

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT G-C



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UN PONT RAIL
(MIXTE)
LIGNE AIN-TOUTA M'SILA

Proposé par :

S.N.T.F

Etudié par :

kacemi M
AKacem M

Dirigé par : m^e

Guigova

PROMOTION : juin 86

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT Génie - Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
École Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

S U J E T

ÉTUDE D'UN PONT RAIL

(MIXTE)

LIGNE AIN-TOUTA M'SILA

Proposé par :

SNT.F

Étudié par :

KACEMI M
AKACEM M

Dirigé par : M^e

GUIGOVA

PROMOTION : JUIN 86



Département : ... GENIE CIVIL الهندسة المدنية
Professeur : M^{me} GUIGWA السيدة قيقوا
Élève Ingénieur : KACEMI Mohamed تلميذ مهندس قاسم مصطفى
AKACEM Mustapha

الموضوع : دراسة جسر للسكك الحديدية

الملخص : ان مغزى هذا المشروع يرمي الى دراسة مقاومة و توازن العناصر

الحاملة لجسر للسكك الحديدية الذي ينفذ بين عين توتة و مسيلة .

يعتبر الجسر من الفرع 1 ، منطقة 2 حسب النظام الجزائري للزلازل .

تتكون حاملة الجسر من مسلدين لكل 4م عرض ، و مسلد عمل بـ 0,7م عرض

توضع الحاملة على 4 روافد بسيطة بـ 25م (4x25) ، على 3 اعمدة و مسندين .

كل رافد يتكون من 4 حرسانات رئيسية من حديد متصلة كل 5 امتار .

الاساس تحت كل عمود او مسند هو اساس باطني معمور في تربة متعيرة .

Sujet : ETUDE D'UN PONT FERROVIAIRE MIXTE

Résumé : La présente étude a pour but de calculer la resistance et la stabilité des éléments d'un pont ferroviaires mixte, situé entre Ain-Touta et M'Sila.

Le pont est de groupe d'usage I, zone II, selon le R.P.A. Le tablier, composé de deux voies de 4m de largeur chacune, plus un trottoir de service de 0,7m, repose sur quatre travées isostatiques de 25m (4x25), sur trois piles et sur deux culées. Chaque travée est constituée de quatre poutres principales en I.P.N, attachées tous les 5m par des entretoises en cornière croisée.

La fondation, profonde sous pile ou culée, est constituée d'une semelle rectangulaire reposant sur huit (8) pieux ancrés à 18m dans un sol variable.

Subject : STUDY OF A RAILWAY BRIDGE

Abstract : This present study has for but to compute a resistance

and stability for elements of a railway bridge between Ain-Touta and M'Sila.

The bridge is of a group I, zone II. The deck composite of two ways for 4,00m wide, with service pavement of 0,7m wide, rest-ful on four (4) simple spans, on three (3) piers and on two (2) abutments.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

à la mémoire de mon père ; à la mémoire de ma mère.

plus spécialement à mon oncle AKACEM. M^{ed} ben slimane

qui je doit tout le respect, le dévouement, et la reconnaissance, pour ses sacrifices, pour ses conseils, sa compréhension qui m'ont permis de franchir les plus grandes moments difficiles

à tous ma famille ; à tous ceux qui me sont chers.

— AKACEM Mustapha. —

Kacemi Mohamed : je dédie ce travail

* à ma mère

* à ma grand-mère

* à mon père

* à tous mes frères et Soeurs

* à ma fiancée

* à toute la famille KACEMI et FIAKHIR

* à tous mes amis et Spécialement

• à KACEMI ABDELHAKIM (mon frère)

• à FIAKHIR MUSTAPHA

• à AKACEM MUSTAPHA

• à BOURAS SALIM

REMERCIEMENTS

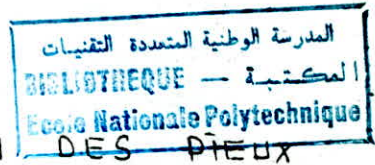
Nous tenons à présenter nos plus sincères remerciements à notre promotrice M^{me} GUIGOVA pour tous ses conseils et son aide si efficaces. Nos plus sincères remerciements à M^{re} l'ingénieur BAZA pour l'aide qui nous a apporté tout le long de notre stage, notamment à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Mohamed et Mustapha.

SOMMAIRE

	1 INTRODUCTION ET PRESENTATION DU SUJET-----	1
C CHARPENTE METALLIQUE + BETON ARMÉ	2 CALCUL ET VERIFICATION DE LA DALLE DU TABLIER-----	3
	3 COMBINAISONS ET REPARTITIONS DES CHARGES ET SURCHARGES ROULANTES. SUR LES POUTRES PRINCIPALES-----	11
	4 CALCUL ET VERIFICATION DES POUTRES PRINCIPALES EN CHARPENTE METALLIQUE-----	23
	5 CALCUL ET VERIFICATION DES CONNECTEURS---	31
	6 CALCUL ET VERIFICATION DES ENTRETOISES---	34
	7 CALCUL ET VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS ET LEURS ASSEMBLAGE-----	38
	<u>ETUDE DE LA PILE (P3)</u>	
BETON ARMÉ	8 CALCUL ET VERIFICATION DU CHEVETRE (C3) SUR PILE (P3)-----	51
	9 CALCUL ET VERIFICATION DES FUTS (F3)---	57
	10 ETUDE DE LA STABILITE DE LA FONDATION SOUS PILE (P3)-----	66
	11 CALCUL ET VERIFICATION DE LA SEMELLE (S3) SOUS LA PILE (P3)-----	73
	ET CONCLUSION SUR L'ETUDE DE LA	

M-D-S	12	ETUDE DES FONDATIONS (PORTANCE DES PĪEUX)	77
BETON ARME	13	CALCUL ET VERIFICATION SOUS LA SEMELLE (S3)	79
	<u>ETUDE DE LA CULEE</u>		
	14	CALCUL ET VERIFICATION DU MUR GARDE GREVE	83
	15	CALCUL ET VERIFICATION DE LA DALLE DE TRANSION, CORBEAU ET MURETTE EN RETOUR	86
	16	CALCUL ET VERIFICATION DU CHEVETRE DE LA CULEE	91
	17	CALCUL ET VERIFICATION DES FUTS DE LA CULEE	97
	18	ETUDE DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT DE LA CULEE	105
	19	CALCUL ET VERIFICATION DE LA SEMELLE (S1) SOUS LA CULEE	110
	20	CALCUL ET VERIFICATION DES PĪEUX SOUS LA SEMELLE (S1)	115
	MECANIQUE DES SOLS	21	ETUDE DE LA STABILITE AU GLISSEMENT DU REMBLAI DERIERE LA CULEE
22		CALCUL DES FROTTEMENTS NEGATIVES SUR LES PĪEUX SOUS LA CULEE	120



INTRODUCTION

1° generalité sur le transport: le transport dans un pays en voie de développement tel que L'ALGERIE est très important car le développement dans chaque domaine économique, social, ou culturelle est lié au transport de marchandise ~~au~~ humaine ainsi qu'au moyens utilisés qui sont caractérisés par leur vitesse et puissance. un transport bien programmé ; rapide et puissant sera la force mobilisante du développement national. le transport par les chemins de fer répond à ces qualités de rapidité et de puissance. on remarque donc la puissance et l'importance du transport ferroviaire en particulier. Vu cette importance, chaque pays mettra les grandes budgets d'investissement pour l'étude et la réalisation des réseaux d'infrastructures routiers ou de chemin de fer qui coûte très cher.

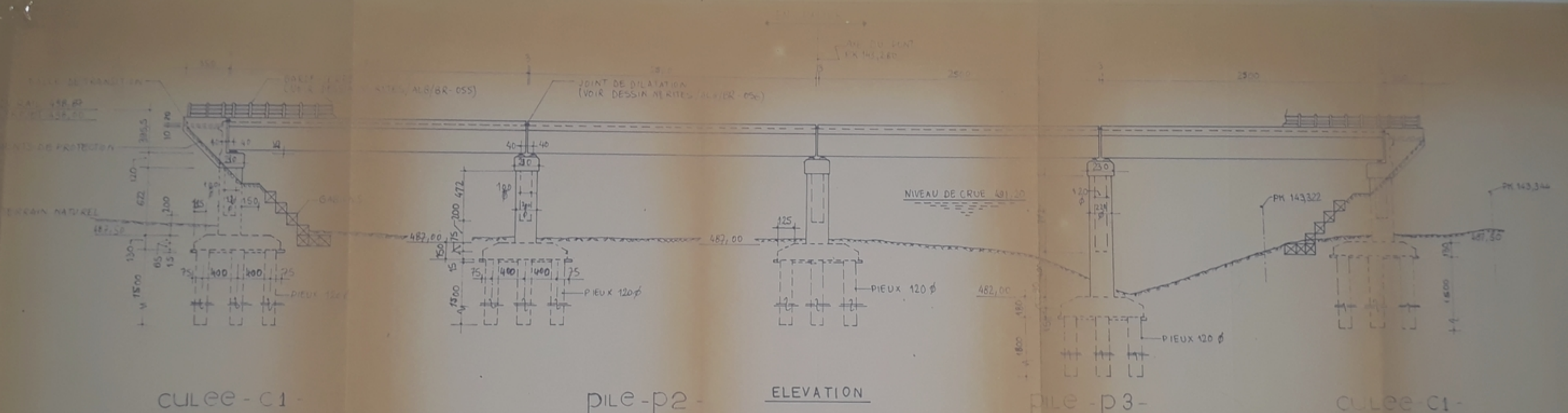
Présentation de l'ouvrage: le projet faisant le thème de notre fin d'étude et qui nous a été proposé par la S.N.T.F porte sur l'étude de la résistance et la stabilité des éléments d'un pont ferroviaire qui fait partie d'une série de (12) pont à réaliser, le pont étudié se situe entre AIN-TOUTA et M'SILA. l'ouvrage est de groupe d'usage (I) zone (II) selon le R.P.A.

le pont compte deux voies ferroviaires indépendantes de (4 m) de large chacune, une seule voie sera réalisée, la 2^{ème} sera réservée à une future voie S.N.T.F. chaque voie est composée de deux rails parallèles espacés de (1,5 m) reposant sur une succession de blocs en béton liés par des fers en (L) tout les deux blocs sont espacés de (0,7 m) qui repose sur un ballast en gravier laquelle repose sur le revêtement du tablier.

il existe sur les bords de chaque voie un mur garde-ballast et un trottoir de service de (0,7 m) plus des garde-corps.

les deux voies reposent sur un tablier de (4) travées isostatiques de portées (25 m) chacune, constitué chacune de deux dalles indépendantes de (5,3 m) de large et de (0,2 m) d'épaisseur reposant sur deux poutres principales en (I) liées tous les 5 mètres par des entretoises en cornières croisées.

le tablier repose sur (3) piles intermédiaires et deux culées à



مرسمة هندسة كتيبات
 BIBLIOTHEQUE - المكتبة
 Ecole Nationale Polytechnique

PB04186
 Avant p. 2

les chevetres, sur lesquels sont fixées les appareils d'appuis, ont une dimension de (2,3. 1,4. 8,7) reposant sur deux fûts cylindriques de ($\phi = 2,2$ m) liés à une fondation profonde composée d'une semelle rectangulaire (14,4 x 9,8) reposant sur (8) pieux de ($\phi = 1,2$ m). La culée du pont est composée d'une dalle de transition qui repose sur le ramblai derrière la culée et sur le corbeau d'appuis qui est lié au mur garde-grève lequel est encastrée au chevetre de la culée (2,3 x 1,4 x 10,6), celui-ci repose sur deux fûts de ($\phi = 2,2$ m) qui sont liés aussi à une fondation profonde, dont l'axe de la semelle est excentré de (0,75 m) par rapport à l'axe des fûts. Lesd du quai M'SILA sous la fondation est constitué par une succession de (3) couches d'argile limoneuse surmontées d'une couche sableuse.

* Voir dessin du pont en élévation ci-joint.

CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

BETON: le béton utilisé est dosé à 400 kg/m³ de CPA 325 avec contrôle stricte.

$$* \bar{\sigma}'_{28} = 300 \text{ kg/cm}^2 \quad * \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2 \quad * \bar{\sigma}'_{b_0} = 90 \text{ kg/cm}^2$$

$$* \bar{\sigma}_b = 7765 \text{ kg/cm}^2$$

ACIERS: l'acier utilisé est à haute adhérence de nuance F_eE 40.

ϕ mm	σ_{en} (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_0$ (kg/cm ²)
≤ 20	4200	2800
> 20	4000	2667

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

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

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en} ; \max(\sigma_1 ; \sigma_2) \right\}$$

CHARPENTE: l'acier utilisé est de nuance F_eE 24

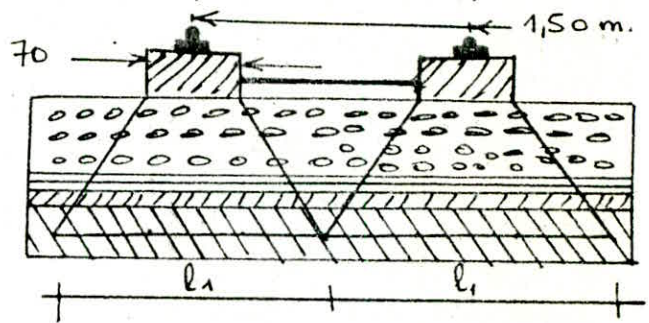
$$\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

le boulonnage est à haute résistance et à serrage contrôlé.

la contrainte nominale des boulons utilisés (type HR 10/9) est: $\sigma_b = 80 \text{ kg/cm}^2$

DALLE DU TABLIER

Repartition des charges: longitudinalement, on considère que la charge concentrée se répartie sur une longueur de (1,6m); transversalement, on considère une diffusion dans le ballast, étanchéité, hourdis de 1/1.



Couche ballast: $e_b = 20$ cm
 Profilage (Carreaux béton).
 bitume 5cm.
 dalle 20cm.

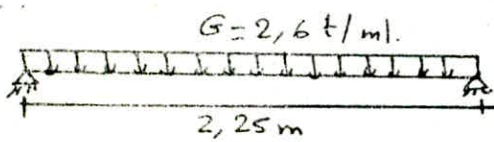
$$l_1 = 0,70 + 2 \cdot 0,43 = 1,56 \text{ m.}$$

$P_m = 20 / (1,6 \cdot 3,12) = 4,0 \text{ t/m}^2$. la dalle constituant le platelage du pont est en béton armé coulé sur place reposant sur les deux poutres principales (P.P) d'une part, et sur l'entretoise d'about d'autre part.

Dimension de la dalle: $l_y = 25 \text{ m}$; $l_x = 2,25 \text{ m}$; $\rho = l_x / l_y = 0,09 < 0,4$.

le panneau de dalle travail suivant une seul direction, pour cela, nous prendrons au milieu de (l_y) une bande de (1m); de portée ($l_x = 2,25 \text{ m}$) et $\bar{h} = 20$.

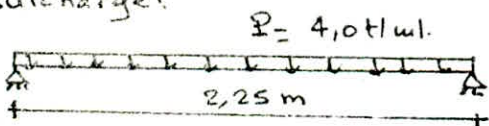
la charge permanente est composée de: Voie; ballast; bitume; profilage; caniveaux et la dalle; donc: $G = (0,3 + 0,67 + 0,25 + 0,22 + 0,11 + 1,125) = 2,6 \text{ t/ml}$.



$$M_0 = \frac{G l^2}{8} = 1,64 \text{ t.m.}$$

$$T = G l / 2 = 2,90 \text{ t.}$$

• surcharges:



$$M_0 = 2,53 \text{ t.m}$$

$$T = 4,5 \text{ t.}$$

Majoration dynamique: Pour les surcharges est suivant les règlement U.I.C: les lignes pour lesquelles on exige un état d'entretien de haute qualité, le coef. de majoration dynamique est donné par:

$$\phi_1 = \left(\frac{0,96}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,88 \right) \text{ Pour (T) et } \phi_2 = \frac{0,96}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,88 \text{ pour (M)}$$

L_ϕ en (m)

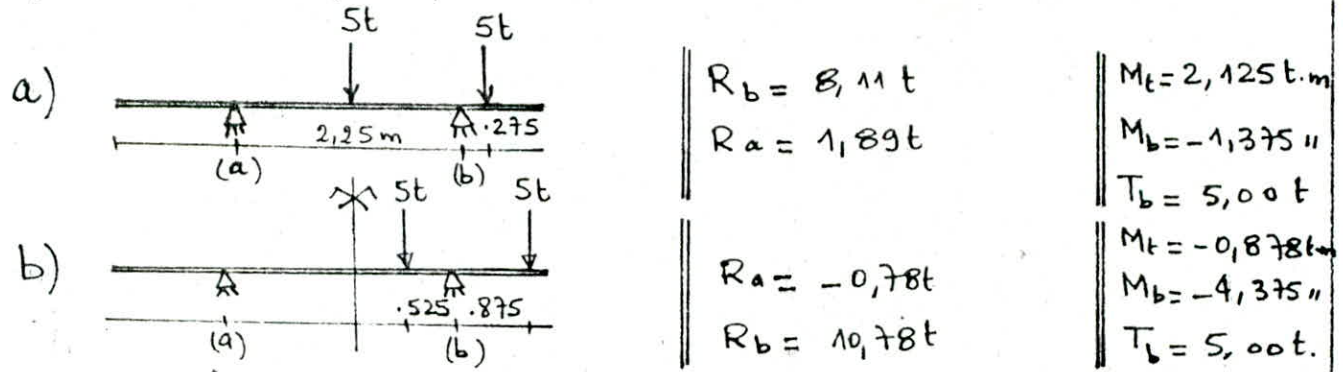
|| Pour les P.P: $L_\phi =$ portée des poutres principales.

|| Pour l'hourdis: $L_\phi =$ deux fois l'entre axe des poutres principales.

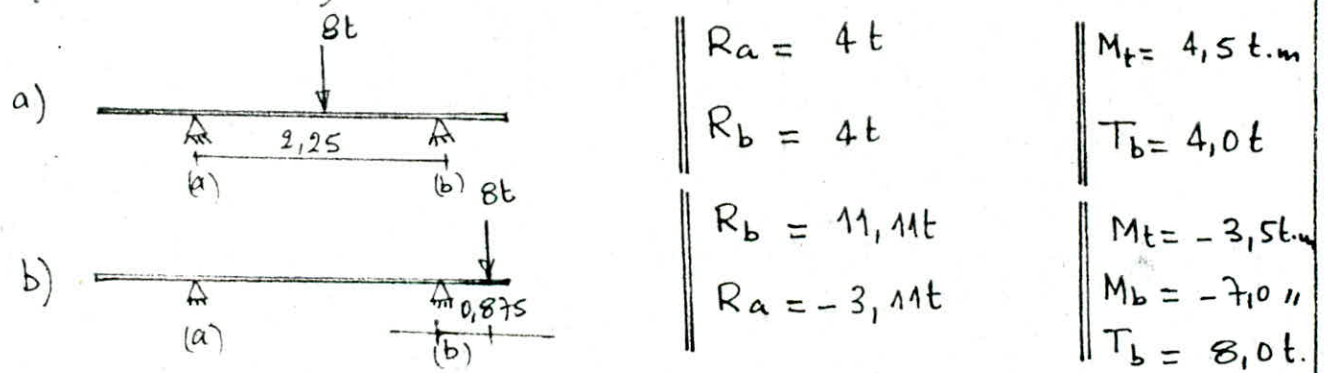
Poutres.P: L ϕ =25 ^m		Hourdis: L ϕ =4,5 ^m		Para. charge	M	T	δ_M	δ_T	M _{minj}	T _{maj}
$\phi_2 = \delta_M$	$\phi_1 = \delta_T$	$\phi_2 = \delta_M$	$\phi_1 = \delta_T$	Sous(G)	1,64	2,9	1,57	1,28	2,57	3,70
1,12	1,08	1,57	1,28	Sous U.I.C	3,7	4,50	1,57	1,28	5,81	5,67

• Effet du déraillement: Pour la vérification au déraillement, on doit envisager deux cas séparément et voir leur effet.

Cas 1: deux charges linéaires verticales de (5t/ml) chacune distante l'une de l'autre de (1,40m) agissant parallèlement à la voie dans la position la plus défavorable à l'intérieur d'une zone de (2,00m) de part et d'autre de l'axe de la voie.



Cas 2: Application d'une charge hypothétique de (8t/ml) agissant une fois au niveau de l'axe de la voie, et une autre fois à la limite de (2m) de l'axe de la voie.



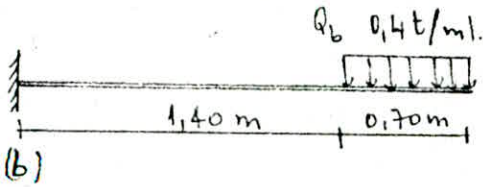
• Dalle en encorbelement: la dalle repose sur la membrure supérieure des poutres principales. Elle supporte son poids propre et une surcharge de 0,4t/m².

Poids propre: (Aerotère extérieur + dalle + garde corps + dalle + balast + profilage + étanchéité).

$G = (0,52 + 1,1 + 0,1 + 0,09 + 0,46 + 0,24 + 0,132) = 2,642 t/ml.$



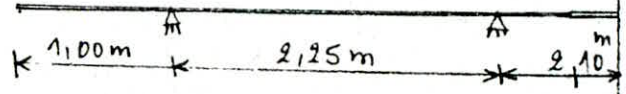
• Surcharge de service:



$$M_b = -0,49 \text{ t.m}$$

$$T_b = 0,28 \text{ t.}$$

• Tableau Récapitulatif.



Sollicitation	M_t (t.m)	M_b (t.m)	T_b (t)
charge Permanente en travé	0,8.1,64 = 1,3	-0,5.1,64 = -0,82	3,70
Sous U.I.C	0,8.2,53 = 2,02	-0,5.2,53 = -1,26	5,67
G+1,2P	3,724	-1,24	10,6
Deraillement 1 ^{er} Cas (a)	2,13	-1,38	5,0
Deraillement 1 ^{er} Cas (b)	-0,88	-4,38	5,0
Deraillement 2 ^{es} Cas (a)	4,50	-	4,0
Deraillement 2 ^{es} Cas (b)	-3,50	-7,0	8,0
1,32 G + Deraillement	5,8 -2,2	-7,82	11,7
charge (G) sur trottoir	-	-5,83	5,55
Surcharge du trottoir	-	-0,49	0,28
G+ Surch. trottoir.	-	-7,14	9,53

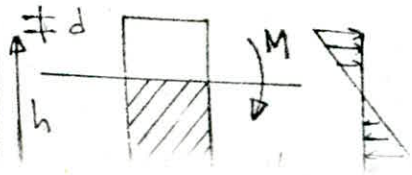
• Sollicitation de Calcul:

- Moment en trave: $M_{1t} = 5,8 \text{ t.m}$ $M_{2t} = -2,2 \text{ t.m}$
- Moment sur appui $M_b = -7,8 \text{ t.m}$
- Effort tranchant: $T_b = 11,7 \text{ t}$

les armatures sur appui seront prolongées vers la section en travé pour reprendre le moment négatif (-2,2 t.m) qui peut avoir lieu dans le cas d'un deraillement du deuxieme cas(b)

- le diametre des aciers utilisés est au plus égal à $\frac{h_0}{20} = 20 \text{ mm}$
 on aura donc: $h_x = h_0 - e - \frac{\phi_x}{2} = 20 - 2 - \frac{\phi_x}{2} = 18 - \frac{\phi_x}{2}$
 $h_y = 18 - \frac{\phi_y}{2} - \phi_x$

• Determination des armatures:



$$M_{ext} = -7,8 \text{ t.m}$$

$$h = 17,5 \text{ cm}$$

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

$$\bar{\sigma}_b = 180 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \cdot 180}{15 \cdot 180 + 2800} = 0,49 \Rightarrow \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,84$$

$$K = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\gamma} \bar{\sigma}_b = 36,95 \Rightarrow M_{rb} = K b h^2$$

$$M_{rb} = 10,68 \text{ t.m} > |M_{ext}|$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,145 : \epsilon = 0,85 \text{ d'où } A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 19,3 \text{ cm}^2$$

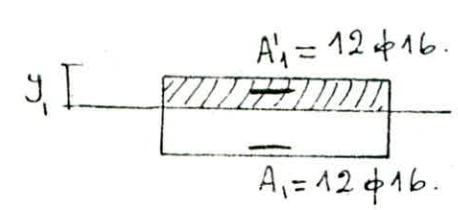
on adoptera 12 ϕ 16 ($A = 24,19 \text{ cm}^2$).

• Section en travé: $M_{ext} = 5,8 \text{ t.m} < M_{rb}$.

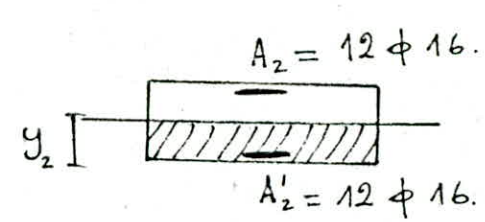
$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 0,108 \Rightarrow \epsilon = 0,87$$

d'où: $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 14 \text{ cm}^2$; on adoptera: 12 ϕ 16 ($A = 24,19 \text{ cm}^2$)

• Verification des Contrainte:



(I) en travé



(II) Sur appui

les contraintes peuvent être déterminées en appliquant les formules suivantes:

$$D = \frac{15}{b} (A + A')$$

$$E = \frac{30}{b} (A' d' + A h)$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A' (y - d')^2 + 15 A (h - y)^2$$

$$K = \frac{M}{I}$$

$$\sigma'_b = K y$$

$$\sigma'_a = 15 K (y - d')$$

$$\sigma_a = 15 K (h - y)$$

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

$$d = d' = 2,5 \text{ cm}$$

$$h = 17,5 \text{ cm}$$

facteur Section	M (t.m)	A (cm ²)	A' (cm ²)	D (cm)	E (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	K	σ'_b (kg/cm ²)	σ'_a (kg/cm ²)	σ_a (kg/cm ²)
I	5,28	24,19	24,19	7,13	145	6,5	58808	9,86	64	591,6	1627
II	-7,82	24,19	24,19	7,13	145	6,5	58808	58	13,3	86	2195

$$(\sigma'_{bi}) < \bar{\sigma}'_b = 180 \text{ kg/cm}^2 \quad (\sigma_a, \sigma'_a) < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

les armatures (A_y) dans la nappe supérieure et inférieure sont prises forfaitairement et ont pour valeur $A = 10$ l'unité: $6 \cdot 16 \text{ cm}^2$

• Condition de non fragilité:

il faut vérifier les deux conditions suivantes:

$$1) \frac{A_x}{bh_x} \geq \frac{1}{2} \psi_4 (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2 \quad \forall \rho$$

$$2) \frac{A_y}{bh_y} \geq 0,35 \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_y} \right)^2 \quad \text{pour } \rho \leq 0,4.$$

- (A_y, A_x) sections d'armatures tendues suivant les directions l_x, l_y .

- $\rho = l_x / l_y = 2,25 / 25 = 0,09 < 0,4$; $\bar{\sigma}_b$ contrainte de traction $\bar{\sigma}_b = 7,5$

- $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$; $h_0 = 20 \text{ cm}$; ψ_4 coef. de l'acier écroué $\psi_4 = 0,54$.

$$1) \frac{A_x}{bh_x} = \frac{A_x}{100 \cdot 17,5} \geq \frac{1}{2} 0,54 (2 - 0,09) \frac{7,5}{2800} \left(\frac{20}{17,5} \right)^2 \Rightarrow A_x \geq 3,16 \text{ cm}^2.$$

on a déjà calculé la section d'acier en travé, et sur appui qui est égale à $24,19 \text{ cm}^2 > 3,16 \text{ cm}^2$

$$2) \frac{A_y}{bh_y} = \frac{A_y}{100 \cdot 16} \geq 0,35 \cdot 0,54 \cdot \frac{7,5}{2800} \left(\frac{20}{16} \right)^2 \Rightarrow A_y \geq 1,27 \text{ cm}^2.$$

la section adoptée ($6,16 \text{ cm}^2$) $> 1,27 \text{ cm}^2$.

• Vérification à la fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{K \eta \bar{\omega}_f}{\phi} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{B_f}{A}; \quad K = 10^6 \quad B_f = 2bd = 500 \text{ cm}^2$$

Section facteur	Section sur appui Sous $M = -7,82$	Section en travé.	
		Sous $M = 5,8$	Sous $M = -2,2$
ϕ	16	16	16
$A (\text{cm}^2)$	24,19	24,19	24,19
B_f	500	500	500
$\bar{\omega}_f$	0,048	0,048	0,048
σ_1 σ_2	3261 2078	3261 2078	3261 2078

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{eu}; \quad \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

• Vérification au poinçonnement: il faut vérifier que la condition suivante est vérifiée: $\bar{\sigma}_{\max} = 1,5 P / (1,2 p_c h_0) \leq \bar{\sigma}_b$; p_c : périmètre de diffusion à miplan de la dalle. On considère une bande d'1 mètre de la dalle, on aura: $E = \frac{3}{4} e + 0,5 h_0 = 3/4 \cdot 5 + 10 = 13,75 \text{ cm}$; $U = 100 \text{ cm}$.
 $U' = U + 2E$; $V' = V + 2E \Rightarrow U' = 5 + 2 \cdot 13,75 = 32 \text{ cm}$; $V' = 127,5 \text{ cm}$
 $p_c = 2(U' + V') = 320 \text{ cm}$ d'où: $\bar{\sigma}_{\max} = \frac{1,5 \cdot 10 \cdot 10^3}{1,2 \cdot 320 \cdot 20} = 1,9 < \bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ kg/cm}^2$

• Recouvrement des armatures: cela concerne les armatures long. qui sont les barres de $\phi 14$; $l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d}$; $\bar{\sigma}_d = 2,5 \psi_d \bar{\sigma}_s = 2,5 \cdot 1,5 \cdot 7,5 = 28,13 \text{ kg/cm}^2$ d'où $l_d = 34,8 \text{ cm}$. On adoptera un recouvrement de (50 cm)
 $l_d = 50 \text{ cm}$ $\neq l_d \leq 5\phi = 7 \text{ cm}$.

• Vérification à la sollicitation du second genre (SP_2).

Soit $SP_2 = G + 1,5P$ $SP_2'' = G + P + SI$ avec $SI = 10\% (CP + CCP)$
 $SI = 0,1 (5,3 + 2,91) = 0,82 \text{ t/ml}$; $\sigma_a \leq \sigma_{en}$; $\sigma'_b \leq 1,5 \bar{\sigma}'_b$

- Entravé:

Sous SP_2 : $M = 0,8 (M_{pp} + 1,5 M_{der(2 \text{ cas: a})}) = 0,8 (1,64 + 1,5 \cdot 4,5) = 6,7 \text{ t.m}$

Sous SP_2'' : $M = 0,8 (1,64 + 2,53 + 0,82 \cdot (2,25)^2 / 8) = 3,75 \text{ t.m}$.

donc SP_2 est la plus défavorable: $\bar{\omega} = \frac{100 A}{bh} = 1,38 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,84 \\ K = 17 \end{cases}$
d'où: $\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{6,7 \cdot 10^5}{24,19 \cdot 0,84 \cdot 17,5} = 1884 \text{ kg/cm}^2 < 2800 < \sigma_{en}$

et: $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 111 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}'_b$

- Sur appui:

Sous SP_2 : $M = (-0,5 M_{pp} + 1,5 M_{derai(2 \text{ cas: b})}) = (-0,5 \cdot 1,26 + 1,5 \cdot 7) = -11,13$
 $\bar{\omega} = \frac{100 A}{bh} = 1,38 \rightarrow \epsilon = 0,84$, $K = 17$.

d'où on tire: $\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{11,13 \cdot 10^5}{24,19 \cdot 0,84 \cdot 17,5} = 3130 \text{ kg/cm}^2 < 4200$

et $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{17} = 184 \text{ kg/cm}^2 < 270 \text{ kg/cm}^2$.

• Vérification au cisaillement: $\bar{\sigma}_{\max} < \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,63 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_{\max} = \frac{T_{\max}}{b z}$; $T_{\max} = 11,7 \text{ t}$; $z = 7/8 \cdot 17,5 = 15,3 \text{ cm}$.

$\rightarrow \bar{\sigma}_{\max} = 7,65 \text{ kg/cm}^2 < 8,63 \text{ kg/cm}^2$.

les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Vérification à l'adhérence: il s'agit de vérifier que: $\bar{\sigma}_d = \frac{T}{P_c z} \ll \bar{\sigma}_d$ avec P_c : le périmètre utile des armatures tendues.

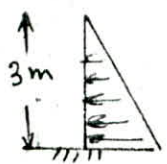
$$\bar{\sigma}_d = 28,13 \text{ kg/cm}^2; \quad z = 15,3 \text{ cm}; \quad A = 12 \phi 16 \rightarrow P_c = 60,3 \text{ cm}$$

d'où $\bar{\sigma}_d = 11,7 \cdot 10^3 / (60,3 \cdot 28,13) = 6,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$.

l'adhérence est vérifiée.

- Joint de dilatation: le rôle des joints c'est d'assurer la continuité de surface de circulation entre deux éléments d'un ouvrage en dépit de leur déplacement relatif dû à l'effet des écarts de température, aux retraites et au rotation, le type de joint choisi est représenté en détail sur les deux pages qui suivent.

- Mur garde ballast: lors du calcul du mur garde ballast, on suppose une hauteur fictive de ballast de (3m). il s'agit de calculer le moment sollicitant le mur à sa base, c'est avec qu'on va calculer le ferrailage, et pour provoquer l'effort le plus défavorable, on suppose que $e=0$. $\gamma = 1,5 \text{ t/m}^3$



$$\sigma_H = K_a \sigma_v = K_a \gamma h \text{ avec: } K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right); \quad \varphi = 40^\circ$$

$$\text{d'où } P = 0,5 \cdot K_a \gamma h^2 = 1,49 \text{ t/ml.}$$

et pour une bande d'1 mètre, le moment ser: 1,49 t.m

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,035 \rightarrow \varepsilon = 0,919 \text{ et } K = 47,4.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 3,86 \text{ cm}^2/\text{ml. on adoptera}$$

$$10 \phi 10 / \text{ml.} \rightarrow A = 7,85 \text{ cm}^2.$$

- Vérification à la fissuration:

$$\text{Pour un } d = 1,5 \text{ cm} \rightarrow \bar{\omega}_f = \frac{A}{200d} = 0,026$$

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 3318 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2622 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en}, \max(\sigma_1; \sigma_2) \right\} = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

COUPE P. 2

ECH: 1/2

REPLISSAGE (

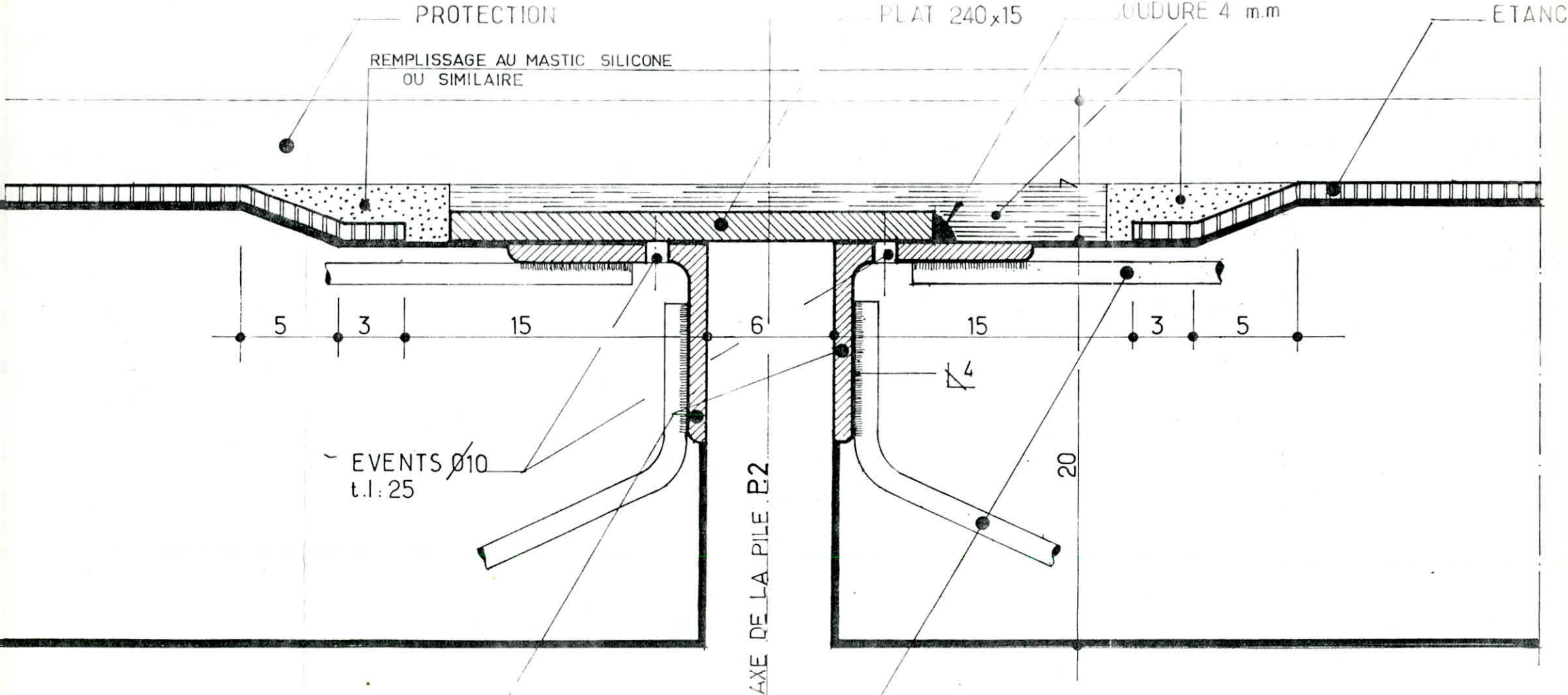
PROTECTION

PLAT 240x15

SOUDURE 4 m.m

ETANC

REPLISSAGE AU MASTIC SILICONE
OU SIMILAIRE



EVENTS Ø10
t.l.: 25

AXE DE LA PILE P. 2

20

CORNIERES 100x100x10

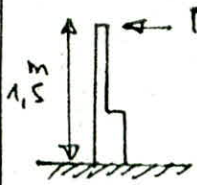
(Protégées par une peinture bitume,
ou cornières galvanisées)

Ø 12 t.l. 25

(en quinconce soudés aux cornières)

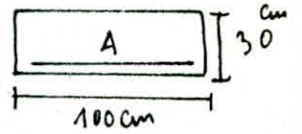
calcul du mur sous garde corps:

Sollicitation: pour ce calcul, nous considerons une force horizontale de 0,04t appliquée on tête du garde corps sur une hauteur de (1m) selon les documents (RITES).



$P_i = 0,04t \rightarrow M_1 = P_i \cdot 1,5 = 0,06 \text{ t.m.}$

$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 0,06 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 30^2} = 0,0003$

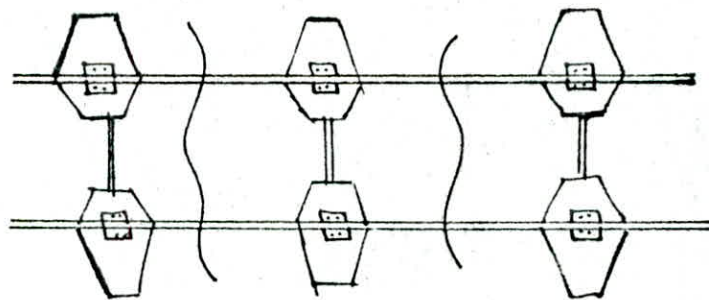


$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,99 \\ K = 520 \end{array} \right\} \rightarrow A_z \frac{M}{\sigma_a \xi h} = 0,072 \text{ cm}^2$

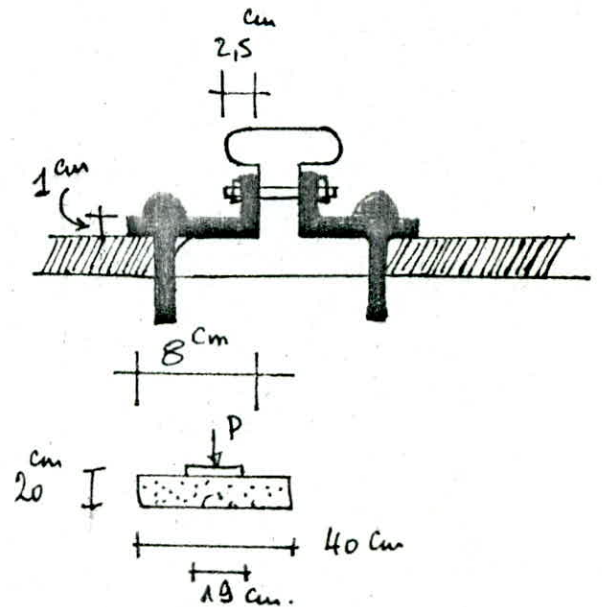
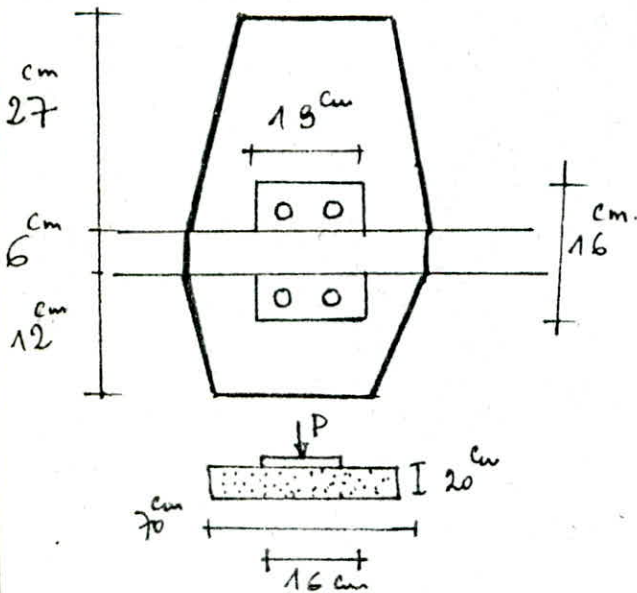
on garde les mêmes barres longitudinales de la dalle du tablier relevé à 90° de 46 au.

Pour les dalettes, on aussi trouvés une section très faible, on mettra un ferrailage forfaitaire de treillis soudé de $\phi 8$ de (15 x 15).

Bloc de beton sous rail : verification à la compression Simple.



detail:



$P = 25^t ; \sigma = \frac{25 \cdot 10^3}{16 \cdot 19} = 82,23 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_{b_0} = 92 \text{ kg/cm}^2 . \text{ o.k.}$

• Evaluation des charges et surcharges:

- charges permanentes

dalle. 0,2.5,3.2500	2650	Kg/m
ossature métallique	1500	"
goussets	90	"
accroter. ext. 0,16(0,3+0,15).2500	518	"
accroter. int 0,46.0,15.2500	173	"
coffrage métallique	371	

- Complément des charges Perm.

Coff. métallique	371	Kg/m
voie	300	"
ballast(20cm)	1320	"
chappe 5.2200.4,4	485	"
Profill. 2.904.4,4.2500	880	"
garde corps	100	"
caniveau	110	"
dalette 0,08.0,45.2500	90	"

$P_{cp} = 5,3 \text{ t/ml}$

$P_{ccp} = 2,91 \text{ t/ml}$

• Evaluation des efforts: on calcule d'après la méthode de RDM les moments, et les efforts tranchants, et cela pour différentes sections

Pour chaque section on aura: $M(x) = q \frac{x^2}{2} - q \frac{x^2}{2}$; $T(x) = q \frac{l}{2} - q x$.

$q = 5,3 \text{ t/ml}, l = 25 \text{ m}$

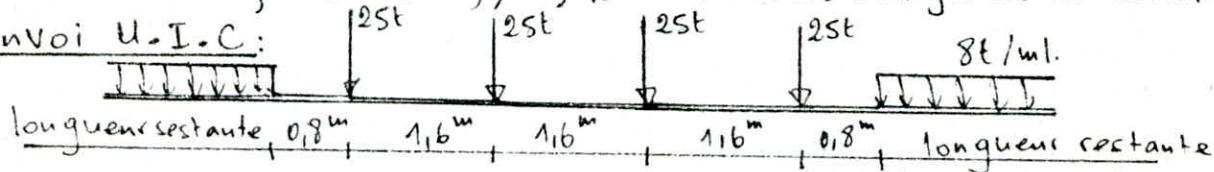
$q = 2,91 \text{ t/ml}, l = 25 \text{ m}$

x(m)	0	4	8	11	12,5
M(t.m)	0	223	360	408	414
T(t)	66,3	45,0	24	7,9	0

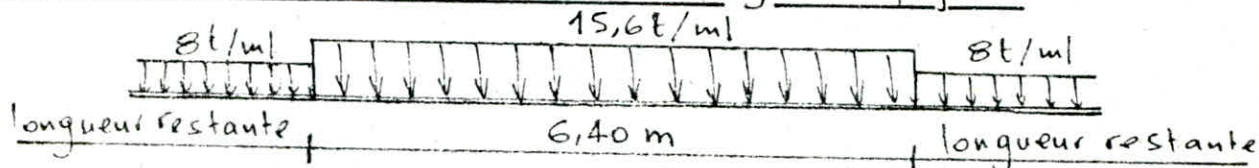
x(m)	0	4	8	11	12,5
M(t.m)	0	122	198	223	227
T(t)	36,4	25	13	4,5	0

• Surcharges ferroviaires: les surcharges ferroviaires à considérer pour le calcul de dimensionnement et de faire la vérification sont: 1) le schémas de charge de l'union internationale des Chemins de fer (U.I.e); 2) le schémas de charge de la S.N.T.F

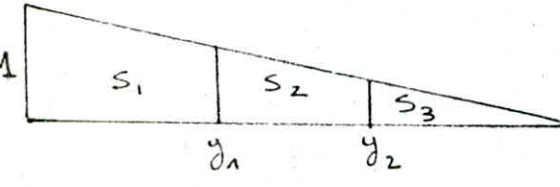
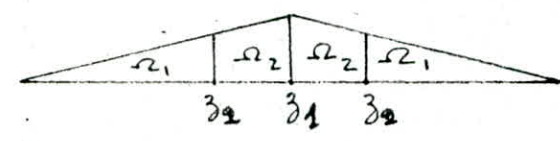
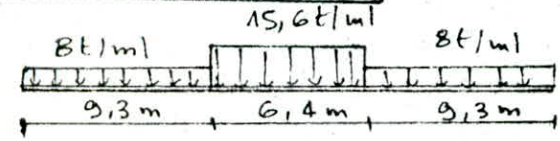
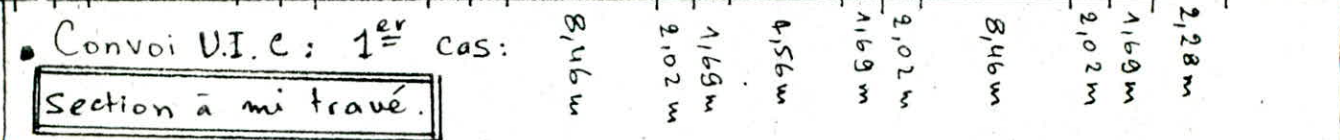
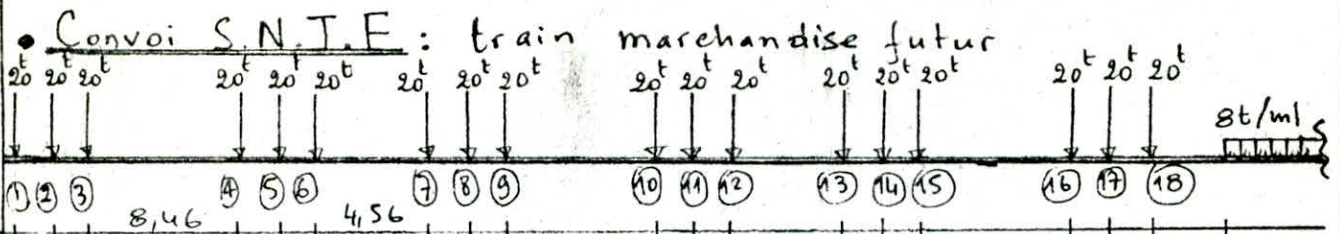
• Convoi U.I.C:



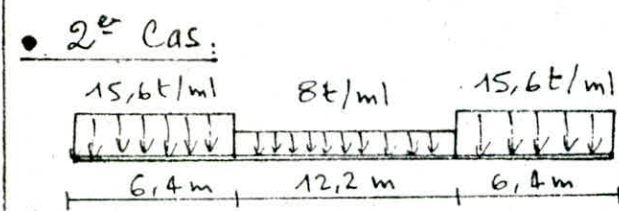
• Convoi UIC suivant le schéma de charge simplifié:



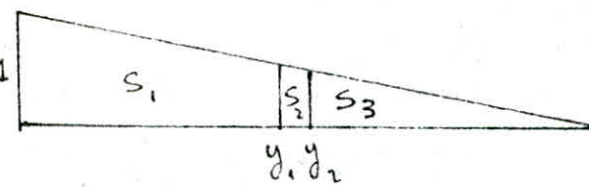
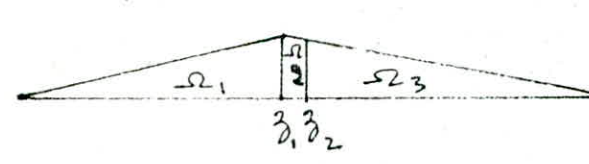
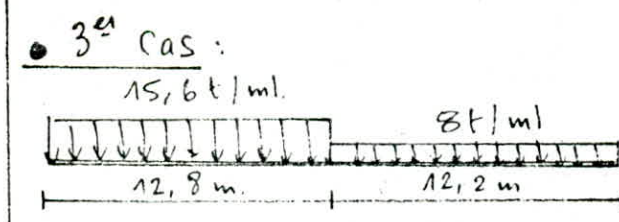
schémas de charge simplifié est valable lorsque la longueur d'influence à une longueur au moins égale à (10m).



$z_1 = 6,25 \text{ m}$	$z_2 = 4,65 \text{ m}$
$\Omega_1 = 21,62 \text{ m}^2$	$\Omega_2 = 17,44 \text{ m}^2$
$M = 890 \text{ t.m.}$	
$y_1 = 0,628 \text{ m}$	$y_2 = 0,372 \text{ m}$
$S_1 = 7,57 \text{ m}^2$	$S_2 = 3,20 \text{ m}^2$
$S_3 = 1,73 \text{ m}^2$	$T = 124,32 \text{ t}$



$z_1 = 6,25 \text{ m}$	$z_2 = 3,29 \text{ m}$	$y_1 = 0,744 \text{ m}$	$S_2 = 6,1 \text{ m}^2$
$\Omega_1 = 10,49 \text{ m}^2$	$\Omega_2 = 29,1 \text{ m}^2$	$y_2 = 0,256 \text{ m}$	$S_3 = 0,819 \text{ m}^2$
$M = 792,89 \text{ t.m.}$		$S_1 = 5,581 \text{ m}^2$	$T = 148,64 \text{ t.}$



$z_1 = 6,25 \text{ m}$	$\Omega_1 = 39,06 \text{ m}^2$
$z_2 = 6,1 \text{ m}$	$\Omega_2 = 1,85 \text{ m}^2$
$\Omega_3 = 37,21 \text{ m}^2$	
$M = 935,88 \text{ t.m.}$	
$S_1 = 9,6 \text{ m}^2$	$T = 174 \text{ t.}$
$S_3 = 2,734 \text{ m}^2$	
$S_2 = 0,148 \text{ m}^2$	

$y_2 = 0,488 \text{ m}$

$u_1 = 0,5$

● Convoi S.N.T.F: les essieux sont numérotés de ① à ⑱, en principe, nous devons étudier l'effet de chaque essieu lorsqu'il sera au début de la travée, mais à cause que parmi les ⑱ charges, on a une symétrie de position entre les différentes charges, pour cela, on se limite à l'étude de (10 cas)

● Recherche de la section dangereuse: la charge (P_k) pour laquelle le moment est max au droit de la section dangereuse doit vérifier la double inégalité $\sum P_j \leq \frac{R}{2} \leq \sum P_j$

- théorème de BARRE: le moment dû à un ensemble de charges mobile disposées sur une poutre droite sera max au droit d'une charge (P_i) lorsque cette charge et la résultante de toute les charges sont symétrique par rapport au milieu de la poutre

● 1^{er} cas: charges de ① à ⑧ se trouvant sur la travée étudiée

charge	valeur	inégalité	vérifié
①	20t	$0 \leq 80 \leq 20$	non
②	20t	$20 \leq 80 \leq 40$	non
③	20t	$40 \leq 80 \leq 60$	non
④	20t	$60 \leq 80 \leq 80$	oui
⑤	20t	$80 \leq 80 \leq 100$	oui
⑥	20t	$100 \leq 80 \leq 120$	non
⑦	20t	$120 \leq 80 \leq 140$	non
⑧	20t	$140 \leq 80 \leq 160$	non

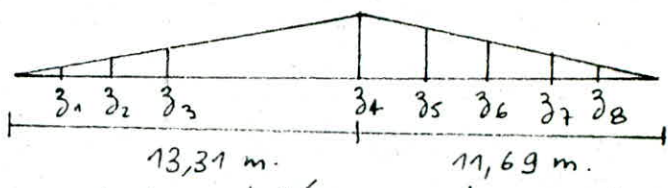
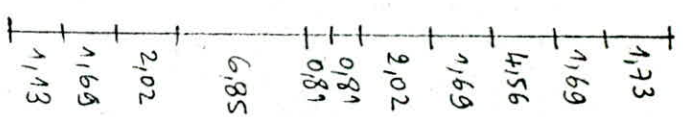
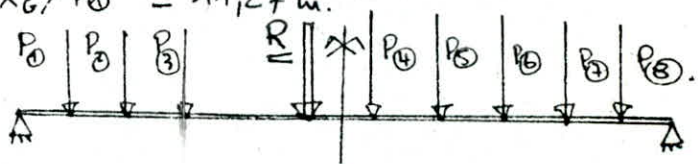
on a deux charges qui vérifient l'inégalité: P_4, P_5

Prendons la charge ④.

d'abord on calculera le centre de gravité / à la charge ①.

$X_G / P_4 = \frac{\sum P_i \cdot d_i}{\sum P_i}$, on trouve:

$X_G / P_4 = 11,27 \text{ m.}$



$$\begin{aligned} z_1 &= 0,53 \text{ m} & z_5 &= 5,15 \text{ m} \\ z_2 &= 1,32 \text{ m} & z_6 &= 4,25 \text{ m} \\ z_3 &= 2,27 \text{ m} & z_7 &= 1,82 \text{ m} \\ z_4 &= 6,22 \text{ m} & z_8 &= 0,92 \text{ m} \end{aligned}$$

$$M = \sum_{i=1}^8 P_i \cdot z_i = \underline{\underline{449,6 \text{ t.m}}}$$

Pour l'effort tranchant, les charges sont translatées vers la gauche jusqu'à ce que la charge P_4 se trouve sur l'appui; les résultats:

$$\begin{aligned} y_1 &= 1,00 & y_5 &= 0,43 \\ y_2 &= 0,93 & y_6 &= 0,36 \\ y_3 &= 0,85 & y_7 &= 0,18 \end{aligned}$$

$$T = \sum_{i=1}^8 P_i \cdot y_i = \underline{\underline{87,45 \text{ t.}}}$$

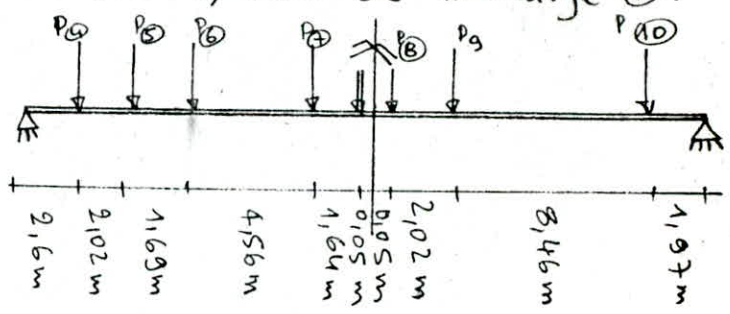
Pour l'effort tranchant, on translate le système de charge vers l'appui gauche, les ordonnées obtenues sont les suivantes :

$y_2 = 1,00 \text{ m}$	$y_6 = 0,43 \text{ m}$	$T = \sum_{i=2}^9 P_i y_i = \underline{\underline{79,2 \text{ t.}}}$
$y_3 = 0,92 \text{ m}$	$y_7 = 0,25 \text{ m}$	
$y_4 = 0,58 \text{ m}$	$y_8 = 0,18 \text{ m}$	
$y_5 = 0,5 \text{ m}$	$y_9 = 0,10 \text{ m}$	

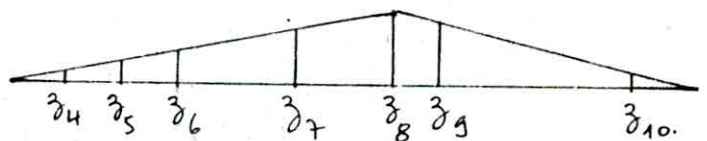
● cas 3 : charges de ④ à ⑩.

la résultante (R) est placée à $X = 9,86 \text{ m}$ de la charge ④.

$z_4 = 1,3 \text{ m}$	$z_8 = 6,25 \text{ m}$
$z_5 = 2,31 \text{ m}$	$z_9 = 5,24 \text{ m}$
$z_6 = 3,15 \text{ m}$	$z_{10} = 0,99 \text{ m}$
$z_7 = 5,43 \text{ m}$	



$M = \sum_{i=4}^{10} P_i z_i = \underline{\underline{493,6 \text{ t.m.}}}$



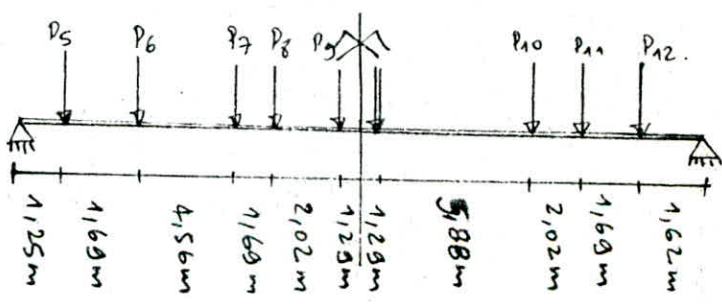
en déplaçant le système de charge à l'appui gauche, les ordonnées qui servent pour le calcul de l'effort tranchant sont :

$y_4 = 1,00$	$y_8 = 0,60$	$T = \sum_{i=4}^{11} P_i y_i = \underline{\underline{96,83 \text{ t.}}}$
$y_5 = 0,92$	$y_9 = 0,52$	
$y_6 = 0,85$	$y_{10} = 0,18$	
$y_7 = 0,67$	$y_{11} = 0,1$	

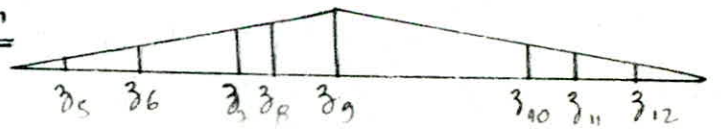
● cas 4 : charge de ⑤ à ⑫.

$X_R = 10,85$ / à la charge P8.

$z_5 = 0,69 \text{ m}$	$z_9 = 6,18 \text{ m}$
$z_6 = 1,62 \text{ m}$	$z_{10} = 2,39 \text{ m}$
$z_7 = 4,13 \text{ m}$	$z_{11} = 1,48 \text{ m}$
$z_8 = 5,07 \text{ m}$	$z_{12} = 0,73 \text{ m}$



$M = \sum_{i=5}^{12} P_i z_i = \underline{\underline{445,75 \text{ t.m.}}}$



Prenons la charge P_5 .

Dans ce cas, la charge P_0 se trouvant en dehors de

la travée étudiée, en refait le calcul avec les charge de P_2 à P_8

la résultante (R) se trouvant à (X) de (P_0) tel que:

$$X_G/P_0 = \frac{\sum_{i=2}^8 P_i \cdot d_i}{\sum_{i=2}^8 P_i}$$

$$X = 11,17 \text{ m.}$$

$$z_2 = 0,32$$

$$z_3 = 1,27$$

$$z_4 = 5,27$$

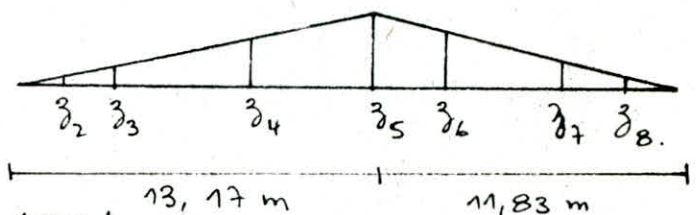
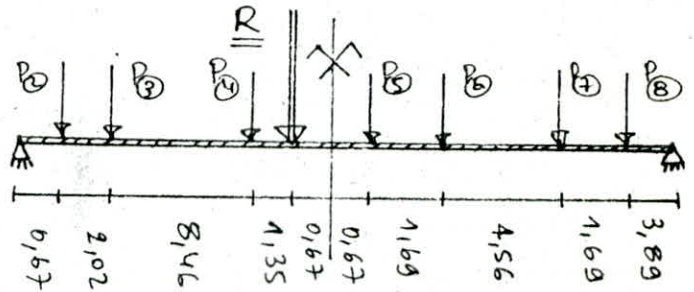
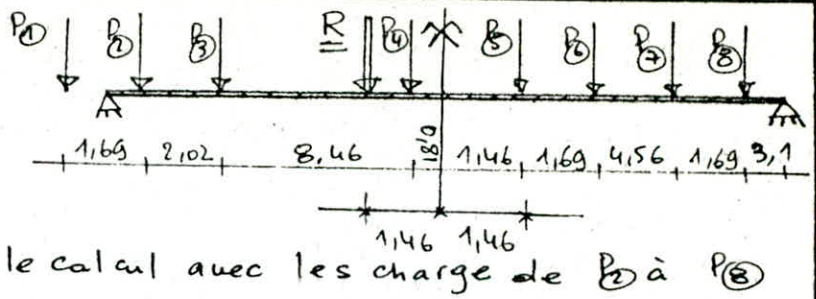
$$z_5 = 6,23$$

$$z_6 = 5,34$$

$$z_7 = 2,94$$

$$z_8 = 2,04$$

$$M = \sum_{i=2}^8 P_i z_i = 468,3 \text{ t.m}$$



en translatant le système de charge vers l'appui gauche, l'effort tranchant sera égal à :

$$y_2 = 1,00$$

$$y_3 = 0,892$$

$$y_4 = 0,553$$

$$y_5 = 0,472$$

$$y_6 = 0,405$$

$$y_7 = 0,222$$

$$y_8 = 0,155$$

$$T = \sum_{i=2}^8 P_i y_i = 73,98 \text{ t}$$

2^e cas : charges de (2) à (9) : dans ce cas, il ya deux charges qui vérifient l'inégalité donnant la charge qui provoque la sollicitation la plus défavorable, ce sont: P_5 et P_6 .

Prenons la charge P_5 : dans ce cas, la résultante se trouve à $X = 12,61$ de P_2 .

$$z_2 = 0$$

$$z_3 = 2,00$$

$$z_4 = 5,23$$

$$z_8 = 2,27$$

$$z_5 = 6,25$$

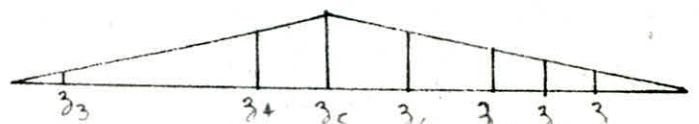
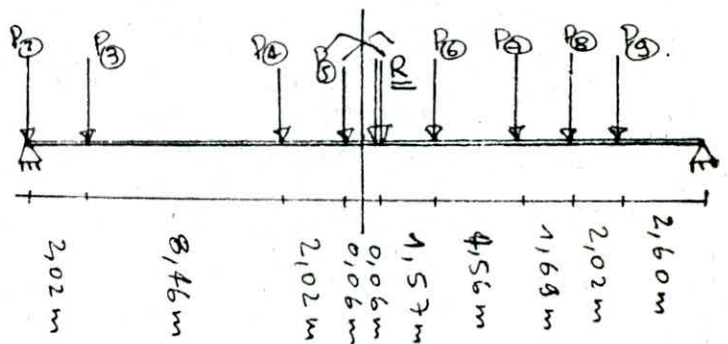
$$z_6 = 5,34$$

$$z_7 = 3,1$$

$$z_9 = 1,28$$

$$M = \sum_{i=2}^9 P_i z_i$$

$$M = 475,48 \text{ t.m.}$$



Pour le calcul de l'effort tranchant, on fait translater toute les charges vers l'appui gauche, les résultats sont les suivants

$$\begin{cases} y_5 = 1,00 \\ y_6 = 0,93 \\ y_7 = 0,75 \\ y_8 = 0,68 \\ y_9 = 0,60 \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_{10} = 0,26 \\ y_{11} = 0,18 \\ y_{12} = 0,10. \end{cases}$$

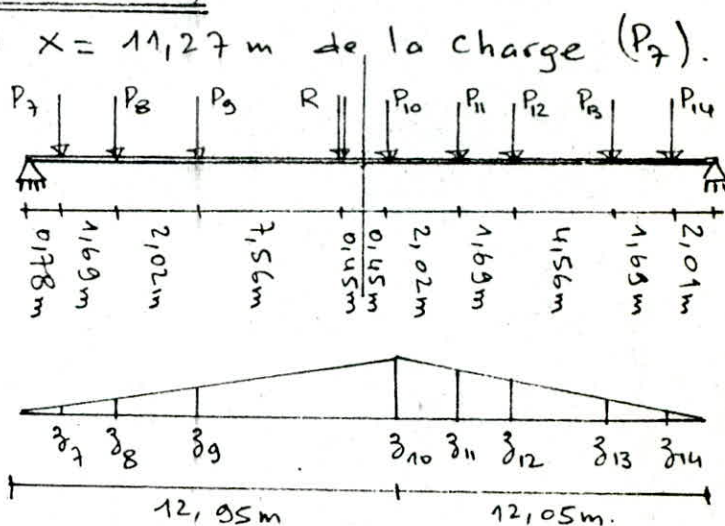
$$T = \sum_{i=5}^{12} P_i y_i = \underline{\underline{90,296 \text{ t}}}$$

$P_i = 20 \text{ t } \forall i$

• Cas (5) : charges de (P_7) à (P_{14}) .

la résultante se trouvant à $x = 11,27 \text{ m}$ de la charge (P_7) .

$$\begin{cases} z_7 = 0,38 \\ z_8 = 1,17 \\ z_9 = 2,16 \\ z_{10} = 6,24 \end{cases} \quad \begin{cases} z_{11} = 5,19 \\ z_{12} = 4,32 \\ z_{13} = 1,96 \\ z_{14} = 1,08 \end{cases}$$



$$M = \sum_{i=7}^{14} P_i z_i = \underline{\underline{449,9 \text{ t.m.}}}$$

les résultats pour l'effort tranchant sont:

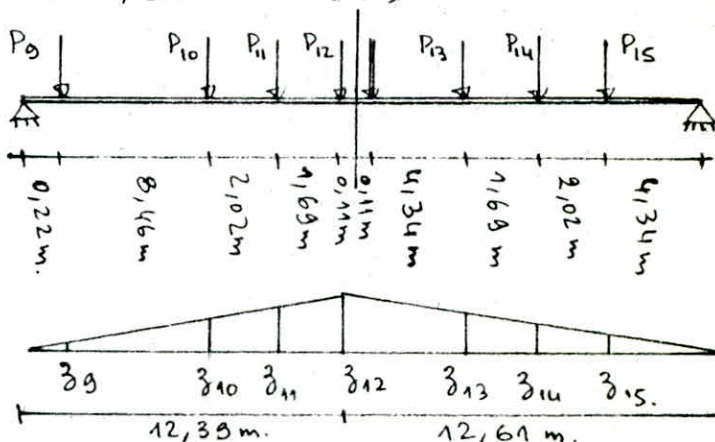
$$\begin{matrix} y_{11} = 0,43 & y_{13} = 0,18 & y_7 = 1,00 & y_9 = 0,85 & y_{15} = 0,03 \\ y_{12} = 0,36 & y_{14} = 0,11 & y_8 = 0,93 & y_{10} = 0,51 & \end{matrix}$$

d'où $T = \sum_{i=7}^{15} P_i y_i = \underline{\underline{87,4 \text{ t.}}}$

• Cas 6 : charges de (P_9) à (P_{15}) .

la résultante se trouvant à $x = 12,38$ de (P_9) .

$$\begin{cases} z_9 = 0,11 \\ z_{10} = 4,34 \\ z_{11} = 5,35 \\ z_{12} = 6,25 \end{cases} \quad \begin{cases} z_{13} = 4,03 \\ z_{14} = 3,18 \\ z_{15} = 2,17 \end{cases}$$



$$M = \sum_{i=9}^{15} P_i z_i = \underline{\underline{508,6 \text{ t.m.}}}$$

les résultats de l'effort tranchants sont:

$$\begin{cases} y_9 = 1,00 \\ y_{10} = 0,66 \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_{12} = 0,51 \\ y_{13} = 0,33 \end{cases}$$

$$y_{15} = 0,18$$

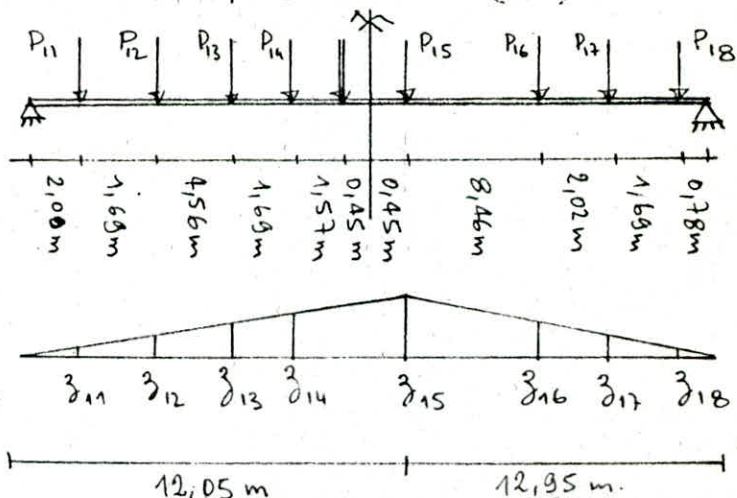
$$T = \sum_{i=9}^{15} P_i y_i = 70,4 \text{ t.}$$

• Cas (7): les charges de (P_{11}) à (P_{18}) .

le resultant (R) se trouvant à $x = 10,85$ m de (P_{11}) .

$$\begin{array}{l} z_{11} = 1,08 \\ z_{12} = 1,97 \\ z_{13} = 4,34 \\ z_{14} = 5,19 \end{array} \quad \begin{array}{l} z_{15} = 6,24 \\ z_{16} = 2,16 \\ z_{17} = 1,19 \\ z_{18} = 0,39 \end{array}$$

$$M = \sum_{i=11}^{18} P_i z_i = \underline{\underline{450,85 \text{ t.m.}}}$$



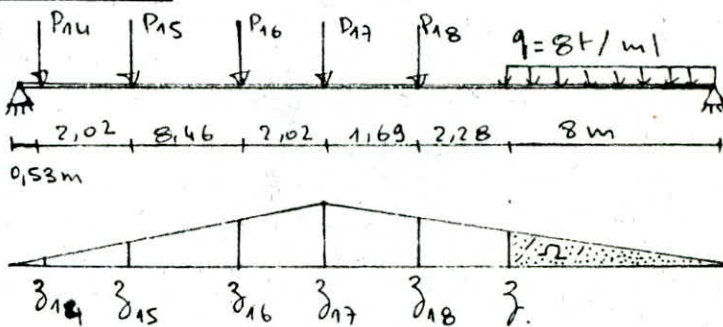
les résultats de l'effort tranchant sont:

$$\begin{array}{l} y_{11} = 1,00 \\ y_{12} = 0,93 \\ y_{13} = 0,75 \\ y_{14} = 0,68 \end{array} \quad \begin{array}{l} y_{15} = 0,60 \\ y_{16} = 0,26 \\ y_{17} = 0,18 \\ y_{18} = 0,11 \end{array}$$

$$T = \sum_{i=11}^{18} P_i y_i = \underline{\underline{90,2 \text{ t.}}}$$

• Cas (8): les charges (P_{14}) à (P_{18}) et un tronçon de $(8$ m) d'une charge uniformément répartie.

dans ce cas, on considère la charge (17)



$$\begin{array}{l} z_{14} = 5,36 \\ z_{17} = 6,24 \\ z_{16} = 5,27 \end{array} \quad \begin{array}{l} z_{14} = 0,25 \\ z_{15} = 1,22 \\ z = 4,17 \end{array}$$

$$z = \frac{1}{2} (4,17 \cdot 8) = 16,68 \text{ m}^2$$

$$M = \sum_{i=14}^{18} P_i z_i + q z = \underline{\underline{5,0024 \text{ t.m.}}}$$

Pour l'effort tranchant, on translate le système de charge vers l'appui gauche, les résultats seront les suivants:

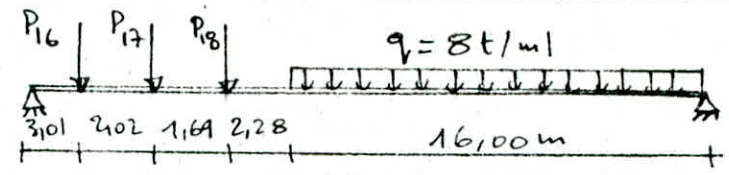
$$\begin{array}{l} y_{14} = 1,00 \\ y_{15} = 0,92 \\ y_{16} = 0,58 \end{array} \quad \begin{array}{l} y_{17} = 0,50 \\ y_{18} = 0,43 \\ y = 0,34 \\ S = 1,45 \end{array}$$

$$T = \sum_{i=14}^{18} P_i y_i + q S$$

$$T = \underline{\underline{83,44}}$$

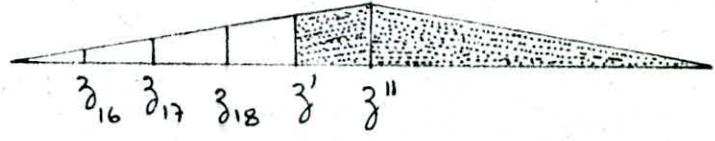
● Cas 9:

en traçons la L.I de la



section médiane, nous obtenons les ordonnées correspondant aux charges concentrées et l'air sous la charge uniforme (q).

$z'' = 6,25$ $z_{17} = 2,52$
 $z' = 4,15$ $z_{18} = 3,36$



$z_{16} = 1,51$ $\Omega = \frac{1}{2}(6,25 \cdot 12,5) + \frac{1}{2}(6,25 + 4,15) \cdot 3,5 = 57$
 $M = \sum P_i z_i + q \cdot \Omega = 610,8 \text{ t.m.}$

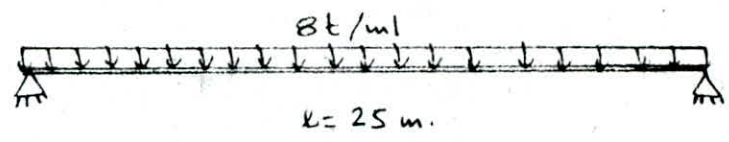
Pour l'effort tranchant, on translate le système de charge vers l'appui gauche, les résultats sont les suivants:

$y_{16} = 1,00$ $y = 0,76$
 $y_{17} = 0,92$ $\Omega = \frac{1}{2} \cdot 0,76 \cdot (16 + 3,01) = 7,22 \text{ m}^2$
 $y_{18} = 0,85$ $T = \sum P_i y_i + q \cdot \Omega = 80,53 \text{ t.}$

● Cas 10: la charge uniforme occupe toute la portée de la poutre.

à mi travée, on a

$M = q l^2 / 8 = 625 \text{ t.m.}$
 $T = q l / 2 = 100 \text{ t.}$



● Comparaison entre convoi de l'U.I.C et S.N.T.F. on prendra le cas qui provoque le moment max et l'effort tranchant max et ce séparément pour chaque convoi.

Convoi	UIC	SNTF	SNTF
Cas n°	3	9	10
M(t.m)	935,8	698,3	625
T(t)	174	80,16	100

le convoi U.I.C provoquant des efforts plus importants, sera seul considéré dans la suite des calculs.

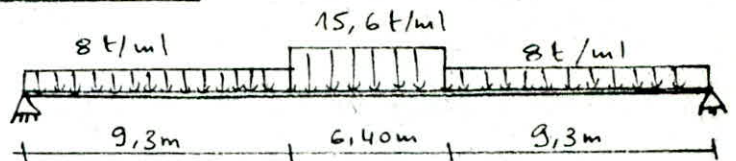
Pour différents cas de surcharge d'U.I.C; on considère sur une demi portée trois positions d'évaluation des efforts, qui sont situées à : $x = 0, 4 \text{ m}, 8 \text{ m}, 12,5 \text{ m}$; de l'appui de gauche.

Evaluation des efforts sous U.I.C

Cas n° (1) de l'U.I.C

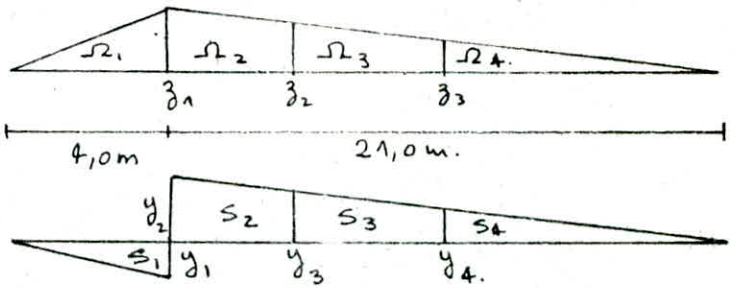
- Section $x=0$:

$M=0$; $T(x=0) = 124,32 \text{ t.}$



- Section $x=4 \text{ m.}$

$z_1 = 3,36 \text{ m}$	$\Omega_1 = 6,72 \text{ m}^2$
$z_2 = 2,51 \text{ m}$	$\Omega_2 = 15,56 \text{ m}^2$
$z_3 = 1,49 \text{ m}$	$\Omega_3 = 12,80 \text{ m}^2$
	$\Omega_4 = 6,93 \text{ m}^2$



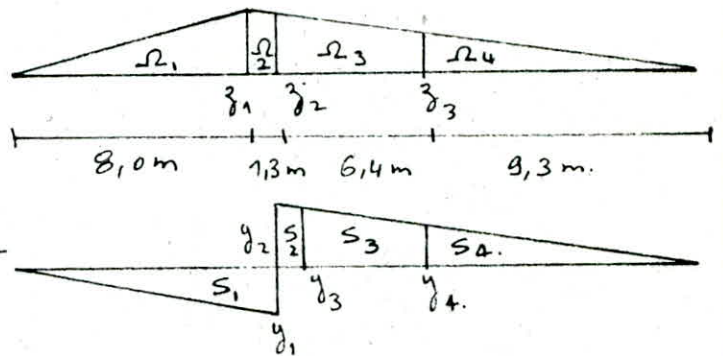
$M(x=4) = 433,3 \text{ t.m.}$

$y_1 = 0,16 \text{ m}$	$S_1 = 0,3 \text{ m}^2$	$T = 8(S_2 + S_4 - S_1) + 15,6(S_3).$
$y_2 = 0,84 \text{ m}$	$S_2 = 3,9 \text{ m}^2$	
$y_3 = 0,63 \text{ m}$	$S_3 = 3,2 \text{ m}^2$	
$y_4 = 0,37 \text{ m}$	$S_4 = 1,72 \text{ m}^2$	

$T(x=4) = 92,48 \text{ t.}$

- section $x=8 \text{ m.}$

$z_1 = 5,44 \text{ m}$	$\Omega_1 = 21,76 \text{ m}^2$
$z_2 = 5,02 \text{ m}$	$\Omega_2 = 6,80 \text{ m}^2$
$z_3 = 2,98 \text{ m}$	$\Omega_3 = 25,6 \text{ m}^2$
	$\Omega_4 = 13,86 \text{ m}^2$



$M(x=8) = 738 \text{ t.m.}$

$y_1 = 0,32$	$S_1 = 1,28 \text{ m}^2$	$T(x=8) = 8(S_2 + S_4 - S_1) + 15,6(S_3).$
$y_2 = 0,68$	$S_2 = 3,2 \text{ m}^2$	
$y_3 = 0,63$	$S_3 = 0,85 \text{ m}^2$	
$y_4 = 0,37$	$S_4 = 1,72 \text{ m}^2$	

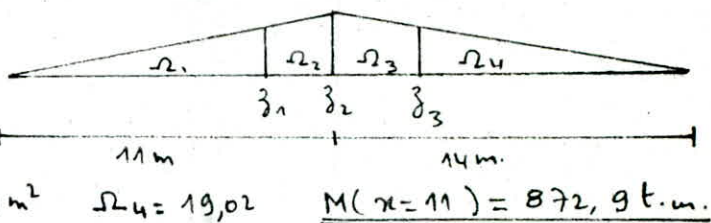
$T(x=8 \text{ m}) = 60,24 \text{ t.}$

- Section à mi travée : résultats déjà calculés :

$M(x=12,5 \text{ m}) = 890 \text{ t.m}$ $T(x=12,5 \text{ m}) = 0.$

- section $x=11 \text{ m.}$

$z_2 = 6,16 \text{ m}$	$\Omega_1 = 24,3 \text{ m}^2$
$z_1 = 5,21 \text{ m}$	$\Omega_2 = 9,66 \text{ m}^2$
$z_3 = 4,09 \text{ m}$	$\Omega_3 = 24,09 \text{ m}^2$
	$\Omega_4 = 19,02$

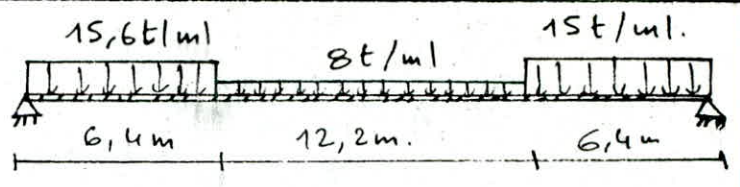


$M(x=11) = 872,9 \text{ t.m.}$

Effort tranchant :

$y_1 = y_4 = 0,37 \text{ m}$	$S_1 = S_4 = 1,73 \text{ m}^2$	$T(x=11) = 18,88 \text{ t.}$
$y_2 = 0,44$	$S_2 = 0,69 \text{ m}^2$	

Cas n° 2 de l'uic.

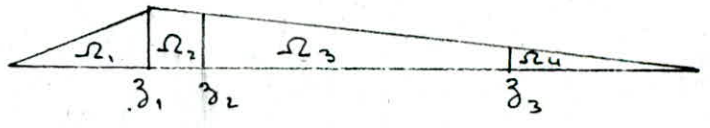


- Section $x=0$.

$M(x=0) = 0$ $T(x=0) = 148,6t.$

- Section $x=4,0m$.

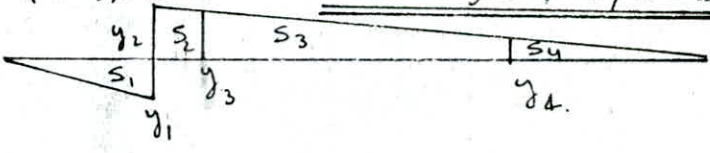
$z_1 = 3,36m$	$\Omega_1 = 6,72m^2$
$z_2 = 2,98m$	$\Omega_2 = 7,61m^2$
$z_3 = 1,02m$	$\Omega_3 = 24,4m^2$
	$\Omega_4 = 3,26m^2$



$M(x=4) = 469,6t.m$

Effort tranchant:

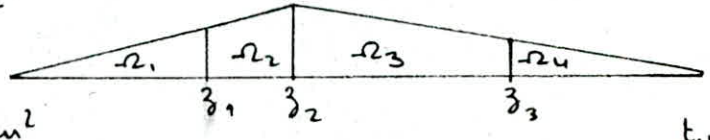
$y_1 = 0,16m$	$S_1 = 0,32m^2$
$y_2 = 0,84m$	$S_2 = 1,89m^2$
$y_3 = 0,74m$	$S_3 = 6,10m^2$
$y_4 = 0,26m$	$S_4 = 0,832m^2$



$T(x=4) = 86,58t.$

- Section $x=8,0m$.

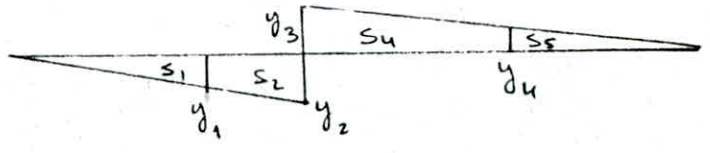
$z_1 = 4,35m$	$\Omega_1 = 13,92m^2$
$z_2 = 5,44m$	$\Omega_2 = 7,83m^2$
$z_3 = 2,05m$	$\Omega_3 = 39,69m^2$
	$\Omega_4 = 6,56m^2$



$M(x=8m) = 699,65t.m$

Effort tranchant:

$y_1 = 0,256$	$S_1 = 0,82$
$y_2 = 0,32$	$S_2 = 0,46$
$y_3 = 0,68$	$S_3 = 2,99$
$y_4 = 0,256$	$S_4 = 0,82$



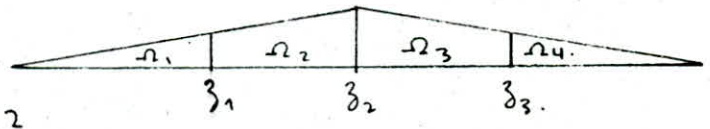
$T(x=8m) = 20,24t.$

- Section médiane : résultats déjà établis:

$M(x=12,5m) = 792,89t.m$ $T(x=12,5) = 0.$

- Section $x=11m$.

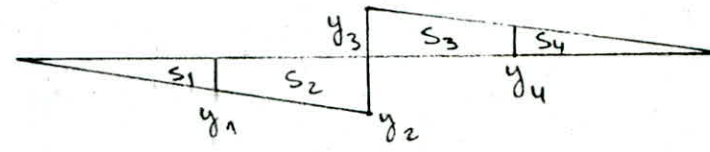
$z_1 = 3,58m$	$\Omega_1 = 11,46m^2$
$z_2 = 6,16m$	$\Omega_2 = 22,40m^2$
$z_3 = 2,82m$	$\Omega_3 = 34,12m^2$
	$\Omega_4 = 9,02m^2$



$M(x=11m) = 771,7t.m$

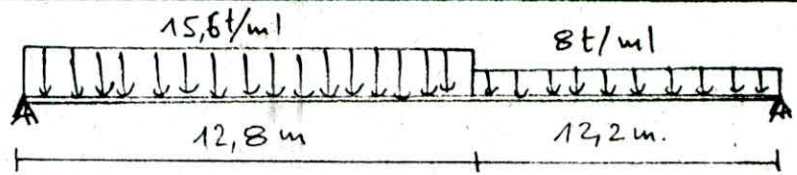
Effort tranchant:

$y_1 = 0,26$	$S_1 = 0,83$
$y_3 = 0,56$	$S_2 = 1,62$
$y_2 = 0,44$	$S_3 = 3,12$
$y_4 = 0,26$	$S_4 = 0,83$



$T(x=11) = 12,08t.$

● Cas n° 3 de l'uc:



- Section $x=0$

$M(x=0) = 0$ $T(x=0) = 174 t$

- Section $x = 4,0 m$.

$z_1 = 3,36 m$ $\Omega_1 = 6,72 m^2$
 $z_2 = 1,95 m$ $\Omega_2 = 23,36 m^2$ $\Omega_3 = 11,89 m^2$ $M(x=4m) = 564,41 t.m$

Effort tranchant:

$y_1 = 0,16$ $S_1 = 0,32 m$
 $y_2 = 0,84$ $S_2 = 5,85 m$
 $y_3 = 0,49$ $S_3 = 2,98 m$ $T(x=4m) = 110,18 t$

- Section $x = 8 m$.

$z_1 = 5,44 m$ $\Omega_1 = 21,76 m^2$
 $z_2 = 3,90 m$ $\Omega_2 = 22,42 m^2$ $\Omega_3 = 23,79 m^2$ $M(x=8m) = 911,9 t.m$

Effort tranchant:

$y_1 = 0,32$ $S_1 = 1,28 m$
 $y_2 = 0,68$ $S_2 = 2,81 m$
 $y_3 = 0,49$ $S_3 = 2,99 m$ $T(x=8,0) = 47,8 t$

- Section médiane:

$M(x=12,5m) = 935,8 t.m$

$y_1 = 0,50$ $S_1 = 3,05 m$
 $y_2 = 0,50$ $S_2 = 0,15 m$
 $y_3 = 0,49$ $S_3 = 2,99 m$ $T(x=12,5) = -21,3 t$

le troisième cas de surcharge d'uc donne le moment le plus grand à mi-travé parmi les deux premiers cas. le moment max dans le troisième cas n'est pas à mi-travé puisqu'on est en présence d'une charge qui n'est pas symétrique / au milieu, cherchons alors la section dangereuse pour ce troisième cas, pour cela, on détermine l'équation des moment jusqu'à mi-travé à partir de l'appui gauche, tout calculs faits, les équations de moment, effort tranchant; s'écrivent :

$M(x) = Rx - \frac{q x^2}{2}$ pour $x \leq 12,8 m$
 $T(x) = R - qx$ avec: $R = 174 t$; $q = 15,6 t/ml$
 $M'(x) = 0 \rightarrow T(x) = 0 \rightarrow x = R/q = 11,1 m$

$M(x=11,1) = 952,67 t.m$ $T(x=11,1) = 0$

Repartition des Efforts Sur les Poutres Principales

le calcul pour le cas d'un pont à poutres multiples se fera suivant la méthode de (courbon) dont la théorie suppose que :

- les entretoises sont infiniment rigides - les entretoises reposent sur des appuis élastiques.

le coef. de répartition (β) est donné par :

$$\beta = \frac{M_i}{M} = \frac{T_i}{T} \text{ avec : } M_i = \frac{M}{n} \left[1 - \frac{6(n+1-2i)}{n^2-1} \frac{e}{d} \right] ; T_i = \frac{M}{n} \left[1 - \frac{6(n+1-2i)}{n^2-1} \frac{e}{d} \right]$$

M_i : moment revenant à la poutre (i) ; T_i : effort tranchant revenant à (n) poutres ; T : effort tranchant à la poutre (i) ; n : nbre de Poutre de m. I

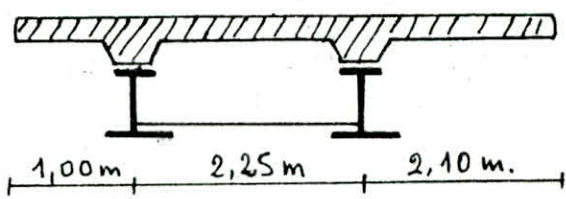
M : moment revenant à (n) poutre ; n : nombre de poutres principales

i : rang de la poutre étudiée ; e : distance entre l'axe de symétrie du système porteur et la résultante des forces verticales.

d : espacement entre deux poutres principales successives.

$$\beta = \frac{1}{n} \left[1 - \frac{6(n+1-2i)}{n^2-1} \frac{e}{d} \right] ; n=2, d=2,25m$$

$$\rightarrow \beta = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{2(3-2i)}{2,25} \frac{e}{2,25} \right]$$



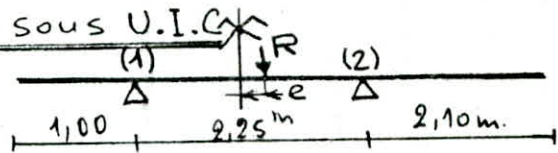
$$i = 1 \rightarrow \beta = 0,5(1 - 0,888e)$$

$$i = 2 \rightarrow \beta = 0,5(1 + 0,888e)$$

● Excentricité (e) sous (G) et sous U.I.C

a) charge permanente :

$$e = 55 \text{ cm} = 0,55 \text{ m}$$



b) surcharge U.I.C : la résultante est appliquée juste au niveau de l'axe de symétrie du système porteur $\rightarrow e=0$.

Poutre ① : $\beta = 0,26$ pour la charge permanente, $\beta = 0,5$ sous U.I.C

Poutre ② : $\beta = 0,74$ " " " " , $\beta = 0,5$ " " "

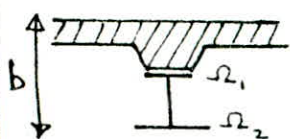
● Tableau des moments flechissants / effort tranchant non ponderés et non majorés.

x (m)	$x = 0 \text{ m}$		$x = 4 \text{ m}$		$x = 8 \text{ m}$		$x = 11 \text{ m}$		$x = 12,5 \text{ m}$	
	M (t.m)	T (t)	M (t.m)	T (t)	M (t.m)	T (t)	M (t.m)	T (t)	M (t.m)	T (t)
C.P	0	66,3	223	45	360	24	408	7,9	414	0,00
C.C.P	0	36	122	25	198	13	223	4,5	227	0,00
U 1 ^{er} cas	0	124,3	388,7	92,5	738	60,24	872	19,88	890	0,00
I 2 ^{er} cas	0	148,6	469,6	86,6	699,7	20,24	772	12,08	793	0,00
...	0	124	544	110,47	819	12,08	852	...	836	21,37

● Efforts pondérés, majorés : Poutre (2)

Section	chargé	M(t.m)	T(t)	S _M	S _T	M _{maj}	T _{maj}	Coef. pen	M _{maj-p}	T _{maj-p}
0	C.P	0	49	1,12	1,08	0	53	1,32	0	70
0	c.c.p	0	27	1,12	1,08	0	29	1,32	0	38
0	U 1 ^{er} cas	0	62	1,12	1,08	0	68	1,60	0	109
0	H 2 ^{er} cas	0	74	1,12	1,08	0	80	1,60	0	128
0	D 3 ^{er} cas	0	87	1,12	1,08	0	94	1,60	0	150
4 m	C.P	165	33	1,12	1,08	185	36	1,32	244	48
4 m	c.c.p	90	18,5	1,12	1,08	101	20	1,32	133	26
4 m	U 1 ^{er} cas	195	47	1,12	1,08	218	51	1,60	349	81,6
4 m	H 2 ^{er} cas	235	44	1,12	1,08	263	48	1,60	421	77
4 m	D 3 ^{er} cas	282	55	1,12	1,08	316	59	1,60	506	94
8 m	C.P	266	17,8	1,12	1,08	197	19	1,32	260	25
8 m	c.c.p	147	10	1,12	1,08	109	10,8	1,32	143	14
8 m	U 1 ^{er} cas	369	30	1,12	1,08	413	32,4	1,60	661	52
8 m	H 2 ^{er} cas	350	10	1,12	1,08	392	10,8	1,60	627	17
8 m	D 3 ^{er} cas	456	23,9	1,12	1,08	511	25,8	1,60	817	41,3
11 m	C.P	302	5,9	1,12	1,08	338	6,4	1,32	446	10,24
11 m	c.c.p	165	3,3	1,12	1,08	185	3,6	1,32	244	5,76
11 m	U 1 ^{er} cas	436	9,5	1,12	1,08	488	10,3	1,60	780	16,5
11 m	H 2 ^{er} cas	386	6,04	1,12	1,08	432	6,52	1,60	691	10,4
11 m	D 3 ^{er} cas	476	0	1,12	1,08	533	0	1,60	853	0
Section	chargé	M(t.m)	T(t)	S _M	S _T	M _{maj}	T _{maj}	Coef. pen	M _{maj-p}	T _{maj-p}
12,5m	C.P	306	0	1,12	1,08	343	0	1,32	453	0
12,5m	c.c.p	168	0	1,12	1,08	188	0	1,32	248	0
12,5m	U 1 ^{er} cas	445	0	1,12	1,08	498	0	1,60	798	0
12,5m	H 2 ^{er} cas	396	0	1,12	1,08	444	0	1,60	710	0
12,5m	D 3 ^{er} cas	468	-10,66	1,12	1,08	524	-11,5	1,60	838	-18,4

● Predimensionnement : on fait une première approximation de base par la formule de Pied. d'après (CIOLINA)



$$\Omega_1 = \frac{g}{8} \left(\frac{M_1}{b \sigma_{sen}} \right); \quad M_1 (eP + c.c.p + eoffrage.)$$

$$\Omega_2 = \frac{5}{6} \left(\frac{M_2}{b \sigma_{sen}} \right); \quad M_2 (eP + surcharge)$$

• Moments dus au coffrage: $q = 0,37 \text{ t/ml}$; $M(x) = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2}$

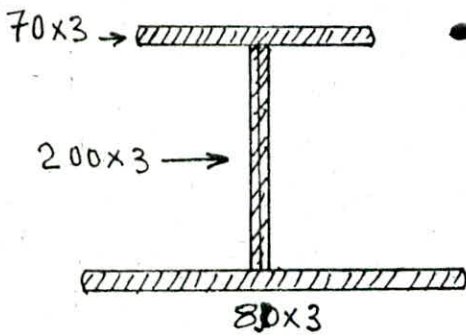
Section (m)	0	4	8	11	12,5
M (t.m)	0	15,5	25,6	28,5	28,9

- Section superieur

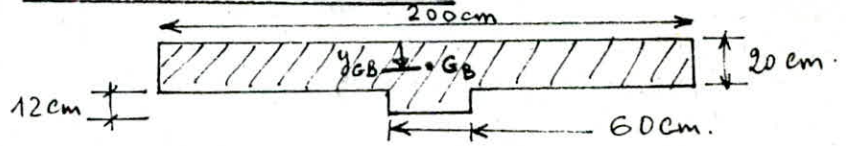
x(m)	0	4	8	11	12,5
M ₁	0	393	429	866	879
Ω ₁ (H)	0	77	84	171	173
Ω ₁ reel	210	210	210	210	210

- Section inferieur

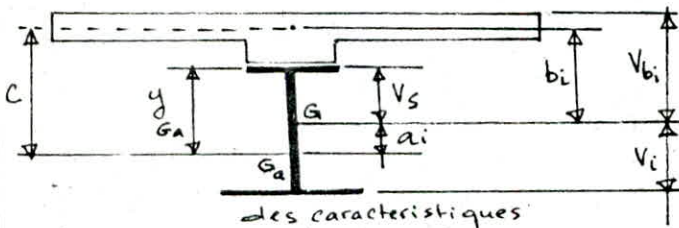
x(m)	0	4	8	11	12,5
M ₂	0	750	1077	1394	1346
Ω ₂ (th)	0	109	157	203	196
Ω ₂ (reel)	240	240	240	240	240



• On considère la section a x = 4 m.



- $y_{GB} = 12,4 \text{ cm}$
- $I_{GB} = 298185 \text{ cm}^4$
- $A_b = 4720 \text{ cm}^2$
- $A_a = 1050 \text{ cm}^2$



- $y_{Ga} = 105,9 \text{ cm}$
- $I_a = 6627520 \text{ cm}^4$

• Determination de la section mixte

- $a_i = \frac{A_b \cdot c}{n_i \sum A_i}$; $b_i = \frac{A_a \cdot c}{\sum A_i}$; $V_{bi} = b_i + y_{GB}$ avec $y_{GB} = 12,4 \text{ cm}$

- $V_i = b - V_{bi}$ avec $b = 238 \text{ cm}$; $V_s = V_{bi} - 32$; $c = 125,5 \text{ cm}$.

• Section mixte homogénéisée

avec $\sum A_i = A_a + \frac{A_b}{n_i}$ on dresse:

n_i	∞	18	15	6
$\sum A_i$	1050	1312	1365	1837

n_i	a_i (cm)	b_i (cm)	V_{bi} (cm)	V_i (cm)	V_s (cm)
∞	0	125,5	138	100	106
18	25,1	100,4	113	125	81
15	29,0	96,5	109	129	77
6	53,7	72	84	154	52

• Inertie Mixte:

$I_{mixte} = I_a + \frac{I_B}{n_i} + c^2 \frac{A_b A_a}{n \sum A_i}$

n_i	∞	18	15	6
I_{mixte} (cm ⁴)	6627520	9949397	10459767	13759257

① Tableau des caractéristiques de la section à $x = 11 \text{ m}$.

m_i	∞	18	15	6
$I \text{ (cm}^4\text{)}$	6627520	10278329	10836977	14275429
$V_b \text{ (cm)}$	125,7	98,1	93,9	68
$V_s \text{ (cm)}$	105,9	78,3	74,1	48,2
$V_i \text{ (cm)}$	100,1	127,7	137,9	157,8
$I/V_b \text{ (cm}^3\text{)}$	52725	104876	115409	209933
$nI/V_b \text{ (cm}^3\text{)}$		1887767	1731137	1259597
$I/V_s \text{ (cm}^3\text{)}$	62583	131396	146247	296171
$I/V_i \text{ (cm}^3\text{)}$	66209	80566	82160	90465
$A \text{ (cm}^2\text{)}$			1050	
$B \text{ (cm}^2\text{)}$			5320	
$W \text{ (cm}^3\text{)}$			33303	

② Vérification à la résistance:

Effet du retrait et la température:

$$m = 15 \quad \beta = \frac{5320/15}{1050 + 5320/15} = 0,252.$$

	$\sigma_b \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	$\sigma_s \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	$\sigma_i \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
température	13,7	-215	68,8
retrait.	33	-532	170

③ Tableau des contraintes dans la section $x = 11 \text{ m}$.

charges	m_i	$M \text{ (t.m)}$	$\sigma_b \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	$\sigma_s \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	$\sigma_i \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
c. P	∞	446	0	-712	673
c.c. P	18	244	-13	-186	303
retrait	15		33	-532	170
température	15		13,7	-215	68,8
Surcharges	6	853	-67,7	-288	943
total			-34	-1933	2158
σ_{adm}			-180	-2400	2400

la section passe.

Pour la section à mi-travée, les caractéristiques restent les mêmes que pour la section précédente, seules les sollicitations qui changent

charges	m_i	$M \text{ (t.m)}$	$\sigma_b \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	$\sigma_s \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	$\sigma_i \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
c. P	∞	453	0	-774	684
c.c. P	18	248	-13,1	-189	309
retrait	15		33	-532	170
température	15		13,7	-215	68,8
Surcharge	6	838	-67	-283	928
total			-33,4	-1993	2157
σ_{adm}			-180	-2400	2400.

Moment statique de la section du Béton (n=15).

$$W_{b15} = b_{15} \cdot \frac{A_b}{15} = 96,5 \cdot \frac{4720}{15} = 30365 \text{ cm}^3.$$

● Tableau des caractéristiques de la section (x=4).

n _i	∞	18	15	6
I (cm ⁴)	6627520	9949397	10459767	13759257
V _b (cm)	138	113	109	84
V _s (cm)	106	81	77	52
V _i (cm)	100	125	129	154
I/V _b (cm ³)	48026	88047	95961	163801
nI/V _b (cm ³)	/	1584860	1439417	982804
I/V _s (cm ³)	62524	122832	135841	264601
I/v _i (cm ³)	66275,2	79595	81083	89346
A (cm ²)	/	/	1050	/
B (cm ²)	/	/	4720	/
W (cm ³)	/	/	30365	/

● Verification à la résistance pour la section x=4 m.

- Effet du retrait et de la température :

$$m = 15, \quad \beta = B_{15} / (A + B_{15}) = \frac{4720/15}{1050 + 4720/15} = 0,231.$$

$$\sigma_{ib} = E_{b(15)} \cdot \epsilon_r = \frac{21 \cdot 10^5}{15} \cdot 4 \cdot 10^{-4} = 56 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b = \sigma_{ib} (1 - \beta - m \cdot W \cdot V_b / I_{(15)}) = 56 (1 - 0,231 - 30365 / 95961) = 25,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \sigma_{ib} (-m\beta - m \cdot W \cdot V_s / I_{(15)}) = 15 \cdot 56 (-0,231 - 30365 / 135841) = -382 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_i = \sigma_{ib} (-m\beta + m \cdot W \cdot V_i / I_{15}) = 15 \cdot 56 (-0,231 - 30365 / 81083) = 121 \text{ Kg/cm}^2$$

● Contraintes développées par le retrait :

$$\sigma_b = 1,32 \cdot (25,3) = 33,4 \text{ Kg/cm}^2 \quad * \quad \sigma_s = 1,32 \cdot (-382) = -504 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_i = 1,32 \cdot (121) = 160 \text{ Kg/cm}^2.$$

Pour les contraintes développées par la température, elles seront prises égales au (1/3) de celle engendrées par le retrait.

$$\sigma_b = 1,6 \cdot \frac{25,3}{3} = 13,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1,6 \cdot \frac{-382}{3} = -204 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_i = 1,6 \cdot \frac{121}{3} = 65 \text{ Kg/cm}^2.$$

● Contraintes dues aux charges e.p.

$m = \infty \quad \sigma_b = 0 \quad M = 244 \text{ t.m}$
 $\sigma_s = -\frac{M}{I} V_s = -244 \cdot 10^5 / 62524 = -390 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_i = \frac{M}{I} V_i = 244 \cdot 10^5 / 66275,2 = 368 \text{ Kg/cm}^2$

● contraintes dues aux charges e.c.p

$m = 18 \quad M = 133 \text{ t.m}$
 $\sigma_b = -\frac{M}{mI} V_b = -133 \cdot 10^5 / 1584860 = -8,39$
 $\sigma_s = -\frac{M}{I} V_s = -133 \cdot 10^5 / 122832 = -108 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_i = \frac{M}{I} V_i = 133 \cdot 10^5 / 79595 = 167 \text{ Kg/cm}^2$

● Contraintes dues aux surcharges:

$m = 6 \quad M = 506 \text{ t.m}$
 $\sigma_b = -\frac{M}{mI} V_b = -506 \cdot 10^5 / 982804 = -52 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma_s = -\frac{M}{I} V_s = -506 \cdot 10^5 / 264601 = -191$
 $\sigma_i = \frac{M}{I} V_i = 506 \cdot 10^5 / 89346 = 566 \text{ Kg/cm}^2$

charges	m_i	M(t.m)	σ_b (Kg/cm ²)	σ_s (Kg/cm ²)	σ_i (Kg/cm ²)
e. p	∞	244	0	-390	368
c. e. p	18	133	-8,39	-108	167
temperature	15		13,5	-204	65
retrait	15		33,4	-504	160
Surcharge	6	506	-52	-191	566
Total			-13,5	-1397	1326
σ_{adm}			-180	-2400	2400

le P. R. S. Passe pour la section (1) a $x = 4 \text{ m}$.

● Vérification de la section située a $x = 11 \text{ m}$, largeur de la dalle: 230 cm.

* $y_{gb} = 12,2 \text{ cm}$ * $I_{gb} = 321354 \text{ cm}^4$ * $A_b = 5320 \text{ cm}^2$ * $A_a = 1050 \text{ cm}^2$
 * $c = 125,7 \text{ cm}$

● Section homogénéisée:

m_i	∞	18	15	6
$\sum A_i$	1050	1346	1405	1937

m_i	a_i (cm)	b_i (cm)	V_{bi} (cm)	V_i (cm)	V_s (cm)
∞	0	125,7	137,9	100,1	105,9
18	27,6	98,1	110,3	127,7	78,3
15	37,7	93,9	106,1	137,9	74,1
6	57,5	68,0	80,2	157,8	48,2

● Inertie mixte

m_i	∞	18	15	6
I_{mixt}	6627520	10288329	10836977	14275429

● Moment statique

33303 cm^3

- Vérification au cisaillement: on considère la poutre n°(2) la plus sollicitée on calculera l'effort tranchant résultant ($C_P + e_P + \text{surchargé max}$) pour les différentes sections étudiées

x_i (m)	0	4	8	11	12,5
T_i (t)	258	168	115	32,5	-18,4
$\bar{\tau}_i$ (kg/cm ²)	430	280	192	54	-31

la section d'âme du profilé utilisé est égale à: $A_a = 200 \cdot 3 = 600 \text{ cm}^2$
 il s'agit de vérifier dans chaque section: $\bar{\tau}_i = \frac{T_i}{A} \leq \bar{\tau} = \sigma_{\tau}$
 $\bar{\tau} = \frac{2400}{1,54} = 1558 \text{ kg/cm}^2$, Donc la vérification est justifiée.

- Voilement des âmes des poutres: l'âme de la poutre est une plaque de dimension ($a \times b$), d'épaisseur (e) délimitée par les semelles et les raidisseurs verticaux. la flexion introduit dans la tôle des contraintes de compression dans la partie supérieure et de traction dans la partie inférieure. l'étude de la stabilité par la méthode de l'énergie conduit à définir une contrainte (σ^*) dite critique. Pour notre cas, l'âme des poutres utilisées est divisée en (5) Panneaux élémentaires égaux avec $a = 5 \text{ m}$; $b = 2 \text{ m}$, $e = 3 \text{ cm}$.

- Méthode des raidisseurs rigides: Dans la vérification de la stabilité des panneaux élémentaires non raidis, on doit vérifier:

$$\left(S_{\sigma} \cdot \frac{\sigma}{\sigma^*} \right)^2 + \left(\frac{\bar{\tau}}{\bar{\tau}^*} \right)^2 \leq 1,8 ; (\sigma^*, \bar{\tau}^*) \text{ contraintes critiques des P. élémentaires}$$

$$\sigma^* = \sigma_c \cdot K_{\sigma} = \frac{\pi^2 E}{(1-\nu^2) 12} \cdot \left(\frac{e}{b} \right)^2 K_{\sigma} ; \bar{\tau}^* = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{e}{b} \right)^2 K_{\bar{\tau}}, E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_{\sigma} = \begin{cases} 1,8 & \text{si } \psi = 1 \\ 1,4 + 0,4\psi & \text{si } -1 \leq \psi \leq 1 \\ 1 & \text{si } \psi < -1 \end{cases}$$

$$\nu = 0,3$$

$$\psi = \frac{\sigma_{\text{traction}}}{\sigma_{\text{compression}}}$$

Valeurs ($K_{\sigma}, K_{\bar{\tau}}$): pour un panneau non raidi et articulé sur les bords:

- Pour $\psi \leq -1$, et $\alpha = \frac{a}{b} = \frac{5}{2} = 2,5 > 0,667 \Rightarrow K_{\sigma} = 23,9$.

- Pour $0 \leq \psi \leq 1$: $\alpha \geq 1 \rightarrow K_{\sigma} = \frac{8,4}{4+1,1}$; $\alpha \leq 1 \rightarrow K_{\sigma} = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha} \right)^2 \frac{2,1}{4+1,1}$.

- Pour $-1 \leq \psi \leq 0$:

$$K_{\sigma} = (1+\psi) K_{\sigma} \Big|_{(\psi=0)} - \psi K_{\sigma} \Big|_{(\psi=-1)} + 10\psi(1+\psi)$$

$$K_{\sigma}(\psi=0) = 7,64$$

$$K_{\sigma}(\psi=-1) = 23,9$$

Cisaillement: $\alpha \geq 1 \rightarrow K_{\bar{\tau}} = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2}$

$(-\alpha) \geq 1 \rightarrow K_{\bar{\tau}} = 4 + \frac{5,34}{\alpha^2}$

● Efforts sollicitant le milieu des panneaux 1, 2, 3.

Panneau	efforts charges	c. P	c. c. P	Surcharge (uk)
① $x = 2,5m$	M(t.m)	149	82	382
	T(t)	53	29,1	133
② $x = 7,5m$	M(t.m)	348	191	854
	T(t)	27	15	55
③ $x = 12,5m$	M(t.m)	414	227	936
	T(t)	0	0	-21,32

● Efforts pondérés, majorés revenant à la poutre ②.

	Panneau ①			Panneau ②			Panneau ③		
	c. P	c. c. P	U. I. C	c. P	c. c. P	U. I. C	c. P	c. c. P	U. I. C
Cef. de repartit	0,74	0,74	0,5	0,74	0,74	0,5	0,74	0,74	0,5
M(t.m)	110	61	191	258	141	427	306	168	468
T(t)	39	22	66,5	20	11	27,5	0	0	-11
Coeff de Pond	1,32	1,32	1,6	1,32	1,32	1,6	1,32	1,32	1,6
Majoration	1,12 / 1,08	1,12 / 1,08	1,12 / 1,08	1,12 / 1,08	1,12 / 1,08	1,12 / 1,08	1,12 / 1,08	1,12 / 1,08	1,12 / 1,08
Mmaj-pond	162,4	90,7	342,7	382	208	765	452,3	249	839
Tmaj. Pond	58,2	32,5	119	29	17	49,3	0	0	20,2

Verification des contraintes Pour les sections : $x = 2,5m$, $x = 7,5m$.

- section $x = 2,5m$.

charges	n	M(t.m)	σ_b (Kg/cm ²)	σ_s (Kg/cm ²)	σ_i (Kg/cm ²)
c. P	∞	162,4	0	-260	245
c. c. P	18	90,7	-9,1	-74	114
Retrait	15		33,4	-504	160
Temperature	15		13,5	-204	65
Surcharge	6	342,7	-46	-130	383
Total			-8,2	-1172	967
σ_{adm}			-180	-2400	2400

la section passe.

- section $x = 7,5$.

charges	n	M(t.m)	σ_b (Kg/cm ²)	σ_s (Kg/cm ²)	σ_i (Kg/cm ²)
c. P	∞	382	0	-615	577
c. c. P	18	208	-11,1	-159	259
Retrait	15		33	-532	170
Temperature	15		13,7	-215	68,8
Surcharge	6	765	-60,5	-259	841
Total			-24,9	1780	1916
σ_{adm}			-180	-2400	2400

• Verification au voilement:

Panneau	①	②	③
a (m)	5,00	5,00	5,00
b (m)	2,00	2,00	2,00
$\alpha = a/b$	2,50	2,50	2,50
e (cm)	3,10	3,10	3,10
KG	5,98	5,98	5,98
σ_c (kg/cm ²)	427	427	427
$\sigma^* = \sigma_c \cdot KG$	2554	2554	2554
σ (kg/cm ²)	350	159	34
$(\sigma/\sigma^*)^2$	$188 \cdot 10^{-3}$	$3,89 \cdot 10^{-3}$	$0,17 \cdot 10^{-3}$
σ_i (kg/cm ²)	967	1916	2157
σ_s (kg/cm ²)	-1772	-1780	-1993
$\psi = \sigma_i/\sigma_s$	-0,83	-1,07	-1,08
S σ	1,068	1	1
K σ	19,72	23,9	23,9
$\sigma^* = \sigma_c \cdot KG$	8422	10205	10205
$\sigma = \max \sigma_i, \sigma_s $	1772	1916	2157
$(\sigma/\sigma^*)^2 = B$	$50,5 \cdot 10^{-3}$	$35,4 \cdot 10^{-3}$	$44,7 \cdot 10^{-3}$
$B + (E/\sigma^*)^2$	$69,3 \cdot 10^{-3}$	$39,1 \cdot 10^{-3}$	$44,5 \cdot 10^{-3}$
observation	Pas de Voilement	Pas de Voilement	Pas de Voilement

• Deformation: les déformations doivent être inférieures à certaines limites pour des raisons de rigidité de l'ouvrage. le calcul doit être exact et précis pour des raisons esthétiques afin de prévoir des contre flèches bien précises lors de l'usinage des poutres. le calcul s'effectue pour la poutre n°(2) avec les efforts (étant plus défavorables sur celle-ci) non pondérés et non majorés

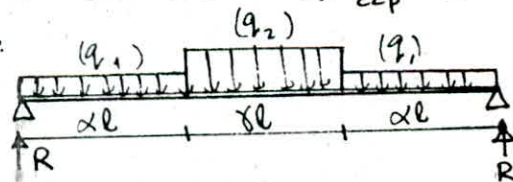
- charges permanentes: la formule donnant la flèche au milieu d'une poutre à inertie constante et sous une charge uniforme s'écrit sous la forme:

$$S = (M_{max} \cdot l^2) / (9,6 EI) \text{ avec: } M = 306 \text{ t.m} * l = 25 \text{ m} * E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 6627520 \text{ cm}^4; \text{ avec ces données, on trouve: } S_{cp} = 1,43 \text{ cm.}$$

- charges complémentaires de charges permanentes: la même formule précédente est applicable et avec: $M = 168 \text{ t.m} * I = 10288239 \text{ cm}^4 \Rightarrow S_{ccp} = 0,5 \text{ cm}$

- Surcharges U.I.C: on a le schéma suivant:



$$\alpha l = 9,30 \text{ m}; \quad \delta l = 6,4 \text{ m}$$

$$R = 124,32 \text{ t.}$$

$$\text{Pour } 0 \leq x \leq \alpha l \Rightarrow M_1(x) = \left(Rx - q_1 \frac{x^2}{2} \right); \text{ Pour } \alpha l \leq x \leq l/2 \Rightarrow$$

$$M_2(x) = Rx - q_1 \alpha l \left(x - \frac{\alpha l}{2} \right) - \frac{1}{2} q_2 (x - \alpha l)^2$$

on utilise une charge unitaire au milieu de la travée:

$$\bar{R} = \frac{1}{2} \Rightarrow \bar{M}(x) = \frac{1}{2} x \text{ pour } 0 \leq x \leq l/2$$

$$\text{le chargement étant symétrique} \Rightarrow \delta_{l/2} = \int_0^{l/2} \frac{M \bar{M}}{EI} dx$$

$$= \int_0^{\alpha l} \frac{M_1 \bar{M}}{EI} dx + \int_{\alpha l}^{l/2} \frac{M_2 \bar{M}}{EI} dx \Rightarrow \delta = 1,87 \text{ cm. avec: } E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } I = 14275429 \text{ cm}^4$$

• flèche retrait: $M(\text{retrait}) = mV \sigma_{ib} = 15,56 \cdot 33303 = 279,7 \text{ t.m.}$

● flèche totale: $\delta_T = \delta_{cp} + \delta_{scp} + \delta_{surch} + \delta_{ret} = 4,29 \text{ cm}$

d'où, on prévoit lors de l'usinage des poutres, une contre flèche de 4,3 cm.

Connecteurs.

les connecteurs ont pour but d'empêcher le soulèvement du béton / à l'acier. ils sont enrésés dans le béton et fixés à la membrure de la poutre par soudure. ils doivent assurer une liaison aussi continue^{que} possible entre les deux matériaux à cet effet, on doit disposer d'un grand nombre de petits connecteurs dont l'espacement ne dépasse pas trois fois l'épaisseur de la dalle.

- épaisseur de la dalle $h_t = 20 \text{ cm}$.

- (b) distance entre extrémité du

connecteur et la fibre extérieure $l = 3 \text{ cm}$

- rayon de courbure du connecteur $r = 80 \text{ mm}$.

- (d) distance entre le centre de courbure du connecteur

et la fibre la plus proche $d = (3 + 8) = 11 \text{ cm}$; (ϕ) diamètre des barres = 20

$\bar{\sigma}_n = 1600 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{\sigma}'_{b_0}$: Contrainte de compression simple du béton = 75 kg/cm^2

le rayon de courbure doit satisfaire à la condition de non écrasement du béton dans la boucle du connecteur, la condition est représentée par la formule suivante:

$$R \geq 0,1 \cdot \phi \frac{\bar{\sigma}_n}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \left(1 + \frac{\phi}{d}\right)^2, \quad \gamma = 1 \text{ pour un seul lit}, \quad R \geq 5,04 \text{ cm}.$$

$$R = 8 \text{ cm} > R = 5,04 \text{ cm}. \quad \text{o. k.}$$

● Effort que peut transmettre un connecteur: nous pouvons faire travailler

le connecteur à son taux de travail max puisque la condition de non écrasement est satisfaite. un connecteur peut transmettre dans son

plan un effort max égal à $F = 2 \cdot \Omega \cdot \bar{\sigma}_n = 2 \cdot \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot \bar{\sigma}_n = 10053,1 \text{ kg}$.

le connecteur est incliné de (45°) , donc l'effort qu'il doit reprendre se décompose en une composante verticale et autre horizontale.

$F_H = F_V = \frac{F}{\sqrt{2}}$, Coef. de frottement Béton-acier = 0,4. $\rightarrow F'_H = 0,4 F_V$; d'où l'effort de glissement que pourra prendre le connecteur est:

$$\bar{F} = F_H + F'_H = \frac{F}{\sqrt{2}} + 0,4 \frac{F}{\sqrt{2}} = 0,98 F / \text{connecteur}.$$

nous faisons le calcul sur des trapezons de poutres égal à $\frac{l}{6} = 4,17 \text{ m}$.

il faut que le nombre de connecteur soit suffisant pour s'opposer aux efforts de glissement dus aux sollicitations suivantes:

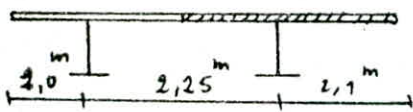
A): (CCP + retrait partiel + surcharge); B): (CCP + retrait total).

C): (CCP + retrait total + surcharge).

● Effort du retrait: la contrainte de traction dans le béton est égale à:

$$\sigma = \epsilon \cdot E = 10^{-4} \cdot 10^4 = 1 \text{ kg/cm}^2$$

● l'effort du retrait dans le béton: $F_T = \sigma_b \cdot (\bar{S})$; (\bar{S}) désigne la section du béton soumise au retrait, on considère la poutre n°(2) $\rightarrow \bar{S} = 6450 \text{ cm}^2$.



donc $F_T = 6450 \sigma_b$, le retrait partiel engendre

un effort égal à: $F_T = 6450 \cdot 21 = 135450 \text{ Kg}$.

le retrait total: $F_T = 6450 \cdot 56 = 361200 \text{ Kg}$.

Par tronçon de mètre on a: pour le retrait partiel: $\frac{135450}{4,17} = 32482 \text{ Kg/ml}$

Pour le retrait total on a: $\frac{361200}{4,17} = 86619 \text{ Kg/ml}$.

● Efforts engendrés par les surcharges:

$G = \frac{T M_s}{I}$; (T) effort tranchant; (M_s) moment statique de la section du béton/au C. D. G de la section mixte. (I) inertie mixte.

on considère sur la demi-portée les trois tronçons suivants:

$(0 \div 4\text{m})$; $(4\text{m} \div 8\text{m})$; $(8\text{m} \div 12,5\text{m})$.

type surch.	tronçon facteur	tronçon ①	tronçon ②	tronçon ③
C. C. P	T (Kg)	38000	26000	14000
	M_s (cm^3)	30365	33303	33303
	I (cm^4)	9949397	10836917	10836917
	G (Kg/ml)	11597	7990	4302
U. I. C.	T (Kg)	150000	94000	52000
	M_s (cm^3)	30365	33303	33303
	I (cm^4)	13759257	14275429	14275429
	G (Kg/ml)	33103	21929	12131
Demarrage	G (Kg/ml)	± 3300	∓ 3300	± 3300
retrait partiel	G (Kg/ml)	-32482	-32482	-32482
retrait total	G (Kg/ml)	-86619	-86619	-86619
max (+)	G (Kg/ml)	48000	33219	19733
max (-)	G (Kg/ml)	-75022	-78629	-73468
min (-)	G (Kg/ml)	-20885	-5863	-19337

● Eppure des connecteurs:

* tronçon ①: $e_0 = \frac{0,98F}{48000} = 0,2\text{m} \rightarrow n_0 = \frac{400}{20} = 20$ connecteurs

$e_1 = \frac{0,98F}{75022} = 0,13\text{m} \rightarrow n_1 = 31$.

* tronçon ② $e_0 = 25\text{cm}$, $e_1 = 13\text{cm}$.

$n_0 = 16$; $n_1 = 31$.

* tronçon ③ $e_0 = 45\text{cm} \rightarrow n_0 = 9$; $e_1 = 13 \rightarrow n_1 = 35$

pour (e_0) l'orientation du connecteur sera

Pour (e_1) l'orientation sera

● Verification a la fatigue: on peut avoir une rupture des arceaux par fatigue dans le domaine elastique qui fait suite à un chargement et dechargement repetées, pour cela il faut vérifier que le nombre des arceaux prévus en tout point est satisfaisant pour supporter les efforts saccadés de fatigue: $\Delta G = \frac{(T_{max} - T_{min}) m_s}{I}$; (T_{max}, T_{min}): efforts tranchants extrêmes provoqués par les surcharges de trafic ($n=6$). Dans ce cas l'effort admissible par arceau en tenant compte des efforts de fatigue est: $G' = 0,56 d'$; $d' = 2(20\text{cm}) = 4\text{cm} \rightarrow G' = 0,56 \cdot 16 = 8,96\text{ t}$.

tranchons	0 ÷ 4 m	4 m ÷ 8 m	8 m ÷ 12,5 m.
$T_{max} (\text{t})$	150	94	52
$T_{min} (\text{t})$	77	25	0
$m_s (\text{cm}^3)$	56640	56640	60293
$I (\text{cm}^4)$	13759257	13759257	14275429
$\Delta G (\text{t/ml})$	30,1	28,4	21,96
n_{min}	14	14	11

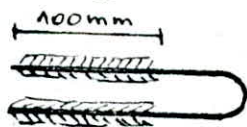
$$m_s = \frac{A_b \cdot b_n}{n}$$

$$n_{min} = \frac{\Delta G \cdot 25/6}{G'}$$

le nombre des arceaux pris pour chaque section est supérieur à n_{min} , donc la fatigue est vérifiée.

● Assemblages des arceaux: les arceaux sont fixés à l'aide d'un pistolet électrique, la soudure; à la base etant lineaire; est sollicitée à un effort de cisaillement ($T = 10053\text{ Kg}$) effort revenant à chaque

Arceau



$$a = 8\text{mm} \rightarrow ax = 7,2\text{mm}$$

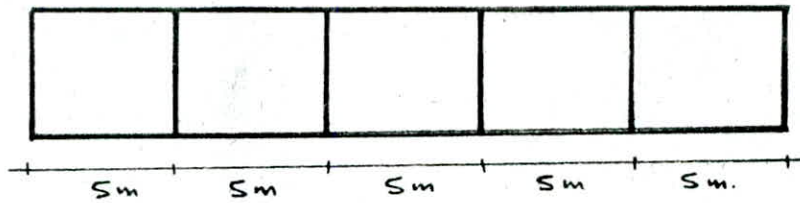
$$\sigma_{en} = 1600\text{ Kg/cm}^2$$

on doit vérifier:

$$\frac{T/4}{0,75 \cdot l_{ax}} \leq \sigma_{en} \Rightarrow ax = \frac{T}{4 \cdot 0,75 \cdot \sigma_{en}} = 2,09 < 7,2\text{mm}$$

ENTRETOISES

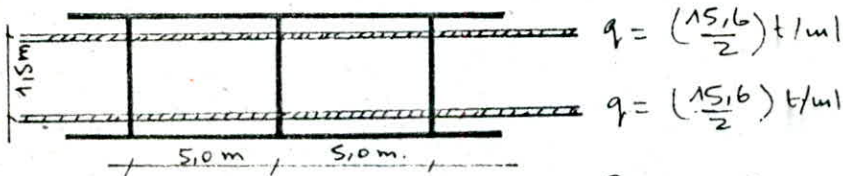
Le rôle des entretoises est double; Elle doivent d'une part garantir l'indéformabilité du contour de la section, et d'autre part assurer la liaison entre les différents éléments de l'ouvrage. La dalle ne repose pas sur les entretoises intermédiaires qui doivent résister aux efforts de repartition qui résultent en leurs nœuds. Pour avoir les efforts les plus défavorables, les surcharges doivent être appliquées dans les positions les plus défavorables à l'aide du tracé des lignes d'influences de réactions.



a) (cp + ccp): $cp + c.c.p = 5,3 + 2,91 = 8,21 \text{ t/ml}$

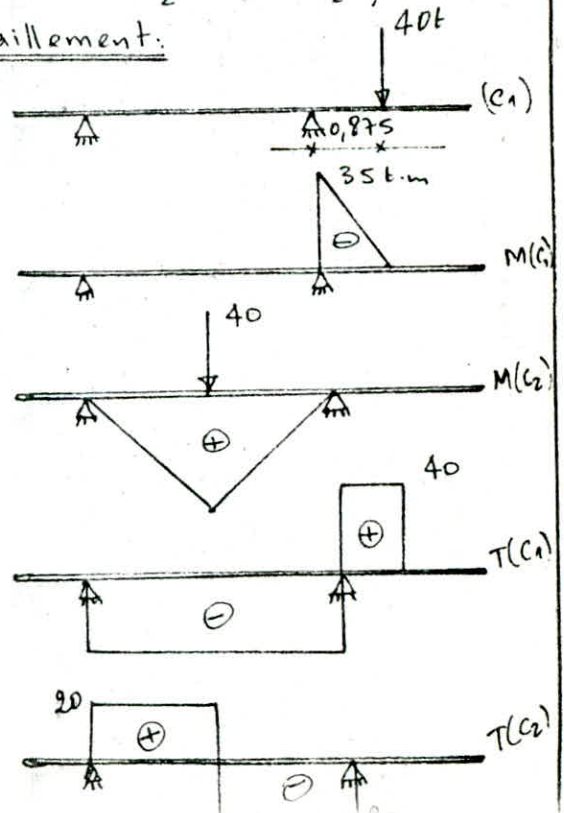
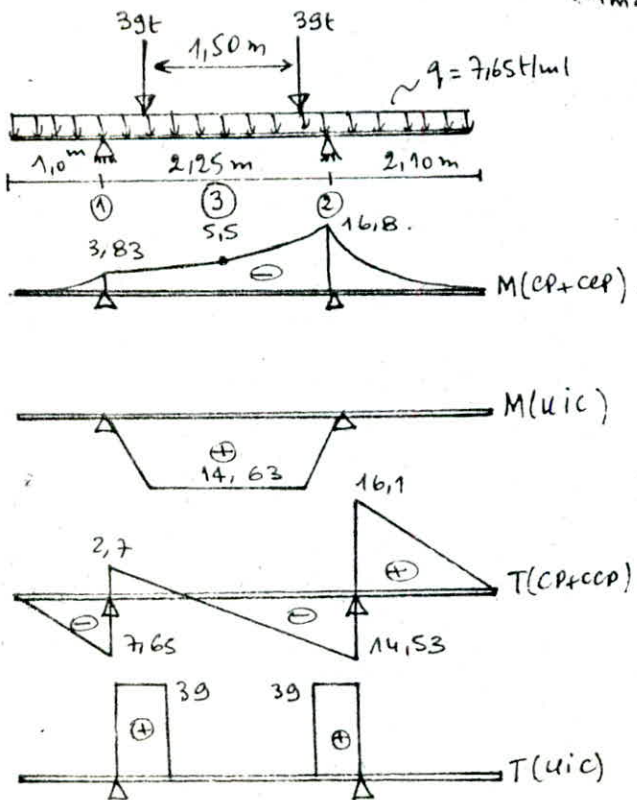
$q = \frac{8,21}{5,35} = 1,53 \text{ t/ml}^2 \rightarrow R_{max} = ql = 1,53 \cdot 5,00 = 7,65 \text{ t/ml}$

b) Surcharge U.I.C: en prendra le troisième cas:

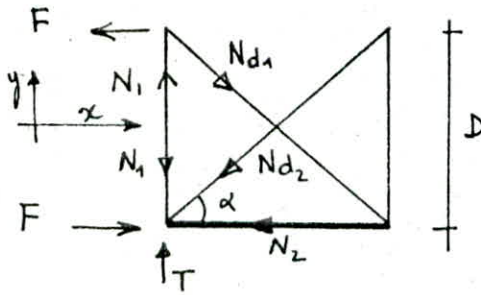


$R_{1max} = R_{2max} = (1 \cdot \frac{1}{2} \cdot 10) (\frac{15,6}{2}) = 39 \text{ t}$

• déraillement:



Sollicitations	Section 1	Section 2	Section 3
M (t.m)	0	0	14,63
T (t.m)	0	-35	0
T (G ₁) (t)	0	0	22,5
T (G ₂) (t)	39	39	0
T (G ₁) (t)	-15,56	40	-15,56
T (G ₂) (t)	20	-20	-20
M _{max} (t.m)	0	-35	22,5
T _{max} (t)	39	40	-20
S _M = φ _M	1,12	1,12	1,12
dt = φ _t	1,08	1,08	1,08
Coeff. de Poisson	1,16	1,16	1,16
132 M (t.m)	-5,1	-22,2	-7,26
132 T (t.m)	3,6	21,3	-7,8
M _{total}	-5,1	-67,4	17,94
T _{total}	45,7	66,1	-30,2



$$D = 1,8 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \frac{D}{2,25} = 0,8$$

$$\Rightarrow \alpha = 38,66^\circ$$

$$\sin \alpha = 0,62$$

$$\cos \alpha = 0,78$$

$$M = -61,4 \text{ t.m.}$$

$$T = 66,1 \text{ t.}$$

$$F = \frac{M}{D} = 34,11 \text{ t.}$$

Noeud 1: $\sum F_x = 0 \Rightarrow N_{d1} \cos \alpha = F \rightarrow N_{d1} = \frac{F}{\cos \alpha} = \frac{34,11}{0,78} = 43,68 \text{ t.}$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow N_{d1} \sin \alpha = N_1 \rightarrow N_1 = 70,46$$

Noeud 2: $\sum F_x = 0 \Rightarrow N_2 + N_{d2} \cos \alpha = F$, $\sum F_y = 0 \Rightarrow N_1 + N_{d2} \sin \alpha = T$.

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow (T - N_1) / \sin \alpha = -70,3 \text{ donc on change la direction sens de } N_{d2}.$$

$$N_2 = F - N_{d2} \cos \alpha = 39,6 \text{ t.}$$

• Vérification au flambement: la membrure inférieure est sollicitée en compression, on adopte une cornière à aigles égaux 180x180x18

$$A = 61,91 \quad i_x = i_y = 5,58 \text{ cm.} \quad \lambda_x = \lambda_y = \frac{l_x}{i_x} = \frac{225}{5,58} = 40,3$$

$$\rightarrow K = 1,068, \text{ on doit vérifier } K \lambda \leq \lambda_{eu} : \frac{1,068 \cdot 39,6 \cdot 10^3}{61,91} = 683 < 2400$$

les deux diagonales étant sollicitées en traction,

$$\text{il suffit de vérifier: } \frac{N_{d1,2}}{A} \leq \sigma_e ; \quad \frac{7030}{61,91} = 114 < \sigma_e.$$

$$\frac{N_{d1}}{A} = \frac{43680}{61,91} = 705,5 \text{ Kg/cm}^2 < 2400.$$

• fixation des cornières: l'attache des cornières formant les entretoises aux redresseurs s'effectue à l'aide des Boulons à Haute résistance (HR φ24).

En ce qui concerne la membrure inférieure, l'effort de compression étant égal à (39,6t); Pour des φ24 on Ar = 353 mm² (CM 66); d = 25mm le coefficient de frottement (φ) sera pris égal à (0,3); d'où la précontrainte d'un boulon sera égal à: No = 0,8 Ar · Ven = 0,8 · 353 · 88 = 24851 Kg.

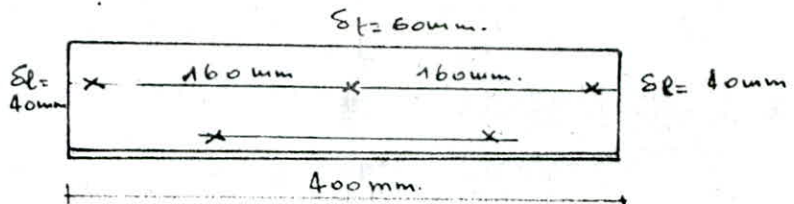
donc, l'effort repris par un seul boulon est égal à $8,2t \Rightarrow$ le nombre de boulons nécessaires pour reprendre les $(39,6t)$ ser: $n = \frac{39,6}{8,2} = 4,83$.
 on prendra (5 boulons) disposés dans deux rangées.

pour la pince longitudinale, on a $S_e > \max(1,5d ; \frac{98T}{e S_e}) = 1,5d = 37,5$
 on prend: $S_e = 40 \text{ mm}$.

distance entre axe des boulons: $2d \leq S \leq 7d \Leftrightarrow 17,5 \leq S \leq 75 \text{ mm}$

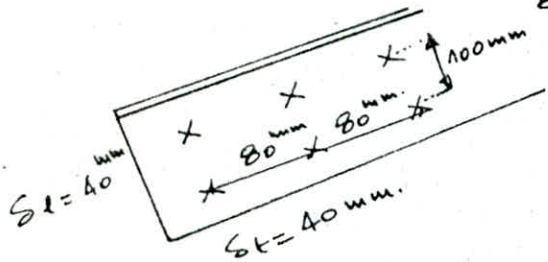
S_t : $1,5d \leq S_t \leq 2,5d \Leftrightarrow 37,5 \leq S_t \leq 62,5 \text{ mm}$

on prendra $S_t = 60 \text{ mm}$.



Pour les diagonales, l'effort de traction est de $43,6t$.

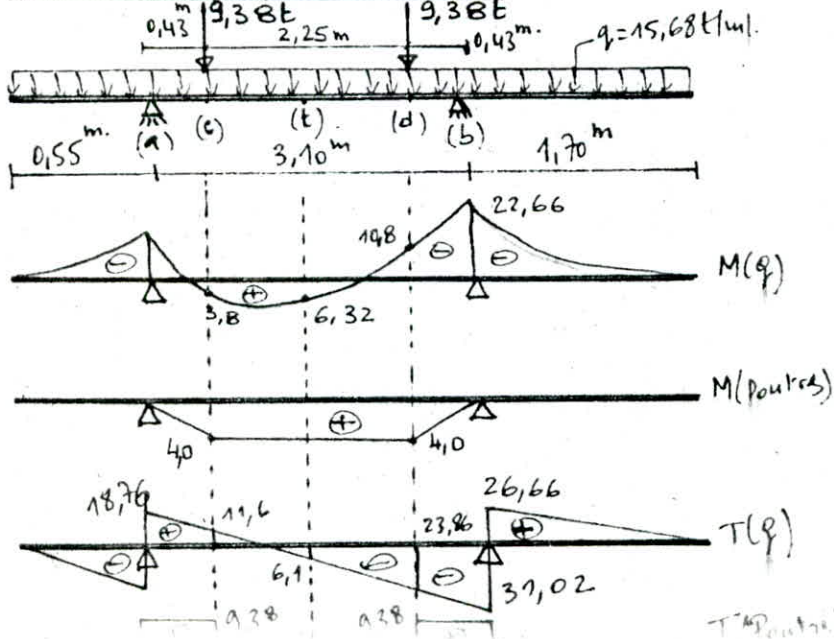
nombre de Boulons: $n = \frac{43,6}{8,2} = 5,3 \Rightarrow n = 6$ boulons.



enfin, à l'intersection des deux diagonales, on placera une plaque rectangulaire ($600 \times 400 \times 20 \text{ mm}$) assemblée aux cornières à l'aide des boulons ordinaires $\phi 20$.

Calcul du dispositif typique de

Soulever la poutre mixte:



		Sollicita. Ponderée.
$M_a(t.m)$	-2,37	-2,8
$T_a(t)$	28,14	33,8
$M_c(t.m)$	7,8	9,4
$T_c(t)$	20,98	25,2
$M_t(t.m)$	10,32	12,4
$T_t(t)$	6,1	7,3
$M_d(t.m)$	-6,8	-8,2
$T_d(t)$	14,48	17,4
$M_b(t.m)$	-22,66	-27,2
$T_b(t)$	36,04	43,3

● Section d'appui (b): $M = -27,2 \text{ t.m}$, $T = 43,25 \text{ t}$.

les efforts (traction, compression) seront pris par les semelles (supérieur, inférieur).

$$F_1 = \frac{M}{1,8} = \frac{27,2}{1,8} = 1,511 \text{ kg}$$

ici, on est en présence de deux cordons latéraux sollicités en (traction, compression) la longueur des cordons étant égale à $l = 400 \text{ mm}$, nous choisissons $(a) = 4 \text{ mm} \rightarrow a\alpha = 4,0 \text{ mm}$. on doit vérifier: $\frac{F/2}{0,75 l a \alpha} \leq \sigma_{\text{en}}$
 $\Rightarrow 6,3 < \sigma_{\text{en}} = 16 \text{ kg/cm}^2$.

l'effort tranchant sera pris par des boulons ordinaires $\phi 24$.

$$N_0 = 0,8 \text{ Ar } \sigma_{\text{en}} = 0,8 \cdot 353 \cdot 24 = 6,78 \text{ t} \Rightarrow T_a = 1,14 N_0 = 2,23 \text{ t}$$

ici, le cisaillement est double \rightarrow effort repris par boulons: $f_r = 2 T_a$.

$$\rightarrow \text{nombre de boulons: } n = \frac{43,25}{2 \cdot 2,23} = 9,65$$

on adoptera (11 boulons $\phi 24$) \rightarrow effort revenant à un boulon:

$$T_1 = \frac{43,25}{11} = 3,93 \text{ t. on vérifie: } \frac{1,54 T_1}{A_r} = 17,15 \text{ kg/cm}^2 < 24 \text{ kg/cm}^2$$

● Section (d): $M = -6,8 \text{ t.m}$ $T = 14,48 \text{ t}$.

le moment provoque un (moment) effort de (traction, compression) supplémentaire à celui provoque par (M_b), ces efforts sont repris par le même cordons de soudure

$$F_2 = \frac{M}{1,8} = \frac{6,8}{1,8} = 3,78 \text{ t} \Rightarrow \frac{1}{2} (F_1 + F_2) = \frac{1}{2} F = 9,45 \text{ t}$$

$$\text{On vérifie que: } \frac{9,45 \cdot 10^3}{0,75 l a \alpha} \leq \sigma_{\text{en}} \Rightarrow 7,9 \text{ kg/cm}^2 < 16 \text{ kg/cm}^2$$

boulons nécessaires pour reprendre l'effort tranchant:

$T = 14,48 \text{ t}$. Pour des boulons ordinaires $\phi 20$ on a:

$$N_0 = 0,8 \text{ Ar } \sigma_{\text{en}} = 0,8 \cdot 245 \cdot 24 = 4,704 \text{ t}$$

$$T_a = 1,14 \cdot N_0 = 1,55 \text{ t} \rightarrow f_r = 2 T_a = 3,1 \text{ t}$$

d'où, le nombre de boulons:

$$n = \frac{14,48}{3,1} = 4,67, \text{ on adoptera (5) boulons} \Rightarrow T_2 = \frac{14,48}{5} = 2,896 \text{ t}$$

$$\text{on vérifie: } \frac{1,54 \cdot T_2}{A_r} \leq \sigma_{\text{en}} : 18,2 \text{ kg/cm}^2 < 24 \text{ kg/cm}^2$$

APPAREILS D'APPUI

les appareils d'appuis ont pour but d'assurer la liaison entre les poutres principales et les chevêtres. les travées sont simplement supportées et restent sur des appuis elastomeres frettés tout en permettant d'absorber les déplacements; les efforts horizontaux et les rotations.

Choix des appareils d'appuis: - des appareils d'appuis metalliques ne sont pas tenus en compte car ils sont chers et necessite l'enlèvement périodique de la superstructure pour l'entretien; il est préférable d'éviter un tel choix, nous utilisons des appareils d'appuis elastomeres frettés sur des lignes à grande vitesse, avec quelques mesures speciales.

Description: - (etre) ces appareils (sont) choisis sont constitués de plusieurs couches d'elastomere avec interposition de tôle de frettage en acier. l'adherisation est obtenue sous presse lors de la vulcanisation. il existe deux qualites courantes d'elastomere:

Pont route: $G = 0,8 \text{ Pa}$

Pont rail: $G = 1,1 \text{ MPa}$.

leur constitution monobloc avec faces exterieures en elastomere évite tout risque de cheminement sous faibles charges et constitue une protection efficace contre la corrosion.

Méthode de calcul: - le calcul des appuis est établi conformément aux directives du chap III methode de calcul, dimensionnement des appareils d'appuis. bulletin (thee) technique n° 4 diffusé par la division des ouvrages d'Arts de (SETRA).

Notations:

η : nombre de feuillets élémentaires d'elastomère.

(a, b) : dimension en plan de l'appui ($a \leq b$)

t : epaisseur nominale d'un feuillet elementaire de l'elastomère.

T : epaisseur nominale totale de l'elastomère

t_s : " d'une frette elementaire.

N : effort normal appliqué à l'appareil d'appuis.

α_T : angle de rotation de l'appareil d'appuis

α_f : " " " d'une feuillet elementaire.

G : module d'elasticité transversal

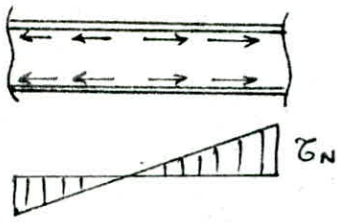
σ_m : contrainte moyenne de compression

τ_N : " de cisaillement due à l'effort normal

τ_H : Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal

τ_α : " " " " à une rotation d'une face d'un feuillet par rapport à l'autre.

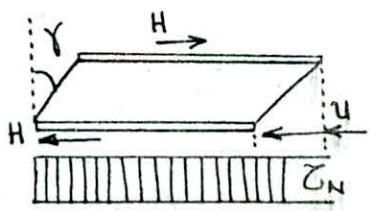
Principe de dimensionnement: le principe de dimensionnement est basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui sont imposées par les réactions et les déformations résultantes en se basant sur l'incompressibilité



$$\tau_N = \frac{1,5 \sigma_m}{\beta}, \quad \sigma_m = \frac{N}{a \cdot b}$$

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)}$$

fig(1)



Deformation lente

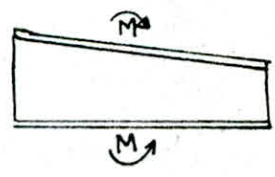
$$\tau_{H1} = G \frac{U l}{T}$$

Deformation lente + rapide

$$\tau_H = G \frac{U l}{T} + \frac{H_d}{2a \cdot b}$$

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \frac{a^2}{l^2} \frac{\alpha + \alpha_0}{\eta}$$

fig(2)



α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose

$$\alpha_0 = 3 \cdot 10^{-3} \text{ rd.}$$

fig(3)

Charges sollicitantes

l'ensemble de l'ouvrage: charges verticales: chaque doublé d'appareil d'appuis sur pile ou culé supporte les charges et surcharges descendant de la moitié du tablier ainsi que les composantes verticales des surcharges exceptionnelles

* Calcul des réactions d'appuis: (sur doublé d'appareil d'appuis).

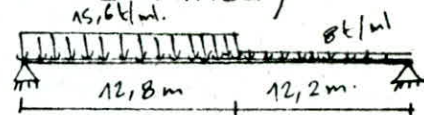
- sous EP: $q = 5,3 \text{ t/ml} \rightarrow R_{max} = \frac{q l}{2} = \frac{5,3 \cdot 25}{2} = 66,3^t$
- sous CC.P $q = 2,91 \text{ t/ml} \rightarrow R_{max} = 36,4^t$
- sous surcharges (S.N.T.F) $\rightarrow R_{max} = T_{max} = \sum P_i Z_i = 100^t$
- sous surcharges (U.I.C) $\rightarrow R_{max} = 174^t$
- Seisme vertical $S_v = \epsilon_v \cdot G = 0,070 \cdot 102,6 = 7,18^t \rightarrow 109,8^t$

Calcul des efforts horizontaux: ils sont dus aux forces de freinage et démarrage qui agissent au niveau supérieur du rail. Elles peuvent être uniformément réparties sur la longueur chargée. elles s'élèvent à:

- * force de démarrage: pour $l \leq 30 \text{ m}$, voie discontinue, $\rightarrow p_{Hd} = 3,3 \text{ t/ml}$.
- * force de freinage: on prendra 0,25 de la force verticale des schemas des charges roulants sur l'ensemble de la longueur chargée.

d'après les règles présentées sur les documents du sous mission B5 description générale et sommaire de l'ouvrage par le bureau d'étude étranger (RITES): (rail india technical and economic service limited)

$$P_{Hf} = 0,25 (15,6 \cdot 12,8 + 8 \cdot 12,2) / 25 = 3 \text{ t/ml.}$$



Donc: force de démarrage :- $P_{Hd} = 3,3 \text{ t/ml.}$

force de freinage :- $P_{Hf} = 3 \text{ t/ml.}$

* Seisme horizontal: $\varepsilon_H = 0,1$; $S_H = \varepsilon_H \cdot G = 0,1 \cdot 102,6 = 10,26 \text{ t.}$

* Variation linéaire du tablier: ce sont des déformations dues essentiellement dans notre cas aux variations linéaires des poutres principales. on admet que le centre de chaque travée ne subit aucune variation linéaire. on admet que pour ces p.p exposées à l'air libre, la variation de température est de $\Delta T = 35^\circ \text{C.}$

$$\varepsilon_t = \frac{\Delta L_t}{L_p} = 0,3 \cdot 10^{-3} \rightarrow \Delta L_t = 0,3 \cdot 10^{-3} \cdot 12,5 = -3,75 \text{ mm}$$

avec: $L_p = \frac{1}{2} \cdot 25.$

* dans la section mixte des p.p (Acier + béton)

les contraintes dues à la température sont estimées au $(1/3)$ de celle provoquées par le retrait, au niveau de la semelle inférieure de la p.p en (I) on a:

$$\delta_{ir} = 3 \delta_{iT} \rightarrow \varepsilon_r = 3 \varepsilon_t \rightarrow \varepsilon_r = 0,9 \cdot 10^{-3}$$

$$\frac{\Delta L_r}{L_p} = 0,9 \cdot 10^{-3} \rightarrow \Delta L_r = 0,9 \cdot 10^{-3} \cdot L_p = -11,25 \text{ mm.}$$

* fluage: $\Delta L_f / L_p = 3 \varepsilon_i = \frac{3 \sigma'_m}{E_v}$ avec σ'_m : contrainte au niveau de la fibre moyenne $\sigma'_m = 140 \text{ kg/cm}^2.$

E_v : module de déformation lente du béton = $14 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2.$

$$\Rightarrow \varepsilon_f = \frac{3 \cdot 140}{14 \cdot 10^4} = 3 \cdot 10^{-3} \rightarrow \Delta L_f = 3 \cdot 10^{-3} \cdot 12,5 = -37,5 \cdot 10^{-3} \text{ m} = -37,5 \text{ mm}$$

D'où $\Sigma \Delta L_i = -52,5 \text{ mm.}$

* Dilatation: l'allongement est prise égale à $(3/10) \text{ mm/ml}$, soit par appui $12,5 \cdot \frac{3}{10} = 3,75 \text{ mm.}$

* Effort dû au seisme: la force sismique peut cisailer les appareils d'appuis, la composante horizontale est prise égale à

$$H = \frac{1}{10} (c.p + c.c.p) \text{ soit: } H = 0,1 \cdot (5,3 + 2,91) 25$$

$$H_{(4)} = 20,5 \text{ t pour (4) appareils d'appuis} \Rightarrow H_{(1)} = \frac{1}{4} \cdot 20,5 = 5,125 \text{ t.}$$

Dimensionnement et choix des appareils d'appuis: le choix des dimensions d'appareils d'appuis est décidé avant tout calcul, en tenant compte des grandeurs des efforts verticaux et horizontaux ainsi que les rotations des appareils d'appuis provoqués par ces efforts et aux rotations transmises aux appuis provenant des rotations des fondations dans le sol.

Soit des appareils de $600 \times 800 \times 80$, les dimensions sont données par le catalogue de la firme Sempreit A.G. division metal caoutchouc. (Vienne).

$$\sigma_m = \frac{N}{a \times b}, \quad N = R_{cp} + R_{ccp} + R_{surch} = 49 + 27 + 104,4 = 180,4 \text{ t.}$$

$$\sigma_m \leq 150 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow a \times b \geq \frac{180,4 \cdot 10^3}{150} = 1202,7 \text{ cm}^2.$$

Soit $a = 60 \text{ cm}$; $b = 80 \text{ cm}$; $t = 1,6$; $n = 5$; $T = n \cdot t = 8 \text{ cm}$

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = 10,71 \quad \sigma_m = 37,58 < 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_s \geq \frac{a \cdot \sigma_m}{\beta \cdot \sigma_a} = \frac{60 \cdot 37,58}{10,71 \cdot \left(\frac{4800}{2}\right)} = 0,09 \text{ cm.} \quad \text{soit } t_s = 2 \text{ mm.}$$

* Condition de non flambement: $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{n}$

$T = 8 \text{ cm}$ $a = 60 \text{ cm}$ $n = 5$

$$\Rightarrow 6 \leq 8 \leq 12 \quad \text{o.k.}$$

* Vérification des appareils d'appuis:

a) Vérification au cisaillement:

1;1: sous la variation linéaire: nous devons vérifier que $G_Hs = G \cdot \text{tg } \delta_1 \leq 0,5G \rightarrow \text{tg } \delta_1 \leq 0,5$. avec: $\text{tg } \delta_1 = \frac{U}{T}$

avec: (U) déformation linéaire de l'appui

Ceci provient de la constatation expérimentale que le module de cisaillement (G) de l'élastomère sous un effort dynamique est le double de celui du même élastomère sous un effort statique

- Sous la pile: $\frac{U_{ep}}{T} = \frac{26,25}{80} = 0,328 < 0,5 \quad \text{o.k.}$

- Sous culée: $U_{ep} = 26,25 \rightarrow \frac{U_{ep}}{T} = 0,328 < 0,5 \quad \text{o.k.}$

* Variation linéaire et démarrage:

on vérifie $G \cdot \text{tg } \delta_1 + \frac{H_d}{2 \cdot n \cdot a \cdot b} \leq 0,7G \Rightarrow \text{tg } \delta_1 + \frac{H_d}{2Gnab} \leq 0,7$

$$\operatorname{tg} \gamma_1 = \frac{26,25}{T} = \frac{26,25}{80} = 0,328 ;$$

$$H_d = 82,5 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow 0,328 + \frac{82,5 \cdot 10^3}{2 \cdot 11 \cdot 4 \cdot 80 \cdot 60} = 0,523 < 0,7 \quad \text{ok.}$$

* Variation linéaire + seisme: $\tau_{H_3} = G \operatorname{tg} \gamma_1 + \frac{H_s}{2m \cdot a \cdot b} \leq 1,33 G.$

sur culée $n=4$; $H_s = 20,5.$

sur pilé $n=8$; $H_s = 41,05$

$$\operatorname{tg} \gamma_1 + \frac{H_s}{2Gm \cdot a \cdot b} \leq 1,33 \Rightarrow 0,328 + \frac{20,5 \cdot 10^3}{2 \cdot 11 \cdot 4 \cdot 80 \cdot 60} = 0,376 < 1,33 \quad \text{o.k.}$$

* Sous charges verticales + charges horizontales + (seisme) rotation:

$$\tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq \tau = 5 G.$$

charges verticales: $\tau_N = \frac{1,5 \sigma_m}{\beta} = \frac{1,5 \cdot \sigma_m}{10,71}$, $\sigma_m = \frac{N}{a \cdot b}.$

charges	N(t)	σ_m (Kg/cm ²)	τ_N (Kg/cm ²)
c.P	49	10,2	1,43
c.c.P	27	5,63	0,79
U.I.C	104,4	21,8	3,05

* Contraintes dues à: c.P + c.c.P + surcharge U.I.e.

$$\sigma_m = 10,2 + 5,63 + 21,8 = 37,63 \text{ Kg/cm}^2 \quad \tau_N = 1,43 + 0,79 + 3,05 = 5,27$$

* Distorsion de rotation: soient

φ : angle de rotation de la poutre principale.

V : Distance de la fibre la plus sollicitée à l'axe neutre de la section mixte

U : Distorsion $U = V \cdot \varphi$

G : module d'élasticité transversale ($G = 11 \text{ Kg/cm}^2$).

$$T = 80 \text{ mm}; \quad \operatorname{tg} \gamma = \frac{U}{T}; \quad \tau_H = G \operatorname{tg} \gamma \quad H = a \cdot b \cdot \tau_H.$$

m	charge	V(cm)	φ (10 ³ rd)	U(cm)	$\operatorname{tg} \gamma$ (10 ³)	τ_H (b)	H (Kg).
∞	c.P	100	0,134	0,0134	1,675	0,0165	79,2
18	c.c.P	125	0,048	0,006	0,75	0,00825	39,6
15	retrait	129	0,0048	0,00062	0,075	0,000825	3,96
15	dilatation	129	0,48	0,062	7,75	0,0825	396,0
6	U.I.C	154	0,09	0,012	1,5	0,0165	79,2

$$\begin{aligned}\sigma_{Hmax} &= \sigma_{Hcp} + \sigma_{Hccp} + \sigma_{Hretrait} + \sigma_{Hdilatation} + \sigma_{H.usc} = 0,125. \\ &= 79,2 + 39,6 + 3,96 + 396 + 79,2 = 597,96 \text{ Kg.}\end{aligned}$$

* Combinaison des rotations

rotation pour tenir compte des défauts de montage: $\varphi_0 = 3 \cdot 10^{-3}$ rd.

$$\varphi_T = \varphi_{cp} + \varphi_{ccp} + \varphi_0 + \varphi_{usc} = (0,134 + 0,048 + 3 + 0,09) \cdot 10^{-3} \text{ rd.}$$

$$\varphi_T = 3,272 \cdot 10^{-3} \text{ rd.}$$

* Contraintes sous l'effet des rotations φ_T

$$\sigma_{\varphi_T} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \cdot \frac{\varphi_T}{\eta} = \frac{11}{2} \left(\frac{60}{1,6} \right)^2 \frac{3,272 \cdot 10^{-3}}{5} = 5,06 \text{ Kg/cm}^2.$$

* limitation des contraintes de cisaillement:

$$\sigma = \sigma_{Nmax} + \sigma_{Hmax} + \sigma_{\varphi_{max}} \leq 5G. \rightarrow 5,27 + 0,125 + 5,06 = 10,5 < 55$$

$$\sigma_{H_1} \leq 0,5G; \quad \sigma_{H_1} = \sigma_H (\varphi_{cp} + \varphi_{ccp} + \text{retrait} + \text{dilatation}). \quad \text{o.k.}$$

$$\sigma_{H_1} = 0,0165 + 0,00825 + 0,000825 + 0,0825 = 0,108 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0,108 < 0,5 \cdot 11 = 5,5 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

$$\sigma_H \leq 0,7G; \quad \sigma_H = \sigma_{H_1} + \frac{1}{2} \sigma_{H_2}; \quad \sigma_{H_2} = \frac{H_2}{a \cdot b}; \quad (H_2: \text{démarrage})$$

$$\sigma_H = 0,108 + \frac{1}{2} \cdot \frac{20625}{80 \cdot 60} = 2,256 < 0,7 \cdot 11 = 7,7 \text{ Kg/cm}^2. \quad \text{o.k.}$$

(H_2): c'est la portion de la force horizontale dû au démarrage qui agit au niveau des appuis, elle est donnée par la relation: $H_2 = F_d = \frac{1}{2} \cdot P$, P : force de démarrage revenant à l'appui considéré.

* Condition de non cheminement et non glissement:

a) $\sigma_m \geq 20 \text{ Kg/cm}^2$ (non glissement entre plaque).

b) $H_4 \leq f \cdot N_{min}$ (non cheminement de l'appui; document)

$$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a \cdot b}; \quad N_{min} = N_{cp} + N_{c.c.p} + N_{SN.T.F.}$$

$$N_{min} = 49 + 27 + 60 = 136 \text{ t}$$

$$\sigma_{min} = \frac{136 \cdot 10^3}{60 \cdot 80} = 28,33 > 20 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

donc, la condition de non glissement est vérifiée

$$f = 0,12 + \frac{0,12}{\sigma_{min}} = 0,127, \Rightarrow f \cdot N_{min} = 0,127 \cdot 136 \cdot 10^3 = 17280 \text{ Kg.}$$

$$H_4 = F_d + F_s = 10312 + 5125 = 15,437 \text{ t} < f \cdot N_{min} = 17,28 \text{ t}$$

donc, la condition de non cheminement est vérifiée.

* Rotation: a) cas de chargement uniforme: $\varphi = \frac{ql^3}{24EI}$
 b) cas de chargement concentrée: $\varphi = \frac{\sum R_i a_i (l - a_i)(2l - a_i)}{6EI l}$

* Sous Surcharge U.I.C:

$$q = (15,6 \cdot 12,8 + 8 \cdot 12,2) / 25 = 12 \text{ t/ml.}$$

$$\rightarrow \varphi = \frac{12 \cdot 10^3 \cdot 2500^3}{24 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 13759257} = 0,135 \cdot 10^{-3} \text{ rd.}$$

* Sous c.P :- $\varphi = \frac{513 \cdot 10^3 \cdot 2500^3}{24 \cdot 2,1 \cdot 10^6 (6 \cdot 627520)} = 0,182 \cdot 10^{-3} \text{ rd.}$

* Sous c.c.P :- $\varphi = \frac{2,91 \cdot 10^3 \cdot 2500^3}{24 \cdot 2,1 \cdot 10^6 (9949347)} = 0,066 \cdot 10^{-3} \text{ rd.}$

charges	coef. de repar.	R(t)	$\bar{e} \cdot (10^3 \text{ rd})$	δ	Coef. de Pondar	R(t) maj - Pondar	$\varphi \cdot (10^3 \text{ rd Pond. maj})$
c.P	0,74	49	0,134	1	1	49	0,134
c.c.P	0,74	27	0,048	1	1	27	0,048
U.I.C	0,5	87	0,067	1	1,2	104,4	0,09
retrait	0,5	/	0,048	1	1	/	0,048
temperature	0,5	/	0,0016	1	1	/	0,0016
fluage	0,5	/	0,0016	1	1	/	0,0016

* repartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure:

dans cet ouvrage le tablier est composé de (4) travées (me) isostatique ($I = \infty$), chaque travée ne fait que repartir l'effort horizontal sur une pile et culée.

nous appelons par (δ) la déformation d'un élément d'appui sous l'action d'un effort horizontal unitaire ($H = 1$).

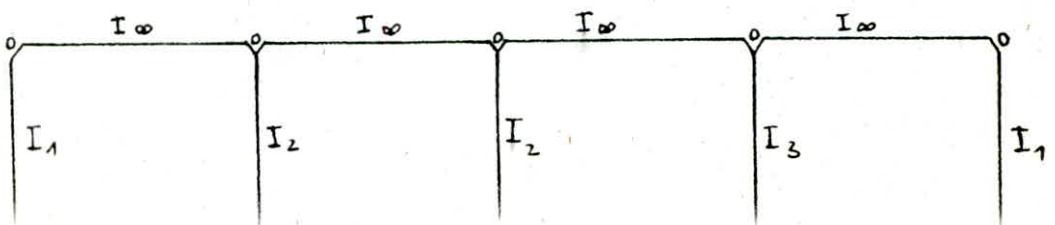
la déformation d'une pile ou culée sous l'effort horizontal unitaire est égal à $\sum \delta_i = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$:

δ_1 : déformation de l'elastomere

δ_2 : " des fûts de la pile

δ_3 : " de la fondation.

notre structure est assimilée à un portique de (4) travées isostatiques:



les déformations en tête des pieux sont données par:

$$EI\omega = \frac{\chi(\omega M^*)}{\lambda^2} M^* + \chi(\omega p^*) \frac{P^*}{\lambda^3}$$

$$EI\varphi = \frac{\chi(\varphi M^*)}{\lambda} M^* + \chi(\varphi p^*) \frac{P^*}{\lambda^2} \quad \text{avec:}$$

P^* : effort tranchant en tête du pieu engendré par la charge unitaire ($H=1$). pour un pieu d'une série de (n) pieux sous la semelle: $p^* = \frac{P^*}{n} = \frac{1}{n}$.

M^* : moment fléchissant en tête des pieux en semelle: $M^* = 1 \times h$ et pour un pieu d'une série de (n) pieux sous la semelle:

$$\underline{M^*} = \frac{M^*}{n} = \frac{1 \times h}{n}$$

λ : paramètre dépendant du mode de réaction de sol (C_u) et des caractéristiques du pieu.

$$\lambda = \left(\frac{b C_u}{4 EI} \right)^{1/4} ; (b) \text{ diamètre du pieu.}$$

$\chi(\varphi M^*)$; $\chi(\varphi p^*)$; $\chi(\omega M^*)$; $\chi(\omega p^*)$ sont données par les tables de (WERNER) en fonction du module de réaction du sol C_u et du paramètre (λ); de la longueur du pieu ainsi que la variation du module (C_u) en fonction de la profondeur du pieu

* déformation de la fondation sous pile (3)

les efforts en tête du pieu sont $p^* = \frac{1}{n} = \frac{1}{2} = 0,5$; $M^* = \frac{11,72}{2} = 5,86$

le module de réaction est estimé à: $C_u = 6000 \text{ t/m}^3$.

Sa variation le long du pieu est égale à une variation linéaire

$\rightarrow C_u(x) = C_u \frac{x}{l}$ à la profondeur (x) du sol et celle d'un sol présentant une réaction moyenne, le pieu est supposé

libre.

avec $b = \phi = 1,2 \text{ m}$ $C_u = 6000 \text{ t/m}^3$

En se reportant aux abaques de WERNER, on tire les résultats suivantes:

$$\underline{\chi(\omega M^*)} = -1,26 \quad \underline{\chi(\varphi M^*)} = 1,54 \quad \underline{\chi(\omega p^*)} = -1,68 \quad \underline{\chi(\varphi p^*)} = 1,26.$$

* déformation de l'elastomère : $S_1 = \frac{Tr}{\eta \cdot G \cdot A}$ avec :

T_r : hauteur de l'elastomère

G : module de cisaillement, pont rail $\rightarrow G = 11 \text{ Kg/cm}^2$

η : nombre d'appareil d'appuis sur pile ou culée : $\eta = 4$.

A : Surface de l'elastomère; $A = a \times b = 80 \cdot 60 = 4800 \text{ cm}^2$.

$$S_{12} = S_{22} = S_{23} = S_{31} = \frac{8}{4 \cdot 11 \cdot 4800} = 3,78 \cdot 10^{-5}$$

les déformations des appareils d'appuis au niveau des culées sont égales aux déformations aux niveaux des piles car le nombre (η) est le même ($\eta = 4$). $S = 3,78 \cdot 10^{-5}$.

* déformation d'un fût de la pile $S = \frac{h^3}{3\eta EI}$ avec :

h : hauteur de la pile, η : nombre de fût/pile

E : modul d'elasticite du béton

I : inertie du fût.

Cas de fût (3): $I = \frac{\pi D^4}{64} - \frac{\pi D_0^4}{64}$, $D = 2,2 \text{ m}$ $D_0 = 1,2 \text{ m}$

$$I = 104758250 \text{ cm}^4$$

$$E = 21000 \sqrt{28} = 363730,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = 11,72 \text{ m}$$

$$\eta = 2$$

$$\Rightarrow S_{30} = \frac{(1172)^3}{2 \cdot 3 \cdot 363730,7 \cdot 104758250} = 7,04 \cdot 10^{-8}$$

* déformation du fût (2): avec $h = 6,72 \text{ m}$, $D = 2 \text{ m}$; $D_0 = 1 \text{ m}$.

$$\rightarrow I = 73593750 \text{ cm}^4 \rightarrow S_{20} = 1,89 \cdot 10^{-7}$$

* déformation de fût (1): avec $h = 6,22 \text{ m}$; $D = 2 \text{ m}$; $D_0 = 1 \text{ m}$.

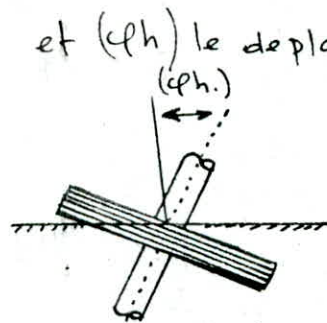
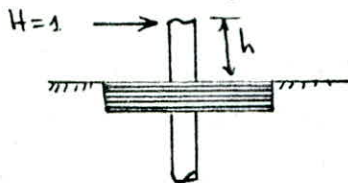
$$\rightarrow I = 73593750 \text{ cm}^4 \rightarrow S_{10} = 1,5 \cdot 10^{-7}$$

* déformation de la fondation: la déformation de la fondation

sur une file de pieux est comme le montre la figure ci-apres:

$$S(H=1) = w + \varphi h$$

(w) est le déplacement en tête du pieu, et (φh) le déplacement due à la rotation de la fondation.



$$S = w + \varphi h$$

Ce déplacement et cette rotation dépendent des caractéristiques de la fondation sur pieu, mais aussi de la réaction du sol où les pieux sont implantés. Ces déplacements et rotations tenant compte de la structure du sol, sont aisément évalués à l'aide des tables de HEINRICH WERNER.

$$WEI = -1,26 \left[\frac{5,86}{(0,264)^2} \right] - 1,68 \left[\frac{0,5}{(0,264)^3} \right]; \quad EI = 3810378,8 \text{ t.m}^2$$

$$EIQ = 1,54 \left[\frac{5,86}{0,264} \right] + 1,26 \left[\frac{0,5}{(0,264)^2} \right]; \quad w = 3,978 \cdot 10^{-5}$$

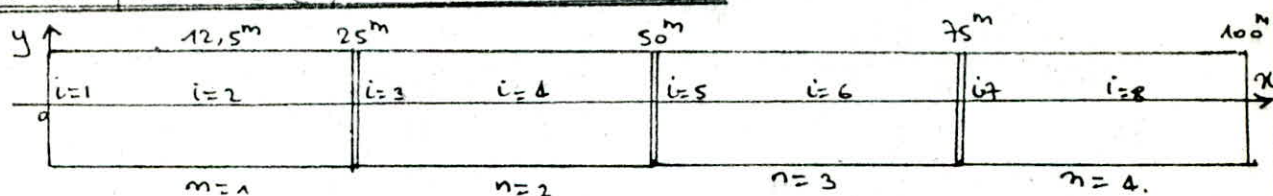
$$\varphi = 1,134 \cdot 10^{-5}$$

Repartition horizontale des efforts horizontaux sur piles et culée.

$$H_i \% = \frac{K_i}{\sum K_i}$$

$$H_i = H \cdot \frac{K_i}{\sum K_i}$$

Vue en plan des (4) travées du tablier:



$$K_i = \frac{1}{\sum \delta_i}$$

où défini par (x_0) le point de chaque travée qui ne subit aucune déplacement.

$$x_0 = \frac{\sum K_i x_i (i-n)}{\sum K_i}$$

	x_i	$\delta_1 (10^5)$	$\delta_2 (10^6)$	$\delta_3 (10^5)$	$\sum \delta_i (10^4)$	K_i	$H_i \%$	démarrage (t)	Seisme (t)
Culée (1)	0	3,78	1,5	11,03	16,31	0,061	22,85	75,41	18,76
Pile (2)	25	3,78	1,89	11,6	17,87	0,055	20,59	67,95	16,9
Pile (2)	50	3,78	1,89	11,6	17,87	0,055	20,59	67,95	16,9
Pile (3)	75	3,78	7,04	17,27	28,08	0,035	13,2	43,56	10,83
Culée (1)	100	3,78	1,5	11,03	16,31	0,061	22,84	75,41	18,76

la variation linéaire d'un point d'abaisse (x_i) s'écrit:

$$U_{el} = \Delta P_{max} \frac{x_j}{L_n}, \quad \text{où } (x_j) \text{ est compté à partir de } x_0$$

$$x_j = x_i - x_0$$

$$L_1 = L_2 = L_3 = L_4 = 25 \text{ m.}$$

$$\Delta L_{max} = \sum L \Delta i = 52,5 \text{ mm.}$$

$$H_{ve} = \frac{\eta G \cdot U_p \cdot a \cdot b}{T}$$

Sur culée: $x_i = 0 \Rightarrow U = 52,5 \cdot \left(\frac{-12,5}{25} \right) = -26,25 \text{ mm.}$

d'où $H_{v1} = \frac{4 \cdot 11 \cdot 26,25 \cdot 80 \cdot 60}{80} = 69,3 \text{ t.}$

Sur pile: $x_i = 25 \text{ m.} \Rightarrow U = 52,5 \left(\frac{12,5}{25} \right) = 26,25 \text{ mm}$

d'où $H_{v1} = 69,3 \text{ t.}$

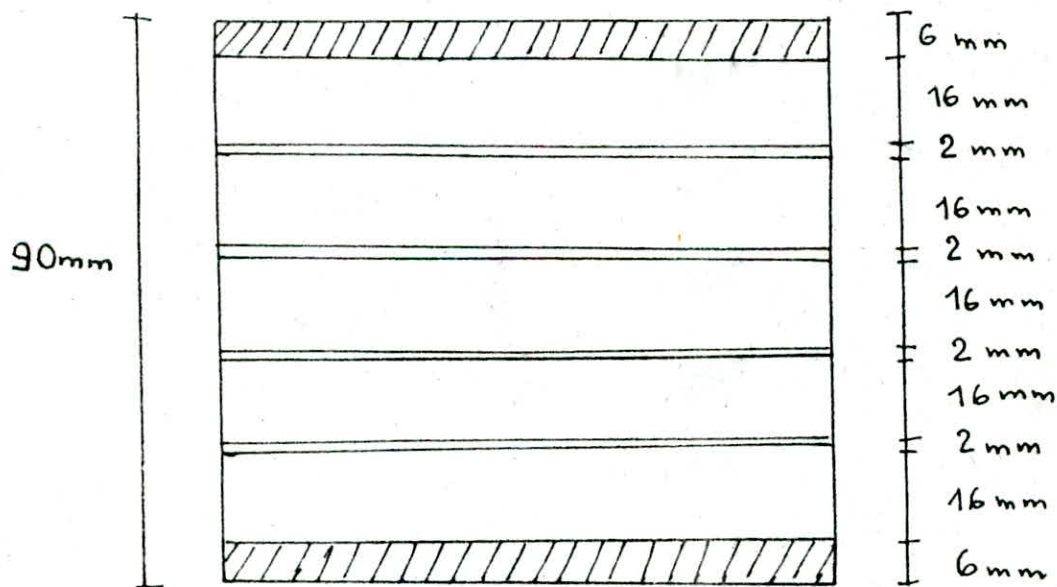
Remarque Importante:

pour le calcul de la pile (P3), nous avons pris la répartition $(H_i\%) = 25\%$ au lieu de $13,2\%$ pour satisfaire les deux conditions suivantes:

1° pour tenir compte des surcharges très exceptionnels qui peuvent apparaître une fois tous les (60 ans)

Exemple: une vitesse du vent lors d'une forte cyclone supérieure à celle prise dans le calcul, ou bien un excès de vitesse d'eau lors du passage d'une crue exceptionnelle. au autre - - -

2° pour que la pile (P3) restera toujours la pile la plus sollicitée parmi les autres vis-à-vis les efforts horizontaux car elle s'élève à la plus grande hauteur $h_f = 11,72\text{ m}$ en dehors des efforts horizontaux, la pile (P3) est la plus sollicitée.

Coupe verticale d'une appareil d'appuis:

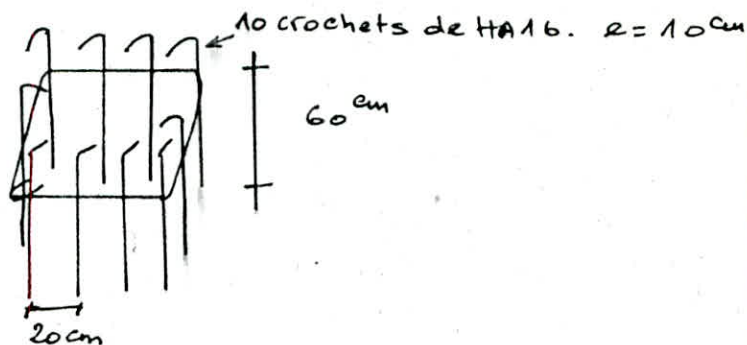
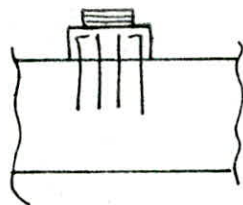
$$a = 60 \text{ cm} \quad b = 80 \text{ cm}$$

$$T = 9 \text{ cm}$$

MENTAGE DES APPAREILS D'APPUI

a) fixation inferieur : chaque appareil d'appui est fixé dans la partie inférieure par une plaque d'acier de (6mm) d'épaisseur soudée avec le neoprene et fixée à l'aide des goujons soudés dans cette plaque et ancrés dans un dé en béton fretté de dimension (15x100x80). pour réaliser une bonne résistance au cisaillement.

les dés de béton fretté sont encastrés aux chevêtres par des crochets de barres en HA16 ancrés dans la masse du béton du chevetre, ces crochets permet d'autre part le montage des deux maps d'acier supérieur et inférieur, ces aciers sont en HA10.



Verification au cisaillement:

$$\bar{\sigma} = H_{\max} / S$$

$$S = 100 \times 80 = 8000 \text{ cm}^2$$

$$H_{\max} = \frac{1}{2} (H_{\text{demar.}} + H_{\text{seisme}}) = \frac{1}{2} \left[\frac{3,3 \cdot 100 \cdot 0,25}{4} + \frac{0,18,21 \cdot 100 \cdot 0,25}{4} \right]$$

$$H_{\max} = 12,87 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma} = \frac{12,87 \cdot 10^3}{8000} = 1,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Soit } \bar{\sigma}_b = 3,82 \text{ Kg/cm}^2$$

En tenant compte de la fatigue.

$$\bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 3,82 = 13,38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = 1,6 < \bar{\sigma} = 13,38 \text{ Kg/cm}^2$$

calcul des aciers de frettage:

Selon les [ref. 10] SETRA: on a:

frette supérieure : $A_s = 0,04 \cdot R_{\max} / \bar{\sigma}_a$

frette inférieure : $A_i = 0,1 \cdot R_{\max} / \bar{\sigma}_a$

$$R_{\max} = (174 / 2) \cdot 1,2 + 8,1 \cdot 25 / 4 = 155,7 \text{ t.}$$

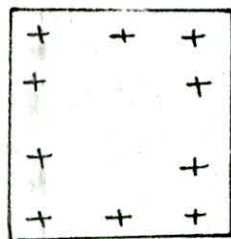
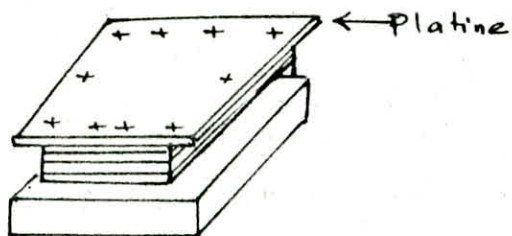
$$A_s = 0,04 \cdot 155,7 \cdot 10^3 / 2800 = 2,22 \text{ soit } 9T10 = 7,07 \text{ cm}^2$$

$$A_i = 0,1 \cdot 155,7 \cdot 10^3 / 2800 = 5,56 \text{ soit } 9T10 = 7,07 \text{ cm}^2$$



← 9T10, $r = 10 \text{ cm}$.

Assemblage supérieur: chaque appareil d'appui est assemblée par sa plaque liée au néoprène est soudé à une platine (100x80x2), cette dernière est liée à la semelle inférieure des poutres principales par un assemblage boulonné en Boulon HR $\phi 24$ disposés comme suit:



l'effort le plus prépondérant est l'effort de cisaillement.

Vérification au cisaillement:

$$H_{\max} / \text{boulons} = 12,87 \cdot 10^3 / 10 = 1287 \text{ kg.}$$

Boulons à haute résistance et à serrage contrôlé, on a

$$N_0 = 0,80; A_r = 0,88 \cdot 353.$$

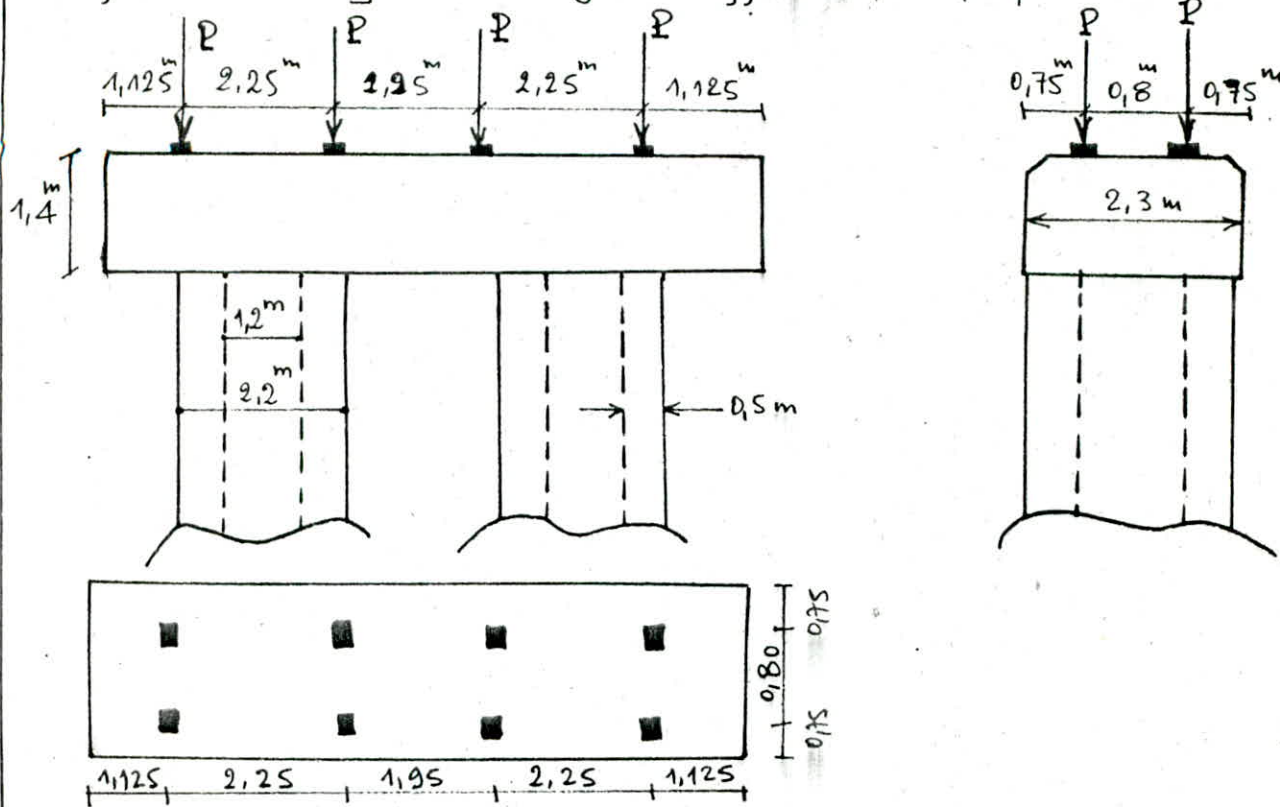
$$N_0 = 24,851 \text{ t.}$$

$$\bar{T} = 1,1 \cdot N_0 \cdot \varphi = 1,1 \cdot 0,3 \cdot 24,851 = 8,2 \text{ t}$$

$$T = 1,287 \text{ t} < \bar{T} = 8,2 \text{ t}$$

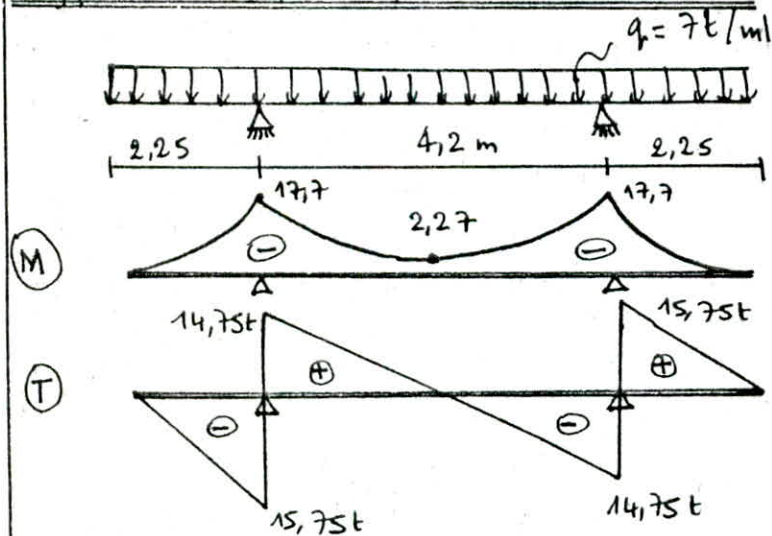
ETUDE DE LA PILE B

a) Chevetre (C₃): le chevetre est ^{considéré} comme une poutre sur deux appuis. il est calculé pour reprendre les efforts lors du verinage du tablier. le chevetre sert aussi pour la repartition des efforts horizontaux entre les fûts. le verinage reste toujours l'effort le plus prépondérant.



Effort dû au poids propre du chevetre:

$$q = 2,5 \times 2,3 \times 1,4 = 7 \text{ t/ml.}$$



Sollicitation du chevetre C₃: le chevetre est sollicité par deux états de charges.

1^{er} Etat: dû au verinage d'un seul tablier qui se compose de 4 forces ponctuelles verticales transmettant le poids des deux tabliers et les réaction des surcharges max sur une seul travée, ces réaction sont

$$M = -423,47 \text{ t.m}$$

2^{es} Etat: (solicitation la plus defavorable): $T = -376,43 \text{ t.}$

Calcul des moments resistants:

$$M_r = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\gamma} \bar{\sigma}_b' b h^2 \quad \bar{\alpha} = \frac{15 \cdot 184}{15 \cdot 184 + 2800} = 0,496 \rightarrow \bar{\gamma} = 0,83.$$

$$M_r = \frac{1}{2} \cdot 0,496 \cdot 0,83 \cdot 184 \cdot 230 \cdot 135^2 = 1600 \text{ t.m} > M = 423,47 \text{ t.m.}$$

⇒ on calcule la section sans armatures comprimées $A' = 0$.

$$\mu = \frac{15 M}{b h^2 \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 423,47 \cdot 10^5}{(230)(135)^2 \cdot 2800} = 0,0541.$$

$$\rightarrow \varepsilon = 0,9029; \quad K = 36,5 \quad A = \frac{423,47 \cdot 10^5}{0,9029 \cdot 135 \cdot 2800} = 124,07 \text{ cm}^2$$

Soit 42 HA20 = 132 cm². $\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{36,5} = 76,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$

* Verification à la fissuration: a k.

$$\bar{\omega} = \frac{132}{2 \cdot 5 \cdot 230} = 0,0573 \quad \eta = 1,6 \text{ (acier HA).}$$

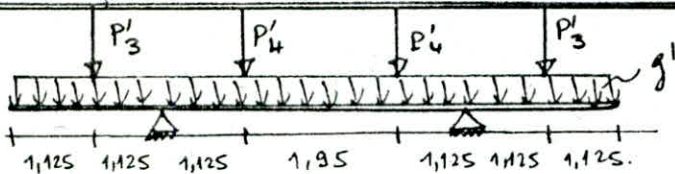
$$K = 10^6 \text{ (fissuration nuisible).}$$

$$\sigma_1 = \frac{10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,05739}{20(1 + 0,05739)} = 2917 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left[\frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 7,5}{20} \right]^{1/2} = 1877 \text{ kg/cm}^2, \quad \frac{2}{3} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \frac{2}{3} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases} = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

* Verification aux conditions du 2^{es} genre (G + P + SI).



$$P'_3 = 309,51 \text{ t}$$

$$P'_4 = 204,10 \text{ t}$$

$$g' = 7,5 \text{ t/ml.}$$

$$M'_a = -(348,19 + 18,98) = -367,17 \text{ t.m}$$

$$M'_t = -(79,89 + 2,44) = -82,33 \text{ t.m}$$

les sollicitations des conditions normales

Sont plus defavorables que les sollicitations

du 2^{es} genre sur le 1^{er} etat et le 2^{es} etat

de chargement. On remarque que l'aug^{tion}

de l'effort de torsion au 2^{es} etat en

Conditions sismiques de (10,57) t.m et fortement compensée

par la diminution du moment fléchissant de 56,3 t.m.

$$10,57 = 25 - 14,4$$

	M(t.m)	T(t)	S(t.m)
1 ^{er} etat	M'_t = -82,3 M'_a = 270	T'_t = 0 T'_a = 240	S'_t = 0 S'_a = 47,3
2 ^{es} etat	M'_t = -82,3 M'_a = -367,2	T'_t = 0 T'_a = ±326	S'_t = 0 S'_a = 25

excentrées de (40 cm) par rapport à l'axe du chevetre, on a alors des moments de torsions

* 2^{es} Etat: dû au verinage des deux tabliers qui se compose de (4) forces concentrées transmettant le poids des deux tabliers et les réactions des surcharges max sur les deux travées.

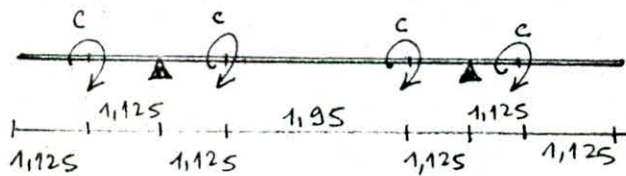
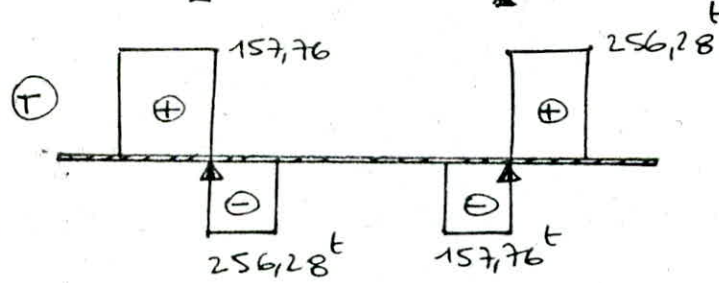
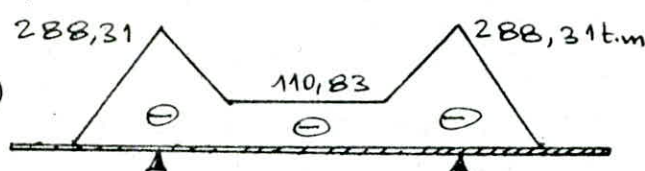
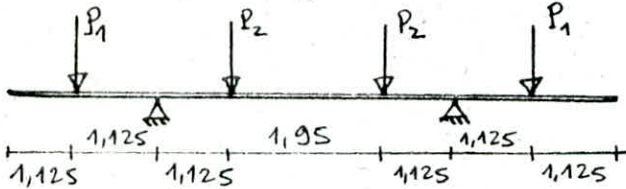
1^{er} Etat:

charge permanente total par voie et

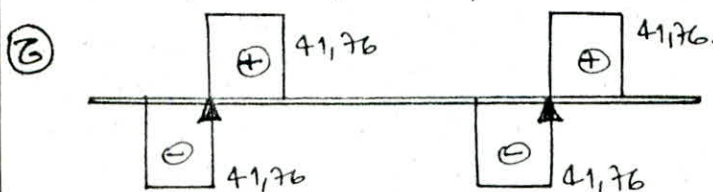
Par travée: $8,21 \cdot 25 = 205,25^t$

$P_1 = 0,74 \cdot 205,25 + 1,2 \cdot 87 = 256,28^t$

$P_2 = 0,26 \cdot 205,25 + 1,2 \cdot 87 = 157,76^t$



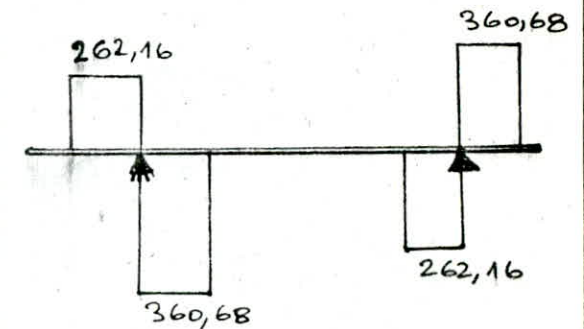
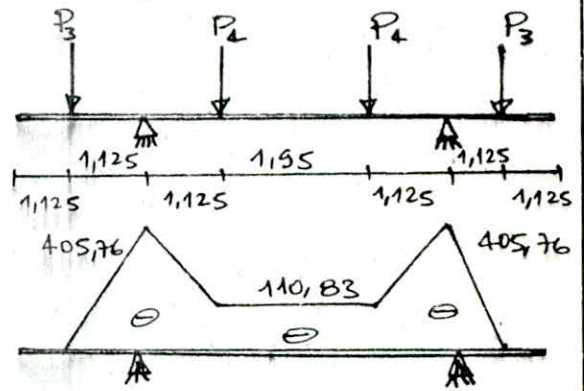
$c = 1,2 \cdot 87 \cdot 0,4 = 41,76^t \cdot m$



2^{es} Etat:

$P_3 = 360,68^t$

$P_4 = 262,16^t$



Resultats

	M(t.m)	T(t)	$\bar{z} = \bar{z}_v + \bar{z}_d$
1 ^{er} état	$M_f = -113,1$ $M_a = -306,0$	$T_f = 0$ $T_a = 272$	$\bar{z}_f = 0$ $\bar{z}_a = 50$
2 ^{es} état	$M_f = -113,1$ $M_a = 423,5$	$T_f = 0$ $T_a = 376,4$	$\bar{z}_f = 0$ $\bar{z}_a = 14,4$

● Calcul des aciers 1^{er} état:

aciers transversals: Pour les sections rectangulaires la contrainte tangente de torsion est max au milieu des grandes cotés et a pour valeur: $\tau_{bm} = \frac{K M_t}{h_t^2 b}$. avec: τ_{bm} : Valeur maximale de la contrainte tangente de torsion.

M_t : moment de torsion max agissant dans la section.

h_t : hauteur de la section

b : largeur de la section.

$$M_t = 50 \text{ t.m}$$

$$h_t = 1,40 \text{ m}$$

$$b = 2,30 \text{ m}$$

$$\frac{b}{h_t} = \frac{2,3}{1,4} = 1,64$$

tableau
P355

$$\rightarrow K = 4,27$$

$$\rightarrow \tau_{bm} = \frac{4,27 \cdot 50 \cdot 10^5}{230 \frac{140^2}{2}} = 4,73 \text{ Kg/cm}^2$$

* Calcul des armatures longitudinales et des cadres:

$$\bar{\omega}_e = \bar{\omega}_t = \frac{b + h_t}{3b} \cdot \frac{\tau_{bm}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{(230 + 140) \cdot 4,73}{3 \cdot 230 \cdot 2800} = 9,05 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{Armatures longitudinales: } A_L = \bar{\omega}_e \cdot b \cdot h_t = 9,05 \cdot 10^{-4} \cdot 230 \cdot 140 = 29,14 \text{ cm}^2$$

Volume par (cm) des armatures transversales:

$$V = \bar{\omega}_t \cdot b \cdot h_t \cdot 1 = 9,05 \cdot 10^{-4} \cdot 230 \cdot 140 = 29,14 \text{ cm}^3$$

On adopte des cadres de HA 12 au lieu de (T12).

$$\text{Volume d'un cadre: } 1,13(220 + 130) \cdot 2 = 791 \text{ cm}^3$$

$$e = \frac{\text{Volume d'un cadre}}{\text{Volume/cm des } A_t} = \frac{791}{29,14} = 27,14 \text{ cm. Soit } e = 25 \text{ cm}$$

* Calcul d'un court d'armature transversal:

$$S = \frac{e \cdot V}{h} = \frac{25 \cdot 29,14}{135} = 5,39 \text{ cm}^2$$

* Effort tranchant :- $T = 272 \text{ t}$ (Sur appui); $z = \frac{7}{8} h = 118 \text{ cm}$

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{272 \cdot 10^3}{230 \cdot 118} = 10 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_L = 3,5 \cdot 7,5 = 26,25 \text{ Kg/cm}^2, \quad \Sigma < \bar{\sigma}_b \quad \text{o. k.}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_{en} = \left(1 - \frac{10}{9 \cdot 7,5}\right) 4200 = 3577 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{t}_1 = 0,2 h = 0,2 \cdot 135 = 27 \text{ cm.}$$

$$\bar{t}_2 = h \left(1 - 0,13 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 135 \left(1 - 0,13 \cdot \frac{10}{7,5}\right) = 81 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = 81 \text{ cm.}$$

$t = 25 \text{ cm}$ (torsion);

$$A_t = \frac{e \cdot T}{z \bar{\sigma}_{at}} = \frac{25 \cdot 272 \cdot 10^3}{118 \cdot 3577} = 16,11 \text{ cm}^2$$

* Calcul des cadres transversals et barres inclinées :

$$T = 376,43 \quad \sigma'_b = 75,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{C}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 7,5 = 26,25$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{376,43 \cdot 10^3}{230 \cdot 118} = 13,86 < \bar{\sigma}_b = 26,25 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \left[1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}'_b} \right] \sigma_e = \left[1 - \frac{13,86}{9 \cdot 7,5} \right] 4200 = 3337 \text{ kg/cm}^2.$$

$$t = 25 \text{ cm} \quad A_t = \frac{t \cdot T}{z \bar{\sigma}_{at}} = \frac{25 \cdot 376 \cdot 10^3}{118 \cdot 3337} = 23,87 \text{ cm}^2.$$

On remarque que la section d'un court d'armature transversal est grande vu l'effort tranchant important qui est localisé au voisinage des appuis. Dans ce cas nous allons utiliser des barres relevées de HA 12 dans le but de reprendre une grande partie de l'effort tranchant, le reste sera repris par des cadres droits.

* T_x : effort tranchant repris par les barres inclinées

* T_1 : " " " " " cadres droits.

soit: $T = T_1 + T_x$ * Z : bras de levier de la section droite.

* t : espacement des barres inclinées.

* A_i : la somme des section droites des barres inclinées

* $\bar{\sigma}_{at}$: contrainte admissible des barres transversales

$$T_x = \frac{A_i Z \sqrt{2} \bar{\sigma}_{at}}{t}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

$$* \alpha = 45^\circ \quad * Z = \frac{7}{8} h$$

soit à relever (14 HA 12), ces armatures relevées sont constituées de plusieurs séries de (2 barres) espacées de (t); chaque plan est doublement incliné pour que chaque plan droit traverse la section des 6 HA 12 au moins

Cette disposition nous permet d'utiliser la formule ci-dessus.

$$A_i = 6 \cdot \sqrt{2} \cdot 1,13 = 9,58 \text{ cm}^2 \Rightarrow T_x = 179^t \Rightarrow T_1 = 376,43 - 179 = 197,43^t$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{197,43 \cdot 10^3}{230 \cdot 118} = 7,27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 26,25 \text{ kg/cm}^2.$$

$$t = 25 \text{ cm} \quad \bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A_t = \frac{t \cdot T}{z \bar{\sigma}_{at}} = \frac{25 \cdot 197,43 \cdot 10^3}{118 \cdot 2800} = 14,93 \text{ cm}^2$$

soit 14 HA 12 = 15,82 cm².

Verifications aux appuis:

$$\left(T + \frac{M}{Z} \right) \leq A \bar{\sigma}_a$$

$$A = 15,82 \text{ cm}^2$$

$$T = \mp 376,43 \text{ t}$$

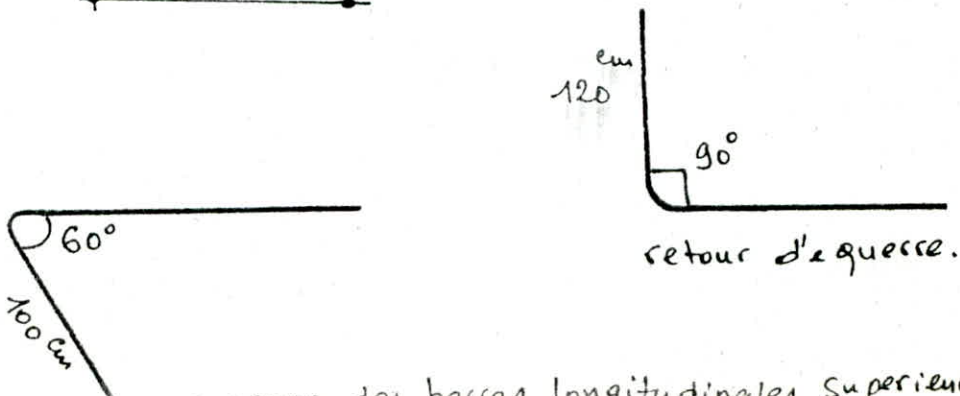
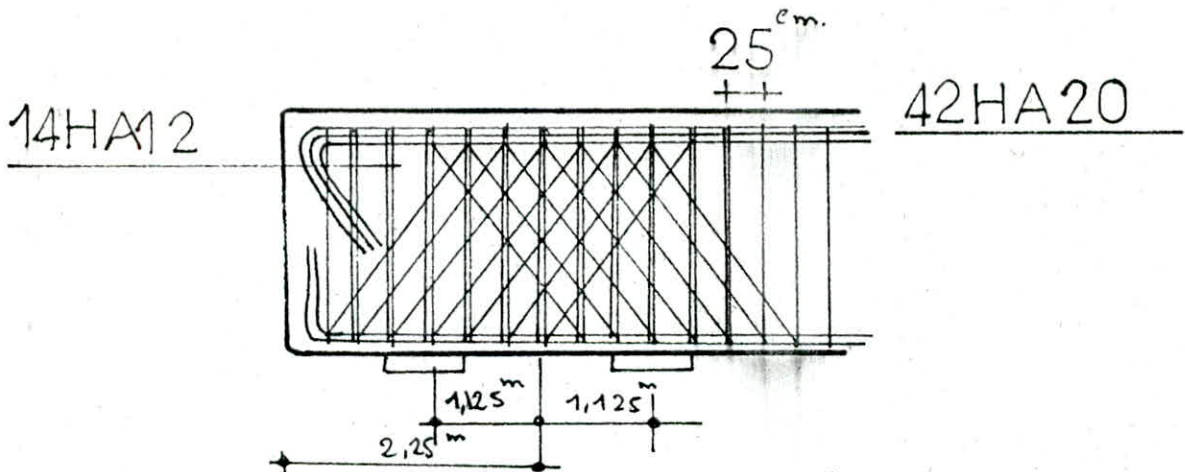
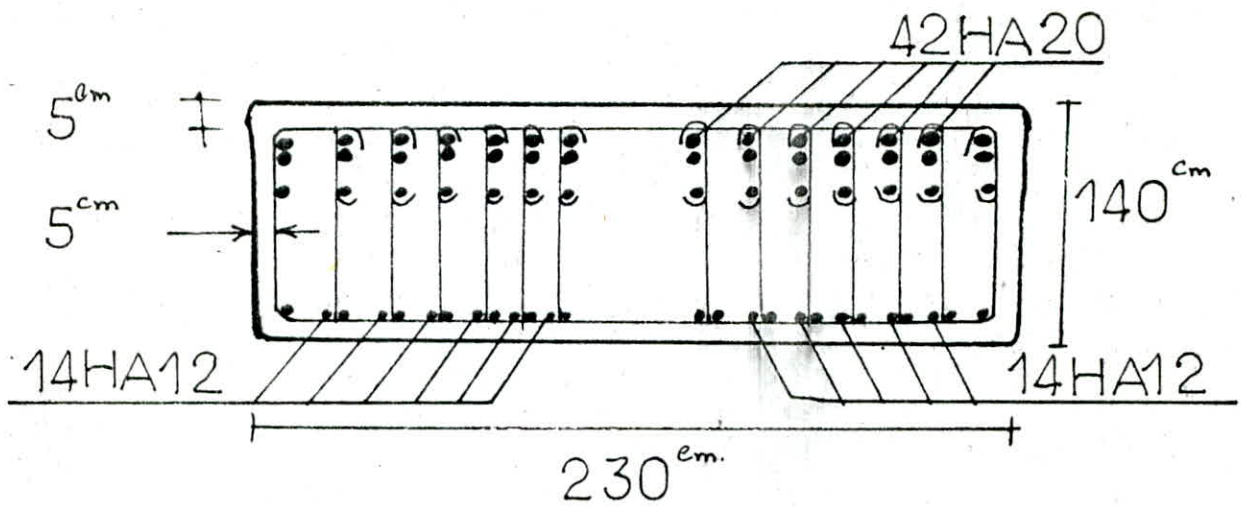
$$Z = 118 \text{ cm}$$

$$M = 423,47 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$1) \quad 376,43 \cdot 10^3 - \frac{423,47 \cdot 10^5}{118} = 17557 < 15,82 \cdot 2800 = 44296.$$

$$2) \quad \left(-376,43 \cdot 10^3 - \frac{423,47 \cdot 10^5}{118} \right) < 0 \quad \text{aucune verification n'les + necessaire.}$$



ancrage des bases longitudinales superieurs et

ETUDE DES FUTS

les fût de la pile sont sollicités par des charges verticales (Poids propre; charge et surcharge du tablier) et des charges horizontales (démarrage, seisme), les charges horizontales engendrent à la base des fûts des moments flechissants, nous faisons les combinaisons des efforts avec le 2^{es} état de chargement qui provoque des efforts normaux et moments flechissants les plus défavorables.

* Conditions normales

Section 3'-3'

Conditions normales	H(t)	N(t)	Z(m)	M(t.m)
surch: UIC	—	417,6	—	—
Tablier	—	205,25	—	—
chevetre	—	30,45	—	—
fût	—	90	—	—
démarrage	41,25	—	13,12	541,2

on a (2) fûts:

$$\begin{array}{l}
 \textcircled{1} \left\{ \begin{array}{l} N_{max} = 743,3t \\ H = 41,25t \\ M = 541,2t.m \end{array} \right. \quad \textcircled{2} \left\{ \begin{array}{l} N_{min} = 325,7t \\ H = 41,25t \\ M = 541,2t.m \end{array} \right.
 \end{array}$$

* Condition sismique.

Section 3'-3'

Condition sismique	H(t)	N(t)	Z(m)	M(t.m)
surch UIC	—	348	—	—
↓1,07 tab: 205,25 ↑0,93	—	219,6 190,8	—	—
↓1,07 chev 35 ↑0,93	—	37,46 32,56	—	—
↓1,07 fût 90 ↑0,93	—	96,3 83,7	—	—
démarrage	41,25	—	13,12	541,2
Seis: 0,1. 205,25 0,1. 35,0 0,1. 90,0	20,5 3,5 9,0	—	15,34 12,42 4,0	394

$$\begin{array}{l}
 \textcircled{1}' \left\{ \begin{array}{l} N'_{max} = 701,36t \\ H' = 33t \end{array} \right. \quad \textcircled{2}' \left\{ \begin{array}{l} N'_{min} = 307t \\ H' = 74,25t \end{array} \right.
 \end{array}$$

section 3-3.

Conditions normales	N(t)	H(t)	Z(m)	M(t.m)
Surch: UIC	417,6	—	—	—
Tablier	205,25	—	—	—
chevetre	30,45	—	—	—
fût	52	—	—	—
démarrage	—	41,25	9,12	376,2

on a (2) fûts

$$\begin{array}{l}
 \textcircled{1} \left\{ \begin{array}{l} N_{max} = 705,3t \\ H = 41,25t \\ M = 376,2t.m \end{array} \right. \quad \textcircled{2} \left\{ \begin{array}{l} N_{min} = 287,7t \\ H = 41,25t \\ M = 376,2t.m \end{array} \right.
 \end{array}$$

section 3-3.

Condition sism	H(t)	N(t)	Z(m)	M(t.m)
surch UIC	—	348	—	—
↓1,07 tab: 205,25 ↑0,93	—	219,6 190,8	—	—
↓1,07 chev 35 ↑0,93	—	37,46 32,56	—	—
↓1,07 fût 52 ↑0,93	—	55,64 48,36	—	—
démarrage	41,25	—	9,12m	376,2
Seisme 205,25. 0,1 35. 0,1 52. 0,1	20,5 3,5 5,2	—	11,34 8,42 0	261,9

$$\begin{array}{l}
 \textcircled{1}' \left\{ \begin{array}{l} N'_{max} = 660,7t \\ H' = 33t \\ M' = 261,9t \end{array} \right. \quad \textcircled{2}' \left\{ \begin{array}{l} N'_{min} = 271,7t \\ H' = 74,2t \\ M' = 638,14 \end{array} \right.
 \end{array}$$

Mous constatons que le cas le plus défavorable qu'il faut considérer et qui nécessite un ferrailage maximum en flexion composée et donne en (2)' en condition sismique:

$$N_{\min} = 307 \text{ t} \quad H = 74,25 \text{ t} \quad M = 935,2 \text{ t.m.}$$

on a des $\phi > 20 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{\text{en}} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$, conditions sismique: $\bar{\sigma}_a = 4000$ pour le béton, la contrainte admissible du béton en f.c sera majorée de 50% $\rightarrow \bar{\sigma}'_{bfc} = 1,5 \cdot 184 = 276 \text{ Kg/cm}^2$.

Etude à la fatigue des fûts: comme les fûts sont des éléments porteurs soumises à des charges dynamiques répétées et variables (charges cyclique), lors du passage du train, chaque fût reçoit une charge normale concentrée, au moment de ce passage chaque double d'essieux transmet une charge. nor. con. cette charge est répétée avec une fréquence dépendant de la longueur du train, la distance entre deux doubles d'essieux et la vitesse du roulement du train. ce chargement répété provoque la fatigue dans le béton ce qui fait diminuer les contraintes admissibles du béton à cause de la diminution d'un certain % sur la contrainte statique σ'_{28} , ou sur la contrainte de Navier dans le cas d'une pièce sollicitée en flexion, il faut donc évaluer ce % de diminution statique pour les calculs des sections. les fûts sont sollicités en f.c:

* Calcul de la Contrainte de Navier en tenant compte de la fatigue:

on définit un cycle Navier de chargement le passage d'un double d'essieux au niveau d'un fût, on admet que sans $10 \cdot 10^6$ de cycle, les limites pratique de fatigue en flexion répétée sont environ de 55% de la contrainte de rupture de Navier compte tenu qu'il ya une variation de 33 à 64% dépendant de divers variables: age, humidité, cure, agrégat, ...

mais allons prendre une limite de 50% de la contrainte de rupture de Navier, donc nous avons laissés une réserve de 50% de travail du béton pour absorber l'accumulation des déplacements relatifs (ϵ_i) dans le béton provoqués par la fatigue du béton sur plusieurs années.

évaluation du nombre d'année garantissant le fonctionnement normale

des piles, les information reçues auprès de la société S.N.T.F sont:

- le pont reçoit dans le future (20) Passages de trains chargés par jour
- un passage de train compte en moyenne (40) Wagons de 20 mètres de deux double d'essieux, nous avons (80) cycles par passage.

donc, on compte $80 \times 20 = 1600$ cycle par jour, d'où le nombre d'année $n = 10 \cdot 10^6 / 1600 \cdot 366 = 17$ ans.

le nombre d'année calculé est à titre indicatif car le calcul de nombre de passage estimatif et le (%) de diminution de la contrainte de navier depend de divers variables; donc un béton bien préparé avec une bonne réponse élastique, résister contre la fatigue sur plus d'année que celles calculées théoriquement, ce nécessiterait une étude de la fatigue du béton plus approfondie.

* contraintes admissible de calcul en tenant compte de la fatigue :

1 ^{er} genre	Béton	$\bar{\sigma}'_b = 0,5 \cdot 184 = 92 \text{ Kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}'_{b0} = 0,5 \cdot 90 = 45 \text{ Kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}_b = 78 \text{ Kg/cm}^2$
	Acier	$\bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ $\phi \leq 20 \text{ mm}$	$\bar{\sigma}'_a = 2667 \text{ Kg/cm}^2$ $\phi > 20 \text{ mm}$
2 ^e genre	Béton	$\bar{\sigma}'_b = 184 \text{ Kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}'_{b0} = 90 \text{ Kg/cm}^2$ $\bar{\sigma}_b = 75 \text{ Kg/cm}^2$
	Acier	$\bar{\sigma}'_a = 4000 \text{ Kg/cm}^2$ $\phi > 20 \text{ mm}$	$\bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ $\phi \leq 20 \text{ mm}$

flambement du fût: le fût est supposé encastré à sa base et libre à son extrémité supérieur, et comme il ya une grande partie du fût qui est évidée, nous considérons le moment d'inertie de la section évidée pour le calcul de l'élancement

$l_0 = 11,72 \text{ m}$. $l_c = \mu l_0 = 2l_0 = 23,44 \text{ m}$. $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

$I = \frac{\pi}{64} [D^4 - d_0^4]$. $D = 2,2 \text{ m}$, $d_0 = 1,2 \text{ m} \Rightarrow I = 1,047 \text{ m}^4$; $A = 2,669 \text{ m}^2$.

d'où $i = 0,626 \text{ m} \Rightarrow \lambda = l_c / i = 37,44 > 35$.

ferraillage de la section 3'-3' du fût (3).

étant donné que $35 < \lambda < 50$, il faut qu'on tiendra compte du flambement. le fût sera calculé en flexion composé avec une excentricité $e = e_0 + e_1$

avec: $e_0 = 935,2 / 307 = 3,04 \text{ m} > \frac{D}{8} = \frac{2,2}{8} = 0,275 \text{ m}$.

$e_1 = 0,16(\lambda - 35)e_0 = 1,186 \text{ m}$ d'où $e = 4,22 \text{ m}$.

et $m = 307 \cdot 4,22 = 1296 \text{ t.m}$.

Pour le calcul de la section d'armature, nous utilisons le tableau (4.57) de l'aide memoir B.A.

$r = 1,1$ $\lambda = 0,11$ $\frac{d}{2r} = 0,05$ $K_e = \frac{N \cdot r}{m} = \frac{307 \cdot 1,1}{1296} = 0,26$

$K_a = \frac{m}{r^3 \bar{\sigma}_a} = \frac{1296}{1,1^3 \cdot 4000} = 0,243$

Soit $A = 60 \text{ HA32}$, $\tilde{\omega} (\%) = 1,25$

$K_e = 0,26 \xrightarrow{\text{Tab.}} \begin{cases} K_b = 0,63 \\ K = 25 \end{cases}$

$\sigma'_b = \frac{1}{K_b} \frac{M}{r^3} = \frac{1296 \cdot 10^5}{0,63 \cdot 110^3} = 155 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_a = K \cdot \sigma'_b = 25 \cdot 155 = 3875 \text{ Kg/cm}^2 < 4000 \text{ Kg/cm}^2$

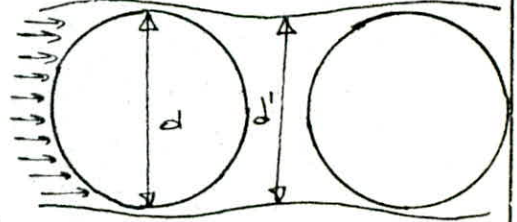
* Vérification des contraintes: $K = 25$; $y_1 = K_y \phi$; $\frac{d}{\phi} = \frac{11}{220} = 0,05$

$\begin{cases} K_y = 0,36 \rightarrow y_1 = 0,36 \cdot 220 = 79,2 \text{ cm} \\ K' = 12,9 \rightarrow \sigma'_a = K' \sigma'_b = 12,9 \cdot 155 = 1999,5 \text{ Kg/cm}^2 < 4000 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$

* Calcul de la même section (3'-3') au 2^e genre lors de passage d'une

crue: le niveau d'eau au moment de passage de la crue s'élève à (9,2 m) à partir de la base du fût, et au niveau du fût, l'eau s'élève de (80 cm). la vitesse moyenne d'écoulement est prise égale à 4 m/s à la surface libre. nous allons calculer la force et le moment engendré à la base du fût dû à la pression d'eau sur les parois externe au moment de passage de la crue, les formules utilisées sont établies par la théorie des couches limites.

hypothèse: on exige des parois extérieures des fût lisse pour que le deuxième fût sera presque masqué contre la poussée de l'eau au moment de passage de la crue.



d'où $d \neq d'$

$F = c \bar{\omega} A \frac{V^2}{2g}$

$\bar{\omega} = \rho g = 10 \text{ t/m}^3$

$c = 0,75$

$A =$ Section max \perp au sens de la vitesse

$A = d \times h = 2,2 \cdot 10 = 22 \text{ m}^2$

V : vitesse de l'eau = 4 m/s.

F : résistance totale.

$h/d = 4,54$

$10^3 < Re < 10^5$

$Re = \frac{Vd}{\nu}$

$F = 0,75 \cdot 10 \cdot 22 \frac{4^2}{20} = 132 \text{ t}$ $Z = 10 \text{ m}$

le démarrage donne: $M_d = 541,2 \text{ t.m} \Rightarrow M_r = [M_c^2 + M_d^2]^{1/2} = 853,5 \text{ t.m}$

avec: $M_c = 132 \cdot (\frac{10}{2}) = 660 \text{ t.m}$

l'effort normal diminue à cause de la poussée d'Archimède sur chaque fût de $F_A = \pi R^2 Z \cdot 1 = 3,14 \cdot 1,1^2 \cdot 10 \cdot 1 = 38 \text{ t}$

$N = N_{min} - F_A = 307 - 38 = 269 \text{ t}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{853,5}{269} = 3,17 \text{ m.}$$

$$e_1 = 0,16(37,44 - 35)3,17 = 1,238 \text{ m.}$$

$$e = e_0 + e_1 = 4,4 \text{ m.}$$

$$m_c = N \cdot e = 269 \cdot 4,4 = 1185,75 \text{ t.m} < m = 1296 \text{ t.m.}$$

ce moment fictif (m_c) dû au passage d'une crue est inférieur au moment (m) dû au seisme et avec lequel nous avons ferrillé la section circulaire pleine à la base du fût, donc on garde.

Remarque: le moment fictif (m_c) reste le même soit qu'on retranche ou non la poussée d'Archimède car l'effort est inversement proportionnel (e)

* Verification aux conditions normales: $M = 541,2 \text{ t.m}$ $H = 41,25 \text{ t}$

$$N = 325,7 \quad \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_b = 92 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$35 < \lambda < 50 \quad e_0 = \frac{M}{N} = 1,66 \text{ m} > \frac{D}{8} = \frac{2,2}{8} = 0,275 \text{ m: sec. p. comp.}$$

$$f_{1c} = 0,16(37,44 - 35) \cdot 1,66 = 0,648 \text{ m} \Rightarrow e = e_0 + f_{1c} = 2,31 \text{ m.}$$

$$\text{d'où } M = N \cdot e = 325,7 \cdot 2,31 = 752,36 \text{ t.m.}$$

nous utilisons toujours le tableau (A, 56) aide memoir B.A.

$$r = 1,1 \quad ; \quad d = 0,11 \quad ; \quad \frac{d}{2r} = 0,05 \quad ; \quad K_e = \frac{N \cdot r}{M} = \frac{325,7 \cdot 1,1}{752,36} = 0,476$$

$$A = 482 \text{ cm}^2$$

$$\tilde{w} = \frac{100A}{\pi \cdot r^2} = \frac{48200}{3,14 \cdot 110^2} = 1,26$$

$$\tilde{w} = 1,26 \quad \rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} K_b = 9,63 \\ K = 21 \end{array} \right. \quad \sigma'_b = \frac{1}{K_b} \cdot \frac{M}{r^3} = \frac{752,36 \cdot 10^5}{0,63 \cdot 110^3} = 89,72 \text{ Kg/cm}^2 < 92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = K \sigma'_b = 21 \cdot 89,72 = 1884,1 \text{ Kg/cm}^2$$

* Ferraillage de la section (3-3): circulaire évidée: $< 2667 \text{ Kg/cm}^2$.

les sollicitations les plus defavorables sont données aux conditions

sismiques (2') avec: $M = 638,4 \text{ t.m}$ $N = 271,7 \text{ t}$ $H = 74,25 \text{ t}$

puisque $\lambda = 37,44$: $35 < \lambda < 50$, nous devons tenir compte

du flambement. $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{638,4}{271,7} = 2,34 \text{ m.}$

$$e_1 = 0,16(\lambda - 35)e_0 = 0,16(37,44 - 35) \cdot 2,34 = 0,91 \text{ m.}$$

$$\text{d'où } e = e_0 + e_1 = 3,25 \text{ m et } m = N \cdot e = 271,7 \cdot 3,25 = 883 \text{ t.m}$$

$$\frac{R_m}{2} = \frac{D_m}{4} = \frac{1}{4} \left[\frac{2,2 + 1,2}{2} \right] = 0,425 < e = 3,25 \text{ m} \rightarrow \text{section. part. com}$$

* Calcul des armatures: nous utilisons la méthode de Pierre Charons pour le calcul des sections circulaires évidées avec les

$$\eta = \frac{e}{2R_m} = \frac{3,25}{2 \cdot 0,85} = 1,911, \quad \mu = \frac{m}{2\bar{\sigma}'_b B R_m} \quad \text{avec:}$$

$$B = 2\pi R_m (R - r) = 2 \cdot 3,14 \cdot 0,85 (1,1 - 0,6) = 2,669 \text{ m}^2 \rightarrow \mu = 0,1057.$$

la valeur de (μ) est faible, on diminue le taux de travail du béton ce qui coïncide bien avec les exigences de la fatigue du béton. la diminution de ($\bar{\sigma}'_b$) permet d'augmenter (μ) avec lequel augmente le pourcentage de l'acier ($\tilde{\omega}$) jusqu'à atteindre le ($\tilde{\omega}$) prit à la base du fût afin de prolonger les mêmes barres longitudinales sur le long du fût.

avec ce calcul, nous adoptons le ferrailage d'un fût en Béton armé moitié pleine, et moitié vide qui sera facile à réaliser et résister bien aux charges statiques, dynamiques... appliquées ainsi qu'à toute sorte de déformation.

on prendra $\sigma'_b = 97 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \mu = \frac{883 \cdot 10^5}{2 \cdot 97 \cdot 26690 \cdot 85} = 0,20.$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,911 \\ \mu = 0,2 \end{array} \right. \xrightarrow{\text{abaque}} \left\{ \begin{array}{l} \tilde{\omega} = 1,54 \\ K = 33,5 \end{array} \right. \quad \sigma'_a = K \cdot \sigma'_b.$$

$$\sigma'_a = 33,5 \cdot 97 = 3249,5 < \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{15}{m} \cdot \tilde{\omega} \frac{B}{100} = \frac{15}{15} \cdot 1,54 \cdot \frac{26690}{100} = 411,03 \text{ cm}^2.$$

Soit $A = 60 \text{ HA}32 = 482 \text{ cm}^2$

* Vérification de la section (3-3) de la crue + démarrage (2^e genre)

$$M_c = F \cdot Z = 130,2 \cdot 1 = 130,2 \text{ t.m} \quad M_d = 376,2 \text{ t.m}$$

$$M_R = [M_c^2 + M_d^2]^{0,5} = 398 \text{ t.m}$$

et comme l'effort normal étant toujours le même $N = 271,72 \text{ t}$, le moment $M_R = 398$ est inférieur au moment résultant du (sisme et démarrage) avec les sollicitation $M_R = 638,4 \text{ t.m}$, $N = 271,72 \text{ t}$ lesquelles on a utilisé pour ferrailer la section (3-3).

donc les sollicitations tenant compte de la crue et le démarrage engendrent des efforts inférieures et qui passent.

* Vérification aux Conditions normales:

$$M = 541 \text{ t.m} \quad N = 325,7 \text{ t} \quad e_0 = \frac{541}{325,7} = 1,66 \text{ m}, \quad e_1 = 0,64$$

donc $e = e_0 + e_1 = 2,3 \text{ m}$

$$m = N \cdot e = 325,7 \cdot 2,3 = 751,86 \text{ t.m}$$

* Vérifier dans crue + vent: $M_{crue} = 660 \text{ t.m}$; $M_{vent} = 270 \text{ t.m} \Rightarrow \Sigma (M_c + M_R) = 930$

$$\eta = \frac{e}{2.0,85} = \frac{2,3}{1,7} = 1,35$$

$$\mu = \frac{751,86 \cdot 10^5}{2.92.26690.85} = 0,18$$

$$\bar{\sigma}'_b = 92 \text{ kg/cm}^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,35 \\ \mu = 0,18 \end{array} \right. \xrightarrow{\text{abaque}} \quad \begin{array}{l} \tilde{\omega} = 1,21 \\ K = 32,8 \end{array}$$

$$\bar{\sigma}'_a = K \cdot \bar{\sigma}'_b = 32,8 \cdot 92 = 3017,6 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a, \text{ nonverifie, on diminue } (\bar{\sigma}'_b).$$

$$\text{Soit } \bar{\sigma}'_b = 83 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,35 \\ \mu = 0,12 \end{array} \right. \rightarrow \tilde{\omega} = 1,64, K = 28,4.$$

$$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}'_b \cdot K = 83 \cdot 28,4 = 2357,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2 \text{ o.k.}$$

$$A = \tilde{\omega} \cdot \frac{B}{100} = 1,64 \cdot \frac{26690}{100} = 437,88 \text{ cm}^2 < A = 482 \text{ cm}^2 \text{ o.k.}$$

* transversalement: pour les armatures transversales en zone courante:

$$t = \min(t_1; t_2) \quad \left\{ \begin{array}{l} t_1 = [100 \phi_t - 15 \phi_{Lmax}] \left[2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right] \\ t_2 = 15 \left[2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right] \phi_{Lmin} \end{array} \right.$$

$$t_1 = (100 \cdot 12 - 15 \cdot 32) \left(2 - \frac{154,5}{90} \right) = 136 \text{ mm} = 13,6 \text{ cm.}$$

$$t_2 = 15 \left(2 - \frac{154,5}{90} \right) 32 = 136 \text{ mm} = 13,6 \text{ cm.} \Rightarrow \phi_t = 13 \text{ cm.}$$

Armatures transversales: on adopte des doublés de cerces de HA12 espacés de (13cm) en zone courante et de (6 cm) à la base de fût sur une hauteur de (1m) et en zone de changement brusque d'inertie (section 3-3). les armatures longitudinales sont disposées de part et d'autre sur la circonférence des cerces.

* effet de la dilatation à la base des fûts :

les fissures à craindre à la base du fût sont des fissures verticales dues à l'augmentation de la température et aux contraintes normales dues aux charges permanentes et surcharges. les fissures transversales ne peuvent pas avoir lieu à cause de la pression des charges permanentes et surcharges, ^{qui} empêchent les dilatation longitudinale. Les aciers transversaux choisis seront calculés pour satisfaire les points suivantes: 1) le montage des aciers longitudinales, 2) reprendre à la limite la contrainte de fissuration ($\bar{\sigma}_t$): $\bar{\sigma}_t = \min \left[\frac{2}{3} \sigma_{eu}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right] = \sigma_f$. 3) réaliser un bon fretage à la base du fût et à la section (3-3) où on a un changement brusque de section

* les contraintes - déformations : établir les relations :

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \mu \sigma_y); \quad \varepsilon_y = \frac{1}{E} (\sigma_y - \mu \sigma_x); \quad \varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} = \alpha \Delta t$$

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \mu \sigma_y) = \alpha \Delta t.$$

$$(\sigma_x - \mu \sigma_y = \alpha E \Delta t) \rightarrow \textcircled{1}. \quad (\sigma_y - \mu \sigma_x = \alpha E \Delta t) \rightarrow \textcircled{2}$$

$$(\mu \sigma_y - \mu^2 \sigma_x = \alpha \mu E \Delta t) \rightarrow \textcircled{3}.$$

$$\textcircled{1} + \textcircled{3} \Rightarrow \sigma_x (1 - \mu^2) = (1 + \mu) \alpha E \Delta t.$$

$$\sigma_x (1 - \mu) = \alpha E \Delta t$$

$$\sigma_{x_t} = \frac{\alpha E \Delta t}{1 - \mu}$$

$$\sigma_{y_t} = \frac{\alpha E \Delta t}{1 - \mu}$$

$$\mu = 0,2$$

$$\sigma_{x_N} = \frac{N}{S}$$

$$\sigma_{y_N} = \mu \frac{N}{S}$$

$$\sigma_y = \sigma_{y_t} + \sigma_{y_N} = \frac{\alpha E \Delta t}{1 - \mu} + \mu \frac{N}{S}$$

la contrainte de traction engendrée par la dilatation due à l'augmentation de la température sera prise égale à la contrainte de fissuration $\sigma_y \leq \bar{\sigma}_t = \sigma_f$.

$$\Delta t = 35 \text{ } ^\circ\text{C} \quad \alpha = 10^{-5} \text{ (art 4.1 CCBA 68)} \quad \mu = 0,2$$

$$N = 743 \text{ t} \quad S = 2\pi r = 2 \cdot 3,14 \cdot 1,1 = 6,9 \text{ m}^2 \quad E = 363730 \text{ bars}$$

$$\sigma_y = \frac{35 \cdot 363730 \cdot 10^{-5}}{1 - 0,2} + 0,2 \frac{743 \cdot 10^3}{6,9 \cdot 10^4} = 167,28 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_f = \min \left[\frac{2}{3} \sigma_{eu}; \max(\sigma_1; \sigma_2) \right]; \quad \sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{w_f}{1 + 10 w_f}; \quad w_f = \frac{2,26}{2,44 \cdot 13}$$

$$w_f = 0,008 \rightarrow \sigma_1 = \frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 0,008}{12 (1 + 0,08)} = 987,6 \quad \sigma_2 = 2,4 \left[\frac{K \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b \right]^{1/2}$$

$$\bar{\sigma}_z = 2,4 \cdot \left[\frac{1 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 7,65}{12} \right]^{1/2} = 2423 \text{ Kg/cm}^2; \quad \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cu} = 2800$$

$$\Rightarrow \sigma_f = 2423 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_y = 161,28 < \bar{\sigma}_{at} = 2423 \text{ Kg/cm}^2. \quad \text{fissuration vérifiée.}$$

* Vérification à la base du fût:

$$\gamma = 4 > \frac{0,4 \cdot \phi_e^2 \cdot \bar{\sigma}_{cu}}{\phi_t^2 \cdot \bar{\sigma}_{at}} = \frac{0,4 \cdot 32^2 \cdot 2667}{12^2 \cdot 2423} = 3,13. \quad \text{o.k.}$$

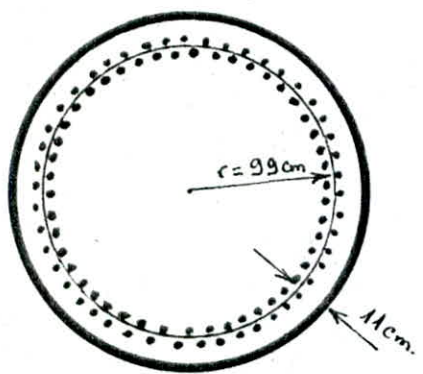
* Vérification au cisaillement: la section dangereuse est la section évidée (3-3).

$$\bar{\sigma} = \frac{H}{S} = \frac{H_s + H_d}{S} = \frac{H_s + H_d}{\frac{\pi}{4} (D^2 - D_o^2)} = \frac{74,25 \cdot 10^3}{0,78 (2,2^2 - 1,2^2)} = 2,78 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 7,65 = 26,77 \text{ Kg/cm}^2.$$

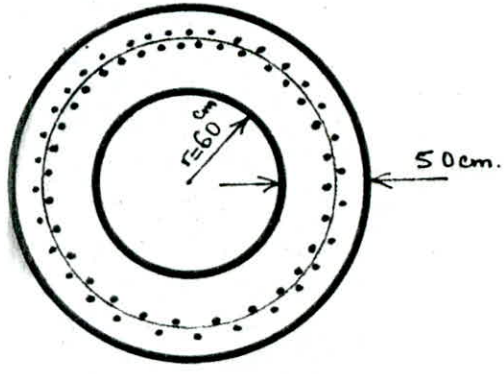
$$\bar{\sigma} = 2,78 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma} = 26,77 \text{ Kg/cm}^2.$$

section 3'-3'

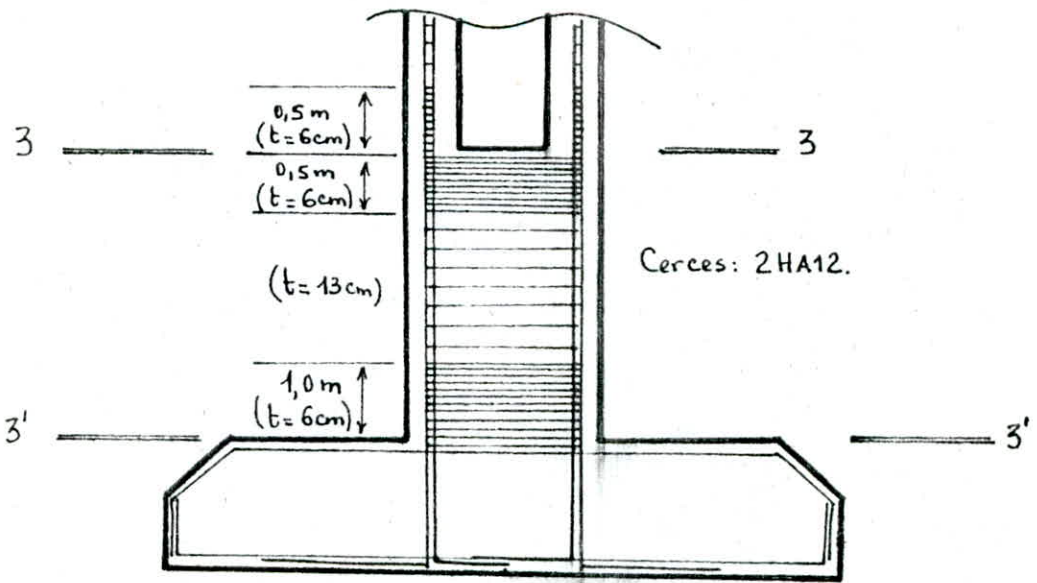


$A_L = 60 \text{ H32}$
 $A_L = 2 \text{ HA12}$

Section 3-3



$A_L = 60 \text{ HA32}$
 $A_L = 2 \text{ HA12}$



STABILITE DES FONDATIONS

Chaque fondation est dimensionnée et calculée de façon à assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage dans les conditions du 1^{er} ou 2^{er} genre; on définit: Conditions du 1^{er} genre: $G+1,2P$:

avec: (G) charges permanentes; (P) surcharges.

Conditions du 2^{er} genre engendrent deux états:

1^o 1^{er} état: $G+P$ + Seisme + démarrage.

2^o 2^{er} état: $G+P$ + crue + vent

fondation sous pile(3): Constituée d'une semelle $(14,4 \times 9,8 \times 1,8)$ m reposant sur (8) pieux encastres dans la semelle, où (6) pieux sont placés sur le périmètre de la semelle, et (2) pieux au milieu de la semelle centrés sur le même axe longitudinal des fûts. le principe de calcul de la stabilité porte contre le renversement, et le glissement de la semelle.

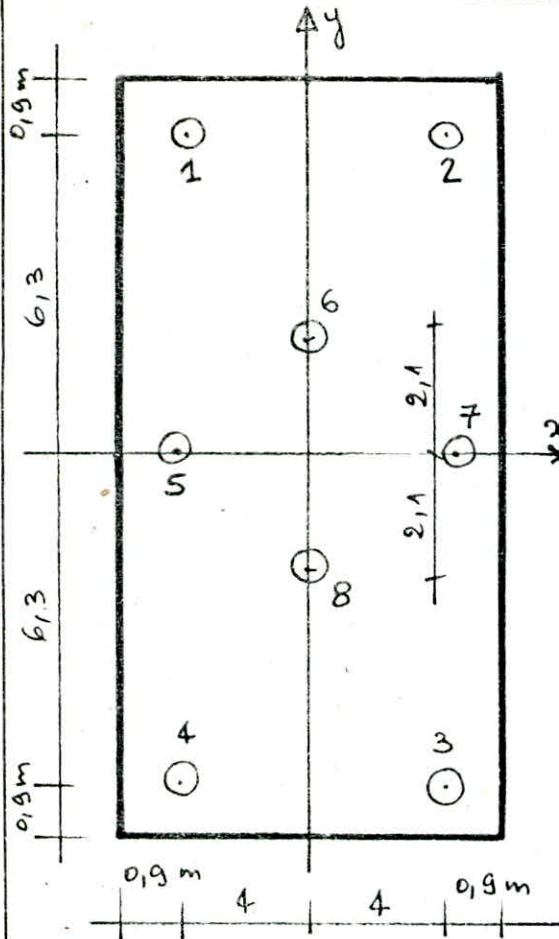
a) stabilité contre le renversement: dans cette fondation profonde, la stabilité contre le renversement est assurée par la portance admissible des pieux. les réactions des pieux dépendent des caractéristiques géométriques de la fondation et des sollicitations appliquées; le choix des dimensions de la semelle et la position des pieux sous la semelle à été fait de sorte que chaque pieu reçoit dans chaque condition une réaction de compression inférieure à sa portance admissible, et que chaque pieu soit toujours sollicité en compression, aucune réaction négative n'est permise.

b) stabilité contre le glissement: on vérifie dans chaque combinaison de sollicitation que: $\frac{V}{H} \tan \phi > 1,5$

stabilité contre le renversement: calculons les réactions dues aux conditions du 1^{er} genre, on définit les sollicitations utilisées: N : effort normal; M_x : moment autour de l'axe (x).

M_y : moment autour de l'axe (y); $N^{(1)}$: effort normal dû au seisme vertical vers le haut; $N^{(2)}$: effort normal dû au seisme vertical vers le bas; N_a : effort normal dû à la poussée d'Archimède; $N^{(3)} = (N - N_a)$; $M_x^{(1)}$: moment autour de l'axe (x) engendré par $N^{(1)}$; voir aussi $M_x^{(2)}$; M_y^1 ; M_y^2 ; M_x^3 ; M_y^3

Caracteristiques de la semelle et des pieux:



Surfacé du Pieux: $S = 1,13 m^2$; $I_x = S \cdot y^2$; $I_y = S \cdot x^2$

N° Pieux	X (m)	Y (m)	I_x (m ⁴)	I_y (m ⁴)	Y/I_{xt} (m ⁻³)	X/I_{yt} (m ⁻³)
1	-4	6,3	44,85	18,18	0,033	0,036
2	+4	6,3	44,85	18,18	0,033	0,036
3	+4	-6,3	44,85	18,18	0,033	0,036
4	-4	-6,3	44,85	18,18	0,033	0,036
5	-4	0	0,1	18,18	0	0,036
6	0	2,1	5	0,1	0,011	0
7	+4	0	0,1	18,18	0	0,036
8	0	-2,1	5	0,1	0,011	0
Σ	—	—	$I_{xt} = 190m^4$	$I_{yt} = 109$	—	—

Sollicitations II; I

	N(t)	$H_x(t)$	$H_y(t)$	X(m)	Y(m)	Z(m)	$M_x/6$	$M_y/6$
tablier 2 Voies réalisées	410,5	—	—	—	—	—	—	—
chevetre	70	—	—	—	—	—	—	—
fûts	180	—	—	—	—	—	—	—
semelle	635	—	—	—	—	—	—	—
Surcharge UIC 1 T.ch. sur 2 V.R	348,12 = 417,6	—	—	±0,4	±2,1	—	0	±167
2 T.ch sur 2 V.R	417,6	—	—	±0,4	±2,1	—	±877	0
demarrage	—	±41,3	—	—	—	13,12	—	±541

Σ : $N = 1713,1 t$ $M_x = \pm 877 t \cdot m$ $M_y = \pm 708,2 t \cdot m$

tablier 2 Voies réalisées	410,5	—	—	—	—	—	—	—
chevetre	70	—	—	—	—	—	—	—
fûts	180	—	—	—	—	—	—	—
semelle	635	—	—	—	—	—	—	—
Surcharge UIC 2 T.ch. sur 2 V.R	696,12 = 835,2	—	—	—	—	—	—	—
demarrage	—	82,5	—	—	—	13,12	—	±1082

Σ : $N = 2130,7 t$ $M_x = 0 t \cdot m$ $M_y = \pm 1082 t \cdot m$

Sollicitation III

	N(t)	H _x (t)	H _y (t)	x(m)	y(m)	Z(m)	M _x /G	M _y /G
tablier 1 voie réalisée	205,25	-	-	-	+3,92	-	±804,6	-
chevêtre	70	-	-	-	-	-	-	-
fûts	180	-	-	-	-	-	-	-
Semelle	635	-	-	-	-	-	-	-
Surcharge UIC 2 T.ch sur (1.V.R)	348,12 = 417,6	-	-	-	±2,1	-	+877	-
démarrage	-	+41,25	-	-	-	13,12	-	541,2

Σ: N = 1507,85^t M_x = 1681,58^{t.m} M_y = 541,2^{t.m}

Sollicitation IV

tablier 1 voie réalisée	205,25	-	-	-	±3,92	-	±804,6	-
chevêtre	70	-	-	-	-	-	-	-
fûts	180	-	-	-	-	-	-	-
Semelle	635	-	-	-	-	-	-	-
Surcharge UIC 1 T.ch sur (1.V.R)	174,0.12 = 208,8	-	-	±0,4	±2,1	-	±438,5	±83,52
démarrage	-	+20,625	-	-	-	13,12	-	±270,6

Σ: N = 1299^t M_x = 1243^{t.m} M_y = 354,12^{t.m}

Combinaison du

$$R_{max} = \frac{N}{n} + \left[\frac{M_x}{I_{xt}} y + \frac{M_y}{I_{yt}} x \right] S$$

$$R_{min} = \frac{N}{n} - \left[\frac{M_x}{I_{xt}} y + \frac{M_y}{I_{yt}} x \right] S$$

1^{er} genre: G+1,2 P.

N° du Pieu	Y/I _{xt} (m ⁻³)	X/I _{yt} (m ⁻³)	S (m ²)					R _{max} R _{min}
				I	II	III	IV	
1	0,033	0,036	1,13	R _{max} = 310,34 R _{min} = 222,31	R _{max} = 275,63 R _{min} = 152,63	R _{max} = 273,19 R _{min} = 103,78	R _{max} = 223,12 R _{min} = 101,62	310,34 101,62
2	0,033	0,036	1,13	R _{max} = 310,34 R _{min} = 222,31	R _{max} = 275,63 R _{min} = 152,63	R _{max} = 273,19 R _{min} = 103,78	R _{max} = 223,12 R _{min} = 101,62	310,34 101,62
3	0,033	0,036	1,13	R _{max} = 310,34 R _{min} = 222,31	R _{max} = 275,63 R _{min} = 152,63	R _{max} = 273,19 R _{min} = 103,78	R _{max} = 223,12 R _{min} = 101,62	310,34 101,62
4	0,033	0,036	1,13	R _{max} = 310,34 R _{min} = 222,31	R _{max} = 275,63 R _{min} = 152,63	R _{max} = 273,19 R _{min} = 103,78	R _{max} = 223,12 R _{min} = 101,63	310,34 101,62
5	0	0,036	1,13	R _{max} = 310,34 R _{min} = 222,31	R _{max} = 243,0 R _{min} = 185,33	R _{max} = 210,48 R _{min} = 166,48	R _{max} = 176,77 R _{min} = 148	310,34 148
6	0,011	0	1,13	R _{max} = 266,33 R _{min} = 266,33	R _{max} = 225 R _{min} = 203,23	R _{max} = 209,38 R _{min} = 167,58	R _{max} = 177,82 R _{min} = 147	266,33 147
7	0	0,036	1,13	R _{max} = 310,34 R _{min} = 222,31	R _{max} = 243 R _{min} = 185,33	R _{max} = 210,48 R _{min} = 166,48	R _{max} = 176,77 R _{min} = 148	310,34 148
8	0,011	0	1,13	R _{max} = 266,33 R _{min} = 266,33	R _{max} = 225 R _{min} = 203,23	R _{max} = 209,38 R _{min} = 167,58	R _{max} = 177,82 R _{min} = 147	266,34 147

B) Combinaisons (I') du 2^e genre.

Sollicitations		N(t)	N ⁽¹⁾ N ⁽²⁾	H _x (t)	H _y (t)	x(m)	y(m)	z(m)	M _x /G	M _y /G
1 ^e état G + P + SI + Démarrage	tablier 2 V.R	410,5	493,23 381,76	-	-	-	-	-	-	-
	Chevetre	70	75 65,1	-	-	-	-	-	-	-
	fûts	180	192,6 167,4	-	-	-	-	-	-	-
	Semelle	635	679,45 590,5	-	-	-	-	-	-	-
	U.I.C: 2 Tch. 2 V.R	696	696	-	-	-	-	-	-	-
	démarrage	-	-	82,5	-	-	-	13,2	-	1082,4
	Seisme.	-	-	41,05 7 18	-	-	-	15,3 12,42 5	-	628 87 90

Resultats: $N^{(1)} = 2082,28 \text{ t}$
 $N^{(2)} = 1900,81$

$M_x^{(1)} = 0$
 $M_x^{(2)} = 0$

$M_y^{(1)} = 1887,74 \text{ t.m}$
 $M_y^{(2)} = 1887,74 \text{ t.m}$

Sollicitations		N(t)	N _a (t)	H _x (t)	H _y (t)	x(m)	y(m)	z(m)	M _x /G	M _y /G
2 ^e état G + P + Crues + Vent	Resultats des conditions normales cumulée	2130,7	-	-	-	-	-	-	0	1082
	Vent	-	-	-	21,73	-	-	12,42	270	-
	Crue	-	76 t	-	132	-	-	5	660	-

Resultats: $N^{(3)} = 2054,7 \text{ t}$

$M_x^{(3)} = 930 \text{ t.m}$

$M_y^{(3)} = 1082 \text{ t.m}$

Combinaison (II') du 2^e genre

sollicitations		N(t)	N ⁽¹⁾ ; N ⁽²⁾	H _x (t)	H _y (t)	x	y	z(m)	M _x /G	M _y /G.
1 ^{er} état: G + P + SI + démarr.	tablier 2 V.R	410,5	493,23 381,76	-	-	-	-	-	-	-
	Chevetre	70	75,0 65,1	-	-	-	-	-	-	-
	fûts	180	192,6 167,4	-	-	-	-	-	-	-
	Semelle	635	679,45 590,5	-	-	-	-	-	-	-
	1 Tch. sur 2 V.R. 2 Tch. sur 1 V	348	348	-	-	±0,4	±21	-	0 730,8	139,2 0
	démarrage	-	-	41,05	-	-	-	13,2	-	544,5
	Seisme.	-	-	41,05 7 18	-	-	-	15,3 12,42 5	-	628,06 87 90

Resultats: $N^{(1)} = 1734,28$
 $N^{(2)} = 1552,81$

$M_x^{(1)} = 730,8$
 $M_x^{(2)} = 730,8$

$M_y^{(1)} = 1488,85$
 $M_y^{(2)} = 1488,85$

Sollicitations		N(t)	N(a)	H _x	H _y	x	y	z(m)	M _x /G	M _y /G.
2 ^e état: G + P + Crues + Vent	la somme des soll. données par les c.N	1713,1	-	-	-	-	-	-	877	708,2
		-	-	-	21,73	-	-	12,42	270	-
		-	76	-	132	-	-	5	660	-

Resultats: $N^{(3)} = 1637 \text{ t}$

$M_x^{(3)} = 1807 \text{ t.m}$

$M_y^{(3)} = 708,2 \text{ t.m}$

Combinaison (III') du 2^e genre:

Sollicitations		N(t)	$\frac{N^{(1)}}{N^{(2)}}$	H _x	H _y	X _(m)	Y _(m)	Z _(m)	M ^x /G	M ^y /G
1 ^e état: G + P + SI + démarrage	Tablier 1 V.R	205,25	$\frac{219}{190}$	-	-	-	±3,92	-	$\frac{860}{748}$	-
	chevetre	70	$\frac{75}{65}$	-	-	-	-	-	-	-
	fûts	180	$\frac{192}{167}$	-	-	-	-	-	-	-
	semelle	635	$\frac{679}{590}$	-	-	-	-	-	-	-
	2T.ch sur 1V	348	348	-	-	-	±2,1	-	±730,8	-
	démarrage	-	-	+4,25	-	-	-	13,2	-	±541,2
	seisme	-	-	$\frac{20,5}{78}$	-	-	-	$\frac{15,3}{12,425}$	-	$\frac{313,65}{8790}$

Resultats: $N^{(1)} = 1514,7$ $M_x^{(1)} = 1590$ $M_y^{(1)} = 1031,85$
 $N^{(2)} = 1367,8$ $M_x^{(2)} = 1478,8$ $M_y^{(2)} = 1031,85$

Sollicitations		N(t)	Na(t)	H _x	H _y	X	Y	Z _(m)	M ^x /G	M ^y /G
2 ^e état: G + P + Crue + Vent	la (Σ) des soll. données par C.N	1507	-	-	-	-	-	-	1681,58	541,2
	Vent	-	-	-	21,73	-	-	12,42	270	-
	Crue	-	76	-	132	-	-	5	660	-

Resultats: $N^{(3)} = 1437,85 \text{ t}$ $M_x^{(3)} = 2611 \text{ t.m}$ $M_y^{(3)} = 541 \text{ t.m}$

Combinaisons (IV') du 2^e genre:

Sollicitation		N(t)	$\frac{N^{(1)}}{N^{(2)}}$	H _x	H _y	X	Y	Z _(m)	M ^x /G	M ^y /G.
1 ^e état: G + P + SI + démarrage	Tablier: 1.V.R	205,25	$\frac{219}{190}$	-	-	-	3,92	-	$\frac{860}{748}$	-
	chevetre	70	$\frac{75}{65}$	-	-	-	-	-	-	-
	fûts	180	$\frac{192}{167}$	-	-	-	-	-	-	-
	semelle	635	$\frac{679}{590}$	-	-	0,4	2,1	-	365,4	69,6
	1T.ch sur 1V	174	174	-	-	0,4	2,1	-	365,4	69,6
	démarrage	-	-	20,6	-	-	-	13,2	-	541,2
	seisme	-	-	$\frac{20,5}{718}$	-	-	-	$\frac{15,3}{12,425}$	-	$\frac{313,6}{8790}$

Resultats: $N^{(1)} = 1340,7 \text{ t}$ $M_x^{(1)} = 1225,4 \text{ t.m}$ $M_y^{(1)} = 1101,45 \text{ t.m}$
 $N^{(2)} = 1187,8 \text{ t}$ $M_x^{(2)} = 1113,4 \text{ t.m}$ $M_y^{(2)} = 1101,45 \text{ t.m}$

Sollicitations		N(t)	Na(t)	H _x	H _y	X	Y	Z _(m)	M ^x /G	M ^y /G.
2 ^e état: G + P + Crue + Vent	la (Σ) des soll. données par C.N	1299	-	-	-	-	-	-	1243	354,12
	Vent	-	-	-	21,73	-	-	12,42	270	-
	Crue	-	76	-	132	-	-	5	660	-

Resultats: $N^{(3)} = 1223 \text{ t}$ $M_x^{(3)} = 2173 \text{ t.m}$ $M_y^{(3)} = 354,12 \text{ t.m}$

METHODE DE FORAGE	TARIERE	CAROTTAGE
DIAM DE FORAGE	200	
PROFONDEUR	20,00	
COMMENCE LE 5-3-83	COMPLET LE 9-3-83	
NIVEAU D'EAU	—	m

FORAGE N°	83
PK.	143,322
COTE DU TERRAIN	486,888
PROFD. REMBLAIS/DEBLAIS	

DESCRIPTION DES COUCHES	PROFD. m	ECH.	S.P.T.	Recuperation de CAROTTE	ESSAI
SABLE LIMONEUX GRAIN FIN BRUN FONCE AVEC GRAVIERS.	1,00	D P		121	
ARGILE LIMONEUSE COMPACT BRUNE JAUNEATRE AVEC SABLE ET GRAVIERS.	4,00	D P P	49 44		
ARGILE LIMONEUSE COMPACT BRUNE ROUGEATRE ET GRIS AVEC SABLE GRAIN FIN.	19m	U P D P P P U P	42 68 73 75 83		
legende: - U=Intact W=Ech. D'Eau D=Remanie P-S.P.T.	20,00				

$\sigma_s = 2,63 \text{ t/m}^2$
 $\sigma_d = 1,73 \text{ t/m}^2$
 $\sigma_s = 2,63 \text{ t/m}^2$
 $\sigma_d = 1,81 \text{ t/m}^2$
 $\sigma_s = 4,81 \text{ t/m}^2$
 $\sigma_d = 1,81 \text{ t/m}^2$
 $\sigma_s = 2,63 \text{ t/m}^2$
 $\sigma_d = 1,4 \text{ t/m}^2$

$\omega_p = 0,28$
 $\omega_p = 0,165$
 $\omega_p = 0,21$
 $\omega_p = 0,20$
 $\omega_p = 0,37$
 $\omega_p = 0,17$

$I_p = 1,19$
 $I_p = 0,37$
 $I_p = 1,13$
 $I_p = 1,13$
 $I_p = 1,13$

$C = 2,1 \text{ t/m}^2$
 $C = 2,1 \text{ t/m}^2$
 $C = 2 \text{ t/m}^2$
 $C = 1,4 \text{ t/m}^2$

$\phi = 11^\circ$
 $\phi = 20^\circ$
 $\phi = 34^\circ$

$\omega_N = 0,21$
 $\omega_N = 0,18$
 $\omega_N = 0,18$

LIGNE
AIN TOUTA-M'SILA

COUPE
DU FORAGE

SNTF		MISSION-13
RITES		CF/83

a) Verification à la stabilité de la fondation sous la pile (3).

avec \bar{Q}_1 : portance admissible de chaque pieu en condition du 1^{er} genre et, \bar{Q}'_1 : pour les conditions du 2^{er} genre.

$\bar{Q}_1 = 350 \text{ t}$

$\bar{Q}'_1 = 1,5 \cdot 350 = 525 \text{ t}$

Parametre / Condition	max Rmax	min Rmin	\bar{Q}	Verification au soulevement	Verification a la Portance.
1 ^{er} genre	310,34	110,62	405	110,62 > 0	310,34 < 405
2 ^{er} genre	336,88	57,44	607,5	57,44 > 0	336,88 < 607,5

b) stabilité au glissement

$\varphi = 21^\circ 66'$

		V(H)	H(H)	tg φ	$\frac{V}{H} \text{ tg } \varphi$	verification	
1 ^{er} genre	I	2130,7	82,5	0,3971	10,25	10,25 < 1,5	
	II	1713,1	41,25	"	16,49	16,49 < 1,5	
	III	1507,85	41,25	"	14,52	14,52 < 1,5	
	IV	1299	20,62	"	25,0	25,0 < 1,5	
2 ^{er} genre.	I	1 ^{er} état	2082,28	148,56	"	5,57	5,57 < 1,5
		2 ^{er} état	2054,7	153,73	"	5,31	5,31 < 1,5
	II	1 ^{er} état	1734,28	107,13	"	6,43	6,43 < 1,5
		2 ^{er} état	1637	153,73	"	4,23	4,23 < 1,5
	III	1 ^{er} état	1514,7	86,72	"	6,94	6,94 < 1,5
		2 ^{er} état	1431,85	153,73	"	3,69	3,69 < 1,5
	IV	1 ^{er} état	1340,7	66,12	"	8,05	8,05 < 1,5
		2 ^{er} état	1223	153,73	"	3,16	3,16 < 1,5

ferraillage de la semelle (S₃).

generalité: le choix de la méthode de calcul pour le ferraillage des semelles depend essentiellement de la forme geometrique de la semelle ainsi que la position des charges, donc pour calculer les sollicitations qui s'approchent le mieux du fonctionnement réel de la semelle, il faut faire un bon choix. plus la largeur de la semelle est comparable a sa longueur, la distribution des charges se fait à l'aide des bielles de béton, d'où l'utilisation de la méthode des bielles, ou méthode des consoles, si les charges appliquées sont excentrées, la méthode d'R.D.M est bonne à utiliser. Pour des largeurs de la semelle faibles

Par rapport à la longueur de la semelle, celle-ci se comporte comme une poutre renversée. Vu les dimensions de la semelle (S_3) ainsi que la position des charges concentrées des fûts et les réactions des pieux, nous allons utiliser la méthode d'R.D.M. donnant de bonnes résultats.

la semelle sera calculée comme une poutre soumise aux réactions des pieux et aux charges transmises par les fûts.

Sollicitations du 1^{er} genre.

d'après l'étude précédente de stabilité de la fondation, on en déduit que la sollicitation la plus défavorable en 1^{er} genre est donnée par la combinaison (I) donnant des réactions max sur les pieux les fûts transmettent à la semelle un effort normal (N); un moment (M_x) dans le sens (y) et (M_y dans le sens x).

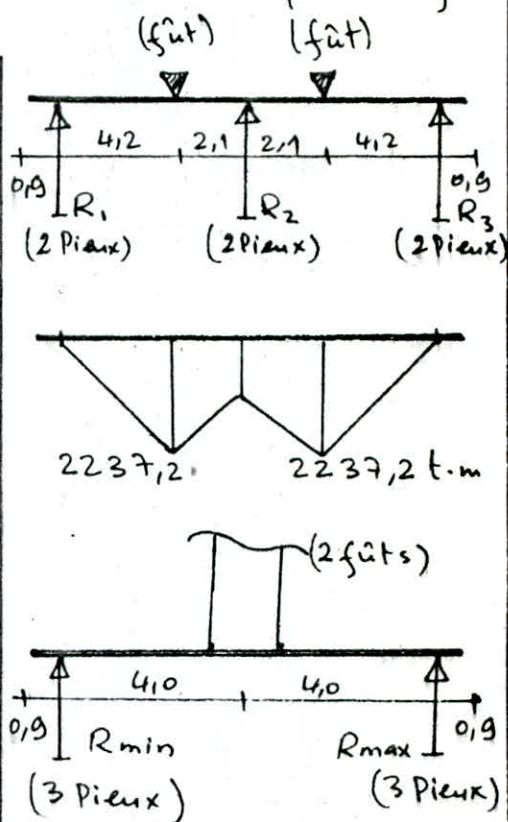
Calculons les sollicitations de la semelle par la méthode d'R.D.M dans chaque sens. elle sera donc considérée comme une poutre soumise aux réactions des pieux et aux charges transmises par les fûts.

sens y: $N = 2130,7 \text{ t}$ $M_x = 0 \Rightarrow R_1 = R_2 = R_3 = 2 \left[\frac{2130,7}{8} + 0 \right]$
 $R_1 = 532,67 \text{ t}$

sens x: $N = 2130,7 \text{ t}$ $M_y = 10882 \text{ t.m}$
 $R_{\max} = 3 \left[\frac{2130,7}{8} + 1082 \cdot 0,036 \cdot 1,13 \right] = 931 \text{ t}$

$$R_{\min} = 3 \left[\frac{2130,7}{8} - 1082 \cdot 0,036 \cdot 1,13 \right] = 667 \text{ t}$$

$$\text{Moment resultant} = M_R = M_{\max} - M_{\min} = 931 \cdot 4 - 667 \cdot 4 = 1056 \text{ t.m}$$



Sollicitations du 2^{es} genre: donné par la combinaison (I').

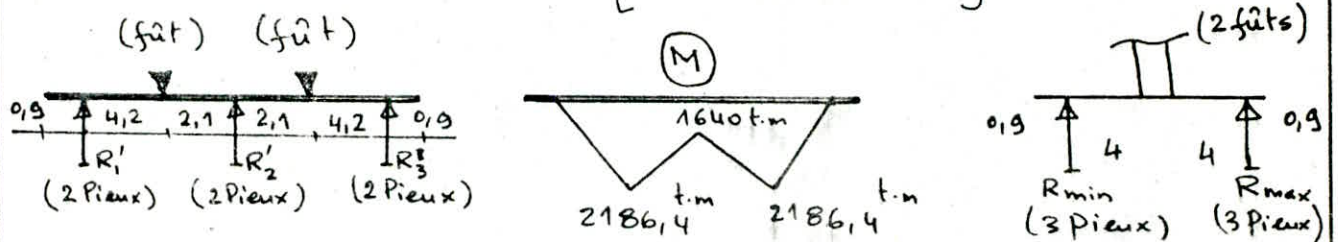
sens y: $N = 2082,28$ $M_x = 0$, $R'_1 = R'_2 = R'_3 = 2 \left[\frac{2082}{8} + 0 \right] = 520,5$ t

sens x: $N = 2082,28$ $M_y = 1887,74$.

$R_{max} = 3 \left[\frac{2082,28}{8} + 1887 \cdot 0,036 \cdot 1,13 \right] = 1011,23$ t.

$R_{min} = 550,47$ t.

moment résultant sera: $M_R = [(1011 \times 4) - (550 \times 4)] = 1843$ t.m.



nous allons faire le ferrailage avec les sollicitations du 1^{es} genre et on passe à la vérification avec celles provoquées par le 2^{es} genre.

Nappe longitudinale inférieure:

$M = 2237,2$ t.m $N = 2130,7$ t $h_f = 180$ $h = h_f - s = 175$.

$M_R = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\gamma} \bar{\sigma}_b' b h^2 = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,83 \cdot 184 \cdot 980 \cdot 175^2 = 11458$ t.m. $> 2237,2$.

$\Rightarrow A' = 0$. $\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = 0,0399 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9150 \\ K = 43,8 \end{array} \right\}$.

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 499$ cm² soit 160 HA20 = 502,4 cm².

$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{43,8} = 64$ Kg/cm² $< \bar{\sigma}_b' = 184$ Kg/cm² o.k.

Nappe transversale inférieure $M = 1056$ t.m.

soit $A = 80$ HA20 = 251,2 cm².

$\bar{\omega} = \frac{\mu}{15} \cdot \frac{100 \cdot A}{B} = \frac{100 \cdot 251,2}{175 \cdot 1440} = 0,0996 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9474 \\ K = 80 \end{array} \right\}$

$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2497}{80} = 31,2$ Kg/cm² $< \bar{\sigma}_b' = 184$ Kg/cm². o.k.

* on dispose des aciers supérieurs de montage:

soit nappe longitudinale supérieur 40 HA14.

* Vérifications aux sollicitations du 2^{es} genre:

a) $M = 2186$ t.m. $< M$ (1^{es} genre) = 2237,2 t.m.; donc les aciers longitudinaux adoptés adoptés au calcul du 1^{es} genre résistent bien dans le cas d'une sollicitation du 2^{es} genre.

b) $M = 1843$ t.m. $A = 80$ HA20 = 251,2 cm²

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{B} = \frac{100 \cdot 251,2}{175 \cdot 1440} = 0,0996 \rightarrow \left\{ \varepsilon = 0,9474 ; k = 80. \right\}$$

$$\sigma_a = M / (A \varepsilon h) = 1843 \cdot 10^5 / (251,2 \cdot 0,9474 \cdot 175) = 4425,2 > 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

donc, on augmente la section d'acier, soit $A = 1004420$. non vérifier

$$A = 314 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{\omega} = 0,124 \rightarrow \left\{ \varepsilon = 0,9415, k = 70,5 \right\}$$

$$\sigma_a = 1843 \cdot 10^5 / (314 \cdot 0,9415 \cdot 175) = 3562,35 \text{ Kg/cm}^2 < 4200. \text{ ok.}$$

$$\sigma'_b = \sigma_a / k = 3562,35 / 70,5 = 50,5 \text{ Kg/cm}^2 < 184 \text{ Kg/cm}^2. \text{ ok.}$$

* Verification à la fissuration: $\bar{\omega}_f = 502,4 / 2 \cdot 5 \cdot 980 = 0,064$
 $k = 1 \cdot 10^6$ $\eta = 1,6 \text{ (H.A)}$

$$\sigma_1 = 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,064 / (20 + (1 + 0,64)) = 3125 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot [(1,6 \cdot 10^6 \cdot 7,65) / 20]^{0,5} = 1877,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

* Cadres transversals: Vu les dimensions de la semelle, elle fonctionnera comme une dalle; nous allons donc mettre des cadres pour le montage des aciers de telle sorte que ces armatures supérieures et inférieures associées à des armatures transversales (cadre) offrent une bonne résistance à la torsion qui serait issue d'une excentricité accidentelle des fûts ou de pieux

* Verification au cisaillement: a) cisaillement verticale du béton

$$T_{\max} = 532,67^t ; \tau_b = T / b z = 532,67 \cdot 10^3 / 980 \cdot 153 = 3,55 \text{ Kg/cm}^2$$

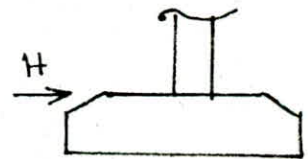
$$\tau'_b = 64 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}'_b = 92 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \tau'_b = 35 \cdot 7,65 = 26,77.$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b. \text{ o.k.}$$

b) cisaillement horizontal:

$$\tau_{\max} = \frac{H_{\max}}{S}, \quad S' = \pi D^2 / 4 = 3,14 \cdot 2,2^2 / 4.$$

$$S' = 3,79 \text{ m}^2.$$



$$H_{\max} = H_{\text{vent}} + H_{\text{crue}} = 21,73 + 132 = 153,73^t$$

$$\tau_{\max} = 153,73 \cdot 10^3 / 3,79 \cdot 10^4 = 4 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\tau'_b = 155 \text{ Kg/cm}^2 ; \quad \bar{\tau}'_b < \tau'_b < 2\bar{\tau}'_b = 184$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_b = \left[4,5 - \frac{\tau'_b}{\bar{\tau}'_b} \right] \bar{\tau}_b = \left[4,5 - \frac{155}{92} \right] 7,65 = 21,53 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 10,76 \text{ Kg/cm}^2 \text{ o.k.}$$

ETUDE DES FONDATIONS

La fondation prévue est une fondation sur pieux forés tubés, ces pieux sont mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tel que tarière, benne, ext... sous protection d'un (d'un) tubage dont la base est toujours située au dessous du fond de forage. le tubage est enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration, le forage est rempli partiellement ou totalement d'un béton de grande ouvrabilité puis le tubage est (excentré) extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de (1 m) sous le niveau du béton du béton, sauf au niveau d'arase.

Détermination de la force portante admissible d'un pieu :

force portante déduite de la résistance du sol.

la portance admissible d'un pieu ancré dans le sol se compose par la somme de sa portance par effet de pointe (Q_p) à la base du pieu et sa portance (Q_f) par frottement des parois latérales avec le sol. la somme est prise avec un coef. de sécurité de (2,5). les formules et les méthodes sont nombreuses selon les auteurs et les régions dans les différents pays.

Chaque hauteur, ou chercheur, propose des hypothèses de calcul afin de traduire le vrai fonctionnement du pieu et donner des bons résultats qui s'approchent le mieux - jusqu'à maintenant, les meilleures méthodes étaient les méthodes pratiques des essais. (Exemples des pénétromètres statique et dynamique, et la méthode de battage. ...)

dans notre étude, nous utilisons les formules de Boussinesq donnant de bons résultats.

1°) calcul de la portance : portance des pieux au fond du lit.

Forage N° 83 : les ^{deux} grandes couches du carottage sont constituées d'argile limoneuse compactée mélangée à d'autres granulométries, d'où nous allons prendre un angle de frottement interne (ϕ_m) moyen ces deux grandes couches s'étalent sur (3) parties de [ϕ, e, γ, \dots] différents, on considère les valeurs moyennes.

METHODE DE FORAGE	TARIERE	CAROTTAGE
DIAM DE FORAGE	200	
PROFONDEUR	22,00	
COMMENCE LE 26.2.83	COMPLET LE 3.3.83	
NIVEAU D'EAU	6,60	m

FORAGE N°	84
PK	143,344
COTE DU TERRAIN	+90,600
PROFD. REMBLAIS / SEBLAIS	POIN

DESCRIPTION DES COUCHES	PROFD. m	ECH.	S.P.T.	Recuperation de CAROTTE	Essai
SABLE LIMONEUX GRAIN FIN BRUN FONCE AVEC GRAVIERS.	3,00	AD P	38	$\sigma_s = 2,65$ $\omega_p = 9,25$ $\sigma_p = 37$ $I_c = 1,11$ $C = 1,14$ $\phi = 29^\circ$ $W_N = 0,21$	U
ARGILE LIMONEUSE GRIS BRUNEÂTRE AVEC SABLE ET GRAVIERS.	6,50	AD P	45	$\sigma_s = 2,63$ $\omega_p = 9,25$ $\sigma_p = 37$ $I_c = 1,11$ $C = 1,14$ $\phi = 29^\circ$ $W_N = 0,21$	U
ARGILE LIMONEUSE COMPACT BRUNE JAUNEÂTRE AVEC SABLE GRAVIERS ET CAILLOUX	9,30	P P	48	$\sigma_s = 2,63$ $\omega_p = 9,25$ $\sigma_p = 37$ $I_c = 1,11$ $C = 1,14$ $\phi = 29^\circ$ $W_N = 0,21$	U
ARGILE LIMONEUSE BRUNE JAUNEÂTRE AVEC SABLE GRAIN FIN.	10,50	P P	52	$\sigma_s = 2,63$ $\omega_p = 9,25$ $\sigma_p = 37$ $I_c = 1,11$ $C = 1,14$ $\phi = 29^\circ$ $W_N = 0,21$	U
ARGILE LIMONEUSE COMPACT BRUNE JAUNEÂTRE AVEC GRAVIERS ET CAILLOUX.	14,50	P	63	$\sigma_s = 2,63$ $\omega_p = 9,25$ $\sigma_p = 37$ $I_c = 1,11$ $C = 1,14$ $\phi = 29^\circ$ $W_N = 0,21$	U
ARGILE LIMONEUSE COMPACT BRUNE JAUNEÂTRE ET GRIS AVEC SABLE GRAIN FIN.	22,00	P	88	$\sigma_s = 2,63$ $\omega_p = 9,25$ $\sigma_p = 37$ $I_c = 1,11$ $C = 1,14$ $\phi = 29^\circ$ $W_N = 0,21$	U
	22,5	P	98		

legende: - U=Intact W=Ech. D'Eau
D=Remanie P=S.P.T.

LIGNE AIN TOUTA-M'SILA	COUPE DU FORAGE	SNTF	MISSION-B
		RITES	CF/84

$$Q = Q_p + Q_f = \frac{\pi B^2}{4} [0,3 \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q + 1,3 C N_c] + (k_p \sin \delta) \gamma \frac{D^2}{2} a + k_p C \cot \varphi \sin \delta a D.$$

Comme les fondations se trouvent sur un oued, le sol est supposé tj. humide ce qui donne le cas le plus defavorable de portance des pieux. nous avons une argile humide, on néglige donc le troisième terme de la formule.

- * B : diametre du pieu
- * γ : densité du sol
- * (N_γ, N_q, N_c) facteur tarzaghi
- * C : Cohesion moyenne
- * k_p : Coef. de poussée horizontale
- * D : hauteur du sol au dessus de la pointe
- * a : perimetre du pieu.
- * δ : angle de frottement (sol-pieu) $\delta = (2/3) \varphi$.

$$N_c = \cot \varphi [N_q - 1] \quad * N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4 \varphi) \quad * N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \tan \varphi}$$

$$\varphi = \varphi_m = \frac{11 + 20 + 34}{3} = 21,66 \quad * C = C_m = \frac{2 + 21 + 1,4}{3} = 1,83 \text{ t/m}^2$$

$$k_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = 2,17 \quad * D = 18 \text{ m} \quad * \gamma = 2 \text{ t/m}^3$$

$$\varphi = 21,66 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_c = 16,5 \\ * N_\gamma = 3,83 \\ * N_q = 7,55 \end{array} \right\}$$

$$Q = Q_p + Q_f = \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} [0,3 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 3,83 + 2 \cdot 18 \cdot 7,55 + 1,3 \cdot 1,83 \cdot 16,5] + (2,17 \cdot 0,249 \cdot 2 \cdot \frac{18^2}{2} \cdot 3,76) = 1013 \text{ t}$$

$$\bar{Q} = \frac{Q_p + Q_f}{2,5} = \frac{1013}{2,5} = \underline{\underline{405 \text{ t}}}$$

Forage N° 84. $* \varphi = \varphi_m = \frac{27 + 26 + 34}{3} = 29^\circ$

$$* C = c_m = (1,1 + 1,0 + 1,4) / 3 = 1,16 \text{ t/m}^2$$

$$* k_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = 2,88 \quad * D = 15 \text{ m} \quad * \gamma = 2 \text{ t/m}^3$$

$$Q = Q_p + Q_f = \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} [0,3 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 13,2 + 2 \cdot 15 \cdot 16,42 + 1,3 \cdot 1,16 \cdot 27,8] + (2,88 \cdot 0,33 \cdot 2 \cdot \frac{15^2}{2} \cdot 3,76) = 1419 \text{ t}$$

$$\bar{Q} = \frac{1419}{2,5} = \underline{\underline{567 \text{ t}}}$$

$$\bar{Q}'_1 = 1,5 \bar{Q}_2$$

Position du pieu	1 ^{er} genre	2 ^{er} genre	$\bar{Q}_1 = 567 \text{ t}$	$\bar{Q}'_1 = 850 \text{ t}$
Pieux sous auéo	1 ^{er} genre	2 ^{er} genre	$\bar{Q}_2 = 405 \text{ t}$	$\bar{Q}'_2 = 607,5 \text{ t}$

ETUDE DES PIEUX

(pieux sous la semelle S_3).

Calcul des pieux par la méthode de Werner: le pieu est supposé comme une poutre cylindrique en B.A poignée au sol, donc appuyé tout le long sur un sol élastique, la pression du sol sur le pieu sera proportionnelle à la flèche du pieu: $P(z) = -K f(z)$ où (f) désigne la flèche du pieu, (P) charge uniforme, $K = b C_u$ avec: (b) diamètre du pieu, (C_u) module de réaction du sol. d'autre part on a: $d^2 M / dz^2 = -P(z) = b C_u f(z)$.

l'équation différentielle de la ligne élastique s'écrit par:

$$d^2 M / dz^2 = -M / EI \Rightarrow M = -EI \cdot d^2 f / dz^2$$

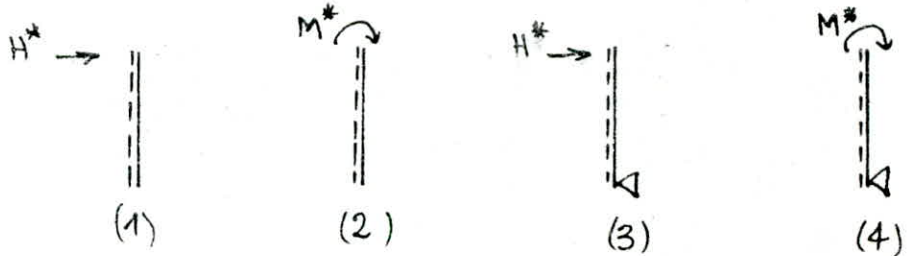
donc on a: $-EI d^4 f / dz^4 = b C_u f(z) \Rightarrow \frac{d^4 f}{dz^4} + \frac{b C_u}{EI} f = 0$.

posons: $\lambda = \left(\frac{b C_u}{4EI}\right)^{1/4} \rightarrow \frac{d^4 f}{dz^4} + 4 \lambda^4 f = 0$, λ : facteur d'amortissement

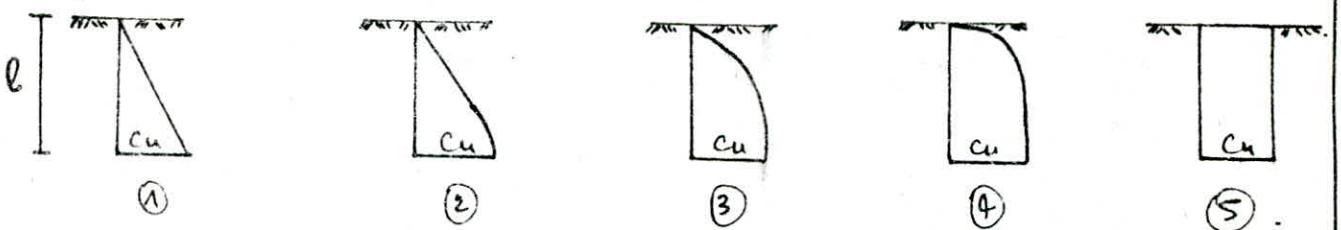
la résolution de cette équation différentielle donne:

$$f = e^{\lambda z} (A \sin \lambda z + B \cos \lambda z) + e^{-\lambda z} (C \sin \lambda z + D \cos \lambda z)$$

les conditions aux limites donnent les coef (A, B, C, D) à l'aide de la méthode de Werner qui suppose les (4) cas de sollicitations des pieux:



Pour déterminer (4); la méthode de Werner prévoit (5) cas de diagramme (contrainte - profondeur) selon la nature du sd.



le moment qui sollicite notre fondation profonde est plus prépondérant que l'effort horizontal, les pieux sont forcés dans le sol sans être appuyés à leurs extrémités inférieures, soit la sollicitation (2); nos pieux sont supposés libres à leurs extrémités inférieures et sollicités en tête avec un moment et un effort tranchant

longueur elastique du pieu: $l_0 = (4EI/cub)^{1/4}$, $\lambda = \frac{1}{l_0}$

le pieu etant encastré en tête $\rightarrow \varphi = 0$

$$EI\varphi = \chi_{\varphi(p^*)} \frac{P^*}{d^2} + \chi_{\varphi(M^*)} \cdot \frac{M^*}{d} = 0 \Rightarrow M^* = - \frac{\chi_{\varphi(p^*)}}{\chi_{\varphi(M^*)}} P^*$$

$(\chi_{\varphi p^*})$ et $(\chi_{\varphi M^*})$ sont des parametres;

ils sont donnés par le tableau (III) en fonction de (λl) , mode d'appui du pieu, et la nature du sol.

avec: $c_u = 6000 t/m^3$; $b = 1,2 m$; $E = 3,64 \cdot 10^6 kg/cm^2$,
 $l = 18 m$; $I = 0,101736 m^4$ on aura: $\lambda = 0,264 (m^{-1})$.

d'où $\lambda l = 0,264 \cdot 18 = 4,75$.

on tire du tableau III de Werner:

pour $\lambda l = 4,75$; et avec la sollicitation (1) et diag(2) $\rightarrow \chi_{\varphi p^*} = 1,14$.

" " " ; " " " " " " (2) " " " $\rightarrow \chi_{\varphi M^*} = 1,16$.

$p^* = H/8 = 153,73/8 = 19,2 \frac{t}{m}$, la sollicitation du 2^e genre, du 2^e état donne l'effort (p^*) le plus defavorable.

l'expression du moment le long du pieu:

$$M(x/l) = \chi_{MM^*} \cdot M^* + \chi_{Mp^*} \cdot \frac{P^*}{\lambda}; \quad M^* = \frac{-1,4 \cdot 19,2}{1,16 \cdot 0,264} = -63,63 \frac{t \cdot m}{m}$$

d'où $M(x/l) = -63,63 \cdot \chi_{MM^*} + 72,8 \cdot \chi_{Mp^*}$ 2^e genre.

Pour les conditions normales: on a $H = 82 t \Rightarrow p^* = 10,25 \frac{t}{m}$; $M^* = -34 \frac{t \cdot m}{m}$

d'où $M(x/l) = -34 \chi_{MM^*} + 39 \chi_{Mp^*}$ condition normal.

les abaques de Werner donnent:

Condition du 2^e genre; $\lambda l = 4,75$; Condition du 1^e genre.

x/l	χ_{Mp^*}	χ_{MM^*}	$M(x/l)$
0,00	0,00	1,00	-63,63
0,10	0,43	0,98	-31,05
0,20	0,68	0,84	-3,94
0,30	0,66	0,60	9,87
0,40	0,52	0,38	43,67
0,50	0,38	0,18	16,2
0,60	0,20	0,60	-23,6
0,70	0,80	0,20	45,51
0,80	0,30	0,00	9,46
0,90	0,00	0,00	0,00

x/l	χ_{Mp^*}	χ_{MM^*}	$M(x/l)$
0,00	0,00	1,00	-34
0,10	0,43	0,98	23,6
0,20	0,68	0,84	9,64
0,30	0,66	0,60	0,96
0,40	0,52	0,38	1,82
0,50	0,38	0,18	0,4
0,60	0,20	0,60	-3,8
0,70	0,80	0,20	-2,4
0,80	0,30	0,00	11,7
0,90	0,00	0,00	0,00

Ferraillage du pieu: nous utilisons le tableau 4.57 de l'abaque memoir B.A pour le ferraillage d'une section circulaire pleine avec armatures uniformement répartiées

$M = 63,63 \text{ t.m.}$ $N_{min} = 148,47 \text{ t.} \Rightarrow e = 43 \text{ cm} > \frac{R}{4} = 15 \text{ cm}$
donc la section est partiellement comprimée.

$d/2r = 6/2 \cdot 60 = 0,05$; $K_e = NR/M = 148,47 \cdot 0,6 / 63,63 = 1,4$

$\tilde{\omega} = 100 A / \pi r^2$ soit $\tilde{\omega} = 0,5 \Rightarrow A = \frac{3,14 \cdot 0,6^2 \cdot 0,5 \cdot 10^4}{100} = 56,5 \text{ cm}^2$

$A = 18 \text{ HA } 20 = 56,52 \text{ cm}^2$

tableau 4.57 : $\rightarrow K_b = 0,49$; $K = 12,98$

$\sigma'_b = \frac{1 \cdot M}{K_b \cdot r^3} = 63,63 \cdot 10^5 / 0,49 \cdot 60^3 = 60,12 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 276 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_a = K \cdot \sigma'_b = 12,98 \cdot 60,12 = 780,35 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$.

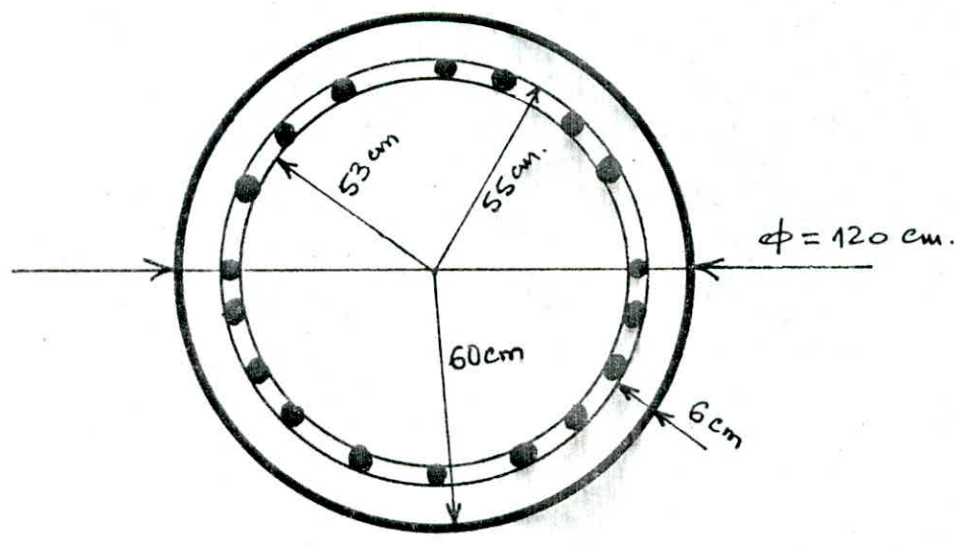
la verification aux conditions normales est inutile car les sollicitations du 1^{er} genre sont inferieures à celles du 2^{es} genre et on remarque que les contraintes max atteinte au calcul du 2^{es} genre sont inferieures aux contraintes admissibles du 1^{er} genre.

Armatures transversales:

$A_t = T / \gamma \bar{\sigma}_{at} = 19,2 \cdot 10^3 / 0,8 \cdot 120 \cdot 2800 = 7,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

soit $A_t = 9,04 \text{ cm}^2 / \text{ml} = 4 \times 2 \text{ HA } 12 / \text{ml}$ $e = 30 \text{ cm}$.

on dispose des doubles cerces de HA12. Chaque 30cm.



CONCLUSION SUR L'ÉTUDE DE LA PILE P2

les dimensions des éléments de la pile (P2) sont identiques à ceux de la pile (P3) seul la hauteur des fûts et semelle de (P2) sont inférieurs celle de (P3)

Sollicitations et ferrailage des éléments

chevêtre (CH2) : le chevêtre de la pile (P2) est sollicitée avec les mêmes efforts que le chevêtre (C3) de la pile (P3), on adopte le même ferrailage et disposition des aciers pris au chevêtre (CH3).

fût (F2) : le fût (F2) de la pile (P2) a des sollicitations inférieurs au fût (F3) à cause de la différence de hauteur de (4 m), on remarque d'autre part que le fût (F2) prend (20%) des efforts horiz. (démarrage au séisme) inférieur à 25% dont on a calculé avec lors du ferrailage de (F3). donc on adopte pour (F2) le même ferrailage et la même disposition des aciers du fût (F3).

semelle (S2) : les réactions des pieux sous la semelle (S2) sont inférieurs aux réactions calculées sous la semelle (S3). on adopte donc pour la semelle (S2) le même ferrailage que (S3).
les pieux sous la semelle (S2) :

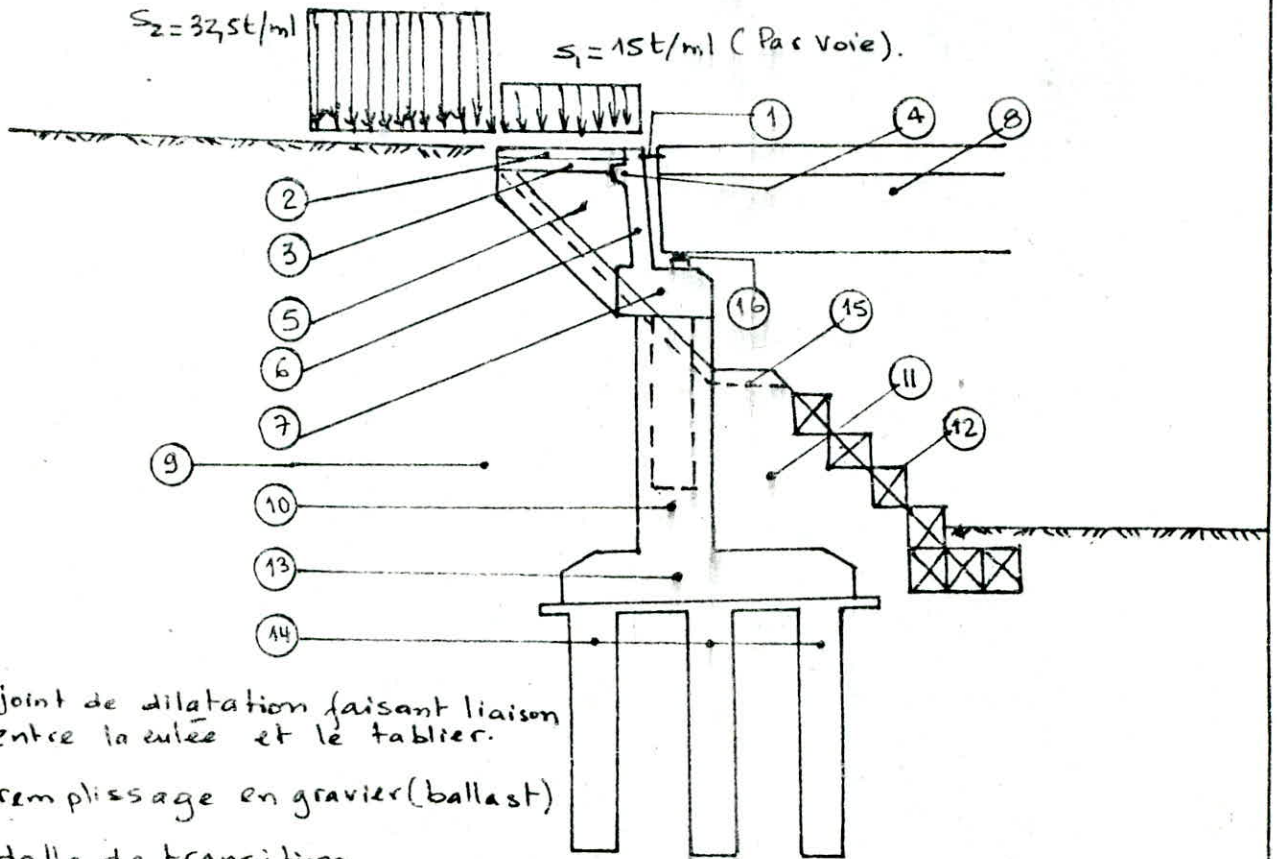
on constate que l'effort horizontal des pieux sous la semelle (S2) est le même que pour les pieux sous (S3).

chaque pieu est sollicité avec un moment (M^*) en tête égal au moment des pieux sous (S3) et avec un effort normal inférieur à celui appliqué sous (S3).

le pourcentage d'acier calculé sera toujours faible comme précédemment, on prendra un pourcentage (\bar{w}) minimum de (0,5) ce qui donne le même ferrailage que pour les pieux sous (S3).

ETUDE DE LA CULEE

la culée est un élément fondamentale de l'ensemble de la structure de l'ouvrage, elle raccorde ce dernier au terrain et assure la continuité entre le chemin de fer, partie portée par le pont, et partie amont. la culée est un des éléments d'appuis à chaque extrémité du pont, elle est composée de plusieurs éléments qui seront calculés pour assurer la résistance aux efforts provoqués par les charges et surcharge, la stabilité de la culée sous les charges et surcharges (1^{re} et 2^{de} gene



- | | |
|---|--------------------------------|
| ① joint de dilatation faisant liaison entre la culée et le tablier. | ⑪ remblai en avant de la culée |
| ② remplissage en gravier (ballast) | ⑫ gabion de protection. |
| ③ dalle de transition | ⑬ semelle de la culée |
| ④ corbeau d'appui de la dalle de trans. | ⑭ (8) pieux sous la semelle. |
| ⑤ murette en retour | ⑮ enrochement de protection |
| ⑥ mur garde grève | ⑯ appareil d'appuis. |
| ⑦ chevette de la culée | |
| ⑧ tablier du pont | |
| ⑨ remblai derrière la culée | |
| ⑩ (2) fûts. | |

surcharge: (S_1) surcharge substituée aux charges roulantes (selon les documents (RITES).

(S_2) surcharge substituée lors du calcul de la poussée des terres sur la culée, cette surcharge est l'équivalent d'une hauteur de remblai de (1,7 m), toujours selon les documents (RITES)

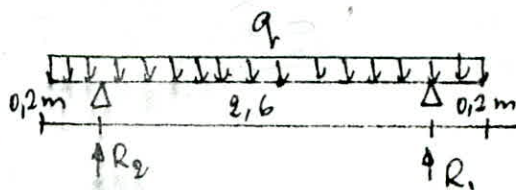
calcul du mur garde grève: celui-ci est supposé encastré dans le chevêtre. Pour les forces horizontales; on a l'effet du freinage, et pour les forces verticales, on aura la réaction de la dalle de transition.

évaluation des efforts à l'encastrement: la dalle de transition est au même niveau avec le tablier, l'épaisseur est de (30 cm), en dessous de cette dalle, le remblai est en pente, protégé en encochement contre l'érosion, et bien compacté. la dalle repose sur deux appuis, une extrémité repose sur le corbeau par appui double et l'autre extrémité repose sur le remblai d'une largeur d'appui de (0,4 m) par appui simple.

avec cette disposition, le mur garde grève n'est pas sollicité par la diffusion d'une charge locale derrière la culée (l'absence du remblai sous la dalle annule cette diffusion). l'effort sera transmis par une réaction (R) de la dalle sur le corbeau d'appui, cette réaction est excentrée de (e), distance existante entre l'axe du corbeau et l'axe du mur garde grève.

d'où $M_e = R \cdot e$.

Schema statique:



après évaluation de toutes les charges

et surcharges par voie appliquée, donc

sur la moitié de la D. D. T qui revient à une seule voie.

calculons la réaction R / voie:

$$P = g + 1,2 S_1 = 11,71 + 1,2 \cdot 15 = 29,71 \text{ t/ml.} \Rightarrow R = 44,56 \text{ t, } e = 0,4 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_e = R \cdot e = 17,82 \text{ t.m. et } M_e / \text{ml} = 17,82 / 5,3 = 3,36 \text{ t.m/ml.}$$

forces de démarrage: la force de démarrage est plus défavorable que la force de freinage, elle est évaluée par une surcharge: $F_d = 3,3 \text{ t/ml}$

par voie agissant sur la semelle supérieure des rails. le moment provoqué à l'encastrement est de: $M = F_d \cdot z_y$.

$$F_d / \text{voie} = 3,3 \cdot 3 = 9,9 \text{ t ; } z_y = 3,95 \text{ m} \Rightarrow M_d / \text{voie} = 39 \text{ t.m/voie}$$

$$\Rightarrow M_d / \text{ml} = 39 / 5,3 = 7,37 \text{ t.m/ml.}$$

$$\text{le moment total sera: } M = M_e + M_d = 3,36 + 7,37 = 10,73 \text{ t.m/ml.}$$

\therefore Résultat des sollicitation du 1^{er} genre: $M = 10,73 \text{ t.m/ml.}$

Sollicitation du 2^{er} genre: (G + P + SI).

$$g' = g \cdot 1,07 = 11,71 \cdot 1,07 = 12,52 \text{ t/ml.} \Rightarrow P' = 12,52 + 15 = 27,52 \text{ t/ml.}$$

$$\text{d'où } R' = 41,28 \text{ t.} \rightarrow M_e' = R' \cdot e = 16,51 \text{ t.m d'où } M_e' / \text{ml} = 16,51 / 5,3$$

$$M_e' = 3,11 \text{ t.m/ml. d'où } M' = M_e' + M_d = 10,48 \text{ t.m/ml.}$$

ferrailage du mur garde grève: soit une largeur de (1m) sollicité en 1^{er} genre; avec $M_1 = 10,73 \text{ t.m}$; le moment dans le sens opposé est: $M_2 = 0,5 M_1 = 5,36 \text{ t.m}$.

ferrailage vertical: $\mu_1 = \frac{15 \cdot 10,73 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 40^2} = 0,0359 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9188 \\ K = 46,4 \end{cases}$

$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{10,73 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9188 \cdot 40} = 10,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
 Soit $A_1 = 10 \text{ HA } 12 = 11,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{46,6} = 60 \text{ Kg/cm}^2 < 184 \text{ Kg/cm}^2$. o.k.

le ferrailage adopté est destiné à la face avant (coté tablier).

b) face arriere: $\mu_2 = \frac{15 \cdot 5,36 \cdot 10^5}{2800 \cdot 10 \cdot 40^2} = 0,0179 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,94 \\ K = 69,5 \end{cases}$

$A_2 = \frac{5,36 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,94 \cdot 40} = 5 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit: $A_2 = 5 \text{ HA } 12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2$
 et $\sigma'_b = \frac{2800}{69,5} = 40,28 \text{ Kg/cm}^2 < 184 \text{ Kg/cm}^2$. o.k.

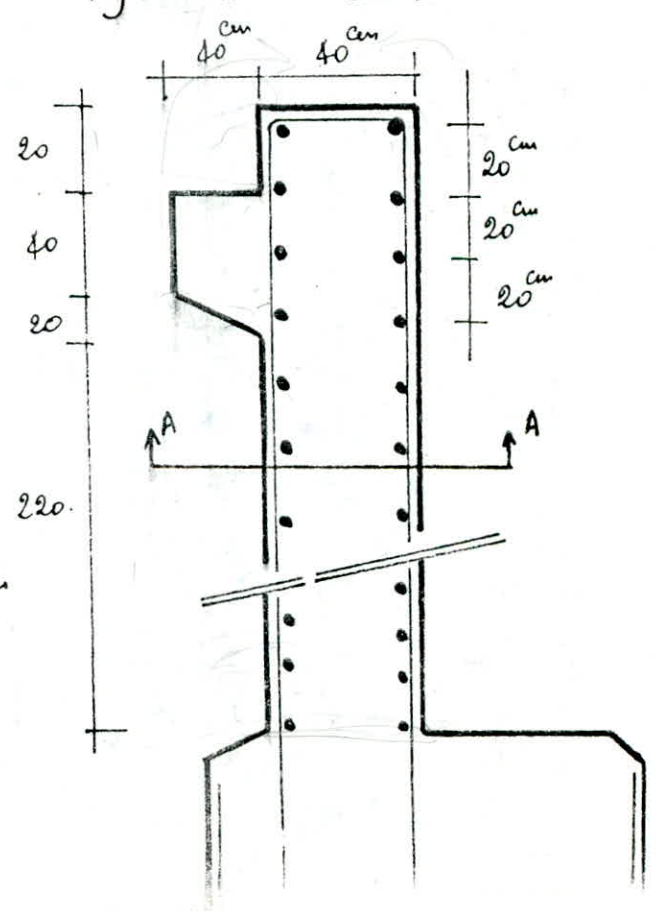
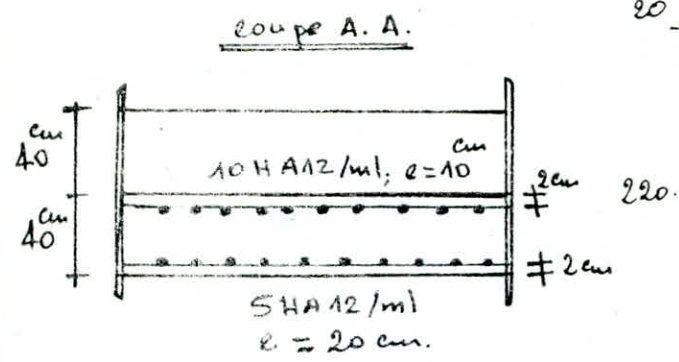
ferrailage horizontal: on prévoit pour $2 < h < 4 \text{ m}$ des T12 tout les 20 cm.

Verification à la fissuration: $\phi = 12 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$ $K = 1 \cdot 10^6$

$\bar{\omega}_f = \frac{11,31}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,0282 \Rightarrow \sigma_s = \frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 0,0282}{12(1+0,282)} = 2932 \text{ Kg/cm}^2$.

$\sigma_s > 2800 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$. o.k.

Dessin:



Calcul du corbeau d'appui: le corbeau sera calculé comme une console encastrée au mur garde grève. la réaction (P) de la dalle de transition est excentrée de (e) par rapport à la section d'encastrement

Pour une seule voie $\Rightarrow R = 44,56 \text{ t}$; $M = R \cdot e$; $e = 0,2 \text{ m}$

$\Rightarrow M_e / \text{voie} = 44,56 \cdot 0,2 = 8,91 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{voie}$. d'où $M_e / \text{ml} = \frac{8,91}{5,3} = 1,68 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{ml}$

$\mu = 15M / \bar{\sigma}_a b h^2$ avec $M = \phi_M (M_e / \text{ml})$, où ϕ_M coef de majoration dynamique; $\phi_M = 1,57 \Rightarrow \mu = 1,57 \cdot 1,68 \cdot 10^5 / 2800 \cdot 100 \cdot 60^2 = 0,0039$

$\rightarrow \left\{ \varepsilon = 0,9714 ; K = 160 \right\}$; $A = M / \bar{\sigma}_a \varepsilon h = 1,611 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

soit un % d'acier minimum de $\bar{w} = 10\%$

$A = \frac{\bar{w} \cdot b h}{100} = 6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. soit 10HA10 = $7,85 \text{ cm}^2$, $e = 10 \text{ cm}$.

$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / K = 2800 / 160 = 17,5 < 184 \text{ kg} / \text{cm}^2$. o.k.

Vérification à la fissuration: $\phi = 10$; $\eta = 1,6$; $K = 1 \cdot 10^6$.

$\bar{w}_f = \frac{7,85}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,0196$. $\rightarrow \sigma_1 = 2625 \text{ kg} / \text{cm}^2$, $\sigma_2 = 2655 \text{ kg} / \text{cm}^2$

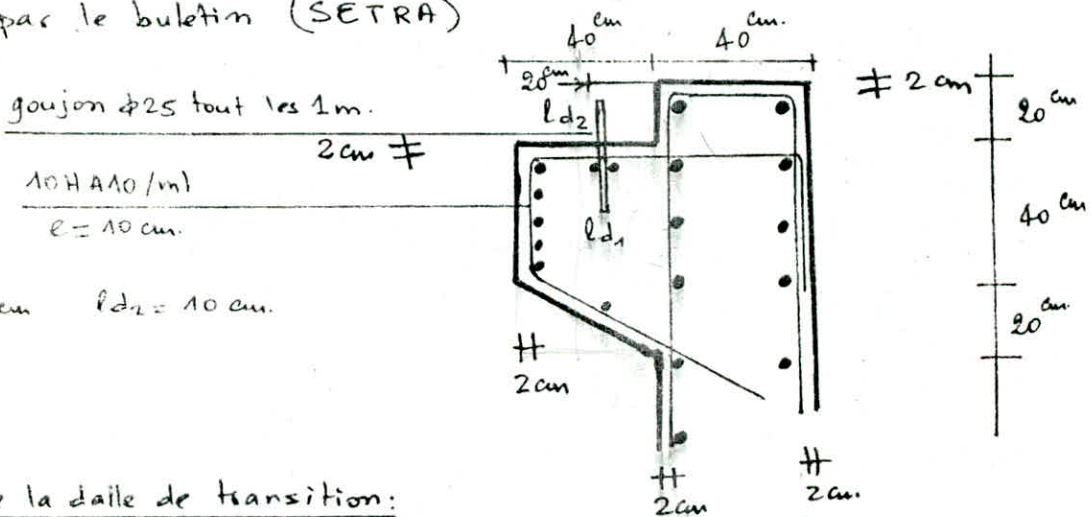
donc prenons: $\bar{\sigma}_a = \sigma_2 = 2655 \text{ kg} / \text{cm}^2$.

$\mu = 15 \cdot (1,68 \cdot 1,57 \cdot 10^5) / 2655 \cdot 100 \cdot 60^2 = 0,0040 \rightarrow \left\{ \varepsilon = 0,976 \right.$

$A = M / \bar{\sigma}_a \varepsilon h = 2,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} < 7,85 \text{ cm}^2$. $K = 200$.

donc, on gardera $A = 10HA10 / \text{ml} = 7,85 \text{ cm}^2$; $e = 10 \text{ cm}$.

ce ferrailage sera conformément au ferrailage de corbeaux d'appui donné par le bulletin (SETRA)



Calcul de la dalle de transition:

élément essentielle de la culée, permet la transition des charges roulantes entre la culée et le tablier, elle est utilisée pour limiter les tassements du remblai derrière la culée ce qui donne une bonne continuité de la voie et un bon confort au voyageur, l'épaisseur de la dalle est (30 cm) elle est placée sur une largeur de ($3,00 \text{ m}$) avec comme dimension d'appui sur le remblai de 40 cm ; appuyée sur le corbeau à (20 cm) de l'extrémité $\Rightarrow l_x = 2,6 \text{ m}$, $l_y = 10,6 \text{ m}$.

charges permanentes: la dalle reçoit une charge lineaire (q_1) due à son poids propre ; (q_2) poids des deux couches de carreaux de béton de (4 cm) d'épaisseur ; (q_3) poids d'une couche d'asphalte de (4 cm) (q_4) poids du gravier de remplissage (ballast) ; avec $h = 0,6m$, plus le poids de la voie.

surcharges: la surcharge uniforme $S_1 = 15 t/ml$ substituant les charges roulantes, cette surcharge agit sur l'axe de chaque voie.

Pour une bande de (1m) de la dalle parallèlement à l'axe de la voie, on a :

$$q_1 = 2,5 \cdot 0,3 = 0,75 t/ml \quad q_2 = 32 \cdot 0,08 = 2,56 t/ml$$

$$q_3 = 2,1 \cdot 0,04 = 0,084 t/ml \quad q_4 = 1,5 \cdot 0,6 + 0,3 = 1,2 t/ml$$

$$\Rightarrow g = \sum_{i=1}^4 q_i = 2,21 t/ml \Rightarrow p = g + 1,2(S_1) = 2,21 + 1,2(15) = 20,21 t/ml.$$

$$M_{max} = p l^2 / 8 = 20,21 \cdot (0,25)^2 / 2 = 0,63 t.m/ml.$$

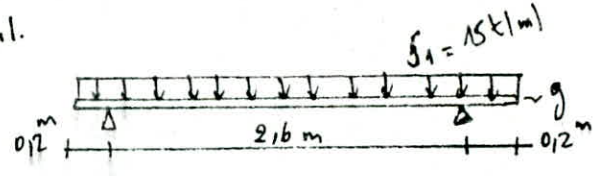
$$T_{max} = 26,27 t.$$

coef. de majoration dynamique :

$$\phi_M = 1,57 ; \quad \phi_T = 1,18 \Rightarrow M_{max} = 0,63 \cdot 1,57 = 1 t.m/ml \text{ de largeur}$$

$$T_{max} = 26,27 \cdot 1,18 = 31 t/ml \text{ de largeur.}$$

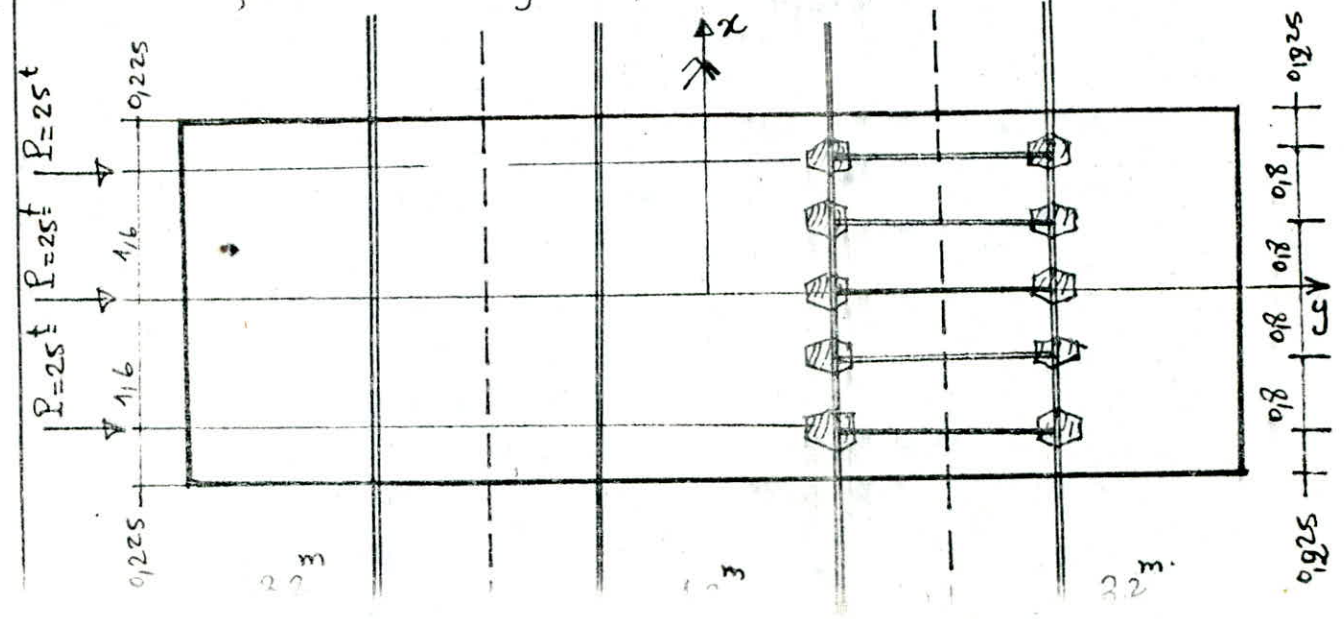
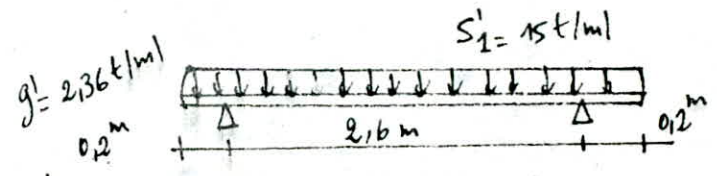
Resultat du 1^{er} genre: $M_{max} = 1 t.m/ml$; $T_{max} = 31 t.$



Sollicitation du 2^{es} genre: $G + S + P$; $P' = 2,36 + 15 = 17,36 t/ml.$
 $g' = g \cdot 1,07 = 2,36$

d'où $M'_{max} = 1 t.m$
 $T'_{max} = 26 t.$

Ces sollicitation sont inferieures aux celles provoqués par les condition normales. aucune verification au 2^{es} genre n'est necessaire.



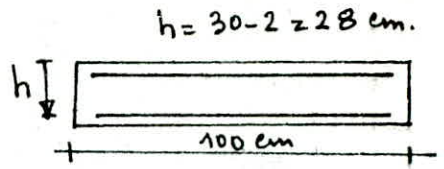
Ferrailage de la dalle de transition: 1° dans le sens lx:

$M_{max} = 26,7 \text{ t.m/ml}$ $T_{max} = 31 \text{ t/ml}$

$\mu = 15M / \bar{\sigma}_a b h^2 = 15 \cdot 26,7 \cdot 10^5 / 2800 \cdot 100 \cdot 30^2$

$\mu = 0,158 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,8434 \\ K = 18,2 \end{array} \right\}$

$\Rightarrow A = M / \bar{\sigma}_a \epsilon h = 26,7 \cdot 10^5 / 2800 \cdot 0,84 \cdot 28 =$



on adoptera : 10 (2HA16) = 40,34 cm² ; e = 10 cm.

$\bar{\sigma}_b = 2800 / 18,2 = 153,84 \text{ kg/cm}^2 < 184 \text{ kg/cm}^2$ o.k.

sens ly: on prendra (1/3) des aciers Ax calculé dans le sens lx.

$A_y = \frac{1}{3} A_x = 40,34 / 3 = 13,44 \text{ cm}^2$; soit $A_y = 7 \text{ HA16/ml}$, e = 12 cm

Verification à la fissuration: $\phi = 16$; $\eta = 1,6$; $K = 1 \cdot 10^6$

$\bar{\omega}_f = 40,34 / 2 \cdot 2 \cdot 100 = 0,100 \Rightarrow \sigma_t = 1,6 \cdot 10^6 \cdot 0,1 / 16(1+1) = 5000 > 2800.$

$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ o.k.

Verification au cisaillement: $\bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 7,65 = 8,79 \text{ kg/cm}^2$

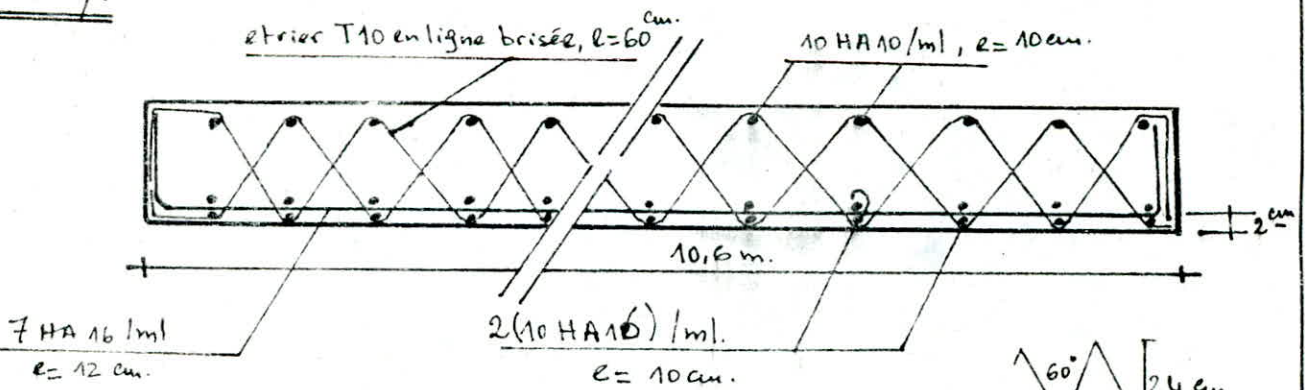
$\bar{\sigma}_b = T / b z = \frac{31 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 28} = 11,8 \text{ kg/cm}^2$, $\bar{\sigma}_b > \bar{\sigma}_b \Rightarrow$

des aciers transversaux sont nécessaires, nous avons proposé pour ces derniers des étriers en ligne brisée, rapidement réalisable et qui facilite l'exécution; elles sont économiques au point de vue gain de temps, et gain d'acier (il y a une économie de 50% sur la longueur des barres).

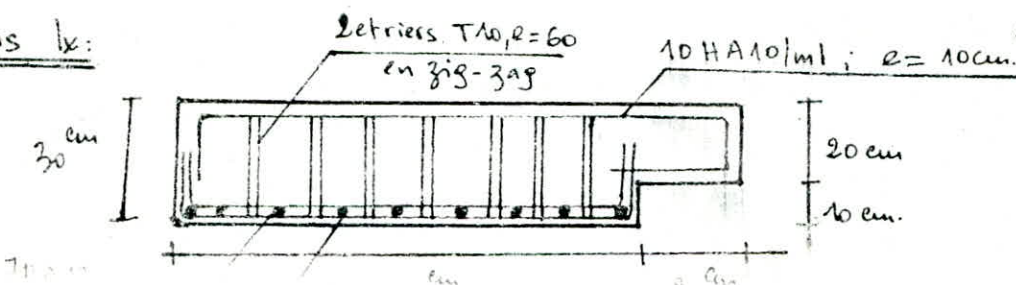
on prévoit des aciers de montage dans le sens (lx), soit 10 HA10/ml.

Dessin de la dalle de transition:

Sens ly:



Sens lx:



Verification au poinçonnement: on vérifie $\bar{\sigma}_{max} = \frac{1,5 P}{1,2 P_c h_0} \leq \bar{\sigma}_b$.

où P_c désigne le perimetre de diffusion à mi-plan de la dalle en considérant une bande d'un metre de la dalle.

$$E = \frac{3}{4} e + h_0/2 = \frac{3}{4} \cdot 5 + 30/2 = 18,75; \text{ et avec: } u=5, v=100 \text{ cm, on a:}$$

$$u' = u + 2E = 5 + 2 \cdot 18,75 = 42,5 \text{ cm; } v' = v + 2E = 137,5 \text{ cm.}$$

$$P = 2(u' + v') = 360 \text{ cm.} \Rightarrow \bar{\sigma}_{max} = \frac{1,5 \cdot 31 \cdot 10^3}{1,2 \cdot 360 \cdot 30} = 3,58 < \bar{\sigma}_b = 7,75 \text{ kg/cm}^2.$$

Recouvrement des armatures:

on adopte le même recouvrement calculé pour la dalle du tablier

$$\text{avec } \phi = 16 \Rightarrow l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} = 1,6 \cdot 2800 / 4 \cdot 28,13 = 40 \text{ cm.}$$

$$\text{soit } l_d = 50\phi = 80 \text{ cm.}$$

Verification à l'adhérence: on vérifie: $\bar{\sigma}_d = T / (P_c \cdot z) \leq \bar{\sigma}_d$.

P_c : perimetre des armatures tendues

$$\bar{\sigma}_d = 2,5 \psi_d \bar{\sigma}_b = 28,13 \text{ kg/cm}^2. \quad z = 26,25 \text{ cm.}$$

$$A = 10 \times (2416) = 40,34 \text{ cm}^2$$

$$P_c = 2 \cdot 10 \cdot 3,14 \cdot 1,6 = 100,53 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{P_c \cdot z} = \frac{31 \cdot 10^3}{100,53 \cdot 26,25} = 11,74 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 28,13 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

Verification au condition de non fragilité: on vérifie les deux

conditions suivantes: 1) $\frac{A_x}{b x \cdot b} \geq \frac{1}{2} \psi_f (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2 \quad \forall \rho.$

$$2) \frac{A_y}{b h_y} \geq 0,35 \psi_f \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_y} \right)^2 \quad \text{pour } \rho \leq 0,14.$$

$$\rho = l_x / l_y = 2,6 / 10,6 = 0,245 < 0,14$$

$$\bar{\sigma}_b = 7,75 \text{ kg/cm}^2; \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2; \quad h_0 = 30 \text{ cm}; \quad \psi_f = 0,54$$

$$A_x / b h_x = 40,34 / (100 \cdot 28) = 15 \cdot 10^{-3} > \frac{1}{2} \cdot 0,54 (2 - 0,245) \frac{7,75}{2800} \left(\frac{30}{28} \right)^2$$

$$15 \cdot 10^{-3} > 1,55 \cdot 10^{-3} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$A_y / b h_y = 14,07 / (100 \cdot 25) = 5,62 \cdot 10^{-3} > 0,35 \cdot 0,54 \frac{7,75}{2800} \left(\frac{30}{25} \right)^2$$

$$5,62 \cdot 10^{-3} > 7,43 \cdot 10^{-4} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

la section d'acier sur appuis garde la même valeur.

Calcul Des Murettes en Retour.

$$* b = 3,5 \text{ m}$$

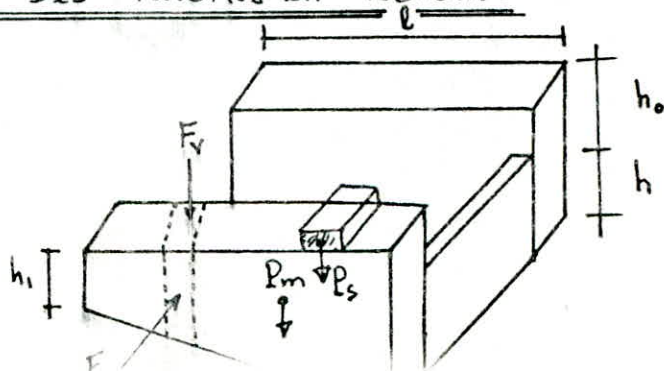
$$* h_0 = 0,6 \text{ m}$$

$$* h = 4,0 \text{ m}$$

$$* h_t = h_0 + h = 4,6 \text{ m}$$

$$* h_1 = 1,6 \text{ m}$$

$$* \rho = 0,245$$



la murette en retour est un élément de la culée qui sert pour tenir le remblai d'accès au pont, chaque murette en retour est liée par sa grande hauteur au mur. garde grève et au chevêtre, elle sera donc calculée comme une console encadrée au mur garde grève et au chevêtre. nous allons calculer les moments d'encastrement suivant le bulletin (SETRA).

chaque murette est soumise aux charges et surcharges suivantes:

- * Poids propre du mur : $P_m = 2,5 (h_t + h_1) e l / 2 = 8,13 t.$
- * Poids des superstructures : $P_s = 0,3 l = 1,05 t.$
- * Poussee horizontale répartie : $q_{hr} = (\frac{1}{3} h_0 + 0,5) = 0,7 t/m^2.$
- * charge concentrée verticale : $F_v = 4,0 t$
- * charge concentrée horizontale : $F_H = 2,0 t.$

l'évaluation des efforts se fera par rapport à la section d'encastrement:

charges Verticales : l'effort tranchant à l'encastrement sera :

$$T_v = 2,5 \cdot l \cdot h_t \cdot e / 2 + 2,5 l h_1 \cdot e / 2 + 0,3 l + 4 = 13,18 t.$$

Moment d'axe horizontal à l'encastrement :

$$M_v = 0,3 l^2 / 2 + 4(l-1) + 2,5 h_1 l^2 e / 2 + 2,5 (h_t - h_1) l^2 e / 6 = 23,78 t \cdot m.$$

charge horizontales :

$$\cdot T_H = (\frac{h_0}{3} + 0,5) \cdot (h_t + h_1) \cdot l / 2 + 2 = 9,595 t$$

$$\cdot M_H = (\frac{h_0}{3} + 0,5) \left[h_1 \frac{l^2}{2} + (h_t - h_1) \frac{l^2}{6} \right] + 2(l-1) = 16,14 t \cdot m.$$

Ferraillage : * Axe vertical : $M_H = 16,14 t \cdot m$

$$\mu = 15 M / \bar{\sigma}_a b h^2 = 15 \cdot 16,14 \cdot 10^5 / 2800 \cdot 460 \cdot 30^2$$

$$\mu = 0,020 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9379 \\ k = 65,5 \end{array} \right\} \Rightarrow A = M / \bar{\sigma}_a \epsilon h = 20,56 \text{ cm}^2.$$

soit $A_v = 14 \text{ HA}14 = 21,54 \text{ cm}^2$, suivant setra: on adopte 36 HA14.

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / k = 2800 / 65,5 = 42,74 \text{ kg/cm}^2 < 184 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow k.$$

* Axe horizontal : $\mu = 15 \cdot 23,78 \cdot 10^5 / 2800 \cdot 30 \cdot 460^2 = 0,002$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,979 \\ k = 225 \end{array} \right\} \Rightarrow A_H = M / \bar{\sigma}_a \epsilon h = 1,88 \text{ cm}^2.$$

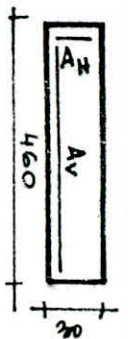
$$\text{soit } 3 \text{ HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2 \quad e = 12 \text{ cm} \quad d_H = 3 \text{ cm}.$$

Verification à la fissuration :

1° ferraillage vertical : $\alpha = 14$, $\eta = 1,6$; $K = 10^6$

$$\bar{\omega}_f = 21,54 / 2 \cdot 2 \cdot 460 = 0,0117 \rightarrow \sigma_1 = \frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 0,0117}{14 (1 + 0,117)} = 1197$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left[\frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 7,65}{14} \right]^{0,5} = 2244 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2244 \text{ kg/cm}^2.$$



$$\Rightarrow A_v = 16,14 \cdot 10^5 / 2244 \cdot (\epsilon)_{30} = 23,97$$

pour $\bar{\sigma}_a = 2244$, on aura $\mu = 15 \cdot 16,14 \cdot 10^5 / 2244 \cdot 460 \cdot 30^2 = 0,026$

$$\rightarrow \left. \begin{array}{l} \xi \quad \epsilon = 0,93; \\ K = 56,5 \end{array} \right\} \Rightarrow A_v = 23,97 / 0,93 = 25,77 \text{ cm}^2.$$

on adoptera : $A_v =$

2°/ axe horizontal : $d = 14$; $\eta = 1,6$; $K = 10^6 \rightarrow \bar{\omega}_f = \frac{4,62}{2 \cdot 2 \cdot 30} = 0,038$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 3176,8 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2. \quad \text{o.k.}$$

Disposition constructive : nous placerons sur les deux faces et donc les deux directions verticales et horizontale des cadres (T 10) espacés de (20 cm) et attaché par des épingles de $30 \times 30 \times 30$ tous les (50 cm) de hauteur.

À la section de liaison chevetre - murette en retour, nous renforçons aussi le ferrailage par 4 HA 14.

ETUDE DU CHEVETRE DE LA CULEE

Le chevetre de la culée est sollicitée de la même manière que le chevetre des piles avec des appareils d'appuis du tablier qui sont au niveau de l'axe du chevetre, et les charges qui sont transmises par une deuxième travée dans les piles sont remplacées par d'autres charges transmises cette fois par le mur garde-grève sur le bord du chevetre ce qui provoque un moment de torsion, le chevetre de la culée prend toute la largeur de celle-ci avec les dimensions (10,6 x 2,30 x 1,4), le chevetre est soumis à deux états de charges :

1^{er} état : définie par le verinage de la dalle de transition transmettant des charges verticales au mur garde-grève lesquelles sont transmises au chevetre, ainsi que par les efforts horizontaux de démarrage engendrant des moments d'encastrements à la base des murs garde-grève, ces moments deviennent un moment de torsion sur le chevetre.

2^e état : définie par le verinage simultané de la dalle de transition et le tablier donnant les sollicitations les plus défavorables.

Calcul des sollicitations du 1^{er} genre: soit: g_0 : poids propre du chevetre

g_1 (Poids propre du : murgarde-grève + corbeau + dalle + étanchéité + ballast + voie), elle provoque un moment de torsion sur le chevetre.

P_1 : charge concentrée due au poids propre du murette en retour.

S_1 : surcharge uniforme substituant les charges roulantes suivant les documents (RITES), elle provoque aussi la torsion sur le chevetre.

S_2 : surcharge due aux force de démarrage, elle provoque la Torsion sur le chevetre.

Calcul des charges est surcharges:

1°/ $g_0 = 2,3 \cdot 1,4 \cdot 2,5 = 8,05 \text{ t/ml.}$

2°/ $g_1 = (0,4 \cdot 3 + 0,4 \cdot 0,6 + 0,3 \cdot 1,5) 2,5 + 0,12 \cdot 1,5 \cdot 2,1 + 0,6 \cdot 1,5 \cdot 1,5 + 0,3 = 6,74 \text{ t/ml.}$

3°/ $P_1 = 2,5 \cdot l(h_2 + h_1) e / 2 = 2,5 \cdot 3,5 (4,6 + 1,6) \cdot 0,3 / 2$
 $\rightarrow P_1 = 8,13 \text{ t/ml.}$

4°/ $S_1 = 4,24 \text{ t/ml}$ (selon RITES).

5°/ $S_2 = (3,3 \cdot 3,6) 2 / 10,6 = 1,86 \text{ t/ml.}$

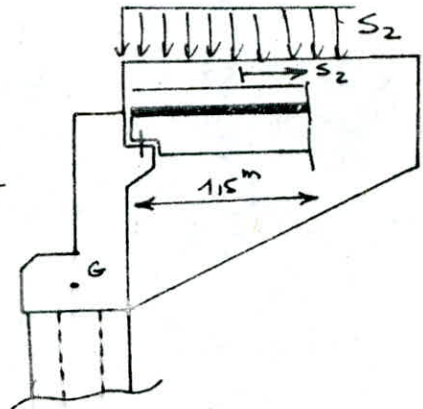
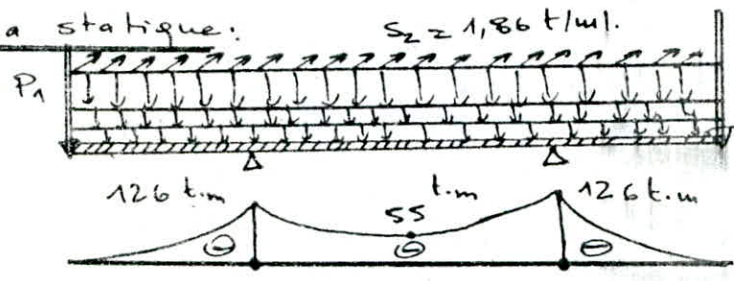
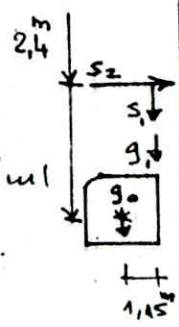


schéma statique:

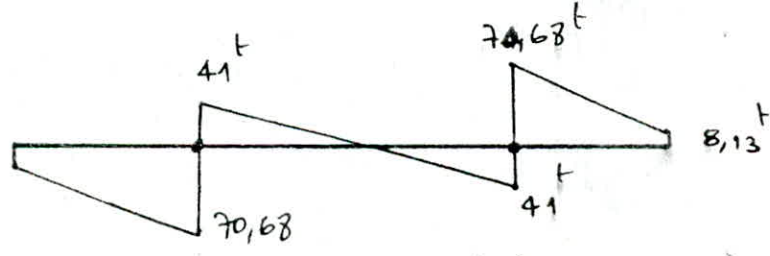


$P_1 = 8,13 \text{ t}$
 $S_1 = 1,2 \cdot 4,24 = 5 \text{ t/ml}$
 $g_1 = 6,74 \text{ t/ml}$
 $g_0 = 8,05 \text{ t/ml.}$



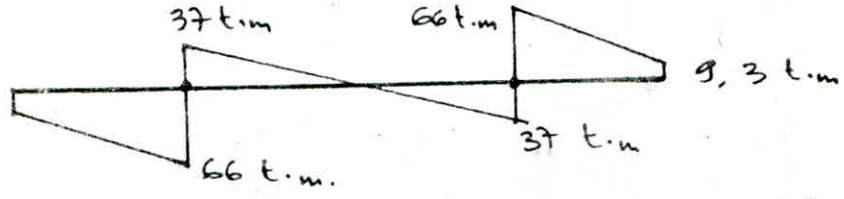
(M)

(T)



les charges et surcharges excentrées par rapport au centre de gravité du chevetre et qui sont (S_2 , S_1 , et g_1) provoquent des moments de torsion sur le chevetre.

(M_G)



$R_G = 1,86 \cdot 10,6 \cdot 2,4 + 4,24 \cdot 10,6 \cdot 1,15 + 2 \cdot 8,13 \cdot 1,15 + 6,74 \cdot 10,6 \cdot 1,15 = 103$

toutes les charges et surcharges sont appliquées dans le plan $3oy$ sauf la surcharge de démarrage (S_2) qui agit dans le plan (xoy) .

Sollicitation du 2^e genre, 1^{er} état: nous considérons dans le 2^e genre l'effet du seisme et le démarrage.

1^o Seisme horizontal: $\epsilon_H = 0,1$ coef. d'accélération horizontale

$\Rightarrow S_H = G \cdot \epsilon_H = 0,1 G.$

2^o Seisme vertical:

$\epsilon_V = 0,07$ coef. d'accélération verticale.

$S_V = 0,07 G.$

Calcul des charges et surcharges: 1^o surcharges dues au

seisme horizontal: • dalle: $S_H = (0,3 \cdot 3 \cdot 10,6 \cdot 2,5) \cdot 0,1 = 2,385 t.$

• revêtement (asph. + carreaux en B.A.) $S_H = (0,12 \cdot 3 \cdot 10,6 \cdot 2) \cdot 0,1 = 0,763 t.$

• ballast: $S_H = (0,6 \cdot 3 \cdot 10,6 \cdot 1,5) \cdot 0,1 = 2,86 t.$

• corbeau: $S_H = (0,4 \cdot 0,6 \cdot 10,6 \cdot 2,5) \cdot 0,1 = 0,636 t.$

• mur garde grève $S_H = (0,4 \cdot 3 \cdot 10,6 \cdot 2,5) \cdot 0,1 = 3,18 t.$

• murette en retour $S_H = [3,5(4,6+4,6) \cdot 0,3 \cdot 2,5] \cdot 0,1 = 0,813 t.$

charges et surcharges verticales dues au seisme:

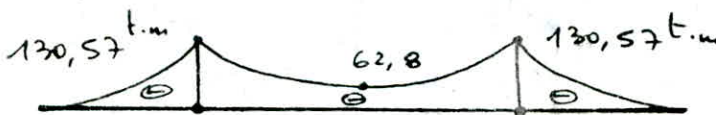
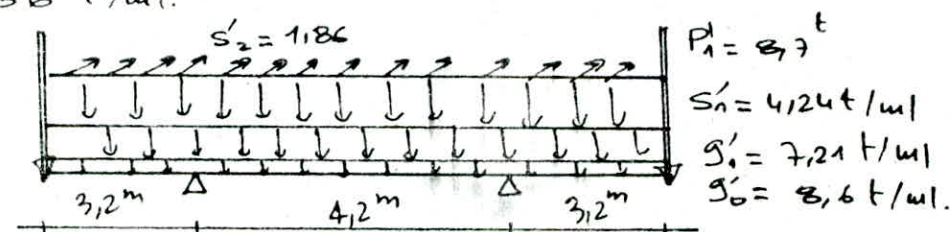
$g'_0 = 8,05 \cdot 1,07 = 8,61 t/ml$

$g'_1 = 6,74 \cdot 1,07 = 7,21 t/ml$

$P'_1 = 8,13 \cdot 1,07 = 8,69 t/ml$

$S'_1 = S_1 = 4,24 t/ml$

$S'_2 = S_2 = 1,86 t/ml.$



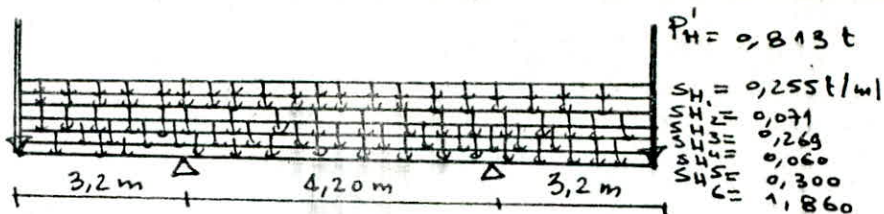
⊕ 8,7 t



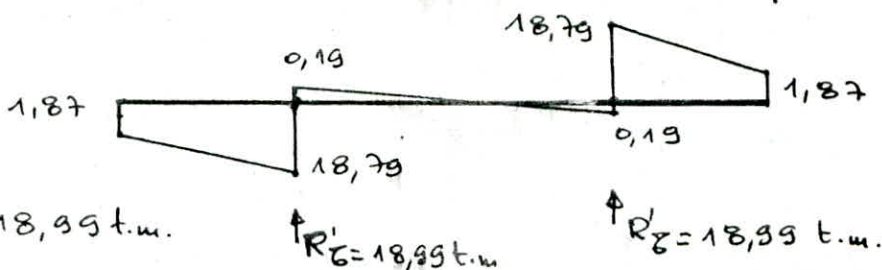
moments de torsion dus aux surcharges horiz: (seisme + démarr.)

element	$S_H (t)$	$S_H (t/ml)$	bras de levier	$M_{GH} (t.m)$
dalle	2,385	0,225	3,0 m	7,155
revêtement	0,806	0,075	3,15	2,40
ballast	2,86	0,269	3,45	9,86
Corbeau	0,636	0,060	2,65	1,685
mur garde	3,180	0,300	2,00	6,36
mur en retour	0,813		2,30	1,87
démarrage	19,80	1,86	4,65	8,65

Plan (xoy):



M_{G_H}:



$$R'_G = \frac{\sum M_G}{2}$$

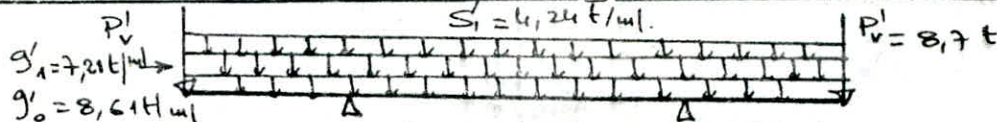
$$= \frac{37,98}{2} = 18,99 \text{ t.m.}$$

$$\uparrow R'_G = 18,99 \text{ t.m.}$$

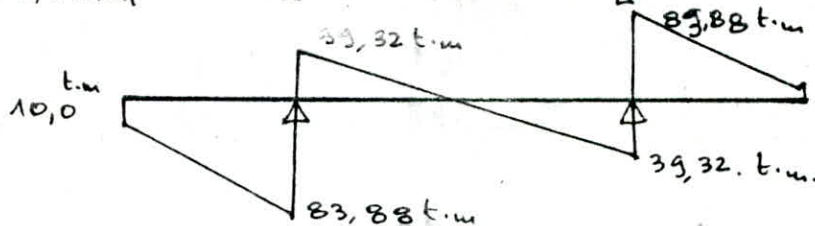
$$\uparrow R'_G = 18,99 \text{ t.m.}$$

moment de torsion dû aux charges et surcharges verticales (seismovertical)

Plan (yoz):

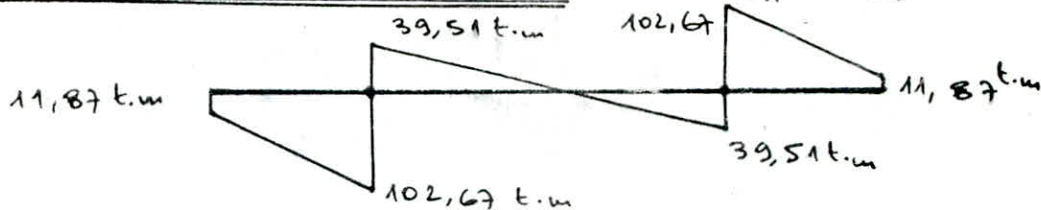


M_{G_V}:



Moment de torsion cumulé des deux plans: M_G = M_{G_H} + M_{G_V}.

M_G:



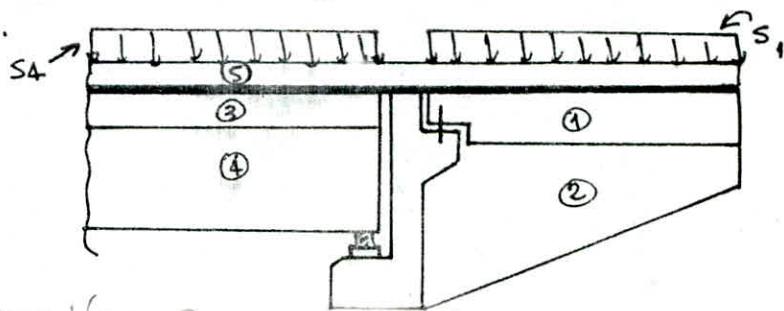
Resultats des sollicitations du 1^{er} état:

	M _f (t.m)	T (t)	M _G (t.m)
1 ^{er} genre	-126	70,68	66
2 ^{es} genre	-130,57	72,88	102,67

Etude des sollicitations du 2^{es} état: dans cette deuxième état, nous considérons le verinage de la dalle de transition et le tablier du pont qui transmettent par l'intermédiaire des appareils d'appuis quatre (4) forces verticales concentrées agissant dans le plan moyen vertical du chevet.

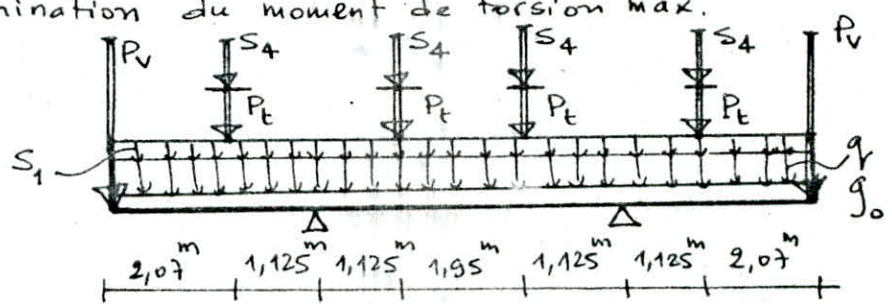
schema de charges:

- ① dalle de transition
- ② murette en retour
- ③ dalle tablier (e = 20 cm)
- ④ Poutre principale
- ⑤ appuis



on s'intéresse dans cette 2^e état de sollicitation qu'aux efforts verticaux pour calculer les moments et efforts tranchants max, les efforts horizontaux sont les mêmes que ceux étudiés au 1^{er} état qui était le sujet de la détermination du moment de torsion max.

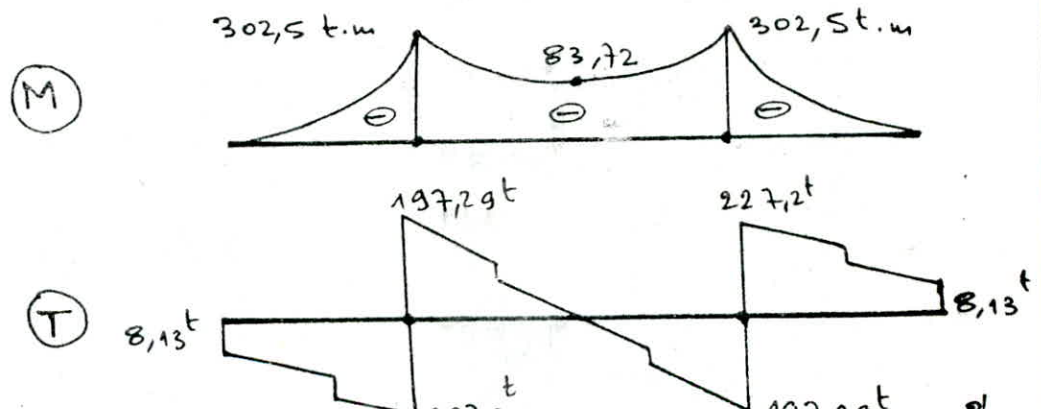
Schema statique:



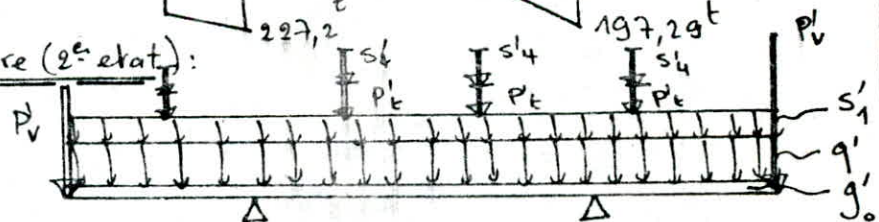
- * g_0 : charge due au poids propre
- * S_4 : surcharge du tablier (UIC)
- * P_t : charge concentre (Poids du tablier)
- * S_1 : surcharge sur la dalle de transition substituant les charges roulantes
- * q : charge due au poids du (murs garde grève + corbeau + revet + D.T + ball. + voie)
- * P_v : charge concentree due au poids du murette en retour.

Calcul des charges et surcharges:

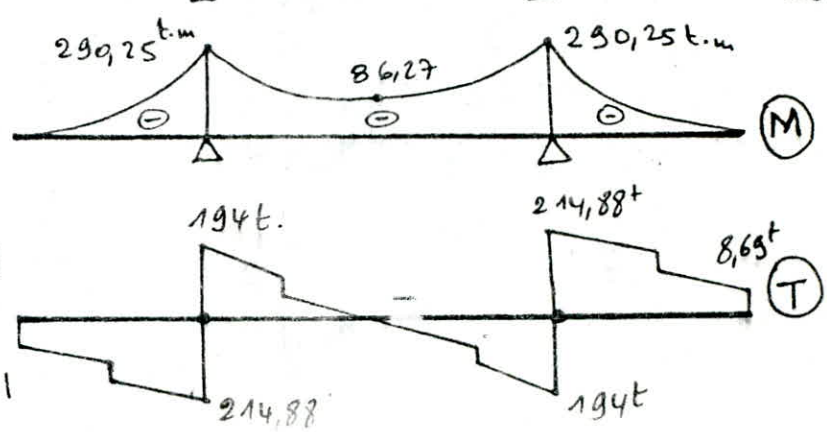
$g_0 = 8,05 \text{ t/ml}$	$q = 6,74 \text{ t/ml}$	$S_1 = 5 \text{ t/ml}$
$S_4 = 1,2 \cdot 87 = 104,4 \text{ t}$	$P_t = 8,13 \text{ t}$	$P_t = 51,31 \text{ t}$



Sollicitations sous 2^e genre (2^e état):



$S'_1 = S_1 = 4,24 \text{ t/ml}$
$S'_u = S_4 = 87 \text{ t}$
$P'_t = 51,31 \cdot 1,07 = 55 \text{ t}$
$P'_v = 8,13 \cdot 1,07 = 8,69 \text{ t}$
$q' = 6,74 \cdot 1,07 = 7,21 \text{ t/ml}$
$g'_0 = 8,05 \cdot 1,07 = 8,61 \text{ t/ml}$



Resultat des sollicitations du 2^e genre du 2^e etat :

	$M_f(t.m)$	$T(t)$	$M_G(t.m)$
1 ^{er} genre (G+1,2 P)	-302,5	227,2	66
2 ^e genre (G+SI+P)	-290,25	214	102,67

Comparaison avec les resultats du chevetre de la pile (3).

		1 ^{er} etat		2 ^e etat	
		1 ^{er} genre	2 ^e genre	1 ^{er} genre	2 ^e genre
chevetre sur Pile (3).	$M(t.m)$	-306	270	-423,47	-367,17
	$T(t)$	272	240	376,43	326,38
	$M_G(t.m)$	50	47,31	14,43	25
chevetre sur Culée	$M(t.m)$	-126	-130,57	-302,5	290,25
	$T(t)$	70,68	72,88	227,2	214
	$M_G(t.m)$	66	102,67	66	102,67

on remarque que les sollicitations du chevetre de la culée sont inferieures à ceux calculées pour un chevetre intermédiaire. qui sont les plus défavorables, nous allons donc garder le même ferrailage longitudinal sur la pile (3), seul le moment de torsion est doublé dans le chevetre de la culée. au 2^e genre on a $M_G = 102,67$ t.m. Calculons les courts d'armatures transversal pour resister à ce moment de torsion et verifier les aciers longitudinaux maintenue.

Calcul des acier transversaux: $\tau_{bm} = \frac{K \cdot M_T}{h_f^2 \cdot b}$; $\frac{b}{h_f} = \frac{2,3}{1,4} = 1,64$

→ (tableau 9.ch; p355): $K = 4,27$

⇒ $\tau_{bm} = 4,27 \cdot 102,6 \cdot 10^5 / 230 \cdot 140^2 = 9,72 \text{ kg/cm}^2$.

armatures longitudinales et cadres: $\bar{w}_f = \bar{w}_t = \frac{b+h_f}{3b} \cdot \frac{\tau_{bm}}{\sigma_a}$

$b = 230 \text{ cm}$, $h_f = 140$; $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{w} = 1,86 \cdot 10^{-3}$.

⇒ Armatures longitudinales: $A_L = \bar{w}_f \cdot b \cdot h_f = 1,86 \cdot 10^{-3} \cdot 230 \cdot 140 = 60 \text{ cm}^2$.

Volume des armatures transversales par (cm): $V = \bar{w}_t \cdot b \cdot h_f \cdot l = 60 \text{ cm}^3$.

Soit des cadres de HA12, le volume d'un cadre sera: $1,13(220+130)2 = 791 \text{ cm}^3$

⇒ l'espace d'un cadre sera: $e = 791/60 = 12,68$; soit $e = 12 \text{ cm}$.

Calcul d'un court d'armature: $s = t_0/h = 12 \cdot 60/135 = 5,33 \text{ cm}$.

avec $T = 214 \text{ t}$ ⇒ $\tau_{bb} = T/b_3 = 214 \cdot 10^3 / 230 \cdot 118 = 7,88 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \cdot 7,65$.

$\bar{\sigma}_{at} = (1 - \frac{\tau_{bb}}{9\bar{\tau}_b}) \bar{\sigma}_{at} = (1 - 7,88/9 \cdot 7,65) 4200 = 3719 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{t} = \max(t_1, t_2)$; $t \leq \bar{t}$

$\bar{t}_1 = 0,2h = 27 \text{ cm}$; $\bar{t}_2 = (1 - 0,3 \frac{\tau_{bb}}{\bar{\tau}_b}) = 93 \text{ cm}$, soit $t = 12 \text{ cm}$; $A_t = \frac{t \cdot T}{3 \bar{\sigma}_{at}} = 5,85 \text{ cm}^2$.

finale: A. < 27 < 93

ETUDE DES FUTS DE LA CULEE

les fûts de la culée sont calculés de la même manière que les fûts d'une pile intermédiaire, ils transmettent à la fondation des charges et surcharges verticales et horizontales.

charges horizontales: * force de démarrage * seisme * Poussée des terres. ces charges engendrent des moment à la base de chaque fût ainsi qu'un effort normal et horizontal.

nous allons calculer les efforts dans les deux combinaison (1^{er} et 2^{er} genre) et pour chaque section dangereuse, il y en a deux : section d'encastrement du fût dans la semelle (section 1-1: circulaire pleine).

et la section de changement brusque d'inertie : section circulaire évidée. le talu du remblai en amont et en aval de la culée est stable contre tout risque de glissement, le remblai passif en aval des deux fûts de la culée peut être déplacé légèrement en aval. à cause des vibrations et la rotation des culées, d'où chaque fût supporte la poussée des terres qui lui revient en amont (une tranche de 2,2m de largeur).

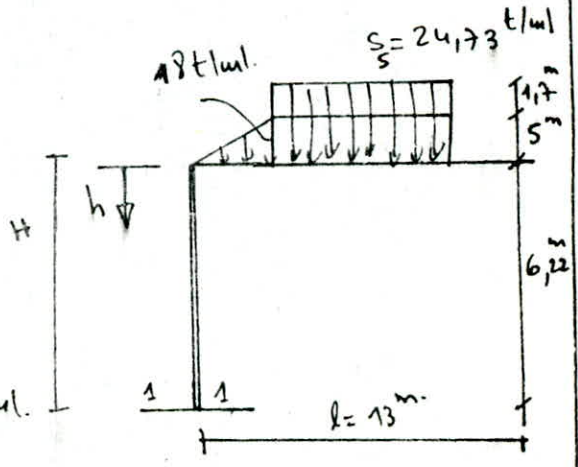
Charge verticales: Poids propre du fût, culée; surcharge U.I.c sur le tablier.

Calcul des section: condition normal:

Poussée des terres: $P = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 \cdot 1$; $K_a = \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$.
 $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$ densité du remblai; h : hauteur du remblai $h = 6,22 \text{ m}$.
 ϕ : angle de frottement interne $\phi = 35^\circ$

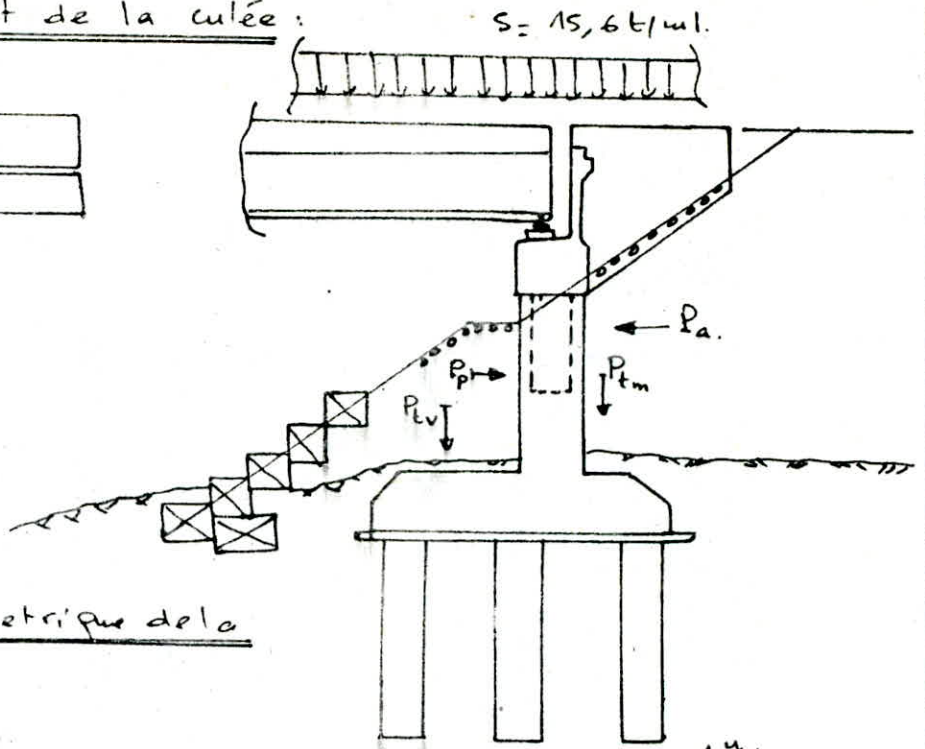
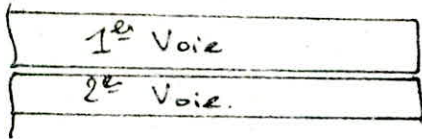
schema de charges:

pour la surcharge sur le remblai, on considère (S_s) l'équivalent d'une hauteur de remblai de (1,7m) substituant les charges roulantes selon les documents (RITES). la surcharge qui revient à un fût. $S_s = 2,2 \cdot 1 \cdot 1,7 \cdot 1,8 + 5 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 1,8 = 24,7 \text{ t/ml}$.



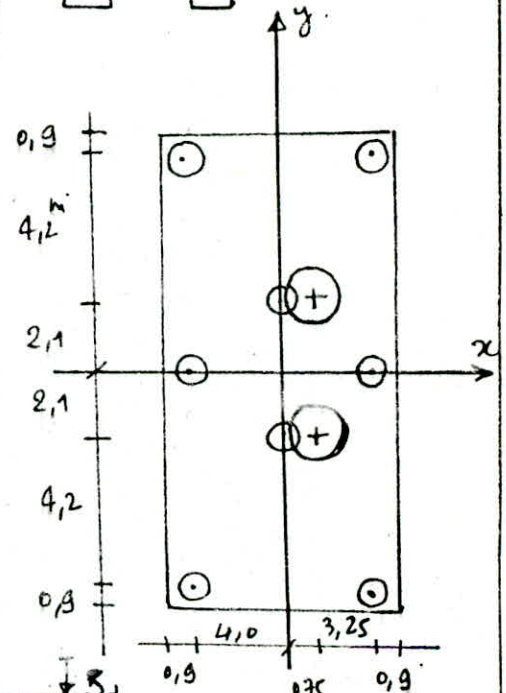
avec: $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$
 $\phi = 35^\circ$
 $e = 1,5 \text{ t/m}^2$

Schema de chargement de la culée :

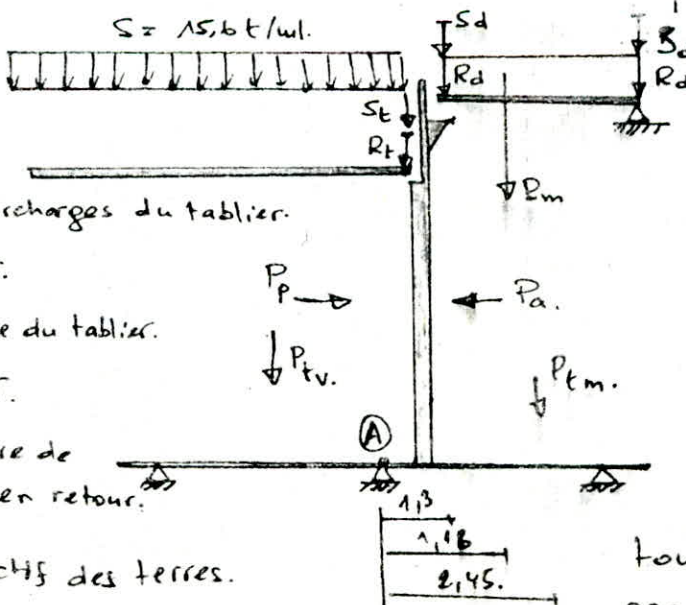


Caracteristiques geometrique de la Semelle sous culée.

Pieu N°	x(m)	y(m)	Ix(m ⁴)	Iy(m ⁴)	y/Ixt	x/Iyt
1	-4	6,3	44,85	18,18	0,033	0,036
2	+4	6,3	44,85	18,18	0,033	0,036
3	+4	-6,3	44,85	18,18	0,033	0,036
4	-4	-6,3	44,85	18,18	0,033	0,036
5	-4	0	0,1	18,18	0,033	0,036
6	0	+2,1	5	0,1	0,011	0
7	+4	0	0,1	18,18	0	0,036
8	0	-2,1	5	0	0,011	0



Schema statique :



S_t: reaction des surcharges du tablier.

S_d: pour la D.D.T.

R_t: spac. permanente du tablier.

R_d: pour la D.D.T.

P_m: poids propre de la muraille en retour.

P_a: poussée active des terres.

P_p: pousse passive des terres

tout les moments seront calculés par rapport au point (A).

Calcul de la poussée active:

$$\sigma_H = [\gamma' h + S_s] k_a - 2c\sqrt{k_a} + \gamma_w h_w$$

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w = 1,8 - 1 = 0,8 \text{ t/m}^3$$

$$k_a = 0,270$$

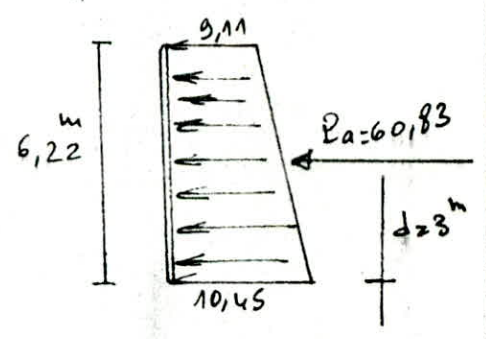
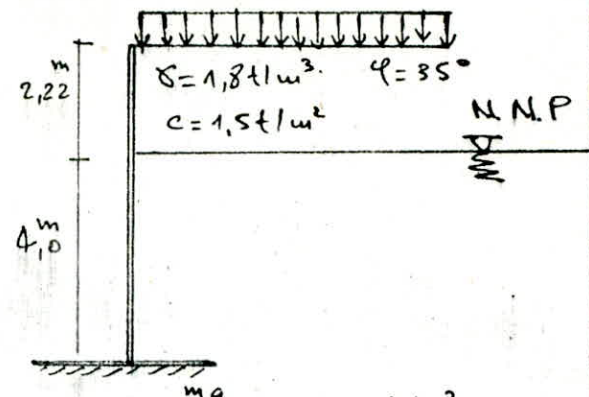
$$c = 1,5 \text{ t/m}^2$$

$$S_s = 24,73 \text{ t/ml}$$

$$\sigma_H = 0,216 h + 9,11 \quad \text{et pour } h = 6,22 \Rightarrow \sigma_H^{ma} = 10,45 \text{ t/m}^2$$

$$P_a = (10,45 + 9,11) \cdot 0,5 \cdot 6,22 = 60,83 \text{ t}$$

$$M_a = P_a \cdot d = 60,83 \cdot 3 = 182,5 \text{ t.m}$$



Calcul de la poussée passive:

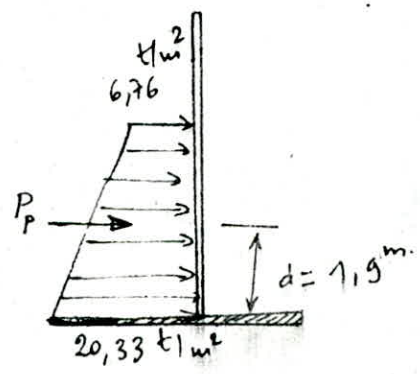
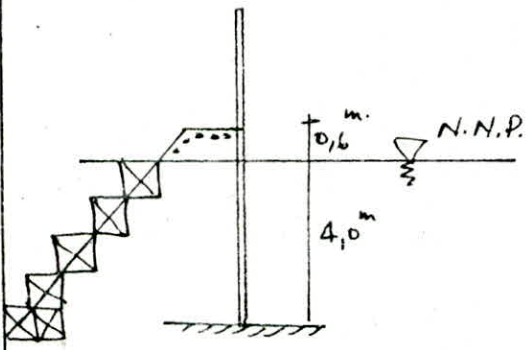
$$\sigma_H = [\gamma' h] k_p + 2c\sqrt{k_p} + \gamma_w h_w$$

$$k_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = 3,69$$

$$\Rightarrow \sigma_H = 2,95 h + 6,76 \quad \text{et pour } h = 4,6 \text{ on aura: } \sigma_H = 20,33 \text{ t/m}^2$$

$$P_p = (20,33 + 6,76) \cdot 0,5 \cdot 4,6 = 62 \text{ t}$$

$$M_p = P_p \cdot 1,9 = 117,8 \text{ t.m}$$



Surcharge sur la dalle de transition: (D.D.T): la surcharge $S = 15 \text{ t/m}^2$

Substituant les charges roulantes définies sur les documents (RITES) agissant sur l'axe de chaque voie, cette surcharge est peut être différente de la surcharge U.I.C ($q = 15,6 \text{ t/ml}$), d'où on garde cette même surcharge provoquant toujours le cas le plus défavorable.

nous faisons les combinaisons des forces avec la 2^{ème} état de chargement dans les deux modes (1^{er} genre et 2^{ème}) de sollicitation donnant le cas le plus défavorable. nous calculons dans les tableaux suivants les charges et surcharges revenant à un seul fût.

Suivant le calcul fait précédemment concernant la distribution des forces horizontales (démarrage; séisme), la culée reçoit 22,84% de la force horizontale totale appliquée sur le tablier plus celle appliquée

Section circulaire pleine à la base du fût:

Condition normal	H(t)	N(t)	Z(m)	X(m)	M(t.m)
Surcharge U.I.C	/	299,52	/	/	/
Tablier	/	102,62	/	/	/
D.D.T + ballast + revet + Voie	/	15,56	/	0,98	15,24
murette en retour	/	8,13	/	2,31	18,83
chevette	/	42,66	/	/	/
fût	/	46,64	/	/	/
Poussée active des terres	60,83	—	3	/	182,5
mur garde grève + corbeau	—	18	—	0,55	9,9
demarrage	75,37 11,55	—	7,62 10,62	/	574,3 122,66
Variation linéaire du tablier	15	—	7,62	/	114,3

d'où l'effort à la base de chaque fût sera:

①: $N^{max} = 533,13 \text{ t}$ $H^{min} = 75,83 \text{ t}$ $M^{min} = 340,78 \text{ t.m}$
 ②: $N^{min} = 233,6 \text{ t}$ $H^{max} = 151,20 \text{ t}$ $M^{max} = 1037 \text{ t.m}$

Section circulaire évidée:

Condition normal	H(t)	N(t)	Z(m)	X(m)	M(t.m)
Surcharge U.I.C	/	299,52	/		—
tablier	/	102,62	/	10,98	—
D.D.T + ballast + rev. + Voie	/	15,56	/	0,55	15,24
mur garde grève + corbeau	/	18	/	2,31	9,9
murette en retour	/	8,13	/	/	18,83
chevette	/	42,66	/	/	/
fût	/	27,64	/	/	/
Poussée active des terres	38,84	—	2,11	/	81,11
demarrage	75,37 11,55	—	5,62 8,62	/	423,6 99,56
Variation linéaire du tablier	15	—	5,62	/	84,3

Condition sismique: en condition sismique, le coef. de poussée sera:

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \nu) \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot K}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha - \nu) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \nu)}{\cos(\delta - \alpha + \nu) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

- φ : angle de frottement interne = 35°
- β : inclinaison de la culée. $\beta = 0$
- α : angle du talu avec l'horizontal. $\alpha = 0$.
- δ : angle de frottement sol - Béton $\delta = 0^\circ$.
- $\nu = \arctg(\frac{E_H}{1 + E_V})$ $K = \sqrt{E_H^2 + (1 + E_V)^2}$

$E_H = 0,1$: Coef. Sismique horizontal ; $E_V = 0,07$ coef. Sismique vertical
 En condition normal, on a $K_a = 0,270$.

En condition sismique, les valeurs de K_{ah} sont les suivants

action du Seisme	Notation	E_H	E_V	K	ν	K_{ah}
Horizontal	S_H	0,1	0	1,005	5,71	0,327
Vertical \uparrow	$S_V \uparrow$	0	-0,07	0,930	0	0,252
Vertical \downarrow	$S_V \downarrow$	0	+0,07	1,070	0	0,289
Vertical \uparrow + Horizontal	$S_V \uparrow + S_H$	0,1	-0,07	0,935	6,14	0,350
Vertical \downarrow + Horizontal.	$S_V \downarrow + S_H$	0,1	+0,07	1,075	5,34	0,396

Forces en condition sismique: $F_S = F_N \cdot \frac{K_{ah}}{K_a}$

l'action du seisme la plus défavorable à considérer dans notre cas est ($S_V \downarrow + S_H$). Cette action nous donne le moment de renversement le plus défavorable agissant vers l'arrière de la culée, les deux fûts de la culée sont excentrés vers l'arrière du centre de la semelle de $e = 0,75m$.

Sollicitation du 2^e genre (G + P + SI): section circulaire pleine:

condition sismique		H(t)	N(t)	Z(m)	x(m)	M(t.m)
Surcharge U.I. c		/	249,6	/	/	/
Tablier 102,62		/	• 109,6 • 95,43	/	/	/
D.D.T + ballast + rev + voie. 15,56		/	• 16,64 • 14,47	/	0,98	16,3
murgarde grève + corbeau 18.		/	• 19,26 • 16,74	/	0,55	10,59
murette en retour 8,13.		/	• 8,69 • 7,56	/	2,13	20
chevetre 42,66		/	• 45,76 • 39,67	/	/	/
fut 46,64		/	• 50,0 • 43,37	/	/	/
démarrage 3,3. 25. 0,2284		75,37	/	7,62	/	574,3
3,3. 3,5		11,55	/	10,62	/	122,66
Seisme horizontal.	tablier	10,26	/	9,62	/	98,7
	dalle + rev + ball + voie	1,55	/	10,62	/	16,46
	murgarde grève + corbeau	1,8	/	9,12	/	23,8
	murette en retour	0,813	/	11,6	/	9,43
	chevetre +	4,26	/	6,92	/	29,47
	fût	4,66	/	2,5	/	11,65
	Poussée des terre. 60% $\frac{0,396}{0,27}$	89,2	/	3	/	266,6
variation linéaire du tab.		15	/	7,62	/	114,3

① $N'_{max} = 500t$

$H'_{min} = 127,5$

$M'_{min} = 618,3 t.m$

Section circulaire évidée:

Condition sismique		H(t)	N(t)	Z(m)	x(m)	M(t.m)
Surcharge U.I.C		/	249,6	/	/	/
tablier: 102,62	1,07 ↓ 0,93 ↑	/	• 109,8 • 95,43	/	/	/
D.B.T+rev+ ball.+voie 15,56		/	• 16,64 • 14,47	/	0,98	16,3
mur garde grève + corbeau 18		/	• 19,26 • 16,74	/	0,55	19,59
murette en retour 8,13		/	• 8,69 • 7,56	/	2,13	20
Chevette 42,66		/	• 45,64 • 39,67	/	/	/
fût 27,64		/	29,57 25,7	/	/	/
démarrage	3,3. 25. 0,2284	75,37	/	5,62	/	423,57
	3,3. 3,5.	11,55	/	8,62	/	99,56
Séisme horizontal	tablier	10,26	/	7,62	/	78,18
	dalle + ballast + rev. + voie	1,55	/	8,62	/	13,36
	mur garde grève + corbeau	1,8	/	7,12	/	12,81
	murette en retour.	0,813	/	9,60	/	7,8
	chevette	4,26	/	4,92	/	20,95
	fût	2,76	/	0,50	/	1,33
	Poussée actf des terres. 38,84* (0,356/0,270)	56,96	/	2,11	/	120,19
Variation linéaire du tablier		15	/	5,62	/	84,3.

Récapitulation des Résultats: [N^{min} , H^{max} ; M^{max}].

	Combinaison	N(t)	T(t)	M(t.m).
Section Pleine	1 ^{er} genre	233,6	151,2	1037,75
Section Pleine	2 ^{er} genre	217,24	214	1315,26
Section évidée	1 ^{er} genre	214,61	140,76	732,53
Section évidée	2 ^{er} genre.	200	180,33	878,35.

Récapitulation des résultats: [N^{max} ; H^{min} ; M^{min}].

	Combinaison	N(t)	T(t)	M(t.m).
Sec. Pleine	1 ^{er} genre	533,13	73,83	340,78.
Sec. Pleine	2 ^{er} genre	500	127,5	618,3
Sec. évidée	1 ^{er} genre	514,13	53,84	209,3
Sec. évidée	2 ^{er} genre.	480	93,4	355,2

flambement du fût: le fût est supposé encastéré à son extrémité inférieure et libre à son extrémité supérieure. nous considérons le moment d'inertie de la section évidée pour le calcul de l'enlèvement.

$$l_0 = 6,22 \text{ m} \quad l_c = \mu l_0 = 2 l_0 = 12,44 \text{ m.} \quad i = (I/A)^{0,5}$$

$$I = \left(\frac{\pi D^4}{64} - \frac{\pi D_0^4}{64} \right) \text{ avec } D = 2,2 \text{ m}; D_0 = 1,2 \text{ m on aura } I = 1,047 \text{ m}^4$$

$$A = \frac{\pi}{4} [D^2 - D_0^2] = 2,669 \text{ m}^2. \Rightarrow i = 0,626 \Rightarrow \lambda = \frac{l_c}{i} = 19,87.$$

$(\lambda) < 35 \Rightarrow$ on ne tiendra pas compte du flambement.

ferraillage de la section circulaire pleine:

nous allons utiliser le tableau (4.59) de l'aide mémoire B.A.

$$r = 1,1 \text{ m (rayon du fût).} \quad d = 0,11 \text{ m} \Rightarrow d/2r = 0,05.$$

le ferraillage sera calculer en condition sismique et vérifier en condition normal.

$$M = 1315,26 \text{ t.m.} \quad N = 217,24 \text{ t.} \quad K_e = \frac{Nr}{M} = 0,18.$$

$$K_a = M/r^3 \cdot \bar{\sigma}_a = 1315,26 \cdot 10^8 / 110^3 \cdot 4000 = 0,024.$$

$$\text{tableau} \rightarrow \left\{ \bar{\omega}(\%) = 1,32; K = 25,98 \right\}.$$

les contraintes de calcul en tenant compte de la fatigue seront

$$\bar{\sigma}'_b = 184 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_b = 3,82 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A = \bar{\omega} \pi r^2 / 100 = 1,32 \cdot 3,14 \cdot 110^2 / 100 = 501,52 \text{ cm}^2; \text{ soit } 64 \text{ HA32.}$$

$$\Rightarrow A = 514,56 \text{ cm}^2; e = 14 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / K = 4000 / 25,98 = 154 < 184 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

Vérification des contraintes:

$$K_y \phi = y_1 \quad \left\{ \begin{array}{l} K_y = 0,35 \Rightarrow y_1 = 0,35 \cdot 220 = 77 \text{ cm.} \\ K' = 12,8 \quad \sigma'_a = K' \cdot \sigma'_b = 12,8 \cdot 154 = 1971,2 < 4000. \text{ ok.} \end{array} \right.$$

Vérification en condition normal:

contrainte de vérification tenant compte de la fatigue sont:

$$\bar{\sigma}'_b = 92 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_b = 3,82 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\phi = 32 > 20 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ Kg/cm}^2.$$

Pour cette vérification, nous utilisons le tableau (4.56) de l'aide mémoire B.A.

$$A = 514,56 \text{ cm}^2 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{\omega}(\%) = \frac{100A}{\pi r^2} = \frac{100 \times 514,56}{3,14 \cdot 110^2} = 1,35. \\ K_e = \frac{Nr}{M} = \frac{233,6 \cdot 1,1}{1037,75} = 0,247. \end{array} \right.$$

Pour $\left\{ \begin{array}{l} \bar{w}(\%) = 1,35 \\ k_e = 0,247 \end{array} \right\} \xrightarrow[4.57]{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} K_b = 0,85 \\ K = 20 \end{array} \right\}$

$$\sigma'_b = \frac{M}{K b r^3} = \frac{1037,75 \cdot 10^5}{0,85 \cdot 110^3} = 91,72 < 92 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k. se trouve dans la zone de recouvrement où les barres sont doublées,}$$

$$\sigma'_a = K \cdot \sigma'_b = 20 \cdot 91,72 = 1834 < 2667 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k. longueur de recouvrement en (2.2)}$$

ferraillage de la section circulaire évidée:

$$e = M/N = 878,35/200 = 4,39 \text{ m.}$$

$$\frac{R_m}{2} = \frac{D_m}{4} = \frac{1}{4} [(2,2 + 1,2) \cdot 0,5] = 0,425 < e = 4,39 \text{ m} \Rightarrow \text{Section Partiellement comprimée.}$$

mais utilisons la méthode de pierre Charon pour le calcul des sections circulaires évidées, avec les abaques établies:

$$\eta = \frac{e}{2R_m} = \frac{4,39}{2 \cdot 0,850} = 2,58. \quad \mu = \frac{M}{2\sigma'_b \cdot B \cdot R_m} \quad \text{avec}$$

$$B = 2\pi R_m (R - r) = 2,669 \text{ m}^2. \Rightarrow \mu = \frac{878,75 \cdot 10^5}{2 \cdot 184 \cdot 2,669 \cdot 10^4 \cdot 0,85 \cdot 10^2} = 0,105.$$

($\eta = 2,58$; $\mu = 0,105$) Valeurs faibles

on diminue le taux de travail du béton ce qui arronge l'effet de la fatigue du béton et permet d'augmenter (μ) avec lequel augmente ($\bar{w}\%$) jusqu'à atteindre le (\bar{w}) d'acier pri à la base du fût.

$$\text{Soit } \sigma'_b = 92,18 \text{ kg/cm}^2. \Rightarrow \mu = 0,21.$$

$$\left\{ \mu = 0,21 ; \eta = 2,58 \right\} \xrightarrow{\text{abaque}} \left\{ \omega = 1,71 ; K = 32,75 \right\}.$$

$A = \frac{\omega \cdot B}{100} = \frac{1,71 \cdot 26690}{100} = 456,39 \text{ cm}^2$. Cette section se trouve dans la zone de recouvrement où les barres sont doublées, les barres longitudinales sont attachées sur une longueur de recouvrement de (2.2d).

$$A = 2 \cdot 321,68 = 643,36 > 456,39 \text{ cm}^2. \quad \text{o.k.}$$

$$\sigma'_b = (2667 / 32,75) = < 184 \text{ kg/cm}^2. \quad \text{o.k.}$$

Armatures transversales:

on adopte la même disposition des armatures transversales que pour le fût (3); avec des (2HA12) comme cerces espacés de (6cm)

STABILITE AU RENVERSEMENT DE LA CULEE

les grandes processuses et taches de realisation des elements de la culée se font dans l'ordre suivant: la realisation se fait en parallele avec les éléments de la 1^{er} pile à côté de la culée.

- ① fouillement des pieux. ② ferrailage + coulage (f+c) des pieux
- ③ coff + ferrailage + coulage des semelles. ④ e+f+coulage des fûts
- ⑤ pose et compage du remblai qui servira de sauvetage au moment de réalisation ⑥ (c+f+c) du chevetre ⑦ (e+f+c) du mur garde grève.
- ⑧ (e+f+c) de la dalle de transition ⑨ fixation des appareils d'appuis
- ⑩ pose et montage des poutres principales sur chevetre
- ⑪ (e+f+c) de la dalle du tablier ⑫ revetement des deux dalles en forme pente + carreau en B.A + asphalt ⑬ mise en place du ballast + voie (Bloc en B.A + rail).

combinaison des charges et surcharges:

ayant suivie l'ordre d'execution precedant, on envisage les deux combinaisons suivantes dans les deux modes de sollicitation (1^{er} et 2^{er} que

combinaison I : 2 voies réalisées et chargées y compris la dalle de Trans.

combinaison II : 1 voies réalisées et chargées y compris la D.D.T.

Combinaison I 1^{er} genre (G + 1,2 D).

conditions normales	N(t)	H(t)	x(m)	y(m)	Z(m)	M _x	M _y
Surcharge U.I.e	234 56,16	/	0,75 1,7	/	/	/	175,5 95,47
tablier: 2 Voie Réalisées, chargées	205,24	/	0,75	/	/	/	154
D.D.T + rev. + ballast + voie	3112	/	1,7	/	/	/	53
mur garde grève + corbeau	36	/	1,3	/	/	/	46,9
murette en retour	16,26	/	2,96	/	/	/	46,5
chevetre	85,3	/	0,75	/	/	/	64
fûts	93,28	/	0,75	/	/	/	70
semelle	458,6	/	/	/	/	/	447,8
Poids des terres (amont et aval) sur. Se.	800	/	/	/	/	/	
Roussée Passifs des terres.	—	62	/	/	1,9	/	117,8
démarrage	—	150,7 23,1	/	/	7,62 10,62	/	1148 245,3
Variation linéaire du tablier.	—	15	/	/	7,62	/	11413

$$N = 2016 \frac{t}{m}$$

$$M_x = 0$$

$$M_y = 2337,5 \text{ t.m.}$$

$$H = 251 \frac{t}{m}$$

Combinaison II 1^{er} genre (G+1,2P).

Conditions normales	N(t)	H(t)	x(m)	y(m)	z(m)	M _x	M _y
Surcharge U.I. e	117 29		0,75 1,7	/	/	/	87,75 47,73
tablier: 1 voie réalisée et chargée	102,62		0,75	3,92	/	402,27	76,96
D.D.T+ rev. + ballast + voie	23,51		1,7	/	/	/	40
mur garde grève + corbeau	36		1,3	/	/	/	46,8
murette en retour	16,26		2,86	/	/	/	46,5
chevêtre	85,32		0,75	/	/	/	64
fût	93,28		0,75	/	/	/	70
semelle	458,6		/	/	/	/	/
Poids des terres sur semelle	800		/	/	/	/	/
Poussée Passif des terres	/	62	/	/	1,9	/	117
démarrage	/	75,37 11,55	/	/	7,62 10,62	/	574,3 122,6
Variation linéaire du tablier	/	15	/	/	7,62	/	114,3

$$N = 1760,63 \text{ t}$$

$$M_x = 402,27 \text{ t.m}$$

$$M_y = 1408,7 \text{ t.m}$$

$$H = 164,53 \text{ t}$$

combinaison du 1^{er} genre:

$$R_{\max} = \frac{N}{n} + \left[\frac{M_x}{I_{xt}} y + \frac{M_y}{I_{yt}} x \right] S$$

$$R_{\min} = \frac{N}{n} - \left[\frac{M_x}{I_{xt}} y + \frac{M_y}{I_{yt}} x \right] S$$

n = 8

N ^o du Pieu	y/I _{xt} (m ³)	x/I _{yt} (m ³)	S (m ²)	combinaison (I)	combinaison (II)	R _{max} R _{min.}
1	0,033	0,036	1,13	R _{max} = 347 R _{min} = 157	R _{max} = 292,4 R _{min} = 147,8	347 147,7
2	0,033	0,036	1,13	347 157	292,4 147,8	347 147,7
3	0,033	0,036	1,13	347 157	292,4 147,8	347 147,7
4	0,033	0,036	1,13	347 157	292,4 147,8	347 147,7
5	0	0,036	1,13	347 157	277,5 163	347 157
6	0,011	0	1,13	252 252	252 252	252 215
7	0	0,036	1,13	347 157	277,5 163	347 157
8	0,011	0	1,13	252 252	225 215	252 215

max R_{max} = 347 t < Q̄ = 567 t pas de poinçonnement

Combinaison I' (2^e genre : G + P + SI)

$N^{(1)} = 1,07 \cdot N$
 $N^{(2)} = 0,93 \cdot N$

$M_x^{(1)} = N^{(1)} \cdot y$
 $M_x^{(2)} = N^{(2)} \cdot y$

$M_y^{(1)} = N^{(1)} \cdot x$
 $M_y^{(2)} = N^{(2)} \cdot x$

Condition sismique	N(t)	N ⁽¹⁾ N ⁽²⁾	H'(t)	x(m)	y(m)	z(m)	M _x	M _y
SurchARGE U.I.c	195 46,8	195 46,8	/	0,75 1,17	/	/	/	146,25 79,56
tablier. 2 Voies realisees et chargees	205,2	219,6 190,87	/	0,75	/	/	/	164,7 143,0
D.D.T+ rev+ ballast + voie.	31,12	33,3 29	1,1	1,17	/	/	/	56,6 49,3
mur garde greve + Corbeau	36	38,52 33,48	/	1,3	/	/	/	50 43,5
murette en retour	16,26	17,4 15,12	/	2,86	/	/	/	49,76 43,24
chevetre	85,32	91,3 79,34	/	0,75	/	/	/	68,47 59,5
fûts	93,28	99,8 86,76	/	0,75	/	/	/	74,85 65
Semelle	459,6	490,7 426,5	/	/	/	/	/	/
Poids des terre sur Semelle P _t = 800 x { 1,069 0,933	800	856 746,6	/	/	/	/	/	/
ye	/	/	150,74	/	/	7,62	/	1148,6
	/	/	23,1	/	/	/	/	245,32
Seisme horizontale	tablier	/	/	20,5	/	/	9,62	197,2
	D.D.T+ ball+ rev+ voie	/	/	3,11	/	/	10,62	33,02
	mur garde greve + corb.	/	/	3,6	/	/	9,12	32,83
	murette en retour	/	/	1,62	/	/	11,6	18,8
	chevetre	/	/	8,5	/	/	6,92	58,8
	fût	/	/	9,3	/	/	2,5	23,25
	Poussée Passive des terres	/	/	90,93	/	/	1,9	172,77
variation lineaire du tablier	/	/	15	/	/	7,62	114,3	

$N^{(1)} = 2088 \text{ t}$

$M_x^{(1)} = 0$

$M_y^{(1)} = 2410,3 \text{ t.m}$

$N^{(2)} = 1850 \text{ t}$

$M_x^{(2)} = 0$

$M_y^{(2)} = 2241,8 \text{ t.m}$

$N = 200,4 \text{ t}$

Combinaison (II')2^{de} genre (G + P + SI).

Condition sismique	N(t)	N'(1) N'(2)	H'(t)	x(m)	y(m)	Z(m)	M _x	M _y	
Surcharge U.I.C	97,5 23,3	97,5 23,3	/	0,75 1,7	/	/	/	73,13 39,6	
Tablier: 1 voie réalisée et chargée	102,62	109,8 95,43	/	0,75	3,92	/	430,4 374	82,35 71,57	
D.D.T. + revt + ballast + voie	23,51	25,15 21,86	/	1,7	/	/	/	42,75 37,16	
mur garde grève + corbeau	36	38,52 33,48	/	1,3	/	/	/	50 43,52	
murette en retour	16,26	17,39 15,12	/	2,86	/	/	/	49,73 43,24	
chevetre	85,32	91,29 79,34	/	0,75	/	/	/	68,46 59,6	
fûts.	93,00	93,8 86,75	/	0,75	/	/	/	74,85 65	
semelle	458,0	490,7 426,5	/	/	/	/	/	/	
Poids des terres sur Semelle. $800 * \begin{cases} 1,069 \\ 0,933 \end{cases}$	800	856 746,6	/	/	/	/	/	/	
lamarriage	/	/	75,37 11,55	/	/	7,62 10,62	/	574,3 122,7	
Séisme horizontal	tablier	/	/	10,2	/	/	9,62	/	197,2
	D.D.T + revt + ballast + voie	/	/	2,3	/	/	10,62	/	33,02
	mur garde grève + corb.	/	/	3,6	/	/	9,12	/	32,83
	murette en retour	/	/	1,6	/	/	11,6	/	18,8
	chevetre	/	/	8,5	/	/	6,92	/	58,8
	fûts	/	/	9,3	/	/	2,5	/	23,25
	Poussée des terres.	/	/	90,93	/	/	1,9	/	172,77
Variation linéaire du tab.	/	/	15	/	/	7,62	/	114,3	

$$\underline{\underline{N^{(1)} = 1850 \text{ t}}}$$

$$\underline{\underline{N^{(2)} = 1628 \text{ t}}}$$

$$\underline{\underline{M_x^{(1)} = 430,4 \text{ t.m}}}$$

$$\underline{\underline{M_x^{(2)} = 374 \text{ t.m}}}$$

$$11. 92852 \text{ t}$$

$$\underline{\underline{M_y^{(1)} = 1302,75 \text{ t.m}}}$$

$$\underline{\underline{M_y^{(2)} = 1200,75 \text{ t.m}}}$$

Combinaison du 2^e genre. (G + P + SI)

$$R_{\max} = \max \begin{cases} \frac{N^{(1)}}{n} + \left[\frac{M_x^{(1)}}{I_{xt}} y + \frac{M_y^{(1)}}{I_{yt}} x \right] S \\ \frac{N^{(2)}}{n} + \left[\frac{M_x^{(2)}}{I_{xt}} y + \frac{M_y^{(2)}}{I_{yt}} x \right] S \end{cases} ; R_{\min} = \min \begin{cases} \frac{N^{(1)}}{n} - \left[\frac{M_x^{(1)}}{I_{xt}} y + \frac{M_y^{(1)}}{I_{yt}} x \right] S \\ \frac{N^{(2)}}{n} - \left[\frac{M_x^{(2)}}{I_{xt}} y + \frac{M_y^{(2)}}{I_{yt}} x \right] S \end{cases}$$

N ^o du Pieu	y/I _{xt} (m ³)	x/I _{yt} (m ³)	S	Combinaison (I')	Combinaison (II')	R _{max} R _{min}
1	0,033	0,036	1,13	R _{max} = 359 R _{min} = 140,12	R _{max} = 300,3 R _{min} = 140,5	359 140,5
2	0,033	0,036	1,13	359 140,12	300,3 140,5	359 140,5
3	0,033	0,036	1,13	359 140,12	300,3 140,5	359 140,5
4	0,033	0,036	1,13	359 140,12	300,3 140,5	359 140,5
5	0	0,036	1,13	359 140,12	284,5 154,5	359 140,5
6	0,011	0	1,13	261,0	236,6 198,61	261 198,61
7	0	0,036	1,13	359 140,12	284,5 154,5	359 140,5
8	0,011	0	1,13	261,0 237,25	236,6 198,61	261 198,61

max R_{max} = 359 > 0 : Pas de poinçonnement des pieux.

min R_{min} = 140,6 > 0 ⇒ Pas d'arrachement des pieux.
d'où la culée est stable en condition du 2^e genre.

Vérification de la stabilité au glissement de la fondation de la culée :

φ = φ_{moyen} = 21,66 angle de frottement interne moyen de différentes couches traversées par les pieux

On vérifie $\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi > 1,5$.

	Combinaison	V(H)	H(H)	tg φ	$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi$	Vérification
1 ^{er} genre	I	2051	251	0,3971	3,24	3,24 > 1,5
	II	1760,63	164,53	//	4,25	4,25 > 1,5
2 ^e genre	I'	1850	326,14	//	2,25	2,25 > 1,5
	II'	1626	228,53	//	2,83	2,83 > 1,5

d'où la culée est stable contre tout cisaillement.

ferraillage de la semelle (S₁) sous culée :

Cette semelle a les mêmes dimensions en plan que la semelle (S₃) sous pile (3) à la seule différence de (30 cm) sur la hauteur ($h_f = 150 \text{ cm}$). Les pieux sous (S₁) sont ancrés avec les mêmes coordonnées que ceux de la semelle (S₃), nous utilisons comme précédemment la méthode d'R.D.M pour calculer les efforts sollicitant la semelle (S₁).

Calcul des efforts (M) et (T) : la semelle est soumise aux réactions des pieux d'une part, et aux charges transmises par les fûts d'autre part.

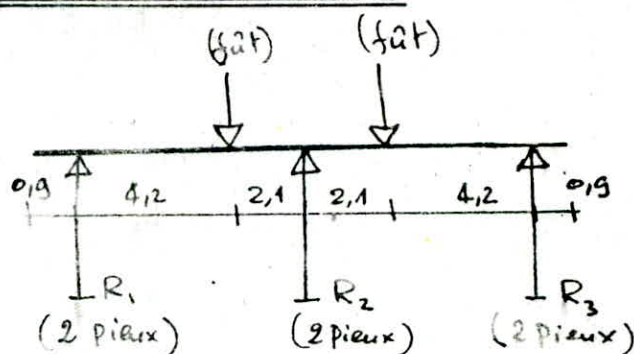
Sollicitation du 1^{er} genre :

Sens y :

$$N = 2016t \quad M_x = 0.$$

$$R_1 = 2 \left[\frac{2016}{8} + 0 \right] = 504t$$

$$R_2 = R_3 = 504t.$$



Sens x :

$$N = 2016 \quad M_y = 2331,5 \text{ t.m.}$$

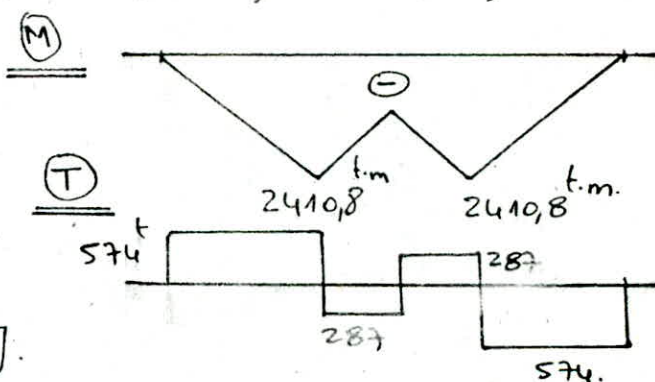
$$R_{\max} = 3 \left[\frac{2016}{8} + 2331,5 \cdot 0,036 \cdot 1,13 \right].$$

$$\Rightarrow R_{\max} = 1040,3t.$$

$$R_{\min} = 3 \left[\frac{2016}{8} - 2331,5 \cdot 0,036 \cdot 1,13 \right].$$

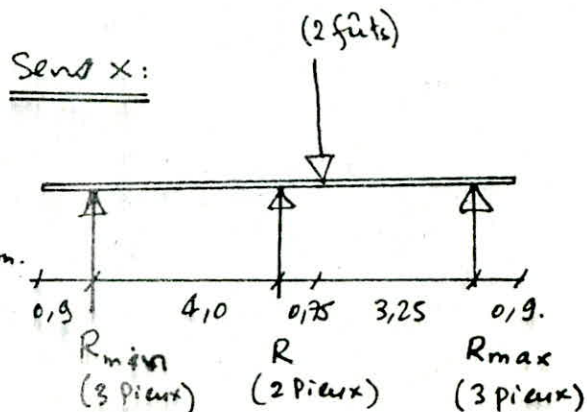
$$R_{\min} = 471,6$$

$$R = 3 \cdot \frac{2016}{8} = 756$$



Moment resultant :

$$M_R = 1040,53 \cdot 4 - 471 \cdot 4 = 2278,12 \text{ t.m.}$$



Sollicitation du 2^e genre:

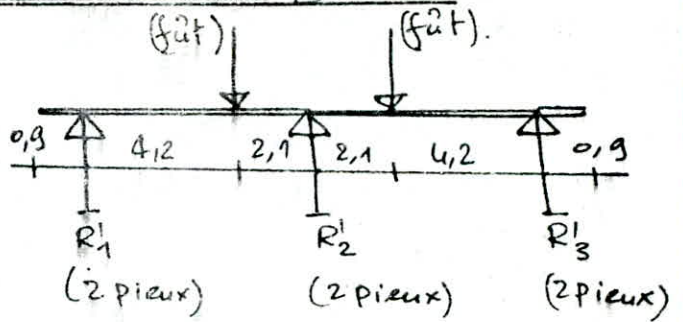
Sens y:

$$N' = 2088 \text{ t}$$

$$M_x = 0$$

$$R'_1 = 2 \left[\frac{2088}{8} \right] = 522 \text{ t.}$$

$$R'_1 = R'_2 = R'_3 = 522 \text{ t.}$$



Sens x:

$$N' = 2088 \text{ t}$$

$$M'_y = 2410,27 \text{ t.m}$$

$$R'_{\max} = 3 \left[\frac{2088}{8} + 0,036 \cdot 2410,27 \cdot 1,13 \right]$$

$$R'_{\max} = 1077,14 \text{ t.}$$

$$R'_{\min} = 3 \left[\frac{2088}{8} - 0,036 \cdot 2410,27 \cdot 1,13 \right]$$

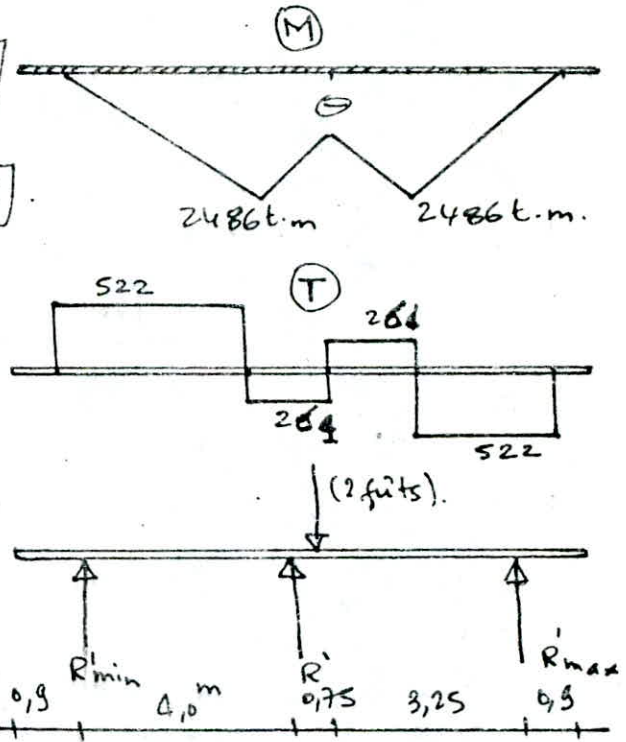
$$\Rightarrow R'_{\min} = 488,85 \text{ t.}$$

$$R = 3 \cdot 2088 / 8 = 783 \text{ t.}$$

Moment resultant: M_R .

$$M_R = 1077,14 \cdot 4 - 488,85 \cdot 4$$

$$= 2353,16 \text{ t.m.}$$



Resultats des sollicitation de la semelle S1.

	Sens	$M_{\max}(\text{t.m})$	$T_{\max}(\text{t})$
1 ^e genre	sens y	2410,8	574
	sens x	2278,12	1005,4
2 ^e genre	sens y	2486,24	59
	sens x	2353,16	1042

Ferraillage de la semelle (S1) sous la culée

nous allons ferrailles avec les sollicitations du 1^e genre, puis nous faisons des verifications au 2^e genre car les sollicitations ne sont pas très differentes entre le 1^e genre et le 2^e genre.

Nappe inférieure longitudinale: $M = 2410,8 \text{ t.m}$ $T_{\max} = 574^t$

$$M_R = \frac{1}{2} \times \bar{\sigma} \times \bar{\sigma}'_L \times b h^2 = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,83 \cdot 184 \cdot 980 \times 125^2 = 5548 \text{ t.m} > 2410,8.$$

$$\Rightarrow A' = 0.$$

nous utilisons de $\phi 25 \rightarrow \bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2.$

$$\mu = 15 M / \bar{\sigma}_a b h^2 = \frac{15 \cdot 2410,8 \cdot 10^5}{2667 \cdot 980 \cdot 125^2} = 0,088 \rightarrow \left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,88 ; \\ K = 27 \end{array} \right\}$$

$$A = M / \bar{\sigma}_a \varepsilon h = \frac{2410,8 \cdot 10^5}{2667 \cdot 0,88 \cdot 125} = 820,82 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } 168 \text{ HA } 25 = 824,8^{\text{cm}^2}; \quad e = 23^{\text{cm}}$$

$$\sigma'_b = \frac{2667}{27} = 98,77 < \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

Nappe transversale (sens x). $M = 2278,12 \text{ t.m}$ $b = 14,40^{\text{m}}$

$$\text{Soit } A = 100 \text{ HA } 32 = 804 \text{ cm}^2; \quad e = 14 \text{ cm.}$$

$$h = 1,25 \text{ m.}$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{B} = \frac{100 \cdot 804}{1440 \cdot 125} = 0,446 \rightarrow \left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,89 ; \\ K = 34,2 \end{array} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_a = M / A \varepsilon h = 2278,12 \cdot 10^5 / (804 \cdot 0,89 \cdot 125) = 2523 \text{ kg/cm}^2 < 2667.$$

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / K = 2667 / 34,2 = 78 \text{ kg/cm}^2 < 184 \text{ kg/cm}^2. \quad \text{o.k.}$$

on dispose des aciers supérieurs de montage dans le sens (y).

$$\text{Soit une nappe de } 42 \text{ HA } 14 = 64,68 \text{ cm}^2; \quad e = 23 \text{ cm.}$$

Vérification au 2^e genre:

Sens y: $M = 2486,24 \text{ t.m}$ $A_e = 820,82 \text{ cm}^2 \Rightarrow \bar{\omega} = \frac{100 A}{B}$

$$\bar{\omega} = 100 \cdot 820,82 / 980 \cdot 125 = 0,67 \rightarrow \left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,88 ; \\ K = 27 \end{array} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_a = M / A_e \varepsilon h = 2486,24 \cdot 10^5 / 820,82 \cdot 0,88 \cdot 125 = 2750 < 4000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / K = 2750 / 27 = 101,85 \text{ kg/cm}^2 < 276 \text{ kg/cm}^2. \quad \text{o.k.}$$

Sens x: $M = 2353,12 \text{ t.m}$ $A = 804 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{\omega} = 0,446.$

$$\text{d'où: } \left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,89 ; \\ K = 34,2 \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{2353 \cdot 10^5}{804 \cdot 0,89 \cdot 125} = 2606 < 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / K = 2606 / 34,2 = 76,19 \text{ kg/cm}^2 < 276. \quad \text{o.k.}$$

Vérification à la fissuration:

$$\phi = 25 \quad \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\omega}_f = \frac{820 \cdot 82}{2 \cdot 4 \cdot 980} = 0,1046.$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{1 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,1046}{25 (1 + 1,046)} = 3275 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_1 > \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2$$

d'où $\bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2.$

Cadres transversals: Vu les dimensions de la semelle, elle travaille

comme une dalle, nous allons donc mettre des cadres et des épingles pour le montage des aciers de tel sorte que ces armatures supérieures associées à des armatures transversales (cadres) offrent une bonne résistance à la torsion qui sera issue de l'excentrement des fûts.

Vérification au cisaillement:

a) Cisaillement verticale du béton: $T_{max} = 522 \text{ t}$

$$\tau_b = T / b z = 522 \cdot 10^3 / 980 \cdot 114 = 4,67 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_b = 101,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 92 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}'_b < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b_0}.$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_b = \left[4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \right] \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{101,85}{92} \right) 7,65 = 26 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\tau_b = 4,67 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 26 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

b) Cisaillement horizontale à la base de chaque fût:

$$\tau_{max} = H_{max} / s \quad H_{max} = 228,53 \quad s = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 2,2^2}{4} = 3,79 \text{ m}^2.$$

$$\tau_b = 228,5 / 3,79 = 60 \text{ t/cm}^2 = 6 \text{ Kg/cm}^2.$$

les contraintes limites pour tenir compte de la fatigue à la base du fût: $\bar{\sigma}'_b = 184 \text{ Kg/cm}^2$ $\bar{\sigma}_b = 3,85 \text{ Kg/cm}^2$ $\bar{\sigma}'_{b_0} = 92.$

à la base du fût, nous avons calculés en c.s $\sigma'_b = 154 \text{ Kg/cm}^2.$

$$\bar{\sigma}'_b < 154 < 2 \bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_b = \left[4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \right] \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{154}{92} \right) 3,8 = 10,73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 10,73 \text{ Kg/cm}^2.$$

Vérification au poinçonnement de la semelle:

$$\text{on vérifie } \tau_{max} = \frac{R_{max}}{b z} < 1,15 \bar{\sigma}_b.$$

$$b = H_s + \phi = 1,3 + 1,2 = 2,5.$$

$$z = 114 \text{ cm.}$$

$$\tau = 359 \cdot 10^3 / 250 \cdot 114 = 12,6 \text{ Kg/cm}^2 > 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 7,65 = 11,47$$

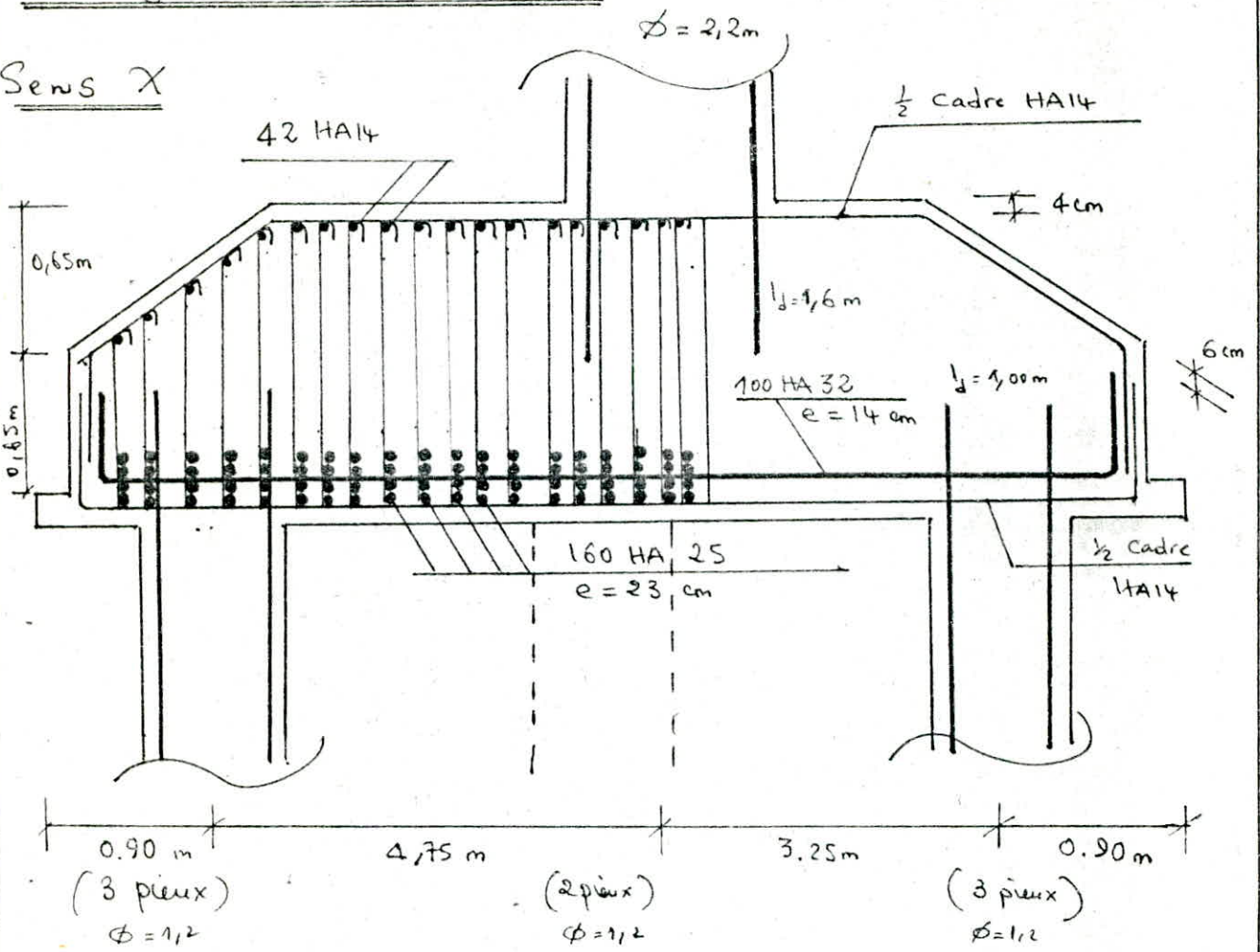
nous allons élargir les têtes des pieux à $\phi = 2,0 \text{ m}$

$$\Rightarrow b = 1,3 + 2 = 3,3.$$

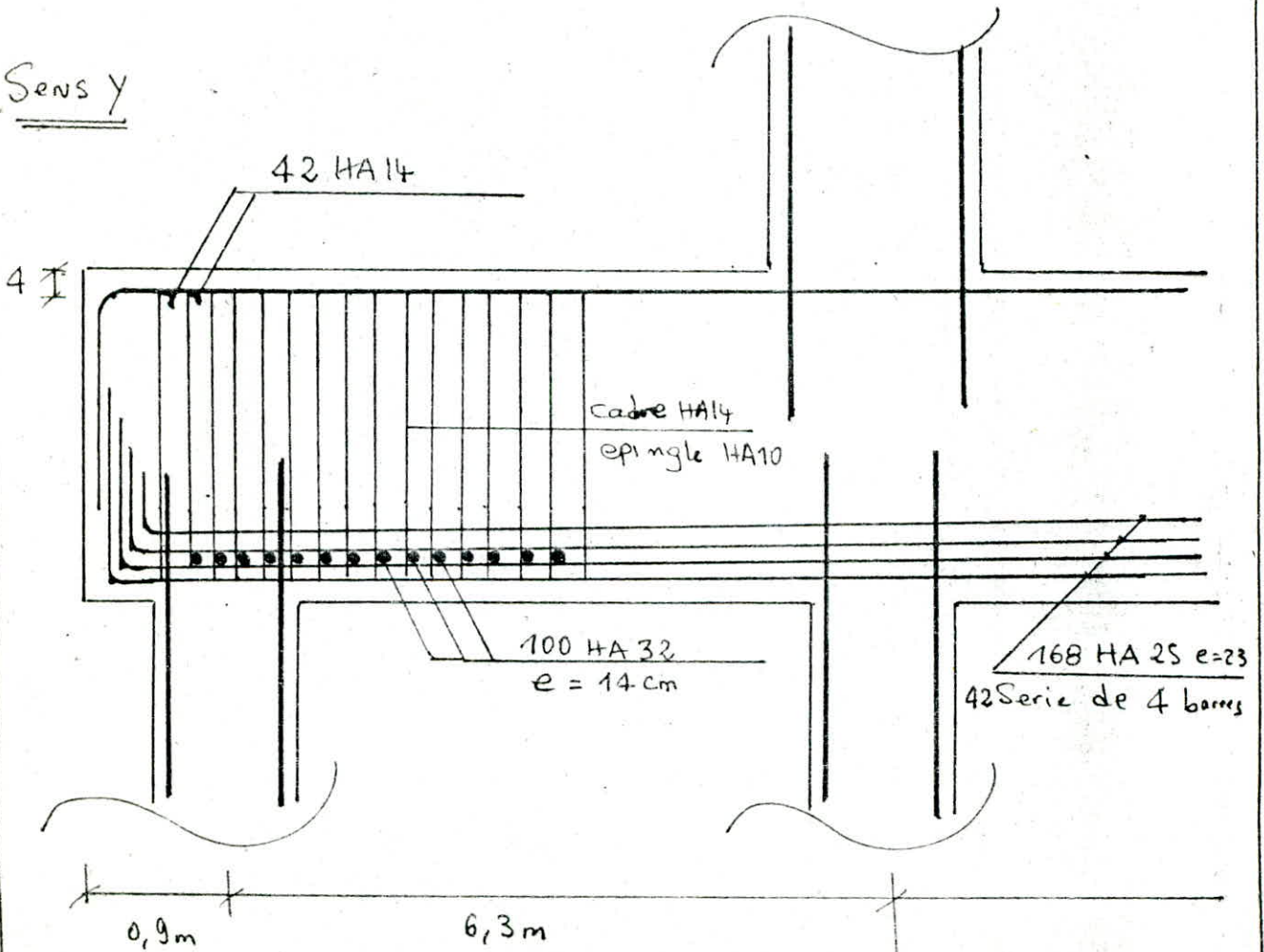
$$\tau_b = \frac{359 \cdot 10^3}{330 \cdot 114} = 9,54 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 11,47 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

ferrailage de la Semelle (S1)

Sens X



Sens Y



CALCUL DES PIEUX SOUS CULEE

les pieux sous culée sont calculés par la même méthode de Werner utilisée pour le calcul des pieux sous les piles. chaque pieu se comporte comme une poutre console cylindrique encastrée en tête à la semelle et à son extrémité inférieure ancrée verticalement dans un sol élastique à une profondeur de (15m), chaque pieu est soumis à une pression uniforme sur une même couche est proportionnelle à la flèche du pieu par un coef. d'élasticité: (k).

$$P(Z) = -k f(Z) \quad \text{avec } f: \text{flèche du pieu}$$

$$P(Z): \text{charge uniforme} \quad k = B \cdot C_u ; B: \text{Diamètre du pieu.}$$

$$C_u: \text{module de réaction du sol.}$$

dans le calcul, on établit par les équations différentielles de la ligne moyenne car la démarche du calcul est identique à celle présentée précédemment pour le calcul des pieux de la pile (3).

puisque les pieux se comportent comme une poutre console nous allons calculer les sollicitations les plus défavorables à l'encastrement en tête de pieu.

$$\text{nous calculons } M(x/l); \text{ pour } x=0 \rightarrow M(0) = M^*$$

$$\text{avec } M^* = - \frac{\chi_{qp}^* \cdot P^*}{\chi_{qm}^* \cdot \lambda} ; \quad \lambda = \left(\frac{C_u B}{4EI} \right)^{0,25}$$

le cas le plus défavorable de sollicité est donné en 2^e genre (2 voies réalisées et chargées) $H_{max} = 326,4^t$ $N = 1850^t$

$$* C_u = 6000^t/m^3 \quad * B = 1,2^m \quad * E = 3,64 \cdot 10^6^t/m^2$$

$$* I = 0,1017^m^4 \quad * l = 15^m \quad * \chi_{qp}^* = 1,26$$

$$* \chi_{qm}^* = 1,54$$

$$A.N: \quad \lambda l = 0,264 \cdot 15 = 3,96 \quad P^* = \frac{H_{max}}{n} = \frac{326,4}{8} = 40,8^t$$

$$M^* = - \frac{1,26 \cdot 40,80}{1,54 \cdot 0,264} = -126,4^t \cdot m, \quad N^* = N/8 = 231,25^t$$

$$\text{Sollicitation du 1^{er} genre:} \quad H_{max} = 251^t \quad N = 2016^t$$

$$P^* = 251/8 = 31,37$$

$$M^* = - \frac{1,26}{1,54} \cdot \frac{31,37}{0,264} = 97,23^t \cdot m$$

$$N^* = N/8 = 252^t$$

ferraillage du pieu: nous utilisons le tableau (4.59) de l'aide-mémoire B.A, le pieu sera calculé au sollicitation du 2^e genre et vérifié en 1^e genre.

$$M = -126,4 \text{ t.m} ; N = 231,25 \text{ t} ; d = 60 \text{ cm} ; r = 60 \text{ cm} \\ \Rightarrow d/2r = 0,05. \quad e = M/N = 0,54 \text{ m} > \frac{R}{4} = \frac{0,60}{4} = 0,15 \text{ m}.$$

\Rightarrow la section est partiellement comprimée.

$$K_e = N \cdot r / M = 1,10. \quad K_a = M / r^3 \bar{\sigma}_a = 0,02.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_e = 1,1 \\ K_a = 0,02 \end{array} \right. \xrightarrow[\text{4.58}]{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \bar{\omega}_0 = 0,35 \\ K = 20,54 \end{array} \right\}.$$

$$A = \frac{\omega \pi r^2}{100} = \frac{0,35 \cdot 3,14 \cdot 60^2}{100} = 40,69 \text{ cm}^2. \quad \text{soit } 18 \text{ HA } 20 = 56,5 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{20,54} = 136,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b^1 = 276 \text{ Kg/cm}^2. \quad \text{o.k.}$$

Vérification en conditions normales: (tableau 4.57).

$$M = -97,23 \text{ t.m} \quad N = 252 \text{ t} \quad e = M/N = 0,38 > 0,15 \text{ m} \Rightarrow \\ \text{Section partiellement comprimée.} \quad \text{toujours on a } d/2r = 0,05.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_e = \frac{N \cdot e}{M} = \frac{252 \cdot 0,38}{97,23} = 1,55. \\ \bar{\omega} = 0,5. \end{array} \right. \quad \bar{\omega} = \frac{100 A}{3,14 \cdot 60^2} = 0,5.$$

$$\text{donc } \left\{ \begin{array}{l} K_b = 0,51; \\ K = 10,22 \end{array} \right\}.$$

$$\sigma'_b = \frac{M}{K_b r^3} = \frac{97,23 \cdot 10^5}{0,51 \cdot 60^3} = 88 \text{ Kg/cm}^2 < 184 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

$$\sigma'_a = \sigma'_b \cdot K = 10,22 \cdot 88 = 900 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2. \quad \text{o.k.}$$

donc; on a trouvé le même ferraillage longitudinal que les pieux sous Pile (3).

la disposition des armatures longitudinales et transversales sera identique à celles des pieux sous la pile (3).

STABILITE AU GLISSEMENT DU REMBLAI DERIERE LA CULEE

le remblai dans les culées est continue entre l'amont et l'aval de la culée, il penetre entre les deux fûts. le remblai est compacté lors de sa mise en place, la surface en pente est protégée en enrochement en amont de la culée, la surface en pente en aval de la culée est protégée en gabions (Pierres taillées), cette partie est en contact avec l'eau de l'oued.

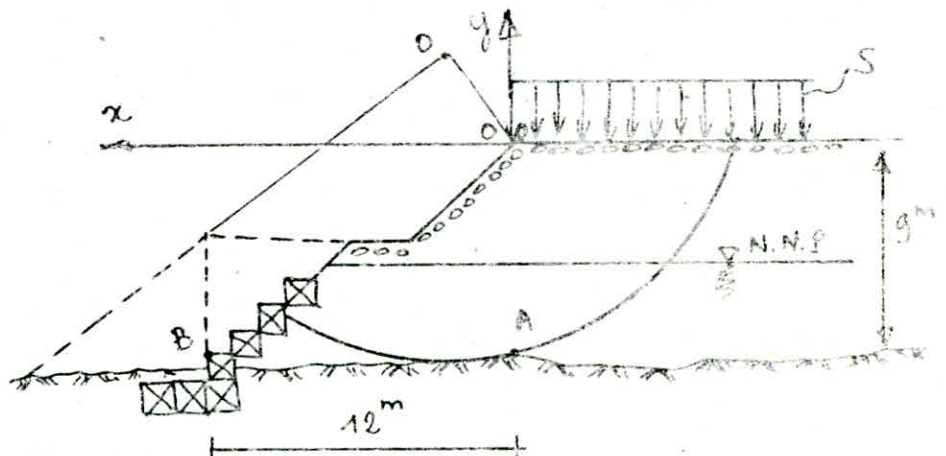
Nous allons vérifier par le calcul suivant la stabilité du remblai au glissement.

Description du talu: le talu est constitué d'un remblai homogène avec les caractéristiques mécaniques: $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$; $C = 35^\circ$ angle de frottement interne; $c = 1,5 \text{ t/m}^2$.

le remblai est supposé chargé d'une surcharge (S) uniforme substitu-
- tuant les charges roulantes définies dans les documents (RITF).
Par l'équivalent d'une hauteur de (1,7m) du même remblai, une nappe phreatique traverse le remblai à une hauteur (h_w) = 3,60m.

le talu est en pente formant un palier à mi-hauteur, il s'élève à $h = 9 \text{ m}$. est repose sur une largeur de 12m. pour le calcul, le gabion en pied du talu sera remplacé dans un schéma équivalent par un même remblai formant le coin avec l'extrémité avant du talu. nous utilisons la méthode globale pour le calcul de la stabilité, cette méthode dans ce cas donne de bonne résultats.

Schema de charge

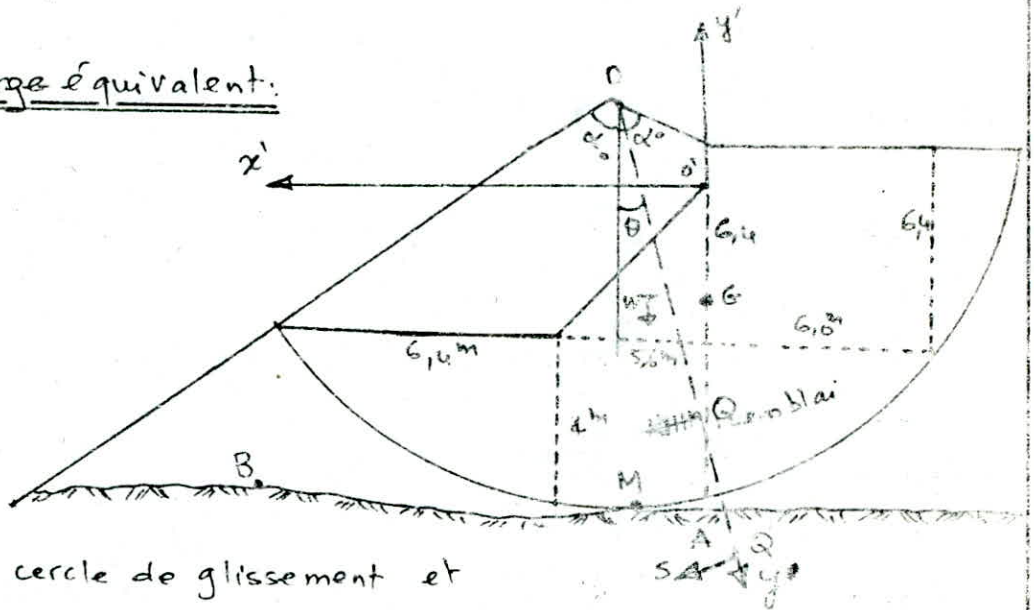


Détermination du cercle du glissement: on peut imaginer plusieurs arcs de cercles limite dans le triangle (OAB) qui correspondent donc à plusieurs centres dans le plans positif (oxy); Vu les résultats de plusieurs exemples pratiques, on trouve souvent que le centre le plus défavorable

autour duquel glisse une tranche circulaire du remblai est situé à $(1/3)$ au sens de la largeur du remblai et au $(1/3)$ au sens de la hauteur du remblai calculé à partir du sommet du talu. soit donc notre cas, le centre est pris avec les coordonnées $[x = 12/3 = 4\text{m}; y = \frac{9}{3} = 3\text{m}]$.

le terrain naturelle est plus dure que le remblai, il est donc supposé un substratum en dessous du remblai, ce substratum est la limite inférieure des cercles de glissement

schema de charge équivalent:



le rayon (R) du cercle de glissement et l'angle (α_0) de la méthode globale sont calculés directement sur le schema de charge équivalent

on a: * $R = 12\text{m}$ * $\alpha_0 = 115/2 = 57,5$

Calcul de la stabilité au glissement:

nous allons calculer le coefficient de sécurité au glissement, on admet un coef acceptable de $F_s = 3$.

il faudra donc que le coefficient calculé soit supérieur ou égal à (3).

soit (P) la force résultante relatif au glissement sur le cercle. les composantes de (P) sont: (N) résultantes des composante normales passant par (O'), (S) = $N \cdot f$ (résultante des composantes tangentielles).

(W): poids total du remblai qui reçoit l'effet de glissement.

soit: (x, y, M) les composantes du Forseur résultant de ce force.

on suppose une frottement uniforme sur le cercle de glissement d'où (S) sera (\perp) à (oy) et passe par le point (O).

on a: $OQ = R \frac{d_0}{\sin d_0} = 12 \cdot \left(\frac{57,5\pi}{180} \right) \cdot \frac{1}{\sin 57,5} = 14 \text{ mètres.}$

$L_{OQ} = 14 \text{ m.}$

on applique les équations d'équilibre:

$S = -M/L \quad N_y = -M/L \tan \varphi.$

a) suivant x: $N_x = -x + \frac{M}{L} \Rightarrow S_y = \left(x - \frac{M}{L} \right) \tan \varphi.$

b) suivant y: $y - \frac{M}{L \tan \varphi} + \left(x - \frac{M}{L} \right) \tan \varphi = 0.$

$F_s = a + \frac{b}{F} + \frac{c}{F^2} = \frac{yL \tan \varphi - M_2}{M_1} + \frac{x_1 L - M_1 \tan^2 \varphi}{M_1} + \frac{x_2 L - M_2 \tan^2 \varphi}{M_1}$

on separe: $\begin{cases} x_1; M_1 \text{ pour } W \\ x_2; M_2 \text{ pour le cisaillement } c \end{cases}$

y: Composante suivant l'axe (y) de la force resultante $\vec{R} = \vec{P} + \vec{W}$

x_1 : " " " (a) de la force \vec{W}

x_2 : " " " " " \vec{P}

M_1 : moment des forces de \vec{W} par rapport à (0).

M_2 : " " " " \vec{P} " " " "

les deux termes $\left(\frac{b}{F}\right)$ et $\left(\frac{c}{F^2}\right)$ ont des valeurs très faibles devant (a); donc on néglige ces termes.

donc $F_s = (yL \tan \varphi - M_2) / M_1.$

soit une tranche de sol de (1 m) de largeur.

$W = 5 \cdot 1 \cdot 1,3$

$S = \frac{6,4 \cdot 4}{2} + 5,6 \cdot 4 + \frac{4 \cdot 6}{2} + \frac{5,6 \cdot 6,4}{2} + 6,4 \cdot 6 + \frac{6,4 \cdot 2,8}{2} = 112,48 \text{ m}^2.$

le vecteur \vec{W} est incliné d'un angle θ à la verticale. $\theta = 10^\circ$

$\Rightarrow H_1 = W \sin \theta.$

$W = (12,8 + 22,4 + 12) \cdot 1,8 + (17,92 + 38,4 + 8,96) \cdot 0,8 = 137,184 \text{ t}$

$H_1 = W \sin \theta = 137,18 \cdot 0,174 = 23,82 \text{ t}$

le poids (W) s'applique au centre (G) $\Rightarrow M_1 = H_1 \cdot R_1 = 23,82 \cdot 7,6 = 181,0 \text{ t.m}$

calcul de la force P: $P = \text{surface laterale de la tranche (S')} \times (C).$

$S' = 27,2 \text{ m. } c = 27,2 \text{ m}^2 \Rightarrow P = 27,2 \cdot 1,5 = 40,82 \text{ t.}$

$M_2 = P \cdot OQ = 40,82 \cdot 14 = 571,48 \text{ t.m.}$

$y = W \cos \theta = 137,18 \cos 10 = 135,1 \text{ t; } L_{OQ} = 14 \text{ m.}$

$F_s = \frac{135,1 \cdot 14 - 571,48}{181} = 7,29 > 3 \rightarrow \text{o.k.}$

le remblai est stable contre tout

ETUDE DU FROTTEMENT NEGATIVE

Definition: le frottement négative est un effort important à considérer lors du calcul de la portance des pieux, il provient du tassement à long terme du sol par rapport au pieu d'une ou plusieurs couches à cause des surcharges de remblai sur le sol au niveau de la culée

les surcharges de frottement négative existent surtout lorsqu'il y a une couche compressible qui provoque un tassement important ce qui entraîne le tassement de toutes les couches au-dessus de la couche compressible, mais au voisinage du pieu chaque couche reste suspendue au pieu ce qui surcharge ce dernier. cette surcharge est autant plus importante que les tassements sont importants; il existe donc un seuil de tassement à partir duquel le frottement négative devient considérable.

calcul de frottement négative $\bar{F}_u = K_0 \bar{\sigma}'_v \tan \varphi'$

\bar{F}_u : frottement négative unitaire par mètre linéaire de profondeur.

K_0 : coef. de poussée de sol. * $\bar{\sigma}'_v$: contrainte verticale due aux surcharges de remblai * φ' : angle de frottement interne au repos

$\bar{Q}_2 = \int_0^N P \bar{F}_u dz$: * \bar{Q}_2 : surcharge due au frottement négative.

* P : périmètre du pieu. * Z : profondeur du pieu

A.N: $\varphi' = 29^\circ$

$$\bar{\sigma}'_v = 1 \cdot 1,7 \cdot 1,8 = 3 \text{ t/m}^2$$

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') / \sin \varphi' = (1 - 0,484) / (0,484) = 1,064$$

$$\tan \varphi' = 0,554$$

$$f_u = 1,064 \cdot 3 \cdot 0,554 = 1,76$$

$$N = 15 \text{ m}$$

$$P = 3,768 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \bar{Q}_2 = \int_0^{15} (3,768 \cdot 1,76 dz) = 6,63 [Z]_0^{15} = 99,47 \text{ t}$$

Verification de la portance des pieux sous culée:

$$\bar{Q}_1 + \bar{Q}_2 = \bar{Q}_{\text{total}} = 347 + 99,47 = 446,47 \text{ t} < \bar{Q} = 567 \text{ t}$$

2^e genre: $Q'_{\text{total}} = \bar{Q}'_1 + \bar{Q}'_2 = 359 + 99,47 = 458,47 \text{ t} < 850 \text{ t}$

O.K.

BIBLIOGRAPHIE

- * DVIDOVIČI V BETON ARME COLLECTION AÏDE
MEMOIRE (DUNOD 74)
- * FOURNI M FONDATION SPECIALES ET
REPRISES EN SOUS-OUVRE
- * P CHARON CALCUL ET VERIFICATION
DES OUVRAGES EN B.A
- * BELABOUQUI COURS DE BETON ARME
- * SETRA (Service d'Etude tech-
des Routes et Autoroute) france
- * H WERNER ABAQUE POUR LES CALCULS
DES PIEUX
- * DOCUMENT DU SOUMISSION B5
DE RITES (Rail India Technical
and Economic Service limited)
- * NORME DE CALCUL DES
PONTS RAILS
DOCUMENT DE gea
(groupeement d'entreprise
autrichienne)

