

13/85

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT **GENIE . CIVIL**

2 ex.

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**Pont à Poutres. Multiples
en Beton Precontraint**

Proposé par :
E.N.G.O.A

Etudié par :
**M. BOUCHTAOUI
F. GANI**

Dirigé par : **M^{me} ,CHERID**

PROMOTION : **JANVIER 85**

REMERCIEMENTS

- Nous Remercions M^{me} CHERID pour toute l'aide qu'elle nous a apportée durant l'élaboration de ce projet
- Nous Remercions M^r KAHLERAS Directeur Technique de L'ENGOA , M^r KHODJA. INGenieur A L'ENGOA ainsi qu'à tout le personnel de cette entreprise pour l'aide et les conseils qui nous ont permis d'élaborer ce projet.
- Nous Remercions l'ensemble du corps enseignants qui a contribué à notre formation
- Nous Remercions toutes les personnes qui ont pu contribuer à l'élaboration de ce projet.

Farid
/

Resbah
/

dédicaces

Je dédie ce modeste Travail

- à mes parents en signe de reconnaissance
pour les sacrifices consentis à mon égard
- à mes frères et sœurs et à toute la famille
- à tous mes amis (es)

Farid

Je dédie cette «œuvre» à mes parents
mes amies mes frères, sœurs, beaux-frères
et belles sœurs. Particulièrement à AMAOUB-YOOCEF.

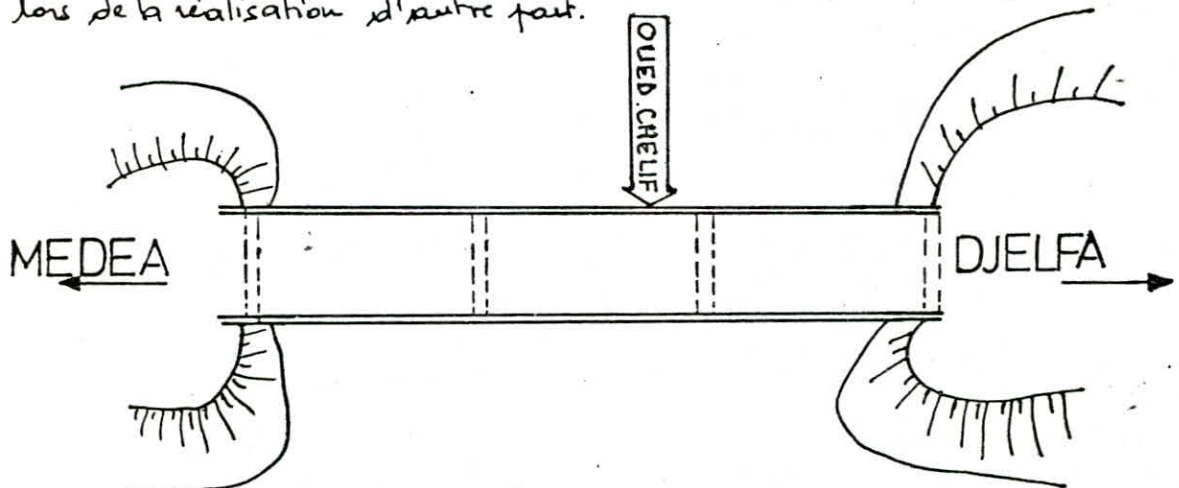
Merbah

SOMMAIRE

• INTRODUCTION - PRESENTATION DE L'OUVRAGE	1
• CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.	2
• PROCEDE DE PRE CONTRAINTE UTILISE.	5
• CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS	7
• CHARGES ET SURCHARGES	15
• DISTRIBUTIONS DES EFFORTS DANS LES POUTRES ET DANS LA DALLE	
• CALCUL DU PLATELAGE.	47
• ETUDE DE LA PRE CONTRAINTE	67
• PERTES ET CHUTES DE TENSION	88
• VERIFICATIONS DES CONTRAINTES NORMALES	94
• VERIFICATIONS DES CONTRAINTES TANGENTES	102
• ETUDE DE LA ZONE D'ABOUT	109
• VERIFICATION A LA RUPTURE	112
• ENTRETOISE D'ABOUT	114
• CALCUL DES DEFORMATIONS	119
• Systeme LONGITUDINAL	123
• APPAREILS D'APPOIS	124
• ETUDE DE LA PILE	128
• ETUDE DE LA CULEE	139
• FONDATIONS	157

INTRODUCTION ET PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le présent projet consiste en l'étude d'un pont en béton précontraint qui sera réalisé sur l'oued CHELIF dans la région de KSAR EL BOUKHARI. C'est un pont à 3 travées indépendantes de même portée égale à 32 m. La largeur roulable est de 10,50 m. Les trottoirs piétonniers ont une largeur utile de 1,15 m. Le choix de la précontrainte est avantageux à cause de l'économie d'acier faite d'une part et le gain de temps enregistré lors de la réalisation d'autre part.



La structure du pont est composée :

Tablier : il est composé du platelage et de la poutraison

- platelage : formé par une dalle de 20 cm d'épaisseur recouverte d'un revêtement de chaussée de 8 cm d'épaisseur
- poutraison : elle est constituée de 5 poutres principales pour chaque travée, l'entre axe des poutres : 2,745 m et d'entretoises d'about.

Appuis : Ils comprennent les culées, les piles et les appareils d'appui

- Culée : constituée par des éléments qui résistent aux différentes sollicitations, les réactions de la travée, la poussée des terres, les actions de freinage de véhicules, chocs...
- Pile : élément porteur comportant un chevetre en béton armé. La pièce étant effilée dans le sens des courants d'eau afin de réduire les affouillements locaux (mise en suspension des matériaux constituant le lit de l'oued)
- Appareils d'appui : plaques en elastomère fretté fixés sur des dâs (bossage en béton armé)

Fondation : Les résultats de l'étude du sol ont conduit à opter pour des fondations profondes

Les fondations seront donc constituées par des pieux métalliques tubulaires battus jusqu'au refus.

CARACTERISTIQUES des MATERIAUX

beton arme

Béton: Le béton utilisé, dans la construction de l'ouvrage sera, conforme aux règles CCBA 68 et à toutes les règles en vigueur en ALGERIE

- Dosage : 350 kg/m³
- Ciment : CPA 325
- Contrôle : strict
- Diamètre des plus gros granulats : $\phi_g = 25\text{mm}$

Contraintes Admissibles (d'après l'article 94 du CCBA 68)

Compression simple : $\bar{\sigma}'_b = 81\text{ bars}$

Flexion simple : $\bar{\sigma}'_b = 162\text{ bars}$

Traction : $\bar{\sigma}_b = 7\text{ bars}$

Aciers

$\bar{\sigma}_a = \rho_a \sigma_{en}$ avec σ_{en} : contrainte d'élasticité nominale de l'acier
 $\rho_a = \frac{2}{3}$ sous SP1

Les aciers utilisés sont des FE 40 HA

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

Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration

On peut être amené à utiliser pour $\bar{\sigma}_a$, une valeur inférieure afin de limiter la fissuration (Art 49 . CCBA 68)

La valeur à considérer pour $\bar{\sigma}_a$ sera alors limitée à la plus grande des 2 valeurs σ_1 et σ_2

$$\bar{\sigma}_a = \max \begin{cases} \sigma_1 = \frac{k n}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} \\ \sigma_2 = 2,4 \frac{n k \bar{\sigma}_b}{\phi} \end{cases}$$

avec k: coeff dépendant de l'importance de la fissuration

$$k = \begin{cases} 1,5 \cdot 10^6 & \text{fissuration peu nuisible} \\ 1 \cdot 10^6 & \text{" " " " " " préjudiciable} \\ 0,5 \cdot 10^6 & \text{" " " " " " très préjudiciable} \end{cases}$$

n: coefficient de fissuration = $\begin{cases} 1 & \text{Aciers doux} \\ 1,6 & \text{" HA} \end{cases}$

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de référence du béton (traction)

K: coefficient dépendant de l'importance de la fissuration

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$ - pourcentage de fissuration avec

A: Section totale des barres tendues

B_f: section d'enrobage de ces barres.

Contrainte admissible de traction

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_b$$

$$\rho_{at} = \begin{cases} 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9\bar{\sigma}_b} & \text{si } 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9\bar{\sigma}_b} > 2/3 \text{ et s'il n'y a pas reprise de bétonnage} \\ 2/3 & \text{sinon} \end{cases}$$

en outre, la contrainte de cisaillement du béton doit répondre aux exigences suivantes, sinon les formules, ci-dessous ne seront pas applicables:

$$\tau_b \leq 3.5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\tau_b \leq \left(4.5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \cdot \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b \leq 2 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}$$

Contrainte d'adhérence admissible

$$\bar{\tau}_d = \begin{cases} 2.4 \psi_d \bar{\sigma}_b & \text{pour les poutres} \\ 2.5 \psi_d \bar{\sigma}_b & \text{pour les dalles et hourdis} \end{cases}$$

avec ψ_d : coefficient 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 celles des armatures

$$\bar{\sigma}'_{b0} > 20 (1 + 1.25 \psi_d) \text{ en bars}$$

Cette condition est remplie puisque $\psi_d = 1.5$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 91 \text{ bars} > 57.5 \text{ bars.}$$

beton precontraint

Béton: - Résistance nominale:

compression: $\sigma'_u = \sigma'_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$

traction: $\sigma_u = \sigma_{28} = 7 + 0.06 \sigma'_{28} = 31 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes admissibles:

Les contraintes prises en compte dans les calculs sont conformes aux dispositions de l'IP1

- compression: $\bar{\sigma}' = \begin{cases} 0.42 \sigma'_u = 168 \text{ kg/cm}^2 \text{ en Service} \\ (0.55 \div 0.66) \sigma'_u \text{ en construction} \end{cases}$

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

Module de déformation: - sous charge de courte durée $E_i = 420\,000 \text{ kg/cm}^2$
 - sous charge de longue durée: $E_v = \frac{1}{3} E_i = 140\,000 \text{ kg/cm}^2$

Armatures: Les cables seront tendus par les deux extrémités (ancrage type actif-actif)

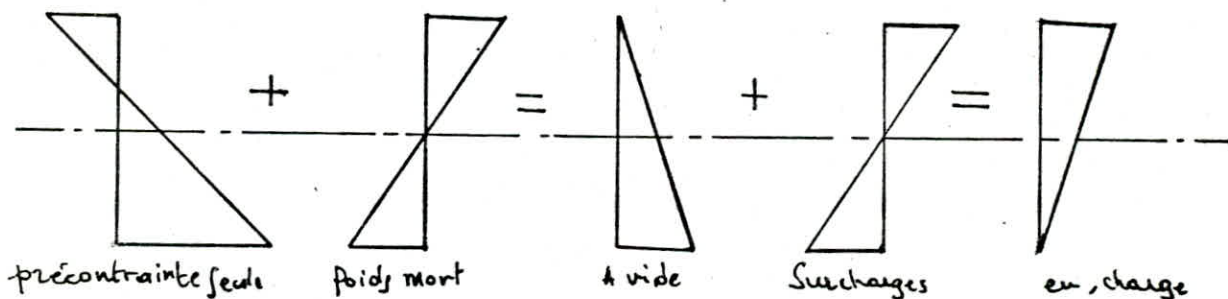
Les cables utilisés sont du type 7 T 15 III OXVIDAG

Les caractéristiques données par les constructeurs sont les suivantes :

• Module d'élasticité	$E_a = 2.10^6 \text{ kg/cm}^2$
• Contrainte de rupture garantie	$R_g = 18500 \text{ kg/cm}^2$
• Contrainte caractéristique de déformation garantie	$T_g = 16500 \text{ kg/cm}^2$
• Section nominale d'un câble	$\omega = 9,73 \text{ cm}^2$
• Diamètre extérieur d'une gaine	$\phi_e = 6,6 \text{ cm}$
• Coefficient de frottement câble gaine	$f = 0,18$
• Relaxation 1000 L	3%
• Relaxation 3000 L	3,6%
• Pertes linéaires	$\ell = 0,002$
• Recul d'ancrage	- 9 mm
• Contrainte caractéristique de déformation initiale	$T_{g_0} = 14800 \text{ kg/cm}^2$

PROCEDE de PRECONTRAINTE UTILISE

Par définition, une construction est dite en béton précontraint lorsqu'elle est soumise à l'action d'un système de forces artificiellement créés et constamment appliqués, dites forces de précontraintes, telles que lorsque cette construction soumise à l'effet simultané de ce système de forces, de charges de surcharges et des actions diverses qu'elle peut être appelée à supporter son béton constitutif doit rester en parfait état d'intégrité, sans fissures. En termes de contraintes, cette définition peut se traduire par les diagrammes suivants:



Le principe de la précontrainte par post-tension, par opposition à pré-tension est de tendre les armatures en prenant pour appui sur la pièce à précontraindre. Pendant sa mise en tension, l'armature s'allonge tandis que le béton comprimé présente un léger raccourcissement. Pour permettre le mut des conduits, généralement formés par des gaines métalliques de section circulaire, disposés et réglés dans les coffrages avant bétonnage. La post-tension est la technique la plus utilisée en génie civil.

Principaux Procédés de Précontrainte utilisés

- Parmi les procédés les plus utilisés actuellement, on peut citer
- FREYSSINET
 - PAC
 - CIBARRE
 - BBR - B
 - COIGNET
 - DWIDAG

Le principe de la mise en tension est le même pour la plupart des procédés

Choix et description sommaire du procédé

Les réalisateurs du projet ont adopté le procédé de précontrainte DWIDAG par câbles 7T15

Les Cables

Le système de précontrainte DYWIDAG a été mis au point selon les normes allemandes en utilisant des torons de ~~section~~ ^{section} nominale de $(9,73 \text{ cm}^2)$. Le toron est donc formé par 7 files lisses étirés à froid et présente une section nominale de $15,2 \text{ mm}^2$. Le câble lui-même est constitué d'un certain nombre de torons suivant l'unité de précontrainte voulue. Les câbles utilisés dans le présent projet comportent 7 torons d'où la désignation: 7 T 15 III TBR. autrement dit 7 torons de diamètre 15 classe III, sous classe très basse relaxation. Les Torons sont ancrés dans des orifices coniques d'un disque d'ancrage à l'aide de clavettes montées en 3 éléments.

Type d'ancrage utilisé

L'ancrage utilisé dans notre projet est du type actif. actif. Il comprend un anneau de fretage avec une tôle emboutie soudée servant d'assise au disque d'ancrage. Le disque d'ancrage fixé sur une cloche possède des trous coniques pour le blocage des clavettes et des trous cylindriques pour le passage du coulis.

Mise en tension des câbles

Le vérin utilisé par DYWIDAG a une capacité pouvant aller jusqu'à 4000 kN. Il est équipé d'un système de clavetage hydraulique. Un dispositif se trouvant à l'intérieur du vérin permet d'effectuer les reprises automatiques et de réaliser ainsi des temps de mise en tension très courts.

Une prise de manomètre de contrôle est placée sur le vérin permettant ainsi une lecture directe de l'intensité de la force de précontrainte. Les pompes hydrauliques peuvent être commandées à distance assurant une sécurité absolue pour les opérateurs. Pour déplacer le vérin on peut disposer de chariots, de palans et de portiques.

Injection

Après mise en tension du câble, on injecte un coulis de ciment dans la gaine; le coulis a deux fonctions

- a - 1) Protéger le câble contre la corrosion, à la fois en empêchant l'eau et l'air de venir au contact du câble et en créant autour du câble, un milieu basique.
- 2) assurer une parfaite adhérence du câble au béton de la structure
- b - 3) Empêcher tout déplacement relatif du câble par rapport au béton de sorte à pouvoir obtenir sous surcharges un fonctionnement type béton armé, ce qui permet de réaliser une économie de matière.

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS

dimensionnement

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

$$\frac{L}{20} - 0,20 \leq h_t \leq \frac{L}{20} + 0,50 \quad [\text{m}]$$

, comme nous avons $L = 32,00$ m : $1,40 \leq h_t \leq 2,10$ [m]

- L'épaisseur de l'âme est telle que

$$e \geq \frac{h_t}{40} + 9 \quad [\text{cm}]$$

En outre, il convient d'épaissir progressivement l'âme dans le dernier quart de la portée de manière à obtenir aux appuis une épaisseur suffisante pour la résistance aux efforts tranchants et aux contraintes locales sous les ancrages qui doivent être correctement enrobés.

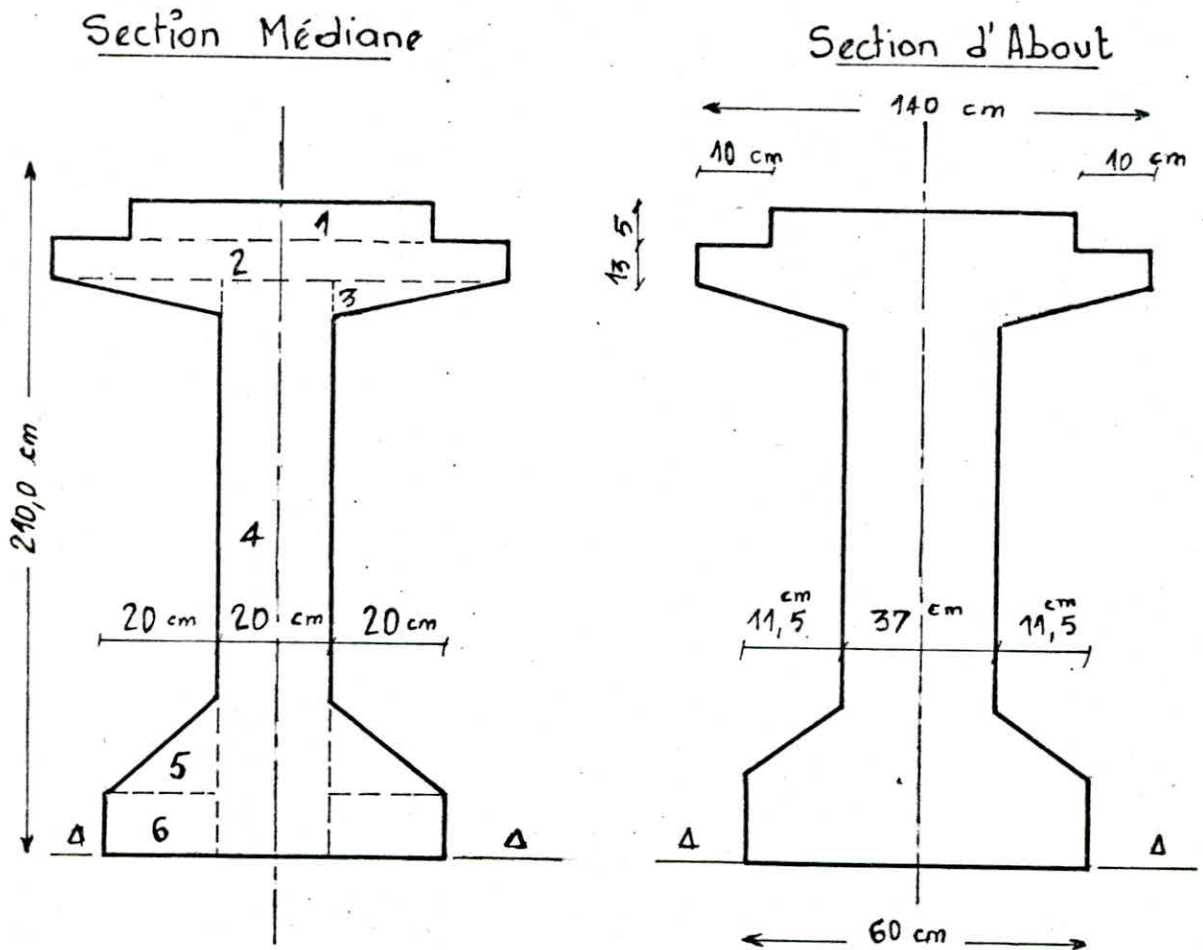
- Hauteur totale: $h_t = 2,10$ m

- Épaisseur de l'âme :

en traversé $e_t = 20$ cm
à l'about. $e_b = 37$ cm

- Largeur du talon: $b' = 60$ cm.

POUTRE SEULE



notations

Soit $(\Delta-\Delta)$ l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême. Le moment d'inertie sera, calculé par rapport à l'axe $(\Delta-\Delta)$. soit I_{Δ}

S_{Δ} . moment statique de la section totale / à l'axe $(\Delta-\Delta)$

$v' = \frac{S_{\Delta}}{B}$ distance, du CG à la fibre inférieure

B : Aire totale du béton d'une section

$v = h_t - v'$: distance du CG à la fibre inférieure

I_0 moment d'inertie propre de la section

Z : distance, du CG de la section à l'axe

$Z' = \begin{cases} Z \\ \frac{2}{3} Z \end{cases}$ selon le cas, de façon à avoir $I_{\Delta} = S_{\Delta} \cdot Z'$

β : coefficient de Rendement , i^2 : rayon de giration

$I_{\Delta} = I_0 + S_{\Delta} \cdot Z'$ pour les sections dont le côté inf. ne coïncide pas avec $(\Delta-\Delta)$

SECTION MEDIANE

DESIGNATION DES SECTIONS	DIMENSIONS (cm x cm)	B (cm ²)	z (cm)	S _Δ = Bz (cm ³)	z' (cm)	I _D = S _Δ z' (cm ⁴)
6	2(20 x 20)	800	10	8000	13,33	106 667
5	20 x 30	600	30	18 000	—	I _D = 30 000 570 000
4	192 x 20	3840	96	368 640	128	471 859 20
3	60 x 5	300	190,33	57099	—	I _D = 416,67 108 680 69
2	13 x 140	1820	198,5	361 270	136,67	717 37 727
1	5 x 120	600	207,5	124 500	140	25 835 000
Σ		7960		937 509		1,56303 10 ⁸

Section brute : $B = 7960 \text{ cm}^2$, $S_D = 937509 \text{ cm}^3$, $I_D = 1,56303 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$

Position du centre de gravité $v' = \frac{S_D}{B} = 117,78 \text{ cm}$

$$v = h_t - v' = 92,22 \text{ cm}$$

$I = I_D - v' S_D$: moment d'inertie / au. c. d. G. de la section brute

$$I = 4,5884 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$W' = \frac{I}{v'} = 389573,78 \text{ cm}^3$$

$$W = \frac{I}{v} = 497549,34 \text{ cm}^3$$

$$i^2 = \frac{I}{B} = 5764,32 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{i^2}{v \cdot v'} = 0,53$$

SECTION D'ABOUT

DESIGNATION DES SECTIONS	DIMENSIONS (cm x cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S _D = B.Z (cm ³)	Z' (cm)	I _D = S _D .Z' (cm ⁴)
6	2(11,5 x 20)	460	10	4600	13,33	61333,33
5	11,5 x 17,5	201,25	25,83	5198,3	/	I ₀ = 3424
						137696
4	192 x 37	7104	96	681984	128	87293952
3	51,5 x 4,5	231,75	190,5	44148,4	/	I ₀ = 260,72
						8410526
2	140 x 13	1820	198,5	361270	136,67	71737727
1	120 x 5	600	207,5	124500	140	25835000
Σ		10417		1221700,7		1,93476 10 ⁸

Section Brute $B = 10417 \text{ cm}^2$; $S_D = 1221700,7 \text{ cm}^3$; $I_D = 1,93476 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$

$$v' = \frac{S_D}{B} = 117,3 \text{ cm}$$

$$v = h_z - v' = 92,7 \text{ cm}$$

$$I = I_D - S_D v' = 5,0171 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

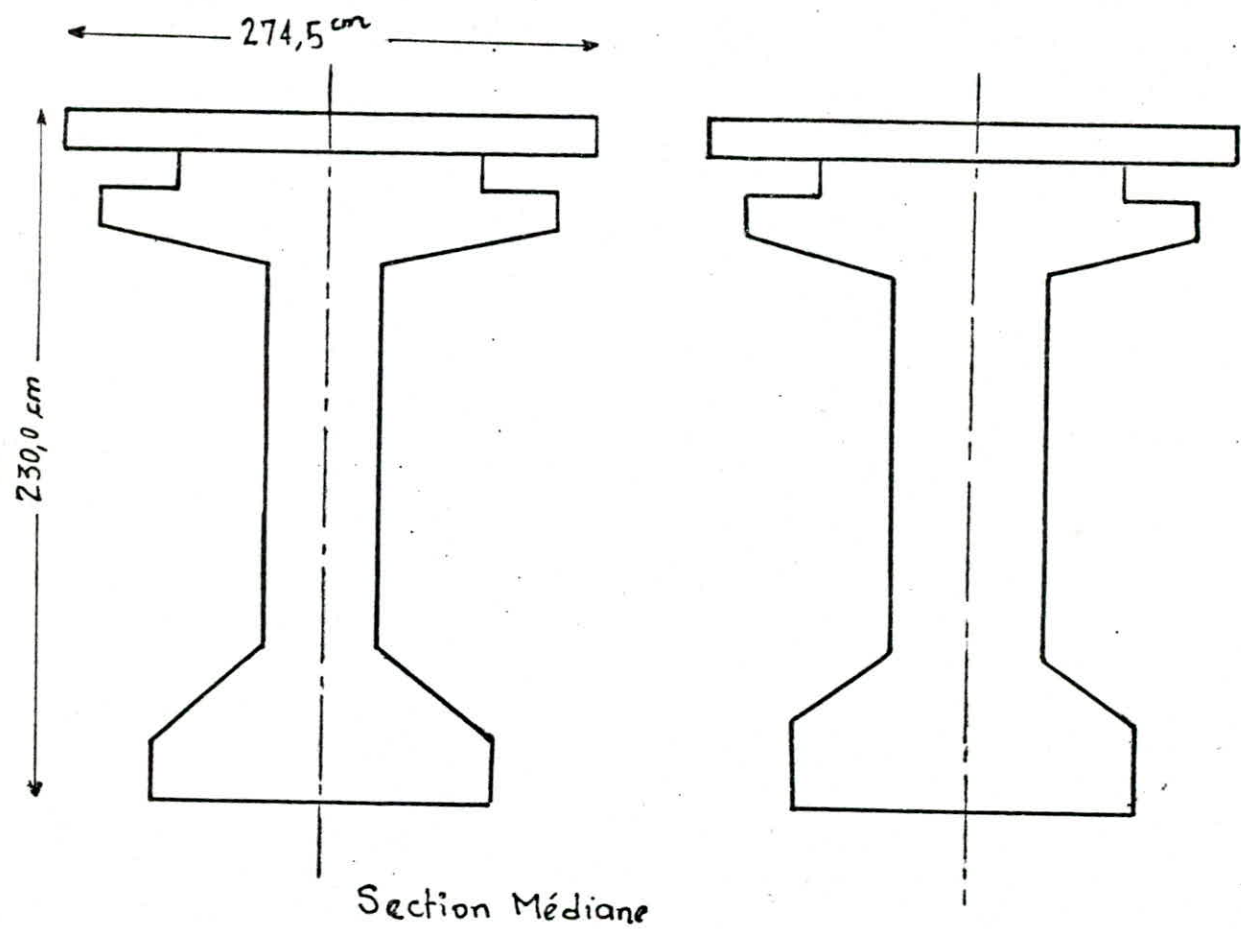
$$W' = \frac{I}{v'} = 427715,26 \text{ cm}^3$$

$$W = \frac{I}{v} = 541218,99 \text{ cm}^3$$

$$i^2 = \frac{I}{B} = 4816,26 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{i^2}{v \cdot v'} = 0,483$$

POUTRE INTERMEDIAIRE + HOURDIS



DESIGNATION	DIMESIONS (cm x cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S _D = B · Z (cm ³)	Z' (cm)	I _D (cm ⁴)
Poutre	/	7960		937 509	/	1,56303 10 ⁸
Hourdis	274,5 x 20	5490	220	1207 800	/	2,65899 10 ⁸
Σ		13450		2145309	/	4,22202 10 ⁸

$$v' = \frac{S_D}{B} = 159,5 \text{ cm}$$

$$v = h/2 - v' = 70,5 \text{ cm}$$

$$I = I_D - S_D v' = 8,003 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$w v' = \frac{I}{v'} = 501755,5 \text{ cm}^3, \quad w v = \frac{I}{v} = 1135177,3 \text{ cm}^3$$

$$i^2 = \frac{I}{B} = 5950,2 \text{ cm}^2, \quad j = \frac{i^2}{v \cdot v'} = 0,53$$

Section d'About

DESIGNATION	DIMENSIONS (cm x cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S _D = B.Z (cm ³)	Z' (cm)	I _D (cm ⁴)
Poutre	10417	10417	—	1221700,7	—	1,93476 10 ⁸
Hourdis	274,5 x 20	5490	220	1207800	—	2,65899. 10 ⁸
Σ	—	15907	—	2429500,7	—	4,59375 10 ⁸

$$v' = \frac{S_D}{B} = 152,73, \text{cm}$$

$$v = h_t - v' = 77,27, \text{cm}$$

$$I = I_D - v' S_D = 8,8318 \cdot 10^7, \text{cm}^4$$

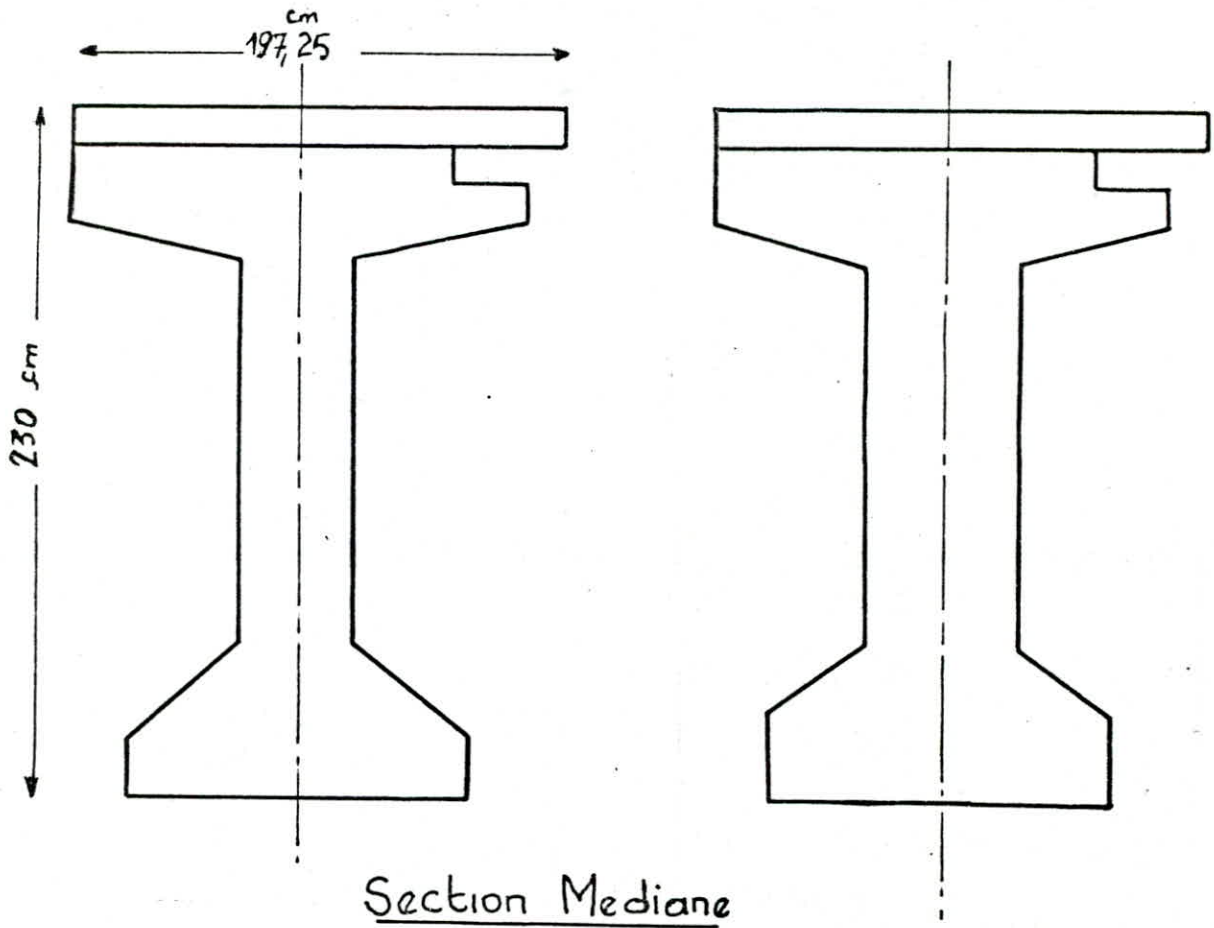
$$W' = \frac{I}{v'} = 578262,3, \text{cm}^3$$

$$W = \frac{I}{v} = 1142979,2, \text{cm}^3$$

$$i^2 = \frac{I}{B} = 5552,15, \text{cm}^2$$

$$f = \frac{i^2}{v \cdot v'} = 0,47$$

POUTRE DE RIVE + HOURDIS



DESIGNATION	DIMENSIONS (cm x cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	Z' (cm)	I _Δ (cm ⁴)
Poutre	—	7960	—	937509	—	1,56303 10 ⁸
Hourdis	20 x 197,25	3945	220	867900	—	1,910695 10 ⁸
Σ		11905		1805409		3,473725 10 ⁸

$$v' = \frac{S_{\Delta}}{B} = 151,7 \mu\text{m}$$

$$v = h_t - v' = 78,3 \text{ cm}$$

$$I = I_{\Delta} - v' S_{\Delta} = 7,349 10^7 \text{ cm}^4 ; i^2 = \frac{I}{B} = 6173 \text{ cm}^2$$

$$W = \frac{I}{v} = 938569,6 \text{ cm}^3 ; W' = \frac{I}{v'} = 484443 \text{ cm}^3 , \beta = 0,52$$

Section d'About

DESIGNATION	DIMENSIONS cm x cm	B cm ²	Z cm	S _Δ (cm ³)	Z' cm	I _Δ (cm ⁴)
Poutre	—	10417	—	1221700,7	—	1,93476 10 ⁸
Hourdis	20 x 197,25	3945	220	867900	—	1,910695 10 ⁸
⌊		14362	—	2089600,7	—	3,84546 10 ⁸

$$v' = \frac{S_{\Delta}}{B} = 145,5 \text{ cm} ; \quad v = h_t - v' = 84,5 \text{ cm}$$

$$I = I_{\Delta} - v' S_{\Delta} = 8,051 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$W' = \frac{I}{v'} = 553333,33 \text{ cm}^3$$

$$w = \frac{I}{v} = 952781,07 \text{ cm}^3$$

$$i^2 = \frac{I}{B} = 5605,76 \text{ cm}^2 ; \quad \beta = 0,46$$

TABLEAU RECAPITULATIF

- Caractéristiques, des Sections brutes

Caractéristiques Sections		B (cm ²)	S _Δ (cm ³)	I (cm ⁴)	v (cm)	v' (cm)	i ² cm ²
Section Médiane	Poutre Seule	10417	1221700,7	1,93476 10 ⁸	92,22	117,78	5764,32
	Poutre + Hourdis P. Rive.	11905	1805409	7,349 10 ⁷	78,3	151,7	6173
	Poutre + Hourdis P. Interm	13450	2145309	8,003 10 ⁷	70,5	159,5	5950,2
Section d'About	Poutre Seule	10417	1221700,7	5,0171 10 ⁷	92,7	117,3	4816,26
	Poutre + Hourdis P. Rive.	14362	2089600,7	8,051 10 ⁷	84,5	145,5	5605,76
	Poutre + Hourdis P. Interm	15907	2429700,7	8,838 10 ⁷	77,27	152,73	5552,15

CHARGES ET SURCHARGES

charge permanente

$$\text{poutre} : (0,7960 \times 2,5) \cdot 1,07 = 2,0043 \text{ t/ml}$$

$$\text{Poids des 5 poutres} = 336,408 \text{ t}$$

$$\text{Dalle} : 0,20 \times 12,68 \times 2,5 = 6,19 \text{ t/ml} \Rightarrow 6,19 \times 32 = 198,08 \text{ t}$$

$$\text{Pre-dalle} : (1,545 \times 0,05) \times 2,5 = 0,193 \text{ t/ml} \Rightarrow 0,193 \times 4 \times 32 = 24,704 \text{ t}$$

$$\text{Trottoir + corniche} : 0,8625 \text{ t/ml} \Rightarrow 0,8625 \times 2 \cdot 32 = 55,2 \text{ t}$$

$$\text{Garde corps} : 0,1 \cdot 32 \cdot 2 = 6,4 \text{ t}$$

$$\text{Escrêtement} : 1,85 \times 32 = 59,2 \text{ t}$$

$$\text{Entretoise} : 8,22 \text{ t}$$

$$\text{Poids total du tablier} : \underline{G_1 = 688,7 \text{ t}}$$

surcharges

Détermination de la classe du pont

$$l_r = l_s = 10,5 \text{ m} \quad N = \frac{l_s}{3} = \frac{10,5}{3} \Rightarrow N = 3 \text{ voies}$$

$$l_v = \frac{l_s}{N} = \frac{10,5}{3} = 3,50 \text{ m} \Rightarrow l_v = 3,50 \text{ m}$$

$$l_r > 7 \text{ m} \Rightarrow \text{Pont de 1}^{\text{e}} \text{ classe.}$$

Surcharge A pour 3 voies chargées.

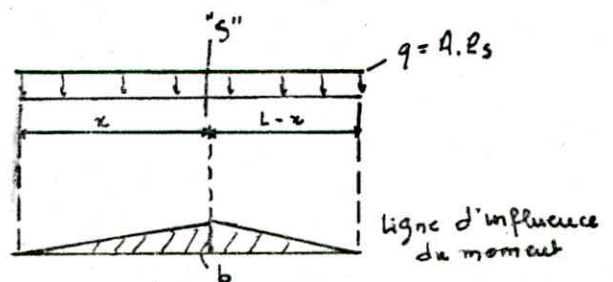
$$A = K A_L \cdot \frac{l_0}{l_v} \quad A_L = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad L = 32 \text{ m}$$

$$A_L = 1048,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_0 = 3,5 \text{ m} \quad ; \quad l_v = 3,5 \text{ m} \quad K = a_1 = 0,9 \quad ; \quad a_2 = \frac{l_0}{l_v} = 1$$

$$A = a_1 \cdot A_L \cdot a_2 = 0,9 \cdot 1048,18 \cdot 1 = 943,36 \text{ kg/cm}^2$$

Moment flechissant sous A.



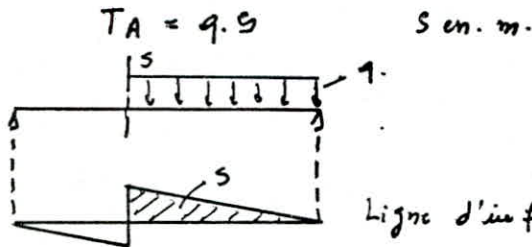
$$M = q \cdot S = A \cdot l_s \cdot S$$

$$\frac{L-x}{b} = \frac{L}{x} \Rightarrow b = \frac{(L-x)}{L} x$$

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

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

Effort tranchant sous A.



$$S = \frac{1}{2} \frac{(L-x)^2}{L}$$

$$T_A = \frac{q}{2} \frac{(L-x)^2}{L}$$

$$q = A \cdot l_s = 943,36 \cdot 10,5 = 9905,3 \text{ kg/ml}$$

$$q = 9,905 \text{ t/ml}$$

Moment sous A et effort tranchant

Sections	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueur [m]	0	3,2 m	6,4 m	9,6	12,8
M [t.m]	0	456,42	811,42	1065	1217,13
T [t.m]	158,5 t	128,37	101,3	77,655	57,05

Surcharge Bc

$$b_c = 0,95$$

Coefficient de majoration dynamique. δ_{Bc} .

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\%}$$

L: portée de la travée.

P: poids total de l'ouvrage correspondant à cette travée.

S: surcharge max que l'on peut appliquer sur le tablier de cette travée.

$$S = b_c \cdot B_c = 0,95 [6 + 12 + 18] \cdot 6 = 171 \text{ t.}$$

$$P = 688,7 \text{ t}$$

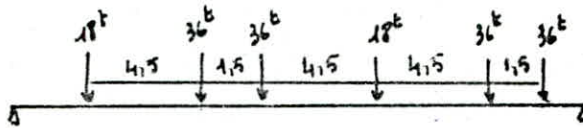
$$L = 32 \text{ m}$$

$$\text{d'où } \delta_{Bc} = 1,089.$$

Efforts.

Moments sous Bc.

3 voies \Rightarrow 3 convois de 2 camions.



$$R = \sum P_i = 180 \text{ t}$$

Recherche de la charge provoquant le moment max

$$\sum_{i=1}^{n-k-1} P_i \leq \frac{R}{2} \leq \dots$$

$$P_1: 0 \leq 90 \neq 18 \quad \text{non}$$

$$P_2: 18 \leq 90 \neq 54 \quad \text{non}$$

$$P_3: 54 \leq 90 \leq 90 \quad \text{oui}$$

$$P_4: 90 \leq 90 \leq 108 \quad \text{oui}$$

P_3 donnera un moment supérieur à P_4 .

Sous P_3 . D'après le théorème de Barré on a :

$$M(s) = 984,42 \text{ t.m}$$

Effort tranchant sous B_c .

$$T(0,0L) = 140,32 \text{ t.}$$

Moment et efforts tranchant sous B_c .

Sections	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueurs (m)	0	3,2	6,4	9,6	12,8	16
M_{Bc} [t.m]	0	339,66	635,4	861,3	972	967,5
$b_c \cdot \delta_{Bc} \cdot M_{Bc}$ [t.m]	0	351,39	657,35	890,06	1005,6	1000,93
T_{Bc} (t)	140,32	122,34	104,33	86,34	68,34	50,625
$b_c \cdot \delta_{Bc} \cdot T_{Bc}$ (t)	145,17	126,56	107,93	89,32	70,70	52,4

avec M_{\max} à la section $S = 1018,43 \text{ t.m}$

$S = 14,275 \text{ m}$

Surcharge B_E

$b_E = 1$ on peut placer un seul tandem par voie et au maximum 2 tandems quelque soit le nb de voies.

$$N = 3 \Rightarrow 2 \text{ tandems}$$

$$S = b_E \cdot B_E = [16 + 16] \cdot 2 = 64 \text{ t}$$

$$\delta_{B_E} = 1,0677.$$

$$M(s) \text{ (calculé suivant le théorème de Barré)} = 523,8 \text{ t.m}$$

de système B_E et moins défavorable que B_c .

Determination du moment et de l'effort tranchant sous A [2 voies chargées]

$$A_L = 1048,18 \text{ kg/cm}^2 \quad l_0 = 3,5 \text{ m} \quad l_v = 3,5 \text{ m} \quad K = 1$$

$$A = 1 \cdot 1048,18 \cdot \frac{3,5}{3,5} = 1048,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_A(x) = \frac{q}{2} x (L-x) \quad T_A(x) = q \frac{(L-x)^2}{2}$$

$$q = A \cdot L_s \quad \text{avec} \quad L_s = 7 \text{ m} \quad \text{car 2 voies}$$

$$q = 7,34 \text{ t/mL}$$

Moment flechissant et effort tranchant.

Sections	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueur [m]	0	3,2	6,4	9,6	12,8	16
$M_A(x)$ [t.m]	0	338,23	601,3	789,2	901,2	939,52
$T_A(x)$ [t]	117,44	95,13	75,16	57,55	42,28	29,36

Determination du moment et de l'effort tranchant sous A [1 voie chargée]

$$A = K \cdot A_L \cdot \frac{l_0}{l_v} \quad A_L = 1048,18 \text{ kg/cm}^2 \quad K = 1$$

$$A = 1 \cdot 1048,18 \cdot \frac{3,5}{3,5} = 1048,18 \text{ kg/cm}^2 \quad L_s = 3,5 \text{ m}$$

$$q = A \cdot L_s = 1048,18 \cdot 3,5 = 3,67 \text{ t/mL}$$

Moment et effort tranchant.

Sections	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueur [m]	0	3,2	6,4	9,6	12,8	16
$M_A(x)$ [t.m]	0	169,15	300,65	394,6	450,97	469,76
$T_A(x)$ [t]	58,72	47,56	37,58	28,775	21,14	14,68

Determination du moment flechissant et effort tranchant sous Bc [2 voies chargées]

$$b_c = 1,1 \quad \text{pont de 1}^{\text{e}} \text{ classe et 2 voies chargées.}$$

• Coefficient de majoration dynamique δ_{Bc}

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

$$S = 1,1 [6+12+12] \cdot 4 = 132 \text{ t} \quad P = 688,7 \text{ t} \quad L = 32 \text{ m}$$

$$\delta_{Bc} = 1,0815$$

la charge provoquant le moment M_{\max} est $P_3 = 24 \text{ t}$ (theoreme BARRÉ)

$$M(S) = 656,2 \text{ t.m}$$

Moment flechissant efforts tranchants sous B_c 2 Voies chargées

Sections	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	S=14,275	0,5L
Longueurs [m]	0	3,2	6,4	9,6	12,8	14,275	16
M_{Bc} [t.m]	0	226,44	423,6	574,2	648	656,2	645
$b_c \cdot \delta_{Bc} \cdot M_{Bc}$ [t.m]	0	269,4	503,94	683,1	770,89	780,65	767,32
T_{Bc} [t]	93,546	81,55	69,55	57,55	45,55	—	33,75
$b_c \cdot \delta_{Bc} \cdot T_{Bc}$ [t]	111,3	97,016	82,74	68,46	54,19	—	40,15

Determination du moment flechissant et effort tranchant sous B_c [1 voie chargée]

$b_c = 1,2$ 1 voie chargée et pont de 1^{re} classe.

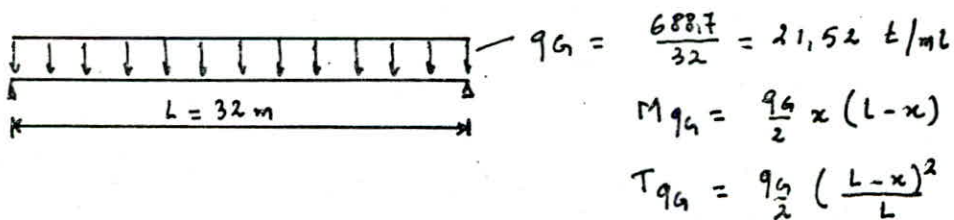
Coefficient de majoration dynamique δ_{Bc} .

$$S = 1,2 [6 + 12 + 12] \times 2 = 72^t$$

$$\delta_{Bc} = 1,07.$$

Sections	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	S	0,5L
Longueurs [m]	0	3,2	6,4	9,6	12,8	14,275	16
M_{Bc} [t.m]	0	113,22	211,8	287,1	324	328,1	322,5
$b_c \cdot \delta_{Bc} \cdot M_{Bc}$ [t.m]	0	145,37	271,95	368,64	416,02	421,3	414,1
T_{Bc} [t]	46,773	40,775	34,775	28,775	22,775	—	16,875
$b_c \cdot \delta_{Bc} \cdot T_{Bc}$ [t]	60,96	52,35	44,65	36,95	29,24	—	21,67

• Determination du moment flechissant et effort tranchant sous le poids propre G_n .



Sections	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueur x [m]	0	3,2	6,4	9,6	12,8	16
M [t.m]	0	991,64	1762,92	2313,83	2644,4	2754,56
T [t]	344,32	278,9	220,365	168,72	124	86,08

Surcharges Militaires Mc120

transversalement : un seul véhicule Mc120 est supposé circuler
 longitudinalement : des véhicules sont tenus de circuler parallèlement
 à l'axe de la chaussée et de la bande de la largeur chargée
 le nb de véhicules est illimité, la distance entre 2 véhicules voisins
 doit être de manière à produire l'effet le plus défavorable
 toutefois la distance minimum entre les axes de chenilles successives
 est de 36,6 m

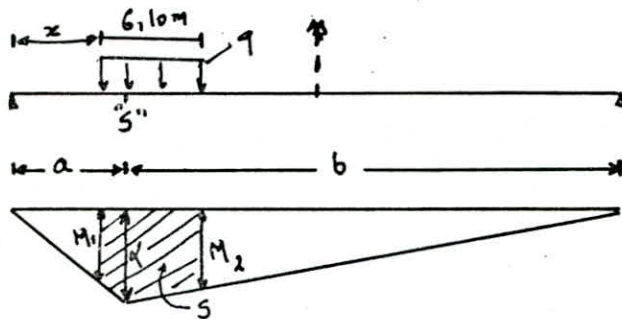
$$S = 55 + 55 = 110^t \quad ; \quad L = 32 \text{ m} \quad G = 688,7^t$$

$$\delta_{Mc120} = 1,077$$

Efforts

Moments :

$$q = \frac{110}{6,10} = 18,033 \text{ t/ml}$$



$$a + b = L$$

Détermination de l'aire S

$$\frac{a}{L} = \frac{\alpha}{b} \Rightarrow \alpha = \frac{a \cdot b}{L}$$

$$S = M_1(a-x) + \frac{(\alpha - M_1)(a-x)}{2} + M_2(x+6,10-a) + \frac{(\alpha - M_2)(x+6,10-a)}{2}$$

$$S = \left[M_1 + \frac{\alpha - M_1}{2} \right] (a-x) + \left(M_2 + \frac{\alpha - M_2}{2} \right) [x+6,10-a]$$

$$\Rightarrow S = \frac{M_1 + \alpha}{2} (a-x) + \frac{M_2 + \alpha}{2} (x+6,10-a)$$

$$\frac{\alpha}{a} = \frac{M_1}{x} \Rightarrow M_1 = \frac{\alpha}{a} \cdot x$$

$$\frac{\alpha}{b} = \frac{M_2}{L-x-6,10} \Rightarrow M_2 = \frac{\alpha}{b} (L-x-6,10)$$

$$S = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{a} x + \alpha \right) (a-x) + \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{b} (L-x-6,10) + \alpha \right) (x+6,10-a)$$

$$S = \frac{\alpha}{2} \left[x - \frac{x^2}{a} + a - x \right] + \frac{\alpha}{2} \left[\frac{32-x-6,10}{b} + 1 \right] [x+6,10-a]$$

$$S = \frac{\alpha}{2} \left[-\frac{x^2}{a} + a \right] + \frac{\alpha}{2} \left[\frac{25,9-x}{b} + 1 \right] [x+6,10-a]$$

$$S = \frac{\alpha}{2} \left[-\frac{x^2}{a} + a + \left(\frac{25,9-x}{b} + 1 \right) (x+6,10-a) \right]$$

$$S = \frac{\alpha}{2} \left[-\frac{x^2}{a} + \frac{51,8}{b} x + \frac{32(6,10-a)}{b} + \frac{157,99}{b} \right]$$

S est max quand $\frac{\partial S}{\partial x} = 0$

$$\frac{\alpha}{2} \left[-\frac{2x}{\alpha} + \frac{51,8}{b} \right] = 0 \Rightarrow x = \frac{\alpha}{L} (25,9)$$

$$x = \frac{\alpha}{L} (L - 6,10)$$

Pour $a = b = \frac{L}{2} \Rightarrow \alpha = \frac{\frac{L}{2} \cdot \frac{L}{2}}{L} = \frac{L^2}{4L} = \frac{L}{4} = 8$

$$\Rightarrow x = \frac{25,9 \cdot 8}{16} = 12,95 \text{ m}$$

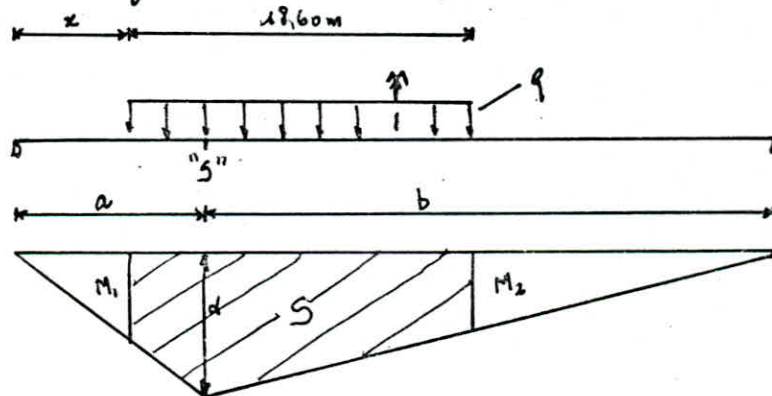
Donc pour $x = 12,95 \text{ m}$ on a M_{\max} .

Correspond à $a = 16 \text{ m}$

Sections	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
a [m]	0	3,2	6,4	9,6	12,8	16
$M_a(x)$ [t.m]	0	286,54	503,52	668,75	764,24	794,74
$\delta_{Mcizo} \cdot M$ [t.m]	0	308,6	548,75	720,24	823,08	855,93
$T_a(x)$ [t]	99,55	88,55	77,55	66,55	55,5	44,55
$\delta_{Mcizo} \cdot T$ [t]	107,215	95,37	83,522	71,674	59,773	47,98

Surcharge Exceptionnelles type D

Surcharge de 240t répartie sur 18,6 m



$$q = \frac{240}{18,6} = 12,9 \text{ t/ml}$$

Démonstration idem que précédemment pour S

$$S = \frac{\alpha}{2} \left[-\frac{x^2}{\alpha} + \frac{26,8x}{b} + \frac{844,44}{b} - 32 \frac{\alpha}{b} \right]$$

$$S_{\max} \text{ pour } x = 13,4 \frac{\alpha}{b} \quad a=b=\frac{L}{2} \Rightarrow \alpha=8 \Rightarrow x=6,7 \text{ m}$$

Sections	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
a [m]	0	3,2	6,4	9,6	12,8	16
$M(x)$ [t.m]	0	490,2	871,4	1143,84	1307,16	1362,14
$T(x)$ [t]	170,36	146,36	122,37	98,37	74,4	51,6

Surcharges de trottoir

Pour la justification des poutres principales qui supportent à la fois une chaussée et un ou 2 trottoirs, il y a lieu d'appliquer sur les trottoirs une charge uniformément répartie de 150 kg/m^2 de façon à produire l'effet max envisagé. Dans le cas de sa largeur chaque trottoir est chargé dans sa totalité mais peuvent ne pas l'être simultanément.

$$\begin{aligned} 1 \text{ trottoir} : \quad A_E &= 0,15 \text{ t/m}^2 \\ q &= A_E \cdot 1,15 = 0,15 \times 1,15 = 0,1725 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$M_E(x) = \frac{q}{2} x (L-x) \quad T_E(x) = \frac{q}{2} \left(\frac{L-x}{L} \right)^2$$

Moment flechissant et effort tranchant sous 1 trottoir chargé.

Sections	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueur x [m]	0	3,2	6,4	9,6	12,8	16
$M_E(x)$ [t.m]	0	7,9488	14,1312	18,55	21,197	22,08
$T_E(x)$ [t]	1,76	2,2356	1,7664	1,3524	0,9336	0,7

Moment flechissant et effort tranchant sous 2 trottoirs chargés.

Sections	0,0L	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Longueurs x [m]	0	3,2	6,4	9,6	12,8	16
M [t.m]	0	15,897	28,26	37,1	42,4	44,16
T [t]	5,52	4,5	3,533	2,7	1,987	1,4

Efforts de freinage (Art 6 CPC)

a) effort de freinage pour la surcharge A.

$$A = 943,36 \text{ kg/m}^2$$

L'effort de freinage pour A est égal à la fraction suivante du poids de A.

$$\text{une voie chargée} \quad F_1 = \frac{943,36 \cdot 3,5 \cdot 32}{20 + 0,0035 \cdot (35 \cdot 32)} = 5,18^t$$

$$\text{deux voies chargées} \quad F_2 = \frac{943,36 \cdot 7 \cdot 32}{20 + 0,0035 \cdot (32 \cdot 7)} = 10,16^t$$

$$\text{trois voies chargées} \quad F_3 = \frac{943,36 \cdot 10,5 \cdot 32}{20 + 0,0035 \cdot (10,5 \cdot 32)} = 14,94^t$$

b) effort de freinage pour Bc.

chaque essieu d'un camion Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. un seul camion Bc et support freiner

$$\underline{F_{Bc} = 30^t}$$

DISTRIBUTION des EFFORTS dans les POUTRES et dans la DALLE

Rigidité d'une entretoise.

DEFINITION: GUYON a défini la rigidité relative d'une entretoise par la relation suivante

$$r = \frac{m}{2} \frac{a^4}{l} \sqrt{\frac{I_P}{I_E}} \quad [1]$$

avec: m : nombre total de poutres principales
 a : distance entre 2 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 "ie" l'entretoise est absolument rigide et on ne tient pas compte de l'effet de résistance du pont à la torsion. Dans ce cas, on utilise généralement la méthode de M. COURBON
- Si $r \geq 0,3$ la rigidité réelle de l'entretoise est prise en compte. La méthode de GUYON et MASSONNET est toute indiquée pour le calcul de ce pont.

application: $m = 5$ $I_P = 4,5884 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$
 $a = 2,745 \text{ m}$ $I_E = 66666,67 \text{ cm}^4$ (c'est la dalle qui joue le rôle d'entretoise)
 $l = 32,0 \text{ m}$

[1] $\Rightarrow r = 1,098 > 0,3$. on utilisera la Méthode de GUYON et MASSONNET

exposé de la méthode

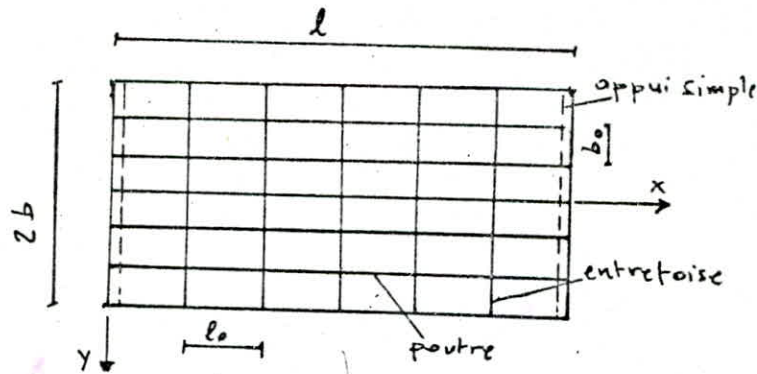
"Notions d'Orthotropie et de Grillage simple"

- */ L'orthotropie d'une plaque est produite par des renforcements divers dans les 2 sens \perp . Cependant pour pouvoir suivre son comportement, nous la supposons faite d'un matériau homogène et orthotrope fictif. L'équation différentielle d'une plaque orthotrope est:

$$P_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2(2\gamma + P_{x,y}) \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + P_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x,y) \quad [2]$$

où $[P_x, P_y, P_{x,y}, \gamma]$ sont respectivement les rigidités de flexion et de torsion

- */ Un grillage simple est constitué de poutres et d'entretoises \perp entre elles. Les poutres sont dans les 2 sens, faites du même matériau, résistantes à la torsion et assemblées aux nœuds rigidement l'une à l'autre, on aura à considérer le schéma suivant



l : portée des poutres
 $2b$: largeur du tablier
 b_0 : Espacement entre les poutres
 l_0 : Espacement entre les entretoises

Nous désignons par

$$B_p = E I_p$$

$$B_E = E I_E$$

$$\left. \begin{aligned} \rho_p &= \frac{B_p}{b_0} \\ \rho_E &= \frac{B_E}{l_0} \end{aligned} \right\}$$

rigidité flexionnelle des poutres
 rigidité flexionnelle des entretoises

rigidités flexionnelles par unité de longueur

$$C_p = G I_p$$

$$C_E = G I_E$$

$$\left. \begin{aligned} \gamma_p &= \frac{C_p}{b_0} \\ \gamma_E &= \frac{C_E}{l_0} \end{aligned} \right\}$$

rigidité torsionnelle des poutres
 rigidité torsionnelle des entretoises

rigidités torsionnelles par unité de longueur

On remplace la construction réelle par une construction équivalente où les rigidités sont réparties de façon continue sur la longueur et la largeur. Pour un déplacement vertical de la construction suivant une certaine surface $W = w(x, y)$ dont les courbures ont pour valeurs $\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$ et $\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$ il naît des moments de flexion unitaire

$$M(x) = -\rho_p \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}, \quad M(y) = -\rho_E \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$$

avec toutes ces données on aboutit à l'équation différentielle d'un grillage simple dont les rigidités sont réparties de façon continue soit:

$$\rho_p \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + (\gamma_p + \gamma_E) \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_E \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y) \quad [3]$$

Si on pose $2H = (\gamma_p + \gamma_E)$

on aura

$$\rho_p \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_E \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y) \quad [4]$$

Si la construction est constituée de poutres dont la rigidité torsionnelle est négligeable alors $\gamma_p + \gamma_E \rightarrow 0$. Dans la pratique $(\gamma_p + \gamma_E)$ est compris entre les valeurs correspondant aux 2 cas particuliers (dalle et grillage) si l'on pose: $(\gamma_p + \gamma_E) = 2\alpha \sqrt{\rho_p \rho_E}$ d'où l'équation de la surface de déformation W :

$$\rho_p \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\alpha \sqrt{\rho_p \rho_E} \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_E \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y) \quad [5]$$

pu l'effet de torsion est caractérisé par le paramètre α , on définit par comparaison entre [3] et [5] le paramètre

$$\alpha = \frac{\delta_P + \delta_E}{2\sqrt{J_P \cdot J_E}} \text{ appelé paramètre de torsion}$$

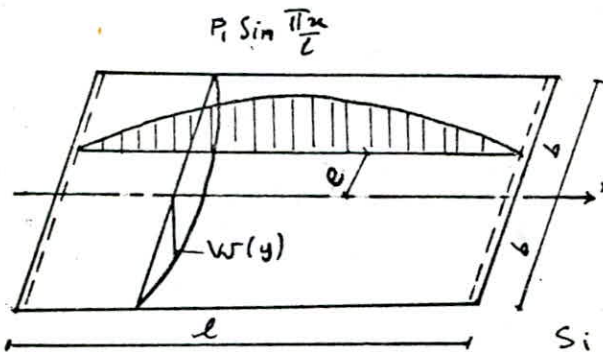
GUYON, a en outre, défini un second paramètre

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{J_P}{J_E}} \text{ appelé paramètre d'entretroisement}$$

par ces 2 paramètres α et θ , le comportement de la construction est complètement défini

* dans le cas d'un pont à poutres $b = \frac{1}{2} m b_0$

Coefficient de répartition Transversale.



Sous l'effet d'une charge linéaire, répartie sur une parallèle à l'axe x du pont d'excentricité e et suivant la loi sinusoidale $p(u) = p_1 \sin \frac{\pi x}{l}$ la construction prend une déformée de la forme $w(x, y) = W(y) \sin \frac{\pi x}{l}$

Si la charge $p(u)$ au lieu d'être répartie sur une droite restant sinusoidale dans le sens x , la construction prendrait une déformée cylindrique de la forme $w_0(x, y) = W_0 \sin \frac{\pi x}{l}$

On appellera coefficient de répartition transversale la quantité $K(y)$

$$K(y) = \frac{w(x, y)}{w_0(x, y)} = \frac{W(y)}{W_0} \quad [6]$$

Le coefficient dépendra de:

- 1. la valeur de θ
- 2. la valeur de α
- 3. l'excentricité relative e/b de la charge linéaire
- 4. l'ordonnée relative y/b du point considéré de la construction

Il peut être déterminé, à l'aide des fonctions K_0 ($\alpha=0$) et K_1 ($\alpha=1$) établies dans des tables données par BAZES-MASSONNET, en outre ses derniers, sur la base de calculs d'un grand nombre de cas, on déduit la formule d'interpolation

$$K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha} \quad [7]$$

en vertu du théorème de Betti, le déplacement vertical en y dû à la ligne de force unitaire en e est égal à celui en e provoqué par la ligne des forces en y . La même propriété de réciprocity doit s'appliquer aussi aux coefficients K . On peut donc écrire

$$K(\alpha, b) = K(b, \alpha)$$

Coefficient de calcul des moments transversaux

Le coefficient est noté : M_x il suit la même loi que K_x on aura donc

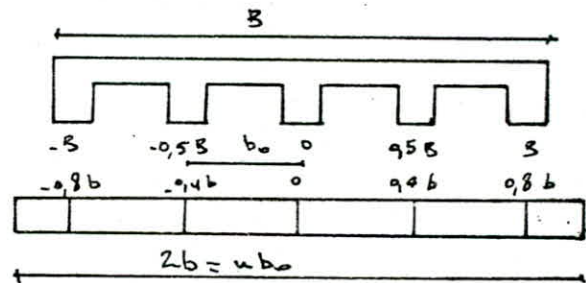
$$M_x = M_0 + (M_1 - M_0) \sqrt{x} \quad [8]$$

Nota: K_x et M_x engendrent des lignes d'influence que nous tracerons pour chaque poutre.

Largeur active et Positions actives

Toutes les valeurs, calculées étant basées sur la largeur du système actif il est nécessaire que les positions transversales des poutres principales réelles soient réduites à leurs positions actives. La position active de la poutre (ou de charge) = $\frac{n-1}{n}$ fois la position réelle de la poutre si n est le nombre de poutres

Dans un grillage à cinq poutres leurs positions réelles sont $-B, -0,5B, 0, +0,5B, +B$, tandis que les positions actives sont les $4/5$ de ces valeurs à savoir $-0,8b, -0,4b, 0, +0,4b, +0,8b$



Calcul du Moment flechissant longitudinal

Le Moment flechissant longitudinal par unité de largeur produit par $p(x)$ est:

$$M_0(x) = -\int p \frac{d^2 w_0(x)}{dx^2} = w_0(x) \frac{\pi^2}{l^2} \int p$$

pour une charge linéaire réelle, sinusoïdale dans le sens x et d'excentricité e le M_p est

$$M(x, y) = -\int p \frac{d^2 w(x, y)}{dx^2} = w_x(x, y) \frac{\pi^2}{l^2} \int p$$

d'où $K(y) = \frac{M(x, y)}{M_0(x)} \quad [9]$

Calcul du Moment flechissant Transversal

Il est donné par unité de longueur selon la formule $M_y(x, y) = -\int_E \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$

où $w = w_m(y) \sin \frac{m\pi x}{l}$

Dans le cas du moment transversal, toute charge réelle peut-être remplacée par une développée en série de Fourier, On calcule le coefficient M pour chacun des harmoniques et on cumule les effets.

Pour notre propos, il convient de choisir : $p(-x) = p(x)$

* moments transversaux par unité de longueur d'entretoise :

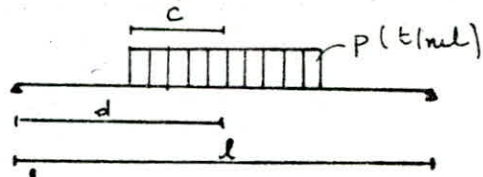
. Pour une charge Uniforme

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

où $H_m = \frac{4P}{\pi^2 m}$, cette charge sera centrée à $x = \frac{l}{2}$ par conséquent $m = 1, 3, 5$ et $\sin \left(\frac{m\pi x}{l} \right) = \pm 1$

. Pour une charge répartie linéairement: Cas du Mc 120

$$M_y(x,y) = \frac{4P}{\pi} b \sum_{m=1}^5 \frac{1}{m} M_m \frac{\sin \frac{m\pi x}{l}}{\sin \frac{m\pi d}{l}} \sin \frac{m\pi x}{l}$$

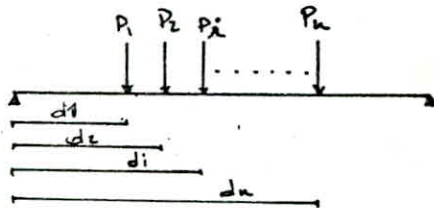


cette charge sera centrée à $d = \frac{l}{2}$ et $x = \frac{l}{2}$
même remarque que précédemment

. Pour une charge concentrée: Cas de Bc

Cas général:

$$M_y(x,y) = \frac{2}{l} b \sum_{m=1}^n P_i M_m \frac{\sin \frac{m\pi d_i}{l}}{\sin \frac{m\pi x}{l}} \sin \frac{m\pi x}{l}$$



application à notre cas

$$M_y(x,y) = \frac{2}{l} b \sum_{m=1,3,5}^6 P_i M_m \frac{\sin \frac{m\pi d_i}{l}}{\sin \frac{m\pi x}{l}} \sin \frac{m\pi x}{l}$$

application (cas du notre Projet)

CALCUL des PARAMETRES α et θ

L'inertie de la poutre n'étant pas la même à l'appui et en travée, on calcule l'inertie moyenne

$$I_m = I_0 + (I - I_0) \frac{1}{3\pi} \quad \text{à } I \text{ et } I_0 \text{ sont les inerties en travée et à l'appui}$$

$$\left. \begin{array}{l} I_0 = 8,8318 \cdot 10^7 \text{ cm}^4 \\ I = 8,003 \cdot 10^7 \text{ cm}^4 \end{array} \right\} \Rightarrow I_m = 81279360 \text{ cm}^4$$

$$P_p = \frac{B_p}{b_0} = \frac{E I_m}{b_0} = 296099,67 E$$

$$P_E = \frac{B_E}{l_0} = \frac{E I_E}{l_0}$$

Comme il n'existe pas d'entretoises intermédiaires, nous considérons une bande de dalle de 1m de largeur et comme espacement fictif d'entretoises d'unité de longueur et puisque la dalle agit seule, nous ne négligerons pas le coefficient $\nu = 0,15$ (Poisson)

$$P_E = \frac{E b h_0^3}{l_0 \cdot 12(1-\nu^2)} = 682,02 E \quad \text{d'où} \quad \theta = \frac{c,19}{32} \sqrt{\frac{296099,67 E}{682,02 E}} = 0,78$$

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_0} = \text{avec } C_p = C'_p + \frac{1}{2} C_p \text{ dalle}$$

$$C_p = \frac{G}{3} (140 \cdot (25)^3 + 217 \cdot (20)^3 + 60 \cdot (20)^3 + \frac{1}{2} 274,5 \cdot (20)^3) = 752607 E$$

$$\gamma_p = 2741,74 E$$

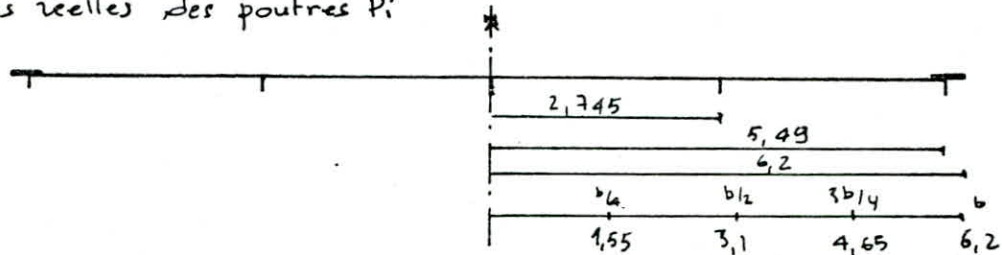
$$\gamma_E = \frac{G h_0^3}{6} = \frac{E h_0^3}{12(1+\nu)} = 600 E$$

$$\text{d'où } \alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{P_p \cdot P_E}} = 0,151 \Rightarrow \sqrt{\alpha} = 0,389$$

Pour $\theta = 0,78$ Les tables de Massonnet, donnent k_0 et k_1 (voir Annexe) mais, comme les ordonnées y figurant dans ces 2 tableaux ne correspondent pas à celles des positions réelles des poutres. Nous effectuerons des interpolations linéaires par la formule suivante

$$K_i = K_{i_1} + (K_{i_2} - K_{i_1}) \frac{y_i - y_{i_1}}{y_{i_2} - y_{i_1}} \quad \text{avec } i = 0 \text{ ou } 1$$

K_i : Coefficient correspondant à la poutre d'ordonnée y_i est tq: $y_{i_1} < y_i < y_{i_2}$
 K_{i_1} et K_{i_2} : coefficients correspondant respectivement aux positions y_{i_1} et y_{i_2}
 nous obtiendrons alors les nouvelles valeurs de k_0 et k_1 correspondant aux positions réelles des poutres P_i



On prendra la valeur de θ la plus proche existant dans les tableaux soit donc $0,78 \approx 0,80$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux ci-dessous

k_0

$y \backslash e$	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3}{4}b$	b
0	-0,2593	0,4010	1,0595	1,6478	1,9348	1,6478	1,0595	0,4010	-0,2593
$b/4$	-0,4898	0,0123	0,5394	1,1076	1,6478	1,9191	1,6383	1,0694	0,4362
$b/2$	-0,4719	-0,1844	0,1348	0,5394	1,0595	1,6383	2,0526	2,0353	1,8428
$3b/4$	-0,3530	-0,2834	-0,1844	0,0123	0,4010	1,0694	2,0353	3,1419	4,1195
b	-0,2094	-0,3530	-0,4719	-0,4898	-0,2595	0,4362	1,8428	4,1195	7,1164

k_1

$y \backslash e$	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3}{4}b$	b
0	0,6259	0,7738	0,9802	1,2308	1,3841	1,2308	0,9802	0,7738	0,6259
$b/4$	0,3923	0,5089	0,6812	0,9313	1,2308	1,4371	1,3426	1,1547	0,9971
$b/2$	0,2516	0,3389	0,4720	0,6812	0,9802	1,3426	1,6305	1,6381	1,5588
$3b/4$	0,1695	0,2358	0,3389	0,5089	0,7738	1,1547	1,6381	2,1023	2,3534
b	0,1177	0,1695	0,2516	0,3923	0,6259	0,9971	1,5588	2,3534	3,3539

Pour obtenir Les valeurs de k_α , nous faisons des interpolations à l'aide de:

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha} \quad \text{ou } \sqrt{\alpha} = 0,389$$

on aura donc le tableau suivant:

$y \backslash e$	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$b/4$	$b/2$	$3/4 b$	b
0	0,0849	0,5460	1,0286	1,4856	1,7206	1,4856	1,0286	0,5460	0,0849
$b/4$	-0,1467	0,2055	0,5496	1,039	1,4856	1,7316	1,5233	1,1026	0,6544
$b/2$	-0,1905	0,0192	0,2660	0,5946	1,0286	1,5233	1,8884	1,8809	1,7323
$3b/4$	-0,1497	-0,0814	0,0192	0,2055	0,5460	1,1026	1,8808	2,7375	3,4325
b	-0,0822	-0,1497	-0,1905	-0,1467	0,0849	0,6544	1,7323	3,4325	5,6522

Pour obtenir les valeurs de K_{α} pour les positions exactes des poutres P_1 et P_2 , on interpolera

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{entre } (\frac{b}{4} \text{ et } \frac{b}{2}) \text{ pour } P_1 \\ \text{entre } (\frac{3b}{4} \text{ et } b) \text{ pour } P_2 \end{array} \right.$$

y \ e	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$+\frac{3}{4}b$	b
0	0,0849	0,5460	1,0286	1,4856	1,7206	1,4856	1,0286	0,5460	0,0849
P_1 ($y = 2,745 \text{ m}$)	-0,1806	0,0613	0,3403	0,6951	1,1320	1,5704	1,8058	1,7048	1,4885
P_2 ($y = 5,49 \text{ m}$)	-0,1128	-0,1188	-0,0956	0,0126	0,2935	0,8571	1,7995	3,1156	4,6481

Lignes d'Influence de K_{α}

Ces valeurs de K_{α} obtenues dans le tableau ci-dessus vont nous permettre de tracer sa ligne d'influence pour chaque poutre

Calcul des Coefficients K_{α} :

Pour des surcharges localisées, on calcule les ordonnées y_i . La formule devient alors:

$$K_{\alpha} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i \quad \text{avec } n = \text{nbre de files de roues}$$

Pour les charges et les surcharges uniformément réparties dans le sens transversal, nous avons

$$K_{\alpha} = \frac{S}{l} \quad \text{avec } \begin{array}{l} S = \Sigma = \text{aire d'influence} \\ l: \text{longueur chargée.} \end{array}$$

Pour les 2 types de charges, nous devons envisager toutes les dispositions susceptibles de donner des efforts défavorables pour le pont. Pour les charges uniforme la surface sera déterminée par la méthode des trapèzes

$$\Sigma = \frac{l}{2} (k_0 + 2(k_1 + k_2 + \dots + k_n) + k_{n+1}) \quad \text{ou } l \text{ est l'espacement, choisit d'une façon constante}$$

* Le même travail sera effectué pour le calcul de M_{α} , le cheminement sera le même que pour celui de K_{α} .

Moments Reels dans les Poutres

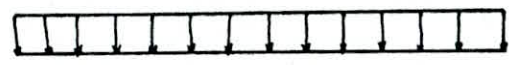
$$M = M_t \cdot \frac{K_i}{5}$$

M_t : moment pour tout le pont
 K_i : coeff. de répartition
 5 : nbre de poutres

Efforts Tranchants

$$T = T_t \cdot \frac{K_i}{5}$$

poutre - P₀



Convoi D

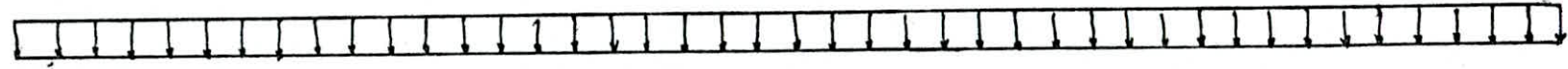


Mc 120 centré

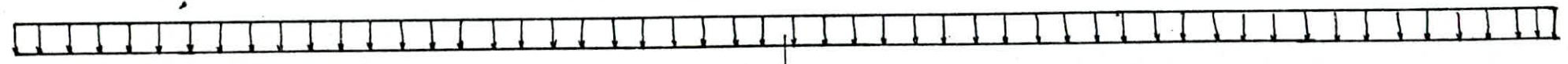


Bc excentré

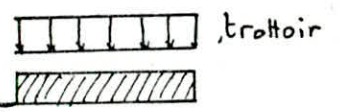
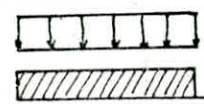
Bc centré



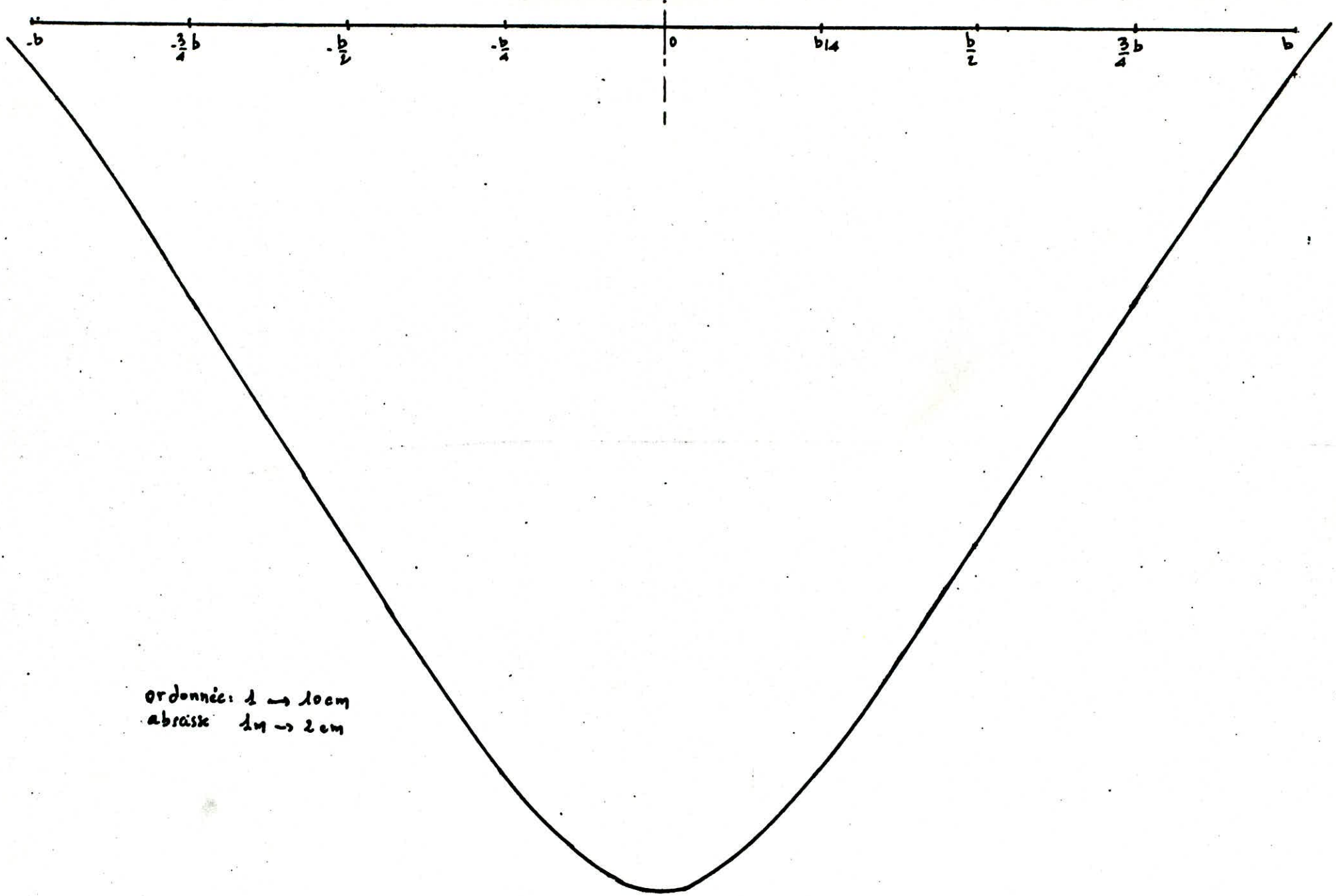
A(e)



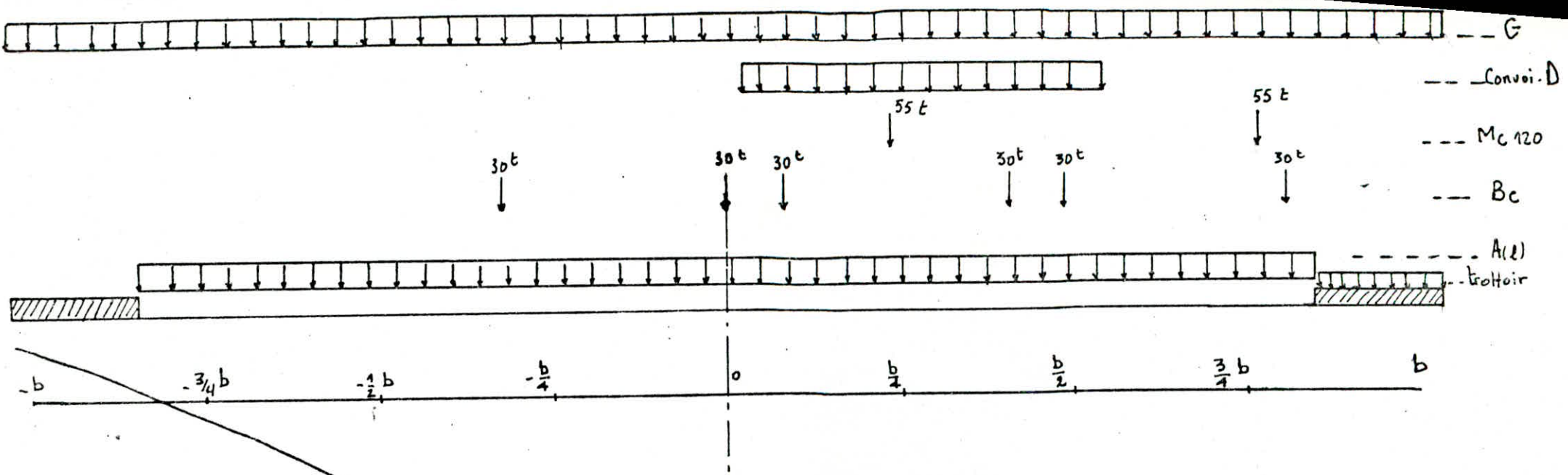
G



trattoir

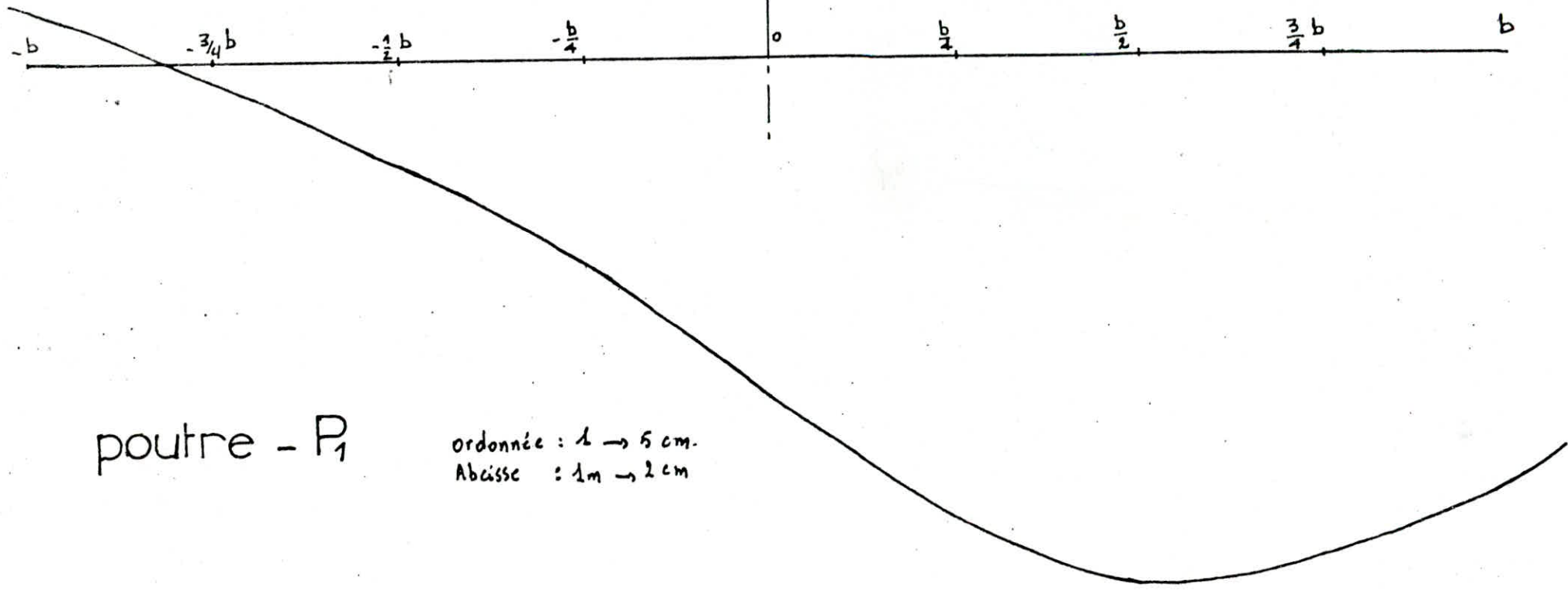


ordonnée: 1 → 10cm
abscisse 1m → 2cm

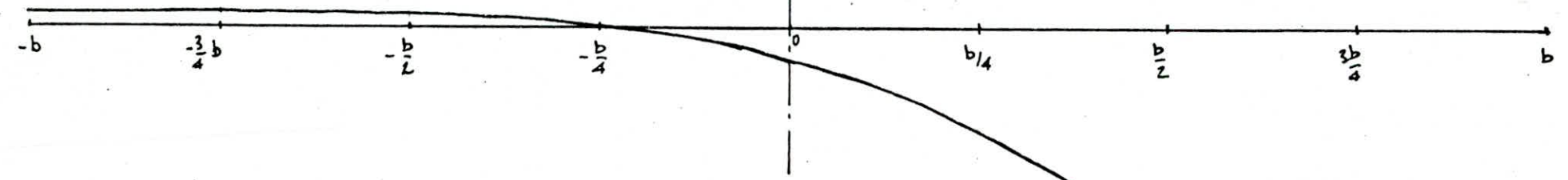
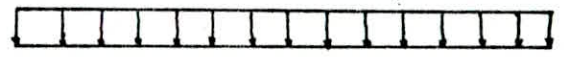
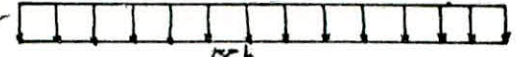
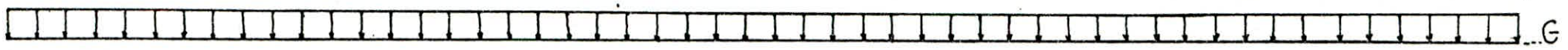


poutre - P₁

ordonnée : 1 → 5 cm.
 Abcisse : 1 m → 2 cm



33



Convoi D

Mc 120

Bc

A(1)

trattoir

poutre-P₂

ordonnées : 1 → 2 cm
 abscisse : 1 m → 2 cm.

Aires et Ordonnées des lignes d'Influence des $K\alpha$

$$\Omega = \text{aire totale} \quad ; \quad y = \sum y_i$$

charges et Surcharges	Mode de chargement	P_0 poutre centrale	P_1 poutre Intermediaire	P_2 poutre de Rive
G	toute la largeur	$\Omega = 12,263$	$\Omega = 12,685$	$\Omega = 13,64$
trottoirs	1 trottoir, chargé	$\Omega = 0,2245$	$\Omega = 1,76$	$\Omega = 4,974$
	2 trottoirs, chargés	$\Omega = 0,449$	$\Omega = 1,6105$	$\Omega = 4,859$
A(1)	1 voie, chargée	$\Omega = 5,626$	$\Omega = 6,0445$	$\Omega = 7,88375$
	2 voies, chargées	$\Omega = 8,72$	$\Omega = 10,076$	$\Omega = 9,135$
	3 voies, chargées	$\Omega = 11,81$	$\Omega = 11,15$	$\Omega = 8,82$
Bc	1 voie, chargé	$y = 3,21$	$y = 3,44$	$y = 5,30$
	2 voies, chargées	$y = 5,97$	$y = 5,50$	$y = 7,23$
	3 voies, chargées	$y = 7,63$	$y = 8,26$	$y = 7,48$
$M_c 120$	1 seul, véhicule	$y = 2,86$	$y = 3,25$	$y = 4,15$
Convoi. D	1 seul véhicule	$\Omega = 5,192$	$\Omega = 5,048$	$\Omega = 3,50$

Coefficient de Répartition K_{α}

$$\begin{cases} K_{\alpha} = \frac{\sum y_i^2}{l} \\ K_{\alpha} = \frac{1}{n} \sum y_i^2 \end{cases}$$

charges et surcharges	Mode de chargement	P_0 , poutre centrale	P_1 , poutre Intermédiaire	P_2 , poutre de rive
G	toute la largeur	0,958	0,992	1,066
trottoirs	1 trottoir	0,195	1,530	4,325
	2 trottoirs	0,195	0,700	2,113
A(e)	1 voie chargée	1,607	1,727	2,253
	2 voies chargées	1,246	1,440	1,305
	3 voies chargées	1,125	1,062	0,840
Bc	1 voie chargée	1,605	1,720	2,650
	2 voies chargées	1,493	1,625	1,810
	3 voies chargées	1,272	1,380	1,246
Mc 120	1 véhicule	1,430	1,625	2,075
Convoi D	1 véhicule	1,623	1,578	1,094

Efforts Réels Max

Poutre Centrale P₀

M (tm) , T (t)

Efforts ↘ ↓ charges et surcharges	SECTIONS													
	0,0 L		0,1 L		0,2 L		0,3 L		0,4 L		"S"		0,5 L	
	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T
G	0	66	190	53,44	357,8	12,22	442,33	32,33	506,67	23,76	-	-	527,8	16,5
2 trottoirs chargés	0	0,2153	0,62	0,1755	1,10	0,1378	1,45	0,1053	1,654	0,0775	-	-	1,72	0,054
A(1) 3 voies, chargées	0	35,66	102,69	28,88	182,57	22,82	239,63	17,47	273,88	12,94	-	-	285,26	8,91
Bc 3 voies, chargées	0	36,93	89,4	32,2	167,23	27,46	226,43	22,72	255,82	17,98	159,1	-	254,64	13,33
Mc 120	0	30,7	89,26	27,27	156,94	24	206	20,5	235,4	17,1	-	-	244,8	13,72
Convoi. D	0	55,28	159,1	47,5	282,8	39,71	371,2	32	424,2	24,14	-	-	442,01	16,74

Efforts Réels Max

Poutre Intermédiaire P₁

M (tm) T (t)

Efforts ↙ Charges et Surcharges	SECTIONS													
	0,0 L		0,1 L		0,2 L		0,3 L		0,4 L		"S"		0,5 L	
	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T
G	0	68,24	196,54	55,3	319,4	43,67	458,6	33,44	524,12	24,6	—	—	545,95	17,06
2, trottoirs chargés	0	0,84	2,432	0,68	4,324	0,54	5,68	0,41	6,5	0,30	—	—	6,76	0,21
A(2) 3 voies, chargés	0	33,823	97,41	27,4	173,174	21,65	227,3	16,57	259,76	12,176	—	—	270,58	8,456
B _c 3 voies, chargés	0	40,1	96,98	34,93	181,43	29,79	245,66	24,65	277,54	19,5	281,09	—	276,26	14,5
Mc 120	0	34,85	100,3	31	178,34	27,14	234,1	23,3	267,5	19,43	—	—	278,2	15,6
Convoi D	0	53,75	154,7	46,176	275	38,6	361	31,04	412,4	23,5	—	—	429,75	16,3

Efforts Réels Max

Poutre de Rive P₂

M (tm) T (t)

Efforts ↘ ↓ charges et Surcharges	SECTIONS													
	0,0 L		0,1 L		0,2 L		0,3 L		0,4 L		"S"		0,5 L	
	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T
G	0	73,4	211,34	59,44	375,71	46,96	493,12	35,96	563,6	26,43	/	/	587,05	18,34
2 trottoirs chargés	0	2,4	6,9	1,93	12,22	1,53	16,04	1,17	18,33	0,86	/	/	19,1	0,6
A(2) 3 voies, chargées	0	30,65	88,3	24,83	156,94	19,62	205,98	15,02	235,41	11,035	/	/	245,22	7,663
Bc 3 voies, chargées	0	40,3	97,52	35,12	182,43	29,95	247,3	24,78	279,06	19,62	282,6	/	277,77	14,53
Mc 120	0	44,5	128,07	39,6	227,73	34,66	299	29,75	341,6	24,8	/	/	355,2	19,91
Convoi D	0	37,3	107,25	32,02	190,7	26,8	250,3	21,52	286	16,3	/	/	298	11,3

Valeurs de M_{α_i} pour les positions exactes des poutres

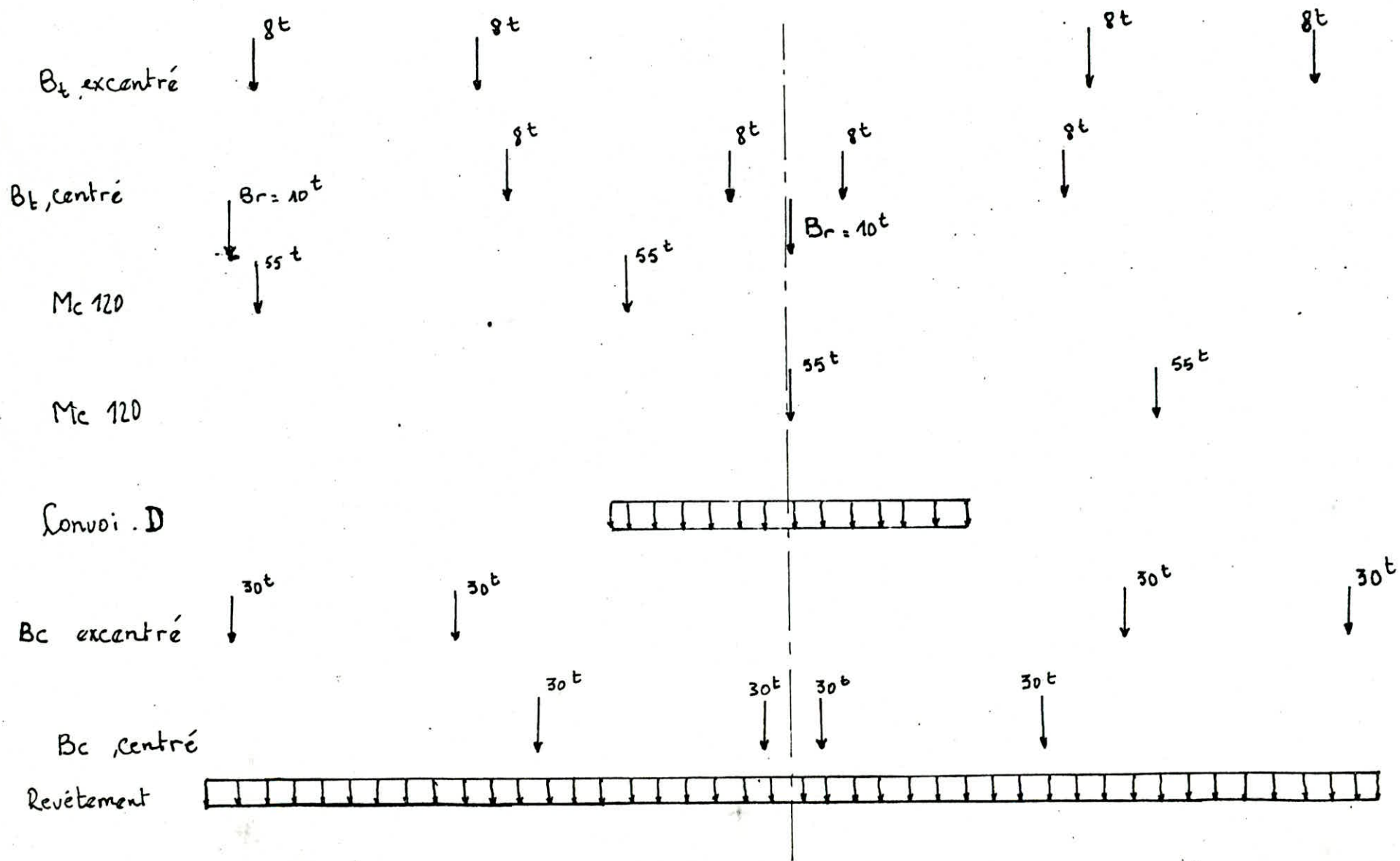
y	e	-b	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$+\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	b
P ₀ y=0	M _{α1}	-672,98	-441,39	-144,8	359,56	1295,92	359,56	-144,80	-441,39	-672,98
	M _{α2}	3,83	-1,61	-35,28	-72,98	415,50	-72,98	-35,28	-1,61	3,83
	M _{α3}	-0,05	0,07	0,65	-33,29	249,29	-33,29	0,65	0,07	-0,05
P ₁ y=2,745	M _{α1}	-208,27	-200,84	-149,45	-101,15	112,02	581,83	898,61	-265,88	-1223,69
	M _{α2}	-0,46	0,43	0,82	-3,16	-43,64	37,59	305	-68,68	-37
	M _{α3}	-	-0,01	-0,01	0,2	-7,03	30,63	185,38	-26,15	5,01
P ₂ y=5,49	M _{α1}	-10,93	-13,75	-16,46	-17,32	-12,22	6,44	52,00	148,39	-253,43
	M _{α2}	-0,01	-0,02	0,03	0,28	-0,59	-7,62	-12,78	94,49	-77,56
	M _{α3}	-	-	-	-0,05	0,02	0,14	-7,53	56,77	-10,25

aires et coefficients de calcul M_{α_i}

(voir Ligne d'Influence pour la poutre P₀ (y=0))

charges et surcharges	MODE de CHARGEMENT	aires : 10^{-2} P (y=0) et ordonnées			$M_{\alpha_i} 10^{-2}$		
		M _{α1}	M _{α2}	M _{α3}			
Trottoirs	S ⁺ 1 trottoir chargé	/	/	/	3,1	-	-
	S ⁻ 2 trottoirs chargés	/	/	/	6,2	-	-
A(x)	S ⁺ 1 voie chargée	26,443	2,94	2,678	7,56	0,84	0,765
	S ⁻ 2 voies chargées	-13,79	-2,135	-0,63	1,97	0,305	0,09
Bc	S ⁺ 2 convois centrés	25,8	4,8	3,6	6,45	1,2	0,9
	S ⁻ 2 convois excentrés	-12,4	-0,7	-	3,1	0,175	-
Bt	S ⁺ 2 tandems centrés	19	2,6	2,4	4,75	0,65	0,6
	S ⁻ 2 tandems excentrés	10,2	1	0,2	5,05	0,25	0,05
Br	S ⁻	-5,1	-	-	5,1	-	-
	S ⁺ Roue de 10t	12,85	4,2	2,5	12,35	4,2	2,5
Mc 120	S ⁺ 1 Véhicule à 2 chenilles	11	3,8	2,5	0,3	1,9	1,25
	S ⁻	-0,6	-0,7	-0,3	5,5	0,35	0,15
Convoi D	S ⁺ convoi centré	25,22	3,16	2,1	7,88	0,79	0,675

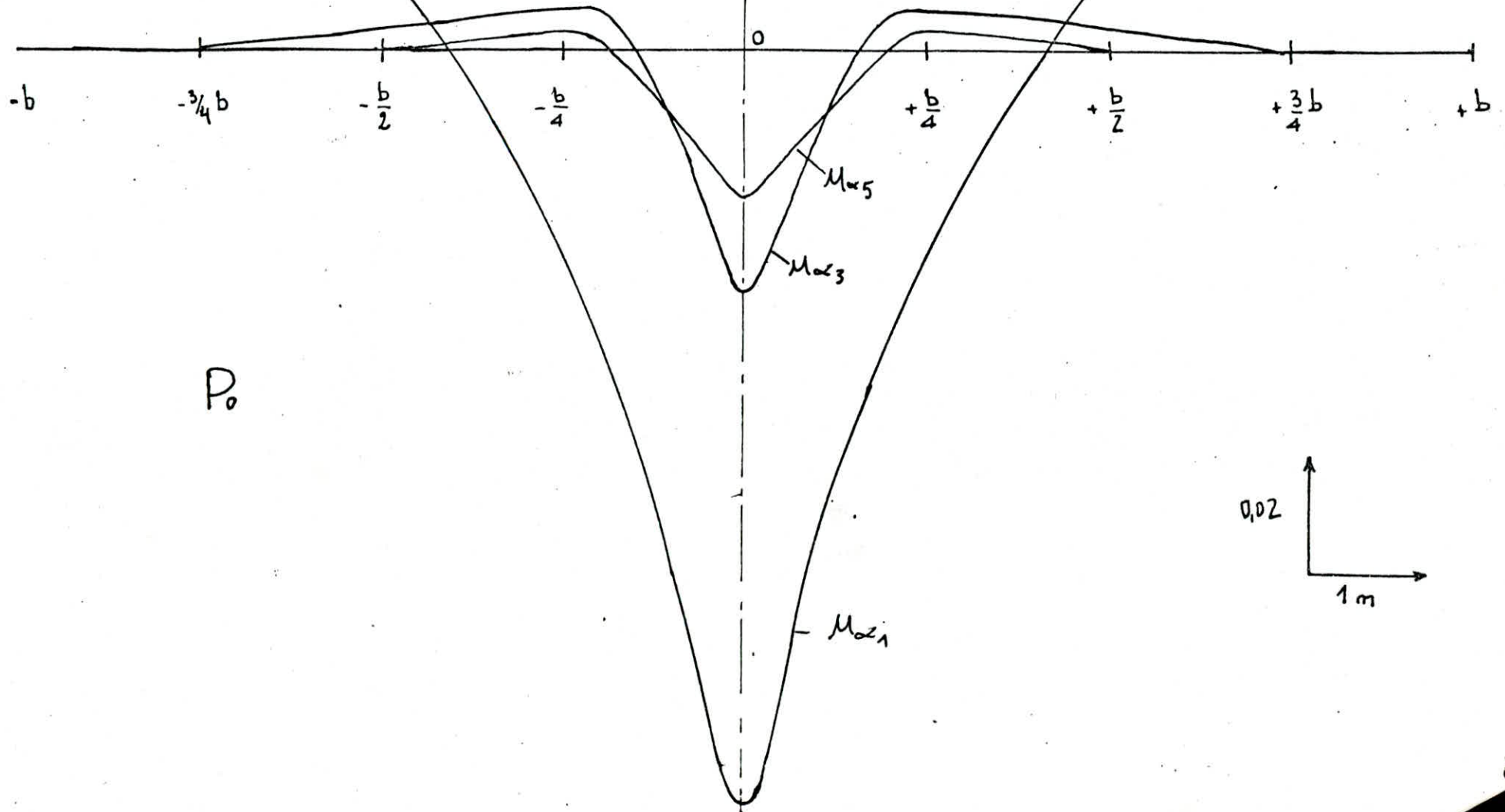
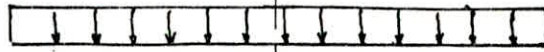
S_{α_i}⁺ et S_{α_i}⁻ représentent respectivement les aires positives et négatives dans le cas des charges concentrées, elles représentent la somme des ordonnées positives et négatives



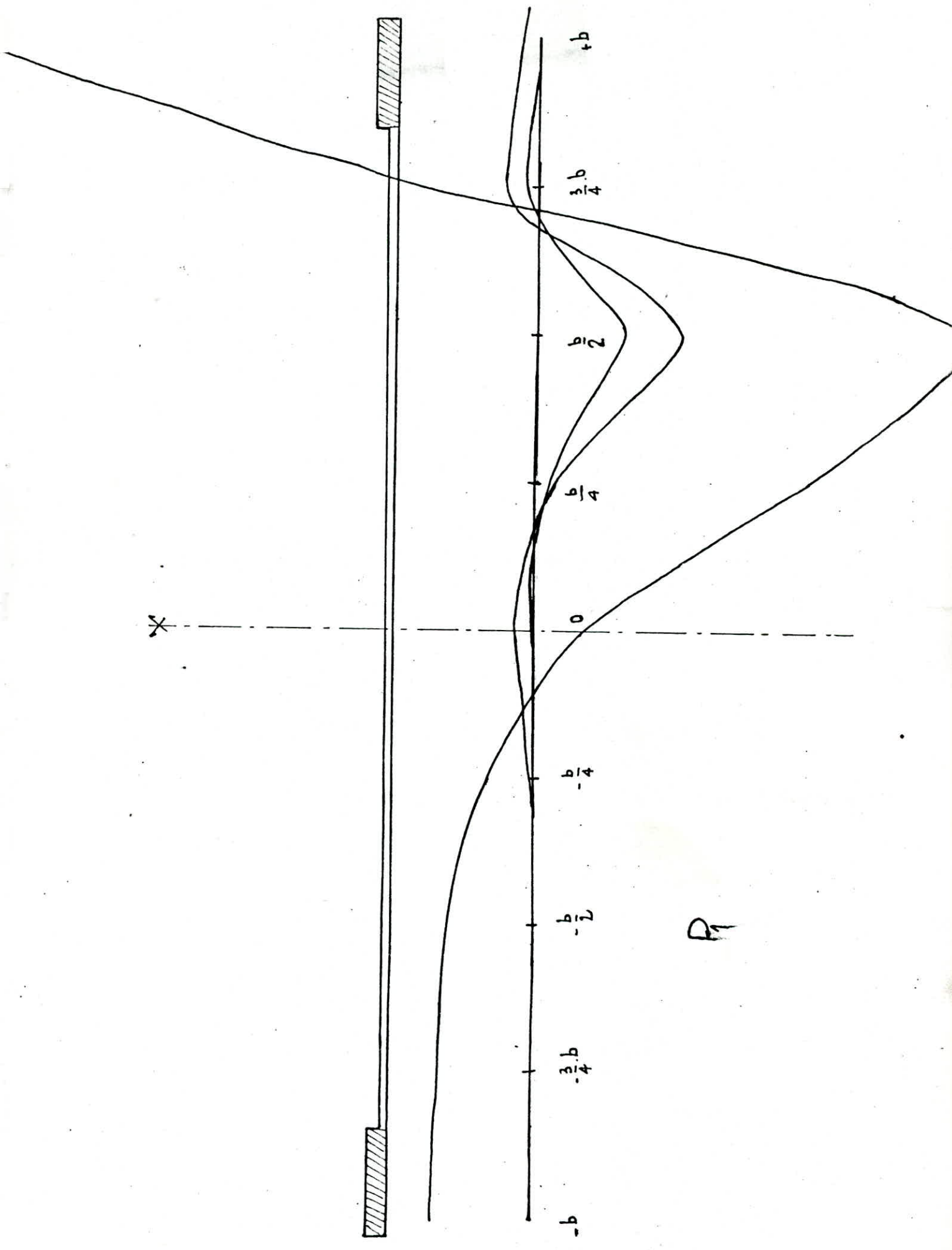
$A(l) - 2 \text{ voies}$

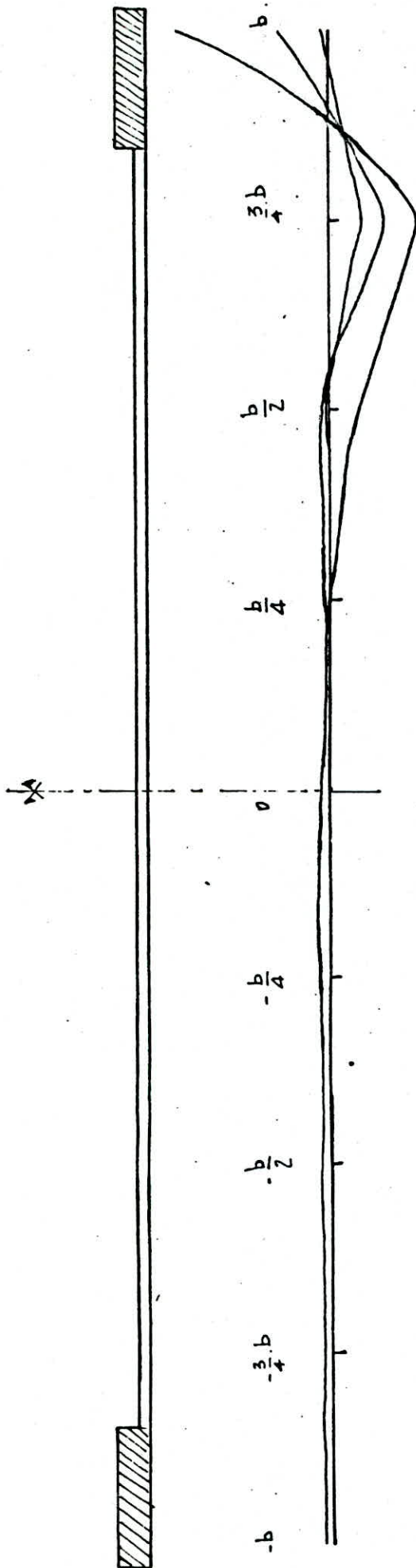


$A(w) - 1 \text{ voie}$



P_0





P_2

Les Valeurs de M_{A1} , M_{A2} , M_{A3} obtenues, à partir, de la ligne d'influence tracée pour la poutre P_0 - qui nous paraît a priori la plus défavorable, vont nous permettre de déterminer les Moments maxima qui, sont, consignés ci dessous

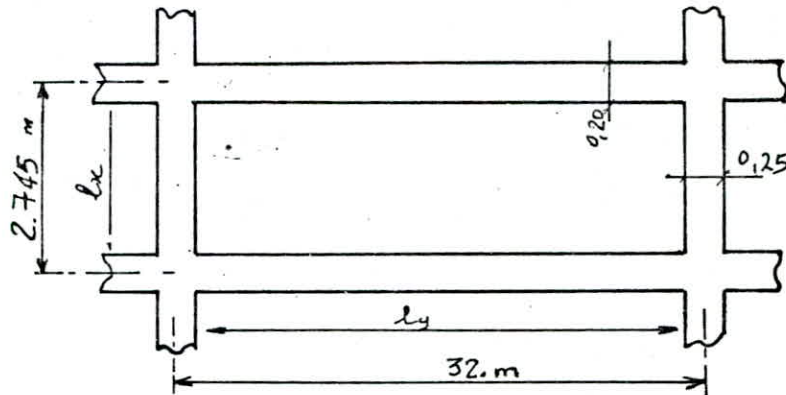
charges Moments	trottoirs	A(1)	Bc	Br	B _E	M _{C120}	Convoi D
M^+ (tm/m)	/	0,614	0,56	0,766	0,368	1,84	2,46
$M^+ \delta. b$ (tm/m)	/	0,614	0,83	0,87	0,446	2,32	/
M^- (tm/m)	0,0733	0,156	0,2288	0,20	0,207	0,17	2,1
$M^- \delta. b$ (tm/m)	-0,0733	0,156	0,34	0,23	0,25	0,214	

Les moments, serviront au calcul de la dalle, en plus, des moments ramenés par la flexion locale. On ne tiendra pas, compte, du poids de la dalle dans le calcul de celle-ci (en répartition d'ensemble)

CALCUL du PLATELAGE

Le platelage de notre pont, est constitué de panneaux de dalles rectangulaires en béton armé coulés sur place de dimensions (l_x, l_y) telle que $l_x < l_y$. Dans notre calcul on considère le panneau centrale comme partiellement encasté au niveau des appuis et sollicité par des efforts supposés isostatiques qui sont dus aux charges et surcharges. Après on déduira les efforts réels (en travée et aux appuis)

calcul des dimensions du panneau

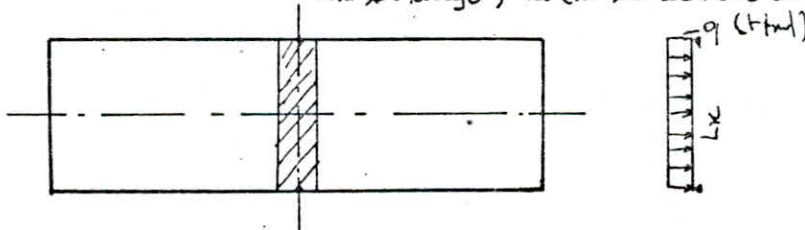


$$l_x = 2,745 - 2 \times 0,10 = 2,545 \text{ m} \quad , \quad l_y = 32 - 2 \times 0,125 = 31,75 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,08 < 0,4 \text{ donc la dalle ne travaille que dans le sens de la petite portée. } (l_x)$$

calcul des efforts

* / charges permanentes : On prendra une bande de 1m de large suivant l_x au milieu de l_y . On va donc étudier une poutre de 1m de large ; 20 cm de hauteur et de portée $l_x = 2,545 \text{ m}$



évaluation de la charge permanente q (t/ml)

- Poids propre de la dalle

$$2,5 \times 1 \text{ m} \times 0,2 = 0,5 \text{ t/ml}$$

- Revêtement et étanchéité

$$2,2 \times 1 \text{ m} \times 0,08 = 0,176 \text{ t/ml}$$

$$q = 0,676 \text{ t/ml}$$

. Moments Flechissants

Sens l_x :

$$M_{0x} = q \frac{l_x^2}{8} = 0,547 \text{ t/ml}$$

$$M_{1x} = 0,8 M_{0x} = 0,438 \text{ t/ml}$$

$$M_{2x} = -0,5 M_{0x} = -0,273 \text{ t/ml}$$

Sens l_y :

$$M_{0y} = \frac{1}{4} M_{0x} = 0,109 \text{ t/ml}$$

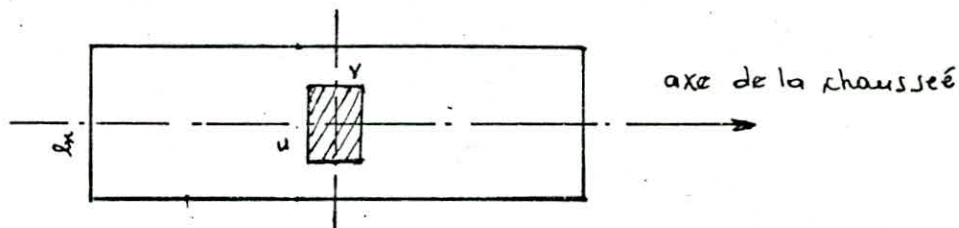
$$M_{1y} = \frac{1}{4} M_{2x} = -0,273 \text{ t/ml}$$

. Efforts Tranchants : Dans ce cas on considère une bande de 1m de large dans les 2 sens (l_x, l_y)

au milieu de l_y : $T_x = q \cdot \frac{l_x l_y}{2l_y + l_x}$; au milieu de l_x : $T_y = \frac{1}{3} q l_x$
 $T_x = 0,827 t$ et $T_y = 0,573 t$

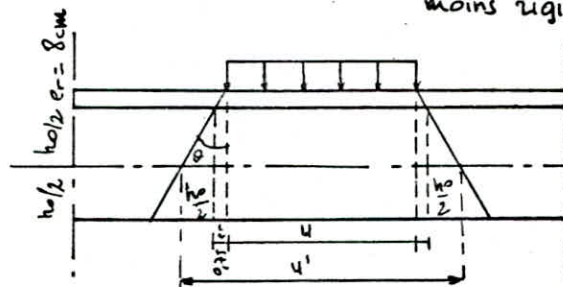
*/ Surcharges localisées :

Roue isolée Br (10t) : Pour avoir les efforts les plus défavorables, on doit placer notre roue au centre du panneau



*/ Diffusion sur le plan moyen

La dalle est constituée d'un revêtement moins rigide



$$\text{tg} \theta = \frac{3}{4} = 0,75$$

$$(\pi) \quad \begin{aligned} u' &= u + h_0 + 1,5 \text{ er} \\ v' &= v + h_0 + 1,5 \text{ er} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{er} &= 8 \text{ cm} \quad h_0 = 20 \text{ cm} \\ l_x &= 60 \text{ cm} \quad v = 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} u' &= 60 + 20 + 1,5 \times 8 = 92 \text{ cm} \\ v' &= 30 + 20 + 1,5 \times 8 = 62 \text{ cm} \end{aligned}$$

Sens l_x : $M_x = (M_1 + \gamma M_2) P$ avec $\gamma = 0,15$ (coeff de poisson)
 Sens l_y : $M_y = (M_2 + \gamma M_1) P$ et $P = 10 t$

M_1 et M_2 sont les moments unitaires donnés par l'abaque de Pigeaud et qui sont fonction de :

$$\begin{cases} \beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,08 \rightarrow 0 \\ u'/l_x = 0,36 \\ v'/l_x = 0,24 \end{cases}$$

Remarque:

$\beta = 0,08$ est très proche de zéro. Pour tout le calcul qui suit on prendra $\beta = 0$

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= 17,2 \cdot 10^{-2} \\ M_2 &= 11 \cdot 10^{-2} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{aligned} M_x &= 1,885 \text{ tm} \\ M_y &= 1,358 \text{ tm} \end{aligned}$$

Calcul des efforts tranchants

$$\left. \begin{array}{l} u' = 92 \text{ cm} \\ v' = 62 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow u' > v'$$

au milieu de u' ($1 \text{ m} \times l_y$)

$$T_{u'} = \frac{P}{2u' + v'} = \frac{10}{(2 \times 92 + 62) 10^{-2}} = 4,065 \text{ t}$$

au milieu de v' ($1 \text{ m} \times l_x$)

$$T_{v'} = \frac{P}{3u'} = \frac{10}{3 \times 92 \cdot 10^{-2}} = 3,623 \text{ t}$$

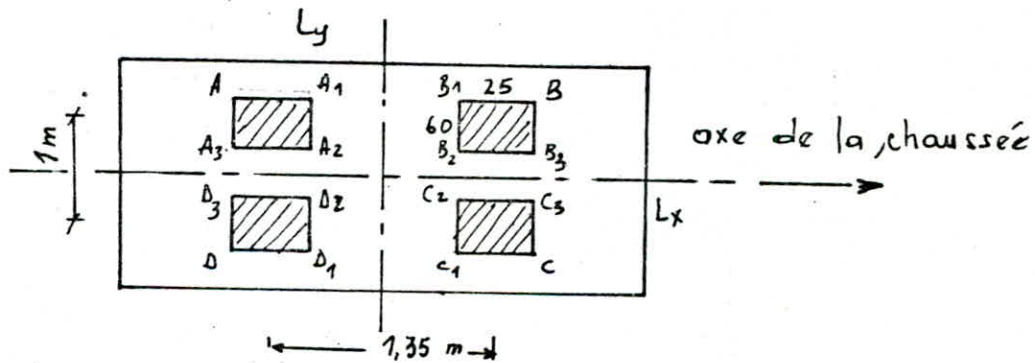
en majorant $T_{u'}$ et $T_{v'}$ par 25% on aura, donc

$$T_y = 1,25 T_{u'} = 1,25 \times 4,065 = 5,08 \text{ t}$$

$$T_x = 1,25 T_{v'} = 1,25 \times 3,623 = 4,53 \text{ t}$$

Système Bt

La position, la plus défavorable pour le calcul des moments flechissants est la suivante.



Diffusion dans le plan moyen

$$\left. \begin{array}{l} u = 60 \text{ cm} \\ v = 28 \text{ cm} \\ c = 8 \text{ cm} \\ h_0 = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} u' = u + h_0 + 1,5 c = 92 \text{ cm} \\ v' = v + h_0 + 1,5 c = 57 \text{ cm} \end{array} \quad \text{d'où } u' > v'$$

Etude de l'interférence

Suivant l_x : $\frac{u'}{2} = \frac{92}{2} = 46 \text{ cm} < 50 \text{ cm} \rightarrow$ pas d'interférence

- " - " l_y : $\frac{v'}{2} = \frac{57}{2} = 28,5 \text{ cm} < 67,5 \text{ cm} \rightarrow$ - " - "

Contrainte dans le plan moyen

$$\sigma' = \frac{P}{u'v'} = \frac{8}{0,92 \times 0,57} = 15,26 \text{ t/m}^2$$

Calcul des charges sur les surfaces considérées

$$P_1 = \sigma' \Omega_{ABCD}$$

Rectangle ABCD

$$u'_1 = 1 + u' = 1,092 = 1,92 \text{ m}$$

$$v'_1 = 1,35 + v' = 1,35 + 0,57 = 1,92 \text{ m}$$

$$P_1 = \sigma' u'_1 v'_1 = 56,33 \text{ t}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{u'_1}{lx} = 0,7544 \\ \frac{v'_1}{lx} = 0,7544 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} M_1 = 10,4 \cdot 10^{-2} \\ M_2 = 3,7 \cdot 10^{-2} \end{array}$$

$$M_x^1 = (10,4 + 0,15 \cdot 3,7) 10^{-2} \cdot P_1 = 6,17 \text{ tm}$$

$$M_y^1 = (3,7 + 0,15 \cdot 10,4) 10^{-2} \cdot P_1 = 2,96 \text{ tm}$$

Rectangle A₁B₁C₁D₁

$$u'_2 = 1 + u' = 1,92 \text{ m}$$

$$v'_2 = 1,35 - v' = 0,78 \text{ m}$$

$$P_2 = \sigma' u'_2 v'_2 = 15,26 \times 1,92 \times 0,78 = 22,853 \text{ t}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{u'_2}{lx} = \frac{1,92}{2,545} = 0,7544 \\ \frac{v'_2}{lx} = \frac{0,78}{2,545} = 0,306 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} M_1 = 11,6 \cdot 10^{-2} \\ M_2 = 7,4 \cdot 10^{-2} \end{array}$$

$$M_x^2 = (11,6 + 0,15 \cdot 7,4) 10^{-2} \cdot 22,853 = 2,905 \text{ tm}$$

$$M_y^2 = (0,15 \cdot 11,6 + 7,4) 10^{-2} \cdot 22,853 = 2,089 \text{ tm}$$

Rectangle A₃B₃C₃D₃

$$u'_3 = 1 - u' = 0,08 \text{ m}$$

$$v'_3 = 1,35 + v' = 1,92 \text{ m}$$

$$P_3 = \sigma' u'_3 v'_3 = 15,26 \times 0,08 \times 1,92 = 2,344 \text{ t}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{u'_3}{lx} = 0,031 \\ \frac{v'_3}{lx} = 0,754 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} M_1 = 19,8 \cdot 10^{-2} \\ M_2 = 4,8 \cdot 10^{-2} \end{array}$$

$$M_x^3 = (19,8 + 0,15 \cdot 4,8) 10^{-2} \cdot 2,344 = 0,481 \text{ tm}$$

$$M_y^3 = (0,15 \cdot 19,8 + 4,8) 10^{-2} \cdot 2,344 = 0,182 \text{ tm}$$

Rectangle $A_2B_2C_2D_2$

$$u'_4 = 0,08 \text{ m}$$

$$v'_4 = 1,35 - v' = 0,78 \text{ m}$$

$$P_4 = \sigma' v'_4 u'_4 = 15,26 \times 0,78 \times 0,08 = 0,953 \text{ t}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{u'_4}{2x} = 0,031 \\ \frac{v'_4}{2x} = 0,306 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} M_1 = 26,6 \cdot 10^{-2} \\ M_2 = 12 \cdot 10^{-2} \end{array}$$

$$M_x^4 = (26,6 + 0,15 \cdot 12) 10^{-2} \cdot 0,953 = 0,271 \text{ tm}$$

$$M_y^4 = (0,15 \cdot 26,6 + 12) 10^{-2} \cdot 0,953 = 0,152 \text{ tm}$$

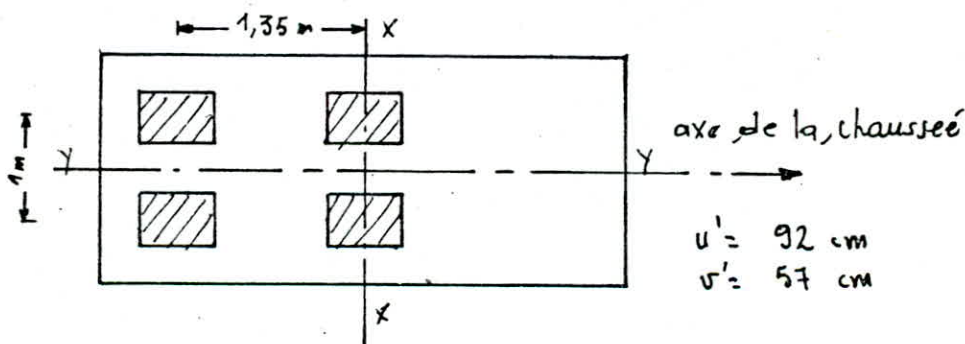
Moments Flechissants Resultants

$$M_x = M_x^1 - M_x^2 - M_x^3 + M_x^4 = 3,055 \text{ tm}$$

$$M_y = M_y^1 - M_y^2 - M_y^3 + M_y^4 = 0,841 \text{ tm}$$

Calcul de l'effort tranchant

La position la plus défavorable est la suivante.

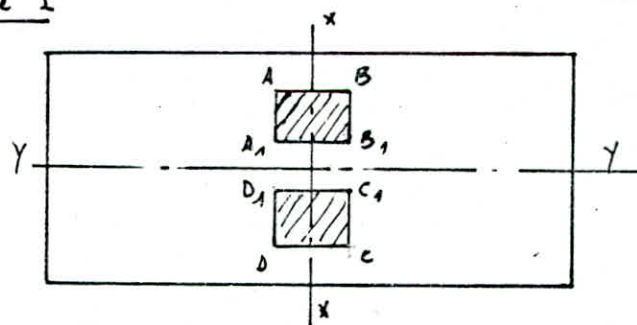


On devra utiliser l'Artifice de RESAL pour déterminer l'effort T

On étudiera 2 systèmes : Système I : centré

Système II : charges fictives

Système I



$$\frac{u'}{2} = 46 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$$

⇒ (pas d'interférence)

$$\sigma' = \frac{P}{v'_4 u'_4} = 15,26 \text{ t/m}^2$$

Rectangle ABCD

$$u'_1 = 1 + u' = 1,92 \text{ m}$$

$$v'_1 = v' = 0,57 \text{ m}$$

$$P_1 = \sigma \cdot u'_1 \cdot v'_1 = 16,7 \text{ t}$$

$$u'_1 > v'_1 \quad T_{u'_1} = \frac{P_1}{2v'_1 + v'_1} = 3,777 \text{ t}, \quad T_{v'_1} = \frac{P_1}{3u'_1} = 2,9 \text{ t}$$

Rectangle A₁B₁C₁D₁

$$u'_2 = 1 - u' = 0,08 \text{ m}$$

$$v'_2 = v' = 0,57 \text{ m}$$

$$P_2 = \sigma \cdot v'_2 \cdot u'_2 = 0,696 \text{ t}$$

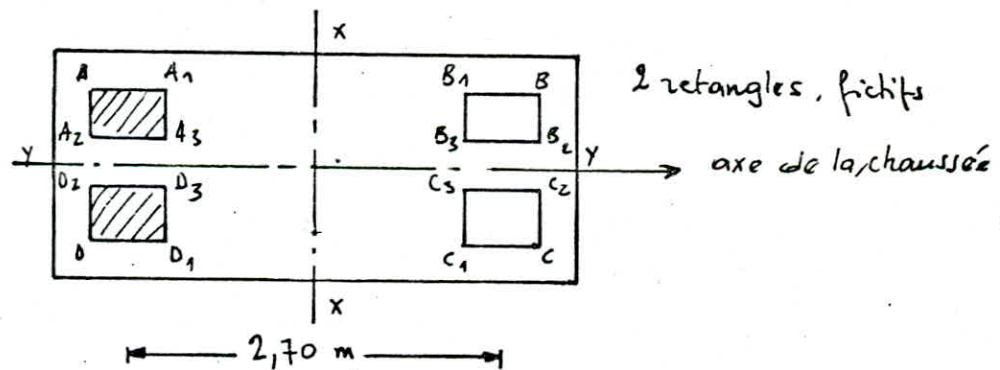
$$u'_2 < v'_2 \quad T_{u'_2} = \frac{P_2}{3v'_2} = 0,407 \text{ t}, \quad T_{v'_2} = \frac{P_2}{2v'_2 + u'_2} = 0,57 \text{ t}$$

Efforts Résultants

$$T_{u'} = T_{u'_1} - T_{u'_2} = 3,38 \text{ t}$$

$$T_{v'} = T_{v'_1} - T_{v'_2} = 2,33 \text{ t}$$

Systeme II



Rectangle ABCD

$$\begin{cases} u'_1 = 1 + u' = 1,92 \text{ m} \\ v'_1 = 2,7 + v' = 3,27 \text{ m} \end{cases}$$

$$P_1 = \sigma \cdot u'_1 \cdot v'_1 = 95,808 \text{ t}$$

$$u'_1 < v'_1 \quad T_{u'_1} = \frac{P_1}{3v'_1} = 9,766 \text{ t}$$

$$T_{v'_1} = \frac{P_1}{2v'_1 + u'_1} = 11,325 \text{ t}$$

Rectangle $A_1 B_1 C_1 D_1$

$$u'_2 = 1 + u' = 1,92 \text{ m}$$

$$P_2 = \sigma' u'_2 v'_2 = 62,407 \text{ t}$$

$$v'_2 = 2,7 - v' = 2,13 \text{ m}$$

$$u'_2 < v'_2 \quad T_{u'_2} = \frac{P_2}{3v'_2} = 9,766 \text{ t} \quad T_{v'_2} = \frac{P_2}{2v'_2 + u'_2} = 10,098 \text{ t}$$

Rectangle $A_2 B_2 C_2 D_2$

$$u'_3 = 1 - u' = 0,08 \text{ m}$$

$$P_3 = \sigma' u'_3 v'_3 = 3,992 \text{ t}$$

$$v'_3 = 2,7 + v' = 3,27 \text{ m}$$

$$u'_3 < v'_3 \quad T_{u'_3} = \frac{P_3}{3v'_3} = 0,407 \text{ t}; \quad T_{v'_3} = \frac{P_3}{2v'_3 + u'_3} = 0,603 \text{ t}$$

Rectangle $A_3 B_3 C_3 D_3$

$$u'_4 = 0,08 \text{ m}$$

$$P_4 = \sigma' u'_4 v'_4 = 2,6 \text{ t}$$

$$v'_4 = 2,13 \text{ m}$$

$$u'_4 < v'_4 \quad T_{u'_4} = \frac{P_4}{3v'_4} = 0,407 \text{ t}, \quad T_{v'_4} = \frac{P_4}{2v'_4 + u'_4} = 0,599 \text{ t}$$

Efforts Résultants

$$T_{u'} = \frac{T_{u'_1} - T_{u'_2} - T_{u'_3} + T_{u'_4}}{2} = 0 \text{ t}$$

$$T_{v'} = \frac{T_{v'_1} - T_{v'_2} - T_{v'_3} + T_{v'_4}}{2} = 0,612 \text{ t}$$

Les Efforts Tranchants Résultants pour tout le système Bz

$$T_{u'} = 3,38 + 0 = 3,38 \text{ t}$$

$$T_{v'} = 2,33 + 0,612 = 2,942 \text{ t}$$

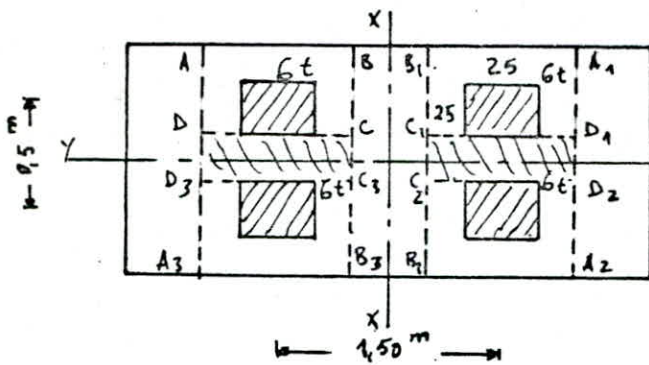
En majorant ces efforts par 25%, on aura

$$T_x = 1,25 T_{u'} = 3,678 \text{ t}$$

$$T_y = 1,25 T_{v'} = 4,225 \text{ t}$$

Systeme Bc

Moments fléchissants La position défavorable est la suivante



$$u' = v' = 57 \text{ cm}$$

Interference :

sens lx : $u' = 57 \text{ cm}$, $\alpha = 50 \text{ cm}$

$u' > \alpha$ il y'a interference
 $\Delta = u' - \alpha = 7 \text{ cm}$: zone d'interference

sens ly : $v' = 57 \text{ cm}$

$\alpha' = 150 \text{ cm}$ $v' < \alpha'$ pas d'interference

contrainte de répartition : $\sigma' = \frac{P}{v'u'} = \frac{6}{(0,57)^2} = 18,467 \text{ t/m}^2$

Rectangle AA1A2A3

$$u_1' = 2u' - \Delta = 1,07 \text{ m}$$

$$v_1' = 1,5 + v' = 2,07 \text{ m}$$

$$P_1 = \sigma' u_1' v_1' = 40,905 \text{ t}$$

$$f=0 \begin{cases} u_1'/lx = 0,42 & M_1 = 13,4 \cdot 10^{-2} \\ v_1'/ly = 0,81 & M_2 = 4,2 \cdot 10^{-2} \end{cases}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \sqrt{M_2}) P_1 = 5,74 \text{ t.m}$$

$$M_{y1} = (\sqrt{M_1} + M_2) P_1 = 2,54 \text{ t.m}$$

Rectangle BB1B2B3

$$u_2' = 2u' - \Delta = 1,07 \text{ m}$$

$$v_2' = 1,5 - v' = 0,93 \text{ m}$$

$$P_2 = \sigma' u_2' v_2' = 18,377 \text{ t}$$

$$f=0 \begin{cases} u_2'/lx = 0,42 & M_1 = 15,7 \cdot 10^{-2} \\ v_2'/ly = 0,365 & M_2 = 8,6 \cdot 10^{-2} \end{cases}$$

$$M_{x2} = (M_1 + \sqrt{M_2}) P_2 = 3,122 \text{ t.m}$$

$$M_{y2} = (\sqrt{M_1} + M_2) P_2 = 2,013 \text{ t.m}$$

Rectangle DD1D2D3

$$u_3' = \Delta = 0,07 \text{ m}$$

$$v_3' = 1,5 + v' = 2,07 \text{ m}$$

$$P_3 = \sigma' u_3' v_3' = 2,676 \text{ t}$$

$$f=0 \begin{cases} u_3'/lx = 0,028 & M_1 = 19,2 \cdot 10^{-2} \\ v_3'/ly = 0,81 & M_2 = 4,7 \cdot 10^{-2} \end{cases}$$

$$M_{x3} = (M_1 + \sqrt{M_2}) P_3 = 0,533 \text{ t.m}$$

$$M_{y3} = (\sqrt{M_1} + M_2) P_3 = 0,203 \text{ t.m}$$

Rectangle CC1C2C3

$$u_4' = \Delta = 0,07 \text{ m}$$

$$v_4' = 1,5 - v' = 0,93 \text{ m}$$

$$P_4 = \sigma' u_4' v_4' = 1,202 \text{ t}$$

$$f = 0 \begin{cases} u'_4 / l_k = 0,028 \\ v'_4 / l_k = 0,365 \end{cases} \quad \begin{matrix} M_1 = 25,2 \cdot 10^{-2} \\ M_2 = 10,2 \cdot 10^{-2} \end{matrix}$$

$$M_{x4} = (M_1 + \sqrt{3}M_2) P_4 = 0,32 \text{ tm}$$

$$M_{y4} = (\sqrt{3}M_1 + M_2) P_4 = 0,168 \text{ tm}$$

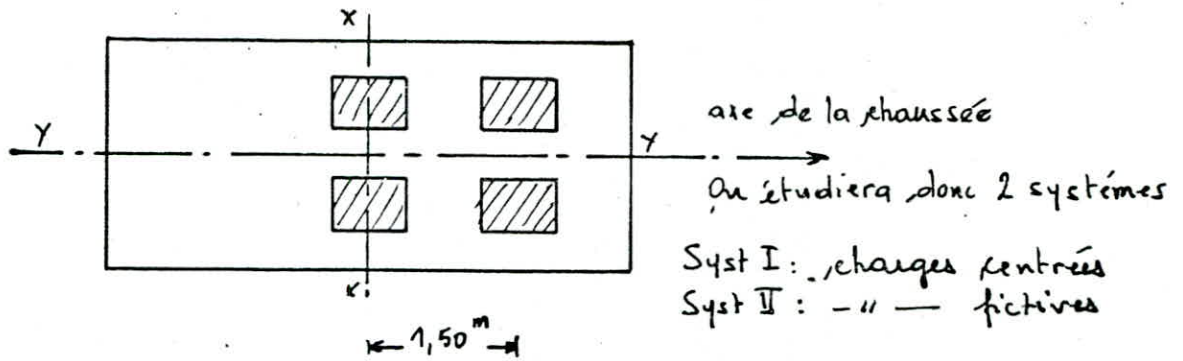
Moments Fléchissants résultants pour le système Bc

$$M_x = M_{x1} - M_{x2} + M_{x3} - M_{x4} = 2,831 \text{ tm}$$

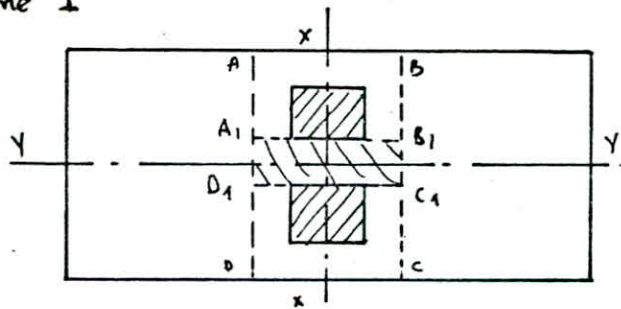
$$M_y = M_{y1} - M_{y2} + M_{y3} - M_{y4} = 0,562 \text{ tm}$$

Calcul des Efforts tranchants

La position défavorable est la suivante



Système I



Surf: ABCD $u'_1 = 1,07 \text{ m}$
 $v'_1 = 0,57 \text{ m}$

$$P_1 = \sigma' u'_1 v'_1 = 11,263 \text{ t}$$

$$u'_1 > v'_1 \begin{cases} T_{u'_1} = 4,156 \text{ t} \\ T_{v'_1} = 3,509 \text{ t} \end{cases}$$

Surf: A1B1C1D1

$$u'_2 = 0,07 \text{ m}$$

$$v'_2 = 0,57 \text{ m}$$

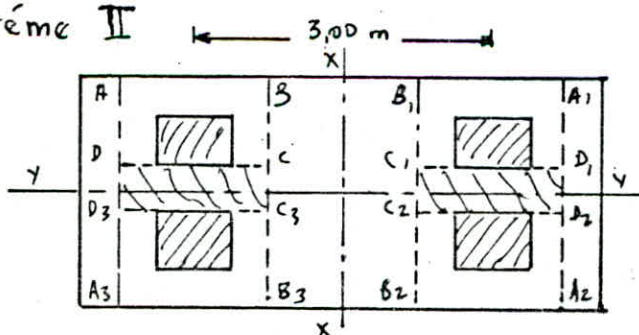
$$P_2 = \sigma' u'_2 v'_2 = 0,737 \text{ t}$$

$$u'_2 < v'_2 \begin{cases} T_{u'_2} = 0,431 \text{ t} \\ T_{v'_2} = 0,609 \text{ t} \end{cases}$$

d'où $T_{u'}^I = T_{u'_1} + T_{u'_2} = 4,587 \text{ t}$

$$T_{v'}^I = T_{v'_1} + T_{v'_2} = 4,118 \text{ t}$$

Système II



Surf: AA1A2A3 $u'_1 = 1,07 \text{ m}$
 $v'_1 = 3,57 \text{ m}$

$$P_1 = \sigma' u'_1 v'_1 = 70,542 \text{ t}$$

$$u'_1 < v'_1 \quad T_{u'_1} = 6,587 \text{ t}$$

$$T_{v'_1} = 9,592 \text{ t}$$

Surf: B_1, B_2, B_3 $u'_2 = 1,07 \text{ m}$ $P_2 = \sigma' v'_2 u'_2 = 48,016 \text{ t}$
 $v'_2 = 2,43 \text{ m}$

$u'_2 < v'_2$ $Tu'_2 = 6,587 \text{ t}$
 $Tv'_2 = 8,097 \text{ t}$

Surf: D_1, D_2, D_3 $u'_3 = 0,07 \text{ m}$ $P_3 = \sigma' u'_3 v'_3 = 4,615 \text{ t}$
 $v'_3 = 3,57 \text{ m}$

$u'_3 < v'_3$ $Tu'_3 = 0,431 \text{ t}$
 $Tv'_3 = 0,64 \text{ t}$

Surf: C_1, C_2, C_3 $u'_4 = 0,07 \text{ m}$ $P_4 = 3,141 \text{ t}$
 $v'_4 = 2,43 \text{ m}$

$u'_4 < v'_4$ $Tu'_4 = 0,431 \text{ t}$
 $Tv'_4 = 0,637 \text{ t}$

d'où

$$Tu' = (Tu'_1 - Tu'_2 + Tu'_3 - Tu'_4) \frac{1}{2} = 0$$

$$Tv' = (Tv'_1 - Tv'_2 + Tv'_3 - Tv'_4) \frac{1}{2} = 0,249 \text{ t}$$

Les efforts tranchants résultants pour Bc

$$Tu = Tu' + Tu'' = 4,587 \text{ t}$$

$$Tv = Tv' + Tv'' = 4,367 \text{ t}$$

En majorant par 25% on aura

$$Ty = 1,25 Tu = 5,734 \text{ t} \quad (\text{au milieu de } lx)$$

$$Tx = 1,25 Tv = 5,459 \text{ t} \quad (\text{au milieu de } ly)$$

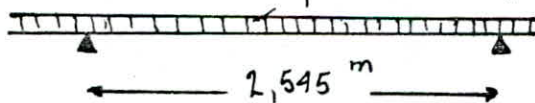
Calcul des Efforts dus à la Surcharge A

Calcul de A: $A(l) = 230 + \frac{36.000}{32 + 12} = 1048,18 \text{ kg/m}^2$ avec $L = 32 \text{ m}$

d'où $A = KA_2 \frac{l_0}{l_v} = 943,36 \text{ kg/m}^2$ avec $\left\{ \begin{array}{l} K = 0,9 \text{ m} \\ l_0/l_v = 3,5/3,5 = 1 \end{array} \right.$

$\beta < 0,4$: on assimile le panneau comme une poutre de section rectangulaire ($1 \text{ m} \times 20 \text{ cm}$) continue sur 4 travées égales de portée $lx = 2,545 \text{ m}$, chacune, supportant la surcharge A

$$q = A \times 1 \text{ m} = 943,36 \text{ kg/ml}$$



1 m section

$$M_{0x} = q \frac{lx^2}{8} = 0,764 \text{ t m}$$

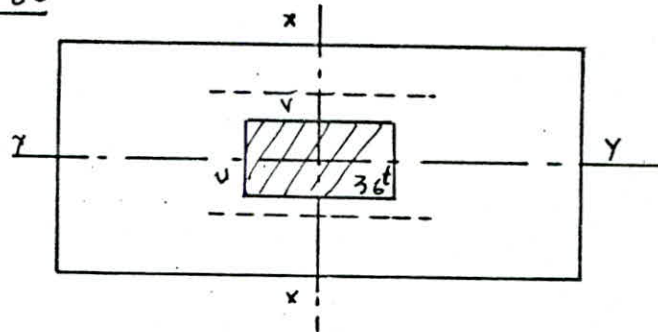
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{1x} = 0,8 M_{0x} = 0,611 \text{ t m} \\ M_{2x} = 0,5 M_{0x} = 0,382 \text{ t m} \end{array} \right.$$

$$T_x = q \frac{l_x l_y}{2l_y + l_x} = 1,154 \text{ t} ; T_y = q \frac{l_x}{3} = 0,8 \text{ t}$$

Sens l_y : on aura les efforts suivants $\begin{cases} M_{ty} = \frac{1}{4} M_{tx} = 0,153 \text{ t.m} \\ M_{ay} = M_{ax} = 0,382 \text{ t.m} \end{cases}$

Calcul des Efforts sous les Surcharges Militaires

Mc 80



On ne peut placer qu'une seule chenille

$$u = 0,85 \text{ m} \\ v = 4,90 \text{ m}$$

$$u' = 1,17 \text{ m} \\ v' = 5,22 \text{ m}$$

$$f=0 \begin{cases} u'/l_x = 0,06 & M_1 = 8,7 \cdot 10^{-2} \\ v'/l_x = 2,05 & M_2 = 0,7 \cdot 10^{-2} \end{cases} \quad P = 36 \text{ t}$$

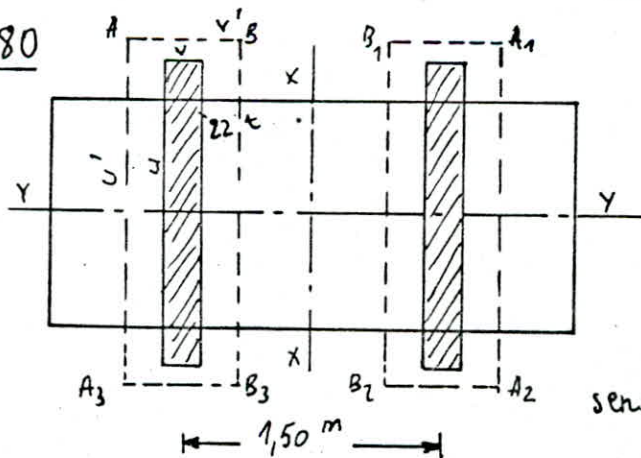
$$M_x = (M_1 + \sqrt{3}M_2) P_2 = 3,17 \text{ t.m} \\ M_y = (\sqrt{3}M_1 + M_2) P_2 = 0,722 \text{ t.m}$$

$$u' < v' \quad T_{u'} = \frac{P}{3v'} = 2,3 \text{ t} ; T_{v'} = \frac{P}{2v' + u'} = 3,1 \text{ t}$$

$$\text{d'où } T_y = 1,25 T_{u'} = 2,875 \text{ t (au milieu de } l_x)$$

$$T_x = 1,25 T_{v'} = 3,875 \text{ t (au milieu de } l_y)$$

Me 80



$$u = 3,50 \text{ m} \\ v = 0,12 \text{ m}$$

$$u' = 3,82 \text{ m} \\ v' = 0,44 \text{ m}$$

$$\sigma' = \frac{P}{u'v'} = 13,089 \text{ t/m}^2$$

sens l_x : aucune interference

sens l_y : $v' < \alpha$ — — — — —

Surf: AA₁A₂A₃:

$$v'_1 = 1,94 \text{ m} \quad P_1 = \sigma' u'_1 v'_1 = 64,624 \text{ t} \\ u'_1 = 2,545 \text{ m}$$

$$f=0 \begin{cases} u'_1/l_x = 1 & M_1 = 8,4 \cdot 10^{-2} \\ v'_1/l_x = 0,76 & M_2 = 2,3 \cdot 10^{-2} \end{cases}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \sqrt{3}M_2) P_2 = 5,65 \text{ t.m} \\ M_{y1} = (\sqrt{3}M_1 + M_2) P_2 = 2,30 \text{ t.m}$$

$$u'_1 > v'_1 \quad Tu'_1 = \frac{P_1}{2u'_1 + v'_1} = 9,193 \text{ t}$$

$$Tv'_1 = \frac{P_1}{3u'_1} = 8,464 \text{ t}$$

Surf BB₁B₂B₃

$$u'_2 = 2,545 \text{ m}$$

$$v'_2 = 1,06 \text{ m}$$

$$P_2 = \sigma' u'_2 v'_2 = 35,31 \text{ t}$$

$$f=0 \quad \begin{cases} u'_2/lx = 1 & M_1 = 9 \cdot 10^{-2} \\ v'_2/lx = 0,41 & M_2 = 5,1 \cdot 10^{-2} \end{cases}$$

$$M_{x2} = (M_1 + \sqrt{3} M_2) P_2 = 3,45 \text{ tm}$$

$$M_{y2} = (\sqrt{3} M_1 + M_2) P_2 = 2,28 \text{ tm}$$

$$u'_2 > v'_2 \quad Tu'_2 = \frac{P_2}{2u'_2 + v'_2} = 5,741 \text{ t}, \quad Tv'_2 = \frac{P_2}{3u'_2} = 4,625 \text{ t}$$

Efforts résultants pour tout le système Me 80

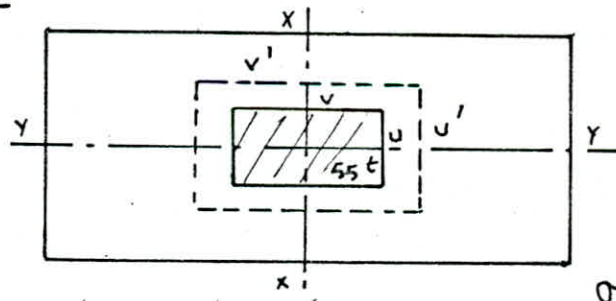
$$M_x = M_{x1} - M_{x2} = 2,2 \text{ tm}$$

$$M_y = M_{y1} - M_{y2} = 0,02 \text{ tm}$$

$$T_u = Tu'_1 - Tu'_2 = 3,452 \text{ t} \quad \rightarrow \quad T_y = 1,25 T_u = 4,315 \text{ t}$$

$$T_v = Tv'_1 - Tv'_2 = 3,839 \text{ t} \quad \rightarrow \quad T_x = 1,25 T_v = 4,799 \text{ t}$$

Mc 120



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

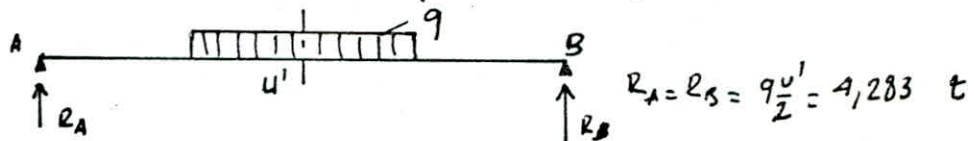
$$v = 6,10 \text{ m}$$

$$u' = 1,32 \text{ m}$$

$$v' = 6,42 \text{ m}$$

$$\sigma' = \frac{P}{u'v'} = 6,49 \text{ t/m}^2$$

Soit $q = \sigma' \cdot 1 \text{ m} = 6,49 \text{ t/ml}$: charge uniformément répartie, sur une longueur de 6,42 m



$$R_A = R_B = \frac{qu'}{2} = 4,283 \text{ t}$$

$$M_x = R_A \frac{lx}{2} - \frac{qu'}{2} \cdot \frac{u'}{4} = 4,037 \text{ tm}$$

$$M_y = \frac{M_x}{3} = 1,346 \text{ tm}$$

$$u' < v' \quad Tu' = \frac{P}{3v'} = 2,856 \text{ t}; \quad Tv' = \frac{P}{2v' + u'} = 3,884 \text{ t}$$

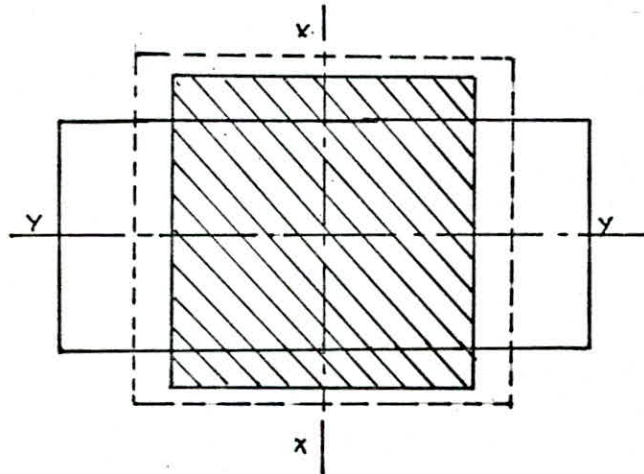
en majorant par 25%, on aura

$$T_y = 1,25 T_u' = 3,57 \text{ t (au milieu de } l_x)$$

$$T_x = 1,25 T_v' = 4,855 \text{ t (au milieu de } l_y)$$

Convoi Type D

Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à 2 essieux de 240 t de poids total. Le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de large et 18,60 m de longueur



$$u = 3,20 \text{ m}$$

$$v = 18,60 \text{ m}$$

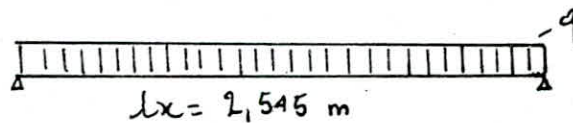
$$v' = 18,92 \text{ m}$$

$$u' = 3,52 \text{ m}$$

$$\sigma' = \frac{P}{u'v'} = 3,604 \text{ t/m}^2$$

$$q = \sigma' \times 1 \text{ m} = 3,604 \text{ t/ml}$$

Schéma - statique.



$$M_{\text{max}} = q \frac{l_x^2}{8} = 2,918 \text{ tm}$$

$$M_{\text{oy}} = \frac{M_{\text{max}}}{3} = 0,973 \text{ tm}$$

$$u' < v' \Rightarrow T_u' = \frac{P}{3v'} = 4,228 \text{ t}$$

$$T_v' = \frac{P}{2v' + u'} = 5,943 \text{ t}$$

$$T_x = 1,25 T_v' = 7,429 \text{ t (au milieu de } l_y)$$

$$T_y = 1,25 T_u' = 5,285 \text{ t (au milieu de } l_x)$$

Calcul du coefficient de majoration dynamique "δ"

Le coefficient de majoration dynamique a pour formule générale

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

l_r : largeur roulable = $l_s = 10,50$ m

l : distance entre axes des poutres de rive = 10,98 m

L' : portée des poutres principales = 32 m

$l_1 = \max(l_r, l) = 10,98$ m

$L = \min(l_1, L') = 10,98$ m

P : poids total du tablier (sauf celui des poutres principales et des entretoises)

correspondant à la surface $S = L \times$ largeur totale du pont

$$P = 0,676 \times 12,8 \times 10,98 = 95,008 \text{ t}$$

S : surcharge maximale que l'on peut disposer sur une distance L

Calcul de la surcharge S

* / Système B_c

$$3 \text{ convois d'un camion} \rightarrow S_{Bc} = 3 \cdot 30 = 90 \text{ t}$$

$$b_c = 0,95 \Rightarrow S_{Bc} = 85,5 \text{ t}$$

* / Système B_t

$$S_{Bt} = 2 \times 32 = 64 \text{ t}, \quad b_t = 1 \Rightarrow S_{Bt} \cdot b_t = 64 \text{ t}$$

* / Système B_r

$$S_{Br} = 10 \text{ t}$$

Calcul des coefficients

$$\delta_{Bt} \left| \begin{array}{l} L = 10,98 \text{ m} \\ P = 95,008 \text{ t} \\ S = 64 \text{ t} \end{array} \right. \Rightarrow \delta = 1,212$$

$$\delta_{Bc} \left| \begin{array}{l} L = 10,98 \text{ m} \\ P = 95,008 \text{ t} \\ S = 85,5 \text{ t} \end{array} \right. \Rightarrow \delta = 1,235$$

$$\delta_{Br} \left| \begin{array}{l} L = 10,98 \text{ m} \\ P = 95,008 \text{ t} \\ S = 10 \text{ t} \end{array} \right. \Rightarrow \delta = 1,14$$

Surcharges Militaires

Sur une longueur $L = 10,98$ m, on ne peut disposer qu'un seul véhicule. (pour $M_c 80$ ou $M_c 120$)

$$\begin{array}{l} M_c 80 \\ S = 36 \times 2 = 72 \text{ t} \\ P = 95,008 \text{ t} \\ L = 10,98 \text{ m} \\ \Rightarrow \delta = 1,22 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} M_c 120 \\ S = 110 \text{ t} \\ P = 95,008 \text{ t} \\ L = 10,98 \text{ m} \\ \Rightarrow \delta = 1,26 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} M_c 80 \\ S = 44 \text{ t} \\ P = 95,008 \text{ t} \\ L = 10,98 \text{ m} \\ \Rightarrow \delta = 1,187 \end{array}$$

verification au non poinçonnement

Cette justification est nécessaire lorsqu'on a des charges ou surcharges localisées. On doit donc satisfaire la condition au non poinçonnement sous les sollicitations du 1^{er} genre

$$\frac{1,5 Q}{P_c h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b \quad \text{où} \quad Q = \text{charge localisée}$$

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$P_u = 2(u' + v')$ - périmètre du contour de la surface d'impact diffusée sur le plan moyen

* / Roue Br = 10 t

$$\left. \begin{array}{l} P_c = 2(u' + v') = 2(92 + 62) = 308 \text{ cm} \\ Q = 10 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{1,5 \cdot 10 \cdot 10^3}{308 \times 20} = 2,44 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \bar{\sigma}_b$$

* / Surcharge Bc

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Roue de 6 t} \\ P_c = 2(57 \times 2) = 228 \text{ cm} \\ Q = 6 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{1,5 \cdot 6 \cdot 10^3}{228 \times 20} = 1,97 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \bar{\sigma}_b$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Roue de 3 t} \\ P_c = 2(52 \times 2) = 208 \text{ cm} \\ Q = 3 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{1,5 \cdot 3 \cdot 10^3}{208 \times 20} = 1,08 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \bar{\sigma}_b$$

* / Surcharge Bt (roue de 8 t)

$$\left. \begin{array}{l} P_c = 2(92 + 57) = 298 \text{ cm} \\ Q = 8 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{1,5 \cdot 8 \cdot 10^3}{298 \times 20} = 2,01 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \bar{\sigma}_b$$

* / Surcharges Militaires : Les surcharges ne sont pas considérées comme des charges localisées.

$$M_c 80 \Rightarrow \frac{v'}{u'} = \frac{522}{117} = 4,42 > 2,5$$

$$M_e 80 \Rightarrow \frac{u'}{v'} = \frac{382}{44} = 8,68 > 2,5$$

$$M_c 120 \Rightarrow \frac{v'}{u'} = \frac{642}{132} = 4,86 > 2,5$$

verification au cisaillement

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot \delta} < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_x \max = 10,535 \text{ t} \rightarrow \text{au milieu de } L_y$$

$$T_y \max = 10,771 \text{ t} \rightarrow \text{au milieu de } L_x$$

$$\delta = 0,9 h = 16,2 \text{ (pour les dalles)}$$

$$h = h_t - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \tau_{bx} = 6,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

$$\tau_{by} = 6,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

tableau des efforts dûs aux surcharges

Surch Efforts	Syst Br	Syst Bt	Syst Bc	Mc 80	Mc 80	Mc 120	Type D
M_x (t.m)	$1,885 \times 1,14$ = 2,149	$3,055 \times 1 \times 1,212$ = 3,703	$2,831 \times 1,235 \times 1,2$ = 4,196	$2,2 \times 1,187$ = 2,611	$3,17 \times 1,22$ = 3,867	$4,037 \times 1,26$ = 5,087	2,918
T_y (t)	$5,08 \times 1,14$ = 5,791	$4,925 \times 1 \times 1,212$ = 5,121	$5,734 \times 1,235 \times 1,2$ = 8,498	$4,315 \times 1,197$ = 5,122	$2,875 \times 1,22$ = 3,508	$3,57 \times 1,26$ = 4,498	5,285
M_y (t.m)	$1,358 \times 1,14$ = 1,548	$0,801 \times 1 \times 1,212$ = 1,019	$0,562 \times 1,235 \times 1,2$ = 0,833	$0,2 \times 1,187$ = 0,24	$0,722 \times 1,22$ = 0,881	$1,346 \times 1,26$ = 1,696	0,973
T_x (t)	$4,53 \times 1,14$ = 5,164	$3,678 \times 1 \times 1,212$ = 4,458	$5,459 \times 1,235 \times 1,2$ = 8,09	$4,799 \times 1,187$ = 5,696	$3,875 \times 1,22$ = 4,728	$4,855 \times 1,26$ = 6,117	7,429

Moments Flechissants, sous la sollicitation du 1^{er} genre : $S = E + 1,2 P$

Moments	charge permanente	- Surcharges - Civiles			Surcharge Militaire Mc 120	Convoi Type D	Effort Total
		Bc	Br	Bt			
M_x (t.m/ml)	0,547	4,196	2,149	3,703	5,087	2,918	5,634
M_y (t.m/ml)	—	0,833	1,548	1,019	1,696	0,973	1,832

Efforts Tranchants $S = G + 1,2 P$

charges efforts	charge permanente	Surcharges Civiles			Surcharge Militaire Mc 120	Convoi Type D	Effort Total
		Bc	Br	Bt			
Ty (t/ml)	0,573	8,498	5,791	5,121	4,498	5,285	10,77
Tx (t/ml)	0,827	8,09	5,164	4,458	6,117	7,429	10,535

en flexion locale, les cas les plus défavorables seront $M_x = 5,634 \text{ tm/m}$
 $M_y = 1,832 \text{ tm/m}$
 $T_x = 10,535 \text{ t/ml}$
 $T_y = 10,77 \text{ t/ml}$

en tenant compte de l'encastrement partiel: $M_f = 0,8 M_0$ et $M_e = 0,5 M_0$
 nous avons:

Sens Lx (sens porteur): $M_{tx} = 4,507 \text{ tm/m}$, $M_{ax} = -2,54 \text{ t/ml}$
 $T_x = 10,535 \text{ t/ml}$

Sens Ly (sens de répartition): $M_{ty} = 1,6 \text{ tm/m}$, $M_{ay} = -1,204 \text{ tm/m}$
 $T_y = 10,77 \text{ t/ml}$

en flexion d'ensemble. (transversale), nous avons la combinaison
 d'efforts suivante:

$$M^+ = G + P = 2,46 \text{ tm/ml}$$

$$M^- = G + 1,2 P = -0,408 \text{ t/ml}$$

efforts finaux.

$$M_{tx} = (M_x + M^+) \cdot 0,8 = 6,48 \text{ tm/m}$$

$$M_{ty} = M_y \cdot 0,8 = 1,6 \text{ tm/m}$$

$$M_{ax} = (M_x + M^-) \cdot 0,5 = -3,021 \text{ tm/m}$$

$$M_{ay} = M_y \cdot 0,5 = -1,204 \text{ tm/m}$$

$$T_x = 10,535 \text{ t/ml}$$

$$T_y = 10,77 \text{ t/ml}$$

Ferraillage du hourdis

Le diamètre des barres utilisé doit être au plus égal à $\frac{h_0}{10} = 20 \text{ mm}$, nous
 choisissons $\phi_x = 20 \text{ mm}$ et $\phi_y = 14 \text{ mm}$, enrobage $e = 2 \text{ cm}$

$$\text{hauteur utiles } h_x = h_0 - e - \frac{\phi_x}{2} = 17 \text{ cm}$$

$$h_y = h_x - \phi_y = 15,3 \text{ cm}$$

Sens porteur Lx: $M_{tx} = 6,48 \text{ tm/m}$
 $M_{ax} = -3,021 \text{ tm/m}$

Travée: $M = 0,12 \rightarrow E = 0,8607$

$$k = 20,9$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_q}{k} = 134 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = 15,82 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 6T20/\text{ml}$$

fissuration: $\sigma_1 = 1809,8 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_q \Rightarrow A_{tx} = 10T20/\text{ml}$

Appui: $M = 0,092 \rightarrow E = 0,8780$
 $k = 26$
 $A_{ax} = 11,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4T20/\text{ml}$

Sens non porteur Ly: $M_{ty} = 1,6 \text{ tm/m}$
 $M_{ay} = -1,204 \text{ tm/m}$

Travée: $\mu = 0,0366 \rightarrow E = 0,9183$ $A_{ty} = 4,067 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 3T14 /ml
 $K = 46,2$

Appui: $\mu = 0,0276 \rightarrow E = 0,9281$ $A_{ay} = 3,028 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 3T14 /ml
 $K = 54,5$

verification des contraintes

Sens porteur Lx:

Travée: $\bar{\omega} = \frac{100A}{bhx} = 1,847$ $E = 0,8276$ $K = 14$ $\sigma_a = 1466 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$
 $\sigma'_b = 104,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

Appui: $\bar{\omega} = 0,74$ $E = 0,8756$ $K = 25,2$ $\sigma_a = 1612 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$
 $\sigma'_b = 64 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

Sens non porteur Ly:

Travée: $\bar{\omega} = 0,296$ $K = 43,4$ $E = 0,9144$ $\sigma_a = 2428 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$
 $\sigma'_b = 56 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

Appui: $\bar{\omega} = 0,296$ $K = 43,4$ $E = 0,9144$ $\sigma_a = 1827 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$
 $\sigma'_b = 42 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

Ecartement des armatures (CCBA. p 109)

Sens x: $\text{Min}(3\phi, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Sens y: $\text{Min}(4\phi, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

verification à l'effort tranchant: $\tau = \frac{T}{b \cdot y} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$

$\tau_x = 7,082 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 8,165 \text{ kg/cm}^2$ avec $\beta = \frac{7}{8} h$
 $\tau_y = 8,037 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 8,165 \text{ kg/cm}^2$

condition de non fragilité

Armatures inf selon Lx: $A_0 = 24,42 \text{ cm}^2$, $A_1 = 1,2 A_0 = 29,3 \text{ cm}^2$

$A_2 = 0,69 bhx \cdot \frac{1+\beta}{\beta} \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{sc}} = 1,909 \text{ cm}^2$, ($\beta = 0,0748$)

d'au

$A = \text{Max}[A_0, \min(A_1, A_2)] = 24,42 \text{ cm}^2 < A \text{ adoptée} = 31,41 \text{ cm}^2$

de plus $\frac{A \text{ adoptée}}{b h_0} > \frac{1,2}{(\sigma_{sc} = 2200)} = 60 \cdot 10^{-4} \text{ (OK)}$

Armature inf selon Ly: $A_0 = 4,067 \text{ cm}^2$; $A_1 = 1,2 A_0 = 4,88 \text{ cm}^2$

$A_2 = 0,69 bh_y \cdot \frac{1+\beta}{\beta} \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{sc}} = 0,48 \text{ cm}^2$

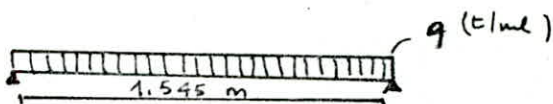
$A = \text{max}[A_0, \min(A_1, A_2)] = A_0 = 4,067 \text{ cm}^2 < A \text{ adoptée} = 4,62 \text{ cm}^2$

$\frac{A \text{ adoptée}}{b h_0} = 2,31 \cdot 10^{-3} > \frac{1,2}{(\sigma_{sc} = 2200)} \text{ (OK)}$

CALCUL de la PREDALLE

Notre Predalle sera calculée comme une poutre reposant sur 2 appuis simples et soumise aux charges permanentes et une surcharge de $0,1 \text{ t/m}^2$

Schéma Statique.



charges permanentes:

pois propre de la predalle
 " " " de la dalle
 " " " du revêtement

$$2,5 \times 0,05 \times 1 \text{ m} = 0,125 \text{ t/ml}$$

$$2,5 \times 0,2 \times 1 \text{ m} = 0,5 \text{ t/ml}$$

$$2,2 \times 0,08 \times 1 \text{ m} = 0,176 \text{ t/ml}$$

$$q = 0,801 \text{ t/ml}$$

surcharge:

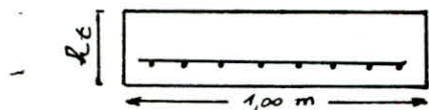
$$S = 0,1 \text{ t/m}^2 \times 1 \text{ m} = 0,1 \text{ t/ml}$$

d'où la sollicitation à envisager: $q + 1,2 S = 0,921 \text{ t/ml}$

Les efforts sollicitants sont: $M = \frac{(q + 1,2 S) \cdot l^2}{8} = 0,275 \text{ tm/ml}$

$$T = \frac{(q + 1,2 S) l}{2} = 0,711 \text{ t/ml}$$

calcul des armatures



$$h = h_t - d$$

$$= 5 - 1,5 = 3,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{\kappa M}{\sigma_a b h^2} = 0,1203 \text{ d'où } \epsilon = 0,9648$$

$$\kappa = 21,9$$

$$A_p = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = 3,246 \text{ cm}^2 \text{ - armature principale } \Rightarrow 12 \phi 6 / \text{ml}, t = 8 \text{ cm}$$

$$A_r = \frac{A_p}{3} = 1,082 \text{ cm}^2 \text{ - armature de répartition } \Rightarrow 6 \phi 6 / \text{ml}, t = 16 \text{ cm}$$

verification à l'effort tranchant

$$T_{max} = 0,711 \text{ t/ml}$$

$$\bar{\tau}_b = 1,18 \bar{\sigma}_b = 8,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = 2,52 \text{ kg/cm}^2$$

avec $z = \frac{7}{8} h = 3,063 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$$

PRECONTRAINTE

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

PRINCIPALES NOTATIONS

B : Aire de la section droite.

I : Moment d'Inertie de cette section droite.

$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$: rayon de giration.

v_s, v_i : respectivement distance du G.D.G. à la fibre sup, Inf.

W_s, W_i : modules de résistance.

$\beta = \frac{i^2}{v_s \cdot v_i}$: rendement géométrique de la section.

e_0 : excentricité algébrique de la force de précontrainte.

hypothèses de calcul

- Une section plane avant de formation 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 résistance des matériaux sont applicables, principalement en ce qui concerne la flexion composée.
- ON considère le béton précontraint comme étant un matériau homogène, non fissuré. ON considèrera la section totale pour le calcul de la position du centre de gravité, de l'aire B , et du moment d'Inertie.
- En général, une même section est sollicitée par un moment flectissant variable en fonction des actions tubées par la poutre. Nous devons vérifier que sous l'action conjuguée de la précontrainte et du moment minimal, ou de la précontrainte et du moment maximal, les contraintes sur les différentes fibres supérieures, Inférieures ne seront pas dépassées.

DONNEES

Un câble st formé de 7 T 15 classe III TBR
 $A = 913 \text{ mm}^2$ section du câble

$$T_g = 165,5 \text{ kg/mm}^2 = 16550 \text{ kg/cm}^2 : \text{contrainte caractéristiques de deformation garantie.}$$

$$R_g = 184,9 \text{ kg/mm}^2 = 18490 \text{ kg/cm}^2 : \text{Contrainte de rupture garantie.}$$

$F_{\max} = 153 \text{ t}$: force max sous l'ancrage à la mise en tension.

nombre de cables

Soient : v_s : distance du centre de gravité à la fibre supérieure.
 v_i : " " " " " " " " " Inférieure.
 I : moment d'Inertie de la section.

ceci concerne la section : poutre + hourdis.

$$v_s = 70,5 \text{ cm}$$

$$v_i = 159,5 \text{ cm}$$

$$I = 8,003 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$e = d' - v_i = -149,5 \text{ cm}$$

M_{\max} à $l/2$: moment total du aux charges permanentes + surcharges.

$$M_{\max} = 982,46 \text{ t.m}$$

contrainte engendrées par M_{\max} : soit donc σ'_E : sur la fibre Inf.

$$\sigma'_{\text{traction}} = - \frac{M \cdot v_i}{I} = - \frac{982,46 \cdot 10^5 \cdot 159,5}{8,003 \cdot 10^7} = -196 \text{ kg/cm}^2$$

contrainte engendrée par la precontrainte : soit σ_p sur la fibre Inf.

$$\sigma_p = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{e \cdot v_i}{i^2} \right) \geq \sigma'_E \Rightarrow \frac{N}{13450} \left(1 - \frac{(-149,5) \cdot 159,5}{5950} \right) \geq 196$$

$$N \geq 530,2 \text{ t.}$$

tension à l'origine.

$$\sigma_{p0} \leq \begin{cases} 0,8 R_g = 0,8 \cdot 18490 = 14792 \text{ kg/cm}^2 \\ 0,95 T_g = 0,95 \cdot 16550 = 15722,5 \text{ kg/cm}^2 \\ T_0 = \frac{F_{\max}}{A} = \frac{153000}{9,13} = 15724,6 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

les pertes sont estimées à 26% :

$$0,74 \cdot 14792 = 10946,8 \text{ kg/cm}^2 = 109,46 \text{ kg/mm}^2$$

$$F_g = 973 \times 109,46 = 106500 \text{ kg}$$

$$\text{nb de cables } n = \frac{N}{F_g} = \frac{531}{106,5} = 5,2$$

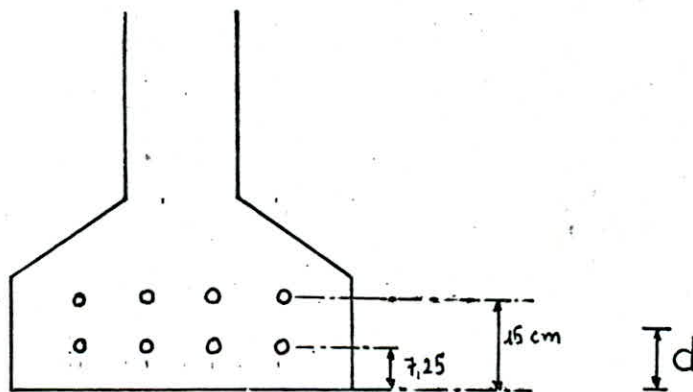
ON devra donc adopter 6 cables FT15 DYWIDAG.

d'effort par cables etant egal à 92 t. ce qui correspond à une traction en service de :

$$\sigma_a = \frac{92 \cdot 10^3}{9,73} = 9455,3 \text{ kg/cm}^2$$

ON procedera à une premiere verification de contr. (section nette) probable (3).

disposition des cables a la section mediane



soit "d" la distance du centre de gravité des cables à la fibre inférieure

$$d = \frac{3(7,25) + 3(15)}{6} = 11,12 \text{ cm}$$

$$d = 11,12 \text{ cm.}$$

câbles à l'about

On disposera 3 câbles à l'about

Lors de la préfabrication des poutres, on procède, après durcissement du béton, à une première mise en tension, concernant les câbles sortant à l'about de la poutre, ceci pour reprendre le poids propre de la poutre plus la surcharge du hourdis revenant à celle-ci.

On devra donc s'assurer que sous l'action conjuguée de la précontrainte des 3 câbles à l'about et du moment apporté par le poids propre de l'hourdis et la surcharge de l'hourdis, les contraintes sur la fibre supérieure et inférieure ne sont pas dépassées. (des contraintes admissibles).

Caractéristiques géométriques nettes de la poutre suite au $\frac{l}{2}$.

Designations		B [cm ²]	Z [cm]	S _D = BZ [cm ³]	I ₀ [cm ⁴]	I ₀ [cm ⁴]
B, S _D , I ₀ Bruts		7960		937509		1,56303 · 10 ⁸
à déduire: trous des câbles	$\frac{6\pi(6,5)^2}{4}$ BT = 27631,13	199	11,12	2213	= 527,7	27631,13 + 527,7 = = 28157
B, S _D , I ₀ nets		7761		935296		1,56275 · 10 ⁸

$$v' = v_i = \frac{S_D}{B} = 120,5 \text{ cm} \quad v_s = 210 - 120,5 = 89,5 \text{ cm}$$

$$e = d - v_i = 11,12 - 120,5 = -109,4 \text{ cm}$$

$$I = I_0 - S_D \cdot v_i = 1,56275 \cdot 10^8 - 935296 (120,5) = 4,3572 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = \frac{I}{B} = \frac{4,3572 \cdot 10^7}{7761} = 5614,22 \text{ cm}^2$$

ρ = rendement géométrique de la section.

$$\rho = \frac{i^2}{v_i \cdot v_s} = \frac{5614,22}{120,5 \times 89,5} = 0,51.$$

proceedons à la vérification des contraintes sur la fibre inférieure et supérieure de la poutre. (phase de construction)

1 .
 . Sous poids propre de la poutre.

$$M = 256,55 \text{ t.m.}$$

$$F.I : \sigma'_t = - \frac{M \cdot v_i}{I} = - \frac{256,55 \cdot 10^5 \cdot 120,5}{4,3572 \cdot 10^7} = -70,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S : \sigma_{comp} = + \frac{M \cdot v_s}{I} = + \frac{256,55 \cdot 10^5 \cdot 89,5}{4,3572 \cdot 10^7} = +52,7 \text{ kg/cm}^2$$

. Sous poids propre de la poutre + surcharge de l'Hourdis.

$$M = 457 \text{ t.m.}$$

$$F.I : \sigma'_t = - \frac{M \cdot v_i}{I} = - \frac{457 \cdot 10^5 \cdot 120,5}{4,3572 \cdot 10^7} = -126,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S : \sigma_{comp} = + \frac{M \cdot v_s}{I} = + \frac{457 \cdot 10^5 \cdot 89,5}{4,3572 \cdot 10^7} = +93,9 \text{ kg/cm}^2$$

. Sous La precontrainte des 3 cables.

ON estime les pertes en phase de construction à 15 %

tension à l'origine : 14792 kg/cm² après 15% de pertes

ou aura une tension égale à : 0,85 . 14792 = 12573,2 kg/cm².

Force de precontrainte par câble : N.

$$N = 12573,2 \times 9,73 = 122,33 \text{ t.}$$

$$F.I : \sigma_{comp} = \frac{3 \cdot 122,33 \cdot 10^3}{7761} \left[1 - \frac{(-109,4)(120,5)}{5614,22} \right] = 158,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S : \sigma_{traction} = \frac{3 \cdot 122,33 \cdot 10^3}{7761} \left[1 - \frac{(109,4)(89,5)}{5614,22} \right] = -35,2 \text{ kg/cm}^2$$

kg/cm ²	Contraintes Elementaires			Contraintes resultantes	
	Poutre seule	Poutre + hourdis	Precontrainte	à vide	en charge
Fibre Sup	+52,7	+93,9	-35,2	+17,5	+58,7
Fibre Inf	-70,95	-126,4	+158,32	+87,37	+31,92

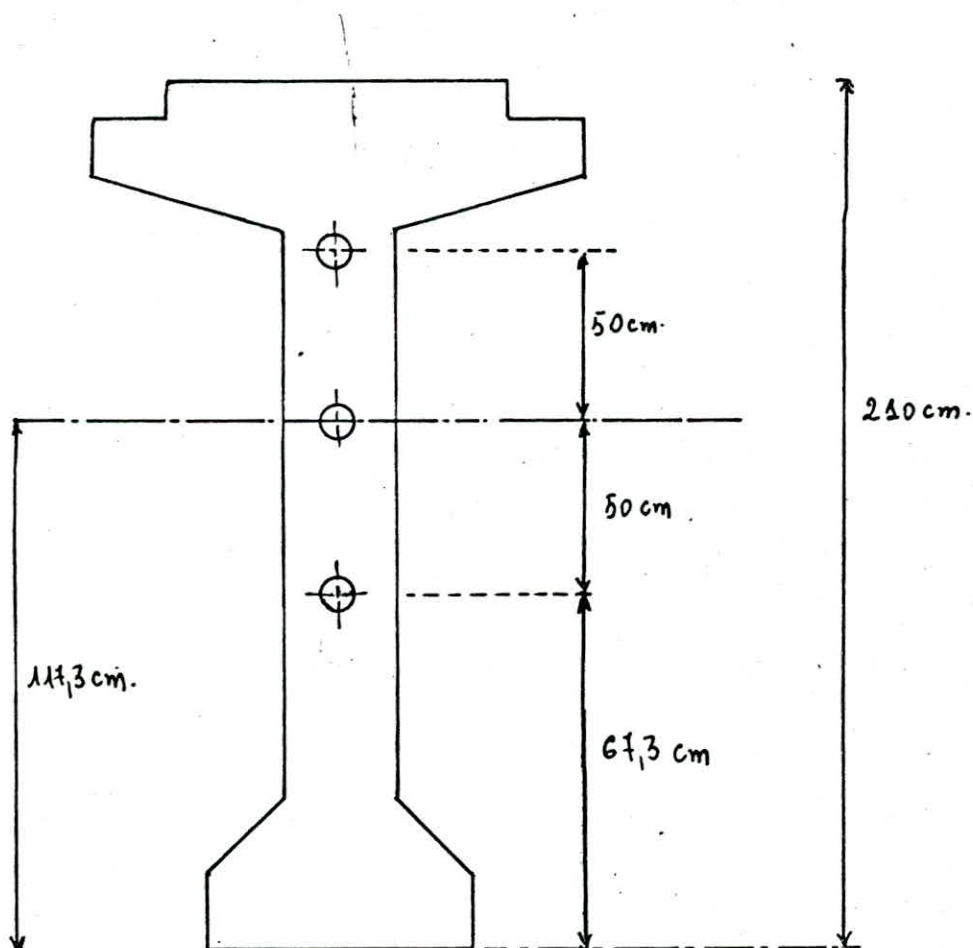
Contraintes adm pour le beton precontraint (construction)

$$\bar{\sigma}_{tract} = 0,55 \cdot 31 = 17 \text{ kg/cm}^2$$

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

Les contraintes admissibles n'étant pas dépassées. ON peut donc disposition des 3 câbles à l'about.

disposition des câbles à l'about



ON disposera les câbles à l'about de telle manière que leur centre de gravité coïncide avec le centre de gravité de la section de béton à l'about. ceci est dû à ce que le moment provoqué par les charges et surcharges à l'about, c'est à dire à l'appui de la poutre est nul. ON disposera donc à l'about une précontrainte centrée de façon à ne pas avoir de moment dû aux câbles.

caractéristiques géométriques nettes de la poutre + dalle en $\frac{l}{2}$.

Designations	Dimensions	B [cm ²]	Z [cm]	$S_D = B \cdot Z$ [cm ³]	I_0 propre [cm ⁴]	I_D [cm ⁴]
B, S_D, I_D Bruts		13450		2152309		$4,22202 \cdot 10^8$
à déduire trous de câbles	$\frac{6\pi(6,5)^2}{4}$ $BZ^2 = 27631,13$	199	11,12	2213	$\frac{6\pi(6,5)^4}{64} =$ 525,7	$27631,13 + 525,7$ $= 28157 \cdot \text{cm}^4$
B, S_D, I_D nets		13251		2150096		$4,22174 \cdot 10^8$

$$BZ^2 = \frac{3\pi(6,5)^2}{4} \cdot (7,25)^2 + \frac{3\pi(6,5)^2}{4} \cdot (15)^2 = 27631,13 \text{ cm}^4$$

$$v_i = \frac{S_D}{B} = 162,23 \text{ cm} \quad v_s = 230 - 162,23 = 67,77 \text{ cm}$$

$$e = 11,12 - 162,23 = -151,11 \text{ cm}$$

$$I = I_D - S_D \cdot v_i = 4,22174 \cdot 10^8 - 2150096 \times (162,23) = 7,3364 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = \frac{I}{B} = 5536,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho = 0,5$$

Calcul du nombre de câbles reel.

Contrainte sur la fibre Inf due au moment max.

$$\sigma'_E = -\frac{M \cdot v_i}{I} = -\frac{912,46 \cdot 10^5 \cdot 162,23}{7,3364 \cdot 10^7} = -217,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{\text{comp}}(\text{precont}) = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{e \cdot v_i'}{i^2} \right) = \frac{N}{13251} \left(1 - \frac{(-151,11) \cdot 162,23}{5536,5} \right) \geq \sigma'_E = 217,25$$

$$N \geq 530 \text{ t}$$

$$\Rightarrow m = 5,4$$

ON adopte 6 câbles FT15 Dywidag.

classe III TBR.

Excentricité du centre de pression

Soit une section soumise soumise à un effort de précontrainte "P":

l'effort normal sera $N = P$
 le moment flechissant : $M = P \cdot e_0$ e_0 étant l'excentricité.

$$\Rightarrow e_0 = \frac{M}{N} = e.$$

Si en plus on applique sur la section un moment extérieur M'

$$N = P$$

$$M = P \cdot e_0 + M' \quad \Rightarrow \quad e = e_0 + \frac{M'}{P}$$

Le moment M' a fait remonter le centre de pression de la quantité $\frac{M'}{P}$

sous l'effet de la précontrainte :

$$\bar{\sigma}_s \leq \frac{P}{B} + P \cdot e \cdot \frac{J_s}{I} \leq \bar{\sigma}'_s$$

$$\bar{\sigma}_i \leq \frac{P}{B} - P \cdot e \cdot \frac{J_i}{I} \leq \bar{\sigma}'_i$$

\Rightarrow

$$\bar{\sigma}_s \leq \frac{P}{B} \left(1 + \frac{e}{J_s} \right) \leq \bar{\sigma}'_s$$

$$j = \frac{i^2}{J_s \cdot J_i}$$

$$\bar{\sigma}_i \leq \frac{P}{B} \left(1 - \frac{e}{J_i} \right) \leq \bar{\sigma}'_i$$

$$\Rightarrow -j \cdot J_i \left(1 - \frac{B \bar{\sigma}'_i}{P} \right) \leq e \leq j \cdot J_i \left(\frac{B \bar{\sigma}'_s}{P} - 1 \right)$$

$$-j \cdot J_s \left(\frac{B \bar{\sigma}'_i}{P} - 1 \right) \leq e \leq j \cdot J_s \left(1 - \frac{B \bar{\sigma}'_i}{P} \right)$$

Posons $c = j \cdot J_s \left(1 - \frac{B \bar{\sigma}'_i}{P} \right)$

$$c' = j \cdot J_i \left(1 - \frac{B \bar{\sigma}'_s}{P} \right)$$

Pour que les contraintes admissibles ne soient pas dépassées il faut :

$$-c' \leq e \leq c$$

or $e_0 + \frac{M_{\min}}{P} \leq e = e_0 + \frac{M'}{P} \leq e_0 + \frac{M_{\max}}{P}$

on aura :
$$\boxed{-c' + \frac{M_m}{P} \leq e_0 \leq c - \frac{M_M}{P}}$$

Determination de la force de precontrainte.

Conformément à l'Instruction provisoire N° 4.

Les contraintes de traction sont Intolerables $\bar{\sigma}_s = \bar{\sigma}_i = 0$.

$$\Rightarrow \sigma = c = \rho \cdot v_s \quad ; \quad c' = \rho v_i.$$

$$M_{\max} = M_G + M_Q \quad ; \quad \Delta M = M_Q.$$

$$P = \max \begin{cases} P_I = \frac{\Delta M}{S h_e} \\ P_{II} = \frac{M_{\max}}{\sigma_i + \rho v_s - d} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_I = \frac{(982,46 - 545,95) \cdot 10^2}{0,5 \cdot 230} = 379,6 \text{ t.} \\ P_{II} = \frac{982,46 \cdot 10^2}{162,23 + 0,5 \cdot 6777 - 11,12} = 531 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$P = \max(P_I ; P_{II}) = P_{II} = 531 \text{ t} \quad \text{la section est surcritique}$$

$P = 531 \text{ t}$ est la precontrainte du câble moyen.

relevage des câbles

Nous n'étudierons que la moitié de la poutre, cela en raison de sa symétrie.

- Partie centrale : tous les câbles sont placés à une excentricité maximale négative.
- Entre la partie centrale et l'appui : une zone de relevage qui a pour but de diminuer de l'intensité de la précontrainte.
- A l'appui : les câbles sont tous placés sur la face d'about de telle façon que leur centre de gravité coïncide avec celui de la section de cette manière le moment dû à la précontrainte est nul.

soit l_0 : γ longueur de relevage. $\frac{1}{4} \leq l_0 \leq \frac{1}{3}$ (L = portée)

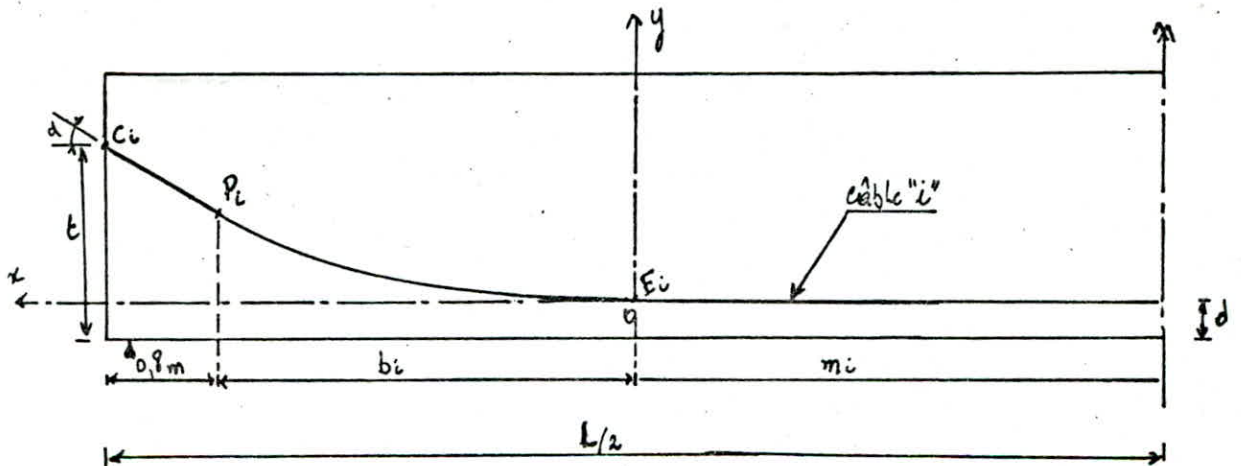
α : angle de relevage.

R : rayon de courbure des câbles $R \geq 800 \phi$

ϕ : diamètre du fil constituant le câble.

Les câbles relevés présentent une partie parabolique et une partie rectiligne (pour faciliter l'injection du coulis de ciment)

câbles d'about.



$E_i P_i$: tronçon parabolique

$P_i C_i$: tronçon rectiligne

b_i : projection horizontale du tronçon parabolique.

d : distance du câble "i" à la fibre inférieure.

E_i : point de relevage du câble "i"

C_i : point d'ancrage du câble "i"

t : distance du pt "C_i" à la fibre Inf.

L'Equation du tronçon parabolique $E_i P_i$ a pour equation $y = a x^2$
 La pente de la partie parabolique est egale à la pente de la
 partie rectiligne.

Pente de la parabole au point P_i . $y'(P_i) = (a \cdot b_i^2)'$

$$y'(P_i) = 2a \cdot b_i = \operatorname{tg} \alpha \quad (\text{pente de la droite})$$

$$\Rightarrow a = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{2 b_i}$$

$$y(P_i) = a \cdot b_i^2 = t - d - c_i P_i \sin \alpha$$

$$y = a \cdot b_i^2 = t - 0,80 \operatorname{tg} \alpha - d$$

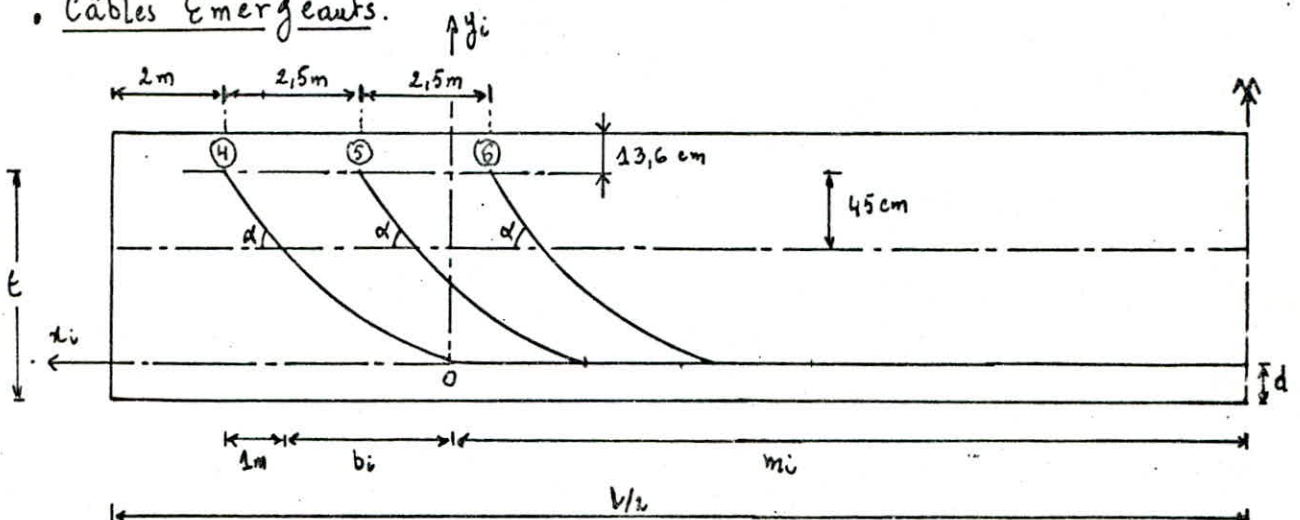
$$b_i^2 = \frac{t - 0,80 \operatorname{tg} \alpha - d}{a} = \frac{(t - 0,80 \operatorname{tg} \alpha - d)}{\operatorname{tg} \alpha} 2 b_i$$

$$b_i = \frac{2}{\operatorname{tg} \alpha} [t - 0,80 \operatorname{tg} \alpha - d] \quad \text{en [m]}$$

$$b_i = \frac{2}{\operatorname{tg} \alpha} (t - 80 \operatorname{tg} \alpha - d) \quad \text{en [cm]}$$

N° des câbles	t (cm)	d (cm)	y (cm)	α°	b_i [m]	a (m ⁻¹)	m_i (m)
③	167,3	7,25	130,97	20°	7,195	0,0253	8,005
②	117,3	7,25	87,13	16°	6,076	0,0236	9,124
①	67,3	7,25	42,97	12°	4,05	0,0262	11,15

• Câbles Emergeants.



Equation de la partie parabolique $y = ax^2$

avec α : angle standard de relevage $\alpha = 24,15^\circ$

pour $x = b_i$ ON a $y = a \cdot b_i^2$

pente de la parabole = pente de la droite \Rightarrow $a = \frac{tg \alpha}{2 b_i}$

$$t = 210 - 13,6 = 196,4 \text{ cm}$$

$$y = t - 45 - d = 151,4 - d.$$

au point $b_i \Rightarrow y = 151,4 - d = a \cdot b_i^2$

$$151,4 - d = \frac{tg \alpha}{2 b_i} \times b_i^2 \Rightarrow b_i = \frac{2(151,4 - d)}{tg \alpha}.$$

N° câbles	d [cm]	α°	b_0 [cm]	b_i [m]	a (m ⁻¹)	m_i [m]
④	15	24,15	100	6,084	0,03685	6,916
⑤	15	24,15	100	6,084	0,03685	4,416
⑥	15	24,15	100	6,084	0,03685	1,916

cable equivalent - f

Soit une section de béton précontraint traversée par plusieurs câbles ; ON peut remplacer fictivement l'ensemble des forces de précontraintes appliquées dans la section par chacune des câbles, par leur résultante P appliquée en un point E .
 L'ensemble des câbles peut être assimilé à un câble équivalent passant au pt E tangent à la ligne moyenne d'action de P et dont la tension en E est égale à P .
 L'ensemble de tout le point E donne le tracé du câble équivalent.

Soit P_m la force de précontrainte d'un câble
 N : étant la résultante de toutes les forces.

$$\left. \begin{aligned} N &= \sum P_m \cos \alpha = P_m \sum \cos \alpha \\ V &= \sum P_m \sin \alpha = P_m \sum \sin \alpha \end{aligned} \right\} N, V : \text{composantes de la précontrainte dans la section.}$$

si l'on appelle z : la distance du point d'application de chaque câble à la fibre inférieure, sur la section x .
 et \bar{z} : la distance du pr d'application de la résultante.

$$\text{On aura : } \left. \begin{array}{l} \sum z P \cos \alpha = \bar{z} \cdot N \\ \text{et comme } N = P \cdot \sum \cos \alpha \end{array} \right\} \Rightarrow \sum z P \cos \alpha = \bar{z} \cdot P \sum \cos \alpha.$$

$$\text{d'où } \bar{z} = \frac{\sum z \cdot P \cos \alpha}{P \sum \cos \alpha} = \frac{P \cdot \sum z \cos \alpha}{P \cdot \sum \cos \alpha}$$

$$\text{finalement : } \boxed{\bar{z} = \frac{\sum z \cos \alpha}{\sum \cos \alpha}}$$

Dans notre cas $z_i = t_i$: excentricité du câble à la fibre Inf.

• Section à l'about $x = 0,0L$.

Câbles	t_i [cm]	α_i°	$\sin \alpha_i$	$\cos \alpha_i$	z_i [cm]	$z_i \cos \alpha_i$	z_i^2
③	167,3	20°	0,342	0,940	167,3	157,3	27989,13
②	117,3	16°	0,276	0,962	117,3	112,7	13759,3
①	67,3	12°	0,208	0,978	67,3	65,82	4529,3
Σ			0,826	2,879		335,82	46277,9

\bar{z} : étant calculé jusqu'à la fibre Inf.

$$\bar{z} = \frac{\sum z \cos \alpha}{\sum \cos \alpha} = \frac{335,82}{2,879} = 116,6 \text{ cm.}$$

• Caractéristiques géométriques nettes de la poutre seule au 0,0DL (About)

Designations	Dimensions	B [cm ²]	\bar{z} [cm]	$S_0 = B \bar{z}$ [cm ³]	I_0 propre [cm ⁴]	I_0 [cm ⁴]
B, S_0, I_0 Bruts		10417		1221700,7		$1,93476 \cdot 10^8$
A déduire trous des câbles	$\frac{3\pi(6,5)^2}{4} \rightarrow$	99,55	116,6	11607,53	262,9	1535904,8
B, S_0, I_0 nets		10317,45		1210093,2		$1,9194 \cdot 10^8$

$$B \bar{z}^2 = 1535641,9 \text{ cm}^4$$

$$U_i = 117,27 \text{ cm}$$

$$I = 5,0021 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$U_s = 92,72 \text{ cm}$$

$$i^2 = 4848,2 \text{ cm}^2$$

$$e = -0,68 \text{ cm}$$

$$g = 0,44.$$

Caractéristiques géométriques nettes de la poutre + dalle à l'about $x=0,0L$.

Designations	Dimensions	B [cm ²]	Z [cm]	$S_0 = BZ$ [cm ³]	I_0 propre [cm ⁴]	I_0 [cm ⁴]
B, S_0, I_0 Bruts		15907		2429500,7		$4,59375 \cdot 10^8$
à déduire tous des câbles	$\frac{3\pi(6,5)^4}{4} \rightarrow 99,55 \text{ cm}^2$ $BZ^2 = 1535641,9$		116,6	11607,53	262,9	1535904,8
B, S_0, I_0 nets		15807,45		2417893,2		$4,5784 \cdot 10^8$

$$v_i' = 152,96 \text{ cm} \quad ; \quad v_s = 77,04 \text{ cm} \quad ; \quad e = -36,36 \text{ cm}$$

$$I = 8,7998 \cdot 10^7 \text{ cm}^4 \quad ; \quad i^2 = 5566 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \beta = 0,46.$$

Effort Normal pour le câble moyen à l'about.

$$N = P \sum \cos \alpha = \frac{531}{6} \cdot 2,879 = 254,8 \text{ t.}$$

$$N = 254,8 \text{ t}$$

Section à $\frac{l}{4} = 8 \text{ m}$.

câble ① : $b_1 + 0,80 = 4,85 \text{ m} < 8 \text{ m}$ le câble ① n'est pas encore relevé
 câble ② : $b_2 + 0,80 = 6,876 \text{ m} < 8 \text{ m}$ " " ② " " " "
 câble ③ : $b_3 + 0,80 = 7,995 \approx 8 \text{ m}$: commencement du relevage.

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0 \quad ; \quad y_1 = y_2 = y_3 = 0 \quad \text{à } x = \frac{l}{4}.$$

$$\text{câble ④} \quad x_4 = b_4 + 100 + 200 - 800 = 108,4 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha_4 = 2 \cdot a_4 \cdot x_4 = 2 \cdot 0,03685 \cdot 1,084 = 0,07989 \Rightarrow \alpha_4 = 4,6^\circ$$

$$y_4 = a_4 \cdot x_4^2 = 0,03685 \cdot (1,084)^2 = 0,0433 \text{ m} \Rightarrow y_4 = 4,33 \text{ cm}$$

$$\text{câble ⑤} \quad x_5 = b_5 + 100 + 450 - 800 = 358,4 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha_5 = 2 \cdot a_5 \cdot x_5 = 2 \cdot 0,03685 \cdot 3,584 \Rightarrow \alpha_5 = 14,8^\circ$$

$$y_5 = a_5 \cdot x_5^2 = 0,03685 \cdot (3,584)^2 \Rightarrow y_5 = 47,33 \text{ cm}$$

$$\text{câble ⑥} \quad x_6 = b_6 + 100 + 700 - 800 = 608,4 \text{ cm} \Rightarrow \alpha_6 = 24,15^\circ$$

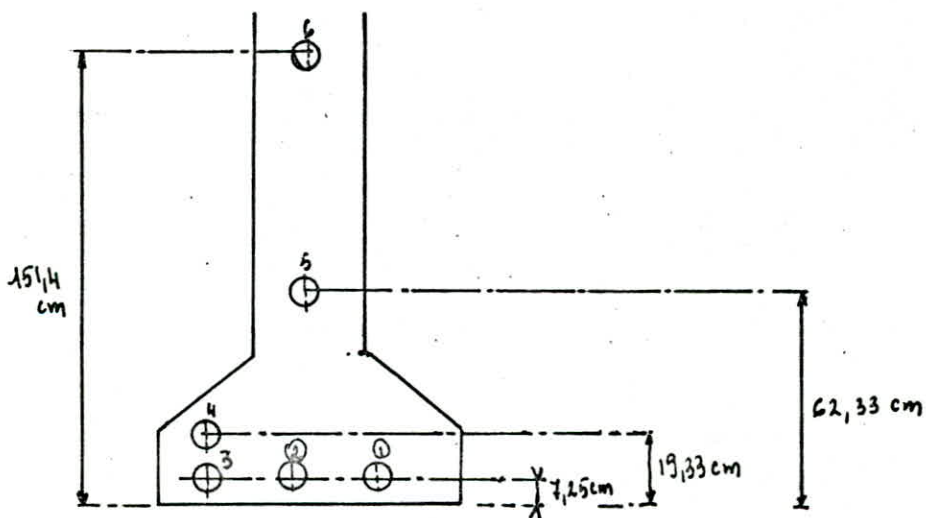
$$y_6 = 136,4 \text{ cm}$$

section à $l/4$.

câbles	α_i	$\sin \alpha_i$	$\cos \alpha_i$	z (cm)	$z \cos \alpha_i$	z^2
①	0	0	1	7,25	7,25	52,56
②	0	0	1	7,25	7,25	52,56
③	0	0	1	7,25	7,25	52,56
④	4,6	0,08	0,9968	19,33	19,27	373,65
⑤	14,8	0,2554	0,9668	62,33	60,26	3885,03
⑥	24,15	0,409	0,9125	151,4	138,15	22912,96
Σ	/	0,7744	5,8761	/	239,43	27338,32

$$z = \frac{\Sigma z \cdot \cos d}{\Sigma \cos d} = 40,75 \text{ cm}$$

• Positionnement des câbles à $l/4 = 8 \text{ m}$.



Caracteristiques geometriques nettes de la poutre seule en l/4

Designation	Dimensions	B [cm ²]	Z [cm]	S _D = BZ [cm ³]	I ₀ propre [cm ⁴]	I ₀ [cm ⁴]
B, S _D , I ₀ Bruts		7960		937509		1,56303 · 10 ⁸
à deduire trous des câbles	$\frac{6\pi(6,5)^2}{4}$ BZ = 907169,63	199	40,75	8109,25	525,74	907695,37
B, S _D , I ₀ nets		7761		929399,75		1,553953 · 10 ⁸

$U_i = 119,75 \text{ cm} \quad U_s = 90,25 \text{ cm} \quad ; \quad e = -79 \text{ cm}$

$I = 4,5 \cdot 10^7 \text{ cm}^4 \quad i^2 = 5682 \text{ cm}^2 \quad \rho = 0,52.$

Caracteristiques geometriques nettes de la poutre + dalle en l/4

Designation	Dimensions	B (cm ²)	Z [cm]	S _D = BZ [cm ³]	I ₀ [cm ⁴]	I ₀ · [cm ⁴]
I ₀ , S _D , B Bruts		13450		2145309		4,222 · 10 ⁸
à deduire trous des câbles	$\frac{6\pi(6,5)^2}{4}$	-199	40,75	8109,25	525,74	907695,37
B, S _D , I ₀ nets		13251		2137199,75		4,213 · 10 ⁸

$U_i = 161,3 \text{ cm} \quad U_s = 68,7 \text{ cm} \quad e = -120,55 \text{ cm}$

$I = 7,657 \cdot 10^7 \quad i^2 = 5778,4 \text{ cm}^2 \quad \rho = 0,52.$

Effort Normal pour le cable moyen à l/2

$N = P Z \cos \alpha = \frac{531}{6} \cdot 5,8761 = 520 \text{ t}$
N = 520 t

Coordonnées des cables

câble ① $x = b_1 + 80 - z$

câble ② $x = b_2 + 80 - z$

câble ③ $x = b_3 + 80 - z$

z_j [cm]	câble ①		câble ②		câble ③	
	x_1 [cm]	$y_1 = 0,0262 \cdot 10^{-2} \cdot x_1^2$ [cm]	x_2 [cm]	$y_2 = 0,0236 \cdot 10^{-2} \cdot x_2^2$ [cm]	x_3 [cm]	$y_3 = 0,0253 \cdot 10^{-2} \cdot x_3^2$ [cm]
80	$b_1 = 405$	42,97	607,6	87,13	719,5	130,97
100	385	38,83	587,6	81,5	699,5	123,8
150	335	29,4	537,6	68,2	649,5	106,73
200	285	21,3	487,6	56,1	599,5	90,93
250	235	14,5	437,6	45,2	549,5	76,4
300	185	9,97	387,6	35,45	499,5	63,14
350	135	4,8	337,6	26,9	449,5	51,12
400	85	1,9	287,6	19,5	399,5	40,4
450	35	0,32	237,6	13,3	349,5	30,9
485	0	0	202,6	9,7	314,5	25
500	/	0	187,6	8,3	299,5	22,7
600	/	0	87,6	1,8	199,5	10,1
697,6	/	0	0	0	111,9	3,17
700	/	0	/	0	99,5	2,5
799,5	/	0	/	0	0	0
800	/	0	/	0	/	0

câble ④ : $x_4 = b_4 + 100 + 200 - z$
 câble ⑤ : $x_5 = b_5 + 100 + 450 - z$
 câble ⑥ : $x_6 = b_6 + 100 + 700 - z$

z [cm]	câble ④		câble ⑤		câble ⑥	
	x_4 (cm)	$y_4 = 0,03685 \cdot 10^{-2} x_4^2$ [cm]	x_5 (cm)	$y_5 = 0,03685 \cdot 10^{-2} x_5^2$ (cm)	x_6 [cm]	$y_6 = 0,03685 \cdot 10^{-2} x_6^2$ [cm]
200	/	181,4	/	/	/	/
300	608,4	136,4	/	/	/	/
350	558,4	114,9	/	/	/	/
400	508,4	95,25	/	/	/	/
450	458,4	77,43	/	181,4	/	/
500	408,4	61,46	/	158,82	/	/
550	358,4	47,33	608,4	136,4	/	/
600	308,4	35	558,4	114,9	/	/
700	208,4	16	458,4	77,43	/	181,4
800	108,4	4,33	358,4	47,33	608,4	136,4
908,4	0	0	250	23	500	92,125
1000	/	0	158,4	9,24	408,4	61,46
1158,4	/	0	0	0	250	23
1200	/	0	/	0	208,4	16
1300	/	0	/	0	108,4	4,33
1408,4	/	0	/	0	0	0

Coordonnées du câble moyen. : pour $z=0$ on a : $y = 116,6$ cm

z [cm]	80	100	150	200	300	350	400	450	500	600	700	908,4	1158,4	1300	1408,4
y [cm]	94,3	88,6	75,36	63,36	40,17	58,6	48,45	39,67	57,7	45,95	29,5	30	14,96	11,85	11,12
				96,6				71,02			57,3				

fuseaux-limites

Le fuseau limite est une zone limitée par 2 courbes dans laquelle doit se trouver le centre de pression des forces et ce à n'importe quelle section pour que les sections soient toujours comprimées.

1^{er} fuseau limite

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le câble équivalent pour qu'il n'y ait pas de traction.

$$A = C - \frac{M_{\max}}{N}$$

$$A' = -c' - \frac{M_{\min}}{N}$$

$$M_{\max} = M_G + M_Q$$

$$M_{\min} = M_G$$

$$C = \rho v_i$$

$$c = \rho v$$

2^e fuseau limite.

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le câble équivalent pour que la contrainte maximale reste inférieure ou égale à la contrainte admissible (compression) sur les 2 fibres inférieure et extérieure, et ce quel que soit le cas de charges.

$$B = \delta - \frac{M_{\max}}{N}$$

$$B' = -\delta' - \frac{M_{\min}}{N}$$

$$\delta = \rho v_i \left[\frac{B \bar{\sigma}}{N} - 1 \right]$$

$$\delta' = \rho v_s \left[\frac{B' \bar{\sigma}}{N} - 1 \right]$$

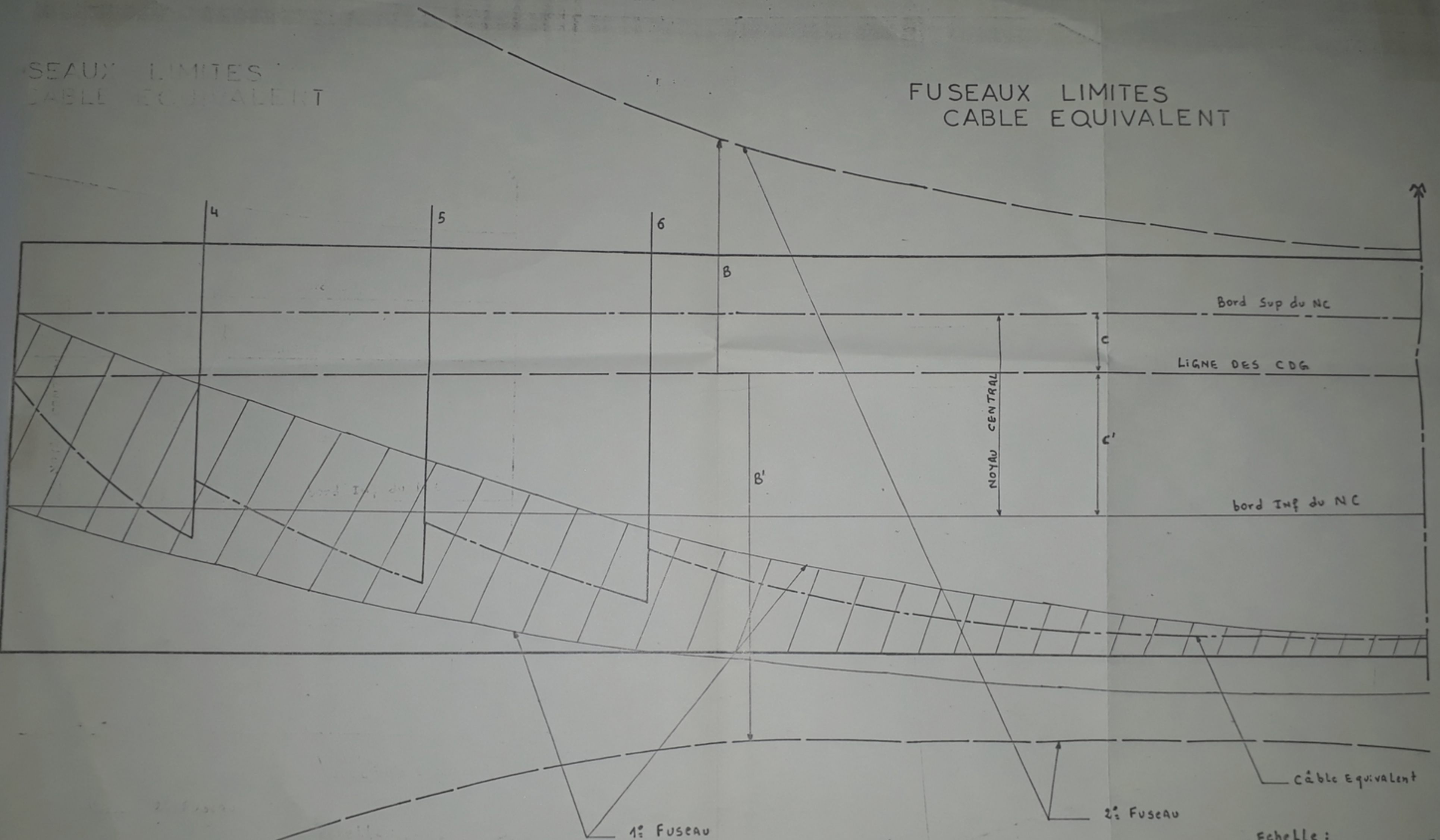
$$\text{avec } \bar{\sigma} = 0,42 \quad \bar{\sigma}'_{28} (\text{construction}) = 168 \text{ kg/cm}^2$$

tracé du 1^{er} fuseau limite.

Sections	N (t)	M _{min} (t.m)	M _{max} (t.m)	C' (cm)	C (cm)	-c' - $\frac{M_{\min}}{N} = A'$	C - $\frac{M_{\max}}{N} = A$	A' ≤ e ₀ ≤ A
0,0L	254,8	0	0	72,35	36,4	-72	36,4	-72,35 < 36,36 < 36,4
0,25L	520	410	730	83,87	35,72	-162,7	-104,66	-162,7 < -120 < -104,66
0,5L	531	545,95	912,46	81,115	33,885	-183,93	-151,1	-183,93 < -151,1 < -151,1

SEAUX LIMITES
CABLE EQUIVALENT

FUSEAUX LIMITES
CABLE EQUIVALENT



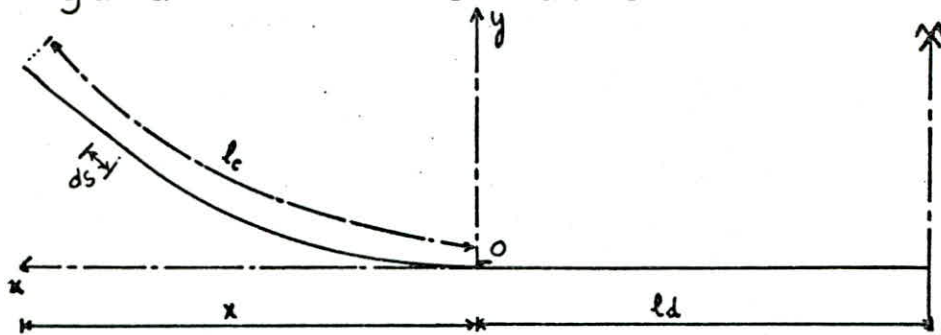
Echelle :
{ ordonnées : 1m → 5cm
{ abscisse : 1m → 2,5m

PB 01385
Avant P. 86

tracé du 2^e fuseau limite.

section	$N(t)$	M_{\min} t.m	M_{\max} t.m	Y (cm)	Y' (cm)	$-\delta' - \frac{M_{\min}}{N} = B'$	$\delta - \frac{M_{\max}}{N} = B$	$B' \leq e_0 \leq B$
0,0L	254,8	0	0	681,72	343,35	-343,35	681,72	-343,35 < 34,96 < 681,7
0,25L	520	410	730	257,2	117,2	-196,05	134,8	-196,05 < -120,56 < 134,8
0,5L	531	545,95	982,46	258,95	108,17	-210,98	73,93	-210,98 < -151,11 < 73,93

longueur totale des cables



$$l_{\text{totale}} = l_c + l_d.$$

q^e tronçon courbe : $y = ax^2 \rightarrow dy = 2ax \cdot dx$

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

Posons $2ax = \text{sh } t \rightarrow dx = \frac{1}{2a} \text{ch } t \cdot dt.$

$$l_c = \int \sqrt{1 + \text{sh}^2 t} \frac{\text{ch } t \cdot dt}{2a} = \int \frac{\text{ch}^2 t}{2a} dt$$

Comme : $\text{ch}^2 t = \frac{1}{2}(1 + \text{ch } 2t)$; Alors $l_c = \frac{1}{4a} \int (1 + \text{ch } 2t) dt = \frac{1}{4a} (t + \int \text{ch } 2t dt)$

$$l_c = \frac{1}{4a} (t + \frac{1}{2} \text{sh } 2t) \quad \text{or } \text{sh } 2t = 2 \text{sh } t \text{ ch } t.$$

$$l_c = \frac{1}{4a} [t + \text{sh } t \text{ ch } t] \quad \text{ch } t = \sqrt{1 + \text{sh}^2 t}$$

$$\text{sh } t \text{ ch } t = \text{sh } t \sqrt{1 + \text{sh}^2 t} \Rightarrow l_c = \frac{1}{4a} [t + \text{sh } t \sqrt{1 + \text{sh}^2 t}]$$

$$\text{sh } t + \text{ch } t = e^t, \quad \text{sh } t + \sqrt{1 + \text{sh}^2 t} = e^t \rightarrow t = \ln (\text{sh } t + \sqrt{1 + \text{sh}^2 t})$$

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

tableau donnant la longueur des câbles.

Cables	①	②	③	④	⑤	⑥
$a \cdot 10^4$	2,62	2,36	2,53	3,685	3,685	3,685
x (cm)	485	687,6	799,5	708,4	708,4	708,4
l_d (cm)	1115	912,4	800,5	691,6	441,6	191,6
l_c (cm)	490,17	699,5	820,8	739,4	739,4	739,4
l_t (m)	16,05	16,119	16,213	14,31	11,81	9,31

PERTES. ET. CHUTES DE . TENSION

PREAMBULE

La mise en tension d'un câble en un point est différente de l'effort qui lui a été appliqué par le vérin. cela est dû aux pertes et chutes de tension qui se sont produites entre l'instant de la mise en tension et la période de service.

ON distingue les pertes Instantanées et les pertes Différées.

Pertes Instantanées :

- frottement du câble sur sa gaine.
- tassement des organes d'ancrage (Recul d'ancrage)
- raccourcissement instantané du béton

Pertes Différées :

- chute due au fluage du béton
- chute due au retrait du béton
- chute due à la relaxation des Aciers.

Pertes instantanées

1) Pertes par frottement

Lors d'une mise en tension, le câble subit un allongement relatif par rapport à sa gaine. toute force de contact entre câble et gaine s'oppose à cet allongement. Elle produit donc une réaction "dP".
Considérons un tronçon courbe de rayon R, de longueur ds et d'angle au centre dd ; soit "f" le coefficient de frottement du câble sur sa gaine.

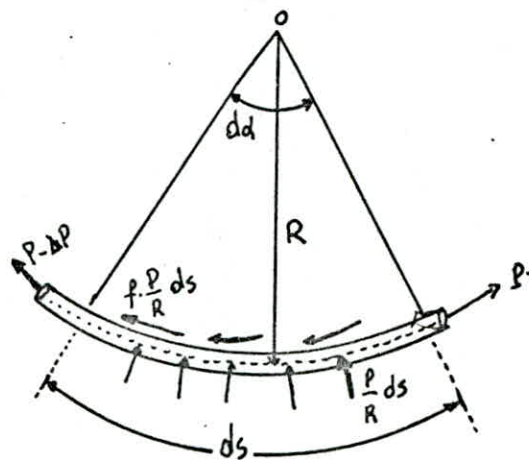
Soit P la tension dans le câble à l'entrée de la partie courbe le câble exerce sur sa gaine une contrainte radiale $\frac{P}{R} \cdot ds$

et une contrainte de frottement
 $dP = f \cdot \frac{P}{R} ds$

$$dP = -f \cdot \frac{P}{R} ds \Rightarrow \frac{dP}{P} = -\frac{f}{R} ds.$$

$$dd = \frac{ds}{R} \text{ car } ds = dd \cdot R$$

$$\Rightarrow \frac{dP}{P} = -\frac{f}{R} R \cdot dd \Rightarrow \underline{\underline{\frac{dP}{P} = -f \cdot dd}}$$



La solution de cette équation différentielle est $P(x) = P_0 \cdot e^{-f \cdot x}$

où P_0 : tension à l'origine de la courbure.

$P(x)$ - " - en un pt quelconque situé sur le tracé à une déviation angulaire α à partir de l'origine.

Dans les zones où la gaine est rectiligne, il n'y a en théorie aucun contact entre câble et gaine \Rightarrow pas de frottement. mais en pratique une gaine n'est jamais rigoureusement droite, elle présente des déviations parasites plus ou moins marquées selon la qualité de l'exécution. On devra donc tenir compte du coefficient de pertes sur ligne "C".

d'où $P = P_0 e^{-(f\alpha + \varphi l)}$: l : longueur totale du câble.

Le développement en série de la fonction $e^{-x} = 1 - \frac{x}{1} + \frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{3} + \dots$

En ne prenant que les 2 premiers termes on obtient :

$$\Delta \sigma_1 = (f\alpha + \varphi l) \sigma_0 \quad \text{avec } \alpha \text{ en radian.}$$

2) Recul d'ancrage.

Lors du transfert de l'effort de tension du verin à l'ancrage, il se produit un léger mouvement du câble vers le béton.

Le déplacement g : du câble est généré par les frottements entre câble et gaine. au bout d'une certaine longueur "x", la somme des efforts de frottements équilibre la perte de tension due au glissement du câble.

$$g = \frac{1}{Ea} \int_0^x \Delta \sigma(x) dx$$

$$\sigma_0 g = \sigma_0 e^{-2(f \cdot \frac{\alpha x}{2} + \varphi x)} \approx \sigma_0 \left[1 - 2x \left(f \cdot \frac{\alpha}{2} + \varphi \right) \right]$$

En admettant une déviation angulaire moyenne $\frac{\alpha}{2} \cdot x$ sur la longueur x

$$x = \sqrt{\frac{g \cdot Ea}{\sigma_0 (f \cdot \frac{\alpha}{2} + \varphi)}} \Rightarrow x = \sqrt{\frac{g \cdot l \cdot Ea}{\Delta \sigma_1}}$$

$$\Delta \sigma_2 = \sigma_0 - \sigma_0 g = 2 \sigma_0 \left[f \cdot d + \varphi l \right] \frac{x}{l} \Rightarrow \Delta \sigma_2 = 2 \Delta \sigma_1 \cdot \frac{x}{l}$$

3) Raccourcissement instantané du béton

En général une poutre comporte plusieurs câbles, l'ensemble des câbles assurant la précontrainte d'une m poutre ne sont pas tous mis en tension en même temps.

Le fait de ne pas tendre en même temps tous les câbles provoque une perte de tension. En effet une fois le 1^{er} câble tendu et ancré

la mise en tension du deuxième câble provoque un raccourcissement du béton, le 1^{er} câble tendu subit la même raccourcissement. Si la poutre comporte n câbles, le 1^{er} câble subit le raccourcissement de béton dû aux $(n-1)$ câbles suivants. et aussi de suite, seul le dernier câble ne subit aucune perte.

Soit $\frac{E_i}{n}$ le raccourcissement unitaire du béton.

$$\Delta \sigma_3 = \frac{E_i E_a}{n} \cdot A [(n-1) + (n-2) + \dots + 2 + 1] = \frac{1}{2} (n-1) E_i E_a A.$$

$$\Delta \sigma_3 = \frac{1}{2} (n-1) \frac{E_a}{E_i} \sigma'_{bj}$$

A : Aire totale des Armatures
 σ'_{bj} : contrainte probable du béton au

C.D.G. de aciers sous toutes les charges de longue durée y compris la précontrainte.

E_i : module de déformation longitudinal instantané du béton $E_i = 7590 \sqrt{\sigma'_j}$

Pertes différentes

1) Fluage du béton.

Le béton se déforme dans le temps sous l'action d'une contrainte fixe et indéfiniment appliquée. Cette dernière est environ le double de sa déformation instantanée.

$$\Delta \sigma_4 = 2 \sigma'_b \cdot \frac{E_a}{E_i}$$

σ'_b : contrainte finale du béton dans la section étudiée au C.D.G. des Aciers sous toutes les actions de longue durée y compris la précontrainte.

2) Retrait du béton.

Au cours de son durcissement, le béton subit une diminution de son volume appelé "retrait". En général ce retrait n'est pas terminé lorsque les câbles sont mis en tension. Les câbles solidaire du béton subissent le même raccourcissement.

$$\Delta \sigma_5 = E_r \cdot E_a$$

E_r : déformation de retrait.

3) Relaxation des Aciers

Un câble tendu à une contrainte σ_a voisine de la limite élastique et dont la longueur est maintenue constante, voit sa contrainte diminuer au cours du temps

on utilise des FT15 TBR

$$\Delta \sigma_6 = \max \left\{ \begin{array}{l} 9,6 f_{1000} \left(\frac{\sigma_{p1(x)}}{R_g} - 0,55 \right) \sigma_{p1(x)} \\ 4 \left(f_{3000} + \frac{215}{100} \right) \left(\frac{\sigma_{p1(x)}}{R_g} - 0,55 \right) \sigma_{p1(x)} \end{array} \right.$$

Principe de calcul.

On part de la tension initiale σ_{p0}
 les pertes instantanées sont:

- frottement $\rightarrow \Delta\sigma_1$
- Recul d'ancrage $\rightarrow \Delta\sigma_2$
- Raccourcissement $\rightarrow \Delta\sigma_3$

la contrainte après pertes instantanées est:

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3.$$

à partir de cette nouvelle contrainte on détermine la contrainte finale.

Pertes instantanées. $\Delta\sigma_4, \Delta\sigma_5, \Delta\sigma_6.$

la contrainte finale $\sigma = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_4 - \Delta\sigma_5 - \Delta\sigma_6.$

Application

$$R_g = 18490 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_g = 16550 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{p0} = 14792 \text{ kg/cm}^2.$$

Pertes instantanées

$$1) \text{ frottement : } \Delta\sigma_1 = (f \cdot \alpha + \varphi \cdot l) \sigma_{p0}$$

$$\text{avec } f = 0,17$$

$$\varphi = 0,0020 \text{ rd/m.}$$

. Entre l'appui et la section médiane.

câble	①	②	③	④	⑤	⑥
α°	12	16	20	24,15	24,15	24,15
l_t (m)	16,05	16,115	16,213	14,31	11,81	9,31
$\Delta\sigma_1$ kg/cm ²	1032,5	1220,4	1409,05	1545,6	1472,61	1397,7
$\Delta\sigma_i$ kg/cm ²	1220,65			1471,65		
$\Delta\sigma_2$ kg/cm ²	1364,15					

. Entre l'appui et l'émergence du câble ⑥

câble	①	②	③	④	⑤
α°	12°	16	20	24,15	24,15
l_t (m)	7,0517	7,119	7,1437	5,3712	2,514
$\Delta\sigma_1$ (kg/cm ²)	766,3	954,13	1140,75	1282,16	1196,6
$\Delta\sigma_i$ (kg/cm ²)	953,73			1238,88	
$\Delta\sigma_1$ (kg/cm ²)	1096,30				

Entre l'appui et l'émergence du câble (5)

Câbles	(1)	(2)	(3)	(4)
α°	12	16	20	24,15
l_t (m)	4,544	4,534	4,5386	2,514
$\Delta\sigma_1$ (kg/cm ²)	691,99	877,66	1063,7	1196,6
$\bar{\Delta\sigma}_1$ (kg/cm ²)	977,8			1196,6
$\Delta\sigma_1$ (kg/cm ²)	1037,2			

Entre l'appui et l'émergence du câble (4)

Câbles	(1)	(2)	(3)
α°	12°	16	20
l_t (m)	2	2	2,0477
$\Delta\sigma_1$ (kg/cm ²)	616,8	802,7	989,98
$\bar{\Delta\sigma}_1$ (kg/cm ²)	803,16		

2) Recul d'Ancrage.

$$X = \sqrt{\frac{g \cdot l_t \cdot E_a}{\Delta\sigma_2}}$$

$$\Delta\sigma_2 = 2 \Delta\sigma_1 \cdot \frac{X}{l_t}$$

$$E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$g = 0,009 \text{ m}$$

Exemple de calcul pour le câble (1) dans la section d'appui

$$l_t = 16,05 \text{ m}$$

$$\Delta\sigma_1 = 1032,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$g = 0,009 \text{ m}$$

$$X = \sqrt{\frac{9 \cdot 10^{-3} \cdot 16,05 \cdot 2,1 \cdot 10^6}{1032,5}} = 17,38 \text{ m}$$

$$\Delta\sigma_2 = 2 \Delta\sigma_1 \cdot \frac{X}{l_t} = 2236,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{câble (2)} \Rightarrow \Delta\sigma_2 = 2392,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{câble (3)} \Rightarrow \Delta\sigma_2 = 2563,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\Delta\sigma}_2 = 2397,3 \text{ kg/cm}^2$$

Au Milieu de la poutre $\Delta\sigma_2 = 0$ pour tous les câbles.

3) Raccourcissement Instantané du béton.

Ne connaissant pas la valeur de la contrainte σ_j' du béton. On estimera la valeur $\Delta\sigma_3 = 300 \text{ kg/cm}^2$.

Calcul de σ_{pi} $\sigma_{pi} = 14792 - 803,16 - 2397,2 - 300 = 11291,64 \text{ kg/cm}^2$.

Pertes Différées

1) fluage du Béton.

$$\Delta\sigma_4 = 2 \sigma_b' \cdot \frac{E_a}{E_c}$$

En partant d'une base de rupture $\sigma_b' = 0,42 \cdot 400 \cdot 0,7$.

$$\sigma_b' = 117,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 21000 \sqrt{\sigma_j'} = 21000 \sqrt{400} = 42 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_4 = 2 \cdot 117,6 \cdot \frac{2,1 \cdot 10^6}{42 \cdot 10^4} = 1176 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_4 = 1176 \text{ kg/cm}^2$$

2) Retrait du Béton.

$$\Delta\sigma_5 = \epsilon_r \cdot E_a$$

$$\epsilon_r = 2,5 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_5 = 2,5 \cdot 10^{-4} \cdot 2,1 \cdot 10^6 = 525 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_5 = 525 \text{ kg/cm}^2$$

3) Relaxation des Aciers.

La formule n'est applicable que si $\frac{\sigma}{R_g} \geq 0,55$

$$\sigma = 11291,64 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_g = 18490 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma}{R_g} = 0,61 > 0,55$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_6 = \max \begin{cases} 9,6 \cdot f_{1000} \left(\frac{\sigma}{R_g} - 0,55 \right) \sigma \\ 4 \left(f_{3000} + \frac{2,5}{100} \right) \left(\frac{\sigma_{pi}}{R_g} - 0,55 \right) \sigma \end{cases}$$

$$\text{avec } f_{1000} = 3\% \\ f_{3000} = 3,6\%$$

$$\Delta\sigma_6 = \max \begin{cases} 9,6 \cdot 0,03 \left(0,61 - 0,55 \right) 11291,64 = 195,12 \\ 4 \left(0,036 + \frac{2,5}{100} \right) \left(0,61 - 0,55 \right) 11291,64 = 165,3 \end{cases}$$

$$\text{d'où } \Delta\sigma_6 = 195,12 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICATION. DES. CONTRAINTES NORMALES

Phases d'exécution

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

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

- la section résistante et 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 et entretoise.
- précontrainte résiduelle de la 1^{re} série de câbles

la section résistante et toujours la poutre seule.

Phase 3 : La dalle en durcissant participe à la résistance. ON procède à la 2^{de} mise en tension des câbles émergents

Les contraintes sont :

- poids propre de la poutre.
- poids de la dalle et entretoise
- précontrainte résiduelle de la 1^{re} série de câbles.
- précontrainte de la 2^{de} 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 et entretoises
- poids de 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.

determination de la contrainte initiale de calcul

La mise en tension des câbles au milieu et donnée par le tableau ci-après.
toutes les contraintes sont en $[kg/cm^2]$

câble	①	②	③	④	⑤	⑥
longueur câble [m]	16,05	16,119	16,213	14,31	11,81	9,31
angle relevage ($^\circ$)	12°	16°	20°	24,15°	24,15°	24,15°
longueur relevage	4,9017	6,995	8,208	7,394	7,394	7,394
Contrainte Service	9455,3	9455,3	9455,3	9455,3	9455,3	9455,3
Frottement.	1032,5	1220,4	1409,05	1545,6	1471,65	1397,7
Recul d'ancrage	0	0	0	0	0	0
Raccourcissement	300	300	300	300	300	300
Fluage	1176	1176	1176	1176	1176	1176
Retrait	525	525	525	525	525	525
Relaxation	195,12	195,12	195,12	195,12	195,12	195,12
Contrainte Initiale.	12683,92	12871,82	13060,47	13197,02	13123,07	13049,12

On obtient la contrainte initiale en faisant la moyenne des contraintes initiales.

$$\sigma_{\text{initiale}} = 12997,6 \text{ kg/cm}^2$$

Verification des contraintes normales

. Caracteristiques geometriques des sections.

SECTIONS	Poutre SEULE	Poutre + Dalle.
B $[cm^2]$	7761	13251
V_s [cm]	89,5	67,77
V_i [cm]	120,5	162,23
I $[cm^4]$	$4,3572 \cdot 10^7$	$7,3364 \cdot 10^7$
i^2 $[cm^2]$	5614,22	5536,5
W_s $[cm^3]$	486837,99	1082543,9
W_i $[cm^3]$	361593,36	452222,15
e [cm]	-109,4	-151,11

Phase 1

Avant la mise en tension

contrainte initiale : $\sigma_{init} = 12997,6 \text{ kg/cm}^2$.Précontrainte des câbles : $3(12997,6) \times 9,73 = 379399,94 \text{ kg}$

. Contraintes en gerdées .

$$F.I. \quad \sigma_{comp} = \frac{379399,94}{7761} \left(1 + \frac{(109,4)(120,5)}{5614,22} \right) = +163,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S. \quad \sigma_{trant} = \frac{379399,94}{7761} \left(1 - \frac{(109,4)(79,5)}{5614,22} \right) = -36,4 \text{ kg/cm}^2.$$

. Contraintes en gerdées par la poutre .

$$M = 256,55 \text{ t.m}$$

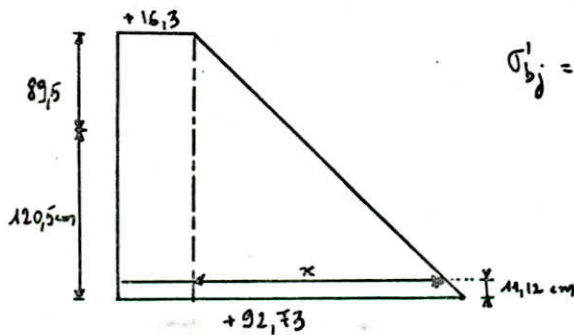
$$F.I. \quad \sigma = -70,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S. \quad \sigma = +52,7 \text{ kg/cm}^2.$$

Contraintes effectives.

$$F.I. \Rightarrow +163,68 - 70,95 = +92,73 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S. \Rightarrow -36,4 + 52,7 = +16,3 \text{ kg/cm}^2.$$

Valeur de $\Delta\sigma_3$: raccourcissement instantané du béton.

$$\sigma'_{bj} = x + 16,3$$

$$\frac{x}{199,88} = \frac{92,73 - 16,3}{210} = 0,364$$

$$\Rightarrow x = 72,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{bj} = 16,3 + 72,4 = 88,7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Delta\sigma_3 = \frac{1}{2} (n-1) \frac{E_a}{E_c} \sigma'_{bj} = \frac{1}{2} (3-1) \frac{21 \cdot 10^6}{42 \cdot 10^4} \times 88,7 = 443,5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Delta\sigma_3 = 443,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Pertes Instantanées.

$$\Delta\sigma_1 = 1220,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_2 = 0 \text{ "}$$

$$\Delta\sigma_3 = 443,5 \text{ "}$$

$$\Sigma \Delta\sigma_i = 1664,15 \text{ kg/cm}^2.$$

Pertes différées

$$\Delta\sigma_4 = 1176 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_5 = 525 \text{ "}$$

$$\Delta\sigma_6 = 195,12$$

$$\Sigma \Delta\sigma_d = 1896,12 \text{ kg/cm}^2.$$

Contrainte de service : $\sigma_a = 9455,3 \text{ kg/cm}^2$.Contrainte initiale : $\sigma_a + \Sigma \Delta\sigma_i + \Sigma \Delta\sigma_d = 13015,6 \text{ kg/cm}^2$.

La 1^{ère} série de câbles va subir une perte égale aux pertes instantanées car la vérification de cette 1^{ère} phase se fera à quelque jours seulement de la mise en tension.

Contrainte résiduelle : $13015,6 - 1664,15 = 11351,45 \text{ kg/cm}^2$
 Force de précontrainte $\Rightarrow 3(11351,45 \times 9,73) = 331348,83 \text{ kg}$.

Fibre	CONTRAINTES [kg/cm^2]		
	Elementaires		Effectives
	1 ^{re} série de câbles	pois poutre	
F.I	+142,94	-70,95	+71,99
F.S	-31,76	+52,7	+20,94

Les contraintes sont obtenues après avoir tiré directement les câbles d'about à 100%. Il faut donc vérifier que les contraintes effectives obtenues sur la fibre I_{up} et I_{up} ne dépassent pas la contrainte du béton (en compression) soit à $2j$

$$j < 28 \Rightarrow \sigma'_j = 0,685 \sigma'_{28} \cdot \log(j+1) \quad \text{D'après L'IP 2.}$$

$$\text{à } j=2 \Rightarrow \sigma'_j = 0,685 \cdot 400 \cdot \log(2+1) = 130,7 \text{ kg/cm}^2.$$

En phase de construction la contrainte admissible de compression est

$$\bar{\sigma}'_b = 0,66 \cdot \sigma'_j = 0,66 \cdot 130,7 = +86,26 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F.I : +71,99 < +86,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S : +20,94 < +86,26 \text{ "}$$

On peut donc tirer les câbles d'about en phase 1 à 100%.

Phase 2.

• Première série de câbles : (câbles d'about)

Elle va subir une perte estimée à $\frac{1}{3} \text{ I.D.P.}$

$$\text{Contrainte résiduelle : } 11351,45 - \frac{1}{3} 1896,12 = 10719,41 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Force de précontrainte : } 3 \cdot (10719,41) \times 9,73 = 312899,6 \text{ kg}.$$

Contraintes en gendrées.

$$F.I : \frac{312899,6}{7761} \left(1 + \frac{(109,4)(120,5)}{5614,22} \right) = +134,98 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S : \frac{312899,6}{7761} \left(1 - \frac{(109,4)(89,5)}{5614,22} \right) = -29,99 \text{ kg/cm}^2.$$

On considère la dalle comme surcharge.

$$M_{dalle} = 200,4 \cdot t \cdot m$$

$$F.I \quad - \frac{200,4 \cdot 10^5}{361593,36} = -55,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S \quad + \frac{200,4 \cdot 10^5}{486837,99} = +41,16 \text{ kg/cm}^2.$$

Fibre	CONTRAINTES [kg/cm ²]			EFFECTIVES
	ELEMENTAIRES			
	1 ^{re} serie de cables	Poutre	dalle	
F. I	+134,98	-70,95	-55,4	+8,63
F. S	-29,99	+52,7	+41,16	+63,87.

Phase 3 Section résistante poutre + dalle

1^{re} serie d'armatures

$$\text{Contrainte résiduelle} = 10719,41 - \frac{1}{3} \cdot 1896,12 = 10087,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Force de précontrainte} : 3(10087,37) \cdot 9,73 = 294450,33 \text{ kg}$$

$$F.I : \frac{294450,33}{13251} \left(1 + \frac{(151,11)(162,23)}{5536,5} \right) = +120,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S : \frac{294450,33}{13251} \left(1 - \frac{(151,11)(67,77)}{5536,5} \right) = -18,88 \text{ kg/cm}^2$$

Deuxième serie d'armatures

$$\Delta\sigma_1 = 1471,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_2 = 0$$

$$\Delta\sigma_3 = 443,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Sigma \Delta\sigma_i = 1915,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Sigma \Delta\sigma_d = 1896,12 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Contrainte initiale} : 9455,3 + 1915,3 + 1896,12 = 13266,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Contrainte résiduelle} : 13266,57 - 1915,15 = 11351,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Force de précontrainte} : 3 \cdot (11351,42) \cdot 9,73 = 331347,95 \text{ kg}$$

$$F.I : \frac{331347,95}{13251} \left(1 + \frac{(151,11)(162,23)}{5536,15} \right) = +135,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S : \frac{331347,95}{13251} \left(1 - \frac{(151,11)(67,77)}{5536,15} \right) = -21,25 \text{ kg/cm}^2.$$

Contraintes engendrées par la poutre

$$F.I : - \frac{256,55 \cdot 10^5}{452222,15} = -56,73 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S : + \frac{256,55 \cdot 10^5}{1082543,9} = +23,7 \text{ kg/cm}^2.$$

Contraintes engendrées par la dalle + entretoises + predalle

$$F.I - \frac{215,25 \cdot 10^5}{452222,15} = -47,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S + \frac{215,25 \cdot 10^5}{1082543,9} = +19,9 \text{ kg/cm}^2$$

CONTRAINTES [kg/cm ²]					
Fibre	ELEMENTAIRES				Effectives
	1 ^o serie de câbles	2 ^o serie de câbles	poutre	Dalle + predalle + entretoise	
F.I	+120,6	+135,7	-56,73	-47,6	+151,97
F.S	-18,88	-21,25	+23,7	+19,9	+3,47

Phase 4.

La 1^o serie d'armature va subir une perte de $\frac{1}{3} \Sigma OS$.

$$\text{contrainte residuelle} : 10087,37 - \frac{1}{3}(1896,12) = 9455,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Force de precontrainte} : 3(9455,33) \times 9,73 = 276002,1 \text{ kg.}$$

$$F.I : +113,04 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S : -17,7 \text{ kg/cm}^2$$

La 2^o serie d'armatures subit une perte estimés à $\frac{1}{3} \Sigma OS$.

$$\text{contrainte residuelle} : 11351,42 - \frac{1}{3}(1896,12) = 10719,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Force de precontrainte} : 10719,38 \times 3 \times 9,73 = 312898,7 \text{ kg.}$$

$$F.I : +128,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S : -20,06 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes engendrées par la charge permanente

$$M_m = +545,95 \text{ t.m}$$

$$F.I - \frac{545,95 \cdot 10^5}{452222,15} = -120,73 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S + \frac{545,95 \cdot 10^5}{1082543,9} = +50,43 \text{ kg/cm}^2$$

Fibres	CONTRAINTES [kg/cm ²]			EFFECTIVES
	ELEMENTAIRES			
	1 ^{re} serie cables	2 ^{de} serie cables	M _m (charge perm)	
F. I	+113,04	+128,13	-120,73	+120,44
F. S	-17,7	-20,06	+50,43	+12,67

PHASE 5

ON applique les surcharges civiles et militaires
c'est une phase dite en "Service"

• Surcharges civiles (Bc + trottoirs)

$$M_1 = 276,26 + 6,76 = 283,02 \text{ t.m}$$

Contraintes.

$$F.I : - \frac{283,02 \cdot 10^5}{452222,15} = -62,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S : + \frac{283,02 \cdot 10^5}{1082543,9} = +26,14 \text{ kg/cm}^2$$

Fibre	Contraintes [kg/cm ²]				Effectives
	ELEMENTAIRES				
	1 ^{re} serie de cables	2 ^{de} serie de cables	M _m (poids propre)	M ₂	
F.I	+113,04	+113,05	-120,73	-62,6	+42,76
F.S	-17,7	-17,7	+50,43	+26,14	+41,17

ceci car la 2^{de} serie de cables subit une perte egale à $\frac{2}{3} \cdot 200$
car en cette phase toutes les pertes sont consommées

contrainte residuelle : $10719,38 - \frac{2}{3} \cdot 1896,12 = 9455,3 \text{ kg/cm}^2$
force de precontraintes $3 \cdot 9455,3 \times 9,73 = 276000,2 \text{ kg}$

$$F.I : +113,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S : -17,7 \text{ kg/cm}^2$$

• Surcharges militaires (D + trottoirs)

$$M_2 = 429,75 + 6,76 = 436,51 \text{ t.m}$$

$$F.I : - \frac{436,51 \cdot 10^5}{452222,15} = -96,52 \text{ kg/cm}^2$$

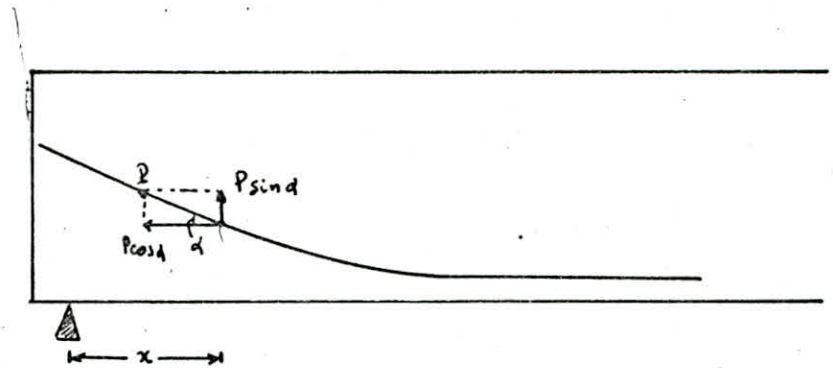
$$F.S : + \frac{436,51 \cdot 10^5}{1082543,9} = +40,32 \text{ kg/cm}^2$$

CONTRAINTES [kg/cm ²]					
Fibre	Elementaires				
	1 ^{er} xrie cables	2 ^{es} xrie cables	M _m (poid. p.)	M ₂	
F.I	+113,04	+113,05	-120,73	-96,52	+8,84
F.S	-17,7	-17,7	+50,43	+40,32	+55,35

en phase (5)

$$\sigma_{comp} = 0,42 \sigma_{27}^I = 0,42 \cdot 400 = 168 \text{ kg/cm}^2.$$

VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTES



Soit dans la section d'une poutre précontrainte de relevage des câbles. Introduit deux composantes pour la force de précontrainte.

$$N = \sum P \cos \alpha$$

$$V = \sum P \sin \alpha$$

\$P\$: étant la force de précontrainte par câble

\$N\$: composante normale

\$V\$: composante verticale

Il en résulte donc dans cette section considérée un effort tranchant réduit \$T_r\$

$$T_r = T - \sum P \sin \alpha$$

\$T\$: effort tranchant dû aux sollicitations externes.

EVALUATION DES CONTRAINTES

• Contrainte de cisaillement

$$\tau = \frac{T_r}{b_0 \cdot z}$$

\$b_0\$: largeur nette.

\$z\$: bras de levier

• Contrainte de cisaillement admissible

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

\$\sigma_g\$: contrainte au niveau du CDG
 \$\bar{\sigma}'\$, \$\bar{\sigma}\$: contraintes admissibles de traction et de compression

ON devra toujours vérifier : $\tau \leq \bar{\tau}$

CONTRAINTES ADMISSIBLES

construction

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma} = 0,55 \times 31 = 17,05 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}' = 0,55 \times 400 = 220 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

service

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma} = 0,42 \times 31 = 13,02 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}' = 0,42 \times 400 = 168 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$z = t_i - v_i : \text{excentricité}$$

$$e = \frac{\sum z \cdot \cos \alpha}{\sum N \cos \alpha}$$

. POUTRE SEULE. (section d'about)

câbles	t_i [cm]	v_i [cm]	z [cm]	α	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	$z \cos \alpha$ [cm]
③	167,3	117,3	50	20°	0,940	0,341	47
②	116,6	117,3	-0,7	16°	0,961	0,276	-0,67
①	67,3	117,3	-50	12°	0,978	0,209	-48,9

$$\left. \begin{aligned} \sum z N \cos \alpha &= N (-2,57) = -2,57 N \\ \sum N \cos \alpha &= N (2,879) = 2,879 N \end{aligned} \right\} e = -0,893 \text{ cm}$$

. Poutre + dalle (section d'about)

câbles	t_i [cm]	v_i [cm]	z [cm]	α	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	$z \cos \alpha$ [cm]
③	167,3	152,96	14,34	20	0,940	0,342	13,48
②	116,6	152,96	-36,36	16	0,961	0,276	-34,94
①	67,3	152,96	-85,66	12°	0,978	0,209	-83,8

$$\left. \begin{aligned} \sum z N \cos \alpha &= -105,26 N \\ \sum N \cos \alpha &= 2,879 N \end{aligned} \right\} e = -36,36 \text{ cm.}$$

. Section d'about.

Section	B (cm ²)	I (cm ⁴)	v_s (cm)	v_i (cm)	i^2 (cm ²)	e (cm)
Poutre seule	10317,45	5,0021 · 10 ⁷	92,7	117,3	4848,2	-0,68
Poutre + dalle	15807,45	8,7998 · 10 ⁷	77,04	152,96	5566	-36,36

Phase 1

Pertes Instantanées

$$\Delta \sigma_1 = 0$$

$$\Delta \sigma_2 = 2397,3$$

$$\Delta \sigma_3 = 443,5$$

$$\sum \Delta \sigma_i = 2840,8 \text{ kg/cm}^2$$

Pertes différées

$$\sum \Delta \sigma_d = 1896,12 \text{ kg/cm}^2$$

contrainte initiale : $9455,3 + 2840,8 + 1896,12 = 14192,22 \text{ kg/cm}^2$

contrainte résiduelle : $14192,22 - 2840,8 = 11351,42 \text{ kg/cm}^2$

Précontrainte par câble : $11351,42 \times 9,73 = 110449,31 \text{ kg.}$

$$N = \sum P \cos \alpha = 110449,31 (0,940 + 0,961 + 0,978) = 318204,46 \text{ kg}$$

$$V = \sum P \sin \alpha = 110449,31 (0,341 + 0,276 + 0,209) = 91231,13 \text{ kg}$$

$$Tr = T_{\text{poutre}} - 91231,13 = 32068,8 - 91231,13 = -59162,33 \text{ kg}$$

$$b_0 = 37 - 6,5 = 30,5 \text{ cm} \quad S = 322312,53 \text{ cm}^3 \quad z = \frac{I}{S}$$

$$I = 5,0021 \cdot 10^7 \text{ cm}^4 \quad \Rightarrow \quad z = 155,19 \text{ cm}$$

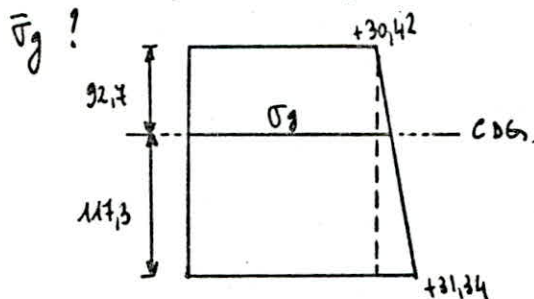
$$\bar{\sigma} = \frac{Tr}{b_0 \cdot z} = -12,5 \text{ kg/cm}^2$$

contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}$

contrainte engendrée par N

$$F.I : +31,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S : +30,42 \text{ kg/cm}^2$$



$$\sigma_g = 30,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}^2 = \frac{17,05}{220} (220 - 30,83)(17,05 + 30,83)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma} = 26,49 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{or } \bar{\sigma} = 26,49 \text{ kg/cm}^2 > |\bar{\sigma}| = 12,5 \text{ kg/cm}^2$$

Phase 2.

la 1^{re} série d'armatures va subir une perte ultime $\approx \frac{1}{3} \Sigma \Delta \sigma_d$.

$$\text{contrainte résiduelle} : 11351,42 - \frac{1}{3} (1896,12) = 10719,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Précontrainte par câble} : 10719,38 \times 9,73 = 104299,56 \text{ kg}$$

$$N = 300278,43 \text{ kg}$$

$$V = 86151,44 \text{ kg}$$

contrainte de cisaillement $\bar{\tau}$

$$Tr = T_{\text{poutre}} + T_{\text{câble}} - V = 32068,8 + 25975,7 - 86151,44$$

$$Tr = -28106,94 \text{ kg}$$

$$\bar{\tau} = - \frac{28106,94}{30,5 \times 155,19} = -5,9 \approx -6 \text{ kg/cm}^2$$

contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}$

contrainte engendrée par N

$$F.I : +29,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S : +28,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_g = 29,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau} = 26,13 \text{ kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad |\bar{\tau}| = 6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 26,13 \text{ kg/cm}^2$$

Phase 3

La 1^{re} série d'armatures va encore subir une perte de $\frac{1}{3}$ ZDS.

$$\text{Contrainte résiduelle: } 10719,38 - \frac{1}{3} \cdot 1896,12 = 10087,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Précontrainte par câble: } 10087,34 \times 9,73 = 98149,82 \text{ kg}$$

$$N = 98149,82 (0,940 + 0,961 + 0,978) = 282573,33 \text{ kg}$$

$$V = 98149,82 (0,341 + 0,276 + 0,209) = 82071,75 \text{ kg}$$

Contrainte de cisaillement $\bar{\sigma}$. (section résistante : poutre + dalle)

$$Tr = 32068,8 + 25975,7 = 82071,75 = -23027,25 \text{ kg}$$

$$b_0 = 30,5 \text{ cm} \quad I = 8,7998 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$S = 524185,93 \text{ cm}^3 \quad z = \frac{I}{S} = 167,87 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma} = - \frac{23027,25}{30,5 \times 167,87} = -4,5 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte de cisaillement admissible $\bar{\bar{\sigma}}$

Contraintes engendrées par N :

$$F.I : +35,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S : +8,81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} F.I : +35,72 \text{ kg/cm}^2 \\ F.S : +8,81 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \sigma_g = 17,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\bar{\sigma}} = 23,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } |\bar{\sigma}| = 4,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\bar{\sigma}} = 23,4 \text{ kg/cm}^2$$

Phase 4

La 1^{re} série de câbles subit une perte de $\frac{1}{3}$ ZDS.

$$\text{Contrainte résiduelle: } 10087,34 - \frac{1}{3} \cdot 1896,12 = 9455,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Précontrainte par câble: } 9455,3 \times 9,73 = 92000,1 \text{ kg}$$

$$N = 264868,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = 75992,1 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte de cisaillement $\bar{\sigma}$.

$$Tr = 68243,7 - 75992 = -7748,5 \text{ kg} \Rightarrow \bar{\sigma} = - \frac{7748,5}{30,5 \times 167,87} = -1,52 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte de cisaillement admissible $\bar{\bar{\sigma}}$

Contraintes engendrées par N

$$F.I : +33,47 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S : +8,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} F.I : +33,47 \text{ kg/cm}^2 \\ F.S : +8,3 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \sigma_g = 16,73 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\Rightarrow |\bar{\sigma}| = 1,52 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\bar{\sigma}} = 23 \text{ kg/cm}^2$$

Phase 5

La contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}$ est la même que pour la phase précédente $\bar{\tau} = 23 \text{ kg/cm}^2$.

• Contrainte de cisaillement τ pour la surcharge civile
Bc + trottoir $\Rightarrow T = 40940 \text{ kg}$

$$\Rightarrow Tr = 40940 - 7748,5 = 33191,5 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{33191,5}{30,5 \cdot 167,87} = + 6,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \tau = 6,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 23 \text{ kg/cm}^2$$

• Contrainte de cisaillement τ pour les surcharges Militaires

$$D + trottoir \Rightarrow T = 54590 \text{ kg}$$

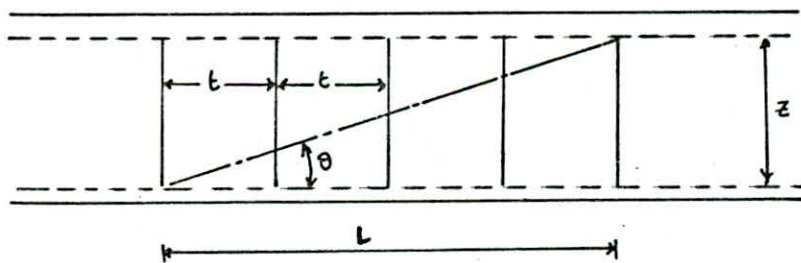
$$Tr = 54590 - 7748,5 = 46841,5 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{46841,5}{30,5 \cdot 167,87} = 9,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$|\tau| = 9,15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 23 \text{ kg/cm}^2$$

armatures transversales

Nous avons à vérifier que l'état de contraintes est ve l'intérieur du domaine de sécurité, toutefois il faut armer l'âme avec des étriers verticaux pour reprendre les risques de ruines et de reprise de bétonnage.



Selon la théorie du treillis de Ritter - Morsch, En tenant compte d'une obliquité des fissures différente de $\frac{\pi}{4}$, des bielles sont supposées découpées par les fissures dont la direction est normale à la contrainte de traction.

$$\text{tg } 2\theta = \frac{2\tau}{\sigma_g}$$

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

soit n le nb de cadres

$$\left. \begin{array}{l} L = nt \\ L = \frac{z}{\text{tg } \theta} \end{array} \right\} n = \frac{z}{t \cdot \text{tg } \theta}$$

$$\bar{\sigma}'_a = f'_a \sigma_{cn} \quad \text{on doit avoir} \quad \frac{T}{n \cdot A'_b} \leq \bar{\sigma}'_a$$

$$\Rightarrow \frac{t \cdot \operatorname{tg} \theta \cdot T}{z \cdot A'_b} \leq \bar{\sigma}'_a \quad \Rightarrow \quad t = \frac{\bar{\sigma}'_a \cdot z \cdot A'_b}{\operatorname{tg} \theta \cdot T}$$

$$\text{et} \quad \bar{E} \leq \begin{cases} h_t (1,25 - 0,95 \frac{\sigma}{E}) \\ b_0 (5 - 2 \frac{\sigma}{E}) \\ 4 b_0. \end{cases} \quad \text{bo: épaisseur de l'âme}$$

$$f'_a = \begin{cases} 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma}{E} \right)^2 \\ \frac{2}{3} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{si il n'y a pas reprise de bétonnage} \\ \text{reprise de bétonnage.} \end{array}$$

$$f'_a = \frac{2}{3} \quad \sigma_{cn} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad A'_b = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ (T10)}$$

$$h_t = 210 \quad b_0 = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui:} \quad \sigma = 12,5 \text{ kg/cm}^2 \quad E = 26,49 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = 59162,33 \text{ kg} \quad \sigma_g = 30,83 \text{ kg/cm}^2; \quad \bar{E} = 155,19 \text{ cm}$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{2\sigma}{\sigma_g} = \frac{2 \cdot 12,5}{30,83} \Rightarrow \theta = 19,52^\circ$$

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

$$t: \text{espace ment} \quad t = \frac{2800 \cdot 155,19 \cdot 1,57}{0,3545 \cdot 59162,33} = 32,5 \text{ cm}$$

$$\text{Espacement limite.} \quad \bar{E} \leq \begin{cases} 210 (1,25 - 0,95 \frac{12,5}{26,49}) = 168,36 \text{ cm} \\ b_0 (5 - 2 \frac{12,5}{26,49}) = 81,12 \text{ cm} \\ 4 \cdot 20 = 80 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\text{On prendra un espacement} \quad t = 30 \text{ cm}$$

armatures longitudinales

Selon l'article 15 de l'I.P.1. Le pourcentage minimal des armatures longitudinales peut être pris égal à la moitié des armatures transversales

$$\bar{w}_l = 0,5 \bar{w}_t = 0,5 \cdot w_t$$

$$\bar{w}_t = 0,25 \frac{210}{210 \cdot 3 \cdot 20} = 0,19 \%$$

$$\bar{w}_l = 0,5 \times 0,19 = 0,095 \%$$

$$A_{\min} = B_{\text{appui}} \bar{w}_l = 37 \cdot 210 \cdot \frac{0,19}{100} = 7,4 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } B_{\text{appui}}: \text{action âme}$$

$$\text{on prendra } 10 \text{ T10} \Rightarrow (A = 7,85 \text{ cm}^2)$$

cadres du talon

Selon l'IP1 $\sigma'_{27} = 7 + 0,06 \sigma_{27} = 31 \text{ kg/cm}^2$

enrobage $c = 7 \text{ cm}$.

$$\frac{Et}{c} = c \cdot \frac{\sigma'_{27}}{\sigma_{en}} \cdot 100 = 7 \cdot \frac{31}{4200} \times 100 = 5,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on prendra 5 T 12 ($1,13 \text{ cm}^2$)

Espacement dans la zone d'about. $c \geq 1,3 D$ (D : diamètre de gaine)

$$t = \frac{1,13}{5,17} \times 100 = 21,8 \text{ cm} \Rightarrow t = 22 \text{ cm}$$

$$c \geq 1,3 D \Rightarrow t = 15 \text{ cm.}$$

ETUDE DE LA ZONE D'ABOUT

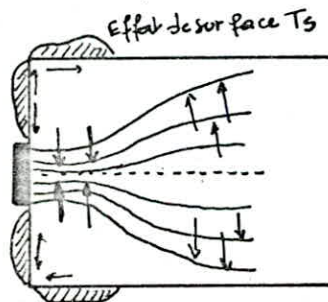
PREAMBULE.

Aux Abouts de poutres précontraintes il est nécessaire de combiner les efforts d'ancrage avec ceux dus aux réactions d'appui et à l'effort tranchant en tenant compte de ce que la précontrainte n'a son plein effet qu'à une certaine distance de son point d'application. Cette distance est appelée zone de régularisation des contraintes: elle se trouve être le siège d'efforts complexes.

L'étalement des forces de précontrainte s'effectue, dans cette zone, dans le plan moyen de la poutre et dans tout plan perpendiculaire à la poutre.

EVALUATION DES EFFORTS

Sur une très courte distance, la trajectoire des efforts de compression dus à la force de précontrainte, présente derrière l'ancrage une convexité correspondant aux efforts transversaux de compression du béton, après elle présente une concavité correspondant aux efforts transversaux de traction.



1) Effort de surface T_s

D'après le "projet de B P"

n'excedent en aucun cas

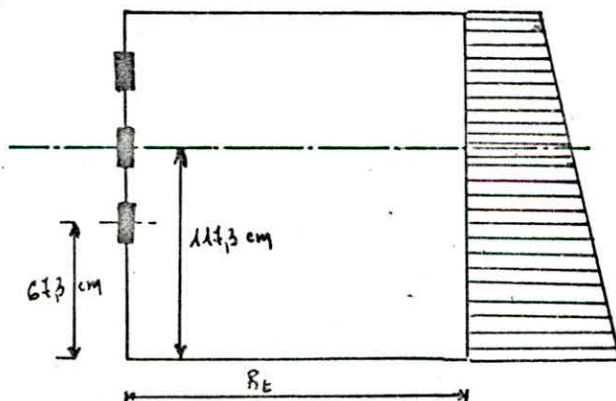
LACROIX-FUENTES : ces efforts de surface avec P_i force utile du câble majorés de 10%.

0,04 P

2) effort d'éclatement

$$F_1 = 0,3 P \left(1 - \frac{a}{c} \right)$$

a : dimension verticale de la plaque d'ancrage
 c : 2 fois la distance max de l'ancrage à la fibre soit $\frac{c}{2} = 117,3$ cm.



ON admet qu'à chaque ancrage et assoué un prisme.

3) contrainte de compression derrière l'auerage.

la limite admissible de la contrainte de compression sous les auerages est égale à :

$$\bar{\sigma}'_{lim} = \frac{1}{1,6} \sigma'_{28} \text{ K.}$$

APPLICATION.

$$P = 110,45 \text{ t}$$

$$\Rightarrow P = 1,1 \cdot 110,45 = 121,5 \text{ t}$$

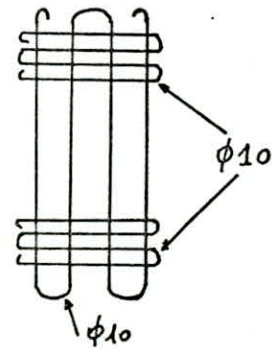
• Effort de surface T_s

$$T_s = 0,04 P = 0,04 \cdot 121,5 = 4,85 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A = \frac{T_s}{\bar{\sigma}_a} = \frac{4,85 \cdot 10^3}{2800} = 1,73 \text{ cm}^2$$

On prendra une fûtelle à 4 branches $4 \phi 10$

Cette fûtelle sera placée le plus près possible de la face d'about tout en respectant l'enrobage ne cessaire.



• Efforts d'éclatement.

$$F_u = 0,3 P \left(1 - \frac{a}{c_u} \right)$$

$$\frac{c}{2} = 117,3 \text{ cm}$$

$$F = 0,3 \cdot 121,5 \left(1 - \frac{24}{2 \cdot 117,3} \right) = 32,7 \text{ t}$$

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} = \frac{32,7 \cdot 10^3}{2800} = 11,68 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 8 T 14 \quad (12,31 \text{ cm}^2)$$

• Dans la zone de régularisation on prévoit des armatures pour assurer la bonne diffusion de la précontrainte dans le plan vertical. ces armatures ont une section de 0,3% de la section de l'âme.

$$\bar{w} = 0,3\%$$

$$B_{âme} = 37 \times 210 = 7770 \text{ cm}^2$$

$$A_L = \frac{0,3}{100} \cdot 7770 = 23,3 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 10 cadres } \phi 12.$$

VERIFICATION DES CONTRAINTES

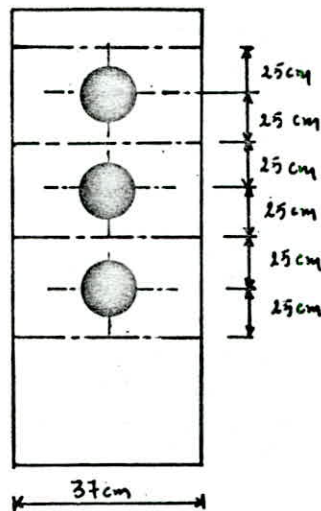
Les plaques d'ancrage sont circulaires et ont un diamètre de 24 cm

la surface nette de la plaque est $S = \frac{\pi}{4} [(24)^2 - (6,5)^2] = 419,21 \text{ cm}^2$

la contrainte de compression admissible juste derrière l'ancrage est:

$$\bar{\sigma}'_l = \frac{1}{1,6} \sigma'_{28} \cdot K = 250 \text{ K. kg/cm}^2$$

Calcul du coefficient K.



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

$$K = 1 + \left(3 - \frac{24}{50} - \frac{24}{37} \right) \sqrt{\left(1 - \frac{24}{50} \right) \left(1 - \frac{24}{37} \right)} \Rightarrow K = 1,8$$

$$\sigma' = \frac{F}{S} = \frac{121,5 \cdot 10^3}{419,21} = 289,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_l = 250 \text{ K} = 250 \times 1,8 = 450 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma' = 289,83 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_l = 450 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICATION A LA RUPTURE

des ouvrages en Béton précontraint présentent un caractère particulier, car le fait d'adopter des contraintes modérées pour les cas de charges extrêmes ne garantit pas la sécurité vis à vis d'une augmentation de ces charges. La vérification à la rupture est une étape impérative de la vérification de l'ouvrage.

L'instruction du 12 Aout 65 prescrit une majoration de la surcharge seule dans le rapport de 80%.

rupture en flexion

1) Sécurité par rapport au béton : $M_m + 1,8 \Delta M \leq 0,7 M_{RB}$.

2) Sécurité par rapport aux aciers : $M_m + 1,8 \Delta M \leq \begin{cases} 0,7 M_{RA} & \text{si } M_f < M_{RA} \\ 0,8 M_{RA} & \text{si } M_f \geq M_{RA} \end{cases}$

M_m : moment dû à la charge permanente.

ΔM : moment dû aux surcharges (système D)

M_{RB} : moment de rupture du Béton $M_{RB} = M_{RB1} + M_{RB2}$.

$$M_{RB1} = 0,35 \cdot b_0 h^2 \sigma_n \quad (\text{Ame})$$

$$M_{RB2} = \min \begin{cases} 0,80 (b - b_0) h_0 (h - \frac{h_0}{2}) \sigma_n \\ 0,35 (b - b_0) h^2 \sigma_n \end{cases} \quad \text{hourdis}$$

M_{RA} : moment de rupture des aciers

$$M_{RA} = 0,9 \cdot h \cdot A_p \cdot R_g$$

A_p : section cables

R_g : contrainte de rupture garantie.

M_f : moment de flexion.

rupture par effort tranchant

1) Compression des bielles $\sigma = \frac{2T}{\sin 2\theta} \leq 0,5 \sigma_{t1}$

2) Résistance des armatures transversales : $\sigma_a \leq 1,2 \sigma_{en}$.

Application

• Rupture en flexion.

1) Béton : $h = h_t - d = 230 - 11 = 219 \text{ cm}$

$$M_{RB1} = 0,35 \cdot 20 \cdot (219)^2 \cdot 400 = 134290800 \text{ kg.cm}$$

$$0,80 (b - b_0) h_0 (h - \frac{h_0}{2}) \sigma_n = 0,80 (140 - 20) 20 (219 - \frac{20}{2}) \cdot 400 = 160512000 \text{ kg.cm}$$

$$0,35 (b - b_0) h^2 \cdot \sigma_n = 0,35 (140 - 20) (219)^2 \cdot 400 = 805744800 \text{ kg.cm}$$

$$M_{RB2} = \min \begin{cases} 401280 \\ 805744800 \end{cases} \Rightarrow M_{RB2} = 160512000 \text{ kg.cm}$$

$$\Rightarrow M_{RB} = 134290800 + 160512000 = 294802800 \text{ kg.cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_m = 545,95 \text{ t.m} \\ \Delta M = 436,51 \text{ t.m} \end{array} \right\} M_m + 1,8 \Delta M = 1331,67 \text{ t.m}$$

$$0,7 M_{RB} = 2063,62 \text{ t.m} \quad \text{d'où} \quad M_m + 1,8 \Delta M < 0,7 M_{RB}$$

2) Aciers

$$\begin{aligned} A_p &= 6,973 = 58,38 \text{ cm}^2 \\ R_g &= 18490 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$M_{RA} = 0,9 \cdot h \cdot A_p \cdot R_g = 0,9 \cdot 219 \cdot 58,38 \cdot 18490 = 2,13 \cdot 10^8 \text{ t.m}$$

$$0,7 M_{RA} = 1,49 \cdot 10^8 \text{ t.m}$$

$$0,8 M_{RA} = 1,704 \cdot 10^8 \text{ t.m}$$

$$M_m + 1,8 \Delta M = 1331,67 \text{ t.m} < \begin{cases} 0,7 M_{RA} = 1,49 \cdot 10^8 \\ 0,8 M_{RA} = 1,704 \cdot 10^8 \end{cases}$$

• rupture par effort tranchant.

$$\text{L'effort tranchant réduit est } T_r = T_G + 1,8 T_S - V$$

$$T_G = 73,4 \text{ t} \quad (\text{Charge permanente})$$

$$T_S = 55,4 \text{ t} \quad (\text{surcharges})$$

$$V = 75992,1 \text{ kg} \quad (\text{du à la précontrainte})$$

$$\Rightarrow T_r = 97,13 \text{ t} \quad \Rightarrow \tau = \frac{T_r}{b \cdot z} = \frac{97,13 \cdot 10^3}{30,5 \cdot 167,87} = 18,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tan 2\theta = \frac{2\tau}{\sigma_g} \quad \sigma_g = 30,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tan 2\theta = 1,22 \quad \Rightarrow \sin 2\theta = 0,773 \quad \Rightarrow \sigma = \frac{2\tau}{\sin 2\theta} = 48,87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma = 48,87 \text{ kg/cm}^2 < 0,5 \cdot \sigma'_{28} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

• Armatures d'âmes.

$$\sigma'_a = \frac{t \cdot T \cdot \tan \theta}{A_t \cdot z} = \frac{22 \cdot 97130 \cdot 0,3545}{2,57 \cdot 155,19} = 310,8 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \cdot \sigma'_{en}$$

$$\sigma'_a < 1,2 \sigma'_{en}$$

ENTRETOISE D'ABOUT

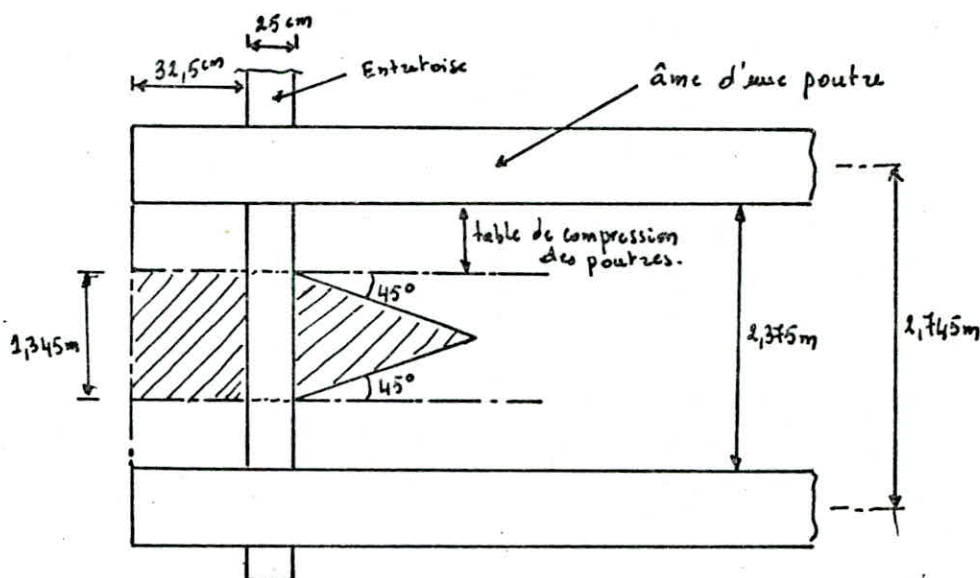
Le rôle de l'entretroise est de solidariser les poutres. La travée de ce pont ne comporte que des entretroises d'about d'entretroise et suppose être partiellement encastree à ses appuis donc.

$$M_{travée} = 0,8 M_0$$

$$M_{appui} = 0,5 M_0$$

M_0 : étant le moment de la travée isostatique équivalente.

L'étude de l'entretroise se fera comme suit:
 sous son poids propre + les surcharges qu'elles reprennent.
 sous les efforts de verinage (changement des appareils d'appuis)



CALCUL des efforts :

Charge permanente.

- poids de la nervure de l'entretroise comptée depuis le nu des âmes de poutre soit :

$$2,5 \times 0,25 \times 1,25 (2,745 - 0,37) = 1,855 \text{ t}$$

- poids de l'hardis correspondant à la zone limitée par les tables de compression des poutres, l'extrémité du tablier et les droites à 45°

• partie rectangulaire : $(0,325 + 0,25) \times 1,345 \times 0,20 \times 2,5 = 0,4 \text{ t}$

• partie triangulaire : $\frac{(1,345)^2}{2} \times 0,20 \times 2,5 = 0,23 \text{ t}$

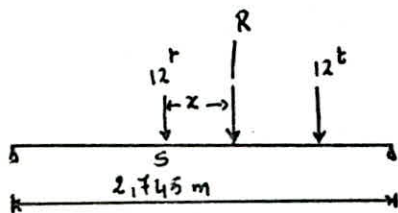
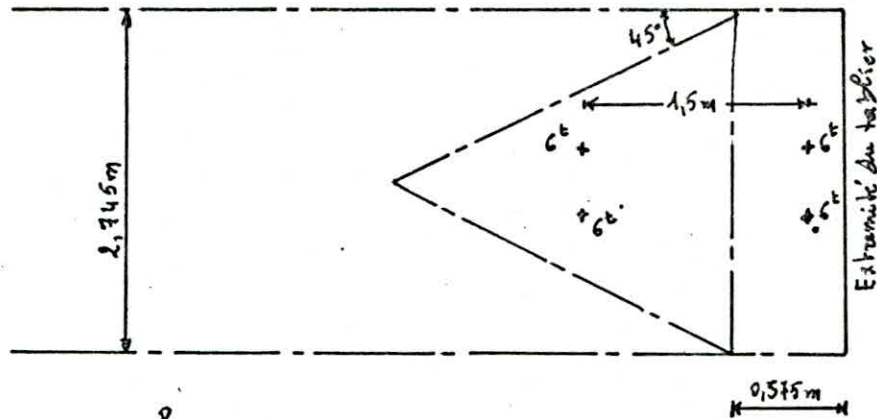
d'où $q = 1,05 \text{ t/ml}$.

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1,05 (2,745)^2}{8} = 1 \text{ t.m}$$

Moment en travée $M_E = 0,8 \cdot 1 = 0,8 \text{ t.m}$

Surcharges

Parmi les surcharges civiles nous ne retiendrons que le système Bc
 4 roues de 6^t disposées comme Indiqué



$R = 24^t$

théorème de Barré nous donne $x = 0,25\text{ m}$
 d'où $M(S) = 11,4\text{ t}\cdot\text{m}$

d'où $M = \delta_{Bc} \cdot 11,4 \cdot bc = 1,089 \cdot 0,95 \cdot 11,4 = 11,8\text{ t}\cdot\text{m}$

Moment en travée $M_t = 9,44\text{ t}\cdot\text{m}$

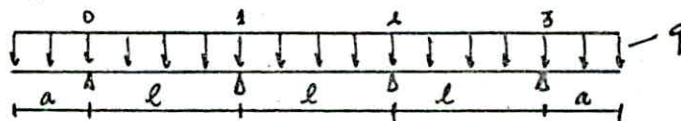
Moment total en travée $M_t = 0,8 + 1,2 \cdot 9,44 = 12,7\text{ t}\cdot\text{m}$

Moment total sur Appui $M_{ap} = 7,955\text{ t}\cdot\text{m}$

Sous effort de verinage.

on placera 4 verins hydrauliques au niveau des travées.

Schema de calcul.



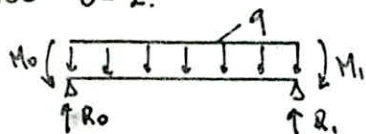
$M_0 = M_3 = -q \frac{a^2}{2}$

$\frac{\Omega_i a_i}{l_i} = \frac{\Omega_{i+1} b_{i+1}}{l_{i+1}}$

$q = \frac{688,7}{2} \times \frac{1}{12,68} = 36,2\text{ t/ml}$

$$\left. \begin{aligned} M_0 + 4M_1 + M_2 &= -q \frac{l^2}{2} \\ M_1 + 4M_2 + M_3 &= -q \frac{l^2}{2} \end{aligned} \right\} M_1 = M_2 = \frac{q}{10} (a^2 - l^2)$$

travée 0-1.



$$R_0 = \frac{q}{10l} (4a^2 + 6l^2)$$

$$R_1 = \frac{4q}{10l} (l^2 - a^2)$$

Effort tranchant $T(x) = \frac{q}{10l} (4a^2 + 6l^2) - qx.$

$$M(x) = \frac{q}{10l} (4a^2 + 6l^2)x - q \frac{x^2}{2} - M_0$$

travée 1-2.

$$M_1 = M_2$$

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

$$R_1 = R_2 = q \frac{l}{2}$$

$$M(x) = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} - \frac{q}{10} (a^2 - l^2)$$

Application

$$a = 1,1875 \text{ m} \quad l = 2,375 \text{ m}$$

$$M_0 = M_3 = 25,5 \text{ t.m}$$

$$M_1 = M_2 = -15,3 \text{ t.m}$$

travée 0-1

$$R_0 = 60,18 \text{ t} \quad ; \quad R_1 = 25,8 \text{ t}$$

$$T(x) = 0 \text{ pour } x = 1,66 \text{ m} \Rightarrow M_{E_1} = 24,5 \text{ t.m} \quad T = 60,18 \text{ t}$$

travée 1-2

$$R_1 = R_2 = 42,98 \text{ t}$$

$$T(x) = 0 \text{ pour } x = 1,1875 \text{ m}$$

$$M_{E_2} = 30,2 \text{ t.m} \quad T = 42,98 \text{ t}$$

Sous les effets de verinage on aura :

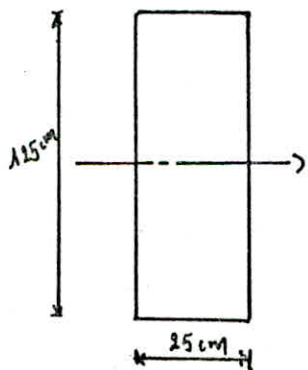
$$\left. \begin{array}{l} \text{Moment travée e} \\ \text{Moment sur Appui} \end{array} \right\} M_E = +30,2 \text{ t.m}$$

$$M_A = -14,1 \text{ t.m}$$

Les moments engendrés par le verinage sont plus importants que ceux obtenus pour le poids propre et surcharges.

On calculera donc l'entretoise sous les moments dus aux verinage

Section d'Entretoise.



$$B = 3125 \text{ cm}^2$$

$$I = 4069010,4 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = 1302,1 \text{ cm}^2$$

$$j = 0,34$$

$$U_i = 62,5 \text{ cm}$$

$$U_s = 62,5 \text{ cm}$$

On applique sur la poutre une précontrainte centrée. C'est à dire 3 barres types Dywidag dont le centre de gravité coïncide avec le centre de gravité de la section, ceci pour parer à la redistribution des efforts. Dans les différentes sections dus aux efforts de la charge permanente d'une part, et d'autre part des efforts dus au verinage, et dans ce but précis la précontrainte centrée comprimera d'égale manière la fibre supérieure et la fibre inférieure.

contrainte engendrées par la précontrainte centrée.

3 barres Dywidag dont les caractéristiques sont :
à la mise en tension.

$$T_0 = 7350 \text{ kg/cm}^2$$

des pertes sont estimés à 10%.

$\Rightarrow \sigma_{p0}$: contrainte initiale.

$$\sigma_{p0} = 0,90 \cdot 7350 \text{ kg/cm}^2 = 6615 \text{ kg/cm}^2$$

Effort de précontrainte :

$$3 \cdot 6615 \times 5,52 = 109544,4 \text{ kg}$$

$$F.I : \frac{109544,4}{3125} = + 34,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S : \frac{109544,4}{3125} = + 34,95 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes engendrées par les moments extérieurs

$$\text{sur Appui} \quad M^- = -25,5 \text{ t.m}$$

$$F.I = \frac{25,5 \cdot 10^5}{4069010,4} \cdot 62,5 = + 39,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S = - \frac{25,5 \cdot 10^5}{4069010,4} \cdot 62,5 = - 39,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{En travée} : \quad M^+ = 30,2 \text{ t.m}$$

$$F.I : - 42,01 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S : + 42,01 \text{ kg/cm}^2$$

Etat de contraintes, resultantes.

En travée :

$$F I : +39,95 - 42,01 = -2,06 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F.S : +39,95 + 42,01 = 81,96 \text{ kg/cm}^2.$$

En Appui

$$F I : +39,95 + 39,1 = +79,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S : +39,95 - 31,1 = +8,85 \text{ kg/cm}^2.$$

Armatures transversales.

ON prévoit des armatures transversales d'âmes qui serviront à reprendre l'effort tranchant. et qui pourrait servir d'étriers supplémentaires et peuvent être très utiles lors du soulèvement du pont (verinage)
On disposera également d'armatures olâmes longitudinales

CALCUL des DEFORMATIONS

Calcul des flèches

Les flèches, des charges permanentes et d'exploitation se calculent suivant les règles et formules usuelles de la RDM.

• Sous charge permanente

$$q_G = 4,714 \text{ t/ml} \quad f_G = \frac{5 q_G l^4}{384 E_v I} ; \quad E_v = \frac{1}{3} E_i = 14 \cdot 10^8 \text{ kg/m}^2$$

$$I = 0,73364 \text{ m}^4$$

soit $f_G = 6,27 \text{ cm}$

Sous précontrainte

La flèche \bar{a} 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 fléchissant est symétrique à l'axe de la poutre

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

contrainte initiale $12997,6 \text{ kg/cm}^2$
 — " — de service $9455,3 \text{ kg/cm}^2$

La contrainte moyenne à prendre en compte dans le calcul

$$\sigma_{\text{moy}} = 11226,45 \text{ kg/cm}^2$$

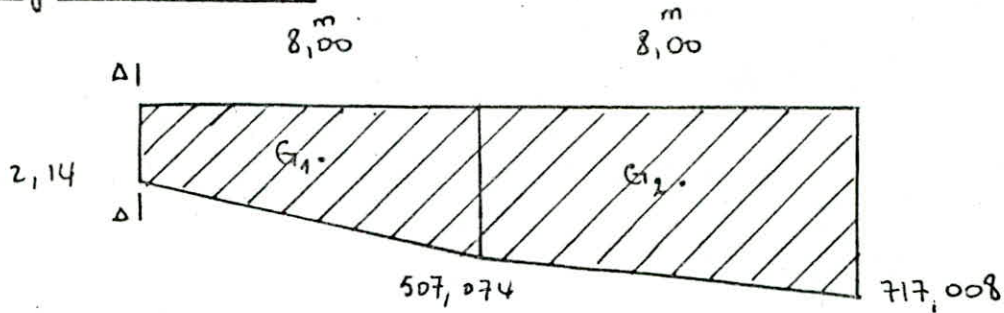
La précontrainte par câble au droit des sections suivantes

Milieu : $N = P \cdot \Sigma \cos \alpha = 11226,45 \times 9,73 \times 6 = 655,4 \text{ t}$

Quart : $N = P \Sigma \cos \alpha = 11226,45 \times 9,73 \times 5,7761 = 641,866 \text{ t}$

Abut : $N = P \Sigma \cos \alpha = 11226,45 \times 9,73 \times 2,779 = 314,483 \text{ t}$

SECTIONS	N (t)	e (m)	$M_p = Ne$ (t.m)
L/2	655,4	1,094	717,008
L/4	641,866	0,79	507,074
0	314,483	0,0068	2,140

Diagramme de Mp

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

$$G_1 = 5,322 \text{ m}, \quad G_2 = 4,23 \text{ m}$$

Le moment statique $S_\Delta = \sum S_i G_i$ avec S_i : surface du trapèze

$$\left. \begin{array}{l} S_1 = 2036,85 \text{ t m}^2 \\ S_2 = 4896,33 \text{ t m}^2 \end{array} \right\} \text{, d'où } S_\Delta = S_1 G_1 + S_2 G_2 = 70722,23 \text{ t m}^3$$

La flèche de précontrainte : $f_p = \int_0^{l/2} \frac{M}{EI} \cdot x dx = \frac{1}{EI} \sum S_i G_i = -6,89 \text{ cm}$

Le signe (-) signifie que la flèche est vers le haut (contre flèche)

flèche de construction

On adoptera pour le fond de coffrage une flèche de construction f_c vers le bas

$$f_c = \frac{3}{4} (f_p - f_G) = 0,465 \text{ cm}$$

Sous surcharges

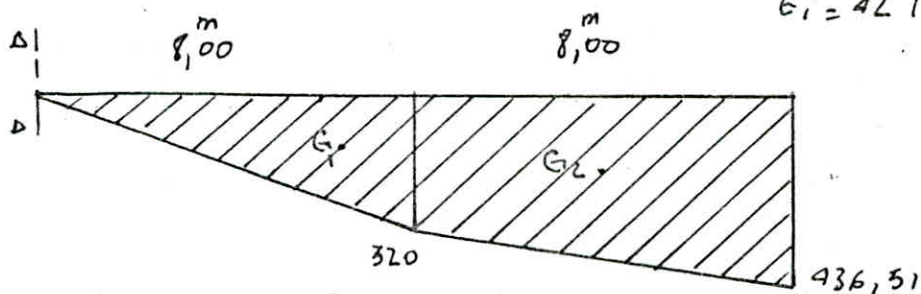
On raisonnera de la même façon que pour la précontrainte

$$\text{Milieu : } M_s = 436,51 \text{ tm}$$

$$\text{Quart : } M_s = 320 \text{ tm}$$

$$\text{About : } M_s = 0 \text{ tm}$$

$$E_i = 42 \cdot 10^8 \text{ kg/m}^2$$



$$G_1 = \frac{2}{3} h = 5,333 \text{ m}$$

$$G_2 = 4,21 \text{ m}$$

$$S_1 = 1280 \text{ t m}^2$$

$$S_2 = 3026,04 \text{ t m}^2$$

Le moment statique / à l'axe $\Delta-\Delta$: $S_\Delta = S_1 G_1 + S_2 G_2 = 43774,62 \text{ t m}^3$

$$f_s = \int_0^{l/2} \frac{M}{EI} x dx = \frac{1}{EI} S_\Delta = 1,44 \text{ cm}$$

ETAT	f_G (cm)	f_p (cm)	f_c (cm)	f_s (cm)	f_T (cm)
A VIDE	6,27	-6,89	0,465		-0,155
EN CHARGE	6,27	-6,89	0,465	1,44	1,285

CALCUL DES ROTATIONS

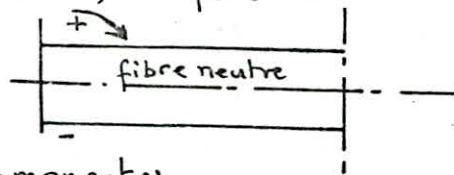
L'expression de la rotation est: $\beta = \int_0^l \frac{M}{EI} \frac{x}{l} dx$ (en radians)

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

$$\beta = \int_0^l \frac{M}{2EI} dx$$

$\int_0^l M dx$: aire, comprise par la courbe du moment et l'axe longitudinal de référence.

Convention de signe :



Rotation, sous charges permanentes

$$\beta_G = \frac{q_G l^3}{24 E_v I} = 0,00626$$

Rotation sous précontrainte.

$$\beta_p = \frac{1}{2 E_v I} \int_0^l M dx = -2 \frac{(S_1 + S_2)}{2 E_v I} = \frac{-2(12036,85 + 4896,33)}{2 \cdot 1,4 \cdot 10^6 \cdot 0,73364} = -0,00675$$

Rotation sous surcharges

$$\beta_s = \frac{1}{2 E_i I} \int_0^l M dx = +2 \frac{(S'_1 + S'_2)}{2 E_i I} = \frac{2(1280 + 3026,04)}{2 \times 4,2 \cdot 10^6 \cdot 0,73364} = 0,0014$$

ETAT	β_G (rad)	β_p (rad)	β_s (rad)	β_T (rad)
A VIDE	0,00626	-0,00675		-0,00049
EN CHARGE	0,00626	-0,00675	0,0014	0,00091

CALCUL des JOINTS

de CHAUSSEE

Rôle :

Les joints W, sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de surface, de circulation, entre 2 éléments d'ouvrage en dépit de leur déplacement relatifs, dus à l'effet des écarts de température, au retrait différentiel au glissement et au rotation

Description et mise en place :

Les joints se composent de deux éléments métalliques en alliage d'aluminium non porrosif. Ils sont munis de dents triangulaires et solidarisés sur 2 parties de l'ouvrage au moyen de tiges précontraintes entièrement filetés.

Un profil en elastomère se trouve entre les éléments métalliques et empêche ainsi la pénétration de corps étrangers

Evaluation du soufle Δl

* Rotation: $\Delta l_{\beta} = \beta \frac{l}{2} = 1,05 \text{ mm}$ avec $l = 2,3 \text{ m}$.

* Retrait: $\Delta l_r = -E \frac{l}{L} = -11,52 \text{ mm}$, l : portée du pont
on prend seulement 60% du retrait $\Rightarrow \Delta l_r = -6,91 \text{ mm}$

* Fluage: $\Delta l_f = \frac{l}{2} \frac{\sigma_m}{E_v}$ avec $\sigma_m = 55,77 \text{ kg/cm}^2$

$\Delta l_f = -19,13 \text{ mm}$: on prend seulement 40% $\Rightarrow \Delta l_f = -7,65 \text{ mm}$

* température: longue durée
 $3 \cdot 10^{-4} \frac{l}{2} = \pm 14,4 \text{ m}$

- raccourcissement: $\Delta l = -27,91 \text{ mm}$

- allongement: $\Delta l = 0,89 \text{ mm}$

Choix du joint

D'après la fiche technique CIPEC, nous avons:
appuis (coulés): $|\Delta l| = 28 \text{ mm}$

nous prenons du joint W 50 dont les caractéristiques sont les suivantes.

A	B	C	D
111 ± 14	285 ± 14	185 ± 14	35 ± 14

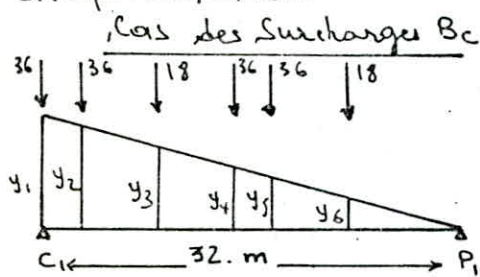
REPARTITION LONGITUDINALE

L'étude du système longitudinal va nous conduire au calcul des efforts globaux qui sollicitent l'ensemble de l'ouvrage

efforts verticaux

Les efforts proviennent des actions du tablier. ils sont déterminés en chargeant une ou deux travées.

exemple de calcul.



"Culeés"

$$y_1 = 1$$

$$y_2 = 0,859$$

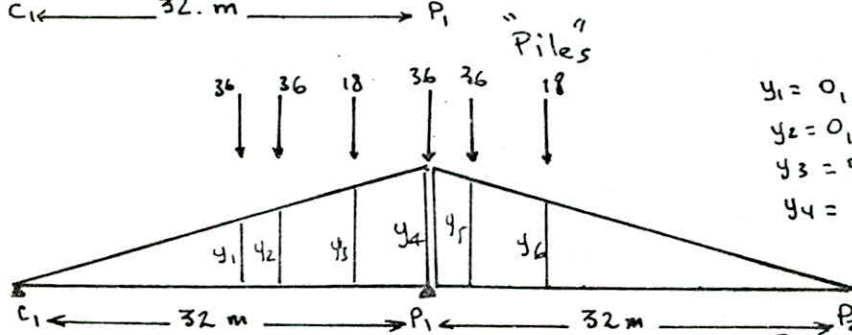
$$y_3 = 0,8125$$

$$y_4 = 0,672$$

$$y_5 = 0,531$$

$$y_6 = 0,484$$

$$\text{d'où } R_{C1} = R_{C2} = 133,57 \text{ t}$$



$$y_1 = 0,672$$

$$y_2 = 0,8125$$

$$y_3 = 0,859$$

$$y_4 = 1$$

$$y_5 = 0,859$$

$$y_6 = 0,8125$$

$$R_{P1} = \sum P_i y_i = 150,453 \text{ t}$$

Tabulation des efforts résultant des différents systèmes de charge

	G	trottoir	A(e)	Bc	Mc 120	Type D
R_c (t)	344,35	13,80	158,50	133,57	99,5	170,24
R_p (t)	688,7	27,60	317	150,45	104,8	205

Nota: G: charge permanente y, compris entretoises.

efforts horizontaux

Le pont a une longueur totale de 96 m

* | Vent: (perpendiculaire à l'axe longitudinal du Pont)

$$q = 0,25 \text{ t/m}^2 \quad \text{d'où } H_v = 0,25 d \cdot L = 57,12 \text{ t}$$

$$d = 2,38 \text{ m}$$

* | Freinage: $H_{fr} = 30 \text{ t}$ (camion Bc)

* | Seisme: $\epsilon_H = 0,1$ (coefficient sismique)

$$G = 21,252 \text{ t/m} \quad G_e = 7,42 \text{ t (poids d'1 entretoise)}$$

$$H_s = 21,252 \times 0,1 \times 96 + 6 \times 7,42 \times 0,1 = 208,47 \text{ t}$$

* | Variation Linéaire: $H_D = G \cdot a \cdot b \cdot \frac{U_L}{T}$

APPAREILS D'APPUI

Rôle: c'est, de transmettre toutes les charges, provenant du tablier aux appuis, de permettre tous les mouvements de translation et de rotation du tablier par rapports aux appuis

actions verticales

- c'est les réactions, de chaque poutre

charges poutres	G (t)	Trott (t)	A (t)	B _c (t)	M _{c 120} (t)	Type. D
P ₀	66	0,2153	35,66	36,93	30,7	55,28
P ₁	68,24	0,84	33,823	40,1	34,85	53,75
P ₂	73,4	2,4	30,65	40,3	44,5	37,3

La combinaison la plus défavorable servira au dimensionnement de l'appareil d'appui

$$R_{\max} = 68,24 + 53,75 + 0,84 = 122,83 \text{ t}$$

$$R_{\min} = 66 + 0,2153 + 36,93 = 103,1 \text{ t}$$

Notre appui néoprène, est en élastomère. Sa hauteur nette sera déterminée par la condition suivante

$$\zeta_{H_1} \leq 0,5 \text{ soit } T \geq 2U_1$$

T: hauteur nette

U₁: déformation linéaire.

actions horizontales

On suppose que tous les appuis ont une même rigidité, d'où ils reprennent la même fraction de chaque effort.

* / Force due au vent - $q = 250 \text{ kg/cm}^2$

S: surface latérale d'une poutre - $S = 32(2,1 + 0,28) = 76,16 \text{ m}^2$

$$F = qS = 19,04 \text{ t} \quad \text{- pour 10 appuis.}$$

$$F_{\text{appui}} = \frac{F}{10} = 1,904 \text{ t}$$

* / Force due au freinage. $F = 30 \text{ t}$

$$F_{\text{appui}} = \frac{F}{10} = 3 \text{ t}$$

* / Calcul des déplacements d'appui

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

- déplacement dû au retrait

$$E_r = 2,4 \cdot 10^{-4} \quad l = 32 \text{ m}$$

$$\Delta r = E_r \frac{l}{2} = 0,00384 \text{ m} = 3,84 \text{ mm}$$

- déplacement dû à la rotation

$$\Delta_\beta = \beta \frac{h_t}{2} = 1 \text{ mm} \quad \text{avec } h_t = 2,3 \text{ m}$$

- déplacement dû au fluage

$$\Delta_f = \frac{l}{2} \frac{\sigma_m}{E_v}, \quad \sigma_m: \text{contrainte moyenne}$$

Phase initiale

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_s = 18,05 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_i = 84,99 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \sigma_{i \text{ moy}} = 51,52 \text{ kg/cm}^2$$

Phase en service

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_s = 34,46 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_i = 84,99 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \sigma_{s \text{ moy}} = 60,02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \sigma'_{\text{moy}} = \frac{\sigma_{i \text{ moy}} + \sigma_{s \text{ moy}}}{2} = 55,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta_f = 6,4 \text{ mm}$$

- déplacement dû à la variation de température

$$\text{longue durée} \rightarrow 3 \cdot 10^{-4} \frac{l}{2} = 4,8 \text{ mm}$$

$$\text{courte durée} \rightarrow 2 \cdot 10^{-4} \frac{l}{2} = 3,2 \text{ mm}$$

D'après DREUX, le $\frac{1}{3}$ de déplacement était effectué avant le lancement des poutres d'où le déplacement total max :

$$U_L = \frac{2}{3} (\Delta_\beta + \Delta_r + \Delta_f) + \Delta t = 12,3 \text{ mm}$$

$$U_L = 12,3 \text{ mm} < 700 \cdot 3\% = 21 \text{ mm.} \quad (\text{page 74. DREUX})$$

1/ Détermination des dimensions de l'appareil d'appui

La contrainte moyenne de compression ne doit pas dépasser 150 kg/cm^2

$$R_{\text{max}} = \text{CP} + \text{surcharges} = 122,83 \text{ t}$$

$$ab \geq \frac{R_{\text{max}}}{150} = 810 \text{ cm}^2$$

2/ Hauteur nette d'élastomère

$$T \geq 2U_L = 2 \times 12,3 = 24,6 \text{ mm}, \text{ on prend } T = 32 \text{ mm}$$

4 feuillets de 8 mm

3/ Dimension en plan de l'appareil

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad \text{avec } a < b$$

$$5T \leq a \leq 10T \Rightarrow 160 \text{ mm} \leq a \leq 320 \text{ mm}$$

ou prend $a = 250 \text{ mm}$

$$4/ \operatorname{tg} \delta_1 = \frac{u_L}{T} = 0,38$$

$$\tau_{H1} = G \operatorname{tg} \delta_1 = 0,38 G < 0,5 G \quad (\text{OK})$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5 \tau_{H2} \leq 0,7 G \quad (\text{La distorsion})$$

$$= G \operatorname{tg} \delta_1 + 0,5 \frac{H_2}{ab} \quad (0,5 \rightarrow H_2 \text{ est un effort dynamique})$$

$$G = 0,8 \text{ MPa} = 8,16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_H = 0,38 \times 8,16 + 0,5 \frac{3000}{25 \times 35} = 4,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_H = 4,82 \text{ kg/cm}^2 < 0,7 \cdot 8,16 = 5,71 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

ou prend donc $a = 250 \text{ mm}$ et $b = 350 \text{ mm}$ (4 feuillet de 8mm)

5/ Verification de la somme des contraintes de cisaillement

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G = 40,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_N = 1,5 \frac{\sigma_m}{\beta} \quad \text{avec } \beta = \frac{ab}{2t(a+b)} = 9,11$$

$$\sigma_m = \frac{N}{ab} = \frac{2m_{\max}}{ab} = 140,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_N = 23,11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_H = 4,82 \text{ kg/cm}^2$$

Lorsqu'une frette solidaire d'un feuillet, accomplit une rotation par rapport à l'autre frette solidaire du même feuillet. La contrainte max apparaît généralement sur les bords // à l'axe de rotation et a pour valeur

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \operatorname{tg} \alpha_t \quad \text{avec } \operatorname{tg} \alpha_t = \alpha_t$$

$\alpha_t = \frac{\alpha_T}{n}$: est l'angle de rotation d'un feuillet élémentaire exprimé en radians

$$\alpha_T = \alpha + \alpha_0$$

$\alpha_0 = 10/1000 \text{ rd}$ pour le béton précontraint

α : est la rotation totale : $0,00091 \text{ rd}$

$$\alpha_T = 0,00091 + 0,01 = 10,9 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\alpha_t = \frac{10,9 \cdot 10^{-4}}{4} = 2,73 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\tau_\alpha = \frac{8,16}{2} \left(\frac{25}{0,8} \right)^2 \cdot 2,73 \cdot 10^{-3} = 10,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha = 38,81 \text{ kg/cm}^2 < 40,8 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

6/ Condition de non soulèvement

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \frac{t^2}{a^2} \frac{\sigma_m}{G}$$

$$\frac{3}{\beta} \frac{t^2}{a^2} \frac{\sigma_m}{G} = \frac{3}{9,11} \left(\frac{0,8}{25} \right)^2 \frac{140,38}{8,16} = 5,8 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\alpha_t = 2,7 \cdot 10^{-3} \text{ rd} < 5,8 \cdot 10^{-3} \text{ rd. (OK)}$$

7/ L'épaisseur des frettes devra respecter les 2 conditions

$$\begin{cases} t_s \geq 2 \text{ mm} \\ t_s \geq \frac{a}{\beta} \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \end{cases}$$

on prend. $t_s = 2 \text{ mm} > \frac{25}{9,11} \frac{140,38}{2450} = 0,16 \text{ mm (OK)}$

8/ Condition de non cheminement et de non glissement

- Non cheminement: $\sigma'_{\text{mini}} = \frac{N_{\text{mini}}}{ab} \geq 2 \text{ MPa (support béton)}$

$$\sigma'_{\text{mini}} = \frac{103,1 \cdot 10^3}{25 \cdot 35} = 117,8 \text{ kg/cm}^2 > 20 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

- Non glissement: $H < f \cdot N$

Les forces de l'appareil en contact avec la structure, sont des frettes métalliques.

$$\text{donc } f = 0,12 + \frac{2}{\sigma'_m} = 0,134$$

$$H_D = G \cdot a \cdot b \frac{U_L}{T} = 2,744 \text{ t}$$

$$D_{D+K} = 2,744 + 3 = 5,744 < 0,134 \cdot 103,1 = 13,8 \text{ t (OK)}$$

9/ Stabilité

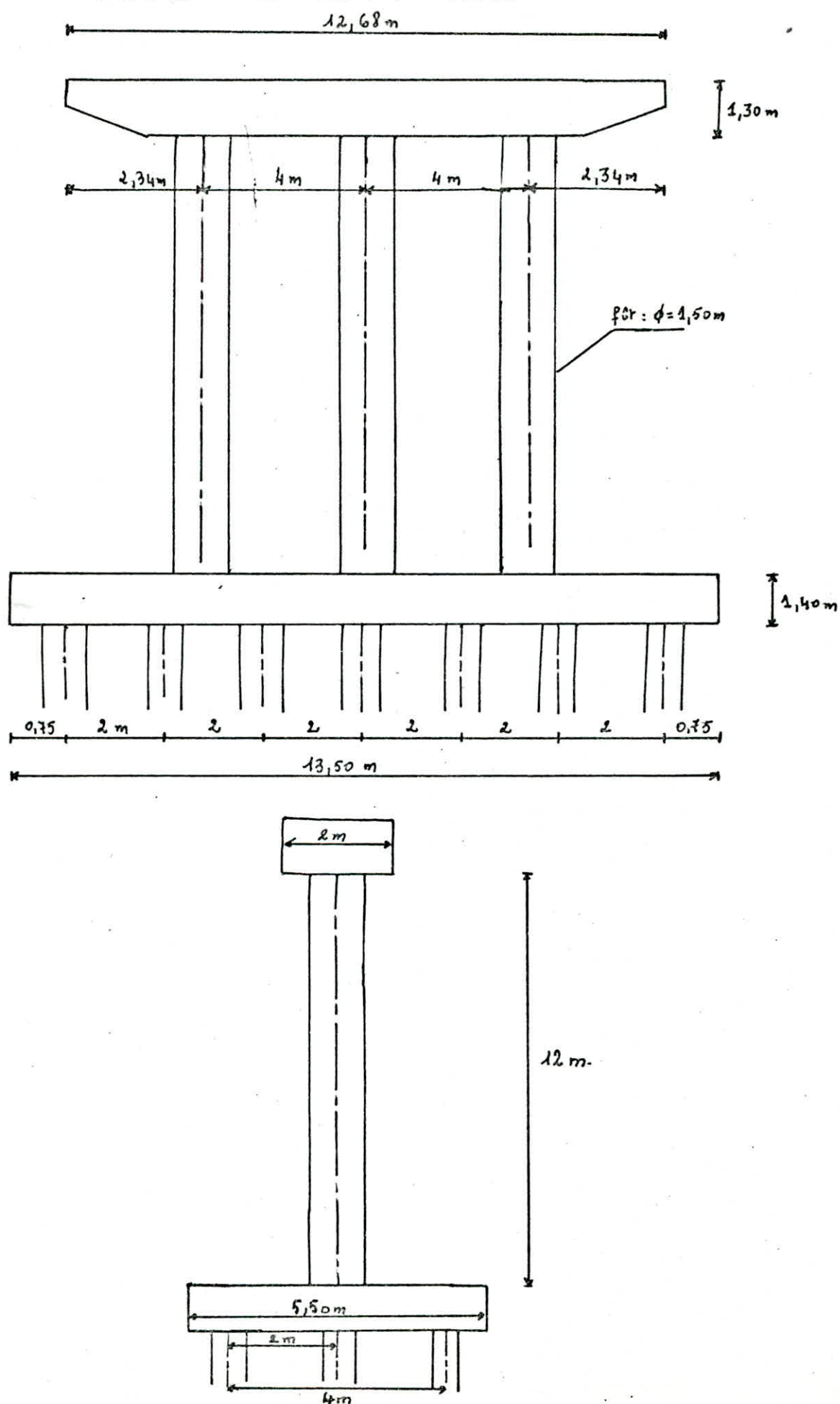
$$\frac{q}{T} \geq 5 \Rightarrow \frac{25}{3,2} = 7,8 > 5 \text{ (OK)}$$

Conclusion.

Dimensions de l'appareil d'appui

$$250 \cdot 350 \cdot 4 (8 + 2)$$

ETUDE DE LA PILE



efforts a la base de la pile

Condition normale.

Condition normale	H [t]	V [t]	d [m]	M [t.m]
Chevetre: $(12,68 \times 1,30 \times 2) 2,5$	—	92,42 t	—	—
Fûts: $\frac{3\pi(1,5)^2}{4} \times 12 \times 2,5$	—	159	—	—
Vent \perp a l'axe Long du Pont ($2,6 \times 12 \times 1,5$) 0,25	5,15	—	7	34,3
total en construction	5,15	214,42	—	34,3
pois propre du tablier	—	688,7	—	—
variation Lineaires	13,72	—	15,6	218,4
total à vide	18,87	903,12	—	252,7
Surcharges	—	344,6	—	—
Freinage	15	—	15,6	234

$$\begin{cases} N = 1343,6 \text{ t} \\ T = 34,5 \text{ t} \\ M = 543 \text{ t.m} \end{cases}$$

La pile est soumise
à une flexion
composée.

Condition sismique	H [t]	V [t]	d [m]	M [t.m]
chevetre	—	98,2	—	—
Fûts	—	179,13	—	—
tablier	—	737	—	—
variation Lineaire	13,72	—	15,6	218,4
Seisme pois tablier $\times 0,1$	68,97	—	13,3	915,97
total à vide	95,59	995,3	—	1134,37
Surcharge	—	344,6	—	—
Freinage	15	—	15,6	234

$$\begin{cases} N = 1339,9 \\ T = 97,59 \text{ t} \\ M = 1364 \text{ t.m} \end{cases}$$

Flexion Composée.

étude du chevetre

Le chevetre a pour rôle de transmettre aux fûts les efforts induits par des appuis.

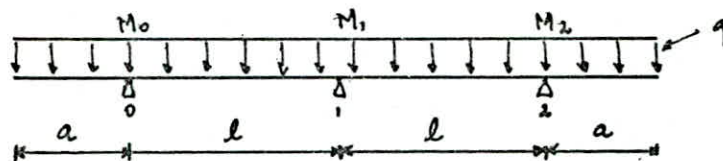
Évaluation des efforts

$$\text{poids propre : } q_1 = 2 \times 1,30 \times 2,5 = 6,5 \text{ t/ml}$$

$$\text{Effort provenant du tablier : } q_2 = \frac{1}{12,68} [688,7 + 1,2(317 + 27,6)] = 76,9 \text{ t/ml}$$

$$q = q_1 + q_2 = 93,4 \text{ t/ml.}$$

Schema de calcul.



$$a = 2,34 \text{ m}$$

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

Méthode des 3 moments

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -6 \left[\frac{\Omega_i a_i}{l_i} + \frac{\Omega_{i+1} b_{i+1}}{l_{i+1}} \right]$$

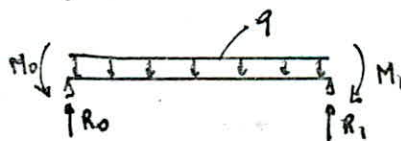
$$M_0 = M_2 = -q \frac{a^2}{2} \quad \text{et} \quad \frac{\Omega_i a_i}{l_i} = \frac{\Omega_{i+1} b_{i+1}}{l_{i+1}}$$

$$M_0 l + 2M_1 (l+l) + 2M_2 l = -6 \left[2 \cdot \frac{\Omega_i a_i}{l_i} \right]$$

$$\Rightarrow M_0 + 4M_1 + M_2 = -q \frac{l^2}{2} \quad \Rightarrow 4M_1 = -q \frac{l^2}{2} - q \frac{a^2}{2} - q \frac{a^2}{2}$$

$$M_1 = -\frac{q}{8} (l^2 - 2a^2)$$

travée 0-1



$$M_0 = q \frac{a^2}{2}$$

$$M_1 = \frac{q}{8} (l^2 - 2a^2)$$

$$R_0 = \frac{3q}{8l} (2a^2 + l^2)$$

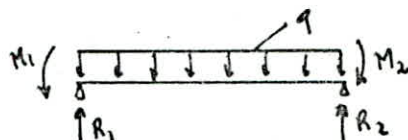
$$R_1 = \frac{q}{8l} (5l^2 - 6a^2)$$

$$\text{Effort tranchant : } T(x) = \frac{3q}{8l} (2a^2 + l^2) - qx$$

$$\text{Moment flechissant : } M(x) = \frac{3q}{8l} (2a^2 + l^2) x - \frac{qx^2}{2} - M_0$$

$$\eta_{\text{max}} \text{ correspond à } T(x) = 0$$

travée 1-2



$$R_1 = \frac{q}{8l} (5l^2 - 6a^2)$$

$$R_2 = \frac{3q}{8l} (2a^2 + l^2)$$

$$T(x) = \frac{q}{8l} (5l^2 - 6a^2) - qx$$

$$M(x) = \frac{q}{8l} (5l^2 - 6a^2) x - \frac{qx^2}{2} - \frac{q}{8} (l^2 - 2a^2)$$

Application.Condition Normale. $a = 2,34 \text{ m}$; $l = 4 \text{ m}$

$$M_0 = M_2 = 255,7 \text{ t.m}$$

$$M_1 = 58,94 \text{ t.m}$$

travée 0-1 $R_0 = 236 \text{ t}$; $R_1 = 137,6 \text{ t}$
 $T(x) = 0$ pour $x = 2,53 \text{ m}$

$$M_{t_1} = 42,43 \text{ t.m} \quad \text{et} \quad T = 236 \text{ t.}$$

travée 1-2 $R_1 = 137,6 \text{ t}$ $R_2 = 236 \text{ t}$

$$T(x) = 0 \quad \text{pour} \quad x = 1,47 \text{ m}$$

$$M_{t_2} = 42,43 \text{ t.m} \quad T = 236 \text{ t.}$$

Condition Sismique. $R_v = 0,07 G$ effort sismique vertical.

$$q_1 = 2 \cdot 1,30 \cdot 2,5 \cdot 1,07 = 6,955 \text{ t/ml}$$

$$q_2 = \frac{1}{12,68} [736,9 + (3,17 + 27,6)] = 90,7 \text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow q = 97,65 \text{ t/ml.}$$

$$M_0 = M_2 = 267,3 \text{ t.m} \quad M_1 = 61,6 \text{ t.m}$$

travée 0-1 $R_0 = 246,7 \text{ t}$ $R_1 = 143,8 \text{ t}$

$$T(x) = 0 \quad \text{pour} \quad x = 2,53 \text{ m}$$

$$M_{t_1} = 44,4 \text{ t.m} \quad T = 246,7 \text{ t}$$

travée 1-2

$$R_1 = 143,8 \text{ t} \quad R_2 = 246,7 \text{ t}$$

$$T(x) = 0 \quad \text{pour} \quad x = 1,47 \text{ m}$$

$$M_{t_2} = 44,4 \text{ t.m} \quad T = 246,7 \text{ t.}$$

EFForts	Condition Normale	Condition Sismique
T (t)	236	246
M (t.m)	- 255,7 t.m	- 267,3

Ferrailage

Condition Normale selon P CHARON

$$h = 130 - 5 = 125 \text{ cm} \quad b = 2 \text{ m}$$

$$M = 255,7 \text{ t.m} \quad \mu = 0,044 \quad \left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,914 \\ k = 41,4 \end{array} \right\}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{41,4} = 67,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = 80,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 17 \text{ T } 25 \text{ (} 83,3 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{83,3}{2 \cdot 200 \cdot 5} = 0,04165$$

$$\sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} = \frac{1,6 \cdot 10^6}{25} \left(\frac{0,04165}{1 + 0,4165} \right) = 1881,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6}{25} \cdot 7,1} = 1617,8 \text{ kg/cm}^2$$

* $\max(\sigma_1, \sigma_2) < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$, on limite $\bar{\sigma}_a$ à $1881,82 \text{ kg/cm}^2$

$$A = 83,3 \cdot \frac{2800}{1881,82} = 123,9 \text{ cm}^2$$

soit donc 26 T 25 (127,4 cm²) comme Armatures Sup

Armatures Inferieures

D'après la méthode forfaitaire on prévoit un moment $M = 9 \frac{q l^2}{12}$

$$M = \frac{93,4 \cdot 4^2}{12} = 124 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,021 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9359 \\ k = 63 \end{array} \right\}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{63} = 44,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{124 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9359 \cdot 125} = 37,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow 12 \text{ T } 20 \text{ (} 37,8 \text{ cm}^2 \text{)}$$

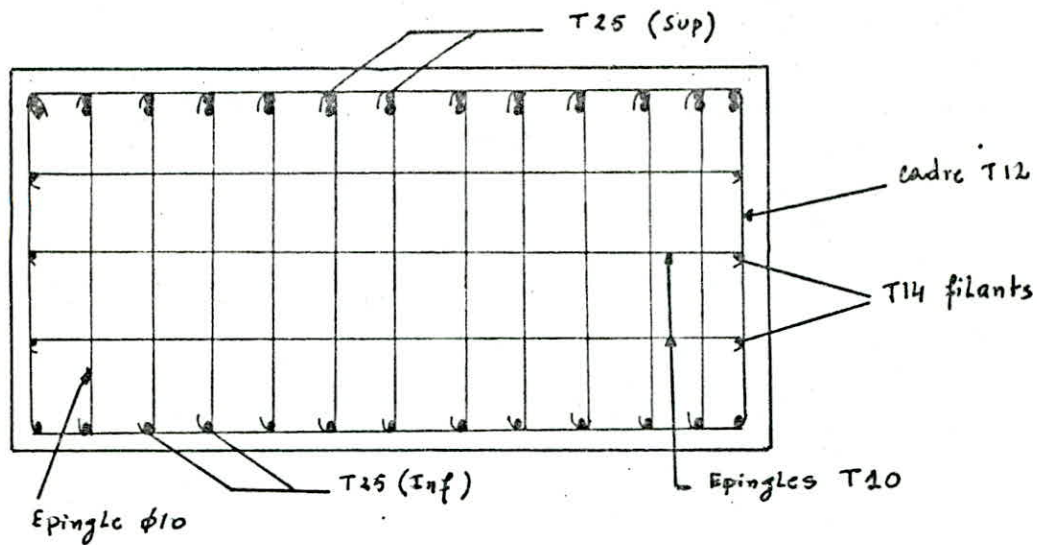
Condition de Non fissuration

$$\sigma_1 = 1271,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1808,7 \text{ kg/cm}^2$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) < \bar{\sigma}_a \Rightarrow$ on limite $\bar{\sigma}_a$ à $1808,7 \text{ kg/cm}^2$

$$\Rightarrow A = 37,8 \cdot \frac{2800}{1808,7} = 58,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow 13 \text{ T } 25 \text{ (} 63,7 \text{ cm}^2 \text{)}$$



Verification en condition sismique.

$$M = 267,3 \text{ t.m}$$

$$A = 26 T25 \Rightarrow A = 127,4 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 127,4}{200 \cdot 125} = 0,5096 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} K = 31,6 \\ E = 0,8927 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{267,3 \cdot 10^5}{127,4 \cdot 0,8927 \cdot 125} = 1880,24 \text{ kg/cm}^2 \ll \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1880,24}{31,6} = 59,5 \text{ kg/cm}^2 \ll 1,5 \bar{\sigma}_b' = 247,5 \text{ kg/cm}^2$$

La condition sismique n'est pas preponderante.

Effort tranchant.

$$\tau \leq \bar{\tau} ?$$

$$\tau = \frac{T}{b \cdot z}$$

$$\bar{\tau} = 3,5 \bar{\sigma}_b$$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 125 = 109,38 \text{ cm}$$

$$\text{et } T = 236 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{236 \cdot 10^3}{200 \cdot 109,38} = 10,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau} = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 71,1 = 24,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau = 10,78 < \bar{\tau} = 24,85 \text{ kg/cm}^2$$

d'effort tranchant est verifie.

etude des fûts

Efforts

Chaque fût est sollicité, comme suit :

Efforts	Condition Normale	Condition sismique
M [t.m]	181	454,6
N [t]	447,86	446
T [T]	11,5	32,53

Ferrailage.

Selon P. CHARON

Condition Normale.

$$d = 7,5 \text{ cm} \quad R = 75 \text{ cm}$$

$$r = 75 - 7,5 = 67,5 \text{ cm}$$

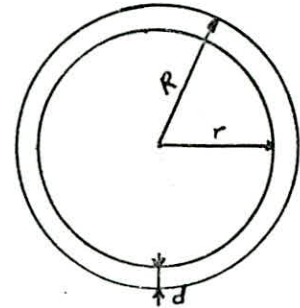
$$\frac{r}{R} = \frac{67,5}{75} = 0,9$$

$$\delta = \frac{d}{D} = \frac{7,5}{150} = 0,05$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{181}{447,86} = 0,404 \text{ m}$$

$$\frac{R}{4} = 0,1875 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} e = 0,404 \text{ m} \\ \frac{R}{4} = 0,1875 \text{ m} \end{array} \right\} e > \frac{R}{4}$$



la section est partiellement comprimée.

$$\eta = \frac{e}{D} = \frac{0,404}{1,5} = 0,27.$$

$$\mu' = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot B \cdot D} = \frac{181 \cdot 10^5}{81 \cdot 1,77 \cdot 10^4 \cdot 1,5 \cdot 10^2} = 0,84.$$

$$\Rightarrow K = 7,3 \quad \bar{\omega} = 0,58$$

$$A_n = \frac{15}{n} \bar{\omega} \frac{B}{100} = \frac{15}{15} \cdot 0,58 \cdot \frac{1,77 \cdot 10^4}{100} = 102,4 \text{ cm}^2$$

ON adopte 21 T 25 (102,9 cm²)

$$\bar{\sigma}_a = \frac{n}{15} K \cdot \bar{\sigma}_b = 7,3 \cdot 81 = 591,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_a = n \left[\bar{\sigma}_b - \left(\bar{\sigma}_b + \frac{G_a}{n} \right) \frac{\delta}{1-\delta} \right] = 1168,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

Condition sismique.

$$M = 454,6 \text{ t.m}$$

$$N = 446 \text{ t}$$

$$T = 32,53 \text{ t}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{454,6}{446} = 1,019 \text{ m} > \frac{R}{4} = 0,1875 \text{ m} \quad \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$\frac{r}{R} = \frac{67,5}{75} = 0,9$$

$$\eta = \frac{e}{D} = 0,68$$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}'_b \cdot B \cdot D} = \frac{454,6 \cdot 10^5}{165 \cdot 1,77 \cdot 10^4 \cdot 1,5 \cdot 10^2} = 0,10 \quad \left. \begin{array}{l} \bar{\omega} = 1,24 \\ \kappa = 18 \end{array} \right\}$$

$$A_s = \frac{15}{\eta} \bar{\omega} \frac{B}{100} = 1 \times 1,24 \cdot \frac{1,77 \cdot 10^4}{100} = 219 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 28 \text{ T } 32 \quad (225 \text{ cm}^2)$$

$$\sigma_a = \frac{\eta}{15} \cdot \kappa \cdot \bar{\sigma}'_b = 18 \cdot 165 = 2970 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{cm} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

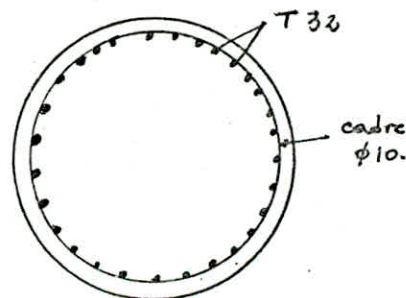
$$\sigma'_a = \eta \left[\bar{\sigma}'_b - \left(\bar{\sigma}'_b + \frac{\sigma_a}{\eta} \right) \frac{\delta}{1-\delta} \right] = 2188,4 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{cm} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\sigma_{cm}}{\kappa} = \frac{4000}{18} = 222,2 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}'_b = 247,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s > A_n \quad \text{on adopte donc } 28 \text{ T } 32 \quad (225 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Leur espacement est : } e = \frac{1}{28} (2\pi \cdot 67,5 - 28 \cdot 3,2) \approx 9 \text{ cm}$$

$$e = 9 \text{ cm.}$$



Espacement transversal.

$$t_1 = 100 (\phi_t - 15 \phi_{Lmax}) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \quad \text{avec } \bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot 82,5 = 123,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_2 = 15 \phi_{Lmin} \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right)$$

$$t_1 = (100 \cdot 1 - 15 \cdot 3,2) \left(2 - \frac{222,2}{123,75} \right) = 10,63 \text{ cm}$$

$$t_2 = 15 \cdot 3,2 \left(2 - \frac{222,2}{123,75} \right) = 9,83 \text{ cm} \approx 10$$

$$\bar{t} = \min(t_1, t_2) \Rightarrow \underline{\bar{t} = 10 \text{ cm}}$$

étude de la semelle sous pile

La semelle est sur pieux métalliques tubulaires de capacité portante égale à 75 t avec capacité portante admissible $\bar{q} \leq 100 \text{ t}$

Calcul du nombre de pieux.

En condition normale on a $N = 1343,6 \text{ t}$ + poids de la semelle.

$$\text{Semelle : } (13,5 \times 5,5 \times 1,4) \times 2,5 = 259 \text{ t}$$

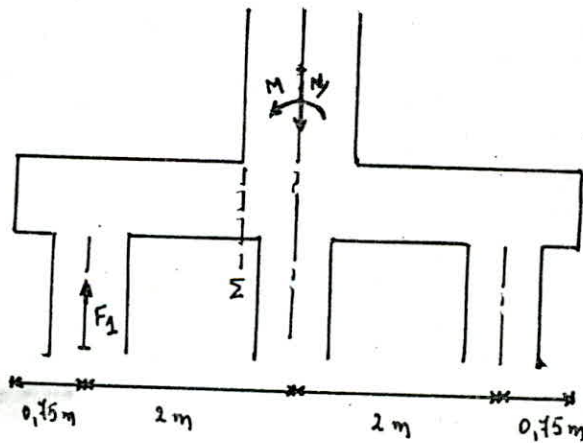
$$N = 1343,6 + 259 \Rightarrow \text{nb de pieux} = \frac{N}{q} = \frac{1343,6 + 259}{75} = 21$$

La semelle sous pile est sur 21 pieux répartis comme suit :
3 file longitudinales de 3 pieux

Ferrailage transversale

Moment revenant à une file de pieux

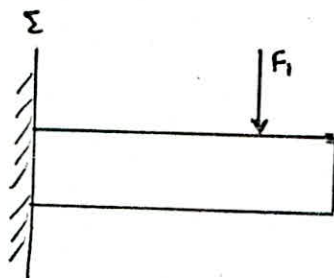
$$M = \frac{543}{3} = 181 \text{ t.m}$$



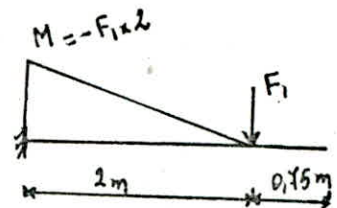
$$F_1 = \frac{N}{21} + \frac{M}{d} ; d = 4 \text{ m}$$

$$F_1 = 75 + \frac{181}{4} = 94,4 \text{ t} < 100 \text{ t}$$

ON utilise la méthode des console sous la charge de la réaction du fût le plus sollicité



$$M = -118 \text{ t.m}$$



des Armatures Inférieures dans la semelle c'est à dire supérieures suivant le schéma de calcul pour équilibrer le moment $M = 118 \text{ t.m}$ seront calculées comme Indiqué:

$$A = \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a} \quad z = \frac{7}{8} h \quad \text{avec } h = 140 \text{ cm}$$

$$z = \frac{7}{8} 140 = 122,5 \text{ cm}$$

$$A = \frac{118 \cdot 10^5}{122,5 \cdot 2800} = 34,3 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 7 \text{ T}25 \quad (A = 34,35 \text{ cm}^2)$$

Vérification en condition limite.

$$A = 34,35 \text{ cm}^2$$

Moment à équilibrer à la section d'encastement $M = -126 \text{ t.m}$

$$\Rightarrow \sigma_a = \frac{M}{A \cdot z} = \frac{126 \cdot 10^5}{34,35 \cdot 122,5} = 2994,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2994 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = \sigma_m = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

Nous garderons donc les 7 T25, $e = 25 \text{ cm}$

Armatures Supérieures

$$\text{forfaitairement on prendra } \frac{A}{5} = \frac{34,35}{5} = 7 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s : 7 \text{ T}12 \quad (A = 7,96 \text{ cm}^2)$$

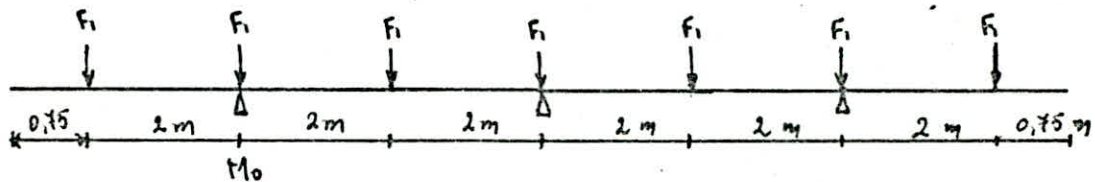
De plus on disposera un double cadre non fermé avec un espacement $E = 20 \text{ cm}$, comme armatures transversales

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux ("poutres incorporées") et de largeur égale à la somme du diamètre ϕ des pieux et de la hauteur h_s de la semelle. Les armatures s'étendent sur toute la largeur de la semelle et doivent être totalement ancrées (crochets normaux) en pontir du plan axial des pieux \perp aux armatures.

Entre les différentes "poutres incorporées", on placera des armatures de répartition A' ayant une section au moins égale au tiers de la section A . $\Rightarrow A' = 11,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \text{ T}16 \quad (12,06 \text{ cm}^2) \quad e = 28 \text{ cm}$

Ferrailage Longitudinal

Longitudinalement, la semelle est sur 7 pieux, on considèrera la semelle comme étant une poutre hyperstatique sur 3 appuis et chargée par 7 charges égales à F_1 .



On ferraillera la semelle sous un moment égal à M_0

$$M_0 = -2F_1 = -2 \cdot 94,4 \text{ t.m} = -188,8 \text{ t.m}$$

$$A = \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{188,8 \cdot 10^5}{\frac{1}{3} \cdot 140 \cdot 2800} = 56 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7 \text{ T } 32 \text{ (} 56,29 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Armatures supérieures

$$A_s = \frac{A}{5} = \frac{56,29}{5} = 11,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7 \text{ T } 16 \text{ (} 11,07 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Armatures longitudinales entre 2 pieux: $A' = \frac{A}{3} = 18,76 \text{ cm}^2$

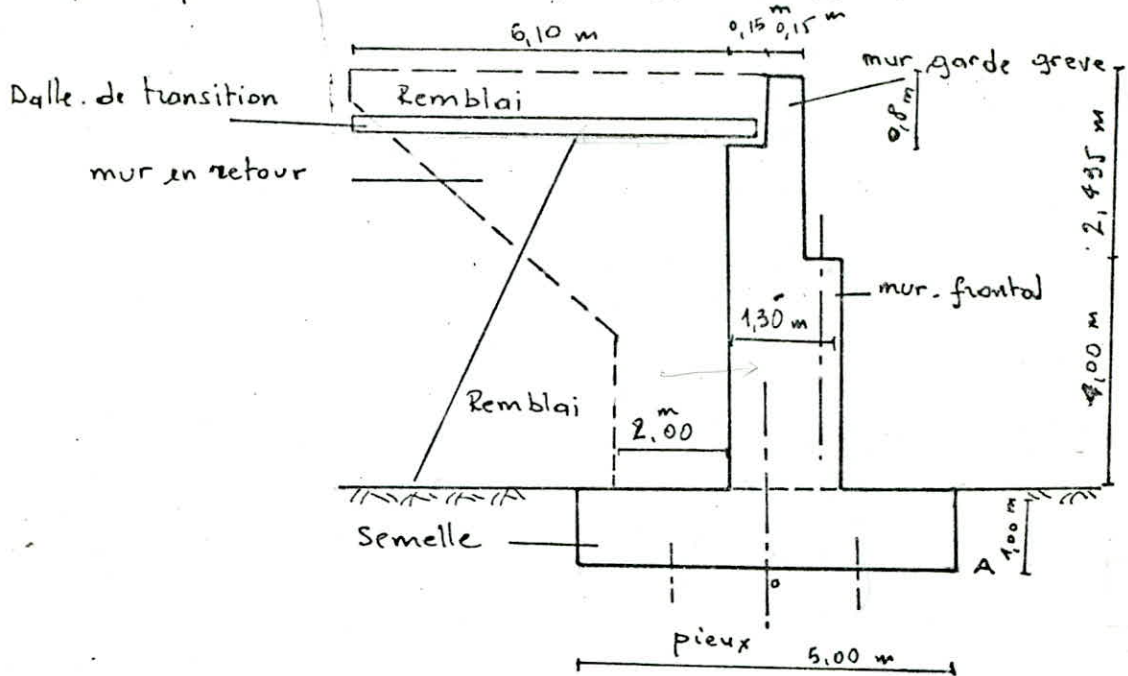
$$\Rightarrow 6 \text{ T } 20 \text{ (} 18,84 \text{ cm}^2 \text{)}, e = 28 \text{ cm}$$

De plus on disposera des cadres non fermés, comme armatures constructives avec espacement $t = 20 \text{ cm}$.

ETUDE de la CULEE

introduction

La culee est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont. Elle assure la liaison entre la chaussée de la route et celle qui est portée par le pont. Nous baserons nos calculs sur le schéma suivant.



stabilité de la culée

La culée est supposée fondée superficiellement. On devra vérifier sa stabilité à vide, en service et en conditions sismiques. En plus des efforts ramenés par le tablier, on tiendra compte des poussées des terres d'une surcharge de 1 t/m^2 et des actions verticales.

- Poussée des terres.

condition normale: $P = \frac{1}{2} K_a \delta h^2 l$ avec $K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

condition sismique: Le coefficient de Poussée sera donné par la formule de MONOBE. OKABE

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \nu) \cdot \cos(\delta - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha - \nu) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \nu)}{\cos(\delta - \alpha + \nu) \cos(\alpha + \beta)}} \right)^2} \cdot k$$

avec:

φ : Angle de frottement

β : inclinaison de la culée par rapport à la verticale

α : Angle de talus naturel avec l'horizontal

δ : Angle de frottement Sol. béton.

ν : $\arctg \frac{E_H}{1 \pm E_V}$

E_H : coefficient sismique horizontal
plus égal à 0,1

$$k: \sqrt{E_H^2 \pm (1 \pm E_V)^2}$$

E_V : - " - " - " Vertical
plus égal à 0,7

Le remblai utilisé a un angle de frottement $\varphi = 30^\circ$ et $\delta = 1,8 \text{ t/m}^3$

Dans notre cas

$\varphi = 30^\circ$, $\beta = 0$, $\delta = 0$ et $\alpha = 0$. La formule [1] se ramène à la formule suivante

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi - \nu)}{\cos \nu \left(1 + \sqrt{\frac{\sin^2 \varphi \sin(\varphi - \nu)}{\cos \nu}} \right)^2} \cdot k$$

application.

Condition Normale: $K_a = 0,333$

Condition Sismique:

SH	$k = 1$	$\nu = 5,71$	$K_{ah} = 0,395$
SV \uparrow + SH	$k = 0,935$	$\nu = 6^\circ,14$	$K_{ah} = 0,374$
SV \downarrow + SH	$k = 1,075$	$\nu = 5^\circ,34$	$K_{ah} = 0,42$
SV \downarrow	$k = 0,93$	$\nu = 0$	$K_{ah} = 0,31$
SV \uparrow	$k = 1,07$	$\nu = 0$	$K_{ah} = 0,357$

tous les efforts sont consignés dans le tableau "1" - stabilité à vide

NB: Les moments renversant et stabilisant sont calculés par rapport au point A.

La culée est dite stable, si les vérifications suivantes seront satisfaites.

* / stabilité de la culée p^r l'égard du renversement

$$\frac{M_s}{M_R} \geq F_s \quad (\text{coefficient de sécurité} = 1,5)$$

* / stabilité de la culée p^r l'égard du glissement

$$\frac{V \tan \lambda}{H} \geq F_s \quad \text{avec } \lambda = 28^\circ$$

* / Résultante des forces agissantes passe dans le tiers central

$$e_1 = \frac{M_s - M_R}{V} \quad \text{d'où } e_0 = \frac{B}{2} - e_1 \leq \frac{B}{6}$$

* / Vérification de la résistance du terrain de fondation (Pointonnement)
Au calcul le moment par rapport au centre de gravité de la semelle

soit $M_G = V e_0$
contraintes sous la semelle

$$\sigma_{1,2} = \frac{V}{S} \pm \frac{M_G \cdot y}{I}$$

$$\text{on vérifie ensuite que: } \sigma(B/4) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} \leq \bar{\sigma}_s$$

Remarque: Le terrain de fondation est constitué d'alluvions récents. La contrainte du sol sera estimée à $\bar{\sigma}_s = 2,8 \text{ kg/cm}^2$

	OPERATIONS	H (+)	V (+)	d (cm)	MR (tm)	MS (tm)
poussée des Terres	$\frac{1}{2} \gamma h^2 \text{ Kah l}$ CN	120,34		2,9	348,99	
	SV↓: $\frac{P_{su}}{0,333} \cdot 0,357$	129,013		2,9	374,14	
	SV↓+SH: $\frac{P}{0,333} \cdot 0,072$	151,78		2,9	440,16	
	SV↑+SH: $\frac{P_{su}}{0,333} \cdot 0,344$	135,16		2,9	391,96	
	SH: $P_{su} \cdot 0,395$	142,75		2,9	413,98	
poussée due à la Surcharge (16/m ²)	$q l h \text{ Kah}$ CN:	32,13		4,25	136,55	
	SV↓: $\frac{P_{su}}{0,333} \cdot 0,357$	34,45		4,25	149,41	
	SV↓+SH: $\frac{P_{su}}{0,333} \cdot 0,072$	40,52		4,25	172,21	
	SV↑+SH: $\frac{P_{su}}{0,333} \cdot 0,344$	36,09		4,25	153,38	
	SH: $\frac{P_{su}}{0,333} \cdot 0,395$	38,11		4,25	161,97	
poids des Terres	P_1 CN		279,2	3,9		1088,88
	SV↓: $P_1 \cdot 1,07$		298,74	3,9		1165,09
	SV↑: $P_1 \cdot 0,93$		259,66	3,9		1012,67
	SH: $P_1 \cdot 0,1$	27,92		3,85	107,5	
Poids des Surcharges sur remblai	$P_2 = q l h$ CN.		96,49	3,9		376,31
	SV↓: $P_2 \cdot 1,07$		103,24	3,9		402,64
	SV↑: $P_2 \cdot 0,93$		89,74	3,9		349,99
	SH: $P_2 \cdot 0,1$	9,649		4	40,99	
Poids du mur Garde Creux (Partie ①)	P_3 CN:		11,58	2,575		29,92
	SV↓: $P_3 \cdot 1,07$		12,39	2,575		31,90
	SV↑: $P_3 \cdot 0,93$		10,77	2,575		27,73
	SH: $P_3 \cdot 0,1$	1,158		6,248	7,235	
Poids du mur garde Creux (Partie ②)	P_4 CN: P_4		7,87	2,725		21,45
	SV↓: $P_4 \cdot 1,07$		8,42	2,725		22,94
	SV↑: $P_4 \cdot 0,93$		7,32	2,725		19,947
	SH: $P_4 \cdot 0,1$	0,787		6,248	4,6	

Poids -du Mur Frontal	P ₅ CN:		160,94	2,15		346,02
	SV↓: P ₅ .1,07		172,20	2,15		370,23
	SV↑: P ₅ .0,93		149,67	2,15		321,79
	SH: P ₅ .0,1	16,1		3	48,3	
Poids -de la Semelle	P ₆ CN:		154,75	2,5		386,88
	SV↓: P ₆ .1,07		165,58	2,5	-	413,95
	SV↑: P ₆ .0,93		143,92	2,5		359,8
	SH: P ₆ .0,1	17,475		0,5	7,74	
Poids du Mur en Retour	P _{r1} CN:		38,97	6,19		241,22
	SV↓: P _{r1} .1,07		41,7	6,19		258,12
	SV↑: P _{r1} .0,93		36,24	6,19		224,33
	SH: P _{r1} .0,1	3,897		4,248	16,55	
	P _{r2} CN:		25,2	6,19		157,99
	SV↓: P _{r2} .1,07		26,96	6,19		166,38
	SV↑: P _{r2} .0,93		23,44	6,19		145,09
	SH	2,52		5,66	14,26	
	P _{r3} CN:		5,72	6,19		35,41
	SV↓: P _{r3} .1,07		6,12	6,19		37,88
SV↑: P _{r3} .0,93		5,32	6,19		32,93	
SH: P _{r3} .0,1	0,572		7,26	4,15		

application

Le tableau "1" nous donne les résultats suivants par le biais des combinaisons défavorables.

Cas \ efforts	V (t)	H (t)	M _R (tm)	M _S (tm)
SV↑ + SH (a)	746,08	249,33	796,68	2494,13
SH (b)	780,72	258,94	827,3	2682,08
SV↓ + SH (c)	835,35	270,38	863,71	2869,13
CN (d)	780,72	78,08	251,34	2682,08

Cas le plus défavorable. (SV↓ + SH).

Vérification de la stabilité

• Glissement

- Rversement:
- a-) $M_S/M_R = 3,13 > 1,5$
 - b-) $M_S/M_R = 3,24 > 1,5$
 - c-) $M_S/M_R = 3,22 > 1,5$
 - d-) $M_S/M_R = 10,6 > 1,5$
- a) $\frac{V}{H} \operatorname{tg} \alpha = 1,6 > 1,5$
 b) $-'' = 1,61 > 1,5$
 c) $-'' = 1,64 > 1,5$
 d) $-'' = 5,30 > 1,5$

- Excentricité:
- a) $(M_S - M_R)/V = 2,275 \rightarrow e_0 = 0,225 < \frac{B}{6}$
 - b) $(M_S - M_R)/V = 2,376 \rightarrow e_0 = 0,124 < \frac{B}{6}$
 - c) $(M_S - M_R)/V = 2,40 \rightarrow e_0 = 0,1 < \frac{B}{6}$
 - d) $(M_S - M_R)/V = 3,11 \rightarrow e_0 = -0,61 < \frac{B}{6}$

- Poinçonnement:
- a) $M_G = 171,57 \text{ tm}$
 - b) $M_G = 101,67 \text{ tm}$
 - c) $M_G = 87,722 \text{ tm}$
 - d) $M_G = -500,16 \text{ tm}$

- Contraintes sous la semelle: $\sigma_{1,2} = \frac{V}{61,9} \pm \frac{6M}{309,5}$

- a) $\sigma_1 = 1,54 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 0,87 \text{ kg/cm}^2$
- b) $\sigma_1 = 1,46 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 1,06 \text{ kg/cm}^2$
- c) $\sigma_1 = 1,52 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 1,18 \text{ kg/cm}^2$
- d) $\sigma_1 = 0,292 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 2,23 \text{ kg/cm}^2$

• Vérifications

- a) $\sigma(B/4) = 1,37 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s$
- b) $\sigma(B/4) = 1,36 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s$
- c) $\sigma(B/4) = 1,44 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s$
- d) $\sigma(B/4) = 1,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$

Conclusion: toutes les conditions étant vérifiées, la culée à vide est stable.

CULEE "en Service" Conditions Normales

	V (t)	H (t)	d (m)	M _R (tm)	M _S (tm)
Zablier	344,35		2		688,7
Freinage		15	7,495	112,425	
Variation Linéaire		13,72	7,495	102,83	
Surcharge Routière	184,04		2		368,08
culee à vide	780,72	78,08		251,34	2682,08
Total	1309,11	106,8		466,6	3738,86

1. Renversment: $M_S/M_R = 8 > 1,5$
2. Glissement: $v \cdot \text{tg} \lambda / H = 6,5 > 1,5$
3. Excentricité: $e_1 = \frac{M_S - M_R}{V} = 2,499 \text{ m} \rightarrow e_0 = 0,001 < B/6$
4. Poinçonnement: $M_G = V \cdot e_0 = 1,31 \text{ tm}$

$$\sigma_1 = 2,14 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,083 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma(B/4) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = 2,13 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

⇒ La culee est stable.

STABILITE "en Service" Conditions Sismiques.

(Ces résultats sont donnés par le tableau de la page suivante)

Cas plus défavorable: $\xrightarrow{\text{SISME}} + \xrightarrow{\text{Poussée}}$

$$\text{ou aura: } \Sigma V = 1330,66 \text{ t} \quad \Sigma M_S = 3721,65 \text{ tm}$$

$$\Sigma H = 279,3 \text{ t} \quad \Sigma M_R = 976,31 \text{ tm}$$

Verification de la Stabilité

1. Renversment: $M_S/M_R = 3,8 > 1,5$
2. Glissement: $\frac{V}{H} \text{tg} \lambda = 2,5 > 1,5$
3. Excentricité: $e_1 = \frac{M_S - M_R}{V} = 2,06 \rightarrow e_0 = 0,44 < \frac{B}{6}$
4. Poinçonnement: $M_G = V \cdot e_0 = 585,5 \text{ tm}$

$$\sigma_1 = 3,28 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma(B/4) = 2,71 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_2 = 1,01 \text{ kg/cm}^2$$

Conclusion Générale: Toutes les conditions requises étant vérifiées, la culee sera stable sous n'importe quel cas de charge

	V (t)	H (t)	d (m)	M _R (tm)	M _S (tm)
poussée des Terres		151,78	2,9	440,16	
Poussée due à la surcharge		40,52	4,25	172,21	
Poids des Terres	298,74		3,9		1165,09
Poids des Surcharges sur Remblai	103,24		3,9		402,64
Poids du Mur en SV Retour SH	41,7		6,19		258,12
		3,897	4,248	16,55	
Poids du Mur SV Garde.Greve SH	8,42 12,39		2,725 5,575		22,94 31,90
		0,787 1,158	5,848 6,248	4,60 7,235	
Poids du Mur SV frontal SH	172,20		2,15		370,23
		16,1	3	48,3	
Poids de la SV Semelle SH	165,58		2,5		413,95
		15,475	0,5	7,74	
Poids du Tablier	344,35		2		688,7
Poids de surcharge Routière	184,04		2		368,08
Freinage		15	7,495	112,43	
Variation Lineaire		13,72	7,495	102,83	
SEISME		20,85	5	104,25	

calcul des elements de la culée

Mur garde Grève

actions:

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur sa face arrière

- Poussee des terres
- Poussee des charges locales en arrière du mur
- Effort de freinage

Evaluation des efforts

. Poussee des terres: Le moment engendré par cette poussee aura pour expression

$$M_T = \frac{1}{6} K \delta h^3$$

où K : coefficient de poussee = 0,333

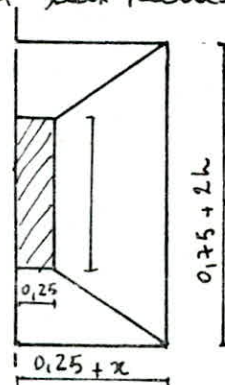
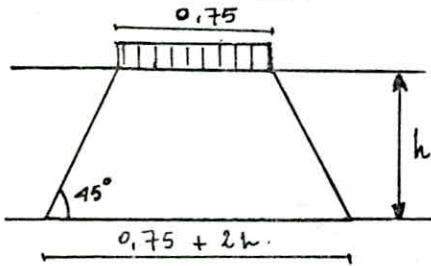
δ : poids volumique du remblai = 2,0 t/m³

h : hauteur du mur garde-grève = 2,495 m

$$\Rightarrow M_T = 1,72 \text{ tm/ml}$$

. Poussee des charges locales

Pour $0,5 \text{ m} \leq h \leq 3 \text{ m}$, il a été vérifié que la sollicitation totale due aux camions, types Bc (poussee des charges locales + freinage) était plus défavorable pour le mur-garde Grève. L'effet le plus défavorable est produit par 2 roues arrière de 6t de deux camions accolés placés de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière du garde-grève. Les charges réelles, soit 2 roues de 6t distantes de 0,50 m sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12 t répartie sur un rectangle de (0,25 x 0,75) m. circonscrit aux carrés d'impact de chacune des roues.



Le moment flechissant à l'encastrement avec le mur frontal a pour valeur

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx \quad \text{tm/ml}$$

où

$$K = K_a h \delta b_c \quad \text{avec} \quad K_a h = 0,333$$

$$\delta = 1 \text{ (charge sur remblai)}$$

$$b_c = 1,1$$

$$\Rightarrow K = 0,439$$

ou aura donc pour $h = 2,495 \text{ m} \Rightarrow M_p = 0,92 \int_0^{2,495} \frac{h-x}{0,25+x} dx$

$$h = 2,495 \approx 2,5 \text{ m} \Rightarrow M_p = 3,27 \text{ tm/ml}$$

Force de freinage d'un essieu lourd du camion Bc

$$M_F = \frac{6h}{0,25+2h} \cdot 1,2 = \frac{7,2h}{0,25+2h}$$

Moments appliqués à la base du mur garde grève

$$M_T = 1,72 \text{ tml/ml}$$

$$M_P = 3,27 \text{ tml/ml}$$

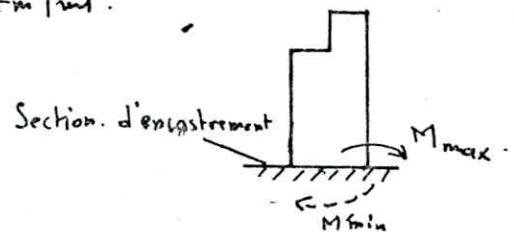
$$M_F = 3,43 \text{ tml/ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_T = 1,72 \text{ tml/ml} \\ M_P = 3,27 \text{ tml/ml} \\ M_F = 3,43 \text{ tml/ml} \end{array} \right\} \Rightarrow M_{\text{total}} = 8,42 \text{ tml/ml}$$

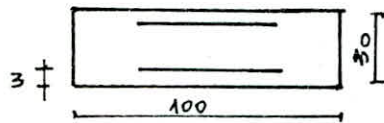
La formule approchée donne: $M = 2,5(h+1) = 8,7 \text{ tml/ml}$

Le moment, à l'encastrement dans le sens opposé est essentiellement dû au freinage minoré de la poussée des terres et pourra être évalué quelle que soit la hauteur h du mur à :

$$M' = -3,2 \text{ tml/ml}$$



Ferraillage



Ferraillage Vertical: $M_{\text{vertical}} = 8,42 \text{ tml/ml}$

$$\mu = \frac{\mu M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0618 \Rightarrow \epsilon = 0,8971 \Rightarrow A_1 = 12,4 \text{ cm}^2$$

$$k = 33,6$$

on choisit $8 \phi 14 \text{ HA } (12,32 \text{ cm}^2)$

La contrainte de fissuration étant $< \bar{\sigma}_a$, on travaillera avec $\sigma_2 = \bar{\sigma}_a$

$$\sigma_2 = 2222 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A'_1 = A_1 \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma_2} = 15,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_1 = 16,94 \text{ cm}^2 = 11 \phi 14 \text{ HA}$$

Vérification des contraintes:

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{bh} = 0,627 \Rightarrow \epsilon = 0,8834$$

$$k = 27,9$$

$$\bar{\sigma}_a = 2084 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = 79,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Ferraillage horizontal:

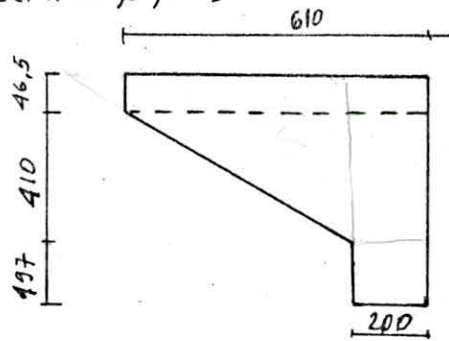
On met des $\phi 10 \text{ HA}$ tous les $0,15 \text{ m}$ sur les 2 faces

Remarque:

Les moments obtenus en condition sismique sont inférieurs aux moments en condition normale, il n'y a pas lieu donc de faire une vérification.

Murs en Retour

schéma à considérer



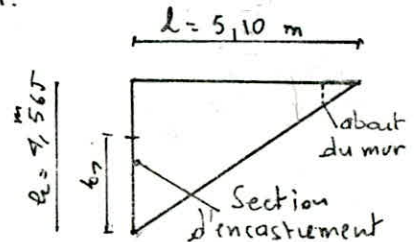
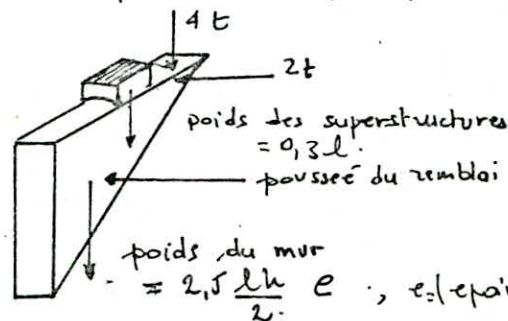
Actions et Sollicitations

chaque mur en retour est soumis aux charges suivantes qui peuvent être appliquées ensemble

- poids propre, y. compris superstructures
- poussée horizontale remblai
- charges concentrées vers l'extrémité du mur

Remarque: Les charges concentrées sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4 t et une charge horizontale de 2 t. Les valeurs retenues pour ces charges sont conventionnelles et permettent

Les schémas ci-dessous définissent les forces appliquées ainsi que la géométrie du mur prise en compte pour le calcul.



$$e = \text{épaisseur du mur} = 0,60 \text{ m}$$

Evaluation des Efforts

* / Effet des charges Verticales:

Les forces verticales exercent à l'encastement (pour l'ensemble du mur) un effort tranchant

$$T = 2,5 l \frac{h}{2} \cdot e + 0,3 l + 4 = 23 \text{ t}$$

- un moment d'axe horizontal

$$M_V = 2,5 \frac{l^2 h}{6} e + 0,3 \frac{l^2}{2} + 4 (l-1) = 50 \text{ tm}$$

* / effet des charges horizontales:

Les forces horizontales agissant normalement au parement du mur produisant des moments d'axe vertical sollicitant la section d'encastement dans le mur.

Conventionnellement, elles sont constituées d'une force concentrée de 2 t et d'une poussée répartie sur toute la surface du mur d'intensité uniforme égale à $\frac{4}{3} + 0,5$ (en t/m²). Les forces horizontales exercent à l'encastement un effort tranchant.

$$T = H = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right) \frac{1}{2} h + 2 = 25,53 \text{ t}$$

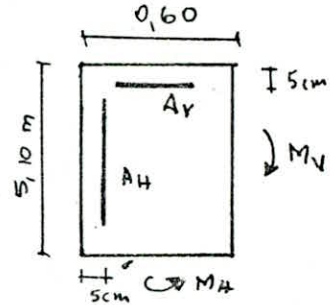
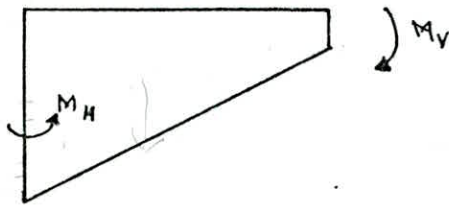
un moment vertical

$$M_H = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right) \frac{1}{6} h^2 + 2(l-1) = 48,21 \text{ tm}$$

Ferraillage:

ou a: $M_V = 50 \text{ tm}$
 $T_V = 23 \text{ t}$

$M_H = 48,21 \text{ tm}$
 $H = 25,53 \text{ t}$



Axe horizontal:

$$\mu = 0,00175 \rightarrow \epsilon = 0,9811$$

$$\sigma'_s = 11,2 < \bar{\sigma}'_s$$

$$K = 250$$

$$\Rightarrow A_H = 3,6 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 20 \text{ HA } (6,28 \text{ cm}^2)$$

Remarque:

La contrainte dans le béton est très faible. Le béton peut reprendre, on lui seul les efforts d'axe horizontal.

Axe vertical:

$$\mu = 0,0167 \rightarrow \epsilon = 0,9429$$

$$\sigma'_s = 38,62 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 72,5$$

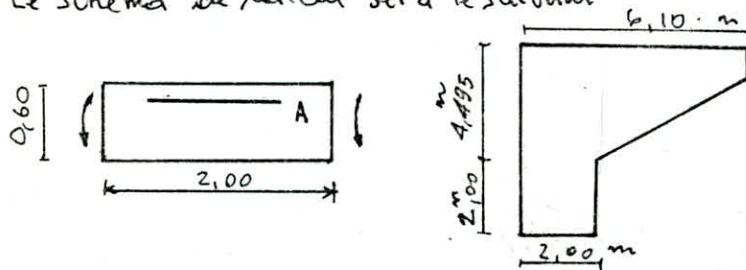
$$\Rightarrow A_V = 33,2 \text{ cm}^2 \rightarrow 11 \phi 20 \text{ HA } (34,54 \text{ cm}^2)$$

Remarque:

le ferraillage est obtenu pour la partie "1", il peut être étendu à la partie "2" en choisissant un espacement adéquat qui sera donc notre cas $e = 15 \text{ cm}$. On obtiendra 23 HA 20 sur toute la hauteur du mur en retour.

Etude de la section d'encastrement Mur. Semelle

pour cette étude on supposera l'oreille totalement indépendante. Le schéma de calcul sera le suivant



Conditions normales.

poussée des terres: $\frac{1}{2} 2(4,565)^2 \cdot 0,333 = 6,94 \text{ t/ml}$

d'où $M_p = 10,56 \text{ tm/ml}$

poussée due à la surcharge (1 t/m^2) = $\frac{1}{2} 4,565 \cdot 0,333 = 1,824 \text{ t/ml}$

$$M_q = 4,16 \text{ tm/ml}$$

Conditions sismiques

$$\text{poussée des terres} : \frac{1}{2} \times (4,565)^2 \times 0,42 = 8,75 \text{ t/m}$$

$$M_p = 13,31 \text{ t/m}$$

$$\text{poussée due à la surcharge} : 4,565 \times 0,42 = 1,92 \text{ t/m}$$

$$M_q = 4,38 \text{ t/m}$$

$$\text{Moment total} : M_t = 17,69 \text{ t/m}$$

Le moment qui agira sur la section considérée aura pour valeur

$$M_t = 17,69 \times 6,10 = 108 \text{ tm}$$

$$\text{d'où } \mu = 0,0638 \rightarrow \varepsilon = 0,89566 \quad \sigma'_b = 127,5 < \bar{\sigma}'_b$$

$$k = 32,93$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_{en} \varepsilon k} = 52,19 \text{ cm}^2 \rightarrow 17 \text{ HA } 20 \quad (53,28 \text{ cm}^2 \text{ et } e = 12 \text{ cm})$$

verification des contraintes

Partie "1"

$$\times / \text{Axe horizontal} : M_v = 50 \text{ tm}, A_v = 6,28 \text{ cm}^2 \quad (2 \text{ HA } 20)$$

$$\bar{\omega} = 0,0208 \rightarrow \varepsilon = 0,9746 \quad \sigma_a = 1618 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$k = 182 \quad \sigma'_b = 8,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\times / \text{Axe Vertical} : M_u = 48,21 \text{ tm}, A_u = 72,22 \text{ cm}^2 \quad (25 \text{ HA } 20)$$

$$\bar{\omega} = 0,257 \rightarrow \varepsilon = 0,9194 \quad \sigma_a = 1320 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$k = 47 \quad \sigma'_b = 28,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = (\sigma_{av}^2 + \sigma_{av}^2)^{1/2} = 2088 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \quad \sigma'_b$$

Partie "2" Mur-semelle

$$- \text{C.S.} : \bar{\omega} = 0,485 \rightarrow \varepsilon = 0,8948 \quad \sigma_a = 4111 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{en}$$

$$k = 32,53 \quad \sigma'_b = 126,38 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}'_b$$

Verification à l'effort tranchant.

Partie "1"

$$\times / \text{Axe horizontal} : T = 23 \text{ t}, \tau_{bv} = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{23 \cdot 10^3}{60 \cdot 719 \cdot 644,5} = 0,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\times / \text{Axe Vertical} : T = 25,53 \text{ t}, \tau_{bh} = \frac{25,53 \cdot 10^3}{649,5 \cdot 718 \cdot 55} = 0,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = (\tau_{bv}^2 + \tau_{bh}^2)^{1/2} = 1,07 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b = 26,3 \text{ kg/cm}^2$$

Pes efforts tranchants étant faibles, on disposera un ferrailage transversal minimal soit

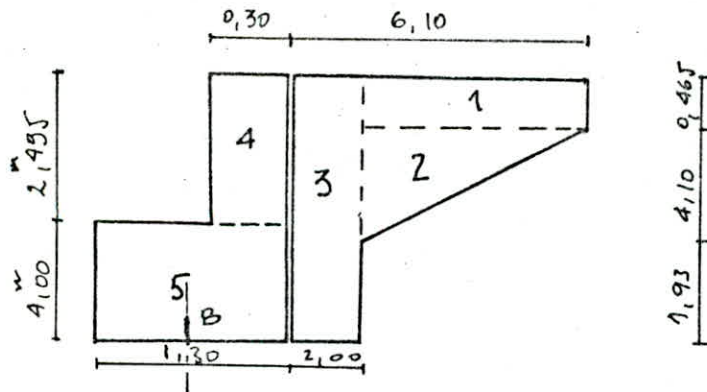
- 16 HA 10 $e = 20 \text{ cm}$ - ses cadres reprendront les 2 HA 20

- 25 cadres HA 10 qui reprendront les barres d'axes Vertical

$$\text{Partie "2"} : \text{CN. } T = 8,764 \text{ t/m} \rightarrow T = 17,53 \text{ t}$$

$$\tau_b = 1,82 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b$$

Mur de Front ou cheuêtre



Evaluation des Efforts

* / Culée à vide

	operations	H (t/ml)	V (t/ml)	Z (m)	M _B (t.m/ml)
Q ₁	SH: Q ₁ x 0,1	0,052		6,26	0,33
Q ₂	SH: Q ₂ x 0,1	0,23		4,66	1,07
Q ₃	SH: Q ₃ x 0,1	0,35		3,25	1,14
Poussée des Terres	CN	9,72		1,9	18,47
	SH: 0,1	12,26		1,9	23,3
Poussée due à la surcharge	CN: 1,2 h Kab	2,6		3,25	8,45
	SH: P ₀ x 0,12	3,28		3,25	10,66
Q ₄	CN Q ₄		1,87	0,5	- 0,94
	SV Q ₄ x 0,1		2	0,5	- 1
	SH Q ₄ x 0,1	0,187		3,25	0,61
Q ₅	CN Q ₅		13	0	0
	SU Q ₅ x 0,1		13,91	0	0
	SH Q ₅ x 0,1	1,3		2	2,6

Nota: On n'a pas fait intervenir les efforts sismiques verticaux des éléments du mur en retour, car d'une part ils ne sollicitent pas la section "B" et d'autre part ils induisent des moments qui ne sont pas défavorables par rapport au choix qu'on a fait

La combinaison d'efforts donne H = 12

Condition. Normale :
 $H = 12,32$ t/ml
 $V = 14,87$ t/ml
 $M_B = 26$ t.m/ml

Condition. Sismique
 $H = 17,66$ t/ml
 $V = 15,91$ t/ml
 $M_B = 38,71$ t.m/ml

Culée en Service

	H (t)	V (t)	Z (m)	M _B tm	M _B tm/ml
charge permanente G		344,35	0,15	51,65	4,7
Surcharge S	1	220,85	0,15	33,13	3,01
Variation linéaire	13,72		4	-54,88	-5
Freinage	15		4	60	5,45
Seisme	20,85		4	83,4	7,58

Condition Normale: $H = 2,61 + 12,32 = 14,93 \text{ t/ml}$

$$V = 51,38 + 14,07 = 66,25 \text{ t/ml}$$

$$M = 38,71 + 8,16 = 46,87 \text{ tml}$$

Condition Sismique: $H = 17,66 + \frac{20,85}{11} + (-) \frac{13,72}{11} = 18,31 \text{ t/ml}$

$$V = 15,91 + 33,5 + 16,73 = 66,14 \text{ t/ml}$$

$$M = 38,71 + 15,74 = 54,45 \text{ tml}$$

Nota:

$$G = 344,35 \times 1,07 = 368,45 \text{ t} \Rightarrow 33,5 \text{ t/ml}$$

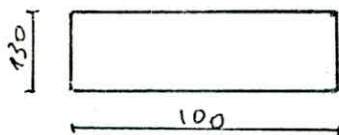
$$S = 184,04 \text{ t} \Rightarrow S' = 16,73 \text{ t/ml}$$

$$M_{G/B} = 33,5 \times 0,15 = 5,025 \text{ tml}$$

$$M_{S/B} = 16,73 \times 0,15 = 2,51 \text{ tml}$$

La section d'encastrement "B" sera sollicitée par V et M.
Le calcul du mur frontal se fera en flexion composée.

$$e_0 = \frac{M}{V} = 0,82 > \frac{h}{6} = 0,22 \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$



$$e_1 = e_0 + \frac{h}{2} - d = 1,42 \text{ m}$$

$$\text{d'où } M' = V e_1 = 93,92 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{\eta M'}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0322 \rightarrow \epsilon = 49,8 \quad \sigma'_s = 16,22 \text{ kg/cm}^2 \approx 2 \bar{\sigma}_s$$

$$k = 0,9228$$

$$\Rightarrow A = 29,08 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A - \frac{V}{f_y} = 5,46 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 4 \text{ HA } 14 \rightarrow A_2 = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm/ml}$$

On disposera par ailleurs, un ferrailage constructif de manière à former une cage. On adoptera donc des HA 10 espacés de 10 cm

Ferrailage du Sommier d'appui

Les forces agissant sur la partie supérieure du Sommier (mur de front) sont constituées par les descentes de charges locales P_i

Sous l'action de ces charges, il y a risque de fissuration suivant les plans verticaux et les plans obliques.

-1. Armatures de Chainage

$$R_{max} = G + 1,2P = 68,87 + 1,2 \cdot 36,81 = 130,042 \text{ t}$$

On a déjà disposé sur la partie supérieure 10 HA 10 $e = 10 \text{ cm}$ (armatures constructives). On vérifie si ces armatures suffisent pour reprendre d'éventuelles fissures dues aux efforts localisés. Ces armatures peuvent jouer le rôle de chainage dans le cas où

$$A = 0,25 \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_a} = 11,61 \text{ cm}^2 \rightarrow 15 \text{ HA. 10}$$

donc on ajoutera 5 HA 10 aux armatures constructives du mur de front

-2. Armatures de Surfaces d'éclatement

On disposera au droit de chaque appareil d'appui (Bossage) : une fûtelle -sup de surface dont la section totale est capable de reprendre un effort égal à $0,04 R$. 5 $\phi 10$ Adu suffisent pour équilibrer cet effort en profondeur, on disposera 5 $\phi 10$ Adu sur 25 cm ($e = 5 \text{ cm}$)

Dalle de transition

Rôle : C'est une dalle placée sous la chaussée aux entrées de Pont.

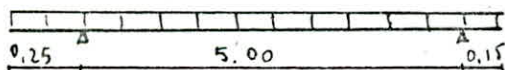
La présence a pour but d'éviter le dénivèlement qui se produira éventuellement entre la chaussée routante et celle du pont au cas de tassement du remblai. Elle sera calculée comme étant une poutre appuyée simplement sur ses 2 extrémités.

évaluation des charges et surcharges

charges permanentes :

poide propre de la dalle	$2,5 \times 0,3 = 0,75 \text{ t/m}^2$
remblai	$2 \times 2,5 = 5 \text{ t/m}^2$
revêtement	$2,2 \times 0,08 = 0,176 \text{ t/m}^2$
	$q = 1,926 \text{ t/m}^2$

Surcharges :



Les 2 roues de rangées P_1 et P_2 sont équivalentes chacune à une charge répartie de $5,5 \text{ t/m}$ assimilable à un rouleau indéfini

La charge P_1 est affectée d'un coefficient dynamique égale à 2 (pour tenir compte du choc d'un essieu au voisinage de l'appui). La charge équivalente à la rangée P_2 se répartit entre les 2 appuis de la dalle de transition et doit être affectée d'un coefficient de majoration de 1,2

Bc : $R = 2 \times 5,5 + \frac{5,5(5 - 1,5)}{5} = 14,85 \text{ t/m}$

Bt : $R = 2 \times 5,5 + \frac{5,5(5 - 1,35)}{5} = 15,02 \text{ t/m}$

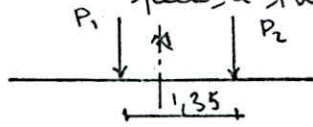
conclusion: le système Bt est le plus défavorable

Evaluation des efforts.

- charges permanentes: $M_0 = \frac{9 \cdot l^2}{8} = 6,02 \text{ tml/ml}$

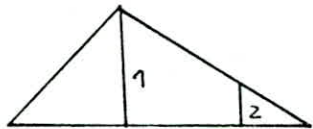
$$T_0 = \frac{9l}{2} = 4,82 \text{ t/ml}$$

- Surcharges: La disposition la plus défavorable nous sera donnée par le théorème de Bresse



$$y_1 = 1,237 \text{ avec } u = 0,506 \text{ m}$$

$$y_2 = 0,63 \quad e = 25,3 \text{ cm}$$



$$\Rightarrow M_s = 11 \times 1,237 + 6,6 \times 0,63 = 17,765 \text{ tml/ml}$$

L'effort tranchant a été calculé au paravant

$$T_s = 15,02 \text{ t/ml}$$

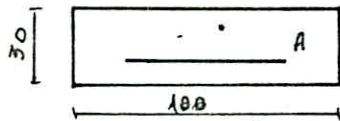
finalément on aura

$$M = M_0 + M_s = 23,785 \text{ tml/ml}$$

$$T = T_0 + T_s = 19,84 \text{ t/ml}$$

. Ferrailage:

$$\phi \leq 20 \quad \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$



$$\mu = 0,1748 \rightarrow \epsilon = 0,8437$$

$$K = 16,973$$

$$\sigma'_b = 164,96 \# 165 \text{ kg/cm}^2 \text{ (ok)}$$

$$A = 37,29 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 12 \text{ HA } 20 \text{ (} 37,69 \text{ cm}^2 \text{) et } e = 9 \text{ cm / ml}$$

Verification des contraintes:

. fissuration: $\bar{w}_f = 0,063$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 3092 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1859 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) < \bar{\sigma}_a \\ \text{- pas de risque} \end{array}$$

$$\bar{w} = \frac{100 A}{bh} = 1,4$$

$$\epsilon = 0,8437$$

$$K = 16,973$$

$$\sigma_a = 2271 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a^*$$

$$\sigma'_b = 164,96 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

. Effort tranchant:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

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

$$z = \frac{7}{18} h = 23,63 \text{ cm}$$

$$\tau_b = 8,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 8,74 \text{ kg/cm}^2$$

étude de la semelle sous culée

Les fondations, sont généralement classées du point de vue de leur calcul en 2 catégories

- Fondations superficielles
- Fondations profondes

La nature du terrain rencontré au droit de la culée nous a poussé à adopter une fondation superficielle dont les dimensions sont régies par la forme de la culée et des pieux métalliques battus ancrés jusqu'au refus

Capacité portante admissible d'un pieu: $\bar{q} = 100 \text{ t}$
 " " " d'un pieu: $q = 75 \text{ t}$ (lors des essais)
efforts sollicitant la culée:

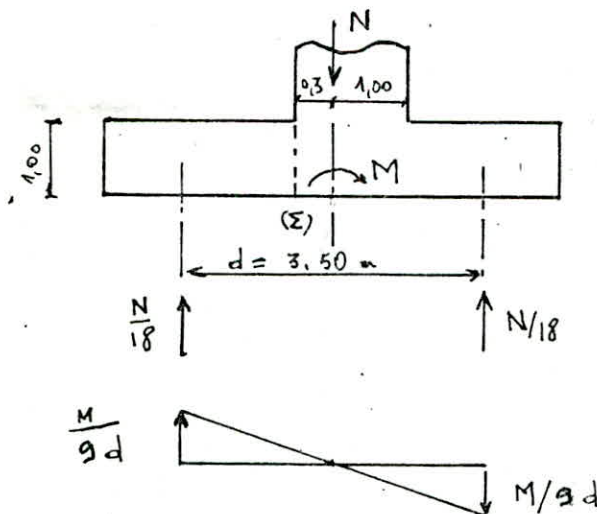
Condition Normale: $N = 1309,11 \text{ t}$ + poids propre de la semelle (P_s)
 $M = 1,31 \text{ tm}$

Condition Sismique: $N' = 1330,66 \text{ t}$ + poids propre de la semelle
 $M' = 585,5 \text{ tm}$

Nombre de pieux: $N_p = \frac{N + P_s}{100}$ avec $P_s = (13,5 \times 5 \times 1) 2,5 = 168,75 \text{ t}$
 $\Rightarrow N_p = 14,77 \approx 15$ pieux. (en. c.N) (5 files de 3 pieux)

Vérification en. C.S: $R = \frac{N'}{15} + \frac{M'}{3,5 \cdot 5} = 133 \text{ t} > 100 \text{ t}$

On doit augmenter le nbr de pieux. $N_p = 18$ pieux (9 files de 2 pieux)



$$R_g = \frac{N}{18} + \frac{M}{9d} = 82,14 \text{ t}$$

$$R_d = \frac{N}{18} - \frac{M}{9d} = 82,06 \text{ t}$$

avec
 $\max(R_g, R_d) < 100 \text{ t}$

Ferrailage transversale : Méthode des consoles

moment par rapport à la section (Σ): $M = R_g \left(\frac{d}{2} - a \right)$ avec $a = 0,30 \text{ m}$

$$A_1 = \frac{M}{\sigma_s \cdot \bar{\sigma}_a} = 48,57 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } \bar{\sigma}_a = 0,875 h \Rightarrow M = 119,10 \text{ tm}$$

on adopte: 10T25, $e = 15 \text{ cm}$, $A_1 = 49 \text{ cm}^2$

Vérification en condition sismique

$$R'_g = \frac{N'}{18} + \frac{M'}{9d} = 100 \text{ t} \Rightarrow M'(\Sigma) = R'_g \left(\frac{d}{2} - a \right) = 145 \text{ tm}$$

$$\sigma_a = \frac{M'(\Sigma)}{A \cdot \bar{\sigma}_a} = 3382 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ok})$$

armatures supérieures: $A_s = \frac{A_1}{5} = 9,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow 10\text{T}12 \quad (A = 11,31 \text{ cm}^2)$
 $e = 15 \text{ cm}$

Ferrailage longitudinale

Dans le sens longitudinal de la semelle, on disposera des armatures de répartition de section $A_2 = \frac{A_1}{3} = 16,63 \text{ cm}^2$

$\rightarrow 6\text{T}20 \quad (A = 18,84 \text{ cm}^2) \quad e = 30 \text{ cm}$

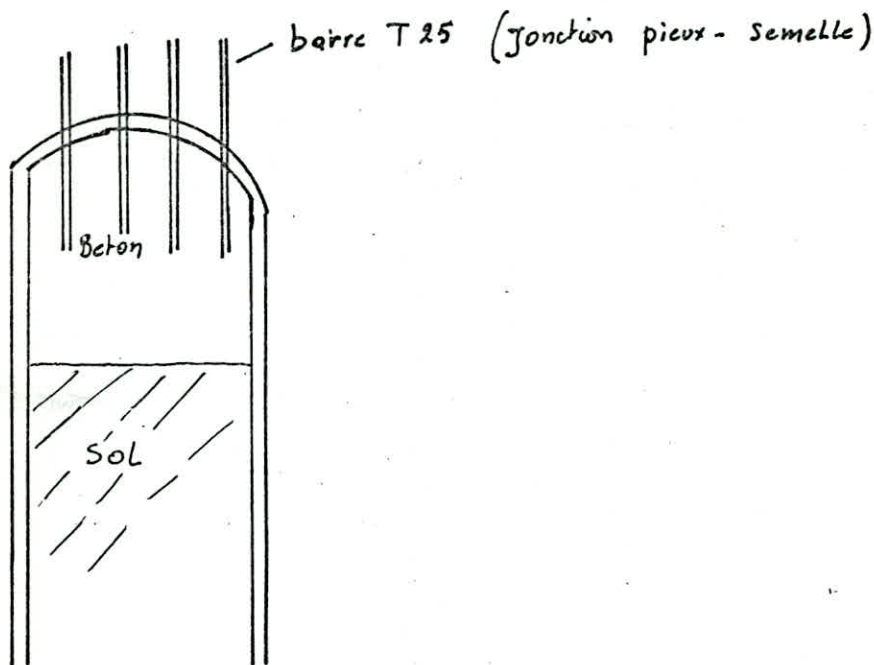
FONDATIIONS

d'Entreprise a opté au dernier lieu de battre des pieux métalliques tubulaires de diamètre égale à 60 cm ; ceci dans un but d'économie et dans le souci de rapidité d'exécution

La capacité portante du pieux métallique a été déterminé après plusieurs essais en chantier, elle est de 75 t, sans toutefois dépasser 100 t (capacité admissible)

On bat le pieux jusqu'à ce qu'il rencontre la roche dure ou le bon sol (refus) après, on coupe au ras du niveau inférieur de la fondation, on coule du béton sur une profondeur de 50 cm à l'intérieur du pieux. Ceci pour réaliser une surface plane.

avant de couler le béton, on soude 8 barres T25 sur la paroi intérieure du pieux, ceci pour réaliser la jonction du pieux avec la semelle.



Bibliographie

- . Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes par:
R. BARES, Ch. Massonnet edit: DUNOD
- . Le Projet de Béton précontraint par: R. LACROIX, FUENTES edit: EYROLLES
- . Béton Précontraint par: Y. GUYON edit: EYROLLES
- . Guide Pratique du Béton précontraint par: G DREUX. edit: EYROLLES
- . Cours de Béton Précontraint par: G DREUX
- . Calcul et Vérification des Ouvrages en Béton Armé par: P. CHARON edit: EYROLLES
- . Fond 72 Edit LCPC SETRA
- . DOCUMENTS . SETRA (Bulletin n° 2 et 4)
- . CCBA 68
- . POUSSÉE - BUTÉE et portance des sols par: E. DEMBICKI
- . Cahier de Prescription Sommaire. CPC
- . La pratique des Sols et des Fondations par: FILLIAT edit:
Le MONITEUR

