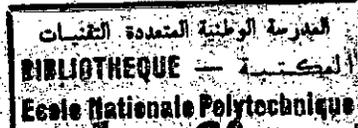


8/98

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL



Projet de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme
d'ingénieur d'état en Génie Civil

Thème

ETUDE D'UN PONT BIAIS À POUTRES
EN BÉTON PRÉCONTRAIN

Proposé par :

E.N.G.O.A

Etudié par :

AOUISSA B.

Dirigé par :

M. BOUTEMEUR R.

Promotion : Septembre 1998

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Projet de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme
d'ingénieur d'état en Génie Civil

Thème

ETUDE D'UN PONT BIAIS À POUTRES
EN BÉTON PRÉCONTRAIT

Proposé par :

E.N.G.O.A

Etudié par :

AOUISSA B.

Dirigé par :

M. BOUTEMEUR R.

Promotion : Septembre 1998

Dédicace :



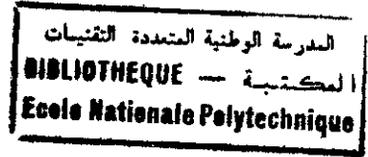
Je dédie ce modeste travail à :

- *mes parents en signe de reconnaissance pour tous les sacrifices consentis à mon égard.*
- *mes frères, ainsi que toute ma famille.*
- *mes professeurs.*

tous mes amis, en particulier : Saïd, Kamel, Noredidine et Omar.

Aouissa Benyoucef

Remerciements :



Je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance et toute gratitude à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

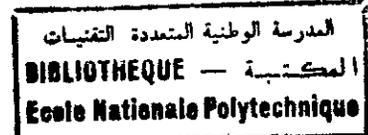
Mes vifs remerciements aux membre du jury, qui me font l'honneur de juger mon travail.

Que mon promoteur, Monsieur R. BOUTEMEUR, trouve mes vifs remerciements pour ces conseils à chacune de nos entrevues et son aide si efficace.

Mes remerciements s'adressent aussi à tous ceux qui ont facilité ma tâche, en l'occurrence Monsieur MRAINNE (Responsable du bureau d'études à l'E.N.G.O.A), ainsi que Melle H. AZEM (Ingénieur de l'E.N.G.O).

Sans oublier le personnel de la bibliothèque, ainsi que du périodique qui ont mis à ma disposition toute la documentation désirée.

SOMMAIRE :



I. Représentation de l'ouvrage	1
II. Caractéristiques des matériaux	1
III. Caractéristiques géométriques de la poutre	2
Chapitre I : Etude des charges et surcharges	5
Chapitre II : Calcul des sollicitations	8
Chapitre III : Etude de la précontrainte	31
Chapitre IV : Plaque d'about	66
Chapitre V : Calcul des déformations	69
Chapitre VI : Calcul des appareils d'appui et du joint de chaussée	74
Chapitre VII : Calcul du hourdis	81
Chapitre VIII : Calcul de la prédalle	105
Chapitre IX : Etude de la culée	107
Chapitre X : Etude de la pile	118
Chapitre XI : Etude des pieux	128
Chapitre XII : Etude du sol	131

ANNEXE

BIBLIOGRAPHIE

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

تقديم

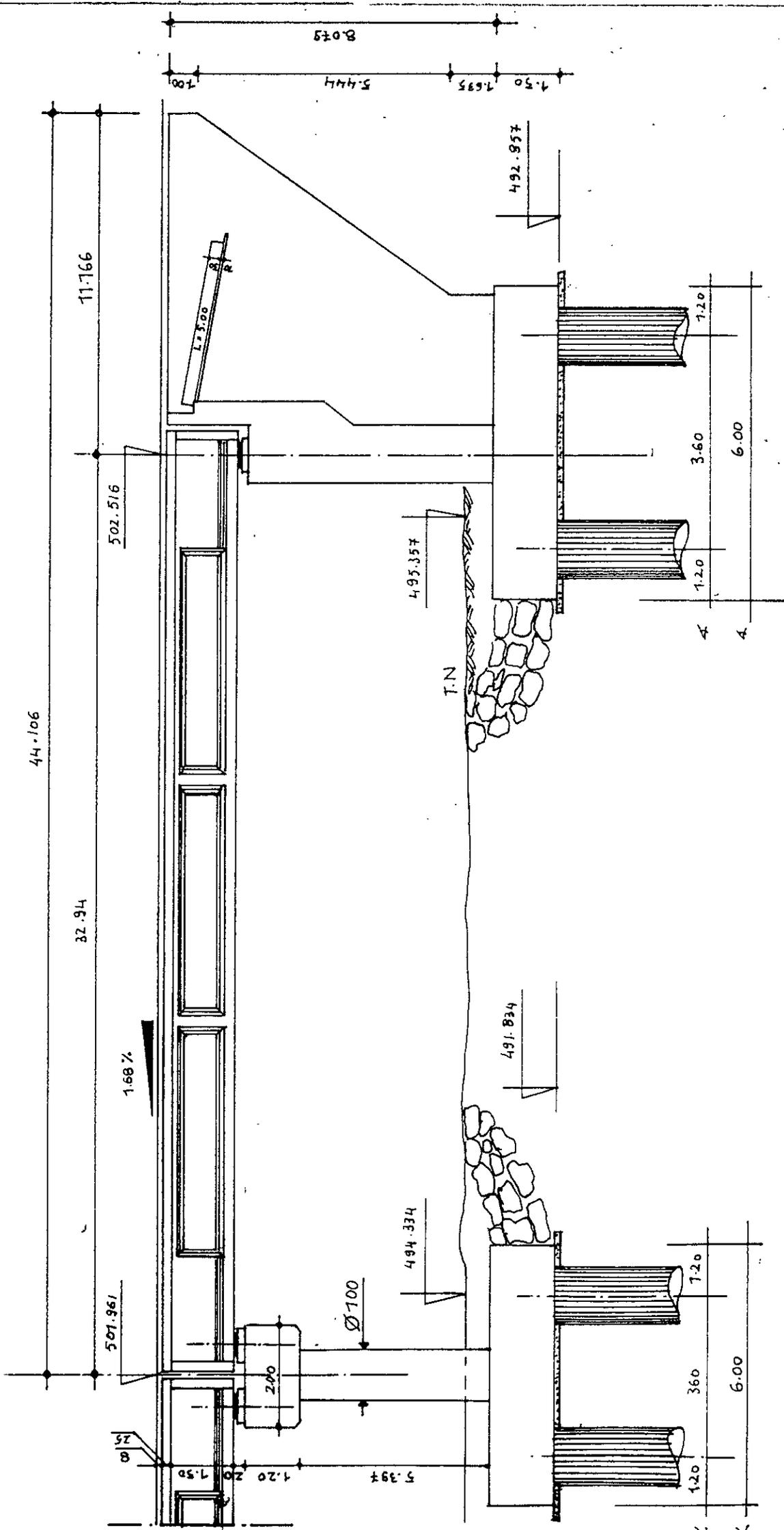
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

يدرس هذا المشروع جسر منحرف مكون
من الأسمنت المسلح السابق الإجهاد ، زاوية
المنحرفه 78.89 غراد ، ومكان إغبارزه بولاية
بويرة ، وظيفته هذا الجسر هو لجتياز واد زيان علي
الطريق الوطني رقم 05 ، هذا المشروع هو بمثابة
نقطة عبور في لقيامين (الجزائر - سطيف ، سطيف
الجزائر)

تكلفت بمهمة دراسته المؤسسة الوطنية للمنشآت
الفنية الحربية الذي تلقينته من هذه الأخيرة ،
خصائصة الهندسية

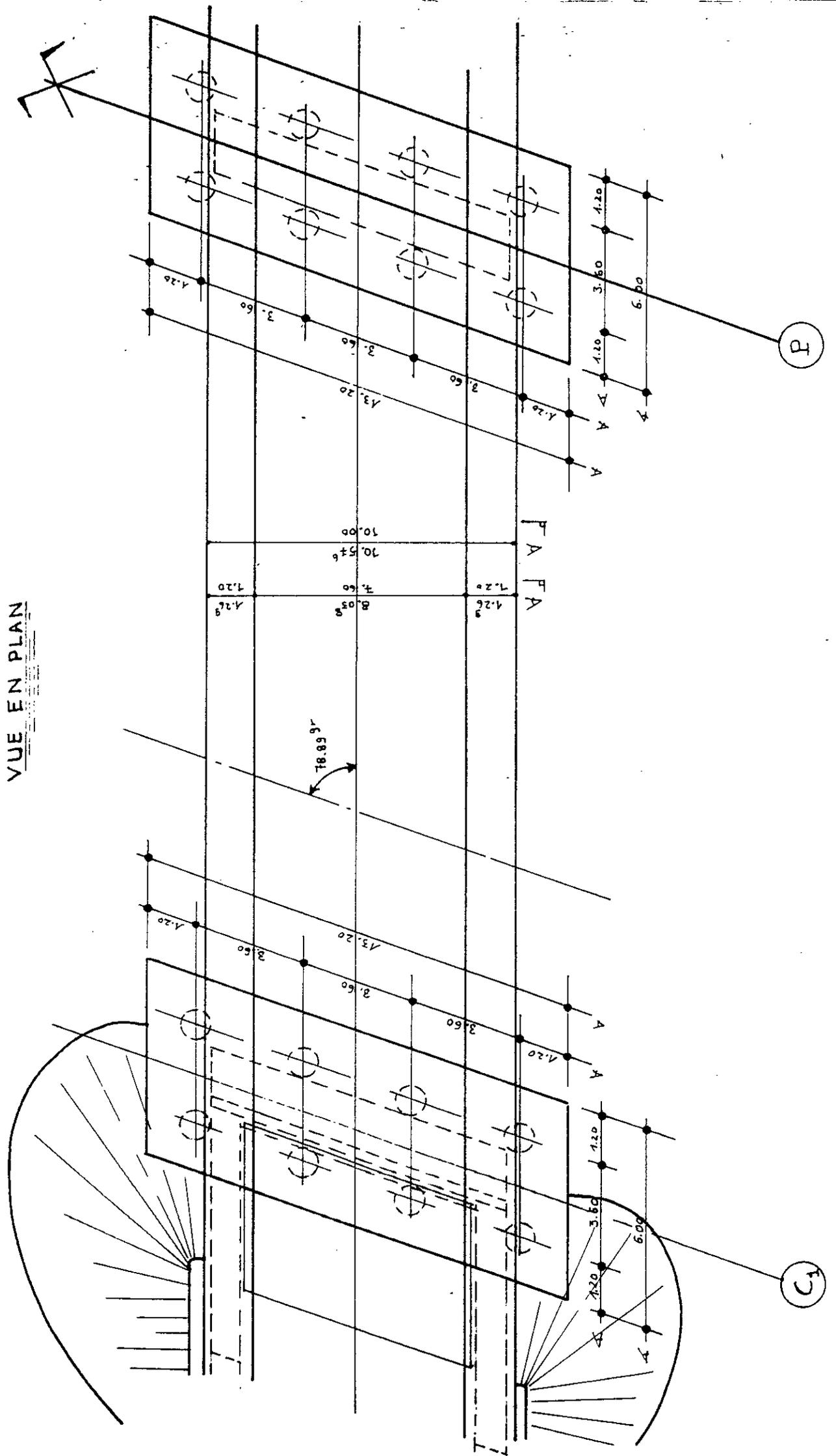
يتكون هذا الجسر من متكاثين وركيزة تبعده
لكل واحدة عن الأخيرة بسبعين متساويين تقدر بـ 32.95م
عرض هذا الجسر 70.00م يدخل ضمنه رصيفين عرض
الواحد منهما 7.20م

يتركب السطح من سبعة (07) عوارض من نوع
الأسمنت المسلح سابق الإجهاد طول كل واحدة
33.4 م .

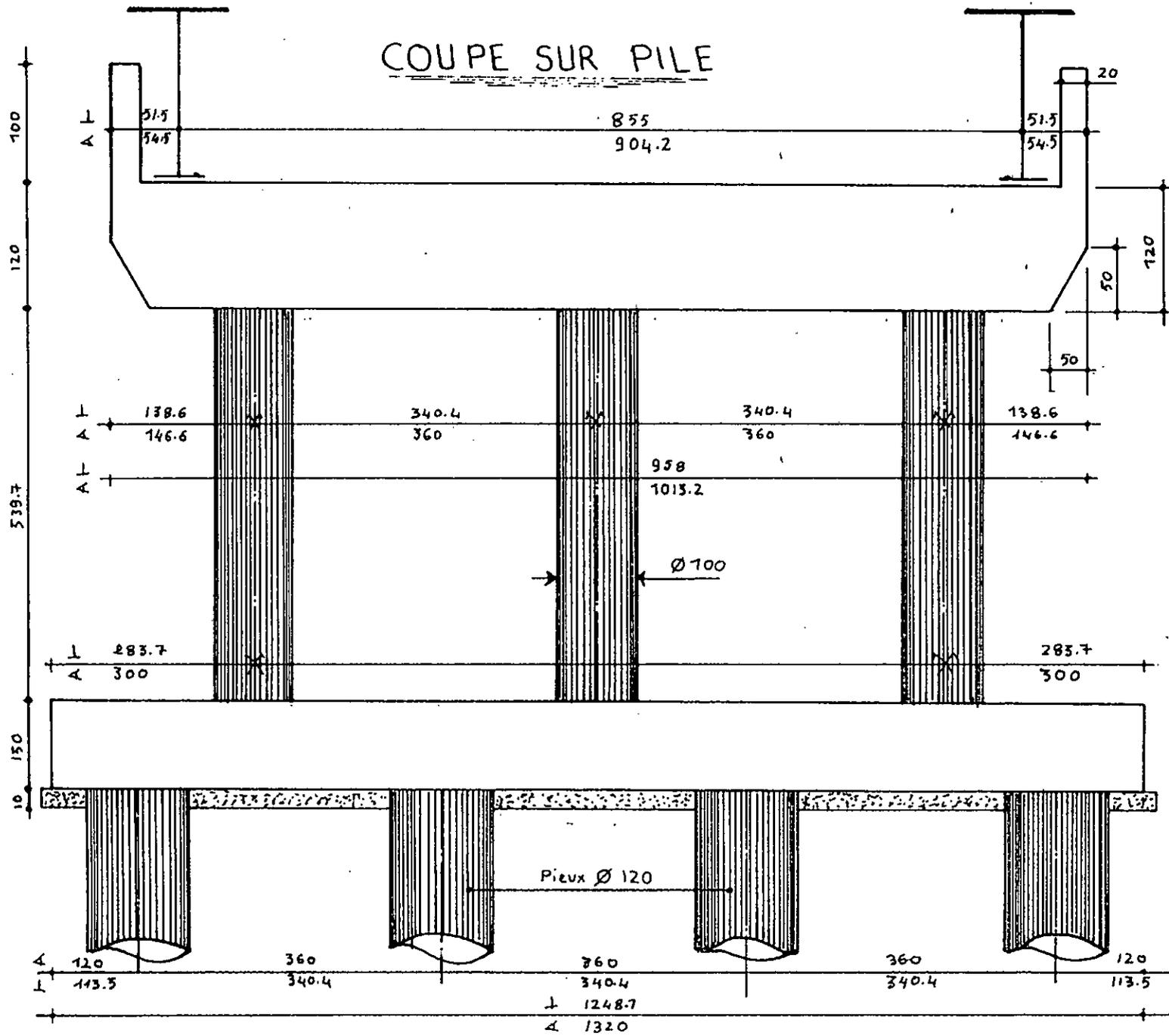


COUPE LONGITUDINALE

VUE EN PLAN



COUPE SUR PILE



I. Représentation de l'ouvrage :

Le sujet qui m'a été proposé par l' E.N.G.O.A est un ouvrage biais à poutres multiples en béton précontraint permet la liaison de Oued Ziane. (RN5 WILAYA DE BOUIRA)

Le biais est de sorte que la ligne d'appuis fait un angle de $78,89^\circ$ avec l'axe longitudinal de l'ouvrage. Le pont se compose de deux travées isostatiques de même portée $L = 33,4$ m; chaque travée comporte sept (07) poutres en béton précontraint préfabriquées à l'aide de coffrage métallique, les poutres reposent sur une culée en voile d'une part et d'autre part sur un chevêtre surmontant la pile. La longueur totale du pont est 10m (y compris les deux trottoirs, dans le sens longitudinal), le tablier repose sur deux culées et sur une pile intermédiaire surmonté par un chevêtre.

II. Caractéristiques des matériaux :

II.1. Béton précontraint :

Résistance caractéristique :

$$f_{c28} = 350 \text{ kg/cm}^2, \quad f_{cj} = 0,685 \cdot f_{c28} \cdot \log(j+1)$$

Résistance à la traction :

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

Contraintes admissibles :

En service :

sur la fibre supérieure : $\sigma_{cs} = 0,6f_{c28} = 210 \text{ kg/cm}^2$

sur la fibre inférieure : $\sigma_{ci} = 0,6f_{c28} = 210 \text{ kg/cm}^2$

Module de déformation du béton:

- Instantanée :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ à « j » jours (BPEL)}$$

$$j = 28 \text{ jours ; } E_i = 360000 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = 8 \text{ jours ; } E_i = 318856 \text{ kg/cm}^2$$

- Différée :

$$E_d = 1/3 E_i$$

II.2. Aciers :

Résistance caractéristiques : $f_c = 4000 \text{ kg/cm}^2$

II.3. Béton armé :

Béton dosé à 350 kg/cm^2 CPA325

- $f_{c28} = 250 \text{ kg/cm}^2$
- $f_{t28} = 21 \text{ kg/cm}^2$
- Armatures FeE400
- Fissuration préjudiciable
- $\bar{\sigma}_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$

II.4. Caractéristiques des câbles :

TYPE 12T15

Module d'élasticité :	$E_p = 1,95 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$
Contrainte de rupture garantie :	$f_{prg} = 18000 \text{ kg/cm}^2$
Limite conventionnelle d'élasticité :	$f_{peg} = 15000 \text{ kg/cm}^2$
Section minimale du câble : -	$A_p = 16,7 \text{ cm}^2$
Diamètre extérieur d'une gaine :	$\phi_g = 8 \text{ cm}$
Coefficient de frottement câble - gaine :	$f = 0,18$
Coefficient de frottement par mètre linéaire :	$\varphi = 1,8 \text{ ‰}$
Intensité du recul d'ancrage :	$g = 06 \text{ mm}$
Relaxation à 1000 heures :	$\rho_{1000} = 2,5 \text{ ‰}$

III. Caractéristiques géométriques de la poutre :Notation :

(Δ) : L 'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.

$I / (\Delta)$: moment d'inertie / (Δ)

$S / (\Delta)$: moment statique / (Δ)

$V' = \frac{S / (\Delta)}{B}$: distance du centre de gravité à la fibre inférieure.

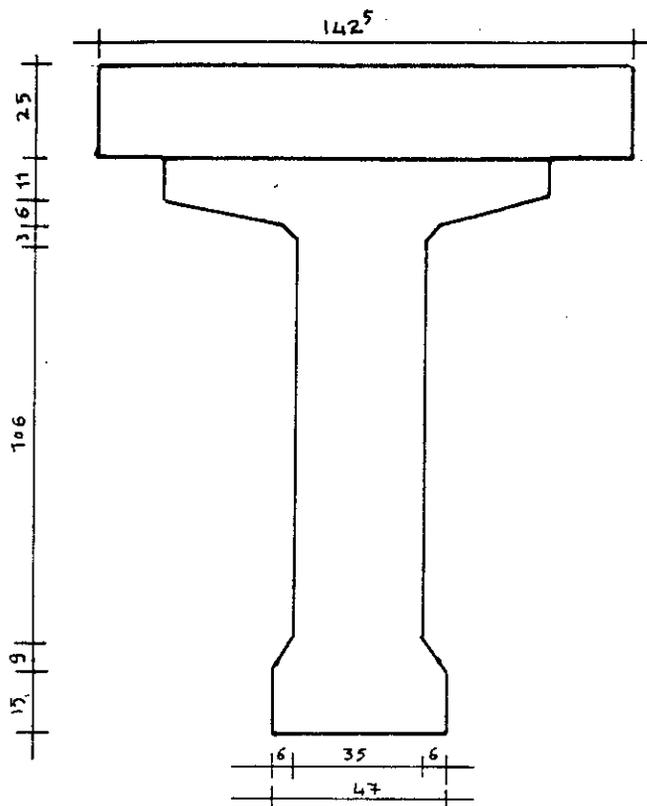
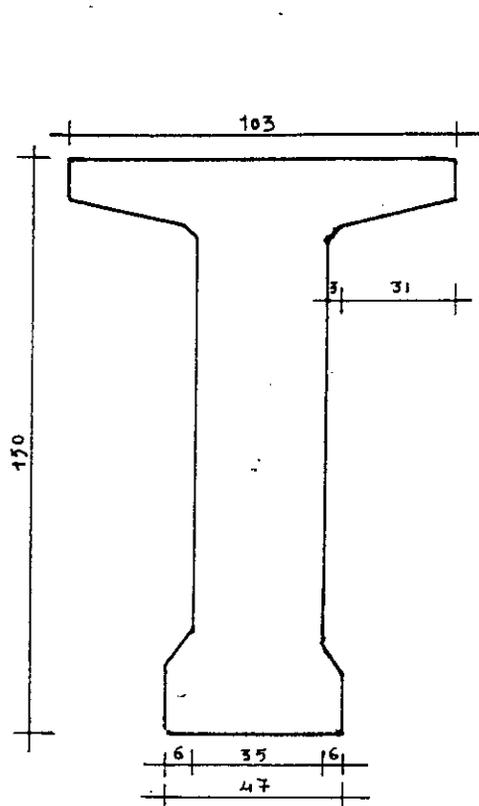
B : section de la poutre

I_0 : moment d'inertie / centre de gravité

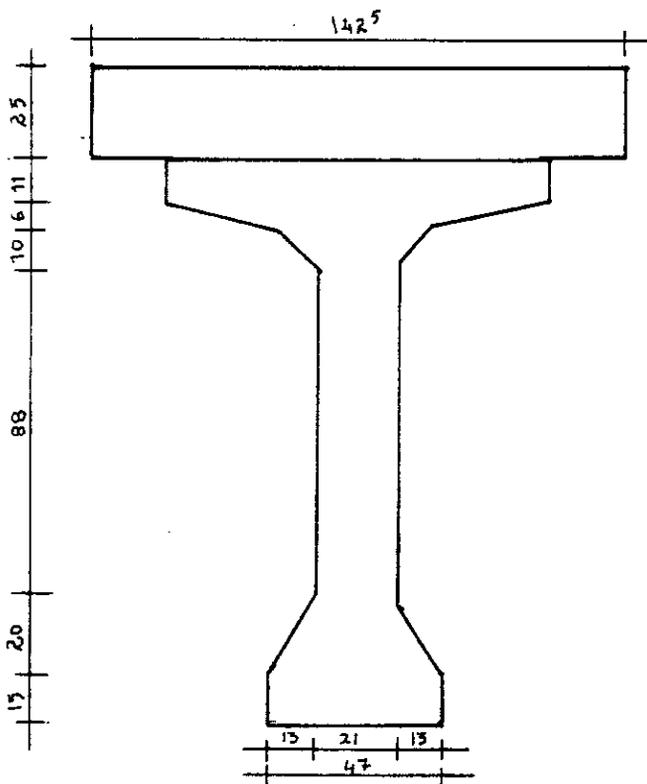
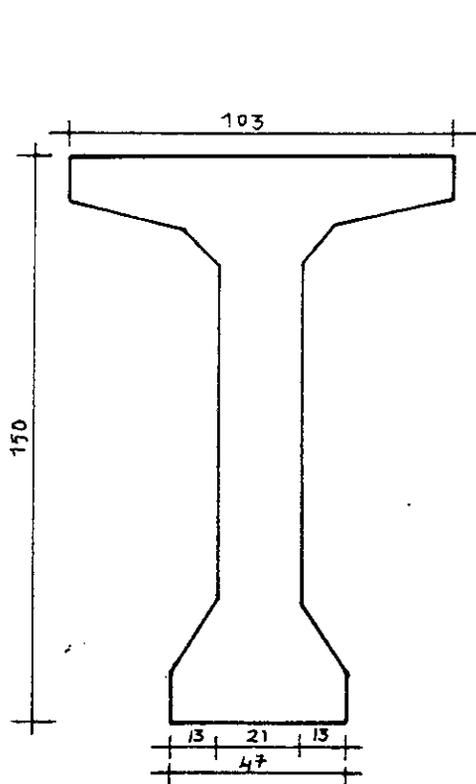
- section rectangulaire : $I_0 = bh^3/12$

- section triangulaire : $I_0 = bh^3/36$

pour le calcul des sections nettes, on procède comme suivant :



COUPE TRANSVERSALE A L'ABOUT ech: 1/20



COUPE TRANSVERSALE A MI-PORTÉE ech: 1/20

- B (nette) = 0,95 B (brute)
- S /(Δ) (nette) = 0,95 S /(Δ) (brute)
- I /(Δ) (nette) = 0,90 I /(Δ) (brute)

Les poutres en té « T » à deux goussets :

Longueur total \longrightarrow 33,4 m

Hauteur \longrightarrow 1,50 m

Entre-axe \longrightarrow 1,425 m

III.1. Caractéristiques géométriques de la poutre sous hourdis en travée :

$$B \text{ (brute)} = 3908 \text{ cm}^2$$

$$B \text{ (nette)} = 3712,6 \text{ cm}^2$$

$$V' = 86,97 \text{ cm}$$

$$V = H - V' = 63,03 \text{ cm}$$

$$I_G = I /(\Delta) - S /(\Delta) \cdot V'$$

$$I_G \text{ (nette)} = 10857514,63 \text{ cm}^4$$

$$I_G \text{ (brute)} = 13706170,67 \text{ cm}^4$$

le rendement géométrique ρ :

$$\rho = I_G / (B \cdot V \cdot V') = 0,533$$

III.2. Caractéristiques géométriques de la poutre en travée avec hourdis :

$$B \text{ (brute)} = 7470,5 \text{ cm}^2$$

$$B \text{ (nette)} = 7096,97 \text{ cm}^2$$

$$V' = 122,98 \text{ cm}$$

$$V = H - V' = 52,02 \text{ cm}$$

$$I_G = I /(\Delta) - S /(\Delta) \cdot V'$$

$$I_G \text{ (nette)} = 16429719,54 \text{ cm}^4$$

$$I_G \text{ (brute)} = 24532587,37 \text{ cm}^4$$

le rendement géométrique ρ :

$$\rho = I_G / (B \cdot V \cdot V') = 0,36$$

III.3. Caractéristiques géométriques de la poutre sous hourdis à l'about :

$$B \text{ (brute)} = 6229,79 \text{ cm}^2$$

$$B \text{ (nette)} = 5918,26 \text{ cm}^2$$

$$V' = 83,25 \text{ cm}$$

$$V = H - V' = 66,75 \text{ cm}$$

$$I_G = I /(\Delta) - S /(\Delta) \cdot V'$$

$$I_G (\text{nette}) = 10423693,04 \text{ cm}^4$$

$$I_G (\text{brute}) = 13980783,71 \text{ cm}^4$$

le rendement géométrique ρ :

$$\rho = I_G / (B \cdot V \cdot V') = 0,32$$

III.4. Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about avec hourdis :

$$B (\text{brute}) = 9592,25 \text{ cm}^2$$

$$B (\text{nette}) = 9112,63 \text{ cm}^2$$

$$V' = 114,42 \text{ cm}$$

$$V = H - V' = 62,58 \text{ cm}$$

$$I_G = I / (\Delta) - S / (\Delta) \cdot V'$$

$$I_G (\text{nette}) = 16976226,64 \text{ cm}^4$$

$$I_G (\text{brute}) = 25839124,65 \text{ cm}^4$$

le rendement géométrique ρ :

$$\rho = I_G / (B \cdot V \cdot V') = 0,27$$

IV. Etude des charges permanentes :

Poids propre de la poutre :

$$P_p (\text{t/ml}) = 1,237 \text{ t/ml}$$

Poids de la dalle et la super structure : 4 poutre

$$P (\text{intermédiaire}) = \sum P_i = 2,3786 \text{ t/ml}$$

Poids de la poutre de rive et la superstructure :

$$P (\text{rive}) = \sum P_i = 3,0712 \text{ t/ml}$$

Récapitulatif :

$$\text{- 05 poutres intermédiaires : } P_I = 2,3786 * 5 = 11,893 \text{ t/ml}$$

$$\text{- 02 poutres de rive : } P_r = 3,0712 * 2 = 6,1424 \text{ t/ml}$$

$$\text{Poids total du tablier} = (11,893 + 6,1424) * 33,4 = 602,40 \text{ t}$$

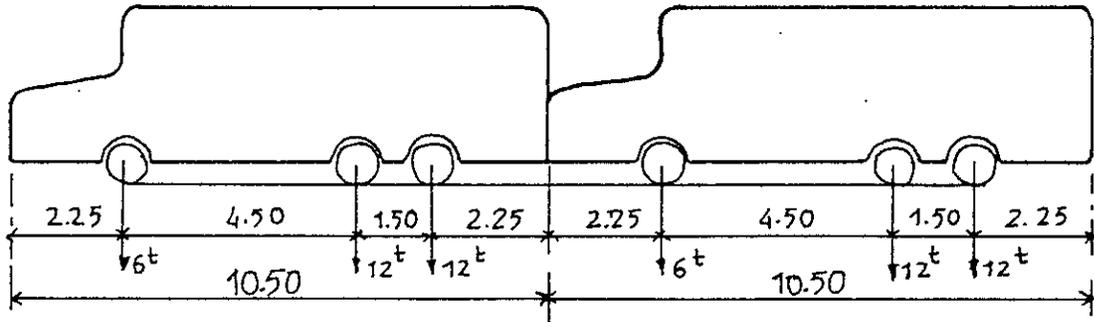
CHAPITRE I

Etude des charges et
surcharges

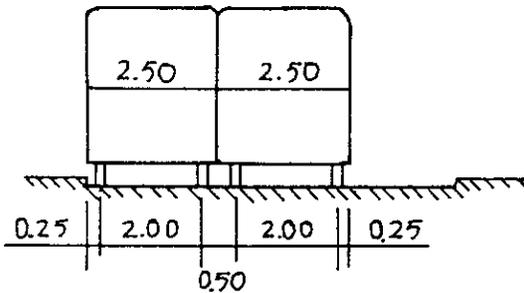
SYSTEME DE SURCHARGES B

SYSTEME - B_c

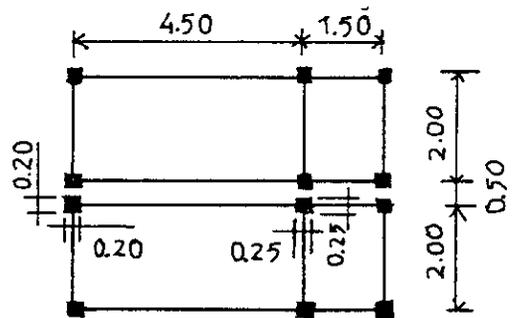
Longitudinalement



Transversalement

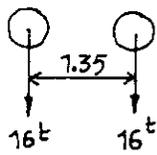


En plan

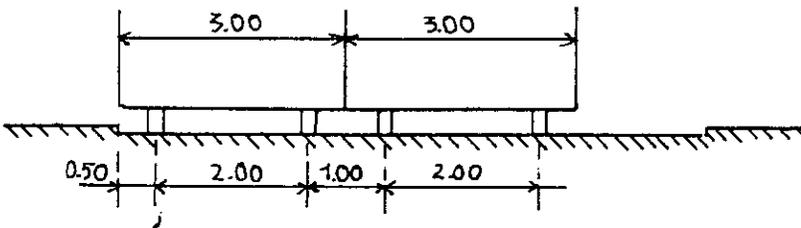


SYSTEME - B_r

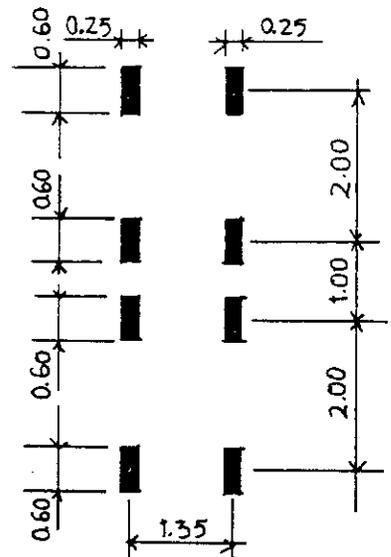
Longitudinalement (pour un seul tandem)



Transversalement

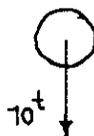


En plan

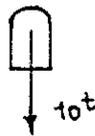


SYSTEME - B_r

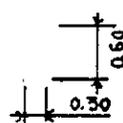
Long^t



Transv^t



En plan



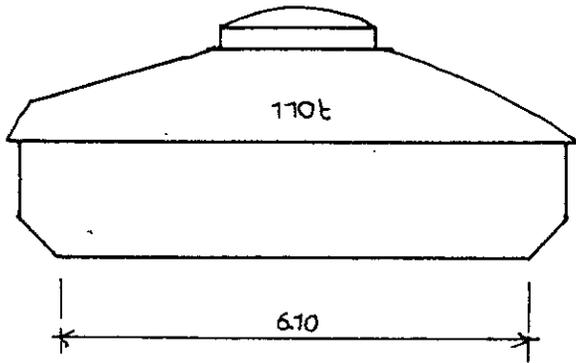
sens du
déplacement

CHARGES MILITAIRES

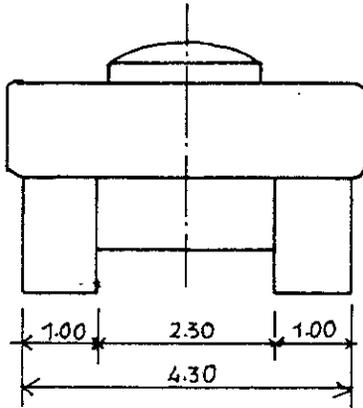
CONVOI M 120

Système M c120

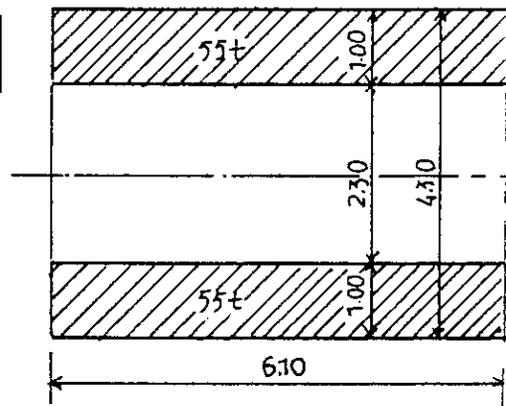
Longitudinalement



Transversalement



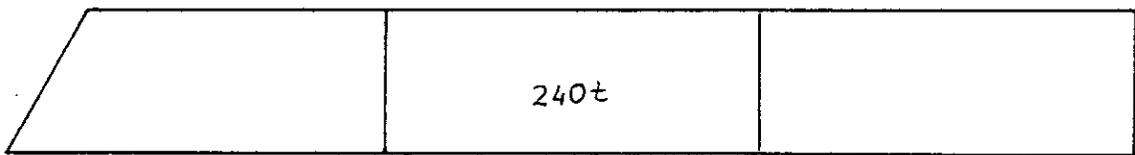
En plan



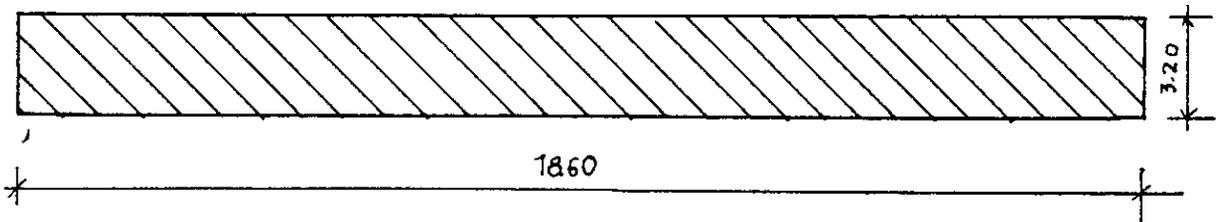
CHARGES EXCEPTIONNELLES

Convoi type D

Longitudinalement



En plan



Etude des surcharges :

Classe du pont :

Le pont supporte des chaussées de largeur roulable supérieur à 7 m, donc il est rangé en 1^{ère} classe.

Nombre de voies :

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière d'un tiers de leur largeur chargeable.

$$N = E\left(\frac{L_s}{3}\right) = E\left(\frac{7,6}{3}\right) \text{ donc } N = 2 \text{ voies}$$

La largeur d'une voie est : $L_v = L_r / N = 3,8 \text{ m}$

Système de charge A(L) :

Les ponts pour lesquels les portées unitaires sont inférieures ou égales à 200 m doivent résister à une charge A(L) uniforme exprimée en (kg/m²) est donnée en fonction de la longueur surchargée par la formule suivante :

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

L : Entre-axe d'appuis = 32,4 m

$$A(L) = 1040,81 \text{ kg/m}^2$$

- A(L) est multipliée par le coefficient a_1 fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées.
- A(L) est multipliée ensuite par un coefficient $a_2 = L_0 / L_v$
 $L_0 = 3,5 \text{ m}$ (pont de 1^{ère} classe)
 $L_v = 3,8 \text{ m}$ (largeur d'une voie)

Valeur de $A = a_1 a_2 A(L)$ en fonction des voies chargées

Voies	a_1	a_2	$A = a_1 a_2 A(L)$	Largeur de la voie	A(L) t/mi
1	1	0,921	958,586	3,8	3,64
2	1	0,921	958,586	7,6	7,28

Système B :

Le système de charge B comprend 3 systèmes distincts :

- Bc qui se compose de camions types.
 - Br qui se compose de roues isolées.
- Ces deux systèmes (Bc et Br) s'appliquent à tout les ponts quelque soit leurs classe.
- Bt qui se compose de groupe d'essieux, il ne s'applique qu'aux ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe.

On note que les charges du systèmes B sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique « δ » :

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

L : La longueur de l'élément, en mètre

S : surcharge maximale du système B

P : Charge permanente de l'élément. (ne pas compter les entretoises de solidarisation des poutres maîtresse).

Systeme Bc :

La disposition longitudinale et transversale est selon (CPC) la charge maximale du système Bc qui est :

$$S_1 = 30 * 4 = 120 \text{ t}$$

S_1 sera multipliée par b_c .

b_c est fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées pour un pont de 1^{ère} classe.

- pour une file $b_c = 1,2$

- pour deux files $b_c = 1,1$

Pour deux voies chargées : $\delta_{Bc} = 1,084$

Systeme Bt :

Il se compose de groupe de deux essieux tandem, deux tandems au plus sont disposés de font sur la chaussée pour les ponts routes supportant au moins 2 voies de circulation.

Deux voie chargées $\longrightarrow \delta_{Bt} = 1,069$

Systeme Br :

Il peut être placé n'importe ou sur la longueur roulable, on la néglige devant Bc et Bt.

Systeme militaire Mc₁₂₀ :

Dans le sens transversal on ne dispose qu'une file. Tandis que dans le sens longitudinal, le nombre de chars n'est pas limité, mais on doit limiter l'espacement entre deux chars à ($e = 36,60 \text{ m}$)

On a 55 t / chenille, ce qui donne en totale 110 t

Ce système est frappé par un coefficient de majoration δ_{Mc} où S est la surcharge maximale.

L = 32 m ; P = 602,40 t ; S = 110 t

$$\delta_{Mc} = 1,080$$

Charges exceptionnelles D₂₄₀ :

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées de majoration pour l'effet dynamique, elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

Le convoie type « D » comporte une remorque de 03 éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total. Ce poids est supposé uniformément réparti sur un rectangle de :
3,20 m * 18,6 m.

Surcharge du trottoir :

Charges générales fixées à 150 kg/m².

Largeur de trottoir est 1,20 m.

CHAPITRE II

Calcul des
sollicitations

I. Moments fléchissants :**I.1. Moments fléchissants dus au poids propre :**

Tableaux donnant les charges prises par chaque type de poutre :

Charges	Poutre intermédiaire (t/ml)	poutre de rive (t/m)
Poutre seule	1.237	1.237
Hourdis	0.8906	0.767
Superstructure	0.251	1.0672
Σ	2.3786	3.0712

Tableaux donnant les moments à mi-travée ($x=L/2$) :

Charges	Poutre intermédiaire (t/ml)	poutre de rive (t/m)
Poutre seule	162.32	162.32
Hourdis	116.86	100.64
Superstructure	32.93	140.03
Σ	312.12	403.00

Tableaux donnant les moments au quart ($x=L/4$) :

Charges	Poutre intermédiaire (t/ml)	poutre de rive (t/m)
Poutre seule	121.74	121.74
Hourdis	87.645	75.48
Superstructure	24.697	105.03
Σ	234.40	302.25

I.2. Calcul des moments longitudinaux moyens dus aux surcharges :Lignes d'influence :

La ligne d'influence des moments fléchissants en un point donné d'une poutre est une courbe donnant la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplace sur la poutre.

(Pont isostatique : cette courbe est formée de deux droites)

Surcharge A(L) :

Moment maximum à $x = L/2$, surcharge A(L) et trottoirs.

Pour deux voies chargées :

$$M_{\max} = 7,28 * 131,22 = 955,28 \text{ tm}$$

Surcharge des trottoirs :

deux trottoirs chargés \longrightarrow $q = 0,36 \text{ t/ml}$

$$M_{\max} = 47,24 \text{ tm}$$

Surcharge Bc :

Pour déterminer la section où se trouve le moment maximum pour ce type de surcharge (convoi de 2 camions mobiles le long de L) on utilise le théorème de Barré.

Enoncé du théorème :

« Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convois se trouvant symétriquement par rapport au milieu de la poutre »

- **Premier cas :** (Voir Annexe)

La résultante R se trouve à droite de l'axe de la poutre.

Essieux avants $\sum y_i = 10,723 \text{ m}$

Essieux arrières $\sum y_i = 22,595 \text{ m}$

Poids de l'essieu avant : $P = 6 * b_c * \delta_{Bc} = 7,8046 \text{ t}$

Poids de l'essieu arrière : $P = 12 * b_c * \delta_{Bc} = 15,61 \text{ t}$

Le moment maximum : $M_{\max} = P_{av} * \sum y_i \text{ av} + P_{arr} * \sum y_i \text{ arr}$

$$M_{\max} = 436,4 \text{ tm}$$

Le moment revenant à chaque poutre : $M_0 = M_{\max} / N = 436,4 / 7 = 62,34 \text{ tm}$

- **Deuxième cas :**

On suppose que la résultante R se trouve à gauche de l'axe de la poutre.

Essieux avants $\sum y_i = 11,11 \text{ m}$

Essieux arrières $\sum y_i = 21,85 \text{ m}$

Poids de l'essieu avant : $P = 6 * b_c * \delta_{Bc} = 7,8046 \text{ t}$

Poids de l'essieu arrière : $P = 12 * b_c * \delta_{Bc} = 15,61 \text{ t}$

Le moment maximum : $M_{\max} = P_{av} * \sum y_i \text{ av} + P_{arr} * \sum y_i \text{ arr}$

$$M_{\max} = 427,787 \text{ tm}$$

Le moment revenant à chaque poutre : $M_0 = 61,11 \text{ tm}$

- Comparaison des deux cas :

On remarque bien que le premier cas est le plus défavorable, par conséquent la section dangereuse est située à 1,725 m de l'axe de symétrie de la poutre.

- pour une voie chargée : $M_0 = 62,34 \text{ tm}$

- pour deux voies chargées : $P \text{ avant} = 2 * b_c * \delta_{Bc} * 6 = 14,3088 \text{ t}$

$P \text{ arrière} = 2 * b_c * \delta_{Bc} * 12 = 28,6176 \text{ t}$

Le moment maximum est 800,048 tm

Le moment revenant à chaque poutre : $M_0 = 114,3 \text{ tm}$

Surcharge Bt :

Un seul cas se présente pour la position R par rapport à l'axe médian.

Un seul tandem :

$M_{\max} = 265,188 \text{ tm}$

$M_0 = M_{\max} / 7 = 33,88 \text{ tm}$

Deux tandems :

$M_{\max} = 530,377 \text{ tm}$

$M_0 = 75,768 \text{ tm}$

Surcharge militaire MC_{120} : (Voir Annexe)

$M_{\max} = 871,4 \text{ tm}$

$M_0 = 124,51 \text{ tm}$

Surcharge exceptionnelle (Convoi D_{240}) :

$M_{\max} = 1385,65 \text{ tm}$

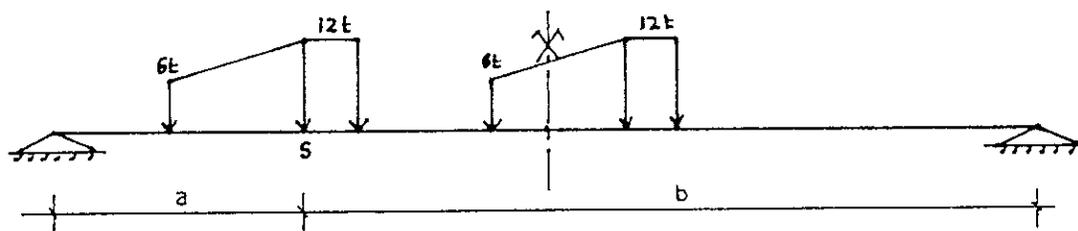
$M_0 = 197,95 \text{ tm}$

Tableaux des moments fléchissants dus aux surcharges à mi-travée :

Désignation		Surcharges	$\sum y_i$	Moments (tm)	$M_0 = M / 7 \text{ tm}$	
A(L)	1 voie	3.64	131.22	477.64	68.234	
	2 voies	7.28	131.22	955.28	136.468	
Bc	1 voie	av	7.8046	10.723	436.4	62.34
		ar	15.61	22.595		
	2 voies	av	14.308	10.723	800.048	114.3
		ar	28.617	22.595		
Bt	1 tandem	17.12	15.49	265.188	33.88	
	2 tandems	34.24	15.49	530.377	75.768	
Mc ₁₂₀		19.47	44.758	871.40	124.51	
D ₂₄₀		12.9	107.415	1385.65	197.95	
Trottoir	1 trottoir	0.18	131.22	23.62	3.37	
	2 trottoirs	0.36	131.22	47.24	6.74	

Calcul des moments fléchissants dus aux surcharges à 0,25 L :

Surcharge Bc :



Pour avoir la position la plus défavorable au droit de la section dont l'abscisse ($x = L/4$) on déplace le convoi et on vérifie les inégalités suivantes :

$$\begin{cases} \sum_j^i \frac{P_k}{a} > \sum_{i+1}^n \frac{P_k}{a} \\ \sum_j^{i-n} \frac{P_k}{a} < \sum_i^n \frac{P_k}{a} \end{cases} \quad \text{tel que :} \quad a = 8,1 \text{ m ; } b = 24,3 \text{ m}$$

$\sum y \text{ avants} = 7,275 \text{ m}$

$\sum y \text{ arrières} = 18,075 \text{ m}$

Pour une voie chargée : $M_{\max} = 338,93 \text{ tm}$; $M_0 = 48,41 \text{ tm}$

Pour deux voies chargées : $M_{\max} = 621,36 \text{ tm}$; $M_0 = 88,76 \text{ tm}$

Surcharge Bt :

$$M_{\max} = 392,868 \text{ tm}$$

$$M_0 = 56,12 \text{ tm}$$

Surcharge Mc₁₂₀ :

$$M_{\max} = 630,634 \text{ tm}$$

$$M_0 = 90,10 \text{ tm}$$

Convoi D₂₄₀ :

$$M_{\max} = 906,74 \text{ tm}$$

$$M_0 = 129,53 \text{ tm}$$

Surcharge A(L) et trottoirs :

Pour une voie chargée :

$$M_{\max} = 358,23 \text{ tm}$$

$$M_0 = 51,1758 \text{ tm}$$

Pour deux voies chargées :

$$M_{\max} = 716,46 \text{ tm}$$

$$M_0 = 102,35 \text{ tm}$$

Trottoirs :

Pour un trottoir chargé :

$$M_{\max} = 17,71 \text{ tm}$$

$$M_0 = 2,53 \text{ tm}$$

Pour deux trottoirs chargés :

$$M_{\max} = 35,43 \text{ tm}$$

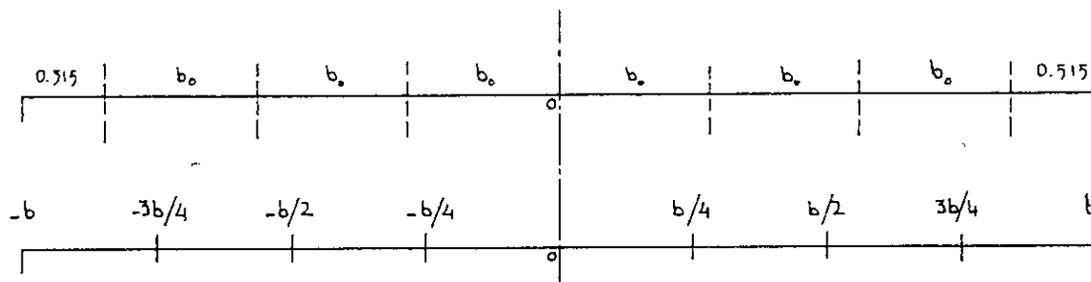
$$M_0 = 5,06 \text{ tm}$$

Tableaux des moments fléchissants dus aux surcharges à (1/4) de la travée :

Désignation		Surcharges	Σy_i	Moments (tm)	$M_0 = M / 7 \text{ tm}$	
A(L)	1 voie	3.64	98.415	358.23	51.1758	
	2 voies	7.28	98.415	716.46	102.35	
Bc	1 voie	av	7.8046	7.275	338.93	48.41
		ar	15.61	18.075		
	2 voies	av	14.308	7.275	621.36	88.76
		ar	28.617	18.075		
Bt	1 tandem	17.12	11.474	196.434	28.06	
	2 tandems	34.24	11.474	392.868	56.12	
Mc ₁₂₀		19.47	32.39	630.634	90.10	
D ₂₄₀		12.9	70.29	906.74	129.53	
Trottoir	1 trottoir	0.18	98.415	17.71	2.53	
	2 trottoirs	0.36	98.415	35.43	5.06	

Détermination des paramètres de calcul θ et α :

Largeur active et position active des poutres :



Le pont est constitué de 7 poutres entre-axées à 1,425 m ; sa largeur droite est 10,00 m
 Donc la largeur active du pont est :

$$2b = (n-1)b_0 + 2 * 0,515$$

n : nombre de poutres n = 7

d'où :

$$b = 4,79 \text{ m}$$

Inertie équivalente à prendre pour le calcul :

Comme les poutres sont à inertie variable, on calculera l'inertie équivalente par la formule suivante :

$$I_p = I_0 + (I_m - I_0) \frac{8}{3\pi}$$

I_m : moment d'inertie de la section à mi-travée avec hourdis.

I_0 : moment d'inertie de la section à l'about avec hourdis.

$$I_m = 24532587,37 \text{ cm}^4.$$

$$I_0 = 25839124,65 \text{ cm}^4.$$

Donc :

$$I_p = 24730101,36 \text{ cm}^4.$$

Rigidité flexionnelle de la poutre :

$$\rho_p = \frac{EI_p}{b_0} \quad b_0 : \text{l'entre-axe}$$

$$\rho_p = 0,1735 E$$

Rigidité flexionnelle de la dalle :

$$\rho_D = \frac{EI_D}{b_0}$$

$$I_D = 130208,34 \text{ cm}^4.$$

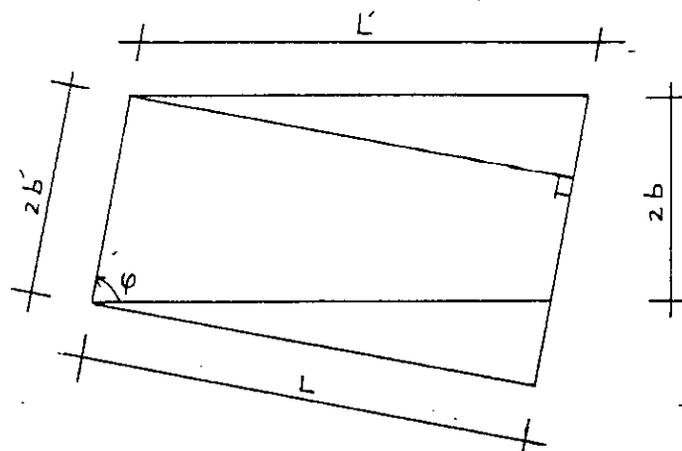
$$\rho_D = 1,30 \cdot 10^{-3} E$$

Paramètre d'entretoisement θ :

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_D}}$$

pour un pont biais on considère deux cas.

- Les efforts dans le sens transversal :

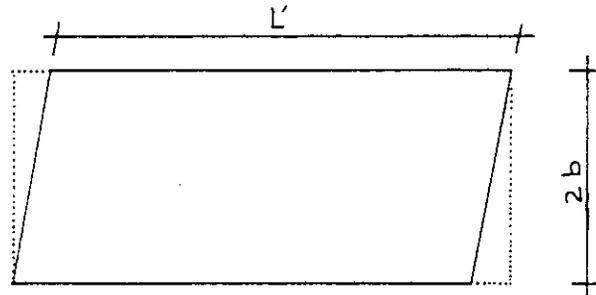


$L = L' \sin \varphi$ (longueur droite)

$b' = b / \sin \varphi$ (demi largeur biais)

$$\theta_t = \frac{b}{L' \sin^2 \varphi} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_D}} \Rightarrow \theta_t = 0,55$$

Les efforts dans le sens longitudinal :



L' : longueur biaisée

$2b$: largeur droite

$$\theta_L = \frac{b}{L'} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_D}} \Rightarrow \theta_L = 0,50$$

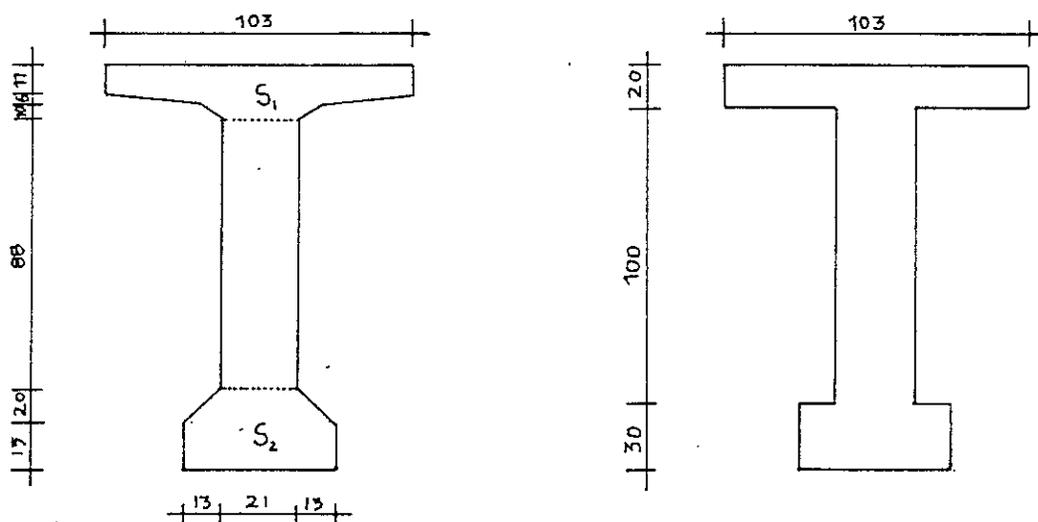
Rigidité torsionnelle de la poutre :

$$C_p = \frac{G}{3} \left[\sum b_i h_i^3 + \frac{h_0^3 b_0}{2} \right]$$

h_0 : hauteur du hourdis

b_0 : entre axe.

Avant d'entamer le calcul, on procède à la transformation suivante :



Calcul S_1 et S_2 :

$$S_1 = 0,1875 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 0,1385 \text{ m}^2$$

$$b = S_1 / 1,03 \quad \text{donc} \quad b = 20 \text{ cm}$$

$$c = S_2 / 0,47 \quad \text{donc} \quad c = 30 \text{ cm}$$

$$h = h_t - (c + b) \quad \text{donc} \quad h = 100 \text{ cm}$$

On aura la rigidité C_p comme suite :

$$C_p = \frac{G}{3} \left[\sum b_i h_i^3 + \frac{h_0^3 b_0}{2} \right]$$

$$G = E / 2 (1 + \nu) \quad \longrightarrow \quad E = 2,4 G$$

ν : Coefficient de poisson égal à 0,2 en béton précontraint

G : Module de déformation transversale du béton

E : module de déformation longitudinale du béton

donc

$$C_p = 0,00485 E = 0,0116 G$$

Rigidité torsionnelle de la dalle :

$$C_D = 2 G I$$

$$C_D = 2,68 \cdot 10^{-3} G$$

• Dans le sens transversal :

Rigidité torsionnelle de la poutre :

$$\gamma_p = C_p / b_0 \Rightarrow \gamma_p = 0,00817 G$$

Rigidité torsionnelle de la dalle :

$$\gamma_D = C_D / b_0 \Rightarrow \gamma_D = 0,0026 G$$

Paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_D}{2\sqrt{\rho_D \rho_p}} \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,15$$

Notation de la rigidité de l'entretoise :

Guyon et Massonnet ont définis la rigidité comme suit :

$$r = \frac{m a}{2 L} \sqrt[4]{\frac{I_p}{I_E}}$$

m : nombre total de P. P. = 7

L : la portée entre-axée = 32.4 m

a : distance entre deux P. P. = 1.425 m

$I_p = 24730101.36 \text{ cm}^4$.

$I_E = 130208.34 \text{ cm}^4$.

$$r = 0.57 \geq 0.3$$

La rigidité réelle de l'entretoise est prise en considération, la méthode dite « Guyon - Massonnet » est la plus recommandée.

Méthode de Guyon Massonnet :

L'ouvrage étant chargé uniformément au règlement, il restera à déterminer les sections dangereuses (les plus sollicitées) transversalement et longitudinalement.

- Longitudinalement, la section a été obtenue en appliquant le théorème de Barré.
- Transversalement, la méthode de Guyon Massonnet reste l'une des plus simples et les plus utilisées.

Cette méthode consiste pour chaque effort à tracer les lignes d'influences de son coefficient de répartition transversal et cela pour différentes excentricités relatives de charge ($e = \pm b, \pm 3b/4, \pm b/2, \pm b/4, 0$) et pour 9 sections de la largeur de dalle ($y = b, 3b/4, b/2, b/4, 0$). On placera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour les calculs des efforts d'excentricités qui donnent les plus grandes valeurs des coefficients.

Dans le cas des ponts à poutres multiples, la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, donc on trace les lignes d'influences pour les différentes excentricités de charges et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients pour faire un calcul rigoureux de coefficient de répartition « k » on doit appliquer les formules établies par « SATTLER » et qui dépend de la valeur de θ .

$$0 < \theta \leq 0,1 \quad k_a = k_0 + (k_1 - k_0) \alpha^{1-e^{\frac{0,065-\theta}{0,665}}}$$

Les valeurs de k_0 et k_1 sont données par les tableaux de Massonnet.

Calcul du coefficient de répartition transversale :

 $k_{\alpha} (\theta = 0,5) :$

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/2	b
0	0.7165	0.8683	1.0175	1.1433	1.2003	1.1433	1.0175	0.8683	0.7165
b/4	0.2721	0.4913	0.7152	0.9392	1.1433	1.2855	1.3242	1.3067	1.2755
b/2	-0.0912	0.1651	0.4313	0.7152	1.0175	1.3242	1.5987	1.8006	1.3718
3b/4	-0.4081	-0.1285	0.1650	0.4913	0.8683	1.3067	1.8006	2.3156	2.8047
b	-0.7071	-0.4081	-0.0911	0.2721	0.7165	1.2755	1.9718	2.8047	3.7333

 k_{α} réel :

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/2	b
0	0.7165	0.8683	1.0175	1.5568	1.2003	1.1433	1.0175	0.8683	0.7165
0.297 b	0.2037	0.4299	0.6618	0.0970	1.1196	1.2927	1.3758	1.3995	1.2936
0.594 b	-0.2103	0.0547	0.3311	0.6310	0.9614	1.3176	1.6746	1.9942	2.2850
0.891 b	-0.5767	-0.2862	0.0205	0.3676	0.7826	1.2891	1.8971	2.5914	3.3284

Valeurs des moments fléchissants longitudinaux réels dus aux surcharges pour chaque position de poutres :

$$M_{\text{réel}} = \frac{M}{n} * k_{\alpha \text{ moy}} \quad (n : \text{nombre de poutres}) \quad x = 0,5 L$$

Désignation		M/7	Cf pend	y = 0.00 b		y = 0.297 b		y = 0.594 b		y = 0.891 b	
				$k_{\alpha m}$	$M_{\text{réel}}$						
A(L)	1 voie	68.234	1.2	1.153	86.541	1.316	98.775	1.560	117.089	1.671	123.421
	2 voies	136	1.2	1.188	178.336	1.035	155.368	1.015	152.366	0.725	108.833
Bc	1 voie	62.34	1.2	1.160	79.545	1.365	93.603	1.690	115.890	1.960	134.405
	2 voies	114.3	1.2	1.295	162.820	1.212	152.384	1.335	167.849	1.380	173.507
BL	1tandem	33.88	1.2	1.160	43.230	1.355	50.498	1.640	61.120	1.860	69.318
	2tandem	75.768	1.2	1.090	90.845	1.170	97.513	1.205	100.430	1.190	99.180
MC ₁₂₀		124.51	-	1.100	136.961	1.260	156.882	1.460	181.784	1.600	199.216
D ₂₄₀		197.95	-	1.298	256.940	1.150	227.642	1.048	207.450	0.916	181.322
Trottoir	1 trott	3.37	1.2	0.7658	2.838	1.354	5.019	2.188	8.111	3.000	11.121
	2 trott	6.74	1.2	0.7658	5.677	0.821	3.043	0.626	2.320	1.268	4.700

Détermination de la poutre la plus sollicitée pour $x = 0,5 L$:

Les moments maximums sont donnés par la surcharge de convoi type D_{240} , les combinaisons du béton précontraint à prendre en compte.

1^{er} cas :

Charge propre + (A(L) + surcharges trottoir) * 1,2

Charge propre + (Bc + surcharges trottoir) * 1,2

2^{ème} cas :

Charge propre + M_{c120} .

Charge propre + D_{240} .

Remarque :

Les surcharges des trottoirs ne sont pas cumulable avec les surcharges militaires.

Moment dû au poids propre :

Positions	Poutres intermédiaires			Poutre de rive
	$y = 0.00 b$	$y = 0.297 b$	$y = 0.594 b$	$y = 0.891 b$
M_G (t.m)	312.12	312.12	312.12	403.00

Moment dû aux surcharges :

Positions	$y = 0.00 b$	$y = 0.297 b$	$y = 0.594 b$	$y = 0.891 b$
Moment (surcharges)	256.940	227.642	207.451	199.216
Moment (trottoirs)	5.677	5.019	8.111	11.121

Moment total maximal :

Positions	$y = 0.00 b$	$y = 0.297 b$	$y = 0.594 b$	$y = 0.891 b$
Moment total (t.m)	569.06	539.76	519.57	602.216

La poutre la plus sollicitée est la poutre de rive $y = 0.891 b$

$$M = 602.216 \text{ t.m}$$

Valeurs des moments fléchissants longitudinaux réels dus aux surcharges pour chaque position de poutres :

$$M_{\text{réel}} = \frac{M}{n} * k_{\alpha \text{ moy}} \quad (n : \text{nombre de poutres}) \quad x = 0,25 L$$

Désignation	M/7	Cf pend	y = 0.00 b		y = 0.297 b		y = 0.594 b		y = 0.891 b		
			$k_{\alpha m}$	$M_{\text{réel}}$							
A(L)	1 voie	51.1758	1.2	1.153	64.906	1.316	74.082	1.560	87.817	1.671	94.066
	2 voies	102.35	1.2	1.188	121.591	1.035	116.325	1.015	114.273	0.725	81.624
Bc	1 voie	48.41	1.2	1.160	61.771	1.365	72.687	1.690	89.994	1.960	104.372
	2 voies	88.76	1.2	1.295	126.438	1.212	118.334	1.335	130.344	1.380	134.737
B _L	1 tandem	28.06	1.2	1.160	35.804	1.355	41.823	1.640	50.620	1.860	57.410
	2 tandem	56.12	1.2	1.090	67.287	1.170	72.226	1.205	74.387	1.190	73.461
M _{0,25}	90.10	-	1.160	99.110	1.260	113.526	1.460	131.546	1.600	144.160	
D ₂₄	129.53	-	1.298	168.130	1.150	148.960	1.048	135.747	0.916	118.650	
Trottoir	1 trot	2.53	1.2	0.7658	2.131	1.354	3.768	2.188	6.089	3.000	8.349
	2 trot	5.06	1.2	0.7658	4.262	0.821	4.570	0.626	3.484	1.268	7.057

Détermination de la poutre la plus sollicitée pour $x = 0.25 L$:

Moment dû au poids propre :

Positions	Poutres intermédiaires			Poutre de rive
	y = 0.00 b	y = 0.297 b	y = 0.594 b	y = 0.891 b
M _G (t.m)	234.40	234.40	234.40	302.25

Moment dû aux surcharges :

Positions	y = 0.00 b	y = 0.297 b	y = 0.594 b	y = 0.891 b
Moment (surcharges)	168.130	148.960	135.747	144.160
Moment (trottoirs)	4.262	4.570	6.089	8.349

Moments finaux :

Positions	y = 0.00 b	y = 0.297 b	y = 0.594 b	y = 0.891 b
Moment total (t.m)	402.530	383.360	370.147	446.410

La poutre la plus sollicitée est la poutre de position $y = 0.891 b$ (poutre de rive)

Donc le moment maximum à prendre dans le calcul est :

$$M = 446.410 \text{ t.m}$$

II. Calcul des efforts tranchants :

Le calcul de l'effort tranchant sera calculé de la même manière que celle utilisée pour le moment fléchissant. L'effort tranchant sera calculé en période de service, on calcule l'effort tranchant T_{max} (qui revient à l'ensemble du tablier) puis T_0 (qui revient à chaque poutre)

II.1. Effort tranchant dû au poids propre :

Voici le tableau donnant l'effort tranchant à $x = 0.00 L$: $T_0 = qL/2$, $L = 32.4 m$

Eléments	P. intermédiaire (t)	P. de rive (t)
Poutre seule	20.04	20.04
Hourdis	14.43	12.42
Super structure	4.06	17.29
Total	38.53	49.75

Voici le tableau donnant l'effort tranchant à $x = 0.25 L$: $T(0.25 L) = T_0/2$

Eléments	P. intermédiaire (t)	P. de rive (t)
Poutre seule	10.02	10.02
Hourdis	7.215	6.21
Super structure	2.03	8.645
Total	19.265	24.875

II.2. Tableau donnant l'effort tranchant :

Désignation	Surcharges	$x = 0.00 L$			$x = 0.25 L$			
		Σy_i	$T_{max} (t)$	$T_0 (t)$	Σy_i	$T_{max} (t)$	$T_0 (t)$	
A(L)	1 voie	3.64	16.2	58.968	8.424	9.112	33.17	4.738
	2 voies	7.28	16.2	117.936	16.848	9.112	66.34	9.477
Bc	av	7.8046	1.31			0.8		
	1 voie			60.956	8.708		41.366	5.91
	ar	15.61	3.25			2.25		
	2 voies	14.308	1.31	111.748	15.964		75.834	10.833
Bt	av	28.617	3.25			2.25		
	ar							
Bt	1 tandem	17.12	1.958	33.52	4.788	1.46	25	3.571
	2 tandems	34.24	1.958	67.042	9.577	1.46	50	7.142
MC ₁₂₀		19.47	5.52	107.474	15.353	4	77.88	11.125
D ₂₄₀		12.9	13.26	171.054	24.436	8.61	111.07	15.867
Trottoir	1 trottoir	0.18	16.2	2.916	0.416	9.112	1.64	0.234
	2 trottoirs	0.36	16.2	5.832	0.833	9.112	3.28	0.468

Calcul des efforts tranchants réels :

Coefficients de répartition $\epsilon_\alpha, \bar{\epsilon}_\alpha$:

Les $\epsilon_\alpha, \bar{\epsilon}_\alpha$ dépendent de θ et de α , pour la détermination de ces deux paramètres, dans les tableaux de Guyon Massonnet sont données les valeurs ϵ_0, ϵ_1 et $\bar{\epsilon}_1$ qui correspondent à $\alpha=0$ et $\alpha=1$. La détermination des coefficients ϵ_α se fait comme celle des k_α mais avec quelques spécifications.

En section sur appui :

On utilisera ϵ_α obtenu par interpolation entre $\bar{\epsilon}_0 = \epsilon_0$ et $\bar{\epsilon}_1 \neq \epsilon_1$

En section courante :

On utilisera ϵ_α obtenu par interpolation entre ϵ_0 et ϵ_1 . L'interpolation se fera comme suit :

$$\epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \alpha \quad \text{si} \quad |y| + |e| \leq \frac{3b}{4}$$

$$\epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \sqrt{\alpha} \quad \text{si} \quad |y| + |e| > \frac{3b}{4}$$

sur appui il suffira de remplacer ϵ par $\bar{\epsilon}$

Calcul de ϵ_α : $\theta = 0.50$, $\alpha = 0.15$

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/2	b
0	0.0691	0.1229	0.1594	0.1958	0.2286	0.1958	0.1594	0.1229	0.0691
b/4	0.0052	0.0474	0.0967	0.1463	0.1965	0.2446	0.2290	0.1885	0.1543
b/2	-0.0439	-0.0001	0.0406	0.0990	0.1627	0.2317	0.3311	0.2931	0.2674
3b/4	-0.0834	-0.0379	0.0102	0.0554	0.1311	0.2103	0.3093	0.4291	0.4144
b	-0.1162	-0.0678	-0.0166	0.0420	0.1135	0.2036	0.3158	0.4499	0.5995

$\bar{\epsilon}_\alpha$ réel : $x = 0.00 L$

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/2	b
0	0.0691	0.1229	0.1594	0.1958	0.2286	0.1958	0.1594	0.1229	0.0691
0.297 b	-0.0040	0.0385	0.0862	0.1374	0.1902	0.1242	0.2482	0.2082	0.1755
0.594 b	-0.0588	-0.0143	0.0292	0.0826	0.1508	0.2236	0.3230	0.3442	0.3226
0.891 b	-0.1019	-0.0548	-0.0050	0.0478	0.1212	0.2065	0.3130	0.4408	0.5188

Tableau donnant l'effort tranchant réel à l'appui :

Désignation		M/7	Cf pend	y = 0.00 b		y = 0.297 b		y = 0.594 b		y = 0.891 b	
				$\bar{\varepsilon}_{\alpha m}$	$T_{réel}$						
A(L)	1 voie	8.424	1.2	0.180	1.668	0.229	2.122	0.269	2.492	0.273	2.529
	2 voies	16.848	1.2	0.172	3.187	0.169	3.132	0.162	3.002	0.146	2.705
Bc	1 voie	8.708	1.2	0.198	1.896	0.231	2.212	0.298	2.854	0.332	3.084
	2 voies	15.964	1.2	0.195	3.424	0.210	3.687	0.226	3.968	0.228	4.003
B _L	1tandem	4.788	1.2	0.198	1.042	0.231	1.216	0.287	1.511	0.310	1.632
	2tandem	9.577	1.2	0.185	1.948	0.195	2.054	0.200	2.107	0.196	2.064
Mc ₁₂₀		15.353	-	0.180	2.763	0.204	3.132	0.247	3.792	0.266	4.084
D ₂₄₀		24.436	-	0.204	4.985	0.200	4.887	0.170	4.154	0.142	3.470
Trottoir	1 trott	0.416	1.2	0.089	0.040	0.186	0.085	0.306	0.140	0.488	0.223
	2 trott	0.833	1.2	0.089	0.081	0.098	0.089	0.132	0.120	0.090	0.082

Détermination de l'effort tranchant maximum :

Sachant que l'effort tranchant est maximum aux appuis

Sous charge permanente :

Désignation	y = 0.00 b	y = 0.297 b	y = 0.594 b	y = 0.891 b
T_G (t)	38.53	38.53	38.53	49.75

Sous surcharges :

Désignation	y = 0.00 b	y = 0.297 b	y = 0.594 b	y = 0.891 b
Effort tranchant (surcharges)	4.985	4.887	4.154	4.084
Effort tranchant (trottoirs)	0.081	0.089	0.140	0.223

Effort tranchant résultant :

Désignation	y = 0.00 b	y = 0.297 b	y = 0.594 b	y = 0.891 b
T_{max} (t)	43.515	43.417	42.684	53.834

La poutre la plus sollicitée est la poutre de position y = 0.891 b (poutre de rive)

Donc l'effort tranchant à considérer :

$$T_{max} = 53.834 \text{ t}$$

III. Torsion :

III.1. Etude de la torsion due à l'excentrement des charges :

D'après la méthode de Guyon Massonnet les moments dus à l'excentrement des charges sont calculés par les formules suivantes :

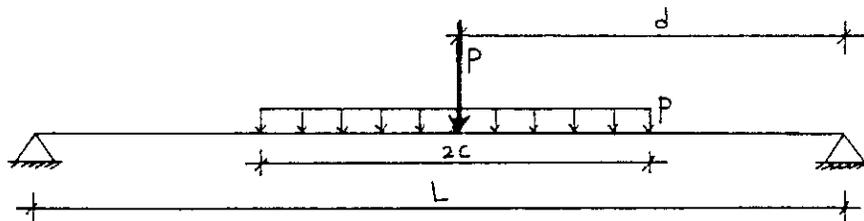
Moment dans les poutres : $0 < \alpha < 1$

- Charges concentrées :

$$M_{xy} = \frac{2\gamma_p}{\gamma_p + \gamma_D} * \tau_\alpha * \frac{2p}{\pi} * \sin \frac{\pi d}{L} * \cos \frac{\pi x}{L}$$

- Charges uniformément réparties :

$$M_{xy} = \frac{2\gamma_p}{\gamma_p + \gamma_D} * \tau_\alpha * \frac{4p}{\pi} * \sin \frac{\pi c}{L} * \sin \frac{\pi d}{L} * \cos \frac{\pi x}{L}$$



d : position longitudinale de la poutre

L : portée du pont

2c : étalement longitudinal de la charge (sur le plan moyen de la dalle)

$$\gamma_p = 0,00817 \text{ G}$$

$$\gamma_D = 0,0026 \text{ G}$$

$$\frac{2\gamma_p}{\gamma_p + \gamma_D} = 1,517$$

$$\tau_\alpha = \tau_1 \sqrt{\alpha} \quad (\alpha = 0.15), (\theta = 0.50)$$

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/2	b
0	-0.0639	-0.0579	-0.0492	-0.0327	0	0.0327	0.0492	0.0579	0.0639
b/4	-0.0479	-0.0461	-0.0430	-0.0360	-0.0201	0.0131	0.0479	0.0680	0.0825
b/2	-0.0353	-0.0352	-0.0346	-0.0320	-0.0244	-0.0066	0.0305	0.0716	0.1019
3b/4	-0.0268	-0.0272	-0.0274	-0.0264	-0.0222	-0.0113	0.0127	0.0604	0.1189
b	-0.0236	-0.0240	-0.0247	-0.0235	-0.0201	-0.0109	0.0095	0.0503	0.1269

τ_α réel :

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/2	b
0	-0.0639	-0.0579	-0.0492	-0.0327	0	0.0327	0.0492	0.0579	0.0639
0.297 b	-0.0455	-0.0440	-0.0414	-0.0367	-0.0209	0.0094	0.0446	0.0686	0.0861
0.594 b	-0.0321	-0.0322	-0.0318	-0.0299	-0.0235	-0.0083	0.0238	0.0673	0.1083
0.891 b	-0.0250	-0.0254	-0.0256	-0.0247	-0.0210	-0.0110	0.0109	0.0547	0.1234

Tableau récapitulatif des valeurs de τ_α moyen pour différentes position des poutres :

Désignation		y = 0.00 b		y = 0.297 b		y = 0.594 b		y = 0.891 b	
		(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)
A(L)	1 voie	0.039	0.039	0.0374	0.0277	0.0296	0.0149	0.0247	0.0075
	2 voies	/	/	/	/	/	/	/	/
Bc	1 voie	0.048	0.048	0.041	0.045	0.0310	0.0325	0.0250	0.023
	2 voies	0.0245	0.0245	0.029	/	0.0257	/	0.0221	/
B _L	1 tandem	0.045	0.045	0.0405	0.0375	0.0305	0.025	0.025	0.016
	2 tandems	0.0145	0.0145	0.0197	/	0.022	/	0.019	/
Mc ₁₂₀		0.028	0.028	0.032	0.021	0.0395	0.0165	0.023	0.0105
D ₂₄₀		0.007	0.007	0.0220	0.0074	0.0280	/	0.0209	/
Trott- oir	1 trott	0.063	0.063	0.0797	0.0445	0.0320	0.0908	0.025	0.0927
	2 trott	/	/	0.0176	0.0176	0.0294	0.0294	0.0338	0.0338

Moment de torsion en fonction de τ_α dans les poutres $x = 0.00 L$:

Le moment de torsion est maximum en appui ($x = 0.00 L$)

- Charges concentrées :

$$M_{xy} = 1,517\tau_\alpha \left(\frac{2p}{\pi} * \sin \frac{\pi d}{L} \right)$$

- Charges uniformément réparties :

$$M_{xy} = 1,517\tau_\alpha \left(\frac{4p}{\pi} * \sin \frac{\pi c}{L} * \sin \frac{\pi d}{L} \right)$$

Tableau donnant les moments M_{xy} en fonction de τ_α à $x = 0.00 L$:

Cas de surcharges		Pondération	M_{xy}/τ_α (t.m)	M_{xy}/τ_α pondérées
A(L)	1 v.c	1.2	7.03	7.733
	2 v.c		14.06	15.466
Bc	1 v.c	1.2	64.33	70.763
	2 v.c		118.00	129.80
Bt	1 T	1.2	33	36.3
	2 T		66	72.6
Mc ₁₂₀		-	10.96	10.96
D ₂₄₀		-	19.54	19.54
Trottoirs	1 T	1.2	0.347	0.3817
	2 T		0.695	0.7645

Moments de torsion négatifs dans les poutres dus à l'excentrement des charges :

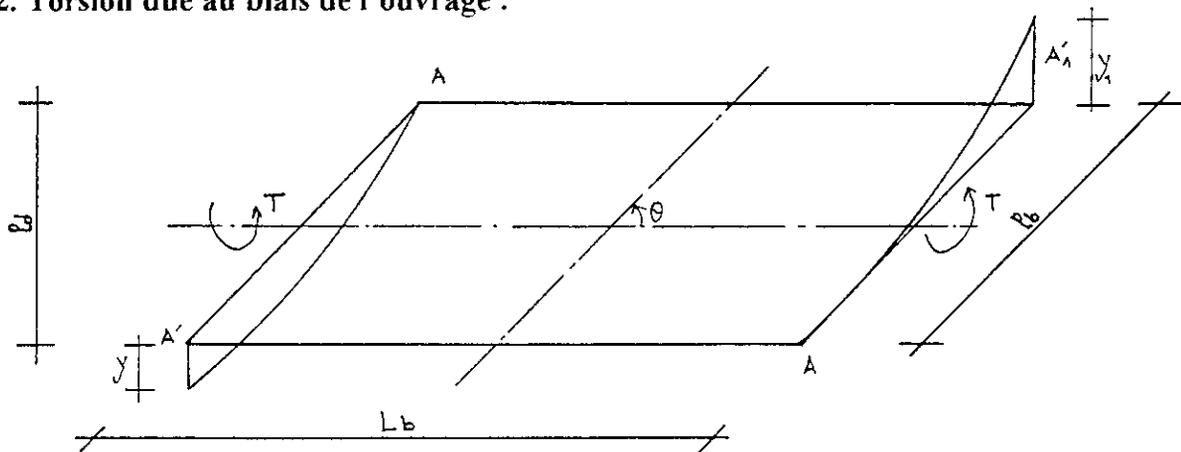
Désignation		M_{xy}/τ_α (t.m)	y = 0.00 b		y = 0.297 b		y = 0.594 b		y = 0.891 b	
			τ_α (-)	M_{xy}	τ_α (-)	M_{xy}	τ_α (-)	M_{xy}	τ_α (-)	M_{xy}
A(L)	1 voie	7.733	0.039	0.3015	0.0374	0.2892	0.0296	0.0296	0.0247	0.1910
	2 voies	15.466	/	/	/	/	/	/	/	/
Bc	1 voie	70.763	0.048	<u>3.3966</u>	0.044	3.1135	0.0310	2.1936	0.025	1.7690
	2 voies	129.80	0.0245	3.1801	0.026	3.3748	0.0257	3.3358	0.0221	2.8685
B _L	1tandem	36.3	0.045	1.6335	0.0405	1.4701	0.0305	1.1071	0.025	0.9075
	2tandem	72.6	0.0145	1.0527	0.0197	1.4302	0.021	1.5246	0.019	1.3794
Mc ₁₂₀		10.96	0.028	0.3068	0.032	0.3807	0.0395	0.4329	0.023	0.2520
D ₂₄₀		19.54	0.007	0.1367	0.0220	0.4308	0.028	0.5471	0.0209	0.4083
Trottoir	1 trot	0.3817	0.063	0.0240	0.0797	0.0304	0.032	0.0122	0.025	0.0095
	2 trot	0.7645	/	/	0.0175	0.0134	0.0294	0.0224	0.0338	0.0258

Moments de torsion négatifs dans les poutres dus à l'excentrement des charges :

Désignation		M_{xy}/τ_α (t.m)	y = 0.00 b		y = 0.297 b		y = 0.594 b		y = 0.891 b	
			τ_α (+)	M_{xy}	τ_α (+)	M_{xy}	τ_α (+)	M_{xy}	τ_α (+)	M_{xy}
A(L)	1 voie	7.733	0.039	0.3015	0.0277	0.2142	0.0149	0.1152	0.0075	0.0580
	2 voies	15.466	/	/	/	/	/	/	/	/
Bc	1 voie	70.763	0.048	<u>3.3966</u>	0.045	3.1843	0.0325	2.230	0.023	1.6275
	2 voies	129.80	0.0245	3.1801	/	/	/	/	/	/
B _L	1tandem	36.3	0.045	1.6335	0.0335	1.2160	0.0125	0.9075	0.016	0.5808
	2tandem	72.6	0.0145	1.0527	/	/	/	/	/	/
Mc ₁₂₀		10.96	0.028	0.3068	0.021	0.2301	0.0165	0.1808	0.0105	0.1150
D ₂₄₀		19.54	0.007	0.1367	0.0074	0.1446	/	/	/	/
Trottoir	1 trot	0.3817	0.063	0.0240	0.0445	0.0169	0.0908	0.0346	0.0927	0.0353
	2 trot	0.7645	/	/	0.0177	0.0135	0.0294	0.0224	0.0338	0.0258

Moment de torsion maximum dû à l'excentrement des charges : **$M_{xy} = 3.3966$ t.m**

III.2. Torsion due au biais de l'ouvrage :



- θ : angle du biais
 L_b : longueur biaise
 l_b : largeur biaise
 l_d : largeur droite
 T : torsion
 y, y_1 : flèches dues à la flexion.

Pour un même chargement donné, les flèches en A et A_1 sont nulles, es A' et A_1' sont respectivement y et y_1 .

y et y_1 se trouvent dans les plans opposés par rapport à l'axe horizontal.

L'apparition de la torsion due au biais :

Moment de torsion T_k à $x = 0.00 L$:

On calculera le moment de torsion à $x = 0.00 L$ à cette section T_k qui est maximum lorsque la charge se trouve longitudinalement sur l'axe médian de la poutre.

Calcul du déterminant D :

$$D = 1 + \frac{\lambda}{3} (\text{tg}^2 \delta_k + \text{tg} \delta_k \cdot \text{tg} \delta_{k+1} + \text{tg}^2 \delta_{k+1})$$

Hypothèses :

- Culées parallèles $\text{tg} \delta_k = \text{tg} \delta_{k+1}$
- pont isostatique $M_k = M_{k+1} = 0$

Donc

$$D = 1 + \lambda \text{tg}^2 \delta_k$$

avec $\delta_k = 100 - \theta = 100 - 78.89 = 21.11^{\text{gd}}$

$$\lambda = \frac{Gk}{EI}$$

Gk : rigidité de torsion

I : moment d'inertie à l'about + hourdis

E : module d'élasticité

v : coefficient de poisson $\nu = 0.2$ pour B.P

$$k = \sum \frac{b_i}{3} h_i^3 \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$Gk = 0.0042 E$$

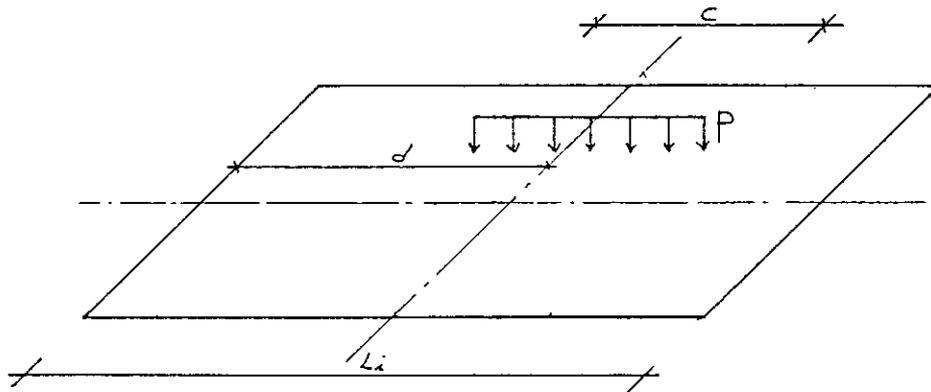
$$\lambda = 0.02474$$

$$D = 1 + \lambda \operatorname{tg}^2 \delta_k = 1.003$$

Moment de torsion dû au biais de l'ouvrage :

Le moment de torsion dû au biais de l'ouvrage se détermine par les formules tirées du livre « Application à l'étude des structures ».

1) Charges réparties :



Moment de torsion T_k :

$$T_k \cdot D_i = \frac{\lambda}{6} \left[p \cdot c \cdot d \left\{ 1 + \frac{d^2}{L_i^2} - \frac{c^2}{4L_i^2} \right\} \operatorname{tg} \delta_k + p \cdot c \cdot (L_i - d) \left(2 \frac{d}{L_i} - \frac{d^2}{L_i^2} - \frac{c^2}{4L_i^2} \right) \operatorname{tg} \delta_k \right] +$$

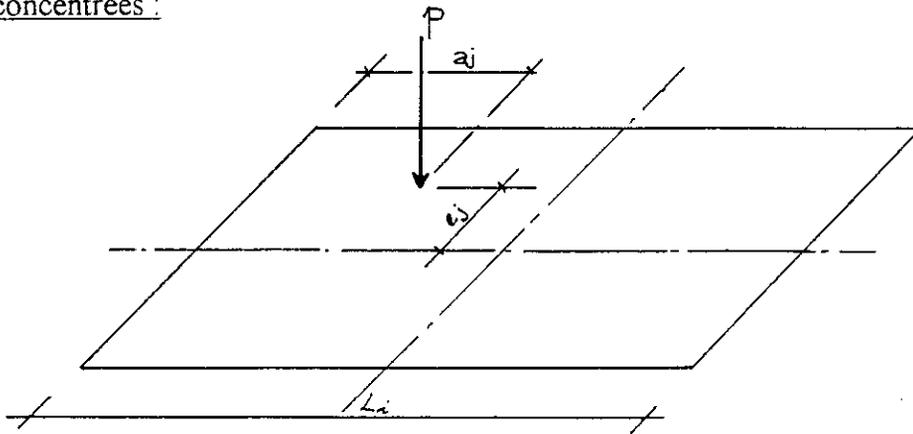
$$\frac{\lambda}{6} p \cdot e \cdot c \{ 2 \operatorname{tg}^2 \delta_{k+1} + \operatorname{tg} \delta_k \cdot \operatorname{tg} \delta_{k+1} \} - \frac{\lambda}{6} [M_k (2 \operatorname{tg} \delta_k + \operatorname{tg} \delta_{k+1}) + M_{k+1} \cdot \operatorname{tg} \delta_k + 2 \operatorname{tg} \delta_{k+1}]$$

pour notre pont :

$$M_k = M_{k+1} = 0 \quad (\text{travée isostatique})$$

$$\delta_k = \delta_{k+1} \quad (\text{culée parallèle})$$

2) Charges concentrées :



$M_j = p \cdot e_j$

Moment de torsion T_{ki} :

$$T_{ki} \cdot D_i = \frac{\lambda}{6} \left[\sum \frac{p_j a_j}{L_i} \left(1 - \frac{a_j}{L_i} \right) \left\{ \left(1 + \frac{a_j}{h_i} \right) \text{tg} \delta_k + \left(2 - \frac{a_j}{L_i} \right) \text{tg} \delta_{k+1} \right\} L_i \right] + \frac{\lambda}{6} \left[\sum M_j (2 \text{tg}^2 \delta_{k+1} + \text{tg} \delta_k \cdot \text{tg} \delta_{k+1}) \right]$$

Moment torsion dû au biais de l'ouvrage $x = 0.00 L$:

Surcharges :

Moment de torsion				
surcharges		Coeff de Pondération	T_k (t.m)	$T_k/7$ (T_k / poutre)
A(L)	1 v.c	1.2	3.0318	0.4331
	2 v.c		5.4084	0.7726
Bc	1 v.c	1.2	2.6425	0.3775
	2 v.c		5.0000	0.7142
Bt	1 T	1.2	1.2907	0.1843
	2 T		2.4312	0.3473
Mc ₁₂₀		-	4.2372	0.6053
D ₂₄₀		-	7.4513	1.0644
Trottoirs	1 T	1.2	0.1712	0.0244
	2 T		0.2674	0.0382

Moment de torsion dû au poids propre :

Surcharge	T_k (t.m)	$T_k / 7$ (t.m)
Poids propre	13.4000	1.9142

Moment de torsion final dû au biais de l'ouvrage :

Surcharge	T_k (t.m)	$T_k / 7$ (t.m)
D ₂₄₀	7.4513	1.0644
Poids propre	13.4000	1.9142
Total	20.8513	2.9787

Moment de torsion dû à l'excentrement des charges :

Position	$M_{xy}^{(+)}$ (t.m)	$M_{xy}^{(-)}$ (t.m)
y = 0.006	3.3966	3.3966

Moment de torsion final :

Le moment de torsion final à prendre en compte pour les calculs sera :

$$M_t = 6.3753 \text{ t.m}$$

CHAPITRE III

Etude de la Précontrainte

Principe de la précontrainte :

Le béton précontraint est un matériau qu'on lui a fait un traitement mécanique préalable pour résister aux deux sens de sollicitations (compression et traction).

Ce traitement consiste à soumettre avant mis en service le béton des contraintes de compression (agissant d'une façon permanente) dans les zones où les charges font naître des tractions.

Propriétés du béton précontraint :

1- Ce matériau présente des qualités intrinsèques qui permettent notamment des modes de construction très variés, en particulier la précontrainte permet un assemblage facile d'éléments préfabriqués.

2- Le béton précontraint revient moins cher que le béton, car pour un même effort on utilise 5 fois moins d'acier de précontrainte.

3- Le béton précontraint ne tolère pas la médiocrité. Un béton de mauvaise qualité est automatiquement lors des mises en tension (fissure, voir même rupture).

4- La précontrainte peut être appliquée au béton de deux manières différentes : par pré-tension ou par post-tension.

- La pré-tension est réalisée par des armatures tendues avant bétonnage sur des bancs de traction fixes.

- La post-tension est réalisée par des armatures (placées dans les gaines introduites avant le collage) mise en tension par appui sur le béton suffisamment dur où la tension permanente des câbles est assurée des organes d'ancrages à leurs extrémités.

Ce deuxième procédé fait l'objet de mon étude.

Description du procédé DYWIDAG :

Le procédé DYWIDAG est un procédé Allemand par post-tension. Tous les éléments de précontrainte en faisceaux sont conçus selon le même principe, ils sont pourvus d'organes d'ancrage, soit aux deux extrémités, soit à une seule, se qui permet la mise en tension d'une extrémité ou des deux.

I- Calcul des contraintes de flexion :

Pour la section médiane $x = L/2$ (poutre + hourdis)

$M_G = 403 \text{ t. m}$ sous le poids propre

$M_Q = 199.216 \text{ t.m}$ sous les charges D_{240}

fibre supérieure : $\sigma_{\text{sup}} = (M_G + M_Q) \cdot \frac{V}{I_G}$

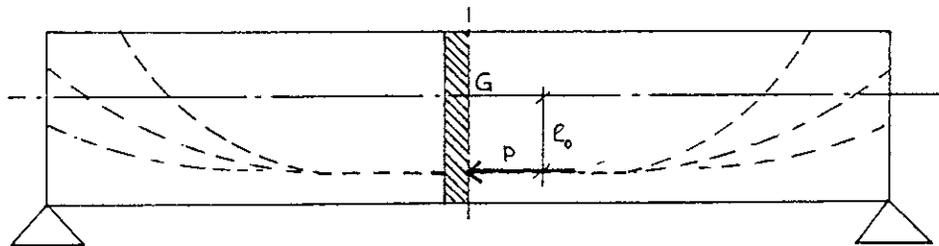
fibre inférieure : $\sigma_{\text{inf}} = - (M_G + M_Q) \cdot \frac{V'}{I_G}$

$$\sigma_{\text{sup}} = 190.673 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = -450.771 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte de traction sur la fibre inférieure totale atteindrait $\sigma_{\text{inf}} = -450.771 \text{ kg/cm}^2$

La contrainte de traction devrait être nulle. L'effort de précontrainte P devrait provoquer une contrainte σ' au moins égale à σ_{inf} .



$$\sigma'_p = \frac{P}{B} \left(1 - \frac{e_0 V'}{i^2} \right)$$

$$e_0 = -(V' - d') = -112.98 \quad d' = 10 \text{ cm}$$

$$B = 7096.97 \text{ cm}^2$$

$$i^2 = 2315.033 \text{ cm}^2$$

P : effort de la précontrainte à mi - portée

$$\sigma'_p \geq \sigma_{\text{inf}}$$

$$\text{donc : } P \geq 456.901 \text{ t}$$

$$\text{si on estime les pertes totale à 30 \% donc : } F = \frac{P}{0.7} = 652.715 \text{ t}$$

Vérification en Etat Limite Ultime (E.L.U) :

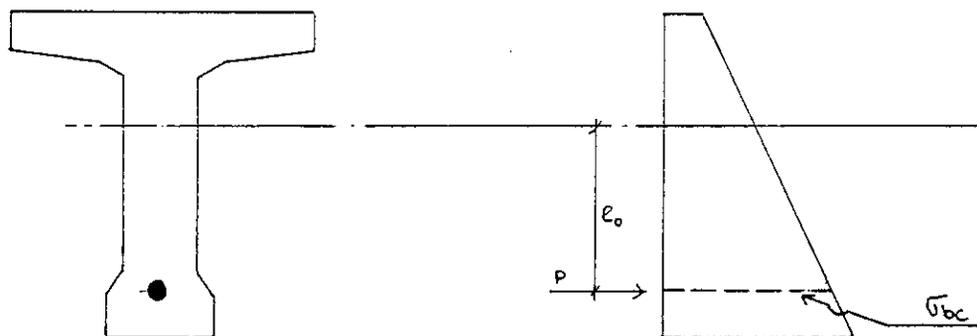
La précontrainte à mi - portée vaut :

$$P \geq 456.901 \text{ t}$$

- **Calcul des contraintes de compression du béton sous l'action de la précontrainte et des charges permanentes :**

On a trouvé :

- En fibre supérieure une contrainte de 28.51 kg/cm^2
- En fibre inférieure une contrainte de 149.20 kg/cm^2



- **Moment ultime de calcul vaut :**

$$M_u = 1.35 (M_G + M_Q)$$

$$M_u = 813 \text{ t.m}$$

- **Moment résistant de la table :**

$$M_{tc} = (b - b_0) \cdot h \cdot f_{bu} \cdot (d - h_0/2)$$

$$M_{tc} = 429.05 \text{ t.m}$$

- **Moment à reprendre pour la nervure seule :**

$$M_n = M_u + M_{tc}$$

$$M_u = 383.92 \text{ t.m}$$

Don le moment réduit est :

$$\mu = M_u / b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0.438$$

$$d'où : \alpha = 0.71 > h_0 / d = 0.137$$

• Allongement des aciers :

$$\Delta\varepsilon_s = \varepsilon_b (1-\alpha)/\alpha = 1.43 \text{ ‰}$$

• Allongement du câble :

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E_p} (\sigma_p + 5\sigma_{bc})$$

$$\sigma_{bc} = 113.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc : } \varepsilon_2 = 4.96 \text{ ‰}$$

D'où l'allongement total de l'acier vaut :

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_s$$

$$\varepsilon_3 = 6.39 \text{ ‰}$$

Donc la valeur de σ_3 par approximations successives de l'équation :

$$\varepsilon_3 = \frac{\sigma_3}{E_p} + 100 \left(\gamma_s \frac{\sigma_a}{f_{prg}} - 0,9 \right)^5$$

$$\text{pour } \sigma_3 = 12867 \text{ kg/cm}^2 \quad \varepsilon_3 = 6.387 \text{ ‰}$$

- **Force d'un câble :**

$$F_c = \sigma_{p_n} \cdot A_p$$

$$\sigma_{p_n} = \min(0.8f_{prg}, 0.9f_{peg}) \text{ selon BPEL}$$

$$\sigma_{p_n} = 1500 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c = 225.45 \text{ t}$$

- **Nombre de câbles :**

$$n = \frac{F}{F_c} = \frac{652.715}{225.45} = 2.895$$

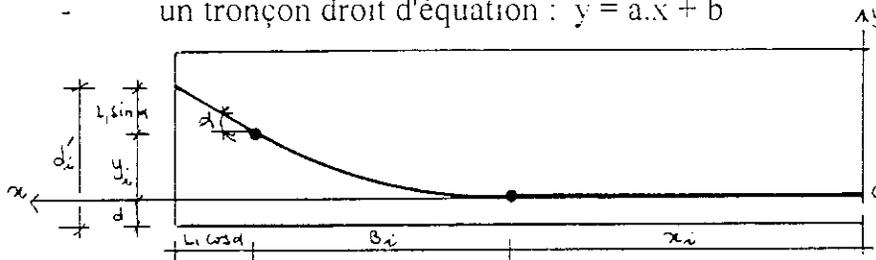
nous prendrons 3 câbles de type 12 T 15 T.B.R

- **Equation et inclinaison des câbles :**

Le tracé des câbles est caractérisé par deux tronçons :

- un tronçon parabolique d'équation : $y = a \cdot x^2 = X^2 / 2R$

- un tronçon droit d'équation : $y = a \cdot x + b$



Comme les angles à l'about sont compris entre 3° et 20° , nos angles ont été fixés respectivement comme suit :

Câble 1 : $\alpha_1 = 8^\circ$

Câble 2 : $\alpha_2 = 12^\circ$

A l'extrados, on prend généralement $\alpha = 24^\circ.23$ qui correspond à $\text{tg } \alpha = 0.45$.

Puisque les angles sont fixés alors on peut calculer : (y_i, B_i) $i = 1, 2, 3$

d à l'about = 10 cm

d à l'extrados = 19 cm

Pour les deux câbles d'about : $y_i = d'_i - (d + L_i \cdot \sin \alpha_i)$

$$y_1 = 34.332 \text{ cm}$$

$$y_2 = 77.458 \text{ cm}$$

Pour le câble à l'extrados :

$$y_3 = 89.960 \text{ cm}$$

- distances horizontales B_i :

$$B_i = \frac{2y_i}{\operatorname{tg}\alpha_i} \quad i = 1,2,3$$

$$B_1 = 448.569 \text{ cm}$$

$$B_2 = 728.822 \text{ cm}$$

$$B_3 = 399.822 \text{ cm}$$

- Tableau récapitulatif :

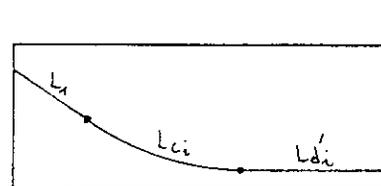
$$\text{On a : } a_i = \frac{\operatorname{tg}\alpha_i}{2.B_i}$$

N° câble	$B_i(\text{m})$	$D'_i(\text{m})$	$d(\text{m})$	α_i (°)	$a_i.10^{-2}(\text{cm}^{-1})$	y_i
1	4.885	0.5825	0.10	8	0.01438	0.01438 m^2
2	7.288	1.0825	0.10	12	0.01458	0.01458 m^2
3	3.998	1.5000	0.19	24.23	0.05627	0.05627 m^2

- Calcul des longueurs totales des câbles :

La longueur totale d'un câble est donnée par :

$$L_i = 2.(L_1 + l_{ci} + l_{di})$$



l_{ci} : longueur du tronçon parabolique. elle est donnée par la formule suivante :

$$l_{ci} = a_i \left\{ a_i^2 \operatorname{Ln} \left(\frac{B_i + \sqrt{B_i^2 + a_i^2}}{a_i} \right) + B_i \sqrt{B_i^2 + a_i^2} \right\}$$

$$a_i = \frac{1}{2} a_i$$

- 1- Calcul des longueurs courbes :

Câble	$a_i.10^{-2} \text{ cm}^{-2}$	a_i' (m)	B_i (m)	$\sqrt{a_i'^2 + B_i^2}$	$\operatorname{Ln} \sqrt{a_i'^2 + B_i^2}$	l_{ci} (m)
1	0.01438	34.770	4.885	35.111	0.140	4.900
2	0.01458	34.293	7.288	35.058	0.211	7.343
3	0.05627	8.885	3.998	9.743	0.436	4.128

2- Calcul des longueurs droites :

$$\frac{L}{2} = L_i \cos \alpha_i + B_i + L'_d$$

Câble	α_i (°)	$L_i \cdot \cos \alpha_i$ (m)	B_i (m)	$B_i + L_i \cdot \cos \alpha_i$	L'_d (m)
1	8	0.990	4.885	5.875	10.825
2	12	0.978	7.288	8.266	8.434
3	24.23	0.912	3.998	4.910	7.590

• Longueurs totales :

Câble	L'_d (m)	L_i (m)	L_c (m)	$L/2$ (m)	L (m)
1	10.825	1.000	4.900	16.725	33.450
2	8.434	1.000	7.343	16.777	33.554
3	7.590	1.000	4.128	12.718	25.436

II- Caractéristiques géométriques des sections :

• Section de l'about :

- Poutre seule :

$$V' = 83.25 \text{ cm}, \quad V = 66.75 \text{ cm}, \quad B_{\text{nette}} = 6129.22 \text{ cm}^2$$

$$I_G = I_{/\Delta} - S_{/\Delta} \cdot V = 13980381.34 \text{ cm}^4, \quad Z = 83.25 \text{ cm}$$

$$i^2 = 2280.094 \text{ cm}^2, \quad \rho = 41 \%$$

- Poutre + hourdis :

$$V' = 114.75 \text{ cm}, \quad V = 60.25 \text{ cm}, \quad B_{\text{nette}} = 9491.72 \text{ cm}^2$$

$$I_G = I_{/\Delta} - S_{/\Delta} \cdot V = 25740167.44 \text{ cm}^4, \quad Z = 83.25 \text{ cm}$$

$$i^2 = 2711.85 \text{ cm}^2, \quad \rho = 40 \%$$

• Section à un quart :

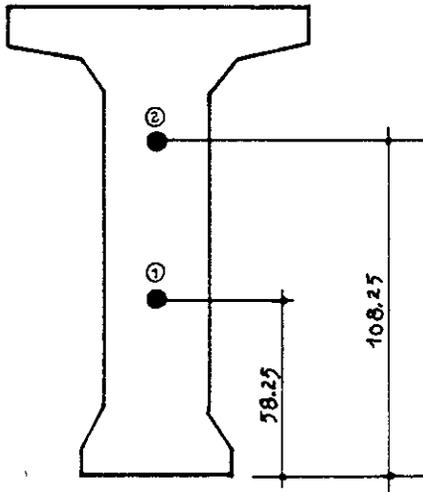
- Détermination des ordonnées à $x = \frac{1}{4} L$:• câble 1 ($\alpha = 8^\circ$) :

$$L_1 \cos \alpha_1 + B_1 = 5.448 < 8.35 \text{ m}$$

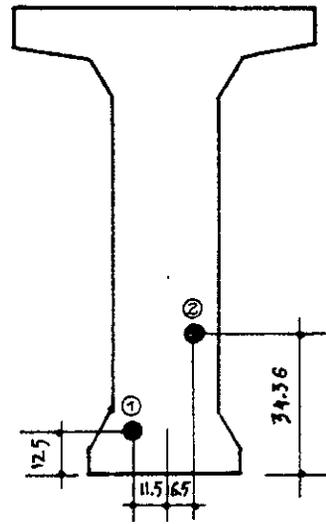
• câble 2 ($\alpha = 12^\circ$) :

$$L_1 \cos \alpha_2 + B_2 = 8.266 < 8.35 \text{ m}$$

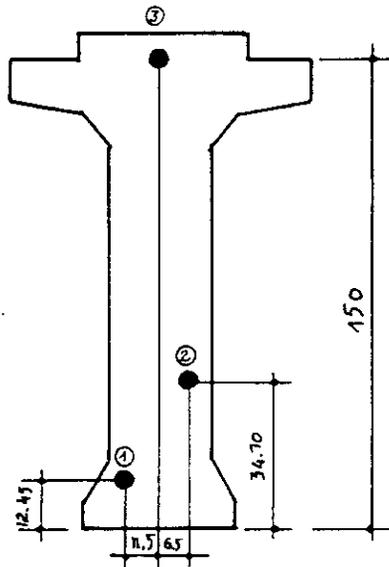
COUPES TRANSVERSALES



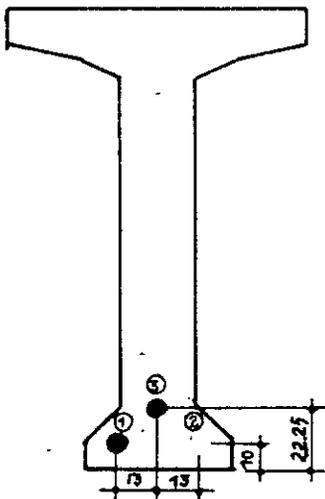
Section à L'about



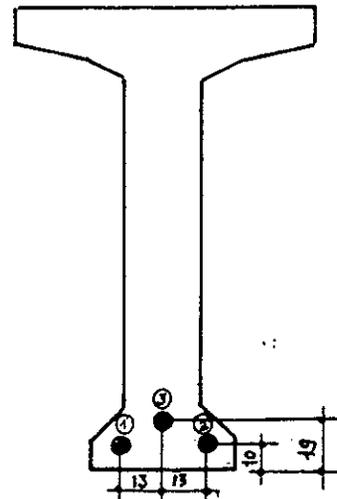
Section à $x=L/8$



Section à $x=L/4$



Section à $x=L/4$



Section à $x=L/2$

- **Poutre + hourdis :**

$$V' = 115.38 \text{ cm} , \quad V = 59.62 \text{ cm} , \quad B_{\text{nette}} = 9491.72 \text{ cm}^2$$

$$I_G = I_{/\Delta} - S_{/\Delta} \cdot V = 25001678.051 \text{ cm}^4 , \quad Z = 23.45 \text{ cm}$$

$$i^2 = 2634.051 \text{ cm}^2 , \quad \rho = 38 \%$$

• **Section à 4.2 m avec hourdis :**

Emergence du câble 3

$$V' = 115.20 \text{ cm} , \quad V = 59.80 \text{ cm} , \quad B_{\text{nette}} = 9441.49.22 \text{ cm}^2$$

$$I_G = I_{/\Delta} - S_{/\Delta} \cdot V = 25532153.46 \text{ cm}^4 , \quad Z = 65.516 \text{ cm}$$

$$i^2 = 2704.25 \text{ cm}^2 , \quad \rho = 39 \%$$

• **Section à un demi :**

- **Poutre seule :**

$$V' = 89.94 \text{ cm} , \quad V = 60.06 \text{ cm} , \quad B_{\text{nette}} = 3757.21 \text{ cm}^2$$

$$I_G = I_{/\Delta} - S_{/\Delta} \cdot V = 12846898.53 \text{ cm}^4 , \quad Z = 13 \text{ cm}$$

$$i^2 = 3419.2655 \text{ cm}^2 , \quad \rho = 63 \%$$

- **Poutre + hourdis :**

$$V' = 125.25 \text{ cm} , \quad V = 49.75 \text{ cm} , \quad B_{\text{nette}} = 7319.71 \text{ cm}^2$$

$$I_G = I_{/\Delta} - S_{/\Delta} \cdot V = 22666382.52 \text{ cm}^4 , \quad Z = 13 \text{ cm}$$

$$i^2 = 3096.623 \text{ cm}^2 , \quad \rho = 49 \%$$

- **Section à $x = 4.2 \text{ m}$:**

Câble	a (cm ⁻¹)	u (cm)	tg α	α (°)	y (cm)	d (cm)	z (cm)
1	0.0001576	124.8	0.039	2.25	2.45	10	12.45
2	0.0001458	406.6	0.118	6.76	24.10	10	34.10

III- Câble moyen équivalent :

L'effort de la section est donné par :

$$P = \text{Max} \begin{cases} P_I = \frac{M_{\text{max}} - M_{\text{min}}}{c + c'} = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} \\ P_{II} = \frac{M_{\text{max}}}{c + V' + d_i} \end{cases}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{\max} = 602.216 \text{ t.m} \\ M_{\min} = 403 \text{ t.m} \\ \Delta M = 199.216 \text{ t.m} \\ d_1 = 13 \text{ cm} \\ V' = 125.25 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ à mi - portée } \Rightarrow \begin{cases} P_I = 232.322 \text{ t} \\ P_{II} = 440.796 \text{ t} \end{cases}$$

On remarque que $P_I > P_{II}$ donc la force de précontrainte est proportionnel au moment fléchissant maximal. Donc la section est dite *sur-critique*.

La précontrainte du câble est $P = 440.796 \text{ t}$

• **Calcul de l'effort normal de la précontrainte :**

P : précontrainte du câble

N : effort normal = $P \cdot \cos \alpha$

V : effort tangentiel = $P \cdot \sin \alpha$

Soit " z " la distance du point d'application de chaque câble par rapport à la fibre inférieure.

Z la distance du point d'application de câble moyen par rapport à la fibre inférieure.



On aura donc :

$$\left. \begin{array}{l} \sum z \cdot P \cos \alpha = Z \cdot N \\ \text{avec } N = P \cdot \sum \cos \alpha \end{array} \right\} Z = \frac{\sum z \cdot \cos \alpha}{\sum \cos \alpha}$$

• **Section à l'about $x = 0$:**

$$Z = \frac{\sum z \cdot \cos \alpha}{\sum \cos \alpha} = 83.09 \text{ cm}$$

$$N = \frac{440.796 \cdot 1.968}{3} = 289.162 \text{ t}$$

• **Section à un quart :**

$$Z = 14.75 \text{ cm}$$

$$N(0.25L) = 440.208 \text{ t}$$

IV- Fuseaux de passage :

- 1^{er} fuseau de passage :

C'est le fuseau à l'intérieur duquel se trouve le tracé du câble équivalent pourqu'il n'y ait de traction (quelque soit le cas de charge) sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes.

Les valeurs limites par l'excentricité de la précontrainte e_0 (excentricité du câble équivalent).

$$-\left(c' + \frac{M_{\min}}{N}\right) \leq e_0 \leq c - \frac{M_{\max}}{N}$$

Il faut que : $e_2 \leq e_0 \leq e_1$

- Détermination de l'excentricité e_0 :

La section étant sur-critique $e_0 = -(V \cdot d_1)$

$$x = 0 \quad : \quad e_0 = -(114.75 - 83.25) = -31.50 \text{ cm}$$

$$x = 0.25 L \quad : \quad e_0 = -(125.23 - 14.08) = -111.15 \text{ cm}$$

$$x = 0.50 L \quad : \quad e_0 = -(125.25 - 13.00) = -112.25 \text{ cm}$$

- Calcul des valeurs limites pour l'excentricité e_0 :

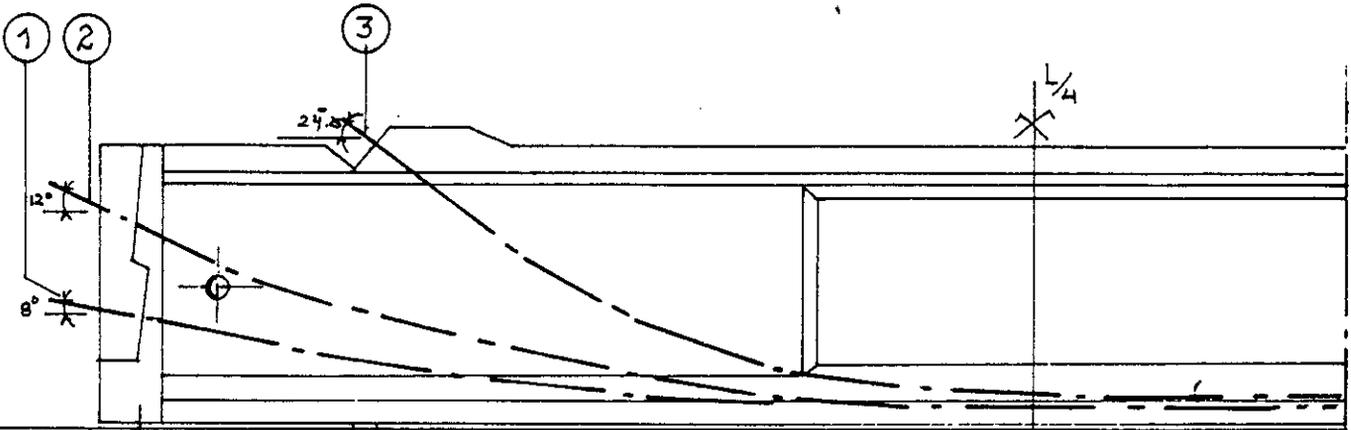
x	N (t)	$M_{\min}(t.m)$	$M_{\max}(t.m)$	c'	c	e_2	e_0	e_1
0.00	289.162	0.00	0.00	45.90	24.10	-45.90	-31.50	24.10
0.25 L	440.208	302.25	446.41	62.615	24.885	-131.27	-111.15	-76.52
0.50 L	440.796	403	602.216	61.372	24.377	-152.79	-112.25	-112.24

- 2^{eme} fuseau de passage :

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le câble équivalent pourque la contrainte maximale de compression reste inférieure à $\bar{\sigma}_c$ quelque soit le cas de charge. Le fuseau est limité pour les valeurs suivantes :

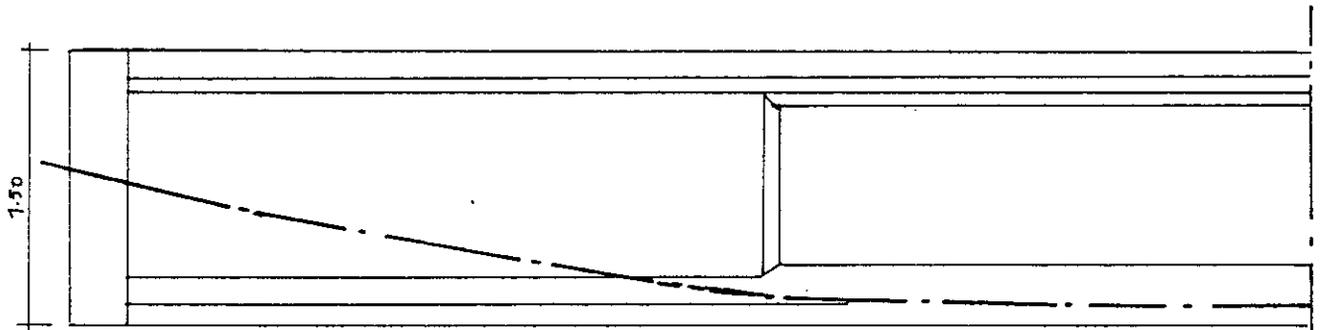
- Etat en charge :

$$e_1' = \left(\bar{\sigma}_{sc} \cdot \frac{N}{B} - 1 \right) \cdot \frac{i^2}{V} - \frac{M_{\max}}{N} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{sc} = 0.6 f_{c28} = 210 \text{ kg/cm}^2$$



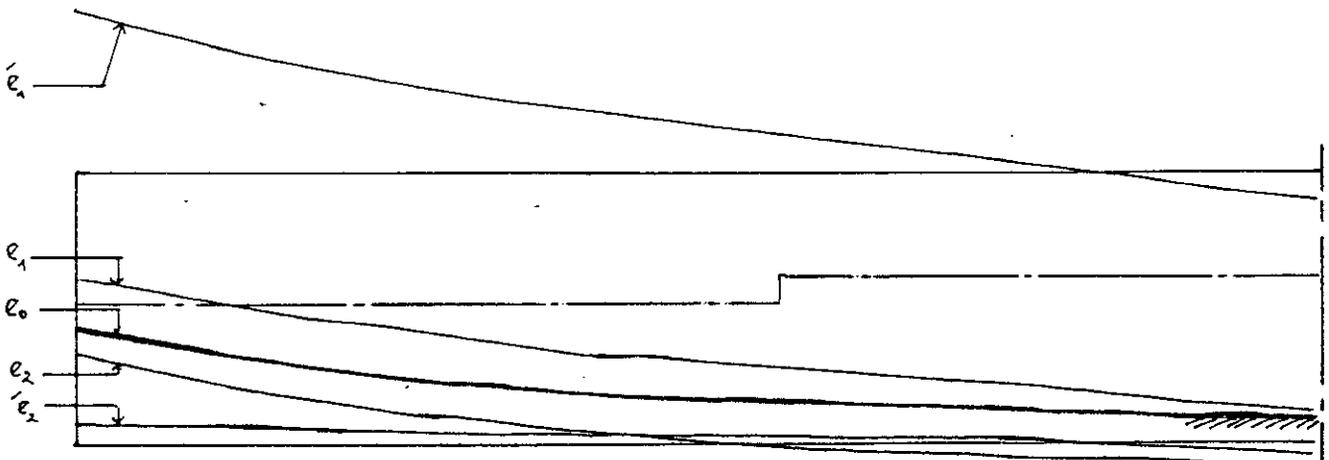
Cables					
3			1.50	22.25	0.19
2	1.092°	0.343	0.341	0.10	0.10
1	0.582°	0.115	0.114°	0.10	0.10

CABLAGE DE LA POUTRE



Cable moyen	0,83 09			0,14 075	0,13
-------------	---------	--	--	----------	------

CABLE EQUIVALENT



----- Ligne des centres de gravité

FUSEAUX LIMITES

- Etat à vide :

$$e'_2 = - \left(\bar{\sigma}_{sc} \cdot \frac{N}{B} - 1 \right) \cdot \frac{i^2}{V'} - \frac{M_{\max}}{N}$$

- Calcul de e'_1 :

Sections	$\bar{\sigma}_{sc} \cdot \frac{N}{B} - 1$	$\frac{i^2}{V'}$	$-\frac{M_{\max}}{N}$	e'_1 (cm)
0.00 L	5.893	45.00	0	265.185
0.25 L	2.491	62.31	-101.408	53.806
0.50 L	2.487	62.24	-136.62	18.170

- Calcul de e'_2 :

Sections	$\bar{\sigma}_{sc} \cdot \frac{N}{B} - 1$	$\frac{i^2}{V'}$	$-\frac{M_{\max}}{N}$	e'_2 (cm)
0.00 L	4.744	23.63	0	-112.100
0.25 L	1.910	24.76	68.66	-115.951
0.50 L	1.90	24.72	91.42	-138.388

Les deux conditions sont vérifiées.

V- Les pertes de précontrainte :

La perte de précontrainte est la différence entre la force exercée par le vérin sur le câble lors de sa mise en tension et la force qui s'exerce en un point d'une armature à une époque donnée.

Les pertes et chute de tension qui vont se produire entre l'instant de la mise en tension des câbles et la période dite de service.

- Pertes instantanées :
 - * pertes par frottement
 - * pertes par glissement à l'ancrage
 - * pertes par raccourcissement du béton
- Pertes différées :
 - * pertes dues au retrait du béton
 - * pertes dues au fluage du béton
 - * pertes dues à la relaxation des aciers

- Les pertes instantanées :

- 1- Pertes par frottement :

C'est la perte de tension due au frottement du câble dans sa gaine lors de sa mise en tension, ces pertes sont données par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0} (1 - e^{-(f \cdot \alpha + \varphi \cdot L)})$$

α : somme de toute les variations d'angle de point d'inflexion à un point d'inflexion.

- Pertes par frottement à mi-portée :

Câble	α (°)	L_d (m)	L_d (m)	L_c (m)	L (m)	$f \cdot \alpha + \varphi \cdot L$	$\Delta\sigma_f$ (kg/cm ²)
1	8	0.1396	12.252	4.900	16.725	0.0585	768.046
2	12	0.2094	9.434	7.343	16.777	0.0712	928.357
3	24.23	0.4230	8.590	4.128	12.718	0.1015	1303.93

$$\Delta\sigma_{f_{moy}} = 1000.111 \text{ kg/cm}^2$$

- Pertes par frottement en quart de portée :

Câble	α (°)	L_d (m)	L_d (m)	L_c (m)	L (m)	$f \cdot \alpha + \varphi \cdot L$	$\Delta\sigma_f$ (kg/cm ²)
1	8	0.1396	3.902	4.4714	8.3734	0.0418	553.637
2	12	0.2094	1.084	7.343	8.427	0.0545	716.648
3	24.23	0.4230	1.00	3.308	4.308	0.0694	905.154

$$\Delta\sigma_{f_{moy}} = 725.146 \text{ kg/cm}^2$$

- 2- Pertes par glissement à l'ancrage :

Elles sont dues au relâchement de la tension du vérin. En raisonnant sur un diagramme basé sur l'équation :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} (1 - f \cdot \alpha - \varphi \cdot x)$$

la tension sous vérin vaut σ_{p0} et après blocage des clavettes et glissement à l'ancrage σ_2 .

Le glissement à l'ancrage (g en mètre) se répercute jusqu'à l'abscisse λ de tension σ_3 .

La longueur d'influence de recul d'ancrage λ est donnée par :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_{p0} \cdot \psi}}$$

$$\psi = f \cdot \frac{\alpha}{L} + \varphi$$

$\psi \cdot \sigma_{p_r}$ représente la pente de la droite $\sigma_{p0} \sigma_3$

$g \cdot E_p$: aire du triangle $\sigma_{p0} \sigma_2 \sigma_3$

L : longueur du câble

G : intensité du recul d'ancrage

- Calcul de la longueur d'influence de recul λ :

Câble	α (rad)	L (m)	$f \cdot \frac{\alpha}{L} + \varphi$	λ (m)	L/2 (m)
1	0.1396	33.446	0.0027	17.748	16.70
2	0.2094	33.554	0.0031	16.650	16.70
3	0.4229	25.436	0.0050	13.175	12.50

- Pertes dues au recul d'ancrage :

Câble	λ (m)	$x = 0.00$	$x = 0.25 L$	$x = 0.50 L$
1	17.748	1293.829	685.114	76.340
2	16.650	1393.605	694.71	-
3	13.175	-	1218.375	91.125
$\Delta\sigma_{g_{moy}}$ (kg/cm ²)		1343.717	866.066	83.732

$$\Delta\sigma_g = 2 \cdot \sigma_{p0} \cdot \psi \cdot (\lambda - u) \quad , \quad \lambda \geq u$$

3- Pertes par raccourcissement élastique du béton :

La mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble par câble, la mise en tension du deuxième câble entraîne un raccourcissement de la poutre et du premier câble de même la mise en tension du troisième câble et ainsi de suite.

Cette perte de tension peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacun des câbles et égale à :

$$\Delta\sigma_n = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_p}{E_i} \cdot \sigma_{bc0}$$

σ_{bc0} : contrainte moyenne du béton au niveau du câble à la mise en tension sous la précontrainte et le poids propre.

$$\sigma_{bc0} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I} + \frac{M_g \cdot e}{I}$$

- $P = n A_p (\sigma_{po} - \Delta\sigma_i)$
 $-\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_g$
 $-n$: nombre de câbles
 - e : excentricité
 - B : section nette droite
 - I : moment d'inertie net par rapport au c.d.g
 - M_g : moment fléchissant dû au poids propre.
- **Câble 1 :**

Le câble n° 1 est tiré au bout du 8^e jour (poutre seule)

$$f_{c8} = 228.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_i = 318856 \text{ kg/cm}^2$$

Section	X = 0.00	X = 0.25 L	X = 0.50 L
P (t)	203.843	204.762	211.348
σ_{bc0} (kg/cm ²)	42.370	76.216	60.378
Δ_{sn} (kg/cm ²)	132.290	247.337	188.518

- **Câble 2 :**

Le câble n° 2 est tiré au bout du 15^e jour (poutre seule).
deux câbles sont tirés à 100%

$$f_{c15} = 288.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_i = 337444.33 \text{ kg/cm}^2$$

Section	X = 0.00	X = 0.25 L	X = 0.50 L
P (t)	202.176	201.880	209.946
σ_{bc0} (kg/cm ²)	42.023	77.067	59.307
Δ_{sn} (kg/cm ²)	121.420	222.675	171.361

- **Câble 3 :**

Le câble à l'extrados est tiré après le coulage de hourdis $j > 28$ (poutre + hourdis) .

$$f_{c28} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_i = 360000 \text{ kg/cm}^2$$

Section	X = 0.00	X = 0.25 L	X = 0.50 L
P (t)	-	189.987	202.152
σ_{bc0} (kg/cm ²)	-	25.236	5.034
$\Delta\sigma_{sn}$ (kg/cm ²)	-	68.348	13.633

- **Pertes instantanées totales :**

$$\Delta\sigma_{pi} = \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_n$$

Sections	X = 0.00	X = 0.25 L	X = 0.50 L
$\Delta\sigma_{pi}$			
Câble 1	1426.119	1486.088	1032.904
Câble 2	1515.025	1634.033	1099.718
Câble 3	-	2191.877	1408.688
Câble moyen Equivalent	1470.572	1770.666	1180.436

- **Les pertes différées:**

1- **Pertes dues au retrait du béton :**

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps dû à une évaporation de l'eau et des réactions chimiques.

La valeur de perte de précontrainte dû au retrait vaut :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot E_p$$

nous prenons pour un climat tempéré : $\varepsilon = 2 \cdot 10^{-4}$

$$\Delta\sigma_r = 390 \text{ kg/cm}^2$$

2- **Pertes dues au fluage du béton :**

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps.

La perte par fluage est donc du même ordre que celle qui est dû au retrait.

$$\Delta\sigma_{\eta} = \varepsilon_f \cdot E_p$$

quant au fluage à défaut de calcul précis, on peut admettre : $\varepsilon_f = 2 \varepsilon_i$

ε_i : déformation instantanée avec : $\varepsilon_i = \frac{\sigma_{bc}}{E_i}$

$$\Delta\sigma_{\eta} = 2 \cdot \sigma_{bc} \cdot \frac{E_p}{E_i}$$

σ_{bc} : contrainte de béton au niveau d u câble sous la précontrainte et le poids propre

$$\sigma_{bc} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I} + \frac{M_g \cdot e_0}{I}$$

- $P = n A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i)$
 $-\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\varepsilon} + \Delta\sigma_{\eta}$
 n : nombre de câbles

- $\Delta\sigma_{\eta}$ pour le câble équivalent moyen :

Section	X = 0.00	X = 0.25 L	X = 0.50 L
P (t)	400.782	328.158	440.772
σ_{bc0} (kg/cm ²)	42.33	126.852	175.011
$\Delta\sigma_{\eta}$ (kg/cm ²)	458.573	1374.230	1885.957

3- Pertes dues à la relaxation des aciers :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle dépend de la nature de l'acier et son traitement.

La perte par relaxation s'écrira alors :

$$\Delta\sigma_r = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \cdot \sigma_{pi}$$

$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}$: tension initiale

$\mu_0 = 0.43$: coefficient pour les aciers TBR

$\rho_{1000} = 2.5 \%$: relaxation des aciers à 1000 heures pour les aciers TBR

Section Désignation	X = 0.00	X = 0.25 L	X = 0.50 L
σ_{p0} (kg/cm ²)	13500	13500	13500
$\Delta\sigma_{pi}$ (kg/cm ²)	1470.572	1770.666	1180.436
σ_{pi} (kg/cm ²)	12029.628	11729.334	12319.565
$\Delta\sigma_p$ (kg/cm ²)	430.021	389.935	470.152

- Pertes différées totales :

$$\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{\beta} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$$

Sections	X = 0.00	X = 0.25 L	X = 0.50 L
$\Delta\sigma_{pd}$ (kg/cm ²)	1206.924	2089.175	2677.730

Les pertes totales (en cas de post-tension) : $\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_{pi} - \Delta\sigma_{pd}$

Section Désignation	X = 0.00	X = 0.25 L	X = 0.50 L
$\Delta\sigma_{pi}$ (kg/cm ²)	1470.572	1770.666	1180.436
$\Delta\sigma_{pd}$ (kg/cm ²)	1206.924	2089.175	2677.750
$\Delta\sigma_p$ (kg/cm ²)	2677.496	3859.841	3848.186
$\Delta\sigma_p/\sigma_{p0}$ (%)	19.83	28.60	28.50
σ_p (kg/cm ²)	10822.504	9640.159	9651.814
P (t)	361.471	482.972	483.55

$\sigma_p = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_p$ représente la contrainte finale.

Nous utiliserons les câbles au maximum de leur possibilité soit : $P = 3 A_p \sigma_p$

Donc la précontrainte finale vaut :

$$P = 3 \cdot 16.7 \cdot 9651.814 = 483.55 \text{ t} > 456.901 \text{ t}$$

nous retiendrons : $P = 483 \text{ t}$

VI- Vérification de la flexion :

La vérification des contraintes doit s'effectuer en tenant compte des différentes phases d'exécution de l'ouvrage. On signale que certaines phases provoquent des contraintes plus importantes que celles subies par l'ouvrage en service.

- **Phase I :**

Coulage de la poutre et mise en tension du 1^{er} câble. pour permettre la décoffrage de la poutre et éventuellement son transport à l'aire de stockage.

Vérification des contraintes sous l'effet du poids propre de la poutre et de la précontrainte à sa valeur initiale $\Delta\sigma_{pd} = 0$.

- **Phase II :**

Mise en tension du second câble. ainsi que tous les câbles d'about qui sont tirés à 100% et vérification des contraintes sous l'effet du poids propre de la poutre seule plus la précontraintes.

On note que le câble 1 mis en tension le 8^e jour effectue dans cette phase une partie des parties différées estimées à 40 %.

- **Phase III :**

Mise en place des poutres sur leurs appuis définitifs et coulage du hourdis. Les efforts à considérer sont :

- effort dû à la deuxième phase
- poids propre du hourdis coulé sur place

Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase la section résistante dans ce cas reste celle de la poutre seule .

- **Phase IV :**

Mise en tension du câble d'extrados et mise en place de la superstructure. Les efforts à considérer dans cette phase sont :

- Poids totales des charges permanentes (poutre+hourdis+superstructure)
- Force de précontrainte des 2 câbles d'about (qui ont effectué 85 % de leurs pertes différées).
 - Force de précontrainte du câble à l'extrados dont les pertes différées sont nulles $\Delta\sigma_{pd} = 0$.

La contrainte résultante est donnée par la formule suivante :

- fibre supérieure :

$$\sigma_s = \frac{N_1}{B_p} - \frac{N_1 \cdot e_1 \cdot V_p}{I_p} + \frac{(M_d + M_p) \cdot V_p}{I_p} + \frac{M_c}{I_1} V_1 + \frac{N_2}{B_1} - \frac{P_2 \cdot e_2 \cdot V_1}{I_1}$$

- fibre inférieure :

$$\sigma_s = \frac{N_1}{B_p} + \frac{N_1 \cdot e_1 \cdot V'_p}{I_p} - \frac{(M_d + M_p) \cdot V'_p}{I_p} - \frac{M_c \cdot V'_t}{I_t} + \frac{N_2}{B_t} + \frac{P_2 \cdot e_2 \cdot V'_t}{I_t}$$

avec :

N_1 : effort normal des deux câbles d'about

N_2 : effort normal du câble à l'extrados

e_1, e_2 : excentricité en signe positif

M_d : moment dû au poids propre de la dalle

M_p : moment dû au poids propre de la poutre

M_c : moment dû aux charges permanentes complémentaires

B_p : section de la poutre seule

B_t : section de la poutre + hourdis

• Phase V :

Application de la surcharge la plus défavorable, la section résistante dans ce cas est la section de la poutre + hourdis. Cette phase correspond à celle de l'ouvrage en service .

Les efforts à considérer dans cette phase sont :

- efforts considérés dans la phase IV
- effort de la surcharge D_{240}

VI-1- Vérification des contraintes normales :

• Phase I :

- Section à $x = 0.50 L$:

Effort normal initial du 1^{er} câble :

$$N = A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}) \cos \alpha_1 ; \quad \alpha_1 = 0 \text{ à } x = L/2$$

$$N = 208.200 \text{ t}$$

Contraintes (kg/cm ²)	Contraintes élémentaires		Contraintes résultantes
	Poids propre G	Précontrainte P	
Fibre supérieure	75.885	-22.395	53.490
Fibre inférieure	-113.638	171.933	58.296

- Section à $x = 0.25 L$:

$$N = 200.632 \text{ t} , \quad \alpha = 0$$

Contraintes (kg/cm ²)	Contraintes élémentaires		Contraintes résultantes
	Poids propre G	Précontrainte P	
Fibre supérieure	55.985	-19.91	36.075
Fibre inférieure	-82.729	161.727	79.000

- Section à $x = 0.00$:

$$N = 200.528 \text{ t} , \quad \alpha = 6^\circ$$

Contraintes (kg/cm ²)	Contraintes élémentaires		Contraintes résultantes
	Poids propre G	Précontrainte P	
Fibre supérieure	-	8.780	8.780
Fibre inférieure	-	62.570	62.570

• Phase II :

Mise en tension du second câble, les pertes sont :

- pertes instantannées de 2 câbles
- 40 % des pertes différées du 1^{er} câble

- Section à $x = 0.50 L$:

$$N = 2 \cdot A_p \cdot (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi} - 0.2 \cdot \Delta\sigma_{pd}) \cdot \cos\alpha \quad \text{d'où : } N = 397.397 \text{ t}$$

Contraintes (kg/cm ²)	Contraintes élémentaires		Contraintes résultantes
	Poids propre G	Précontrainte P	
Fibre supérieure	75.885	-40.820	35.065
Fibre inférieure	-113.638	280.540	166.902

- Section à $x = 0.25 L$:

$$N = 384.838 \text{ t}$$

Contraintes (kg/cm ²)	Contraintes élémentaires		Contraintes résultantes
	Poids propre G	Précontrainte P	
Fibre supérieure	55.985	-32.805	23.180
Fibre inférieure	-82.729	241.729	159.000

- Section à $x = 0.00$:

$$N = 2 \cdot A_p \cdot (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi} - 0.4 \cdot \Delta\sigma_{pd}) \cdot \cos 6^\circ + 2 \cdot A_p \cdot (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}^2) \cdot \cos 12^\circ$$

$$N = 391.333 \text{ t}$$

Contraintes (kg/cm ²)	Contraintes élémentaires		Contraintes résultantes
	Poids propre G	Précontrainte P	
Fibre supérieure	-	63.847	63.847
Fibre inférieure	-	63.847	63.847

• Phase III :

Mise en place des poutres sur leurs appuis définitifs

Coulage du hourdis

Efforts considérés :

- efforts dû aus à la seconde phase
- poids propre du hourdis coulé sur place

- Section à $x = 0.50 L$:

Contraintes (kg/cm ²)	Contraintes élémentaires		Contraintes résultantes
	Poids propre G	Précontrainte P	
Fibre supérieure	122.937	-40.820	82.117
Fibre inférieure	-184.100	280.540	96.440

- Section à $x = 0.25 L$:

Contraintes (kg/cm ²)	Contraintes élémentaires		Contraintes résultantes
	Poids propre G	Précontrainte P	
Fibre supérieure	90.696	-32.805	57.891
Fibre inférieure	-134.021	241.729	107.708

Remarque :

Puisque la section à $x = 0.00$ ne dépend pas du poids propre donc :
phase III = phase II pour $x = 0.00$

• Phase IV :

Mise en tension du câble extradós .

- Section à $x = 0.50 L$:

N_1 : effort normal des deux câbles d'about.

$$N = 2 \cdot A_p \cdot (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{pi} - 0.85 \cdot \Delta\sigma_{pd}) \cdot \cos\alpha$$

$$N_1 = 343.735 \text{ t} , \alpha = 0$$

N_2 : effort normal du câble extradós

$$N = 2 \cdot A_p \cdot (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{pi}) \cdot \cos\alpha$$

$$N_2 = 201.925 \text{ t} , \alpha = 0$$

Contraintes (kg/cm ²)	Contraintes élémentaires		Contraintes résultantes
	Poids propre G	Précontrainte P	
Fibre supérieure	153.670	-60.463	93.207
Fibre inférieure	-261.465	440.040	178.575

- Section à $x = 0.25 L$:

$$N_1 = 342.971 \text{ t} \quad \alpha = 0$$

$$N_2 = 195.166 \text{ t} \quad \alpha = 4^\circ.89$$

Contraintes (kg/cm ²)	Contraintes élémentaires		Contraintes résultantes
	Poids propre G	Précontrainte P	
Fibre supérieure	113.717	-51.500	62.217
Fibre inférieure	-192.060	360.586	168.526

- Section à $x = 0.00$:

$$N_1 = 375.674 \text{ t}$$

$$\text{Les contraintes sont : } \sigma_c = \sigma_t = 39.580 \text{ kg/cm}^2$$

• Phase V :

Application de la surcharge D_{240} (charge la plus défavorable).

Les efforts à considérer sont :

- efforts de la phase IV
- efforts de la surcharge D_{240}

- Section à $x = 0.50 L$:

M_Q : moment dû aux surcharges D_{240}

$$M_Q = 199.216 \text{ t.m}$$

Contraintes (kg/cm ²)	Contraintes élémentaires			Contraintes résultantes	
	Poids propre P	Surcharg Q	Précontr P	à vide	en charge
Fibre supérieure	153.670	43.725	-60.463	93.207	136.932
Fibre inférieure	-261.465	-110.082	440.04	178.575	68.50

- Section à $x = 0.25 L$:

$$M_Q = 199.216 \text{ t.m}$$

Contraintes (kg/cm ²)	Contraintes élémentaires			Contraintes résultantes	
	Poids propre P	Surcharg Q	Précontr P	à vide	en charge
Fibre supérieure	113.717	31.606	-51.500	62.217	93.823
Fibre inférieure	-192.060	-79.526	360.586	168.526	89.000

- Vérification selon la classe I :

$$f_{c28} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

- état à vide :

$$\text{fibre supérieure : } \sigma_s > 0$$

$$\text{fibre inférieure : } \sigma_i < 0.6 f_{c28} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

- état en charge :

$$\text{fibre supérieure : } \sigma_s < 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{fibre inférieure : } \sigma_i > 0$$

- pour $j = 8 \text{ jours}$:

$$f_{c8} = 0.685 f_{c28} \text{ Log}9$$

- état de construction :

$$\text{fibre supérieure : } \sigma_s > 0$$

$$\text{fibre inférieure : } \sigma_i < 137 \text{ kg/cm}^2$$

- pour $j = 15 \text{ jours}$:

$$f_{c15} = 288.687 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{fibre supérieure : } \sigma_s > 0$$

$$\text{fibre inférieure : } \sigma_i < 173 \text{ kg/cm}^2$$

Aciers longitudinaux :

Compte tenu du fait qu'il n'y a pas de traction, on ne disposera que des aciers strictement nécessaires à la résistance de flexion en E.L.U.

On a vu que l'allongement total de l'acier ϵ_3 :

$$\epsilon_3 = 6.39 \text{ ‰}$$

La valeur de σ_3 correspondante est :

$$\sigma_3 = 12867 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_p \sigma_{pc} = 644.636 \text{ t}$$

- La résultante de la compression du béton de la table extérieure :

$$F_{lc} = (b - b_0) \cdot h_0 \cdot f_{bu}$$

$$F_{lc} = 325.212 \text{ t}$$

- La résultante de la compression du béton de la nervure :

$$F_n = 0,8 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{bu}$$

$$F_n = 342.97 \text{ t}$$

$$F_{lc} + F_n < A_p \cdot \sigma_3$$

$$668.182 > 644.636$$

L'inégalité n'est pas vérifiée.

On utilise des aciers passifs avec une section A_s :

$$A_s = \frac{F_s}{f_{su}}$$

$$F_s = F_{lc} + F_n - A_p \sigma_3 = 23.546 \text{ t}$$

$$A_s = 6.7 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{5 \text{ T } 14}$$

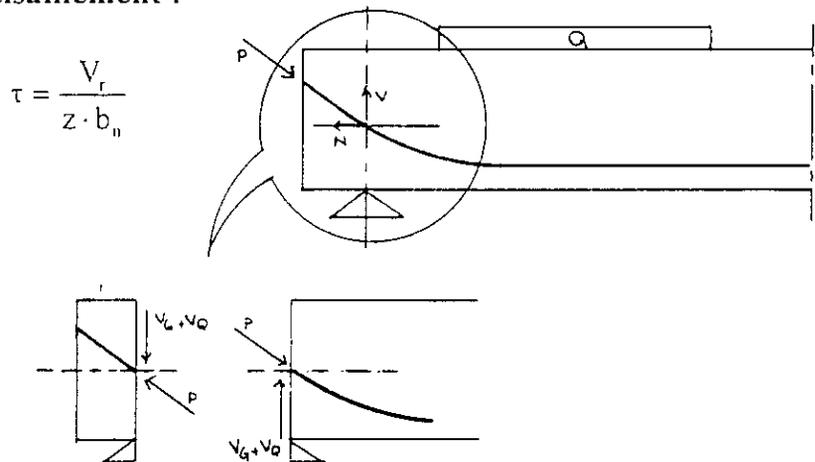
VI-2- Vérification des contraintes tangentés :

Dans le cas du règlement BPEL, on procédera :

- en état limite de service à une vérification de la contrainte de cisaillement
- en état limite ultime à une vérification de la section d'aciers transversal ainsi que la compression des bielles.

VI-2-1- Evaluation des contraintes en ELS :

- **contraintes de cisaillement :**



V_r : effort tranchant réduit. La combinaison générale est donnée par :

$$V_r = V_g + V_Q - P \sin \alpha$$

b_n : largeur nette de l'âme = $b_0 - n \cdot \phi / 2$

$z = \frac{I_G}{\mu_G}$: bras de levier

- **contraintes admissibles :**

Pour une poutre sous étriers actifs :

$$\bar{\tau}_1^2 = 0.4 \cdot f_{tj} \cdot (f_{tj} + \sigma_x)$$

$$\bar{\tau}_2^2 = 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 \cdot f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} + \sigma_x)$$

$$\bar{\tau} = \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2)$$

si $\sigma_x < 0.4 f_{cj}$ alors $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$

σ_x : la contrainte normale de compression au c.d.g du béton : $\sigma_x = \frac{N}{B}$

- **vérification :**

les vérifications se feront suivant les cinq phases d'exécution.

- **section à l'about :**

Section	B (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	μ_G	z
Poutre seule	6129.22	66.73	83.25	136417.5988	102.482
Poutre+ hourdis	9481.72	60.25	114.75	219271.9738	117.390

- **différentes charges et surcharges à l'about :**

1 - Charges permanentes		Effort tranchant x = 0
Poutre seule	$P_G = 1.237 \text{ t/ml}$	$V_G = 20.04 \text{ t}$
Hourdis	$P_G = 0.767 \text{ t/ml}$	$V_G = 12.42 \text{ t}$
Superstructure	$P_G = 1.0672 \text{ t/ml}$	$V_G = 17.29 \text{ t}$
Total	$P_{G1} = 3.0712 \text{ t/ml}$	$V_{G1} = 49.75 \text{ t}$

2 - Surcharge M_{ct20} :

$$V_Q = 4.084 \text{ t}$$

Remarque :

La poutre la plus sollicitée c'est bien toujours la poutre de rive.

- **Phase I :**

$$P = 201.632 \text{ t}$$

$$\alpha = 6^\circ$$

$$N = P \cos \alpha = 200.528 \text{ t}$$

$$V = P \sin \alpha = 21.076 \text{ t}$$

$$V_r = V_G - P \sin \alpha = -1.036 \text{ t}$$

$$|\tau| = \frac{V_r}{b_n \cdot z} = \frac{1.036 \cdot 10^3}{31 \cdot 102.482} = 0.32 \text{ kg/cm}^2$$

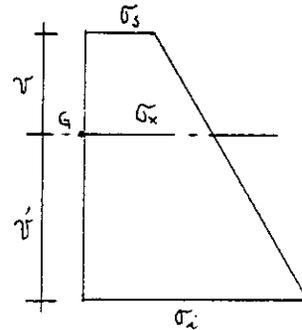
$$\sigma_x = ?$$

- sous N effort normal :

$$\sigma_s = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{e \cdot V}{j^2} \right) \rightarrow \sigma_s = 8.78$$

$$\sigma_i = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{e \cdot V'}{j^2} \right) \rightarrow \sigma_i = 62.57$$

$$\sigma_x = \frac{\sigma_s - \sigma_i}{h} \cdot V = 23.93 \text{ kg/cm}^2$$



- j = 8 jours

$$f_{c8} = 229 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{t8} = 19.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc : } \tau_1 = 18.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_x = 23.93 < 0.4 f_{c8} = 91.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc : } |\tau| < \tau_1$$

• Phase II :

$$P = 396.784 \text{ t}$$

$$N = 391.33 \text{ t}$$

$$V = 62.167 \text{ t}$$

$$|\tau| = \frac{V_r}{b_n \cdot z} = \frac{42.127 \cdot 10^3}{31 \cdot 102.482} = 13.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_x = 63.847 \text{ kg/cm}^2$$

- j = 15 jours

$$f_{c15} = 289 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{t15} = 23.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc : } \tau_1 = 28.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_x = 63.847 < 0.4 f_{c15}$$

$$\text{donc : } |\tau| < \tau_1$$

- **Phase III :**

$$P = 396.784 \text{ t}$$

$$N = 391.33 \text{ t}$$

$$V = 62.167 \text{ t}$$

$$|\tau| = \frac{V_r}{b_n \cdot z} = \frac{29.707 \cdot 10^3}{31 \cdot 102.482} = 9.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_x = 63.847 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{c28} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{t28} = 27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc : } \tau_1 = 31.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_x = 63.847 < 0.4 f_{c28}$$

$$\text{donc : } |\tau| < \tau_1$$

- **Phase IV :**

$$P = 390.356 \text{ t}$$

$$N = 375.674 \text{ t}$$

$$V = 59.50 \text{ t}$$

$$|\tau| = \frac{V_r}{b_n \cdot z} = \frac{9.75 \cdot 10^3}{31 \cdot 114.75} = 2.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_x = 39.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc : } \tau_1 = 26.815 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où : } |\tau| < \tau_1$$

- **Phase V :**

$$P = 380.356 \text{ t}$$

$$N = 375.674 \text{ t}$$

$$V = 59.50 \text{ t}$$

$$|\tau| = \frac{V_r}{b_n \cdot z} = \frac{5.066 \cdot 10^3}{31 \cdot 114.75} = 1.60 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{donc : } |\tau| < \tau_1$$

VI-2-2- Calcul des aciers verticaux :

La détermination des armatures d'effort tranchant sera faite en ELU.

- la précontrainte finale au niveau de l'about :

$$P = 2 A_p \sigma_p = 361.471 \text{ t}$$

$$\alpha_m = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} = 9^\circ$$

donc : la composante normale $N = 372.150 \text{ t}$
la composante verticale $V = 58.940 \text{ t}$

$$V_{ru} = 1.35 V_G - P \sin \alpha + V_Q$$

$$V_G = 49.75 \text{ t} \quad \text{d'où :} \quad V_{ru} = 12.3065 \text{ t}$$

- la précontrainte dans la phase II (construction) :

$$P = 396.784 \quad \begin{cases} N = 391.33 \text{ t} \\ V = 62.167 \text{ t} \end{cases}$$

$$V_{ru} = 1.35 V_G - P \sin \alpha$$

$$V_G = 20.04 \text{ t} \quad \text{d'où :} \quad V_{ru} = -35.113 \text{ t}$$

Donc le calcul se fera en phase II :

$$|\tau_u| = \frac{V_{ru}}{b_n \cdot z} \Rightarrow |\tau_u| = 11.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{l'inclinaison des bielles :} \quad \text{tg} 2\beta_u = \frac{2 \cdot \tau_u}{\sigma_{xu}}$$

$$\text{avec :} \quad \sigma_{xu} = \frac{N}{B} = 63.847 \quad \rightarrow \quad \beta_u = 9^\circ.5$$

$$\beta_u \text{ limité à } 30^\circ \rightarrow \text{tg} \beta_u = \text{tg} 30 = 0.577$$

- Détermination les armatures verticales :

La poutre étant coulée sans reprise de bétonnage.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \left(\tau_u - \frac{f_{jt}}{3} \right) \cdot \frac{b_n \cdot \gamma_s \cdot \text{tg} \beta_u}{f_c} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 1.68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Le règlement BPEL impose un minimum :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \cdot \frac{b_0 \cdot \gamma_s}{f_c} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 5.34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

nous retiendrons donc un cadre HA12 avec un espacement :

$$S_t = \frac{2 \cdot \phi}{\frac{A_t}{S_t}} = \frac{2 \cdot 1.13}{5.34} = 40 \text{ cm}$$

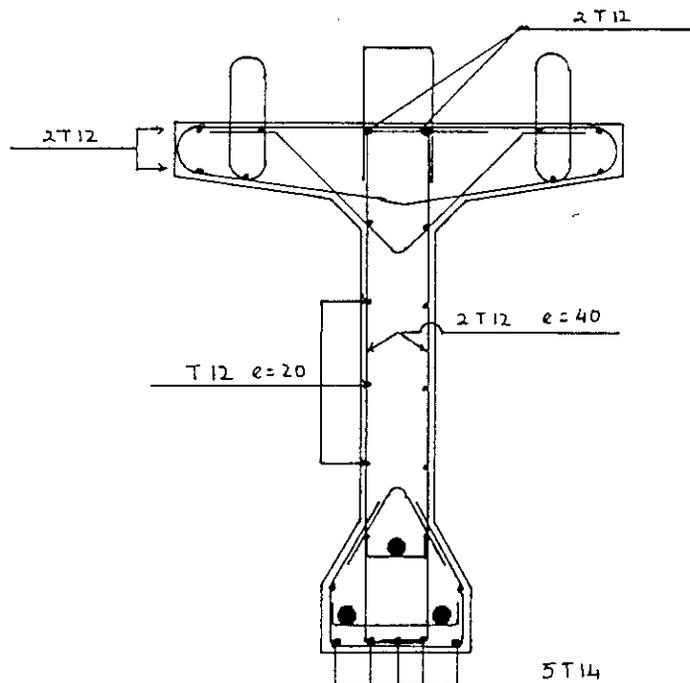
$$A_t \geq 2.136 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\text{HA}12$$

$$\bar{S}_t = \min[0.8h, 3b_0, 1 \text{ m}] = 100 \text{ cm}$$

La justification de la compression de la bielle de béton s'écrit par la formule approchée :

$$\tau_v \leq \frac{f_{ct5}}{6}$$

$$|\tau_v| = 11.05 \leq 48 \text{ ce qui est vérifié}$$



Coupe à mi-portée

VI-3- La torsion :

- **Ferraillage à la torsion :**

Les contraintes tangentes dues à la torsion doivent être composées avec celles dues à l'effort tranchant .

- **Cisaillement de torsion :**

Le cisaillement de torsion vaut :

$$\tau_T = \frac{T}{2 \cdot \Omega \cdot e}$$

T : moment de torsion

e : épaisseur d'une section tubulaire efficace

$$\text{section pleine } e = \frac{D_{\max}}{6}$$

D_{\max} : diamètre du plus grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section.

Le moment de torsion produit uniquement dans l'âme de la poutre.

Pour la section la plus sollicitée (section d'about) :

Ω : aire délimitée par la fibre moyenne (aire hachurée).

$$e = \frac{35}{6} = 5.84 \text{ cm}$$

$$\Omega = 4203.7 \text{ cm}^2$$

VI-3-1- Justification en ELS :

Combinaison des charges :

$$T = T_G + 1.2 T_Q$$

$$T_G = T_K + T_{KG} \text{ (torsion due à l'effet de biais de l'ouvrage)}$$

$$T_Q = M_{xy} \text{ (moment de torsion dû à l'excentrement des charges)}$$

La poutre la plus sollicitée en torsion est la poutre centrale donc pour simplifier les choses, on supposera que cette poutre est sollicitée de la même façon que la poutre de rive sous l'effort tranchant.

Donc :

$$T = 2.9787 + 1.2 \cdot 3.705 = 6.6837 \text{ t.m}$$

$$\tau_T = \frac{6.6837 \cdot 10^3}{2 \cdot 5.84 \cdot 4203.7} = 13.612 \text{ kg/cm}^2$$

on a vu que le cisaillement dû à l'effort tranchant est :

$$\tau_v = 13.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_1 = 28.53 \text{ kg/cm}^2$$

le section étant pleine, on doit vérifier :

$$\tau_T + \tau_v \leq 1.2 \bar{\tau}$$

$$26.872 \leq 34.236 \text{ kg/cm}^2$$

donc vérifiée

VI-3-2- Justification en ELU :

$$\tau_u = \tau_{T_u} + \tau_{V_u}$$

$$\tau_{V_u} = 11.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot e} = 18.25$$

$$T_u = 1.35T_G + 1.6T_Q = 8.96 \text{ t.m}$$

l'inclinaison des bielles vaut :

$$\text{tg} 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu}} = 0.917$$

$$\beta_u = 21.27^\circ \rightarrow \beta_u \text{ limitée à } 30^\circ$$

la vérification des bielles s'écrit :

$$\tau_{V_u} = 11.05 \leq \frac{f_{cl5}}{6} = 48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{T_u} = 18.25 \leq \frac{f_{cl5}}{6} = 48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{V_u} + \tau_{T_u} = 29.30 \leq \frac{f_{cl5}}{5} = 57.8 \text{ kg/cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

Nous ne disposerons que des passives, on doit alors avoir :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\tau_{Tu} \cdot e \cdot \gamma_s \cdot \operatorname{tg} \beta_u}{f_c} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 1.74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

soit des cadres supplémentaires par rapport aux cadres destinés à reprendre l'effort tranchant → cadre HA10

- **Armatures longitudinales :**

La densité de traction longitudinale due à la torsion vaut :

$$d = \frac{T_v}{2 \cdot \Omega} \cot g \beta_u = 18.458 \text{ t}$$

La section d'acier totale nécessaire située sur les angles et au milieu des faces de la section développée est :

$$[(150 - 10) + (35 - 5)] \cdot 2 = 340 \text{ cm}$$

$$\sum A_L \cdot \frac{f_c}{f_c} = \frac{T_v}{2 \cdot \Omega} \cdot \cot g \beta_u \cdot L_d$$

$$L_d = \text{développé} = 340 \text{ cm}$$

$$A_L = \frac{0.627}{348} = 18 \text{ cm}^2$$

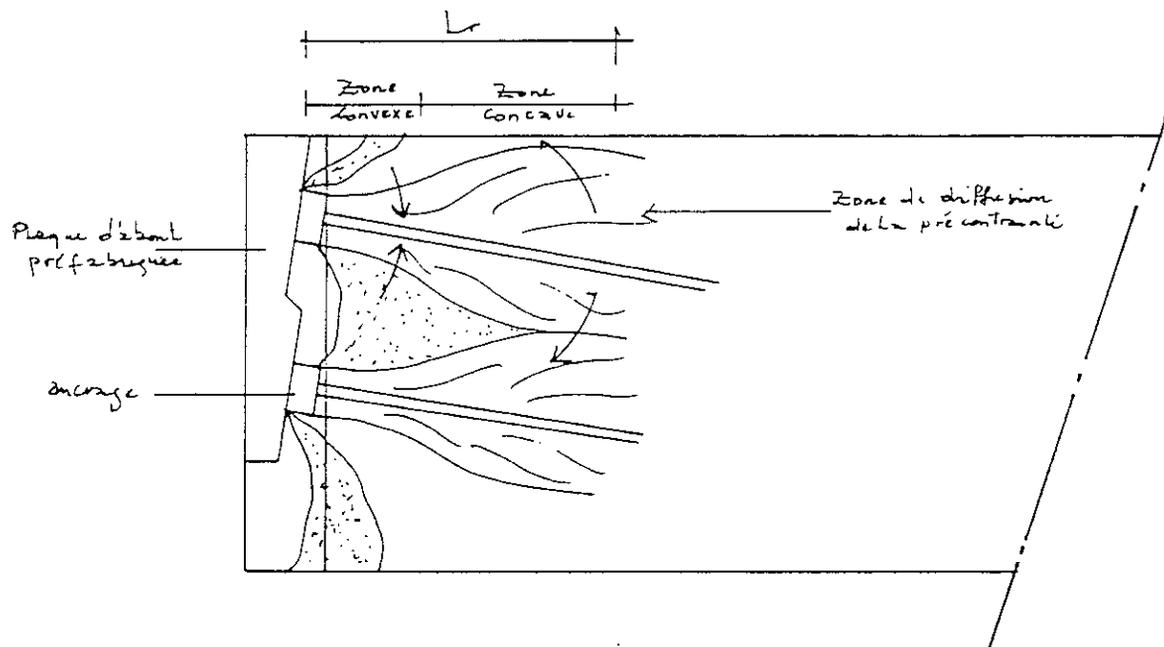
soit : 16HA12 avec $S_t = 20 \text{ cm}$

CHAPITRE IV

Plaque
d'about

Plaques d'about :

A l'about, pour résister aux mises en tension des premiers câbles après le bétonnage de la poutre, on place des plaques qui ont été préfabriquées dès le début du chantier. Ces plaques très ferrillées et préfabriquées avec soin, outre leur rôle de diffusion de la précontrainte, servent d'about au coffrage, permettent de fixer très précisément la position des ancrages des câbles longitudinaux et situées en arrière de l'axe des appuis, assurent l'arrosage de ceux-ci.



Coupe longitudinale à l'about dans l'axe de la poutre.

- Dimensionnement de la plaque d'about :

Plaque d'ancrage :

force à l'ancrage à la mise en tension :

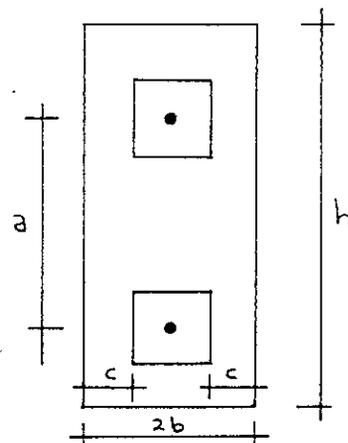
$$1500 \leq F_0 = 2255 \leq 3000$$

donc : $c = 7 \text{ cm}$

Une seule file d'ancrage :

$$a \geq 1.8 b \quad \Rightarrow \quad 50 \geq 42.3$$

$$h = 150 \text{ cm} \quad , \quad 2b = 47 \text{ cm}$$



- **Vérification réglementaire (BPEL) :**

1) Frettage de surface :

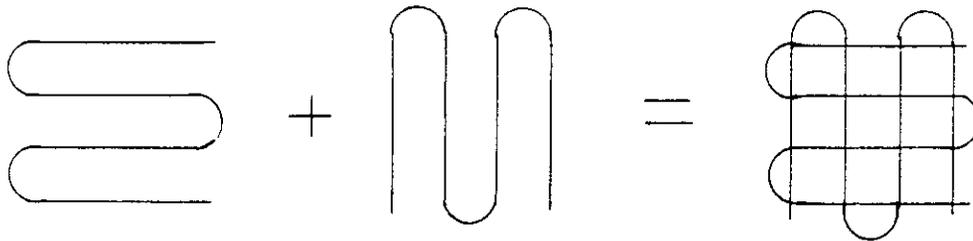
$$A_s = 0,04 \frac{M_{\max}(F_{0i})}{\frac{2}{3} f_c}$$

$$F_{01} = A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}) = 201.633 \text{ t}$$

$$F_{02} = A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}) = 200.150 \text{ t}$$

$$f_c = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 3.02 \text{ cm}^2$$



2) Effet d'éclatement :

- **Contrainte de traction du béton :**

$$\sigma_{ij} = 0,5 \left(1 - \frac{a_i}{d_i} \right) \frac{F_{0i}}{bd_i} \leq 1,25 f_{ij}$$

Câble n° 1 :

$$F_{01} = 201.633 \text{ t}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$d_1 = 50 \text{ cm}$$

$$a_1 = 21 \text{ cm}$$

$$\sigma_{11} = 22.755 \text{ kg/cm}^2 \leq 24.675 \text{ pour } j = 8 \text{ jours}$$

Câble n° 2 :

$$F_{02} = 200.130 \text{ t}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$d_2 = 40 \text{ cm}$$

$$a_2 = 21 \text{ cm}$$

$$\sigma_{12} = 25.630 \text{ kg/cm}^2 \leq 29.15 \text{ pour } j = 15 \text{ jours}$$

- **Contraintes de compression du béton :**

$$\sigma_{xi} = \frac{F_{i0}}{bd_i} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Câble n°1 :

$$\sigma_{x1} = 115.218 \leq 152.667 \text{ kg/cm}^2$$

Câble n°2 :

$$\sigma_{x2} = 142.964 \leq 192.667 \text{ kg/cm}^2$$

• Ferrailage d'éclatement :

$$A_{ci} = \frac{0.25 \left(1 - \frac{a_i}{d_i} \right) F_{0i}}{k * \frac{2}{3} f_c}$$

$k = 1$ pour un ancrage d'extrémité.

Câble n°1

$$A_{c1} = 10.96 \text{ cm}^2$$

Câble n°2 :

$$A_{c2} = 8.913 \text{ cm}^2$$

La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_c = M_{\max} \left\{ A_{ci \max} ; 0.15 \frac{F_{i0 \max}}{2/3 f_c} \right\}$$

$$A_c = M_{\max} \{ 10.96 ; 11.34 \}$$

donc :

$$A_c = 11.34$$

Ces aciers sont à répartir sur une longueur $d = 50 \text{ cm}$ à partir de l'about.

CHAPITRE V

Calcul des déformations

Calcul des déformations

La poutre étudiée reprend une superstructure et hourdis ainsi les différentes surcharges. Il est donc important de bien connaître la valeur des flèches de cette poutre sous l'action de la précontrainte, des charges permanentes et des charges routières.

- **Calcul des flèches :**

1) Flèche due aux actions permanentes :

La flèche à la section médiane

$$F_G = \frac{5q \cdot L^4}{384EI}$$

$q = 3.0712 \text{ t/m}$ (poutre de rive)

$L = 32.4 \text{ m}$

$E = E_s$ module de Young correspondant aux charges de longue durée

$E_s = 1/3 E_c = 12 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2 = 12 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$

$I_G = 22666382.52 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$

$$F_G = 17.877 \text{ cm}$$

2) Contre flèche due à la précontrainte :

Comme le diagramme de précontrainte est symétrique par rapport à l'axe de la poutre. F_p sera :

$$f_p = \int_0^{L/2} \frac{Mx}{EI} dx = \frac{1}{E_s I} \cdot S / \Delta$$

Tableau récapitulatif des moments de précontrainte :

Section	$N_i(t)$	$N_f(t)$	$N_{\text{moy}}(t)$	$e \text{ (cm)}$	$M_p = N \cdot e$
0.00 L	444.738	376.788	410.763	-31.5	-129.39
0.23 L	675.530	482.972	579.251	-111.15	-578.139
0.30 L	676.350	483.550	579.950	-112.25	-650.995

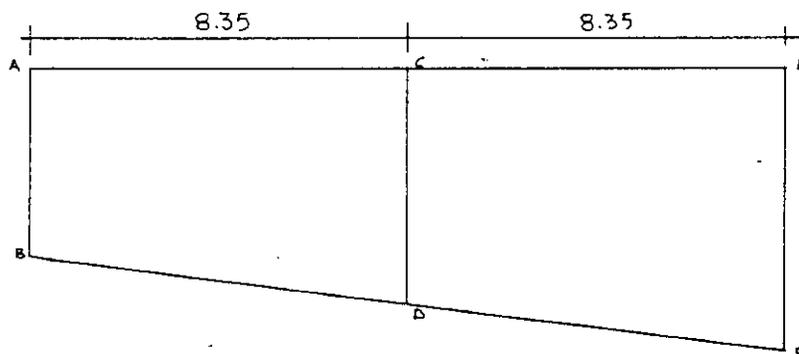


Diagramme du moment de précontrainte.

Désignation	Aires des trapèzes (t.m ²)	X _G (m)	S/Δ = Ω · X _G
ABCD	-2953.933	5.057	-14938.039
CDEF	-5131.630	12.607	-64694.459
ABEF	-8085.563		-79632.498

$$f_p = -29.277 \text{ cm}$$

3) Flèche de construction :

$$f_c = \frac{3}{4}(f_p - f_{(i)})$$

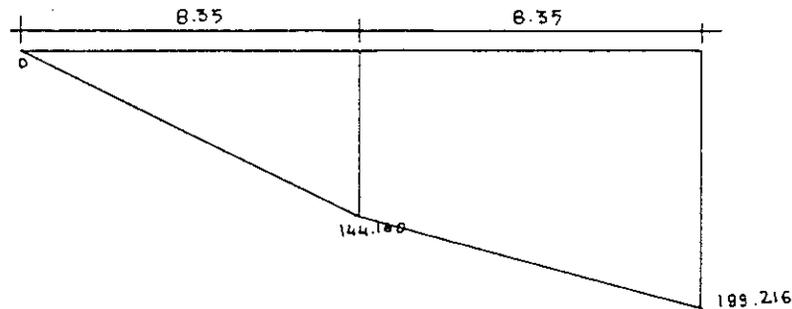
$$f_c = 8.55 \text{ cm}$$

4) Flèche due aux charges routières :

La surcharge D₂₄₀ qui représente le cas le plus défavorable. Les moments dus au convoi D₂₄₀.

$$x = 0.50 L \longrightarrow M_{D240} = 199.216 \text{ t.m}$$

$$x = 0.25 L \longrightarrow M_{D240} = 144.160 \text{ t.m}$$



Désignation	Ω (t.m ²)	X _G (m)	S/Δ = Ω · X _G
I	601.868	5.567	3350.599
II	1433.59	12.748	18275.405
I + II			21626.004

$$f_{D240} = \frac{S / \Delta}{E_i I}$$

$$f_{D240} = 2.65 \text{ cm}$$

Finalement :

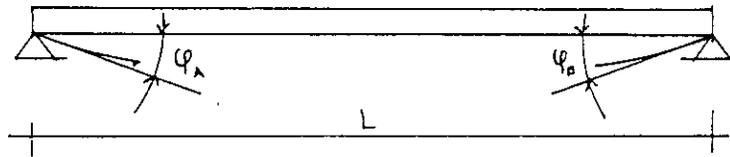
- Service à vide : $f_v = f_G + f_p + f_c$
 $f_v = - 2.85 \text{ cm}$ soit 1 / 1136.84 de la portée

- Service en charge : $f_c = f_v + f_{D240}$
 $f_v = - 0.20 \text{ cm}$ soit 1 / 16200 de la portée

On constate cependant le grand avantage de la solution précontrainte en annulant pratiquement les effets des flèches des charges permanentes et les conséquences du fluage.

I. Calcul des rotations :

Rotation d'appuis :



L'expression de la rotation d'appui est donnée par :

$$\varphi_A = -\varphi_B = -\frac{qL^3}{24EI}$$

I.1. Rotation due aux actions permanentes :

$$\varphi_G = \frac{qL^3}{24EI}$$

$$q = 3.0712 \text{ t/m}$$

$$I_g = 25740167.44 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$E = E_c = 12 \cdot 10^5 \text{ m}^2$$

$$L = 32.4 \text{ m}$$

$$\varphi_G = 0,0141 \text{ rad}$$

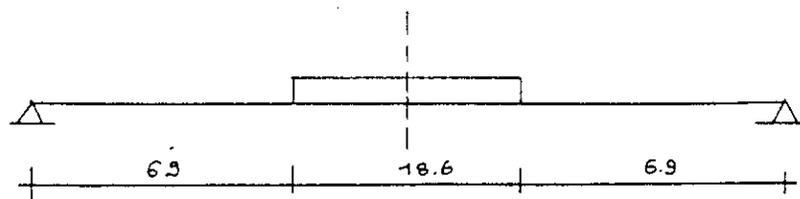
I.2. Rotation due à la précontrainte :

$$\varphi_p = \frac{1}{2E_c I} \int_0^L M. dx$$

$$\int_0^L M. dx = 2 \int_0^{1.2} M. dx = 2 * \Omega = -16171,126 \text{ t.m}^3$$

$$\varphi_p = -0,026 \text{ rad}$$

I.3. Rotation due au D_{240} :



La rotation φ_{D240} est donnée par :

$$\varphi_{D240} = \frac{q \cdot \alpha \cdot a}{24 \cdot E_i \cdot L} (4L^2 - 4a^2 - \alpha^2)$$

$$a = 16.2 \text{ m}$$

$$\alpha = 18.6 \text{ m}$$

$$L = 32.4 \text{ m}$$

$$q = 240/18.6 = 12.9 \text{ t/m}$$

$$E_i = 36 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$$

$$\varphi_{D240} = 0.015 \text{ rad}$$

Rotation totale :

- Service à vide : $\varphi = \varphi_G - \varphi_p = -0.0119 \text{ rad}$

- Service en charge : $\varphi = \varphi_G - \varphi_p + \varphi_{D240} = 0.0031 \text{ rad}$

II. Calcul des déplacements :

II.1. Déplacement d'appui :

$$\Delta_a = \varphi \cdot h/2$$

$$\varphi = 0.0119$$

$$h = 1.75 \text{ m}$$

$$\Delta_a = 1.041 \text{ cm}$$

II.2. Déplacement dû au retrait :

$$\Delta_r = \varepsilon_r \cdot L/2$$

$$\varepsilon_r = 0.0003$$

$$L = 32.4 \text{ m}$$

$$\Delta_r = 0.466 \text{ cm}$$

II.3. Déplacement dû au fluage :

$$\Delta_f = \frac{L}{2} \frac{\sigma_m}{E_y}$$

Contraintes Positions	σ_i (kg/cm ²)	σ_f (kg/cm ²)	σ_{moy} (kg/cm ²)
0.50 L	58.295	68.50	63.397
0.00 L	62.570	39.58	51.075

σ_i : contrainte initiale sur la fibre inférieure (phase I)

σ_f : contrainte finale en service.

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_{moy1} + \sigma_{moy2}}{2} = 57.236 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta_f = 0.77 \text{ cm}$$

II.4. Déplacement dû à la variation linéaire :

Généralement les variations de température entraînant une variation de longueur $\pm 2 \cdot 10^{-4}$ pour une variation de $\pm 20^\circ\text{C}$.

$$\Delta t = \pm 2 \cdot 10^{-4} L/2$$

$$\Delta t = \pm 0.324 \text{ cm}$$

Déplacement total :

$$\Delta_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta_u + \Delta_{\text{fl}} + \Delta_r) + \Delta_t$$

$$\Delta_{\max} = 18.553 \text{ mm}$$

CHAPITRE VI

Calcul des appareils
d'appui et du joint de
chaussée

I. Calcul des appareils d'appuis :

• Sollicitation de calcul:

Pour la détermination d'appareil d'appui, on considérera la sollicitation suivante :

$$R_{\max} = R_G + R_D.$$

R_G : Réaction due aux charges permanentes :

R_D : Réaction due aux surcharge D_{240} .

$$R_G = qL/2 = 49.75 \text{ t (poutre de rive)}$$

$$R_D = 171.054 \text{ t}$$

Pour une seule poutre $R_D = 171.054 / 7 = 24.44 \text{ t}$.

Donc :

$$R_{\max} = 74.19 \text{ t}$$

$$R_{\min} = 49.75 \text{ t}$$

• Les dimensions de notre appareil d'appui :

Sous réaction verticale R_{\max} , la contrainte normale vaut :

$$\sigma'_m = \frac{R_{\max}}{a \cdot b} \leq \sigma'_m \quad \sigma'_m = 150 \text{ kg/cm}^2$$

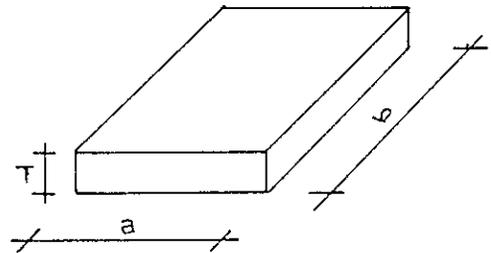
$$\text{donc } a \cdot b \geq 494.60 \text{ cm}^2$$

• Hauteur nette d'élastomère :

La condition $T \geq 2u$

$$u = \Delta_{\max} = 18.533 \text{ mm}$$

$$T = 40 \text{ mm}$$



On prendra quatre (04) feuillets de 10 mm. Pour dimensionner l'appareil il faut respecter les conditions :

- non flambement
- L'épaisseur minimum

$$5T \leq a \leq 10T \Rightarrow 200 \leq a \leq 400 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} a = 300 \text{ mm} \\ b = 500 \text{ mm} \end{cases}$$

$$a \cdot b = 1500 > 494.60 \text{ cm}^2$$

• **Répartition des efforts horizontaux :**

1) Efforts dus aux freinage :

(CPC, Art 6) les charges A(L), Bc provoquent des réactions de freinage.

Sous A(L) :

La force de freinage unitaire est donnée :

$$F = \frac{1}{20 + 0.0035\Omega} P(A)$$

P(A) : le poids le plus défavorable donné par A(L) sur 2 voies

$$P(A) = 243.152 \text{ t}$$

Ω : surface chargée

$$\Omega = 253.84 \text{ m}^2$$

$$\text{donc } F = 11.64 \text{ t}$$

La force qui revient à chaque appareil d'appui

$$F_a = F/14 \Rightarrow F_a = 0.83 \text{ t}$$

Comme l'ouvrage biais, donc cette force sera projetée.

$$F_c = F_a \cos \varphi = 0.271 \text{ t}$$

$$F_{\perp c} = F_a \sin \varphi = 0.786 \text{ t}$$

$$\varphi = 78.89 \text{ gr}$$

Sous Bc :

D'après le fascicule G1 (CPC) un seul camion qui est supposé freiné.

$$F_{Bc} = 30 \text{ t}$$

La force qui revient pour chaque appareil d'appui

$$F_a = F_{Bc} / 14 = 2.142 \text{ t}$$

F_a sera protégée sur les deux axes :

$$F_{HC} = 0.932 \text{ t}$$

$$F_{\perp C} = 1.926 \text{ t}$$

2) Effort dû au séisme :

D'après les recommandation du C.P.S

$$H_s = \varepsilon_H \cdot g \quad \varepsilon_H = 0.10 \text{ (coefficient sismique horizontal)}$$

g : poids propre du tablier = 602.40 t

$$H_s = 60.24 \text{ t}$$

3) Effort dû au vent :

Sachant que l'action du vent est perpendiculaire à l'aire horizontale de l'ouvrage. La valeur de pression est prise égale à $0,25 \text{ t/m}^2$ (zone II)

$$H_v = P \cdot S$$

$$S = L \cdot h = 61,122 \text{ m}^2$$

$$P = 0,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$H_v = 15,28 \text{ t}$$

• Effort dû aux déformations :

Le déplacement maximum est $\Delta_{\max} = 18,55 \text{ mm}$

Sous déformation lente u_1 (effort horizontal H_1 de dilatation, retrait, fluage). La condition de cisaillement correspondante vaut :

$$\tau_{III} = \frac{H_1}{ab} = G \frac{\Delta_{\max}}{T}$$

$G = 8 \text{ kg/cm}^2$: module de déformation transversal de Néoprène

$$H_1 = \frac{\Delta_{\max} \cdot G \cdot a \cdot b}{T}$$

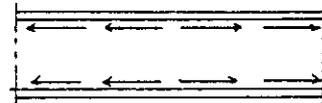
$$H_1 = 5,565 \text{ t}$$

• Vérification des contraintes :

- Contrainte normale vaut :

$$\sigma_m = \frac{R_{\max}}{a \cdot b}$$

$$\sigma_m = 49,46 < \sigma'_m = 150 \text{ kg/cm}^2$$



- La contrainte de cisaillement qui apparaît au niveau du frettage :

$$\tau_r = \frac{1,5\sigma_m}{\beta}$$

β : coefficient de forme égale à $(ab)/2t(a+b)$

t : épaisseur d'un feuillet élémentaire

$$\beta = 9,375$$

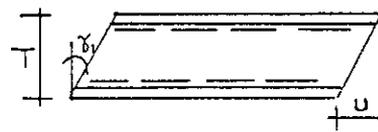
$$\tau_r = 1,5 \frac{49,46}{9,375} = 7,9136 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_r = 24 \text{ kg/cm}^2$$

• Sous force horizontale H_1 :

$$\tau_{III} = \frac{H_1}{ab} \leq 0,5G$$

$$\tau_{III} = 3,71 \text{ kg/cm}^2 \leq 4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tgy}_1 = u/T < 0,7 \longrightarrow 0,4637 < 0,7$$



- **Sous effort dynamique H_2 :**

$$F_a(Bc) = 2,142 \text{ t} = H_2$$

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{ab}$$

$$\tau_{H2} = 1,428 \text{ kg/cm}^2 \leq 4 \text{ kg/cm}^2$$

$$u_2 = \frac{T\tau_{H2}}{2G} = 0,357$$

$$\text{tgy}_1 = u_2/T < 0,7 \longrightarrow 0,089 < 0,7$$

Contrainte globale de cisaillement conventionnelle :

$$\tau_{H1} = \tau_{H1} + \tau_{H2}/2 \longrightarrow \tau_{H1} = 4,424 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{H1} < 0,7 G = 5,60$$

- **Sous rotation :**

La contrainte de cisaillement vaut :

$$\tau_{\alpha T} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \frac{\alpha_T}{n}$$

$$\alpha_T = \alpha + \alpha_0$$

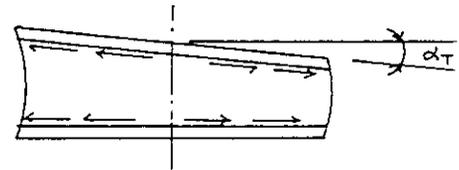
α étant la rotation calculée. $\alpha = -0,012$

α_0 : rotation forfaitaire prenant en compte les défauts de pose

$$\alpha_0 = 10^{-2} \text{ rad}$$

$$\tau_{\alpha T} = \frac{8}{2} \left(\frac{30}{1} \right)^2 \frac{-2 * 10^{-3}}{4}$$

$$\tau_{\alpha T} = -1,8 \text{ kg/cm}^2$$



On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_r + \tau_{H1} + \tau_{\alpha T} \leq 5G \longrightarrow 11,71 \leq 40 \text{ kg/cm}^2$$

- **Condition de non cheminement et de non glissement :**

- 1^{ère} condition : $\sigma_{\min} \geq 20 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{\min} = R_{\min} / ab$$

$$\sigma_{\min} = 33,17 \text{ kg/cm}^2 \geq 20 \text{ kg/cm}^2$$

- 2^{ème} condition : $H \leq f \cdot R_{\min}$

f : coefficient de frottement

$$f = 0,10 + 6 / \sigma_{\min} = 0,28$$

$$H_1 = 4,415 \text{ t}$$

$$4,415 \text{ t} \leq 13,975 \text{ t}$$

H_s dû au séisme :

$$H_s = \varepsilon_{11}g/14 = 4,3028 \text{ t}$$

$$4,3028 \text{ t} \leq 13,975 \text{ t}$$

• **Condition de non soulèvement :**

On doit vérifier que :

$$\alpha_1 < \frac{3 t^2 \sigma_{\max}}{\beta a^2 G}$$

$$\alpha_1 = \alpha_T / n = -0,0005 \text{ rad}$$

$$\frac{3 t^2 \sigma_{\max}}{\beta a^2 G} = 2 * 10^{-3} \text{ rad}$$

• **Dimensionnement des frettes :**

Ils sont en acier inoxydable

On vérifie que :

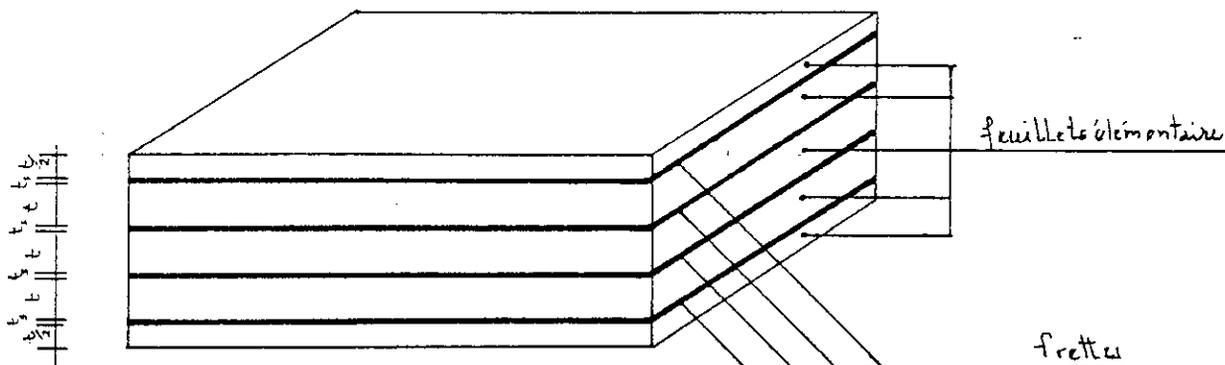
$$t_s \geq \frac{a \sigma_{\max}}{\beta f_c} \quad f_c = 2200 \text{ kg/cm}^2$$

d'où :

$$t_s \geq 0,072 \text{ cm}$$

On choisit :

$$t_s = 2 \text{ mm}$$



• **Ferraillage des appuis :**

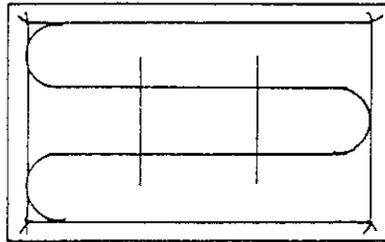
La section totale de frettage doit prendre un effort égale à 4% R_{\max} soit 2,97 t.

La surface d'une nappe :

$$A_s = \frac{0,04R_{\max}}{\frac{2}{3}f_c} = 1,113 \text{ cm}^2$$

$$f_c = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

On prendra $4\phi 8$



II. Calcul du joint de chaussée :

Les joints des chaussées sont conçus pour assurer la continuité de surface de circulation entre deux éléments de l'ouvrage en dépit de leur déplacement relatif dus à l'effet des écarts de température relatifs différées, glissement, rotations. Ces joints conviennent pour tous les ouvrages réalisés en béton armé, en béton précontraint ou en charpente métallique, en particulier pour les tabliers de ponts (parce qu'ils peuvent supporter des circulations lourdes et intenses).

Les joints peuvent remplir les conditions suivantes :

- Liberté de dilatation des maçonneries.
- Absence de bruit et de vibration
- Etanchéité (bonne évacuation des eaux)

• **Calcul du joint :**

Le calcul se base sur :

- 1) Le déplacement dû au variation linéaire (retrait, fluage, température) plus le déplacement dû au freinage $< W$
- 2) Le déplacement dû au variation linéaires plus le déplacement dû au déisme $< 1,3W$

Donc :

$$1) \Delta_r + \Delta_r + \Delta_t = 1,56 \text{ cm}$$

Déplacement dû aux freinages (Bc)

$$\Delta_{fr} = 0,357 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 1,56 + 0,357 = 1,917 \text{ cm soit } 19,17 \text{ mm}$$

$$2) \Delta_r + \Delta_r + \Delta_t = 1,56 \text{ cm}$$

$$\Delta_s = 0,717 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 1,56 + 0,717 = 2,277 \text{ cm soit } 22,77 \text{ mm}$$

Donc nous choisissons monobloc W30

Les caractéristiques de ces joints :

A (mm)		B	C	D	E	F
min	max	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
15	45	200	200	105	105	28

y	$\mu_{\alpha} \cdot 10^4$								
	e	- b	- 3 b/4	- b/2	- b/4	0	b/4	b/2	3b/4
0	-1402.648	-773.551	-93.759	722.739	1795.882	722.739	-93.759	-773.551	-1402.648
b/4	-959.817	-598.685	-247.536	202.092	807.317	1668.94	361.879	-730.129	-1736.939
b/2	-526.985	-381.332	-223.692	-27.530	247.675	658.576	1283.65	-322.87	-1791.39
3b/4	-186.640	-153.396	-117.028	-69.168	4.505	126.958	331.815	672.719	-1322.693
B	0	0	0	0	0	0	0	0	0

- valeurs $\mu_{\alpha} \cdot 10^4$ pour les différentes positions :

Désignations		Y = 0.00 b		Y = b/4		Y = b/2		Y = 3b/4	
		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
A (L)	1 V.C	276.916	-	221.521	-	199.834	-	68.0417	21.77
	2 V.C	93.250	-	75.617	-	75.520	-	15.958	-
B _c	1 V.C	244.475	33.75	256.117	70.00	205.456	58.75	103.75	27.00
	2 V.C	200.00	-	174.25	-	126.25	-	53.76	11.50
B _l	1 Tand	244.475	-	256.117	47.50	205.456	52.50	90.00	25.50
	2 Tand	145.00	-	135.558	-	96.25	-	41.875	-
M _{c120}	M _{c120}	149.475	-	228.117	-	164.206	25.00	83.75	-
D ₂₄₀	D ₂₄₀	305.667	-	237.812	-	95.958	-	10.395	-
Trottoirs	1 Trott	-	290.73	-	330.934	-	218.99	-	41.68
	2 Trott	-	290.73	-	267.340	-	166.94	-	27.37

- Tableau récapitulatif des moments M_y :

Désignat	M _y	y = 0				y = b/4			
		10 ⁴ .U _{am} >0	M _y > 0	10 ⁴ .U _{am} <0	M _y < 0	10 ⁴ .U _{am} >0	M _y > 0	10 ⁴ .U _{am} <0	M _y < 0
A (L)	5.327 μ _{am}	276.916	1475.13			221.521	1180.042		
B _c	14.95 μ _{am}	244.475	3650.99	33.750	504.023	256.117	3824.851	70.00	1045.38
B _l	8.466 μ _{am}	244.475	2069.73			256.117	2168.286	47.50	402.135
M _{c120}	29.05 μ _{am}	149.475	434.202			228.117	6625.202		
D ₂₄₀	51.80 μ _{am}	305.667	15831.14			237.812	1231.996		
Trottoir	0.768 μ _{am}			290.73	223.193			330.934	254.058

Désignat	M _y	y = b/2				y = 3 b/4			
		10 ⁴ .U _{am} >0	M _y > 0	10 ⁴ .U _{am} <0	M _y < 0	10 ⁴ .U _{am} >0	M _y > 0	10 ⁴ .U _{am} <0	M _y < 0
A (L)	5.327 μ _{am}	199.834	1064.5157			68.0417	362.458	21.77	115.968
B _c	14.95 μ _{am}	205.456	3068.279	58.750	877.372	103.75	1459.402	27.00	403.218
B _l	8.466 μ _{am}	205.456	1739.390	52.50	444.456	90.00	761.940	25.50	215.883
M _{c120}	29.05 μ _{am}	164.206	4769.0348	25.00	726.075	83.75	2432.351		
D ₂₄₀	51.80 μ _{am}	95.958	4969.952			10.395	538.388		
Trottoir	0.768 μ _{am}			218.987	168.116			41.368	31.758

- Les moments max :

Moment transversal max positif est donnée par D₂₄₀ : $M_y^+ = 1.5814 \text{ t.m}$
 pour la position y = 0

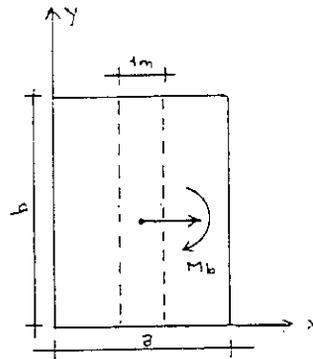
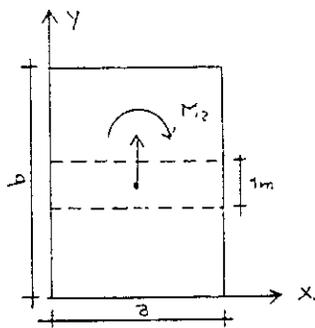
Moment transversal max positif est donnée par B_c : $M_y^- = 1.04538 \text{ t.m}$
 pour la position y = b/4

II- Flexion localisée :

La dalle qui constitue le platelage du pont est en béton armé coulé sur place. Elle peut être assimilée à un assemblage de panneaux rectangulaires de dimension $L_x L_y$ telle que $L_x < L_y$. Les panneaux sont portés suivant la direction L_x par des entretoises d'about et suivant L_y par les poutres principales.

II-1- Moments M_a et M_b au centre de la dalle :

Les abaques PIGEAUD permettent de déterminer les moments fléchissants M_a et M_b au centre d'une dalle rectangulaire simplement appuyée sur les quatre côtés, pour une charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque, d'où l'on peut déduire pour diverses combinaisons de rectangles chargés et correspondant aux charges B_c , B_r et B_l .

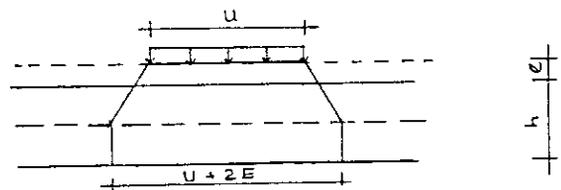


- Calcul de E :

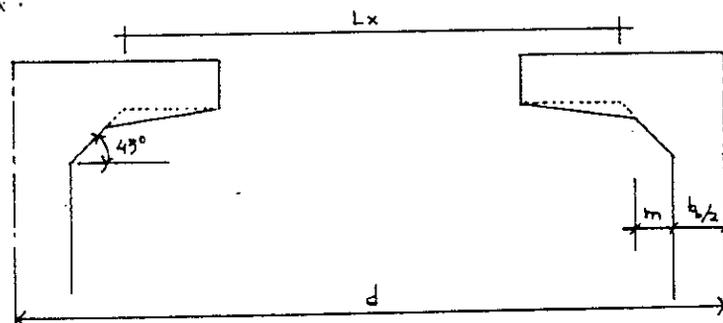
$$E = \frac{3}{4}e + \frac{h}{2}$$

$$E = \frac{3}{4} \cdot 8 + \frac{1}{2} \cdot 25$$

$$\Rightarrow E = 18.5 \text{ cm}$$



- Calcul de L_x :



$$m = 10 + 6 = 16 \text{ cm}$$

$$L_x = d - 2 \cdot \left(m + \frac{b_0}{2} \right)$$

$$L_x = 142.5 - 2 (16 + 10.5)$$

$$L_x = 89.5 \text{ cm}$$

Donc :

$$L_x = a = 0.895 \text{ m}$$

$$L_y = b = 32.4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.0276$$

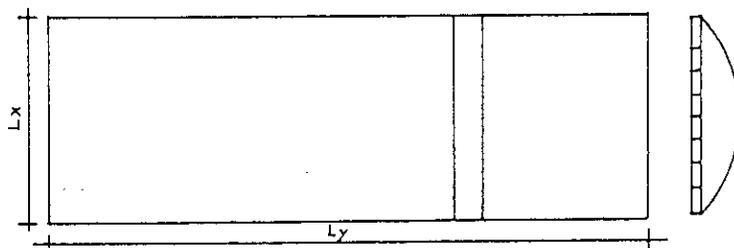
$$E = 0.185 \text{ m}$$

II-2- Calcul des sollicitations :

• Sous charges permanentes :

- poids propre du hourdis : $0.25 \cdot 2.5 = 0.625 \text{ t/m}^2$
- poids propre du revêtement : $0.08 \cdot 2.2 = 0.176 \text{ t/m}^2$
- poids total : $= 0.797 \text{ t/m}^2$

comme $\rho < 0.4$, on prend au milieu de L_x une bande de 1 m de largeur suivant L_y .



- Moment fléchissant :

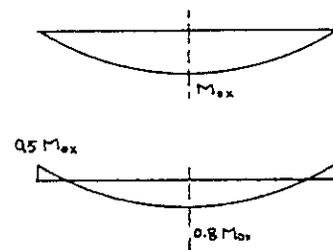
$$M_{ox} = \frac{q \cdot L_x^2}{8}$$

$$M_{ox} = 0.08 \text{ t.m}$$

afin de tenir compte de la continuité :

$$M_{ix} = 0.80 M_x = 0.064 \text{ t.m}$$

$$M_{ax} = -0.50 M_x = -0.04 \text{ t.m}$$



- Effort tranchant :

$$\text{- au milieu de } L_y : T_y = \frac{q \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} \quad T_y = 0.35 \text{ t}$$

$$\text{- au milieu de } L_x : T_x = \frac{1}{3} q \cdot L_x \quad T_x = 0.237 \text{ t}$$

- Sous les surcharges :

- système B_r (roue isolée) :

$$\begin{aligned} U' &= U + 2 E & , & & U' &= 60 + 2 \cdot 18.5 = 97 \text{ cm} \\ V' &= V + 2 E & , & & V' &= 30 + 2 \cdot 18.5 = 67 \text{ cm} \end{aligned}$$

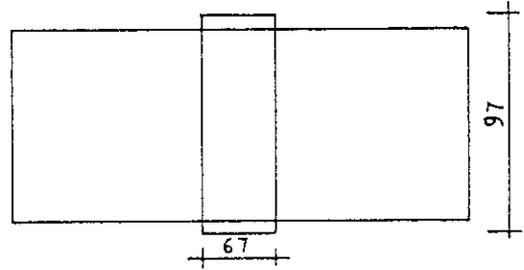
$$U' > L_x \quad \text{donc} \quad U' = 89.5 \text{ cm}$$

$$\frac{U'}{L_x} = 1$$

$$\frac{V'}{L_y} = 0.75$$

$$\text{car } \rho = 0.027 \approx 0$$

$$L_y \rightarrow \infty$$



- moments fléchissants :

$$\frac{U'}{L_x} = 1$$

$$\frac{V'}{L_y} = 0.75$$

$$M_1 = 0.084$$

$$M_2 = 0.0305$$

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) P$$

$$P = \frac{q}{U' \cdot V'} = \frac{10}{0.97 \cdot 0.67} = 15.387 \text{ t/m}^2$$

$$\nu = 0.15 \text{ pour le B.A}$$

les moments réels sont :

$$M_x = 0.817 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y = 0.397 \text{ t.m/ml}$$

- efforts tranchants :

$$U' > V'$$

$$\text{au milieu de } U' : T_{U'} = \frac{P \cdot U' \cdot V'}{2U' + V'} \rightarrow T_{U'} = 3.75 \text{ t/ml}$$

$$\text{au milieu de } V' : T_v = \frac{1}{3} \frac{P'}{U'} \rightarrow T_v = 3.436 \text{ t/ml}$$

Les efforts tranchants réels sont :

$$T_x = 1.25 T_{U'} = 4.687 \text{ t/ml}$$

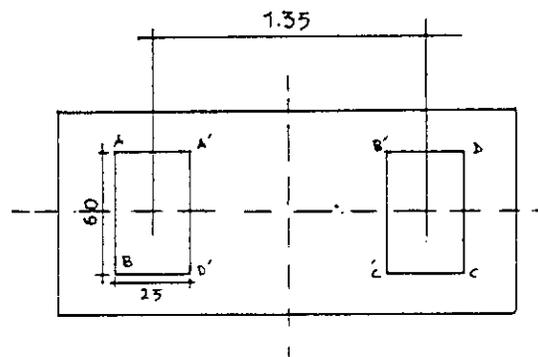
$$T_y = 1.25 T_{V'} = 4.295 \text{ t/ml}$$

- système B_t :

On ne peut disposer qu'une file de roues sur la plaque.

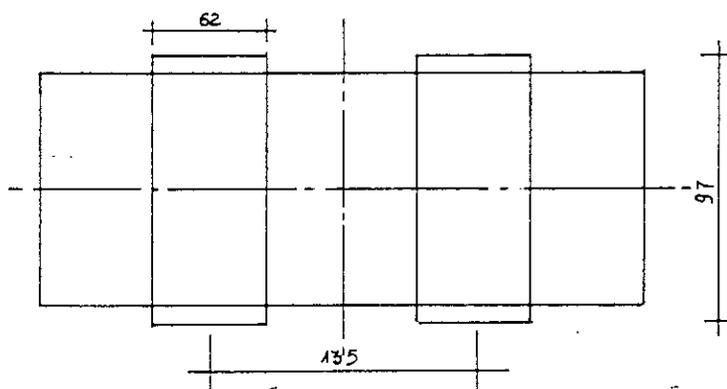
$$U' = U + 2 E = 60 + 37 = 97 \text{ cm}$$

$$V' = V + 2 E = 25 + 37 = 62 \text{ cm}$$



Vérification de l'interférence :

$$\Delta = 62 - 135 = -73 \text{ il n'existe pas d'interférence}$$



$$P = \frac{q}{U' \cdot V'} = \frac{8}{0.62 \cdot 0.97} = 13.30 \text{ t/m}^2$$

- moments fléchissants :

* rectangle ABCD :

$$U' = 97 \text{ cm}$$

$$V' = 197 \text{ cm}$$

$$\rho = 0, \quad U' > L_x \text{ donc } U' = 1 \text{ et } V' = 192 \text{ cm}$$

$$\frac{U'}{L_x} = 1$$

$$\frac{V'}{L_y} = 2.2$$

$$M_1 = 0.053$$

$$M_2 = 0.0037$$

$$P = \frac{9}{0.62 \cdot 0.97} \cdot 0.895 \cdot 1.97 = 23.45 \text{ t/m}^2$$

Les moments réels sont :

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) P = 1.256 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) P = 0.273 \text{ t.m/ml}$$

* rectangle A'B'C'D' :

$$U' = 97 \text{ cm}$$

$$V' = 73 \text{ cm}$$

$$\frac{U'}{L_x} = 1$$

$$\frac{V'}{L_y} = 0.815$$

$$M_1 = 0.08255$$

$$M_2 = 0.0274$$

$$P = \frac{8}{0.62 \cdot 0.97} \cdot 0.895 \cdot 1.97 = 8.690 \text{ t/m}^2$$

Les moments réels sont :

$$M_{x2} = 0.753 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{y2} = 0.345 \text{ t.m/ml}$$

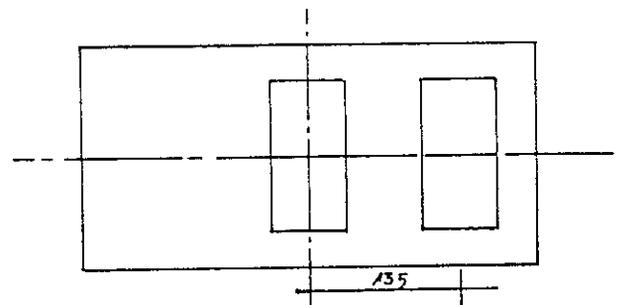
Le moment résultant sera :

$$M_x = M_{x1} - M_{x2} = 0.503 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y = M_{y1} - M_{y2} = -0.072 \text{ t.m/ml}$$

- efforts tranchants :

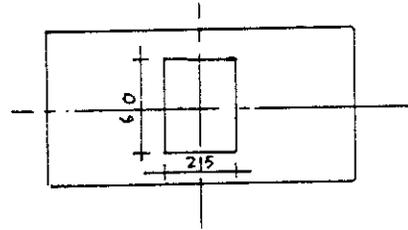
La position défavorable est celle-ci :
Dans ce cas nous appliquons
le principe de superposition



- système 1 :

$$U' = 97 \text{ cm}$$

$$V' = 62 \text{ cm}$$



$L_x < U'$ donc $U' = 89.5 \text{ cm}$ et $V' = 62 \text{ cm}$

$$P = 13.3 \cdot 0.895 \cdot 0.62 = 7.38 \text{ t}$$

$$T_{1U'} = \frac{P}{2U' + V'} \rightarrow T_{1U'} = 3.062 \text{ t/ml}$$

$$T_{1V'} = \frac{1}{3} \frac{P'}{U'} \rightarrow T_{1V'} = 2.748 \text{ t/ml}$$

- système 2 :

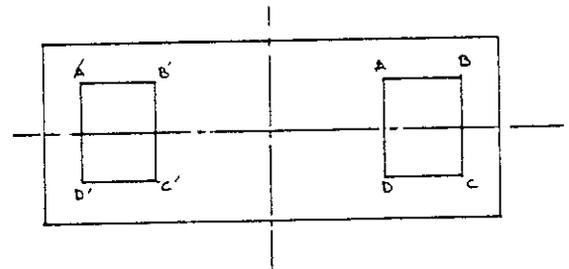
* rectangle A'BCD' :

$$U' = 97 \text{ cm}$$

$$V' = 332 \text{ cm}$$

On a : $U' > L_x$

donc $U' = 89.5 \text{ cm}$



$$P = \frac{8}{0.62 \cdot 0.97} \cdot 0.895 \cdot 3.32 = 39.526 \text{ t}$$

$U' < V'$ d'où :

$$T_{2U'} = \frac{1}{3} \frac{P'}{V'} \rightarrow T_{2U'} = 3.968 \text{ t/ml}$$

$$T_{2V'} = \frac{P}{2V' + U'} \rightarrow T_{2V'} = 5.245 \text{ t/ml}$$

* rectangle AB'C'D :

$$U' = 97 \text{ cm}$$

$$V' = 245 \text{ cm}$$

On a : $U' > L_x$

donc $U' = 89.5 \text{ cm}$

$$P = \frac{8}{0.62 \cdot 0.97} \cdot 0.895 \cdot 2.45 = 29.168 \text{ t}$$

$U' < V'$ d'où :

$$T_{3U'} = \frac{1}{3} \frac{P'}{V'} \rightarrow T_{3V'} = 3.968 \text{ t/ml}$$

$$T_{3V'} = \frac{P}{2V'+U'} \rightarrow T_{3V'} = 3.537 \text{ t/ml}$$

Pour le système 2 :

$$T_{2U'} = \frac{1}{2}(T_{2U'} - T_{3U'}) = 0$$

$$T_{2V'} = \frac{1}{2}(T_{2V'} - T_{3V'}) = 0.853 \text{ t/ml}$$

Efforts tranchants résultants :

$$T_{U'} = 3.062 \text{ t/ml}$$

$$T_{V'} = 3.601 \text{ t/ml}$$

Efforts tranchants réels :

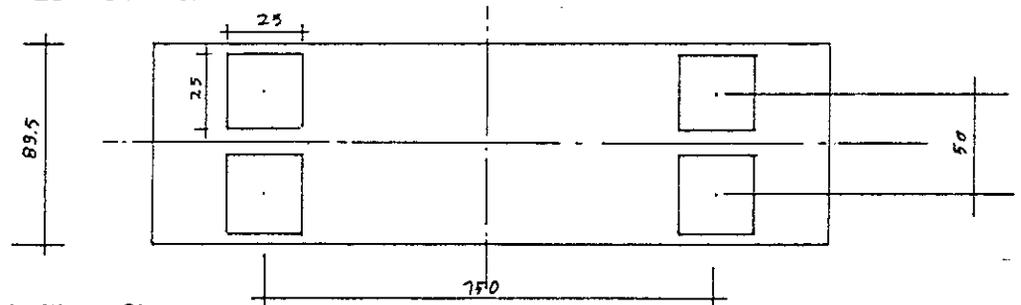
$$T_x = 1.25 T_{U'} = 3.827 \text{ t/ml}$$

$$T_y = 1.25 T_{V'} = 4.502 \text{ t/ml}$$

- système B_c :

$$U' = U + 2 E = 25 + 37 = 62 \text{ cm}$$

$$V' = V + 2 E = 25 + 37 = 62 \text{ cm}$$



Vérification de l'interférence :

- sens L_x :

$$U' = 62 \text{ cm}$$

$$\alpha = 50$$

$$\Delta = U' - \alpha = 12 > 0 \text{ donc il y a interférence.}$$

La zone d'interférence $\Delta = 12 \text{ cm}$.

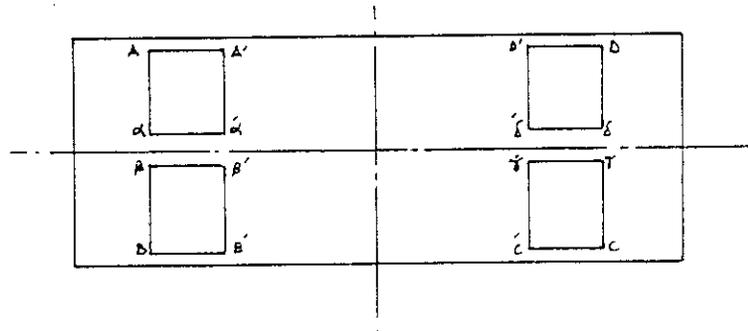
- sens L_y :

$$V' = 62 \text{ cm}$$

$$\alpha = 150$$

$$\Delta = V' - \alpha = -88 < 0 \text{ donc il n'y a pas d'interférence.}$$

- moments fléchissants :



On distingue deux surfaces :

- surface ABCD non interférencée
- surface $\alpha\beta\gamma\delta$ intéressée par l'interférence

* rectangle ABCD :

$$U_1' = 2 U' - \Delta = 1.12 \text{ m} > L_x$$

$$U_1' = L_x = 89.5 \text{ cm}$$

$$V_1' = 212 \text{ cm}$$

$$P_1 = \frac{6}{0.62^2} \cdot 0.895 \cdot 2.12 = 29.616 \text{ t/m}^2$$

$$\rho = 0 : \begin{aligned} \frac{U_1'}{L_x} &= 1 \\ \frac{V_1'}{L_y} &= 2.368 \end{aligned}$$

$$M_1 = 0.0496$$

$$M_2 = 0.00268$$

Les moments réels sont :

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) P_1 = 1.4808 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) P_1 = 0.300 \text{ t.m/ml}$$

* rectangle A'B'C'D' :

$$U'_2 = 89.5 \text{ cm}$$

$$V'_2 = 88 \text{ cm}$$

$$P_2 = 12.2934 \text{ t}$$

$$\frac{U'_2}{L_x} = 1$$

$$\frac{V'_2}{L_y} = 0.983$$

$$M_1 = 0.07834$$

$$M_2 = 0.02151$$

Les moments réels sont :

$$M_{x2} = 1 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{y2} = 0.4088 \text{ t.m/ml}$$

Le moment résultant sera :

$$M_x^1 = M_{x1} - M_{x2} = 0.4808 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y^1 = M_{y1} - M_{y2} = -0.1088 \text{ t.m/ml}$$

* rectangle $\alpha\beta\gamma\delta'$:

$$U'_1 = 12 \text{ cm}$$

$$V'_1 = 212 \text{ cm}$$

$$P_1 = 3.97 \text{ t}$$

$$\frac{U'_1}{L_x} = 0.134$$

$$\frac{V'_1}{L_y} = 2.368$$

$$M_1 = 0.09363$$

$$M_2 = 0.00443$$

Les moments réels sont :

$$M_{x1} = 0.374 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{y1} = 0.0733 \text{ t.m/ml}$$

* rectangle $\alpha'\beta'\gamma'\delta'$:

$$U'_2 = 12 \text{ cm}$$

$$V'_2 = 88 \text{ cm}$$

$$P_2 = 1.648 \text{ t}$$

$$\rho = 0 : \quad \frac{U'_2}{L_x} = 0.134$$

$$\frac{V'_2}{L_y} = 0.983$$

$$M_1 = 0.1592$$

$$M_2 = 0.034$$

Les moments réels sont :

$$M_{x2} = 0.2707 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{y2} = 0.0953 \text{ t.m/ml}$$

Les moments résultants seront :

$$M_x^{II} = M_{x1} - M_{x2} = 0.1033 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y^{II} = M_{y1} - M_{y2} = -0.022 \text{ t.m/ml}$$

En définitif, on aura les moments fléchissants suivants :

$$M_x = M_x^I - M_x^{II} = 0.3775 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y = M_y^I - M_y^{II} = -0.0868 \text{ t.m/ml}$$

- efforts tranchants :

La position défavorable est celle-ci :
Ce système est la superposition de deux systèmes élémentaires.

- système 1 :

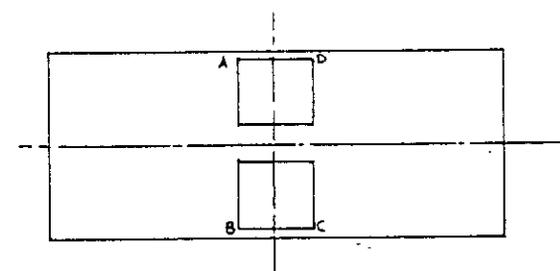
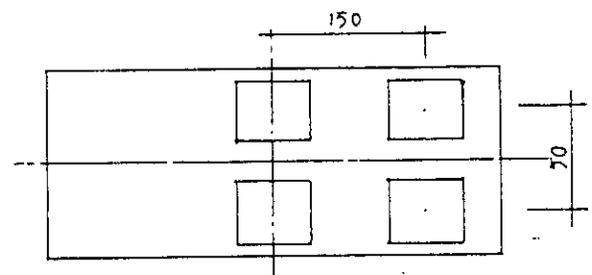
* rectangle ABCD :

$$U'_1 = 89.5 \text{ cm}$$

$$V'_1 = 62 \text{ cm}$$

$$P_1 = 15.608 \quad 0.895 \quad 0.62$$

$$P_1 = 8.661 \text{ t}$$



$U_1' > V_1'$ d'où :

$$T_{1U'} = \frac{P_1}{2U_1' + V_1'} \rightarrow T_{1U'} = 3.062 \text{ t/ml}$$

$$T_{1V'} = \frac{1}{3} \frac{P_1}{U_1'} \rightarrow T_{1V'} = 3.225 \text{ t/ml}$$

* rectangle $\alpha\alpha'\beta\beta'$:

$$U_2' = 12 \text{ cm}$$

$$V_2' = 62 \text{ cm}$$

$$P_2 = 1.161 \text{ t}$$

$U_2' < V_2'$ d'où :

$$T_{2U'} = \frac{1}{3} \frac{P_2}{V_2'} \rightarrow T_{2U'} = 0.624 \text{ t/ml}$$

$$T_{2V'} = \frac{P_2}{2V_2' + U_2'} \rightarrow T_{2V'} = 0.8538 \text{ t/ml}$$

donc pour le système 1 :

$$T_U^1 = T_{U'1} + T_{U'2} = 4.2177 \text{ t}$$

$$T_V^1 = T_{V'1} + T_{V'2} = 4.0788 \text{ t}$$

- système 2 :

* rectangle ABCD :

$$U_1' = 89.5 \text{ cm}$$

$$V_1' = 362 \text{ cm}$$

$$P_1 = 5057 \text{ t}$$

$U_1' < V_1'$ d'où :

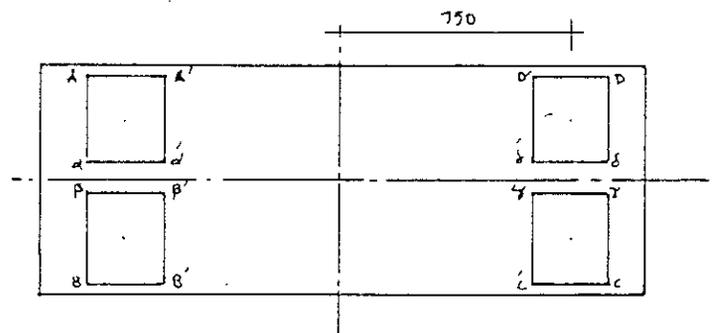
$$T_{1U'} = \frac{1}{3} \frac{P_1}{V_1'} \rightarrow T_{1U'} = 4.656 \text{ t/ml}$$

$$T_{1V'} = \frac{P_1}{2V_1' + U_1'} \rightarrow T_{1V'} = 6.2463 \text{ t/ml}$$

* rectangle A'B'C'D' :

$$U_2' = 89.5 \text{ cm}$$

$$V_2' = 238 \text{ cm}$$



$$P_2 = 32.248 \text{ t}$$

$U_2' < V_2'$ d'où :

$$T_{2U'} = \frac{1}{3} \frac{P_2}{V_2'} \rightarrow T_{2U'} = 4.656 \text{ t/ml}$$

$$T_{2V'} = \frac{P_2}{2V_2' + U_2'} \rightarrow T_{2V'} = 5.879 \text{ t/ml}$$

finalement :

$$T_U = \frac{1}{2}(T_{1U'} - T_{2U'}) = 0$$

$$T_V = \frac{1}{2}(T_{1V'} - T_{2V'}) = 0.3373 \text{ t/ml}$$

- zone d'interférence :

* rectangle $\alpha\beta\gamma\delta$:

$$U_1' = 12 \text{ cm}$$

$$V_1' = 362 \text{ cm}$$

$$P_1 = 6.78 \text{ t}$$

$U_1' < V_1'$ d'où :

$$T_{1U'} = \frac{1}{3} \frac{P_1}{V_1'} \rightarrow T_{1U'} = 0.624 \text{ t/ml}$$

$$T_{1V'} = \frac{P_1}{2V_1' + U_1'} \rightarrow T_{1V'} = 0.921 \text{ t/ml}$$

* rectangle $\alpha'\beta'\gamma'\delta'$:

$$U_2' = 12 \text{ cm}$$

$$V_2' = 238 \text{ cm}$$

$$P_2 = 4.457 \text{ t}$$

$U_2' < V_2'$ d'où :

$$T_{2U'} = \frac{1}{3} \frac{P_2}{V_2'} \rightarrow T_{2U'} = 0.624 \text{ t/ml}$$

$$T_{2V'} = \frac{P_2}{2V_2' + U_2'} \rightarrow T_{2V'} = 0.9135 \text{ t/ml}$$

nous avons alors :

$$T_U = \frac{1}{2}(T_{1U} - T_{2U}) = 0$$

$$T_V = \frac{1}{2}(T_{1V} - T_{2V}) = 0$$

pour le système 2 :

$$T_U^2 = 0$$

$$T_V^2 = 0.3373 \text{ t/ml}$$

pour le système entier :

$$T_U = T_U^1 + T_U^2 = 4.2177 + 0 = 4.2177 \text{ t/ml}$$

$$T_V = T_V^1 + T_V^2 = 4.0788 + 0.3373 = 4.4161 \text{ t/ml}$$

Efforts tranchants réels :

$$T_x = 1.25 T_U = 5.27 \text{ t/ml}$$

$$T_y = 1.25 T_V = 5.52 \text{ t/ml}$$

- surcharge A(L) :

Pont de 1^{ère} classe, 2 voies chargées

$$A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(L)$$

$$A = a_1 \cdot \frac{L_0}{L_v} \left(230 + \frac{3600}{L + 12} \right)$$

$$A = 0.9585 \text{ t/m}^2$$

Dans le calcul des efforts, nous prenons une bande de 1 ml de largeur.

- moment fléchissant :

$$M_x = q \frac{L_x^2}{8} = 0.09597 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y = \frac{M_x}{4} = 0.0399 \text{ t.m/ml}$$

- effort tranchant :

$$T_x = \frac{q \cdot L_x \cdot L_y}{2 \cdot L_y + L_x} = 0.42308 \text{ t/ml}$$

$$T_y = \frac{1}{3} \cdot q \cdot L_x = 0.28595 \text{ t/ml}$$

- système militaire M_{c120} :

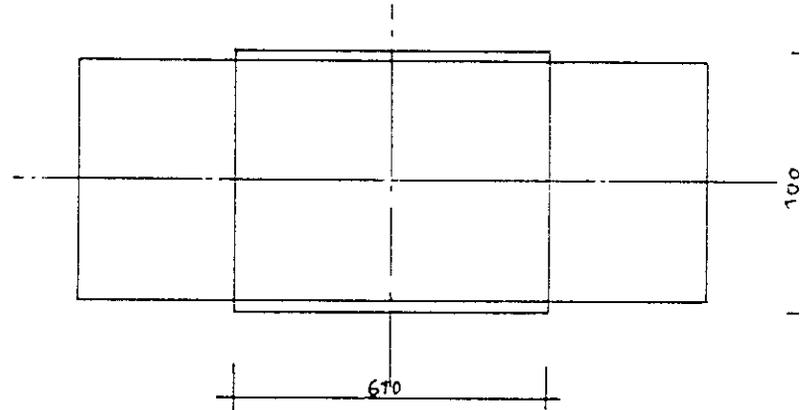
On ne peut placer qu'une chenille.

$$U' = 100 + 37 = 137 \text{ cm}$$

$$V' = 610 + 37 = 647 \text{ cm}$$

$$P = \frac{55}{1.37 \cdot 6.47} \cdot 0.895 \cdot 6.47$$

$$P = 35.93 \text{ t/m}^2$$



- moment fléchissant :

$$\frac{U_1'}{L_x} = 1$$

$$\frac{V'}{L_y} = 7.23$$

$$M_1 = 0.04$$

$$M_2 = 0.0009$$

Les moments réels sont :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) P = 1.442 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) P = 0.248 \text{ t.m/ml}$$

- effort tranchant :

$U' < V'$ d'où :

$$T_{U'} = \frac{1}{3} \frac{P}{V'} \rightarrow T_{U'} = 1.851 \text{ t/ml}$$

$$T_{V'} = \frac{P}{2V' + U'} \rightarrow T_{V'} = 2.597 \text{ t/ml}$$

Efforts tranchants réels :

$$T_x = 1.25 T_U = 2.3137 \text{ t/ml}$$

$$T_y = 1.25 T_V = 3.246 \text{ t/ml}$$

- système exceptionnel D_{240} :

$$U' = U + 2 E = 357 \text{ cm}$$

$$V' = V + 2 E = 1897 \text{ cm}$$

- moment fléchissant :

$$P = \frac{240}{3.57 \cdot 18.97} \cdot 0.895 \cdot 18.97$$

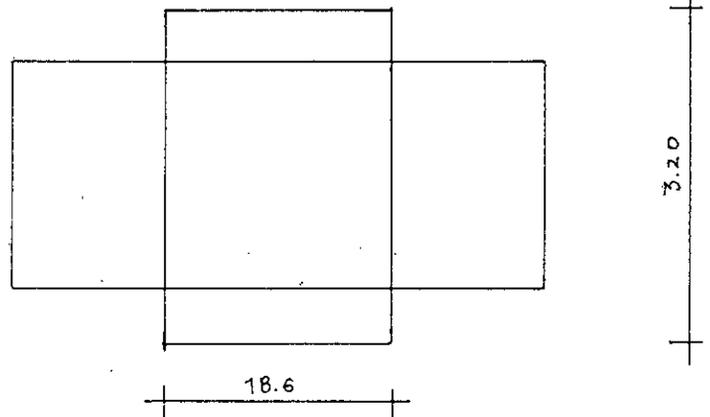
$$P = 60.168 \text{ t}$$

$$\frac{U'}{L_x} = 1$$

$$\frac{V'}{L_y} = 21.2$$

$$M_1 = 0.04$$

$$M_2 = 0.009$$



Les moments réels sont :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) P = 2.488 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) P = 0.902 \text{ t.m/ml}$$

- effort tranchant :

$$U' < V' \text{ d'où :}$$

$$T_U = \frac{1}{3} \frac{P}{V'} \rightarrow T_U = 1.057 \text{ t/ml}$$

$$T_V = \frac{P}{2V' + U'} \rightarrow T_V = 1.5493 \text{ t/ml}$$

Efforts tranchants réels :

$$T_x = 1.25 T_U = 1.321 \text{ t/ml}$$

$$T_y = 1.25 T_V = 1.932 \text{ t/ml}$$

en considérant la continuité :

- suivant x :

$$\left. \begin{array}{l} M_{ix} = 0.8 M_x \\ M_{ax} = 0.5 M_x \end{array} \right\} \text{ pour charges uniformément réparties}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{ix} = 0.75 M_x \\ M_{ax} = 0.5 M_x \end{array} \right\} \text{ pour charges localisées}$$

- suivant y :

$$M_{iy} = \frac{1}{4} M_{ix}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = 0.5 M_x$$

• Tableau récapitulatif :

Efforts	G	A(L)	B _c	B _t	B _r	M _{c120}	D ₂₄₀
M _{ix} (t.m/ml)	0.064	0.0767	0.350	0.4965	0.9804	0.1482	1.9904
M _{iy} (t.m/ml)	0.016	0.01919	- 0.080	- 0.071	0.3454	0.0255	0.7216
M _a (t.m/ml)	- 0.04	- 0.0479	- 0.2333	- 0.310	- 0.4738	- 0.0926	- 1.244
T _x (t.m/ml)	0.35	0.423	6.513	4.7225	5.437	2.973	1.321
T _y (t.m/ml)	0.237	0.286	6.822	5.555	4.982	4.1711	1.936

• Combinaison d'actions :

- ELS :

Pour surcharge civile : G + 1.2 S

Pour surcharge exceptionnelle : G + S

$$M_{ix} = G + D_{240} = 0.064 + 1.9904 = 2.0544 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{iy} = G + D_{240} = 0.016 + 0.7216 = 0.7376 \text{ t.m/ml}$$

$$M_a = G + D_{240} = - (0.04 + 1.244) = - 1.284 \text{ t.m/ml}$$

$$T_x = G + 1.2 B_c = 0.35 + 1.2 \cdot 6.513 = 8.1656 \text{ t.m/ml}$$

$$T_y = G + 1.2 B_c = 0.237 + 1.2 \cdot 6.822 = 8.4234 \text{ t.m/ml}$$

- ELU :

Pour surcharge civile : 1.35 G + 1.6 S

Pour surcharge exceptionnelle : 1.35 G + 1.35 S

$$M_{ix} = 1.35 G + 1.35 D_{240} = 2.773 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{iy} = 1.35 G + 1.35 D_{240} = 0.9957 \text{ t.m/ml}$$

$$M_a = 1.35 G + 1.35 D_{240} = - 1.7334 \text{ t.m/ml}$$

$$T_x = 1.35 G + 1.6 B_c = 10.8933 \text{ t.m/ml}$$

$$T_y = 1.35 G + 1.6 B_c = 11.235 \text{ t.m/ml}$$

- **ELS :**

- 1- **flexion transversale :**

- en travée (D240) : $M = 1.583 \text{ t.m}$

- sur appui : $M = -1.0454 \text{ t.m}$

- 2- **flexion localisée :**

- moment transversal : l_x

- $M_{lx} = 2.0544 \text{ t.m}$

- $M_{ax} = -1.2840 \text{ t.m}$

- moment longitudinal : l_y

- $M_{ly} = 0.7376 \text{ t.m}$

- $M_{ay} = -1.2840 \text{ t.m}$

- **Moment en ELS :**

- **transversalement : x**

- en travée : $M_{lx} = 3.44 \text{ t.m}$

- sur appui : $M_{ax} = - 2.538 \text{ t.m}$

- **longitudinalement : y**

- en travée : $M_{ly} = 0.7376 \text{ t.m}$

- sur appui : $M_{ay} = - 1.284 \text{ t.m}$

- **Moment en ELU :**

- **transversalement : x**

- en travée : $M_{lxu} = 4.91 \text{ t.m}$

- sur appui : $M_{axu} = - 3.406 \text{ t.m}$

- longitudinalement : y

en travée : $M_{tyu} = 0.9957 \text{ t.m} = 1 \text{ t.m}$

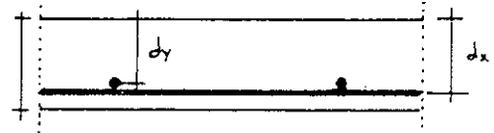
sur appui : $M_a = - 1.7334 \text{ t.m}$

III- Ferrailage du hourdis :

$$h_t = 25 \text{ cm}$$

$$\phi \leq \frac{h_t}{10} \rightarrow \phi \leq 2.5 \text{ cm}$$

on choisit : $\phi_x = 16 \text{ mm}$, $\phi_y = 10 \text{ mm}$
 $e = \max(1 \text{ cm} , \phi) = 16 \text{ mm}$



$$d_x = h_t - \left(e + \frac{\phi_x}{2} \right) = 22.6 \text{ cm}$$

$$d_y = h_t - \left(e + \phi_x + \frac{\phi_y}{2} \right) = 21.3 \text{ cm}$$

les écartements choisis :

- pour la direction la plus sollicitée x :

$$S_{ix} \leq \min(3 h_t, 33 \text{ cm}) \quad \text{soit} \quad S_{ix} \leq 33 \text{ cm}$$

- pour la direction perpendiculaire y :

$$S_{ix} \leq \min(4 h_t, 45 \text{ cm}) \quad \text{soit} \quad S_{ix} \leq 45 \text{ cm}$$

• ELU :

En travée , sens L_x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$M_u = 4.91 \text{ t.m}$$

$$A_{sx} = 6.48 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4 \text{ HA16}$$

En travée , sens L_y :

$$M_u = 1 \text{ t.m}$$

$$A_{sy} = 1.36 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 2 \text{ HA10}$$

Sur appui , sens L_x :

$$M_u = 3.406 \text{ t.m}$$

$$A_{sx} = 4.44 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3 \text{ HA16}$$

Sur appui , sens L_y :

$$M_u = 1.7334 \text{ t.m}$$

$$A_{sy} = 2.38 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3 \text{ HA12}$$

Nous vérifions que les armatures présentent bien des sections suffisantes pour remplir la condition de non-fragilité :

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} \cdot b \cdot d$$

$$\text{soit : } A_{sx}(\text{min}) \geq 2.73 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_{sy}(\text{min}) \geq 2.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc on prendra : } A_{sy}(\text{travée}) = 2.30 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3 \text{ HA10}$$

$$A_{sy} > \frac{A_{sx}}{4} \rightarrow 1.57 < 2.01 \rightarrow A_{sy} = 2.30 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3 \text{ HA10}$$

- ELS :

En travée , sens L_x :

$$M_{ser} = 3.44 \text{ t.m}$$

$$A_{sx} = \frac{M_{ser}}{z_b \cdot \sigma_s}$$

$$z_b = d_x \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 20.626 \text{ cm}$$

$$A_{sx} = 6.95 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4 \text{ HA16}$$

En travée , sens L_y :

$$M_{ser} = 0.7376 \text{ t.m}$$

$$A_{sy} = 1.51 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 2 \text{ HA10}$$

Sur appui , sens L_x :

$$M_{ser} = 2.538 \text{ t.m}$$

$$A_{sx} = 5.13 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \text{ HA16}$$

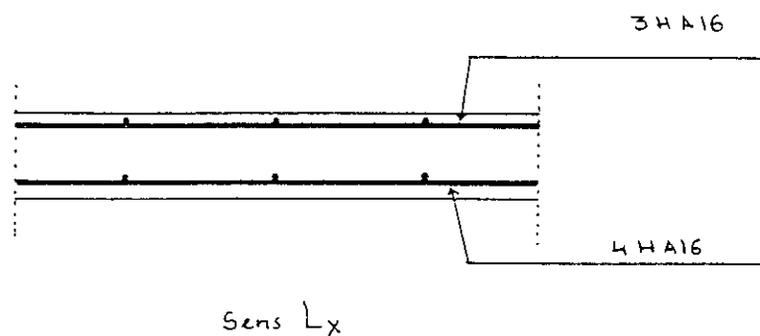
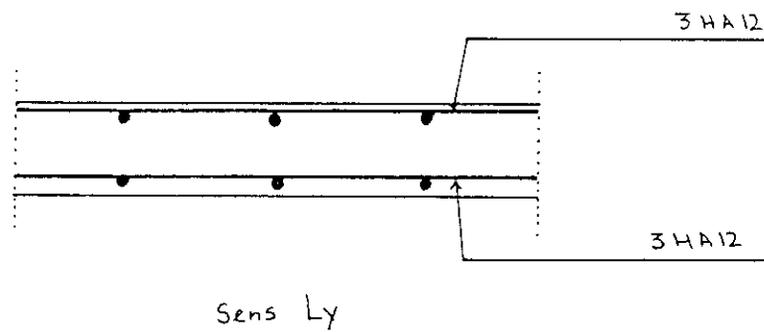
Sur appui , sens L_y :

$$M_{ser} = 1.284 \text{ t.m}$$

$$A_{sy} = 2.676 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \text{ HA12}$$

Conclusion : . Le ferrailage se fera à l'E.L.S.

- Schéma de ferrailage :



• **Vérification au poinçonnement :**

Pour des charges concentrées une vérification au poinçonnement est nécessaire.
Aucune armature n'est requise si la condition suivante est vérifiée :

$$Q_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h_1 \cdot f_{c28}$$

- avec : - Q_u : valeur de la charge localisée
 - U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen
 - h_1 : épaisseur de la dalle
 - f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

Charge	Q_u (t)	$U_c = 2 (U' + V')$ (cm)	$0.045 U_c h_1 f_{c28}$	Observation
Roue avant B_c	4.8	228	64.125	Vérifiée
Roue arrière B_c	9.6	248	69.750	Vérifiée
B_l	12.8	318	89.44	Vérifiée
B_r	16	328	92.25	Vérifiée

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_{\max} < \bar{\tau}_u = \min\{0.13 \cdot f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$$

pour la fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = 32.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_{x\max} = \frac{T_x}{b \cdot d_x} = 4.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_{y\max} = \frac{T_y}{b \cdot d_y} = 5.89 \text{ kg/cm}^2$$

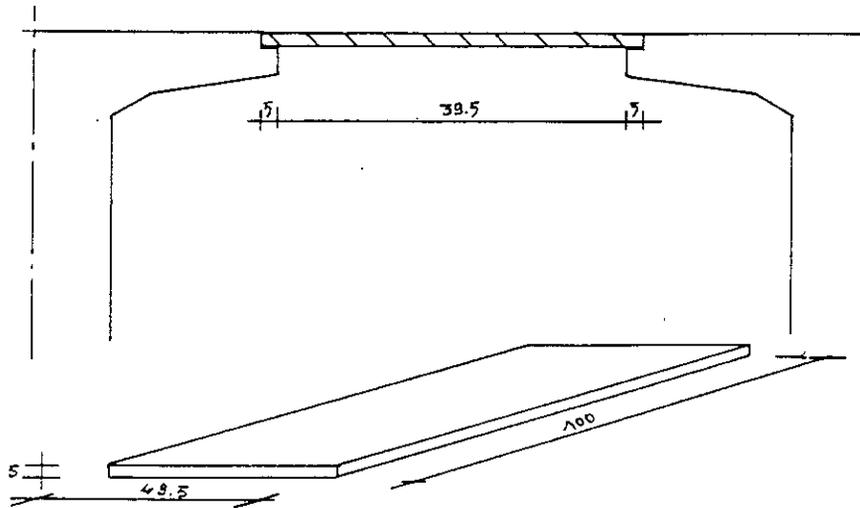
donc :

$$\tau_{\max} \leq \bar{\tau}_u$$

CHAPITRE VIII

Calcul de la
Prédalle

Calcul de la prédalle :



Le rôle principal de la prédalle de servir comme coffrage de la dalle.

- Charges et surcharges revenant à la dalle (1 ml) :

Poids propre :	$1 \times 0.05 \times 2.5$	= 0.125 t/ml
Hourdis :	$1 \times 0.25 \times 2.5$	= 0.625 t/ml
Poids du revêtement :	$1 \times 0.07 \times 2.2$	= 0.154 t/ml
Poids de la clappe :	$1 \times 0.01 \times 2.2$	= 0.022 t/ml
Surcharge :		0.150 t/ml

Charge totale : $q = 1.076 \text{ t/ml}$

donc :

$$q = 10.76 \text{ kg/cm}$$

- Ferrailage de la prédalle (E.L.S) :

$$M_s = \frac{qL^2}{8} \longrightarrow M_s = 2098,53 \text{ kg.cm}$$

$$A_s = 0.2437 \text{ cm}^2/\text{1ml}$$

$$3\phi 5 \text{ soit } 0,59 \text{ cm}^2, \quad S_t = 48 \text{ cm}$$

$$A_{sx} = 3\phi 5$$

$$A_{sy} = 3\phi 5$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T_{mx}}{0,9d.b} = \frac{212,51}{0,9 * 3,75 * 100} = 0,629 \text{ kg/cm}^2$$

mais $\sigma_b = 2\tau_b \Rightarrow \tau_b = \sigma_b / 2 = 11,978 \text{ kg/cm}^2$

La condition est vérifiée

$$G = 0,926 \text{ t/ml}$$

$$Q = 0,15 \text{ t/ml}$$

• **E.L.U :**

$$q = 1,475 \text{ t/ml}$$

$$M_u = 0,0287 \text{ t.m} \longrightarrow 2876,9 \approx 2877 \text{ kg.cm}$$

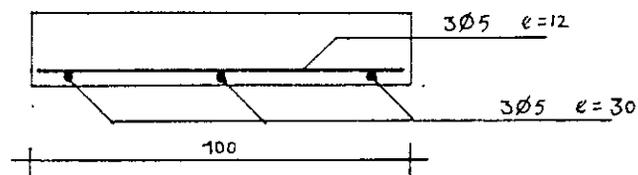
$$A_s = \frac{0,0287 * 10^5}{0,993 * 3,75 * 3480} = 0,222 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$V_u = 0,2913$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{0,2913 * 10^3}{3,75 * 100} = 0,776 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_u = 32,5 \text{ kg/cm}^2$$



CHAPITRE IX



Étude de la Culée

Etude de la culée :

I. Introduction :

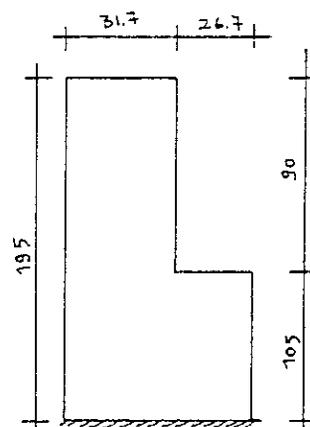
La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont. Elle sert comme appui extrême au tablier du pont, mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

II. Etude des éléments de culée :

II.1. Mur Garde - Grève :

Le mur de garde - grève est supposé encastré dans le mur de front, il sera étudié en suivant les hypothèses de chargement du bulletin de « SETRA » :

- On néglige les effets de forces verticales.
- Forces horizontales, poussée des terres.
- Poussée des charges locale, force de freinage.



II.1.1. Poussée des terres :

$$M = 1/3 H_p \cdot h$$

$$H_p = 1/2 k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \quad \Rightarrow \quad M = 1/6 k_a \cdot \gamma \cdot h^3$$

$k_a = (1 - \sin\phi) / (1 + \sin\phi)$ coefficient de poussée.

ϕ : angle de frottement interne 30° $k_a = 0.33$

γ : poids volumique du sol = 1.8 t/m^3 .

$$M = 0.734 \text{ t.m/ml}$$

II.1.2. Poussée des charges locales :

Il a été vérifié que la sollicitation totale due aux camions Bc était la plus défavorable pour le mur garde - grève pour $0.5 \leq h \leq 3 \text{ m}$, l'effet le plus défavorable est produit par les deux (02) roues à 6t chacune.

Les deux roues à 6t distances de 0.5 m sont remplacées par une charge répartie sur un rectangle de 0.25 m * 0.75 m. On admet que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartie à 45° latéralement en arrière du mur de façon uniforme.

Le moment à l'encastrement a pour expression :

$$M_p = \frac{12k}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

$$k = k_a \cdot \gamma \cdot \delta \cdot b_c$$

$$\gamma = 1.2 \quad \text{coefficient de pondération}$$

$$b_c = 1.1 \quad \text{coefficient de répartition}$$

$$\delta = 1.0 \quad \text{coefficient de majoration dynamique pour charges sur remblai}$$

$$k_a = 0.33 \quad \text{coefficient de poussée}$$

$$k = 0.4356$$

$$M_p = 3.24 \text{ t.m/ml}$$

II.1.3. Force de freinage :

On ne considère que l'effet d'une seule roue, la force de freinage est prise égale à 6t.
Le moment à l'encastrement :

$$M_f = \frac{p \cdot h}{0,25 + 2h} \gamma$$

$$M_f = 3.38 \text{ t.m/ml}$$

le moment total est :

$$M_s = 7.35 \text{ t.m/ml}$$

le moment d'encastrement dans le sens opposé est évalué à :

$$M_s = 3.2 \text{ t.m/ml}$$

II.1.4. Ferrailage :

- ferrailage vertical (côté du remblai) :

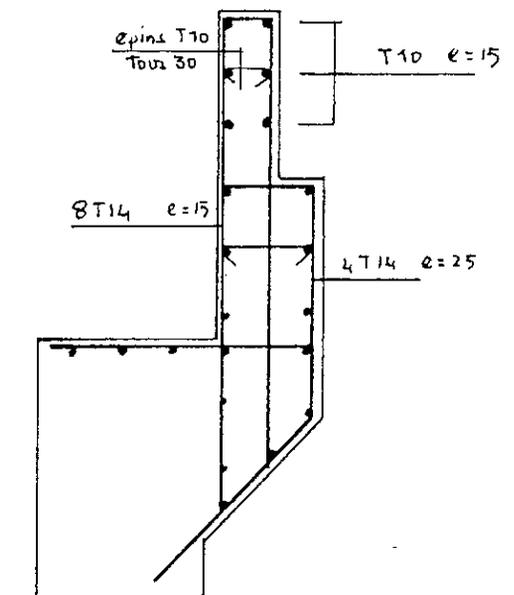
$$M_s = 7.35 \text{ t.m/ml}$$

$$A_s = 11.238 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

face avant :

$$M_s = 3.2 \text{ t.m/ml}$$

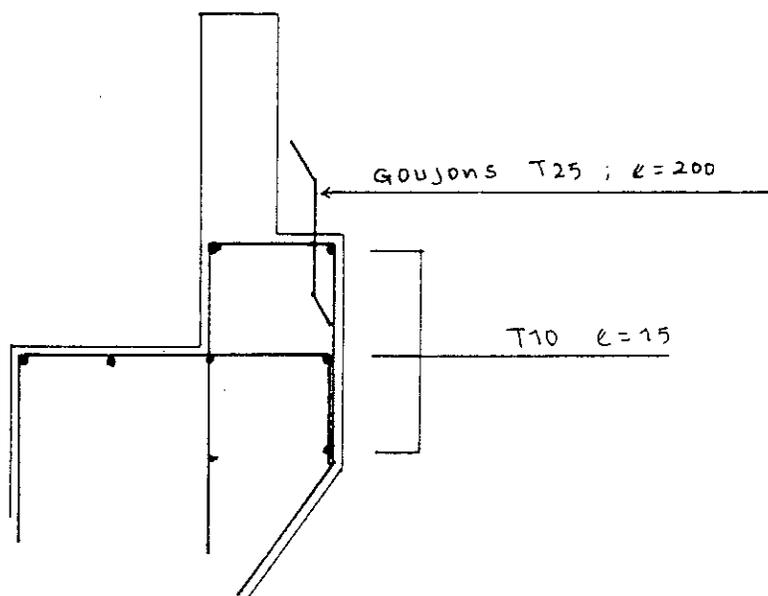
$$A_s = 6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



- ferrailage horizontal
pour $1 \leq h \leq 2$ m on peut prévoir des T10 tous les 15 cm

II.2. Corbeau :

Pour le ferrailage du corbeau d'appui de la dalle de transition nous admettons celui dans le bulletin « SETRA » il est défini en coupe transversale au schéma ci-dessous :



II.3. Mur en retour :

La murette en retour sera étudiée en suivant des hypothèses de chargement exposés dans le bulletin « SETRA », chaque murette en retour est soumise aux :

- poids propre
- poids des superstructures évaluées à $0.3 L$
- poussée horizontale répartie $(h/3 + 0.5) t/m^2$
- forces concentrées

verticale	= $4t$
horizontale	= $2t$

appliquées à 1 m de l'excentricité théorique

L'évaluation des efforts se fera par rapport à la section d'encastrement. $(0.60 \cdot 8.079) m^2$

- Charges verticales :

- L'effort tranchant :

$$T_v = 2.5 \cdot L \cdot h/2 \cdot e + 0.3L + 4$$

- Le moment d'axe horizontal :

$$M_v = 2.5 \cdot L^2 \cdot h/6 \cdot e + 0.3L^2/2 + 4(L-1)$$

- Charges horizontales :

- L'effort tranchant :

$$T_{II} = (h/3 + 0.5) * L * h/2 + 2$$

- Le moment d'axe horizontal :

$$M_H = (h/3 + 0.5) * L^2 * h/6 + 2(L-1)$$

avec :

$$L = 10.556, h = 8.079 \text{ m}, e = 0.80 \text{ m}$$

on trouve :

$$\begin{aligned} M_V &= 355 \text{ t.m} & , & T_V = 92.45 \text{ t} \\ M_{II} &= 498.187 \text{ t.m} & , & T_{II} = 138.152 \text{ t} \end{aligned}$$

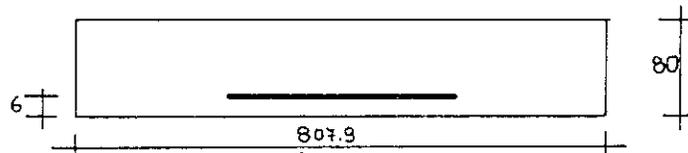
Ferrailage :- Axe vertical : (forces horizontales)

$$M_H = 498.187 \text{ t.m} \quad , \quad T_{II} = 138.152 \text{ t}$$

E.L.U :

$$M_{UH} = 1.35 * M_{II} = 672.55 \text{ t.m} \quad , \quad T_{UH} = 1.35 * T_{II} = 186.505 \text{ t}$$

$$A_s = \frac{M_{UH}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{6 * 72,55 * 10^5}{0,9435 * 74 * 3480} = 276,8 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

$$M_{SH} = M_H = 498.187 \text{ t.m}$$

$$A_s = 314.898 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s \text{ min}} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_c} \Rightarrow A_{\text{min}} = 72.190 \text{ cm}^2$$

donc on prendra :

$$A_s = 40\text{HA}32 \quad \text{soit} \quad 321.60 \text{ cm}^2$$

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

- Axe horizontal : (forces verticales)

$$M_v = 355 \text{ t.m} \quad , \quad T_v = 92.45 \text{ t}$$

E.L.U :

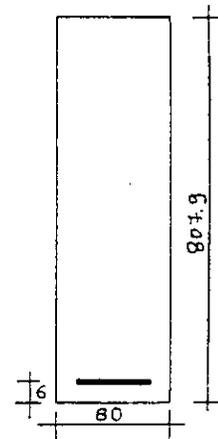
$$M_{UV} = 479.25 \text{ t.m} \quad , \quad T_{UV} = 124.8 \text{ t}$$

$$A_{su} = 17.255 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

$$M_{SV} = 355 \text{ t.m}$$

$$A_s = 19.016 \text{ cm}^2$$



Condition de non fragilité :

$$A_{s \text{ min}} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_c} \quad \Rightarrow \quad A_{\text{min}} \geq 77.460 \text{ cm}^2$$

donc on prendra :

$$A_s = 10\text{HA}35 \quad \text{soit} \quad 81.4 \text{ cm}^2$$

$$S_1 = 8 \text{ cm}$$

Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_h \quad \tau_h = \min (0.13 f_{c28}, 40 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\bar{\tau}_h = 32.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{UH} = \frac{124,8 * 10^3}{80 * 801,9} = 1,94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{UV} = \frac{186,505 * 10^3}{74 * 807,9} = 3,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_u = \left(\bar{\tau}_{UH}^2 + \bar{\tau}_{UV}^2 \right)^{1/2} = 3,67 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_u$$

Armatures transversales :

Les efforts tranchants étant faibles, on disposera des cadres T10 tous le 30 cm (Bulletin SETRA).

II.4. Dalle de transition :

La dalle de transition est prévue pour éviter le dénivellement qui se produit entre la chaussée courante et celle du pont en cas de tassement de remblai. Elle est placée sous la chaussée à l'entrée du pont.

Notre dalle de transition a une longueur $L = 5.00$ m et une épaisseur $e = 30$ cm. L'étude de la dalle de transition se fera en suivant les hypothèses de chargement exposées dans le bulletin « SETRA »

II.4.1. Charges et surcharges :

- Charges permanentes :

- Poids propre : $1 * 0.3 * 2.5 = 0.75$ t/ml
- Poids du remblai : $1.8 * 1 * 0.9 = 1.62$ t/ml
- revêtement + chaussée : $2.2 * 0.08 * 1 = 0.176$ t/ml

$$qG = 2.546 \text{ t/ml}$$

- Surcharges :

On assimilera les roues à un rouleau de charge uniforme de 5.5 t/ml.

- Efforts de calcul :

$$M = 25.143 \text{ t.m/ml}$$

$$T = 20.115 \text{ t/ml}$$

II.4.2. Ferrailage :

- E.L.U. :

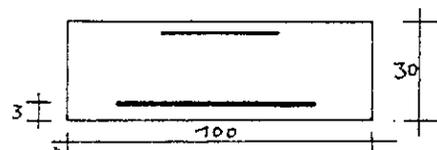
$$M_u = 1.35 * 25.43 = 33.94 \text{ t.m/ml}$$

$$T_u = V_u = 27.155 \text{ t/ml}$$

Donc :

$$A_u = 45.57 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad 10\text{HA}25$$

$$A_{sc} = 2.42 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad 4\text{HA}10$$



Condition de non fragilité :

$$A_{s \text{ min}} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_c} \Rightarrow A_{\text{min}} \geq 3.26 \text{ cm}^2$$

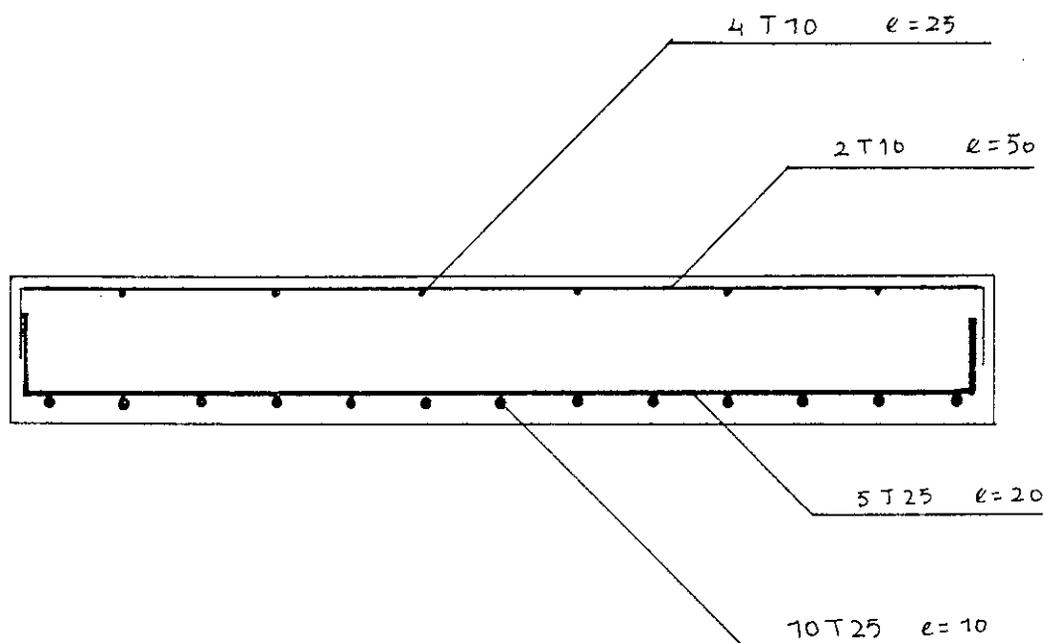
Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{27.155 * 10^3}{100 * 27} = 10.057 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 40 \text{ kg/cm}^2) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 32.5 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 11.4 \text{ cm}^2 \quad \text{5HA25}$$



COUPE TRANSVERSALE

II.4.3. Détermination des efforts à la base de la culée :

- Sollicitation à prendre en compte :

- Actions verticales : réaction du tablier, poids propre et surcharges routières.
- Actions horizontales : variation linéaire, freinage, séisme et poussée des terres.

- Conditions normales :

$$\text{Poussée des terres : } H_n = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot L$$

$k_a = (1 - \sin\phi) / (1 + \sin\phi)$ coefficient de poussée.

ϕ : angle de frottement interne 30° $k_a = 0.33$

γ : poids volumique du sol = 1.8 t/m^3 .

L : longueur de la culée $L = 10.13 \text{ m}$

H : hauteur de la culée $H = 9.079 \text{ m}$

$$H_n = 196.372 \text{ t}$$

- Condition sismique :

Poussée des terres : $H_s = \frac{1}{2} k'_a \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot L$

$$k'_a = \frac{\cos^2(\phi - v - \beta)}{\cos v \cdot \cos \beta \cdot \cos(\delta + \beta + v) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - v - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + v) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right\}^2}$$

β : Inclinaison de la culée 0°

α : Inclinaison de la surface libre 0°

δ : Angle de frottement remblai - béton 0°

$v = \arctg [\varepsilon_H / (1 - \varepsilon_V)] = 6^\circ 13'$

ε_H : Coefficient sismique horizontal $\varepsilon_H = 0.1$

ε_V : Coefficient sismique vertical $\varepsilon_V = \pm 0.07$

$k'_a = 0.42$

$H_s = 249.928 \text{ t}$

- Conditions normales : « C.N »

Désignation	H(t)	V(t)	d_{A} (m)	M_{sA} (t.m)	M_{bA} (t.m)
mur darde grève		15.654	2.3115	36.184	
corbeau		7.02	2.021	14.187	
2 murs de retour		281.22	0.5573	156.724	
mur de front		208.317	3.00	624.951	
remblai		34.546	1.89	65.292	
dalle de transition		16.00	1.89	30.240	
terres sur la fondation		54.648	4.85	265.043	
fondation		297	3.00	891.00	
tablier		301.2	3.10	933.72	
surcharge D_{240}		171.054	3.10	530.267	
poussée des terres	196.372		4.193		823.387
variation linéaire	32.76		7.629		249.267
freinage	5.629		7.629		42.943

M_s : moment stabilisant

M_b : moment basculement

d : bras de levier par rapport au point (A)

Etat à vide :

$M_s = 2383.621 \text{ t.m}$

$M_b = 823.387 \text{ t.m}$

$V = 914.405 \text{ t}$

$H = 196.372 \text{ t}$

Etat en service :

$M_s = 3847.608 \text{ t.m}$

$M_b = 1116.256 \text{ t.m}$

$V = 1386.66 \text{ t}$

$H = 234.761 \text{ t}$

- Conditions sismiques : « C.S »

Désignation	H(t)	V(t)	d_A (m)	$M_{S/A}$ (t.m)	$M_{b,A}$ (t.m)
mur darde grève		16.750	2.3115	38.717	
corbeau		7.510	2.021	15.177	
2 murs de retour		301.00	0.5573	167.747	
mur de front		222.90	3.00	668.70	
remblai		36.964	1.89	69.862	
dalle de transition		17.120	1.89	32.356	
terres sur la fondation		58.470	4.85	283.58	
fondation		317.80	3.00	953.40	
tablier		322.28	3.10	999.068	
surcharge D_{240}		171.054	3.10	530.267	
poussée des terres	249.928		4.193		1047.956
variation linéaire	32.76		7.629		249.926
freinage	5.562		7.629		41.974
séisme	121.56		3.12		376.636

Etat à vide :

$M_s = 2229.539 \text{ t.m}$

$M_b = 1047.956 \text{ t.m}$

$V = 978.514 \text{ t}$

$H = 249.928 \text{ t}$

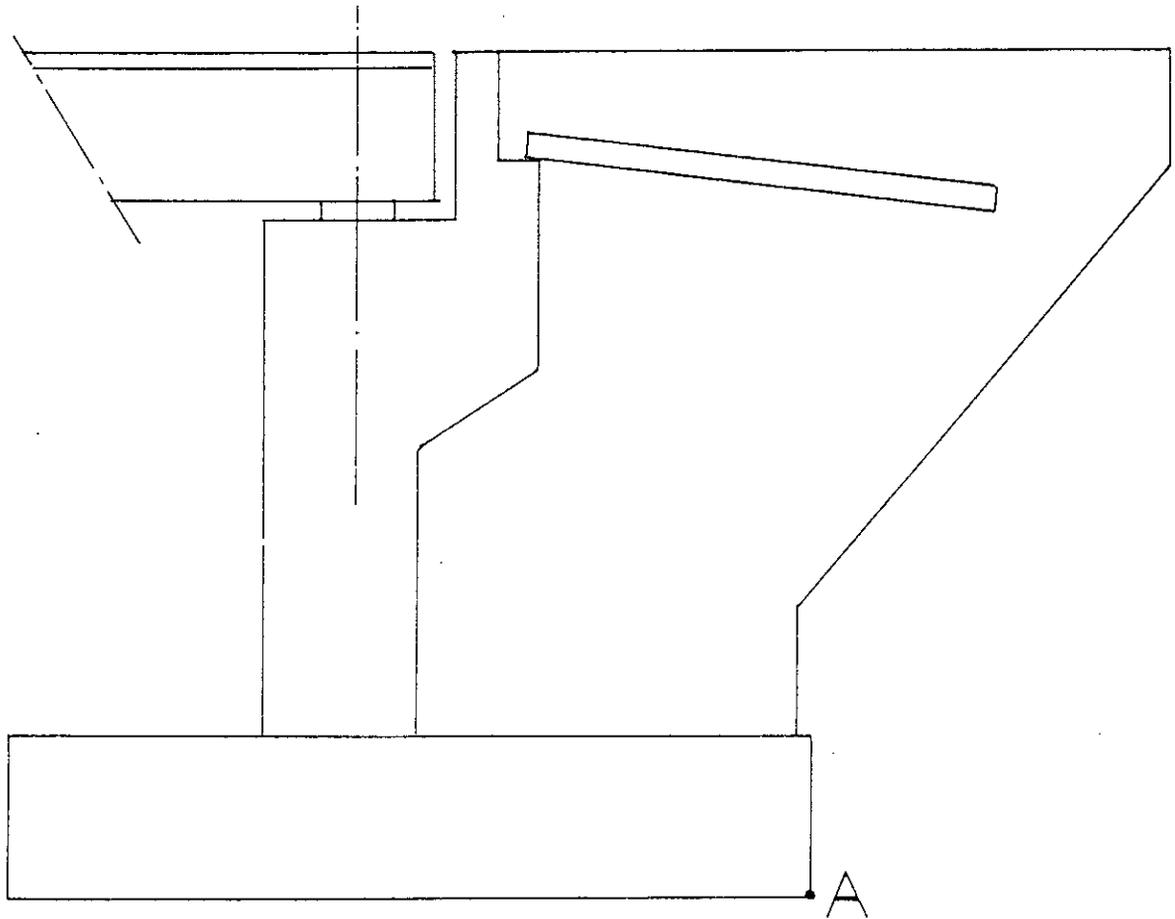
Etat en service :

$M_s = 3758.874 \text{ t.m}$

$M_b = 1716.692 \text{ t.m}$

$V = 1471.848 \text{ t}$

$H = 409.752 \text{ t}$



II.4.4. Etude de la stabilité de la culée :

- Stabilité au basculement :

La sécurité au reversement est donnée

- condition normale $M_s / M_b = (1.5 \text{ à } 2)$

- condition sismique $M_s / M_b \geq 1.5$

- Stabilité au glissement :

- condition normale $V/H \cdot \text{tg}\phi \geq 1.5$

- condition sismique $V/H \cdot \text{tg}\phi \geq 1.0$

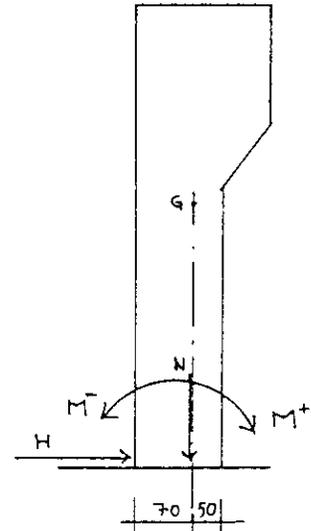
Conditions normales						
Etat	H(t)	V(t)	M _b (t.m)	M _s (t.m)	M _s /M _b	V/H . tgφ
à vide	196.372	914.405	823.387	2383.621	2.90	2.68
en service	234.761	1386.66	1116.256	3847.608	3.44	3.41
Conditions sismiques						
Etat	H(t)	V(t)	M _b (t.m)	M _s (t.m)	M _s /M _b	V/H . tgφ
à vide	249.928	978.514	1047.956	2229.539	2.13	2.26
en service	409.752	1471.848	1716.692	3759.574	2.19	2.07

II.5. Etude du mur de front :

La section d'encastrement se trouve sollicitée par l'effort tranchant vertical N et l'effort horizontal H et le moment fléchissant M, le calcul du mur de front se fera donc en flexion composée.

L'état en service dans les conditions sismiques présente le cas le plus défavorable, donc les sollicitations au centre de gravité du mur de front sont :

$$\begin{aligned}
 N_{ser} &= 794.58 \text{ t} \\
 M_{ser} &= 776.17678 \text{ t.m} \\
 M_{ser} &= - 591.112 \text{ t.m} \\
 H_{ser} &= 397.74 \text{ t}
 \end{aligned}$$



II.5.1. Ferrailage :

*) $M_{ser} = 776.177 \text{ t.m}$
 *) $N_{ser} = 794.58 \text{ t}$

$e_0 = M_{ser} / N_{ser} = 0.977 \text{ m}$

$e_0 > h / 6 \rightarrow \text{S.P.C}$

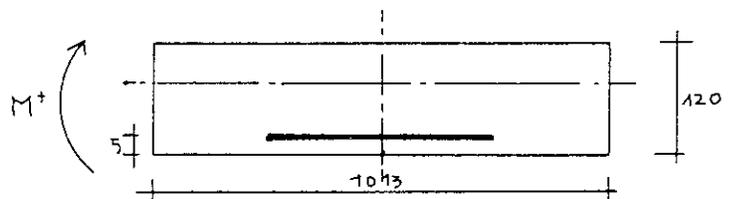
$A_s = 521.408 \text{ cm}^2$ (66HA32 , $S_t = 15 \text{ cm}$)

*) $M_{ser} = 591.112 \text{ t.m}$
 *) $N_{ser} = 794.58 \text{ t}$

$e_0 = M_{ser} / N_{ser} = 0.744 \text{ m}$

$e_0 > h / 6 = 0.2 \text{ m} \rightarrow \text{S.P.C}$

$A_s = 379.36 \text{ cm}^2$ (48HA32 , $S_t = 20 \text{ cm}$)

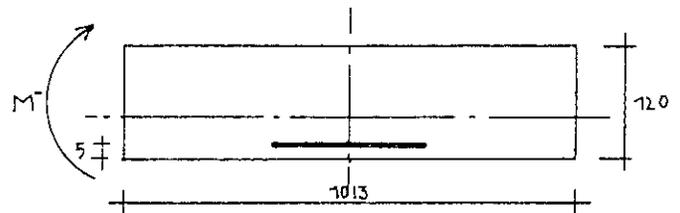


II.5.2. Vérification à l'effort tranchant :

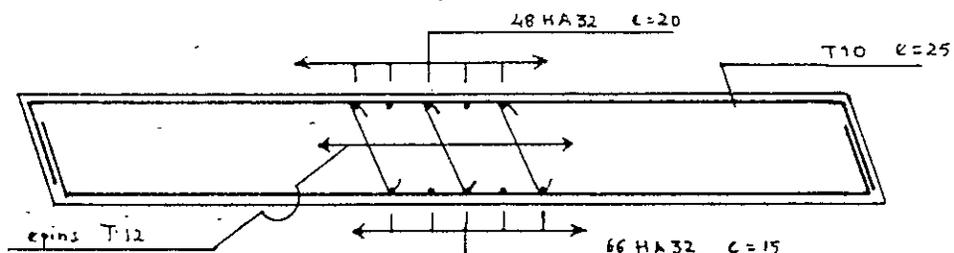
$V_u = H_u = 493.974 \text{ t}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{493.974 \cdot 10^3}{1013 \cdot 115} = 4.24 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\tau}_u = 32.5 \text{ kg/cm}^2$



Les efforts tranchants étant faibles, on disposera des cadres HA10 tous les 25 cm.



CHAPITRE X

Etude de la Pile

Etude de la pile :

I. Etude du chevêtre :

Le chevêtre transmet les efforts provenant du tablier aux fûts et à la fondation. Il doit pouvoir reprendre son poids propre ainsi que les efforts provenant du tablier. Il sera étudié comme une poutre dont les appuis sont les fûts.

I.1. Evaluation des efforts :

I.1.1. Charges permanentes :

- Poids propre du chevêtre :

$$P_c = 55 \text{ t} \longrightarrow 5.428 \text{ t/ml} \quad L = 10.132 \text{ m}$$

- Réactions dues au poids propre du tablier :

$$P_T = 602.4 \text{ t}$$

La réaction reprise pour chaque appui est :

$$R_G = 602.4 / 7 \longrightarrow R_G = 86.06 \text{ t}$$

I.1.2. Etude des surcharges :

Désignation	Une seule travée chargée	Deux travée chargées
A(L) (t)	117.936	158.751
Bc (t)	111.950	114.820
Mc ₁₂₀ (t)	107.616	112.658
D ₂₄₀ (t)	171.111	<u>209.63</u>
Trottoirs (t)	5.832	11.664

Combinaisons d'actions :

- E.L.S :

$$R_G + q_D = 86.06 + (209.63 / 7) \longrightarrow q_s = 110 \text{ t / poutre}$$

- E.L.U :

$$1.35 R_G + 1.35 q_D \longrightarrow q_u = 156.6135 \text{ t / poutre}$$

I.2. Calcul du chevêtre :

Poutre continue, donc on utilise le théorème des 03 moments.

• Moments sur appui :

- E.L.S : $M_{ser} = -72.372 \text{ t.m}$

- E.L.U : $M_u = -97.702 \text{ t.m}$

• Moments en travée :

- E.L.S : $M_{ser} = 50.57 \text{ t.m}$

- E.L.U : $M_u = 68.27 \text{ t.m}$

- L'effort tranchant :

- E.L.S : $V_{ser} = 150.477 + 9.76 = 160.237 \text{ t}$

- E.L.U : $V_u = 1.35 (150.477 + 9.76) = 216.32 \text{ t}$

I.3. Ferrailage du chevêtre en flexion simple :

I.3.1. Etat Limite de Service :

Armatures longitudinales :

a) Armatures en travée :

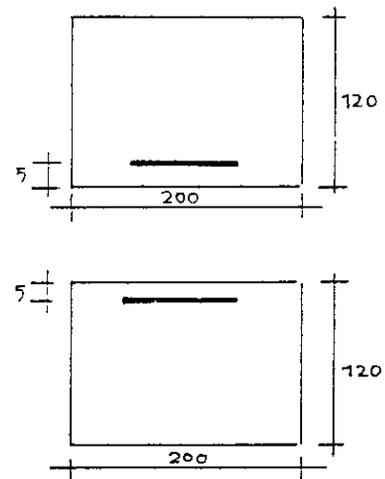
$$M_{ser} = 50.57 \text{ t.m}$$

$$A_s = 19.26 \text{ cm}^2 \quad 10\text{HA}16$$

b) Armatures sur appui :

$$M_{ser} = 72.372 \text{ t.m}$$

$$A_s = 27.836 \text{ cm}^2 \quad 10\text{HA}20$$



I.3.2. Etat Limite Ultime :

I.3.2.1. Armatures longitudinales :

a) Armatures en travée :

$$M_u = 68.27 \text{ t.m}$$

$$A_s = 17.21 \text{ cm}^2$$

b) Armatures sur appui :

$$M_u = 97.702 \text{ t.m}$$

$$A_s = 24.722 \text{ cm}^2$$

Conclusion : le ferrailage se fera à l'E.L.S.

Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_c} \Rightarrow A_{\min} \geq 27.77 \text{ cm}^2$$

I.3.2.1. Armatures transversales :

Contrainte de cisaillement du béton :

$$\tau_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{216.32 \cdot 10^3}{200 \cdot 115} = 9.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{u \max} < \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 32.5 \text{ kg/cm}^2$$

donc armatures droites :

Calcul du ferrailage :

$$\frac{A_{st}}{S_t} \geq \frac{b_0 (\tau_u - 0.5k)}{0.9 f_{su}}$$

$k = 1$ flexion simple.

- $8 \text{ cm} \leq \delta t \leq \bar{\delta t} = \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$
 $8 \text{ cm} \leq \delta t \leq 40 \text{ cm}$

- $\phi_t = ?$

$$\phi_t \leq \phi_{c \max} = \text{Min}[h/35, b/10, \phi_c] = 16 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 14 \text{ mm}$$

donc :

$$A_{st} = 6 \text{ HA } 14 = 9.23 \text{ cm}^2 ; \quad A_{st \min} \geq \frac{\tau_u * S_t * b_0}{f_c} = 7.05 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{A_{st} * 0.9 * f_{su}}{b_0 (\tau_u - 0.5)} = 32.8$$

Pour $S_{t \min} = 30 \text{ cm}$ la condition est vérifiée.

Vérification de la contrainte d'adhérence :

Il faut vérifier que :

$$\tau_{sc} = \frac{V_u}{0.9d \cdot \sum u_i} \leq \psi_s f_{128}$$

τ_{sc} : contrainte d'adhérence d'entraînement

$\sum u_i$: somme de périmètre des armatures longitudinales tendues

$$\sum u_i = 10 * \pi * 2 = 62.83 \text{ cm}^2$$

$$\psi_s = 1,5 \text{ (armatures H.A)}$$

$$\tau_{se} = \frac{216,32 * 10^3}{0,9 * 62,83 * 115} = 33.264 \text{ kg/cm}^2$$

$$\psi_s * f_{t28} = 31.5 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_{se} > \psi_s * f_{t28} \Rightarrow$ on augmente la quantité d'armature, c'est à dire le nombre de barres au niveau d'appui.

12 HA 20

$$\sum u_i = 75.40 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = 27.72 \text{ kg/cm}^2 < 31.5 \text{ kg/cm}^2$$

II. Etude du fût :

Les fûts sont sollicités par des charges verticales et des charges horizontales. Ces dernières engendrent des moments fléchissants à la base des fûts.

II.1. Evaluation des charges et surcharges à la base des fûts :

Condition Normale :

C.N	H(t)	V(t)	d (m)	M _{PO} (t.m)
Tablier	-	200.8	-	-
Chevêtre	-	18.34	-	-
fût	-	10.60	-	-
Surcharges D ₂₄₀	-	69.87	-	-
freinage	6.00	-	6.797	40.78
Variation linéaire du tablier	4.53	-	6.597	29.92
Vent	5.1	-	6.597	33.644

Sollicitations dans le fût :

1^{ère} combinaison : Condition Normale (C.N)

Charges verticales :

$$N = \alpha N_G + \gamma N_Q$$

E.L.S :

- $N_{scr} = N_G + N_Q$, $\gamma = \alpha = 1$ $N_{scr} = 299.616 \text{ t}$
- $H_{scr} = 1.2 H_f + H_v \Rightarrow H_{scr} = 12.3 \text{ t}$
- $M_{scr} = 1.2 M_f + M_v \Rightarrow M_{scr} = 82.58 \text{ t.m}$

E.L.U :

- $N_u = 1.35 (N_G + N_Q) \Rightarrow N_u = 404.481 \text{ t}$
- $H_u = 1.6 H_f + 1.3 H_v \Rightarrow H_u = 16.23 \text{ t}$
- $M_u = 1.6 M_f + 1.3 M_v \Rightarrow M_u = 108.98 \text{ t.m}$

2^{ème} Combinaison : Condition sismiqueSéisme vertical : $S_v = P_G \cdot \varepsilon_v = 229.74 * (\pm 0.07) = 16.081 \text{ t}$ Séisme horizontal : $S_H = P_G \cdot \varepsilon_H = 229.74 * (0.1) = 22.974 \text{ t}$

Etat limite de service uniquement :

a) Charge verticale :

$$N = N_G + N_Q + S_v$$

$$N_{ser} = 315.7 \text{ t}$$

b) Charge horizontale :

$$H = 1.2 H_{freinage} + H_{vent} + S_H$$

$$H = 35.274 \text{ t}$$

c) moment fléchissant :

$$M_f = M_s + M_{vent}$$

$$M_s = \varepsilon_H \sum_{i=1}^3 P_{Gi} \cdot d_i \cdot \frac{1}{3}$$

 P_G : Poids propre de chaque élément de la pile

$$M_s = 0.1 [(200.8 * 6.597) + (18.34 * 5.847) + 10.6 * 2.5485]$$

$$M_s = 179.534$$

Ferraillage du fût :

Comme le fût est soumis à un moment fléchissant et un effort normal, donc il sera calculé en flexion composée.

2^{ème} combinaison la plus défavorable.

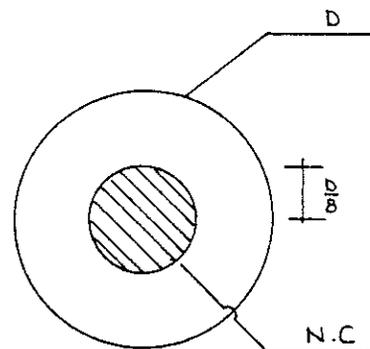
$$M = 179.534 \text{ t.m}$$

$$N = 315.7 \text{ t}$$

$$e = M/N = 179.534 / 315.7 = 0.57 \text{ m soit } 57 \text{ cm}$$

$$D / 8 = 100 / 8 = 12.5 \text{ cm} < e$$

La section est partiellement comprimée.



Vérification au flambement :

On considère que le fût est encastéré à la semelle et à la partie supérieure encastérée élastiquement.

L_f : longueur de flambement. $L_f = 1.3 L = 7\text{m}$.
 B : section du fût. $B = 0.7854 \text{ m}^2$
 I : moment d'inertie. $I_G = 0.049 \text{ m}^4$.
 i : rayon de giration.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0.25 \text{ m}$$

d'où :

$$\lambda = L_f / i = 28 < 35$$

donc le fût sera calculé en flexion composée sans tenir compte du flambement.
 Nous allons ferrailer les fûts avec la condition sismique :

$$\text{pour } A = 43.9 \text{ cm}^2 \longrightarrow 14 \text{ HA } 20, \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_b = \sigma_s / k \Rightarrow \sigma_b = 2400 / 18.22 = 131.7 < 150 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures transversales :

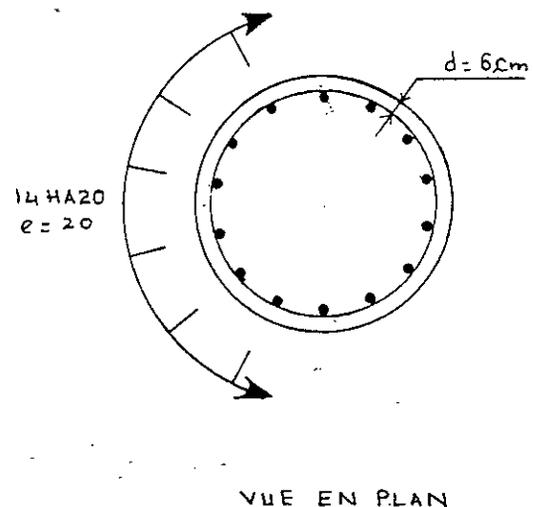
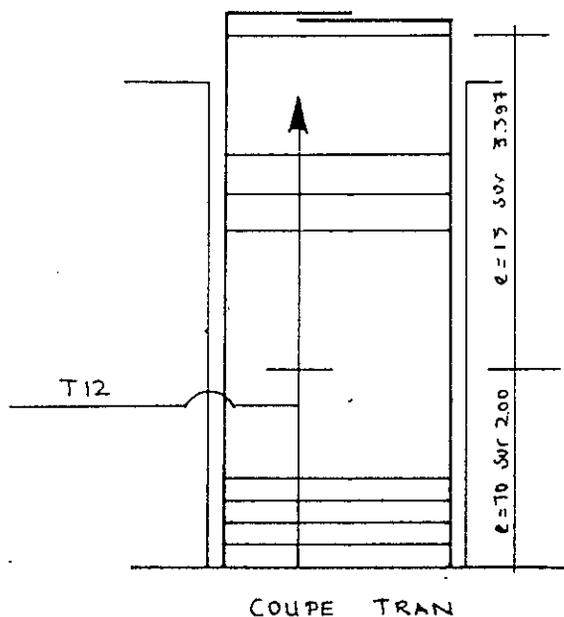
$$\tau_b = T / 0.75 B \Rightarrow \text{il faut que } \tau_b < \bar{\tau}_b.$$

$$\tau_b = 5.98 \approx 6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 36.11 \text{ kg/cm}^2$$

Pour des raisons constructives, on prévoit des armatures estimées à 0.05% B.

Nous allons mettre des cercles $\phi 12$ comme armature

- zone courante : 1 cercle tous les 15 cm
- zone de recouvrement : 1 cercle tous les 10 cm



III. Etude de la semelle :

La fondation d'un ouvrage est destinée à transmettre au sol d'assiette dans les conditions les plus défavorable les sollicitations provenant de la structure sous l'effet des charges.

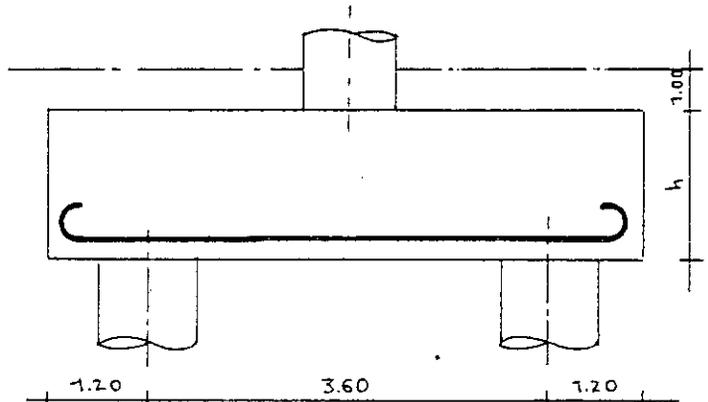
III.1. Caractéristiques géométriques de la semelle :

Pour que les bielles remplissent convenablement leur rôle, on doit avoir :

$$d = 0.5 (L_1 - D/2)$$

$$d = 1.55 \text{ m}$$

$$h = 1.60 \text{ m}$$



III.2. Sollicitation dans le pieu :

- Poids propre de la semelle :

$$(13.2 * 6 * 1.6) * 2.5 = 316.8 \text{ t}$$

- Poids des terres :

$$(6 * 13.2 - 3\pi/4) * 2 * 1 = 138.32 \text{ t}$$

1) Conditions Normales :

- Charges permanentes :

(Tablier + fûts + chevêtre + semelle + terres)

$$P_G = 1144.32 \text{ t}$$

- Surcharge routière D_{240} :

$$P_Q = 209.63 \text{ t}$$

- Sollicitations en service :

$$N_{ser} = 1353.95 \text{ t}$$

$$M_{ser} = (1.2 M_{freinage} + M_{vent}) * 3 = 247.74 \text{ t.m}$$

2) Conditions sismiques :

$$N_{ser} = P_G (1 \pm 0.07) + P_Q$$

$$N_{ser \text{ max}} = 1434.0524 \text{ t}$$

$$N_{ser \text{ min}} = 1273.847 \text{ t}$$

$$M_{ser} = 145.89 * 3 = 437.67 \text{ t.m}$$

III.3. Effort revenant à chaque pieu :

1) Conditions normales :

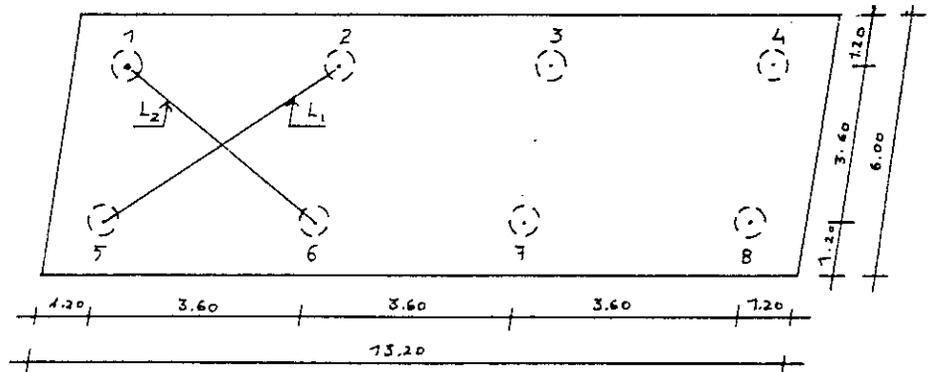
$N = 1353.95 \text{ t}$
 $M = 247.74 \text{ t.m}$ ($L_1 = 5.86 \text{ m}$, $L_2 = 4.18 \text{ m}$)

$P_2, P_3 \longrightarrow 294.50 \text{ t}$
 $P_6, P_7 \longrightarrow 156.82 \text{ t}$
 $P_1, P_4 \longrightarrow 147.25 \text{ t}$
 $P_5, P_8 \longrightarrow 78.41 \text{ t}$

2) Conditions sismiques :

$N = 1434.0524 \text{ t}$
 $M = 437.67 \text{ t.m}$

$P_2, P_3 \longrightarrow 360.60 \text{ t}$
 $P_6, P_7 \longrightarrow 117.40 \text{ t}$
 $P_1, P_4 \longrightarrow 180.30 \text{ t}$
 $P_5, P_8 \longrightarrow 58.70 \text{ t}$



La réaction maximale se trouve sollicite les pieux P_2 et P_6 dans les conditions sismiques
 $R_{max} = 360.60 \text{ t}$

III.4. Ferrailage de la semelle :

La section d'armature est déterminée en appliquant la méthode approchée de R.D.M. Cette méthode consiste à calculer le moment dans la section située à $D/4$ à droite de l'axe du fût, en ne tenant pas compte de l'influence de ce dernier, mais uniquement de la réaction R_{max} .

$M = R_{max} * a$

- Armatures inférieures :

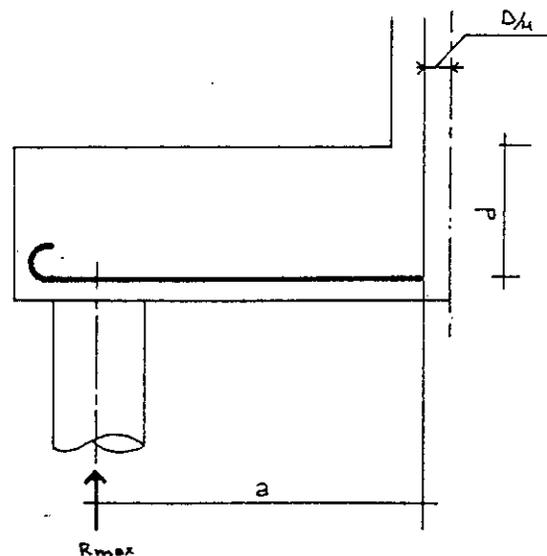
pour $a = 2.68 \text{ m}$

$M = 966.408 \text{ t.m}$

$A_{si} = 178.140 \text{ cm}^2 \longrightarrow 22 \text{ HA } 32$

pour $a = 1.84 \text{ m}$

$A_{si} = 122.3 \text{ cm}^2 \longrightarrow 16 \text{ HA } 32$



- Armatures supérieures :

$$\frac{A_{si}}{8} \leq A_{ss} \leq \frac{A_{si}}{5}$$

$$a = 2.68 \text{ m} \longrightarrow A_{ss} = A_{si} / 6 = 11 \text{ HA } 20$$

$$a = 1.84 \text{ m} \longrightarrow A_{ss} = A_{si} / 6 = 8 \text{ HA } 20$$

- Armatures transversales :

Elles seront constituées par des cadres offrant une bonne résistance à la torsion : $\phi 10$ tous les 12 cm.

III.5. Vérification des contraintes :

Il y a deux types de vérification à faire à propos de la résistance du béton de la semelle.

III.5.1 Contrainte de compression dans les bielles :

a) Au niveau du poteau (fût) :

$$\sigma'_b = \frac{Q_{fût}}{B} \leq 0,6f_{c28}$$

$$\theta_1 = 33^\circ,4 \Rightarrow \sin^2\theta_1 = 0.250$$

$$\theta_2 = 44^\circ,54 \Rightarrow \sin^2\theta_2 = 0.415$$

$$\sigma'_b = \frac{478,017 * 10^3}{\frac{\pi}{4} * 100^2} = 60.86 \text{ kg/cm}^2$$

la méthode des bielles n'est pas applicable car $\theta < 45^\circ$

$$\sigma'_b < 0,6f_{c28} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

b) Au niveau du pieu :

$$\sigma'_b = \frac{Q_p}{B_i} \leq 0,6f_{c28}$$

$$\sigma'_b = \frac{360,60 * 10^3}{\frac{\pi}{4} * 120^2} = 31.88 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 f_{c28}$$

III.5.2. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot z} \leq 1,2 f_{t28} = \bar{\tau}_b$$

$$T = Q_p = 360.60 \text{ t}$$

$$b_0 \geq 1.20 \text{ m} \quad , \quad z = 7/8 \text{ d}$$

$$\tau_b = \frac{360,60 * 10^3}{120 * \frac{7}{8} * 155} = 22,15 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_b = 25.2 \text{ kg/cm}^2$$

CHAPITRE XI

Etude des
Dieux

Etude des pieux :

Effort tranchant en tête du pieu :

Conditions Normales : $H_1 = (12.3/8) * 3 = 4.6125 \text{ t}$

Conditions Sismiques : $H_2 = (35.274/8) * 3 = 13.227 \text{ t}$

Calcul des pieux par la méthode de « WERNER » :

La méthode de « WERNER » nous permet de déterminer les moments fléchissant auxquels le pieu est soumis en différents points à l'aide de la relation suivante :

$$M_z = H_M \bar{M} + H_H \frac{H}{\lambda}$$

\bar{M} : moment en tête du pieu

λ : coefficient d'amortissement

H_{MH} : sont tirés des abaques de « WERNER » en fonction du mode de réalisation du pieu.

H : effort tranchant en tête du pieu.

λ est donné par :
$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_n}{4EI}}$$

b : diamètre du pieu $b = 1.20 \text{ m}$

C_n : module de réaction du sol $C_n = 6 \text{ bars}$

E : module de déformation différé $E = 10^5 \text{ kg/cm}^2$

I : moment d'inertie du pieu $I = 0.1018 \text{ m}^4$

$$\lambda = 0.16056 \text{ m}^{-1}$$

$$L = 25 \text{ m} \Rightarrow \lambda L = 4.014$$

Le pieu étant supposé encastré en tête donc :

$$H_M = 1.57$$

$$H_H = 1.26$$

$$\text{Pour } z/L \longrightarrow 0 \text{ on a } M_z \longrightarrow 0$$

1) Calcul en Conditions Normales :

$$\bar{M} = -\frac{H_H}{H_M} \frac{H}{\lambda} \Rightarrow \bar{M} = -23.505 \text{ t.m}$$

Les valeurs du moment M_z sont évaluées en fonction de la position « z » caractérisé H_M et H_H (abaques WERNER).

z/L	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
H_M	0.98	0.88	0.70	0.45	0.30	0.16	0.05	0.01
H_H	0.35	0.60	0.66	0.59	0.45	0.25	0.16	0.06

$$M_z = -23.505 H_M + 28.727 H_H.$$

Z/L	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
M_z	-12.98	-3.44	2.50	6.37	5.87	3.42	3.42	1.50

Le moment maximal se trouve en tête du pieu

$$|M| = 23.505 \text{ t.m}$$

2) Calcul en Conditions Sismiques :

$$M = -67.395 \text{ t.m}$$

$$M_z = -67.395 H_M + 82.38 H_H.$$

Z/L	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
M_z	-37.21	-9.87	7.19	18.28	16.85	9.84	9.811	4.26

Le moment maximal se trouve en tête du pieu

$$|M| = 67.395 \text{ t.m}$$

Ferraillage du pieu :

$$M_{\max} = 67.395 \text{ t.m}$$

$$N_{\max} = 360.60 \text{ t}$$

$$N_{\min} = 58.7 \text{ t}$$

$$e = M / N \longrightarrow \begin{cases} e_{\min} = M / N_{\max} = 18.68 \text{ cm} \\ e_{\max} = M / N_{\min} = 114.8 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e_0 = D / 8 = 15 \text{ cm} \longrightarrow e_0 < e_{\min} < e_{\max}.$$

La section est partiellement comprimée

Le pieu sera donc ferrailé conformément à la méthode « P. CHARRON » relative à une section circulaire pleine.

$$\eta = e / D = 114.4 / 120 = 0.956$$

CHAPITRE XII

Etude du
Sol

Etude du sol :

- Les sondages Carottes sont mis en évidence :
 - Un ensemble alluvionnaire constitué de Limon sableux à graviers, de sable gris gravelo-caillouteux et des graviers, cailloux à quelques galets, l'épaisseur de cet ensemble varie de 2.20 à 5 m.
 - Au delà, nous avons une argile rouge parfois sableuse avec poches d'alluvions gravelo-caillouteuse (parfois cimentées).
- Les diagrammes de pénétration dynamiques montrent que la résistance de pointe est relativement faible dans la partie alluvionnaire avec des valeurs variant de 10 à 40 bars et élevée dans les argiles rouges avec des valeurs supérieures à 100 bars.
- Les essais de laboratoire concernent les formations cohérentes d'argiles rouges, les résultats trouvés sont :
 - densités humides varient de 2.00 à 2.32 t/m³
 - densités sèches varient de 1.67 à 2.06 t/m³
 - teneurs en eau varient de 7.06 à 20.02 %
 - degrés de saturation varient de 74.39 à 109.89 %
 - indices de plasticité varient de 15.4 à 48.1 %
 - indices de consistance varient de 1.10 à 1.57 %
 - granulométries sont celles des sols fins (argile, limon et sable dans des proportions variables).
 - les sols sont surconsolidés, peu à moyennement compressibles, le gonflement est faible dans l'ensemble.
 - les caractéristiques mécaniques de rupture à court terme sur échantillons préalablement saturés (triaxial UU_{sat})

$$C_u = 4.5 \text{ à } 6.3 \text{ bars}$$

$$\varphi_u = 0 \text{ à } 18^\circ,30'$$

Note de Calcul :

Estimation de la capacité portante des pieux forés ancrés dans la couche épaisse d'argile rouge, parfois sableuse avec poches d'alluvions gravelo-caillouteuses.

Nous utilisons pour l'estimation de la charge nominale les variantes exposées par « G. FILLIAT » pour un pieu soumis à une charge verticale et ancré dans le sol homogène et basées sur les caractéristiques mécaniques.

Hypothèses de calcul :

- Nous supposons que le sol de fondation est purement cohérent.
- La profondeur d'ancrage critique nécessaire pour mobiliser la résistance de la pointe q_p est d'après « G. FILLIAT » égale à $6\phi = 7.2$ m.

La charge minimale est :

$$Q_n = \frac{S}{F_p} q_p + \frac{p \cdot D}{F_f} f_m$$

S : section droite du pieu

q_p : contrainte limite sous la pointe à la rupture

p : périmètre du pieu

f_m : frottement latéral unitaire moyen à la rupture

F_p : coefficient de sécurité sur le terme de pointe ($F_p = 3$)

F_f : coefficient de sécurité sur le terme de frottement latéral ($F_f = 2$)

Application :

Pour un pieu fiché dans un sol purement cohérent et de longueur $L = 25$ m.

a) Résistance limite de pointe :

$$q_p = 9 \text{ à } 10 C_u$$

Soit $C_u = 4.5$

$$q_p = 40.5 \text{ bars.}$$

b) frottement latéral dû à la cohésion :

$$f_m = \beta C_u$$

β : coefficient minorateur.

$$\beta = \frac{1 + \bar{C}_u^2}{1 + 7\bar{C}_u} \quad \text{d'après Caquot et Kérisel}$$

$$f_m = 0.67 \text{ bars}$$

c) Charge nominale :

$$Q_n = \frac{11310}{3} 40,5 + \frac{377 * 2500}{2} 0,67$$

$$Q_n = 468415.06 \text{ kg}$$

$$\text{soit : } Q_n = 488 \text{ tonnes}$$

En toute rigueur il conviendrait de réduire le poids du pieu en prenant $2.5 - 1 = 1.5$ comme densité déjaugée du béton, on obtient :

$$Q_n = 445 \text{ tonnes}$$

La contrainte en tête sur le béton du pieu :

$$\sigma'_b = \frac{445 * 10^3}{11310} = 39.35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}'_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 270 = 162 \text{ kg/cm}^2$$

Autres calculs :

Pour un pieu :

$$\phi = 1.20 \text{ m}$$

$$L = 20 \text{ m}$$

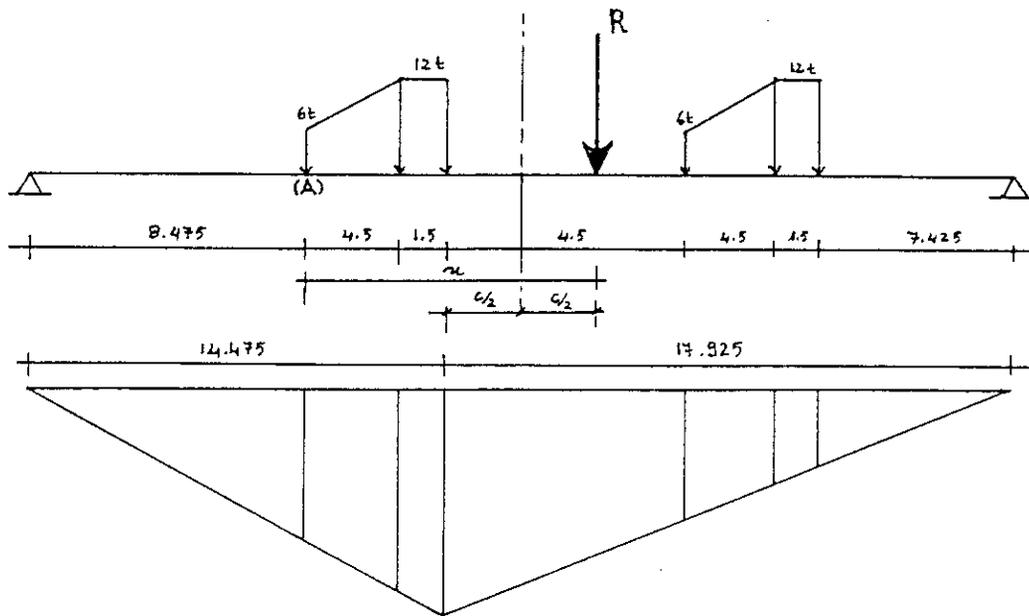
$$Q_n = 370 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b = 32 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2$$



Annexe

- Premier cas : Calcul M_{max} Selon le théorème de Barré (charges concentrées)



$$R = 60t$$

$$\sum M_A = 0 \quad \Rightarrow \quad R \cdot x = 12 \cdot 4.5 + 12 \cdot 6 + 6 \cdot 10.5 + 12 \cdot 15 + 12 \cdot 16.5$$

$$x = 9.45 \text{ m}$$

$$C = 3.45 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad C/2 = 1.752 \text{ m}$$

Equation de la déformée :

$$y_0 = \frac{a \cdot b}{L}$$

à partir du théorème de THALES :

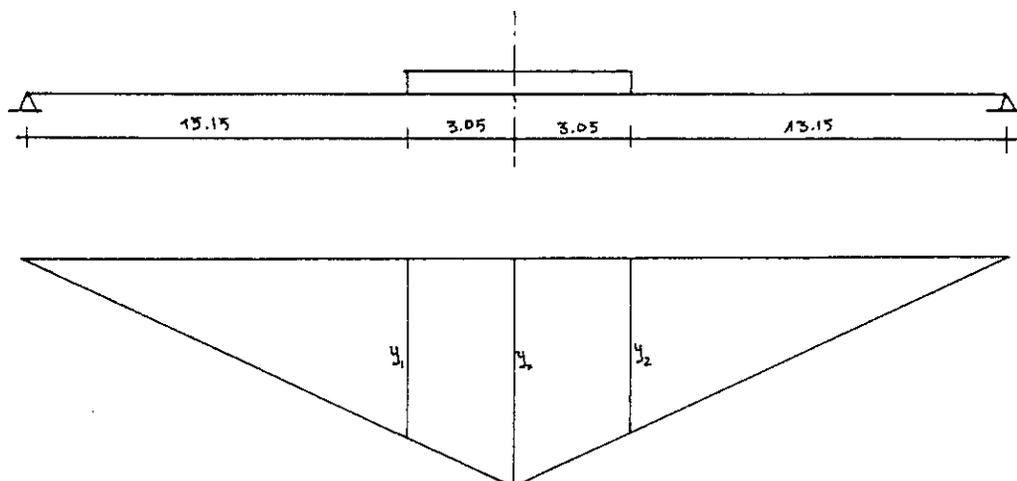
$$y_i = \frac{y_0}{L_0} L_i$$

y_0	y_1	y_2	y_3	y_4	y_5
4.700	7.196	8.028	6.023	4.020	3.351

Essieux avants : $\sum y_i = 10.723 \text{ m}$

Essieux arrières : $\sum y_i = 22.595 \text{ m}$

- Surcharge militaire M_{c120} :



La surcharge par 1 ml

$$P_0 = 110 / 6.10 = 18.03 \text{ t/ml}$$

$$P = P_0 \cdot \delta M_c = 18.03 \cdot 1.08 = 19.47 \text{ t/ml}$$

$$y_0 = 8.1 \text{ m}$$

$$y_1 = y_2 = 6.575 \text{ m}$$

$$M_{\max} = P \cdot \Omega$$

Ω : aire de la ligne d'influence comprise entre y_1 et y_2 .

$$\Omega = (y_0 + y_2) \cdot 3.05 = 44.758 \text{ m}^2$$

$$M_{\max} = 871.4 \text{ t.m}$$

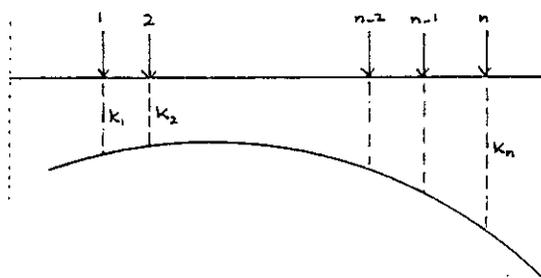
$$M_0 = M_{\max} / 7 = 124.51$$

Calcul de $k_{\alpha \text{ moy}}$:

- **Surcharges concentrées :**

La valeur de k_{α} est l'ordonnée des lignes d'influence dans le point d'application de la charge, par conséquent, le coefficient $k_{\alpha \text{ moy}}$ sera la moyenne entre les k_{α} de chaque force.

$$k_{\alpha \text{ moy}} = \frac{\sum k_n}{n}$$

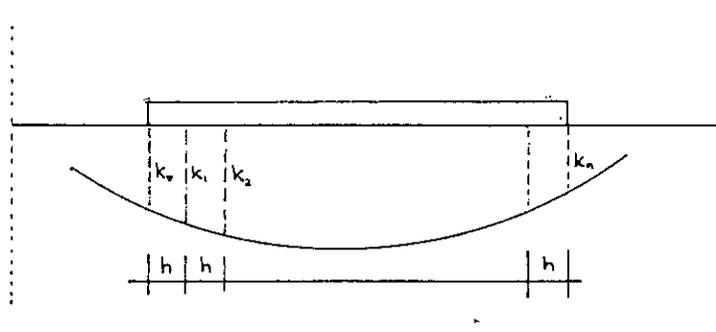


- **Surcharges réparties :**

$$k_{\alpha \text{ moy}} = \frac{\text{Surface de la ligne d'influence chargée}}{\text{Largeur surchargée}}$$

La surface est calculée par la méthode de Simpson :

$$S = h/3 [k_1 + 4(k_1 + k_3 + k_5 + \dots + k_{n-1}) + 2(k_2 + k_4 + \dots + k_{n-2}) + U_n]$$



Remarque :

J'adopte la même manière en ce qui concerne $\epsilon_{\alpha \text{ moy}}$, $\tau_{\alpha \text{ moy}}$, $\mu_{\alpha \text{ moy}}$.

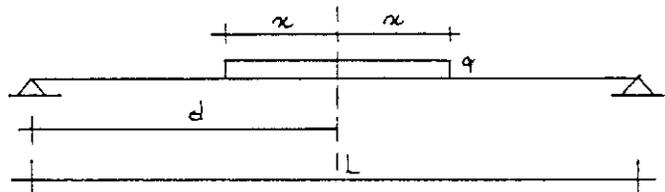
Calcul du Hourdis :

D'après la méthode Guyon Massonnet le moment fléchissant est donné par :

$$M_y = P \cdot b \cdot \mu_\alpha \cdot \sin \frac{\pi x}{L}$$

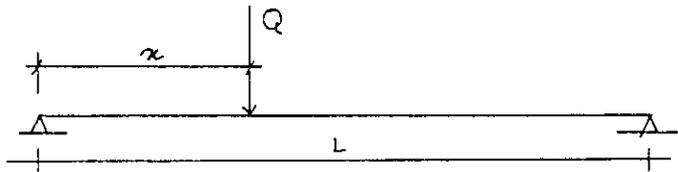
Pour une charge répartie « q » :

$$P = \frac{4q}{\pi} \sin \frac{\pi d}{L} \sin \frac{\pi x}{L}$$



Pour une charge concentrée « Q » :

$$P = \frac{2Q}{L} \sin \frac{\pi x}{L}$$



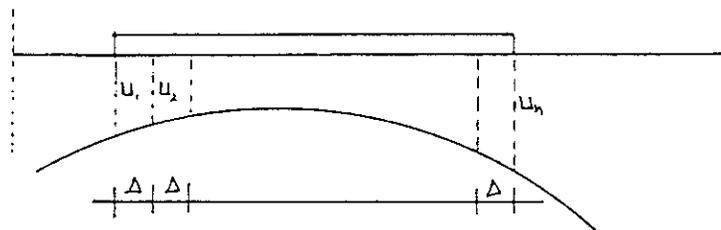
Pour une charge uniformément répartie :

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

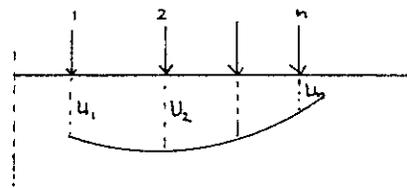
Pour cette charge le coefficient $\mu_{\alpha m}$ est donné par la formule de Simpson :

$$\mu_{\alpha \text{ moy}} = \frac{S}{\text{Larg eur de la voie}}$$

$$S = \Delta/3 [U_1 + 4(U_1 + U_3 + \dots + U_{n-1}) + 2(U_2 + U_4 + \dots + U_{n-2}) + U_n]$$

**Pour une charge concentrée :**

$$P = \frac{2Q}{L} \sin \frac{\pi x}{L}$$



$$U_{\alpha \text{ moy}} = (U_1 + U_2 + \dots + U_n) / n$$

Remarque :

Pour une charge partiellement répartie

$$P = \frac{4q}{\pi} \sin \frac{\pi d}{L} \sin \frac{\pi x}{L}$$

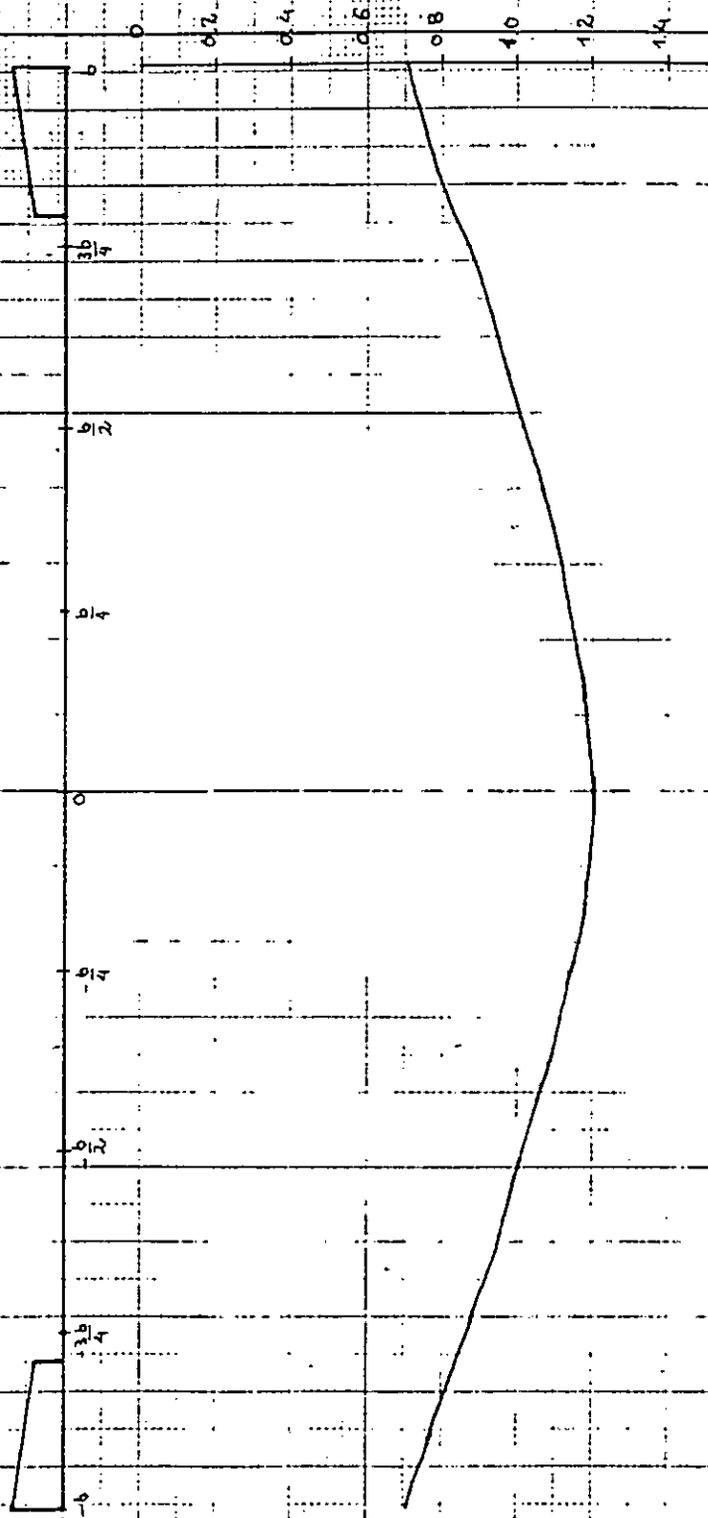
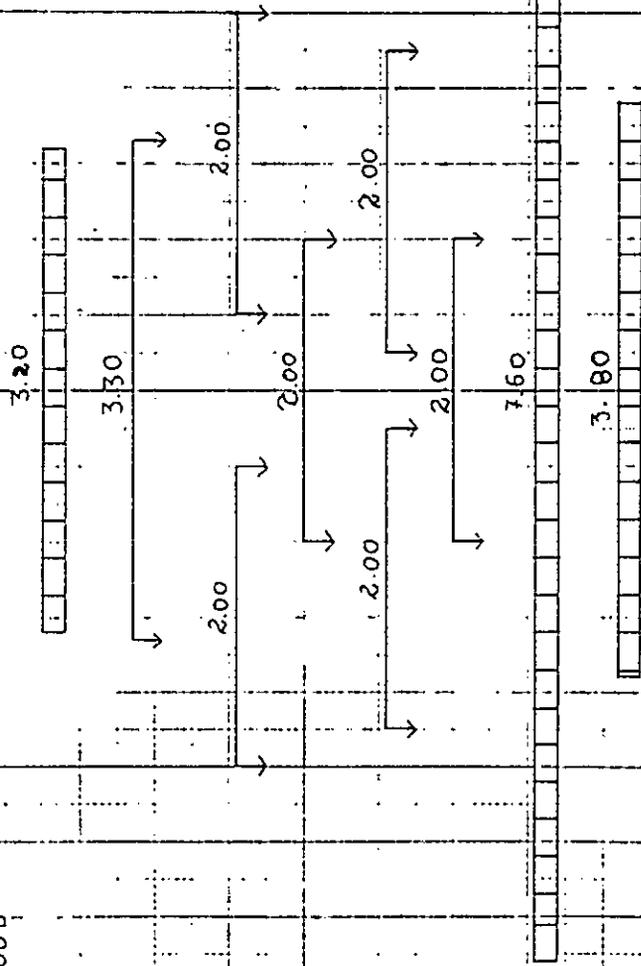
Lignes d'influence des
coefficient de répartition
transversale

k_α

$$y = 0.006$$

9.5m

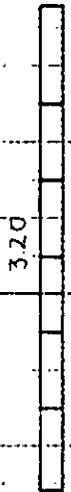
0.2



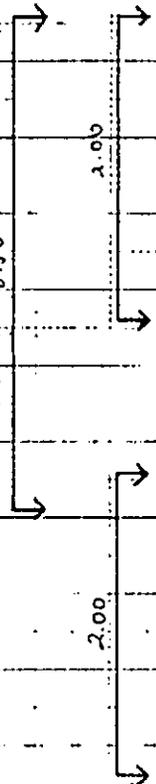
$\gamma = 0.29 \pm b$

0.03

0.03



3.30



2.00

2.00

2.00

1.00

2.00

2.00

2.00

1.00

2.00

2.00

2.00

1.00

7.60

3.90

3.90

3.90

3.90

3.90

3.90

3.90

3.90

3.90

3.90

3.90

3.90

3.90

3.90

3.90

3.90

3.90

3.90

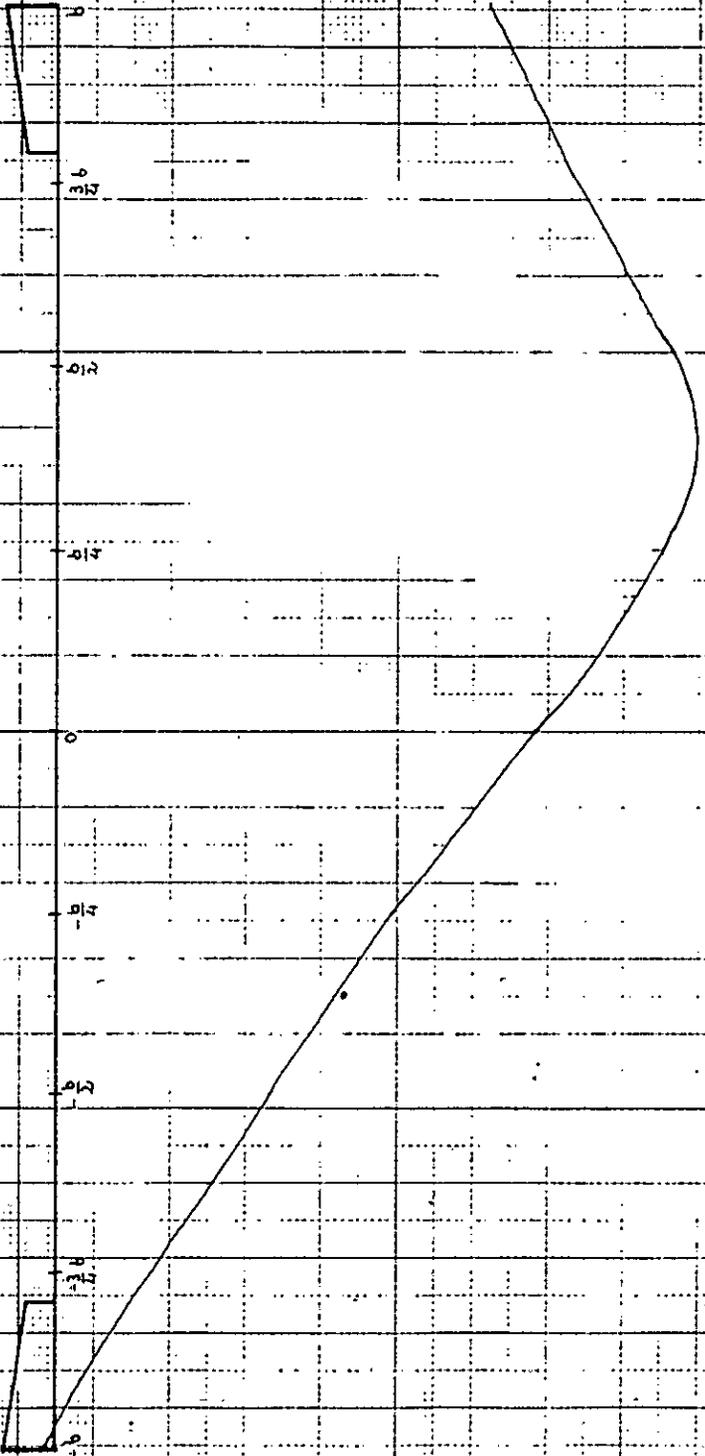
D240

M126

B₁

B₂

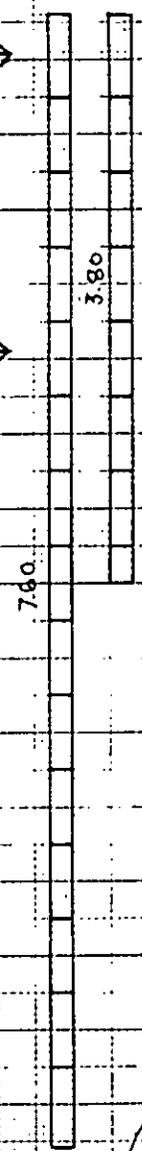
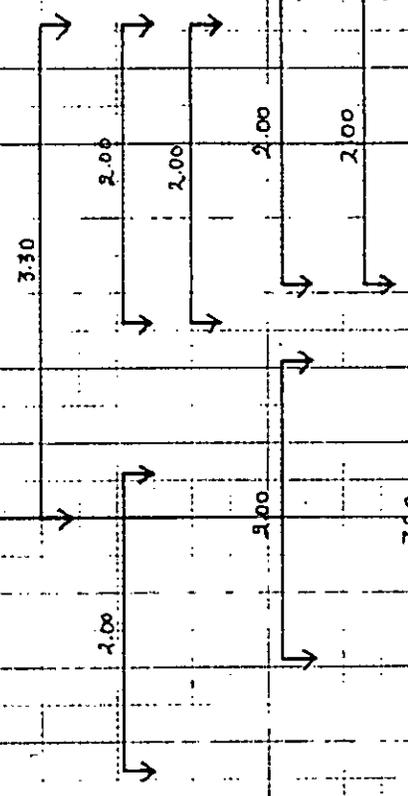
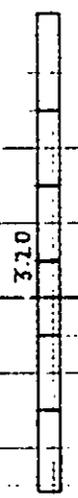
A(1)



0.00
0.03
0.06
0.09
0.12
0.15
0.18
0.21
0.24

$$y = 0.894b$$

0.05
0.05



D240

M120

B₁

B₂

A(L)

0.10

0.05

0.10

0.15

0.20

0.25

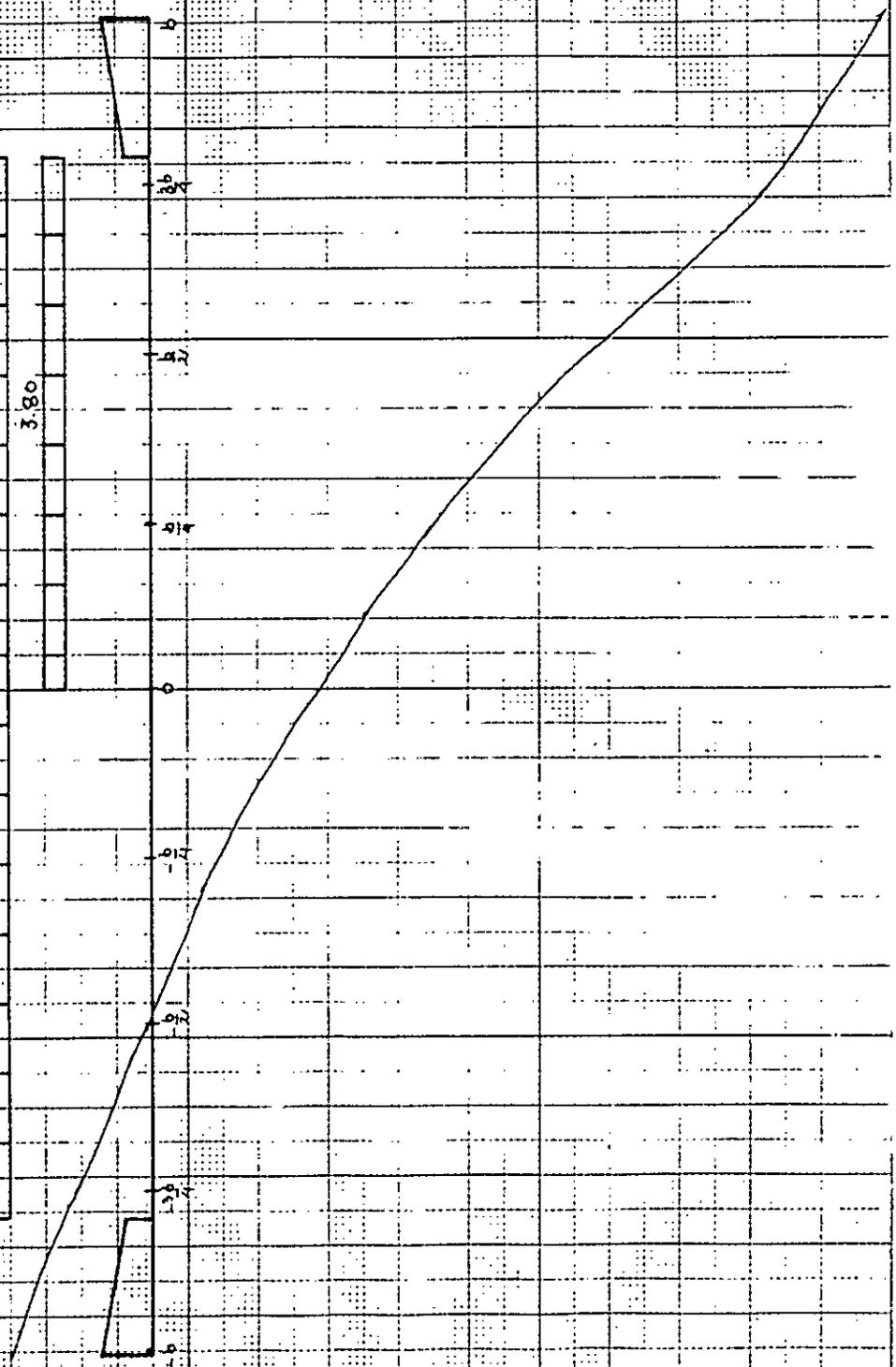
0.30

0.35

0.40

0.45

0.50

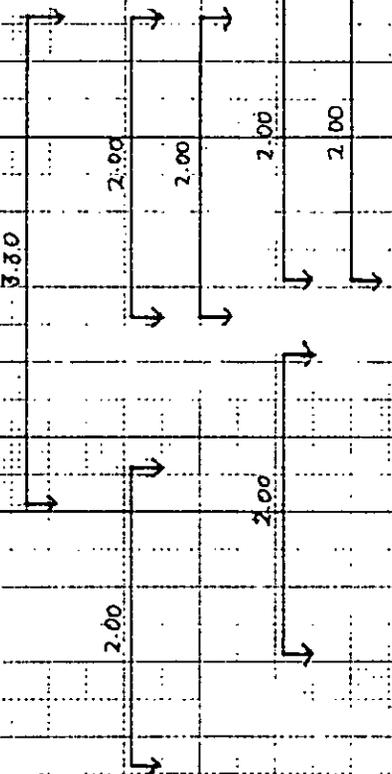
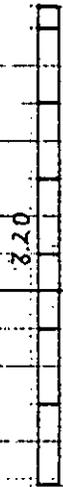


ε_{α}

$y = 0.2076$

0.5m

0.2



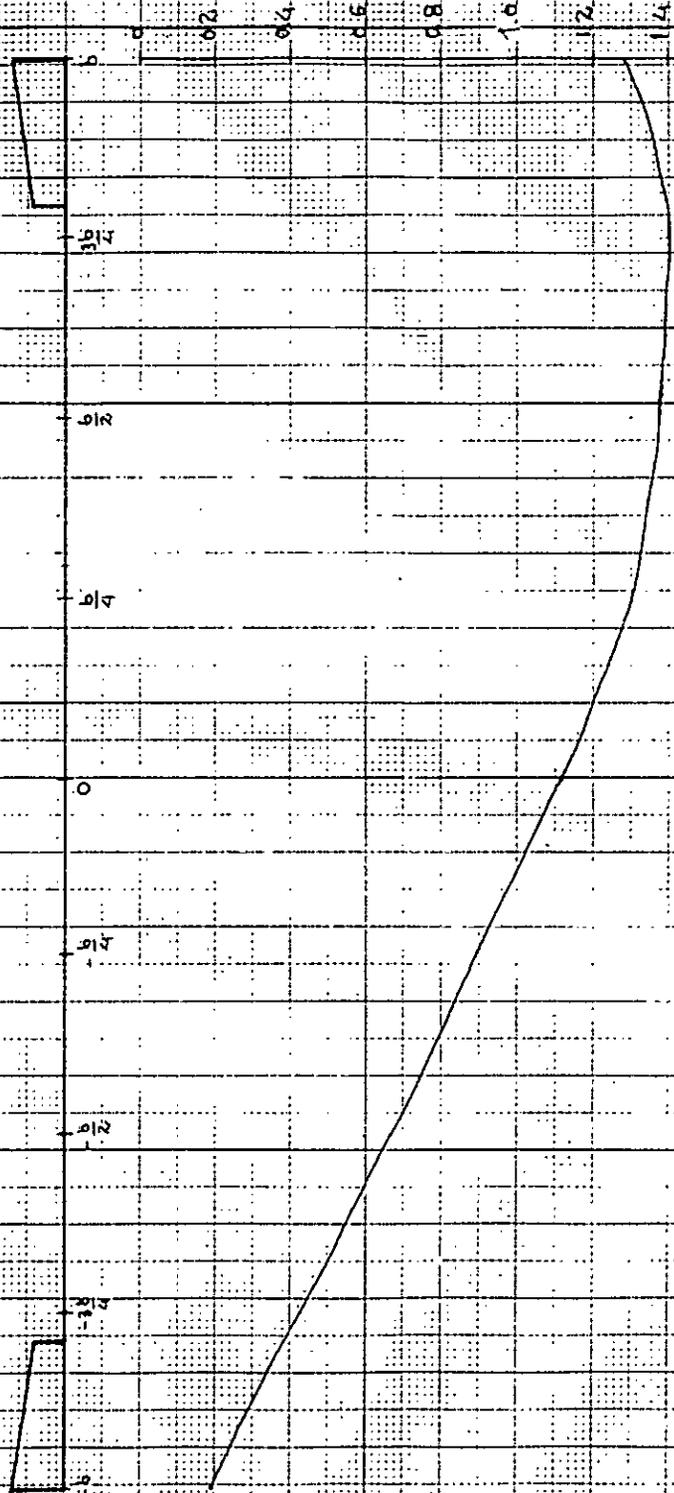
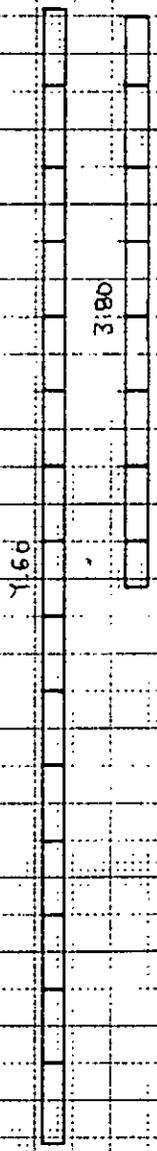
D_{140}

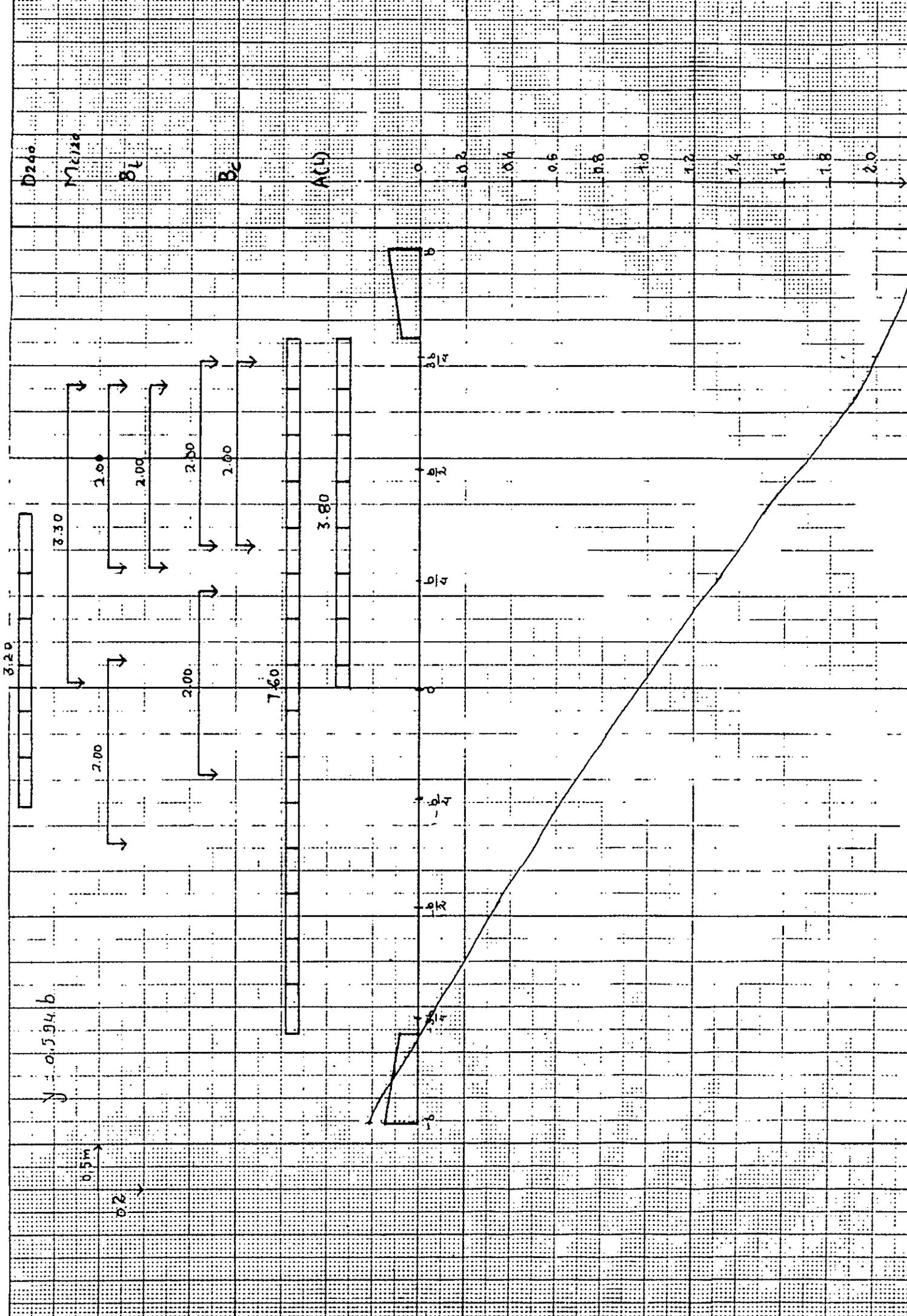
M_{110}

B_F

B_C

$A(0)$

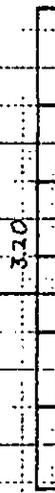




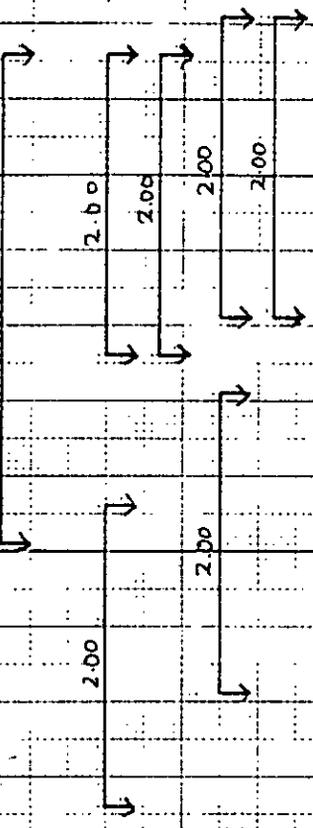
$$y = 0.8916$$

0.310

0.69



6.30



2.00

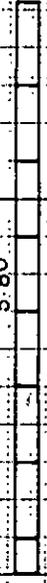
2.00

2.00

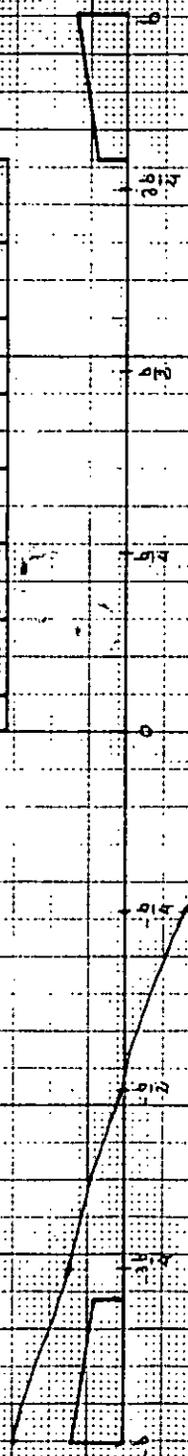
2.00

7.60

3.80



A(L)



DZ40

M220

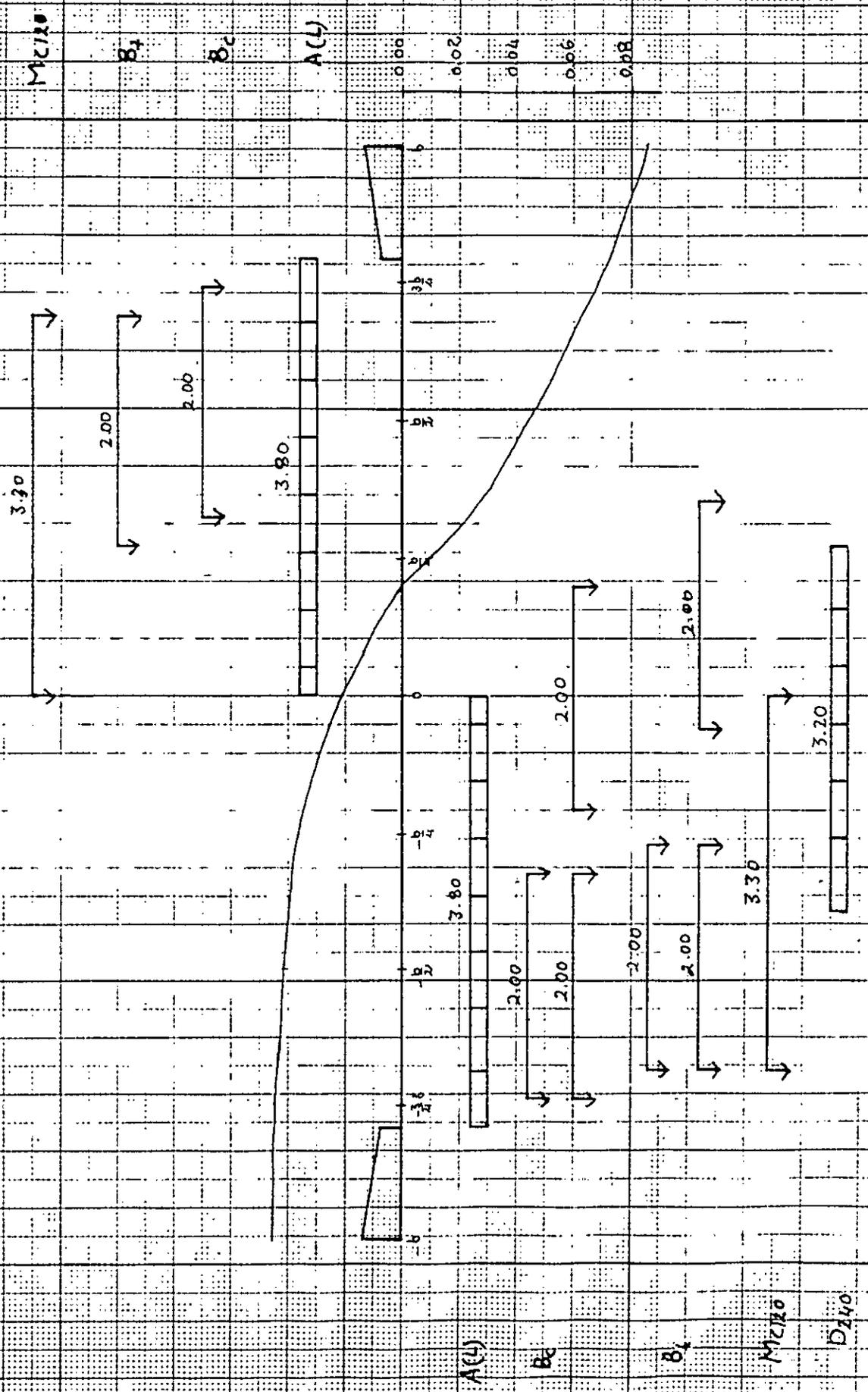
B4

B2

Y=0.2976

0.5

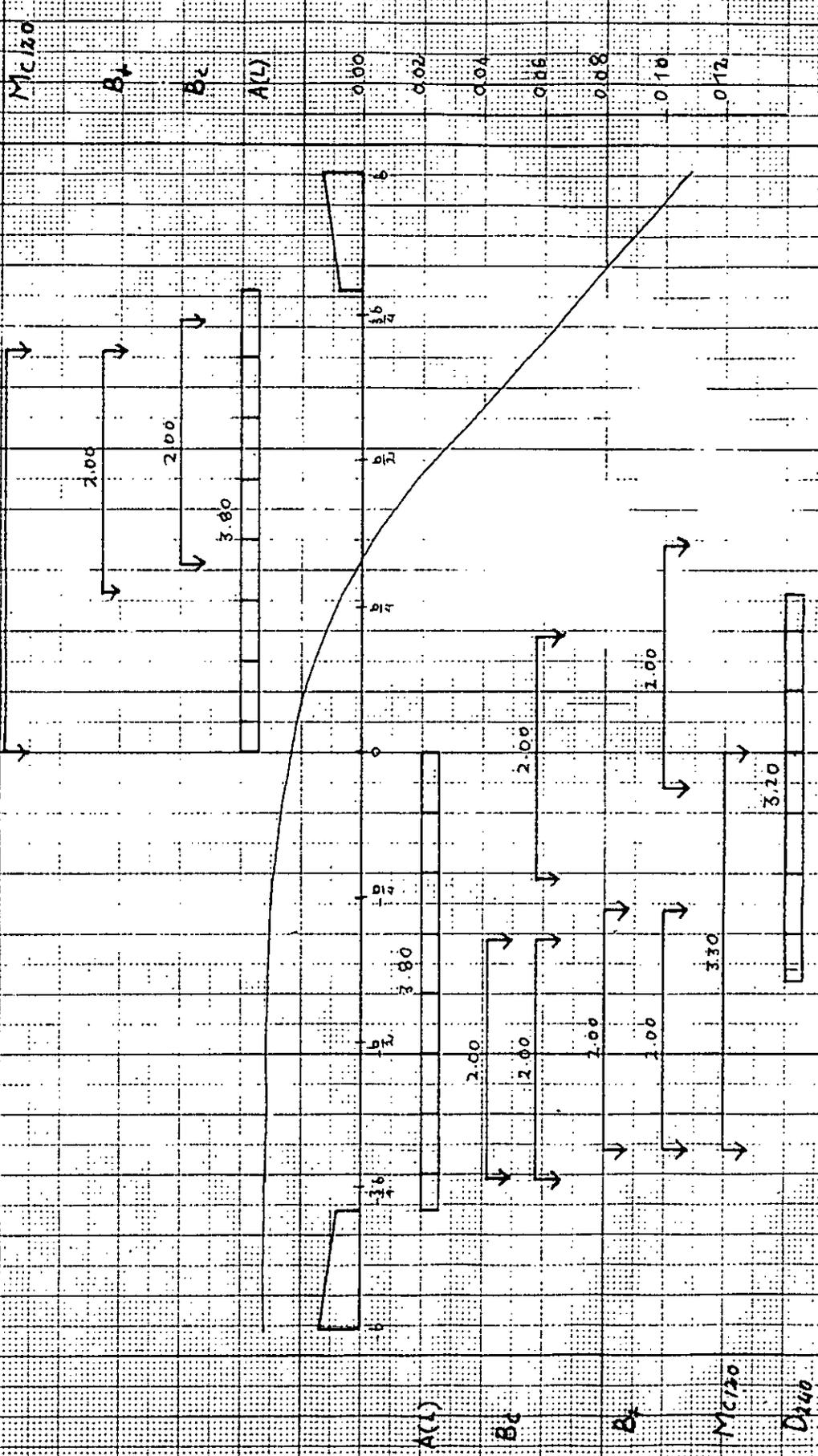
0.02



$N = 0.5846$

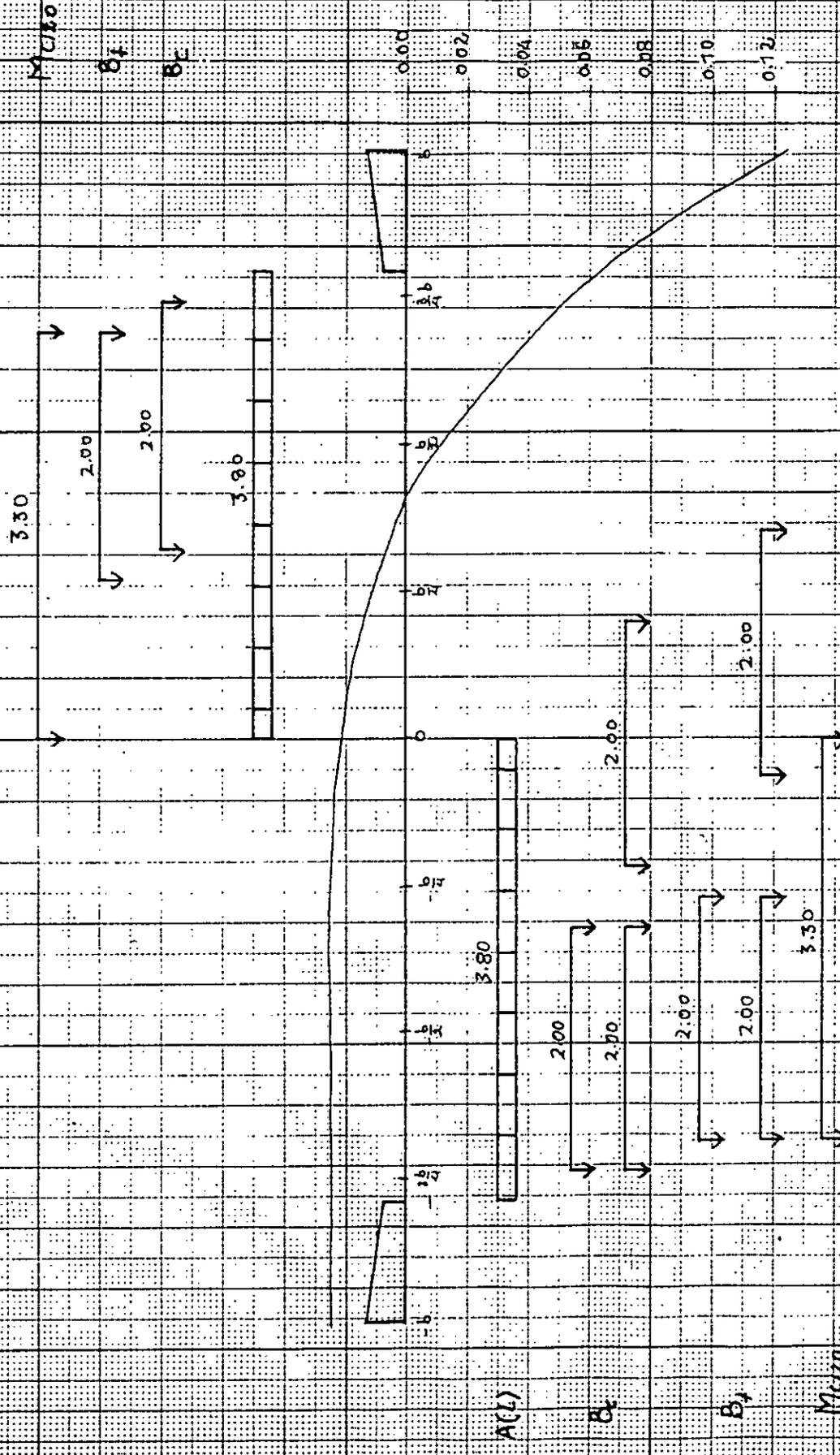
0.5

0.02



$$V = 0.894 b$$

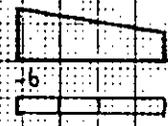
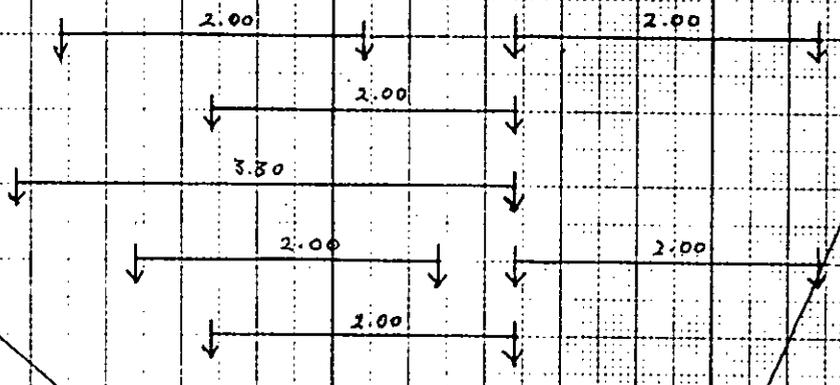
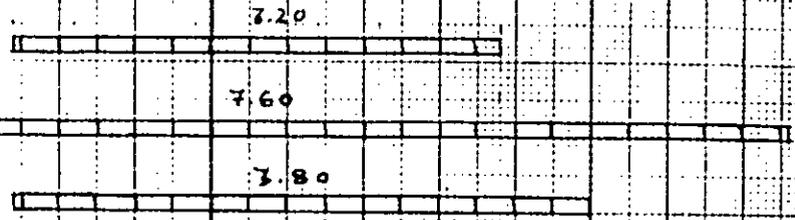
0.03
0.02



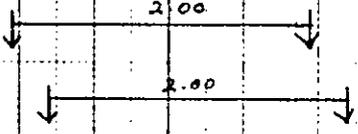
U_{α}

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

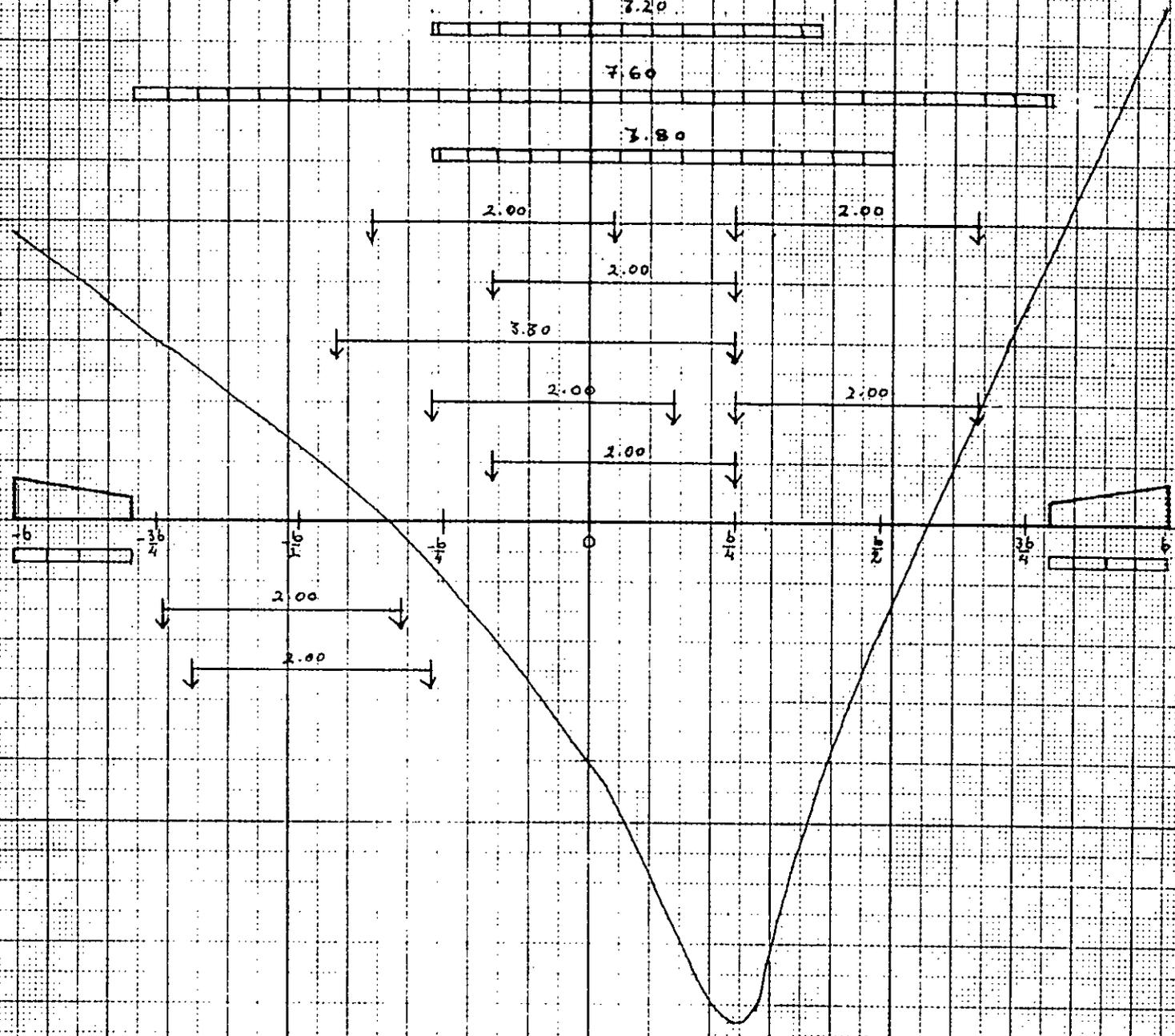
0.5 m
0.02



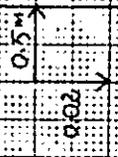
B_c
 B_t



D_{100}
 $A(x)$
 D_t
 M_{000}
 B_t
 T_{R0}



$$y = \frac{3q}{4H}$$



0.02

0.5m

3.20

7.60

3.80

3.30

1.00

2.00

2.00

2.00

2.00

2.00

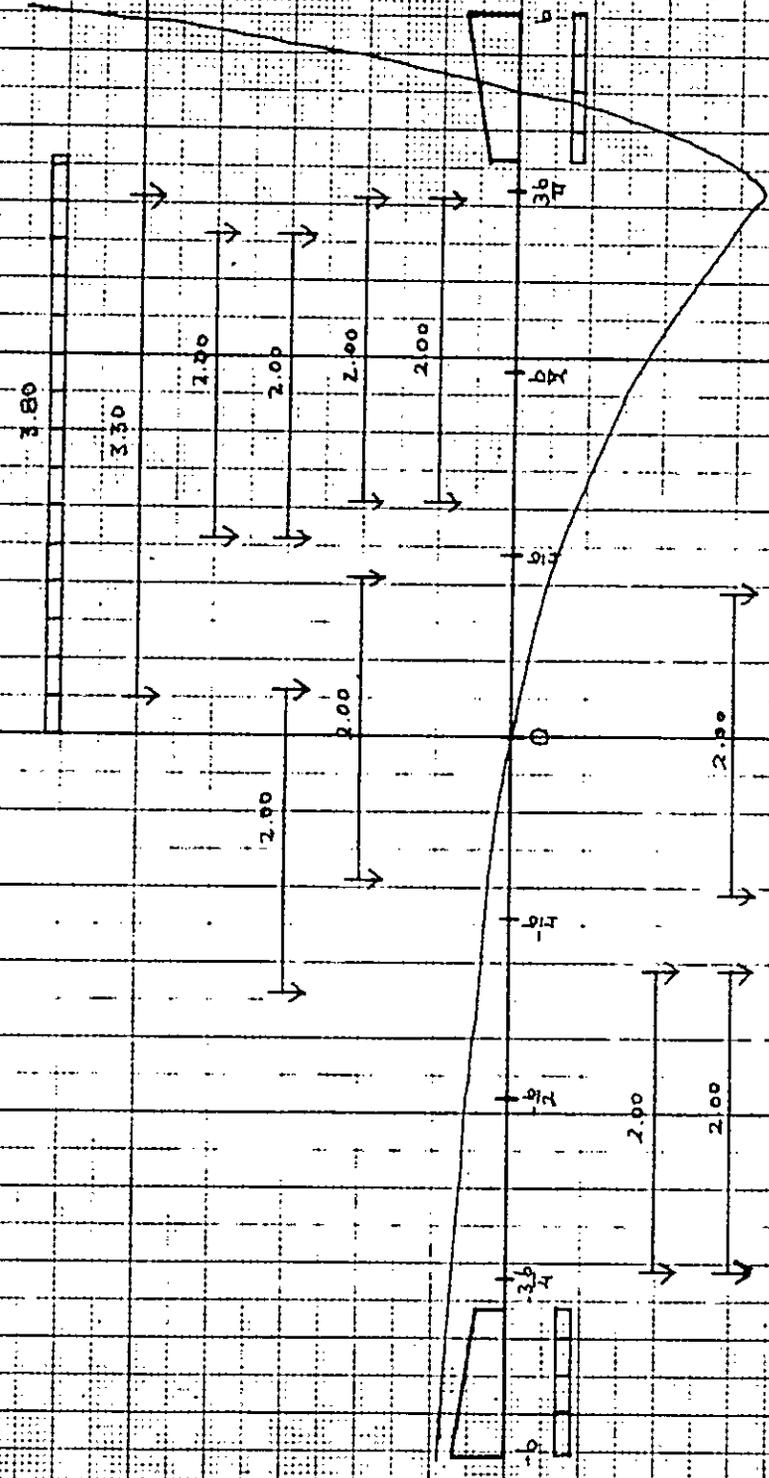
2.00

2.00

2.00

2.00

3.80



AA

BB

CC

AA

BB

CC

DD

EE

FF

GG

HH

II

JJ

KK

LL

MM

NN

OO

PP

QQ

RR

SS

TT

UU

VV

WW

XX

YY

ZZ

AAA

BBB

CCC

DDD

EEE

FFF

GGG

HHH

III

JJJ

KKK

LLL

MMM

NNN

OOO

PPP

QQQ

RRR

SSS

TTT

UUU

VVV

WWW

XXX

YYY

ZZZ

AAA

BBB

CCC

DDD

EEE

FFF

GGG

HHH

III

JJJ

KKK

LLL

MMM

NNN

OOO

PPP

QQQ

RRR

SSS

TTT

UUU

VVV

WWW

XXX

YYY

ZZZ

AAA

BBB

CCC

DDD

EEE

FFF

GGG

HHH

III

JJJ

KKK

LLL

MMM

NNN

OOO

PPP

QQQ

RRR

SSS

TTT

UUU

VVV

WWW

XXX

YYY

ZZZ

AAA

BBB

CCC

DDD

EEE

FFF

GGG

HHH

III

JJJ

KKK

LLL

MMM

NNN

OOO

PPP

QQQ

RRR

SSS

TTT

UUU

VVV

WWW

XXX

YYY

ZZZ

AAA

BBB

CCC

DDD

EEE

FFF

GGG

HHH

III

JJJ

KKK

LLL

MMM

NNN

OOO

PPP

QQQ

RRR

SSS

TTT

UUU

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **R. Barés et G. Massonnet,**
« Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes »

- [2] **B. Grezes et P. Lecroq,**
« Les tabliers des ponts »

- [3] **C. F. Kollbrunner et K. Basler,**
« Application à l'étude des structures »

- [4] **SETRA,**
« Document SETRA »

- [5] **Henry Thonier,**
« Le béton précontraint aux états limites »

- [6] **Ministère des T. P.**
« Cahier des prescriptions communs »

- [7] **E.N.P.,**
« Cahiers de cours de l'école »