

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

PONT A POUTRES

MULTIPLES

EN

BETON PRECONTRAINTE

Proposé par :

SE.ROA.

Etudié par :

Salem. Abdelaziz.
Farid Z.D-Daoud

Dirigé par :

PROMOTION : Juin 86

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي خَلَقَ السَّمَوَاتِ وَالْأَرْضَ وَجَعَلَ
الظُّلُمَاتِ وَالنُّورَ ثُمَّ الَّذِينَ كَفَرُوا بِرَبِّهِمْ يَعْدِلُونَ ﴿١﴾
هُوَ الَّذِي خَلَقَكُمْ مِنْ طِينٍ ثُمَّ قَضَىٰ أَجَلًا وَأَجَلٌ مُّسَمًّى
عِنْدَهُ ثُمَّ أَنْتُمْ تَمْتَرُونَ ﴿٢﴾ وَهُوَ اللَّهُ فِي السَّمَوَاتِ وَفِي
الْأَرْضِ يَعْلَمُ سِرَّكُمْ وَجَهْرَكُمْ وَيَعْلَمُ مَا تَكْسِبُونَ ﴿٣﴾

— Dédicaces —

À mes parents,

Ma famille,

Ma femme et mon enfant

Combien je vous aime tous

À mes amis et amies ... Merci

à la famille Zaïdi

Zaidinep

À mes parents,

ma famille,

ma femme,

mes amis.

دراي كل من يتشا طوري - أحلامي وأفكاري

وعواظي.

Faïd Zaidinep

~ Remerciements ~
~ - ~ - ~

Nous tenons à remercier en premier lieu M^{me} CHERID notre promoteur et l'ensemble du corps enseignant qui ont donné le meilleur d'eux-mêmes quant à notre formation d'Ingénieurs.

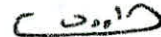
Tout particulièrement à Mohamed, Zoubir trouvez ici toute notre sympathie et reconnaissance pour le soutien matériel et moral durant l'élaboration du polycopé.

GRAND BRAVO AU CHEF REDOBRARHIE SEDDIKI.B

ABDELAZIZ.S



DAOUD.Z.D



SOMMAIRE

Introduction	1
Bases de calcul	2
Calcul des efforts	2
- Coefficient de repartition transversale	2
- Efforts dus à la charge permanente	5
- Efforts dus aux surcharges	7
- Valeurs des moments flechissants et des efforts tranchants	13
Justification et calcul de précontrainte	16
- Calcul des éléments statiques brutes	16
- Détermination de la précontrainte	19
- Calcul des éléments statiques nets	20
- Les pertes de précontrainte	29
- Vérification des contraintes normales	31
- Vérification des contraintes tangentielles	33
- Vérification à la rupture	38
- Calcul des déformations	40
- Joints de chaussée	40
Etude du Platelage	45
- flexion transversale	45
- flexion locale	47
- ferrailage	51
- vérifications	51
Dimensionnement des appareils d'appuis	53
Etude de la pile	61
- Chevêtre	61
- fûts	63
- Etude de la semelle	65
Etude de la culée	68
- Introduction	68
- Stabilité de la culée	68
- Calcul des éléments de la pile-culée	72
Etude des fondations	80

Introduction :

L'exemple d'application traité dans notre projet de fin d'Etudes est un pont à poutres multiples, portant une autoroute de 1^{ère} classe.

Notre ouvrage est supposé droit et avec un dévers constant 2,5 %.

Le tablier est précontraint longitudinalement, il comporte 9 poutres précontraintes préfabriquées de 1,50 m de hauteur, équidistantes de 2,15 m.

L'ouvrage est composé de 2 travées indépendantes

Le tablier est composé par un hourdis coulé en place, entre poutre l'épaisseur est celle d'une tôle nervurée, ou a préféré l'utiliser pour plus de rapidité d'exécution, l'épaisseur du hourdis est de 20 cm.

Tout ce hourdis est pris en compte dans la section résistante. Des barres d'armure seront laissées en attente sur la table de la poutre pour la liaison poutre - dalle.

Chaque pile comporte un chevron de 18,59 m de long, supporté par 4 fûts de dimensions 2,00 x 0,80 m, lesquels reposent sur une semelle rectangulaire 5,20 x 15 m. Tous ces éléments sont en béton armé.

La culée adoptée est une culée moyée, composée d'un chevron 18,59 m de long supporté par 1 voile de 4,60 de largeur et de 5 m de hauteur reposant sur une semelle rectangulaire de

Elle est constituée également de 2 murettes et un mur garde-grève.

Les résultats de l'étude du sol ont conduit à opter pour la solution des fondations profondes. Les fondations seront donc constituées par des pieux forés en béton armé de 1,20 m de diamètre



BASES DE CALCUL



1.1 REGLEMENT

1.1.1 CAHIER DES PRESCRIPTIONS COMMUNES : fascicule 61

- (Circulaire n° 65 du 19 Août 1960)

Conception, Calcul et épreuves des ouvrages d'art

Titre II : programme de surcharges et épreuves de ponts-Routes

1.1.2. Circulaire n° 44 du 12 Août 1965 portant application d'une instruction provisoire relative à l'emploi du béton précontraint dans les ouvrages dépendant du Ministère des travaux publics et du bâtiment.

1.1.3. CAHIER DES PRESCRIPTIONS COMMUNES : fascicule 61

- (Decret n° 68.340 du 4 Avril 1968)

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé

Titre IV : Du CPC des marchés de l'état.

1.2 Matériaux

1.2.1. Béton :

Le béton est caractérisé par sa contrainte de rupture par compression simple mesurée sur cylindres réglementaires à 28 jours d'âge et par la traction de référence correspondante.

Soit la résistance nominale : En compression $\sigma_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$
 En traction $\sigma_{28} = 7 + \frac{6}{100} \sigma'_{28}$

1.2.2. Aciers pour armatures de précontrainte.

Pour les armatures de précontrainte, nous utilisons des câbles type DYWIDAG, avec un ancrage actif-actif.

Les câbles 7T15 III TB2 ont les valeurs :

- Module d'Elasticité ----- $E_a = 2.10^6 \text{ kg/cm}^2$
- Contrainte de rupture garantie ---- $R_g = 18500 \text{ kg/cm}^2$
- Contrainte caractéristique de déformation garantie ---- $T_g = 14800 \text{ kg/cm}^2$
- Section utile d'un câble ----- $\omega = 9,73 \text{ cm}^2$
- Diamètre intérieur de la gaine ---- $\phi_i = 6,0 \text{ cm}$
- Diamètre extérieur de la gaine ---- $\phi_e = 6,6 \text{ cm}$
- Coefficient de frottement câble-gaine $\mu = 2 \times 10^{-3}$
- Perte de tension relative par mètre... $\lambda = 0,18$
- Perte pgr blocage d'ancrage ---- $q = 9,00 \text{ mm}$
- Rayon de courbures minimum du câble ---- $R_{min} = 500 \text{ cm}$
- Relaxation à 1000 heures ---- $S_{1000} = 0,03$
- Relaxation à 3000 heures ---- $S_{3000} = 0,036$

1.3 Principes généraux

1.3.1. Calcul des efforts :

Les efforts longitudinaux dus aux surcharges sont calculés en tenant compte des coefficients correctifs de répartition transversale.

1.3.2. Calcul de la précontrainte :

La détermination des câbles repose essentiellement sur le respect des contraintes normales admissibles dans les différentes phases de construction.

CHAPITRE 1 : COEFFICIENT DE REDISTRIBUTION TRANSVERSALE

1.1 : COEFFICIENTS CORRECTIFS DE REDISTRIBUTION TRANSVERSALE :

1.1.1 METHODE DE M. COURBON :

Le choix de la méthode dépend de la flexibilité, M. GUYON a défini la raideur de flexibilité par la formule suivante :

$$r = \frac{n \cdot a}{2L} \sqrt{\frac{I_p}{I_e}}$$

où n = nbr total des poutres principales
 a = distance entre 2 poutres principales
 L = portée des poutres principales
 I_p = moment d'Inertie propre d'une poutre principale.

I_e = moment d'Inertie propre d'une entretoise.

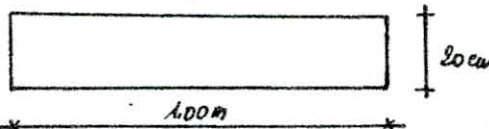
Si $r < 0,3$, l'entretoise est prise comme infiniment rigide, dans ce cas l'effet de la résistance du pont à la torsion n'est pas pris en compte. On préfère à ce cas la méthode de Courbon.

Si $r \geq 0,3$, la méthode de MM. GUYON-MASSONNET est préférable car la rigidité réelle de l'entretoise intervient.

1.2 CHOIX DE LA METHODE :

$n = 9$ poutres
 $a = 2,15$
 $L = 29,00$
 $I_p = 17629384 \text{ cm}^4$

Dans notre cas, notre ouvrage est sans entretoises intermédiaires, l'hourdis va assurer ce rôle :



$$I_e = \frac{100 \times 20^3}{12} = 66666,67 \text{ cm}^4$$

$$r = \frac{9 \times 2,15}{2 \cdot 29} \sqrt{\frac{I_p}{I_e}} = 1,39 \geq 0,3$$

1.3 METHODE DE MM. GUYON-MASSONNET :

1.3.1 REFERENCES :

Cette méthode est exposée dans l'ouvrage de R. BARES et C. MASSONNET :

" Le Calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes " édition DUNOD.

1.3.2. PARAMETRES DE BASE : $b, \rho_p, \rho_e, \gamma_p, \gamma_e, \varphi, \alpha$

Le paramètre b : représente la demi-largeur "active" du pont :

$$2b = (n-1)b_0 + 2 \times \frac{b_0}{2} = n \cdot b_0$$

Si n est le nbr de poutres et b_0 leur espacement, la largeur active a pour valeur

$$b = \frac{n \cdot b_0}{2}, \quad b_0 = 2,15 \text{ m} \quad 2b = 9 \times 2,15 = 19,35 \text{ m}$$

$$n = 9 \quad b = 9,675 \text{ m}$$

les paramètres ρ_p et ρ_e : représentent les rigidités flexionnelles de la dalle par unité de longueur, dans le sens transversal et longitudinal.

soit $I_m = I_0 + \frac{8}{3\pi} (I - I_0)$ étant le moment d'Inertie moyen de la poutre.

$$I_0 = \text{moment d'Inertie de l'appui} = 36376586,42 \text{ cm}^4$$

$$I = \text{moment d'Inertie en section médiane} = 29382928,25 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 30440185 \text{ cm}^4$$

$$\rho_p = \frac{E I_p}{b_1}$$

E = module d'Elasticité longitudinale du béton
 I_p = est le moment d'Inertie de flexion d'une poutre.
 b_1 = Espacement des poutres.

$$\rho_p = 141582,25 E$$

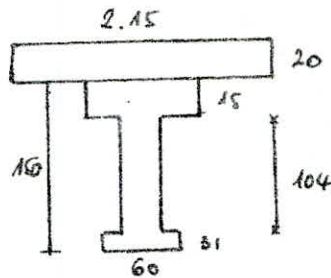
De même pour $SE = \frac{E I_E}{L_1} = \frac{66666,67}{100} = 666,67E$

Les paramètres γ_P, γ_E : représentent les rigidités torsionnelles de la dalle, par unité de longueur, dans le sens transversal et longitudinal.

Calcul de γ_P et γ_E :

$C_P = \frac{G}{3} \sum b_i^3 h_i$ = Rigidité torsionnelle est évaluée en décomposant la section en rectangles élémentaires.

$C_P = \frac{G}{3} [245(20)^3 + 140(15)^3 + 60(31)^3 + \frac{1}{2} \cdot 104 \cdot (18)^3]$



$C_P = G \times 1427441,33$

$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \Rightarrow C_P = 620757,10E$

$C_E = \frac{G}{3} (\frac{1}{2} \cdot 20^3 \cdot 100) = 173913,04E$

d'où $\gamma_P = \frac{C_P}{b_1} = 2887,24E$

et $\gamma_E = \frac{C_E}{L_1} = 1739,13E$

des paramètres Φ et α

Φ , paramètre d'entassement, a pour expression :

$\Phi = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\gamma_P}{SE}} = \frac{9,675}{29,00} \sqrt[4]{\frac{\gamma_P}{SE}} = 1,3$

α , paramètre de torsion, est donné par la formule :

$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2 \sqrt{\gamma_P \cdot SE}} = 0,24$

1.3.3 Formules utilisées :

Pour $\Phi > 1,00$ on utilise la formule d'interpolation suivante :

$K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$ avec $\sqrt{\alpha} = 0,4899$.

K_1 et K_0 sont tabulés dans les Abaques de M. GARES. V. GUYON

1.3.4 Valeurs des coefficients correctifs de répartition transversales.

1.3.4.1 : CAS DES CHARGES LOCALISÉES :

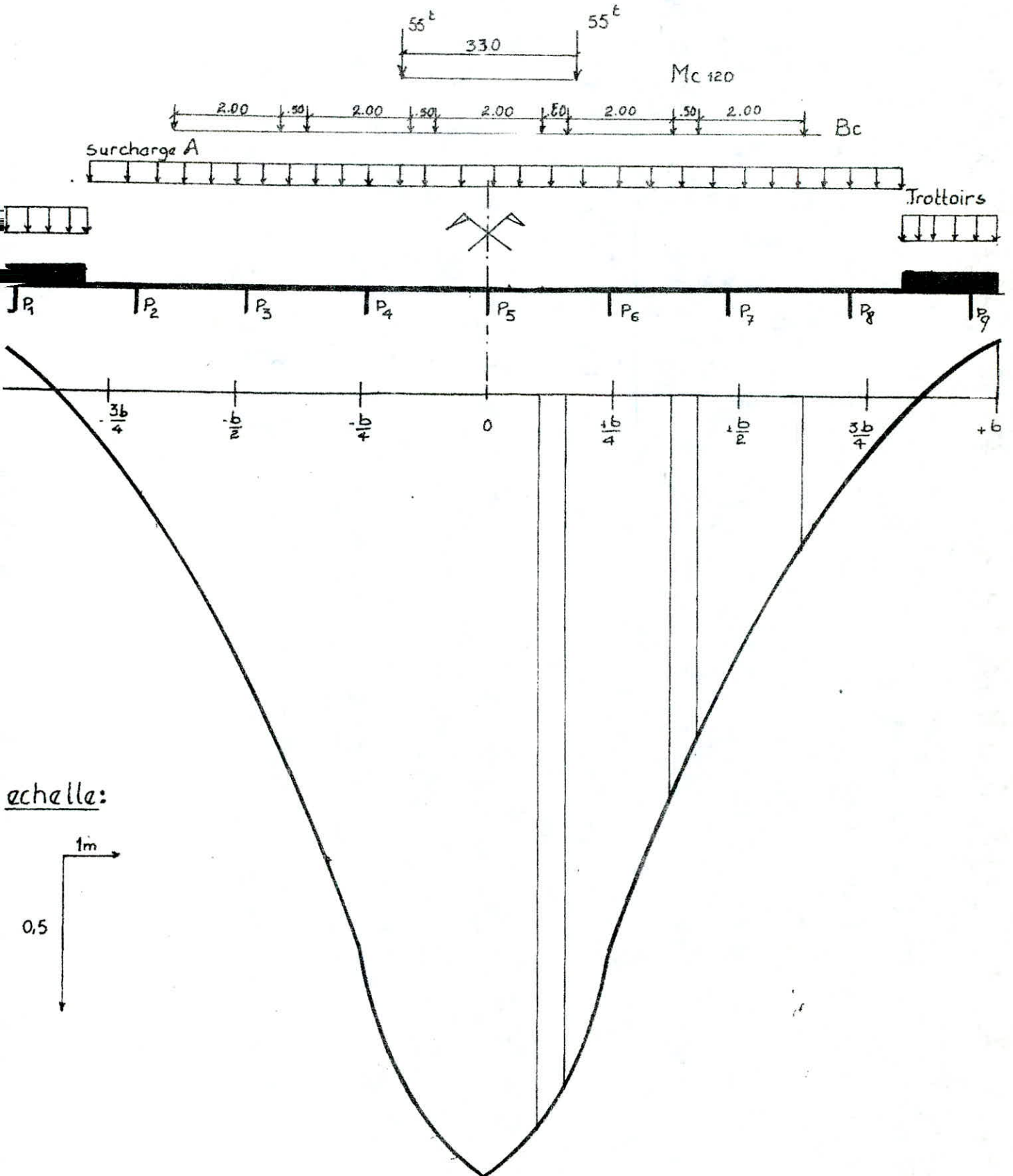
les $K\alpha$ sont données par la formule $K\alpha = \frac{\sum l_i y_i}{n}$, dans le sens transversal les l_i ont la même valeur, l'expression devient $K\alpha = \frac{\sum y_i}{n}$ où y_i est l'ordonnée dans le diagramme des lignes d'influence.

1.3.4.2 : CAS DES CHARGES UNIFORMEMENT RÉPARTIES DANS LE SENS TRANSVERSAL :

l'expression est donnée par $K\alpha = \frac{\Omega}{l}$ avec $\Omega =$ ari de la surface d'influence, $l =$ largeur chargée.

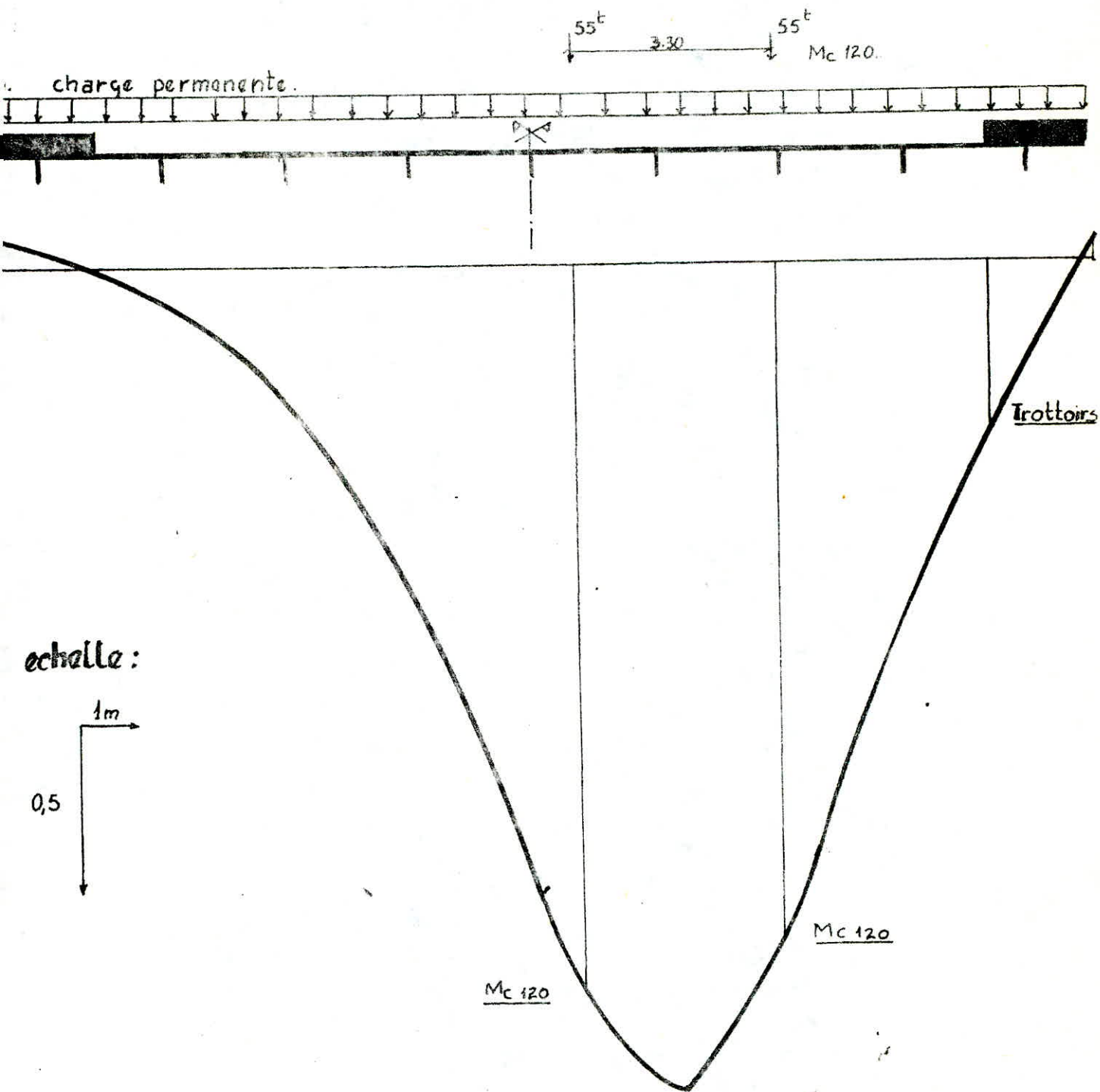
Ligne d'influence de K_{xx}

Poutre P_3 $y=0.0m$



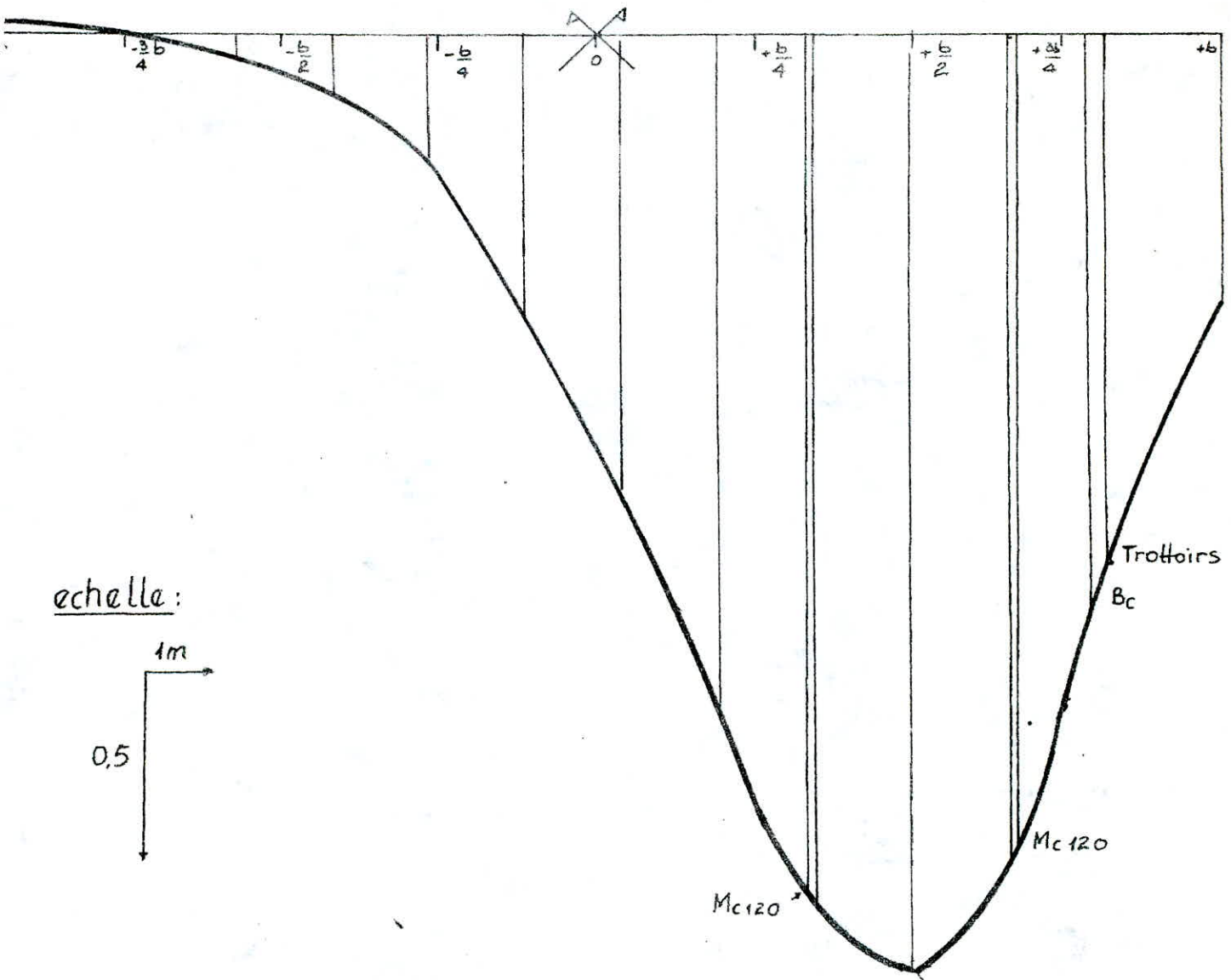
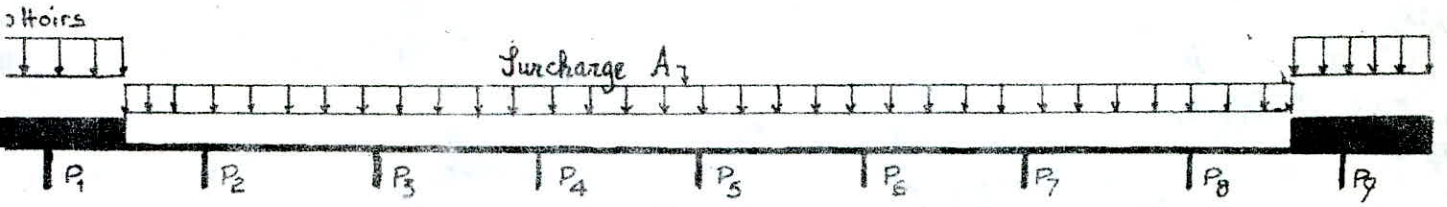
Signe d'influence de K_a

Poutre: P_6 $y = 2.15m$

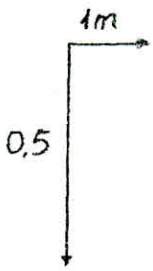


Ligne d'influence de $K\alpha$

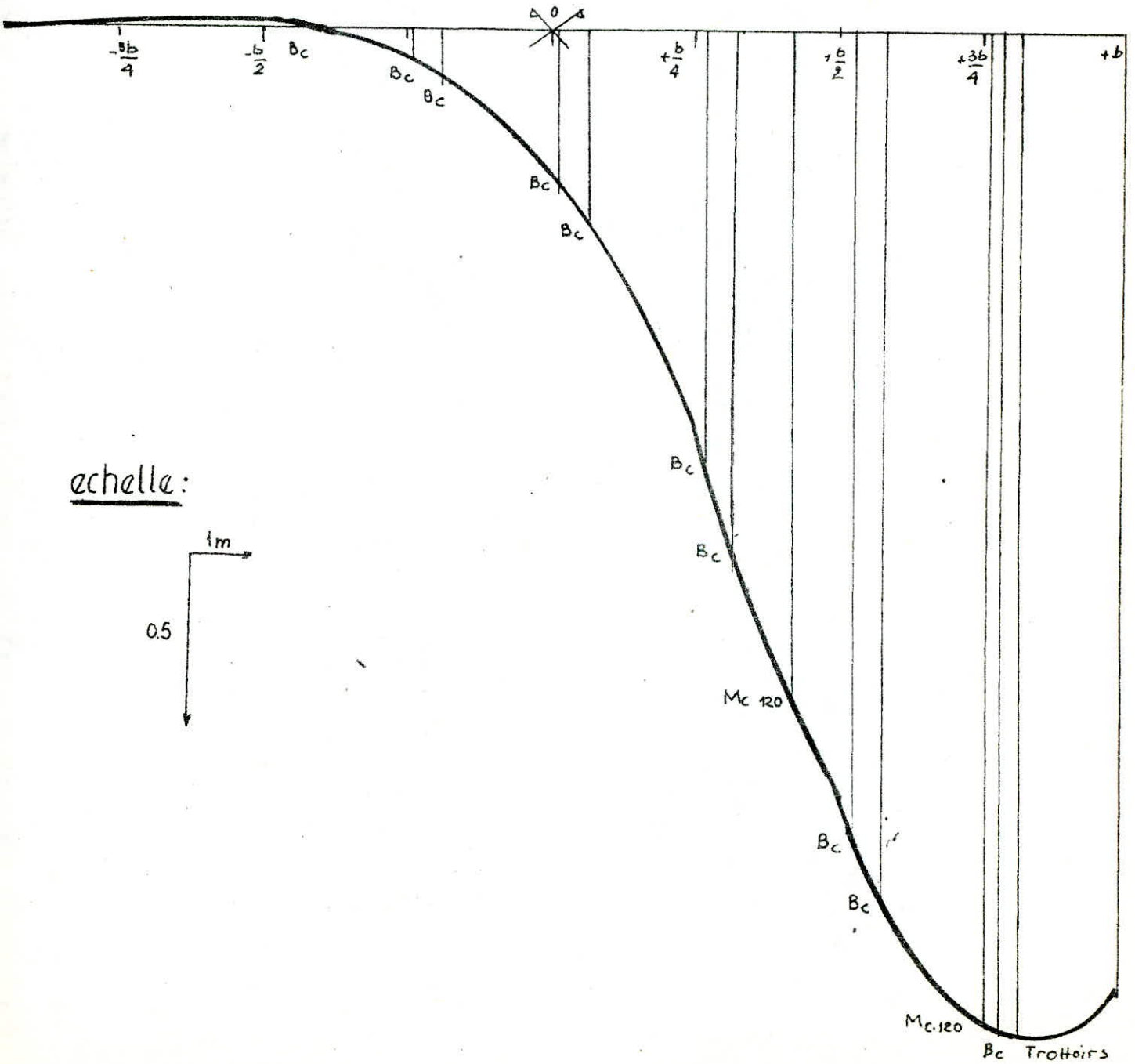
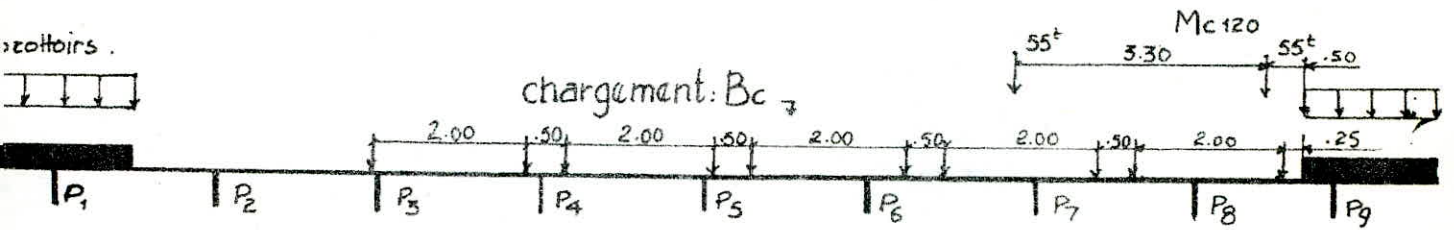
Poutre : P_7 $y = 4.3m$



echelle :



Ligne d'influence de k_{α}
Poutre: P_8 $y=6.45$



Ligne d'influence K_{α}

Poutre : P_9 $y = 8,6\text{ m}$

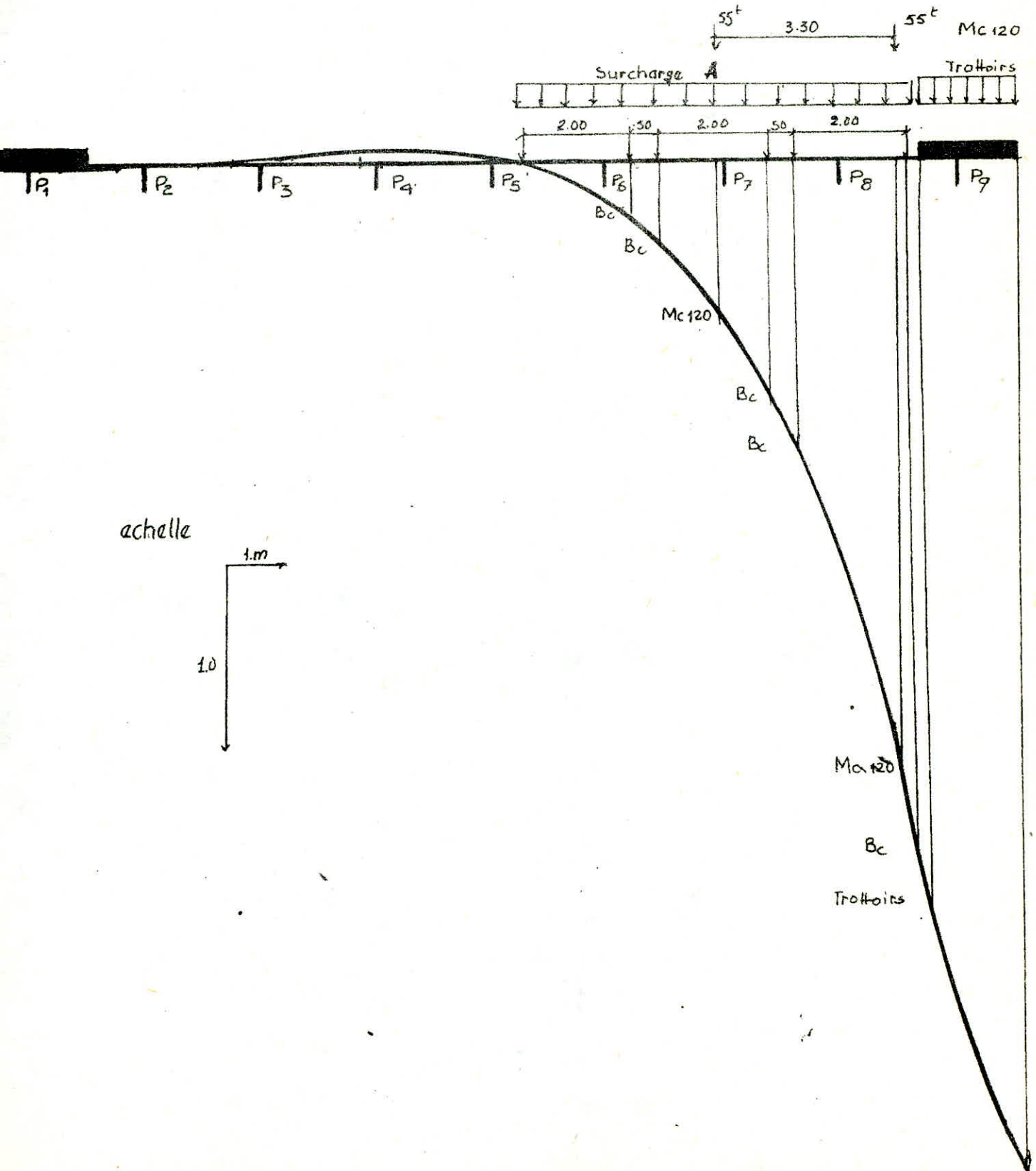


TABLEAU RECAPITULATIF :

CHARGES ET SUR CHARGES	Mode de chargement	Routre $P_1/y=0,0$	Routre $P_2/y=2,15$	Routre $P_4/y=4,3$	Routre $P_8/y=6,45$	Routre $P_9/y=8,6$
TROTTOIRS	toute la largeur	1	1	1	1	1
	trottoir de gauche chargé $L_t=2,00$	0,1223	/	/	/	/
	trottoir de droite chargé $L_t=1,75$	/	0,5	1,0583	2,7031	5,5445
	les deux trottoirs chargés	0,1189	0,1841	0,4876	1,3062	2,5874
A(2)	1 voie chargée 3,00 m	2,38	2,125	2,35	2,6125	2,791
	2 voies chargées	2,0665	1,624	2,1364	2,1	1,748
	3 voies chargées	1,7148	1,5479	1,831	1,518	1,176
	4 voies chargées	1,5065	1,3172	1,4698	1,1448	0,875
	5 voies chargées	1,3232	0,98	1,191	0,9	0,7
Me120	1 véhicule à 2 charrilles	2,18	2,07	2,2	2,375	1,25
Bc	1 couvois	2,3667	2,2583	2,3416	2,8833	3,0333
	2 couvois	2,0625	1,8625	2,1416	2,3	2,00
	3 couvois	1,9611	1,7167	1,9889	1,8305	1,3944
	4 couvois	1,671	1,6625	1,699	1,4457	1,05
	5 couvois	1,4967	1,4403	1,41	1,165	0,84
Cd	1 seul couvois	2,3815	2,2957	2,3536	2,6125	2,7892

CHAPITRE 2 :

EFFORTS DUS A LA CHARGE PERMANENTE

2.4: Evaluation de la charge permanente :

a) Poutres :

$n = 9$ poutres

Aire de la section médiane = $0,5811 \text{ m}^2$ pour une longueur = $24,5 \text{ m}$.

Aire de la section d'about = $1,020 \text{ m}^2$ pour une longueur = $2 \times 2 = 4,00 \text{ m}$.
(Car nous avons deux abouts)

Dosage du béton: $2,5 \text{ t/m}^3$

$$g_p = \text{poids des poutres} = 9 \times \{ 0,5811 \cdot 24,5 + 1,020 \times 4 \} \times 2,5 = 412 \text{ t}$$

b) Hourdis + prédalle :

épaisseur $e = 0,20 \text{ m}$

largeur $L = 18,59 \text{ m}$

longueur totale $L = 28,50 \text{ m}$

dosage $d = 2,5 \text{ t/m}^3$

$$g_H = \text{poids de l'hourdis} = 0,20 \times 18,59 \times 28,50 \times 2,5 = 265 \text{ t}$$

c) Revêtement :

épaisseur $e = 0,08 \text{ m}$

largeur roulable $L_r = 15 \text{ m}$

longueur totale $L = 28,50 \text{ m}$

dosage $d = 2,2 \text{ t/m}^3$ pour le béton bitumineux

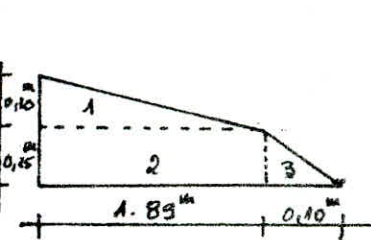
$$g_R = \text{poids du revêtement} = 0,08 \cdot 15 \cdot 28,50 \cdot 2,2 = 75,24 \text{ t}$$

d) Les deux trottoirs + Cormiches :

longueur totale $L = 28,50 \text{ m}$

dosage $d = 2,5 \text{ t/m}^3$

α) trottoir de gauche



$$[1] = \frac{1}{2} \cdot 0,10 \cdot 1,89$$

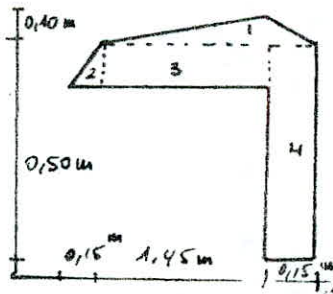
$$[2] = 0,25 \cdot 1,89$$

$$[3] = \frac{1}{2} \cdot 0,10 \cdot 0,25$$

$$\text{Aire } g = 0,5795 \text{ m}^2$$

$$g_t = \text{poids total des trottoirs} = 2,5 (0,5795 + 0,53625) \cdot 28,50 = 79,50 \text{ t}$$

β) trottoir de droite



$$[1] = \frac{1}{2} \cdot 1,60 \cdot 0,10$$

$$[2] = \frac{1}{2} \cdot 0,25 \cdot 0,15$$

$$[3] = 1,45 \cdot 0,25$$

$$[4] = 0,50 \cdot 0,15$$

$$\text{Aire } d = 0,53625 \text{ m}^2$$

c) Garde-corps + glissière :

garde-corps : type acier 60 kg/ml

glissière : type tôle ondulée : 40 kg/ml

$$g_G = 0,1 \cdot 28,5 = 2,85 \text{ t}$$

2.2 EFFORTS de la charge permanente partielle au moment de la mise en tension

2.2.1 Poutre seule :

$g_2 = 412 \text{ t}$, la charge devient au mètre courant $q = \frac{412}{27,5} = 15 \text{ t/ml}$
 Moment : $M(x) = \frac{qL}{2} \cdot x - \frac{qx^2}{2}$

TRANCHANT : $T(x) = \frac{qL}{2} - qx$

Sections étudiées	0,0L	0,125L	0,25L	0,375L	S	0,5L
x [m]	0	3,4375	6,875	10,3125	12,025	13,75
M (t.m)	0	620,40	1063,50	1329,40	1395,70	1418
T (t)	206,25	154,70	103,20	51,60	25,90	0

2.2.2 Poutre + dalle (OSSATURE RESISTANTE) :

$g_2 = g_1 + f_2 = 412,13 + 264,91 = 677 \text{ t}$, soit une charge au mètre linéaire $q = \frac{677,04}{27,5} = 25 \text{ t/ml}$.

Sections étudiées	0,0L	0,125L	0,25L	0,375L	S	0,5L
x [m]	0	3,4375	6,875	10,3125	12,025	13,75
M (t.m)	0	1018,20	1745,50	2184,85	2290,70	2327,80
T (t)	338,52	253,90	169,30	84,62	42,50	0

2.3 EFFORTS de la charge permanente totale en SVC :

Soit le poids propre des superstructures : $160,44 \text{ t}$

le poids propre $g_1 = 677 \text{ t}$

$g_3 = g_2 + 160,44 = 837,50 \text{ t}$

Sections étudiées	0,0L	0,125L	0,25L	0,375L	S	0,5L
x [m]	0	3,4375	6,875	10,3125	12,025	13,75
M (t.m)	0	1159,83	2158,85	2698,60	2833,20	2878,48
T (t)	418,70	314,02	209,34	104,70	52,53	0

CHAPITRE 3: EFFORTS DUS AUX SURCHARGES:

3.0 DETERMINATION DE LA SECTION DANGEREUSE:

- Théorème de BARRÉ:

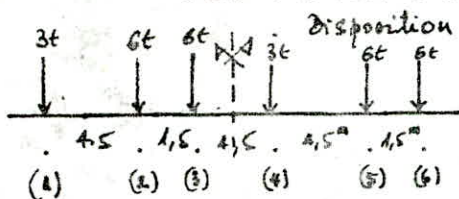
Le moment M_i au droit d'une charge P_i dû à un ensemble de charges mobiles engagées sur une poutre AB sera maximum au droit de cette charge P_i , lorsque cette charge et la résultante de toutes les charges sont symétriques par rapport au centre de la poutre AB.

Donc la section dangereuse "S" est déterminée au droit de la charge P_i , c'est au niveau de cette section que le moment est maximal; cependant il faut que P_i vérifie la condition suivante:

$$(1) \sum_{\alpha=1}^{\alpha=k-1} P_{\alpha} \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{\alpha=1}^{\alpha=k} P_{\alpha}$$

R = étant la résultante de toutes les charges appliquées
 Cette condition (1) nous permet de situer le plus lourd chargement

3.0.1 L'EXEMPLE D'APPLICATION FERA L'OBJET DU CAS DEFAVORABLE:

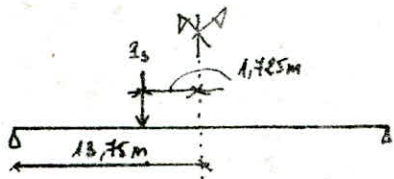


P_i	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6
Inégalité (1)	$0 \leq 15 \leq 3$	$3 \leq 15 \leq 9$	$9 \leq 15 \leq 15$	$15 \leq 15 \leq 24$	$18 \leq 15 \leq 24$	$24 \leq 15 \leq 30$
Vérification	Non	Non	Oui	Oui	Non	Non

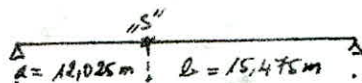
En application de (1) avec $R = 30t$
 Le tableau ci-contre nous donne la possibilité d'avoir la section dangereuse au droit de P_3

Conclusion: Seule la P_3 nous donne la section "S" à étudier:

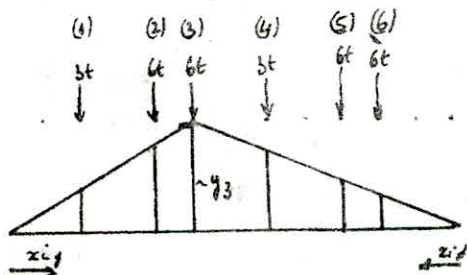
Au droit de P_3 : nous un moment $M/P_3 = 0$
 $R \cdot x + 3 \cdot 4,5 + 6 \cdot 9 + 6 \cdot 10,5 + (-6 \cdot 4,5 - 3 \cdot 6) = 0$
 $x = \frac{103,5}{30} = 3,45 \text{ m}$ d'où $e_1 = e = 1,725 \text{ m}$.



$a = 12,025 \text{ m}$
 $b = 15,475 \text{ m}$



De tous les cas envisagés: Le diagramme de la Ligne d'influence du Moment plus la dispositions des charges P_i nous donnent le moment M_{max} au droit de P_3



i	1	2	3	4	5	6
P_i [t]	3	6	6	3	6	6
x_i [m]	6,025	10,525	12,025	10,975	6,475	4,975
y_i	3,39	5,92	6,77	4,80	2,93	2,18
$P_i y_i$	10,2	35,5	40,6	14,4	17,60	13,10

Au droit de P_3 :
 "S" est définie par
 $a = 12,025 \text{ m}$
 $b = 15,475 \text{ m}$
 $\sum P_i y_i = 130,8 \text{ t.m.}$

3.1 MOMENTS FLECHISSANTS :

3.1.1 SURCHARGE A(l)

La densité de la surcharge A(l), en t/m², est calculée pour la longueur L = 27,5m selon la formule $A(l) = 280 + \frac{36000}{L+12} = 1,14 \text{ t/m}^2$.

Selon l'aspirit du CBC nous avons :

un pont de 1^{ère} classe car $L_2 = \text{largeur roulable} = 15\text{m}$

le Nbre de Voies : $N_v = 5 \text{ voies}$

la largeur d'une voie $L_v = 3,00\text{m}$.

Selon le CBC Article 4 Paragraphe 4.2 nous donnons sous forme de tableaux toutes les valeurs qui tiennent compte des majorations pour les charges du système A.

Nv	a ₁	a ₂	L _v [m]	π	q (t/m)
1	1,00	1,17	3	3,51	4,00
2	1,00	1,17	3	7,02	8,00
3	0,90	1,17	3	9,48	10,80
4	0,75	1,17	3	10,53	12,00
5	0,70	1,17	3	12,29	14,00

$$\pi = a_1 \cdot a_2 \cdot n_v \cdot L_v$$

$$q = \pi \cdot A(l)$$

L'Expression du moment flechissant a pour l'expression $MA(x) = q \cdot S$

$S = ab/2$ aire de la ligne d'influence

Soit MAI(x) : Moment du système A dependant de I = Nbre de Voies.

Valeurs de MAI(x) :

x [m]	0	0,185L	0,25L	0,675L	12,025 "S"	0,5L
a	0	3,4375	6,875	10,3175	12,025	13,75
b	27,5	24,0625	20,625	17,1875	15,475	13,75
S _{aire}	0	41,26	70,8	88,60	93,00	94,55
MAI(x)	0	165,44	283,2	554,52	372,2	378,2
MA2(x)	0	330,90	566,4	709,04	744,4	756,4
MA3(x)	0	447,10	765,35	958,10	1005,9	1022,10
MA4(x)	0	496,32	849,6	1063,56	1116,6	1134,6
MA5(x)	0	579,04	999,2	1240,80	1302,7	1323,7

3.1.2 : SURCHARGES Bc :

3.1.2.1 : COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE S_{Bc} :

- a pour expression $S = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4 \cdot P/S}$

$P =$ poids total du tablier = 837,50t

$L =$ longueur totale de la poutre = 27,5m

$S =$ nv. bc. Bc , nv = Nbre de Voies

bc = Coefficient de pondération du Système Bc.

Pour le système Bc : le chargement/convois = 60t.

Nbre de Convois	1	2	3	4	5
b _c	1,2	1,1	0,95	0,80	0,70
P	837,50	837,50	837,50	837,50	837,50
S	72	132	174	192	210
S _{Bc}	1,075	1,085	1,091	1,095	1,097
π _{Bc}	2,60	4,80	6,20	7,00	7,70

Avec $\pi = 2 \cdot \text{nv. bc. } S_{Bc}$.

3.1.2.2 : Valeurs du moment fléchissant du système Bc :

L'expression du moment $M_B(x) = \pi \sum R_i y_i$

actions	0,0L	0,125L	0,250L	0,375L	"S"	0,50L
$\sum R_i y_i$	0	63,80	113,10	127,30	130,70	127,5
MA(x)	0	165,90	294,06	334,80	339,90	334,5
MA2(x)	0	306,30	542,90	612,50	627,90	612
MA3(x)	0	395,60	701,22	791,20	810,60	790,5
MA4(x)	0	446,70	791,70	893,30	915,20	892,5
MA5(x)	0	481,34	870,90	982,60	1006,70	981,5

3.1.3 Convois Militaires :

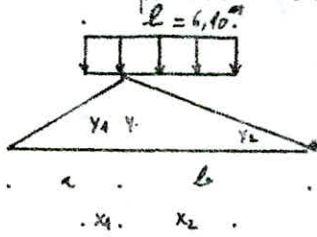
3.1.3.1 Coefficient de Majoration dynamique :

La surcharge Me120 comporte 2 chevilles, ayant une masse totale 55x2 = 110t uniformément répartie sur une longueur de 6,10m dans le sens longitudinal : soit une charge au mètre courant $q = \frac{110}{6,10} = 18 \text{ t/m}$.

$S_{Me120} = 1,08$ avec $D = 837,50 \text{ t}$
 $S = 110 \text{ t}$
 $L = 27,5 \text{ m}$

3.1.3.2. Valeurs du MC120

soit la disposition suivante de Mc120



Pour $S = (y+y_1) \cdot \frac{x_1}{2} + \frac{y+y_2}{2} \cdot x_2$ (Aire de la ligne d'influence du Moment)

$S(x_1, x_2)$ est Max pour $\frac{\partial S}{\partial x_i} = 0$

La résolution nous donne : $x_1 = al/L$ $y_1 = y_2 = \frac{ab(1-l/L)}{L}$
 $x_2 = bL/L$

$S_{max} = ab \left(1 - \frac{l}{2L}\right) \frac{l}{L}$

Le moment fléchissant Mc120 a pour expression : $MMC(x) = S_{MC120} \cdot q \cdot S_{max}^{(x)}$

sections étudiées	0,0L	0,125L	0,25L	0,375L	"5"	0,5L
$S_{max}^{(x)}$	0	82,74	144,90	177,25	186,10	189,10
Memo (t.m)	0	347,61	544,5	680,60	744,60	726,10

3.1.4. CONVOIS EXCEPTIONNELS :

Sous le système D : la surcharge a une masse totale de 40t répartie uniformément sur la largeur de 18,60m suivant le sens longitudinal.

Soit une charge au mètre courant $q = \frac{40}{18,60} = 2,15 \text{ t/m}$

Le moment a l'expression suivante $MD(x) = q \cdot S_{max}^{(x)}$
 d'où les valeurs de MD(x) :

sections étudiées	0,0L	0,125L	0,25L	0,375L	"5"	0,5L
MD(x)	0	480,43	822	1028,94	1080,31	1097,73

3.1.5. TROTTOIRS :

Voir CPC $q = 2,15 \text{ t/m}^2$

Soient $MTD(x) = \text{moment du trottoir droit} = q_D \cdot S_{max}^x = 0,30 S_{max}^x$
 $MTG(x) = \text{moment du trottoir gauche} = q_G \cdot S_{max}^x = 0,24 S_{max}^x$
 $MDG(x) = \text{moment dû aux 2 trottoirs} = (q_D + q_G) S_{max}^x$
 $S_{max}^x = \frac{ab}{2}$

sections étudiées	0,0L	0,125L	0,25L	0,375L	"5"	0,50L
S	0	44,36	70,90	88,62	93,04	94,53
MTG(x) t.m	0	12,35	21,16	26,45	27,77	28,22
MTD(x) [t.m]	0	9,93	17,02	21,27	22,63	22,70
MDG [t.m]	0	22,28	38,20	47,72	50,10	50,90

2: EFFORTS TRANCHANTS :

3.2.1 : SURCHARGES ALL

L'effort tranchant a pour expression $T(x) = q \cdot S$ avec $q = \pi \cdot A(L)$
 $A(L) = 360 + \frac{36000}{Lx_i + 12}$ $Lx_i = b$.

$$S = \frac{b^2}{2L}$$

VALEURS DE TAI(x) :

Secteur Étudié	0,0L	0,125L	0,25L	0,375L	„5”	0,50L
T1(x)	55	45,50	36,30	28,30	23,53	19,61
T1(x)	110	90,9	72,20	56,45	47,02	39,11
T2(x)	148,6	122,78	97,48	76,36	63,51	52,80
T3(x)	165	136,40	108,30	84,85	70,60	58,50
T4(x)	192,6	159,20	126,40	99,00	82,35	68,50

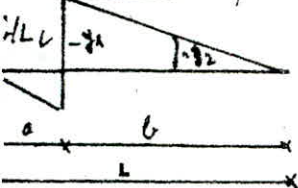
3.2.2 : SURCHARGES Bc

L'expression de l'effort tranchant $TBCI(x) = \pi \sum z_i \cdot z_i$

Secteur Étudié	0,0L	0,125L	0,250L	0,375L	„5”	0,50L
$\sum z_i \cdot z_i$	22,32	18,56	14,82	11,06	9,33	7,62
TBC1(x)	58,00	48,30	38,50	28,80	24,30	19,80
TBC2(x)	107,10	89,00	71,10	53,10	44,80	36,60
TBC3(x)	138,40	115,10	91,90	68,60	57,90	47,20
TBC4(x)	156,20	128,90	109,70	77,40	65,30	53,30
TBC5(x)	171,80	142,90	114,10	85,20	71,80	58,70

3.2.3 : Surcharges Mc120 :

L'expression est : $TMC(x) = \delta_{Mc120} \cdot q \cdot S$
 $S = \frac{b \cdot l}{2L} \left(2 - \frac{l}{b} \right)$



X [m]	0,0L	0,125L	0,250L	0,375L	„5”	0,50L
S(x)	5,42	4,66	3,90	3,14	2,76	2,37
T [t]	105,50	90,70	75,90	61,40	53,70	46,10

3.2.4: SYSTEME 3

l'effort tranchant : $T(x) = q \cdot S_{max}^{(x)}$ avec $S = \frac{ql}{2L} \left(2 - \frac{x}{L}\right)$.

Les valeurs de $T(x)$ sont repris dans le tableau ci-dessous :

$x [m]$	0,0L	0,125L	0,250L	0,375L	"S"	0,50L
$l [m]$	27,5	24,0625	20,625	17,1875	15,475	13,75
$S(x)$	12,31	9,98	7,66	5,30	4,20	3,00
$q (N/ml)$	12,90	12,90	12,90	12,90	12,90	12,90
$T(x)$	158,80	128,74	98,80	68,80	53,90	38,80

3.2.5: SURCHARGES DE TROTTOIRS

L'expression est donnée par $TT(x) = q \cdot S$ avec $S = \frac{l^2}{2L}$

$x [m]$	0,0L	0,125L	0,250L	0,375L	"S"	0,50L
$l [m]$	27,5	24,0625	20,625	17,1875	15,475	13,75
$S(x)$	13,75	10,53	7,73	5,37	4,35	3,40
$TTG(x)$	4,10	3,14	2,30	1,60	1,30	1,02
$TTD(x)$	3,30	2,53	1,90	1,30	1,04	0,83
TDD	7,40	5,70	4,20	2,90	2,34	1,85

CHAPITRE 4: VALEURS DES MOMENTS FLECHISSANTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS CORRIGÉS

soient les expressions suivantes définies par M.M. GUYON ET MASSONNET pour le calcul des moments et efforts tranchants

les moments revenant à chaque poutre sous les sollicitations de la charge et de la surcharge :

$$M_i = K_{di} \frac{M_0}{n}$$

où K_{di} = coefficient de répartition transversale pour la poutre i correspondant à la charge ou à la surcharge considérée

n = nombre total des poutres = 9

M_0 = moment total sollicitant chaque travée du pont sous la charge ou charge considérée

les efforts tranchants sont donnés par l'expression : $T_i = K_{di} \frac{T_0}{n}$

T_i = effort tranchant revenant à la poutre i sous la charge ou surcharge.

T_0 = effort tranchant total sollicitant chaque travée du pont sous la charge ou surcharge considérée.

Suite aux différentes combinaisons relatives aux cas les plus défavorables nous avons résumés les valeurs retenues dans les tableaux ci-dessous pour les différentes poutres envisagées.

a) Pour la poutre P5 positionnée à $y=0,0$

$X[m]$	0,0L	0,125L	0,25L	0,375L	"S"	0,5L	
$M_{G1} t.m$	0	68,90	118,20	147,70	155,10	157,60	
$T_{G1} t$	23	17,20	11,50	5,70	2,90	0	
$M_{G2} t.m$	0	113,10	193,90	242,40	252,30	258,60	
$T_{G2} t$	37,60	28,20	18,80	9,40	4,70	0	
$M_{G3} t.m$	0	139,90	239,90	299,80	314,8	319,80	
$T_{G3} t$	46,60	34,90	23,25	11,60	5,80	0	
I	$M t.m$	0	233,96	400,85	504,35	526,40	534,8
	$T t$	77,8	60,70	43,80	27,70	13,20	11,10
II	$M t.m$	0	232,60	400,40	480,10	509,70	509,20
	$T t$	79,80	62,50	43,30	26,10	13,70	11,80
III	$M t.m$	0	216,85	371,80	464,70	487,9	485,70
	$T t$	72,10	56,80	41,70	26,40	13,90	11,20
IV	$M t.m$	0	266,90	457,30	574,90	600,50	610,10
	$T t$	88,50	68,90	49,40	29,80	20,1	10,30

- I : combinaison: $G_3 + 1,1(A + b_2)$
- II : " " : $G_3 + 1,1(b_2 + b_1)$
- III : " " : $G_3 + MC120$
- IV : combinaison : $G_3 + D$

b) tableau récapitulatif des différentes combinaisons pour la poutre
D6 positionnée à $y = 2,15\text{ m}$.

sections	X	0,0L	0,125L	0,25L	0,375L	"S"	0,5L
G+1,1(A+trud)	M (t.m)	0	225,20	385,90	482,70	506,7	515
	T (t)	75	58,30	44,80	26,20	18	10,10
G+1,1(Bc+trud)	M (t.m)	0	231,20	401,60	482,40	502	502,3
	T (t)	78,40	61,4	44,4	27,40	19,10	10,90
G+M120	M (t.m)	0	212,90	365,10	456,40	479,20	486,80
	T (t)	70,8	55,80	40,70	25,70	18,20	10,60
G+D	M (t.m)	0	262,10	449,10	561,70	589,70	599,10
	T (t)	86,90	67,60	48,4	29,10	19,60	9,9

c) tableau récapitulatif des différentes combinaisons pour la poutre
D7 positionnée à $y = 4,30\text{ m}$.

sections	X	0,0L	0,125	0,25L	0,375L	"S"	0,5L
G+1,1(A+trud)	M (t.m)	0	241,30	413,40	517	542,80	551,50
	T (t)	80,20	62,70	45,30	29,90	20,20	11,90
G+1,1(Bc+trud)	M (t.m)	0	237,50	412,70	495,10	515	515,20
	T (t)	80,60	62,30	45,90	28,50	20,10	11,10
G+M120	M (t.m)	0	217,60	373,00	466,20	489,50	497,30
	T (t)	72,30	57,10	41,80	26,60	19,00	11,30
G+D	M (t.m)	0	265,30	454,50	568,50	596,90	606,50
	T (t)	88,00	68,50	49,10	29,60	19,90	10,10

d) tableau récapitulatif des différentes combinaisons pour la poutre
 18 positionnée à $y = 6,45\text{ m}$

Sections	x	0,0L	0,125L	0,25L	0,375L	"S"	0,5L
G+1A(A+10)	M(t.m)	0	228,40	391,40	489,50	513,90	522,10
	T(t)	75,90	59,10	42,50	26,60	18,30	10,4
G+1A(B+10)	M(t.m)	0	238,00	402,85	484,50	504,10	504,80
	T(t)	78,70	61,50	44,50	27,40	19,20	10,90
G+M120	M(t.m)	0	223,90	383,90	479,80	503,80	511,80
	T(t)	74,40	58,90	43,30	27,80	20,00	12,20
G+D	M(t.m)	0	279,20	478,30	598,20	628,10	638,20
	T(t)	92,60	72,20	51,90	31,60	21,50	11,30

e) tableau récapitulatif des différentes combinaisons pour la poutre
 19 positionnée à $y = 8,60\text{ m}$.

Sections	x	0,0L	0,125L	0,25L	0,375L	"S"	0,5L
G+1A(A+10)	M(t.m)	0	211,80	378,10	466,60	489,80	497,70
	T(t)	72,4	56,10	40,00	24,60	16,60	8,90
G+1A(B+10)	M(t.m)	0	221,90	384,70	464,70	484,10	485,50
	T(t)	75,10	58,40	42,00	25,50	17,50	9,50
G+M120	M(t.m)	0	184,00	315,50	394,40	414,10	420,70
	T(t)	61,20	47,50	33,80	20,10	13,30	6,40
G+D	M(t.m)	0	288,80	494,70	618,80	649,70	660,00
	T(t)	95,80	74,80	53,90	32,90	22,50	12,00

JUSTIFICATION ET CALCUL DE PRECONTRAINTE

3^{ème} Partie :

On justifie l'introduction de la précontrainte dans les ouvrages et les constructions en béton armé par le fait, qu'il fallait chercher à utiliser à plein la résistance du béton, en le comprimant au maximum dans les éléments qui peuvent être fléchis, cette nouvelle technique remédie de beaucoup la résistance du béton à la traction.

En remarque, pour le calcul de la précontrainte, il sera conduit d'après les éléments statiques bruts. Ainsi une première estimation du nombre étant faite, il est possible alors de tenir compte des éléments statiques nets et homogénéisés correspondants et de procéder à un nouveau calcul.

CHAPITRE 1 : CALCUL DES ELEMENTS STATIQUES BRUTES

Dans ce qui suit nous couvrirons les notations et la méthode exposée au chapitre 11 paragraphe 11.42 (OUVRAGE DE G. BREUX : "Pratique du béton précontraint" Editions EYROLLES)

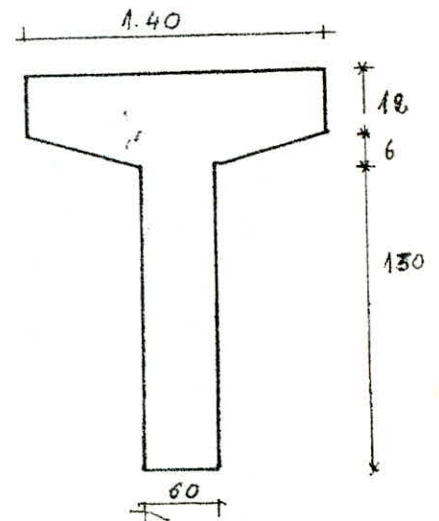
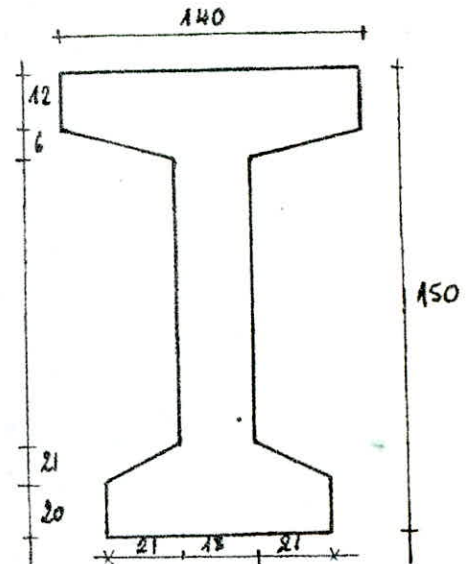
1.1 Poutre intermédiaire sans hourdis

1.1.1 Action médiane :

Designat des sections	Dim	Area B_0	$\frac{I}{z}$	$S_0 = B_0 z$	Z'	$I_d = S_0 z'$
Ame ①	18.150	2700	75	202500	100	20250000
Table ②	2x12x61	1464	6	8784	8	70272
TRIANGLE sous table ③	2x61.6 2	366	14	5124	14	71736
I_0 ③	$\frac{2 \times 61.6^3}{36}$	—	—	—	—	732
Gousset sur talm ④	2x21.2 2	444	123	54243	123	667899
I_0 ④	$2 \cdot \frac{21^3}{36}$	—	—	—	—	10804,5
Talon ⑤	2x21.20	840	140	117600	140	1644000
I_0 ⑤	$\frac{2 \cdot 21 \cdot 20^3}{12}$	—	—	—	—	29000
Σ	/	5811	—	388251	—	43567434

1.1.2 / section d'about

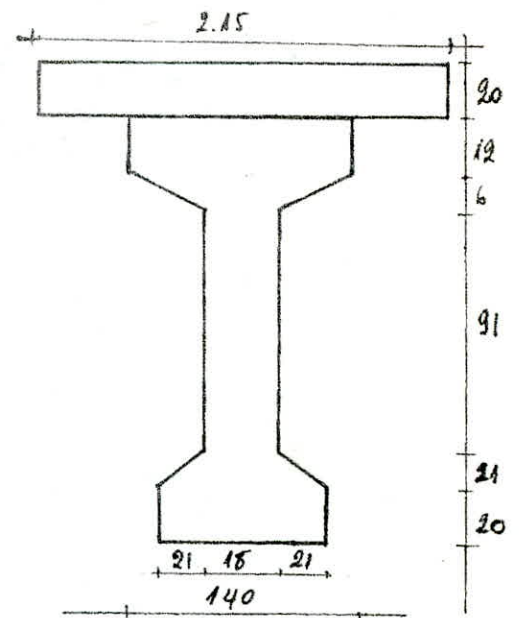
Designat des sections	Dim	Area B_0	$\frac{I}{z}$	S_0	Z'	I_d
Ame ①	60x150	9000	75	675000	100	67500000
Table ②	2x12x40	960	6	5760	8	46080
Triangle sous table ③	2x40.6 2	240	14	3360	14	47040
I_0 ③	$\frac{2 \cdot 40 \cdot 6^3}{36}$	—	—	—	—	480
Σ	—	10200	—	684120	—	6793600



1.2.1 Route intermédiaire avec hourdis

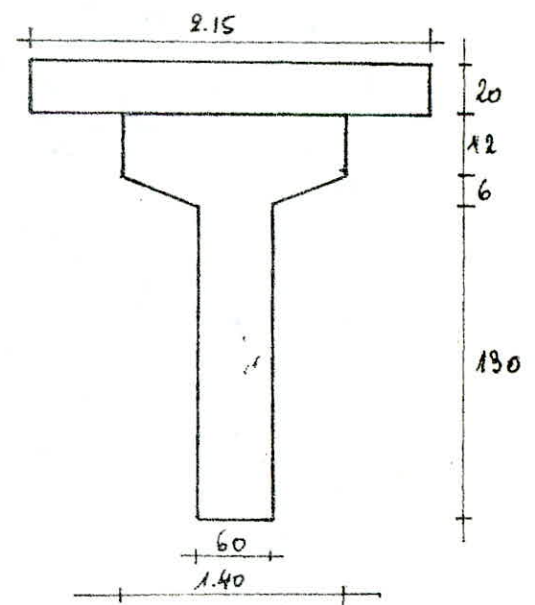
1.2.1 / Section médiane :

DESIGN SECTION	Dim	Area b_0	Z	S_0	Z'	I_0
Ame 1	18.150	2700	95	256500	95	24367500
I_0 Ame ①	$\frac{18.150^3}{12}$	—	—	—	—	5068500
Table Rect ②	12.61.2	1464	26	38064	26	989664
I_0 ②	$\frac{2.61.12^3}{12}$	—	—	—	—	17568
Triangle sous table ③	$2.61.6 / 2$	366	34	12444	34	423096
I_0 ③	$\frac{2.61.6^3}{36}$	—	—	—	—	732
Gouset sur talon ④	$\frac{2.21^2}{2}$	441	143	63063	143	9018009
I_0 ④	$\frac{2.21^4}{36}$	—	—	—	—	10804,5
Talon Rect ⑤	2x20.21	840	160	134400	160	21504000
I_0 ⑤	$\frac{2.21.20^3}{12}$	—	—	—	—	28000
Hourdis	20.215	4300	10	43000	13,33	573190,00
Σ	—	10111	—	547471	—	61995064



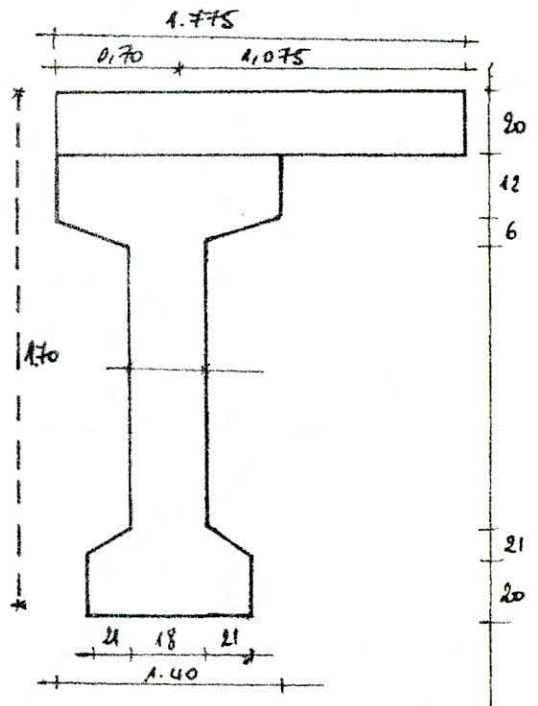
1.2.1 / Section d'About

DESIGN SECTIONS	Dim	Area b_0	Z	S_0	Z'	I_0
Ame ①	60x150	9000	95	855000	95	81225000
I_0 ①	$\frac{60.150^3}{12}$	—	—	—	—	16875000
Table Rect ②	2.40.12	960	26	24960	26	608960
I_0 ②	$\frac{2.40.12^3}{12}$	—	—	—	—	11520
TRIANGLE sous table ③	$2.40.6 / 2$	240	34	8160	34	277440
I_0 ③	$\frac{2.40.6^3}{36}$	—	—	—	—	480
hourdis	20.215	4300	10	43000	13,33	573190,00
Σ	—	14500	—	931120	—	95611590



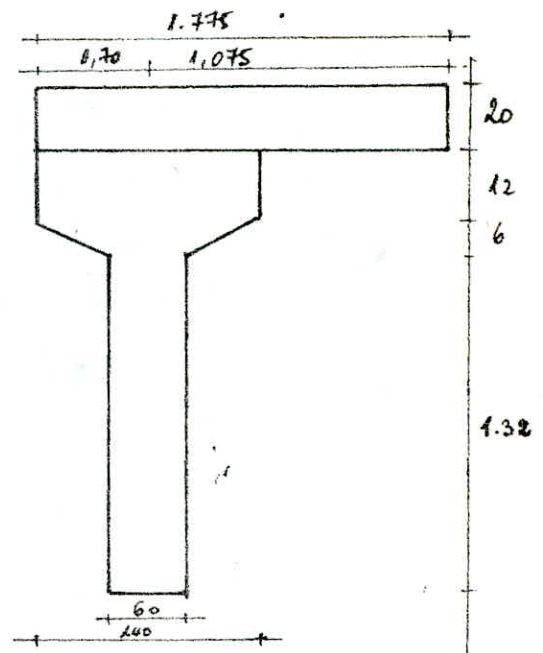
1.3/ Poutre de rive + hoordis
 1.3.1/ Section médiane :

DESIGN SECTIONS	Dim	Area B_0	Z	S_0	Z'	I_A
Ame ①	18.150	2700	95	256500	95	24367500
I_0 ①	$\frac{18 \cdot 150^3}{12}$	—	—	—	—	5062500
Table Rect ②	12.61.2	1464	26	78064	26	989664
I_0 ②	$\frac{2 \cdot 61 \cdot 12^3}{12}$	—	—	—	—	17568
TRIANGLE Goulet Table ③	$\frac{2 \cdot 61 \cdot 6}{2}$	366	34	12444	34	423096
I_0 ③	$\frac{2 \cdot 61 \cdot 6^3}{36}$	—	—	—	—	732
Goulet sur Table ④	$\frac{2 \cdot 21^2}{2}$	441	143	63063	143	9018009
I_0 ④	$\frac{2 \cdot 21^4}{36}$	—	—	—	—	10804,5
Talon Rect ⑤	2.21.20	840	160	13440	160	21504000
I_0 ⑤	$\frac{2 \cdot 21 \cdot 20^3}{12}$	—	—	—	—	28000
Hoordis	20x177,5	3550	10	25500	$\frac{21 \cdot 20}{3} = 13,33$	47345
Σ	/	9361	/	539971	/	61895 089



1.3.2/ Section d'About

DESIGN Sections	Dim	Area B_0	Z	S_0	Z'	I_A
Ame ①	60x150	9000	95	956000	95	81225000
I_0 ①	$\frac{60 \cdot 150^3}{12}$	—	—	—	—	16875000
Table Rect ②	12(140-60)	960	26	24960	26	648960
I_0 ②	$\frac{2 \cdot 40 \cdot 12^3}{12}$	—	—	—	—	14520
TRIANGLE Goulet Table ③	$\frac{2 \cdot 40 \cdot 6}{2}$	240	34	8160	34	277440
I_0 Triangle	$\frac{2 \cdot 40 \cdot 6^3}{36}$	—	—	—	—	480
hoordis	20.177,5	3550	10	25500	13,33	473215
Σ	/	13750	/	983620	/	99511645



CHAPITRE 2 : DETERMINATION DE LA PRÉCONTRAINTE :

2.1/ HYPOTHESES

- On essaie de dimensionner la précontrainte pour le cas extrême suivant :
 - Charge totale plus précontrainte permanente
- On vérifiera la section sur la base des contraintes majorées pour le cas de la charge permanente incomplète + précontrainte initiale
- Si ces contraintes admissibles majorées sont dépassées on procède à un fractionnement de l'effort de précontrainte.
- Comme il a été précisé les calculs se feront sur les éléments statiques bruts.

Soient les caractéristiques géométriques brutes de la section de la poutre de rive n° 9 qui est la plus sollicitée de notre cas en section médiane :

$$\begin{aligned}
 B &= 9361 \text{ cm}^2 & V_s &= \frac{S_d}{b} = 58 \text{ cm} \\
 S_d &= 539974 \text{ cm}^3 & V_i &= 112 \text{ cm} \\
 I_d &= 64895089 \text{ cm}^4 & I_G &= 30576771 \text{ cm}^4 \\
 I_G &= I_d - V_s \cdot S_d & C &= -112 + 10 = -102 \text{ cm} \\
 i^2 &= 3266 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Nous avons pris une couverture minimale d'encrobage $d = 10 \text{ cm}$.

Sous la combinaison de la charge permanente totale et de la surcharge du système D ; nous avons un moment maximal en section médiane ayant la valeur de $M_{G+D} = 660 \text{ t.m}$.

Selon l'article 14^{er} de l'Instruction provisoire n°1, pour les constructions dites en béton précontraint la contrainte de traction doit être nulle.

La contrainte de traction engendrée par le poids propre total et du système D est égale à :

$$\sigma'_{G+D} = \frac{M_{G+D}}{I/V_i} = \frac{660 \cdot 10^5}{30576771} \cdot 112 = 242 \text{ Kg/cm}^2.$$

Pour éviter toute contrainte de traction sur la fibre inférieure, il faut que la contrainte de précontrainte, sur la fibre inférieure, compense la valeur ci-dessus déterminée. L'expression de la contrainte de précontrainte doit satisfaire à :

$$\sigma_p = \frac{F}{S} \left(1 - \frac{e V_i}{i^2} \right) \geq 242 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow F = 504 \text{ tonnes}$$

Comme les pertes de tension sont évaluées entre 20 ÷ 30%, on prend la valeur moyenne de 25%.

L'additif de l'IP2 donne la règle suivante : — La contrainte de l'armature, à l'origine, ne doit pas dépasser la plus faible des valeurs :

- * 0,85 σ_g
- * 0,95 τ_g (possibilité de remplacer un fil rompu pendant la mise en tension)

Les câbles de précontraintes utilisés ont les valeurs : $\sigma_g = 18500 \text{ Kg/cm}^2$
 $\tau_g = 14800 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma_0 = \min \{ 0,85 \cdot 18500 ; 0,95 \cdot 14800 \} = 14060 \text{ Kg/cm}^2$$

La contrainte permanente (ie en service) dans les fils est égale à : $0,75 \cdot 14060 = 10545 \text{ Kg/cm}^2$

avec une force unitaire $F_g = 10545 \cdot 9,73 \text{ Kg} \approx 103 \text{ t}$.

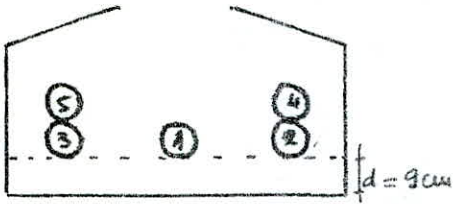
Le nombre de câbles est estimé à : $n = \frac{503}{103} \approx 4,88 \approx 5$ câbles, on prend 5 câbles

FT15 : soit par câble $N_1 = \frac{503}{5} = 100,6 \text{ tonnes}$ ce qui correspond à une contrainte de service $\sigma_{as} = \frac{5 \cdot 100,6}{9,73} = 10339 \text{ Kg/cm}^2$

d'où la contrainte initiale au milieu $\sigma_{aim} = 1,25 \cdot 10339 \text{ Kg/cm}^2 = 12924 \text{ Kg/cm}^2$

CHAPITRE 3 : CALCULS DES ELEMENTS STATIQUES NETS.

3.1 / Disposition des câbles en section médiane :



voir IPA (Article 19.3)

litre : Distances des armatures de précontrainte sous gaine aux parois des coffrages.

$$\text{Nous avons pour } d \geq \phi_e + \frac{\phi_e}{4} = 6,6 + \frac{6,6}{4} = 8,25 \text{ cm}$$

La valeur retenue est $d = 9 \text{ cm}$.

le premier lit est disposé : $d_{1,2,3} = 9 + 3,3 = 12,3 \text{ cm}$.

le deuxième lit est disposé : $d_{4,5} = 9 + 6,6 + 3,3 = 18,9 \text{ cm}$.

le centre de gravité : $d_{1,2,3,4,5} = \frac{3 \times 12,3 + 2 \times 18,9}{5} = 14,94 \text{ cm}$.

3.2 / Elements statiques nets

3.2.1 / Pour la poutre seule à 1/2 :

DESIGN	Dim	B [cm ²]	Z [cm]	S _A [cm ²]	I _A [cm ⁴]
B, S _A , I _A bruts	/	5811	/	388251	43567434
TROUS A DEVIÉE	$\frac{5\pi(6,6)^2}{4}$	171	135,10	23095,30	3122650
B, S _A , I _A nets	/	5640	/	365156	40444784

$$Z = h - cdg$$

$$Z = 150 - d_{1,2,3,4,5} = 135,10 \text{ cm}$$

$$V_s = \frac{S_A}{B_n} = 65 \text{ cm}$$

$$V_i = 85 \text{ cm}$$

$$I_G = I_A - S_A^2 V_s = 16709644 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = 2963 \text{ cm}^2$$

Resumé : Poutre seule à 1/2

$$B = 5640 \text{ cm}^2$$

$$I_G = 16709644 \text{ cm}^4$$

$$V_s = 65 \text{ cm}$$

$$i^2 = 2963 \text{ cm}^2$$

$$V_i = 85 \text{ cm}$$

$$e = V_s - Z = 65 - 135,10 = -70,1$$

3.2.2 / Poutre de rive à 1/2 :

DESIGN	Dim	B [cm ²]	Z [cm]	S _A [cm ²]	I _A [cm ⁴]
B, S _A , I _A bruts	/	9361	/	539971	61895089
TROUS A DEVIÉE	$\frac{5\pi(6,6)^2}{4}$	171	155	26505	4108741
B, S _A , I _A nets	/	9190	/	513466	57786348

$$Z = 170 - 15 = 155 \text{ cm}$$

$$V_s = 56 \text{ cm}$$

$$I_G = 29097846 \text{ cm}^4$$

$$I_A(\phi) = \frac{5\pi(6,6)^4}{64} + \frac{5\pi(6,6)^2(155)^2}{4}$$

$$I_A(\phi) = 4108741 \text{ cm}^4$$

Resumé : Poutre de rive à 1/2

$$B = 9190 \text{ cm}^2$$

$$I_G = 29097846 \text{ cm}^4$$

$$V_s = 56 \text{ cm}$$

$$i^2 = 3166 \text{ cm}^2$$

$$V_i = 114 \text{ cm}$$

$$e = V_s - Z = -99 \text{ cm}$$

3.3/ Vérification des contraintes vis à vis des éléments statiques Nets.

On applique l'hypothèse de la superposition des efforts

Pour le moment engendré par la charge permanente complète

$$M_G = 320 \cdot 10^5 \text{ Kg.cm.}$$

Pour le moment engendré par la surcharge du système D :

$$M_Q = 340 \cdot 10^5 \text{ Kg.cm.}$$

3.3.1/ Calcul des contraintes élémentaires du béton en service :

a) Pour la charge permanente complète

$$\text{Fibre supérieure } \sigma_0 = \frac{320 \cdot 10^5}{29097846} \cdot 56 = 62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Fibre inférieure } \sigma'_0 = \frac{320 \cdot 10^5}{29097846} \cdot 114 = -125,4 \text{ Kg/cm}^2$$

b) Pour la surcharge "D"

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma_0 = \frac{340 \cdot 10^5 \cdot 56}{29097846} = 65,40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma'_0 = \frac{340 \cdot 10^5 \cdot 114}{29097846} = -133,20 \text{ Kg/cm}^2$$

c) Pour la précontrainte en SVC

La contrainte de traction sur la fibre inférieure sous l'effet de "C" et "D", sans précontrainte, atteint la valeur $\sigma'_{0+C} = -125,4 - 133,20 = 259 \text{ Kg/cm}^2$

Pour éviter une contrainte de traction sur la fibre inférieure il nous faut la vérification suivante :

$$\sigma'_p = \frac{F}{A} \left(1 - \frac{e \cdot v_i}{i^2} \right) \geq 259 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{ou } \frac{F}{9190} \left(1 + \frac{99 \cdot 114}{3166} \right) \geq 259 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow F \approx 521 \text{ tonnes.}$$

donc le nombre de câbles $n = 5$ câbles.

soient les contraintes de précontrainte :

$$\text{sur la fibre supérieure } \sigma_p = \frac{521 \cdot 10^3}{9190} \left\{ 1 - \frac{99 \cdot 56}{3166} \right\} = -42,60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{sur la fibre inférieure } \sigma'_p = \frac{521 \cdot 10^3}{9190} \left\{ 1 + \frac{99 \cdot 114}{3166} \right\} = 258,80 \text{ Kg/cm}^2$$

d) Contraintes résultantes en SVC :

Eh Kg/cm ²	CONTRAINTES ELEMENTAIRES			CONTRAINTES RESULTANTES	
	sous poids propre	sous surch	sous précont	A vide	en charge
F.S $\sigma =$	62	65,4	-42,6	19,4	84,8
F.I $\sigma' =$	-125,4	-133,20	258,8	133,4	0,2

Détermination de la valeur minimale de la résistance de rupture à σ_{28}

$$\sigma_{28} \geq \frac{133,4}{0,42} = (317,6 \leq 400) \text{ Kg/cm}^2$$

3.3.2/ Contraintes élémentaires du béton à la mise en tension, action milieu.

ou a avant l'exécution de la superstructure : pour le moment engendré par l'ossature résistante (poutre + hourdis) $M_{G2} = 259 \text{ t.m.}$

a) Pour l'ossature résistante :

$$\text{Fibre supérieure } \sigma_{G2} = \frac{259 \cdot 10^5}{29097846} \cdot 56 = 50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Fibre inférieure } \sigma'_{G2} = \frac{259 \cdot 10^5}{29097846} \cdot 114 = -102 \text{ Kg/cm}^2$$

b/ Contraintes sous précontraintes :

Contrainte initiale au milieu : 14060 Kg/cm^2

soit par câble : $14060 \times 9,73 = 137 \text{ t}$

ou $F = 5 \times 137 = 685 \text{ tonnes}$

On aura à la mise en tension

$$\text{File supérieure : } \sigma_p = \frac{685 \cdot 10^3}{9190} \left\{ 1 - \frac{99,56}{3166} \right\} = -56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{File inférieure : } \sigma_p = \frac{685 \cdot 10^3}{9190} \left\{ 1 + \frac{99,56}{3166} \right\} = 340 \text{ Kg/cm}^2$$

c/ Contraintes résultantes :

$$\text{File supérieure : } \sigma = 50 - 56 = -6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{File inférieure : } \sigma' = -102 + 340 = 238 \text{ Kg/cm}^2$$

Remarque : 1/ la valeur de la résistance à la rupture est dépassée :

$$\sigma'_{28} = \frac{238}{0,55} = 433 \text{ Kg/cm}^2 \geq 400 \text{ Kg/cm}^2.$$

Alors que le béton est relativement jeune, la compression de 238 Kg/cm^2 sur la fibre inférieure est élevée, nous avons intérêt à fractionner l'effort de précontrainte pour que les contraintes admissibles majorées ne soient pas dépassées.

Les contraintes de précontrainte sur la fibre inférieure dans les deux états sont :

A la mise en tension : $\sigma'_p = 340 \text{ Kg/cm}^2$ (1) (ie à vide)

En SERVICE : $\sigma'_p = 257 \text{ Kg/cm}^2$ (2) (ie charge permanente + précontrainte permanente)

Le fractionnement nous conduit à réaliser 2 mises en tension

1^{ère} Mise en tension : $\frac{257}{340} \cdot 5 \approx 3$ câbles (ie (1)). Nbre de câbles)

2^{ème} Mise en tension : les câbles restants de quantité 2 câbles.

Remarque : Pour le traçage des câbles : La première précontrainte due aux câbles (3) file jusqu'à la face d'about
La deuxième précontrainte des deux câbles restants émerge à la partie supérieure.

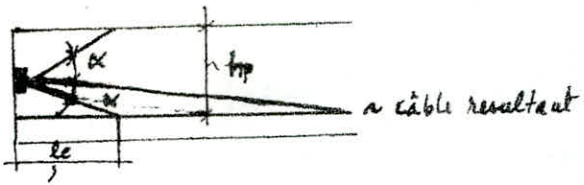
Pour une telle disposition, les caractéristiques géométriques en différentes sections varient, pour la partie centrale les éléments statiques nets ont été déjà déterminés, nous reste à déterminer les caractéristiques géométriques nettes, pour la disposition des câbles entre la partie centrale et l'appui et les câbles disposés à l'about.

A/ Relevage des câbles :

La zone d'ancrage en port tension nous impose une partie rectiligne, pour bonne transmission entre l'armature d'ancrage et le câble : on admet une diffusion, suivant un angle α tel que $\tan \alpha = \frac{2}{3}$

soit l_c = longueur d'établissement de la précontrainte
 l_p = centre de gravité du câble à la partie supérieure.

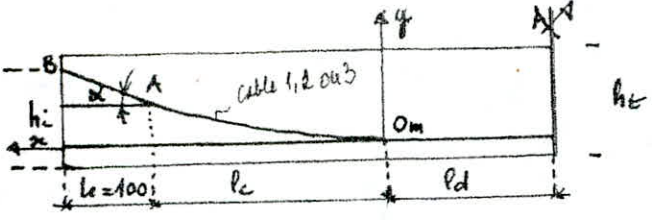
Determinons l_c en zone d'about



Application: $\tan \alpha = \frac{2}{3} = \frac{h_p}{2 \cdot l_c} \Rightarrow l_c = \frac{3 h_p}{4}$

$h_p = 150 - 9 = 141 \text{ cm.}$
 $l_c = 105,75 \text{ m} = 1,00 \text{ m.}$

A1/ Equation parabolique en Zone d'about :



- Soient $O_m A =$ tronçon parabolique
- $O_m =$ point de relevage du câble i
- $AB =$ partie rectiligne.
- $B =$ point d'ancrage du câble i
- $l_c =$ longueur en projection horizontale de $O_m A$.
- $l_d =$ longueur rectiligne du câble
- $l = l_c + l_d =$ longueur totale de la chaînette.
- $d =$ distance du câble i à la file inférieure
- $h_i =$ distance du câble i à la file inférieure.

l'équation du tronçon parabolique $O_m A$:
 $y = ax^2$
 La pente de "AB" = la pente "O_m A"
 $y'(x) = 2ax : x = l_c : \tan \alpha = 2al_c$
 $a = \frac{\tan \alpha}{2l_c}$

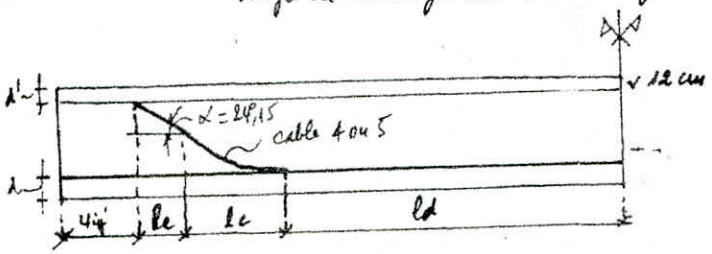
le tronçon parabolique : $x = l_c : y = h_i - d - AB \sin \alpha$
 ou : $1/2 y = h_t - d - l_c \tan \alpha$
 $2/l_c = \frac{2y}{l_c \tan \alpha}$
 $3/a = \frac{l_c \tan \alpha}{2l_c}$
 $4/ L/g = l_d + l_c + l_c$

A2/ Equation parabolique pour les câbles émergents :

$y = ax^2 : x = l_c : y = al_c^2$
 $y'(x) = 2ax : y'(l_c) = 2al_c : \tan \alpha = 2al_c : a = \frac{\tan \alpha}{2l_c}$ (1)
 $y = h_t - d - d' - l_c \tan \alpha$ (2)
 $l_c = \frac{2y}{\tan \alpha}$ (3)

- $h_t =$ hauteur totale de la poutre
- $d =$ distance du Centre de gravité de l'armature à la file inférieure
- $d' =$ distance du Centre de gravité du système d'ancrage à la file supérieure
- $l_c \tan \alpha = h_d =$ hauteur où s'effectue la transmission (disparition du câble aussi)

Pour les 2 câbles émergents ou essai en échelonnement régulier
 Zone de relevage des câbles : $l/4 \leq l_0 \leq l/3$ AN $l_0 = 7 \div 9 \text{ m}$ ou $l_0 = 8 \text{ m}$
 Angl de relevage des câbles émergents $\alpha = 24,15 : \tan \alpha = 0,45$.
 $u_1 = 2 \text{ m} ; u_2 = 3 \text{ m} ; u_3 = 3 \text{ m}.$

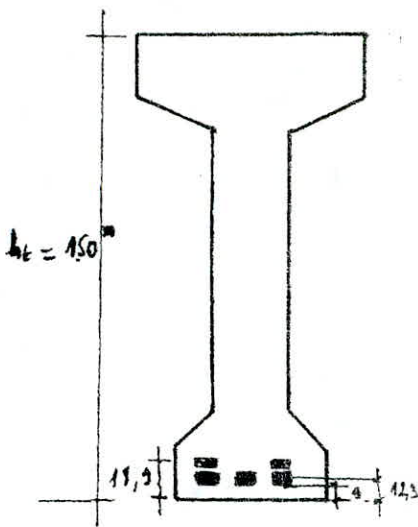


A.3/ Profils de la poutre seule

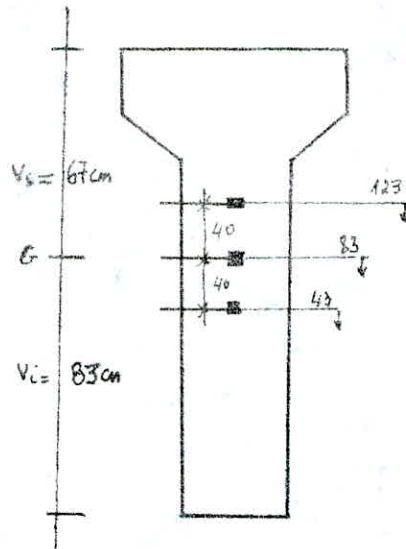
En coupe transversale :

nous avons :

α/ En section médiane :



β/ En section d'about :



N° des câbles	h_i [cm]	d [cm]	Y [cm]	l_e (m)	l_c (m)	l_d [cm]	q [cm ⁻¹]	X /About [cm]	X_c
1	43	9	12,7	1,20	1,00	12,075	0,09	1,00	12
2	83	9	47,9	3,50	1,00	9,775	0,04	1,50	15
3	123	9	83,4	5,50	1,00	7,775	0,03	1,00	17
4	93	18,9	74,1	3,30	1,00	7,975	0,07	2,00	24,15
5	93	18,9	74,1	3,30	1,00	4,975	0,07	5,00	24,15

Rem: En section d'about nous avons choisi une distribution uniforme de l'effort dû aux trois (03) câbles disposés à la face d'about tel que le point d'application de la force de précontrainte dans cette section coïncide avec le centre de gravité de cette section.

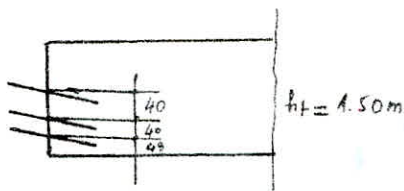
Ainsi le nombre et la position des trous des câbles étant modifiés, il convient de calculer les nouvelles valeurs des éléments statiques et également les composantes de la précontrainte en différentes sections.

A.4/ Exemples d'application

a/ Nous prenons la poutre seule et nous l'étudions en section d'about c-à-d à $x = 0,0L$.

Rem: y_i et Z sont comptés à partir de la fibre supérieure qui sera définie par un axe Δ .

A.4.1/ DETERMINATION DES COMPOSANTES
DE LA REACTION



n° Cable	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	h_i [cm]	z_i [cm]	$z_i \cos \alpha_i$ [cm]	z_i^2
3	17°	0,29	0,96	123	27	26	729
2	15°	0,26	0,97	83	67	65	4489
1	12°	0,21	0,98	43	107	105	11449
Σ	—	0,76	2,91	/	/	196	16667

soit la valeur du point d'application de la résultante. Elle est donnée depuis la fibre supérieure :

$$\eta = \frac{\Sigma z_i \cos \alpha_i}{\Sigma \cos \alpha_i} = \frac{196}{2,91} = 67,35 \text{ cm.}$$

Les composantes de la précontrainte :

Composante Normale $N = F_c \cdot \Sigma \cos \alpha$ AN: $N = 2,91 \cdot 100,9 \approx 294 \text{ tonnes}$
 Composante Verticale $V = F_c \cdot \Sigma \sin \alpha$ AN: $V = 0,76 \cdot 100,9 \approx 77 \text{ tonnes}$

A.4.2/ Eléments statiques Nets :

DESIGN	Dim	B [cm ²]	\bar{z} [cm]	S_B [cm ³]	I_B [cm ⁴]
B, S _B , I _B bruts	/	10800	/	684120	67593600
A déduire trous	$\frac{3\pi(66)^2}{4}$	103	67,35	6013	570490,4
B, S _B , I _B nets	/	10097	/	677907	67023110

Resumé : Pour la poutre seule à $\alpha = 0,01$
 $B = 10097 \text{ cm}^2$ $I_B = 21650241 \text{ cm}^4$
 $V_S = 67 \text{ cm}$ $I^2 = 2144 \text{ cm}^2$
 $V_E = 83 \text{ cm}$ $e = -0,35 \text{ par Cdg.}$

b/ Pour la section à L/4 :

Le positionnement des câbles dans cette section : $x = 0,25L = 7,1375 \text{ m}$

Cable 1 : $Ag_1 = 2g_1$ $x_1 = l_c + l_c = 1,00 + 1,20 \text{ m} < 7,1375 \text{ m}$
 $g_1 = 0,09 \text{ m}^2$

Cable 2 : $x_2 = l_c + l_c = 1,00 + 3,5 = 4,5 \text{ m} < 7,1375 \text{ m}$

Cable 4 ; Cable 5 ; les câbles 1, 2, 3, 4, 5 restent toujours non relâchés.

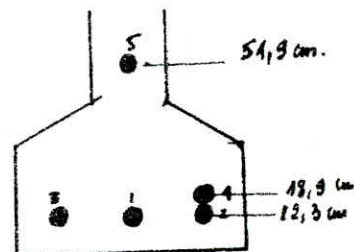
Cable 5 : $Ag_5 = 2g_5$ $g_5 = 0,07 \text{ m}^2$
 $g_5 = 0,07 \text{ m}^2$ $x_5 = 5,00 + 1,00 + 3,30 = 9,30 \text{ m} > 7,1375 \text{ m}$; $\Delta x_5 = 2,16 \text{ m}$
 $\alpha_5 = 16,82^\circ$
 $g_5 = 33 \text{ cm}$

A.1.1 DETERMINATION DES COMPOSANTES

DE LA RECONTRAINTE

A.1.1.1 / 2 profils et calcul des composantes verticales et horizontales :

N° des câbles	α_i [°]	S_{ixi}	$COS \alpha_i$	h_i [cm]	δ_i [cm]	$S_{ixi} \cos \alpha_i$ [cm]	δ_i^2 [cm ²]
1	0	0	1	12,3	137,7	137,7	18961
2	0	0	1	12,3	137,7	137,7	18961
3	0	0	1	12,3	137,7	137,7	18961
4	0	0	1	18,9	131,10	131,10	17187
5	16,82°	0,29	0,96	51,9	98,10	94,2	9624
Σ	/	0,29	4,96	/	/	638,40	83694



$$N = 100,9 \cdot 4,96 = 501t$$

$$V = 29,30 \text{ tonnes}, \text{ le point d'application de la résultante } \bar{x} = \frac{638,40}{4,96} \approx 129 \text{ cm.}$$

A.1.1.2 : DETERMINATION DES ELEMENTS NETS

DESIGN	Dim	B [cm ²]	Z [cm]	S_0 [cm ²]	I_0 [cm ⁴]
G, Q, I _A Bruts	/	5911	/	378251	43567424
A. section torsion	$\frac{5 \pi (6,6)^2}{4}$	171,10	129	22067	2863800
S ₀ , I, B nets	/	5640	/	366184	40703634

$$I_0(\phi) = \frac{\sum \pi (6,6)^4}{32} + \frac{\pi (6,6)^2}{4} \cdot 83694$$

$$I_0(\phi) = 2863800 \text{ cm}^4$$

$$I_G = I_0 - V_s \cdot S_0^2 = 16901674 \text{ cm}^4$$

Résumé : Pour la poutre seule à $x = 0,25L$

$$B = 5640 \text{ cm}^2$$

$$V_s = 65 \text{ cm}$$

$$V_C = 85 \text{ cm}$$

$$N = 501 \text{ tonnes}$$

$$I_G = 16901674 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 2863800 \text{ cm}^4$$

$$e = V_s - Z = 65 - 129 = -64 \text{ cm}$$

$$V = 29,30 \text{ tonnes.}$$

Dans ce qui suit nous allons récapituler toutes les valeurs des éléments nets et des composantes dans les différentes sections étudiées.

Tableaux donnant les Elements statiques nets
 et les composantes de la précontrainte
 a) pour la poutre intermédiaire sans hourdis :

DESIGN Section	B [cm ²]	V _s [cm]	V _i [cm]	I _G [cm ⁴]	i ² [cm ²]	e [cm]	N [t]	V [t]
0,0L	10087	67	83	21650241	2164	-0,35	294	77t
0,25L	5640	65	85	16901674	2997	-64	501	29,30
0,5L	5640	65	85	16709644	2963	-70	517	0

e = excentricité
 du câble résultant
 par rapport au Cdg.

b) pour la poutre de rive :

DESIGN Section	B [cm ²]	V _s [cm]	V _i [cm]	I _G [cm ⁴]	i ² [cm ²]	e [cm]	N [t]	V [t]
0,0L	13647	67	103	57344931	2737	-20,30	294	77
0,25L	9190	56	114	29273119	2195	-90	501	29,30
0,5L	9190	56	114	29097846	3165	-99	517	0

Nous résumons également les coordonnées des câbles :

DESIGN Section	l _c [m]	l _e [m]	a [m]	x _i [m]	y _i [cm]	l _g [m]
1	1,20	1,00	0,09	2,20-z	0,09x ₁ ²	0,18x ₁
2	3,50	1,00	0,04	4,50-z	0,04x ₂ ²	0,08x ₂
3	5,50	1,00	0,03	6,50-z	0,03x ₃ ²	0,06x ₃
4	3,30	1,00	0,07	6,30-z	0,07x ₄ ²	0,14x ₄
5	3,30	1,00	0,07	9,30-z	0,07x ₅ ²	0,14x ₅

z étant la variation de la
 partie suivant l'axe
 longitudinal xox.

Coordonnées du câble moyen :

z [m]	1,00	1,20	2,00	2,20	2,40	2,60	3,00	3,20	4,00	4,20	4,60	4,90	5,50	6,00	6,50	6,70	9,00	9,20
y [m]	63	58	41	38	35	32	28	25	19	18	16	15	13	13	12,2	12,3	12,4	12,5
							45	44	29	26	22	20	15	31	26	24	15	14,9

Voir Explication paragraphe 6.2 Dans l'ouvrage de G. DREUX "Pratique du béton précontraint"
 Pour les calculs, les points de passage sont de 2 en général, un point de passage correspond au Cdg
 des câbles dans cette section et un autre un peu en dessous, non compris le câble considéré.
 Alors on peut écrire Somme des moments = moment de la somme.

3.4/ Fuseaux limites :

3.4.1/ Premier fuseau limite

Les limites du noyau central sont: (sont prises pour limites admissibles)

$$a = \frac{i^2}{N_s} \text{ borne supérieure, } a' = -\frac{i^2}{N_i} \text{ borne inférieure}$$

les valeurs limites pour l'excentricité de la fibre contrainte (excentricité du câble équivalent):

$$e_1 = a' - \frac{M_0}{N} \text{ (à vide)} \text{ et } e_2 = a - \frac{M_0 + M_s}{N} \text{ en charge}$$

Section	N [t]	M _{min} [t.m]	M _{max} [t.m]	a' [cm]	a [cm]	$-a' - \frac{M_{min}}{N}$ [cm]	$a - \frac{M_{max}}{N}$ [cm]	$e_1 \leq e_0 \leq e_2$ [cm]
0,0L	294	0	0	40,85	26,60	-41	27	-41 < 20 < 27
0,25L	501	240	495	56,90	27,9	-105	-71	-105 < -90 < -71
0,50L	517	320	660	56,50	27,80	-118	-100	-118 < -99 < -100

3.4.2/ Deuxième fuseau limites:

les valeurs limites de l'excentricité du câble équivalent sont:

$$s' = -\left(\frac{\bar{\sigma}}{N} - 1\right) \frac{i^2}{N_i} - \frac{M_{min}}{N} \text{ à vide}$$

$$s = \left(\frac{\bar{\sigma}}{N} - 1\right) \frac{i^2}{N_s} - \frac{M_{max}}{N} \text{ en charge.}$$

$$\text{avec } \bar{\sigma} = 0,48 \cdot \bar{\sigma}_{28} = 0,42 \times 400 = 168 \text{ kg/cm}^2$$

(A)

section	N [t]	M _{min} [t.m]	M _{max} [t.m]	$\frac{\bar{\sigma}}{N} - 1$	$\frac{i^2 \times (A)}{N_i \text{ cm}}$	$\frac{M_{min}}{N} \text{ [Bar]}$	s'	$\frac{(A) \cdot i^2}{N_s}$	$\frac{M_{max}}{N}$	s	s' < e ₀ < s
0,0L	294	0	0	0,6,8	277,8	0	-278	181	0	182	-278 < 20 < 182
0,25L	501	240	495	2,10	119	48	-167	59	99	-40	-167 < -90 < -40
0,5L	517	320	660	2	113	62	-175	56	128	-72	-175 < -99 < -72

CHAPITRE 4: LES PERTES DE PRÉCONTRAINTE :

Nous distinguons les pertes instantanées des pertes différées pour tenir, de la valeur de la précontrainte initiale.

4.1 / Les pertes instantanées :

4.1.1 / frottements : Ils sont exprimés par la formule pratique :

$$\Delta \sigma_{frott} = \sigma_0 \left\{ \frac{\pi}{180} \cdot f \cdot \alpha + \varphi l \right\} ; \quad \alpha = [rad]$$

$$l = l_c + l_d = [m]$$

on utilise pour déterminer la longueur courbe du câble $l_c = \frac{1}{4a} \left[l u \left\{ 2ax + \sqrt{1 + (2ax)^2} \right\} + 2ax \sqrt{1 + (2ax)^2} \right]$; $f = 0,18$; $\varphi = 2 \cdot 10^{-3} rad/m$.
 $\sigma_0 = \min \{ 0,85 \sigma_g ; 0,95 \sigma_g \} = 14060 kg/cm^2$

a) Pertes de frottement entre la section d'about et la section médiane :

Cable	$\alpha \equiv$	X [m]	a [m ⁻¹]	l _c [m]	l _d [m]	l [m]	$\Delta \sigma_{frott}$
1	18	2,20	0,09	3,00	12,075	15,10	932
2	15	4,50	0,04	6,00	9,775	15,70	1074
3	17	6,50	0,03	8,80	7,775	16,60	1184
4	24,15	4,30	0,07	7,20	7,975	15,20	1446
5	24,15	4,30	0,07	7,20	4,975	12,20	1862

$\Delta \sigma_{frott} = 1193,4 kg/cm^2$

b) Pertes entre l'appui et l'émergence du câble 4 :

Cable	$\alpha \equiv$	X [m]	a [m ⁻¹]	l _c [m]	l _d	l	$\Delta \sigma_{frott}$
1	12	0,20	0,09	0,20	12,075	12,30	852
2	15	2,50	0,04	2,625	9,775	12,40	981
3	17	4,50	0,03	4,60	7,775	12,33	1064

$\Delta \sigma_{frott} = 966 kg/cm^2$

c) Pertes entre l'appui et l'émergence du câble 5 :

Cable	α	X	a	l _c	l _d	l	$\Delta \sigma_{frott}$
1	12	-	0,09	/	12,075	12,075	846
2	15	-	0,04	/	9,775	9,775	908
3	17	1,50	0,03	1,52	7,775	9,30	979
4	24,15	0,30	0,07	0,32	7,975	8,30	1252

$\Delta \sigma_{frott} = 936,25 kg/cm^2$

4.1.2 / Recul d'ancrage :

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

$$X = \sqrt{\frac{g \cdot E_a \cdot l_t}{\sigma_0 (f_d + \varphi l)}}$$

En un point d'abaissement x (x < X) prise à l'origine d'ancrage : $\Delta \sigma_{recul}(x) = \Delta \sigma_{recul} \cdot \frac{X-x}{X}$ avec $\Delta \sigma_{recul} = 2g \cdot \frac{E_a}{X}$

Émergence du câble 4

$x_4 = 2,00 m$

Émergence du câble 5 :

$x_5 = 5,00 m$

$l_2 = 14,075 m$

Cable	$\Delta \sigma_{recul}$ [kg/cm ²]	About 0.m	Émergence du Câble 4	Émergence du Câble 5	1/2 L
1	17,10	22,11	1952	1564,20	391
2	16,60	2277	2003	1591,20	546,40
3	16,30	2319	2034,5	1608	316,60
4	14,10	/	2300,5	1730,20	/
5	13	/	/	1789,40	/
$\Delta \sigma_{recul}^{moy}$	/	2269	2071,5	1656,6	351,30

4.1.3/ Raccourcissement instantané du béton :

Il sera déterminé par l'expression : $\Delta\sigma_{\text{ racc}} = \frac{1}{2} \frac{E_a}{E_i} \sigma_{\text{ br}}^{\text{ moy}} \quad E_i = 21000 \sqrt{f_{c28}} = 420.000$
 $E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Kg/cm}^2$

Pour les 2 sections :

a) section médiane :

$M_6 = 320 \text{ t.m}$

$N = 577 \text{ t}$

$I = 29097846 \text{ cm}^4$

$B = 9190 \text{ cm}^2$

$e = -89 \text{ cm}$

(1) $\sigma_{bj} = 121,6 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_{bj} = \frac{N}{B} + \frac{N \cdot e}{I} + \frac{M_6 \cdot e}{I}$

b) section en 1/4

$M_6 = 320 \text{ t.m}$

$e = -90 \text{ cm}$

$N = 501 \text{ t}$

$I = 29273179 \text{ cm}^4$

$B = 9190 \text{ cm}^2$

(2) $\sigma_{bj} = 94,77 \text{ Kg/cm}^2 = 95 \text{ Kg/cm}^2$

on prend la valeur moyenne dans (1) $\sigma_{bj}^m = \frac{\sigma_{bj}^1 + \sigma_{bj}^2}{2} = 108,20 \text{ Kg/cm}^2$

A.N $\Delta\sigma_{\text{ racc}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{2,1 \cdot 10^6}{4,2 \cdot 10^5} \cdot 108,20 = 270,5 \text{ Kg/cm}^2$

4.1.4/ total des pertes

instantanées : $\sigma_{p0} - \sigma_{pi}(x) = \sigma_{pi}(x)$

a) About : $\sigma_{p1}(0) = 14060 - 0 - 2269 - 270,5 = 11520,5 \text{ Kg/cm}^2$

b) Câble 4 : $\sigma_{p2}(2,00 \text{ m}) = 14060 - 966 - 2072,5 - 270,5 = 10751 \text{ Kg/cm}^2$

c) Câble 5 : $\sigma_{p3}(5,00 \text{ m}) = 14060 - 936,5 - 1656,6 - 270,5 = 11136,65 \text{ Kg/cm}^2$

d) section médiane : $\sigma_{p4}(1/2) = 14060 - 1199,4 - 351,30 - 270,5 = 12238,8 \text{ Kg/cm}^2$

Notre précontrainte initiale p'valeur $\sigma_{pi}^{\text{ moy}}(x) = 11412 \text{ Kg/cm}^2$

4.2/ les pertes différées :

4.2.1/ Fluage du béton :

$\Delta\sigma_{\text{ flu}} = \frac{2 \sigma'_{bj} \cdot E_a}{E_i}$ A.N $\Delta\sigma_{\text{ flu}} = 2 \cdot 108,20 \cdot \frac{2,1 \cdot 10^6}{4,2 \cdot 10^5} = 1082 \text{ Kg/cm}^2$

4.2.2/ Retrait du béton :

$\Delta\sigma_{\text{ retrait}} = \epsilon_r \cdot E_a$

où $\epsilon_r = 4 \cdot 10^{-4}$ (raccourcissement unitaire de retrait)

$E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$

$\Delta\sigma_{\text{ retrait}} = 840 \text{ Kg/cm}^2$

4.2.3/ Relaxation de l'acier :

on utilise la formule de l'IP.2.

$\Delta\sigma_{\text{ relax}} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{2,4 \cdot 9000 \cdot \sigma_{pi} - 0,55 \sigma_{pi} \cdot \sigma_{pi}}{100 \cdot 0,25 \sigma_{pi}} \cdot \sigma_{pi} \\ 2) \frac{93000 + 2,5 \cdot \sigma_{pi} - 0,55 \sigma_{pi} \cdot \sigma_{pi}}{100 \cdot 0,25 \sigma_{pi}} \cdot \sigma_{pi} \end{array} \right.$

A.N

$f_{1000} = 3$

$f_{3000} = 3,6$

$\sigma_{pi}(x) = 11412 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_{ij} = 18500 \text{ Kg/cm}^2$

$\Delta\sigma_{\text{ rel}} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1) 280 \text{ Kg/cm}^2 \\ 2) 186,20 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$

ou a : $\Delta\sigma_{\text{ retrait}} + \Delta\sigma_{\text{ flu}} = 1922 \text{ Kg/cm}^2 > \sigma_{pi}(x) - 0,55 \sigma_{ij} = 1237 \text{ Kg/cm}^2$

d'où $\Delta\sigma_{\text{ différés}} = \Delta\sigma_{\text{ retrait}} + \Delta\sigma_{\text{ fluage}} = 1922 \text{ Kg/cm}^2$

HABITRES 5: VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

Les contraintes seront déterminées sur section nette; soit le tableau donnant les valeurs des caractéristiques géométriques Nettes en section médiane:

DESING	B [cm ²]	I [cm ⁴]	I ² [cm ²]	Y _s [cm]	Y _i [cm]	e [cm]
Poutre seule	5640	16709644	2963	65	85	-70,1
Poutre de rive	9190	29097846	3166	56	114	-99

Nota: pour les phases 1, 2, 3, 4, la vérification se fera vis à vis de la contrainte admissible supposée égale à la phase de construction $\bar{\sigma} = 0,55 \cdot \sigma_{28}$ avec une contrainte nominale à la rupture du béton égale à $\sigma_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$.
 Pour la phase 5 qui se fait en service $\bar{\sigma} = 0,42 \cdot \sigma_{28}$.

Les phases suivantes résument la succession des calculs:

- * PHASE 1 / La section résistante étant la poutre toute seule; les contraintes sont engendrées par:
 - 1/ Le poids propre de la poutre
 - 2/ la première pré-contrainte (3 câbles)
 - 3/ les pertes de différences ne sont pas consommées.

La contrainte initiale (moyenne) dans chaque câble est:

$\sigma_{pi} = \sigma_{pi}(x) + \Delta \sigma_{diff} = 11412 + 13334 \text{ kg/cm}^2$
 $F_3^{(1)} = 13334 \cdot 3 \cdot 9,73 = 389219,5 \text{ Kg}$
 $M_{G1} = \text{Moment engendré par le poids de la poutre en section médiane} = 157,60 \text{ t.m}$

kg/cm ²	Contraintes Éléments		Contraintes Résultants
	1 ^{er} Béton	pds poutre	
Fibre σ_s sup	-37,10	61,30	24,20
Fibre inf σ_i	207,80	-80,20	127,60

ou a supposé qu'à la fin de la première phase toutes les pertes instantanées ont été consommées
 $\sigma_3^1 = 13334 \text{ kg/cm}^2$
 Vérification: La contrainte nominale minimale à la rupture demandée pour le béton est $\frac{127,6}{0,55} = 232 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_3^1 = 232 \text{ kg/cm}^2$ reste inférieure à $\sigma_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$

- * PHASE 2 / Les contraintes sont déterminées:
 - 1/ Section résistante reste toujours la poutre
 - 2/ le poids propre de la poutre
 - 3/ le poids de la dalle
 - 4/ la pré-contrainte résiduelle de la 1^{ère} série de câbles (3 câbles en tout)

α/ Valeurs de Calcul:

$\sigma_3^2 = \sigma_3^1 - \frac{1}{3} \Delta \sigma_{diff} = 13334 - \frac{1922}{3} = 12693,30 \text{ kg/cm}^2$
 $F_3^2 = 3 \cdot 12693,30 \cdot 9,73 = 370518,40 \text{ kg/cm}^2$
 $M_{G2} = \text{Moment dû au poids propre de la poutre} + \text{la dalle} = 258,60 \text{ t.m}$
 si on suppose qu'un tiers de pertes différentes sont consommées

kg/cm ²	Contraint. Él. au		Contraint. Résultants
	F ₃ Kg	M _{G2} t.m	
F.S: σ_s	-35,30	100,60	65,30
F.I: σ_i	197,80	-131,60	66,20

A la fin de la phase 2; 3, 4, on fait éliminer toujours de $\frac{1}{3}$ les pertes totales différentes.
 Nota: lors des phases deux (2), la contrainte admissible sera prise égale à $\bar{\sigma}_{ad} = \bar{\sigma} = 0,55 \cdot \sigma_{28}$ avec une contrainte nominale à la rupture du béton égale à 400 kg/cm^2

■ Vérification: La contrainte nominale de rupture demandée est égale $\sigma_3^2 = \frac{66,20}{0,55} = 120 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_3^2 = 120 \text{ kg/cm}^2$ reste inférieure à $\sigma_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$

PHASE 3 / Les contraintes seront déterminées par :

- 1/ la section résistante devient la poutre de rive (à l'autre + dalle).
- 2/ le poids propre de la poutre
- 3/ le poids de la dalle
- 4/ précontrainte résiduelle précédente diminuée de un tiers des pertes totales différées.
- 5/ la deuxième précontrainte (les 2 câbles) diminuée des pertes instantanées.

α/ Valeurs de calcul :

$$\sigma_3^3 = \sigma_3^2 - \frac{1}{3} \Delta \sigma_{diff}$$

$$\sigma_3^3 = 12693,30 - \frac{1922}{3} = 12052,60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_3^3 = 3 \times 12052,63 \cdot 9,73 = 351816,40 \text{ Kg}$$

$$F_2^3 = 2 \times 13334 \cdot 9,73 = 259479,60 \text{ Kg}$$

$$F_5^3 = 611296, \text{ Kg}$$

$$M_{G2} = 258,60 \text{ t.m.}$$

Kg/cm ²	Contraints Elem		Contraint result
	F ₃ ³	M _{G2}	
F.S: σ ₃	-50,00	49,70	-0,3
F.I: σ _i	303,60	-101,30	202,30

■ Verification₃ : la contrainte nominale minimale de rupture du béton en phase 3 est égale

$$\sigma_j^3 = \frac{303,30}{0,55} = 551,45 \text{ Kg/cm}^2$$

reste inférieure à $\sigma_{28} = 400 \text{ Kg/cm}^2$

* PHASE 4 / Les contraintes seront calculées par :

α/ Valeurs de calcul :

$$\sigma_3^4 = \sigma_3^3 - \frac{1}{3} \Delta \sigma_{diff}$$

$$\sigma_3^4 = 12052,60 - \frac{1922}{3} = 11411,90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2^4 = 13334 - \frac{1922}{3} = 12693,30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_3^4 = 3 \times 9,73 \times 11411,90 = 333113,40 \text{ Kg}$$

$$F_2^4 = 2 \times 9,73 \times 12693,30 = 247012,80 \text{ Kg}$$

1/ la section résistante "poutre + dalle"
 2/ on met en place la superstructure
 3/ poids de la dalle + la poutre
 4/ précontraintes résiduelles des deux séries de câbles.

d'où $F_5^4 = F_2^4 + F_3^4 = 580125,70 \text{ Kg}$
 Moment engendré par poids total = poids de la poutre + dalle + superstructure

Kg/cm ²	Contraints Elem		Contraint result
	F ₅ ⁴	M _{G3}	
F.S: σ ₃	-47,4	61,60	14,2
F.I: σ _i	288,20	-125,4	162,80

■ Verification₄ : $\sigma_j^4 = \frac{162,8}{0,55} = 296 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_j^4 = \frac{162,8}{0,55} = 296 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{28} = 400 \text{ Kg/cm}^2$

* PHASE 5 / Les contraintes sont calculées :

α/ Valeurs de calcul :

Pour la 1^{ère} précontrainte la perte différée est totalement consommée $\sigma_5^4 = \sigma_5^3 = 11411,90 \text{ Kg/cm}^2$
 Pour la 2^{ème} précontrainte on lui fait consommer 2/3 restant de la perte totale différée

Etant donné que c'est une phase de verification, on applique la surcharge exceptionnelle du syst 2, car c'est elle qui engendre le cas le + défavorable à la poutre de rive n° 9.

■ Verification₅ : $\sigma_j^5 = \frac{81,60}{0,42} = 194,30 < \sigma_{28} = 400 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma_5^5 = \sigma_5^4 - \frac{2}{3} \Delta \sigma_{diff} = 11411,90$$

$$F_3^5 = 333113,40 \text{ Kg}; F_2^5 = 222076,90 \text{ Kg}$$

$$\text{donc } F_5^5 = 555190,30 \text{ Kg}$$

$$M_{G3} = 320 \text{ t.m}$$

$$M_D = 340 \text{ t.m}$$

Kg/cm ²	Contraints Elementaires			Contraint result
	F ₅ ⁵	M _{G3}	M _D	
F.S: σ ₃	-45,40	61,60	65,40	81,60
F.I: σ _i	275,80	-125,50	-129,20	1,40

HAUTRE 5 / Etude la zone d'about: (Voir LACROIX - FUENTES page 350)

Aux abouts des poutres précontraintes, la force de précontrainte n'a son plein effet qu'à une certaine distance, (appelée zone de régularisation de contraintes), de son point d'application.

A l'intérieur de cette zone s'effectue l'étalement de forces de précontrainte dans le plan moyen de la poutre, mais aussi sur tout plan perpendiculaire à l'about de la poutre. Cette diffusion est étudiée d'une part dans le plan moyen de la poutre et d'autre part dans le plan qui lui est perpendiculaire.

Nous sommes dans le cas d'ANCRAGES JUXTAPOSÉS à l'about de la poutre.

Alors en surface on devra se prémunir contre des efforts de traction

où $T_s = \text{effort de surface} = 0,04 P$ où P est la force utile du câble majorée de 10%

$P = \sigma_{pc}^{(1)} \cdot w \cdot 1,1$ où $\sigma_{pc}^{(1)}$ est la contrainte de la précontrainte en phase (1).

Entre les ancrages, les efforts transversaux de traction ont pour résultante :

$$T_e = 0,3 P \left(1 - \frac{a}{c_i} \right) \quad \text{où } a \text{ est la dimension de la plaque d'about}$$

Pour la contrainte de compression derrière l'ouvrage, on admet qu'elle est égale à la $\frac{\text{force utile}}{\text{surface nette de la plaque}}$ et doit vérifier qu'elle

est inférieure à la contrainte admissible $\bar{\sigma}_{adm} = \frac{1}{1,6} \sigma_j^1 \cdot k$ où

$$k = 1 + \left(3 - \frac{a_1}{b_1} - \frac{a_2}{b_2} \right) \sqrt{\left(1 - \frac{a_1}{b_1} \right) \left(1 - \frac{a_2}{b_2} \right)}$$

5.1/ Détermination des Armatures :

Nota: les plaques d'ancrages sont circulaires et ont un diamètre $\phi = 24 \text{ cm}$.

La contrainte de traction $\sigma_s = \frac{T_s}{A_s}$ doit être voisine de $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cu}$

Pour les aciers doux on prend une contrainte nominale $\bar{\sigma}_{cu} = 4200 \text{ kg/cm}^2$. d'où $\bar{\sigma}_{cu} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cu} = 2800 \text{ kg/cm}^2$.

af les efforts naissant dans la zone de régularisation ou dans les zones équivalents: Ce sont généralement des armatures transversales disposées dans les 2 sens en quadrillage et parfaitement ancrées aux extrémités.

$$T_s = 0,04 P \quad \text{soit } P = 1,1 \cdot \sigma_{pc}^{(1)} \cdot w = 1,1 \cdot 12693,30 \cdot 9,73$$

$$P = 135856,40 \text{ kg}$$

$$\text{d'où } T_s = 534,38 \text{ kg donc}$$

$$\text{les Armatures } A_s = 1,94 \text{ cm}^2$$

b) Dans les efforts d'éclatement qui apparaissent au dessus et au dessous des auclages. Des armatures en acier doux, de faible diamètre, mais suffisamment serrées sont nécessaires, elles peuvent se présenter sous formes de U dont les branches parallèles à la fibre moyenne, sont parfaitement ancrées dans le béton :

$$F_e = 0,3 P \left(1 - \frac{a}{c_i}\right) = 0,3 \cdot 135856,40 \left(1 - \frac{24}{83}\right) \quad \begin{array}{l} a \times a = 24 \times 24 \text{ cm} \\ c_i = 83 \text{ cm} \end{array}$$

d'où $T_e = 28971,80 \text{ kg}$.

$$A_e = \frac{F}{\sigma_a} = \frac{T_e}{\sigma_a} = \frac{28971,80}{2800} = 10,35 \text{ cm}^2$$

c) Dans la zone de régularisation, il faut aussi que les armatures aient une section suffisante pour assurer une bonne diffusion de la précontrainte.

On applique la règle forfaitaire $A_t = E$ piquets travers versales

$$A_t = \tilde{\omega} B_{\text{âme}} \quad B_{\text{âme}} = \text{Aire de l'âme} = 170 \times 60 = 10200 \text{ cm}^2$$

$$\tilde{\omega} = 0,3\% \quad (\text{pourcentage d'armatures dans les pièces simplement comprimées})$$

$$A_t = \frac{0,3}{100} \times 10200 = 30,6 \text{ cm}^2$$

5.2/ Vérification des contraintes :

5.2.1 Calcul de K

$$K = 1 + \left(3 - \frac{24}{40} - \frac{24}{60}\right) \sqrt{\left(\frac{1 - \frac{24}{40}}{0,4}\right) \left(\frac{1 - \frac{24}{60}}{0,6}\right)} \approx 1,98$$

5.2.2 : Calcul de la contrainte de compression derrière l'auclage :

$$\sigma = \frac{F_{\text{utile}}}{S} \quad F_u = \sigma^{(1)} \cdot \omega \cdot 1,1 = 135856,40 \text{ kg}$$

$$S = \frac{\pi}{4} \left\{ (e)^2 - (6,6)^2 \right\} = 418 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = 325 \text{ kg/cm}^2$$

5.2.3/ Contrainte admissible :

$$\bar{\sigma}_{\text{lim}} = \frac{1}{1,6} \cdot \sigma_j' \cdot K \quad \text{avec } \sigma_j' = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 1,98$$

$$\bar{\sigma}_{\text{lim}} = 495 \text{ kg/cm}^2$$

5.2.4/ Vérification : $6 = 325 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}_{\text{lim}} = 495 \text{ kg/cm}^2$

Remarque : Voir profil de la section d'about. Condition vérifiée.

CHAPITRE 6: VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

Nota: Vu l'article 14.4 de l'EPA, on admettra la représentation analytique de M. H CHALOS ET BÉTEILLE, nous définissons la valeur de la contrainte admissible

$$\bar{\sigma}^2 = \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_b} (\bar{\sigma}'_b - \sigma_g) (\bar{\sigma}_b + \sigma_g) \quad \text{avec } \bar{\sigma}'_b = \text{contrainte admissible de compression}$$

Les contraintes limites admissibles ont pour valeurs:

En construction: $\bar{\sigma}'_b = 0,55 \cdot \sigma'_{23} = 220 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_b = 0,55 \cdot \sigma_{28} = 17,05 \text{ kg/cm}^2$

En SVC: $\bar{\sigma}'_b = 0,42 \cdot \sigma'_{28} = 168 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_b = 0,42 \cdot \sigma_{25} = 13 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b =$ contrainte admissible de référence à la traction.

$\sigma_g =$ contrainte réelle au niveau du Cdg de la section.

Remar: Dans une section précontrainte, le relevage des câbles introduit deux composantes pour la force de précontrainte: Elles sont définies par:

une composante Normale $N = \sum p \cos \alpha_i$

une composante Verticale $V = \sum p \sin \alpha_i$

laquelle est de sens négatif, donc l'effort tranchant se trouve réduit et a pour valeur

$\alpha_i =$ l'angle de relevage

$p =$ force de précontrainte par câble.

$T_R =$ Effort tranchant réduit

$$T_R = T - \sum p \sin \alpha_i$$

$T =$ effort tranchant dû aux sollicitations extérieures.

Pour le calcul de $\bar{\sigma}$, on utilise la formule classique:

$$\bar{\sigma} = \frac{T_R}{b_0 z}$$

où $b_0 =$ épaisseur nette minimale de l'âme (la gaine du câble déduit).

$z = \frac{I}{S}$ avec $I =$ moment d'inertie de la section

$S =$ moment statique de la section

Le principe consistant à vérifier pour chaque phase la condition que

$$\bar{\sigma} \leq \bar{\sigma}' \quad \text{au niveau de chaque section.}$$

6.1/ Vérification "section d'about"

les éléments statiques nets sont résumés dans le tableau suivant:

ENS des câbles	B [cm ²]	I [cm ⁴]	Vs [cm]	Vc [cm]	i ² [cm ²]	e [cm]	$\sum \sin \alpha_i$	$\sum \cos \alpha_i$
Poutre seule	10097	2165024	67	83	2144	-0,35	0,76	2,91
Poutre de rive	13647	37344 931	67	103	2737	-20,30	0,76	2,91

6.1.1/ PHASE 1/ La contrainte initiale a une valeur de $\sigma_i = 13334 \text{ kg/cm}^2$. Les pertes instantanées etant déduites, on suppose qu'une fraction d'un tiers de pertes différées est soustraite, lors de cette phase:

$$\sigma^{(1)} = \sigma_i - \frac{1}{3} \Delta \sigma_{diff} = 13334 - \frac{1}{3} \cdot 1922 = 12693,80 \text{ kg/cm}^2$$

l'effort de précontrainte par câble aura la valeur $F^{(1)} = \sigma^{(1)} \cdot \omega = \sigma^{(1)} \cdot 9,73$

$$F^{(1)} = 123506 \text{ kg.}$$

$$\text{Ainsi } V^{(1)} = F^{(1)} \cdot \sum \sin \alpha_i = 93864,40 \text{ Kg}$$

$$N^{(1)} = 359402,5 \text{ kg.}$$

l'effort tranchant engendré par le poids propre de la poutre seule $T_p = 23t$

$$\text{d'où } T_R = T_p - V^{(1)} = 23000 - 93864,4 = -70864,4 \text{ Kg}$$

$$b_0 = b - \phi_c = 60 - 6,4 = 53,6 \text{ cm; } I = 2165024 \text{ cm}^4$$

$$S_p = \text{moment statique de la poutre} = 205,950 \text{ cm}^3; z = 105 \text{ cm.}$$

Calcul de la contrainte de cisaillement

$$|\tau| = \frac{T_z}{b \cdot z} = \frac{70864,40}{53,6 \cdot 105} = 12,60 \text{ Kg/cm}^2$$

Calcul de la contrainte de cisaillement :

La composante normale de pré-contrainte $N^{(1)} = 359402,5 \text{ Kg}$

Les contraintes extrêmes de pré-contrainte :

$$\text{F.S} \rightarrow \sigma'_p = \frac{359402,5}{10097} \left(1 - \frac{0,35 \cdot 67}{2144}\right) = 35,20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{F.I} \rightarrow \sigma_p = \frac{359401,5}{10097} \left(1 + \frac{0,35 \cdot 83}{2144}\right) = 36,10 \text{ Kg/cm}^2$$

soit $\sigma_g =$ contrainte au niveau de Cdg = $\sigma_s + (\sigma_i - \sigma_s) \cdot \frac{V_s}{h_e}$
 $\sigma_g = 35,20 + (36,10 - 35,20) \cdot \frac{67}{150} = 35,60 \text{ Kg/cm}^2$

Verification : $\bar{\tau}^2 = \frac{17,05}{220} (220 - 35,6) (17,05 + 35,6) = 752,4 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\tau} = 27,4 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \tau < \bar{\tau}$ Condition vérifiée.

PHASE 2 : $\sigma^{(2)} = 12693,3 - \frac{1}{3} \cdot 1922 = 12052,6 \text{ Kg/cm}^2$

$F^{(2)} = \sigma^{(2)} \cdot \omega = 3117272,10 \text{ Kg}$

$V^{(2)} = 89126,80 \text{ Kg}$

$N^{(2)} = 341262 \text{ Kg}$

$T_z = T_{pd} - V^{(2)} = 37600 - 89126,80 = -51526,8 \text{ Kg}$

$|\tau| = \frac{T_z}{b \cdot z} = \frac{51526,8}{53,6 \times 105} = 9,20 \text{ Kg/cm}^2$

F.S $\rightarrow \sigma'_p = \frac{341262}{10097} \left(1 - \frac{0,35 \cdot 67}{2144}\right) = 33,40 \text{ Kg/cm}^2$

F.I $\rightarrow \sigma_p = \frac{341262}{10097} \left(1 + \frac{0,35 \cdot 83}{2144}\right) = 34,30 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_g = 33,40 + (34,30 - 33,40) \cdot \frac{67}{150} = 33,8 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\tau}^2 = 733,80 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\tau} = 27 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \tau < \bar{\tau}$
 $\tau = 9,20 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \tau < \bar{\tau}$

PHASE 3/ Pour cette phase, nous prenons le moment statique de la partie de rive $V_g = 432750 \text{ cm}^3$, $I = 37344931$; $z = 86,20 \text{ cm}$.

$\sigma^{(3)} = 12052,6 - \frac{1922}{3} = 11412 \text{ Kg/cm}^2$

$F^{(3)} = \sigma^{(3)} \cdot \omega = 1110388,10 \text{ Kg}$

$V^{(3)} = 84389 \text{ Kg}$

$N^{(3)} = 323121 \text{ Kg}$

$\sigma'_p = 11,30 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_p = 41,80 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_g = 23,70 \text{ Kg/cm}^2$

$\tau = \frac{49789}{53,6 \cdot 86,3} = 10,10 \text{ Kg/cm}^2$

avec $T_z = T_{pd} - V^{(3)} = 37600 - 84389$
 $T_z = -46789 \text{ Kg}$

$\bar{\tau}^2 = 619,9 \Rightarrow \bar{\tau} = 25 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \tau < \bar{\tau}$
 $\tau = 10,10 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \tau < \bar{\tau}$

Condition vérifiée.

PHASE 4/

$$\sigma^{(4)} = \sigma^{(3)} = 11412 \text{ kg/cm}^2$$

$$F^{(4)} = F^{(3)} = 111038,10 \text{ Kg}$$

$$V^{(4)} = V^{(3)} = 84389 \text{ Kg}$$

$$N^{(4)} = N^{(3)} = 323121 \text{ Kg}$$

Car lors de cette phase, toutes les pertes différées ont été consommées.

$$\sigma_p' = 11,00 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_g = 23,70 \text{ kg/cm}^2, \quad \bar{\sigma} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_y = 41,80 \text{ kg/cm}^2 \quad \beta = 86,80 \text{ cm} \quad T_r = 46500 - 84389 = 37899 \text{ Kg}$$

$$\sigma = 8,20 \text{ kg/cm}^2 \quad T = T_{r,d,s} - V^{(4)}$$

La condition reste toujours vérifiée.

PHASE 5/

La section résistante est la poutre de rive

$$T = T_6 + T_0 = 46,5 + 49,9 = 95,7 \text{ Kg}$$

$$T_r = 95700 - 84389 = 11311 \text{ Kg}, \quad \sigma = \frac{11311}{53,6 \cdot 96,3} = 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 2,5 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma} = 25 \text{ kg/cm}^2.$$

6.12) FERRAILLAGE DE LA BOÛTE :

a) Armatures transversales :

Selon l'article 11 paragraphe 4.12 : Les poutres doivent comporter des armatures d'âme transversales capables de résister à l'effort tranchant, ces armatures seront justifiées à partir de la théorie de LITZER-MÖRSCH (voir Armatures transversales page 104 de l'ouvrage Pratique du béton précontraint par G. BREUX)

Les armatures seront constituées uniquement par les aciers en barres.

Soit γ l'angle probable d'une éventuelle fissure, on aura :

$$\operatorname{tg} 2\gamma = \frac{2\tau}{\sigma}$$

Pour la section d'appui : $\sigma_{\text{at}} = 4200 \text{ kg/cm}^2$; $A_t = 2 \phi 10 = 1,57 \text{ cm}^2$
 $h_t = 170 \text{ cm}$.

La section ne comporte pas de repère de bétonnage

$$l'a = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\sigma}{\bar{\sigma}} \right)^2$$

En phase I / Nous avons $\sigma = 12,60 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma} = 27 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_g = 35,20 \text{ kg/cm}^2$

$$\operatorname{tg} 2\gamma = \frac{2 \cdot 12,60}{35,20} = 0,707 \rightarrow \gamma = 17,60^\circ \rightarrow \operatorname{tg} \gamma = 0,31$$

$$t = \frac{\sigma_{\text{at}} \cdot A_t}{T_2 \cdot \operatorname{tg} \gamma} \Rightarrow t = 29,30 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \inf \begin{cases} \bar{t}_1 = h_t \left(1,25 - 0,95 \frac{\sigma}{\bar{\sigma}} \right) \rightarrow \bar{t}_1 = 138 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = l_0, \min \left(5 - 2 \cdot \frac{\sigma}{\bar{\sigma}} \right) \rightarrow \bar{t}_2 = 218 \text{ cm} \\ \bar{t}_3 = 4 l_0, \min \rightarrow \bar{t}_3 = 214,4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$t = 29,00 \text{ cm} < \bar{t}_{\text{inf}} = 138 \text{ cm}$$

b) Pourcentage minimal : Nous devons nous assurer que le pourcentage minimal soit assuré :

$$\tilde{w}_t = 0,25 \cdot \frac{h_t}{h_t + 3b_0} = 0,25 \cdot \frac{170}{170 + 3 \times 60} \times 100 = 0,12\%$$

$$\text{d'où } 0,1\% < \tilde{w}_t = 0,12\% < 0,2\%$$

$$\text{L'espacement } t \text{ sera donc limité par } \bar{t} = \frac{A_t}{\tilde{w}_t \cdot b_0} = \frac{1,57}{60 \cdot 0,12} = 22 \text{ cm}$$

nous devons adopter $t = 24 \text{ cm}$.

c) Armatures longitudinales : Le pourcentage longitudinal est fixé à la moitié du pourcentage transversal : $\tilde{w}_l = 0,5 \tilde{w}_t$

$$\tilde{w}_l = 0,5 \cdot 0,12 = 0,06\%$$

$$A_{\text{min}} = B_{\text{âme}} \times \tilde{w}_l \quad \text{où } B_{\text{âme}} = \text{aire de l'âme d'about} = 170 \times 60 = 10200 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{min}} = 6,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Nous choisissons $\Rightarrow 6T12$ est une quantité d'acier suffisante pour les sollicitations difficilement accessible.

d/ Cadres du tabou de la poutre :

Il est à prévoir des cadres de tabous dont la continuité avec les armatures transversales d'une pout assuree, car les armatures de précontrainte se trouvent localisées dans les tabous des poutres.

Section médiane :

$$\frac{\tilde{w}_t}{t} \geq c \cdot \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{en}} \cdot 100 \rightarrow \frac{\tilde{w}_t}{t} \geq 6,6 \frac{31}{4200} \times 100 = 4,87$$

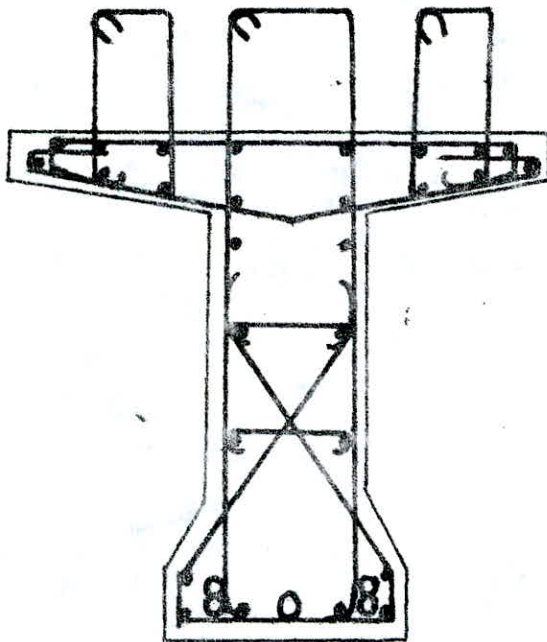
$$t \leq \frac{\tilde{w}_t}{4,87} \times 100 = 23,20 \text{ cm d'où } t = 23 \text{ cm}$$

Section d'about :

$$c = 1,3 d_e = 1,3 \times 6,6 \approx 9 \text{ cm}$$

$$\frac{\tilde{w}_t}{t} = c \cdot \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{en}} \times 100 = 9 \cdot \frac{31}{4200} \times 100 = 6,6$$

$$\Rightarrow t \leq \frac{w_t}{6,6} = \frac{1,13}{6,6} \times 100 = 17 \text{ cm}$$



SECTION MEDIANE

HABITRE : 7 VERIFICATION A LA RUPTURE :
 selon l'article 14, sécurité vis à vis de la rupture, nous devons vérifier si l'ouvrage ne périmera pas lors où cette hypothèse nous impose de multiplier les valeurs des surcharges par 1,8.

La condition concerne l'ouvrage en phase de service ; le moment total est donné alors par $M_T = M_G + 1,8 M_D$ où $M_G = 320 \text{ t.m}$
 $M_D = 340 \text{ t.m}$

Alors $M_T = 320 + 1,8 \cdot 340 = 932 \text{ t.m}$.

1°/ Sécurité vis à vis du béton : on doit avoir $M_T \leq 0,7 M_{RB}$

M_{RB1} = moment de rupture du béton pour une section en T est donné par :

M_{RB1} = moment de rupture de l'aile = $0,35 \cdot b_0 \cdot b^2 \cdot \sigma'_n$

pour $b_0 = 18 \text{ cm}$.

$b = 177,5 \text{ cm}$

$\sigma'_n = 400 \text{ kg/cm}^2$

$\rightarrow M_{RB1} = 794 \text{ t.m}$

M_{RB2} = moment de rupture de l'hourdis est donné par :

min $\begin{cases} 0,80(b-b_0)h_0(h-\frac{h_0}{2})\sigma'_n & \text{avec } h = l_t - d = 170 - 9 = 161 \text{ cm} \\ 0,35(b-b_0)h^2\sigma'_n & h_0 = 20 \text{ cm} \end{cases}$

$M_{RB2} = 1541 \text{ t.m}$.

Ainsi $M_{RB} = M_{RB1} + M_{RB2} = 2335 \text{ t.m}$

$0,7 M_{RB} = 1634,5 \text{ t.m}$

d'où $M_T = 932 \text{ t.m} < 0,7 M_{RB} = 1634,5 \text{ t.m}$

2°/ Sécurité vis à vis des aciers : on doit avoir

$M_T \leq \begin{cases} 0,9 M_{RA} & \text{si } M_T \leq M_{RA} \\ 0,8 M_{RA} & \text{si } M_T > M_{RA} \end{cases}$

où M_{RA} = moment de rupture de l'acier = $0,9 h \cdot w \cdot R_g$

pour $w = 9,73 \text{ cm}^2$

$R_g = 18500 \text{ kg/cm}^2$

$h = 161 \text{ cm}$

$\rightarrow M_{RA} = 1304 \text{ t.m}$.

M_f = moment de flexion calculé avec une traction ultime de $2\sigma_n$ nous avons $2\sigma_n = 2 \times 32 = 62 \text{ kg/cm}^2$

Pour la fibre inférieure nous prenons une contrainte $\sigma = \sigma_p' + 2\sigma_n$.

avec σ_p = contrainte de pré-contrainte sur la fibre inférieure

$\sigma_p = 275,80 \text{ kg/cm}^2$

Données : $I = 129097846 \text{ cm}^4$, $v_c = 114 \text{ cm}$, $\sigma = 337,8 \text{ kg/cm}^2$

$M_f = \sigma \cdot I / v_c \Rightarrow M_f = 862 \text{ t.m}$. ou a $M_f' = 862 \text{ t.m} > M_{RA} = 1304 \text{ t.m}$

Vérification vis à vis de la sécurité :

$M_G + 1,8 M_D = 932 \text{ t.m} \leq 0,8 M_{RA} = 0,8 \times 1304 = 1043,2 \text{ t.m}$

ou

Écarterie vis à vis de l'effort tranchant : section d'about :

1/ Calcul de l'inclinaison des lielles :

$$\operatorname{tg} 2\gamma = \frac{2\mathcal{E}_s}{\sigma_g} \quad \text{ou} \quad \mathcal{E}_G = \frac{T_r}{b_0 g} \quad T_r = T_G + 1,8 - V(s)$$

$$T_G = 46,5 \text{ t}, \quad T_D = 49,2 \text{ t}, \quad V(s) = 94,389 \text{ t} \Rightarrow T_r = 50671 \text{ Kg}$$

$$b_0 = 53,6 \text{ cm}, \quad g = 86,3 \text{ cm}, \quad \sigma_g = 23,70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mathcal{E}_G = \frac{50671}{53,6 \times 86,3} = 10,95 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \operatorname{tg} 2\gamma = \frac{2 \times 10,95}{23,70} = 0,92$$

$$2\gamma = 42,75 \rightarrow \gamma = 21,38^\circ$$

$$\sin 2\gamma = 0,678$$

2/ Justification du béton d'âme :

selon l'article 3.23 Nous devons avoir $\sigma = \frac{2\mathcal{E}_G}{\sin 2\gamma} \leq 0,5 \sigma_{28}$

$$AN : \quad \sigma = \frac{2 \times 10,95}{\sin 42,75} = 32,30 \text{ Kg/cm}^2 \leq 0,5 \times 400 = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

3/ Justification des armatures d'âmes :

Vu 3.24 de l'IEE, nous devons avoir $\sigma'_a \leq 1,2 \sigma_{act}$

$$\text{alors } \sigma'_a = \frac{t \cdot T_r \cdot \operatorname{tg} \gamma}{A_t \cdot g} = t \cdot 146 = 21 \cdot 146 = 3066 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_t = 2\phi 10 = 1,57 \text{ cm}^2, \quad T_r = 50671 \text{ Kg}$$

$$\operatorname{tg} \gamma = 0,39$$

$$g = 86,3 \text{ cm}$$

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

$$1,2 \sigma_{act} = 1,2 \times 4200 = 5040 \text{ Kg/cm}^2$$

La condition est vérifiée $\sigma'_a = 3066 \text{ Kg/cm}^2 < 1,2 \sigma_{act}$.

CHAPITRE 8 / Calcul des déformations

1.1) Liberté des déformations:

Les déformations exigées lors de la mise en précontrainte telles: flèches, rotations d'appuis et raccourcissement risquent de provoquer des fissures dans l'ouvrage. Ce qui justifie que les poutres précontraintes sont disposées sur des appuis, librement.

2) Calcul des flèches:

2.1) sous charge permanente:

$$\text{En section médiane: } f_G = \frac{596 \cdot l^4}{384 EI}$$

$$q_G = \text{poids propre par mètre linéaire} = 33,8 \text{ kg/cm}$$

$$E = \text{m} = \frac{1}{3} \cdot 420000 = 140000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \text{moment de la poutre de rive} = 29097846 \text{ cm}^4$$

$$l = \text{portée de la poutre} = 2770 \text{ cm}$$

$$\text{AN } f_G = 6,20 \text{ cm}$$

2.2) sous précontrainte:

Vu la symétrie du diagramme du moment de précontrainte la formule simplifiée est $f_p = \int_0^l \frac{M}{EI} \cdot x \cdot dx$

soit la contrainte moyenne de précontrainte supposée égale à:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{ai} + \sigma_{as}}{2} \quad \text{ou} \quad \sigma_{ai} = \text{contrainte initiale de précontrainte}$$

$$\sigma_{ai} = 11411,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sv} = \text{contrainte de précontrainte en rive}$$

$$\text{AN: } \sigma_m = 12372,5 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_{sv} = 13324 \text{ kg/cm}^2$$

la force de précontrainte par câble est $F = 12372,5 \times 9,73 = 120,4 \text{ t}$

les forces de précontraintes sont:

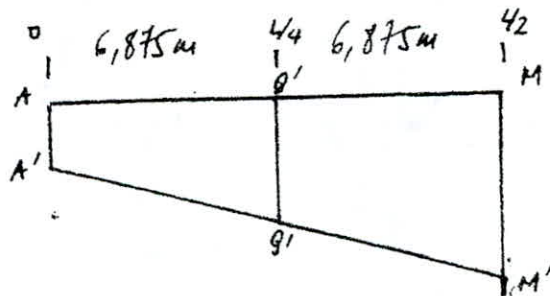
a) en section médiane: $N = 120,4 \times 5 = 602 \text{ t}$

b) en section quart: $N = 120,4 \times 4,96 = 597,20 \text{ t}$

c) en section d'about: $N = 120,4 \times 2,91 = 350,4 \text{ t}$

Revenons les valeurs utilisées dans un tableau:

sect	Design	N [t]	e [m]	$M_p = N \cdot e$ [t·m]
1/2		602	-0,49	-295
1/4		597,2	-0,64	-382,20
0		350,4	-0,20	-70,10



Designation	Aire	Dist ² de G	Moment stat/AI
AG'A'G'	-1554,8	+ 4,20	6594,00
GMQ'M'	-3359,20	+ 10,60	35607,52
	$\int_0^L M x dx$	-	42481,52 t.m ³

$$f_p = \frac{L}{EI} \sum A_i x_{Gi} \quad \text{ou} \quad \int_0^L M x dx = \sum A_i x_{Gi}$$

$$AN: E = E_v = \frac{1}{3} E_i = 140000 \text{ kg/cm}^2, I = 29097846 \text{ cm}^4$$

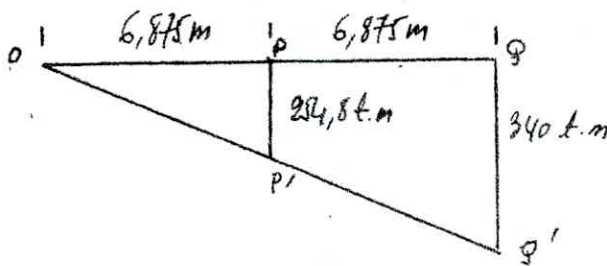
$$f_p = -10,35 \text{ cm}$$

2.3/ flèche de construction:

$$f_c = \frac{3}{4} (f_p - f_G) = \frac{3}{4} (10,35 - 6,20) = 3,12 \text{ cm}$$

2.4/ flèche due aux surcharges: idem que 2.2.

$$E = E_i = 420000 \text{ kg/cm}^2$$



Designation	Aire	dist ² de G	M ^t statique/0
OPP'	975,975	4,58	4014,42
PP'Q'Q'	2044,625	10,48	21420,80
	$\int_0^L M x dx$	-	25435 t.m ³

$$f_D = 2,08 \text{ cm}$$

2.5/ flèche totale à mi-travée:

$$SVC \text{ à vide: } f = f_G + f_p + f_c = 6,20 - 10,35 + 3,12 = -1,03 \text{ cm}$$

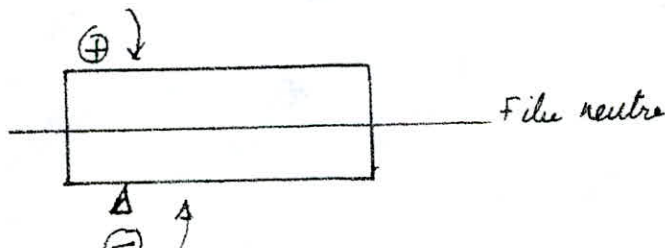
$$SVC \text{ en charge: } f = f_G + f_p + f_c + f_D = -1,03 + 2,08 = 1,05 \text{ cm}$$

3/ Rotations d'appui :

L'expression est donnée par :

$\beta = \int_0^L \frac{M \cdot x \, dx}{EI \cdot L}$ dans le cas d'une symétrie la formule devient $\beta = \int_0^L \frac{M}{2EI} \, dx$ où $\int_0^L M \, dx =$ Aire comprise entre la courbe des moments et l'axe horizontal de référence.

Convention de signe



3.1/ sous poids propre :

$$\beta_G = \frac{q_G \cdot L^3}{24 \cdot EI} \quad \text{où } E = 140\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_G = \frac{33,8 (2950)^3}{24 \cdot EI} = 0,0072 \text{ rad} \quad I = 29\,097\,846 \text{ cm}^4$$

3.2/ sous précontrainte : $E_i = E_v = 140\,000 \text{ kg/cm}^2$

$$\beta_P = \frac{1}{2EI} \int_0^L M \cdot dx \quad \text{avec } \int_0^L M \cdot dx = 2(-1554,8 - 3359,20)$$

$$= -9828 \text{ t.m}^2$$

$$\beta_P = \frac{-9828 \times 10^7}{140.000 \cdot 2 \cdot 29\,097\,846} = -0,012 \text{ rad.}$$

3.3/ sous surcharge q $E = E_i = 420\,000 \text{ kg/cm}^2$

$$\beta_D = \frac{1}{2EI} \int_0^L M \, dx \quad \text{où } \int_0^L M \, dx = (875,975 + 2044,625) \times 2$$

$$= 5841 \text{ t.m}^2$$

$$\beta_D = \frac{5841 \cdot 10^7}{2 \cdot 420\,000 \cdot 29\,097\,846} = 0,0024 \text{ rad.}$$

3.4/ rotation totale :

$$\text{svc à vide : } \beta = \beta_G + \beta_P = 0,0072 - 0,012 = -0,0048 \text{ rad}$$

$$\text{svc en charge : } \beta = \beta_G + \beta_P + \beta_D = 0,0072 - 0,012 + 0,0024$$

$$= -0,0024 \text{ rad.}$$

4) Déplacement d'appui :

Les cas possibles qui engendrent des déplacements de l'appui vers la poutre de la poutre :

4.1) Rotation d'appui :

$$\Delta\beta = -\beta \cdot \frac{L}{2} = -0,0048 \cdot \frac{170}{2} = -4,08 \text{ mm.}$$

4.2) Au retrait :

$$\Delta r = -\epsilon_r \cdot \frac{L}{2} \quad \epsilon_r = 4 \times 10^{-4} \\ L = 27,5 \text{ m} \\ \Delta r = -4 \times 10^{-4} \cdot \frac{2750}{2} = -5,5 \text{ mm}$$

4.3) Au fluage

$$\Delta f = -\frac{L}{2} \cdot \frac{\sigma'_m}{E_r}$$

$$\text{ou } \sigma'_m = \frac{\sigma'_M + \sigma'_A}{2} \quad \text{ou } \sigma'_M = \text{cte de soutien} \\ \sigma'_A = \text{cte d'about}$$

$$\sigma'_m = 76,85$$

$$\Delta f = -\frac{27,5}{2} \cdot \frac{76,85 \cdot 10^3}{140000} = -7,6 \text{ mm}$$

	σ'_A $\frac{kg}{cm^2}$	σ'_M $\frac{kg}{cm^2}$
En SVC	24,4	81,60
Mise en tension	38,60	162,80
La moyenne	31,5	122,2

4.4) Retrait de température :

$$\text{soit la valeur moyenne : } \Delta t = \pm \frac{L}{10000} = \frac{27,5}{10000} \pm 2,75 \text{ mm}$$

Et) Déplacement maximal :

Le déplacement à prendre en compte ; pour le cas de la poutre préfabriquée :

$$\Delta_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta\beta + \Delta r + \Delta f) + \Delta t = \frac{2}{3} (-4,08 - 5,5 - 7,6) - 2,75 \\ \Delta_{\max} = 14,20 \text{ mm.}$$

4.6) Déplacement minimal : $\Delta_{\min} = 2,75 \text{ mm.}$

CHAPITRE : JOINTS DE CHAUSSEE :

1) Rôle des joints :

Les joints sont réalisés pour assurer la continuité de surface de circulation entre deux éléments d'un ouvrage en dépit de leurs déplacements relatifs dus à l'effet des écarts de température, aux retraits différés et aux rotations.

2) Choix du joint :

Les calculs de déformations nous ont donné :

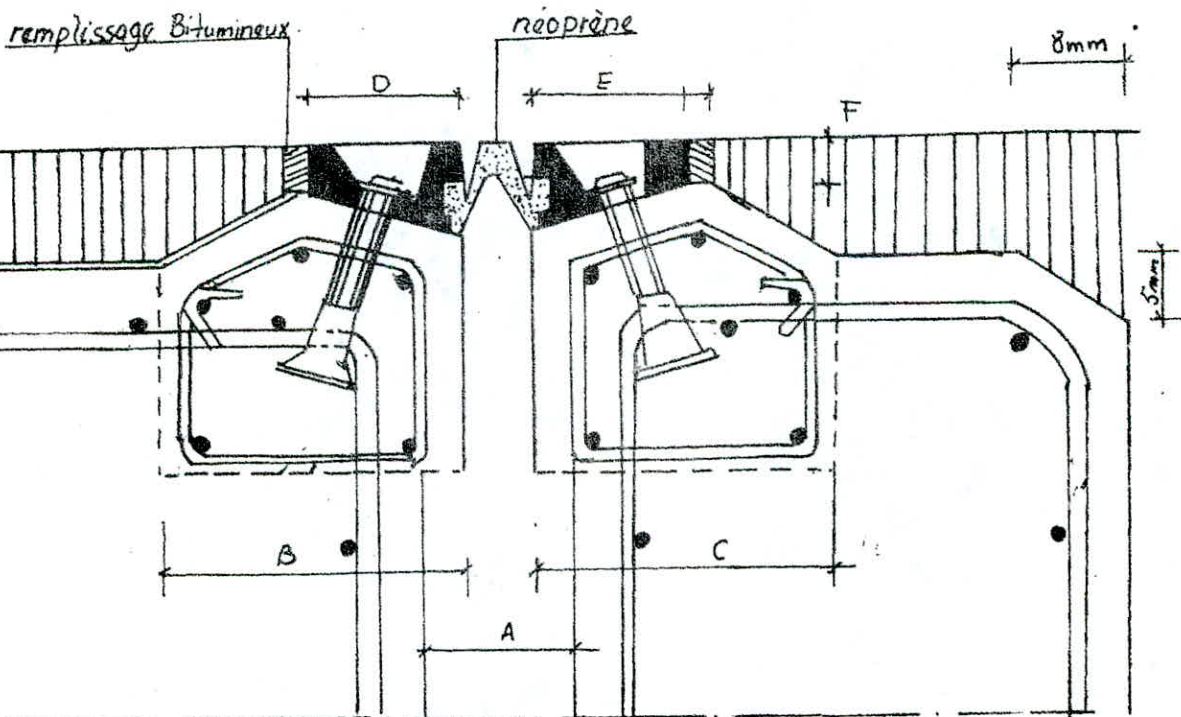
Souffle max $\Rightarrow S_{max} = 14,20 \text{ mm}$

Souffle min $\Rightarrow S_{min} = 2,75 \text{ mm}$

Nous avons opté pour le type MONOBLOC 50 système FREYSSINET. Ce type de joints est fonction du souffle :

Pour $S \leq 50 \text{ mm}$.

A [mm]		B mm	C mm	D mm	E mm	F mm
min	max					
20	70	200	200	100	100	30



Joint de chaussée type monobloc 50

ETUDE DU PLATELAGE

La dalle qui constitue le platelage de notre pont est en béton armé coulé sur place. Elle joue deux rôles:

- a) L'entretoisement des poutres en l'absence d'entretoises.
- b) Reprendre les efforts provenant de la flexion locale.

On étudie notre panneau de dalle pour les deux types de flexion:

- La flexion transversale
- La flexion locale.

I. FLEXION TRANSVERSALE:

Le moment de flexion transversale se détermine selon la méthode de GUYON-Massonnet. On trace les lignes d'influence des coefficients de repartition μ_x . Chaque charge réelle est remplacé par sa développée en série de Fourier. Pour avoir une bonne précision sur la valeur du moment, Massonnet exige de prendre en compte les 3 premiers termes de la série de Fourier ($m=1,3,5$)

La détermination des coefficients μ_x se fait de la même manière que les K_x . Des tables numériques donnant les valeurs de μ_0 et μ_1 en fonction de θ et y , e ont été établies par Massonnet. Pour avoir les valeurs de la fonction μ_x (correspondant à x) nous utilisons la formule d'interpolation de SATTLER: $\mu_x = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \frac{x}{l}$.

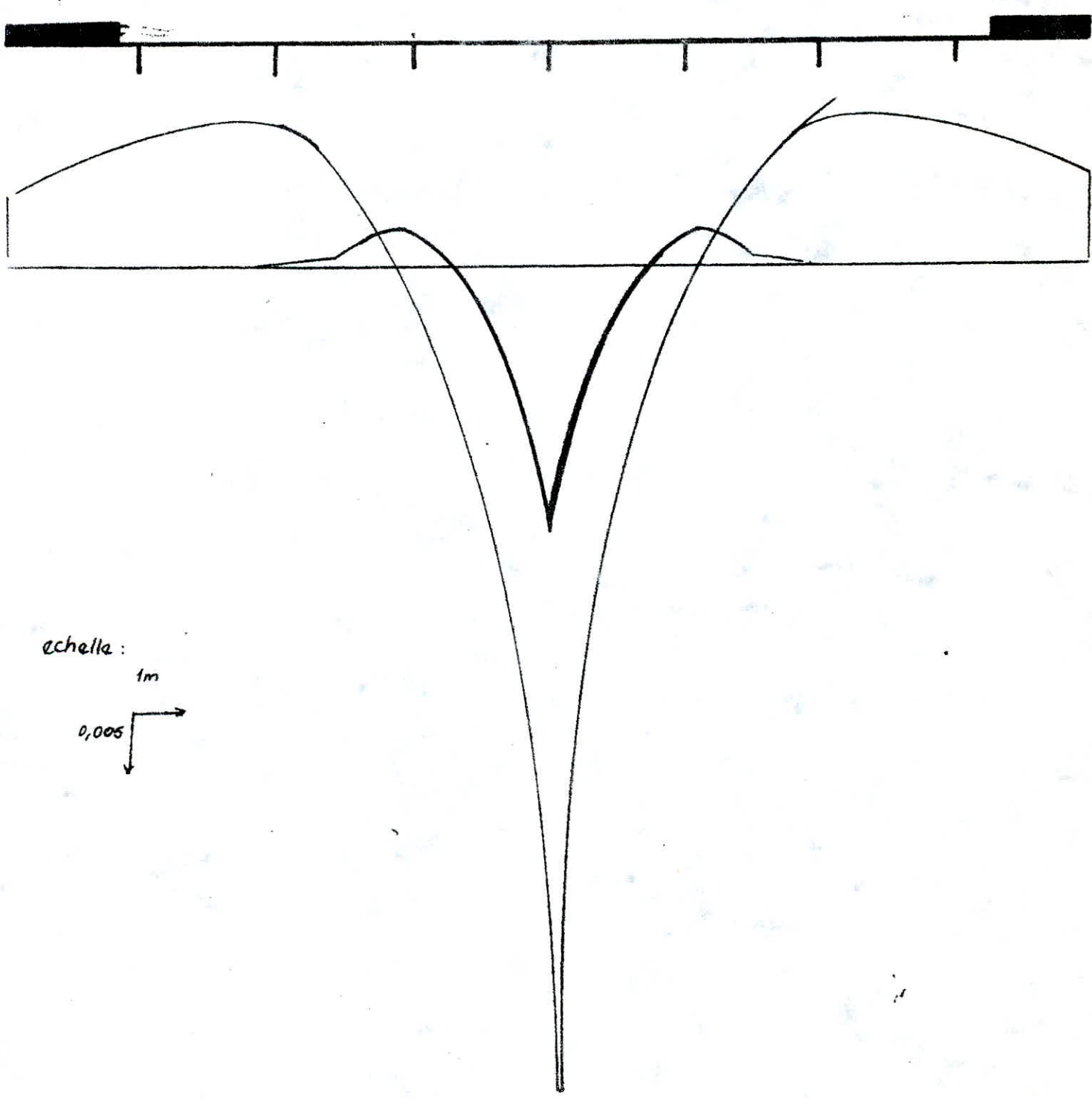
Tableau I:

		$10^4 \mu_{x1} \quad (\theta = 1,30)$								
		$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
y	e									
$y=0$		-60,6472	-114,1025	-137,644	17,4795	743,84	17,4795	-137,644	-114,1025	-60,6472
$y=2,15$		-4,292	-55,5852	-108,873	-114,7169	103,4801	639,7786	-4,9885	-172,77	-214,84
$y=b/4$		2,777	-48,2705	-105,0277	-131,2415	23,4358	750,145	12,561	-180,1028	-234,11
$y=4,3$		9,7139	-23,1674	-61,8795	-103,7046	-82,526	202,7007	585,377	-112,65	-460,53
$y=b/2$		11,6958	-15,9951	-49,5514	-95,837	-112,3208	44,2688	749,1669	-93,38	-525,22
$y=6,45$		6,2363	-7,1881	-25,7331	-54,8591	-78,6102	-30,0380	276,8681	373,171	-656,07
$y=3b/4$		3,7529	-3,1819	-14,9276	-36,2189	-63,2874	-64,7488	62,0269	585,39	715,58
$y=8,6$		1,6679	-1,4142	-6,6345	-16,0473	-28,1777	-28,7772	-27,5673	260,176	-318,04

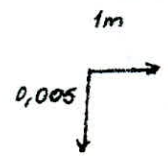
Nous signalons toutefois qu'il a été tenu compte du Coefficient de poisson ($\nu=0,15$) pour établir les valeurs μ_{x1} . Les valeurs μ_0 et μ_1 pour ($\theta=1,3$) ne figurent pas dans l'ouvrage "BÂRES. Massonnet", nous avons interpolé entre les valeurs pour ($\theta=1,2$ et $\theta=1,4$).

Poutre 5

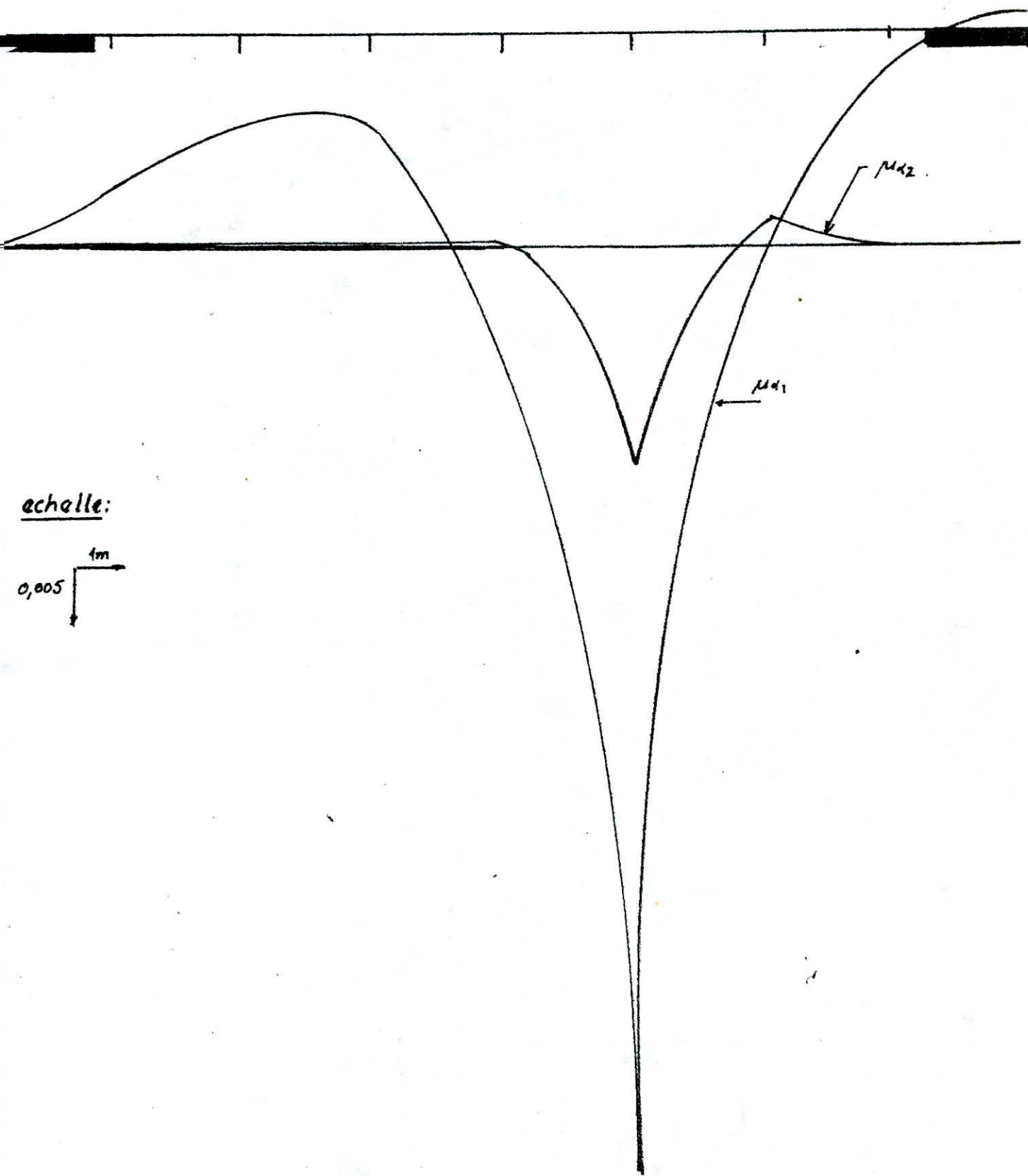
$\gamma = 0,0 m.$



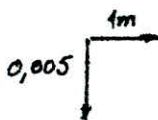
echelle :



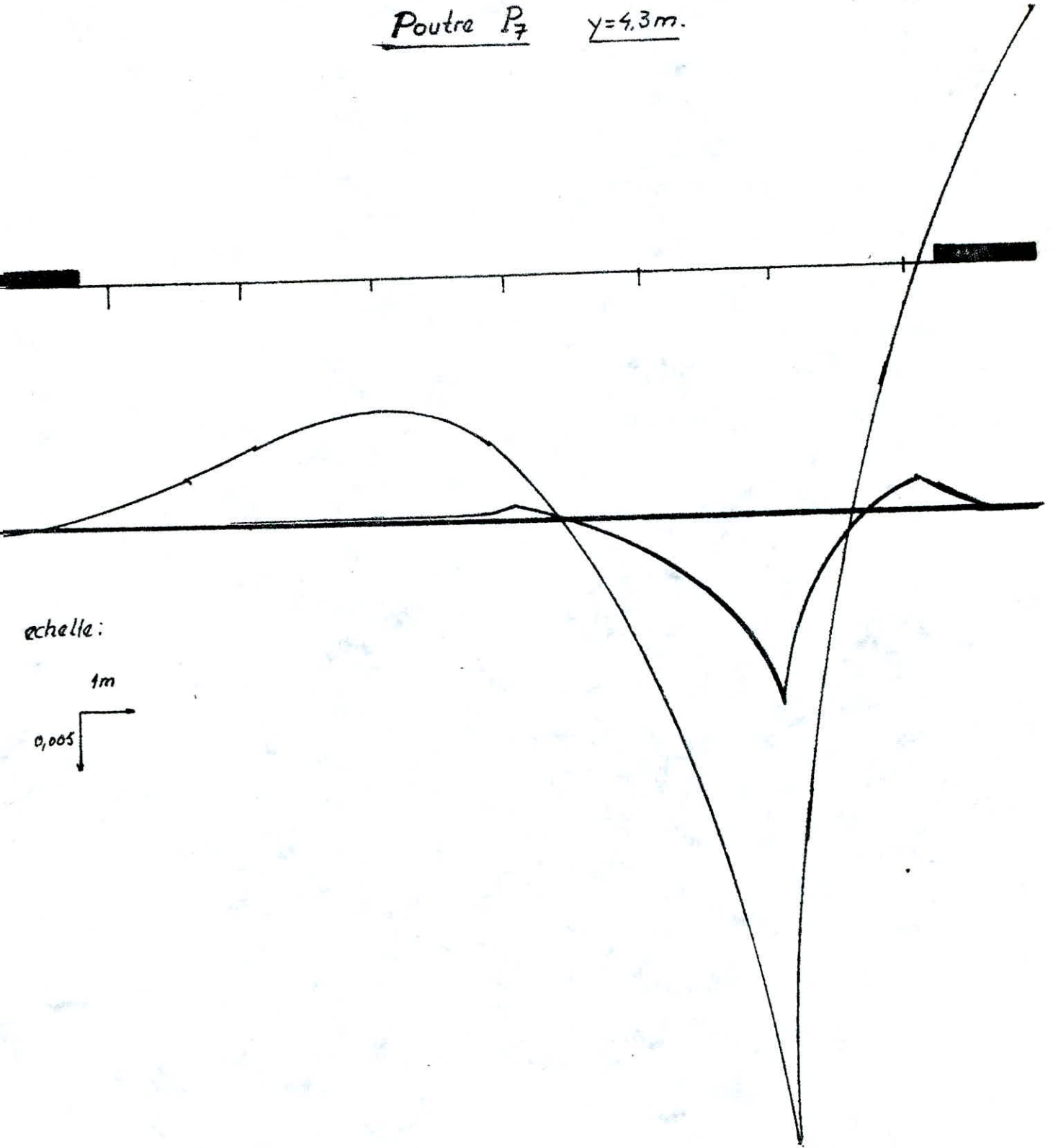
Poutre P₆ $\gamma = 2,15 \text{ m}$.



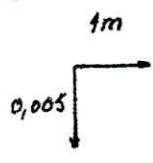
echelle:



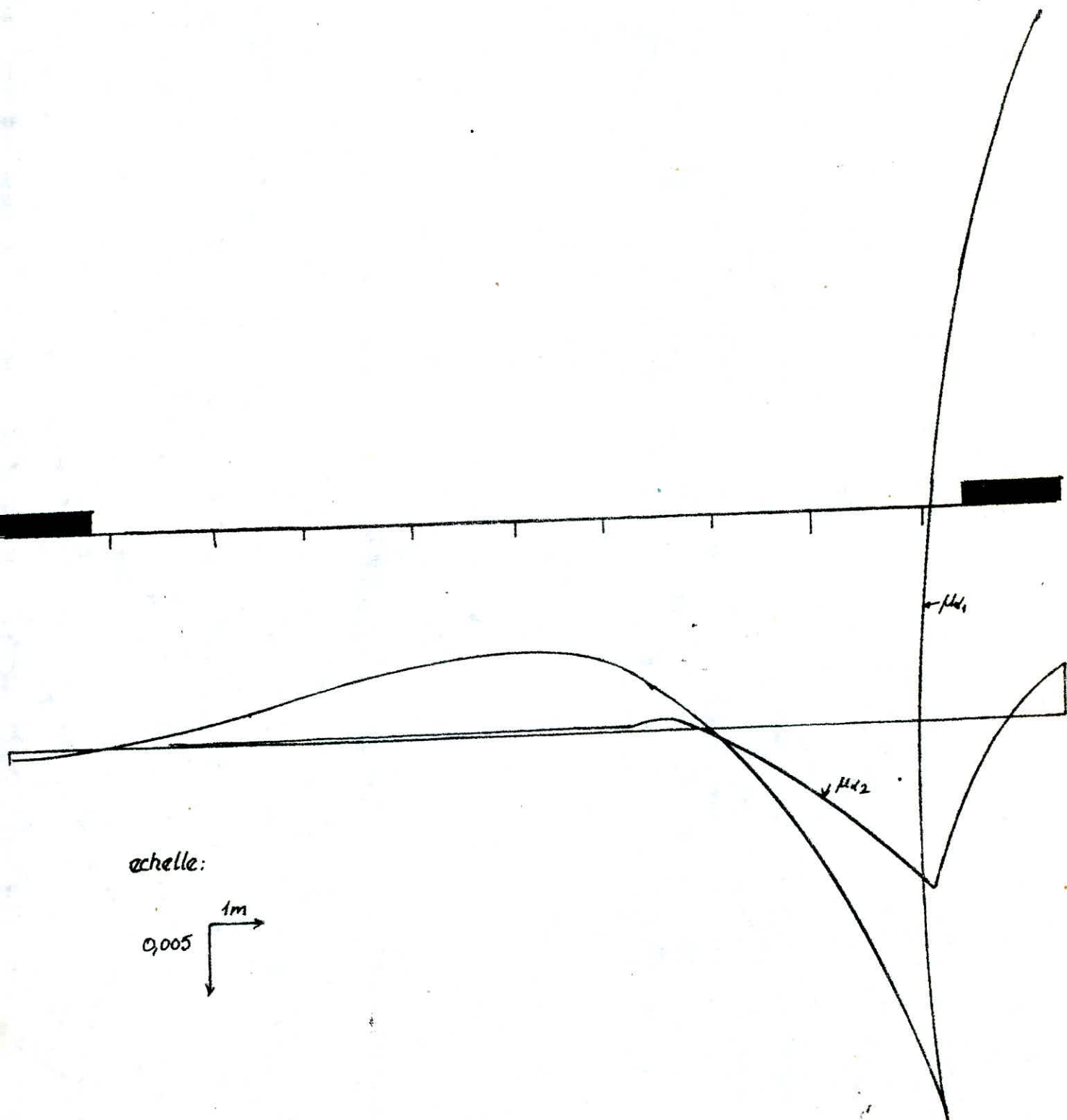
Poutre P₇ y=4.3m.



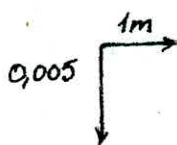
echelle:



Poutre P₈. $\gamma = 6,45 \text{ m}$.

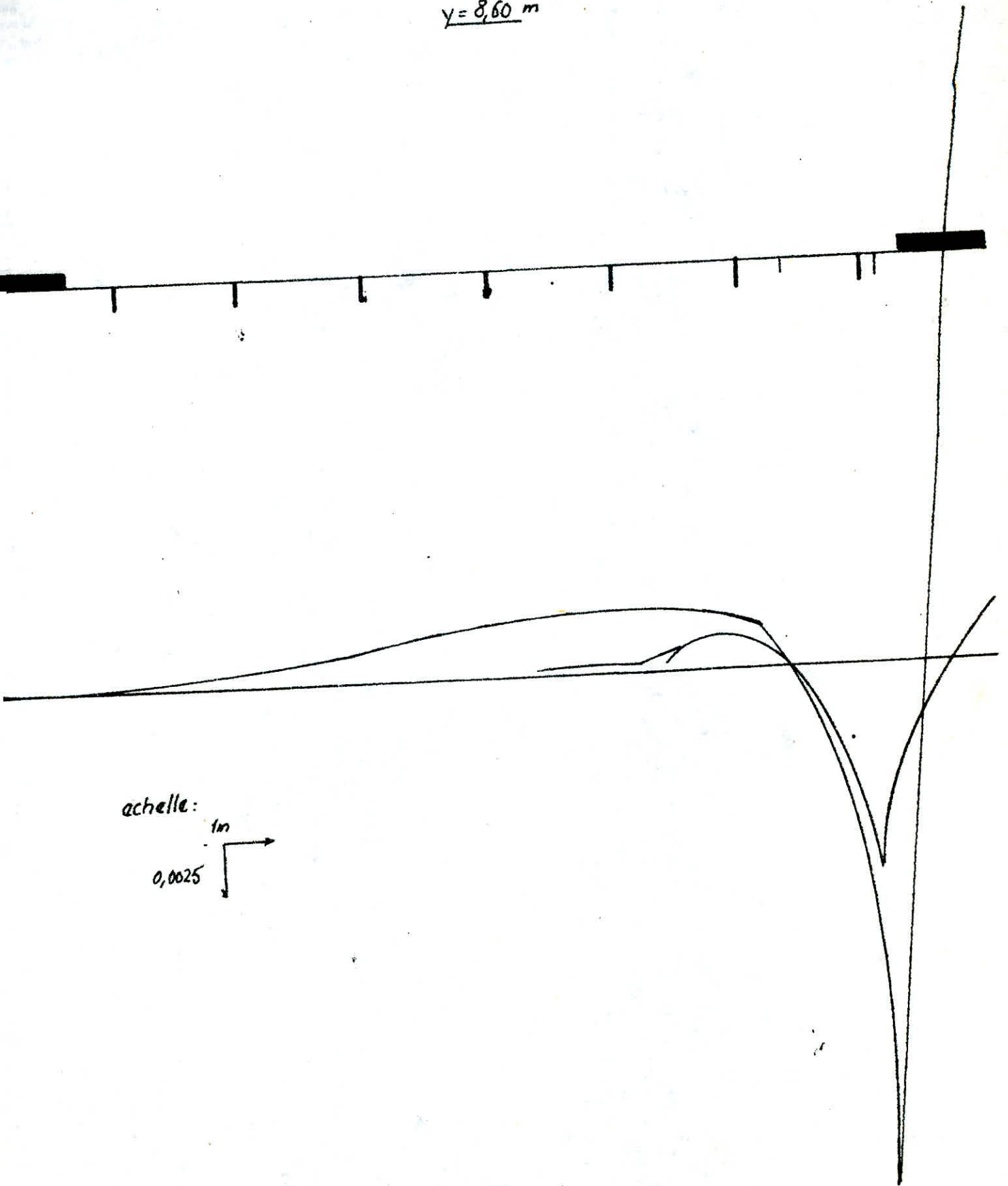


échelle:



Poutre Pg.

$$y = 8,60 \text{ m}$$



echelle:

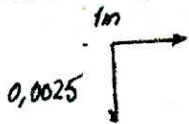


tableau. II.

$10^4 \mu_{d3} (30=3,90)$

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
y: 2,15	0,0039	-0,0179	0,0539	-3,2317	-0,6105	210,77	-27,42	0,2296	-0,3321
4,3=y	0,0023	-0,0056	-0,0114	0,0744	-6,6768	29,5710	180,575	-24,42	3,7718
6,45=y	0	0	-0,0079	-0,0071	0,0911	-9,5141	54,1405	156,54	-44,63
8,6=y	0	0	0	-0,0113	0,0148	0,104	-17,138	107,58	-29,85

Ces tableaux vont nous permettre de tracer les lignes d'influence de μ_{xm} ($m=1,3$) pour les ordonnées ci-dessus.

Les valeurs des coefficients de répartition μ_{xm} pour chaque surcharge seront déduites de la même manière que les Coefs. K_x - Calcul des surfaces avec la formule des trapèzes pour les charges uniformément réparties - à partir des lignes d'influence.

Également, on envisagera les cas donnant les coefficients μ_{xm} maxi-positifs et négatifs pour chaque surcharge.

Il est à noter que la charge permanente n'engendre pas de flexion transversale elle ne sera pas tenue compte pour le calcul des moments transversaux.

Un calcul conforme au raisonnement précédent, nous a permis d'avoir les coefficients μ_{xm}^+ et μ_{xm}^- les plus défavorables.

surcharge.		μ_{x1}		μ_{x3}	
		μ_{x1}^+	μ_{x1}^-	μ_{x3}^+	μ_{x3}^-
Étroit	1 trottoir chargé	-	-0,0513	-	-0,0022
	2 trottoirs chargés	-	-0,0205	-	-0,0009
A(l)	1 voie	+0,0298	-0,027	+0,0256	-
	2 voies	+0,0372	-0,0123	+0,0128	-
	3 voies	+0,0248	-0,0123	+0,0085	-
	4 voies	+0,0186	-0,0118	+0,0064	-
	5 voies	+0,0149	-0,0094	+0,0051	-
Br	roue isolée	+0,0634	-0,0656	+0,0211	-0,001
Bc	1 convoi	+0,04075	-0,0295	+0,011	-
	2 convois	+0,0256	-0,0128	+0,010	-0,0020
	3 convois	+0,04075	-0,013	+0,0112	-
	4 convois	+0,0305	-0,013	+0,00625	-
	5 convois	+0,0153	-0,023	-	-
B _E	1 tandem	-	-0,02	-	-
	2 convois	-	-	-	-
Mca20	véhicule	+0,0275	-	+0,0098	-
Co	surcharge excepti.	+0,0275	-	+0,0098	-

calcul du moment de flexion transversale

Pour faire ce calcul, il faut que la charge appliquée soit sinusoïdale
On déterminera les surfaces d'influence de différents effets de chargement de la construction étudiée.

Le moment est donné par mètre-linéaire par les formules suivantes:

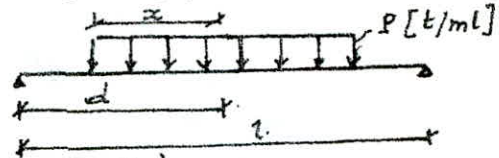
- Pour une charge uniformément répartie (A, trottoirs).

$$M_y = \mu_{A1} \frac{4P}{\pi} b \sin \frac{\pi x}{L} + \mu_{A5} \frac{4P}{3\pi} b \sin \frac{3\pi x}{L} \quad \text{avec } x = \frac{L}{2}$$

- Pour une charge linéairement répartie (cas Mc120 et CD)

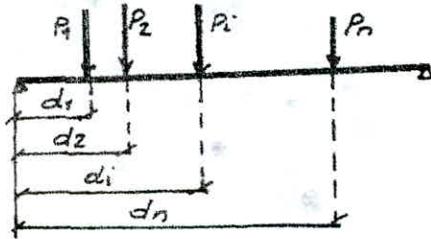
$$M_y = \frac{4P}{\pi} \cdot b \sum_{m=1}^3 \frac{1}{m} \mu_{Am} \frac{\sin \frac{m\pi c}{L} \sin \frac{m\pi x}{L}}{2}$$

$$d = \frac{L}{2} ; \quad x = \frac{L}{2}$$



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

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



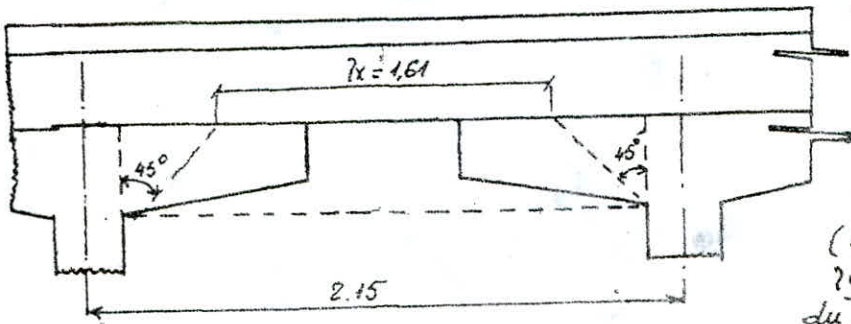
sous calculs faits, nous obtenons les résultats consignés dans le tableau suivant:

Surcharge mode	trottoirs		A(P)					Bc					Br	Mc120	CD	Bt	
	1	2	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5				1	2
M_y^+ [t.m/ml]	-	-	+1,05	3,25	2,94	2,44	2,28	1,08	1,775	1,675	-	-	0,585	0,3	1,77	0,6	0,7
M_y^- [t.m/ml]	-0,165	-0,14	-1,33	-1,22	-1,05	-1,745	-1,64	-0,4	-0,45	-2,575	-2,925	-	-0,45	-	-	-0,4	0,6

Ces valeurs sont à majorer par les coefficients δ pour les cas de surcharges Mc120 et B avant d'être ajoutés aux moments dus à la flexion locale..

II. FLEXION LOCALE

La dalle qui constitue notre platelage est assimilée à un ensemble de panneaux rectangulaires ($l_x \times l_y$). Les dimensions $l_x \times l_y$ seront déterminées en conformité avec les indications de l'IP1



$$l_x = 1,61 \text{ m}$$

$$l_y = 27,50 \text{ m}$$

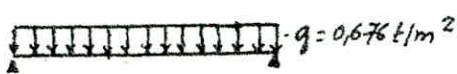
Les panneaux reposent sur deux extrémités, dans le sens x (la petite portée, sur une longueur l_y). Nous considérons une bande du panneau de largeur 1m dans

le sens du travail (l_x) pour les charges uniformément réparties.
On calcule d'abord le moment isostatique en supposant notre poutre simplement appuyée sur ses extrémités, puis en supposant les panneaux semi-encastés. Le moment isostatique sera reparti sur appuis et en travée en prenant le moment en travée: $M_{tx} = (0,75 + 0,85) M_0 x$
le moment sur appuis: $Max \geq (0,4 + 0,5) M_0 x$

Dans le sens y nous prendrons un moment forfaitaire $M_{ty} = \frac{1}{3} M_{tx}$. Pour les charges concentrées nous appliquons la méthode de calcul de M. PIGEAUD en supposant γ_y infinie soit $\rho = \frac{\gamma_x}{\gamma_y} = 0$.

II.1 Charge permanente:

Elle est due au poids propre de la dalle: $(2,5 \times 0,20) = 0,5 \text{ t/m}^2$ et au revêtement bitumé $(2,2 \times 0,08 = 0,176 \text{ t/m}^2)$. Soit $0,50 + 0,176 = 0,676 \text{ t/m}^2$.



$$M_{0x} = q \frac{l_x^2}{8} = 0,249 \text{ t.m/m}$$

$$\text{En travée: } M_{tx} = 175 \text{ Kg.m/ml}$$

$$\text{Sur appuis: } M_{ax} = 109 \text{ Kg.m/ml}$$

suivant γ_y . On prend forfaitairement:

$$M_{ty} = 44 \text{ Kg.m/ml} \quad M_{ay} = 109,52 \text{ Kg.m/ml}$$

Effort tranchant:

$$T_x = q \cdot \frac{l_x}{2} = 0,55 \text{ t/ml} \quad T_y = \frac{1}{3} T_x = 0,18 \text{ t/ml}$$

II.2 Surcharges

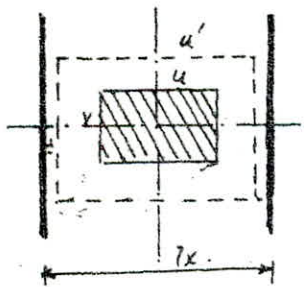
II.2.1 SURCHARGE A. La valeur maximale de la surcharge A est obtenue pour

II.2.2 SURCHARGE Bc: On applique la méthode de pigeaud, pour les charges localisées, en tenant compte de sa diffusion dans le plan moyen de la dalle
 $u' = u + h_0 + 1,5e$ $e = 1,5$ pour un revêtement peu rigide: bitumineux.
 $v' = v + h_0 + 1,5e$

Br: surface d'impact $0,60 \times 0,30$

$$u' = 0,60 + 0,20 + 1,5 \times 0,08 = 0,92 \text{ m}$$

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



$$M_x = (M_1 + \gamma M_2) P$$

$$M_y = (M_2 + \gamma M_1) P$$

$$P = 10 \text{ t}; \quad \gamma = 0,15$$

M_1 et M_2 sont données par des

abaques en fonction de

$$\rho = \frac{\gamma_x}{\gamma_y}; \quad \frac{u'}{\gamma_x} \text{ et } \frac{v'}{\gamma_y} \left(\frac{v'}{\gamma_x} \text{ lorsque } \gamma_y \text{ infinie} \right)$$

$$M_1 = 0,130$$

$$M_2 = 0,073$$

$$M_{tx} = 1,43 \text{ t.m/ml}; \quad M_{ax} = 0,72 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y = 0,93 \text{ t.m/ml}$$

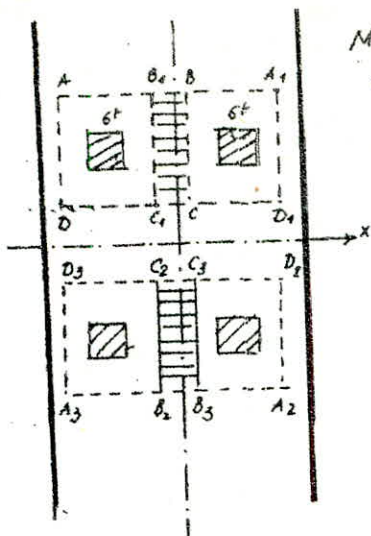
Efforts tranchants. ($u' > v'$) $T_u' = \frac{P}{2u' + v'} = \frac{10}{0,92 \times 2 + 0,62} = 4,06 \text{ t/ml}$

$$T_v' = \frac{P}{3u'} = \frac{10}{3 \times 0,92} = 3,62 \text{ t/ml}$$

II.2.3. Surcharge Bc.

Pour une roue de 6 t $u = v = 0,57 \text{ m}$
 surface d'impact $(0,25 \times 0,25)$

Il sera disposé symétriquement par rapport à l'axe longitudinal du panneau, les quatre roues arrières de deux camions voisins. Il est à remarquer l'interférence dans le sens y , la zone d'interférence a une épaisseur $\Delta = 0,07 \text{ m}$ le calcul des efforts se fera avec l'artifice de Resal.

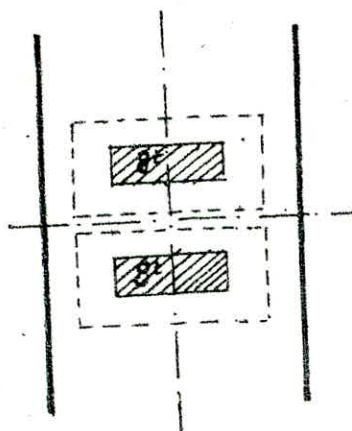


$M(AA_1A_2A_3) - M(BD_1D_2D_3) + M(B_1B_2B_3B_4) - M(C_1C_2C_3C_4) = M$
 avec la cote de répartition $\sigma = \frac{P}{u'v'} = \frac{6}{0,57 \cdot 0,57} = 18,47 \text{ t/m}^2$
 tous calculs faits on obtient: $M_x = 1,72 \text{ t.m}$ et $M_y = 0,3 \text{ t.m/ml}$
 d'où $M_{tx} = 4,38 \text{ t.m/ml}$ $Max = 0,96 \text{ t.m/ml}$

Pour l'effort tranchant, la position défavorable est celle où les deux roues de 2 véhicules voisins sont centrées sur l'axe x.

$T_u' = 4,43 \text{ t/ml}$ $T_v' = 3,74 \text{ t/ml}$

II.2.4. SURCHARGE B.



$u' = 0,60 + 0,20 + 1,5 \times 0,08 = 0,92 \text{ m}$

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

Contrainte de répartition dans le Plan moyen:

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

On obtient $M_x = 1,43 \text{ t.m/ml}$ / $M_y = 0,21 \text{ t.m/ml}$.

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

$T_u' = 3,1 \text{ t/ml}$ $T_v' = 2,9 \text{ t/ml}$

$M_{tx} = 1,14 \text{ t.m/ml}$ $Max = 0,72 \text{ t.m/ml}$

II.2.5 SURCHARGE MILITAIRE

Mt120

On placera une seule chenille sur le panneau centrée au milieu surface d'impact. (1,00 x 6,10) m

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

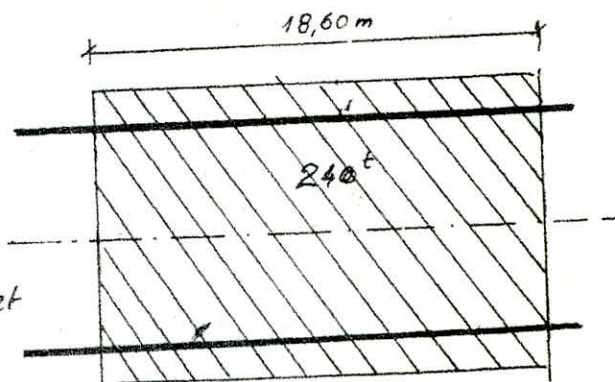
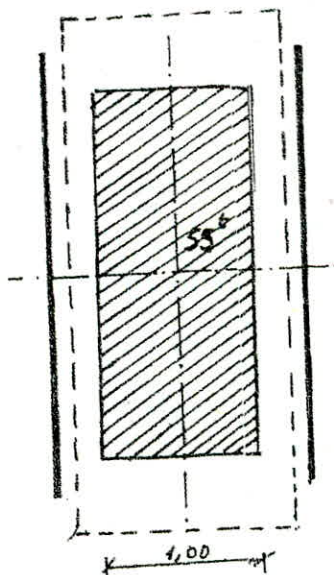
$v' = 6,10 + 0,20 + 1,5 \cdot 0,08 = 6,42 \text{ m}$

$M_x = 2,65 \text{ t.m/ml}$ $M_{tx} = 2,12 \text{ t.m/ml}$; $Max = 1,32 \text{ t.m/ml}$

$M_y = 0,47 \text{ t.m/ml}$

$T_u' = 2,9 \text{ t/ml}$

$T_v' = 3,9 \text{ t/ml}$



II.2.6 SURCHARGE EXCEPTIONNELLE

La surface d'impact est de 18,60 x 3,20, et la surcharge est de 240 t.

Le procédé de calcul est le même.

$u' = 2x = 1,61 \text{ m}$

$v' = 18,60 + 0,20 + 0,08 \times 1,5 = 18,92 \text{ m}$

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

$$M_{tx} = 0,8 \cdot 2,60 = 2,08 \text{ t.m/m} \quad \text{Max} = 0,5 \times 2,60 = 1,30 \text{ t.m/m} \\ T_{u'} = 1,93 \text{ t/m} \quad T_{v'} = 2,78 \text{ t/m}$$

II.3 Coefficients de majoration dynamique.

Les efforts dus aux surcharges B et militaires seront majorés par le coefficient de majoration dynamique δ défini par la formule suivante:

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4P/S} \quad \text{avec } L = \min(\lambda_1, L) \\ \lambda_1: \text{portée des poutres principales} = 27,50 \\ \lambda_1: \text{max} \{ l_r, L_p \}; \quad l_r: \text{largeur roulable} = 15,00 \\ L_p: \text{entreaxe de 2 ptes principales de rive} \\ L_p = 17,2 \text{ m} \Rightarrow \lambda_1 = 17,2 \text{ m} \\ \text{d'où } L = 17,2 \text{ m}$$

P: poids total du tablier, à l'exception des poutres principales, correspondant à la surface L par la largeur totale du pont.

$$P = 294,5 \text{ t}$$

S: surcharge que l'on peut disposer sur la distance $L = 17,2 \text{ m}$

$$B_c: 5 \text{ convois} \quad b_c = 0,7 \quad S = 0,7 \times 5 \times 30 = 105 \text{ t}$$

$$B_t: 2 \text{ convois} \quad b_t = 1 \quad S = 1 \times 2 \times 32 = 64 \text{ t}$$

$$\delta_{Bc} = 1,14 \quad \delta_{Bt} = 1,12 \quad \delta_{B_r} = 1,095 \quad \delta_{Mc120} = 1,14$$

II.4. Tableau récapitulatif.

Le panneau est semi encasté: $g < 0,4$, donc nous prenons suivant x :

$M_{tx} = 0,8 M_x$ et $\text{Max} = 0,5 M_x$ Charges uniformément réparties.

$M_{tx} = 0,75 M_x$ et $\text{Max} = 0,5 M_x$ Charges localisées.

suivant z_y

$$M_{ty} = \frac{1}{4} M_{tx}$$

$M_{ay} = \text{Max}$. Les efforts tranchants T_x et T_y

seront obtenus en majorant de 25% les $T_{u'}$ et $T_{v'}$

$$T_x = 1,25 T_{u'} \\ T_y = 1,25 T_{v'}$$

	G	A	B _r	B _c	B _t	Mc120	D
M _{tx}	0,175		1,13	1,38	1,14	2,12	2,40
Max	0,109		0,72	0,96	0,72	1,32	1,50
M _y	0,055		0,43	0,3	0,21	0,47	0,48
T _x	0,55		5,075	5,54	3,88	3,63	2,42
T _y	0,18		4,53	4,67	3,63	4,88	3,47

Aux efforts dus à la flexion locale seront ajoutés les efforts dus à la flexion transversale pondérés s'il y a lieu. Nous obtenons les deux lignes suivantes.

M _y ⁺	—	+3,25	+0,87	+2,02	+0,78	+0,34	+1,77
M _y ⁻	—	-1,22	-0,54	-1,08	-0,72	—	—

Pour obtenir les sollicitations maximales, pour toutes les charges, on fera les combinaisons suivantes.

$$M_{tx}^{\text{max}} = G + D = 2,575 \text{ t.m/m} \quad \text{Max} = G + D = 1,61 \text{ t.m/m}$$

$$M_{y}^{\text{max}} = G + 1,2 A = 3,98 \text{ t.m/m} \quad M_{y}^{\text{min}} = G + 1,2 A = -1,47 \text{ t.m/m}$$

$$T_x^{\text{max}} = G + 1,2 B_r = 7,45 \text{ t/m} \quad T_y^{\text{max}} = G + 1,2 B_c = 6,04 \text{ t/m}$$

III. FERRAILLAGE.

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

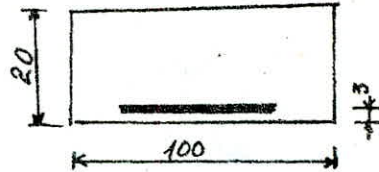
III.1 Suivant x : $M_{tx} = 2,6 \text{ t.m/m}^2$ $M_{ax} = 1,61 \text{ t.m/m}^2$.

• Armatures inférieures. (Méthode. Pierre. Charon)

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 2,6 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times (17)^2} = 0,04819 \Rightarrow \epsilon = 0,9077$$

$$K = 39,2$$

$$A = \frac{2,6 \cdot 10^5}{2800 \times \epsilon \times h} = 6,02 \text{ cm}^2 \quad \text{nous prenons } 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2$$



condition de non fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{K \sigma}{\phi} \frac{\omega_f}{1 + 10 \omega_f} = \frac{10^6 \cdot 1,6}{1,2} \frac{\omega_f}{1 + 10 \omega_f} \quad \omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{6,02}{100 \times 36} = 0,008$$

$$\sigma_1 = \frac{10^6 \times 1,6 \times 0,008}{1,2 (1 + 10 \times 0,008)} = 9876 \text{ Kg/cm}^2; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \sigma}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 7332,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \bar{\sigma}_b, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A E h} = \frac{10^5 \times 2,6}{6,78 \times 0,9077 \times 17} \Rightarrow \sigma_a = 2485 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2485}{39,2} = 64 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

• Armatures supérieures: $M_{ax} = 1,61 \text{ t.m/m}^2$.

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1,61 \times 10^5}{2800 \times 100 \times (17)^2} = 0,0298 \quad (\epsilon = 0,9254; K = 52,0)$$

$$\Rightarrow A = 3,65 \text{ cm}^2 \quad \text{nous prenons } 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

III.2 Suivant y . $M_{ty} = 3,98 \text{ t.m/m}^2$, $M_{ty}^- = 1,47 \text{ t.m/m}^2$

• Armatures inférieures. $\mu = \frac{15 \times 3,98 \times 10^5}{2800 \times 100 \times (17)^2} = 0,0738 \quad (\epsilon = 0,8889, K = 30)$

$$A = 9,41 \text{ cm}^2; \quad \text{nous prenons } 9T12 = 10,18 \text{ cm}^2$$

• Armatures supérieures $\mu = \frac{15 \times 1,47 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times (17)^2} = 0,0273 \quad (\epsilon = 0,9286; K = 55)$

$$A = 3,33 \text{ cm}^2 \quad \text{nous prenons } 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

IV. Verifications:

IV.1 Verification au poinçonnement.

Pour les charges concentrées, une verification au non poinçonnement est nécessaire

Condition de non poinçonnement: $\frac{1,5P}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b = 8 \text{ bars}$

P: La charge localisée.

$P_c \cdot h_t$

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

• cas de Br: $P = 10^t$; $P_c = 2(92 + 57) = 298 \text{ cm} \Rightarrow \frac{1,5P}{P_c \cdot h_t} = \frac{1,5 \cdot 10}{298 \cdot 20} = 2,52 \text{ bars} < 9,18$

• cas de Bc: $P = 6^t$; $P_c = 2(57 + 57) = 228 \text{ cm}$. $P_c \cdot h_t = 298 \times 20$

$$\frac{1,5P}{P_c \cdot h_t} = \frac{1,5 \cdot 6 \cdot 10^3}{228 \cdot 20} = 1,97 \text{ bars} < 9,18 \text{ bars}$$

• cas de Bt: $P = 8^t$. $P_c = 298 \text{ cm}$. $\frac{1,5P}{P_c \cdot h_t} = \frac{1,5 \times 8 \cdot 10^3}{298 \times 20} = 2,02 \text{ bars} < 1,2 \bar{\sigma}_b$

IV.2. Verification au cisaillement. $\tau_b = \frac{T}{b_3} \leq \bar{\sigma}_b = 1,15\bar{\sigma}_b = 8,8 \text{ Kg/cm}^2$

Suivant τ_x : $T_x = 7,45 \text{ t/m}$
 $b = 100 \text{ cm}$ $\rightarrow \tau_b = 5 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_b$
 $z = \frac{7}{8}h = 14,875 \text{ cm}$

Suivant τ_y : $T_y = 6,04 \text{ t/m}$
 $b = 100 \text{ cm}$ $\rightarrow \tau_b = 4,1 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_b$
 $z = \frac{7}{8}h = 14,875 \text{ cm}$

IV.3. Condition de non fragilité

La section réelle A des armatures longitudinales tendues doit être égale (ou sup)

à $A = \max \{ A_0, \min [A_1, A_2] \}$ avec :

A_0 : section d'armatures en travée qui résiste aux sollicitations

A_1 : Section d'armatures susceptible de résister aux sollicitations précédentes majorées de 20%

Pour une dalle $A_2 = 0,69 \times \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} bh \cdot \frac{2,3}{2}$ suivant τ_x $\rho = \frac{\tau_x}{\tau_y}$
 $A_2 = 0,69 \times \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} bh \cdot \frac{1+\rho}{4}$ suivant τ_y .

La section d'armatures pouvant équilibrer la sollicitation de fissuration ou de rupture par traction du béton supposé non fissuré et non armé

Les section d'armatures A, suffisantes pour résister aux sollicitations majorées de 20% :

$A_{tx} = 8,136 \text{ cm}^2$ $A_y^{sup} = 5,24 \text{ cm}^2$
 $A_{ax} = 5,424 \text{ cm}^2$ $A_y^{inf} = 12,216 \text{ cm}^2$

• suivant τ_x .

$A_1 = 8,136 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_0 = 6,78 \text{ cm}^2$; $\rho = \frac{\tau_x}{\tau_y} = \frac{1,61}{2,50} = 0,058$

$A_2 = 0,69 \times \frac{7,5}{4200} \times 100 \times 17 \times \frac{2,3}{2} = 2,04 \text{ cm}^2$ $A = \max \{ A_0, \min [A_1, A_2] \} = A_0$

• suivant τ_y .

$A_0 = 10,18 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_1 = 1,2 A_0 = 12,216 \text{ cm}^2$ $A_2 = 0,69 \times \frac{7,5}{4200} \times 100 \times 17 \times \frac{1+0,058}{4}$
 $A_2 = 0,55 \text{ cm}^2$

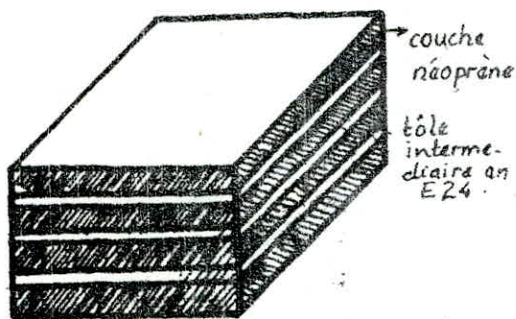
$A = \max \{ A_0, \min [A_1, A_2] \} = A_0$

Donc, il n'y a pas de risque de rupture de type fragile.

Dimensionnement des appareils d'appuis

Les appareils d'appui sont pour but d'assurer la liaison entre une structure et son support tout en permettant d'absorber respectivement par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure, lorsqu'elles sont limitées.

1. Description: les appareils d'appuis choisis sont constitués de plusieurs couches d'elastomère avec interposition de tôles de fretage en acier. L'adhésion est obtenue sous presse lors de la vulcanisation.



leur constitution monobloc avec faces extérieures en elastomère évite tout risque de cheminement sous faibles charges et constitue une protection efficace contre la corrosion

2. Méthode de calcul: Le calcul des appuis est établi conformément aux directives du chap. III. "Méthode de calcul, dimensionnement des appareils d'appui". Bulletin technique n°4. SETRA (D.O.A).

3. Principe de dimensionnement: le principe de dimensionnement est basé sur la limitation des états de cisaillement qui sont imposées par les réactions et les déformations résultantes, qui sollicitent l'elastomère au niveau du plan de fretage, en se basant bien sur l'incompressibilité de l'elastomère.

- Sous charge verticale N : ϵ_N
- Sous déplacement ou effort horizontal: ϵ_H
- Sous rotation: ϵ_a

Limite admissible:

$$\epsilon_N + \epsilon_H + \epsilon_a \leq 5G$$

G : module d'élasticité transversal.

$$G = 0,8 \text{ MPa (Pont route).}$$

a) Sous charge verticale (normale).

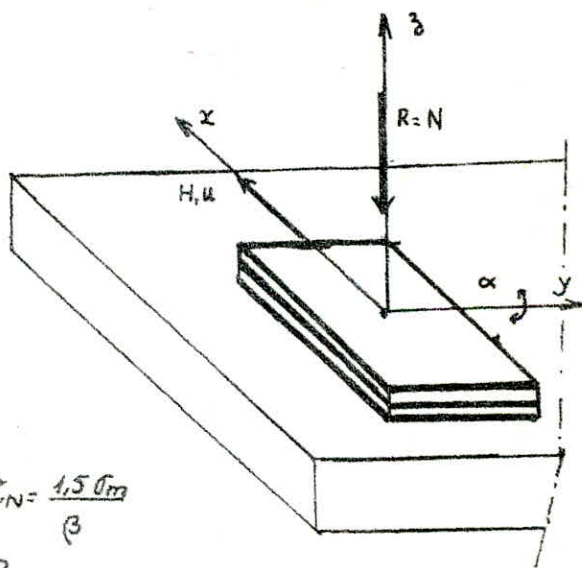


$$\sigma_m = \frac{N}{a \cdot b} \quad \epsilon_N = \frac{1,5 \sigma_m}{\beta}$$

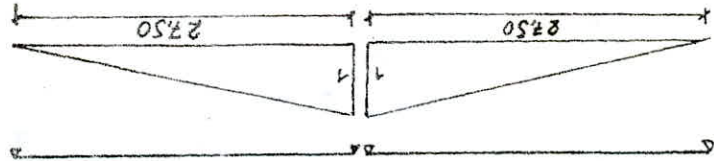
$$\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)}$$

σ_m : ette moyenne de compression.
 a, b : dimensions en plan de l'appui
 t : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire de l'elastomère.

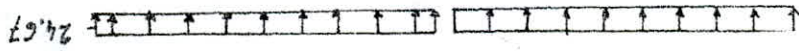
limite admissible: $\epsilon_N \leq 3G$ soit $\sigma_m \leq 16G$
 $\sigma_m = 150 \text{ bars}$ pour les fretages.



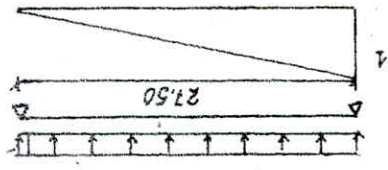
N : effort normal appliqué à l'appareil
 ϵ_N : contrainte de cisaillement due à l'effort normal.



$$R_1 = 2R_0 = 2 \times 339,1 = 678,2 \text{ t}$$



b) ligne d'influence de la réaction d'appui de la pile.



$$R_0 = g \cdot \Omega = 24,67 \times \frac{27,5 \times 1}{2} = 339,1 \text{ t}$$

$$g = 24,67 \text{ t/ml}$$

- sous charges permanentes a) ligne d'influence de la réaction d'appui de la culée.

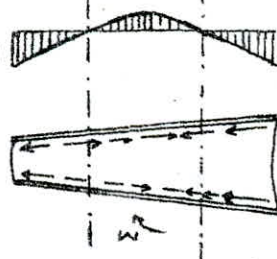
4.1 Charges verticales.
& ouvrage.

Le tablier de notre pont repose sur une poutre et deux culées. Nous évaluons les efforts verticaux dans aux charges et surcharges qui sollicitent l'ensemble de

4. DETERMINATION DES REACTIONS D'APPUIS

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.
 $\alpha_0 = 3 \cdot 10^{-3}$ rad (Béton coulé surface métal)
 $\alpha_0 = 10 \cdot 10^{-3}$ rad (Béton préfabriqué)
 α_T : angle de rotation de l'appareil d'appui
 α_T : angle de rotation d'un feuillet élémentaire
 n : nbre de feuillet élémentaires délastrés.
 $\alpha_T = \frac{\alpha_0}{n}$

limite admissible. $\alpha_T < 4,56 \left(\frac{a}{T}\right)^2 \frac{g}{\sigma_{adm}}$
 soit à vérifier: $\alpha_T \leq 3 \left(\frac{a}{T}\right)^2 \frac{g}{\sigma_{adm}}$



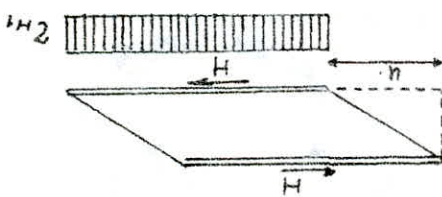
c) sous rotation

limite admissible $kg \leq 0,7$ soit $\frac{M_0}{Hd} + \frac{T}{2gab} \leq 0,7$
 $Z_H = \frac{g}{\sigma} \cdot \frac{a^2}{2} \cdot \frac{h}{\alpha_T + \alpha_0}$
 $Z_H = Z_{H1} + Z_{H2} = g \cdot \frac{a}{Hd} + \frac{T}{2gab}$

instantané un module de cisaillement double du module sous effort statique
 soit $G_d = 16 \text{ bars}$
 $G_{statique} = 8 \text{ bars}$

b.2) Déplacement de courte durée: U_d ou sous un effort dynamique (Freinage...)
 $H_d = 26 \cdot U_d = \frac{H \cdot d}{a \cdot b}$
 $U_d = H_d \cdot \frac{a \cdot b}{T}$
 On admet pour un effort T
 instantané un module de cisaillement double du module sous effort statique

limite admissible: $Z_{H1} \leq 0,5g$
 b.3) Déplacement lent: U_e . $Z_{H1} = g \cdot \frac{a}{Hd} = \frac{T}{2gab}$



b) sous charge horizontale.

charges Appuis	G	A(ℓ)	trottoirs	Bc	M _{c120}	C _D	Séisme 0,07.G
Culée	339,1	192,5	7,4	171,4	105,6	158,8	± 23,74
Appui	678,2	385	14,8	186,6	112,2	199,5	± 47,48

les accélérations sismiques verticale et horizontale sont prises respectivement $E_V = 0,07$ et $E_H = 0,1$ "(Conformément aux recommandations C.P.S)".

5. DETERMINATION DES EFFORTS HORIZONTAUX.

5.1 Vent: Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute la surface frappée normalement une pression P .

Notre projet est implanté dans la zone II, indiquée dans le C.P.C.

L'effort horizontal dû au vent: $H_V = P L_p \times h$.

h : hauteur du tablier = $1,50 + 0,20 + 0,35 = 2,05$.

L_p : portée du pont: $57,1m$.

P : pression exercée par le vent: $H_V = 0,25 \times 2,05 \times 57,1 = 29,3t$
 $H_V = 29,3t$.

5.2. Freinage: (C.R.C Art. 6) Les charges A(ℓ) et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée.

Système A: Effort de freinage $F_A = \frac{A}{20 + 0,0035 \cdot S} \cdot S$
Surface chargée $\Rightarrow S = L \times L_c$
 $S = 27,5 \times 15 = 412,5 m^2$

$$F_A = \frac{1,14 \times 412,5}{20 + 0,0035 \times 412,5} = 21,9t \quad F_A = 21,9t$$

Système Bc:

Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner et développe une force de freinage égale à son poids.

$$F_{Bc} = 30t$$

5.3 Séisme:

$$H_s = E_H \cdot G \quad G: \text{pds total au tablier}$$

$$E_H = 0,1 \quad g = 24,67 t/ml \Rightarrow G = 24,67 \cdot 57,1 = 1408,2 t$$

$$H_s = 140,8t$$

5.4. Variations linéaires du tablier.

a) Fluage: $\frac{\Delta L_f}{L_p} = 3 \epsilon_t = \frac{3 \sigma}{E_V}$ $E_V = 140000 \text{ kg/cm}^2$ module de déformation du béton

$$\Delta L_f = \frac{3 \sigma}{E_V} \cdot L_p = 50$$

b) Retrait: On admet que 60% du retrait total se sont effectuées avant la pose des poutres préfabriquées.

$$\frac{\Delta L_r}{L_p} = 0,40 \cdot \epsilon_r; \quad \Delta L_r = 0,40 \cdot \epsilon_r \cdot L_p \quad \frac{\Delta L_r}{L_p} = \frac{100 - 60}{100} \cdot \epsilon_r$$

$$\epsilon_r: \text{Coef. de retrait évalué } \epsilon_r = 4 \times 10^{-4} \quad \Delta L_r = -9,14 \text{ mm}$$

c) Température

$$\Delta L_t = \pm \epsilon_{\Delta t} \times L_p; \quad \epsilon_{\Delta t} = 0,3 \text{ ‰} \quad \Delta L_t = \frac{0,3}{1000} \times 57,1 = \pm 17,13 \text{ mm}$$

• Allongement = $\Delta L_t^{\text{max}} = \Delta L_t^+ = 17,13 \text{ mm}$

• Retrecissement: $\Delta L_t^{\text{max}} = -(9,14 + 50 + 17,13) = -76,44 \text{ mm}$.

6. DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI

$$N = R_{cp} + R_{sur.max} + R_{trottoir}$$

R: réaction d'appui

$$R_{cp} = 678,2 \text{ t/g}$$

$$R_{sur.max} = 385/g$$

$$R_{trottoir} = 14,8/g$$

$$N = \frac{678,2 + 385 + 14,8}{9} = 129 \text{ t}$$

nbre d'appareils d'appui = 9.

$$N_{min} = 75,4 \text{ t} \quad \text{et} \quad N_{max} = 129 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_m = 150 \text{ bars} \Rightarrow \bar{\sigma}_m = \frac{N}{a \cdot b} \leq \bar{\sigma}_m \Rightarrow ab \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_m}$$

On fixe des dimensions normalisées
suivant les exigences de la compression et ensuite, on procède aux vérifications nécessaires :

$$ab = \frac{N}{\bar{\sigma}_m} \Rightarrow \frac{N}{150} = \frac{129 \cdot 10^3}{150} \Rightarrow ab \geq 800 \text{ cm}^2$$

on adopte: $a = 30 \text{ cm}$; $b = 50 \text{ cm}$; $t = 1,2 \text{ cm}$; $n = 5$; $T = nt = 6 \text{ cm}$.

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \cdot \frac{\bar{\sigma}_m}{\sigma_e} ; \quad \sigma_e = 2400 \text{ bars} \quad t_s: \text{épaisseur d'une frette élémentaire}$$

$$\beta = \frac{ab}{2t(a+b)} = \frac{30 \times 50}{2 \times 1,2(30+50)} = 7,8125 \quad \bar{\sigma}_m = \frac{N}{ab} = \frac{129 \cdot 10^3}{30 \times 50} = 80 \text{ bars.}$$

$$t_s \geq \frac{30}{7,8125} \cdot \frac{80}{2400} = 0,128 \text{ cm} \quad \text{soit } t_s = 0,2 \text{ cm}$$

6.1 Condition de non flambement.

$$T = \frac{a}{5} \quad \text{et vérifier } T \geq \frac{a}{10} \Rightarrow 3 \leq T \leq 6 \text{ cm} \quad \text{on prend } 30 \times 50 \times 6$$

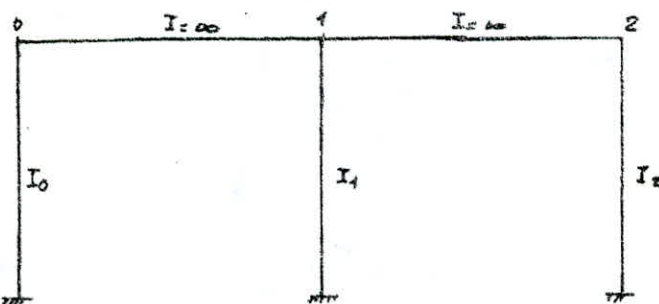
7. REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX.

Le pourcentage d'effort repris pour chaque appui est donné par l'expression suivante est: $H_i \% = \frac{K_i}{\sum K_i}$ où l'effort repris pour chaque appui $H_i = H \cdot \frac{K_i}{\sum K_i}$ (K: rigidité). Le tablier

étant supposé infiniment rigide.

Les rigidités de ces appuis sont calculées à partir des constantes de ressort. La rigidité d'un appui est donnée par $K = \frac{1}{\sum \delta_i}$

où δ_i : déformation de l'appui i
Les éléments constituant ces appuis (appareils d'appuis, fûts, fondations)



- δ_1 : déformation de l'élastomère
- δ_2 : déformation des fûts
- δ_3 : déformation de la fondation

7.1 Déformation de l'élastomère.

$$\delta_1 = \frac{T}{nGA} \quad \text{avec}$$

T: hauteur de l'élastomère
n: nombre d'appareils d'appui
A: Aire de l'appareil d'appui. $a \times b$

G. module de cisaillement de l'elastomere.

a) Culée $n=9$ $T=6\text{cm}$ $\delta_{01} = \delta_{10} = \frac{6}{9 \times 30 \times 50 \times 8} = 5,55 \cdot 10^{-5} \text{m}$

$\delta_{12} = \delta_{21} = 5,55 \cdot 10^{-5} \text{m}$

b) Pile. $n=18$ $T=6\text{cm}$ $\delta_{11} = 2,78 \cdot 10^{-5} \text{m}$

7.2 Deformation de la culée et de la pile.

La deformation de la culée est supposee nulle, pour le fait de la grande rigidite des voiles.

• Deformation d'un fut de la pile.

$$\delta_{21} = \frac{h^3}{3EI n}$$

n : nombre de fut

E : module d'elasticite du beton.

$$E = 21000 \sqrt{\sigma_{28}^2} = 363731 \text{ kg/cm}^2$$

h : hauteur de la pile = 6,30m.

I : Inertie d'un fut de la pile.

$$I = \frac{ab^3}{12} = \frac{3 \times (0,80)^3}{12} = 0,512 \text{ m}^4$$

$d = 1,20 \text{ m}$

$$\delta_{21} = \frac{(6,30)^3}{3(363731)(0,512) \cdot 10^4 \cdot 4}$$

$$\delta_{21} = 56,3 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

7.3 Deformation de la fondation.

La semelle de liaison est sur deux (02) files de quatre (04) pieux = $n=8$

Methodes de Calcul.

La deformation d'une fondation sur une file de pieux est comme l'indique la figure ci-contre. $\delta(H=1) = w + \varphi h$.

w : deplacement en tete de pieu.

φh : deplacement du a la rotation de la fondation. Le deplacement de cette rotation dependent des caracteristiques de la fondation sur pieux et ou les pieux sont plantes.

Le deplacement de cette rotation, tenant compte de la structure et du sol peuvent etre evaluees a l'aide des tables de HENRICH WERNER.

"Beton und STAHL BETONBAU"

Les deformations en tete de pieux sont donnees par les relations suivantes.

$$EIw = \frac{\lambda w M^*}{\lambda^2} + \frac{\lambda w P^*}{\lambda^3}$$

P : effort tranchant en tete de pieu eng.

$$EI\varphi = \frac{\lambda \varphi M^*}{\lambda} + \frac{\lambda \varphi P^*}{\lambda^2}$$

ou par la charge unitaire.

pour une fondation sur n pieux

$P^* = 1$ (pour chaque pieu)

M^* : moment flechissant en tete de pieu engendree par la charge unitaire.

On a pour chaque pieu: $M^* = 1 \cdot \frac{h}{2}$

λ : parametre dependant du module E et de

de reaction C_u et des caracteristiques du pieu.

α : estant la longueur elastique du pieu.

b : diametre du pieu.

$\lambda w M^*$, $\lambda w P^*$, $\lambda \varphi M^*$, $\lambda \varphi P^*$ sont des coefficients donnees dans les tables de Werner.

Pour notre cas

La semelle de liaison est sur 2 files de 4 pieux ($n=8$)

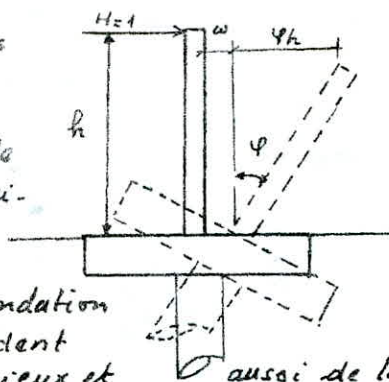
Dans le cas ou l'on a une deformation sur 2 files de pieux,

la rotation en tete du pieu est egale a 0 ($\varphi=0$)

L'effort tranchant en tete dans chaque pieu est $P^* = 1 = 0,125$

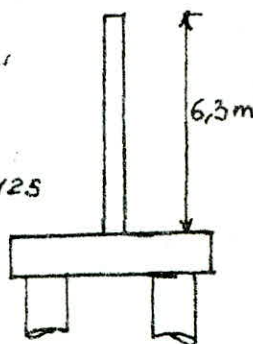
Le module de reaction du sol est estime: $C_u = 6000 \text{ t/m}^2$

Nous admettons que la variation du module de reaction du sol le long du pieu est comme l'indique la figure.



aussi de la reaction

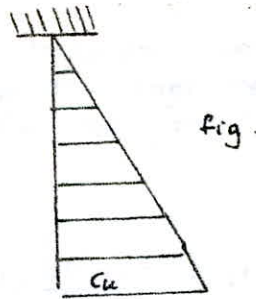
$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{EI}{C_u \cdot b}}$$



$$E = 3,64 \times 10^6 \text{ t/m}^2 \quad b = 1,20 \text{ m}$$

$$I = \frac{E b^4}{64} = 0,102 \quad \text{on trouve } \alpha = 3,80$$

$$\lambda = \frac{1}{\alpha} = \frac{1}{3,80} \Rightarrow \lambda = 0,263$$



$\lambda l = 4$ d'après Les tables de H. Werner.
On a $X_{\omega M^*} = -1,26$ $X_{\omega P^*} = -1,68$
 $X_{\varphi M^*} = 1,54$ $X_{\varphi P^*} = 1,26$

La rotation en tête du pieu est nulle : $\varphi = 0$

$$EI\varphi = 0 = \frac{M^*}{\lambda} X_{\varphi M^*} + X_{\varphi P^*} \cdot \frac{P}{\lambda^2} = 0$$

$$M^* = - \frac{X_{\varphi P^*}}{X_{\varphi M^*}} \cdot \frac{P}{\lambda} = - \frac{1,26 \times 0,125}{1,54 \times 0,263} = -0,30 \text{ t.m}$$

$$EI\omega = X_{\omega M^*} \cdot \frac{M^*}{\lambda^2} + X_{\omega P^*} \cdot \frac{P}{\lambda^3} \Rightarrow \omega = 1,20 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

Donc $\delta_{31} = 1,20 \cdot 10^{-5} \text{ m}$.

7.4

7.4 Déformation de la fondation de la culée.

la semelle de liaison de fondation de la culée est sur 2 files de 4 pieux ($n=8$) comme dans le cas de la pile.

$$P^* = \frac{1}{8} = 0,125 ; \quad \varphi = 0 \quad \omega = 1,20 \cdot 10^{-5} \text{ m} \Rightarrow \delta_{30} = \delta_{32} = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

7.5

7.5 Répartition des efforts horizontaux aux piles et aux culées.

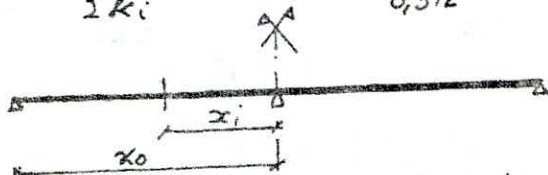
$$H_i \% = \frac{K_i}{\sum K_i} \quad \text{avec } K_i = \frac{1}{\delta_i} \Rightarrow H_i = H \cdot \frac{K_i}{\sum K_i}$$

	Abscisse x_i (m)	Déformation 10^{-5}			δ_i	Rigidité	$H_i \%$	Freinage [t]	Seisme [t]
		Elastométre	Pile ou culée	Fonda ^o					
Culée 0	0	5,55	0	1,20	6,75	0,118	47,4	10,38	66,74
Pile	2,8	2,78	56,3	1,20	60,28	0,016	5,2	1,14	7,32
Culée 1	5,6	5,5	0	1,20	6,75	0,118	47,4	10,38	66,74
Σ						0,312		21,9	140,8

7.6 Effort horizontal engendré par la variation linéaire du tablier

Le centre de déplacement ou point fixe élastique x_0 , qui définit la position de la section du tablier qui ne subit aucun déplacement, est donné par la relation suivante :

$$x_0 = \frac{\sum K_i x_i}{\sum K_i} = \frac{28 \times 5,2 \times 10^{-2} + 56 \times 47,4 \cdot 10^{-2}}{0,312} = \frac{L}{2}$$



On définit la variation linéaire d'un pt distant de x_i du centre de déplacement par $u_{Li} = \Delta L_{\max} \cdot \frac{x_i}{L}$

ΔP_{max} : variation linéaire maximale due à la température, retrait et fluage)
 $\Delta P_{max} = 59,31 \text{ mm}$ ΔP_{max} : cette variation engendre sur l'appui un effort horizontal

$$H_{VL} = \frac{n \cdot G \cdot U_L \cdot a \cdot b}{T}$$

pour la pile: $x_i = 0 \Rightarrow U_L = 0$ et $H_{VL} = 0$

pour chaque culée: $x_i = x_0 \Rightarrow U_{culée} = \frac{59,31 \times 28 \cdot 10^3}{56 \cdot 10^3} = 29,62 \text{ mm}$

$$a \times b = 30 \times 50 = 1500 \text{ cm}^2$$

$G = 8 \text{ bars}$

$T = 6 \text{ cm}$

$n = 9$: nbre d'appuis

$$H_{VL} = \frac{9 \times 8 \times 3,822 \times 1500}{6} = 53,3 \text{ t}$$

$$H_{VL} = 53,3 \text{ t}$$

8. VERIFICATION DES CONTRAINTES.

8.1 Contraintes dues aux réactions d'appui

$$\sigma_N = 1,5 \sigma_m / \beta$$

$$\sigma_m = 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 7,8125$$

$$\Rightarrow \sigma_N = \frac{1,5 \times 80}{7,8125}$$

$$\sigma_N = 15,36 \text{ kg/cm}^2$$

contrainte admissible: $\bar{\sigma} = 3G = 3 \times 8 = 24 \text{ bars}$

$$\sigma = 15,36 < \bar{\sigma}: \text{Condition vérifiée.}$$

8.2 Contraintes dues aux charges horizontales

8.2.1 Sous variation linéaire

Condition à vérifier: $\sigma_{HL} = G \cdot \text{tg} \delta_1 \leq 0,5G \Rightarrow \text{tg} \delta_1 \leq 0,5$

a) pour la pile: $U_L = 0$
 $T = 6 \text{ cm}$ $\text{tg} \delta_1 = \frac{0}{6} = 0 < 0,5$

b) Pour la culée $U_L = 29,6 \text{ mm}$ $\text{tg} \delta_1 = \frac{U_L}{T} = \frac{29,6}{60} = 0,49 < 0,5$

8.2.2 Sous variation linéaire + freinage

Condition à vérifier: $G \cdot \text{tg} \delta_1 + \frac{H_{fr}}{2nab} \leq 0,7G \Rightarrow \text{tg} \delta_1 + \frac{H_{fr}}{2nGob} \leq 0,7$ vérifiée

a) Pile: $n = 18$ appareils d'appui; $H_{fr} = 1,14 \text{ t}$

$$\text{tg} \delta_1 + \frac{1,14 \cdot 10^3}{2 \cdot 18 \cdot 8 \cdot 1500} = 0,493 < 0,7$$

b) Culée: $n = 9$; $H_{fr} = 10,38 \text{ t}$ $\text{tg} \delta_1 + \frac{10,38 \cdot 10^3}{2 \cdot 9 \cdot 1500 \cdot 8} = 0,49 + 0,096 = 0,538 < 0,7$ vérifiée.

8.2.3 Sous variation linéaire + Seisme

Condition à vérifier: $G \cdot \text{tg} \delta_1 + \frac{H_s}{2nab} \leq 0,7G$

a) Pile: $H_s = 7,32 \text{ t}$

$$n = 18 \quad \text{tg} \delta_1 + \frac{7,32 \cdot 10^3}{2 \cdot 18 \cdot 8 \cdot 1500} = 0,51 < 0,7$$

b) Culée $H_s = 66,74 \text{ t}$

$$n = 9 \quad \text{tg} \delta_1 + \frac{66,74 \cdot 10^3}{2 \cdot 9 \cdot 8 \cdot 1500} = 0,7 \quad \text{Condition vérifiée}$$

8.3 Contrainte due à la rotation

$$\sigma_x = \frac{G}{2} \cdot \frac{a^2}{l^2} \cdot \frac{\alpha T \cdot d_0}{n}$$

$a = 30 \text{ cm}$

$\alpha_T =$ rotation d'appui, on prend $\alpha_T = 0,0066 \text{ rd}$

$n =$ nombre de feuillots d'elastomère par appareil d'appui = 6
 $t = 1,2 \text{ cm}$

$$\sigma_x = \frac{B}{2} \cdot \frac{(30)^2}{(1,2)^2} \cdot \frac{0,0066 - 0,001}{5}$$

$\alpha_0 = 3 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$ Béton coulé sur place $\sigma_x = 2,8 \text{ kg/cm}^2$
 $\alpha_0 = 10 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$ Béton prefabriquá

Contrainte totale de cisaillement

limite admissible : $\sigma_N + \sigma_H + \sigma_x < 5G$

$\sigma_N = 15,36 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_H = G \cdot \tan \delta_1 + \frac{H_{Fr} + H_S}{2nab} = 8 \cdot 0,49 + \frac{(66,74 + 10,38) \cdot 10^3}{2 \cdot 9 \cdot 1500}$

$\sigma_H = 6,78 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_x = 2,8 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{max} = \sigma_N + \sigma_x + \sigma_H$

$= 6,78 + 15,36 + 2,8 = 24,94 \text{ kg/cm}^2 < 5 \cdot 8 = 40 \text{ kg/cm}^2$

Condition satisfaite.

Donc on adopte des appareils d'appui de dimensions suivantes:

$30 \times 50 \times 6$

9. Conditions de non cheminement et de non glissement

a) $\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a \cdot b}$ avec $N_{min} = R_{min} = 75,4 \text{ t}$ (calculé 6°)

$\sigma_{min} = \frac{75,4 \cdot 10^3}{1500} = 50,3 \text{ kg/cm}^2 < 20$ $\bar{\sigma}_{min} = 20 \text{ bars}$

$N_{max} = R_{max} = 129 \text{ t} \Rightarrow \sigma_{max} = \frac{129 \cdot 10^3}{1500} = 86 \text{ kg/cm}^2$

b) La condition de non cheminement

$H < f \cdot N$

Document CIPEC

f: Coef de frottement total

$f = 0,1 + \frac{6}{\sigma_{min}} + 0,15 = 0,36$

$N = R_{min} = 75,4 \text{ t}$

$f \cdot N = 0,36 \times 75,4 = 27,1 \text{ t}$

Culée

$H = \frac{1}{9} [66,74 + 53,3 + 10,38] = 13,31 \text{ t} < 27,1$

$H = \frac{1}{n} [H_S + H_{VL} + H_{Fr}]$

Pile.

$H = \frac{1}{18} [7,32 + 1,14 + 0] < f \cdot N$

Condition de non cheminement verifiée.

10. Condition de non soulèvement.

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \left(\frac{t}{a}\right)^2 \cdot \frac{\sigma_m}{G} \quad \text{avec } \alpha_t = \frac{\alpha_T}{n}$$

$$\beta = \frac{ab}{2t(a+b)} = \frac{1500}{2 \times 1,2 (30 \times 50)} = 7,8125$$

$$\alpha_T = 0,0066 \quad \alpha_t = 0,00132 \quad t = 1,2 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\min} = 50,3 \text{ kg/cm}^2 \quad \frac{3}{\beta} \left(\frac{t}{a}\right)^2 \frac{\sigma_m}{G} = \frac{3}{7,8125} \left(\frac{1,2}{30}\right)^2 \cdot \frac{50,3}{8} = 0,0038 > \alpha_t$$

Condition de non soulèvement vérifiée.

Toutes les conditions satisfaites, on adoptera les appareils d'appui présentés c'est à dire.
30x50x6.

3.

ETUDE DE LA PILE

I. CHEVÊTRE

a) Recensement des actions:

Le chevêtre peut être soumis, en plus de son poids propre, à certaines des actions ci-après provenant:

- du mur garde grève
 - de la dalle de transition
 - des murettes en retour
 - du tablier lorsque les pts d'appui ne sont pas disposés au droit des colonnes ou -des poteaux.
 - des verins utilisés pour soulever le tablier (pour le remplacement des appareils d'appui)
- } dans le cas de la culée.

Longueur: 18,59m

Poids propre du chevêtre

$$g_s = 1,2 \times 1,8 \times 2,5 = 5,4 \text{ t/ml}$$

On admettra que les efforts provenant du tablier sont réparties aux poutres qui les transmettent au chevêtre en charges concentrées.

$$P_{\text{total du tablier}} = 677,05 \text{ t}$$

On a 9 ptes. $P_G = \frac{677,05}{9} = 75,23 \text{ t}$

D'après le C.P.C fascicule 61. Titre VII. C'est la surcharge A qui est la plus défavorable pour la pile.

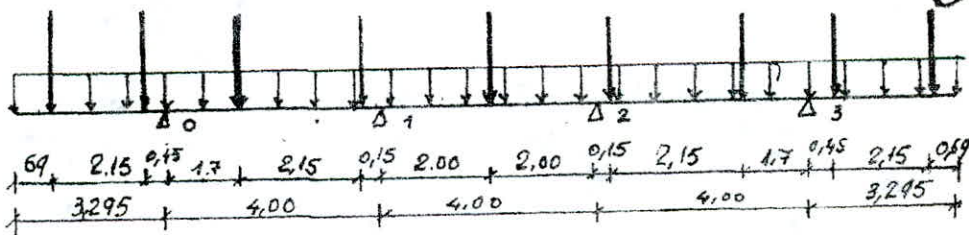
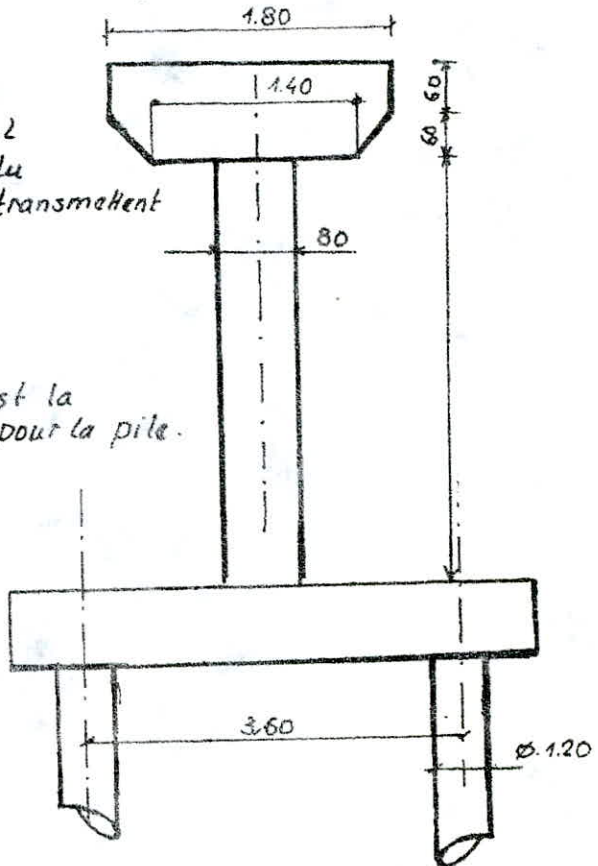
$$9 P_S = 385 \text{ t} \quad q_A = 14 \text{ t/m} \Rightarrow$$

$$9 P_S = 385 \text{ t} \Rightarrow 9 P_S = q_A \cdot l$$

$$P_S = \frac{385}{9} = 42,8 \text{ t}$$

Calcul du 1^{er} genre

$$P = P_G + 1,2 P_S = 126,59 \text{ t}$$



$$M_0 = q_G \cdot \frac{(3,295)^2}{2} + 126,6 (2,605 + 0,455)$$

$$M_0 = -417 \text{ t.m} = M_3$$



$$M_0 = M_3 = -417 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment en travée} = +138 \text{ t.m}$$

$$T: \text{effort tranchant max} = 465 \text{ t}$$

Condition sismique

Combinaison du 2^{ème} genre G.P.SI

L'effet du seisme sur le chevet se traduit par un effort horizontal et un effort vertical.

$$H = s \times c_p$$

$$V = \pm 2s (c_p + 0,5 p_v)$$

s: Coefficient sismique $S = s_1 \times s_2 \times s_3$

s₁: Coef de zone $s_1 = 0,07$

s₂: Coef de terrain $s_2 = 1$

s₃: Coef de profondeur de fondation $s_3 = 1,3$ sol meuble $s = 0,091$

$$V = 0,07 c_p$$

On trouve presque les mêmes valeurs.

Ferraillage: Méthode de P. Charon.

$$M = -417 \text{ t.m}$$

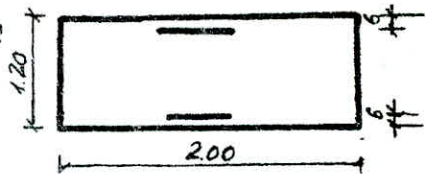
$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 417 \cdot 10^5}{2661 \times 200 \times (1,14)^2} \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,8742 \\ K = 26,5 \end{array} \right.$$

$\mu = 0,0905$ (tableau P. Charon - page 145)

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2661}{26,5} = 101 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{417 \cdot 10^5}{2661 \times 0,8742 \times 114} = 156,5 \text{ cm}^2$$

On prend 33 T25 $\rightarrow A = 162,03 \text{ cm}^2$



On dispose les 33 barres T25 trouvées dans lits à 11 barres chacun Condition de non fissuration:

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\delta} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b}{\delta}}$$

$$K = 10^6$$

$$\eta = 1,6$$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \Rightarrow B_f = 18 \times 200 = 3600 \text{ cm}^2 \quad \tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \left(\frac{3600}{162,03} \right)^{-1}$$

$$\tilde{\omega}_f = 0,045$$

$$\sigma_1 = 1986,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1665 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 1987 \text{ Kg/cm}^2$$

On prend $\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en}; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} \quad \bar{\sigma}_a = \sigma_2 = 1987 \text{ Kg/cm}^2$

Nous recalculons la sec^o d'armatures

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 417 \cdot 10^5}{1987 \times 200 \times (1,14)^2 \cdot 10^5} = 0,124$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{417 \cdot 10^5}{1987 \cdot 0,2646 \times 114} \quad A = 213 \text{ cm}^2$$

On prend 44 T25 $\Rightarrow A = 216,04 \text{ cm}^2$

On dispose nos armatures suivant 4 lits à 11 barres.

Armatures inférieures

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 138 \cdot 10^5}{2800 \times 200 \times (110)^2} = 0,0285 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,927 \\ K = 53,5 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{138 \cdot 10^5}{2800 \times 0,927 \times 110} = 48,33 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend } 16 \text{ T20} = 50,24 \text{ cm}^2$$

Effort tranchant $T_{\max} = 465 \text{ t}$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot j} = \frac{T}{b \cdot \frac{7}{8} h} = \frac{465 \cdot 10^3}{200 \times \frac{7}{8} \times 110} = 24,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 180 \text{ bars} \Rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b \text{ avec } \bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ bars}$$

$\bar{\sigma}_b = 3,5 \times 7,5 = 26,25 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$.. Donc nous utilisons des armatures droites (5 cadres + 1 étrier T10) $\Rightarrow A_t = 9,36 \text{ cm}^2$
 $t \leq A_t \cdot \frac{465}{\sigma_{at}}$ $t \leq \frac{9,36 \times 465}{9,36 \times 7/8 \times 1,14}$

$$\rho_{at} = \max \left[\left(1 - \frac{\sigma_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right); \frac{2}{3} \right] = \max \left[\left(1 - \frac{26,25}{9 \times 7,5} \right); \frac{2}{3} \right] = \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t \leq \frac{9,36 \times 465}{2800} \quad t \leq 16 \text{ cm}$$

$$t = \min \left\{ 0,2h, \left(1 - 0,03 \times 10 \times \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) h \right\} = \left\{ 22,33 \right\} = 22 \text{ cm}$$

Nous prenons: $t = 16 \text{ cm}$.

II. ETUDE DES FÛTS

Le tablier transmet au chevêtre des charges verticales, provenant du poids propre et des surcharges qui a son tour les répartie aux fûts, ainsi que les charges horizontales (telles que: la variation linéaire, freinage et séisme, qui engendrent à la base des fûts des moments flechissants.

• Pour 2 travées chargées.

Condition normale:

• Efforts verticaux: $N(t) = N_{\text{chevêtre}} + N_{\text{tablier}} + N_{\text{fûts}} + 1,2 N(A(P + P_{\text{rot}}))$

• Efforts horizontaux: $H_t = H(\text{Variation linéaire} + \text{surcharge})$

Condition normale	Efforts verti N(t)	Efforts horiz. H(t)	d bras de levier	Moment/ à la base
Chevêtre	100,4	-	-	-
Tablier	677,05	-	-	-
fûts 4 (2,5 x 7,0 x 5,0)	80	-	-	-
Surcharge	399,8	-	-	-
Variation linéaire	-	0	-	-
Freinage	-	1,14	5,00	5,7
Vent	-	29,3	2,50	73,25

Combinaison: $(G + P + V + T)$ horizontaux

$(G + 1,2P + T)$ verticaux

$$N_{\min} = 857,45 \text{ t}$$

$$H = 29,3 \text{ t}$$

$$M = 73,25 \text{ t.m}$$

$$N = 244,4 \text{ t}$$

$$H = 7,25 \text{ t}$$

$$M = 18,4 \text{ t.m}$$

$$N_{\max} = 1337,21 \text{ t}$$

$$H = 1,14 \text{ t}$$

$$M = 5,7 \text{ t.m}$$

$$N = 334,3 \text{ t}$$

$$H = 0,285 \text{ t}$$

$$M = 1,45 \text{ t.m}$$

Condition sismique

Condi ^o sismique	N(t)	H(t)	Bras de levier	M/o (t.m)
r freinage	-	1,14	5,00	5,7
Seisme	-	25,36	5,00	128
Chevêtre } 1,07 } 0,93	107,43 93,37	/	/	/
Fûts } 1,07 } 0,93	85,6 76,4	/	/	/
Surcharge	399,8	/	/	/
Zablier } 1,07 } 0,93	724,44 629,65	/	/	/

Combinaison

$$N_{min} = 794,42t$$

$$H = 26,5t$$

$$M = 133,76.t.m$$

$$N_{max} = 1317t$$

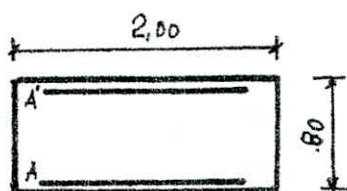
$$H = 25,36t$$

$$M = 128t$$

Donc : $N = 329,3t$, $H = 6,4t$

$$M = 32.t.m.$$

Ferraillage du fût : Chaque fût est sollicité en flexion composée c'est la condition sismique qui est la plus défavorable



$$e_G = \frac{M_G}{N'} = \frac{32}{329,3} = 9,72 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{6} = 13,33 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_G < \frac{h_t}{6}$$

Section entièrement comprimée

$$\rho = \frac{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h_t}{N'} = \frac{90 \times 200 \times 80}{329,3 \cdot 10^3} = 4,4 \quad ; \quad \delta = \frac{d'_1}{h_t} = \frac{d'_2}{h_t} = \frac{8}{10} = 0,8$$

$$\beta = \frac{6M}{N' h_t} = \frac{6 \times 32 \cdot 10^5}{329,3 \cdot 10^3 \times 80} = 0,73 \quad ; \quad e_0 / h_t = 0,1215$$

$$C = 0,76 \quad D = 3,06 \quad E = 2,67 \quad \bar{\omega}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 + 4CE}}{2C} = -1,28$$

$$A_1 = A_2 = 1,28 \cdot \frac{200 \times 80}{100} = 204,8 \text{ cm}^2$$

On prend 26 T32 $\Rightarrow A' = 209,05 \text{ cm}^2$

$$h \bar{\sigma}'_b = 15 \times 90 = 1350 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{qd } > 25 \text{ mm} \quad \bar{\sigma}_a = 2661 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B + nA} \pm \frac{M_G}{I/V} \quad v_1 = 40 \text{ cm et } v_2 = 40 \text{ cm}$$

$$I = 6,37 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_1 = 23,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_2 = 13,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

(Méthode exposée dans P. Charron . p. 2.36)

2. Flambement du fût

La longueur de flambement s'écrit :

$l_c = \beta l_0$ où β : facteur de flambement qui dépend de la nature des appuis. On a un encastrement du fût à la semelle, qui n'est pas parfaite du fait que la semelle repose sur le sol qui est déformable à cause de son élasticité.

Pour se placer du côté de la sécurité, nous prenons $\beta = 1,3$ (cas intermédiaire) le fût considéré, encasturé à son extrémité inférieure et articulé à son extrémité supérieure.

$$l_0 = 1,3 \times 5,00 = 6,5 \text{ m.}$$

$$A = bh_f = 16000 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{bh_f^3}{12} = 85,3 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = 23,1 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{l_c}{i} = 28,2 < 35.$$

L'élanement du poteau est inférieur à 35, la pièce est justifiée en flexion composée sans qu'il soit tenu compte de l'effet de ses déformations transversales sur les contraintes agissant sur ses sections droites. et $e_0 = \frac{M_0}{N}$

3. Armatures transversales.

zone courante $t_s \left| \begin{array}{l} t_1 = (100\phi_t - 15\phi_{\text{max}}) \left(2 \cdot \frac{\sigma'_s}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \\ t_2 = 15 \left(2 \cdot \frac{\sigma'_s}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \phi_{\text{min}} \end{array} \right.$

Nous prendrons comme armatures transversales $\phi 12$

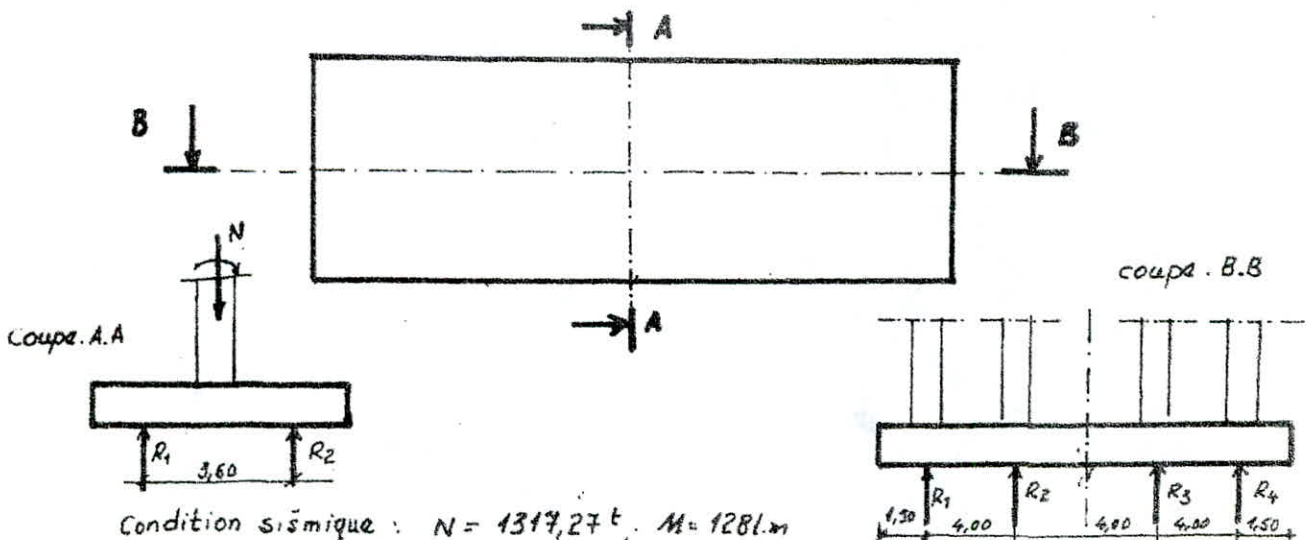
$$\phi_t = 1,2 \text{ cm} ; \phi_{\text{max}} = 3,2 \quad \sigma'_s = 23,3 \quad \bar{\sigma}'_{b0} = 90$$

Donc nous prenons $t = 30 \text{ cm}$ en zone courante et $t = 10 \text{ cm}$ en zone de recouvrement

$$\left. \begin{array}{l} t_1 = 125,4 \text{ cm} \\ t_2 = 83,5 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

III. ETUDE DE LA SEMELLE SOUS PILE.

Pour le ferrailage de la semelle sur pieux, il suffit de connaître la répartition des charges sur chaque pieu, donc la réaction du pieu à partir de laquelle, on pourra trouver la force de traction dans les aciers.



Condition sismique : $N = 1317,27 \text{ t}$, $M = 128 \text{ m}$

pois propre de la semelle $(15 \times 4,50 \times 5,20) \times 2,5 = 292,5 \text{ t}$

Surcharge du remblai sur la semelle : $N_r = 1,5 \times 0,25 (15 \times 5,20 - 0,8 \times 2)$

$$N_r = 30 \text{ t}$$

La semelle est sur 4 pieux réparties en 2 files de 4 pieux chacune donc : le moment revenant à chaque file.

$$M_i = \frac{M}{2} = \frac{128}{2} = 64 \text{ m} ; N = 1610 + 30 = 1640 \text{ t}$$

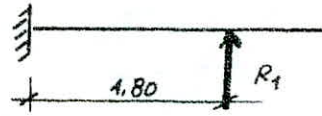
Ferraillage transversal.

La nappe transversale sera ferraillée en console encastrée à la bande longitudinale contenant les 2 fûts.

n : nbre de pieux

$$l_t = 3,60$$

$$R_t = \frac{N}{n} + \frac{M}{d} = \frac{1640}{8} + \frac{64}{3,6} = 223,8 \text{ t}$$



a) les armatures inférieures

$$M_e = 1,80 \times R_t = 401,04 \text{ t.m}$$

La section d'armatures transversales inférieures relative à un couple de pieux

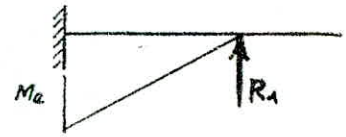
$$A_i = \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} \quad \left| \begin{array}{l} \beta = \frac{7}{8} h \\ h = 142 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow A_i = \frac{401 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 142 \cdot 2667} = 114 \text{ cm}^2$$

On prend $A_i = 24 \text{ T}25$

$$= 117,84 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{3 \cdot A} = 2590 < \bar{\sigma}_a$$



b) les armatures supérieures

On prend forfaitairement $A_s = \frac{A_i}{5} \Rightarrow A_s = \frac{114}{5} = 22,8 \text{ cm}^2$

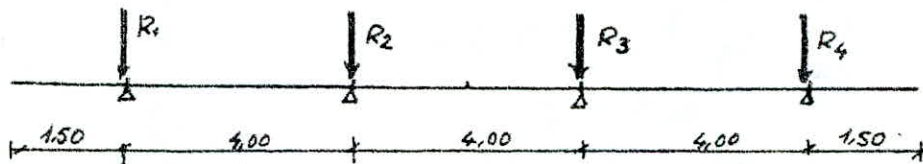
donc on prend : $A_s = 8 \text{ T}20$

Ces armatures sont placées dans des bandes axées sur les pieux "poutres incorporées" et de largeur égale à la somme du diamètre ϕ du pieu et de la hauteur h_s de la semelle :

$$d = \phi + h_s = 1,20 + 2,70$$

Ferraillage longitudinal.

On supposera que notre semelle est appuyée sur les quatre fûts et soumise aux réactions des pieux



$$\text{Moment max à l'appui} = M^a = 891,12 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment max en travée} = M^t = 445,6 \text{ t.m}$$

a) Armatures supérieures

$$M^a = 891,12$$

$$h_f = 150 \text{ cm}$$

$$h = h_f - 8 = 142 \text{ cm}$$

$$b = 5,20$$

$$\mu = 0,0478$$

$$\Rightarrow K = 39,4$$

$$E = 0,9081$$

$$A = 259 \text{ cm}^2$$

On choisit $32 \text{ T}32 = A_s$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2667}{39,4} = 67,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

b) Armatures inférieures.

$$M^t = 445,6 \text{ t}$$

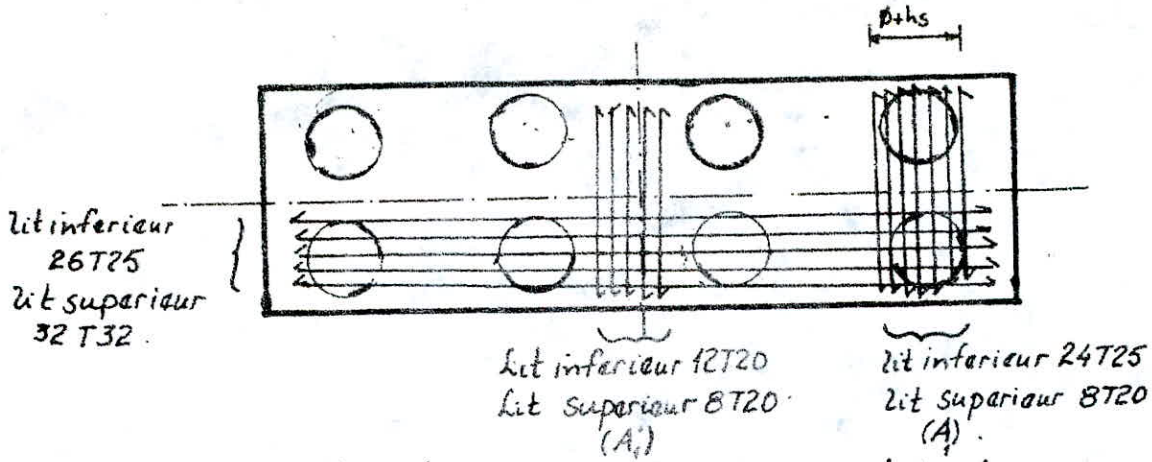
$$\mu = 0,0239$$

$$K = 59$$

$$E = 0,9324$$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 126 \text{ cm}^2$$

On prend : Armatures inf. $26 \text{ T}25 = A_i'$

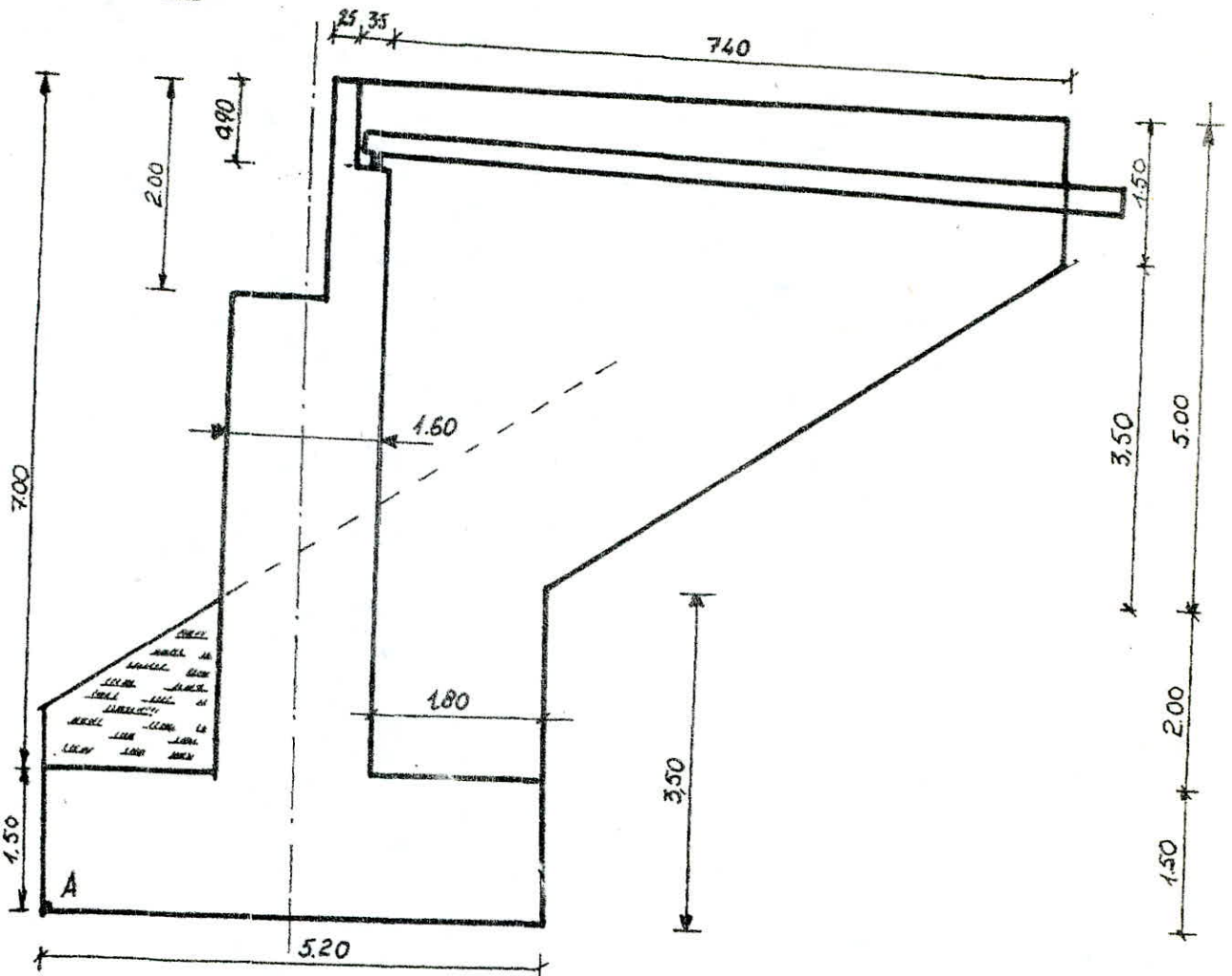


espacement d'armatures supérieures (transversales) $t = 8\text{cm}$
entre les différentes poutres incorporées. On placera des armatures
de repartition $A' = \frac{1}{3} A \Rightarrow A'_{inf} = \frac{114}{3} = 38\text{cm}^2$

$\Rightarrow A'_{inférieur} = 12\text{T}20$ réparties sur une distance
de 4,30m espacées de 8cm.

ETUDE DE LA CULÉE

Introduction.



1. Stabilité de la culée (à vide).

Il sera vérifié la stabilité à vide et en service, dans les conditions normales et exceptionnelle (Sismique). En plus des efforts ramenés par le tablier. On tiendra compte des poussées des terres d'une surcharge de $1t/m^3$ et des actions verticales

Poussée des terres:

Condition : $E = \frac{1}{2} K_a \gamma^2 h^2$ avec $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

Condition sismique: le coefficient de poussée sera donné par la formule de Monobe - Okabe.

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \nu) \cos(\delta - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha - \nu) \left(1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \nu)}{\cos(\delta - \alpha + \nu) \cos(\alpha + \beta)}\right)}$$

φ : angle de frottement = (30°)

β : inclinaison de la culée par rapport à verticale (0°)

α : Angle de talus naturel avec l'horizontal (0°)

δ : " de frottement Sol. Béton (0°)

$$\nu = \arctg \frac{E_H}{1 \pm E_H}$$

$$K = E_H^2 \pm (1 \pm E_H)^2$$

L'équation devient: $K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \nu) \cdot K}{\cos^2 \alpha \left(1 + \frac{\sin \varphi \sin(\varphi + \nu)}{\cos \nu}\right)}$

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \nu) \cdot K}{\cos^2 \alpha \left(1 + \frac{\sin \varphi \sin(\varphi + \nu)}{\cos \nu}\right)}$$

$h = 8,50m$ hauteur de la culée

$l = 18,74m$ longueur de la culée

Condition normale. $K = 0,333$

Action du seisme	Notation	E_H	E_V	K	V^*	K_{ah}
horizontal	SH	0,1	0	1,005	5,71	0,395
Vertical ↑	V↑	0	-0,07	0,930	0	0,310
Vertical ↓	V↓	0	+0,07	1,070	0	0,357
Vertical ↑ + Horiz.	V↑+H	0,1	-0,07	0,930	6,14	0,374
Vertical ↓ + Horiz.	V↓+H	0,1	+0,07	1,07	5,34	0,420

Calcul des efforts sur la culée à vide par rapport au point A, M_S désigne le moment stabilisant et M_R le moment renversant.

Pour plus de sécurité, il ne sera pas tenu compte du remblai en avant de la culée. d désigne le bras de levier.

* La culée est dite stable, si les vérifications suivantes seront satisfaites.

• La stabilité de la culée à l'égard du renversement.

$$\frac{M_S}{M_R} \geq F_S \quad (\text{Coef de Sécurité} = 1,5)$$

• La stabilité de la culée à l'égard du glissement

$$\frac{V}{H} \tan \lambda \geq F_S \quad (\lambda = 28^\circ)$$

• Resultante des forces agissantes passe dans le tiers central

$$e_1 = \frac{M_S \cdot M_R}{V} \quad \text{d'où } e_0 = \frac{B}{2} - e_1 \leq \frac{B}{6}$$

Vérification de la résistance du terrain de fondation. (Poinçonnement). On calcule le moment par rapport au CG de la semelle. Soit $M_G = V \cdot e_0$

Contraintes sous la semelle

$$\sigma_{1,2} = \frac{V}{S} \pm \frac{M_G}{I} y$$

$$\text{On vérifie ensuite } \sigma(\sigma/4) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$$

Nous résumons si après la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) par rapport à A, tout en vérifiant les deux conditions.

- Stabilité à l'égard du renversement $\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$ (Coef de sécurité)

- Stabilité au glissement $\frac{V}{H} \tan \psi = 1,5$ M_R

condi°	V(H)	H(H)	M_R	M_S	M_S/M_R	$V \tan \psi / H$
CN	1263,03	469,43	1284,96	4455,9	3,46	1,55
SH	1263,03	6831,19	2001,73	4455,9	2,23	1,07
SVP+SH	1177,07	653,58	1920,73	4154,27	2,16	1,04
SVP+SH	1351,66	718,41	2098,17	4767,83	2,27	1,09

la semelle de notre culée repose sur 8 pieux de 1,20 m de diamètre chacun selon la disposition suivante.

L'effort revenant à chaque pieu est calculé par la formule suivante.

$$F_i = \frac{V S_i}{\sum S_i} \pm \frac{M_y x_i S_i}{\sum S_i x_i^2} \pm \frac{M_x y_i S_i}{\sum S_i y_i^2}$$

$$F_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2}$$

Afin de déterminer les moments par rapport au centre de gravité de la semelle. Il nous faudra calculer les excentricités

$$e_i = \frac{M_S - M_R}{V}$$

$e_1 = 2,51$
 $e_2 = 1,94$
 $e_3 = 1,89$
 $e_4 = 1,96$

les moments seront donc: $M_G = V(x_G - e) - H \cdot h/2$

$$x_G = \frac{B}{2}$$

a) $M_G = -238,4 \text{ t.m}$

b) $M_G = 321,2 \text{ t.m}$

c) $M_G = 345,5 \text{ t.m}$

d) $M_G = 326,2 \text{ t.m}$

Vérification de la stabilité en tenant compte des pieux.

$$F = \frac{V}{n} \pm \frac{M_G x_i}{\sum x_i^2}$$

1^{er} genre $F_{\max} \leq \text{Portance du pieu}$

$$F_{\min} \geq 0$$

2^{ème} genre $F_{\max} \leq 1,5 \text{ Portance du pieu.}$

Conditions	C.N	SH	SV↑ + SH	SV↓ + SH
$F_{\max} (\text{t})$	174,4	180,2	171,1	191,6
$F_{\min} (\text{t})$	141,3	135,6	123,1	146,3

Exple: $F_{\max} = \frac{V}{n} + \frac{M_G \cdot x_i}{\sum x_i^2} = \frac{1263,03}{8} + \frac{238,4 \times 1,8}{(1,8)^2 \cdot 8} = 174,4$

Il paraît que la condition de la stabilité est vérifiée à vide.

2. Stabilité de la Culée en service.

a) Conditions normales.

- Sous la charge permanente: $R_G = 339,1 \text{ t}$

- Sous la surcharge A: $R_S = 192,5 \text{ t}$

$$R = R_G + R_S = 339,1 + 192,5 = 531,6 \text{ t}$$

Effort	V(t)	H(t)	d(m)	M _R (t.m)	M _S (t.m)
Zablier surchargé	531,6		0	-	0
Freinage	-	30	8,5	255	-
Variation linéaire	-	53,3	8,5	453,05	-
Culée à vide	1263,03	469,43	-	1284,96	4455,9
Total	1794,63	549,73	-	1993,01	4455,9

$$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi = \frac{1794,63}{549,73} \cdot \operatorname{tg} 30 = 1,88 > 1,5$$

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{4455,9}{1993,01} = 2,23 > 1,5$$

$$\alpha = \frac{M_S - M_R}{V} = 1,37$$

$$M_G = V(x_G - \alpha) - H \cdot \frac{h}{2} = 1794,63 (2,6 - 1,37) - 549,73 \cdot \frac{1,5}{2} = 1790,8 \text{ t.m}$$

$$F = \frac{V}{n} \pm \frac{M_G \cdot x_i}{\sum x_i^2} = \frac{1794,63}{8} \pm \frac{1790,8 \cdot 1,8}{(1,8)^2 \times 8} = 348,7 \text{ t} \quad F_{\max}$$

$$= F_{\min} \Rightarrow 100,5 \text{ t}$$

$$F_{\max} > 300 \text{ t}$$

La stabilité n'est pas vérifiée, il faut augmenter le nombre de pieux.
Disposés 10 pieux (2 files de 5 pieux).

$$F = \frac{V}{10} \pm \frac{M_G \cdot 1,8}{(1,8) \cdot 10}$$

$$F = \begin{cases} F_{\max} = 279,0 \text{ t} \\ F_{\min} = 80 \text{ t.m} \end{cases}$$

b) Vérification de la stabilité en service.
(Condition sismique)

Séisme	V(H)	H(H)	M _R (t.m)	M _S (t.m)	$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi$	M _S /M _R	α (m)	M _G (t.m)	F _{max} (t)	F _{min} (t)
SH	1847,8	766,49	2709,8	4455,9	1,4	1,64	0,945	2483,3	322,7	46,8
SVT+SH	1671,5	736,9	2628,8	4154,27	1,31	1,58	0,913	2267,2	293,1	41,2
SVI+SH	1846	801,71	2806,22	4767,83	1,33	1,7	1,063	2236	309	60

Dans tous les cas, il apparaît que $\frac{V \operatorname{tg} \varphi}{H} \geq 1,0$
et $\frac{M_S}{M_R} > 1,5$

$$\begin{cases} F_{\max} < 1,5 \times 300 = 450 \\ F_{\min} > 0 \end{cases}$$

La culée est donc stable pour 10 pieux disposés sous la semelle -
Comme indiqué dans le schéma précédent

CALCUL DES ELEMENTS DE LA PILE-CUIEE

La methode utilisee est celle indiquee dans le document SETRA: PP73

1) Mur garde-grève:

Le mur garde-grève est supposee encastré dans le chevetra, On neglige les effets des forces verticales.

- Forces horizontales: poussée des terres, poussée des charges locales, force de freinage.

1.1 Evaluation des efforts.

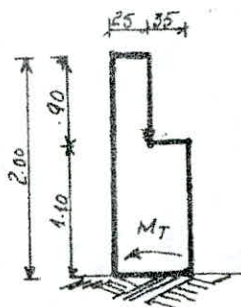
a) M_T = moment à l'encastrament.

$K_a = 0,3$ Coef. de poussée.

$$M_T = \frac{1}{6} K_a \gamma h^3 \text{ avec } \gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$h = 2,00 \text{ m}$$

$$M_T = 0,72 \text{ tm/ml.}$$



b) Poussée des charges locales.

Pour une hauteur h du mur comprise entre 0,5 et 3,5 m ($0,5 \text{ m} \leq h \leq 3 \text{ m}$), il a été verifie que seule la sollicitation engendrée par les camions type Bc (poussée des charges locales + freinage), était la plus defavorable. L'effort maximal étant produit par les deux roues arrieres de 6t. Chacune de deux camions accolés placés d'une maniere telle que le rectangle d'impact soient en contact avec la face arriere du mur garde-grève. Compte tenu des incertitudes sur la transmission des efforts des charges réelles, soient 2 roues de 6t distantes de 0,5 m sont remplacées par une charge uniforme equivalent de 12t repartie sur un rectangle de 0,25 x 0,75. Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact se repartira à 45° lateralement et arriere du mur. le moment à l'encastrament aura pour expression:

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h \cdot x}{0,25 + x} dx$$

$$K = K_a \gamma \delta \beta c$$

K_a : Coef. de poussée
 γ : Coef. de ponderation
 δ : Coef. de majoration

$$K = 0,396$$

$$h: 2,00 \Rightarrow M_p = 2,95 \text{ tm/ml.}$$

c) Moment du à la force de freinage: (M_F)

Il sera considéré un essieu lourd d'un camion Bc au contact du garde-grève. Compte tenu de l'ecartement des roues et pour une hauteur courante du garde-grève. On ne considerera que l'effort à une seule roue (6t). La force de freinage est prise égale à 6t.

$$M_F = \frac{6 \times h}{(0,25 + 2 \times h)} \times \gamma \Rightarrow M_F = 3,39 \text{ t.m/ml.}$$

moment à l'encastrament.

$$M = M_T + M_p + M_F = 0,72 + 2,95 + 3,39 = 7,06 \text{ t.m/ml.}$$

Ferraillage:

1) Ferraillage vertical - fer arriere (côte du remblai)

$$\Rightarrow M = 7,06 \text{ t.m/ml.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot 100 (h_1)^2} = 0,0857$$

$$\Rightarrow K = 27,3$$

$$E = 0,8818$$



$$A_1 = \frac{7,06 \times 10^5}{2800 \times 0,8818 \times 21} = 13,62 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 9T14 = 13,86 \text{ cm}^2$$

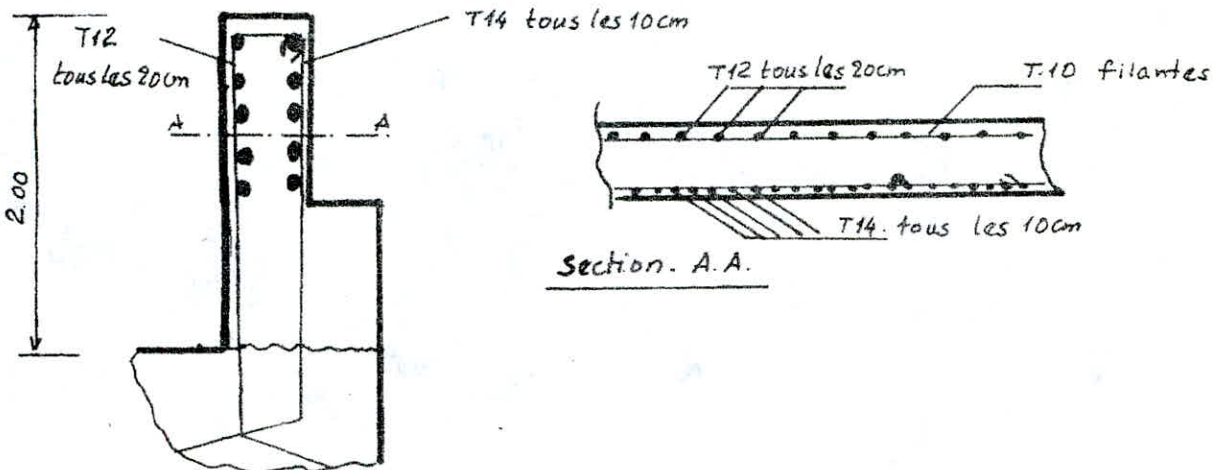
espacées de 10cm

$$\sigma_a = \frac{M}{A.E.h} = \frac{7,06 \times 10^5}{13,86 \times 0,8818 \times 21} \quad \sigma_a = 2751 \text{ Kg/cm}^2 < 2800$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2751}{27,3} = 101 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Face avant. Quelle que soit la hauteur du mur $M_{min} = 3,2 \text{ t m/ml}$.
il sera adopté 512 par mètre linéaire espacées de 20cm

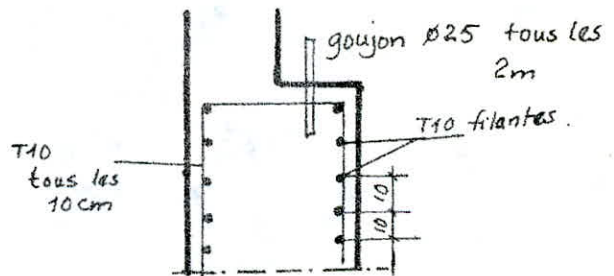
Ferrailage horizontal.
pour $1 \text{ m} \leq h \leq 2 \text{ m}$, On peut prévoir des T10 tous les 15cm



2. Corbeau. Pour le ferrailage du corbeau d'appui de la dalle de transition, nous adoptons celui donné dans le bulletin SETRA, il est défini en coupe transversale au schéma.

3. Mur en retour

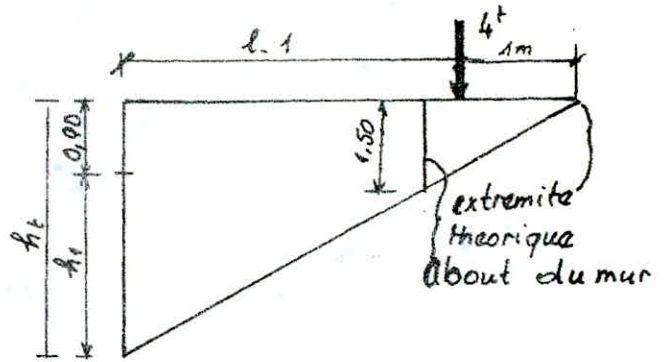
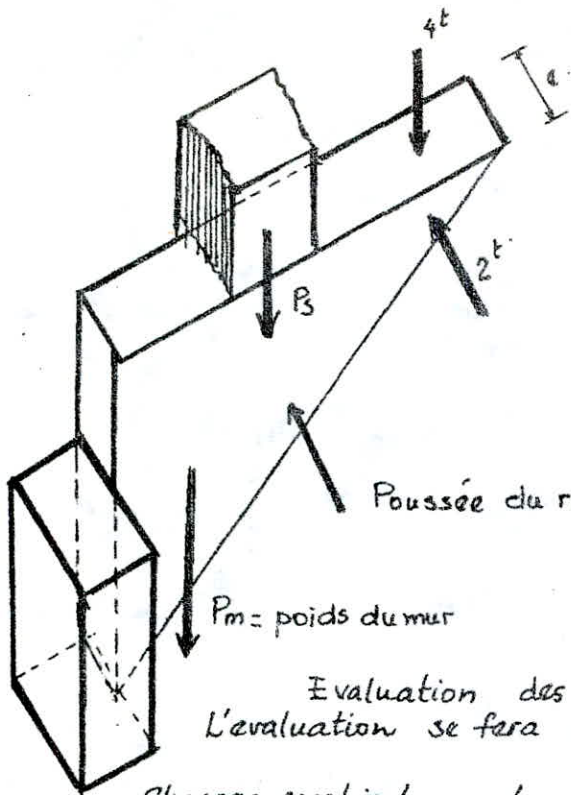
(selon les hypothèses de chargement)
exposées dans le bulletin SETRA.



3.1 Actions et sollicitations

Chaque mur en retour est soumis aux charges suivantes, qui peuvent être appliquées ensemble.

- poids propre du mur en retour : $P_m = 2,5 \frac{l \times h \times e}{2}$
- poids propre des superstructures : $P_s = 0,3 l^2$
- Poussée horizontale répartie : $q_1 = \left(\frac{h_0}{3} + 0,5 \right) \text{ en } (t/m^2)$
- Charges concentrées vers l'ensemble du mur et appliquées comme l'indique la figure (Force horizontale : $F_H = 2^t$ et Force verticale $F_v = 4^t$)



Poussée du remblai

h_1 : section d'encastrement
 h_t : hauteur totale

$h_1 = 7,00$; $h = 6,10$ m
 $e = 0,60$ m
 $l = 7,40 + 2,47 = 9,87$ m.

Evaluation des efforts.
 L'évaluation se fera par rapport à la section d'encastrement

* Charges verticales. Les forces verticales exercent à l'encastrement

- un effort tranchant $T_v = 2,5 \frac{h_1 e}{2} + 0,3P + 4$
- Moment d'axe horizontal.

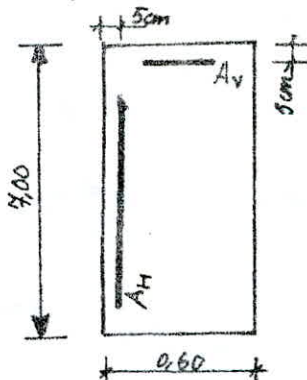
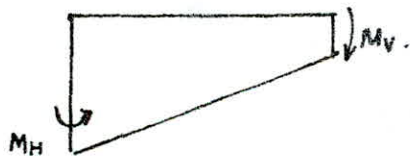
$T_v = 58,78^t$ et $M_v = 220,6 t \cdot m$.

$M_v = 2,5 \frac{l h_1^2}{2} + 0,3 \frac{P^2}{2} + 4(l-1)$

* Forces horizontales.

Les forces horizontales exercent à l'encastrement sur le mur un effort tranchant $H = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right) \frac{Ph}{2} + 2$ et un moment

$M_H = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right) \frac{P^2}{6} + 2(l-1)$ $H = 99,9^t$ et $M = 339,75^t \cdot m$



$M_v = 220,6 t \cdot m$
 $T_v = 58,78 t$
 $M_H = 339,75 t \cdot m$
 $T_H = 99,9 t \cdot m$

lateralment.

$\mu_H = \frac{15 M_H}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0859$ $\left. \begin{array}{l} E = 0,8818 \\ K = 27,3 \end{array} \right\}$

$A_H = 250,2 \text{ cm}^2$, on prend 80T20 $A = 251,2 \text{ cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A E h} = \frac{339,75 \cdot 10^5}{251,2 \times 0,8818 \times 55} = 2788,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2788,7}{27,3} = 102,2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

5. Mur de front

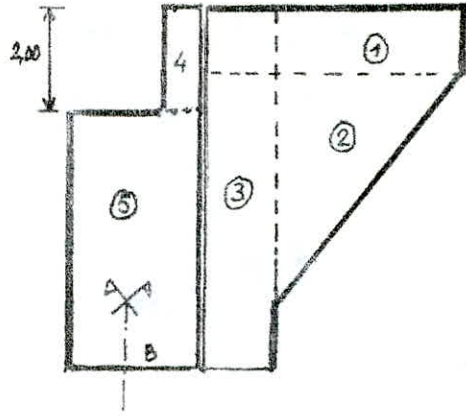
5.1 Évaluation des efforts

a) Culée à vide.
poids propre des éléments

$$Q_1 = 1,5 \times 5,60 \times 0,60 \times 2,5 \times \frac{1}{18,74} = 0,67 \text{ t/ml}$$

$$Q_2 = \frac{5,60 \times 3,50 \times 0,60}{2} \times \frac{1}{18,74} = 0,78 \text{ t/ml}$$

$$Q_3 = 1,01 \text{ t/ml} \quad Q_4 = 3,00 \text{ t/ml}, \quad Q_5 = 22 \text{ t/ml}$$



Sollicitations	Calcul de l'effort	H (t/ml)	V (t/ml)	d (m)	M/B (tm/ml)
poussée des terres	CN: $\frac{1}{2} \times 1,8 \times (7)^2 \times 0,333$	14,7	—	2,333	34,3
	S: $\frac{1}{2} \times 1,8 \times (7)^2 \times 0,420$	18,5	—	3,50	64,75
Poussée de la surcharge	CN: $4,2 \times 1,7 \times 0,333$	2,8	—	3,50	9,8
	S: $4,2 \times 1,7 \times 0,420$	3,5	—	3,50	12,25
Q ₄	CN: 3,00	—	3,00	0,50	1,5
	SV: $3,00 \times 1,07$	—	3,21	0,50	1,605
	SH: $3,00 \times 0,1$	0,3	—	7,00	2,1
Mur en retour	SH Q ₁ $0,10 \times 2$	0,134	—	5,40	0,7236
	SH Q ₂ $0,10 \times 2$	0,156	—	4,47	0,6973
	SH Q ₃ $0,10 \times 2$	0,202	—	2,70	0,5454
Q ₅	SN: 22	—	22	0	0
	SV: $22 \times 1,07$	—	23,54	0	0
	SH: $22 \times 0,10$	2,2	—	2,50	5,5

poussée des terres = $\frac{1}{2} \gamma h^2 K_a$ / ml. : condition normale.
 $\frac{1}{2} \gamma h^2 K_{ah}$: condition sismique.

Nota: Les efforts sismiques verticaux des éléments du mur en retour n'ont pas été pris en compte car, d'une part ils ne sollicitent pas la section B et d'autre part les moments qu'ils engendrent ne sont pas défavorables.

Les combinaisons des efforts donnent.

CN: H = 17,50 t/ml.

V = 25 t/ml

M = 45,6 tm/ml.

C. sismique: H = 25 t/ml

V = 26,75 t/ml

M = 87,6 tm/ml

b) Culée en service.

Sollicitation	H (t/ml)	V (t/ml)	d (m)	M/B (tm/ml)
Éablier surchargé	—	28,4	0,40	1,36
variation linéaire	2,84	—	5,00	14,2
Freinage	1,6	—	5,00	8,00
Total en CN	2,94	53,4	—	79,2
Total en CS	29,44	55,15	—	115,2

5.2 Ferrailage: la section d'ancastrement "B" sera sollicitée par V et M donc le calcul du mur frontal se fera en flexion composée.

$$C_0 = \frac{M}{V} = \frac{115,2}{55,15} = 2,1 \text{ m} \Rightarrow \text{L'effort de compression } V \text{ est appliqué en dehors de la section} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée. } e_1 = e_0 + \frac{h}{2} - d = 2,1 + \frac{1,60}{2} - 6,05 = 2,85$$

on prend $d = 5 \text{ cm}$
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$M' = Ve_1 = 157,2 \text{ tm/ml.}$$

$$\mu = 0,0350 \Rightarrow K = 47,4 \text{ et } E = 0,9199 \Rightarrow A_1 = 39,4 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{V}{\bar{\sigma}_a} \Rightarrow A_1 = 39,4 \text{ cm}^2 \quad A = 19,7 \text{ cm}^2$$

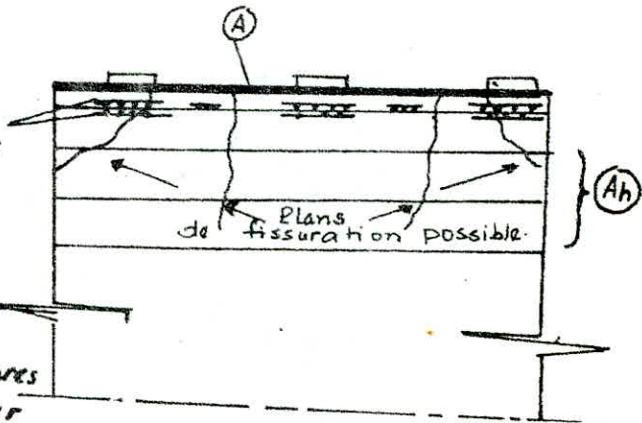
$$A = 13714 = 20,02 \text{ cm}^2$$

$e = 7 \text{ cm}$. Il sera par ailleurs disposé un ferrailage constructif de manière à former une cage, on adoptera des $\nabla 10$ espacées de 10 cm

6: Sommier d'appui

Il y a risque de fissuration du béton suivant le plan vertical (A) et oblique sous l'effet des charges constituées par les descentes de charges localisées au niveau des appareils d'appui.

On dispose les armatures telles que (A) formant un chaînage contre la fissuration et telles que (B) armatures de surface et d'éclatement et pour limiter la propagation des fissures, on place des armatures sur une hauteur égale à la moitié des espacements des appareils d'appui.



6.1 Armatures de chaînage (PP73).

Les documents SETRA proposent une quantité d'aciers pouvant équilibrer, 0,25 fois, la charge localisée la plus défavorable (reaction.max).

$$A = 0,25 \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_a}$$

$$R_{max} = 59 \text{ t} \Rightarrow A = 0,25 \times \frac{59 \times 10^3}{2800} = 5,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7710 \quad A = 5,53 \text{ cm}^2$$

$$R_{max} = G + 1,2P$$

La propagation d'éventuelles fissures sera limitée par les armatures de flexion du mur frontal.

6.2 Armatures de surface (d'éclatement).

a) frettes supérieures.

On disposera au droit de chaque appareil d'appui un frette supérieure dont la section totale est capable de reprendre un effort égal à $0,04 R = N$;

$$N = 2,63 \text{ t.}$$

5 $\nabla 10$ Adx. suffisent pour équilibrer cet effort sur 30 cm donc on disposera les 5 $\nabla 10$ tous les 6 cm .

7. La dalle de transition.

La dalle de transition a pour but d'éviter la dénivellation chaussée courante - pont en cas de tassement du remblai ce qui est probable car le compactage des remblais derrière les murs de la culée ne peut jamais être parfait.

Largeur 7,90 m

longueur : largeur du pont + 0,8 de chaque côté = 70,60 m

épaisseur : 0,30 m

7.1 Evaluation des charges et surcharges.

charge permanente = poids propre : $2,5 \times 0,3 = 0,75 \text{ t/m}^2$

remblai : $1,8 \times 0,9 = 1,62 \text{ t/m}^2$

Surcharge sur remblai : $1,2 \times 1 = 1 \text{ t/m}^2$

$$= 3,57 \text{ t/m}^2$$

7.2 Calcul de la réaction du remblai sur la dalle.

7.2.1 longueur élastique. (cf. Fuentes : calcul pratique des ossatures)

$$l_e = \sqrt{\frac{4EI}{Kb}}$$

I: inertie de l'élément = $\frac{bh^3}{12} = 100 \times \frac{30^3}{12}$

E: module d'élasticité 12 12

b: largeur de l'élément (On calcule notre dalle par 1m de largeur)

K: coef de raideur du sol = 20 (Remblai)

$l_e = 1,78 \text{ m}$. On compare l à πl_e

• si $l \leq \frac{\pi}{2} l_e$: Le calcul peut être fait en supposant une répartition linéaire des ctes.

• si $l > \frac{\pi}{2} l_e$: Il n'y a lieu de faire des calculs relatifs à la poutre sur sol élastique.

On rappelle que la pression en un point est égale au produit du coef de raideur du sol par l'enfoncement en ce point

$$p = Ky \quad l = 7,40 > \frac{\pi}{2} \cdot 1,78 = 2,8$$

7.2.2 Calcul de la réaction du remblai sur la dalle.

La réaction est la pression $p = Ky$.

La résultante sur la dalle sera $q = P \cdot p = P \cdot Ky$

$$q = 3,57 \cdot 2,8 = 0,77 \text{ m}$$

Pour une poutre uniformément chargée et de charge P et simplement appuyée. Le moment en abscisse x est:

$M(x) = P \frac{x}{2} (l-x)$ qui entraîne un enfoncement.

$$y(x) = \frac{2P}{24EI} (lx^3 - 2lx^2 + x^3)$$

L'enfoncement est max. pour $x = l/2 \rightarrow y(l/2) = \frac{5}{384} \frac{Pl^4}{EI}$

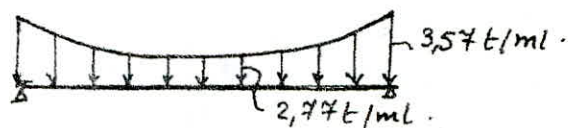
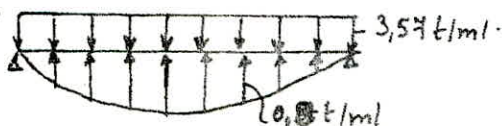
$$I = 2,25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$y = 4 \times 10^{-2} \text{ m/ml}$$

Soit p la réaction du sol par ml.

$$K = 2 \cdot 10^3 \text{ t/m}^3 \quad p = Ky \cdot b = 2 \cdot 10^3 \times 4 \cdot 10^{-2} \times 1 = 0,8 \text{ t/ml}$$

La réaction du sol a une forme de charge parabolique.



Pour une telle superposition de charge. $M_{max} = \frac{Pl^2}{8} - \frac{5}{48} pl^2$
 $M_{max} = 22,7 \text{ t.m/ml}$
 $T_{max} = \frac{Pl}{2} - p \cdot \frac{l}{3} = 11,72 \text{ t/ml}$

$$\mu = \frac{15 \times M}{\sigma_a \cdot b h^2} = 0,16681 \quad (K = 0,1673 \text{ et } E = 0,8462)$$

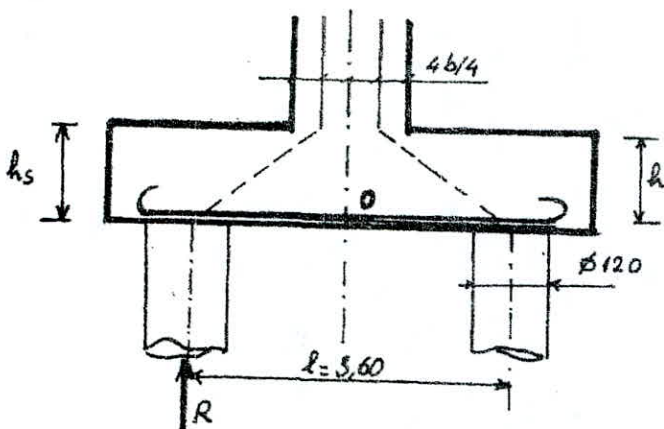
$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot E h} = 35,4 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 12T20 = 37,68 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition

$$A_r = \left(\frac{l}{4} - \frac{1}{2}\right) A \quad \text{Soit } A_r = 15T10$$

Verification au cisaillement. $\tau = \frac{T}{b \cdot z} = 5,2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$

B. Etude de la semelle
 les efforts sur la semelle sont appliqués dans le sens de la largeur,
 le ferrailage sera déterminé par la méthode des bielles



On doit avoir :

$$h > \frac{l}{2} - \frac{b}{4}$$

$$\frac{l}{2} - \frac{b}{4} = \frac{360}{2} - \frac{160}{4} = 140$$

$$h = 150 - 10 = 140 \quad \text{condition vérifiée}$$

a) Condition normale

$$R_{max} = 279 \text{ t}$$

$$R_{min} = 80 \text{ t}$$

Ferrailage :

Condition sismique

$$R_{max} = 323 \text{ t}$$

$$R_{min} = 47 \text{ t}$$

B.1. Armatures inférieures transversales.

La section A_1 des armatures relatives à un couple de pieux, déterminée par la méthode des bielles.

$$A_1 = \frac{R_{max}}{\sigma_a} \frac{(l/2 - b/4)}{h} = \frac{323 \times 140 \cdot 10^3}{2667 \times 140} = 105 \text{ cm}^2$$

On prend 22T25 elles sont placées dans des bandes axées sur les pieux de largeur égale à $(h_s + \phi)$.

$$l_a = 1,20 + 1,50 = 2,70$$

Ces armatures s'étendent sur toute la largeur de la semelle et doivent être totalement ancrées, en principe avec ancrages courbes. Entre les différents ("poutres incorporées"), on placera des armatures de répartition A'_1 ayant une densité au moins égale au tiers de la densité A_1

$$A'_1 = \frac{1}{3} A_1 ; \text{ On placera } 8T25 \text{ tous les } 14 \text{ cm}$$

Verification des contraintes en condition sismique.

$$R_{max} = 323 \text{ t}$$

$$\sigma_a = \frac{R_{max}}{A_1} \frac{(l/2 - b/4)}{h}$$

$$A \quad \sigma_a = \frac{323 \cdot 10^3}{108,02} \cdot \frac{140}{140} = 2990 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

Armatures transversales superieures

Nous prenons forfaitairement $A_{s1} = \frac{A_1}{5} = 21,64 \text{ cm}^2$

On prend 22 T12 $\frac{5}{5} = 24,86 \text{ cm}^2$

$$A'_{s1} = \frac{A'_1}{5} = 7,21 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend 8 T12} \Rightarrow 9,04 \text{ cm}^2$$

B.3 Armatures longitudinales.

Des armatures longitudinales (A_2) sont a disposer dans le sens de la longueur de la semelle.

Armatures inferieures. $A_2 = \frac{A_1}{3} = 36 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{s2} = \frac{3 A_{s1}}{3} = \frac{24,86}{3} = 8,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s2} = 8,3 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ on prend 8 T12/ml.}$$

ETUDE DES FONDATIONS

I. INTRODUCTION

Le sondage effectué sur le terrain où sera fondé notre ouvrage a mis en évidence les différentes couches constituant le sol, schématisées ci-contre.

La présence de deux couches compressibles nous a conduit à opter pour des fondations profondes.

Les caractéristiques (γ, γ', φ et c) qui correspondent à chaque couche, n'étaient pas dans le rapport de sol, et nous a conduit à prendre des valeurs (théoriques).

La pile est fondée sur 8 pieux répartis en 2 files de 4 pieux.

Les pieux sont liés par une semelle.

Chaque culée sera fondée sur 10 pieux répartis en 2 files de 5 pieux dont ils seront liés par une semelle rectangulaire.

II) ETUDE DES PIEUX

II.1 Capacité portante des pieux

Pour déterminer la force portante des pieux,

On peut utiliser des formules statiques de force portante établies à l'aide de la mécanique

des sols (théoriques). Les pieux seront ancrés dans un sol dur.

La force portante admissible d'un pieu est alors : $\bar{Q}_p = \frac{Q_p}{F_s}$ (F_s : coef. de sécurité)

coefficient pris égal à 2 $\Rightarrow F_s = 2$.

Q_p = résistance en pointe du pieu.

$$Q_p = \frac{\pi B^2}{4} [N_q \sum \gamma_i D_i + 1,3 C N_c]$$

avec B : diamètre du pieu = 1,20 ; γ_i = masse volumique de la couche i traversée par le pieu.

C : Cohésion de la couche où le pieu

est ancré. N_q et N_c coefficients dépendant des caractéristiques ($\varphi = 35^\circ \Rightarrow N_q = 33,4, N_c = 46,2$) mécaniques du sol où le pieu est ancré.

h_c : hauteur critique. $h_c = \frac{B}{4} N_q^{2/3} \Rightarrow h_c = 3,12 < D = 5,40$

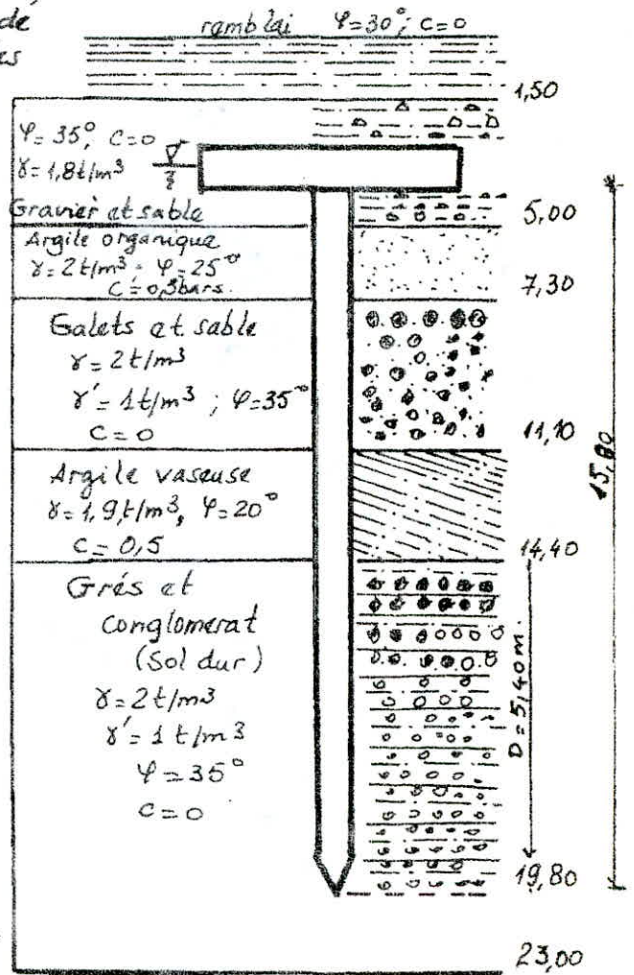
$$Q_p = \frac{\pi}{4} \frac{(1,2)^2}{1} [33,3 (0,8 \times 1 + 2,3 \times 1 + 3,8 \times 1 + 3,3 \times 0,9 + 5,40 \times 1)]^{1/2}$$

$$Q_p = 601 t$$

\Rightarrow La force portante admissible du pieu est alors

$$\bar{Q}_p = \frac{Q_p}{F_s} = 300 t$$

$$\bar{Q}_p = 300 t$$



7.2. Justification des pieux :

Il faut que les efforts normaux dans le pieu sous charges permanentes et surcharges routières soit inférieurs à la portance admissible : $Q_G + Q_S \leq \bar{Q}_P$.

Condition vérifiée dans le paragraphe 2. Chapitre. ETUDE DE LA CULÉE)

Au niveau de la culée, nous avons une surcharge de remblai de hauteur plus ou moins important. Il est sur un sol qui se compose des couches compressibles, les couches vont donc subir de tassement. Par conséquent, il faut tenir compte du phénomène du frottement négatif.

Le frottement négatif est un phénomène à long terme lié aux contraintes interangulaires ou effectives. Il s'ajoute généralement aux charges permanentes agissant sur le pieu, lorsqu'elles agissent seules.

Le frottement négatif est un phénomène lié au tassement, il est donc nécessaire d'évaluer le tassement. Mais comme nous n'avons pas les résultats de différents essais effectués au laboratoire. On n'a pu continuer notre étude.

ET on suppose que tous les pieux sont justifiés.

III. Moments le long du pieu.

Les moments sont déterminés par la méthode de Heinrich Werner, les pieux sont considérés comme encastres dans la semelle rigide. La rotation en tête du pieu est nulle ($\psi=0$). La réaction du sol se traduit par un moment flechissant : $M^* = -\frac{\chi_{\psi H^*}}{\chi_{M^*}} \cdot \frac{H^*}{\lambda}$. Les paramètres $\chi_{\psi H^*}$, $\chi_{\psi M^*}$ et λ

ont été déjà définis dans le chapitre. DIMENSIONNEMENT D'APPAREILS D'APPUI

- "Répartition des efforts horizontaux", ils sont donnés par les tables Werner

a) $H^* = \frac{H}{10}$, $H = 469,43t$, $\Rightarrow H^* = 46,94t$

$\lambda P = 4 \Rightarrow \chi_{\psi H}(0) = 1,26$; $\chi_{\psi M}(0) = 1,54$ (Tables de Werner).

d'où $M^* = -\frac{\chi_{\psi H}(0)}{\chi_{\psi M}(0)} \cdot \frac{H^*}{\lambda} = -146,03t.m$

L'expression du moment flechissant le long du pieu sera donc :

$$M(x) = 46,94 \chi_{WH^*}(x) - 146,03 \chi_{WM}(x)$$

b) Dans les conditions sismiques. $H = 683,19t \Rightarrow H^* = 68,32t \Rightarrow M^* = 212,5t.m$

$$M(x) = 68,32 \chi_{WH^*}(x) - 212,54 \chi_{WM}(x)$$

	0,1P	0,2P	0,3P	0,4P	0,5P	0,6P	0,7P	0,8P
M : C.N [t.m]	-125,7	-93,56	-55,23	-38,02	-13,4	-2,35	-0,21	2,35
M : C.S [t.m]	-183,01	-136,17	-80,38	-55,33	-19,51	-3,42	-0,30	3,42



condition normale



condition sismique

Ferraillage des pieux.

le pieu est considéré comme pièce soumise à la flexion composée.

a) Conditions normales:

$$M = -146,03 \text{ t.m}$$

$$F_{min} = 80 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{F_{min}} = 1,83 \text{ m}$$

$$e_0 > \frac{R}{4} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le Ferraillage sera donné par la méthode exposé dans "Aide-Memoire - Béton armé - Dunod" pour les sections circulaires pleines soumises à la flexion composée.

On calcule K_e et K_a

$$K_e = \frac{N \cdot r}{M} = \frac{80 \times 0,6}{146,03} = 0,32$$

$$K_a = \frac{M}{r^3 \sigma_a} = \frac{146,03 \times 10^5}{(60)^3 \cdot 2800} = 0,024$$

les tableaux nous donnent

K et $\tilde{\omega}$ (%)

Ce pour

$$\tilde{\omega} (\%) = 1,31$$

$$K = 22,81$$

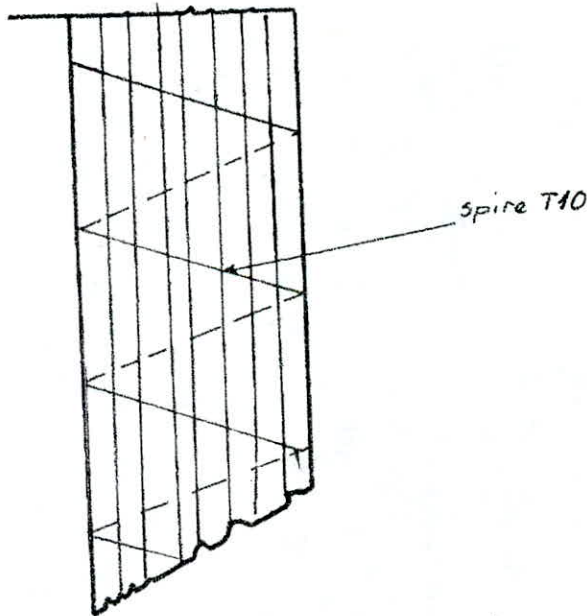
$$A = \frac{\tilde{\omega} \pi r^2}{100} = 148,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A = 20732 = 160,80 \text{ cm}^2.$$

Verification des contraintes.

$$K_e = 0,32 ; \quad \tilde{\omega} = 1,31 ; \quad K = 22,81$$

$$\sigma'_b = \frac{1}{K_b} \cdot \frac{M}{r^3} \Rightarrow \quad \sigma'_b = \frac{1}{K} \cdot \sigma_a = \frac{2667}{22,81} = 117 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$



Bibliographie

- BARÈS R., Massonnet.
"Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes" (Dunod, 1965)
- CHARON. P.
Le calcul et la vérification des ouvrages en B.A (Eyrolles 1981)
- DAVIDOVICI. V.
"Béton Armé", Collection "Aide-mémoire" - (Dunod, 1974)
- DREUX G.
"Pratique du béton précontraint" (Eyrolles, 1979)
- LACROIX R., FUENTES A.
Le projet du béton précontraint (Eyrolles, 1981)
- Ministère des travaux publics.
"Cahier des prescriptions communes"
- Ministère de l'équipement et du logement. (France)
fascicule spéciale. N° 65-15 bis. circulaire N° 44 - 12 Août 1965
(Instruction provisoire n° 1)
- SETRA (Service d'études techniques des routes et autoroutes (France)
" Appuis des tablies. PP73 1.3.2 Ferrailage types "
" Fondations courantes d'ouvrages d'art. Fond. 72. 5.2 "
" Appareils d'appuis en elastomère fretté "
- WERNER. H.
"Beton und Stahlbetonbau"
H. & F Bauaktiengesellschaft., München 1970
- D.T.U.
"fascicule 61 titre II du C.P.C. des marchés de l'état"
Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et
constructions en béton Armé - (Eyrolles 1974)

