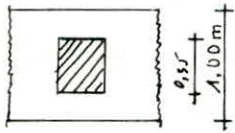
$$A = 0,25 \cdot \frac{R_{max}}{\sigma_s} = 0,25 \cdot \frac{47 \cdot 10^3}{2800} = 4,20 \text{ cm}^2$$

On prendra 4 $\emptyset 10$ par nappe (il sera disposé 2 nappes)

La propagation d'éventuelles fissures sera limitée par les armatures de flexion du mur frontal (Armatures horizontales)

6.2. Armatures de surface et d'éclatement:

Nous disposerons des frettes au droit des appareils d'appui. La section des frettes doit être suffisante pour reprendre un effort $N = 0,25(1-\delta) R_{max}$



$$N = 0,25(1 - \frac{0,35}{1,00}) \cdot 47 = 7,64 \text{ t}$$

$$\text{Soit une section d'armatures } A = \frac{N}{\sigma_s} = 2,73 \text{ cm}^2$$

Nous disposerons une nappe de 4T10 dans les deux directions pour chaque appareil d'appui avec un enrobage de 2cm en dessus et en dessous de la nappe.

7. Ferrailage de la dalle de transition:

La dalle de transition a pour but d'éviter la dénivellation chaussée courante - pont en cas de tassement du remblai ce qui est probable car le compactage des remblais derrière les murs de la culée ne peut jamais être parfait.

La dalle choisie a pour largeur de 16,00 m et une longueur de 6,30 m pour une épaisseur de 0,30 m

7.1. Calcul des efforts sur la dalle de transition:

Le choix du système de calcul dépend de la raideur de la dalle. Elle est considérée raide $l \leq \frac{\pi}{2} l_e$, le étant la longueur élastique ayant pour expression $l_e = \sqrt{\frac{4EI}{K \cdot b}}$

$$K = 4 \quad E = 126 \cdot 10^3 \text{ pour le béton.} \quad \text{d'où } l_e = 1,30 \text{ m}$$

de la $\frac{\pi}{2} l_e = 2,04 \text{ m} < l = 6,30 \text{ m} \Rightarrow$ Notre dalle n'est pas raide, il sera tenu compte de la flèche pour les sollicitations agissant sur elle.

- . Poids propre de la dalle : $2,5 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 1 = 0,75 \text{ t/m}^2$
 - . Remblai sur la dalle : $1,8 \cdot 0,90 = 1,62 \text{ t/m}^2$
 - . Surcharge sur remblai : $1,2 \text{ t/m}^2$
- Total $\underline{\underline{3,57 \text{ t/m}^2}}$

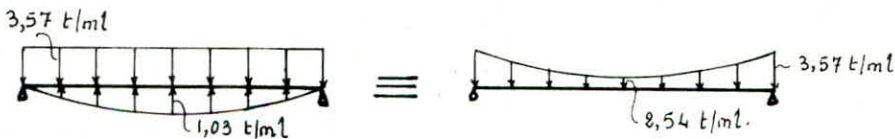
7.2 Influence du remblai proportionnellement à la flèche:

Si $f(x)$ est la flèche prise par la dalle, le remblai aura une réaction sur la dalle $K \cdot f(x)$ qui équivaut à appliquer sur la dalle une charge répartie ascendante q .

$$q = p - K \cdot f(x) \quad (K \text{ designant le coefficient caractéristique du remblai.})$$

L'expression de la flèche d'une poutre simplement appuyée est $f(x) = \frac{P \cdot x}{24EI} (l^3 - 2lx^2 + x^3)$

la réaction $K \cdot f(x)$ aura donc une forme de charge parabolique ascendante ayant une valeur maximale à mi-travée $q_r = K \cdot f(\frac{l}{2}) = \frac{5 \cdot K P l^4}{384 \cdot EI} = 1,03 \text{ t/ml}$



$$\text{Pour une telle superposition de charge} \quad M_{max} = \frac{P l^2}{8} - \frac{5}{48} q_r l^2 = 13,45 \text{ t.m/ml}$$

$$T_{max} = p \frac{l}{3} - q_r \frac{l}{3} = 9,08 \text{ t/ml}$$

7.3 Ferrailage:

$$M = 13,45 \text{ t.m/ml} \quad T = 9,80 \text{ t/ml}$$

$$\mu = 0,0988 \Rightarrow \epsilon = 0,8748 ; k = 24,9 \Rightarrow A = 20,34 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prendra } 10T20 = 31,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Vérification des contraintes } (\bar{\sigma}_a = \sigma_a = 2300 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\bar{\omega} = 1,208 \Rightarrow \epsilon = 0,8623 ; k = 18,5 \Rightarrow \sigma_a = 1936 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = 105 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

Il sera par ailleurs disposé des armatures de répartition $A_r = (0,25 \div 0,5) A$ soit 10T10 par ml.

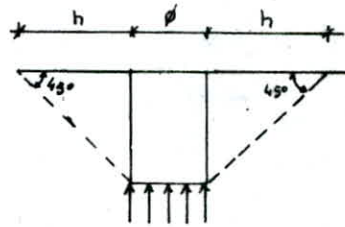
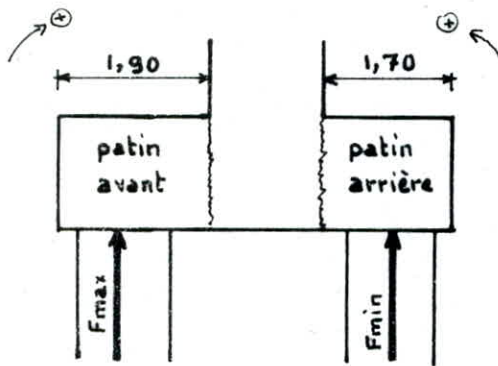
Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{9,80 \cdot 10^3}{100 \cdot 0,875 \cdot 26} = 4,31 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 26,25 \text{ kg/cm}^2$$

8. Etude de la semelle

Les efforts sur la semelle sont appliqués dans le sens de la largeur, le ferrailage sera déterminé par la méthode des consoles, celle des bielles n'étant pas applicable dans notre cas (le mur frontal n'étant pas centré par rapport aux pieux).

La méthode des consoles suppose la semelle encastrée au mur frontal. La semelle est sollicitée par la réaction des pieux et par son poids propre.



a/ Effort sur le patin arrière (C.N: $F_{min} = 65,91 \text{ t}$)

La réaction F_{min} donne naissance à un moment flechissant à l'encastrement

$$M_{ar} = F_{min} \cdot (1,70 - 0,80) = 65,91 \cdot 0,90 = 59,32 \text{ t.m}$$

La contrainte due à F_{min} se diffusant comme le montre le schéma ci-dessus la largeur intéressante M_a est $l = h + \phi + h = 4,20 \text{ m}$

$$M_{ar} = \frac{59,32}{4,20} = 14,12 \text{ t.m/ml}$$

le moment flechissant à l'encastrement dû au poids de la semelle:

$$M_s = P_3 \cdot \frac{1,70}{2} = 2,5 \cdot 1,5 \cdot 1,70 \cdot 1 \cdot \frac{1,70}{2} = 5,42 \text{ t.m/ml}$$

d'où le moment total à l'encastrement du patin arrière

$$M_1 = M_{ar} - M_s = 14,12 - 5,42 = 8,70 \text{ t.m/ml}$$

b/ Effort sur le patin avant (C.N: $F_{max} = 289,43 \text{ t}$)

$$M_2 = \frac{289,43 \cdot (1,90 - 0,80)}{4,2} - 2,5 \cdot 1,5 \cdot \frac{1,90^2}{2} = 69,03 \text{ t.m/ml}$$

En conditions sismiques $F_{min} = 34,55 \text{ t}$ $F_{max} = 331,26 \text{ t}$

$$M_1 = 1,64 \text{ t.m/ml}$$

$$M_2 = 81,72 \text{ t.m/ml}$$

Ferrailage:

Pour les sollicitations du 1^{er} genre

$$\mu = 0,0176 \Rightarrow \epsilon = 0,9415 ; k = 70,5 \Rightarrow A = 37,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{prenons } A = 12T20 = 37,70 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes:

$$\bar{\omega} = 0,260 \Rightarrow \epsilon = 0,9301 ; k = 56,5 \Rightarrow \sigma_a = 1357 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = 24 < \bar{\sigma}_b$$

Nous ne procéderons pas aux vérifications pour les sollicitations du second genre vu les contraintes faibles résultants du ferrailage pour le premier genre.

Les armatures transversales trouvées sont placées dans des bandes axées sur les pieux (appelées poutres incorporées) dont la largeur est la somme de la hauteur de la semelle (h_t) et du diamètre du pieux (ϕ)

$$h_t + \phi = 1,50 + 1,2 = 2,70 \text{ m}$$

Entre les poutres incorporées on placera des armatures de répartition de section $A_1 = \frac{1}{3} A$ soit 4T20/m¹

Armatures longitudinales inférieures : elles jouent le rôle de répartition dans la transmission des efforts entre le mur de front et les pieux de fondations
 $A_2 = \frac{A}{3}$ soit 4T20/m¹

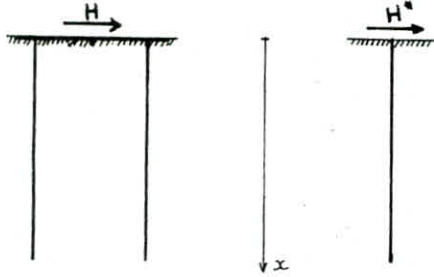
Armatures de construction

- Armatures transversales supérieures $A_3 = \frac{A_1}{3}$ prenons 4T14/m¹
- Armatures longitudinales supérieures $A_4 = \frac{A_1}{3}$ prenons 4T14/m¹
- Armatures latérales $A_5 = \frac{1}{3} A_1$ 4T14/m¹
- Des chaises en T10 (1 chaise tous les mètres)

XXI - FONDATION

1. EFFORT LE LONG DU PIEUX:

L'effort horizontal H ramené au centre de gravité de la fibre inférieure de la semelle se répartira sur deux files de pieux. Chaque pieux sera soumis en tête à $H^* = \frac{H}{10}$



Les pieux étant considérés encastrés à la semelle rigide, ne subissent pas de rotations en tête ($\psi = 0$), la réaction du sol se traduit par un moment fléchissant $M^* = - \frac{\chi_{\psi H^*} \cdot H^*}{\chi_{\psi M^*} \lambda}$

Dans le chapitre XIV (Calcul des déformations) ont été définis le mode de réaction du sol, le genre d'appuis en pied de pieux et les coefficients λ , $\chi_{\psi H^*}$, $\chi_{\psi M^*}$, $\chi_{\omega H^*}$ et $\chi_{\omega M^*}$.

Selon la théorie du Docteur Heinrich WERNER le moment fléchissant s'exprime par la relation: $M(x) = M^* \chi_{\omega M^*}(x) + H^* \chi_{\omega H^*}(x)$, les coefficients $\chi_{\omega M^*}$ et $\chi_{\omega H^*}$ étant donnés par les tables de WERNER en fonction de la profondeur x pour le paramètre λ considéré.

2. APPLICATION:

2.1. Dans les conditions normales:

$$H = 468,48 \text{ t} \Rightarrow H^* = 46,85 \text{ t}$$

$$\lambda \cdot l = 4 \Rightarrow \chi_{\psi H^*}(0) = 1,26 \quad ; \quad \chi_{\psi M^*}(0) = 1,54 \quad (\text{Tables de WERNER})$$

d'où le moment fléchissant de réaction du sol:

$$M^* = - \frac{\chi_{\psi H^*}(0) \cdot H^*}{\chi_{\psi M^*}(0) \lambda} = - \frac{1,26 \cdot 46,85}{1,54 \cdot 0,267} = -143,56 \text{ t.m.}$$

L'expression du moment fléchissant le long du pieux sera donc:

$$M(x) = 46,85 \chi_{\omega H^*}(x) - 143,56 \chi_{\omega M^*}(x)$$

2.2. Dans des conditions sismiques:

$$H = 681,89 \text{ t} \Rightarrow H^* = 68,19 \text{ t}$$

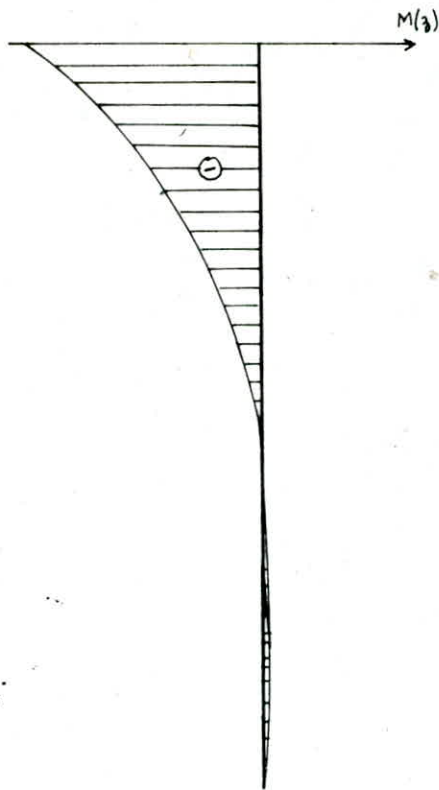
$$M^* = - \frac{1,26 \cdot 68,19}{1,54 \cdot 0,267} = -208,96 \text{ t.m.}$$

$$M(x) = 68,19 \chi_{\omega H^*}(x) - 208,96 \chi_{\omega M^*}(x)$$

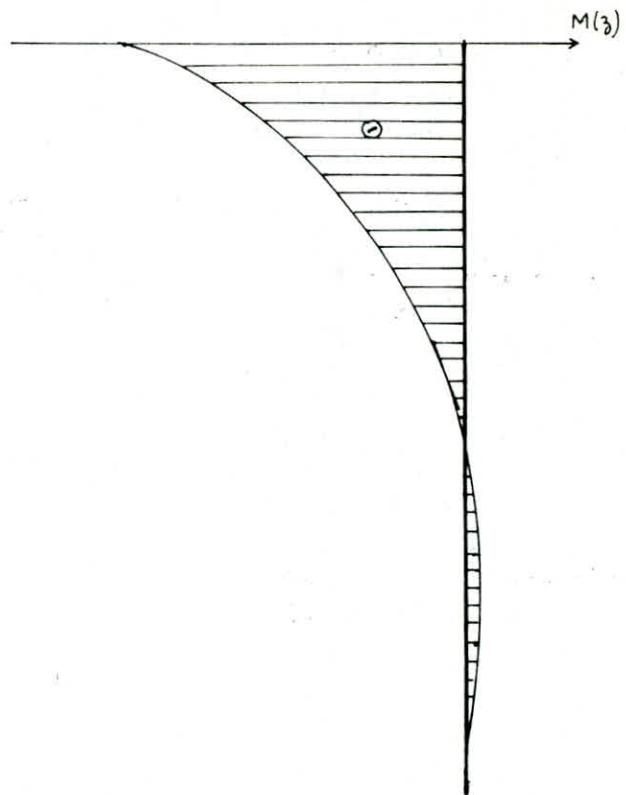
2.3. Calcul du moment le long du pieux

x	0,11	0,21	0,31	0,41	0,51	0,61	0,71	0,81	
$\chi_{\omega H^*}$	0,37	0,62	0,69	0,59	0,43	0,23	0,12	0,05	
$\chi_{\omega M^*}$	0,98	0,84	0,60	0,45	0,23	0,09	0,04	0	
M (t.m)	C.N	-123,35	-91,54	-53,81	-36,96	-12,87	-2,14	-0,12	2,34
	C.S	-179,55	-133,25	-97,13	-53,80	-18,74	-3,12	-0,18	3,41

2.4. Tracé des diagrammes



Conditions normales



Conditions sismiques

2.5 Ferrailage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée

a) Conditions normales

$$M = -143,56 \text{ t.m}$$

$$F_{min} = 65,91 \text{ t.}$$

$$e_0 = \frac{M}{F_{min}} = 2,18 \text{ m} \quad e_0 > \frac{R}{4} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le ferrailage se calculera par la méthode exposée dans l'ouvrage "Aide mémoire Dunod - Béton armé" concernant les sections circulaires pleines soumises à la flexion composée (Section partiellement comprimée)

On calcule K_e et K_a

$$K_e = \frac{N \cdot r}{M} = \frac{F_{min} \cdot r}{M} = \frac{65,91 \cdot 0,6}{143,56} = 0,28$$

$$K_a = \frac{M}{r^3 \sigma_b} = \frac{143,56 \cdot 10^5}{60^3 \cdot 2800} = 0,003$$

Les tableaux indiquent à partir de ces deux valeurs $\bar{\omega}$ (%) et K en considérant $\frac{d}{2r} = 0,05$ (d étant la distance du bord extérieur au centre de l'armature)

$$\bar{\omega} = 0,20$$

$$K = 51,18 \Rightarrow A = \frac{\bar{\omega} \pi r^2}{100} = \frac{0,20 \times 3,14 \times 0,6^2}{100} = 90,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{prenons } A = 20T32 = 160,80 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes:

$$K_e = \frac{F_{min} \cdot r}{M} = 0,28$$

$$\bar{\omega} = 100 \cdot \frac{A}{\pi r^2} = 1,42$$

$$\left. \begin{array}{l} K_e = \frac{F_{min} \cdot r}{M} = 0,28 \\ \bar{\omega} = 100 \cdot \frac{A}{\pi r^2} = 1,42 \end{array} \right\} \Rightarrow K_b = 0,69 ; K = 24,82$$

$$\sigma'_b = \frac{1}{K_b} \cdot \frac{M}{r^3} = 96,32 < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_a = K \cdot \sigma'_b = 2390,66 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

b. Vérification des contraintes pour les sollicitations du second genre:

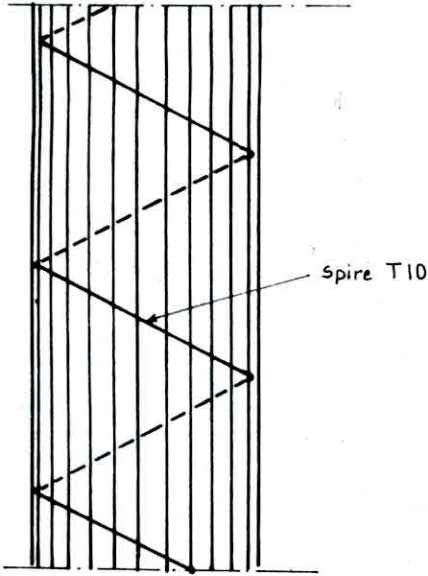
$$F_{min} = 34,55 \text{ t} \quad M = -208,96 \text{ t.m}$$

$$K_e = \frac{34,55 \cdot 0,6}{208,96} = 0,10 \quad \left. \vphantom{K_e} \right\} \Rightarrow \quad K_b = 0,71$$

$$\bar{\omega} = 100 \frac{A}{\pi r^2} = 1,42 \quad \left. \vphantom{\bar{\omega}} \right\} \Rightarrow \quad K = 28,46$$

$$\sigma'_b = \frac{1}{K_b} \cdot \frac{M}{r^3} = 136,25 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = K \cdot \sigma'_b = 3877,8 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$



BIBLIOGRAPHIE

- Conception des ponts (G. GRATTESAT)
- Cahier des prescriptions communes Fascicule 61 Titre II (ministère des travaux publics)
- Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes (R. BAREË ; C. MASSONNET)
- Le calcul et la vérification des ouvrages en Béton armé (P. CHARON)
- Cours de béton précontraint (J. ROBINSON)
- Le projet de béton précontraint (LACROIX ET FUENTES)
- Pratique du béton précontraint (DREUX)
- Aide memoire béton armé (V. DAVIDOVICI)
- Cours de mécanique des sols (COSTET - SANGLERAT)
- Documents SETRA -VIPP-

