39/87

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : G-C

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

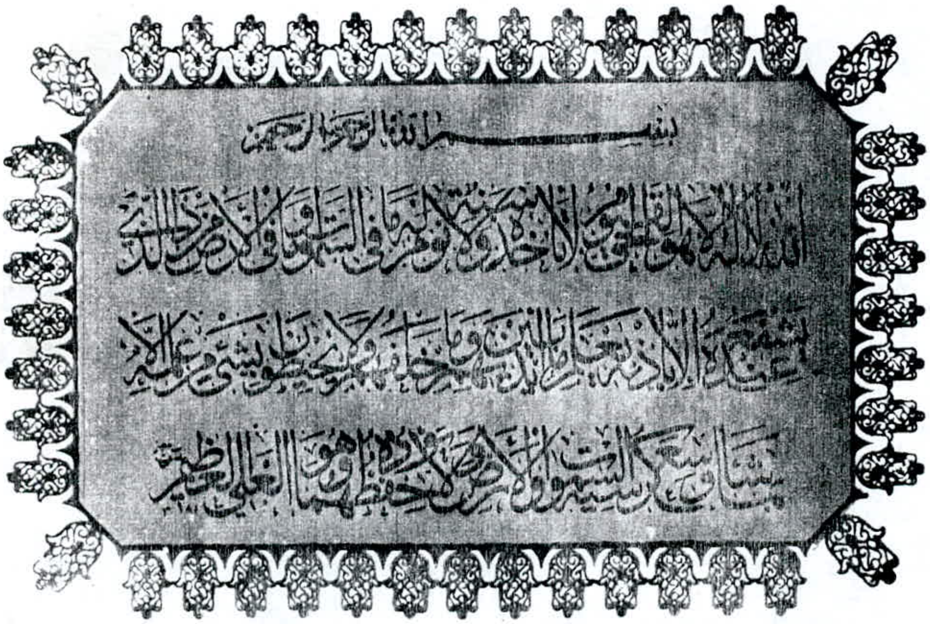
ETUDE D'UN PONT RAIL MIXTE
(Partie Hyperstatique)

5 PLANCHES

Proposé Par : *S.A.P.T.A* Etudié par : *K. AOUN* *N. TITOUCHE* Dirigé par : *Mr. ZOUKH*

PROMOTION : *JUIN 1987*

E.N.P. 10, Avenue Hacen Badi – EL-HARRACH – ALGER


بسم الله الرحمن الرحيم
الله لا إله إلا هو الحي القيوم لا تأخذه سنة ولا نوم له ما في السماوات وما في الأرض من ذا الذي
يشفع عنده إلا بإذنه يعلم ما بين أيديهم وما خلفهم ولا يحيطون بشيء من علمه إلا
بما شاء وسع كرسيه السماوات والأرض ولا يؤوده حفظهما وهو العلي العظيم

وزارة التعليم العالي
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

...TERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
...NATIONALE POLYTECHNIQUE

...tement : ...Genie-Civil......
...teur : ..Mr..Zoukh..........
Ingénieur : ..Ti.TOUCHE..Nacer-eddine
& AOUN KHALID.

مصلحة : الهندسة المدنية
موجه الأستاذ : زوخ
تلميذ مهندس : شيتوش نصر الدين
عون خالد

- الموضوع : دراسة جسر للسكك الحديدية.
- الملخص : ان محتوى هذا الموضوع يرمي إلى دراسة مقاومة وتوازن العناصر الحاملة لجسر للسكك الحديدية الذي ينجز بين عين توتة ومسيلة. يعتبر الجسر من النوع 1، منطقة 2 حسب النظام الجزائري للزلازل. تتكون حاملة الجسر من مسلكين لكل 5,29م. توضع الحاملة على 3 روافد اثنان منها غير بسيطة و رافد بسيطة طول كل منها 27م وترتكز كلها على عامدين ومسندين. يبلغ علو هذا الجسر حوالي 20م.

...jet : ....Etude..d'un..Pont.rail...mixte........................

...umé : Cette etude à pour but le calcul de la résistance et la stabilité des elements d'un pont rail mixte sis à la Willayo de Batna entre Ain-touta et M'sila. Ce pont est constitué d'une partie hyperstatique présenté dans ce polycopie et d'une seconde partie Isostatique dans l'annexe. L'ensemble des travées sont appuyées sur deux piles et deux Culées chacune Composée de deux fûts, un chevêtre, un socle et une semelle. La longueur des travées est de 27 m, la hauteur du pont est pratiquement de 20m.

...ubject : ......STUDY..OF..A..RAILWAY..BRIDGE...........................

...bstract : This prensent 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 5,29 m wide, rest-ful on two hyperstatiques spans and a simple spans, on two piers ant two abutements.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- Mes parents
- Mes sœurs et mon frère
- Mounira
- Mes amis

Khalid - AOUN.

Je dédie cet ouvrage à :

- Mes parents.
- Ma soeur et mon frère.
- M. Lila.
- Mes amis.

Titouche - Nacer-eddine.

REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance à notre promoteur M^r Zoukh pour son aide ainsi que pour son précieux cours qui nous a été d'un très grand secours pour l'élaboration de ce projet.

Nous remercions également les ingénieurs ainsi que les dessinateurs de la S.A.P.T.A pour leur aide et en particulier MM^rs Rachid et Hossein

Que l'ensemble des professeurs de l'école nationale polytechnique trouvent dans ce projet le témoignage de notre reconnaissance pour la formation qu'ils nous ont donnée.

SOMMAIRE

Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fera l'objet de notre étude est un pont rail, à poutre sous chaussée formé d'une partie hyperstatique à deux travées, d'une longueur de 27m pour chaque travée et d'une partie isostatique formé d'une travée de 27m de portée, rentrant dans le cadre d'une serie d'ouvrages qui seront realisés sur la ligne Ain touta - M'sila. Notre pont est droit et conçu en construction mixte dont les elements porteurs sont en acier (P.R.S) et la dalle de couverture est en béton armé ; le tablier repose sur deux piles et 2 culées enterrées qui permettent au remblai de se deverser en avant, supportées par des fondations superficielles. Enfin pour rigidifier l'ensemble des poutres, nous avons prévus des entretoises qui auront pour fonction de repartir et de transmettre les efforts.

A noter que cet ouvrage est a double voie de circulation, chacune d'elle est portée par un tablier indépendant.

Notre étude se basera sur un tablier, les resultats obtenus seront identiques pour le 2ème tablier, neamoins pour la realisation, la 2ème voie est projetée pour l'avenir.

Etude du sol: Par manque de rapport du sol, la S.A.P.T.A nous a donnée les caracteristiques d'un sol voisin et qui sont:

- Capacité portante à 4,00m: $\bar{\sigma}_s = 50t/m^2$.
- Module pressiometrique : $E_p = 240$ bars
- Angle de frottement (interne) : $\varphi = 30°$ $(27° < \varphi < 32°)$

NoTa: les tassements sont estimés négligeables

Caractéristiques mécaniques des matériaux

1. Béton armé :

1.1 : Béton : Les caractéristiques du béton sont :

- ciment C.P.A 325.
- Dosage du béton : 400 kg/m³.
- Contrôle atténué.
- Diamètre du plus gros granulats : $c_g = 25$ mm.

a) Contrainte admissible de compression : $\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma'_{28}$.

$\sigma'_{28} = 300$ bars.

$\delta = \begin{cases} 0{,}30 : \text{compression simple.} \\ 0{,}60 : \text{flexion simple.} \end{cases}$

$\varepsilon = \begin{cases} 1 : \text{flexion simple, section rectangulaire.} \\ 1 : \text{compression simple.} \end{cases}$

$\alpha = 1$: ciment classe 325.

$\beta = \frac{5}{6}$: contrôle atténué.

$\gamma = 1$: $h_m > 4\, c_g$

b) Contrainte de référence en traction : $\bar{\sigma}_b = \alpha . \beta . \gamma . \theta . \sigma'_{28}$

$\theta = 0{,}018 + \dfrac{2{,}1}{\sigma'_{28}}$ $\bar{\sigma}_b = 6{,}38$ kg/cm².

N.B : Pour les sollicitations du 2ème genre, les contraintes sont majorées de 50 %.

2. Acier :

2.1 : les armatures :

a) Contrainte admissible de traction : $\bar{\sigma}_a = \rho_a\, \sigma_{en}$.

$\rho_a = \begin{cases} 2/3 : \text{sollicitations du 1er genre.} \\ 1 : \text{sollicitation du 2ème genre.} \end{cases}$

L'acier utilisé est le TOR type FeE40A, caractérisé par:

$$\sigma_{en} \begin{cases} 4200 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour } \phi \leq 20\text{mm.} \\ 4000 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour } \phi > 20\text{mm.} \end{cases}$$

1) $\phi \leq 20mm \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \begin{cases} 2800 \text{ kg/cm}^2 : \text{pour le } 1^{er} \text{ genre.} \\ 4200 \text{ kg/cm}^2 : \text{pour le } 2^{ème} \text{ genre.} \end{cases}$

2) $\phi > 20mm \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \begin{cases} 2667 \text{ kg/cm}^2 : \text{pour le } 1^{er} \text{ genre.} \\ 4000 \text{ kg/cm}^2 : \text{pour le } 2^{ème} \text{ genre.} \end{cases}$

b) Contrainte imposée par la condition de non fissuration:

La vérification de la non fissuration est nécessaire pour toute section étudiée en flexion simple. La contrainte admissible à prendre en compte est: $\bar{\sigma}_a = \min\left\{ 2/3\, \sigma_{en} \,;\, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$ où $\begin{cases} \sigma_1 = k \dfrac{\eta}{\phi} \cdot \dfrac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} . \\ \sigma_2 = 2{,}4 \left(k \dfrac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b \right)^{1/2} . \end{cases}$

c) Contrainte admissible de traction pour les armatures transversales.

On doit vérifier:

$$\bar{\tau}_b \leq 3{,}5\, \bar{\sigma}_b \quad \text{si} \quad \sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0}.$$

$$\bar{\tau}_b \leq \left(4{,}5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \bar{\sigma}_b \quad \text{si} \quad \bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_{b0}.$$

On prend: $\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at}\, \sigma_{en}$. avec: $\rho_{at} = \begin{cases} \max\left[\left(1 - \dfrac{\sigma_b}{9\bar{\sigma}_{b0}}\right) ; 2/3 \right]. \\ 2/3 : \text{s'il y a reprise de bétonnage.} \end{cases}$

d) Contrainte d'adhérence admissible.

$$\bar{\tau}_d = \begin{cases} 2\, \psi_d\, \bar{\sigma}_b = 3{,}00\, \bar{\sigma}_b & : \text{pour les poutres.} \\ 2{,}5\, \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 3{,}75\, \bar{\sigma}_b & : \text{pour les dalles.} \end{cases}$$

2.2 Poutres tôles:

L'acier utilisé pour les profilés reconstitués soudés (P.R.S) est un E24

Contraintes admissibles: $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

Charges et Surcharges :

1. Charges permanentes :

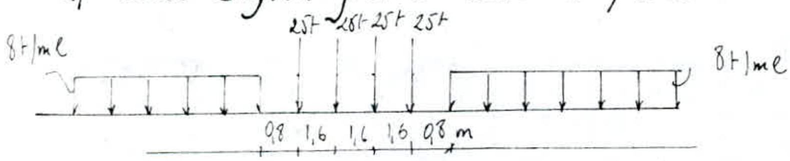
* Elements en béton armé 2500 kg/m³ * P.R.S 7850 kg/m³.
* —//— en gros béton 2200 kg/m³ * Garde corps 100 kg/ml.
* —//— chape d'étancheité 2200 kg/m³ * Coffrage 70 kg/m².
* —//— Ballast 1600 kg/m³
* Voie 150 kg/ml
* Sol 1800 kg/m³

L'ossature métallique est estimeé à $100 + 0{,}105\ x^{1,6}$ (F. Ciolina)

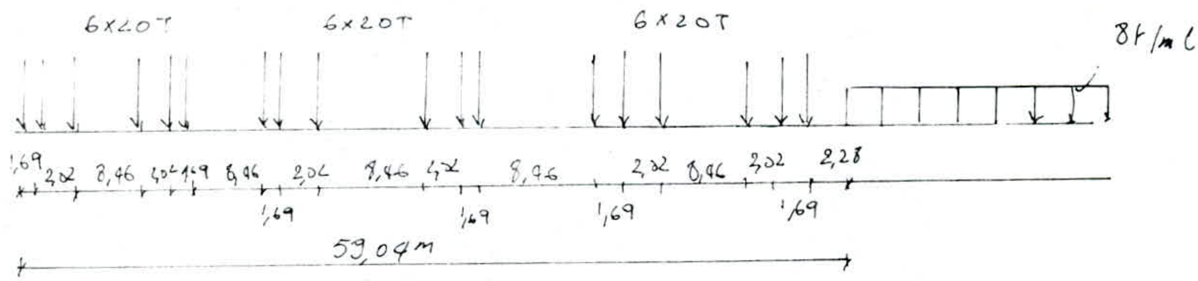
x étant la plus grande portée.

2. Surcharges :

a/ celui défini par l'U.I.C et qui donne l'effet le plus défavorable.



b/ celui du train marchandise réel futur de la S.N.T.F



c/ Surcharges de trottoir : lors du calcul de la poutre principale la surcharge de trottoir n'est pas prise en considération, la surcharge de trottoir de service est evaluée à 0,4 t/m²

Evaluation des charges

charges permanentes

a/ Avant prise du béton (CP)

Ossature métallique ———— $0,130 \times 5,29 = 0,6877$ t/ml.

Dalle en BA ———— $2,5 \times 0,25 \times 5,29 = 3,3063$ t/ml.

Goussets ———— $2\left(\frac{0,6+0,7}{2} \times 0,05 \times 2,5\right) = 0,1625$ t/ml.

coffrage ———— $0,07 \times 5,29 = 0,3703$ t/ml.

C.P = 4,5268 t/ml.

b/ Après prise du béton (C.C.P)

coffrage ———— : $-0,3703$ t/ml.

Voie ———— : $0,15$ t/ml.

chape et contre chape ———— $0,05 \times 4,24 \times 2,2 = 0,466$ t/ml.

Dallettes ———— $0,07 \times 0,5 \times 2,2 = 0,08$ t/ml.

Garde_corps ———— : $0,100$ t/ml.

Ballast ———— $0,5 \times 4,24 \times 1,6 = 3,392$ t/ml.

Murettes garde ballast ———— $(2 \times 0,45 \times 0,15 + 0,45 \times 0,25) \times 2,5 = 0,6188$ t/ml.

C.C.P = 5,4810 t/ml.

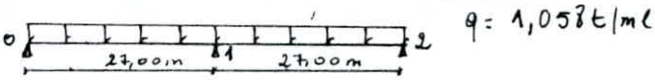
Calcul des efforts :

* On assimilera notre ouvrage à une seule poutre continue sur 03 appuis simples supportant toutes les charges appliquées au pont.

* Pour le calcul des éléments de réduction, M et T, on déterminera d'abord le moment sur appui intermédiaire et on calculera les réactions des appuis et tout cela par la méthode des trois moments. "Methode de Clapeyron"

1/ Elements de réduction M et T dû à l'ossature métallique plus coffrage:

$q = 0,6877 + 0,3703 = 1,058\,t/ml$.



$M(x) = 0,375qlx - \frac{q}{2}x^2 \Rightarrow M(x) = 10,71x - 0,53x^2 \qquad 0 \le x \le 27m.$

$T(x) = 0,375ql - qx \Rightarrow T(x) = 10,71 - 1,058x \qquad 0 \le x \le 27m.$

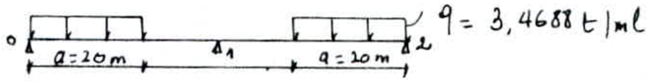
$R_0 = R_2 = 0,375ql \Rightarrow R_0 = R_2 = 10,71\,t \quad (\uparrow)$

$R_1 = 1,25\,ql \Rightarrow R_1 = 35,71\,t \quad (\uparrow)$

2/ Elements de réduction M et T dû à la dalle en béton armé (1^er phase):

On coulera le béton jusqu'au point de moment nul: $0,375 \times 27 \times x - \frac{x^2}{2} = 0$

d'où $x = 20\,m$.



q = Dalle + Goussets $= 0,1625 + 3,3063 = 3,4688\,t/ml$.

$M(x) = \frac{qa}{8l^3}(8l^3 - 6al^2 + a^2)\,x - \frac{q}{2}x^2 \Rightarrow M(x) = 34,36x - 1,73x^2 \qquad 0 \le x \le 20m$

$T(x) = \frac{qa}{8l^3}(8l^3 - 6al^2 + a^2) - qx \Rightarrow T(x) = 34,36 - 3,46x \qquad 0 \le x \le 20m.$

$M(x) = \frac{qa}{8l^3}(8l^3 - 6al^2 + a^2)\,x - \frac{qa}{2}(2x - a) \Rightarrow M(x) = -35,02x + 693,76 \qquad 20 \le x \le 27m$

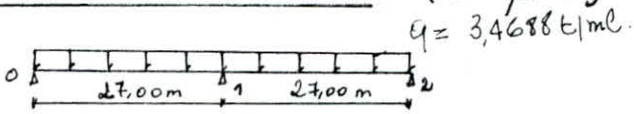
$T(x) = \frac{qa}{8l^3}(8l^3 - 6al^2 + a^2) - qa \Rightarrow T(x) = -35,02\,t \qquad 20 \le x \le 27m$

$R_0 = R_2 = \frac{qa}{8l^3}(8l^3 - 6al^2 + a^3) \Rightarrow R_0 = R_2 = 34,36\,t \quad (\uparrow)$

$R_1 = 2qa - \frac{qa}{4l^3}(8l^3 - 6al^2 + a^3) \Rightarrow R_1 = 70,08\,t \quad (\uparrow)$

3/ Elements de réduction M et T dû à la dalle en béton armé (2^ème phase):

bétonnage le long du pont:



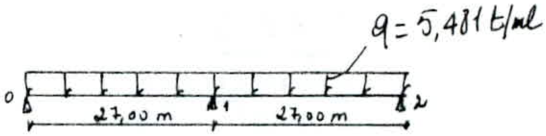
$M(x) = 35,12x - 1,73x^2 \qquad 0 \le x \le 27m$

$T(x) = 35,12 - 3,46x \qquad 0 \le x \le 27m$

$R_0 = R_2 = 35,12\,t \quad (\uparrow)$

$R_1 = 117,10\,t \quad (\uparrow)$

4/ Elements de réduction M et T dûs aux compléments de charges permanentes (C.C.P)



$M(x) = 55,49x - 2,74x^2 \quad 0 \leq x \leq 27m$

$T(x) = 55,49 - 5,48x \quad 0 \leq x \leq 27m$

$R_0 = R_2 = 55,49t \ (\uparrow)$

$R_1 = 184,95t \ (\uparrow)$

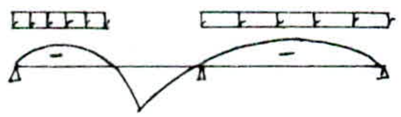
5/ Elements de réduction M et T dûs aux surcharges mobiles U.I.C. :

Pour ce calcul, on utilise les lignes d'influences.

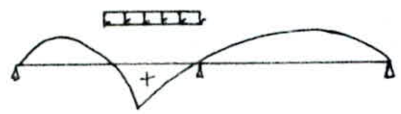
Procédé :

On assimile le pont à une poutre continue sur 03 appuis simples. On trace les lignes d'influence pour les différentes sections, de M et T, puis on charge les travées de telle manière à avoir les efforts maximums

ex :



Pour avoir l'effort maximum négatif, on chargera les parties du pont où la courbe est en dessus.

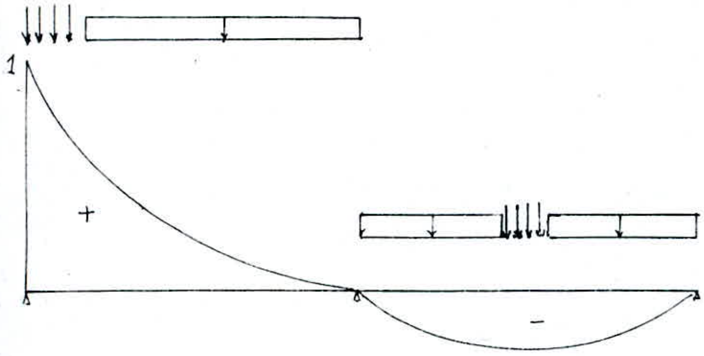


Pour avoir l'effort maximum positif, on chargera les parties du pont où la courbe est en dessous.

N.B : Les efforts M et T ainsi calculés reviennent à tout le pont.

Lignes d'influence des efforts tranchants.

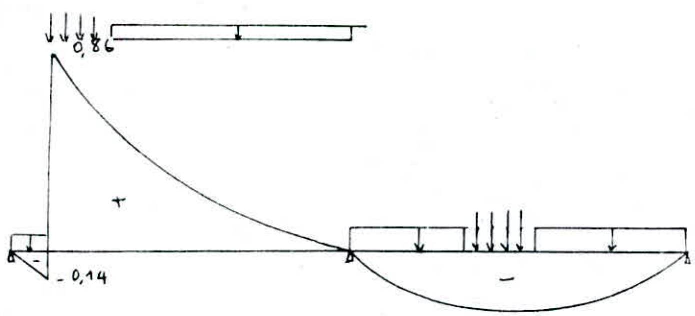
Section 1 : $x = 0m$



$T_1^+ = 144,08t$

$T_1^- = -18,26t$

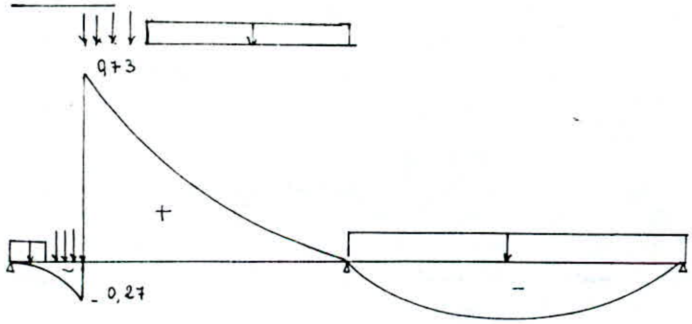
Section 2 : $x = 3m$



$T_2^+ = 114,13t$

$T_2^- = -19,89t$

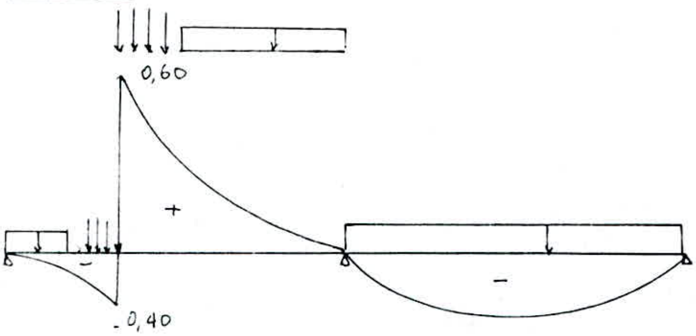
Section 3 : $x = 6m$



$T_3^+ = 88,67t$

$T_3^- = -29,34t$

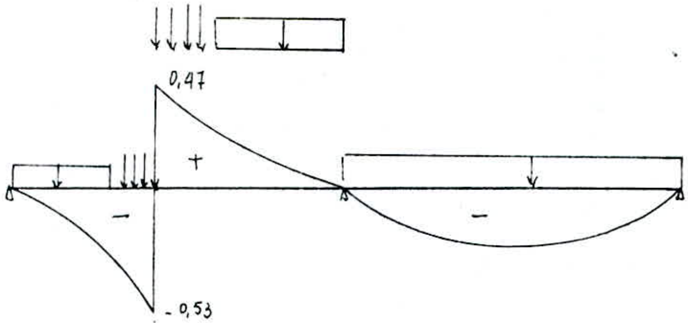
Section 4 : $x = 9m$



$T_4^+ = 65,75t$

$T_4^- = -45,51t.$

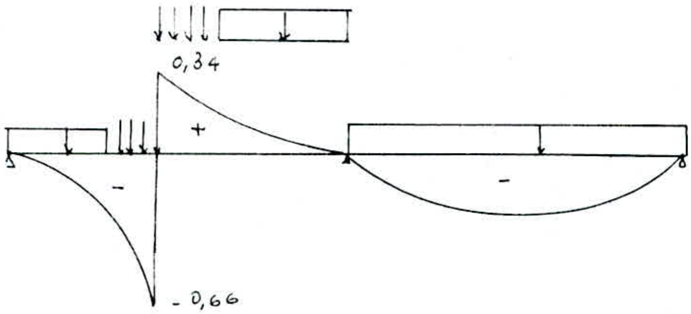
Section 5: $x = 12\,m$



$T_5^+ : 46,14t.$

$T_5^- : -64,53t$

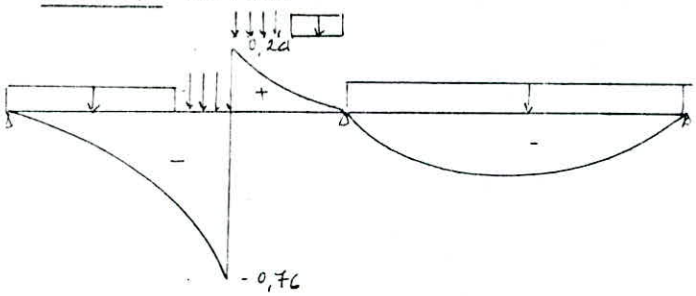
Section 6: $x = 15m$



$T_6^- : 29,89t$

$T_6^+ = -85,84t$

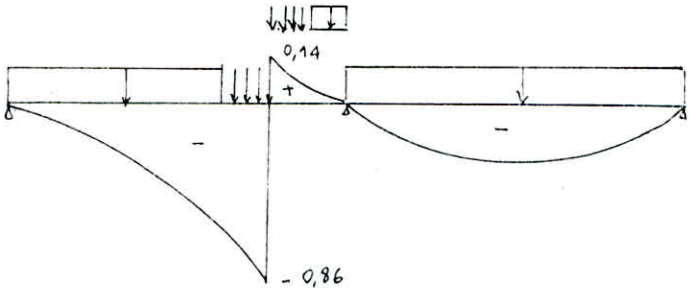
Section 7: $x = 18m$



$T_7^+ = 15,54t$

$T_7^- = -109,02t$

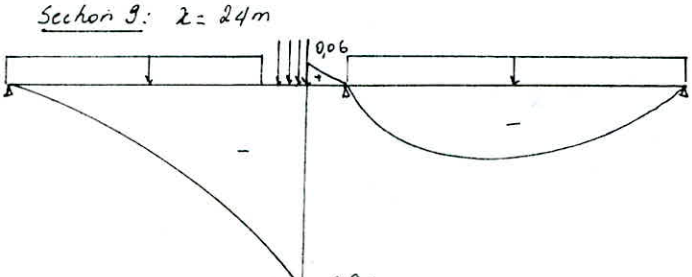
Section 8: $x = 21m$



$T_8^+ = 8,01t$

$T_8^- = -133,92t$

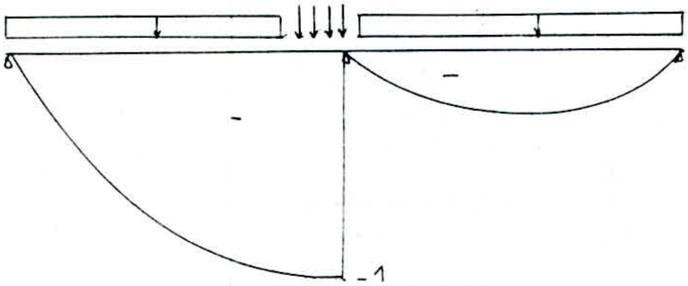
Section 9: $x = 24m$



$T_9^+ = 0$

$T_9^- = -160,0t$

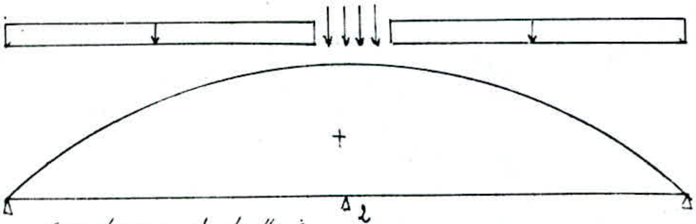
Section 10 : $x = 27\,m$



$T_{10}^{-} = -187{,}15\ t.$

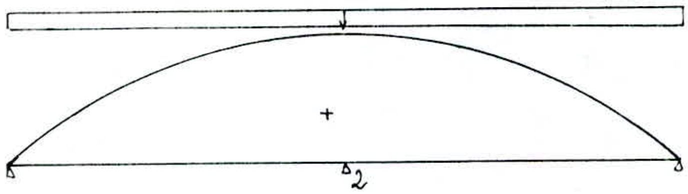
Ligne d'influence de la réaction d'appui intermédiaire

Surcharge U.I.C



$R_2 = 318{,}47\ t.$

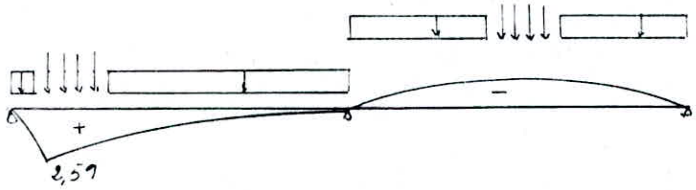
Surcharge de trottoir



$R_2 = 121{,}50\ t.$

Lignes d'influences des moments fléchissants.

Section 1 : $x = 3m$



$M_1^+ = 358,53\ tm$

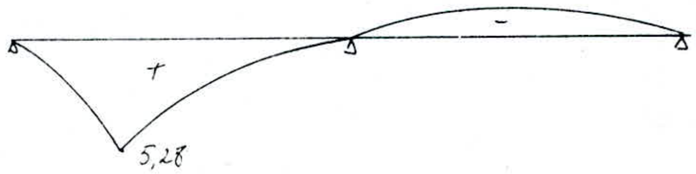
$M_1^- = -53,92\ tm$

Section 2 : $x = 6m$

$M_2^+ = 606,00\ tm$

$M_2^- = -107,84\ tm$

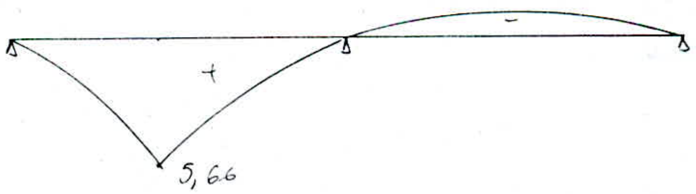
Section 3 : $x = 9m$



$M_3^+ = 750,56\ tm$

$M_3^- = -162,76\ tm$

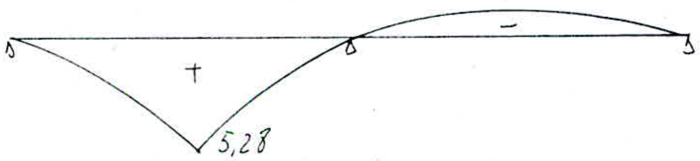
Section 4 : $x = 12m$



$M_4^+ = 807,93\ tm$

$M_4^- = -216,43\ tm$

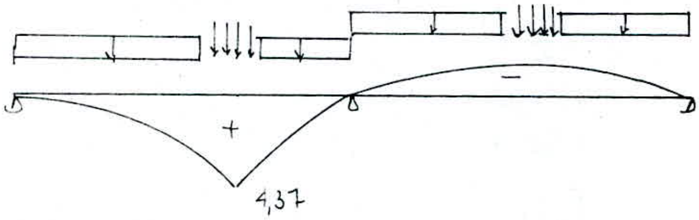
Section 5 : $x = 15m$



$M_5^+ = 728,42\ tm$

$M_5^- = -270,68\ tm$

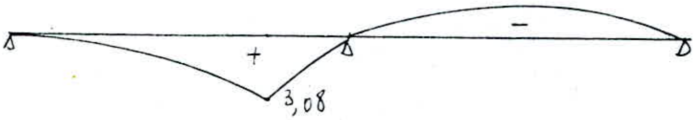
Section 6 : $x = 18m$



$M_6^+ = 585,41\ tm$

$M_6^- = -324,77\ tm$

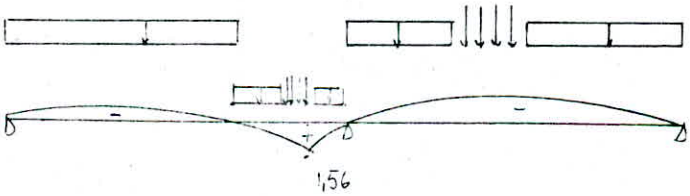
Section 7: $x = 21m$



$M_7^+ = 387,88\ tm$

$M_7^- = -376,69\ tm$

Section 8: $x = 24\ m$



$M_8^+ = 90,63\ tm$

$M_8^- = -513,93\ tm.$

Section 9: $x = 27m$

$M_9^- = -851,52\ tm.$

Efforts non pondérés, et non répartis : Ossature métallique + coffrage.

Section	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
x (m)	0	3	6	9	12	15	18	21	24	27
M (t.m)	0	27,37	45,22	53,54	52,34	41,63	21,38	-8,38	-47,66	-96,47
T (t)	10,71	7,54	4,36	1,19	-1,99	-5,16	-8,33	-11,51	-14,68	-17,86 g

Efforts non pondérés et non répartis : Dalle en B.A + Goussets (1^er phase).

Section	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M (t.m)	0	87,51	143,88	169,11	163,20	126,15	57,96	-41,66	-146,72	-251,78
x (m)	0	3	6	9	12	15	18	21	24	27
T (t)	34,36	23,95	13,54	3,13	-7,28	-17,69	-28,10	-35,02	-35,02	-35,02 g

Efforts non pondérés et non répartis : Dalle en B.A + Goussets (2^ème phase).

Section	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
x (m)	0	3	6	9	12	15	18	21	24	27
M (t.m)	0	89,79	148,44	175,95	172,32	137,55	71,64	-25,41	-156,10	-316,09
T (t)	35,12	24,71	14,30	3,89	-6,52	-16,93	-27,34	-37,75	-48,16	-58,57 g

Efforts non pondérés et non répartis : Compléments de charges permanentes (C.C.P).

Section	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
x (m)	0	3	6	9	12	15	18	21	24	27
M (t.m)	0	141,84	234,36	277,56	271,44	216,00	111,00	-43,16	-246,24	-498,96
T (t)	55,50	39,06	22,62	6,18	-10,26	-26,7	-43,14	-59,58	-76,02	-92,46 g

Calcul de la section mixte

Les hypothèses de calcul sont:

* tout déplacement relatif de l'un des matériaux par rapport à l'autre est rendu impossible par la présence des "connecteurs". (hypothèse de Navier-Bernoulli)

$$\left(\frac{\delta l}{l}\right)_a = \left(\frac{\delta l}{l}\right)_b$$

* L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques et par conséquent obéissent donc à la loi de Hooke.

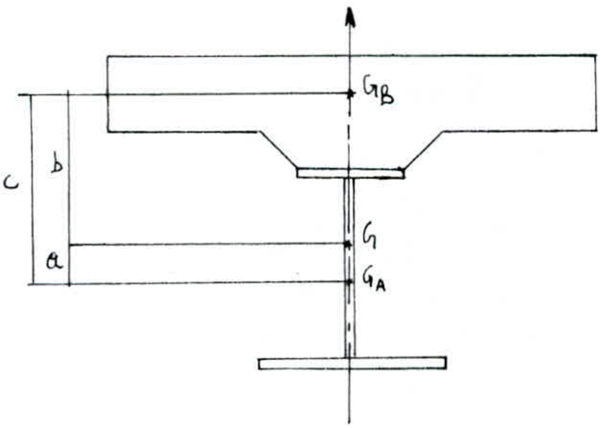
$$\left(\frac{\delta l}{l}\right) \times E = \sigma \qquad \text{d'où} \quad \frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{E_a}{E_b} = n$$

Surcharges $n = 6$

charges permanentes $n = 18$

Retrait, $\Delta T°$ $n = 15$

Nota: avant prise du béton $E_b = 0 \Rightarrow n = \infty$ (phase de coulage).



G_B : C.D.G de la section de béton. S_b

G_A : C.D.G de la section d'acier. S_a

G : C.D.G de la section mixte. S

$$a = \frac{S_b \cdot c}{n \cdot S} \quad ; \quad b = \frac{S_a \cdot c}{S} ; \quad a + b = c$$

I_A : inertie de la section d'acier % G_A.

I_B : -"- -"- de béton % G_B

I_G : -"- -"- mixte % G

$$I_G = I_A + \frac{I_B}{n} + a \cdot b \cdot S.$$

Prédimensionnement de la poutre métallique:

Mr Ciolina moyennant certaines hypothèses a construit la courbe donnant la hauteur optimale de notre poutre en fonction de la plus grande portée de l'ouvrage et a donné les formules pour le calcul des sections de la semelle supérieure, inférieure et la section de l'âme.

Pour le prédimensionnement nous étudierons la section d'appui où se développe un moment négatif et où le béton ne participe pas à la résistance de l'ensemble. Notre moment est supposé être répartit equitablement sur les deux poutres.

Pour $l = 27m$ on a $b = 1,7m$ (2ème hypothèse de Mr Ciolina.)

Ω_1 : section de la semelle supérieure

Ω_2 : section de la semelle inférieure.

Ωw : section de l'âme.

$\Omega_1 \geq 1,125 \dfrac{M_1}{\sigma_e . b}$ M_1 = oss métallique + coffrage + dalle en B.A + goussets

$\Omega_2 \geq \dfrac{5}{6} \dfrac{M_2}{\sigma_e . b}$ $M_2 = M_1$ + C.C.P + Surcharges

$\Omega w = 1,2 \, \Omega_2$

A.N $M_1 = 0,5 \times 1,32 (-96,47 - 316,09) = -270,21.10^5$ kg.cm

$\Omega_1 \geq 1,125 \dfrac{270,21.10^5}{2400 \times 170} = 74,51 \text{ cm}^2$, on choisit, $\Omega_1 = 60 \times 2 = 120 \text{cm}^2 > 74,51 \text{cm}^2$

$M_2 = 0,5 \times 1,32 (-94,47 - 316,09 - 498,96) + 1,03 \times 1,5 \times 0,5 \times -851,52 = -1257,32.10^5$ kg.cm

$\Omega_2 \geq \dfrac{5}{6} \dfrac{1257,32.10^5}{170 \times 2400} = 256,81 \text{ cm}^2$, on choisit, $\Omega_2 = \begin{matrix} 80 \times 2 \\ 70 \times 2 \end{matrix} = 300 \text{ cm}^2 > 256,81 \text{ cm}^2$.

$\Omega w = 1,2 \, \Omega_2 = 1,2 \times 256,81 = 308,172 \text{ cm}^2$, on choisit $\Omega w = 170 \times 2 = 340 \text{ cm}^2$

Conclusion:

$\Omega_1 = 600 \times 20 = 12000 \text{ mm}^2$ $\Omega w = 1700 \times 20 = 34000 \text{ mm}^2$

$\Omega_2 = 800 \times 20 + 700 \times 20 = 30\,000 \text{ mm}^2$

Largeur de la dalle participante:

cette largeur est définie dans l'article 23.3 du CCBA 68. La condition la plus stricte est qu'il ne faut pas attribuer la même zone à deux poutres différentes.

L'entraxe des deux poutres principales étant égale à 2,2 m - on prend $l = 2,10$ m.

Répartition des efforts sur les poutres principales:

La methode utilisée est celle de Mr Courbon.

Hypothèses de calcul:

- Les poutres principales sont parallèles et placées dans un même plan horizontal.
- Les charges appliquées sur le hourdis sont verticales.
- Les entretoises sont perpendiculaires aux poutres principales.
- On néglige le concours de la dalle pour solidariser les poutres principales entre-elles, ainsi que la résistance à la torsion de ces poutres et des entretoises.
- On considère les entretoises infiniment rigides.
- La largeur du pont doit-être nettement inférieure à sa portée (10,58 < 13,5). m.
- Les poutres sont à inertie constante, puisque le reglement nous autorisent à les considérer ainsi si-elles sont de hauteur constante et d'inertie variable au maximum dans le rapport 1 à 2.
- On considère que notre pont est une poutre droite infiniment rigide sur appuis elastiques.

Etude de la methode:

On calcul la reaction totale de l'appui considéré revenant au pont en entier.

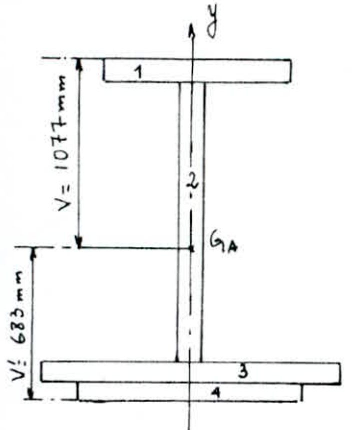
la reaction de la poutre i sur le hourdis supportant une charges concentrée V à l'absciss e est $Ri = \frac{V}{n}\left(1 + 6\left(\frac{-n+2i-1}{n^2-1}\right)\frac{e}{l}\right)$

Les efforts de réduction M et T revenant à chaque poutre sont donnés par:

$Mi = \frac{M}{n}\,\Delta i$; $Ti = \frac{T}{n}\cdot\Delta i$ $\quad \Delta i = 1 + 6\left(\frac{-n+2i-1}{n^2-1}\right)\frac{e}{l}$ $\quad$ n = nbre de p. principales

M et T, efforts revenant à tout le pont.

Caractéristiques géométriques du P.R.S.

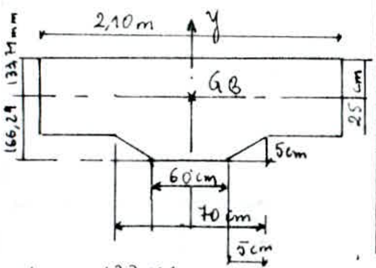


$y_{G_A} = \frac{\Sigma y_i S_i}{\Sigma S_i} = 683\ mm.$

$I_{GA} = \Sigma I = 3,648.10^{10}\ mm^4.$

section	S_i (mm^2)	y_i (mm)	$y_i \cdot S_i$ (mm^3)	d_i (mm)	I_{Si}/G_{Si} (mm^4)	I_{Si}/G_A (mm^4)
1	12000 (Ω_1)	1750	21.10^6	1067	4.10^5	$1,366.10^{10}$
2	34000 (Ω_w)	890	$30,26.10^6$	207	$8,2.10^9$	$9,657.10^9$
3	16000	30	$0,48.10^6$	653	$5,33.10^5$	$6,826.10^9$
4	14000	10	$0,14.10^6$	673	$4,67.10^5$	$6,342.10^9$
Σ	76000	—	$51,88.10^6$	—	—	$3,648.10^{10}$

Caractéristiques géométriques de la section du béton.

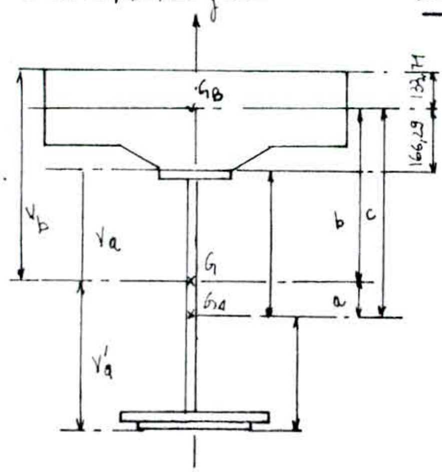


$y_{G_B} = 133,71\ mm$

$I_{GB} = 3,424.10^9\ mm^4$

section	S_i (mm^2)	y_i (mm)	$y_i \cdot S_i$ (mm^3)	d_i (mm)	I_{Si}/G_{Si} (mm^4)	I_{Si}/G_B (mm^4)
Dalle	525000	125	$65,625.10^6$	8,71	$2,734.10^9$	$2,774.10^9$
Goussets	32500	274,36	$89,167.10^5$	140,65	$6,76.10^6$	$0,65.10^9$
Σ	557500	—	$745,417.10^5$	—	—	$3,424.10^9$

Caractéristiques géométriques de la section mixte.



$V_a = b - 166,29$; $V'_a = 683 + a$

$V_b = b + 133,71$

$S_a = 76000\ mm^2$

$S_b = 557500\ mm^2$

n	c (mm)	a (mm)	b (mm)	S (mm^2)	I mm^4	V_a (mm)	V'_a (mm)	V_b (mm)	$W_a = \frac{I}{V_a}$ (mm^3)	W'_a (mm^3)	W_b (mm^3)
∞	1243,29	0	1243,29	76000	$3,648.10^{10}$	1077	683	/	$3,4.10^7$	$5,34.10^7$	/
18	1243,29	359,98	883,31	106972,22	$7,07.10^{10}$	717,02	1042,98	1017,02	$9,9.10^7$	$6,78.10^7$	$6,95.10^7$
15	1243,29	408,33	834,96	113166,67	$7,53.10^{10}$	668,67	1091,33	968,67	$11,3.10^7$	$6,90.10^7$	$7,78.10^7$
6	1243,29	683,90	559,39	168916,67	$1,017.10^{11}$	393,1	1366,9	693,1	$25,87.10^7$	$7,44.10^7$	$14,67.10^7$

1) Charges permanentes (C.P)

Elements	P_i (kg/ml)	d_i (m)	$P_i d_i$
OSS. metallique	687,7	0	0
2 goussets	162,5	0	0
Dalle	3306,3	-0,555	-1835
Coffrage	370,3	-0,555	-205,52
Total	4526,8		-2040,52

2) Complement de charges permanentes (C.C.P)

Elements	P_i (kg/ml)	d_i (m)	$P_i d_i$
Décoffrage	-370,3	-0,555	205,52
Voie	150	0	0
Chape et contre chape	466	-0,18	-83,88
Dallette	80	-2,55	-204
Garde corps	100	-3,20	-320
Ballast	3392	-0,18	-610,56
Murettes	281,25	-3,075	-864,84
	168,75 168,75	∓2,375 2,015	-400,78 340,03
Total	4436,45		-1938,51

Pour les surcharges U.I.C $\psi_1 = \psi_2 = 0,5$

Coefficient de majoration dynamique:

$$\phi_M = \frac{2,16}{\sqrt{L\phi} - 0,2} + 0,73$$

$L\phi$: longueur chargeable.

$$\phi_T = \frac{1,44}{\sqrt{L\phi} - 0,2} + 0,82$$

Coefficient de pondération: $\alpha = 1,32$ CP, CCP, retrait

$\alpha = 1,50$ (Surcharges, $\Delta T°$)

Coefficients de répartition:

$$\psi_i = \left(1 + 6\ \frac{-n+2i-1}{n^2-1} \cdot \frac{e}{l}\right) \times \frac{1}{n}$$

Poutre ①: $i = 1$; $n = 2$; $l = 2,20$ m

$$\psi_1 = 0,5 - \frac{e}{2,20} \quad ; \quad e = \frac{\Sigma P_i d_i}{\Sigma P_i} = -0,451$$

$$\psi_1 = 0,5 + \frac{0,451}{2,20} = 0,71.$$

Poutre ②

$$\psi_2 = 0,5 - \frac{0,451}{2,20} = 0,29.$$

Poutre ②: $i = 2$; $n = 2$; $l = 2,20$ m

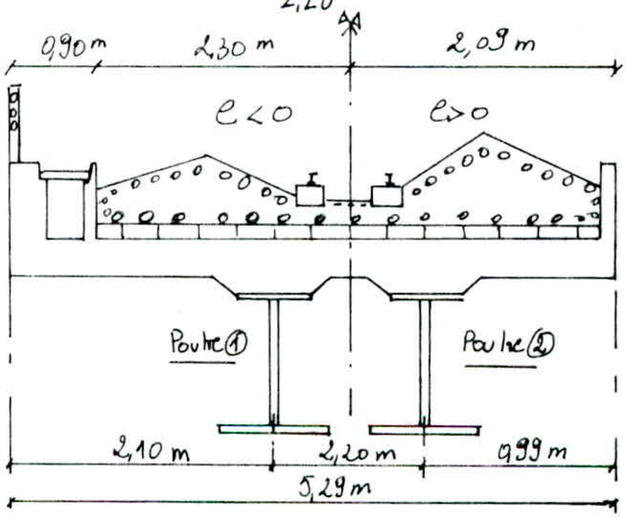
$$\psi_2 = 0,5 + \frac{e}{2,20} \quad ; \quad e = -0,44.$$

$$\psi_2 = 0,30$$

Poutre ①: $i = 1$; $n = 2$; $l = 2,20$ m

$$\psi_1 = 0,5 - \frac{e}{2,20} \qquad e = -0,44$$

$$\psi_1 = 0,5 + \frac{0,44}{2,20} = 0,70$$

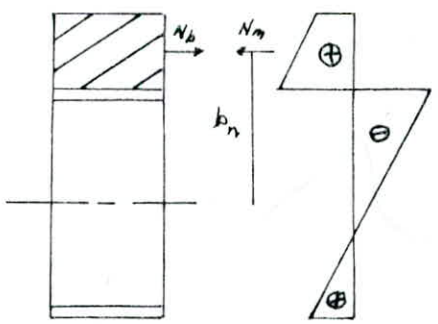


Etude du retrait et de la variation de température:

a. Effet du retrait :

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé au cours de son durcissement il est conditionné par les fissures, l'utilisation d'adjuvants, dosage en ciment, etc...
Dans notre cas le béton est freiné par les connecteurs, et donc ne peut effectuer son retrait librement d'où l'apparition de contraintes de traction dans le béton.

état de contraintes dans la section mixte:



$N_b = \sigma_b . S_B = \varepsilon_r . E_b . S_B$

$M = N_m . b_n = \varepsilon_r . E_b . S_B . b_n$

finalement nous aurons les contraintes suivantes:

béton: $\sigma_b = -\dfrac{N_b}{S_B} + \dfrac{N_m}{n.S} + \dfrac{M}{n\, W_b}$

acier : $\sigma_{sr} = + \dfrac{N_m}{S} + \dfrac{M}{W_s}$ semelle supérieure.

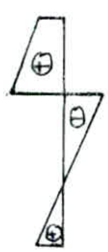
$\sigma_{ir} = - \dfrac{N_m}{S} + \dfrac{M}{W_i}$ Semelle inférieure.

b. Effet de la différence de t°c

2 cas peuvent se présenter :

- Cas où la dalle est plus froide que les poutres ($\Delta T > 0$), la dalle est tendue. On a le même état de contraintes que celui dû au retrait.
- Cas où la dalle est plus chaude que les poutres ($\Delta T < 0$), la dalle est comprimée. On n'a pas le même état de contraintes que celui dû au retrait.

$\Delta T > 0$



$\Delta T < 0$

_Calcul du retrait et de la différence de température:

Nous admettons par hypothèse pour le retrait un raccourcissement : $\frac{\Delta l}{l} = \varepsilon_r = 4.10^{-4}$

_Contrainte de retrait pondérée:

$$\sigma_r = \varepsilon_r \times \bar{E}_b \times 1,32 = 4.10^{-4} \times 1,4.10^5 \times 1,32 = 73,92 \text{ kg/cm}^2.$$

_Contrainte dû à une $\Delta T°$ pondérée : $\varepsilon_t = 10^{-5} \times 10 = 10^{-4}$

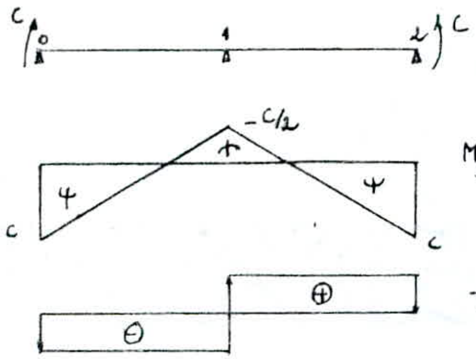
$$\sigma_t = \varepsilon_r \times \bar{E}_b \times 1,50 = 10^{-4} \times 1,4.10^5 \times 1,5 = 21 \text{ kg/cm}^2.$$

_Calcul du couple M engendré par le retrait + $\Delta T°$: (cas où $\Delta T > 0$)

$M = (\sigma_r + \sigma_t) \times B \times b_{15}$

$B = 5575 \text{ cm}^2$; $b_{15} = 83,496 \text{ cm}$ pour $n = 15$

$M = (73,92 + 21) \times 5575 \times 83,496 = 44184330 \text{ kg.cm} \Rightarrow M = 441,84 \text{ t.m} = C.$



Le moment C est appliqué aux abouts de la poutre.

M_f : $M(x) = 441,84\,(1 - 0,056\,x) \quad 0 \le x \le 27 \text{ m}.$

T : $T(x) = -\frac{3C}{2l} = -24,55 \text{ t}. \quad 0 \le x \le 27 \text{ m}.$

$R_0 = R_2 = 24,55 \text{ t } (\downarrow)$

$R_1 =$

Moment fléchissant et effort tranchant pondérés dû au retrait + $\Delta T°$.

Section	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
x (m)	0	3	6	9	12	15	18	21	24	27
M (T.m)	441,84	367,27	293,11	218,95	144,79	70,63	-3,53	-77,69	-151,85	-220,92
T (t)	-24,55	-24,55	-24,55	-24,55	-24,55	-24,55	-24,55	-24,55	-24,55	-24,55

_Calcul de la dénivellation d'appui:

Deux facteurs sont à l'origine de traction dans le béton :

- Les moments négatifs sur appui intermédiaire d'une travée continue.
- Les effets différés (retrait et température).

Or les prescriptions relatives à la limitation de la traction dans le béton disent que le béton ne doit pas être tendu à vide, c'est à dire sous l'effet combiné des charges permanentes et des effets linéaires différés. Pour compenser les tractions à vide dans le béton, on procède à une précompression de la dalle en faisant une dénivellation d'appuis.

Principe de calcul : $\sigma_p \geq \sigma_{ccp} + \sigma_r + \sigma_{t°}$ σ_p : contrainte dans le béton dû à la précompression.

au niveau de l'appui (1) :

- Le moment dû à C.C.P $M = 0,70 \times 1,32 \times -498,96$

$M = -461,04$ t.m

la contrainte de traction ds le béton engendré par le moment est :

$\sigma_b = \frac{1}{n} \frac{M}{W_b}$ $n = 18$; $W_b = 69500\ cm^3$; $M = -461,04$ t.m

$\sigma_b = 36,85\ kg/cm^2$.

- le moment engendré par le retrait + $\Delta T°$ est : $M = -220,92$ t.m

la contrainte de traction dans le béton engendré par cet effet hyperstatique est :

$\sigma_b = \frac{1}{n} \frac{M}{W_b}$ $n = 15$; $W_b = 77800\ cm^3$; $M = -220,92$ t.m

$\sigma_b = 18,93\ kg/cm^2$

- la contrainte de traction dans le béton engendré par l'effet isostatique est :

$\sigma_b = \varepsilon_r E_b \frac{A}{S} \left(1 - b \cdot \frac{a \cdot S}{I}\right)$ $n = 15$; $A = 760\ cm^2$; $I = 75,3 \cdot 10^5\ cm^4$

$S = 1131,67\ cm^2$; $a = 40,83\ cm$; $b = 83,496\ cm$

$\varepsilon_r = 4 \cdot 10^{-4}$, $E_b = 1,4 \cdot 10^5\ kg/cm^2$.

$\sigma_b = 18,34\ kg/cm^2$

et le ΔT ? $\Rightarrow \sigma_b = 22,9\ Kg/cm^2$

D'où la contrainte totale dûe au retrait plus ΔT° est:

$\sigma_b = 18,34 + 18,93 = 37,27$ kg/cm².

la contrainte totale dû à C.C.P + retrait + ΔT° (traction) est:

$\sigma_b = 37,27 + 36,85 = 74,12$ kg/cm²

- Calcul du moment qui peut engendrer cette contrainte dû à C.C.P + retrait + ΔT° :

$\sigma_b = -\dfrac{M}{n\,w_b} \Rightarrow M = -n\,w_b\,\sigma_b$ $n = 18$ (Pour la denivellation)

$w_b = 69500\ cm^3$; $\sigma_b = 74,12$ kg/cm².

$M = -927,24$ t.m

1. Denivellation retour:

$\Delta = -\dfrac{M\,l^2}{3EI}$ (tiré de l'equation des 03 moments.) $M = -927,24$ t.m ; $l = 27$ m

$E = 2,1.10^6$ kg/cm² ; $I = 7,07.10^6$ cm⁴.

$\Delta = 15,17$ cm on prend $\Delta = 16$ cm.

Le moment induit par $\Delta = 16$ cm est:

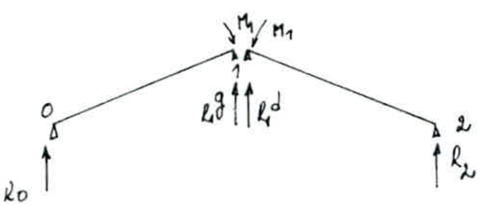
$$M = \frac{3\,\Delta E.I}{l^2} = \frac{3 \times 16 \times 2,1.10^6 \times 7,07.10^6}{2700^2} = 977,58\ t.m$$

2. Denivellation aller: (seul l'acier travaille ; $n = \infty$).

le moment sur appui dû à la denivellation d'appui (aller) est:

$$M = -\frac{3EI.\Delta}{l^2} = -\frac{3 \times 2,1.10^6 \times 16 \times 3,648.10^6}{2700^2} = -504,42\ t.m.$$

Determination des elements de reduction M et T:



"Denivellation aller"

$M(x) = R_0\,x$; $R_0 \times l + M_1 = 0 \Rightarrow R_0 = -\dfrac{M_1}{l}$ d'où $M(x) = -\dfrac{M_1}{l}.x$

$M(x) = -\dfrac{504,42}{27}.x \Rightarrow M(x) = -18,68\,x$ $0 \leq x \leq 27$ m.

$T(x) = R_0 \Rightarrow T(x) = -18,68$ t $0 \leq x \leq 27$ m.

"Denivellation retour"

$M(x) = \frac{977{,}58}{27} \cdot x \quad \Rightarrow \quad M(x) = 36{,}21\,x \qquad 0 \le x \le 27\,m.$

$T(x) = 36{,}21\,t \qquad 0 \le x \le 27\,m.$

<u>tableau recapitulatif</u>: Les efforts sont pondérés

<u>Denivellation aller</u>:

Section	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
x (m)	0	3	6	9	12	15	18	21	24	27
M (t.m)	0	-56,04	-112,08	-168,12	-224,16	-280,20	-336,24	-392,28	-448,32	-504,42
T (t)	-18,68	-18,68	-18,68	-18,68	-18,68	-18,68	-18,68	-18,68	-18,68	-18,68 g

$R_1 = 2 \times 18{,}68 = 37{,}36\,t.\ (\uparrow)$

$R_0 = R_2 = 18{,}68\,t\ (\downarrow)$

<u>Denivellation retour</u>:

Section	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
x (m)	0	3	6	9	12	15	18	21	24	27
M (t.m)	0	108,62	217,24	325,86	434,48	543,10	651,72	760,34	868,96	977,58
T (t)	36,21	36,21	36,21	36,21	36,21	36,21	36,21	36,21	36,21	36,21 d

$R_0 = R_2 = 36{,}21\,t\ (\uparrow)$

$R_1 = 2 \times 36{,}21 = 72{,}42\,t\ (\downarrow)$

Nous dresserons le tableau des M_f et T ponderes, repartis et majorés pour la poutre n°= 1 qui est la plus sollicitée

Designations	Coefficients			Sections									
	α	φ	ϕ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1ère phase CP	1,32	0,71	/	0	107,67	177,23	208,67	202,00	157,24	74,36	-46,90	-182,17	-326,38
2ème phase CP	1,32	0,71	/	0	109,80	181,50	215,09	210,55	167,93	87,19	-31,67	-188,62	-383,69
C.C.P	1,32	0,70	/	0	132,93	219,64	260,13	254,39	202,44	104,03	-40,45	-230,78	-467,63
Retrait + DT°	1,32 1,5	/	/	441,84	367,27	293,11	218,95	144,79	70,63	-3,53	-77,69	-151,85	-220,92
Retrait DT°	1,32 1,5	/	/	246,34	194,69	155,38	116,06	76,75	37,44	-1,87	-41,18	-80,50	-123,17
Denivellation Aller	/	/	/	0	-56,04	-112,08	-168,12	-224,16	-280,02	-336,24	-392,28	-448,32	-504,42
Denivellation Retour	/	/	/	0	108,62	217,24	325,86	434,48	543,1	651,72	760,34	868,96	977,58
Surcharges (Convoi U.I.C)	1,5	0,5	M^+	0	311,92	527,22	652,99	702,90	633,73	509,31	337,46	106,04	0
			ϕ_M	—	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,56	—
	1,50	0,5	M^-	0	-46,91	-93,82	-141,60	-188,29	-235,49	-282,55	-329,46	-408,57	-657,80
			ϕ_M	—	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,06	1,03

Moments fléchissants Pondérés, répartis et majorés :

Poche N° 1.

Efforts tranchants Pondérés, répartis et majorés :

Poutre N° 1.

Désignation	Coefficients α	ψ	ϕ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9 ℓ
1ère phase CP	1,32	0,71	/	42,24	29,51	16,78	4,05	-8,69	-21,42	-34,14	-43,61	-46,58	-49,56
2ème phase C.P	1,32	0,71	/	32,91	23,16	13,40	3,65	-6,11	-15,64	-25,26	-35,38	-45,14	-54,89
C.C.P	1,32	0,70	/	52,02	36,61	21,20	5,79	-9,62	-25,02	-40,43	-55,84	-71,25	-86,65
Retrait + ΔT°	1,32 1,50	/	/	-24,55	-24,55	-24,55	-24,55	-24,55	-24,55	-24,55	-24,55	-24,55	-24,55
Retrait - ΔT°	1,32 1,50	/	/	-13,69	-13,69	-13,69	-13,69	-13,69	-13,69	-13,69	-13,69	-13,69	-13,69
Dénivellation aller	/	/	/	-18,68	-18,68	-18,68	-18,68	-18,68	-18,68	-18,68	-18,68	-18,68	-18,68
Dénivellation retour	/	/	/	36,21	36,21	36,21	36,21	36,21	36,21	36,21	36,21	36,21	36,21
Surcharges (U.I.C)	1,50	0,5	T^+	121,03	96,73	76,48	58,19	41,87	28,25	15,50	8,77	0	0
			ϕ_T	1,12	1,13	1,15	1,18	1,21	1,26	1,33	1,46	—	—
	1,50	0,5	T^-	-15,34	-16,26	-23,77	-36,52	-51,30	-67,60	-85,04	-103,45	-123,27	-143,33
			ϕ_T	1,12	1,09	1,08	1,07	1,06	1,05	1,04	1,03	1,03	1,02
		Tmax	$\pm \Sigma T_i$	209,80	160,53	114,92	71,47	-101,97	-142,66	-185,13	-229,07	-274,06	-319,27

Dimensionnement

Les poutres principales étant prédimensionnées, on calcule les contraintes dans le béton ainsi que dans l'acier pour chaque phase de construction de notre ouvrage et on les compare aux contraintes admissibles du béton et de l'acier.

Phases de construction :

1^er étape : mise en place du tablier métallique et dénivellation aller ($n = \infty$).

vérification des contraintes : dans le béton : traction $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 6{,}3$ kg/cm².

compression $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 153$ kg/cm².

dans l'acier : traction, compression $\sigma_a < \sigma_e = 24$ kg/mm².

2^ème étape : Après durcissement du béton, on procède à la dénivellation retour ($n = 18$).

même vérification des contraintes que pour la 1^er étape.

3^ème étape : On considère l'action des C.C.P ($n = 18$), du retrait et de $\Delta T°$ ($n = 15$).

même vérification des contraintes que pour la 1^er étape.

4^ème étape : Dans cette dernière étape, on prend en compte l'effet des surcharges ($n = 6$).

vérification des contraintes : dans le béton : traction $\sigma_b < 30$ bars

compression $\sigma'_b < 153$ kg/cm²

dans l'acier : traction, compression $\sigma_a < \sigma_e = 24$ kg/mm².

N.B : Les fissures éventuelles dûs aux surcharges sont instantannées et se referment à la décharge, néanmoins il faut assurer une bonne étancheité. La contrainte de 30 bars est fixée par le maître de l'oeuvre (S.A.P.T.A).

Calcul des contraintes dues au retrait :

soit $\varepsilon_r = \frac{\Delta l}{l} = 4.10^{-4}$ la variation relative de longueur du béton par rapport à l'acier.

- Contrainte de traction moyenne dans le béton :

$$\sigma_b = \varepsilon_r E_b \cdot \frac{S_a}{S} \quad \frac{I_a}{I}$$

$\varepsilon_r = 4.10^{-4}$; $E_b = 1{,}4.10^5\ kg/cm^2$; $n = 15$.

$S_a = 760\,cm^2$; $S = 1131{,}67\,cm^2$; $I_a = 3{,}648.10^{10}\,mm^2$.

$\sigma_b = 18{,}34\ kg/cm^2$.

$I = 7{,}530.10^{10}\,mm^2$.

- Contrainte de compression dans la fibre supérieure de l'acier :

$$\sigma_s = -\varepsilon_r E_b \frac{S_B}{S} \frac{(I_a + b.S.d)}{I} = -4.10^{-4} \times 1{,}4.10^5 \times \frac{5575}{1131{,}67} \times \frac{3{,}648.10^{10} + 834{,}96 \times 1131{,}67.10^2 \times 1071}{7{,}53.10^{10}}$$

$\sigma_s = -5{,}06\ kg/mm^2$.

d : distance du C.D.G G_A de l'acier à la fibre supr de l'acier.

- Contrainte de traction sur la fibre inférieure de l'acier :

$$\sigma_i = \varepsilon_r E_b \frac{S_B}{S} \frac{b.s.d' - I_a}{I} = 56 \times \frac{5575}{1131{,}67} \times \frac{834{,}96 \times 1131{,}67 \times 10^2 \times 683 - 3{,}648.10^{10}}{7{,}53.10^{10}}$$

$\sigma_i = 1{,}03\ kg/mm^2$.

d' : distance du C.D.G G_A de l'acier à la fibre infr de l'acier

Vérification des contraintes:

Au niveau de la section 0 : seul les effets différés provoquent des contraintes dans cette section.

type de sollicitation	Moment (t.m)	σ_b (kg/cm^2)	σ_s (kg/mm^2)	σ_i (kg/mm^2)
retrait isost		18,34	-5,06	+1,03
retrait hyperst + ΔT	441,84	-37,86	-3,91	6,40
retrait hyperst - ΔT	246,34	-21,11	-2,18	3,57
σ	ΔT	-19,54	-8,97	7,43
	-ΔT	-2,79	-7,24	4,60

Section n° 1

Phase	type de sollicitation	Moment (t.m)	σ_b (kg/cm²) = $\frac{M}{nW_b}$	σ_s (kg/mm² = $\frac{M}{W_s}$	σ_i (kg/mm²) = $\frac{M}{W_i}$
$n=\infty$ ①	C.P { 1ère phase / 2ème phase D. Aller	107,67 109,80 -56,04		$(109{,}80-56{,}04).10^6/3{,}4.10^7$	$(109{,}80-56{,}04).10^6/5{,}34.10^7$
σ_1			0	-1,58	1,01
$n=18$ ②	D. Retour	108,62	$108{,}62.10^5/18\times6{,}95.10^4$	$108{,}62.10^6/9{,}9.10^7=-1{,}1$	$108{,}62.10^6/6{,}78.10^7=1{,}60$
σ_2			-8,68	-2,68	2,61
$n=15$ ③	Retrait isost		18,34	-5,06	1,03
	R. hyperst + ΔT°	367,27	$367{,}27.10^5/15\times7{,}78.10^4=-31{,}47$	$367{,}27.10^6/11{,}3.10^7=-3{,}25$	$367{,}27.10^6/6{,}9.10^7=5{,}32$
	R. hyperst - ΔT°	194,69	$194{,}69.10^5/15\times7{,}78.10^4=-16{,}68$	$194{,}69.10^6/11{,}3.10^7=-1{,}72$	$194{,}69.10^6/6{,}9.10^7=2{,}82$
$n=18$	C.C.P	132,93	$132{,}93.10^5/18\times6{,}95.10^4=-10{,}63$	$132{,}93.10^6/9{,}9.10^7=-1{,}34$	$132{,}93.10^6/6{,}78.10^7=1{,}96$
σ_3		ΔT	-32,46	-12,33	10,92
		-ΔT	-17,67	-10,80	8,42
$n=6$ ④	Surcharges (U.I.C)	311,92	$311{,}92.10^5/6\times14{,}67.10^4=-35{,}44$	$311{,}92.10^6/25{,}87.10^7=-1{,}21$	$311{,}92.10^6/7{,}44.10^7=4{,}19$
		-46,91	$46{,}91.10^5/6\times14{,}67.10^4=5{,}33$	$46{,}91.10^6/25{,}87.10^7=0{,}18$	$46{,}91.10^6/7{,}44.10^7=-0{,}63$
σ_4		ΔT / -ΔT	-67,90 / -53,11	-13,54 / -12,01	15,11 / 12,61
σ'_4		ΔT / -ΔT	-27,13 / -12,34	-12,15 / -10,62	10,29 / 7,79

Section n° 2

<table>
<tr><th>Phase</th><th>type de sollicitation</th><th colspan="2">Moment (t.m)</th><th colspan="2">σ_b (kg/cm²)</th><th colspan="2">σ_s (kg/mm²)</th><th colspan="2">σ_i (kg/mm²)</th></tr>
<tr><td>n = ∞
①</td><td>CP { 1re phase
CP { 2ème phase
D. Aller</td><td colspan="2">177,23
181,50
− 112,08</td><td colspan="2"></td><td colspan="2">$(181,50 - 112,08).10^6 / 34.10^7$</td><td colspan="2">$(181,50 - 112,08).10^6 / 5,34.10^7$</td></tr>
<tr><td>σ_1</td><td></td><td colspan="2"></td><td colspan="2">0</td><td colspan="2">− 2,04</td><td colspan="2">1,30</td></tr>
<tr><td>n = 18
②</td><td>D. Retour</td><td colspan="2">217,24</td><td colspan="2">$217,24.10^5 / 18 \times 6,95.10^4 = -17,36$</td><td colspan="2">$217,24.10^6 / 9,9.10^7 = -2,16$</td><td colspan="2">$217,24.10^6 / 6,78.10^7 = 3,20$</td></tr>
<tr><td>σ_2</td><td></td><td colspan="2"></td><td colspan="2">− 17,36</td><td colspan="2">− 4,23</td><td colspan="2">4,50</td></tr>
<tr><td>n = 15
③</td><td>retrait isost.
R. hyperst. + ΔT
R. hyperst. − ΔT</td><td colspan="2">
293,11
155,38</td><td colspan="2">18,34
$293,11.10^5 / 15 \times 7,78.10^4 = -25,12$
$155,38.10^5 / 15 \times 7,78.10^4 = -13,32$</td><td colspan="2">− 5,06
$293,11.10^6 / 11,3.10^7 = -2,59$
$155,38.10^6 / 11,3.10^7 = -1,38$</td><td colspan="2">1,03
$293,11.10^6 / 6,9.10^7 = 4,25$
$155,38.10^6 / 6,9.10^7 = 2,25$</td></tr>
<tr><td>n = 18</td><td>C.C.P</td><td colspan="2">219,64</td><td colspan="2">$219,64.10^5 / 18 \times 6,95.10^4 = -17,56$</td><td colspan="2">$219,64.10^6 / 9,9.10^7 = -2,22$</td><td colspan="2">$219,64.10^6 / 6,78.10^7 = 3,24$</td></tr>
<tr><td rowspan="2">σ_3</td><td rowspan="2"></td><td colspan="2">+ ΔT</td><td colspan="2">− 41,72</td><td colspan="2">− 14,1</td><td colspan="2">13,02</td></tr>
<tr><td colspan="2">− ΔT</td><td colspan="2">− 29,92</td><td colspan="2">− 12,89</td><td colspan="2">11,02</td></tr>
<tr><td>n = 6
④</td><td>Surcharges</td><td colspan="2">527,22
− 93,82</td><td colspan="2">$527,22.10^5 / 6 \times 14,67.10^4 = -59,90$
$93,82.10^5 / 6 \times 14,67.10^4 = 10,66$</td><td colspan="2">$527,22.10^6 / 25,87.10^7 = -2,04$
$93,82.10^6 / 25,87.10^7 = 0,36$</td><td colspan="2">$527,22.10^6 / 7,44.10^7 = 7,09$
$93,82.10^6 / 7,44.10^7 = -1,26$</td></tr>
<tr><td></td><td></td><td>ΔT</td><td>− ΔT</td><td>− 101,62</td><td>− 83,82</td><td>− 16,14</td><td>− 14,93</td><td>20,11</td><td>18,11</td></tr>
<tr><td></td><td></td><td>ΔT</td><td>− ΔT</td><td>− 31,06</td><td>− 19,26</td><td>− 13,74</td><td>− 12,53</td><td>11,76</td><td>9,76</td></tr>
</table>

Section n° 3

Phase	Type de sollicitation	Moment (t.m)		σ_b (kg/cm²)		σ_s (kg/mm²)		σ_c (kg/mm²)	
n = ∞ ①	CP { 1ère phase / 2ème phase ; D. Aller	208,67 ; 215,09 ; -168,12				(215,09-168,12).10⁶/3,4.10⁷		(215,09-168,12).10⁶/5,34.10⁷	
σ_1				0		-1,38		0,88	
n = 18 ②	D. retour	325,86		325,86.10⁵/18 x 6,95.10⁴ = -26,05		325,86.10⁶/9,9.10⁷ = -3,29		325,86.10⁶/6,78.10⁷ = 4,81	
σ_2				-26,05		-4,67		5,47	
n = 15 ③	retrait fluage			18,34		-5,06		1,03	
	R. hyperst + ΔT	218,95		218,95.10⁵/15 x 7,78.10⁴ = -18,76		218,95.10⁶/11,3.10⁷ = -1,94		218,95.10⁶/6,90.10⁷ = 3,17	
	R. hyperst - ΔT	116,06		116,06.10⁵/15 x 7,78.10⁴ = -9,95		116,06.10⁶/11,3.10⁷ = -1,03		116,06.10⁶/6,90.10⁷ = 1,68	
n = 18	C. C. P	260,13		260,13.10⁵/18 x 6,95.10⁴ = -20,79		260,13.10⁶/9,9.10⁷ = -2,63		260,13.10⁶/6,78.10⁷ = 3,84	
σ_3		ΔT		-47,28		-14,30		13,51	
		-ΔT		-38,47		-13,39		12,02	
n = 6 ④	Surcharges	652,99		652,99.10⁵/6 x 14,67.10⁴ = -74,19		652,99.10⁶/25,87.10⁷ = -2,52		652,99.10⁶/7,44.10⁷ = 8,78	
		-141,60		141,60.10⁵/6 x 14,67.10⁴ = 16,09		141,60.10⁶/25,87.10⁷ = 0,55		141,60.10⁶/7,44.10⁷ = -1,90	
σ_4		ΔT	-ΔT	-121,47	-112,66	-16,82	-15,91	22,29	20,8
σ'_4		ΔT	-ΔT	-31,19	-22,38	-13,75	-12,84	11,61	10,12

Section n° 4

Phase	type de sollicitation	Moment (t.m)	σ_b (kg/cm²)	σ_s (kg/mm²)	σ_i (kg/mm²)
n=∞ ①	CP { 1re phase	202,00		$(202{,}00 - 224{,}16).10^6/3{,}4.10^7$	$(202{,}00) - 224{,}16).10^6/5{,}34.10^7$
	CP { 2e phase	210,55			
	D. Alla	−224,16			
σ_1			0	0,65	−0,41
n=18 ②	D. retour	434,48	$434{,}48.10^5/18\times 6{,}95.10^9 = -34{,}73$	$434{,}48.10^6/9{,}9.10^7 = -4{,}39$	$434{,}48.10^6/6{,}78.10^7 = 6{,}41$
σ_2			−34,73	−3,74	6,00
n=15	R. isost		18,34	−5,06	1,03
	R. hyperst + ΔT	144,79	$144{,}79.10^5/15\times 7{,}78.10^9 = -12{,}41$	$144{,}79.10^6/11{,}3.10^7 = -1{,}28$	$144{,}79.10^6/6{,}9.10^7 = 2{,}10$
	R. hyperst − ΔT	76,75	$76{,}75.10^5/15\times 7{,}78.10^9 = -6{,}58$	$76{,}75.10^6/11{,}3.10^7 = -0{,}68$	$76{,}75.10^6/6{,}9.10^7 = 1{,}11$
n=18	C. C. P	254,39	$254{,}39.10^5/18\times 6{,}95.10^9 = -20{,}34$	$254{,}39.10^6/9{,}9.10^7 = -2{,}57$	$254{,}39.10^6/6{,}78.10^7 = 3{,}75$
σ_3		ΔT	−49,16	−12,65	12,88
		−ΔT	−43,33	−12,05	11,83
n=6 ④	Surcharges	702,90	$702{,}90.10^5/6\times 14{,}67.10^9 = -79{,}86$	$702{,}90.10^6/25{,}87.10^7 = -2{,}72$	$702{,}90.10^6/7{,}44.10^7 = 9{,}45$
		−188,29	$188{,}29.10^5/6\times 14{,}67.10^4 = 21{,}39$	$188{,}29.10^6/25{,}87.10^7 = 0{,}73$	$188{,}29.10^6/7{,}44.10^7 = -2{,}53$
σ_4		ΔT / −ΔT	−129,02 / −123,19	−15,37 / −14,77	22,33 / 21,34
σ'_4		ΔT / −ΔT	−27,77 / −21,94	−11,92 / −11,32	10,35 / 9,36

Section n° 5

Phase	type de sollicitation	Moment (t.m)	σ_b (kg/cm²)	σ_s (kg/mm²)	σ_i (kg/mm²)
n = ∞ (1)	CP 1ère phase	157,24		$(157{,}24 - 280{,}02).10^6/3{,}4.10^7$	$(157{,}24 - 280{,}02).10^6/5{,}34.10^7$
	CP 2ème phase	167,93			
	D. Aller	−280,02			
σ_1			0	3,61	−2,30
n = 18 (2)	D. Retour	543,10	$543{,}1.10^5/18 \times 6{,}95.10^4$	$543{,}10.10^6/9{,}9.10^7 = -5{,}49$	$543{,}10.10^6/6{,}78.10^7 = 8{,}01$
σ_2			−43,41	−1,88	5,71
n = 15 (3)	R. isos^T		18,34	−5,06	1,03
	R. hyper^{oT} + ΔT	70,63	$70{,}63.10^5/15 \times 7{,}78.10^4 = -6{,}05$	$70{,}63.10^6/11{,}3.10^7 = -0{,}63$	$70{,}63.10^6/6{,}9.10^7 = 1{,}02$
	R. hyper^{oT} − ΔT	37,44	$37{,}44.10^5/15 \times 7{,}78.10^4 = -3{,}21$	$37{,}44.10^6/11{,}3.10^7 = -0{,}33$	$37{,}44.10^6/6{,}9.10^7 = 0{,}54$
n = 18	C. C. P	202,44	$202{,}44.10^5/18 \times 6{,}95.10^4 = -16{,}18$	$202{,}44.10^6/9{,}9.10^7 = -2{,}04$	$202{,}44.10^6/6{,}78.10^7 = 2{,}99$
σ_3		ΔT	−47,32	−9,61	10,75
		−ΔT	−44,48	−9,31	10,27
n = 6 (4)	Surcharges	633,73	$633{,}73.10^5/6 \times 14{,}67.10^4 = -72{,}00$	$633{,}73.10^6/25{,}87.10^7 = -2{,}45$	$633{,}73.10^6/7{,}44.10^7 = 8{,}52$
		−235,49	$235{,}49.10^5/6 \times 14{,}67.10^4 = 26{,}75$	$235{,}49.10^6/25{,}87.10^7 = 0{,}91$	$235{,}49.10^6/7{,}44.10^7 = -3{,}17$
σ_4		ΔT / −ΔT	−119,32 / −116,48	−12,06 / −11,76	19,27 / 18,79
σ'_4		ΔT / −ΔT	−20,57 / −17,73	−8,70 / −8,40	7,58 / 7,10

Section n° 6

Phase	Type de sollicitations	Moment (t.m)	σ_b (kg/cm²)	σ_s (kg/mm²)	σ_i (kg/mm²)
n = ∞	CP 1ère phase	74,36			
	CP 2ème phase	87,19			
①	D. Aller	-336,24		(-336,24 + 74,36).10^6/3,4.10^7	(-336,24 + 74,36).10^6/5,34.10^7
σ_1			0	7,70	-4,90
n = 18 ②	D. Retour	651,72	651,72.10^5/18 x 6,95.10^4	651,72.10^6/9,9.10^7 = -6,58	651,72.10^6/6,78.10^7 = 9,61
σ_2			-52,10	1,12	4,71
n = 15	Retrait. isost		18,34	-5,06	1,03
③	R. hyperst + ΔT	-3,53	3,53.10^5/15 x 7,78.10^4 = 0,30	3,53.10^6/11,3.10^7 = 0,03	3,53.10^6/6,9.10^7 = -0,05
	R. hyperst - ΔT	-1,87	1,87.10^5/15 x 7,78.10^4 = 0,16	1,87.10^6/11,3.10^7 = 0,02	1,87.10^6/6,9.10^7 = -0,03
n = 18	C.C.P	104,03	104,03.10^5/18 x 6,95.10^4 = -8,32	104,03.10^6/9,9.10^7 = -1,05	104,03.10^6/6,78.10^7 = 1,53
σ_3		ΔT	-41,80	-4,96	7,22
		-ΔT	-41,94	-4,97	7,24
n = 6	Surcharges	509,31	509,31.10^5/6 x 14,67.10^4 = -57,86	509,31.10^6/25,87.10^7 = -1,97	509,31.10^6/7,44.10^7 = 6,85
④		-282,55	+282,55.10^5/6 x 14,67.10^4 = 32,1	282,55.10^6/25,87.10^7 = 1,09	282,55.10^6/7,44.10^7 = -3,80
σ_4		ΔT	-99,66	-6,93	14,07
		-ΔT	-99,80	-6,94	14,09
σ'_4		ΔT	-9,70	-3,87	3,42
		-ΔT	-9,84	-3,88	3,44

Section n° = 7

Phase	Type de sollicitation	Moment (t.m)	σ_b (kg/cm²)		σ_s (kg/mm²)		σ_i (kg/mm²)	
$n=\infty$ ①	CP { 1ère phase	−46,90			$(-392,28-46,30).10^6/3,4.10^7$		$(-392,28-46,30).10^6/5,34.10^7$	
	CP { 2ème phase	−31,67						
	D. Aller	−392,28						
σ_1			0		12,92		−8,27	
$n=18$ ②	D. Retour	760,34	$760,34.10^5/18\times6,95.10^4$		$760,34.10^6/9,9.10^7=-7,68$		$760,34.10^6/6,78.10^7=11,21$	
σ_2			−60,78		5,24		2,94	
$n=15$ ③	Retrait isosT		18,34		−5,06		1,03	
	R. hypers^T + ΔT	−77,69	$77,69.10^5/15\times7,78.10^4=6,66$		$77,69.10^6/11,3.10^7=0,69$		$77,69.10^6/6,9.10^7=-1,13$	
	R. hypers^T − ΔT	−41,18	$41,18.10^5/15\times7,78.10^4=3,53$		$41,18.10^6/11,3.10^7=0,36$		$41,18.10^6/6,9.10^7=-0,60$	
$n=18$	C.C.P	−40,45	$40,45.10^5/18\times6,95.10^4=3,23$		$40,45.10^6/9,9.10^7=0,41$		$40,45.10^6/6,78.10^7=-0,60$	
σ_3		ΔT	−32,57		1,28		2,24	
		−ΔT	−35,70		0,95		2,77	
$n=6$ ④	Surcharges	337,46	$337,46.10^5/6\times14,67.10^4=-38,34$		$337,46.10^6/25,87.10^7=-1,30$		$337,46.10^6/7,44.10^7=4,54$	
		−329,46	$329,46.10^5/6\times14,67.10^4=37,43$		$329,46.10^6/25,87.10^7=1,27$		$329,46.10^6/7,44.10^7=-4,43$	
σ_4		ΔT / −ΔT	−70,91	−74,04	−0,02	−0,35	6,78	7,31
σ'_4		ΔT / −ΔT	4,86	1,73	2,55	2,22	−2,19	−1,66

Section n° 8

Phase	type de sollicitation	Moment (t.m)	σ_b (kg/cm²)	σ_s (kg/mm²)	σ_i (kg/mm²)
n = ∞ ①	CP { 1ère phase; 2e phase D. Aller	−182,17 −188,72 −448,22		$(-448{,}22 - 188{,}72).10^6/3{,}4.10^7$	$(-448{,}22 - 188{,}72).10^6/5{,}34.10^7$
σ_1			0	18,74	−11,93
n = 18 ②	D. Retour	868,96	$868{,}96.10^5/18 \times 6{,}95.10^4$	$868{,}96.10^6/9{,}9.10^7 = -8{,}78$	$868{,}96.10^6/6{,}78.10^7 = 12{,}82$
σ_2			−69,46	9,96	0,89
n = 15	Retrait isost		18,54	−5,06	1,03
③	R. hyperst +ΔT	−151,85	$151{,}85.10^5/15 \times 7{,}78.10^4 = 13{,}01$	$151{,}85.10^6/11{,}3.10^7 = 1{,}34$	$151{,}85.10^6/6{,}9.10^7 = -2{,}20$
	R. hyperst −ΔT	−80,50	$80{,}50.10^5/15 \times 7{,}78.10^4 = 6{,}90$	$80{,}50.10^6/11{,}3.10^7 = 0{,}71$	$80{,}50.10^6/6{,}9.10^7 = -1{,}17$
n = 18	C.C.P	−230,78	$230{,}78.10^5/18 \times 6{,}95.10^4 = 18{,}45$	$230{,}78.10^6/9{,}9.10^7 = 2{,}33$	$230{,}78.10^6/6{,}78.10^7 = -3{,}40$
σ_3		ΔT	−19,68	8,57	−3,68
		−ΔT	−25,78	7,94	−2,65
n = 6 ④	Surcharges	106,04	$106{,}04.10^5/6 \times 14{,}67.10^4 = -12{,}05$	$106{,}04.10^6/25{,}87.10^7 = -0{,}41$	$106{,}04.10^6/7{,}44.10^7 = 1{,}43$
		−408,57	$408{,}57.10^5/6 \times 14{,}67.10^4 = 46{,}42$	$408{,}57.10^6/25{,}87.10^7 = 1{,}58$	$408{,}57.10^6/7{,}44.10^7 = -5{,}49$
σ_4		ΔT −ΔT	−31,73 −37,83	8,16 7,53	−2,25 −1,22
σ'_4		ΔT −ΔT	26,74 20,64	10,15 9,52	−9,17 −8,14

Section n° 9

Phase	type de sollicitation	Moment (t.m)	σ_b (kg/cm²)	σ_s (kg/mm²)	σ_i (kg/mm²)
$n = \infty$ ①	CP { 1^er phase CP { 2^ième phase C.C.P	-326,38 -383,69 -504,42	—	(-504,42 - 383,69).10^6/3,4.10^7	(-504,42 - 383,69).10^6/5,34.10^7
σ_1			0	26,12 ; 17,52*	-16,63 ; -15,16*
$n = 18$ ②	D. Retour	977,58	977,58.10^5/18×6,95.10^4	977,58.10^6/9,9.10^7 = -9,87 -8,36*	977,58.10^6/6,78.10^7 = 14,42 14,15*
σ_2			-78,14 ; -67,55*	16,25 ; 9,16*	-2,21 ; -1,01*
$n = 15$ ③ $n = 18$	Retrait isost R. hyperst + ΔT R. hyperst - ΔT C.C.P	 -220,92 -123,17 -467,63	18,34 220,92.10^5/15×7,78.10^4 = 18,93 ; 16,64* 123,17.10^5/15×7,78.10^4 = 10,55 ; 9,28* 467,63.10^5/18×6,95.10^4 = 37,38 ; 32,31*	-5,06 220,92.10^6/11,3.10^7 = 1,96 ; 1,68* 123,17.10^6/11,3.10^7 = 1,09 ; 0,94* 467,63.10^6/9,9.10^7 = 4,72 ; 4,00*	1,03 220,92.10^6/6,9.10^7 = -3,20 ; -3,15* 123,17.10^6/6,9.10^7 = -1,73 ; -1,75* 467,63.10^6/6,78.10^7 = -6,90 ; -6,77*
σ_3		ΔT	-3,51 ; -0,28*	17,87 ; 9,78*	-11,28 ; -9,90*
		-ΔT	-11,83 ; -7,64*	17,00 ; 9,04*	-9,87 ; -8,50*
$n = 6$ ④	Surcharges	-657,80	657,80.10^5/6×14,67.10^4 = 74,73	657,80.10^6/25,87.10^7 = 2,54 = 12,97*	657,80.10^6/7,44.10^7 = -8,84 = -11,23*
σ_4		ΔT -ΔT	— —	— —	— —
σ'_4		ΔT -ΔT	71,22 ; -0,28* 62,84 ; -7,64*	20,41 ; 22,75* 19,54 ; 22,01*	-20,12 ; -22,51* -18,71 ; -21,10*

Interprétation des résultats obtenus

Au niveau de la section 9, on a observé une contrainte maximale de traction égale à 71,22 kg/cm² qui dépasse les 30 bars, cela nous a amené à rajouter une tôle additionnelle à ce niveau et on a refait les vérifications en supposant que l'effort à ce niveau est repris seulement par le P.R.S ($n = \infty$), les valeurs en asterix (*) dans le tableau 9 sont les valeurs trouvées après addition d'une tôle de 580 x 20 mm²

1. Dalle en béton armé :

les contraintes de compression par flexion sont toutes inferieures à la contrainte admissible les contraintes de traction à vide sont nulles.

En charge, on admet des tractions dans le béton qui ne doivent pas dépasser la limite fixer dans le C.P.S qui est de 30 bars. neanmoins, le béton sera alors supposé fissuré, ce qui implique une verification de la section tendue, en ne prenant en compte que l'acier pour section resistante.

Section 7 : En charge nous avons des contraintes de traction dans le béton de 436 kg/cm².

Nous verifierons la semelle supérieure et la semelle inferieure pour $n = \infty$

$\bar{W}_s = 3,4.10^7 \ mm^3$. Pour $n = \infty$ $\sigma'_4 \ (\Delta T) = 329,46.10^6/3,4.10^7 + 1,28 = 10,97 \ kg/mm^2$.

$W_i = 5,34.10^7 \ mm^3$. Pour $n = \infty$ $\sigma'_4 \ (-\Delta T) = 329,46.10^6/3,4.10^7 + 0,95 = 10,64 \ kg/mm^2$.

* Pour la semelle inferieure :

$\sigma'_4 \ (\Delta T) = -329,46.10^6/5,34.10^7 + 2,24 = -3,93 \ kg/mm^2$.

$\sigma'_4 \ (-\Delta T) = -329,46.10^6/5,34.10^7 + 2,77 = -3,40 \ kg/mm^2$.

Section 8 : En charge on a une contrainte de traction de 26,74 kg/cm². et de 20,64 kg/cm².

Nous verifierons la semelle superieure et inferieure pour $n = \infty$.

$\sigma'_4 (\Delta T) = 408,57.10^6 / 3,4.10^7 + 8,57 = 20,59\ kg/mm^2$

semelle supérieure.

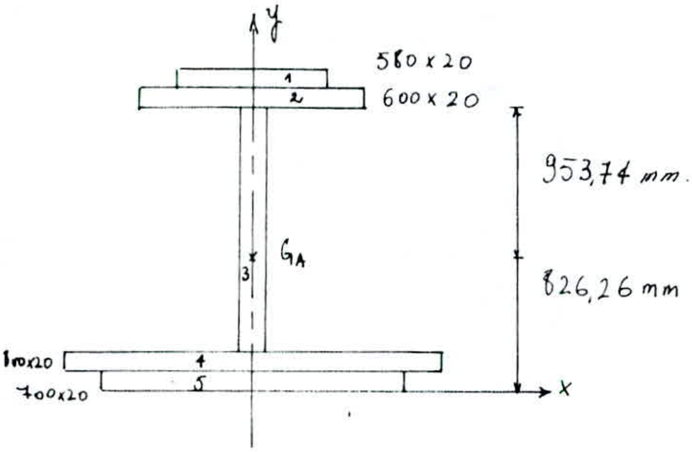
$\sigma'_4 (-\Delta T) = 408,57.10^6 / 3,4.10^7 + 7,94 = 19,96\ kg/mm^2$

$\sigma'_4 (\Delta T) = -408,57.10^6 / 5,34.10^7 - 3,68 = -11,33\ kg/cm^2$

$\sigma'_4 (-\Delta T) = -408,57.10^6 / 5,34.10^7 - 2,65 = -10,30\ kg/cm^2$

Semelle inférieure.

- Caractéristiques de la section au niveau de l'appui 9:

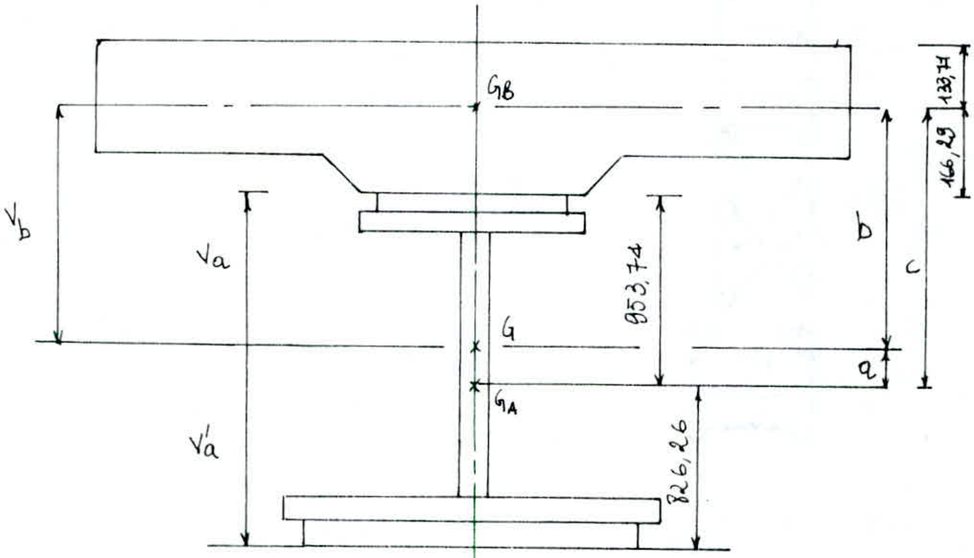


Désignation / Section	$S_i\ (mm^2)$	$y_i\ (mm)$	$y_i.S_i\ (mm^3)$	$d_i\ (mm)$	$I_{Si}/G_{Si}\ (mm^4)$	$I_{Si}/G_A\ (mm^4)$
1	11600	1770	$20,5.10^6$	943,74	$3,87.10^5$	$1,03.10^{10}$
2	12000	1750	21.10^6	923,74	4.10^5	$1,02.10^{10}$
3	34000	890	$30,26.10^6$	63,74	$8,2.10^9$	$8,34.10^9$
4	16 000	30	$0,48.10^6$	796,26	$5,33.10^5$	$1,02.10^{10}$
5	14 000	10	$0,14.10^6$	816,26	$4,67.10^5$	$9,33.10^9$
Σ	87 600	—	$72,38.10^6$	—	—	$4,84.10^{10}$

$$y_{G_A} = \frac{\Sigma y_i S_i}{\Sigma S_i} = \frac{72,38.10^6}{87600} = 826,26\ mm.$$

$I_{G_A} = 4,84.10^{10}\ mm^4.$

Caractéristiques Géométriques de la Section mixte.



$V_a = b - 166,29$; $V'_a = a + 826,26$; $V_b = b + 133,71$; $a + b = c$

$a = \dfrac{S_b \cdot c}{n \cdot S}$; $b = \dfrac{S_a \cdot c}{S}$; $c = 953,74 + 166,29 = 1120,03\ mm.$

$S_a = 87600\ mm^2$; $S_b = 557500\ mm^4$; $S = S_a + \dfrac{S_b}{n} = 876.10^2 + \dfrac{5575.10^2}{n}$

$$I = 4,84.10^{10} + \frac{3,424.10^9}{n} + a.\ b.\ S$$

n	c (mm)	a (mm)	b (mm)	S (mm²)	I (mm⁴)	V_a (mm)	V'_a (mm)	V_b (mm)	W_a (mm³)	W'_a (mm³)	W_b (mm³)
∞	1120,03	0	1120,03	87600	$4,84.10^{10}$	953,74	826,26	/	$5,07.10^7$	$5,86.10^7$	/
18	1120,03	292,56	827,47	118572,22	$7,73.10^{10}$	661,21	1118,82	961,18	$11,69.10^7$	$6,91.10^7$	$8,04.10^7$
15	1120,03	333,65	786,38	124766,67	$8,14.10^{10}$	620,12	1159,91	920,09	$13,13.10^7$	$7,02.10^7$	$8,85.10^7$
6	1120,03	576,51	543,52	180516,67	$1,06.10^{11}$	377,26	1402,77	677,23	$28,10.10^7$	$7,56.10^7$	$15,65.10^7$

Etude au Voilement

Une plaque mince et de grande surface telle que l'âme de la poutre d'un pont mixte doit présenter une vérification vis à vis du voilement.

Principe de calcul :

Cette vérification est basée sur la méthode des "raidisseurs rigides" qui suppose que chaque panneau est bordé par des lignes indéformables, ces lignes sont constituées dans notre cas par les semelles des poutres principales et les montants d'entretoises. Les panneaux sont supposés simplement appuyés sur leurs bords. La stabilité sera justifiée par l'inégalité suivante : $\left(S_\sigma \dfrac{\sigma}{\sigma^*}\right)^2 + \left(\dfrac{\tau}{\tau^*}\right)^2 \leq 1{,}8$ Art 18.3 titre V du C.P.C.

σ : contrainte de compression dans l'acier

évaluée à mi-distance entre les raidisseurs principaux (les entretoises).

τ : contrainte de cisaillement dans l'acier évaluée à mi-distance entre les entretoises (raidisseurs principaux).

σ^* : contrainte normale critique du panneau.

Son calcul dépend de la position des raidisseurs ($\alpha = \frac{a}{b}$). de la variation des contraintes normales.

$\sigma^* = \sigma_c . k_\sigma$ $\qquad$ σ_c : contrainte critique d'Euler $= \dfrac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\dfrac{e}{b}\right)^2$

k_σ dépend de $\psi = \dfrac{\sigma_i}{\sigma_s}$ et de $\alpha = \dfrac{a}{b}$ $\qquad$ b : hauteur du panneau

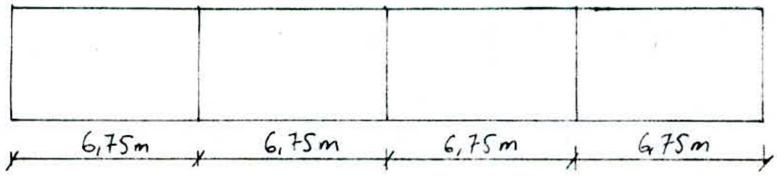
a : distance entre deux entretoises consécutives.

τ^* : contrainte critique de cisaillement du voilement.

Son calcul dépend seulement de la position des raidisseurs ($\alpha = \frac{a}{b}$).

$\tau^* = \sigma_c . k_\tau$ $\qquad$ k_τ dépend de α.

Calcul au voilement



$$\sigma_c = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{e}{b}\right)^2$$

$b = 1,7m$

$e = 2\ cm$

$\nu = 0,3$

$\sigma_c = 2,63\ kg/mm^2$.

$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{6,75}{1,7} = 3,97$

Panneaux	1	2	3	4
τ (kg/mm^2)	4,35	2,10	5,54	7,40
σ_c (kg/mm^2)	2,63	2,63	2,63	2,63
$\alpha = \frac{a}{b}$	3,97	3,97	3,97	3,97
k_τ	5,59	5,59	5,59	5,59
$\tau^* = \sigma_c k_\tau$	14,70	14,70	14,70	14,70
τ/τ^*	0,29	0,14	0,36	0,50
$(\tau/\tau^*)^2$	0,08	0,02	0,13	0,25
σ_s (kg/mm^2)	-13,54	-16,82	-14,06	10,15
σ_i (kg/mm^2)	15,11	22,29	19,27	-9,17
$\psi = \sigma_i/\sigma_s$	-1,12	-1,33	-1,60	-0,90
S_σ	1,00	1,00	1,00	1,04
k_σ	23,90	23,90	23,90	21,37
$\sigma^* = \sigma_c k_\sigma$	62,86	62,86	62,86	56,20
$\sigma_{compression}/\sigma^*$	0,22	0,27	0,19	0,16
$\left(S_\sigma \frac{\sigma_{comp}}{\sigma^*}\right)^2$	0,048	0,073	0,036	0,035
$\left(S_\sigma \frac{\sigma_{comp}}{\sigma^*}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2$	0,13	0,09	0,17	0,28

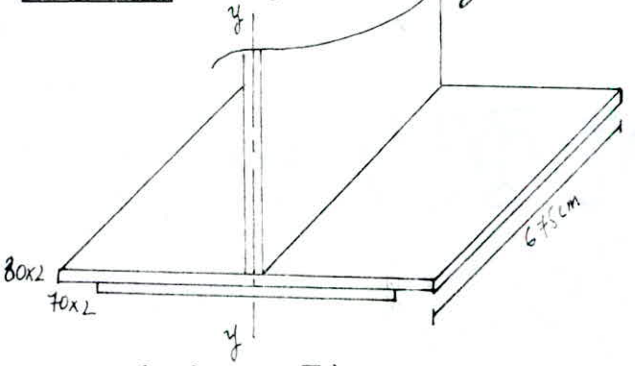
__Conclusion__ : Le voilement est vérifié pour tous les panneaux considérés.

Verification de la Semelle inférieure au deversement

La verification se fera selon l'article 16.23 du titre V du C.P.C.

On choisira la portion où se developpe les contraintes de compression les plus grandes pour verifier le flambement local de notre semelle inferieure.

<u>Section 9</u> : $\sigma_i = -15,16$ kg/mm².



$$I_{yy} = (70^3 \times 2 + 80^3 \times 2) / 12 = 142500 \text{ cm}^4$$

$$S = 70 \times 2 + 80 \times 2 = 300 \text{ cm}^2.$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = 21,79 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l}{i} \qquad l = 675 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 30,98 > 20$$ (Pièce longue).

$$\sigma^* = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 215,95 \text{ kg/mm}^2 > 0,75 \times 24 = 18 \text{ kg/mm}^2$$

$$\bar{\sigma}_m = 24\left(1 - 0,375 \; \frac{24}{215,95}\right) = 23 \text{ kg/mm}^2.$$

$\sigma_m = 15,16$ kg/mm² (Contrainte due à CP (2ème phase) + oss métallique + D. Aller.).

$\sigma_m < \bar{\sigma}_m$ $(15,16 \text{ kg/mm}^2 < 23 \text{ kg/mm}^2)$ le deversement est verifié.

Divers vérifications

Vérification de l'âme au cisaillement :

Cette vérification se fera conformément à l'article 14.1 du titre V du C.P.C
L'effort tranchant est supposé repris par l'âme de la poutre et comme l'âme a une hauteur constante le long de notre ouvrage ainsi que l'épaisseur, notre vérification se fera seulement pour la section où se développera le plus grand effort tranchant.

Contrainte de cisaillement maximale :

Au niveau de la section 9 (section d'appui)

$T_{max} = \Sigma T_i = -319{,}27\,t$ (CP ($2^{ème}$ phase) + D. Aller + D. retour + C.C.P + retrait + ΔT + Gsur).

La hauteur de l'âme au niveau de l'appui est $b = 1700mm$, l'épaisseur $e = 20mm$.

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b \times e} = \frac{319{,}27.10^3}{1700 \times 20} = 9{,}39\ kg/mm^2$$

$$\overline{\tau} = 0{,}6\,\sigma_e = 0{,}6 \times 24 = 14{,}4\ kg/mm^2$$

on a bien $\tau_{max} = 9{,}39\ kg/mm^2 < \overline{\tau} = 14{,}4\ kg/mm^2$.

Le cisaillement maximal au niveau de la section la plus sollicitée est vérifié.

Vérification de la condition $\sigma^2 + 3\tau^2 \leq \sigma_e^2$ Art. 14.2 titre V du C.P.C

Pour un état de contrainte qui ne se réduit pas à une contrainte normale ou une contrainte de cisaillement seule en un point il y a lieu de vérifier :

$$\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x\sigma_y - \sigma_y\sigma_z - \sigma_z\sigma_x + 3\tau_x^2 + 3\tau_y^2 + 3\tau_z^2 \leq (\sigma_e)^2.$$

Cas d'une flexion simple : $\sigma^2 + 3\tau^2 \leq (\sigma_e)^2$.

section	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
σ (kg/mm²)	-8,97	-13,54	-16,14	-16,82	-15,37	-12,06	-6,93	-2,19	-9,17	-22,51
τ (kg/mm²)	6,17	4,72	3,38	2,10	3,00	4,20	5,45	6,74	8,06	9,39
$(\sigma^2+3\tau^2)^{1/2}$	13,95	15,82	17,17	17,21	16,23	14,08	11,71	11,95	16,70	27,77

N.B : Pour les poutres fléchies à âme pleine, on peut tenir compte de la mise en plasticité des différentes fibres de la poutre (commentaire de l'art 14.2).

Calcul des déformations de la poutre.

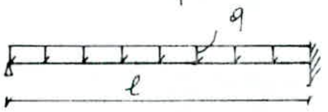
Pour assurer l'esthétique du pont et le confort des usagers ainsi que pour des raisons de rigidité (risque d'oscillation), les déformations doivent être les plus petites possibles. On calculera les flèches maximales sous l'effet des différentes charges et on comparera la flèche totale à la flèche admissible donnée par la notice N.G.E.F N°1, si notre flèche dépasse cette flèche admissible, on donnera une contre flèche aux poutres lors de l'usinage.

1. **Flèche:**

cp: 4526,80 kg/ml.

c.c.p: 5481,00 kg/ml.

On n'étudiera qu'une seule travée du fait de la symétrie. Notre travée sera considérée comme une poutre simplement appuyée à une extrémité et encastrée à l'autre.



La flèche maximale est obtenue pour $x = 0,421.l = 11,37$ m.

$$y_{max} = \frac{ql^4}{185.EI}$$

* **C.P** : $y_{max} = \dfrac{45,268 \times \overline{2700}^4}{185 \times 2,1.10^6 \times 3,648.10^6} = 1,70$ cm. $n = \infty$, $I = 3,648.10^6$ cm⁴

* **C.C.P** : $y_{max} = \dfrac{54,81 \times \overline{2700}^4}{185 \times 2,1.10^6 \times 7,07.10^6} = 1,06$ cm. $n = 18$, $I = 7,07.10^6$ cm⁴

d'où $y_{max} = \Sigma y_i = 1,70 + 1,06 = 2,76$ cm.

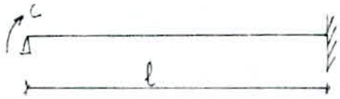
Surcharges:

* *Surcharges trottoir*: $q = 400 \times 0,9 = 360$ kg/ml ; $n = 6$, $I = 1,017.10^7$ cm⁴

$$y_{max} = \frac{3,6 \times \overline{2700}^4}{185 \times 2,1.10^6 \times 10,17.10^6} = 0,048\text{cm.}$$

* Convoi U.I.C : au niveau de la section $x = 11,37$m, on a $M = 403,97$ t.m

$y = \frac{Ml^2}{8EI} = \frac{403{,}97.10^5 \times \overline{2700}^2}{8 \times 2{,}1.10^6 \times 10{,}17.10^6} = 1{,}72$ cm.

Retrait + DT° : 

$n = 15$, $I = 7{,}53.10^6$ cm⁴.

$C = 441{,}84$ t.m. , $l = 27{,}00$ m

$y_{max} = \frac{Cl^2}{32\, E I_m} = \frac{441{,}84.10^5 \times \overline{2700}^2}{32 \times 2{,}1.10^6 \times 7{,}53.10^6} = 0{,}64$ cm.

Flèche admissible : (NGEF N°1)

$\bar{f}/l \leq 0{,}8 \min\left(\frac{0{,}8l}{10\,000}, \frac{1}{500}\right)$ l : longueur de la poutre.

$\frac{0{,}8 \times 27}{10.000} = 2{,}16.10^{-3}$; $\frac{1}{500} = 2.10^{-3}$ d'où $\bar{f}/l \leq 2.10^{-3} \times 0{,}8$

$\bar{f} \leq 27.\ 0{,}8.\ 2.10^{-3} = 4{,}32$ cm.

Flèche totale : (Σy_{max})

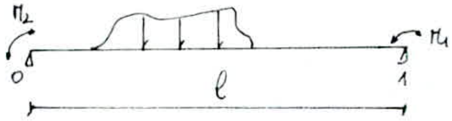
$y_{Totale} = 2{,}76 + 0{,}048 + 1{,}72 + 0{,}64 = 5{,}168$ cm $\simeq 5{,}17$ cm.

Conclusion : $y_{totale} = 5{,}17$ cm $> \bar{f} = 4{,}32$ cm , donc on prévoit une contre flèche :

$f = 0{,}66.\, y_{Totale} = 0{,}66 \times 5{,}17 = 3{,}41$ cm   Contre flèche : 3,41 cm.

2. Rotation :

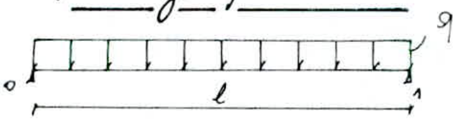
Les rotations dans une travée quelconque pour une poutre sont données par :



$\theta_0 = \theta_0^* - \frac{l}{6EI}(2M_0 + M_1)$ θ_0^* et θ_1^* rotations des appuis 0 et 1 d'une poutre isostatique.

$\theta_1 = \theta_1^* + \frac{l}{6EI}(M_0 + 2M_1)$

a/ - charges permanentes :



$\theta_0^* = \frac{-ql^3}{24EI}$; $\theta_1^* = -\theta_0^*$

* CP : $q = 4526{,}10$ kg/ml ; $n = \infty$; $I = 3{,}648.10^6$ cm⁴ appui 0.

$I = 4{,}84.10^6$ cm⁴ appui 1.

$$\theta_0^* = \frac{-45,268 \times \overline{2700}^3}{24 \times 2,1.10^6 \times 3,648.10^6} = -4,85.10^{-3} \text{ rd}$$

$$\theta_0 = \theta_0^* - \frac{l}{6EI} M_1 = -4,85.10^{-3} + \frac{2700 \times 45,268 \times \overline{2700}^2}{48 \times 2,1.10^6 \times 3,648.10^6} = -4,85.10^{-3} + 2,42.10^{-3}$$

$\theta_0 = -2,43.10^{-3}$ rd.

$$\theta_1 = \frac{ql^3}{24EI} - \frac{ql^3}{24EI} = 0 \text{ rd.}$$

* C.C.P : $q = 54,81$ kg/cm ; $n = 18$; $I = 7,07.10^6 \text{ cm}^4$ appui 0

$I = 7,73.10^6 \text{ cm}^4$ appui 1

$$\theta_0 = \frac{-ql^3}{24EI} + \frac{ql^3}{48EI} = -\frac{ql^3}{48EI}$$

$$\theta_0 = -\frac{54,81 \times \overline{2700}^3}{48 \times 2,1.10^6 \times 7,07.10^6} = -1,51.10^{-3} \text{ rd.}$$

$\theta_1 = 0$ rd.

b/ Denivellation :

$M_1 = M_1$ aller $+ M_1$ retour $= -504,42 + 977,58 = 473,16$ t.m

$n = 18$; $I = 7,07.10^6 \text{ cm}^4$ appui 0

$I = 7,73.10^6 \text{ cm}^4$ appui 1

$\theta_0^* = \theta_1^* = 0$

$$\theta_0 = -\frac{M_1}{6EI} \times l = -\frac{473,16.10^5 \times 2700}{6 \times 2,1.10^6 \times 7,07.10^6}$$

$\theta_0 = -1,43.10^{-3}$ rd.

$$\theta_1 = \frac{M_1}{3EI} \times l = \frac{473,16.10^5 \times 2700}{3 \times 2,1.10^6 \times 7,73.10^6}$$

$\theta_1 = 2,62.10^{-3}$ rd.

c/ Retrait $+ \Delta T°$:

$M_0 = 441,84$ t.m ; $\theta_0^* = \theta_1^* = 0$; $n = 15$; $I = 8,14.10^6 \text{ cm}^4$ appui 1.

$M_1 = -220,92$ t.m ; $I = 7,53.10^6 \text{ cm}^4$ appui 0.

$$\theta_0 = -\frac{l}{6EI}(2M_0 + M_1) = -\frac{2700\,(2 \times 441,84 - 220,92).10^5}{6 \times 2,1.10^6 \times 7,53.10^6}$$

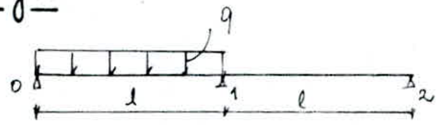
$\theta_0 = -1{,}89.10^{-3}$ rd.

$\theta_1 = \dfrac{l}{6EI}(M_0 + 2M_1) = \dfrac{2700}{6 \times 2{,}1.10^6 \times 8{,}14.10^6}(441{,}84 - 2 \times 220{,}92).10^5$

$\theta_1 = 0$ rd.

d/ Surcharges:

* Trottoir :



$q = 400 \times 0{,}90 = 360$ kg/ml. ; $n = 6$; $I = 10{,}17.10^6\ cm^4$ appui 0.

$I = 10{,}60.10^6\ cm^4$ appui 1.

$\theta_0^* = -\dfrac{ql^3}{24EI} = -\dfrac{3{,}6 \times \overline{2700}^3}{24 \times 2{,}1.10^6 \times 10{,}17.10^6}$

$\theta_0^* = -1{,}382.10^{-4}$ rd.

$M_1 = -\dfrac{ql^2}{16} = -\dfrac{3{,}6 \times \overline{2700}^2}{16} = -1640250$ kg.cm ; $M_0 = 0$.

$\theta_0 = \theta_0^* - \dfrac{l \times M_1}{6EI} = -1{,}38.10^{-4} + \dfrac{2700 \times 1640250}{6 \times 2{,}1.10^6 \times 10{,}17.10^6}$

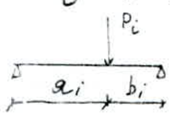
$\theta_0 = -1{,}03.10^{-4}$ rd.

$\theta_1 = \theta_1^* + \dfrac{l M_1}{3EI} = 1{,}38.10^{-4} - \dfrac{2700 \times 1640250}{3 \times 2{,}1.10^6 \times 10{,}60.10^6}$

$\theta_1 = 7{,}17.10^{-5}$ rd.

* Convoi U.I.C

$M_1 = -425{,}76$ t.m (non pondéré, non majoré) ; $n = 6$; $I = 10{,}17.10^6\ cm^4$ appui 0.



$I = 10{,}60.10^6\ cm^4$ appui 1.

$\theta_0 = -\theta_1^* = -\left\{ \dfrac{q\alpha^2(3l - 2\alpha)}{12EI} + \dfrac{P\sum_1^4 a_i b_i (l + b_i)}{6EI.l} \right\}$

$\sum_{i=1}^{4} a_i b_i (l + b_i) = 11{,}1 \times 15{,}9(27 + 15{,}9) + 12{,}7 \times 14{,}3(27 + 14{,}3) + 14{,}3 \times 12{,}7(27 + 12{,}7)$

$+ 15{,}9 \times 11{,}1(27 + 11{,}1) = 28863{,}243\ m.$

$$P\sum_{1}^{4} a_i b_i (\ell + b_i) = 25 \times 28863,243 = 721581,08 \text{ t.m.}$$

$$\theta_0^* = -\left\{ \frac{8 \times \overline{10,3.10^2}^{\,2} \times 10 \times (3\times 2700 - 2\times 10,6.10^2)}{12 \times 2,1.10^6 \times 10,17.10^6} + \frac{721581,08.10^5}{6\times 2,1.10^6 \times 10,17.10^6 \times 2700} \right\}$$

$$\theta_0^* = -2,00.10^{-3} \text{ rd.}$$

$$\theta_0 = \theta_0^* - \ell \frac{M_1}{6EI} = -2,00.10^{-3} - 2700 \times \frac{(-425,76.10^5)}{6\times 2,1.10^6 \times 10,17.10^6}$$

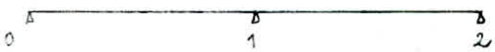
$$\theta_0 = -2,06.10^{-4} \text{ rd.}$$

$$\theta_1 = \theta_1^* + \ell \frac{M_1}{3EI} = 2,00.10^{-3} - 2700 \times \frac{425,76.10^5}{3\times 2,1.10^6 \times 10,60.10^6}$$

$$\theta_1 = 2,79.10^{-4} \text{ rd.}$$

tableau recapitulatif :

Chargement	θ_0 (10^{-3} rd)	θ_1 (10^{-3} rd)
C.P	-2,43	0
C.C.P	-1,51	0
Denivellation	-1,43	2,62
Retrait + ΔT°	-1,89	0
trottoir	-0,103	0,072
Convoi U.I.C	-0,21	0,28



Joints boulonnés

Vu les problèmes rencontrés pour la manipulation des pièces de très grandes dimensions soit sur chantier, soit lors de leur transport ou de leur fabrication, il est plus pratique de prévoir des poutres de faibles portées (longueur $\leq 25m$). Les poutres seront assemblées en dehors du niveau des entretoises et des appuis.

Notre choix s'est porté sur un assemblage au niveau de la Section 8, donc nous aurons à assembler trois (03) portions de poutres préfabriquées de longueur chacune 18m.

Au niveau de la Section 6 :

semelle supérieure	$\Omega_s = 20 \times 600 = 12000 \text{ mm}^2$	$\sigma_s = 7,70 \text{ kg/mm}^2$.
semelle inférieure	$\Omega_i = 20 \times 800 + 20 \times 700 = 30\,000 \text{ mm}^2$	$\sigma_i = 14,09 \text{ kg/mm}^2$.
âme	$\Omega_w = 20 \times 1700 = 34\,000 \text{ mm}^2$	$\tau = 5,45 \text{ kg/mm}^2$.

Boulons :

Nous utiliserons des boulons à haute résistance de diamètre $\phi = 20mm$.

Leur limite d'élasticité est $\sigma_e = 90 \text{ kg/mm}^2$.

Calcul de l'effort résistant du boulon : Art 29.11 titre V. C.P.C.

$F_r = 0,8 \cdot \varphi \cdot \sigma_a \cdot \Omega$

φ : coefficient de frottement des surfaces en contact.

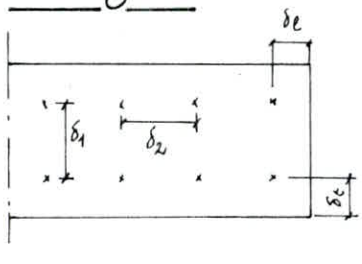
$\varphi = 0,30$ (brossage à la brosse métallique).

σ_a : contrainte limite élastique du vis, $\sigma_a = \sigma_e = 90 \text{ kg/mm}^2$.

Ω : section résistante de la vis $\phi = 20mm \rightarrow \Omega = 245 mm^2$.

$F_r = (0,80 \times 0,30 \times 0,90 \times 245) \times 2 = 10584 \text{ kg}$ (on a 2 plans de frottement par boulon).

Couvre joint : Art 35.2 titre V. C.P.C.



$\delta_1 \simeq \delta_2 = \delta$ $\quad 3d \leq \delta \leq 5d$ $\quad d = \phi + 2mm = 22mm$.

$1,5d \leq \delta_t \leq 2,5d$

$2d \leq \delta_e \leq 2,5d$

Vérification de la Semelle supérieure: Art 13.12 titre V, C.P.C

F_S : effort au niveau de la Semelle supérieure.

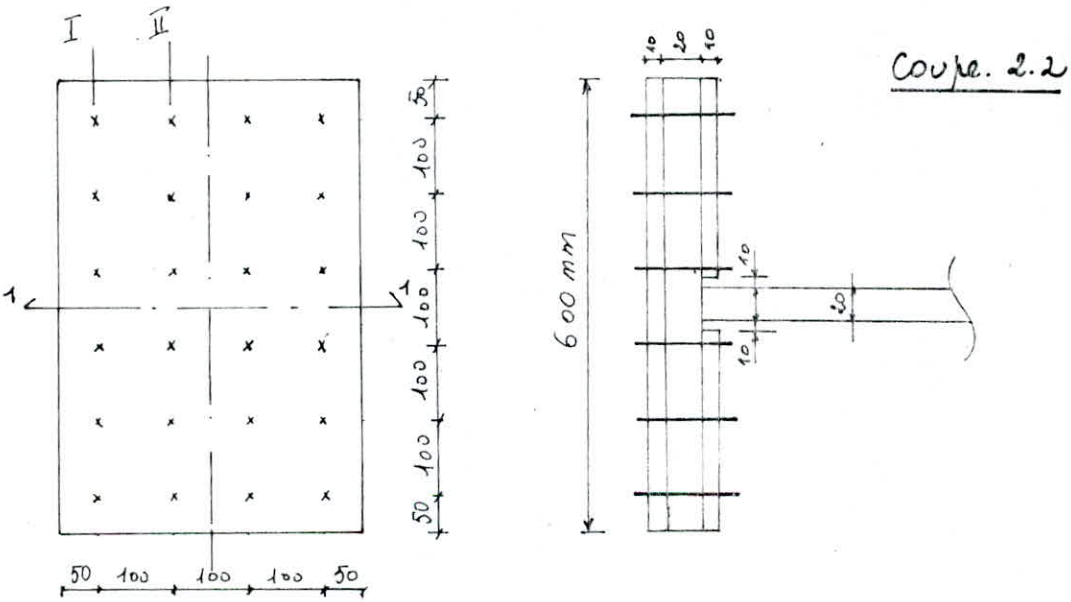
$F_S = \sigma_S \times \Omega_S = 7{,}70 \times 12000 = 92400$ kg.

n : nombre de boulons necessaire au niveau de cette Semelle pour reprendre l'effort F_S.

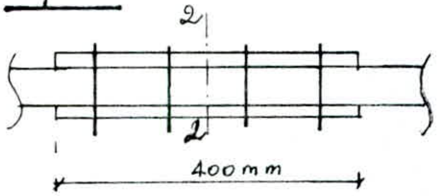
$n \geqslant \dfrac{F_S}{F_r} = \dfrac{92400}{10584} = 8{,}73$ on choisira 12 boulons.

Effort par boulon: $F_b = \dfrac{92400}{12} = 7700 \text{ kg} < F_r = 10584 \text{ kg}.$

Disposition: Pour des raisons de commodité on prend généralement la largeur du couvre joint égale à celle de la Semelle destinée à recevoir le couvre joint.



Coupe. 1.1



Vérifications des contraintes: Art 13.12 du titre V du C.P.C

les contraintes normales de compression seront calculées en section brute sous $F_A + F_B$

les contraintes normales de traction et les contraintes de cisaillement seront calculées en:

* Section brute sous $F_A + F_B$ * Section nette sous $F_A + 0{,}6\,F_B$

F_A : partie de l'effort transmise par les boulons situés avant la section considérée.

F_B : partie de l'effort transmise par les boulons situés au droit de la section considérée.

Pièces assemblées : $S_b = 600 \times 20 = 12\,000\ mm^2$.

Couvre joint supérieur : $S_b = 600 \times 10 = 6000\ mm^2$.

Couvre joint inférieur : $S_b = (600 - 40) \cdot 10 = 5600\ mm^2$.

Section I : $F_3 = 92400\ kg$

Pièce assemblée :	Couvre joint sup^r :	Couvre joint inf^r :
$F_A\ (kg) = \frac{6F_3}{12}$	$F_A = 0\ kg$.	$F_A = 0\ kg$.
$F_B\ (kg) : \frac{6F_3}{12}$	$F_B : 6F_3/12$	$F_B = 6F_3/12$
$0{,}6F_B = \frac{3{,}6F_3}{12}$	$0{,}6F_B = 3{,}6F_3/12$	$0{,}6F_B = 3{,}6F_3/12$
$F_A + F_B = F_3$	$\frac{F_A+F_B}{2} = 6F_3/24$	$\frac{F_A+F_B}{2} = 6F_3/24$
$F_A + 0{,}6F_B = 9{,}6F_3/12$	$\frac{F_A+0{,}6F_B}{2} = 3{,}6F_3/24$	$\frac{F_A+0{,}6F_B}{2} = 3{,}6F_3/24$
$S_b = 12000\ mm^2$	$S_b = 6000\ mm^2$	$S_b = 5600\ mm^2$
$S_n = S_b - n.d.e = 9480\ mm^2$	$S_n = 4740\ mm^2$	$S_n = 4340\ mm^2$
$\sigma = 7{,}81\ kg/mm^2$	$\sigma = 3{,}85\ kg/mm^2$.	$\sigma = 4{,}13\ kg/mm^2$.

Section II :

Pièce assemblée :	Couvre joint sup^r :	Couvre joint inf^r :
$F_A\ (kg) = 0$	$F_A = 4F_3/12\ (kg)$	$F_A = 4F_3/12\ (kg)$
$F_B = 6F_3/12$	$F_B = 6F_3/12$	$F_B = 6F_3/12$
$0{,}6F_B = 3{,}6F_3/12$	$0{,}6F_B = 3{,}6F_3/12$	$0{,}6F_B = 3{,}6F_3/12$
$F_A + F_B = 6F_3/12$	$\frac{F_A+F_B}{2} = 10F_3/24$	$\frac{F_A+F_B}{2} = 10F_3/24$
$F_A + 0{,}6F_B : 3{,}6F_3/12$	$\frac{F_A+0{,}6F_B}{2} = 7{,}6F_3/24$	$\frac{F_A+0{,}6F_B}{2} = 7{,}6F_3/24$
$S_b = 12000\ mm^2$	$S_b : 6000\ mm^2$	$S_b = 5600\ mm^2$
$S_n = 9480\ mm^2$	$S_n = 4740\ mm^2$	$S_n = 4340\ mm^2$
$\sigma = 3{,}85\ kg/mm^2$.	$\sigma = 6{,}42\ kg/mm^2$.	$\sigma = 6{,}88\ kg/mm^2$.

Contrainte dans le couvre joint supérieur : $\sigma = \frac{F_s}{2\,S_b} = \frac{92400}{2 \times 6000} = 7,7\ kg/mm^2 < 24\ kg/mm^2$

Contrainte dans le couvre joint inférieur : $\sigma = \frac{F_s}{2S_b} = \frac{92400}{2 \times 5600} = 8,25\ kg/mm^2 < 24\ kg/mm^2$.

<u>Conclusion</u> : la pièce assemblée, le couvre joint supérieur et inférieur sont vérifiés.

<u>Vérification de la semelle inférieure</u> : Art 13.12 titre V du C.P.C

$F_r = (0,80 \times 0,30 \times 0,90 \times 245) \times 4 = 21168\ kg$ (on a 4 plans de frottement).
par boulon.

F_i : effort au niveau de la semelle inférieure.

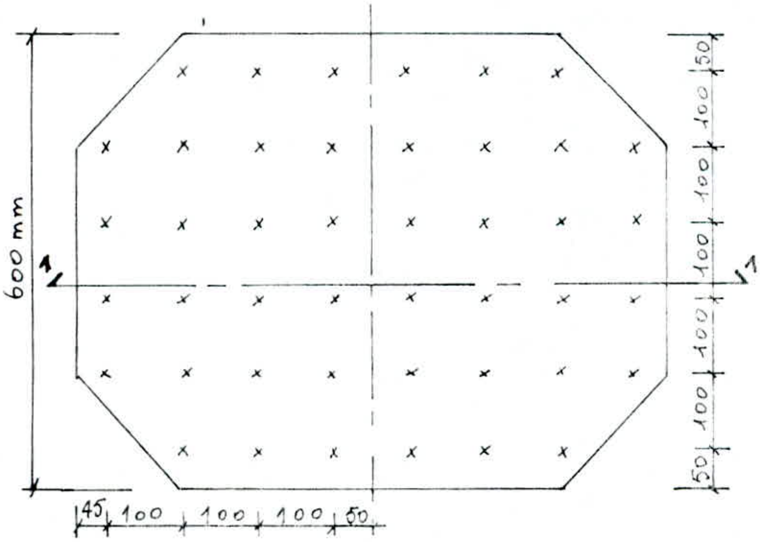
$F_i = \sigma_i\,\Omega_i = 14,09 \times 30\,000 = 422700\ kg$.

$n \geq \frac{F_i}{F_r} = \frac{422700}{21168} = 19,97$ on choisit $n = 22$ boulons.

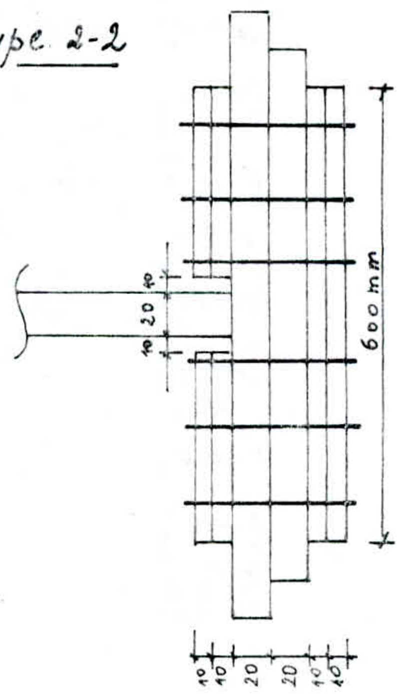
<u>Effort par boulon</u> :

$F_b = \frac{422700}{22} = 19213,64\ kg < F_r = 21168\ kg$.

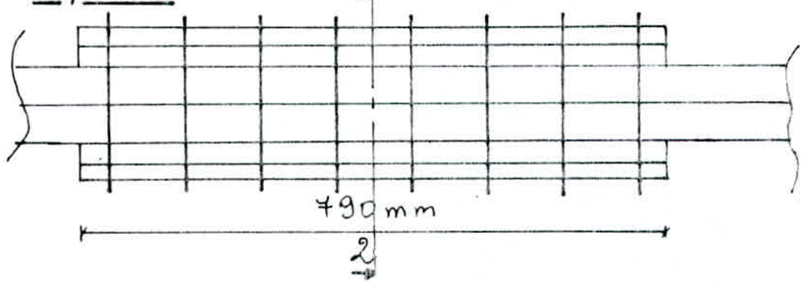
<u>Disposition</u> :



<u>Coupe 2-2</u>



<u>Coupe 1-1</u>



Verification des contraintes :

Pièces assemblées : $S_b = (700+800) \times 20 = 30\,000\ mm^2$.

Couvre joint supérieur : $S_b = (600-40) \times 20 = 11200\ mm^2$.

Couvre joint inférieur : $S_b = 600 \times 20 = 12\,000\ mm^2$.

* les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	Section / Effort	I	II	III	IV
Pièces assemblées.	F_A	18Fi/22	12Fi/22	6Fi/22	0
	F_B	4Fi/22	6Fi/22	6Fi/22	6Fi/22
	$0,6F_B$	2,4Fi/22	3,6Fi/22	3,6Fi/22	3,6Fi/22
	F_A+F_B	Fi	18Fi/22	12Fi/22	6Fi/22
	$F_A+0,6F_B$	20,4Fi/22	15,6Fi/22	9,6Fi/22	3,6Fi/22
	S_b	30 000	30 000	30 000	30 000
	S_n	26640	24960	24960	24960
	σ	14,7	12,01	7,69	2,77
Couvre joint superieur	F_A	0	4Fi/22	10Fi/22	16Fi/22
	F_B	4Fi/22	6Fi/22	6Fi/22	6Fi/22
	$\frac{F_A+F_B}{2}$	$\frac{4}{2}$Fi/22	5Fi/22	8Fi/22	11Fi/22
	$\frac{F_A+0,6F_B}{2}$	2,4Fi/44	7,6Fi/44	13,6Fi/44	19,6Fi/44
	S_b	11200	11200	11200	11200
	S_n	9520	8680	8680	8680
	σ	3,43	8,58	15,05	21,69
Couvre joint inferieur.	S_b	12000	12000	12000	12000
	S_n	10320	9480	9480	9480
	σ	3,20	8,01	13,78	19,86

$F_i = 422700\ kg$.

N.B : les efforts F_A et F_B pour le couvre joint inférieur sont les même que ceux du couvre joint supérieur

Contrainte dans le couvre joint supérieur :

$$\sigma = \frac{F_i}{2 \times S_b} = \frac{422700}{2 \times 11200} = 18,87\ kg/mm^2 < 24\ kg/mm^2.$$

Contrainte dans le couvre joint inférieur :

$$\sigma = \frac{F_i}{2 \times S_b} = \frac{422700}{2 \times 12000} = 17,61\ kg/mm^2 < 24\ kg/mm^2.$$

Vérification de l'âme :

$F_a = \tau \cdot \Omega_w = 5,45 \times 34000 = 185300$ kg.

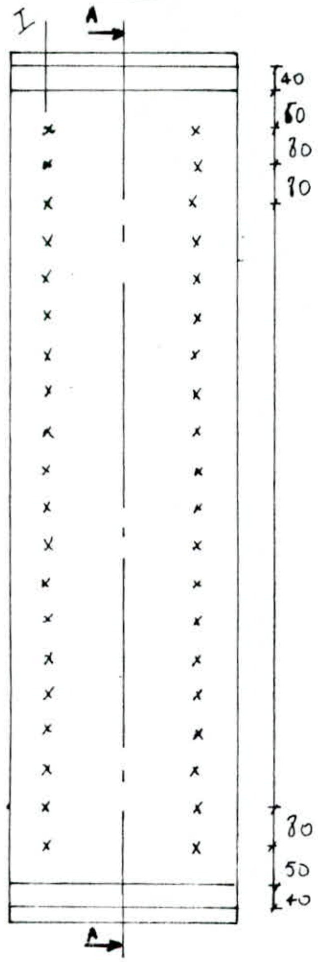
Nombre de boulons résistants :

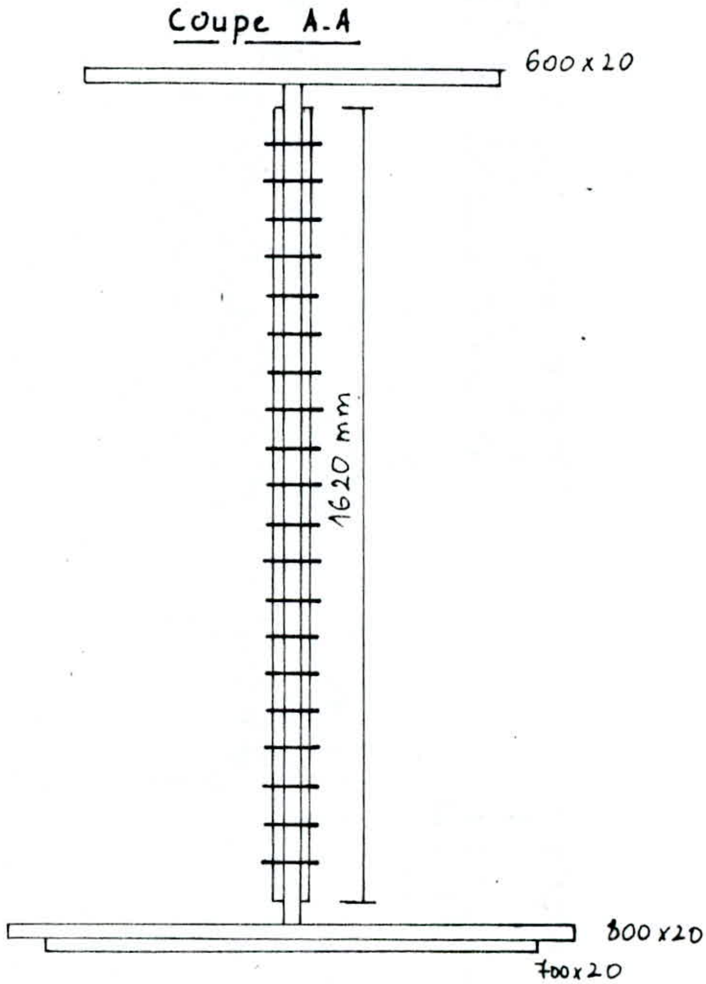
$n \geq \frac{F_a}{F_r} = \frac{185300}{10584} = 17,51$ on prend 20 boulons.

Effort par boulon :

$F_b = \frac{185300}{20} = 9265 \text{ kg} < F_r = 10584$ kg.

Disposition :





Vérifications des contraintes : Art 13.12 titre V C.P.C

$\tau = \frac{F}{S_n} \leq 0,6\, \sigma_e$

Pièce assemblée : $S_b = 1700 \times 20 = 34000\ mm^2$.

$S_{trous} = 20 \times 22 \times 20 = 8800\ mm^2$.

$S_n = S_b - S_{trous} = 34000 - 8800 = 25200\ mm^2$.

$\tau = \dfrac{185300}{25200} = 7,35\ kg/mm^2 < \bar{\tau} = 14,4\ kg/mm^2$.

<u>Couvre joint</u> : On a 2 couvre joints d'épaisseur chacun 15 mm.

$S_b = 1620 \times 15 \times 2 = 48600\ mm^2$

$S_{trous} = 20 \times 22 \times 15 \times 2 = 13200\ mm^2$.

$S_n = S_b - S_{trous} = 48600 - 13200 = 35400\ mm^2$.

$\tau = \dfrac{185300}{35400} = 5,23\ kg/mm^2 < \bar{\tau} = 14,4\ kg/mm^2$.

<u>Section I</u> : $F_a = 185300$ kg.

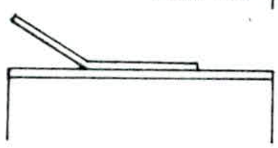
<u>Pièce assemblée</u> :	<u>Couvre joint</u>
F_A (kg) : 0	$F_A = 0$ kg
F_B (kg) : F_a	$F_B = F_a$
$0,6 F_B = 0,6 F_a$	$0,6 F_B = 0,6 F_a$
$F_A + F_B = F_a$	$\dfrac{F_A + F_B}{2} = F_a/2$
$F_A + 0,6 F_B = 0,6 F_a$	$\dfrac{F_A + 0,6 F_B}{2} = 0,6 F_a/2$
$S_b = 48600\ mm^2$	$S_b = 24300\ mm^2$
$S_n = 25200\ mm^2$	$S_n = 17700\ mm^2$
$\sigma = 4,41\ kg/mm^2$	$\sigma = 3,81\ kg/mm^2$

<u>Conclusion</u> : la pièce assemblée et le couvre joint sont vérifiés.

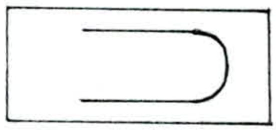
Les Connecteurs

L'adhérence du béton sur les poutres métalliques ne peut-être considérée comme un moyen de liaison car elle est non seulement trop faible mais encore peu durable (fatigue des matériaux), c'est pourquoi il est necessaire de prevoir des organes de liaison appelés connecteurs. Nous avons optés pour des connecteurs à ancrages. Ces connecteurs sont des organes souples qui permettent un certain glissement relatif des deux matériaux au contact dans le sens horizontal et qui s'opposent par adhérence au soulevement relatif acier-béton, ils travaillent à la manière des étriers en béton armé.

Vue de profil



Vue de dessus



Verification de la condition de non écrasement du béton: Art 3,062 du C.C.B.A 68

$$r \geq 0{,}10\,\phi\ \bar{\sigma}_a / \bar{\sigma}'_{b0} \left(1 + \frac{\phi}{d}\right)\gamma$$

ϕ : diamètre de la barre

$\bar{\sigma}_a$: contrainte admissible de traction de la barre

$\bar{\sigma}'_{b0}$: contrainte admissible de compression du béton.

d : distance du centre de courbure de la barre à la paroi dont l'approximité augmente le danger d'écrasement.

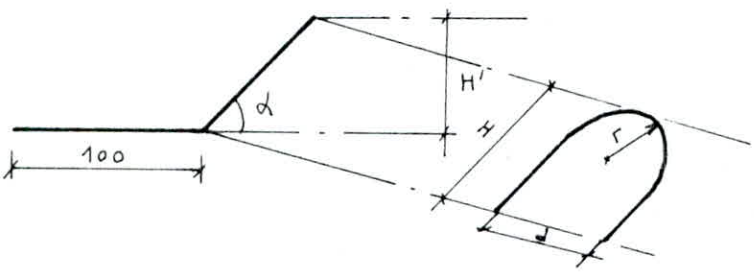
$\phi = 20$ mm ; $\bar{\sigma}_a = 24$ kg/mm² (FeE24)

$\bar{\sigma}'_{b0} = 76{,}5$ kg/cm² ; $d = 30 - (8+2) = 20$ cm

$\gamma = 1$ barre isolée.

$$r \geq 0{,}10 \times 20 \times \frac{24}{765 \cdot 10^{-2}}\left(1 + \frac{20}{200}\right) \times 1$$

$r \geq 69{,}02$ mm on prend $r = 80$ mm.



$r = 80$ mm. $\alpha = 45°$.

$d = 2r = 160$ mm. $H' = H \sin\alpha$.

$H = 280$ mm. $H' = 200$ mm.

Dimensionnement des connecteurs :

Pour le dimensionnement des connecteurs, on considère les 3 combinaisons suivantes :

1. CCP + surcharges + retrait partiel.
2. CCP + retrait total.
3. CCP + retrait total + surcharges.

N.B : On ne tient pas compte des CP dans les 3 combinaisons car le montage des poutres principales se fait sans étais, donc l'action des CP ne développe pas de contraintes de cisaillement au niveau des connecteurs, mais cette action sera absorbée par une flexion de la dalle, c'est la réponse de la dalle.

Effort admissible qui peut-être transmis au connecteur :

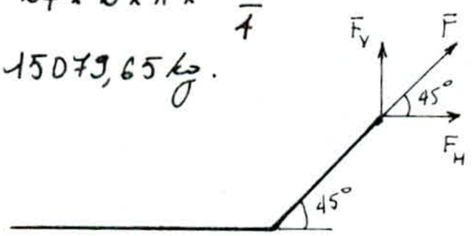
$\bar{F} = \bar{\sigma}_a . S_T$ $\quad$ S_T : section totale du connecteur

$\bar{\sigma}_a$: on fait travailler le connecteur à sa contrainte admissible, car la condition de non-écrasement est vérifiée.

$S_T = 2\pi \frac{d^2}{4}$; $\bar{\sigma}_a = 24\ kg/mm^2$.

$\bar{F} = 24 \times 2 \times \pi \times \frac{\bar{20}^2}{4}$

$\bar{F} = 15079{,}65\ kg$.



Effort de glissement total que peut reprendre un connecteur :

$F_H = \bar{F} . \cos\alpha = \bar{F} . \frac{\sqrt{2}}{2}$

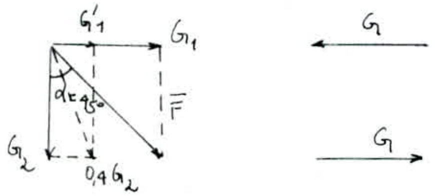
$F_V = \bar{F} . \sin\alpha = \bar{F} . \frac{\sqrt{2}}{2}$

L'effort vertical F_V peut équilibrer un effort horizontal tel que :

$F'_H = \varphi F_V$ $\quad$ φ : coefficient de frottement acier-béton.

$F'_H = 0{,}4 F_V = 0{,}2 . \sqrt{2} . \bar{F}$

Dans le cas d'une traction:



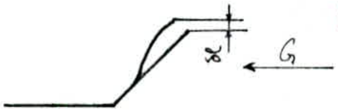
G : effort de glissement.

$\bar{F}$: effort de traction supporté par le connecteur.

$$\bar{G} = G_1 + G_1' = \bar{F}.\cos\alpha + 0,4\,G_2 = \bar{F} \times \sqrt{2} \times 0,7 = 15079,65 \times \sqrt{2} \times 0,7$$

$\bar{G} = 14928,1$ kg.

Dans le cas d'une compression :



le connecteur tend à fléchir.

Pour eviter un soulevement de la dalle qui sera égale à δl à cause de l'adherence béton- connecteur supposée parfaite.

On limite le taux de travail du connecteur à $\bar{G}_1 = 0,5\,\bar{G}$.

Calcul des efforts unitaires maximals de glissement :

1. Retrait : le retrait est supposé repris aux deux extrémités de la poutre sur une longueur $\frac{l}{5}$ de la portée de la travée considérée.

$l_r = \frac{l}{5} = \frac{27}{5} = 5,40\,m$ on prend $l_r = 9\,m$ pour des raisons d'étude.

soit G_R l'effort de glissement dû aux contraintes de retrait total.

$$G_R = -\frac{F_R}{l_r} = -\frac{\sigma_{br} \times S}{l_r} = -\frac{\varepsilon_r . E_a \times S}{n . l_r} = 4.10^{-4} . \frac{21.10^5}{15} \times \frac{8325}{9}$$

$G_R = -51800$ kg/ml. retrait total

Soit G_{Rp} l'effort de glissement dû aux contraintes de retrait partiel.

$$G_{Rp} = -\frac{F_{Rp}}{l_r} = -\frac{\sigma_{brp} \times S}{l_r} = -\frac{\varepsilon_{rp} . E_a \times S}{n . l_r} = -1,5.10^{-4} . \frac{21.10^5}{15} \times \frac{8325}{9}$$

$G_{Rp} = -19425$ kg/ml. retrait partiel

2. C.C.P et Surcharges : On divise notre poutre en trois (03) zones :

zone 1 section 0 - section 3

zone 2 section 3 - section 6

zone 3 section 6 - section 9

Soit F, l'effort de glissement dû soit à C.C.P soit aux surcharges.

$F = T.\dfrac{m}{I}$ $m = \dfrac{B.b}{n}$

B : section du béton

b : bras de levier entre la S^{on} du béton et la s^{on} mixte $= f(n)$

I : inertie de la s^{on} mixte.

T : effort tranchant dans la S^{on} considerée.

Remarque importante :

Lorsque nous aurons l'eventualité d'un renversement d'efforts, (cas des surcharges) il faudra verifier ce connecteur en fonctionnement inversé, en particulier pour qu'il n'occasionne pas de soulèvement de la dalle.

Determination du nombre de Connecteurs :

n : nombre de connecteurs par ml ; $n = \dfrac{F}{\bar{G}_1}$

e : espacement des Connecteurs, il doit être inférieur à trois (03) fois la largeur de la dalle.

$e = \dfrac{100}{n} < 3 \times 25 = 75\,cm.$

N : nombre de connecteurs par zone ; $N = n\,d$ d : étendue de la zone = 9m.

Rmq : Dans les zones 1 et 2, on a comparé $F = -19211{,}89$ kg/ml et $F = 15098{,}67$ kg/ml au glissement admissible $\bar{G}_1 = 0{,}5 \times \bar{G} = 7464{,}05$ kg/ml et comme ils sont supérieurs à $\bar{G}_1$, les Connecteurs calculés pour $F = 8298{,}67$ kg/ml et $F = -79783{,}83$ kg/ml ne peuvent reprendre ces efforts, d'où la nécessité de calculer des Connecteurs placés dans un sens Contraire.

tableau des Efforts de Glissement

n	Designation		1	2	3
18	C.C.P	T_{ccp} (kg)	52020	-40430	-86650
	Denivellation retour	$T_{D.retour}$ (kg)	36210	36210	36210
	Moment statique	$m = \frac{B \times b}{n}$ (cm^3)	27358,07	27358,07	25628,53
	Moment d'inertie	I (cm^4)	$7{,}07.10^6$	$7{,}07.10^6$	$7{,}73.10^6$
	F_{ccp}	$F = T.\frac{m}{I}$ (kg/ml)	20130	-15645	-28729
	$F_{D.retour}$	$F = T.\frac{m}{I}$ (kg/ml)	14012	14012	12005
6	Surcharges	T_S (kg) (-)	-36520	-85040	-143330
		T_S (kg) (+)	121030	58190	15500
	Moment statique	$m = \frac{B \times b}{n}$ (cm^3)	51976,65	51976,65	50502,07
	Moment d'inertie	I (cm^4)	$10{,}17.10^6$	$10{,}17.10^6$	$10{,}60.10^6$
	$F_{Surcharges}$	$F = \frac{T.m}{I}$ (kg/ml) (-)	-18665	-43462	-68287
		(+)	61856	29740	7385

tableau des Combinaisons

Zone	C.C.P	D. retour	Retrait partiel	Retrait total	Surcharges
1	20130	14012	-13008,33	-34688,89	61856
					-18665
2	-15645	14012	-13008,33	-34688,89	29740
					-43462
3	-28729	12005	0	0	7385
					-68287

Zone	1ère Combinaison	2ième Combinaison	3ième Combinaison	Cas défavorable	
				Positif	négatif
1	82989,67	-546,89	61309,11	82989,67	-19211,89
	2468,67		-19211,89		
2	15098,67	-36321,89	-6581,89	15098,67	-79783,89
	-58103,33		-79783,89		
3	-9339,00	-16724	-9339,00		-85011,00
	-85011,00		-85011,00		

Les connecteurs

Zone	F	$\bar{G}$	n/ml	e (cm)	N	schéma
1	82989,67	14928,10	6	16,67	54	
	-19211,89	14928,10	2	50	18	
2	15098,67	14928,10	2	50	18	
	-79783,89	14928,10	6	16,67	54	
3	-85011,00	14928,10	6	16,67	54	

L = 27m, on a 198 connecteurs
L = 54m, on a 396 connecteurs

Calcul des entretoises

Rôle :

L'entretoisement joue deux rôles essentiels :

- En liaisonnant les poutres principales entre elles, les entretoises assurent la bonne tenue de la section droite et permettent une répartition des charges entre les poutres principales.
- En supportant les éléments de la couverture (dalle en béton armé), l'entretoisement reprend les charges locales et les transmet aux poutres.

Dans un même ouvrage, il convient de différencier l'entretoisement courant de l'entretoisement sur appui, ce dernier doit en plus de la fonction courante, être spécialement dimensionné pour transmettre les efforts de vent transversal aux appuis et reprendre les efforts de vérinage de l'ouvrage lors des phases de dénivellations d'appuis.

I. Entretoises d'about (d'appui) :

C'est une poutre reposant sur deux appuis (vérins), son schéma de calcul est le suivant :

A. Entretoises sur pile 1 :

1. Calcul des réactions R_1 et R_2 :

a. charge permanente : (cp)

$$R_1\,cp = (35{,}71 + 117{,}10) \times 1{,}32 \times 0{,}71 = 143{,}21\,t.$$

$$R_2\,cp = R_1 cp \times \frac{0{,}29}{0{,}71} = 58{,}50\,t.$$

b. Complément des charges permanentes : (c.c.p)

$$R_1\,ccp = 170{,}89\,t.$$

$$R_2\,ccp = 73{,}24\,t.$$

c. Retrait + différence de t° (ΔT) :

$$R_{1_{R+\Delta T}} = R_{2_{R+\Delta T}} = 49{,}10\,t.$$

d. Denivellation d'appuis: $R_{1DA} = R_{2DA} = 37,36\,t.$

$$R_{1DR} = R_{2DR} = 72,42\,t.$$

D'où :

$$R_1 = R_{1cp} + R_{1ccp} + R_{1R+DT} + R_{1DA} - R_{1DR} = 328,14\,t.$$

$$R_2 = R_{2cp} + R_{2ccp} + R_{2R+DT} + R_{2DA} - R_{2DR} = 145,78\,t.$$

2. Calcul de R_A et R_B : (reactions des verins)

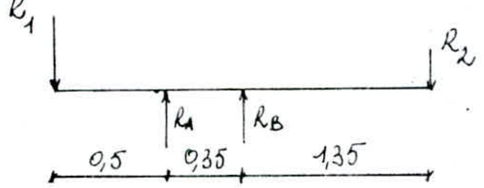
On disposera les verins de telle façon que $R_A = R_B$.

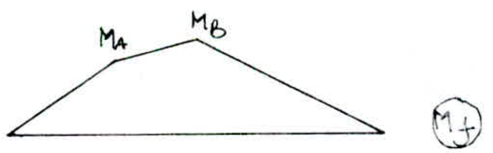
$$R_A = R_B = \frac{R_1 + R_2}{2} = \frac{328,14 + 145,78}{2} = 236,96\,t.$$

$$\Sigma M/_B = 0 \Rightarrow R_A x - R_1(0,5 + x) + R_2(2,20 - 0,5 - x) = 0$$

$$\text{d'où} \quad x = \frac{0,5 R_1 - 1,7 R_2}{R_A - R_1 - R_2} = \frac{0,5 \times 328,14 - 1,7 \times 145,78}{236,96 - 328,14 - 145,78} = 0,35\,m$$

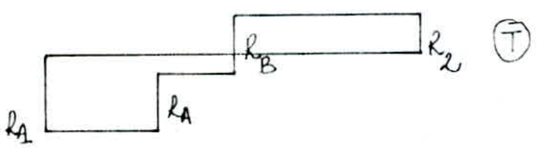
3. Calcul des efforts M et T :





$M_A = -328,14 \times 0,5 = -164,07\,t.m$

$M_B = -145,78 \times 1,35 = -196,80\,t.m$



4. choix du profilé :

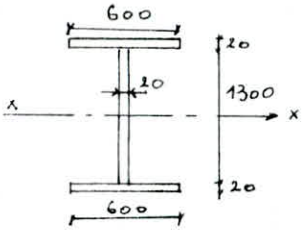
On choisit un P.R.S à âme pleine doublement symétrique de hauteur d'âme h

$h = 1300$ mm.

$M_{max} = -196,80\,t.m$ $\qquad M = F.h$, $F = \Omega . \sigma_a$ avec Ω : section de la semelle.

$$\text{d'où} \quad \Omega \geqslant \frac{F}{\sigma_e} = \frac{M}{h.\sigma_e} = \frac{196,80 . 10^6}{1300 \times 24} = 6307,69\,mm^2$$

Soit $\Omega = 600 \times 20 = 12000\ mm^2 >> 6307,69\ mm^2$.



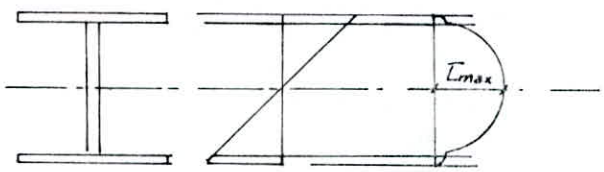
$$I_x = \frac{2 \times 130^3}{12} + 2\left[\frac{60 \times 2^3}{12} + 2 \times 60 \times 66^2\right] = 1411686,7\ cm^4$$

$$W = W_s = W_i = \frac{I}{V} = \frac{I}{V_i} = \frac{I}{V_s} = \frac{1411686,7}{67} = 21069,95\ cm^3$$

d'où $\sigma_f = \frac{M}{W} = \frac{196,80.10^5}{21069,95} = 934,03\ kg/cm^2 < \sigma_e = 2400\ kg/cm^2$.

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{h.e} = \frac{328,14.10^3}{130 \times 2} = 1262,08\ kg/cm^2 < 0,6\,\sigma_e = 1440\ kg/cm^2.$$

Diagramme des contraintes



au niveau de la fibre neutre $\sigma_f = 0$

$$\left(\sigma_f^2 + 3\tau^2\right)^{1/2} = \left(0 + 3 \times 1262,08^2\right)^{1/2} = 2185,99\ kg/cm^2 < \sigma_e = 2400$$

5. Vérification au voilement :

Panneau 1.

$\tau_{(milieu)} = 1262,08\ kg/cm^2$; $\sigma_{(milieu)} = 389,37\ kg/cm^2$

$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{0,5}{1,3} = 0,38$; $\psi = \frac{\sigma_i}{\sigma_s} = -1$; $S_\sigma = 1$.

$$\sigma_c = \frac{\pi.E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{e}{b}\right)^2 = \frac{\pi.2,1.10^6}{12(1-0,3^2)}\left(\frac{2}{130}\right)^2$$

$\sigma_c = 142,99\ kg/cm^2$; $k_\sigma = 23,9$

$\sigma^* = k_\sigma.\sigma_c = 23,9 \times 142,99 = 3417,46\ kg/cm^2$.

$$\tau^* = k_\tau.\sigma_c = \left(4 + \frac{5,34}{(0,38)^2}\right) \times 142,99 = 5859,82\ kg/cm^2$$

$$\left(S_\sigma \frac{\sigma}{\sigma^*}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 = 0,06 < 1,8$$

Pas de risque de voilement.

Panneau 2

$\tau\ (milieu) = 560,69\ kg/cm^2$.

$\sigma\ (milieu) = 467,02\ kg/cm^2$.

$\sigma_c = 142,99\ kg/cm^2$; $k_\sigma = 23,9$

$\alpha = 1,04$; $\psi = -1$; $S_\sigma = 1$

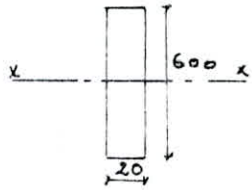
$\sigma^* = 3417,46\ kg/cm^2$.

$$\tau^* = \left(5,34 + \frac{4}{(1,04)^2}\right) \times 142,99 = 1292,38\ kg/cm^2$$

$$\left(S_\sigma \frac{\sigma}{\sigma^*}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 = 0,21 < 1,8$$

Pas de risque de voilement.

6. Verification au déversement de la semelle :



$l = 350$ mm

$\sigma_m = 934{,}03\ kg/cm^2$

$I = \dfrac{60^3 \times 2}{12} = 36000\ cm^4$

$i = (I/S)^{1/2} = \dfrac{36000}{2 \times 60} = 17{,}32$ cm

$\lambda = \dfrac{l_f}{i} = \dfrac{35}{17{,}32} = 2{,}02 < 20$ donc on a une pièce courte : on vérifie $\sigma_m < \sigma_c$

$\sigma_m = 934{,}03\ kg/cm^2 < 2400\ kg/cm^2$.

7. Raidissage :

D'après le fasicule 61 titre V article 18, nous prevoyons des raidisseurs au niveau des verins.

γ = inertie relative $= \dfrac{EJ}{b.D}$ où $J = 0{,}092\, b t^3 \gamma$

δ = section relative $= \dfrac{\Omega}{b.t}$, $D = \dfrac{E t^3}{12(1-\nu^2)}$

avec

J : inertie du raidisseur

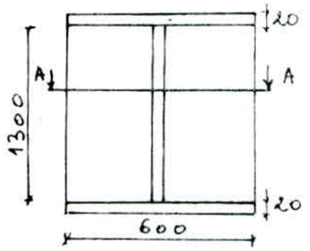
D : inertie de la plaque

Ω : section du raidisseur

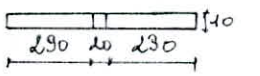
ν : coefficient de poisson (acier : $\nu = 0{,}3$)

t : epaisseur de la plaque

b : hauteur de la plaque.



Coupe A-A



$\delta = \dfrac{29 \times 1}{130 \times 2} = 0{,}12$; $J = \dfrac{1 \times 29^3}{12} \times 2 = 4064{,}833\ cm^4$

$\gamma = \dfrac{4064{,}833}{0{,}092 \times 130 \times 2^3} = 42{,}48$

D'après le fasicule 61 titre V

$\delta_{min} = 0{,}66.10^{-3} \dfrac{b}{t} = 0{,}66.10^{-3} \dfrac{130}{2} = 0{,}043$

on a bien $\delta = 0{,}12 > \delta_{min} = 0{,}043$

$\gamma_{min} = 0{,}33 \left(\dfrac{b}{50 t}\right)^3 = 0{,}33 \left(\dfrac{130}{50 \times 2}\right)^3 = 0{,}73$

on a bien $\gamma = 42{,}48 > \gamma_{min} = 0{,}73$.

La solution choisie pour les raidisseurs verifié bien les conditions limites imposées.

Assemblage de l'âme de l'entretoise (d'après OM66 3.4)

La section à assembler est soumise à un effort tranchant T tel que :

$T = 328{,}14\,t.$

Soit F_R, l'effort par boulon $F_R = (0{,}8 + 6a \cdot \Omega) \times 2 = 10584\,kg$ (calculé au ch. Joints boulonnés).

Soit F_a, l'effort dans l'âme $F_a = \tau \cdot \Omega a$, $\tau = \frac{T}{h \cdot e} = \frac{328{,}14 \cdot 10^3}{130 \cdot 2} = 1262{,}08\,kg/cm^2$

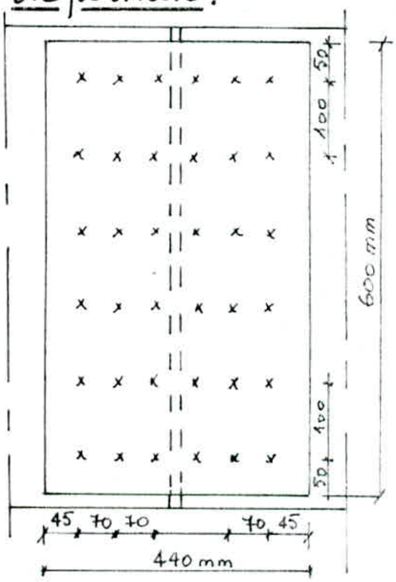
le nombre de boulons est :

$$n \geq \frac{\tau \cdot \Omega a}{F_R} = \frac{F_a}{F_R} = \frac{328{,}14 \cdot 10^3}{10584} = 31{,}00$$

on prendra $n = 36$

l'effort par boulon est : $f_r = \frac{328{,}14 \cdot 10^3}{36} = 9115\,kg < 10584\,kg.$

Disposition :



Pièces assemblées :

$S_b = 1300 \times 20 = 26000\,mm^2$ section brute.

$S_T = n \cdot d \cdot e = 6 \times 21 \times 20 = 2520\,mm^2$

$S_n = S_b - S_T = 23480\,mm^2$

$$\tau = \frac{T}{S_n} = \frac{328{,}14 \cdot 10^3}{23480} = 13{,}98\,kg/mm^2 < 0{,}6\,\sigma_e = 14{,}4\,kg/mm^2$$

Couvre Joint :

$S_b = (1300 - 2 \times 25) \times 15 \times 2 = 37500\,mm^2$

$S_T = 6 \times 21 \times 15 \times 2 = 3780\,mm^2$

$S_n = S_b - S_T = 33720\,mm^2$

$$\tau = \frac{T}{S_n} = \frac{328{,}14 \cdot 10^3}{33720} = 9{,}73\,kg/mm^2 < 0{,}6\,\sigma_e = 14{,}4\,kg/mm^2.$$

B. Entretoises sur culée 2 et pile 0 :

1. Calcul des réactions R_1 et R_2 :

$R_1\,cp = 42{,}95\,t$; $R_1\,ccp = 51{,}27\,t$; $R_{1\,R+\Delta T} = R_{2\,R+\Delta T} = 24{,}55\,t$

$R_2\,cp = 17{,}54\,t$; $R_2\,ccp = 21{,}97\,t$; $R_{1\,DA} = R_{2\,DA} = 18{,}68\,t$

$R_{1\,DR} = R_{2\,DR} = 36{,}21\,t.$

$R_1 = 101,24\,t$; $R_2 = 46,53\,t$.

On garde la même position des verins pour eviter l'apparition des moments de torsion parasites.

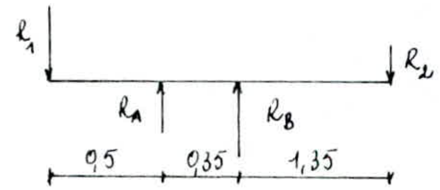
2. Calcul de R_A et R_B :

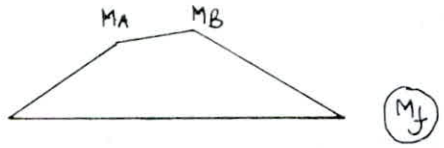
$R_A + R_B = 101,24 + 46,53 = 147,77\,t$.

$$\Sigma M/_B = 0 \Rightarrow R_A = \frac{-46,53 \times 1,35 + 101,24 \times 0,85}{0,35} = 66,40\,t$$

$R_A = 66,40\,t$; $R_B = 81,37\,t$

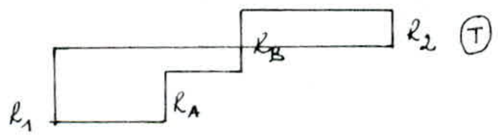
3. Calcul des efforts M et T :





$M_A = -101,24 \times 0,50 = -50,62\,t.m$

$M_B = -46,53 \times 1,35 = -62,82\,t.m$

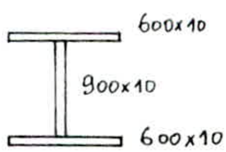


4. choix du profilé :

On choisit un P.R.S à âme pleine doublement symétrique de hauteur d'âme $h = 900$ mm

$M_{max} = -62,82\,t.m$ d'où $\Omega \geq \frac{M}{h.\sigma_e} = \frac{62,82.10^6}{900 \times 24} = 2908,33\,mm^2$.

$\Omega = 600 \times 10 = 6000\,mm^2 > 2908,33\,mm^2$



$$I_x = \frac{1 \times 90^3}{12} + 2\left[\frac{60^3 \times 1}{12} + 60 \times 1 \times 45,5^2\right] = 309190\,cm^4$$

$$W = W_i = W_s = \frac{I}{V_i} = \frac{I}{V_s} = \frac{I}{V} = \frac{309190}{46} = 6721,52\,cm^3$$

$$\sigma_f = \frac{M}{W} = \frac{62,82.10^5}{6721,52} = 934,61\,kg/cm^2 < 2400\,kg/cm^2$$

$$\tau_{max} = \frac{T}{h.e} = \frac{101,24.10^3}{90 \times 1} = 1124,89 \text{ kg/cm}^2 < 0,6\,\sigma_e = 1440 \text{ kg/cm}^2.$$

au niveau de la fibre neutre : $\left(\bar{\sigma}_f^2 + 3\,\bar{\tau}^2\right)^{1/2} = \left(0 + 3 \times \overline{1124,89}^2\right)^{1/2} = 1948,37 \text{ kg/cm}^2$

$1948,37 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2.$

5. Verification au voilement :

Panneau 1

σ (milieu) = $376,55 \text{ kg/cm}^2$

τ (milieu) = $1124,89 \text{ kg/cm}^2$.

$\alpha = \frac{0,5}{0,90} = 0,56$; $\psi = -1$; $S_\sigma = 1$

$$\sigma_c = \frac{\pi.\ 2,1.10^5}{12(1-0,3^2)} \left(\frac{10}{900}\right) = 74,59 \text{ kg/cm}^2.$$

$\sigma^* = k_\sigma.\ \sigma_c = 23,9 \times 74,59 = 1782,70 \text{ kg/cm}^2$.

$$\tau^* = \left(4 + \frac{5,34}{0,56^2}\right) \times 74,59 = 1568,48 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\left(S_\sigma \cdot \frac{\sigma}{\sigma^*}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 = 0,56 < 1,8$$

Pas de risque de voilement du panneau 1.

Panneau 2

σ (milieu) = $467,31 \text{ kg/cm}^2$

τ (milieu) = $517,00 \text{ kg/cm}^2$.

$\alpha = \frac{1,35}{0,90} = 1,5$; $\psi = -1$; $S_\sigma = 1$.

$\sigma_c = 74,59 \text{ kg/cm}^2$.

$\sigma^* = k_\sigma.\ \sigma_c = 23,9 \times 74,59 = 1782,70 \text{ kg/cm}^2$.

$$\tau^* = \left(5,34 + \frac{4}{1,5^2}\right) \times 74,59 = 530,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left(S_\sigma \cdot \frac{\sigma}{\sigma^*}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 = 1,02 < 1,8$$

Pas de risque de voilement de notre panneau.

6. Verification de la semelle au flambement :

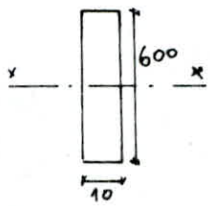
$l = 350$ mm

$\sigma_m = 934,61 \text{ kg/cm}^2$

$$I_x = \frac{1 \times 60^3}{12} = 18000 \text{ cm}^4$$

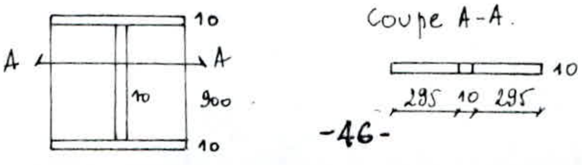
$i = \left(\frac{I}{S}\right)^{1/2} = 17,32$ cm

$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{35}{17,32} = 2,02 < 20$ on a une pièce courte



On vérifie $\sigma_m < \sigma_e \Rightarrow 934,61 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$. pas de risque de flambement.

7. Raidissage :



$$\delta = \frac{\Omega}{b.t} = \frac{29{,}5 \times 1}{90 \times 1} = 0{,}328 \quad ; \quad J = \frac{1 \times \overline{29{,}5}^3}{12} \times 2 = 4278{,}73 \text{ cm}^4$$

$$\gamma = \frac{4278{,}73}{0{,}092 \times 90 \times 1} = 516{,}75$$

$$\delta_{min} = 0{,}66.10^{-3}\,\frac{b}{t} = 0{,}66.10^{-3}\,\frac{90}{1} = 0{,}06 < \delta = 0{,}328$$

$$\gamma_{min} = 0{,}33\left(\frac{b}{50t}\right)^3 = 0{,}33\left(\frac{90}{50 \times 1}\right)^3 = 1{,}92 < \gamma = 516{,}75.$$

La section choisie pour les raidisseurs vérifie bien les limites imposées.

II. Entretoises intermédiaires :

Les entretoises intermédiaires ne portent pas la dalle de couverture, elles sont en treillis et sont considérées comme infiniment rigides. transversalement, l'entretoise sera considérée comme une poutre sur deux appuis (la dalle ne repose pas dessus). La portion de la poutre comprise entre deux entretoises successives est considérée comme une poutre sur appuis simples. La dalle est supposée articulée au droit de chaque entretoise, les charges qui lui sont appliquées sont transmises intégralement aux entretoises. Les efforts dans divers points de l'entretoise sont déterminés suivant la méthode de Mr Courbon.

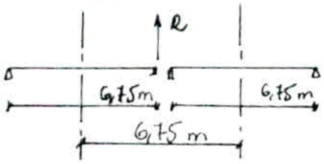
Rq: Les entretoises non chargées ne reçoivent aucune répartition de charge dans leurs noeuds.

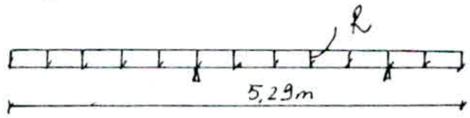
Calcul des Sollicitations

$G = g_{cp} + g_{ccp} = 4526{,}8 + 5481{,}00 = 10007{,}8$ kg/ml.

la largeur du pont est : $l = 5{,}29$ m

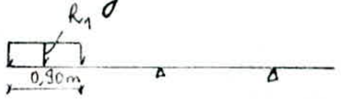
l'entre-axe des entretoises est : $l' = 6{,}75$ m





$$R = \frac{G.l'}{l} = \frac{10007{,}8 \times 6{,}75}{5{,}29} = 12769{,}88 \text{ kg/ml}.$$

Surcharge de trottoir : $q = 400\ kg/m^2$, $l = 0{,}90\,m$.

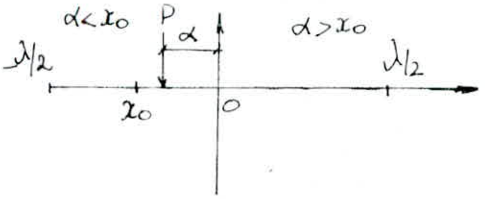


$R_1 = q \times l' = 400 \times 6{,}75 = 2700\ kg/ml.$

Calcul des efforts M et T dans l'entretoise.

L'entretoise étant désolidarisée du hourdis, elle n'est chargée qu'au droit des noeuds.

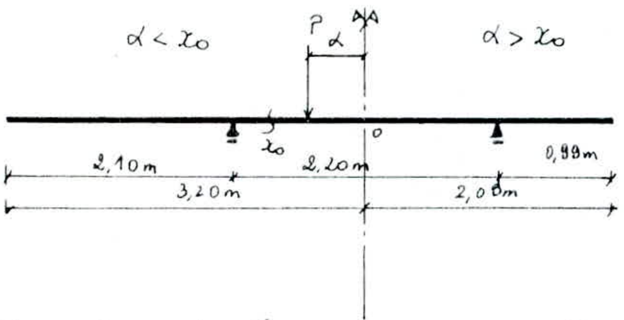
a/ Effort tranchant :



$$T(x_0,\alpha) = \Sigma_j \frac{1}{n}\left(1 + 6\,\frac{-n+2i-1}{n^2-1}\,\frac{\alpha}{\lambda}\right) \qquad \alpha > x_0$$

$$T(x_0,\alpha) = -\Sigma_j \frac{1}{n}\left(1 + 6\,\frac{-n+2i-1}{n^2-1}\,\frac{\alpha}{\lambda}\right) \qquad \alpha < x_0$$

$n = 2$; $i = 1$; $\lambda = 2{,}20\,m$



$T(x_0,\alpha) = -\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{2{,}2}$ $\quad \alpha < x_0 \quad$ Pour $\alpha = -3{,}20\,m$, $T(x_0,\alpha) = 0{,}95\,t$.

$T(x_0,\alpha) = \frac{1}{2} - \frac{\alpha}{2{,}2}$ $\quad \alpha > x_0 \quad$ Pour $\alpha = 2{,}09\,m$, $T(x_0,\alpha) = -0{,}45\,t$.

Pour P = 1t.

b/ Moment flechissant:

Section 1 : $x_0 = 0$

$$M(x_0=0, \alpha) = -\frac{1}{2}\left[l + \frac{4}{l^2} \times \frac{l}{2} \times \alpha \right]\left(-\frac{l}{2}\right) \qquad \alpha < x_0$$

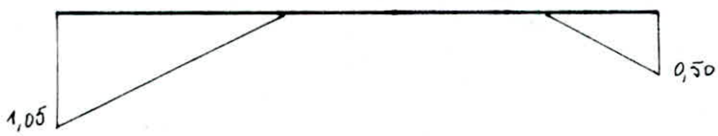
Pour $\alpha = -\frac{l}{2}$, $M\left(0, -\frac{l}{2}\right) = 0$

Pour $\alpha = -3{,}20m$, $M(0; -3{,}20) = -1{,}05$ t.m

$$M(x_0=0, \alpha) = \frac{1}{2}\left[1 + \frac{4}{l^2} x - \frac{l}{2} \times \alpha \right]\left(\frac{l}{2}\right) \qquad \alpha > x_0$$

Pour $\alpha = \frac{l}{2}$, $M\left(0, \frac{l}{2}\right) = 0$

Pour $\alpha = 2{,}09$, $M(0, 2{,}09) = -0{,}50$ t.m



Section 2 : $x_0 = \frac{l}{4}$

$$M\left(x_0 = \frac{l}{4} ; \alpha\right) = -\frac{1}{2}\left[l + \frac{4}{l^2} \times \frac{l}{2} \times \alpha \right]\left(\frac{l}{4} - \frac{l}{2}\right) \qquad \alpha < x_0$$

Pour $\alpha = -\frac{l}{2}$, $M = (l/4, -l/2) = 0$

Pour $\alpha = -3{,}20m$, $M(l/4, -3{,}20) = -0{,}525$ t.m

$$M\left(x_0 = \frac{l}{4}, \alpha\right) = \frac{1}{2}\left[l + \frac{4}{l^2} x - \frac{l}{2} \times \alpha \right]\left(\frac{l}{4} + \frac{l}{2}\right) \qquad \alpha > x_0$$

Pour $\alpha = \frac{l}{2}$, $M\left(\frac{l}{4}, \frac{l}{2}\right) = 0$

Pour $\alpha = 2{,}09m$, $M(l/4, +2{,}09m) = -0{,}743$ t.m

<u>Section 3 :</u> $x_0 = -\frac{\lambda}{4}$

$$M\left(x_0 = -\frac{\lambda}{4}, \alpha\right) = -\frac{1}{2}\left[\lambda + \frac{4}{\lambda^2} \times \frac{\lambda}{2} \times \alpha\right]\left(-\frac{\lambda}{4} - \frac{\lambda}{2}\right) \qquad \alpha < x_0$$

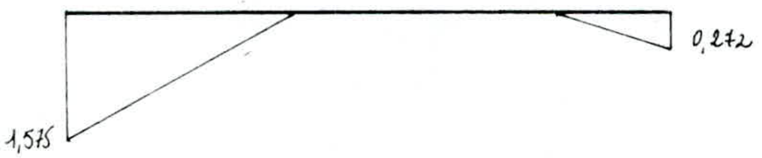
Pour $\alpha = -\lambda/2$, $M(-\lambda/4, \lambda/2) = 0$

Pour $\alpha = -3{,}20\,m$, $M(-\lambda/4, -3{,}20) = -1{,}575$ t.m

$$M\left(x_0 = -\frac{\lambda}{4}, \alpha\right) = \frac{1}{2}\left[\lambda + \frac{4}{\lambda^2} \times -\frac{\lambda}{2} \times \alpha\right]\left(-\frac{\lambda}{4} + \frac{\lambda}{2}\right) \qquad \alpha > x_0$$

Pour $\alpha = \frac{\lambda}{2}$, $M(-\lambda/4, \lambda/2) = 0$

Pour $\alpha = +2{,}09\,m$, $M(-\lambda/4, 2{,}09) = -0{,}272$ t.m.



<u>Remarque :</u> Seul les charges ou surcharges placées sur les deux porte à faux engendrent des efforts sur les entretoises.

<u>Tableau récapitulatif des efforts tranchants et moments flechissants</u>

Effort	charge	q = 1t/ml	q = charge réel (t/ml)	α	Effort réel
Effort tranchant	charges permanents	0,775	12,770	1,32	13,06 t
	Surcharges trottoir	0,672	2,700	1,50	2,72 t
Moment flechissant max	Charge permanents	+ 2,223	12,770	1,32	+ 37,47 t.m
	Surcharge trottoir	+ 1,485	2,700	1,50	+ 6,01 t.m

<u>Equations des moments fléchissants :</u>

* C.P : $y = -0{,}7904x + 1{,}3537$ * trottoir : $y = -0{,}6750x + 0{,}7425$

Dimensionnement:

Pratiquement on prend 10 à 20% du moment sur la poutre principale la plus sollicitée par les surcharges du Convoi (U.I.C). Soit :

$0,10\ M_{max} = 0,10 \times 702,90 = 70,29\ t.m$; $0,10\ T_{max} = 0,10 \times 143,33 = 14,33\ t.$

d'où le moment maximum avec lequel on dimensionnera notre entretoise:

$M_{max} = 37,47 + 6,01 + 70,29 = 113,77\ t.m$

$T_{max} = 13,06 + 2,72 + 14,33 = 30,11\ t.m$

a- Membrure Superieure:

$M_{max} = 113,77\ t.m$

z = bras de levier (entre axe des membrure superieure et inferieure).

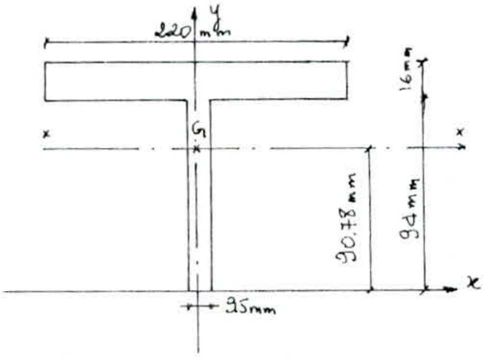
$z = 1,50\ m.$

$F = \frac{M}{z} = \frac{113,77}{1,5} = 75,85\ t$

N.B : La membrure superieure est Comprimée tandis que la membrure inferieure est tendue par conséquent la verification au flambement ne sera faite que pour la membrure Comprimée.

_choix du profilé:

On choisit un demi HEB220 dont les caractéristiques géométriques sont:



$A = 45,50\ cm^2$; $y_G = 90,87\ mm.$

$I_{x_G} = 2887332,86\ mm^4$; $I_{y_G} = 14204049,44\ mm^4$

$i_x = 25,19\ mm$; $i_y = 55,87\ mm$

Elancement λ:

$\lambda = \frac{l}{i}$ on suppose que la membrure superieure est articulée à ses deux extrémités. $l_f = 2,20\ m$

Dans notre cas on a deux diagonales qui sont attachées au milieu de notre membrure supérieure d'où : $l_f = 1.10$ m.

$\lambda_x = \frac{1{,}1.10^3}{25{,}19} = 43{,}67$; $\lambda_y = \frac{1{,}1.10^3}{55{,}87} = 19{,}69$

$\lambda_x > \lambda_y \Rightarrow$ seul le flambement dans le plan de la membrure sera vérifié.

<u>Vérification au flambement de la membrure supérieure :</u>

<u>Contrainte critique d'Euler :</u> $\sigma_c = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2{,}1.10^6}{43{,}67^2} = 10868{,}08$ kg/cm².

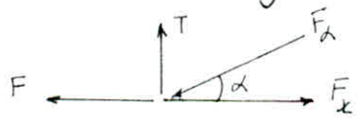
<u>Contrainte moyenne admissible de compression :</u> $\bar{\sigma}_m = \sigma_e \left(1 - 0{,}375 \frac{\sigma_e}{\sigma_c}\right)$

$\bar{\sigma}_m = 2400 \left(1 - 0{,}375 \frac{2400}{10868{,}08}\right) = 2201{,}25$ kg/cm².

<u>Contrainte de service :</u> $\sigma = \frac{F}{A} = \frac{75{,}85.10^3}{45{,}5} = 1666{,}96$ kg/cm² $< \bar{\sigma}_m = 2201{,}25$ kg/cm².

b. <u>Membrure inférieure :</u>

La membrure inférieure est tendue et soumise à une force F_x.



F_α : effort ramené par la diagonale.

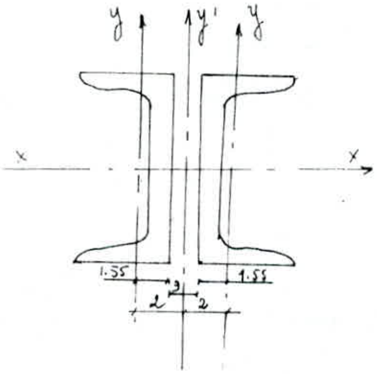
$\alpha = \text{arctg} \frac{1{,}5}{1{,}1} = 53{,}75°$

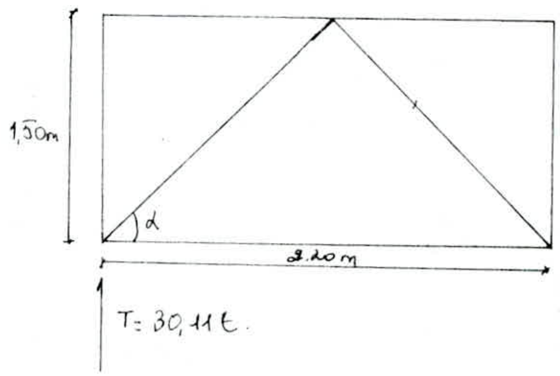
$F_\alpha = \frac{T}{\sin\alpha} = 37{,}31$ t ; $F_x = T.\cotg\alpha + F = 97{,}93$ t.

d'où $\sigma = \frac{F_x}{A} = \frac{97{,}93.10^3}{45{,}5} = 2152{,}25$ kg/cm² < 2400 kg/cm².

c. <u>Les diagonales :</u>

Les diagonales sont soumises à la compression d'une force égale à F_α. On a choisi 2 U.P.N 100 associés l'un à l'autre et disposés de telle façon à être sollicité en compression seulement.





- Caractéristiques géométriques de UPN 100 :

UPN 100	2 UPN 100
$I_x = 206\ cm^4$	$I_x = 412\ cm^4$
$A = 13,5\ cm^2$	$A = 27\ cm^2$
$I_y = 29.3\ cm^4$	$I_{y'} = 166,60\ cm^4 = 2\,(29.3 + 13,5 \times \bar{2}^2)$
$i_x = 3,91\ cm$	$i_x = 3,91\ cm$
$i_y = 1,47\ cm.$	$i_y = 2,48\ cm.$

Longueur de la diagonale :

$$l_d : \left(\bar{1,5}^2 + \bar{1,1}^2\right)^{1/2} = 1,86\ m.$$

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} : \frac{186}{3,91} = 47,57$$

$\Rightarrow \lambda_y > \lambda_x$, le flambement est hors plan.

$$\lambda_y : \frac{l_f}{i_y} : \frac{186}{2,48} : 76.21$$

Contrainte critique d'Euler :

$$\sigma_c = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} : \frac{\pi^2 \times 2,1.10^6}{(76,21)^2} : 3568,58\ kg/cm^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_a} : \frac{3568,58}{2400} : 1,49 > 0,75 \Rightarrow \bar{\sigma}_m = \sigma_a\left(1 - 0,375\ \frac{\sigma_e}{\sigma_c}\right)$$

$\bar{\sigma}_m = 1794,72\ kg/cm^2$ $\qquad \sigma = \frac{F_d}{A} : \frac{37,34.10^3}{27} = 1382,96\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_m$

Assemblage de l'entretoise intérmédiaire:

Les assemblages sont exécutés à l'aide des boulons à haute resistance (H.R).

1. Attache des membrures: (superieures).

L'effort F à considérer (de traction ou de compression) est:

$$F = \frac{M}{\bar{z}} = \frac{113,77}{1,5} = 75,85\,t$$

* L'effort admissible par boulon est $\bar{F} = 10584$ kg (Calculé chap. Assemblages boulonnés).

nombre de boulons:

$$n = \frac{F}{\bar{F}} = \frac{75850}{10584} = 7,166 \quad \text{on prend } n = 8 \text{ boulons.}$$

Les espacements à respecter: Art 35.2 titre V. C.P.C

$\phi = 20\,mm \qquad d = 22\,mm$

$$66 \leq \delta \leq 110.$$

$$33 \leq \delta_t \leq 55.$$

$$44 \leq \delta_e \leq 55.$$

2. Attache des membrures: (inferieure)

L'effort F_t à considerer est: $F_t = 97,93t$.

nombre de boulons:

$$n = \frac{F_t}{\bar{F}} = \frac{97,93.10^3}{10584} = 9,25 \quad \text{on prend } n = 10 \text{ boulons.}$$

3. Attache de l'âme: (superieur et inferieur).

L'effort tranchant T égale à: $T = 30,11\,t$.

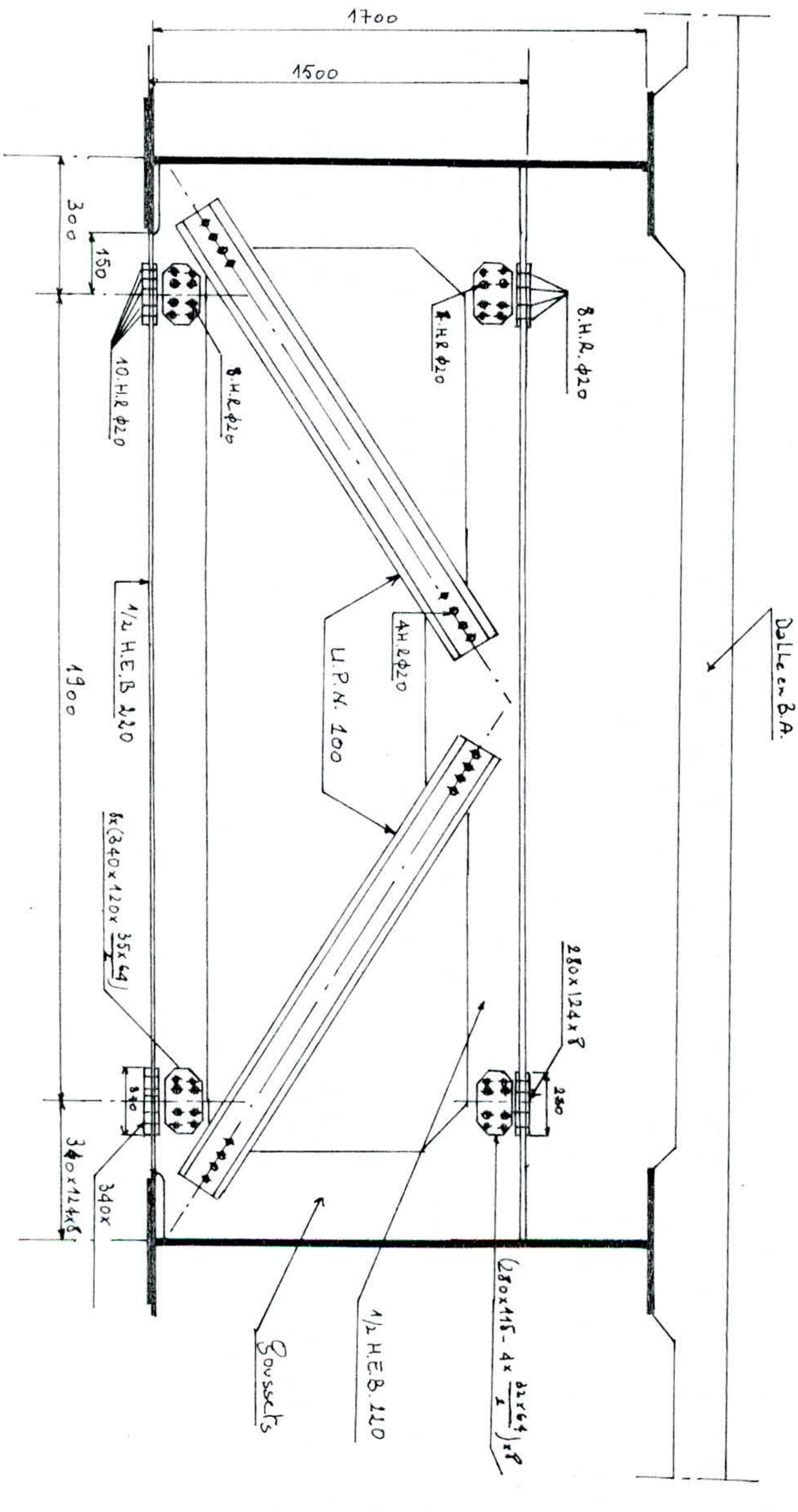
nombre de boulons:

$$n = \frac{T}{\bar{F}} = \frac{30,11.10^3}{10584} = 2,84 \quad \text{on prend } n = 4 \text{ boulons.}$$

4. Attache des diagonales:

L'effort de compression dans les diagonales doit-être majoré de 10% pour tenir compte des efforts secondaires dûs à la rigidité des attaches sur les membrures ou au défaut de convergence des pièces dans le plan moyen des poutres (art 7 du titre V du C.P.C).

Le nombre de boulon est : $n = \dfrac{1{,}10\,F_d}{\overline{F}} = \dfrac{1{,}10 \times 37{,}34\,10^3}{10584} = 3{,}88 \Rightarrow n = 4$



Entretoise Intermediaire.

Dalle de Couverture

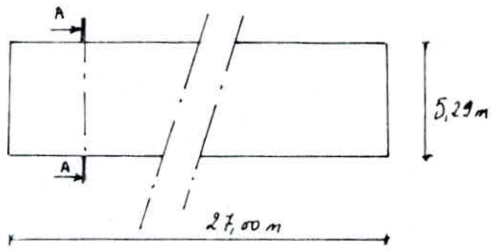
Rôle :

Elle joue un double rôle :
- reprend les efforts locaux des surcharges.
- constitue un élément de la section résistante.

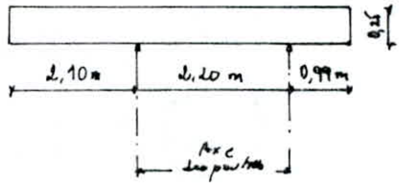
Dimensionnement :

La dalle sera dimensionnée en flexion locale, et son ferraillage se fera conformément aux règles du C.C.B.A 68.

Schéma de la dalle :



Coupe A-A



I- Calcul des efforts internes sous l'effet des C.P et C.C.P :

I.1) Dalle centrale :

I.1 a) Evaluation des charges :

Dalle : $0,25 \times 2500 = 625 \text{ kg/m}^2$.

Ballast : $0,50 \times 1600 = 800 \text{ kg/m}^2$.

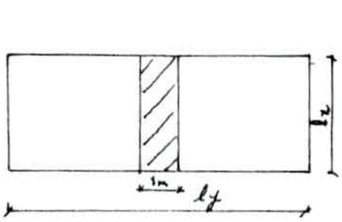
Voie : $150/2,20 = 68,18 \text{ kg/m}^2$.

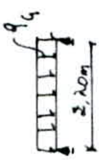
Chape et Contre chape : $0,05 \times 2200 = 110 \text{ kg/m}^2$.

$\Sigma = 1603,18 \text{ kg/m}^2$.

I.1 b) Méthode de calcul :

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,2}{27} = 0,08 < 0,4$, la dalle se calculera comme une poutre simple dans le sens de la petite portée. On choisira une bande de 1m au milieu de notre dalle.





$q_G = 1,6 \times 1 = 1,6 \text{ t/ml}$.

Le moment isostatique : $M_{0_x} = \frac{q_u \times l_x^2}{8} = \frac{1,6 \times 2,2^2}{8} = 0,968$ tm/ml.

Moment sur appui : $M_{a_x} = -0,5\ M_{0x}$

Moment en travée : $M_{t_x} = 0,75\ M_{0x}$

L'inégalité $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$ est vérifiée.

$M_{a_x} = -0,484$ tm/ml

$M_{t_x} = 0,726$ tm/ml.

<u>Effort tranchant :</u>

au milieu de l_x : $T_x = \frac{1}{3} q_u\ l_x = 1,17$ t/ml.

au milieu de l_y : $T_y = \frac{q_u\ l_x\ l_y}{2 l_y + l_x} = 1,69$ t/ml.

$l_x < l_y$ (2,20 < 27 m)

I-2) <u>Encorbellement de 2,10 m de large :</u>

I-2-a) <u>Evaluation des charges :</u>

Dalle : $2500 \times 0,25 = 625$ kg/m².

Murettes en B.A : $\frac{0,45\,(0,15+0,25)}{0,90} \times 2500 = 500$ kg/m²

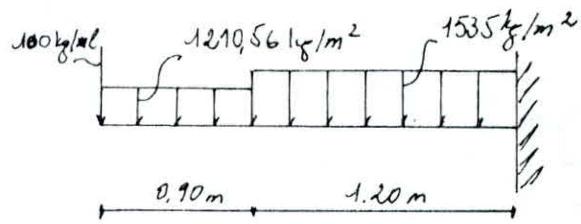
Dallette en B : $\frac{0,07 \times 0,5}{0,90} \times 2200 = 85,56$ kg/m².

garde corps : $= 100$ kg/ml.

Ballast : $0,5 \times 1600 = 800$ kg/m².

Chape et contre chape : $0,05 \times 2200 = 110$ kg/m².

I-2-b) <u>schéma de calcul :</u>



Moment au droit de la poutre ① :

$M_u = 3112,88$ kg.m/ml pour une bande de 1m.

<u>Effort tranchant :</u>

$T_u = 3031,504$ kg/ml

I-3) Encorbellement de 0,99m de large :

I-3-a) Evaluation des charges :

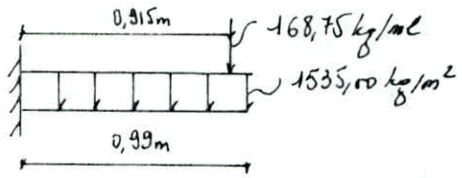
Dalle : = 625 kg/m².

Murette : 0,15 x 0,45 x 2500 = 168,75 kg/ml.

chape et contre chape = 110 kg/m².

Ballast : = 800 kg/m².

I-3-b) Schéma de calcul :



Moment au droit de la poutre ② :

M_{e_2} = 906,63 kg.m/ml pour 1 bande de 1m

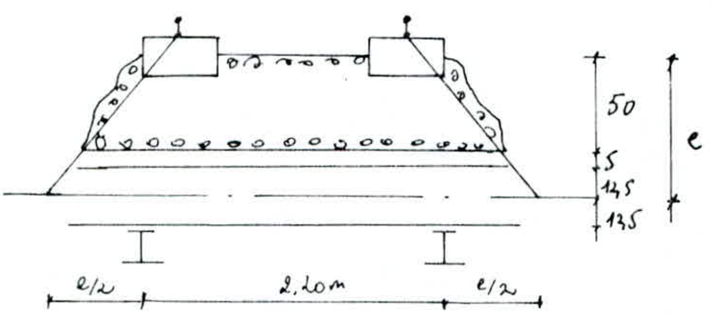
Effort tranchant :

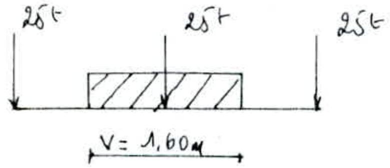
T_{e_2} = 1688,4 kg/ml.

II Calcul des efforts internes sous l'effet des surcharges : (Notice SNCF EF 9 C1 N°1)

Le calcul se fera suivant 2 hypothèses de répartition des surcharges.

1re hypothèse : On suppose que la surcharge P = 25t d'un essieu se répartit sur une bande de (2,20m + e) de largeur, transversalement et sur 1,60m longitudinalement.



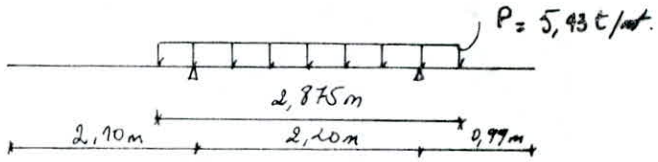


- calcul de e : $e = 0,50 + 0,05 + \frac{0,25}{2} = 0,675m$ d'où $l = 2,20 + e = 2,875m$.

II-1) Evaluation de la surcharge P :

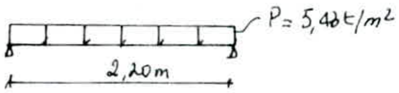
$P = 25 / (1,6 \times 2,875) = 5,43 \ t/m^2$.

II-2) schéma de calcul :



II.3) Methode de calcul :

II-3-a) Dalle centrale : la même methode que pour C.P et C.C.P



Moment en travée : $M_{t_x} = \frac{P \ell_x^2}{8} = 3,29 \ t.m/ml$.

Moment sur appui : négligeable, c'est pour cette raison que le moment en travée n'a pas été réduit.

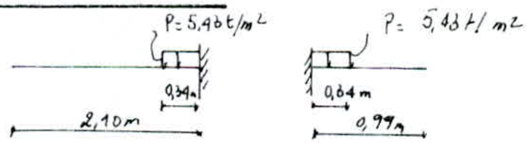
Effort tranchant : au milieu de ℓ_x : $T_x = \frac{P \Omega}{2\ell_x + V} = \frac{5,43 \times 1,6 \times 2,2}{2 \times 2,20 + 1,60} = 3,19 \ t/ml$.

au milieu de V : $T_V = \frac{P \Omega}{3V} = 3,98 \ t/ml$.

On majore l'effort tranchant de 25 % d'où $T_x = 3,99 \ t/ml$; $T_y = 4,98 \ t/ml$.

II 3.b) Les encorbellements :

Schéma de calcul :



$M_{e_1} = \frac{5,43 \times 0,34^2}{2} = 0,31 \ tm/ml$.

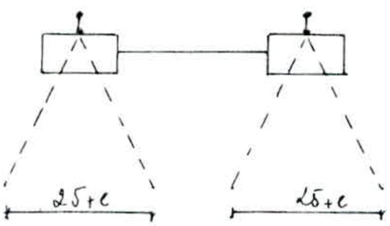
$M_{e_2} = 0,31 \ tm/ml$

$T_{e_1} = 5,43 \times 0,34 = 1,85 \ t/ml$.

$T_{e_2} = 1,85 \ t/ml$.

2ème hypothèse :

On suppose que la charge d'un essieu de 25 t se répartit sur deux (02) bandes longitudinales de largeur e + 25 cm. et de longueur 1,60 m.



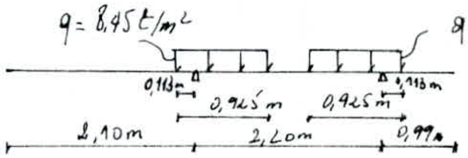
$e = 0,675$ m (calculé précédemment)

$U = 25 + e = 0,925$ m

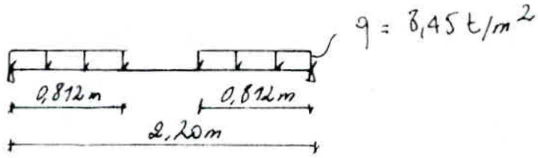
$V = 1,600$ m.

Evaluation de la charge : $q = \frac{P/2}{u \times v} = \frac{25}{2 \times 1{,}6 \times 0{,}925} = 8{,}45\ t/m^2$

Schéma de calcul :



Dalle centrale :



Remarque : Etant donné que la charge est répartie sur une faible longueur des encorbellements, on néglige les moments d'encastrement partiels, on calculera donc uniquement la dalle centrale sans réduction du moment isostatique.

Moment en travée : $M_{tx} = q \cdot \frac{l^2}{2} = 8{,}45 \times \frac{\overline{0{,}812}^2}{2} = 2{,}79\ t.m/ml$

Effort tranchant : On utilisera la méthode des superpositions.

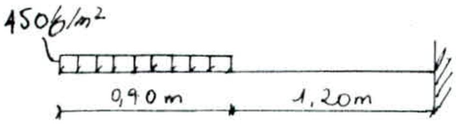
au milieu de l_x : $T_{u'} = \frac{8{,}45 \times 2{,}2 \times 1{,}60}{2 \times 2{,}2 + 1{,}60} - \frac{8{,}45 \times 0{,}575 \times 1{,}60}{3 \times 1{,}60} = 3{,}34\ t/ml$

au milieu de l_y : $T_{v'} = \frac{8{,}45 \times 2{,}2 \times 1{,}60}{3 \times 2{,}2} - \frac{8{,}45 \times 0{,}575 \times 1{,}60}{2 \times 1{,}60 + 0{,}575} = 2{,}45\ t/ml.$

finalement $T_x = 1{,}25\ T_{u'} = 4{,}17\ t/ml.$

$T_y = 1{,}25\ T_{v'} = 3{,}06\ t/ml.$

Calcul du moment dû à la surcharge trottoir :



Moment d'encastrement : $M_e = 0{,}45 \times 0{,}90\ (0{,}90/2 + 1{,}20)$

$M_e = 0{,}67\ tm/ml$

Effort tranchant : $T_e = 0{,}45 \times 0{,}90 = 0{,}405\ t/ml.$

Calcul des coefficients de majoration dynamique :

Le fasicule 61 titre I modifié prescrit deux coefficients de majoration dynamique pour tenir compte des effets des oscillations resultant du passage des trains sur les ponts.

Effort tranchant : $\phi_2 = \dfrac{1,44}{\sqrt{5,29} - 0,2} + 0,82 = 1,51$

Moment flechissant : $\phi_3 = \dfrac{2,16}{\sqrt{5,29} - 0,2} + 0,73 = 1,76$

Coefficient de pondération :

- Les C.P et C.C.P ne sont pas pondérées
- les surcharges seront pondérées par $\alpha = 1,2$

Les efforts pris en compte :

Moment flechissant en travée : suivant l_x : $M_{tx} = M_{cp} + 1,2\,\phi_3\,M_S$.

suivant l_y : $M_{ty} = M_{tx} \times \frac{1}{3}$

Effort tranchant : $T = T_{cp} + 1,2\,\phi_2\,T_S$

Moment flechissant sur appui : suivant l_x : $M_{ax} = M_{cp} + 1,2\,\phi_3\,M_S$

suivant l_y : $M_{ay} = M_{ax} \times \frac{1}{3}$

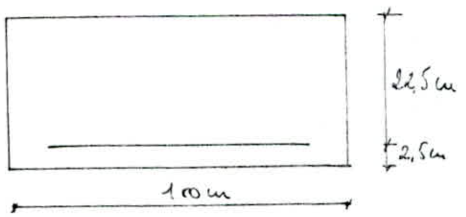
Ferraillage :

1- Dalle centrale : suivant l_x $M_{tx} = 0,726 + 1,2 \times 1,76 \times 3,29 = 7,67$ t/ml

Section de calcul :

enrobage : $d = b + \frac{\phi}{2}$; $\phi \leq \frac{h_t}{10} = 2,5$ cm $\rightarrow \phi = 16$ mm

$b = \max(\phi, a) \rightarrow b = \phi = 1,6$ cm.



$d = 1,6 + \frac{1,6}{2} = 2,4$ cm on prend $d = 2,5$ cm

d'où $h = 22,5$ cm.

- Calcul du moment resistant du béton :

$\bar{M}_{rb} = \bar{\alpha}.\bar{\gamma}.\bar{\sigma}'_b.\frac{1}{2}.b.h^2 = 0,45 \times 0,85 \times 153 \times 0,5 \times 100 \times 22,5^2 = 14,81$ tm/mL

$\bar{M}_{rb} > M_{ax} = 7,67$ tm/mL $\Rightarrow A' = 0.$

- Calcul de la section d'acier tendue :

$A_x = \frac{M_{ax}}{z.\bar{\sigma}_a} = \frac{7,67.10^5}{\frac{7}{8} \times 22,5 \times 2800} = 13,91\ cm^2/mL$ soit : $7HA16 = 14,07\ cm^2/mL$

- Verification à la non fissuration :

$\sigma_1 = \frac{1,5.10^6 \times 1,6}{16} \times \frac{0,028}{1+0,028} = 3294\ kg/cm^2$

$\sigma_2 = 2,4\left(\frac{k\eta}{\phi}\bar{\sigma}_b\right)^{1/2} = 2333,07\ kg/cm^2$

$Max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 3294\ kg/cm^2$

$\sigma_1 > \bar{\sigma}_a = 2800\ kg/cm^2$ la condition est verifiée.

- Verification à la non fragilité :

$A_x \geq B_f \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{en}} = 500 \times \frac{25,5}{4200} = 3,04\ cm^2$ $\quad A_x = 14,07\ cm^2 > 3,04\ cm^2$

la condition de non fragilité est verifiée.

Remarque :

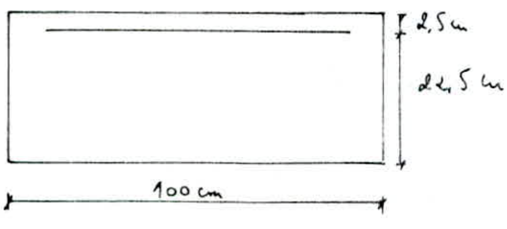
Les armatures suivant le sens l_y sont prises égales à $\frac{A_x}{3}$

soit : $A_y = \frac{A_x}{3}$ on prend : $A_y = 5HA12 = 5,65\ cm^2/mL.$

2- Dalle en encorbellement (console) appui ① :

suivant l_x : $M_{ax} = 3,11 + 1,2 \times 1,76(0,31 + 0,67) = 5,18$ tm/mL.

Section de calcul :



$\bar{M}_{rb} = 14,31$ tm/mL (déjà calculé)

$M_{ax} = 5,18$ tm/mL donc $\bar{M}_{rb} > M_{ax}$

donc les armatures comprimées ne sont pas

nécéssaire $A' = 0.$

- Calcul des armatures tendues:

$$A_x = \frac{M_{2x}}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{5,18.10^5}{7/8 \times 22,5 \times 2800} = 9,40\ cm^2/ml$$ soit $5HA16/ml = 10,05\ cm^2/ml$

- vérification à la non fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} = \frac{1,5.10^6 \times 1,6}{16} \times \frac{0,02}{1+0,2} = 2500\ kg/cm^2$$

$\sigma_2 = 2333,07\ kg/cm^2$ $\quad M_{2x}(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 2500\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 2800\ kg/cm^2$

la condition n'est pas vérifiée. Soit $\bar{\sigma}_a = 2500\ kg/cm^2$.

- Nouvelle section d'armatures: $A_x = \frac{5,18.10^5}{7/8 \times 22,5 \times 2500} = 10,52\ cm^2/ml$

soit $6HA16/ml = 12,06\ cm^2/ml$.

$$\sigma_1 = \frac{1,5.10^6 \times 1,6}{16} \times \frac{0,024}{1,24} = 2917,74\ kg/cm^2 > 2500\ kg/cm^2,$$ la condition

de non fissuration est vérifiée.

- Vérification de la non fragilité:

$$B_f \frac{\sigma_{2f}}{\sigma_{en}} = 500 \times \frac{25,5}{4200} = 3,04\ cm^2/ml \qquad A = 12,06\ cm^2/ml > 3,04\ cm^2/ml$$

la condition de non fragilité est vérifiée.

__Remarque:__ Les armatures suivant le sens l_y sont principales à $\frac{A_x}{3}$

soit $3HA16/ml = 4,02\ cm^2/ml$.

En Résumé:

① __Dalle centrale:__ Armatures transversales: 7HA16 /ml.

Armatures longitudinales: 5HA12 /ml.

② __Dalle en encorbellement:__ (Appui ①) Armatures transversales: 6HA16 /ml

Armatures longitudinales: 3HA16 /ml.

__Rmq:__ Pour des raisons de commodité et d'exécution sur chantier la dalle en encorbellement de longueur 0,99m (appui ②) sera ferraillée identiquement que celle de l'appui ①.

- Verification au poinçonnement:

On vérifie la condition suivante:

$$1,5 \frac{P}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2\, \bar{\sigma}_b \quad \text{Art 39.54 CCBA68 (révisé)}$$

avec: P: la charge concentré appliqué ayant la plus petite surface d'impacte.

P_c: périmètre du contour de la zone d'influence.

h_t: épaisseur totale de la dalle.

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de traction de référence du béton $\bar{\sigma}_b = 6,6$ kg/cm².

N.B : Il n'y a risque de poinçonnement lors du renouvelement de la voie où celle-ci peut reposer sur l'hourdis par l'intermédiaire de blochet de $0,25 \times 0,40$ m².

$P = 25^t \times 0,5 = 12,5^t$

$h_t = 25$ cm

$P_c = p + 4h_t = 2(25+40) + 4\times 25 = 230$ cm².

$\bar{\sigma}_b = 6,3$ kg/cm².

$$1,5 \; \frac{12,5 \cdot 10^3}{25 \times 230} = 3,26 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \times 6,3 = 7,56 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

Pas de risque de poinçonnement

- Vérification de la résistance au cisaillement:

$T = T_{cp} + 1,2\, \varphi_2\, T_S$ d'où $T_x = 3,03 + 1,2 \times 1,51 \times (4,17 + 0,405) = 11,32$ t/ml.

$T_y = 3,03 + 1,2 \times 1,51 \times (4,98 + 0,405) = 12,79$ t/ml.

On vérifie $\bar{\tau}_b = \dfrac{T}{b \cdot z} \leq 1,15\, \bar{\sigma}_b$ Art. 27.2 CCBA68

Suivant l_x: $\bar{\tau}_b^x = \dfrac{11,32 \cdot 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 22,5} = 5,74$ kg/cm² $< 1,15\,\bar{\sigma}_b = 7,245$ kg/cm²

suivant l_y: $\bar{\tau}_b^y = \dfrac{12,79 \cdot 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 21,1} = 6,93$ kg/cm² $< 1,15\,\bar{\sigma}_b = 7,245$ kg/cm²

Conclusion: Pas de risque de cisaillement.

- Verification de la flèche :

selon l'art 61.22 des règles CCBA68 :

si la condition suivante est vérifiée, il n'y a pas lieu de faire le calcul de la flèche :
$\frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x}$

$h_0 = 25$ cm l'épaisseur de l'hourdis.

$l_x = 220$ cm

$M_t = 0{,}75\, M_x$

M_x = moment en travée suivant l_x.

$$\left.\begin{array}{l}\frac{h_0}{l_x} = \frac{25}{220} = 0{,}114 \\ \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = \frac{1}{20} \times 0{,}75 = 0{,}0375\end{array}\right\} \Rightarrow \frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_x} \text{ vérifiée.}$$

- Vérification de la sollicitation du second genre :

les sollicitations sont : $Sp_2 = G + 1{,}5P$ et $Sp_2'' = G + P + SI$

avec $SI = 10\%\,(Cp + ccp)$ (document SETRA).

Il faut vérifier que $\sigma_a \le \sigma_{en}$ art 10.42 CCBA68.

$\sigma_b' \le 1{,}5\,\bar{\sigma}_b'$ art 9.47 CCBA68.

En travée : Sp_2 : $M = 0{,}726 + 1{,}5 \times 1{,}76 \times 3{,}29 = 9{,}41$ tm/ml

Sp_2'' : $M = 0{,}726 + 1{,}76 \times 3{,}29 + 10\%\, 0{,}726 = 6{,}59$ tm/ml

d'où $M_{max} = 9{,}41$ tm/ml

Détermination de l'axe neutre : $\frac{bx^2}{2} - nA(h-x) = 0$ $\left\{\begin{array}{l} b = 100\text{cm} \\ n = 15 \\ A = 14{,}07\text{ cm}^2.\end{array}\right.$ $\Rightarrow x = 7{,}86$ cm

$\sigma_a = n \frac{M^{max}}{I}(h-x)$ $\qquad I = \frac{bx^3}{3} + nA(h-x)^2 = 61420{,}52$ cm^4.

$\sigma_a = 15 \frac{9{,}41.10^5}{61420{,}52}(22{,}5 - 7{,}86) = 3386$ kg/cm^2 $< \sigma_{en} = 4200$ kg/cm^2 vérifiée

$\sigma_b' = \frac{M^{max}}{I} x = \frac{9{,}41.10^5}{6142052} \times 7{,}86 = 121{,}19$ kg/cm^2 $< 1{,}5\,\bar{\sigma}_b = 229{,}5$ kg/cm^2 vérifiée sur appui : SP_2' : $M = 3{,}11 + 1{,}5 \times 1{,}76\,(0{,}31 + 0{,}67) = 5{,}70$ tm/ml.

SP_2'' : $M = 3{,}11 + 1{,}76\,(0{,}31 + 0{,}67) + 0{,}311 = 5{,}15$ tm/ml.

d'où $M_{max} = 5{,}70$ tm/ml.

- calcul de l'axe neutre : $\frac{bx^2}{2} - nA\,(h - x) = 0$ $\left\{ \begin{array}{l} b = 100\,cm \\ n = 15 \\ A = 12{,}06\,cm^2 \end{array} \right.$ $\Rightarrow x = 7{,}39\,cm$

$\sigma_a = n\,\frac{M_{max}}{I}\,(h - x)$; $I = 54754{,}43\,cm^4$

$\sigma_a = 2359{,}45\,kg/cm^2 < \sigma_{en} = 4200\,kg/cm^2$ vérifiée

$\sigma_b' = \frac{M_{max}}{I}\,x = 76{,}93\,kg/cm^2 < 1{,}5\,\bar{\sigma}_b = 229{,}5\,kg/cm^2$ vérifiée.

- vérification de l'adhérence :

On vérifie $\tau_b = \frac{T}{P_c\,z} < \bar{\tau}_d$

$\bar{\tau}_d = 1{,}25\,\psi_d^2\,\bar{\sigma}_b = 17{,}72\,kg/cm^2$.

T : effort tranchant max : 12,79 t/ml.

P_c : périmètre utile des barres tendues :

$\phi 16 \rightarrow P_c = 50{,}27\,cm$.

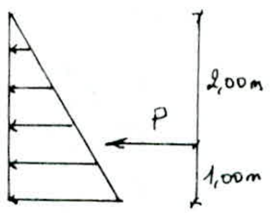
$\tau_d = \frac{12{,}79 \cdot 10^3}{50{,}27 \times \frac{7}{8} \times 22{,}5} = 12{,}92\,kg/cm^2$

$\tau_d = 12{,}92\,kg/cm^2 < \bar{\tau}_d = 17{,}72\,kg/cm^2$

l'adhérence est vérifiée.

-- Calcul de la murette garde ballast :

on suppose une hauteur fictive de 3,00 m de ballast sollicitant la murette et cela pour tenir compte des pressions supplémentaires sur la murette lors du passage des trains.



$\sigma_H = k_a\,\sigma_v$; $k_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$; $\sigma_v = \gamma . h$

$\varphi = 40°$; $\gamma = 1{,}6\,t/m^3$

$c = 0$; $h = 3{,}00\,m$

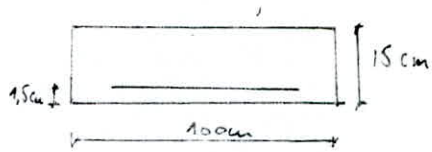
d'où $\sigma_H = 1{,}04\,t/m^2$

$P = \frac{1}{2}\,\sigma_H \cdot h = \frac{1}{2} \times 1{,}04 \times 3 = 1{,}56\,t/ml$.

Soit M le moment à la base de la murette : $M = P \times 1m = 1{,}56$ tm/ml.

Ferraillage :

Section de calcul :



- Calcul des armatures tendues :

$$A = \frac{M}{\frac{7}{8} h \times \bar{\sigma}_a} = \frac{1,56.10^5}{\frac{7}{8} \times 13,5 \times 2800} = 4,7 \ cm^2/ml \quad \text{soit } 7T10 = 5,49 \ cm^2/ml.$$

$$\bar{M}_{rb} = \bar{k}\, b h^2 = 23,26 \times 100 \times 13,5^2 = 5,33 \ tm/ml > M = 1,56 \ tm/ml$$

donc pas besoin d'armatures comprimées.

- Vérification à la non fissuration :

$$\sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} \quad \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} \qquad \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{5,49}{300} = 0,018$$

$$k = 1,5.10^6 \ ; \ \eta = 1,6 \ ; \ \phi = 10 \ mm$$

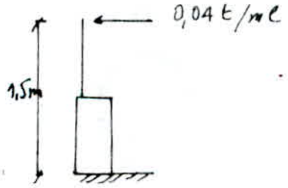
$\sigma_1 = 3712,595 \ kg/cm^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \ kg/cm^2$ la non fissuration est vérifiée

- Vérification à la non fragilité :

$$A = 5,49 \ cm^2 ; \quad B_f \frac{\sigma_{28}'}{\sigma_{en}} = 300 \times \frac{25,5}{4200} = 1,82 \ cm^2$$

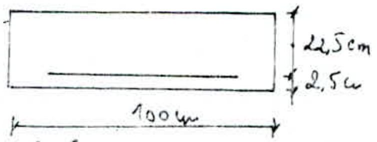
$A = 5,49 \ cm^2 > 1,82 \ cm^2$ la condition est vérifiée.

- Calcul du mur garde corps : Les gardes corps de trottoir de service sont à calculer sous une charge horizontale de 40 kg/ml appliquée à la hauteur de la main courante (art. 4-24 du classement des charges UIC 776-1)



Moment à la base : $M = 0,04 \times 1,5 = 0,06 \ tm/ml$

Section de calcul :



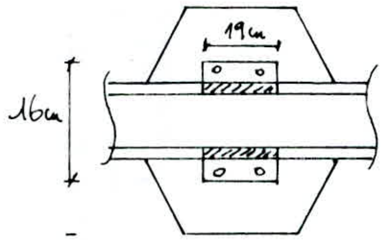
Armatures tendues : $A = \frac{0,06.10^5}{\frac{7}{8} \times 22,5 \times 2800} = 0,11 \ cm^2/ml,$

on ferraillera notre mur avec la condition de non fragilité soit 2T16/ml

Pour le mur garde corps, on relevera de 90° les barres transversales de l'encor-
-bellement.

- Ferraillage des dallettes : Le ferraillage des dallettes est composé d'un treillis soudé de T6 ou T8 posé forfaitairement vu les faibles dimensions des dallettes.

- Vérification du bloc de béton sous rail à la compression :



La charge reprise par le bloc est :

$$P = \frac{25}{2} = 12,5t.$$

$$\sigma' = \frac{12,5.10^3}{16.19} = 41,12 \ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_{bo} = 76,5 \ kg/cm^2.$$

Répartition des efforts horizontaux sur les appuis.

L'effort horizontal se distribue sur les appuis proportionnellement aux rigidités.

Soit k la rigidité de la pile ou de la culée : $k = \dfrac{1}{\Sigma f_i}$

f_i : déplacement "i" dû à un effort H = 1 t.

Rigidité de la pile :

$$k_p = \frac{1}{f_{ap} + f_{fût} + f_{semelle}}$$

avec $\begin{cases} f_{ap} : \text{déplacement de l'appareil d'appui dû à } H = 1t. \\ f_{fût} : \text{déplacement du fût dû à } H = 1t. \\ f_{semelle} : \text{déplacement de la semelle dû à } H = 1t. \end{cases}$

L'effort repris par la pile est :

$$H_{p_i} = \frac{H \cdot k_{p_i}}{k_c + \sum_{i=1}^{2} k_p}$$

Rigidité de la culée :

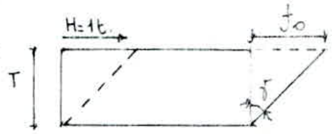
$$k_c = \frac{1}{f_{ap} + f_{fût} + f_{semelle}}$$

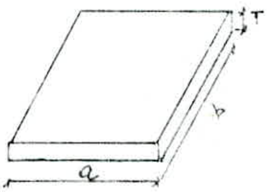
L'effort repris par la culée est :

$$H_c = \frac{H \cdot k_c}{k_c + \sum_{i=1}^{2} k_p}$$

- Calcul de la rigidité de la pile 1 :

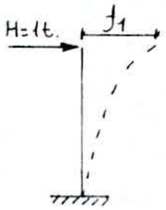
1. **appareil d'appui** : soit f_0 le déplacement engendré par un effort horizontal unitaire de l'appareil d'appui.





$$f_0 = \frac{T}{G \times a \times b} = \frac{8}{11,23 \times 50 \times 80} = 1,7809\,10^{-4}\ \text{cm/kg}$$

2. Le fût : Le fût est supposé encastré d'un côté et libre de l'autre côté.



$$f_1 = \frac{l^3}{3EI}$$

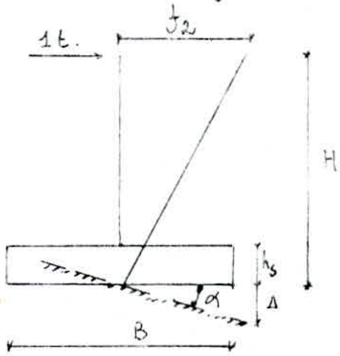
$l = 17{,}00 + 1{,}80 = 18{,}8\,m.$; $I = \frac{\pi(D^4 - d^4)}{64}$

$D = 2{,}50\,m$; $d = 2{,}00\,m \Rightarrow I = 1{,}13.10^8\ cm^4$

$E = 21000\sqrt{\sigma_j} = 4{,}40.10^5\ kg/cm^2.$

d'où $f_1 = 44{,}47.10^{-6}\ cm/kg.$

3. La semelle :



σ_s : contrainte dans le sol.

c : coefficient de réaction du sol.

$\Delta = \frac{\sigma_s}{c}$; $\sigma_s = \frac{M}{W}$; $W = \frac{B^2.h_s}{6}$; $tg\,\alpha \simeq \alpha = \frac{\Delta}{B/2} \Rightarrow \Delta = \frac{B.\alpha}{2} = \frac{\sigma_s}{c} = \frac{M}{c.W}$

d'où $\alpha = \frac{2M}{C.B.W}$ $\quad M = 1 \times H \quad \Rightarrow \alpha = \frac{12\,H}{h_s.B^3.c}$

$f_2 = \alpha.H \Rightarrow f_2 = \frac{12.H^2}{h_s \times B^3 \times c}$

A.N $\quad h_s = 150\,cm$; $b = 830\,cm$; $H = 2230\,cm$; $c = E_p.\lambda$

E_p = module pressiométrique $= 2400\ T/m^2.$

$\lambda = \frac{1}{4.\alpha.R_0}\left(\frac{2R + 0{,}3}{4R}\right)^2$ $\quad R_0$ = rayon de reference $= 0{,}16\,m$

α = coefficient de structure $= \frac{1}{2}$ pour limons, argiles sableuses et sables argileux.

R = demi-largeur de la semelle $= 4{,}15\,m.$

$\lambda = 0{,}84\ m^{-1}.$ $\Rightarrow C = 2400 \times 0{,}84 = 2016\ t/m^3 \Rightarrow C = 2{,}02\ kg/cm^3.$

finalement $f_2 = \frac{12 \times \overline{2230}^2}{150 \times \overline{830}^3 \times 2{,}02} \Rightarrow f_2 = 345{,}12.10^{-6}\ cm/kg.$

Rigidité de la pile 1 : $k_{p_1} = \frac{1}{f_0 + f_1 + f_2} = \frac{1}{(178{,}09 + 44{,}47 + 345{,}12).10^{-6}}$

$K_{p_1} = 1761{,}54\ kg/cm.$

Calcul de la rigidité de la culée 2 :

Nous supposons que la culée est beaucoup plus rigide que la pile.

d'où $f_{fût} = 0$ et $f_{semelle} = 0$ $\Rightarrow$ $k_c = \dfrac{1}{f_{app}}$

$$f_{app} = \frac{T.H}{G.a.b} = \frac{8 \times 1}{11,23 \times 40 \times 60} = 296,82.10^{-6}\ cm/kg.$$

$$k_c = \frac{1}{296,82.10^{-6}} \Rightarrow k_c = 3369,00\ kg/cm.$$

Calcul de la rigidité de la pile 0 :

Seul le déplacement de l'appareil d'appui change par rapport à celui de la pile numéro 1.

$$f_0 = \frac{T.H}{G.a.b} = \frac{8 \times 1}{11,23 \times 40 \times 60} \Rightarrow f_0 = 296,82.10^{-6}\ cm/kg.$$

d'où $k_{p_0} = \dfrac{1}{(296,82 + 44,47 + 345,12).10^{-6}}$ $\Rightarrow$ $k_{p_0} = 1456,86\ kg/cm.$

Répartition des efforts statiques sur les appuis :

- sur la pile 1 : $H_{P_1} = \dfrac{H.\,k_{P_1}}{k_{P_1} + k_{P_0} + k_c} = \dfrac{H \times 1761,54}{1761,54 + 145686 + 3369} = 27\%.\ H.$

- sur la pile 0 : $H_{P_2} = \dfrac{H.\,k_{P_0}}{k_{P_1} + k_{P_0} + k_c} = \dfrac{H \times 1456,86}{1761,54 + 145686 + 3369} = 22\ \%\ H.$

- sur la culée 2 : $H_c = \dfrac{H.\,k_c}{k_{P_1} + k_{P_0} + k_c} = \dfrac{H \times 3369}{1761,54 + 1456,86 + 3369} = 51\%\ H.$

Répartition des efforts dynamiques sur les appuis :

La répartition des efforts dynamiques diffère de celle des efforts statiques à cause du module transversal de l'appareil d'appui qui double sa valeur "2G".

d'où $f_{app} = \dfrac{H \times T}{2 \times G \times a \times b}$

- Calcul de la rigidité de la pile 1 :

$$f_0 = \frac{H.T}{2.G.a.b} = \frac{1 \times 8}{2 \times 11,23 \times 50 \times 80} = 89,05.10^{-6}\ cm/kg.$$

$f_1 = 44,47.10^{-6}\ cm/kg$; $f_2 = 345,12.10^{-6}\ cm/kg.$

$k_{p_1} = 2089,25\ kg/cm.$

- Calcul de la rigidité de la pile 0 :

$f_0 = 148,41.10^{-6}\ cm/kg$; $f_1 = 44,47.10^{-6}\ cm/kg$; $f_2 = 345,12.10^{-6}\ cm/kg.$

$k_{p_0} = 1858,74\ kg/cm.$

- Calcul de la rigidité de la culée 2 :

$f_0 = 148,41.10^{-6}\ cm/kg.$

$k_c = 6738,09\ kg/cm.$

Distribution des efforts dynamiques sur les appuis :

- Sur la pile 1 : $$H_{p_1} = \frac{H \times 2089,25}{2089,25 + 1858,74 + 6738,09} = 20\%\ H.$$

- Sur la pile 0 : $$H_{p_0} = \frac{H \times 1858,74}{2089,25 + 1858,74 + 6738,09} = 17\%\ H.$$

- Sur la culée 2 : $$H_c = \frac{H \times 6738,09}{2089,25 + 1858,74 + 6738,09} = 63\%\ H.$$

Etude des appareils d'appui

Introduction :

Il existe plusieurs types d'appareils d'appui, les plus couramment utilisés sont ceux en elastomère fretté ou non du fait qu'ils présentent une resistance aux charges normales importantes tout en permettant des déplacements tangentiels et des rotations notables.

Choix de l'appareil d'appui :

On a opté pour les appareils d'appui en elastomère fretté, car ils sont utilisés pour des charges concentrées importantes et leur déformabilité n'a que peu d'influence sur l'excentricité des charges normales, même lorsqu'il y a rotation.

Rôle de l'appareil d'appui :

Les appareils d'appui sont placés entre la structure et ses supports, ils sont destinés à transmettre les charges normales à leur plan et à absorber respectivement par rotation et distorsion, les déformations et les translations du tablier.

Dans notre cas ils sont utilisés comme appuis semi-mobiles, de ce fait on a opté pour le type S.T.U.P dont la partie en contact avec la structure est une frette métallique.

Matériaux constituant l'appareil d'appui :

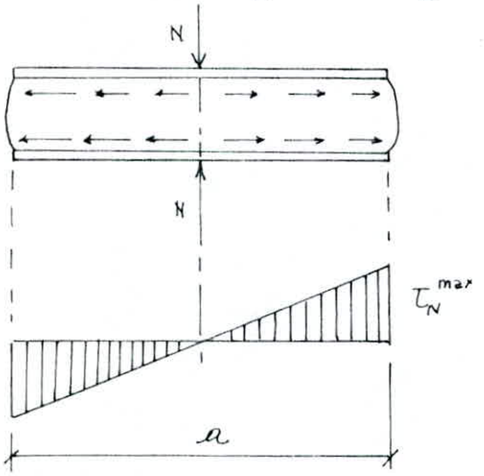
- Elastomère : L'elastomère utilisé pour la fabrication d'appareils d'appui peut-être d'origine synthétique ou végétale, généralement celui d'origine synthétique est préférable pour ses qualités de résistance au vieillissement, à l'ozone de l'atmosphère et à la combustion, son inertie chimique lui permet de resister à la dégradation dûe aux matières organiques et chimiques sans perdre son pouvoir d'elasticité.

- Frettes : Les frettes sont en acier doux de qualité E24, ils sont solidarisés au neoprène par vulcanisation, le collage n'étant pas admis.

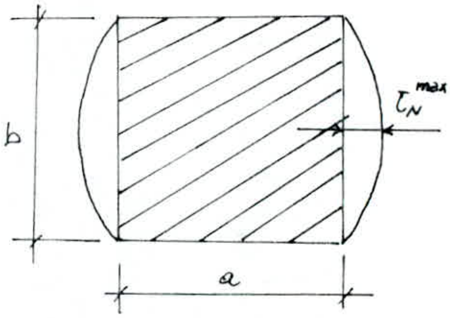
Dimensionnement : basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se developpe dans l'elastomère au niveau des plans de frettage.

Compression :

Sous un effort normal, les contraintes de cisaillement τ_N apparaissent au niveau du plan de frettage et atteignent leur maximum au milieu des grands côté.



Variation de τ_N



Distribution des contraintes τ_N le long du côté b.

$$\tau_N = \frac{1{,}5\,\sigma_m}{\beta} \quad ; \quad \beta = \frac{a \times b}{2(a+b)t} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{N}{a \times b}$$

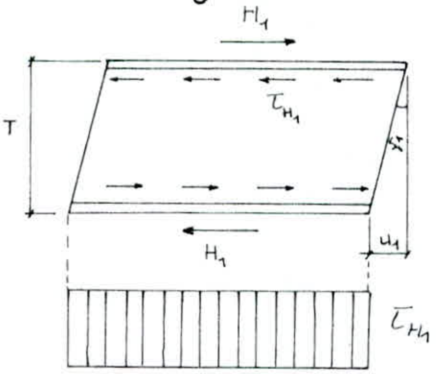
au milieu du côté b, dans le cas général où $a < b$.

Distorsion :

Dans le cas d'une distorsion, la distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme.

Deux cas se présentent :

1. la déformation u_1 de l'appareil est lente (dilatation, retrait, fluage) et connue.

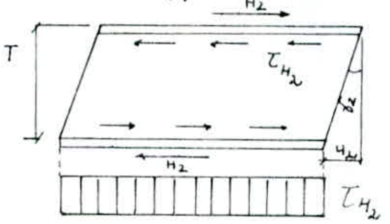


$$\operatorname{tg} \delta_1 = \frac{u_1}{T}$$

$$\tau_{H_1} = G \cdot \operatorname{tg} \delta_1 = G \cdot \frac{u_1}{T}$$

$$H_1 = a \times b \times \tau_{H_1} = G \cdot a \cdot b \cdot \frac{u_1}{T}$$

2. L'appareil est soumis à un effort dynamique H_2 (freinage, vent, force centrifuge).



$$\tau_{H_2} = \frac{H_2}{a \times b}$$

; or pour un effort dynamique, le module d'élasticité vaut deux fois G correspondant à un effort statique.

$tg\,\delta_2 = \dfrac{\tau_{H_2}}{2 \times G}$, la déformation est la moitié de celle que créerait un ~~effort statique~~ de même valeur :

$$\frac{u_2}{T} = tg\,\delta_2 = \frac{H_2}{2\,G \times a \times b}$$

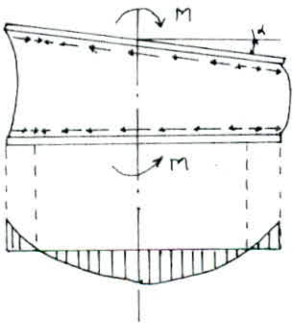
C'est pourquoi dans les spécifications concernant les appareils d'appui on introduit une contrainte conventionnelle de calcul qui, sous effort statique seul, correspondrait à la même déformation totale : $u = u_1 + u_2$.

Cette contrainte conventionnelle de calcul vaut :

$$\tau_H = G \cdot tg\,\delta = \tau_{H_1} + 0{,}5\,\tau_{H_2} = G \cdot \frac{u_1}{T} + \frac{H_2}{a \times b \times 2} .$$

Rotation :

Lorsqu'une frette, solidaire d'un feuillet, accomplit une rotation par rapport à l'autre frette solidaire du même feuillet, la répartition des contraintes de cisaillement s'établit comme suit.



variation de τ_α

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2}\left(\frac{a}{t}\right)^2 \alpha_t \quad : \quad \alpha_t = \frac{\alpha_T}{n}$$ → angle de rotation exprimé en rd, d'un feuillet élémentaire.

$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha$ α : rotation calculée.

α_0 : tient compte des défauts de pose.

Prescriptions :

1) limitation de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha < 5 \cdot G \qquad \tau_{H_1} \le 0{,}5\,G \quad \text{et} \quad \tau_H \le 0{,}7 \cdot G$$

2) limitation de la contrainte moyenne :

$$\sigma_m = \frac{N}{a \times b} \le \bar{\sigma}$$

$\bar{\sigma}$: fixée par le maître d'œuvre $= 153\ kg/cm^2$.

3) Condition de non-cheminement et de non-glissement :

Les 2 conditions suivantes doivent être remplies, pour les combinaisons d'actions les plus défavorables :

$\sigma_{m, mini} = \frac{N}{a \times b} \geq 2 \, MPa = 20$ bars.

$H < f.N$ H et N sont concomitants

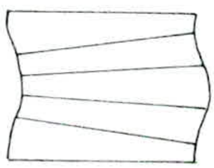
N : Valeur minimale de l'effort normal.

f : coefficient de frottement : $f = 0{,}12 + \frac{0{,}20}{\sigma_m}$ lorsque les faces de l'appareil, en contact avec la structure, sont des frettes métalliques. (notre cas).

N.B : Lorsque $10 \leq \sigma_{m, mini} \leq 20$ bars ou $H > f.N$, il convient d'éviter le déplacement de l'appareil, en l'équipant de dispositifs appropriés tels que des butées.

4) Conditions de non-flambement :

En fonction de leurs dimensions les appareils d'appui peuvent se déformer par instabilité élastique. Il faut vérifier les deux conditions suivantes :



Déformation par instabilité élastique.

$$T \leq \frac{a}{5}$$

$$a/10 \leq T \leq a/5$$

5) Condition de non-soulèvement :

Dans tous les cas de sollicitations, on doit avoir :

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \; \frac{t^2}{a^2} \; \frac{\sigma_m}{G}$$

6) Dimensionnement des frettes :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \; \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \quad ; \quad t_s \geq 2 \, mm.$$

Sollicitations :

Pour la détermination des appareils d'appui, on considère les sollicitations de calcul vis à vis des états limites d'utilisation : $G + 1,2\,P$.

Inventaire des reactions d'appui (au niveau des appuis 0, 1 et 2) respectivement pile, pile et culée :

Charges	Coefficients				Reactions non Pondérées		Reactions Pondérées	
	ψ	ϕ	α	α'	$R_0 = R_2$ (t)	R_1 (t)	$R_0 = R_2$ (t)	R_1 (t)
Dalle + OSS métallique	0,71	/	/	/	45,83	152,81	32,54	108,50
C. C. P	0,70	/	/	/	55,49	184,95	38,84	129,47
Denivellation aller	/	/	/	/	-18,68	37,36	-18,68	37,36
Denivellation retour	/	/	/	/	36,21	-72,42	36,21	-72,42
Retrait + $\Delta T°$	/	/	/	/	-24,55	49,10	-24,55	49,10
Surcharges de trottoir	1,75	/	1,2	/	6,38	18,23	13,40	38,28
Surcharges U. I. C max	0,50	1,11 1,02	1,2	1,5	1,11 144,08	1,02 318,47	143,94	292,36
min	0,50	1,11 —	1,2	1,5	1,11 - 18,26	0	- 18,24	0
N max							221,70	582,65
N min							59,52	290,29

ψ : coefficient de repartition

ϕ : " de majoration dynamique

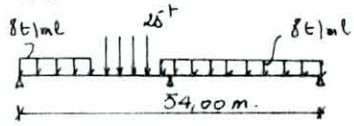
α : " de Pondération des Surcharges

α' : " tenant compte du phénomène de fatigue.

Effort de freinage : D'après le titre I du C.P.C, l'effort de freinage est égal au 1/7 de la force verticale du schéma des charges roulantes sur l'ensemble de la longueur chargée.

La charge verticale due aux convois U.I.C est :

$$P = 25 \times 4 + 8\,(54 - 4 \times 1{,}6) = 480{,}8\,t$$



d'où $F = \frac{1}{7} \cdot P = 68{,}69\,t.$

l'effort revenant à chaque appui :

Pile : $20\,\% \times 68{,}69 = 13{,}74\,t = F_P$

Culée : $60\,\% \times 68{,}69 = 41{,}21\,t = F_c$

l'effort revenant à chaque appareil d'appui :

Pile : $F_{P_a} = \frac{F_P}{2} = 6{,}87\,t.$

Culée : $F_{c_a} = \frac{F_c}{2} = 20{,}61\,t.$

Dilatation :

Recherche du point fixe : Le point fixe est un point quelconque sur le tablier qui ne subit pas de déformation (dues essentiellement au retrait, $\Delta T°$)

soit x_0, l'abscisse de ce point par rapport à la pile 0

$$x_0 = \frac{\sum k_i x_i}{\sum k_i} = \frac{0 + 1761{,}54 \times 270 + 3369 \times 540}{1761{,}54 + 3369 + 145696} = 35\,m.$$

Calcul des déplacements horizontaux dûs au retrait et $\Delta T°$:

1. Action du retrait :

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta l}{l} = 4 \cdot 10^{-4}$$

Culée ② :

$$\Delta l_2 = 4 \cdot 10^{-4} \times 19 \cdot 10^{3} \Rightarrow \Delta l_2 = 7{,}6\,mm.$$

Pile 0 :

$$\Delta l_0 = 4.10^{-4} \times 35.10^{3} \Rightarrow \Delta l_0 = 14 \text{ mm.}$$

Pile 1 :

$$\Delta l_1 = 4.10^{-4} \times 8.10^{3} \Rightarrow \Delta l_1 = 3,2 \text{ mm.}$$

2. Difference de température :

$$\varepsilon_T = \frac{\Delta l}{l} = \pm 10^{-4}$$

Culée 2 :

$$\Delta l_2 = \pm 10^{-4} \times 19.10^{3} = \pm 1,9 \text{mm.}$$

Pile 0 :

$$\Delta l_0 = \pm 10^{-4} \times 35.10^{3} = 3,5 \text{mm.}$$

Pile 1 :

$$\Delta l_1 = \pm 10^{-4} \times 8.10^{3} = \pm 0,8 \text{mm.}$$

Rotation :

Charges	ψ	ϕ	α	α'	non pondérés, non répartis		Pondérés et répartis	
					$\theta_0 = \theta_2 . 10^{-3}$ rd	$\theta_1 . 10^{-3}$ rd	$\theta_0 = \theta_2$ 10^{-3} rd	$\theta_1 . 10^{-3}$ rd
C.P	0,71	/	/	/	-2,43	0	-1,73	0
C.C.P	0,70	/	/	/	-1,51	0	-1,06	0
Denivellation	/	/	/	/	-1,43	2,62	-1,43	2,62
retrait + ΔT°	/	—	—	—	-1,89	0	-1,89	0
trottoir	1,75	/	1,2	/	-0,103	0,072	-2,16	0,15
convoi U.I.C	0,5	1,03	1,2	1,5	-0,21	0,28	-0,19	0,26
Totaux							-8,46	3,03

Dimensionnement:

Nous utilisons les appareils d'appui en élastomère fretté de type S.T.U.P.
avec $G = 11,23\ kg/cm^2$. les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des facettes métalliques.

Appareil d'appui sur culée 2 :

Aire de l'appareil d'appui :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq \bar{\sigma} \quad \text{d'où} \quad a \times b \geq \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}} = \frac{221,70.10^3}{153} = 1449,02\ cm^2.$$

On choisit $a \times b = 40 \times 60\ cm^2$.

Dimensions en hauteur:

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad \text{d'où} \quad 4 \leq T \leq 8 \qquad T = nt$$

t: épaisseur d'un feuillet d'élastomère.

On prend $t = 20\ mm$ d'où $4 \leq n \times 2 \leq 8$

On choisit $n = 4$.

Conclusion:

$a \times b = 2400\ cm^2$.

$t = 20\ mm$.

$T = 80\ mm$

$n = 4$

Vérifications:

$$\sigma_m^{max} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{221,70.10^3}{2400} = 92,38\ kg/cm^2 < \bar{\sigma} = 153\ kg/cm^2.$$

Contrainte de cisaillement dû à l'effort normal (τ_N):

$$\tau_N = \frac{1,5\,\sigma_m}{\beta} \quad ; \quad \beta = \frac{a \times b}{2t\,(a+b)}$$

$$\beta = \frac{2400}{2 \times 2\,(40+60)} = 6 \qquad \text{d'où} \quad \tau_N = \frac{1,5 \times 92,38}{6} = 23,10\ kg/cm^2$$

- Contrainte de cisaillement dû à l'effet horizontal (τ_H) :

- Contrainte de cisaillement dû au retrait + ΔT° :

$$\tau_{H_1} = 11,23\ (1,9 + 7,6) \times \frac{1}{60} = 1,33\ kg/cm^2 < 0,5 \times G = 5,62\ kg/cm^2.$$

- Contrainte de cisaillement dû au freinage :

$$\tau_{H_2} = \frac{20,61.10^3}{2 \times 40 \times 60} = 4,29\ kg/cm^2$$

finalement : $\tau_H = \tau_{H_1} + \tau_{H_2} = 1,33 + 4,29 = 5,62\ kg/cm^2 < 0,7\ G = 7,86\ kg/cm^2.$

- Contrainte de cisaillement dû à la rotation de l'appareil d'appui (τ_α) :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \times \frac{a^2}{t^2} \times \alpha_t \quad : \quad \alpha_t = \frac{\alpha_T}{n} \qquad \alpha_T = \alpha_0 + \alpha$$

$\alpha_T = (3 + 8,46).10^{-4}\ rd = 11,46.10^{-3}\ rd$ d'où $\alpha_t = 2,87.10^{-3}\ rd.$

$$\tau_\alpha = \frac{11,23}{2} \times \frac{\overline{40}^2}{4} \times 2,87.10^{-3}\ rd = 6,43\ kg/cm^2.$$

- Contrainte de cisaillement dû à la distorsion de l'appareil d'appui (τ_r) :

$\tau_r = G \cdot tg\,\gamma$ avec $tg\,\gamma = \frac{u}{T}$ et $u = v \cdot \theta$ θ : rotation de l'appui.

v : distance entre le C.D.G et la S° mixte et la fibre inférieure la plus éloignée de la S° métallique.

Charges	n	θ_2 (10^{-3} rd)	V_1 (cm)	$V\theta$	T (cm)	G (kg/cm²)	τ_r (kg/cm²)
C.P	∞	-1,73	68,30	0,118	8	11,23	0,17
C.C.P	18	-1,06	104,30	0,111	8	11,23	0,16
Denivellation	18	-1,43	104,30	0,149	8	11,23	0,21
Retrait + ΔT°	15	-1,89	109,13	0,206	8	11,23	0,289
Surch. Holtai	6	-2,16	136,69	0,295	8	11,23	0,41
Surcharges U.I.C	6	-0,19	136,69	0,026	8	11,23	0,036
Total							1,203

$\tau_r = \sum \tau_{r_i} = 1,203\ kg/cm^2.$

Vérification :

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

$$\tau = 23{,}10 + 5{,}62 + 1{,}203 + 6{,}43 = 36{,}35 \text{ kg/cm}^2 < 5G = 56{,}15 \text{ kg/cm}^2.$$

Condition de non-cheminement et de non glissement :

$$\sigma_{m,\,mini} = \frac{N_{min}}{a \times b} = \frac{59{,}52.10^3}{40 \times 60} = 24{,}80 \text{ kg/cm}^2 > 20{,}42 \text{ kg/cm}^2.$$

$H < f.N$ $\qquad f = 0{,}12 + \dfrac{0{,}20}{24{,}80} = 0{,}128.$

On considère N_{min}, c'est à dire $N = 59{,}52\,t.$; $H = 20{,}61\,t.$

on a $20{,}61 > 0{,}128 \times 59{,}53 = 7{,}62\,t$ on prévoit des butées au niveau des abés d'appui.

Condition de non soulèvement :

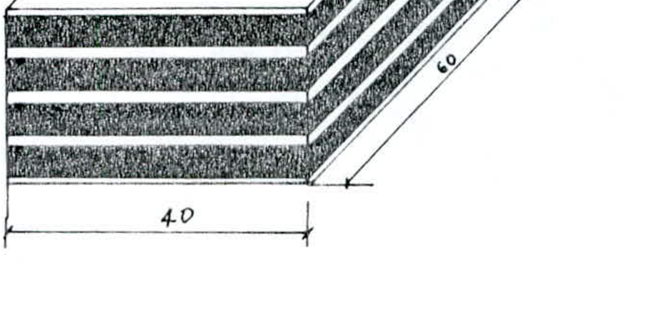
$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta}\,\frac{t^2}{a^2}\,\frac{\sigma_m}{G} \qquad \text{on a : } \frac{3}{6} \times \frac{1}{40^2} \times \frac{92{,}38}{11{,}23} = 1{,}03.10^{-2}\text{ rd.}$$

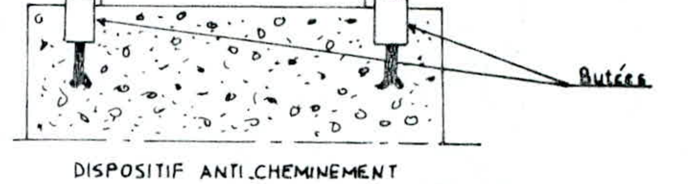
$$\alpha_t = 2{,}87.10^{-3}\text{ rd} < 1{,}03.10^{-2}\text{ rd.}$$

Dimensionnement des frettes :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta}\,\frac{\sigma_m}{\sigma_e} \;;\; t_s \geq 2\text{ mm} \qquad \text{on a } t_s \geq \frac{40}{6}\,\frac{92{,}38}{2400} = 2{,}60\text{ mm.}$$

soit donc : $t_s = 3$ mm.





DISPOSITIF ANTI-CHEMINEMENT

Appareil d'appui sur pile 1 :

Aire de l'appareil d'appui :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{582{,}65.10^3}{a \times b} \leq \bar{\sigma} = 153 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{d'où} \quad a \times b \geq \frac{582{,}65.10^3}{153} = 3808{,}17 \text{ cm}^2.$$

On prend $a \times b = 50 \times 80 \text{ cm}^2$.

Dimensions en hauteur :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad \text{d'où} \quad 5 \leq T \leq 10 \qquad T = n\,t \qquad t = 2\text{ cm}$$

$5 \leq 2 \times n \leq 10$ on prend $n = 4$

Conclusion: $a \times b = 4000 \text{ cm}^2$

$t = 20 \text{ mm}$

$T = 80 \text{ mm}$

$n = 4$

Vérifications :

Contrainte de compression : $\sigma_m^{max} = \dfrac{582{,}65.10^3}{4000} = 145{,}66 \text{ kg/cm}^2 < 153 \text{ kg/cm}^2.$

- Contrainte de cisaillement (τ_N) : $\tau_N = \dfrac{1{,}5 \times 145{,}66}{7{,}69} = 28{,}40 \text{ kg/cm}^2.$

Contrainte de cisaillement τ_{H_1} : $\tau_{H_1} = 11{,}23 \times (3{,}2 + 0{,}8) \times \dfrac{1}{80} = 0{,}56 \text{ kg/cm}^2 < 0{,}56$

Contrainte de cisaillement τ_{H_2} : $\tau_{H_2} = \dfrac{6{,}87.10^3}{2 \times 50 \times 80} = 0{,}86 \text{ kg/cm}^2$

finalement $\tau_H = 0{,}86 + 0{,}56 = 1{,}42 \text{ kg/cm}^2 < 7{,}86 \text{ kg/cm}^2.$

- Contrainte de cisaillement τ_r :

charges	n	θ_1 (10^{-3}rd)	V (cm)	Vθ (	T (cm)	G (kg/cm²)	τ_r (kg/cm²)
C.P	∞	0	68,30	0	8	11,23	0
C.C.P	18	0	104,30	0	8	11,23	0
Denivellation	18	2,62	104,30	0,274	8	11,23	0,385
Retrait + ΔT°	15	0	109,13	0	8	11,23	0
surch-trottoir	6	0,15	136,69	0,021	8	11,23	0,030
Surcharges U.I.C	6	0,26	136,69	0,036	8	11,23	0,051
Total							0,466

$\tau_r = \sum \tau_{r_i} = 0{,}466\ kg/cm^2.$

Contrainte de cisaillement τ_α :

$$\tau_\alpha = \frac{11{,}23}{2} \times \frac{\overline{50}}{4}^2 \times 1{,}51.10^{-3} = 5{,}30\ kg/cm^2.$$

Contrainte de cisaillement totale τ

$$\tau = 28{,}40 + 1{,}42 + 0{,}466 + 5{,}30 = 35{,}59\ kg/cm^2$$

$\tau = 35{,}59\ kg/cm^2 < \bar{5}G = 56{,}15\ kg/cm^2.$

Condition de non cheminement et de non glissement :

$$\sigma_{m,mini} = \frac{252{,}01.10^3}{50 \times 80} = 63{,}00\ kg/cm^2 > 20{,}42\ kg/cm^2.$$

$H < f.N$ d'où $6{,}87 < 0{,}123 \times 252{,}01 \Rightarrow 6{,}87 < 31{,}00\ t$ vérifiée.

Condition de non soulevement :

$$\alpha_t \le \frac{3}{7{,}69} \times \frac{4}{50^2} \times \frac{145{,}66}{11{,}23} = 1{,}62.10^{-2}\ rd.$$

$\alpha_t = 1{,}51.10^{-3}\ rd < 16{,}2.10^{-3}\ rd.$

Dimensions des frettes :

$$t_s \ge \frac{50}{7{,}69} \times \frac{145{,}66}{2400} = 3{,}95\ mm \quad ; \quad t_s \ge 2\ mm.$$

d'où $t_s = 4\ mm.$

Appareil d'appui sur pile 0 :

On adoptera les même appareils d'appui que ceux de la culée 2, les seuls vérifi-
-cation à faire sont :

$$\tau_{H_1} = 11{,}23\ (3{,}5+14) \times \frac{1}{80} = 2{,}46 \text{ kg/cm}^2 < 0{,}5\,G = 5{,}62 \text{ kg/cm}^2.$$

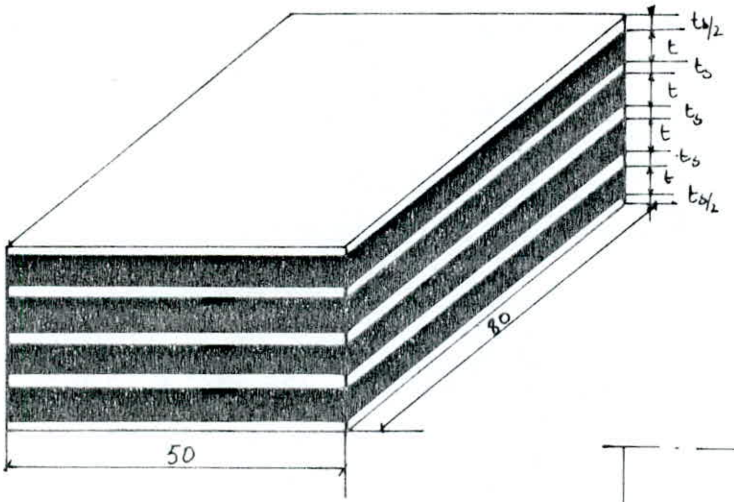
$$\tau_{H_2} = \frac{6{,}97.10^3}{2 \times 40 \times 60} = 1{,}43 \text{ kg/cm}^2$$

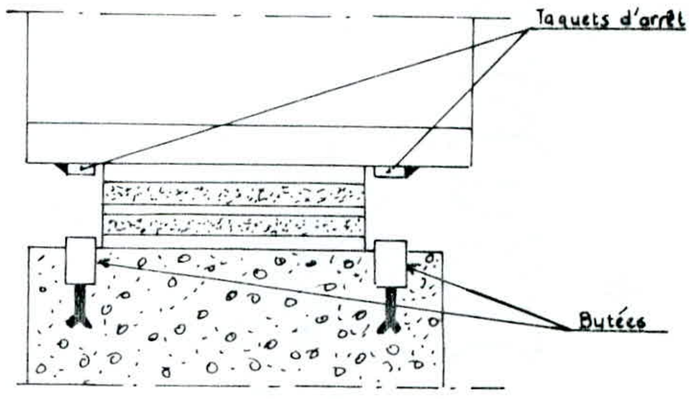
$$\tau_H = \tau_{H_1} + \tau_{H_2} = 3{,}89 \text{ kg/cm}^2 < 0{,}7\,G = 7{,}86 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_\alpha = 6{,}43 \text{ kg/cm}^2\ ; \quad \tau_r = 1{,}203 \text{ kg/cm}^2\ ; \quad \tau_N = 23{,}10 \text{ kg/cm}^2$$

d'où $\tau = 6{,}43 + 1{,}203 + 23{,}10 + 3{,}89 = 34{,}62 \text{ kg/cm}^2 < 5\,G = 56{,}15 \text{ kg/cm}^2.$

Appareil sur pile 1 :





DISPOSITIF ANTI_CHEMINEMENT

Vérification au Séisme :

les effets du séisme sont assimilés à des forces d'inertie ayant une direction quelconque et une intensité proportionnelle à la valeur des forces de pesanteur. Dans les tabliers de pont, les effets du séisme sont en général négligeables, le supplément de charge verticale positive ou négative (dont le maximum est de l'ordre de 20% des charges verticales appliquées aux tabliers) est généralement largement compensé par l'augmentation des contraintes admissibles du $II^{ème}$ genre, par contre, dans les appuis les effets du séisme sont très importants, d'où la nécessité de la vérification au séisme pour les appuis.

Efforts dûs au séisme :

$\varepsilon_H = 10\%$; $\varepsilon_V = 7\%$

Composante horizontale : $H = 10\%\ G$

composante verticale : $V = \pm 7\% \ (G + 0,5P)$

Sollicitation du $II^{ème}$ genre : $S_2'' = G + P + T + SI$

T : négligeable car les propriétés chimiques et mécaniques de l'élastomère lui permettent de bien résister à ces dites sollicitations.

Calcul des efforts :

1. Pile 1 :

Composante horizontale :

$H = 0,1 \times G$; $G = CP + CCP = 108,50 + 129,47 = 237,97\,t.$

$H = 23,797\,t.$

Composante verticale :

$V = \pm 0,07\ (G + 0,5P)$; $P = S_{u.r.c} + S_{tr} = 243,63 + 31,90 = 275,53\,t.$

$V = \pm 26,30\,t.$

Efforts horizontaux:

$H_{SI} = 23,797\,t$

$H_{fr} = 6,87\,t$

$H_{dil} = a \times b \times \tau_{H_1} = 50 \times 80 \times 0,56 = 2240\ kg$

$H_T = H_{SI} + H_{fr} + H_{dil} = 23,797 + 6,87 + 2,24 = 39,78\,t.$

Efforts normal: $S_2'' = G + P + SI \quad T \geq 0.$

$N_{max} = G + P + SI \downarrow = 237,97 + 275,53 + 26,30 = 539,8\,t.$

$N_{mini} = G - 0,1G = 0,9G = 0,9 \times 237,97 = 214,173\,t.$

Vérifications:

- Contrainte de compression: $\sigma_m^{max} = \dfrac{N_{max}}{a \times b} = \dfrac{539,8 \cdot 10^3}{50 \times 80} = 134,95\ kg/cm^2 < 153\ kg/cm^2.$

- Contrainte de cisaillement τ:

$\tau_N = \dfrac{1,5 \times 134,95}{7,69} = 26,32\ kg/cm^2 \quad ; \quad \tau_H = 1,42 + \dfrac{23,797 \cdot 10^3}{2 \times 50 \times 80} = 4,39\ kg/cm^2.$

$\tau_\alpha = 5,30\ kg/cm^2 \quad ; \quad \tau_r = 0,466\ kg/cm^2$

$\tau_H = 4,39\ kg/cm^2 < 7,86\ kg/cm^2$ vérifiée.

$\tau = \Sigma\tau = 36,48\ kg/cm^2 < 5G = 56,15\ kg/cm^2.$

- Condition de non cheminement et de non glissement:

$\sigma_{m,mini} = \dfrac{214,173 \cdot 10^3}{50 \times 80} = 53,54\ kg/cm^2 > 20,42\ kg/cm^2.$

$H < f \cdot N \qquad H = 39,78\,t \qquad f = 0,121 \qquad N = 214,173\,t$

$39,78 > 25,91\,t$ il faut prévoir des butées.

- Condition de non soulèvement:

$\alpha_t \leq \dfrac{3}{7,69} \times \dfrac{4}{50^2} \times \dfrac{134}{11,23} = 7,501 \cdot 10^{-3}\ rd$

$\alpha_t = 1,51 \cdot 10^{-3}\ rd < 7,501 \cdot 10^{-3}\ rd$ vérifiée.

2. Culée 2 et pile 0 :

$G = 32,54 + 38,84 = 71,38t.$

$H = 0,1\,G = 7,138t$

$P = 11,17 + 119,95 = 131,12t.$

$V = \pm\,0,07\,(71,38 + 0,5 \times 131,12) = \pm\,9,59t.$

on a :

$H_{SI} = 7,138t$

$H_{fr} = 20,61t$ - cas de la culée (le plus défavorable).

$H_{dil^t} = a \times b \times \tau_{H_1} = 40 \times 60 \times 1,33.10^{-3} = 3,19t.$

$H_T = \Sigma H = 30,94t.$

$N_{max} = 71,38 + 131,12 + 9,59 = 212,09t.$

$N_{mini} = 0,9G = 0,9 \times 71,38 = 64,24t.$

Vérifications :

. Contrainte de Compression : $\sigma_m^{max} = \dfrac{212,09.10^3}{40 \times 60} = 88,37\,kg/cm^2 < 153\,kg/cm^2.$

. Contrainte de cisaillement :

$\tau_N = \dfrac{1,5 \times 88,37}{6} = 22,09\,kg/cm^2$; $\tau_H = 5,62 + \dfrac{7,138.10^3}{2 \times 40 \times 60} = 7,11\,kg/cm^2.$

$\tau_r = 1,203\,kg/cm^2$; $\tau_\alpha = 6,43\,kg/cm^2$: $\tau_H = 7,11\,kg/cm^2 < 7,86\,kg/cm^2.$

d'où $\tau = \Sigma\tau = 36,83\,kg/cm^2 < 5G = 56,15\,kg/cm^2.$

. Condition de non cheminement et de non glissement :

$\sigma_{m,\,mini} = \dfrac{64,24.10^3}{40 \times 60} = 26,77\,kg/cm^2 > 20,42\,kg/cm^2.$

$H < f.N$ $\quad H = 30,94t$; $f = 0,122$; $N = 64,24t$

$30,94 > 7,84\,t$ il faut prévoir des butées.

. Condition de non soulevement : $\alpha_t = 2,87.10^{-3}rd < \dfrac{3}{6} \times \dfrac{4}{40^2} \times \dfrac{88,37}{11,23} = 9,84.10^{-3}rd.$

Dé d'appui : Art 40 du C.C.B.A 68

N_{max} = C.P + C.C.P + Surcharges Koltoi + Surcharges U.I.C + Denivellation + retrait + $\Delta T°$ =

$$N_{max} = 108,5 + 129,47 + 37,36 - 72,42 + 49,10 + \frac{292,36}{1,5} + 38,28 = 485,20t.$$

Les dimensions du dé d'appui sont : $a \times b \times e = 100 \times 80 \times 20$

Le dé est soumis à une compression simple dont la valeur moyenne est égale :

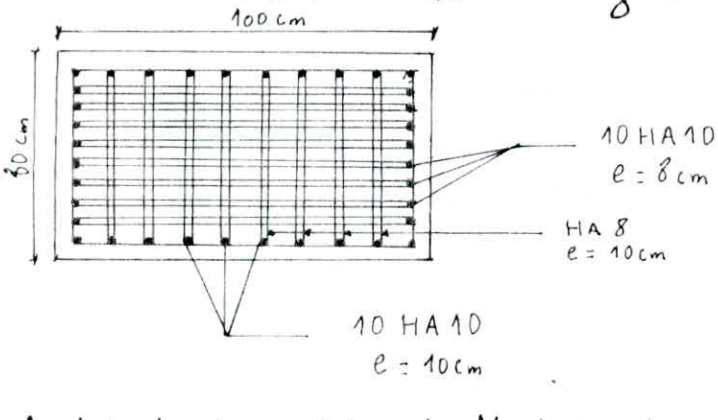
$$\sigma'_m = \frac{N'}{S} = \frac{485,20.10^3}{100 \times 80} = 60,65 \ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_{b_0} = 76,5 \ kg/cm^2$$

donc le béton seul peut resister à l'effort transmis par le tablier, mais d'après les recommendations de l'art. 40.2 du C.C.B.A 68, la pièce doit-être armée parallèlement à cette face et jusqu'à la profondeur voulue d'une manière suffisante pour eviter la rupture locale du béton sous la charge.

Une frette superieure (de surface), dont la section totale (dans chaque direction s'il s'agit d'armatures croisées) est capable de reprendre un effort égale à 0,04 R_{max}.

$$A = \frac{0,04 \ R_{max}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{0,045 \times 485,20.10^3}{2800} = 6,93 \ cm^2$$

On choisit 10 HA 10 = 7,85 cm^2 longt et transv.



Verification des prescriptions de l'art 41. du C.C.B.A 68 :

2.1) $\frac{90}{80} = 1,125 < 2.$

22) $\sigma'_m = \frac{N}{S} = \frac{485,20.10^3}{90 \times 72} = 74,88$ kg/cm²

- calcul de la contrainte admissible de frettage : ($\bar{\sigma}'_f$)

$$\frac{\bar{\sigma}'_f}{\bar{\sigma}'_{b_0}} = 1 + \theta_t \, \bar{\omega}_t \left(1 - \frac{2t}{a}\right) \frac{\sigma_{en}}{\bar{\sigma}'_n}$$

$\theta_t = 3$ (quadrillages)

$t = 8$ cm

$a = 18$ cm

$\sigma_{en} = 4200$ kg/cm²

$\sigma'_n = 270$ kg/cm²

$$\bar{\omega}_t = \frac{\text{Volume des frettes}}{\text{Volume du béton du noyau fretté}} = \frac{3258}{20 \times 80 \times 100} = 0,02 = 2\,\%$$

$$\frac{\bar{\sigma}'_f}{\bar{\sigma}'_{b_0}} = 1 + 3 \times 0,02 \left(1 - \frac{2 \times 8}{18}\right) \frac{4200}{270} = 1,104 \quad \text{d'où } \bar{\sigma}'_f = 1,104 \times 76,5 \text{ kg/cm}^2$$

on a bien $\sigma'_m = 74,88$ kg/cm² $< \bar{\sigma}'_f = 84,46$ kg/cm².

23) on a des quadrillages, formés de nappes de barres repliées en « épingle à cheveux ».

24) $80 > 25$ cm.

26) $14,5 \sqrt{\bar{\sigma}'_{b_0}} = 14,5 \sqrt{76,5} = 126,82$ kg/cm² $> 84,46$ kg/cm².

27) $0,02 > 0,006$

Conclusion : toutes les prescriptions de l'art 41. du C.C.B.A 68 sont vérifiées.

Etude de la Pile.

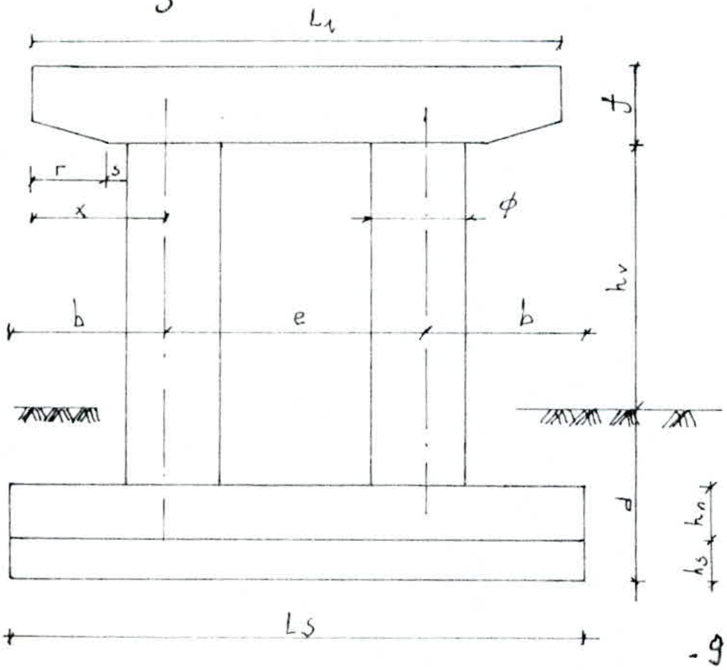
- Conception : Une pile est un appui intermédiaire, constituée d'une superstructure (fût dans notre cas) visible en grande partie et d'une fondation. Dans notre cas on a opté pour des piles à 2 fûts évidés (pour éviter le flambement), surmontés d'un chevêtre. Vue la nature du sol qui se présente à quelques mètres (bonne portance à partir de 2,00 m), notre pile sera fondée sur une fondation superficielle ; la semelle étant rectangulaire, elle sera ancrée à 4,00 m (portance du sol à 4,00m est de l'ordre de 50 t/m²).

Prédimensionnement de la pile :

Soit L_1 : longueur du chevêtre prise égale à 9,60 m dont la mesure où on est contraint à ne pas dépasser 10,60 m qui est la largeur du pont.

ϕ : diamètre du fût prise égale à 2,50 m afin de résister aux différentes sollicitations importantes.

h_v : hauteur du fût, est imposé par les caractéristiques géométriques du franchissement. Elle est égale à 17 m.



e : entre axe des fûts $= \dfrac{L_1\sqrt{2}}{1+\sqrt{2}} = 5,6\,m$

$x = \dfrac{L_1}{2(1+\sqrt{2})} = 2\,m.$

$L_S \geq (n-0,2)\,e$; $n = 2$; $e = 5,6\,m$

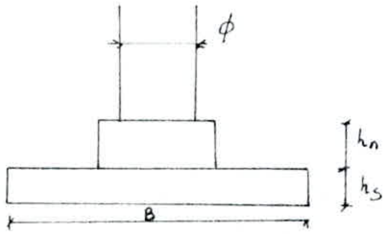
$L_S = 10,80\,m$

$f = 1,80\,m$

$r = 0,50\,m$; $s = 0,25\,m$.

$h_n = 2\,m$ (pour diminuer la longueur de flambement).

Longitudinalement :



$$Q = R + \delta_2 B_0 D L_s + P_2 = \bar{\sigma}_s . B_0 . L_s$$

$$B_0 = \frac{R + P_2}{(\bar{\sigma}_s - \delta_2 D) L_s}$$

$\bar{\sigma}_s = 30 t/m^2$ (en moyenne)

R : résultante des charges verticales

B0 : largeur apparente de la semelle.

D : distance d'ancrage ($D = 4,00^m$)

δ_2 : est prise égale à $2,1 t/m^3$.

L_s : largeur de la semelle $= 14,80m$

P_2 : poids de la pile

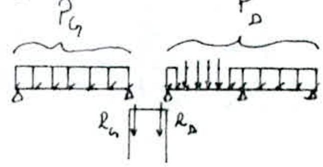
N.B : On augmentera la valeur de B_0 de 3 fois,

pour tenir compte de l'effet d'une force horizontale en tête de pile, soit :

$$B = B_0 + 3 \frac{F.H}{Q}$$

F : force horizontale prise forfaitairement

$$F = 0,20 \times \frac{1}{7} \times P_D + 0,50 \times \frac{1}{7} \times P_G = 13,74 + 15,43 = 29,17 t.$$



H : hauteur de la pile : $H = 20,8 m$.

$$R = R_D + R_G = (285,28 + 264,74) \times 2 = 1100,03 t.$$

$$P_2 = \left[2 \left(17 . \pi \frac{(2,5^2 - 2^2)}{4} \right) + 2 \times 3 \times 16,80 + 1,8 \times 3 \times 9,60 \right] \times 2,5 = 531,81 t.$$

$$Q = R + P_2 = 1100,03 + 531,81 = 1631,84 t.$$

$$B_0 = \frac{1631,84}{(30 - 2,1 \times 4) 14,80} = 4,50 m \quad \text{d'où} \quad B = 4,50 + 3 \frac{29,17 \times 20,8}{1631,84} = 5,62 m$$

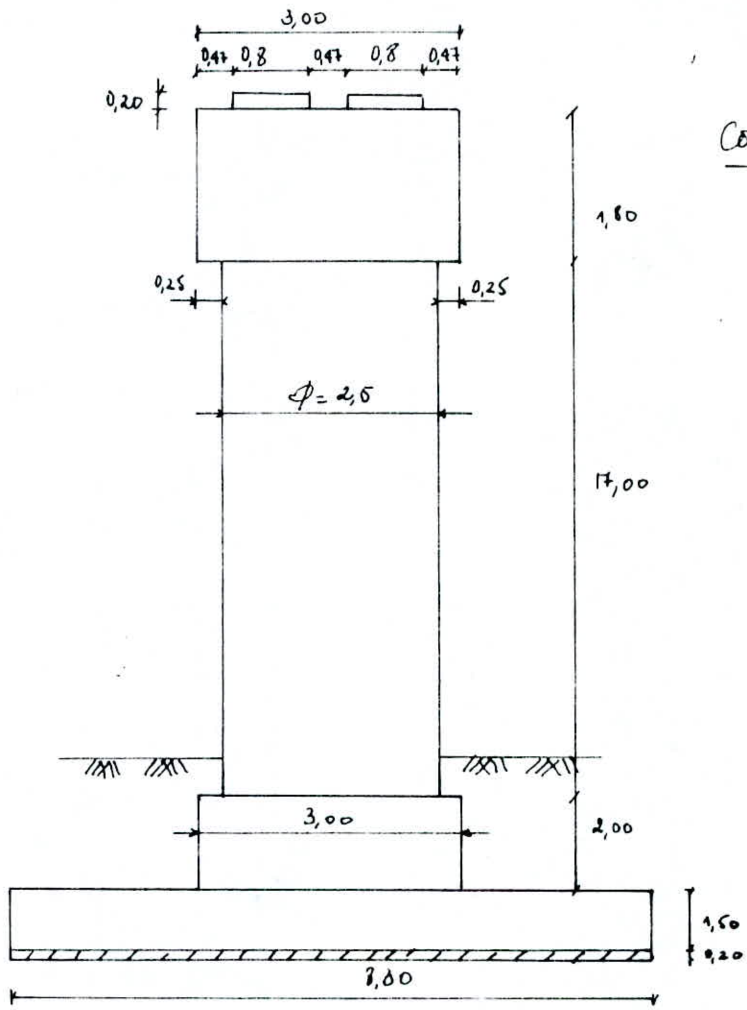
Pour des raisons de stabilité, on prend $B = 8,30 m$.

- calcul de h_s :

$$0,60 \leq h_s \leq 1,00 m \quad \text{et} \quad h_s \geq \frac{c}{2} \quad \text{où} \quad c = \frac{B - \phi}{2} = 2,90 m$$

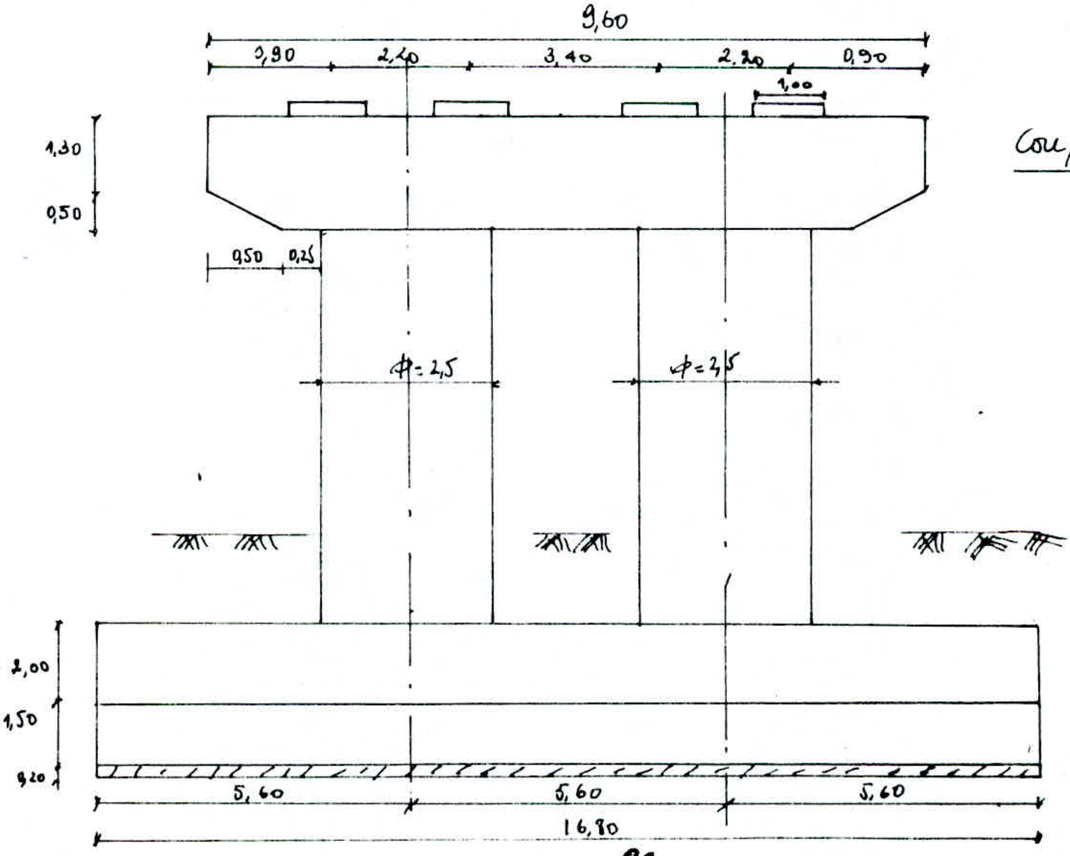
d'où $h_s \geq 1,45 m$, on prend $h_s = 1,50 m$.

Schématiquement on aura :



Coupe transversale

long



Coupe longitudinale

transversale

- Calcul de la Pile

Evaluation des efforts :

1. Efforts ramenés par le tablier :

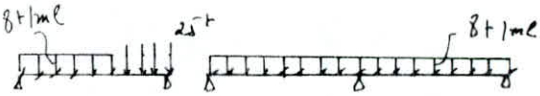


schéma de calcul pour les reactions sous U.I.C.

- travée hyperstatique :

T(0) $N = CP + CCP = \underline{101,32\,t}$.

non pondéré, non majoré (2e phase)

- travée isostatique :

$N = CP + CCP = \underline{135,14\,t}$.

2. Efforts ramenés par les surcharges U.I.C :

- travée hyperstatique :

$N_{max} = \underline{94,50\,t}$; $N_{min} = \underline{-13,50\,t}$.

- travée isostatique : $N_{max} = \underline{158,85\,t}$;

3. Efforts ramenés par les surcharges de trottoir :

- travée hyperstatique : Poutre ① $\underline{N_T = 13,40\,t}$.

Poutre ② $N_T = \underline{-4,19\,t}$.

- travée isostatique : Poutre ① $N_T = \underline{9,57\,t}$.

Poutre ② $N_T = \underline{-4,10\,t}$.

4. Efforts ramenés par la pile :

* Dé d'appui : $1,00 \times 0,80 \times 0,20 \times 2,5 = \underline{0,40\,t}$.

* chevêtre :

Aile : $\left[\left(1,30 + \dfrac{0,50}{2}\right) \times 0,50 \times 3,00 + 0,25 \times 1,80 \times 3,00\right] \times 2,5 = \underline{9,19\,t}$.

Partie centrale : $1,80 \times 3,00 \times 8,10 \times 2,5 = \underline{109,35\,t}$.

* fût : $\pi\,(2,5^2 - 2^2) \times \dfrac{1}{4} \times 17 \times 2,5 = \underline{75,10\,t}$

Poids de la pile :

$P = \underline{281,13\,t}$.

5. Efforts ramenés par le socle : $N = 3,00 \times 16,80 \times 2,00 \times 2,5 = \underline{252,00\,t}$.

6. Efforts ramenés par la semelle : $N = 1,5 \times 8,30 \times 16,80 \times 2,5 = \underline{522,90\,t}$

7. Freinage : sur pile (partie isostatique) : $H_{P_1} = 0,27 \times \frac{1}{7} \times 264,8 = \underline{10,21\,t}$

sur pile (partie hyperstatique) : $H_{P_2} = 0,20 \times \frac{1}{7} \times 54 \times 8 = \underline{12,34\,t}$

8. Efforts dûs au remblai :

$$N = [\,8,30 \times 16,80 \times 2,50 - 3,00 \times 16,80 \times 2,00 - 19817\,] \times 1,8$$

$$N = \underline{437,20\,t}.$$

9. Effet du vent :

Conformement au fasicule CPC titre I, le vent est supposé souffler horizontalement, dans une direction normale à l'axe longitudinale de la chaussée avec une pression de $0,25\ t/m^2$. Le vent ne se cumule pas avec le seisme.

* vent sur la dalle et la superstructure :

$H_{v_1} = (0,25 + 0,45) \times 27 \times 0,25 = \underline{4,73\,t}.$

$H_{v_p} = 1,78 \times 27 \times 0,25 = \underline{12,02\,t}$

* vent sur les appareils d'appui :

$H_{v_{2p}} = 0,40 \times 0,06 \times 0,25 + 0,50 \times 0,08 \times 0,25 = \underline{0,02\,t}$

* vent sur les dés d'appui :

$H_{v_1} = 2\,(0,80 \times 0,20 \times 0,25) = \underline{0,08\,t}$

* vent sur le chevêtre :

$H_{v_c} = 3,00 \times 1,80 \times 0,25 = \underline{1,35\,t}.$

* vent sur le fût :

$H_{v_f} = (17,00 - 0,50) \times 2,5 \times 0,25 = \underline{10,31\,t}.$

finalement : $H_v = \Sigma H_{iv} = \underline{28,52\,t}$

NOTa : D'après les documents SETRA, on ramène la force du vent au niveau des dés d'appui, car il n'y a pas de liaisons rigides entre le tablier et la pile :

10. Effet des déplacements lents :

$$H_L = G.\,a.\,b.\ \frac{u}{T}$$

* partie hyperstatique : $H_{L_1} = \left[11,23 \times 50 \times 80\ \ \frac{0,27 + 1,08}{8}\right] \times 2 = \underline{15,16\,t}$

* partie isostatique : $H_{L_2} = \left[11,23 \times 40 \times 60\ \ \frac{(0,54 + 0,135)}{6}\right] \times 2 = \underline{6,06\,t}$

En somme : $H_L = H_{L_2} - H_{L_1} = \underline{-9,10t}$.

11. Effet des crues :

On suppose que la poussée ne s'exerce que sur un fût, c'est à dire que ce dernier masque le second fût.

$F = c.\bar{\omega}.S.\frac{\bar{V}^2}{2g}$

c : coefficient de forme : section circulaire : 0,75

$\bar{\omega}$: $\rho.g = 10\ t/m^3$.

S : section du fût exposée = $2,5 \times 2 = 5\ m^2$

V : vitesse moyenne d'écoulement : 4 m/s.

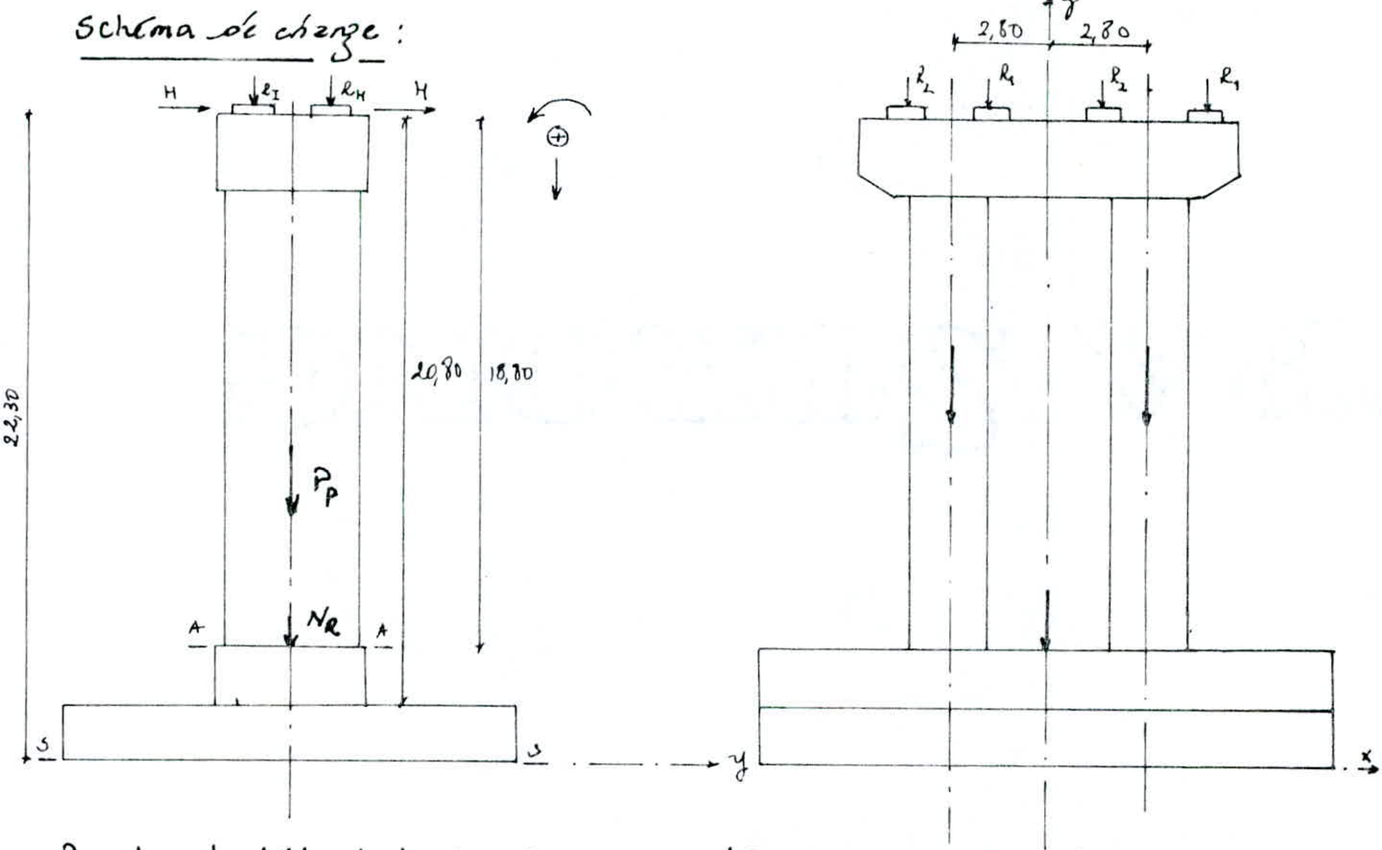
d'où $F = 0,75 \times 10 \times 5 \times \frac{16}{2 \times 10} \Rightarrow \underline{F = 30t}$.

12. Effet du démarrage :

Partie hyperstatique : $H_1 = (3,3 \times 54) \times 20\% = \underline{35,64t}$

Partie isostatique : $H_2 = (3,3 \times 27) \times 27\% = \underline{24,06t}$

Schéma de charge :



Pour le ... du fût et de la pile, on considère respectivement les sections A-A et S-S (le calcul se fera sous la combinaison la plus défavorable.

Section A-A

A_i	Designation	N (t)	e_y (m)	M_y (tm)	H (t)	e_x (m)	M_x (tm)
A_1	Tablier isostatique (2 voies)	270,28				0,64	172,98
A_2	Tablier hyperstatique (2 voies)	202,64				-0,64	-129,69
A_3	Poids de la pile	281,13					
A_4	Surcharges U.I.C (1 voie) isostatique	158,85	2,80	444,78		0,64	101,66
A_5	Surcharges U.I.C (1 voie) hyperstatique	94,50	2,80	264,60		-0,64	-60,48
A_6	Surcharges U.I.C (2 voies) isostatique	317,62				0,64	203,28
A_7	Surcharges U.I.C (2 voies) hyperstatique	189,00				-0,64	-120,96
A_8	Surcharges trottoir (1 voie) isostatique	R_1 9,57	3,90	37,32		0,64	6,12
		R_2 -4,10	1,70	-6,97		0,64	-2,62
A_9	Surcharges trottoir (1 voie) hyperstatique	R_1 13,40	3,90	52,26		-0,64	-8,58
		R_2 -4,79	1,70	-8,14		-0,64	3,07
A_{10}	Surcharges trottoir (2 voies) isostatique	R_1 19,14				0,64	12,25
		R_2 -8,20				0,64	-5,25
A_{11}	Surcharges trottoir (2 voies) hyperstatique	R_1 26,80				-0,64	-17,15
		R_2 -9,58				-0,64	+6,13
A_{12}	Denivellation aller (2 voies)	74,72				-0,64	-47,82
A_{13}	Denivellation retour (2 voies)	-144,84				-0,64	92,70
A_{14}	Retrait + $\Delta T°$ (2 voies)	-98,20				-0,64	62,85
A_{15}	Freinage (1 voie)				22,55	18,80	423,94
A_{16}	Demarrage (1 voie)				59,70	18,80	1122,30
A_{17}	Déformations lentes (2 voies)				-18,20	18,80	-342,16
A_{18}	Vent		18,80	536,18	28,52		
A_{19}	Crues		1,00	30,00	30,00		

Section S-S

S_i	Désignation	N(t)	e_y(m)	M_y(tm)	H(t)	e_x(m)	M_x(tm)
S_1	Tablier isostatique (2 voies)	270,28				0,64	172,98
S_2	Tablier hyperstatique (2 voies)	202,64				-0,64	-129,69
S_3	Poids de la pile	281,13					
S_4	Surcharges U.I.C (1 voie) isostatique	158,85	2,80	444,78		0,64	101,66
S_5	Surcharges U.I.C (1 voie) hyperstatique	94,50	2,80	264,60		-0,64	-60,48
S_6	Surcharges U.I.C (2 voies) isostatique	317,62				0,64	203,28
S_7	Surcharges U.I.C (2 voies) hyperstatique	189,00				-0,64	-120,96
S_8	Surcharges trottoir (1 voie) isostatique	R_1 9,57	3,90	37,32		0,64	6,12
		R_2 -4,10	1,70	-6,97		0,64	-2,62
S_9	Surcharges trottoir (1 voie) hyperstatique	R_1 13,40	3,90	52,26		-0,64	-8,58
		R_2 -4,79	1,70	-8,14		-0,64	3,07
S_{10}	Surcharges trottoir (2 voies) isostatique	R_1 19,14				0,64	12,25
		R_2 -8,20				0,64	-5,25
S_{11}	Surcharges trottoir (2 voies) hyperstatique	R_1 26,80				-0,64	-17,15
		R_2 -9,58				-0,64	6,13
S_{12}	Dénivellation aller (2 voies)	74,72				-0,64	-47,82
S_{13}	Dénivellation retour (2 voies)	-144,84				-0,64	92,70
S_{14}	Retrait + ΔT° (2 voies)	-98,20				-0,64	62,85
S_{15}	Freinage (1 voie)				22,55	22,30	502,87
S_{16}	Démarrage (1 voies)				59,70	22,30	1331,31
S_{17}	Déformations lentes (2 voies)				-18,20	22,30	-405,86
S_{18}	Vent		22,30	636,00	28,52		
S_{19}	Effort de lacet (Art 4.13 du classement des ch...)		22,30	223,00	10,00		
S_{20}	Poids du remblai	437,20					
S_{21}	Poids du socle	252,00					
S_{22}	Poids de la semelle	522,90					

Combinaison :

Section A-A :

On utilise la combinaison $G + 1,2 P + T$ (1er genre)

$G = A_1 + A_2 + A_3 + A_{12} + A_{13} + A_{14} = 585,73\,t.$

N°	Combinaisons	N (t)	H (t)	M_x (tm)	M_y (tm)
1	$C_1 = G + 1,2(A_4 + A_5 + A_8 + A_9) + A_{16} + A_{17}$	906,65	41,50	978,16	940,62
2	$C_2 = G + 1,2(A_4 + A_5 + A_{10} + A_{11}) + A_{16} + A_{17}$	923,54	41,50	975,75	851,26
3	$C_3 = G + 1,2(A_6 + A_7 + A_8 + A_9) + A_{16} + A_{17}$	1210,57	41,50	1027,53	89,36
4	$C_4 = G + 1,2(A_6 + A_7 + A_{10} + A_{11}) + A_{15} + A_{16} + A_{17}$	1227,97	64,05	1449,06	0
5	$C_5 = G + 1,2(A_4 + A_5 + A_8 + A_9) + A_{18}$	906,65	28,52	198,02	1476,80
6	$C_6 = G + 1,2(A_4 + A_5 + A_8 + A_9) + A_{19} + A_{16}$	906,65	89,70	1320,32	970,62

La combinaison la plus défavorable, qui correspond à un effort normal minimum et un moment maximum est la 6ème combinaison :

les efforts sont :

$N = 906,65\,t$; $H = 89,70\,t$; $M_x = 1320,32\,t.m$; $M_y = 970,62\,t.m$

Pour 1 fût on a : $H = 89,70\,t$; $N = 453,33\,t.$; $M_x = 660,16\,t.m.$; $M_y = 485,31\,t.m.$

Section S-S : $G' = G_T + S_{21} + S_{20} + S_{22} = 585,73 + 1212,10 = 1797,83\,t.$

N°	Combinaisons	N (t)	H (t)	M_x (tm)	M_y (tm)
1	$C'_1 = G' + 1,2(S_4 + S_5 + S_8 + S_9) + S_{16} + S_{17}$	2118,75	41,50	1123,47	940,62
2	$C'_2 = G' + 1,2(S_4 + S_5 + S_{10} + S_{11}) + S_{16} + S_{17}$	2135,64	41,50	1121,06	851,26
3	$C'_3 = G' + 1,2(S_6 + S_7 + S_{10} + S_{11}) + S_{15} + S_{16} + S_{17}$	2439,57	64,05	1673,30	0
4	$C'_4 = G' + 1,2(S_6 + S_7 + S_8 + S_9) + S_{16} + S_{17}$	2422,67	41,50	1172,84	89,36
5	$C'_5 = G' + 1,2(S_4 + S_5 + S_8 + S_9) + S_{18}$	2118,75	28,52	198,02	1576,62
6	$C'_6 = G' + 1,2(S_4 + S_5 + S_8 + S_9) + S_{19} + S_{16}$	2118,75	89,70	1529,33	1090,62

les efforts donnés par la combinaison la plus défavorable sont:

$N = 2118,75\,t.$

$H = 89,70\,t.$

$M_x = 1529,33\ t.m.$

$M_y = 1090,62\ t.m.$

Verifications:

1. verification au glissement: On doit verifier : $\mu \frac{\Sigma V}{\Sigma H} > 1.$; $\mu = tg\varphi = tg30°$

$$\frac{\Sigma V}{\Sigma H} > \frac{1}{0,58} = 1,73$$

$\frac{\Sigma V}{\Sigma H} = \frac{211875}{89,70} = 23,62 \gg 1,75$, la stabilité au glissement est verifiée.

2. Calcul des contraintes:

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y} \quad ; \quad I_x = \frac{L_s.\bar{B}^3}{12} ; \quad V = \frac{B}{2} \Rightarrow W_x = \frac{L_s.\bar{B}^2}{6}$$

$$I_y = \frac{B.\bar{L_s}^3}{12} ; \quad V = \frac{L_s}{2} \Rightarrow W_y = \frac{B.\bar{L_s}^2}{6}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{6}{L_s B}\left[\frac{M_x}{B} + \frac{M_y}{L_s}\right] = \frac{2118,75}{139,44} + \frac{6}{16,80 \times 8,30}\left[\frac{1529,33}{8,30} + \frac{1090,62}{16,80}\right] = 25,92\,t/m^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{6}{L_s B}\left[\frac{M_x}{B} + \frac{M_y}{L_s}\right] = \frac{2118,75}{139,44} - \frac{6}{139,44}\left[\frac{1529,33}{8,30} + \frac{1090,62}{16,80}\right] = 4,47\,t/m^2.$$

D'où $\sigma_{max} = 25,92\,t/m^2 < \bar{\sigma}_s = 50\,t/m^2$ et $\sigma_{min} = 4,47\,t/m^2 \geq 0$

les contraintes sont verifiées.

3_ Verification au seisme:

Donneés : $\varepsilon_H = 10\%$; $\varepsilon_V = 7\%$

1. Composante horizontale : $H = \varepsilon_H \cdot G$

Designation	G (t)	ε_H	H (t)	d_{S-S} (m)	M_{S-S} (tm)	d_{A-A} (m)	M_{A-A} (tm)
tablier	472,92	10%	47,29	22,30	1054,57	18,80	889,05
Dé d'appui (nbre 8)	3,20	"	0,32	22,20	7,11	18,70	5,98
chevêtre	127,73	"	12,77	21,40	273,28	17,90	228,58
fût	150,20	"	15,02	12,00	180,24	8,5	127,67
Remblai	437,20	"	43,72	2,75	120,23	0,25	10,93
Total	1191,25	"	119,13				1262,22
Socle	252,00	"	25,20	2,50	63,00		
Semelle	522,90	"	52,29	0,75	39,22		
Total.	1966,15	"	196,62		1737,55		

2. Composante verticale :

$$V = \pm\, 0,07\,(G + 0,5P)$$

$P = 317,62 + 189,00 + 19,14 - 8,20 + 26,80 - 9,58 = 534,78\ t.$

$G = 1966,15\ t$

$$V = \pm\, 0,07\,(1966,15 + 0,5 \times 534,78)$$

$$\underline{V = \pm\, 156,35\ t}$$

Combinaisons:

On utilise la combinaison du 2ème genre donnée par :

$\sigma''_2 = G + P + T + SI$

G : sollicitation due à la charge permanente.

P : " " aux surcharges U.I.C

T : " " " effets de la température et du retrait.

SI : " " au séisme.

	Combinaisons	N(T)	H(T)	M (t.m)
1	C_1 = G + T + SI ↓	2024,30	214,82	1437,83
2	C_2: G + P_{max} + T + SI ↓	2576,86	214,82	1521,02
3	C_3: G + P_{max} + T + SI ↑	2264,16	214,82	1509,48
4	C_4 = G + P_{max} + SI ↑	2362,36	196,62	1852,49
5	C_5 = G + P_{min} + SI ↓ + T	1970,00	214,82	1467,85
6	C_6 = G + P_{min} + SI ↑ + T	1657,30	214,82	1456,31

La combinaison qui donne l'effet le plus défavorable est :

G + P_{min} + SI ↑ + T

N = 1657,30 t

H = 214,82 t

M = 1456,31 t.

1. Vérification de la stabilité au glissement :

$$\operatorname{tg}\varphi \frac{\Sigma N}{\Sigma H} > 1,5 \quad ; \quad 0,58 \times \frac{1657,30}{214,82} = 4,47 > 1,5$$

Pas risque de glissement.

2. Calcul des contraintes :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1456,31}{1657,30} = 0,88 \quad ; \text{ sachant que l'on a : } \sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W_x} \text{ avec } W_x = \frac{L \cdot B^2}{6}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S}\left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{1657,30}{139,44}\left(1 + \frac{6 \times 0,88}{8,30}\right) = 19,45\ t/m^2.$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S}\left(1 - \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{1657,30}{139,44}\left(1 - \frac{6 \times 0,88}{8,30}\right) = 4,32\ t/m^2.$$

Conclusion :

$\sigma_{max} = 19,45\ t/m^2 < 1,5\ \bar{\sigma}_s$ vérifié

Calcul du chevêtre

Le chevêtre sera calculé selon les recommandations du S.E.T.R.A pp 73 N° 1.2.2

a/ Poids Propre :

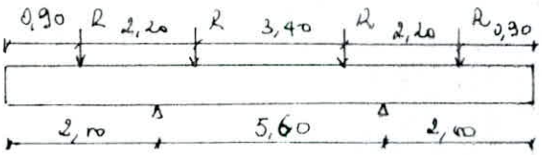
$$G = 2 \times 2,5 \times S = 5S$$

S: Section totale du chevêtre

2: coefficient tenant compte du poids moyen de la poutre du tablier situé au droit du chevêtre au moment de la construction.

b/ Tablier.

Dans notre cas le chevêtre est porteur puisque les points d'appui ne sont pas disposés en face des colonnes.



c/ Verins de soulèvement du tablier :

les verins étant généralement placés à côtés des appareils d'appuis, ce cas est moins défavorable que la charge totale du tablier avec surcharges du train et des trottoirs. On ne considère que le tablier surchargé pour le ferraillage du chevêtre.

Moments de flexion et efforts tranchants :

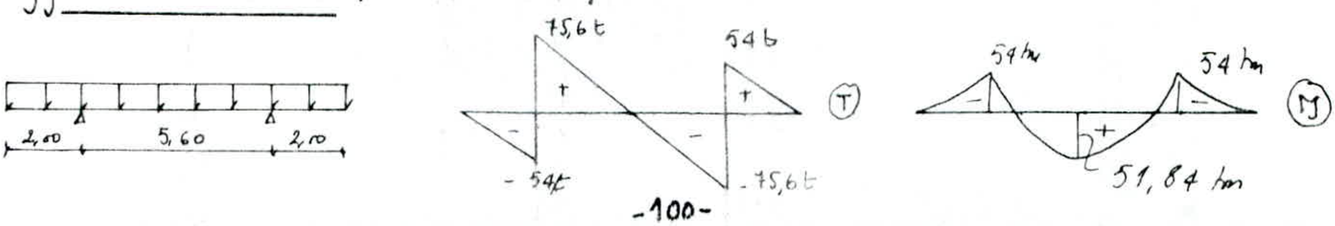
Poids propre :

$$G = 5 \times 1,80 \times 3,00 = 27,00 \ t/ml$$

Moment sur appui : $M = -\dfrac{G.a^2}{2} = -54 \ tm$

Moment en travée : $M_t = G.\left(\dfrac{l^2}{8} - \dfrac{a^2}{2}\right) = G.\left(\dfrac{5,60^2}{8} - \dfrac{2^2}{2}\right) = 51,84 \ tm$

Effort tranchant max : $T_{max} = 75,6 \ t$.

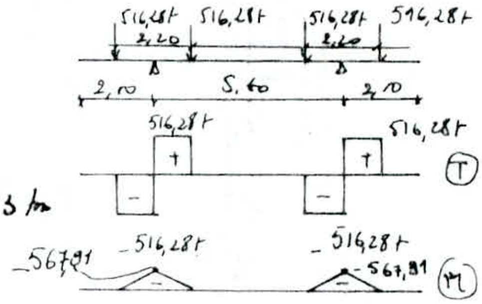


tablier:

les valeurs qui suivent sont des valeurs forfaitaires dans lesquelles R désigne la réaction d'appui maximale sur un appareil d'appui. R = 516,28 t.

Moment sur appui:

$M = -516,28 \times 1,10 = -567,91$ tm.



Moment en travée:

pris égal à $M_t = 0,2 . R . e = 0,2 \times 516,28 \times 5,6 = 578,23$ tm

Effort tranchant max:

$T_{max} = 516,28$ t.

Moments de flexion totaux pour 2 tabliers:

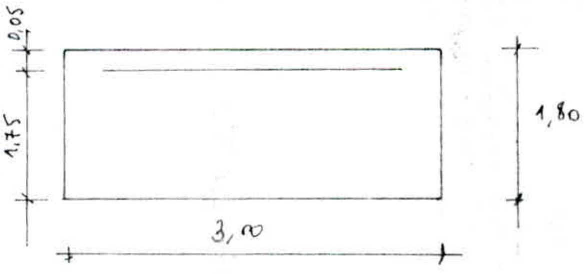
sur appui: $M_{app} = -621,91$ tm.

en travée: $M_t = 630,07$ tm.

effort tranchant max: $T_{max} = 591,88$ t

Ferraillage du chevêtre en flexion simple:

schéma de section de calcul:



b = 3,00 m

$h_t = 1,80$ m

h = 1,75 m

d = 0,05 m

Sur appui:

$\bar{M}_{rb} = \bar{k}\, b h^2 = 29,26 \times 300 \times 175^2 = 268,83 . 10^6$ kg.cm $> 621,91 . 10^5$ kg.cm

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Armatures tendues:

$$A = \frac{M}{z . \bar{\sigma}_a} = \frac{621,91 . 10^5}{\frac{7}{8} \times 175 \times 2666,67} = 152,30 \text{ cm}^2$$ soit 50,77 cm² par mètre de largeur

on prend 7 T25 et 7 T20 /ml = 56,28 cm² /ml.

- Verifications :

- non fissuration : $Max(\sigma_1, \sigma_2) = 2701,23$ kg/cm² $> \bar{\sigma}_a = 2667,67$ kg/cm²

- non fragilité : $B_f \dfrac{\sigma_{bt}}{\sigma_{en}} = 3000 \times \dfrac{25,5}{4000} = 19,13$ cm² $<$ A = 168,84 cm².

En travée :

Armatures tendues :

$$A = \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{630,07 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \times 175 \times 2666,67} = 154,30 \text{ cm}^2$$

On adoptera 7T25 et 7T20 /ml soit 56,28 cm²/ml.

Armatures comprimées :

$$\bar{M}_b = 268,83 \cdot 10^6 \text{ kg.cm} > 630,07 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

donc $A' = 0$.

Effort tranchant :

$$\tau_b^{max} = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{591,88 \cdot 10^3}{\frac{7}{8} \times 175 \times 300} = 12,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{M}{I} x = \frac{621,91 \cdot 10^5}{5184542729} \times 46,55 = 55,84 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma'_b = 55,84 < \bar{\sigma}'_{b_0} = 76,5$ kg/cm² donc $\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 22,05$ kg/cm².

On a : $\tau_b^{max} = 12,88$ kg/cm² $< \bar{\tau}_b = 22,05$ kg/cm² vérifiée.

On prévoit des armatures transversales formées d'un cadre T10 et de 5 étriers T10.

Leurs espacements sont donnés par : $t = \dfrac{z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} A_t$ avec $t \leq max \begin{cases} 0,2\,h \\ h\left(1 - 0,3 \cdot \dfrac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \end{cases}$

Calcul de t :

$$\sigma_{at} = \rho_{at}\, \sigma_{en} = \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) \sigma_{en} = 0,77 \times 4200 = 3245,93 \text{ kg/cm}^2.$$

$t = 7,86$ cm $< \bar{t}$. vérifiée

- Vérification de la section sur appui :

On doit avoir : $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \dfrac{M}{z}$

A = 168,72 cm² $\quad A \bar{\sigma}_a = 168,72 \times 2666,67 = 449,92$ t $> T + \dfrac{M}{z} = 591,88 - \dfrac{621,91}{\frac{7}{8} \times 1,75} = 185,73$

la condition est vérifiée.

Ferraillage du fût:

Le fût sera ferraillé en flexion composée, il est de forme circulaire évidée.

1. Vérification du fût au séisme:

$\varepsilon_H = 10\%$; $\varepsilon_V = 7\%$

- Composante horizontale:

$H = G \cdot \varepsilon_H = 1191{,}25 \times 10\% = 119{,}13\,t$

- Composante verticale:

$V = \pm 0{,}07\,(G + 0{,}5\,P) = \pm 0{,}07\,(1191{,}25 + 0{,}5 \times 534{,}78)$

$V = \pm 102{,}11\,t.$

- Moments dûs à ces forces:

$M_H = 1262{,}22\,t.m$; $M_V = \pm 5{,}77\,t.m$

- Combinaisons:

La combinaison qui donne l'effet le plus défavorable est:

$C = G + P_{min} + T + SI \uparrow$

$N = 1191{,}25 - 54{,}30 - 98{,}20 - 156{,}35 = 882{,}40\,t.$

$M = 43{,}29 - 279{,}31 + 24{,}25 + 1256{,}45 = 1044{,}68\,t.m$

$H = 119{,}13 + 18{,}20 = 137{,}33\,t.$

Pour un fût:

$N = 441{,}20\,t$

$H = 137{,}33\,t$

$M = 522{,}34\,t.m$

NOTa: Sous sollicitations de 1er genre, on a $M = 819{,}35\,tm$

" 2ème genre, on a $M = 522{,}34\,tm$

On a donc: $\dfrac{M_{1^{er}\,genre}}{M_{2^{ème}\,genre}} = \dfrac{819{,}35}{522{,}34} = 1{,}57 > 0{,}67$

Remarque: il n'est pas nécessaire de dimensionner le fût sous séisme, le ferraillage se fera sous sollicitations de 1er genre.

Ferraillage du fût:

le fût sera calculé en flexion composée avec les sollicitations suivantes:

$N = 453,33 t$.

$H = 89,70 t$.

$M = 819,35 tm$.

1- Calcul de l'excentricité:

On a: $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{819,35}{453,33} = 1,81 m$.

2- Calcul de l'excentricité supplémentaire f_{1c}:

$\lambda = \frac{l_c}{i}$ $\qquad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \left(\frac{D^4 - d^4}{16(D^2-d^2)}\right)^{1/2} = 0,80$

$\lambda = \frac{2l_0}{i} = \frac{2 \times 18,80}{0,80} = 47,00$ donc $35 < \lambda < 50$, d'après l'art 33.22 du

C.C.B.A 68, on doit tenir d'une excentricité complémentaire, prise égale à:

$f_{1c} = 0,16(\lambda - 35)e_1 = 0,16(47-35) \times 1,81 = 3,48 m$

d'où finalement: $e_0 = e_1 + f_{1c} = 1,81 + 3,48 = 5,29 m$

3- Etat de contraintes dans la section:

- Calcul de l'excentricité du noyau central e:

$e = \frac{D^4 - d^4}{8(D^2-d^2) \cdot D} = 0,51 m$; on a $e_0 = 5,29 m > e = 0,51 m$, la section est

partiellement comprimée. L'étude se fera d'après la méthode de "Pierre charon".

$\eta = \frac{e_0}{2r} = \frac{5,29}{2 \times 1,125} = 2,35$; $B = 2\pi \times 1,125 \times 0,25 = 1,76716 m^2$

soit $\sigma'_b = 79,60 kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 153 kg/cm^2$ car $e_0 = 5,29m > r' = 1,25m$.

- Calcul de μ':

$\mu' = \frac{M}{2 \times B \times r \times \sigma'_b} = \frac{N \cdot e_0 = 2398,12}{2 \times 17671,6 \times 112,5 \times 79,60} = 0,76$

d'après les abaques de M^{r} Pierre charon, on ne peut pas lire ces valeurs.

La section ainsi dimensionnée ne peut pas être ferraillée, On augmente pour cela le diamètre exterieur de 40 cm, il passe donc de 2,50 m à 2,80 m. Sans que cela affecte la verification au flambement et n'induit qu'une erreur relative de 1% dans le calcul de la semelle.

Reprise des Calculs :

1 - Nouvelles sollicitations:

$$N = 453,33^t + \frac{\pi(\overline{2,8}^2 - \overline{2,5}^2)}{4} . 17 . 2,5 \quad \Rightarrow \quad N = 506,40^t$$

$$H = 89,70^t$$

$$M = 819,35^{t.m}$$

2 - Calcul de l'excentricité :

On a $\frac{M}{N} = e_1 \Rightarrow e_1 = \frac{819,35}{506,40} = 1,62 \ m.$

3 - Calcul de l'excentricité supplémentaire :

$\lambda = \frac{l_c}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \left(\frac{D^4 - d^4}{16(D^2 - d^2)}\right)^{1/2} = 0,86$

$\lambda = \frac{2 l_0}{i} = \frac{2 . 18,80}{0,86} = 43,71$ toujours comprise entre 35 et 50

D'où le calcul de l'excentricité complémentaire s'impose. (art. 33.22 CCBA68).

$f_{ic} = 0,16(\lambda - 35) e_1 = 0,16(43,71 - 35) . 1,62 \Rightarrow f_{ic} = 2,26 \ m.$

d'où finalement : $e_0 = e_1 + f_{ic} = 1,62 + 2,26 = 3,88 \ m.$

4 - Etat de contraintes dans la Section :

$e_0 = 3,88 m > e = 0,51 m \Rightarrow$ La section est tjs. partiellement comprimée.

La methode de Pierre Charon impose le calcul de η et μ'.

$$\eta = \frac{e_o}{2r} = \frac{3,88}{2 \cdot 1,35} = 1,44$$

$$\mu' = \frac{M}{2 \cdot B \cdot r \cdot \sigma_b'} = \frac{N \cdot e_o}{2 \cdot B \cdot r \cdot \sigma_b'} = \frac{506,40 \cdot 3,88 \cdot 10^5}{2 \cdot 3,02 \cdot 10^4 \cdot 135 \cdot 105} = 0,23$$

Rmq : La contrainte de travail est prise egale à 105 Kg/cm².

D'après les abaques de Mr Pierre Charon $K = 24$ et $\omega = 2,34$

5. Calcul des armatures :

$$A = \bar{\omega} \cdot \frac{B}{100} = 2,34 \cdot \frac{3,02 \cdot 10^4}{100} = 706,68 \text{ cm}^2$$ on prend 57 ϕ40 soit 715,35 cm²

. Verification de la distance entre deux barres :

$C \geq \phi_{max} = 4$ cm $\qquad C = (2\pi \cdot r - 57 \cdot 4)/56 = 11,08$ cm. $> \phi_{max}$.

. Verification des Contraintes :

$e_o = 3,88$ m $> r = 1,35$ m donc $\bar{\sigma}_b' = 2\,\bar{\sigma}_{b_o} = 153$ Kg/cm².

- $\sigma_a = K \cdot \sigma_b' = 24 \cdot 105 = 2520$ Kg/cm² $< \bar{\sigma}_a = 2667$ Kg/cm²
- $\sigma_b' = 105$ Kg/cm² $< \bar{\sigma}_b' = 153$ Kg/cm².
- $\sigma_a' = n \cdot \sigma_b' = 15 \cdot 105 = 1575$ Kg/cm². $< \bar{\sigma}_a' = 2667$ Kg/cm².

Armatures transversales : Il faut que $\phi_t \geq 0,30\,\phi_l = 12$ mm on prendra des T12.

Espacement des Cercles :

- Zone Courante : $t = \min \begin{cases} (100\,\phi_t - 15\,\phi_{l\,max})(2 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b_o}'}) = [illegible] \\ 15(2 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b_o}})\,\phi_{l\,min} = [illegible] \text{ cm} \\ D = 2,5 \text{ m} \end{cases}$

On prend $t = 35$ cm.

- Zone de recouvrement : ν = nb. de Courts $\begin{cases} \nu \geq 0,4 \cdot \frac{\phi_l^2 \cdot \sigma_{en\,l}}{\phi_t^2 \cdot \sigma_{en\,t}} = 4,83 \\ \nu \geq 3 \end{cases}$

on prend ($\nu = 5$.)

l_r = longueur de recouvrement $= 0,6\, l_d' = 0,6 \cdot 150,5 = 90,3$ cm soit $l_r = 90$ cm.
$t_r = l_r/\nu = 90/5 = 18$ cm. on prend $t_r = 15$ cm.

- Vérification du fût au flambement :

Le fût est supposé encastré sur un côté et libre de l'autre.

$l_c = 2 l_0 = 2 \times 18,80 = 37,6\ m.$

On doit vérifier : $\frac{l_c}{D} < 17,7$ avec $D = 2,40\ m$

$\frac{l_c}{D} = \frac{37,6}{2,40} = 15,67 < 17,7$, le fût ne risque pas de flamber.

- Vérification de la stabilité en crue : Béton : $\gamma' = 1,5\ t/m^3$; remblai : $\gamma = 1,1\ t/m^3$

- Pds de la pile : $\pi (2,5^2 - 2^2) \times \frac{1}{4} [15 \times 2,5 + 2 \times 1,5] = 71,57\ t$ (fût)

- Pds du remblai : $437,20 \times 1,1/1,8 = 267,18\ t$.

- Socle + semelle : $252,00 \times \frac{1,5}{2,5} + 522,90 \times \frac{1,5}{2,5} = 464,94\ t$

Les efforts sont :

$N = 1635,56\ t$

$H = 109,70\ t$

$M_x = 1529,33\ tm$

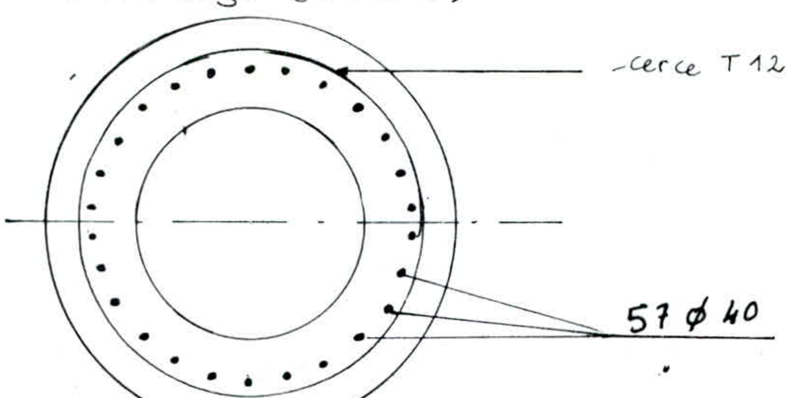
$M_y = 1017,62\ tm$

* Vérification au glissement : $\frac{1635,56}{109,70} = 14,91 >> 1,75$ vérifiée.

* Vérification des contraintes : $\sigma_{max} = 22,26\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_s = 50\ t/m^2$. vérifiée.

$\sigma_{min} = 1,19\ kg/cm^2 \geq 0$ vérifiée.

Ferraillage (Schéma)



Ferraillage de la Semelle

- caractéristiques géométriques:

L = 16,80 m

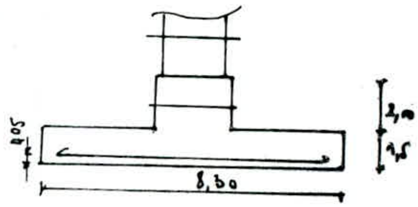
l = 8,30 m

h = 1,50 m

- Armatures longitudinales: Le ferraillage de la semelle, considérée comme une double console encastrée au socle est calculé avec le moment:

$$M_s = \sigma . L . \frac{(l-b)^2}{8} ; \qquad A_s = \frac{M_s}{z_s \bar{\sigma}_a}$$

$$A_s = \frac{\sigma . L . (l-b)^2}{7 . h . \bar{\sigma}_a} = \frac{(25,92 . 10^{-1}) \times (16,80 . 10^2) \times (830-300)^2}{7 \times 150 \times 2666,67}$$



$A_s = 436,86 \text{ cm}^2$ soit $26,00 \text{ cm}^2/ml$.

On prend 6 HA 25/ml = 29,40 cm²/ml.

- Armatures supérieures: D'après les bulletins S.E.T.R.A, les armatures de répartition sont prises égales au tiers des armatures inférieures.

$$A'_r = \frac{1}{3} . A_s = \frac{1}{3} \times 436,86 = 145,62 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 8,67 \text{ cm}^2/ml.$$

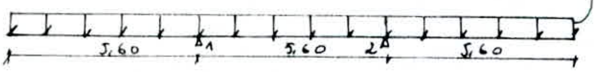
on prend 6 HA 14/ml.

- Vérification de l'effort tranchant:

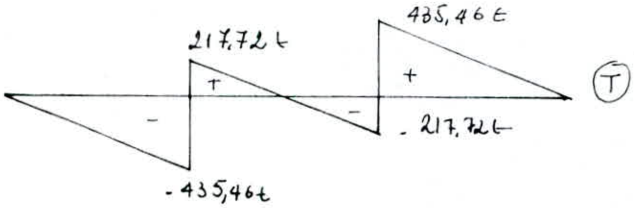
$$T_{max} = \sigma . L . \frac{(l-b)}{2} = 2,592 \frac{(830-300)}{2} = 686,88 \text{ kg/cm} = 68,688 \text{ t/ml}.$$

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b . z} = \frac{686,88 . 10^2}{100 \times \frac{7}{8} . 145} = 5,41 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b = 22,05 \text{ kg/cm}^2$$

- Armatures dans le sens transversal: les armatures transversales reviennent à la nervure (console) qui se calcul comme une poutre sur deux appuis (fûts) soumise à une charge uniformément répartie (réaction du sol).



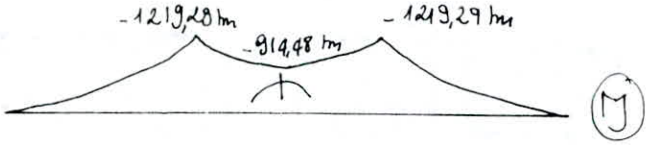
$q = 77,76\ t/ml. = \sigma \times l = 25,92 \times 3,00$



$R_1 = R_2 = \dfrac{qL}{2} = 653,18\ t.$

Moment sur appui : $M = -1219,29$ tm.

Moment en travée : $M = -914,48$ tm.

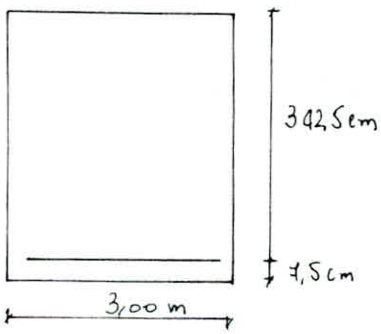


- Ferraillage :

Données : $M = -1219,29$ tm ; $\bar{\sigma}_a = 2666,67\ kg/cm^2$

$T_{max} = 435,46\ t$; $\bar{\sigma}'_b = 153\ kg/cm^2$.

Schéma de la section de calcul :



$h_t = 350\ cm$; $h = 342,5\ cm$; $d = 7,5\ cm$; $b = 3,00\ m$

Armatures comprimées :

$\bar{M}_{rb} = 1,05.10^9\ kg.cm = 1,05.10^4\ tm$

$\bar{M}_{rb} = 1,05.10^4\ tm > M = 1219,29\ tm \Longrightarrow A' = 0$

Armatures tendues :

$A = \dfrac{M}{z.\bar{\sigma}_a} = 152,57\ cm^2$ soit $50,86\ cm^2/ml$.

On prend 7 HA 32/ml soit $56,29\ cm^2/ml$.

- Vérifications :

* non fissuration : $\sigma_1 = 4943,46\ kg/cm^2 > \bar{\sigma}_a = 2666,67\ kg/cm^2$ vérifiée.

* effort tranchant :

$\tau_{max} = \dfrac{435,46.10^3}{300 \times \frac{7}{8} \cdot 3425} = 4,81\ kg/cm^2$; $\sigma'_b = 36,28\ kg/cm^2$

$\bar{\tau}_b = 3,5\ \bar{\sigma}_b = 22,05\ kg/cm^2$, on a $\tau_{max} = 4,81\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 22,05\ kg/cm^2$.

Armatures de répartition :

$A'_r = \dfrac{1}{3} \times 168,87 = 56,29\ cm^2$ soit 7 HA 20/ml $= 21,99\ cm^2/ml$.

Etude de la culée

Rôle :

Les culées sont des appuis extrêmes d'un pont qui servent à soutenir les remblais d'accès au pont d'une part et d'appui du tablier d'une autre part.

Prédimensionnement de la culée :

epaisseur du fût : $a \geq \frac{hf}{12} = \frac{13,59}{12} = 1,13\ m$

- on prend $\underline{a = 2,50m}$ pour des raisons de resistance.
- La longueur du chevêtre est $\underline{L_1 = 10,60\ m}$.
- epaisseur du chevêtre : $\underline{e \geq a + 20\ cm = 2,70\ m}$.
- hauteur du chevêtre : Pour des raisons de resistance : $\underline{h = 1,80\ m}$.
- hauteur du mur garde grève : $\underline{h_{mgg} = h_c + 23\ cm = 2,03\ m}$.
- epaisseur du mur garde grève : $\underline{e = 30\ cm}$ pour $h_{mgg} > 2,00\ m$.
- longueur de la semelle : $L_s = (n - 0,2)\, e$

n : nbre de fûts $= 2$; e : entre axe des fûts $= 4,50m$.

on a : $L_s = (2 - 0,2) \times 4,50 = 8,10\ m$

on prend $\underline{L_s = 16,80\ m}$ pour des raisons de stabilité.

- Largeur de la semelle : $B = B_0 + 1,2\ \frac{F.H}{Q}$

$B_0 = \frac{R}{(\bar{q} - \gamma_2 H) L_s}$

R : resultante de forces verticales maximale.

$\gamma_2 = 2,1\ t/m^3$; $\bar{q} = 28\ t/m^2$.

$L_s = 16,80m$. ; H : hauteur de la culée.

$B_0 = \frac{221,76}{(28 - 2,1 \times 15,39) \times 16,80} = 3,06\ m$

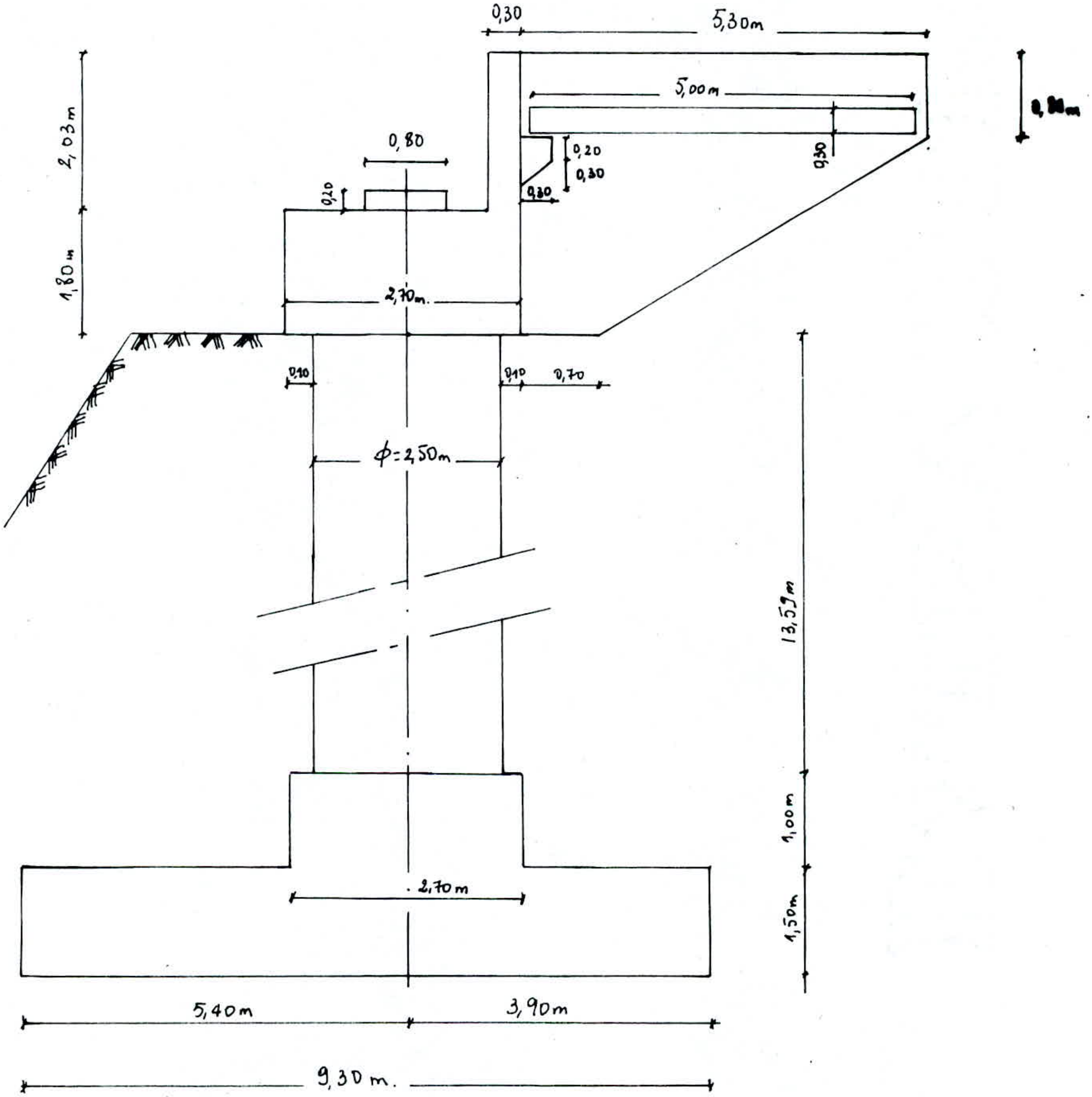
F : force de freinage $= 41,21\ t$. ; $Q = \bar{q}\, B_0 L_s = 1439,42\ t$.

$B = 3,06 + 1,2\ \frac{41,21 \times 15,39}{1439,42} = 3,59\ m$ on prend $\underline{B = 9,30\ m}$

- hauteur de la semelle :

$$h_s = 1,50m.$$

Schématiquement on aura :



Coupe transversale

Calcul de la Culée

hypothèses de calcul :

γ_R = densité du remblai = 1,8 t/m³.

γ_B : densité du béton armé : 2,5 t/m³.

φ : angle de frottement interne : 30° du remblai

q : surcharge sur remblai : 1 t/m² (majoré q = 1,2 t/m²).

parement vertical $\lambda = 0$

surface du remblai horizontale $\beta = 0$

Angle de frottement sol-béton $\delta = 0$

pente du terrain naturel p = 2/3.

1. Calcul de la stabilité :

1.1 Calcul des paramètres :

* $k = \left[(1 \pm \varepsilon_V)^2 + \varepsilon_H^2\right]^{1/2}$

* $\theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V}\right)$

* $$\lambda_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)\, k}{\cos^2\alpha \left[1 + \left(\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\beta-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cos(\delta-\alpha+\theta)}\right)^{1/2}\right]} \quad \frac{\cos(\delta-\alpha)}{\cos(\delta-\alpha+\theta)}$$

Données : $\varepsilon_H = 0{,}10$; $\varepsilon_V = \pm 0{,}07$.

1) $\varepsilon_H = 0$; $\varepsilon_V = 0$ $\Rightarrow \theta = 0$; $k = 1$; $\lambda_{ah} = 0{,}333$.

2) $\varepsilon_H = 0{,}10$; $\varepsilon_V = -0{,}07$ $\Rightarrow \theta = 6°14$; $k = 0{,}9354$; $\lambda_{ah} = 0{,}3740$.

3) $\varepsilon_H = 0{,}10$; $\varepsilon_V = 0$ $\Rightarrow \theta = 5°71$; $k = 1{,}005$; $\lambda_{ah} = 0{,}3966$.

4) $\varepsilon_H = 0{,}10$; $\varepsilon_V = 0{,}07$ $\Rightarrow \theta = 5°34$; $k = 1{,}075$; $\lambda_{ah} = 0{,}4197$.

1.2 - Calcul des efforts :

- Effort horizontal de séisme : $H_S = \varepsilon_H \times G$
- Effort vertical : $V = (1 \pm \varepsilon_V)\, G$
- poussée des terres : $H_p = \frac{1}{2}\, \delta_R \cdot h^2 \cdot \lambda_{ah} \cdot L$
- poussée des surcharges remblai : $Hq = q \times h \times \lambda_{ah}$.

1.3 - Calcul des sollicitations :

Sollicitations / Désignations	- Calcul	Effort Horizontal (t)	Effort Vertical (t)	bras de levier H (m)	bras de levier V (m)	MR (t.m)	Ms (t.m)
Mur garde-grève	1/ 0,3 x 2,03 x 10,60 x 2,5 x 1	—	16,139	—	6,60	—	106,52
	2/ " " " " x 0,93	1,614	15,009	18,91	"	30,521	99,059
	3/ " " " " x 1	"	16,139	"	"	"	106,52
	4/ " " " " x 1,07	"	17,269	"	"	"	113,975
Chevêtre	1/ 1,80 x 2,70 x 10,60 x 2,5 x 1	—	128,790	—	5,40	—	695,47
	2/ " " " " x 0,93	12,879	119,775	16,99	"	218,814	646,79
	3/ " " " " x 1	"	128,790	"	"	"	695,47
	4/ " " " " x 1,07	"	137,805	"	"	"	744,15
Dé d'appui	1/ 4 (0,8 x 1,00 x 0,20 x 2,5) x 1	—	1,600	—	5,40	/	8,64
	2/ — // — x 0,93	0,16	1,488	17,99	"	2,878	8,04
	3/ — // — x 1	"	1,600	"	"	"	8,64
	4/ — // — x 1,07	"	1,712	"	"	"	9,24
Corbeau	1/ $\frac{0,5+0,2}{2}$ x 0,30 x 8,25 x 2,5 x 1	—	2,166	—	6,93	/	15,010
	2/ " " " " x 0,93	0,217	2,014	18,93	"	4,108	13,957
	3/ " " " " x 1	"	2,166	"	"	"	15,010
	4/ " " " " x 1,07	"	2,317	"	"	"	16,058
Dalle de transition	1/ 5 x 0,30 x 8 x 2,5 x 1	—	30,000	—	9,40	/	282,00
	2/ " " " " x 0,93	3,000	27,900	19,27	"	57,810	262,26
	3/ " " " " x 1	"	30,000	"	"	"	282,00
	4/ " " " " x 1,07	"	32,100	"	"	"	301,74
Fûts	1/ $2\pi\left(\frac{2,5^2 - 2,00^2}{4}\right)$ x 13,59 x 2,5 x 1	—	179,316	—	5,40	/	968,31
	2/ " " " x 0,93	17,932	166,764	9,30	"	166,768	900,52
	3/ " " " x 1	"	179,316	"	"	"	968,31
	4/ " " " x 1,07	"	191,868	"	"	"	1036,09

Sollicitations / Désignations	Calcul	Effort horizontal (t)	Effort vertical (t)	Bras de levier H (m)	Bras de levier V (m)	M_R (t.m)	M_S (t.m)
Mur en retour	1/ $5{,}30\times0{,}80+\frac{0{,}7+5{,}30}{2}\times3{,}03\times1\times2$	—	26,660	—	10,19	—	271,67
	2/ " " " " ×0,93 ×2	2,666	24,794	17,20	"	45,86	252,65
	3/ " " " " × 1×2	"	26,660	"	"	"	271,67
	4/ " " " " ×1,07 ×2	"	28,526	"	"	"	290,68
Socle de la Semelle	1/ 2,70×1,00×16,80×2,5×1	—	113,400	—	5,40	—	612,36
	2/ " " " " ×0,93	11,340	105,462	2,00	"	22,68	569,49
	3/ " " " " ×1	"	113,400	"	"	"	612,36
	4/ " " " " ×1,07	"	121,338	"	"	"	655,23
Semelle	1/ 9,30×1,50×16,80×2,5×1	—	585,900	—	5,40	—	3163,86
	2/ " " " " ×0,93	58,590	544,887	0,75	"	43,94	2942,39
	3/ " " " " ×1	"	585,900	"	"	"	3163,86
	4/ " " " " ×1,07	"	626,913	"	"	"	3385,33
Poids des terres entre les fûts	1/ 13,59×2,00×2,50×1,8×1	—	122,31	—	5,40	—	660,47
	2/ " " " " ×0,93	12,231	113,748	9,30	"	113,75	614,24
	3/ " " " " ×1	"	122,31	"	"	"	660,47
	4/ " " " " ×1,07	"	130,872	"	"	"	706,71
Poids des terres sur la dalle de transition	1/ 0,70×5,00×8,00×1,8×1	—	50,400	—	9,40	—	473,76
	2/ " " " " ×0,93	5,040	46,872	19,67	"	99,14	440,60
	3/ " " " " ×1	"	50,400	"	"	"	473,76
	4/ " " " " ×1,07	"	53,928	"	"	"	506,92
Poids des surcharges	1/ 18,42×2,65×1,2×1	—	58,576	—	8,03	—	470,37
	2/ " " ×1 ×0,93	5,858	45,396	9,96	"	58,35	437,44
	3/ " " " ×1	"	48,893	"	"	"	470,37
	4/ " " " ×1,07	"	52,230	"	"	"	503,29
Poids des terres derrière la culée.	1/ $\left(17{,}62\times10{,}60-\frac{0{,}5+0{,}2}{2}\times0{,}3\right)\times1{,}8$	—	336,001	—	7,98	—	2681,29
	2/ " " " ×0,93	33,600	312,481	10,31	"	346,42	2493,60
	3/ " " " ×1	"	336,001	"	"	"	2681,29
	4/ " " " ×1,07	"	359,521	"	"	"	2868,98
Poids des terres sur le patin avant	1/ 14,59×4,15×16,80×1,8×1	—	1830,987	—	2,08	—	3808,45
	2/ " " " " ×0,93	183,099	1702,818	8,80	"	1611,27	3541,86
	3/ " " " " ×1	"	1830,987	"	"	"	3808,45
	4/ " " " " ×1,07	"	1959,156	"	"	"	4075,04

Sollicitations / désignations		Calcul	Effort horizontal (t)	Effort vertical (t)	Bras de levier H (m)	Bras de levier V (m)	M_e (t.m)	M_s (t.m)
poussée des terres	Mur garde grève	1/ $\frac{1}{2} \times 1,8 \times 2,03^2 \times 10,2 \times 0,333$	12,60		18,57		233,98	
		2/ " " " " × 0,374	14,15		"		262,79	
		3/ " " " " × 0,3966	15,01		"		278,67	
		4/ " " " " × 0,4197	15,88		"		294,90	
	chevêtre	1/ 5,27 × 1,8 × 10,2 × 0,333	32,23		16,90		544,69	
		2/ " " " " × 0,374	36,20		"		611,75	
		3/ " " " " × 0,3966	38,39		"		648,72	
		4/ " " " " × 0,4197	40,62		"		686,50	
	fût	1/ $2 \times \frac{1}{2} \times 38,23 \times 13,59 \times 2,5 \times 0,333$	432,52		7,85		3395,28	
		2/ " " " " × 0,374	485,78		"		3813,37	
		3/ " " " " × 0,3966	515,13		"		4043,81	
		4/ " " " " × 0,4197	545,13		"		4279,34	
	Socle	1/ $\frac{1}{2} \times 64,67 \times 1,00 \times 16,80 \times 0,333$	180,89		2,00		361,78	
		2/ " " " " × 0,374	203,17		"		406,34	
		3/ " " " " × 0,3966	215,44		"		430,88	
		4/ " " " " × 0,4197	227,99		"		455,98	
	Semelle	1/ $\frac{1}{2} \times 69,37 \times 1,5 \times 16,80 \times 0,333$	291,06		0,74		215,38	
		2/ " " " " × 0,374	326,90		"		241,91	
		3/ " " " " × 0,3966	346,65		"		256,52	
		4/ " " " " × 0,4197	366,84		"		271,46	
poussée des surcharges	Mur garde grève	1/ 1,2 × 1,2 × 2,03 × 10,2 × 0,333	9,93		18,91		187,78	
		2/ 1,2 × 1 × " " × 0,374	9,29		"		175,67	
		3/ 1,2 × 1 × " " × 0,3966	9,85		"		186,26	
		4/ 1,2 × 1 × " " × 0,4197	10,43		"		197,23	
	chevêtre	1/ 1,2 × 1,2 × 1,80 × 10,2 × 0,333	8,80		17,00		149,60	
		2/ 1,2 × 1 " " × 0,374	8,24		"		140,08	
		3/ 1,2 × 1 " " × 0,3966	8,74		"		148,58	
		4/ 1,2 × 1 " " × 0,4197	9,25		"		157,25	
	fût	1/ 1,2 × 1,2 × 13,59 × 5,00 × 0,333	32,58		9,3		303,00	
		2/ 1,2 × 1 × " " × 0,374	30,50		"		283,65	
		3/ 1,2 × " " " × 0,3966	32,34		"		300,76	
		4/ 1,2 × " " " × 0,4197	34,22		"		318,25	
	Socle et Semelle	1/ 1,2 × 1,2 × 1,00 × 16,80 × 0,333	8,06	12,09	2,00	0,75	16,12	9,07
		2/ 1,2 × 1 × " " × 0,374	7,54	11,31	"	"	15,08	8,48
		3/ 1,2 × " " " × 0,3966	8,00	12,00	"	"	16,00	9,00
		4/ 1,2 × " " " × 0,4187	8,46	12,69	"	"	16,92	9,52
			socle	semelle	socle	semelle		socle semelle

Sollicitations / Désignations	Calcul	Effort horizontal (t)	Effort vertical (t)	Bras de levier		M_R (t.m)	M_S (t.m)
				H(m)	V(m)		
Poids des terre sur le patin arrière	1/ 14,59 x 2,65 x 6,20 x 1,8 x 1 2/ " " " " x 0,93 3/ " " " " x 1 4/ " " " " x 1,07	— 43,15 " "	431,48 401,28 431,48 461,69	— 8,05 " "	8,03 " " "	— 347,36 " "	3464,78 3222,25 3464,78 3707,32
Poussée des terres sur fût (remblai avant)	1/ $2 \times \frac{1}{2} \times 1,8 \times 13,59^2 \times 5,10 \times 0,333$ 2/ " " " " x 0,374 3/ " " " " x 0,3966 4/ " " " " x 0,4197	553,51 621,66 659,23 697,62		7,03 " " "			3891,18 4370,27 4634,39 4904,27
Poussée des terres sur le socle (remblai avant)	1/ $\left(\frac{26,26+24,46}{2}\right) \times 1 \times 16,80 \times 0,333$ 2/ " " " x 0,374 3/ " " " x 0,3966 4/ " " " x 0,4197	141,87 159,34 168,97 178,81		2,00 " " "			283,74 318,68 337,94 357,62
Poussée des terres sur la semelle (remblai avant)	1/ $\left(\frac{26,26+28,96}{2}\right) \times 1,5 \times 16,80 \times 0,333$ 2/ " " " x 0,374 3/ " " " x 0,3966 4/ " " " x 0,4197	231,69 260,22 275,94 292,02		0,75 " " "			173,77 195,17 206,96 219,02
Total		93,69 404,36 409,91 415,58	3913,73 3639,76 3913,73 4187,69			5416,68 9253,27 9620,89 9996,64	22031,65 21329,27 22862,21 24401,68

1.4 Vérifications :

* **Glissement :** $J = \dfrac{V \cdot tg\varphi}{H}$ $\qquad \varphi = 30° \Rightarrow tg\varphi = 0,58$

1/ $J_1 = \dfrac{3913,73 \times 0,58}{93,69} = 24,34 > 1,5.$

2/ $J_2 = \dfrac{3639,76 \times 0,58}{404,36} = 5,22 > 1.$

2/ $J_3 = \dfrac{3913,73 \times 0,58}{409,91} = 5,54 > 1.$

4/ $J_4 = \dfrac{4187,69 \times 0,58}{415,58} = 5,84 > 1.$

pas de risque de glissement.

* *Excentricités :* $e = \dfrac{\Sigma M_S - \Sigma M_R}{V}$

1/ $e_1 = \dfrac{22031,65 - 5416,68}{3913,73} = 4,25\ m > \dfrac{A}{3} = \dfrac{9,30}{3} = 3,10\ m.$

2/ $e_2 = \dfrac{21329,27 - 9253,27}{3639,76} = 3,32\ m > \dfrac{A}{4} = \dfrac{9,30}{4} = 2,33\ m.$

3/ $e_3 = \dfrac{22864,21 - 9620,89}{3913,73} = 3,38\ m > \dfrac{A}{4} = 2,33\ m.$

4/ $e_4 = \dfrac{24401,68 - 9996,64}{4187,69} = 3,44\ m > \dfrac{A}{4} = 2,33\ m.$

* *Contraintes :* $\sigma = \dfrac{V}{S} \pm \dfrac{M_G}{I} \cdot v$; $S = 9,30 \times 16,80 = 156,24\ m^2$

$I = \dfrac{16,80 \times \overline{9,30}^3}{12} = 1126,10\ m^4$

$v = \dfrac{9,30}{2} = 4,65\ m.$

1/ $\sigma_1 = \dfrac{3913,73}{156,24} + \dfrac{497,502}{1126,10} \times 4,65$

$\sigma_1 = 27,10\ t/m^2$

$\sigma_2 = \dfrac{3913,73}{156,24} - \dfrac{497,502}{1126,10} \times 4,65 = 23,10\ t/m^2.$

2/ $\sigma_1 = \dfrac{3639,76}{156,24} + \dfrac{2870,69}{1126,10} \times 4,65 = 35,15\ t/m^2.$

$\sigma_2 = \dfrac{3639,76}{156,24} - \dfrac{2870,69}{1126,10} \times 4,65 = 11,44\ t/m^2.$

3/ $\sigma_1 = \dfrac{3913,73}{156,24} + \dfrac{3072,73}{1126,10} \times 4,65 = 37,74\ t/m^2.$

$\sigma_2 = \dfrac{3913,73}{156,24} - \dfrac{3072,73}{1126,10} \times 4,65 = 12,36\ t/m^2.$

4/ $\sigma_1 = \dfrac{4187,69}{156,24} + \dfrac{3243,48}{1126,10} \times 4,65 = 40,20\ t/m^2.$

$\sigma_2 = \dfrac{4187,69}{156,24} - \dfrac{3243,48}{1126,10} \times 4,65 = 13,41\ t/m^2.$

Sans Séisme :

$\sigma_1\ max = 27,10\ t/m^2 \leq \bar{q} = 50\ t/m^2$

$\sigma_1\ min = 23,10\ t/m^2 \geq 0.$

avec séisme :

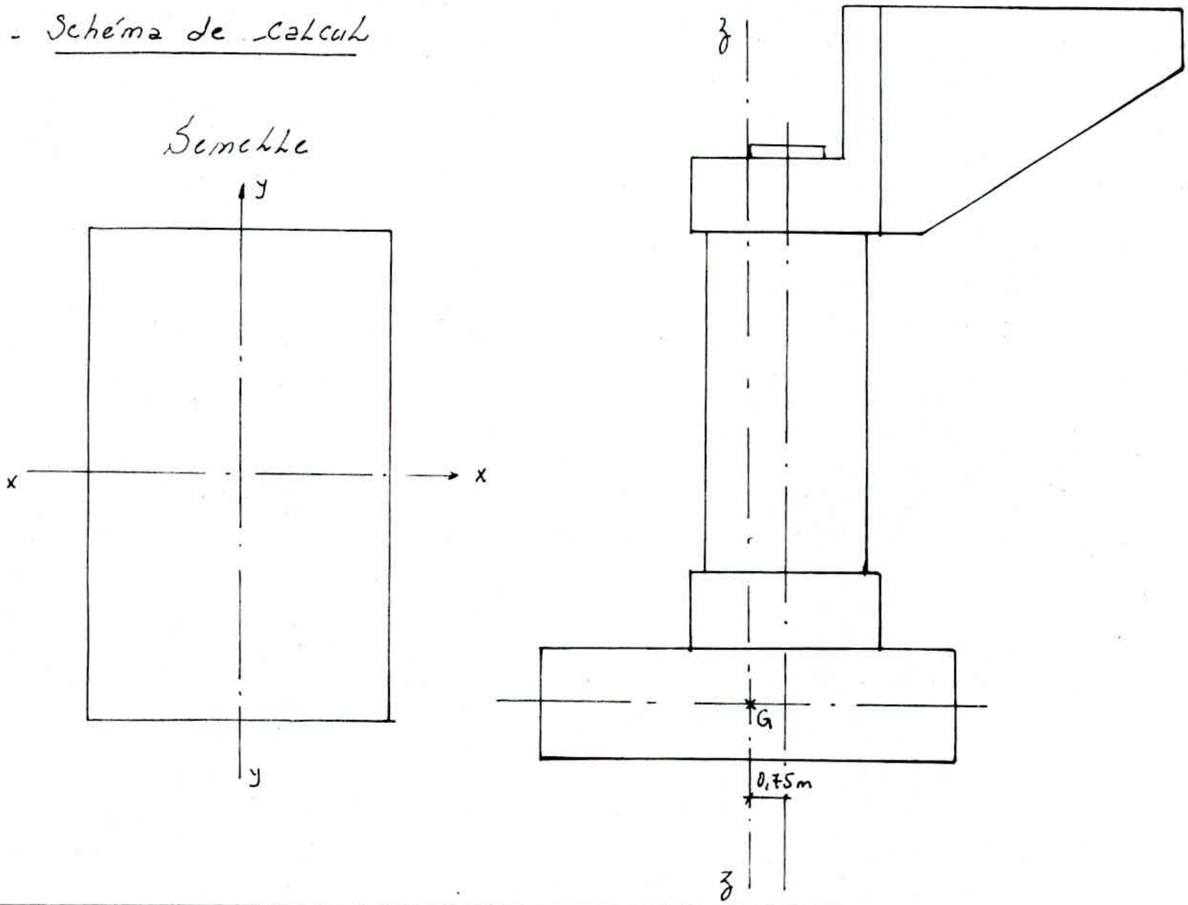
$\sigma_1\ max = 40,20\ t/m^2 \leq 1,5\bar{q} = 75\ t/m^2$

$\sigma_1\ min = 11,44\ t/m^2 \geq 0.$

2. _Calcul des efforts dûs au tablier :

a/ charges permanentes :

- Schéma de calcul



Effort	N(t)	ex (m)	ey(m)	Mx (t.m)	My (t.m)
Les 02 tabliers (02 cuvettes)	201,44	0,75	0	0	151,08
Denivellation aller	_126,72	0,75	0	0	_95,04
Denivellation retour	144,84	0,75	0	0	108,63
retrait + ΔT	_98,20	0,75	0	0	_73,65
totaux	121,36				91,02

b/ Surcharges :

b.1. Efforts verticaux :

Efforts		N(t)	e_x (m)	e_y (m)	M_x (t.m)	M_y (t.m)
Surcharge du train	une voie chargée	191,92	0,75	2,10	± 403,03	143,94
		-24,32	0,75	2,10	± 51,07	-18,24
	deux (02) voies chargées	383,84	0,75	0	0	287,88
		-48,64	0,75	0	0	-36,48
Surcharge de trottoir	01 trottoir chargé	7,66	0,75	2,10	± 16,09	5,75
	02 trottoirs chargés	15,32	0,75	0	0	11,49

b.2 Efforts horizontaux :

Efforts		H (t)	e_y (m)	e_z (m)	M_y (t.m)	M_z (t.m)
Freinage	sur 01 voie	41,21	2,10	17,34	714,58	86,54
	sur 02 voies	82,42	0	17,34	1429,16	0

2.2 Sollicitations :

cas ①

$N = 121,36 + 383,84 + 15,32 = 520,52\ t.$ $\quad H = 82,42\ t.$

$M_G = 91,02 + 287,88 + 1429,16 + 11,49 = 1819,55\ t.m.$

cas ②

$N = \left(121,36 + \dfrac{383,84 + 15,32}{1,2}\right) \times 0,93 = 430,71\ t.$

$H = 0,10 \times G = 0,10 \times 453,99 = 45,40\ t.$

$M_G = 45,40 \times 17,34 + 430,71 \times 0,75 = 1110,27\ t.m.$

cas ③

$N = 453,99\ t$; $H = 45,40\ t$

$M_G = 45,40 \times 17,34 + 453,99 \times 0,75 = 1127,73\ tm$

- cas ④ $N = 485,77\,t \quad (453,99 \times 1,07) \qquad H = 45,40\,t$

$$M_G = 45,40 \times 17,34 + 485,77 \times 0,75 = 1151,56\ t.m.$$

2.3 Verifications :

* Glissement : Le cas ② est le plus défavorable, en effet séisme ascendant (SI ↑) soulage la structure donc favorise le glissement.

$$f_2 : \frac{(430,71 + 3639,76) \times 0,58}{404,36 + 45,40} = 5,25 > 1.$$ donc le glissement est vérifié.

* Contraintes :

- cas ①

$$\sigma_1 = 27,10 + \frac{520,52}{156,24} + \frac{1819,55}{1126,10} \times 4,65 = 37,95\ t/m^2$$

$$\sigma_2 = 23,00 + \frac{520,52}{156,24} - \frac{1819,55}{1126,10} \times 4,65 = 18,82\ t/m^2.$$

- cas ②

$$\sigma_1 = 35,15 + \frac{430,71}{156,24} + \frac{1110,27}{1126,10} \times 4,65 = 42,50\ t/m^2$$

$$\sigma_2 = 11,44 + \frac{430,71}{156,24} - \frac{1110,27}{1126,10} \times 4,65 = 9,61\ t/m^2.$$

- cas ③

$$\sigma_1 = 37,74 + \frac{453,99}{156,24} + \frac{1127,73}{1126,10} \times 4,65 = 45,30\ t/m^2$$

$$\sigma_2 = 12,36 + \frac{453,99}{156,24} - \frac{1127,73}{1126,10} \times 4,65 = 10,61\ t/m^2.$$

- cas ④

$$\sigma_1 = 40,20 + \frac{485,77}{156,24} + \frac{1151,56}{1126,10} \times 4,65 = 48,06\ t/m^2.$$

$$\sigma_2 = 13,41 + \frac{485,77}{156,24} - \frac{1151,56}{1126,10} \times 4,65 = 11,76\ t/m^2.$$

Sans Séisme :

$\sigma_{1\,max} = 37,95\ t/m^2 \leq \bar{q} = 50\ t/m^2$;

$\sigma_{1\,min} = 18,82\ t/m^2 \geq 0$

avec séisme :

$\sigma_{1\,max} = 48,06\ t/m^2 \leq 1,5\,\bar{q} = 75\ t/m^2.$

$\sigma_{1\,min} = 9,61\ t/m^2. \geq 0$

Les contraintes sont vérifiées.

Calcul du chevêtre

charge sollicitant le chevêtre :

- Pds propre du chevêtre : 12,15 t/ml.
- Pds propre du mur garde grève : 1,52 t/ml.
- Pds propre du corbeau : 0,26 t/ml.
- tablier : CP + Surcharges : 173,72 t/poutre.
- Dalle de transition : 5,45 t/ml.
- Dé d'appui : 0,4 t/dé d'appui
- Mur en retour : 13,33 t.

Schéma de calcul :

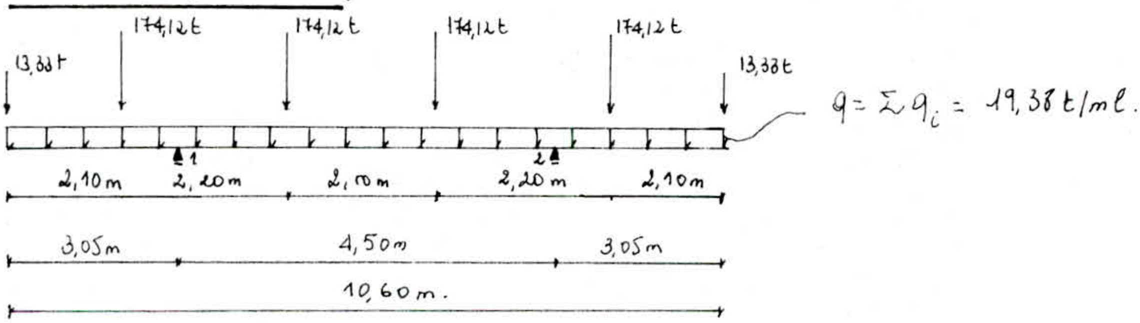
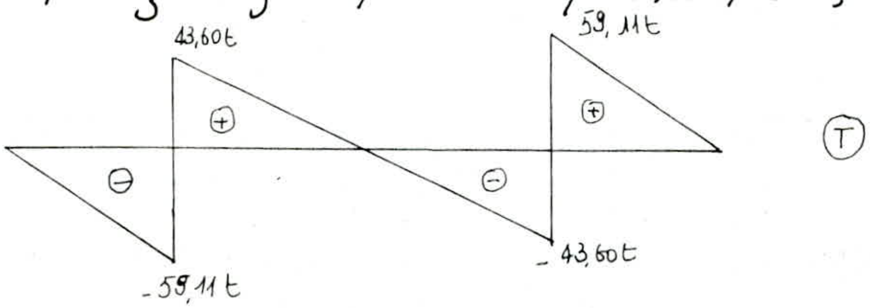
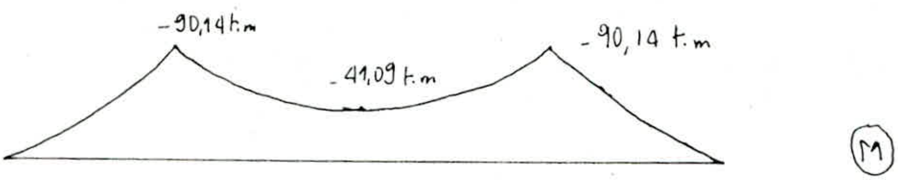


Diagramme des elements de réduction M et T :

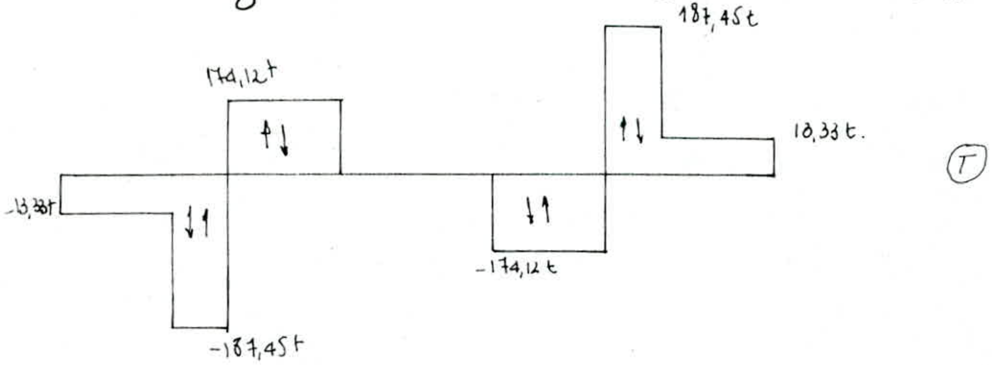
1/ charge unif^t répartie : $q = 19,38\ t/ml$; $R_1 = R_2 = 102,71\ t$ (↑).

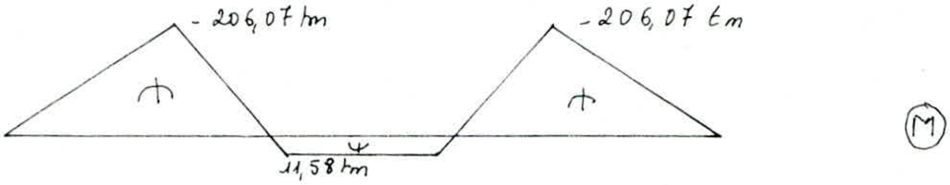




$M_{app} = -90{,}14$ t.m ; $M_t = -41{,}09$ tm ; $T_{app} = 59{,}11$ t.

2/ charges concentrées : $R_1 = R_2 = 361{,}57$ t. (↑)





$M_{app} = -206{,}07$ tm ; $M_t = 11{,}58$ tm ; $T_{app} = 187{,}45$ t.

<u>Les efforts maximaLs :</u>

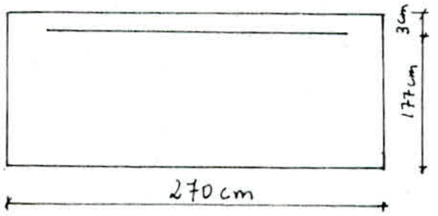
$M_{app} = -90{,}14 - 206{,}07 = -296{,}21$ tm

$M_t = 11{,}58 - 41{,}09 = -29{,}51$ tm

$T_{max} = 59{,}11 + 187{,}45 = 246{,}56$ t.

<u>Ferraillage :</u>

<u>Sur appui :</u>



$M_{app} : -296{,}21$ tm.

$\bar{\alpha} = 0{,}45$; $\bar{\delta} = 0{,}85$; $\bar{k} = 29{,}26$ kg/cm². d'où $\bar{M}_{rb} = \bar{k}\, b h^2$

$\bar{M}_{rb} = 29{,}26 \times 270 \times 177^2 = 2{,}475 \cdot 10^3$ t.m. $>$ 296,21 t.m $\Rightarrow A' = 0$.

<u>Calcul des armatures tendues :</u>

$$A = \frac{M_{app}}{\delta \times h \times \sigma_a} = \frac{296{,}21 \cdot 10^5}{0{,}85 \times 177 \times 2800} = 70{,}32 \text{ cm}^2$$ soit : 23 HA20 = 72,22 cm².

Verification de la condition de non fissuration :

$$\sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\,\tilde{\omega}_f} = \frac{1{,}5.10^6 \times 1{,}6}{20} \times \frac{0{,}027}{1+0{,}27} = 2551{,}18 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2{,}4\left(\frac{k\eta}{\phi}\,\bar{\sigma}_b\right)^{1/2} = 2{,}4\left(\frac{1{,}5.10^6 \times 1{,}6}{20} \times 6{,}3\right)^{1/2} = 2086{,}76 \text{ kg/cm}^2.$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 < \bar{\sigma}_a = 2800$ kg/cm², La condition n'est pas verifiée.

soit la nouvelle contrainte admissible de l'acier, $\bar{\sigma}_a = \sigma_1 = 2551{,}18$ kg/cm².

$\alpha = 0{,}47$; $\gamma = 0{,}84$ d'où $A = \dfrac{296{,}21.10^5}{0{,}84 \times 177 \times 2551{,}18} = 78{,}09 \text{ cm}^2$.

Soit $A = 25\,HA\,20 = 78{,}50 \text{ cm}^2$

$$\sigma_1 = \frac{1{,}5.10^6 \times 1{,}6}{20} \times \frac{0{,}029}{1+0{,}29} = 2697{,}67 \text{ kg/cm}^2$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 > \bar{\sigma}_a = 2551{,}18$ kg/cm².

$\sigma_2 = 2086{,}76$ kg/cm²

Verification à la non fragilité :

$A \geq B_f \dfrac{\sigma_{28}}{\sigma_{en}} = 2700 \times \dfrac{25{,}5}{4200} = 16{,}39 \text{ cm}^2$ $\quad 78{,}09 \text{ cm}^2 > 16{,}39 \text{ cm}^2$ verifiée.

Verification de l'effort tranchant :

$$\tau_b^{max} = \frac{T_{max}}{b.z} = \frac{246{,}56.10^3}{\frac{7}{8} \times 177 \times 270} = 5{,}90 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b^{max} \leq 2{,}5\,\bar{\sigma}_b = 2{,}5 \times 6{,}3 = 15{,}75$ kg/cm². "Le calcul de σ_b' est inutile"

$\bar{\tau}_b = 3{,}5\,\bar{\sigma}_b = 3{,}5 \times 6{,}3 = 22{,}05$ kg/cm² $\quad$ nous avons $\tau_b^{max} = 5{,}90$ kg/cm² $< \bar{\tau}_b = 22{,}05$ kg/cm².

En travée :

$M_t = -29{,}51$ tm

$\bar{\alpha} = 0{,}45$; $\bar{\gamma} = 0{,}85$; $\bar{k} = 29{,}26$; $\bar{M}_{rb} = 2{,}475.10^3$ t.m $> 296{,}21$ tm $\Rightarrow A' = 0$.

calcul des armatures tendues :

$A = \dfrac{29{,}51.10^5}{0{,}85 \times 177 \times 2800} = 7{,}01 \text{ cm}^2$ $\quad$ soit $3\,HA\,20 = 9{,}42 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A \geq B_f \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{en}} = 2700 \times \frac{25,5}{4200} = 16,39 \text{ cm}^2$$

donc notre section d'armatures en travée sera égale à $6HA20 = 18,84 \text{ cm}^2$.

Condition de non fissuration :

$\sigma_1 = 785,05 \text{ kg/cm}^2$

soit $\bar{\sigma}a = 2086,76 \text{ kg/cm}^2$ $A = 9,63 \text{ cm}^2 < 18,84 \text{ cm}^2$.

$\sigma_2 = 2086,76 \text{ kg/cm}^2$

Conclusion : nous adopterons 6HA20 pour la section en travée.

Etude de la torsion du chevêtre

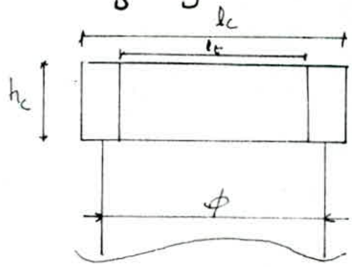
Moments de torsion en conditions normales et sismiques :

Designation	Efforts V(t)	Efforts H(t)	z (m)	M (t.m) C.N	M (t.m) C.S
tablier	121,36	23,65	0 2,00	0	47,30
Surcharge	399,46	0	0	0	0
Mur en retour	26,66	2,67	4,79 0,26	-127,70	-136,64 0,56
Mur garde grève	18,87	1,89	1,20 1,92	-22,64	-24,22 3,63
Dalle de transition	43,6	4,36	1,5 2,28	-65,40	-69,98 9,94
Poussée des terres	/	32,23 40,62	0,38	12,25	15,44
Poussée des surcharges	/	8,80 9,25	1,02	8,98	9,44
Freinage	/	41,21	1,1	-45,33	-45,33
Variation linéaire	/	12,77	1,1	-14,05	-14,05
Σ				-253,89	-203,91

NB : Le moment de torsion le plus défavorable est celui trouvé dans les conditions normales : soit par mètre linéaire : $\frac{253,89}{10,60} = 23,95$ tm/ml.

__Ferraillage:__ Le ferraillage se fera selon les documents "SETRA".

On considère une section en forme de rectangle ayant la hauteur du chevêtre et dont la largeur l_t est limitée par :



$l_t = l_c$ si $l_c \leq \phi + h_c$

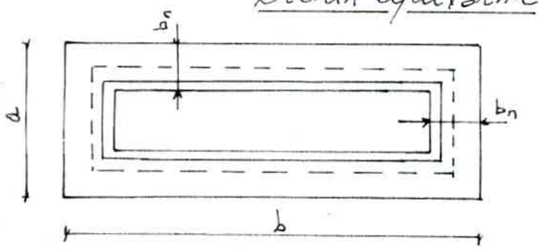
$l_t = \phi + l_c$ si $l_c \geq \phi + h_c$

$l_t = l_c = 2,70\,m$ car $l_c = 2,70\,m \leq 2,5 + 1,8 = 4,3\,m.$

__Calcul des contraintes tangentes dues à la torsion:__

On applique les règles de calcul figurent dans les nouveaux règlements de calcul (I.P_2)

Section equivalente



$$\tau_b = \frac{C}{2\,\Omega\,b_n}$$

C : Moment de torsion.

b_n : Epaisseur de la paroi.

Ω : Aire du contour tracé à mi-épaisseur des paroi.

$a = h_c = 1,80\,m$

$b = l_c = 2,70\,m$

$b_n = \frac{a}{6} = \frac{1,80}{6} = 0,30\,m$

$\Omega = (1,80 - 0,30)\,(2,70 - 0,30) = 3,60\,m^2$

__Calcul de τ_b :__

$$\tau_b = \frac{23,95.10^5}{2 \times 3,60 \times 30.10^4} = 1,11\ kg/cm^2.$$

__Armatures longitudinales:__

$$\omega_L = \frac{C.P}{\bar{\sigma}_a \times 2 \times \Omega}$$

C : Mmax

P : perimetre du contour extérieur

$P = 2\,(1,8 + 2,7) = 9\,m$

$$\omega_L = \frac{23,95.10^5 \times 900}{2800 \times 2 \times 3,60.10^4} = 10,69\ cm^2/ml$$ soit : 4 HA 20 = 15,70 cm^2/ml.

Les armatures long^t sont disposées aux 4 angles des faces latérales et viennent s'ajouter aux armatures de flexion déjà calculées.

Armatures transversales :

$$A_t = \frac{t \times \mathcal{T}}{2 \bar{\sigma}_a \Omega} \quad \text{avec} \quad t \leq 35\text{cm}$$

A_t : section d'un cadre

$$A_t = \frac{35 \times 23{,}95.10^5}{2 \times 2800 \times 3{,}60.10^4} = 0{,}42 \text{ cm}^2$$, on prend des cadres T 10 = 0,78 cm² espacés de 35 cm.

Ferraillage complémentaire :

Il est à prévoir : - Au droit des colonnes pour reprendre la flexion transversale (renforcement des cadres)

- Dans la zone des appareils d'appui (frettage).

Calcul du mur garde grève

1/ Actions :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière. Les forces verticales soient n'engendrent pas de flexion (cas du poids propre qui est centré) soient elles engendrent des moments qui viennent en déduction du moment de flexion engendré par les forces horizontales. (Cas des charges directement en contact avec le mur garde grève).

2/ Evaluation des efforts :

a/ M_T : Moment dû à la poussée des terres :

$$M_T = \frac{\delta_R . \lambda . h^3}{6}$$

$\lambda = 0{,}333$

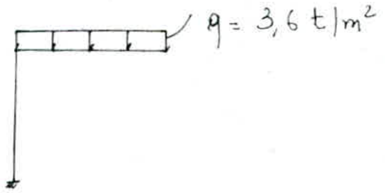
$h = 2{,}03\text{m}$

$\delta_R = 1{,}8 \text{ t/m}^3$

$$\text{d'où } M_T = \frac{1{,}8 \times 0{,}333 \times 2{,}03^3}{6} = 0{,}84 \text{ tm/ml.}$$

b/ M_P : Moment dû à la poussée de la surcharge locale située en arrière du mur garde grève :

schéma de calcul d'après les N.G.F.E 9 C1 N°2.



$$Q = \lambda .\ q .\ h = 0{,}333 \times 3{,}6 \times 2{,}03 = 2{,}43\ t/ml.$$

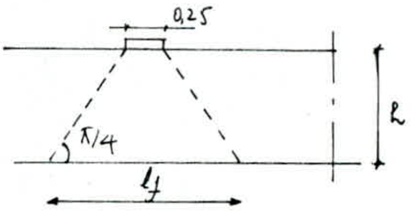
$$M_p = Q .\ h/_2 = 2{,}43 \times 2{,}03 \times 0{,}5 = 2{,}47\ tm/ml.$$

c/ <u>M_F : Moment dû à la force de freinage</u> :

On considère un essieu du blochet de 0,25 x 0,40 au contact du mur garde grève, lors du renouvellement de la voie et l'on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,60m en arrière.

$$M_F = \frac{12{,}5 .\ h}{0{,}25 + 2h} \times \delta$$

$$M_F = \frac{12{,}5 \times 2{,}03}{0{,}25 + 2 \times 2{,}03} \times 1{,}2 = 7{,}06\ tm/ml$$



$l_f = 0{,}25 + 2h$

12,5t : essieu de blochet.

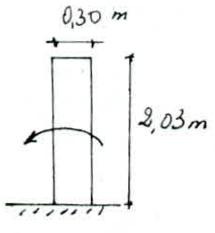
Le moment total est : $M_T = \Sigma M = 10{,}37\ tm/ml$.

<u>Ferraillage</u> :

$M_{max} = 10{,}37\ tm/ml$

$b = 100\ cm$

$h_t = 30\ cm \rightarrow h = 27\ cm.$



a/ <u>Ferraillage vertical</u> : Face arrière

$\bar{\alpha} = 0{,}65$; $\bar{\delta} = 0{,}85$; $\bar{k} = 29{,}26\ kg/cm^2 \rightarrow \overline{M_{rb}} = 21{,}331\ tm/ml > 10{,}37\ tm/ml$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

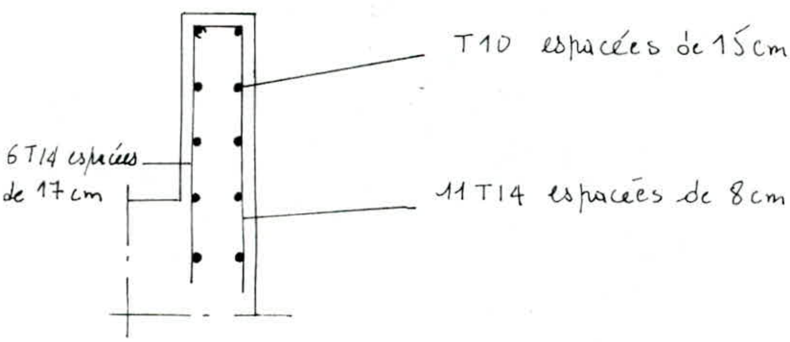
$$A = \frac{10{,}37 . 10^5}{0{,}85 \times 27 \times 2800} = 16{,}14\ cm^2/ml \qquad \text{soit : } 11HA14 = 16{,}94\ cm^2/ml.$$

<u>Face avant</u> : selon les documents SETRA le moment dans le sens opposé est évalué à $M_{mini} = 3{,}2\ tm/ml$ et ceci quelle que soit la hauteur du mur.

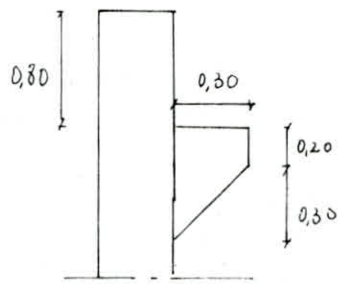
On adoptera 6T14.

Ferraillage horizontal : (selon SETRA)

On prévoit des T10 tous les 15 cm.



Ferraillage du corbeau :



L'effort vertical repris par le corbeau :

Réaction de la dalle : 1,875 t/ml.

Pds des terres : 2,25 t/ml.

Pds des surcharges : 1,5 t/ml.

Pds propre du corbeau : 0,263 t/ml.

$T = \Sigma R_i = 1{,}875 + 2{,}250 + 1{,}500 + 0{,}263 = 5{,}888$ t/ml

$M = \Sigma R_i \times 0{,}18 = 1{,}06$ tm/ml.

Armatures longitudinales :

$A_L = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot z} = \dfrac{1{,}06 \cdot 10^5}{2800 \times \frac{7}{8} \times 32} = 1{,}35\ cm^2 \longrightarrow$ soit : 2 HA 10/ml = 1,56 cm²/ml.

$\bar{M}_b = 29{,}26 \times 100 \times 32^2 = 29{,}96$ tm/ml $> M = 1{,}06$ tm/ml $\Rightarrow A' = 0$

Vérification de l'effort tranchant :

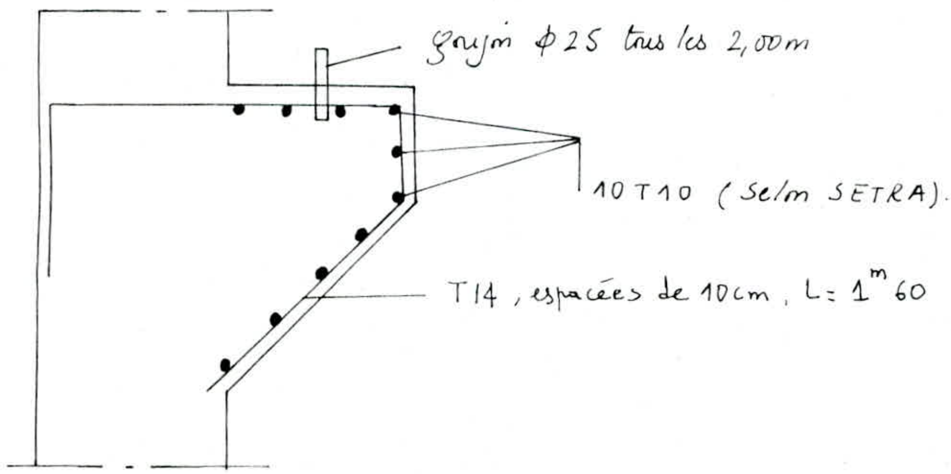
$\tau_b^{max} = \dfrac{T}{b \cdot z} = \dfrac{5{,}888 \cdot 10^3}{100 \times \frac{7}{8} 32} = 2{,}103\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 3{,}5\,\bar{\sigma}_b = 22{,}05\ kg/cm^2$.

pas de risque de cisaillement.

Section transversale d'armature :

$A_t = \dfrac{T}{\bar{\sigma}_{a_t}}$; $T = 5{,}888\ t$; $\bar{\sigma}_{a_t} = 0{,}96 \times \sigma_{en} = 0{,}96 \times 4200 = 4032\ kg/cm^2$

$$A_t = \frac{5,888.10^3}{4032} = 1,46 \ cm^2/ml \quad \text{soit} \quad 1 \ T14/ml = 1,54 \ cm^2/ml.$$



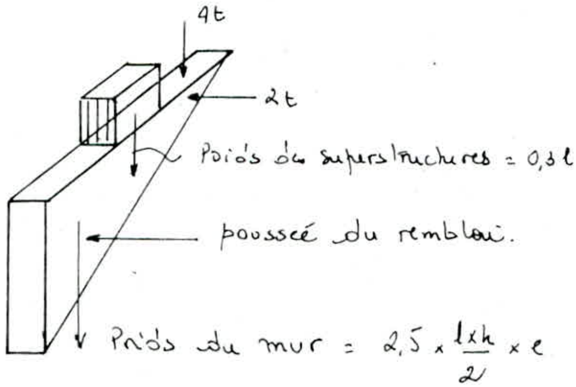
Mur en retour

1/ Actions et sollicitations:

Les bulletins SETRA définissent le chargement appliqué sur le mur en retour comme suit:

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Poussée horizontale répartie
- charges concentrées vers l'extrémité du mur: appliquées à 1m de l'extrémité.

Schéma de calcul:



Evaluation des efforts:

* verticalement: - Poids du mur : $p_1 = 2,5 \times \frac{l \times h}{2} \times e = 2,5 \times \frac{6,80 \times 3,83}{2} \times 0,40$

$$p_1 = 13,02 \ t.$$

- Poids des superstructures: $p_2 = 0,3 \times l = 0,3 \times 6,80 = 2,04 \ t.$

- Pôs de la charge concentrée : $p_3 = 4t$.

Effort tranchant :

$$T_V = p_1 + p_2 + p_3 = 13,02 + 2,04 + 4 = 19,06\,t.$$

Moment d'axe horizontal :

$$M_V = 2,5\ \frac{l^2 \times h \times e}{6} + 0,3\ \frac{l^2}{2} + 4(l-1) = 59,65\ tm$$

+ horizontalement :

Effort tranchant :

$$T_H = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right)\ \frac{l.h}{2} + 2$$

$$T_H = \left(\frac{3,83}{3} + 0,5\right) \times \frac{6,80 \times 3,83}{2} + 2 = 25,14t$$

Moment d'axe vertical :

$$M_H = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right)\ \frac{l^2 h}{6} + 2(l-1) = 64,04\ tm.$$

Ferraillage :

Axe horizontal :

$\bar{\alpha} = 0,45$; $\bar{\gamma} = 0,85$; $\bar{k} = 29,26\ kg/cm^2$

$\bar{M}_b = 29,26 \times 40 \times \overline{380}^2 = 1,63.10^3\ tm > M_V = 59,65\ tm \Rightarrow A' = 0$

$A = \dfrac{59,65.10^5}{\frac{7}{8} \times 380 \times 2800} = 6,41\ cm^2$ soit $3HA20 = 9,42\ cm^2$

Verification de la condition de non fissuration :

$$\sigma_1 = \frac{1,5.10^6 \times 1,6}{20} \times \frac{0,024}{1+0,24} = 2322,58\ kg/cm^2$$

$\sigma_2 = 2086,76\ kg/cm^2$

La condition n'est pas verifiée, soit $\bar{\sigma}_a = 2322,58\ kg/cm^2$

$A = \dfrac{59,65.10^5}{\frac{7}{8} \times 380 \times 2322,58} = 7,73\ cm^2$ soit toujours $3HA20 = 9,42\ cm^2$

recalculons le moment resistant du béton puisque les aciers ne travaillent pas

$\bar{\sigma}_a = 2800\ kg/cm^2$. $\bar{M}_b = 0,50 \times 0,5 \times 153 \times 40 \times \overline{380}^2 = 1,934.10^3\ tm > M_V$

donc $A' = 0$ toujours.

Vérification à la non fragilité:

$$B_f \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{en}} = 4000 \times \frac{28,5}{4200} = 2,43\ cm^2 \qquad A = 9,42\ cm^2 > 2,43\ cm^2$$

La condition est vérifiée.

Axe vertical:

$$M_H = 64,04\ tm \qquad \bar{M}_{rb} = 29,26 \times 383 \times 37^2 = 153,42\ tm > M_H = 64,04\ tm \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{64,04.10^5}{\frac{7}{8} \times 37 \times 2800} = 70,64\ cm^2 \quad \text{Soit: } 23HA20 = 72,22\ cm^2.$$

Condition de non fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{1,5.10^6 \times 1,6}{20} \times \frac{1,89.10^{-2}}{1 + 1,89.10^{-1}} = 1903,78\ kg/cm^2$$

$$\sigma_2 = 2086,76\ kg/cm^2$$

$Max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 2086,76\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 2800\ kg/cm^2$ la condition n'est pas vérifiée.

Soit $\bar{\sigma}_a = \sigma_2 = 2086,76\ kg/cm^2$ d'où $A = \frac{64,04.10^5}{7/8 \times 37 \times 2086,76} = 94,79\ cm^2$

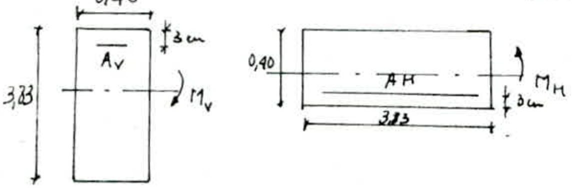
Soit 31 HA20 = $97,34\ cm^2$

$\sigma_1 = 2431,78\ kg/cm^2$

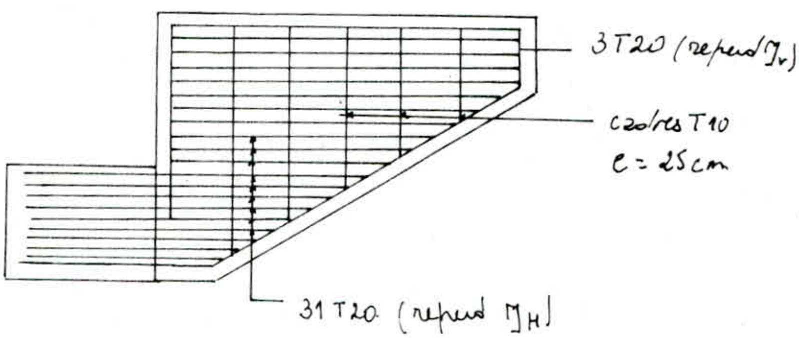
$\sigma_2 = 2086,76\ kg/cm^2$

$Max(\sigma_1, \sigma_2) = 2431,78\ kg/cm^2 > 2086,76\ kg/cm^2 = \bar{\sigma}_a$

La condition de non fissuration est vérifiée.



Disposition des armatures



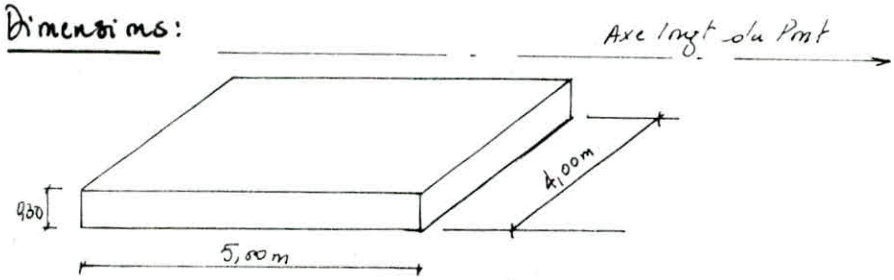
Dalle de transition

Rôle :

Elle empêche la dénivellation éventuelle qui peut se produire entre la chaussée courante et le tablier de l'ouvrage d'art. Cette dénivellation est dûe au mauvais compactage du remblai à proximité immédiate de la culée.

NB : La dalle est considérée comme poutre indépendante, simplement appuyée sur la culée et de l'autre côté sur le terrain.

Dimensions :



Sollicitations :

Pds propre : $2,5 \times 0,3 = 0,75 t/m^2$

Pds du remblai : $1,8 \times 0,5 = 0,9 t/m^2$

Surcharges : $1 \times 1,2 = 1,2 t/m^2$

Pds total : $= 2,85 t/m^2$

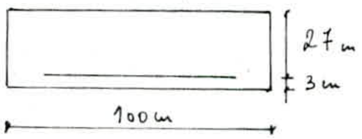
Calcul du moment flechissant :

$$M = q\frac{l^2}{8} = 2,85 \times \frac{\overline{5,00}^2}{8} = 8,91 \ tm/ml.$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$T = q\frac{l}{2} = 2,85 \times \frac{5}{2} = 7,13 \ t/ml.$$

Ferraillage :



$M_{rb} = 29,26 \times 100 \times 27^2 = 21,33 \ tm/ml > 8,91 \ tm/ml \Rightarrow A' = 0$

$$A = \frac{8,91.10^5}{\frac{7}{8} \times 27 \times 0,85 \times 2800} = 15,85 \ cm^2/ml \text{ soit } 6HA20 = 18,84 \ cm^2.$$

Condition de non fissuration :

$\sigma_1 = 1902,39 \ kg/cm^2$

$\sigma_2 = 2086,76 \ kg/cm^2$

$Max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 < \bar{\sigma}a$ la condition n'est pas verifiée soit $\bar{\sigma}_a = \sigma_2 = 2086{,}76\ kg/cm^2$

$$A = \frac{8{,}91.10^5}{7/8 \times 27 \times 0{,}85 \times 2086{,}76} = 21{,}26\ cm^2/ml \quad \text{soit } 7HA20 = 21{,}98\ cm^2$$

$\sigma_1 = 2000\ kg/cm^2$; $\sigma_2 = 2086{,}76\ kg/cm^2$ $\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 \leq \bar{\sigma}_a = 2086{,}76\ kg/cm^2$

Condition de non fragilité :

$$A \geq B_f \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{en}} = 1000 \times \frac{2{,}5}{4200} = 0{,}60\ cm^2 \qquad A = 21{,}98\ cm^2 > 0{,}60\ cm^2$$

la condition est verifiée.

Verification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_b^{max} = \frac{T}{b.z} = \frac{7{,}13.10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 27} = 3{,}02\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 1{,}15 \times \bar{\sigma}_b = 7{,}25\ kg/cm^2$$

La contrainte de cisaillement est verifiée.

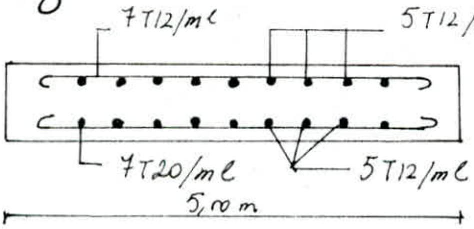
Dans l'autre sens nous prendrons des armatures de répartition :

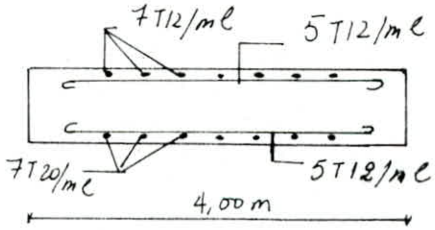
$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{21{,}98}{4} = 5{,}48\ cm^2/ml \ ; \quad \text{Soit } 5HA12 = 5{,}65\ cm^2/ml$$

Armatures de répartition :

transversalement : 5 HA 12 /ml

longitudinalement : 7 HA 12 /ml.





* Verification de l'effort tranchant pour le mur en retour :

$$\tau_b^V = \frac{T_V}{b.z} = 1{,}43\ kg/cm^2 \ ; \qquad \tau_b^H = \frac{T_H}{b.z} = 2{,}03\ kg/cm^2.$$

$$\tau_b = \left(\bar{\tau_b^V}^2 + \bar{\tau_b^H}^2\right)^{1/2} = 2{,}48\ kg/cm^2 < 1{,}15\ \bar{\sigma}_b = 7{,}25\ kg/cm^2$$

le cisaillement est verifié.

Etude du fût

Notre culée comporte 2 fûts circulaires evidés qui transmettent les charges permanentes et les surcharges aux fondations

Determination des efforts à la base du fût :

Conditions normales

Designations \ Efforts	N (t)	H (t)	z (m)	M (tm)
Mur garde grève + Corbeau	18,87		1,20	22,64
Dalle de transition	43,60		1,50	65,40
chevêtre	128,79		0	0
fûts	179,32		0	0
Mur en retour (deux)	26,66		4,79	127,70
Dé d'appui (quatre)	1,60		0	0
tablier	121,36		0	0
Surcharges	399,16		0	0
Poussée des terres (sur chevêtre)		32,23	14,87	-479,26
Poussée des surcharges		51,31	8,71	-446,91
Variations lineaires		12,77	15,59	-199,08
Freinage		41,21	15,59	-642,46
Σ	919,36	137,52		-1551,97

Conditions Sismiques.

Efforts / Designations	N (t)	H (t)	z (m)	M (t.m)
Mur garde corps + corbeau	20,19	1,89	16,41	-31,01
			1,20	+24,23
Dalle de transition	46,65	4,36	16,77	-73,12
			1,50	+69,98
chevêtre	137,81	12,88	14,49	-186,63
			0	0
fûts	191,87	17,93	6,80	-121,92
			0	0
Mur en retour	28,53	2,67	14,75	-39,38
			4,79	136,66
tablier	129,79	23,65	16,49	-389,99
			0	0
Surcharges	399,16	0	0	0
Poussée des terres		40,62	14,87	-640,02
Poussée des surcharges		17,95	8,71	-156,34
variations linéaires		12,77	15,59	-199,08
freinage		41,21	15,59	-642,42
Σ				-2249,04

on a : $\frac{M_{c.S}}{M_{c.N}} = \frac{224904}{1551,97} = 1,45 < 1,50$ donc le ferraillage du fût se fera en conditions normales.

Pour un fût: $N = 459,68\,t$

$H = 68,76\,t$

$M = 775,99\,tm$

Ferraillage du fût :

1. Calcul de l'excentricité : $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{755,99}{459,68} = 1,64\ m.$

2. Calcul de l'excentricité supplémentaire : f_{ic} :

$$\lambda = \frac{2 \cdot 15,39}{0,80} = 38,48 \quad \text{on a} \quad 35 < \lambda < 50$$

$$f_{ic} = 0,16(\lambda - 35)\, e_1 = 0,16(38,48 - 35)\, 1,64 = 0,91\, m$$

finalement $e_0 = e_1 + f_{ic} = 1,64 + 0,91 = 2,55\ m.$

3. Etat de Contraintes de la section :

On a e : la limite de noyau Central : $e = 0,51\ m.$

$e_0 = 2,55\ m > e = 0,51\,m \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

$\eta = \frac{e_0}{2r} = \frac{2,55}{2 \cdot 1,20} = 1,06$; section du béton $B = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} = 17671,6\ cm^2$

$$\mu' = \frac{N \cdot e}{2 \cdot B \cdot r \cdot \sigma_b'} = \frac{459,68 \cdot 2,55 \cdot 10^5}{2 \cdot 17671,6 \cdot 120 \cdot 115} = 0,24$$

$$\begin{matrix} \mu' = 0,24 \\ \eta = 1,06 \end{matrix} \xRightarrow[\text{Charon}]{\text{abaques de Pierre}} \begin{matrix} K = 19,5 \\ \omega = 2,78 \end{matrix}$$

4. Calcul des armatures

$A = \hat{\omega} \cdot \frac{B}{100} = 2,78 \cdot \frac{17671,6}{100} = 491,27\ cm^2$ on prend $62\ \phi\ 32$ soit $498,48\ cm^2$.

- Verification de la distance entre deux barres :

$C \geq \phi_{max} = 4\,cm \qquad C = (2\pi r - 62 \cdot 3,2)/61 = 9,10\ cm > 4\ cm$ Verifiée.

- Verification des Contraintes :

- $\sigma_b' = 115\ Kg/cm^2 < \overline{\sigma_b'} = 153\ Kg/cm^2.$
- $\sigma_a = K\,\sigma_b' = 19,5 \cdot 115 = 2242,5\ Kg/cm^2 < \overline{\sigma_a} = 2667\ Kg/cm^2.$
- $\sigma_a' = n \cdot \sigma_b' = 15 \cdot 115 = 1725\ Kg/cm^2 < \overline{\sigma_a'} = 2667\ Kg/cm^2.$ Verifiées.

- Armatures transversales :

$\phi_t \geq 0{,}30\ \phi_L = 0{,}30 \cdot 3{,}2 = 9{,}6\ mm$ On prendra des T12.

- Espacement des Cerces :

- Zone Courante :

$$t = \min \begin{cases} (100\phi_t - 15\phi_L)\left(2 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{bo}'}\right) = 35{,}7\,cm \\ 15\left(2 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{bo}'}\right)\phi_{L\,min} = 23{,}7\,cm \end{cases}$$

On prend 20 cm.

- Zone de recouvrement :

$$\nu \geq \max \begin{cases} 0{,}4\ \frac{\phi_L^2 \cdot \sigma_{enL}}{\phi_t^2\ \sigma_{ent}} = 2{,}84 \\ 3 \end{cases}$$ on prend $\nu = 4$

$l_r = 0{,}6\, l_d' = 90{,}3\,cm$ Soit $l_r = 90\,cm$; $t_r = l_r/\nu = 22{,}5\ cm$

On prend $t_r = 20\ cm$.

Vérification au flambement :

$l_c = 2 l_o = 2 \cdot 15{,}39 = 30{,}77\ m$; $D = 2{,}40\ m$.

$\frac{l_c}{D} = \frac{30{,}78}{2{,}40} = 12{,}73 < 17{,}7$; le fût ne risque pas de flamber.

Condition de non fragilité :

$A \geq B_f \cdot \frac{\sigma_{tt}}{\sigma_{en}} = 112{,}66\ cm^2$ $A = 491{,}27\ cm^2 > 112{,}66\ cm^2$ Vérifiée.

Ferraillage de la Semelle

NoTa : La même méthode que celle utilisée pour la pile sera suivie.

- caractéristiques géométriques : $L = 16,80\,m$; $l = 9,30\,m$; $h = 1,50\,m$

Armatures longitudinales : (ferraillage de la Semelle) $\sigma = 37,95\,t/m^2$.

$$M_s = \frac{\sigma .\ 4,05^2}{2} \times L \quad \text{et} \quad A_s = \frac{\sigma \times 4,05^2 \times 4 \times 16,80.10^2}{7 \times 150 \times 2666,67} = 1493,94\,cm^2$$

soit : $88,93\,cm^2/ml$, on prend $12\,HA\,32/ml = 96,48\,cm^2/ml$.

Armatures supérieures : D'après S.E.T.R.A $A'_r = \frac{1}{3} A_s = 497,98\,cm^2$.

Soit $29,64\,cm^2/ml$, on prend $12\,HA20/ml = 37,68\,cm^2/ml$.

. Vérification de l'effort tranchant :

$T_{max} = \sigma .\ 4,05 = 3,795 \times 4,05.10^2 = 1536,98\,kg/cm = 153,7\,t/ml$.

$$\bar{\tau}_{max} = \frac{153,7.10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 145} = 12,11\,kg/cm^2 < 3,5\,\bar{\sigma}_b = 22,05\,kg/cm^2$$

- Armatures dans le sens transversal : (Socle)

Données : $M = -1937,83\,t.m$; $\bar{\sigma}_a = 2666,67\,kg/cm^2$

$T_{max} = 630,19\,t.$; $\bar{\sigma}'_b = 153\,kg/cm^2$

* Armatures tendues : $A = \frac{M}{z.\bar{\sigma}_a} = 316,38\,cm^2$ soit : $117,18\,cm^2/ml$.

On prend $15\,HA\,32/ml = 120,6\,cm^2/ml$

* Armatures comprimées : $\bar{M}_{rb} = 5,56.10^8\,kg.cm = 5,56.10^3\,tm > M_{max} = 1,93783.10^3\,tm$

donc $A' = 0$

* Effort tranchant : $\tau_{max} = 10,16\,kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 22,05\,kg/cm^2$

* Armatures de répartition.

$A'_r = 15\,HA20/ml = 47,10\,cm^2/ml$

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrages	Auteurs
Cours de l'E.N.P.	
Regles CCBA 68.	
C.P.C. fasicule 61; titre I et V.	
PP 73.	S.E.T.R.A
Reglements OM 66.	
Fond 72. (	S.E.T.R.A
Reglements de l'U.I.C.	
Constructions métalliques Conception des structures. tome I et II	F. Ciolina.
Cours pratique de mécanique des sols.	J. COSTET.
Fondations et ouvrages en terre.	G. philipponnat.
Calcul pratique des sections en béton armé.	P. charon.
Appareils d'appui	S.E.T.R.A

39/87

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UN PONT RAIL MIXTE

TRAVEE ISOSTATIQUE

5 PLANCHES

Proposé Par : SAPTA

Etudié par : TITOUCHE N.E., AOUN K.

Dirigé par : Mr ZOUKH

PROMOTION : JUIN 87

E.N.P. 10, Avenue Hacen Badi - EL-HARRACH - ALGER

PARTIE ISOSTATIQUE

Travée Isostatique

Remarque Importante : Dans les differents calculs qui concernent les elements de la poutre isostatique, on s'est inspiré des résultats obtenus de la travée hyperstatique et qui sont communs.

Repartition des efforts sur les deux poutre :

- Repartition des C.P. $\begin{cases} \text{poutre } 1 & \psi_1 = 0{,}71 \\ \text{Poutre } 2 & \psi_2 = 0{,}29 \end{cases}$

- Repartition des ccp. $\begin{cases} \text{poutre } 1 & \psi_1 = 0{,}70 \\ \text{poutre } 2 & \psi_2 = 0{,}30 \end{cases}$

- Repartition des surch. UIC $\begin{cases} \text{poutre } 1 & \psi_1 = 0{,}50 \\ \text{poutre } 2 & \psi_2 = 0{,}50 \end{cases}$

- Repartition des surch. de trottoir $\begin{cases} \text{poutre } 1 & \psi_1 = 1{,}75 \\ \text{poutre } 2 & \psi_2 = -0{,}75 \end{cases}$

Coefficients de ponderation :

$\alpha = 1{,}32$ Pour les charge de longue durée (cp, ccp, retrait)

$\alpha = 1{,}5$ " " " " Courte durée (surcharge ; ΔT).

Coefficients de majoration dynamique :

Pour le moment flechissant $\phi_3 = \dfrac{2{,}16}{\sqrt{L'}-0{,}2} + 0{,}73 = 1{,}16$.

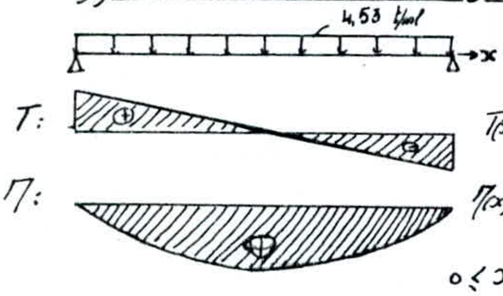
Pour l'effort tranchant $\phi_2 = \dfrac{1{,}44}{\sqrt{L'}-0{,}2} + 0{,}82 = 1{,}11$.

ETUDE DE LA POUTRE

Remarque : L'étude détaillée de la poutre a déjà été faite. On ne fait donc que reprendre pour cette partie isostatique les calculs et les différentes vérifications.

I. Calcul des efforts dans les différentes sections de la travée :

1) Efforts dûs aux charges permanentes (c.p.) : $cp = 4,53$ t/ml.



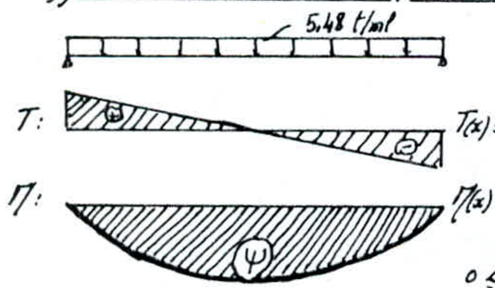
$T(x) = \frac{ql}{2} - \frac{q}{2}x$

$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2$

$0 \leq x \leq l$

Section	0	1	2	3	4	milieu
x (m)	0	3	6	9	12	13,5
T(t)	61,16	47,57	33,80	20,39	6,80	0
M(tm)	0	163,08	285,39	366,93	407,78	412,80

2) Efforts dûs aux compléments des charges permanentes (ccp) : ccp = 5,48 t/ml



$T(x) = \frac{ql}{2} - \frac{q}{2}x$

$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2$

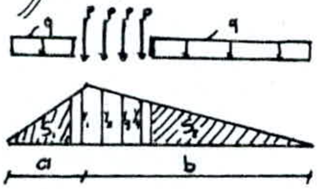
$0 \leq x \leq l$

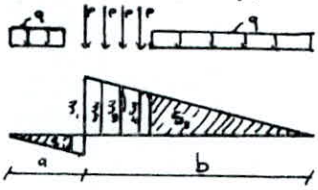
Section	0	1	2	3	4	milieu
x (m)	0	3	6	9	12	13,5
T(t)	73,98	57,54	41,10	24,66	8,22	0
M(t.m)	0	197,28	345,24	443,88	493,20	499,37

3) Efforts dûs aux surcharges U.I.C. :

Les surcharges U.I.C. n'étant pas linéaires et non statiques, elles nous obligent à tracer les lignes d'influences pour les différentes sections et de charger la travée en tenant compte des inégalités permettant de déterminer la charge à placer au droit de la section en occurrence celle qui donne l'effort maximal. Ces inégalités sont :

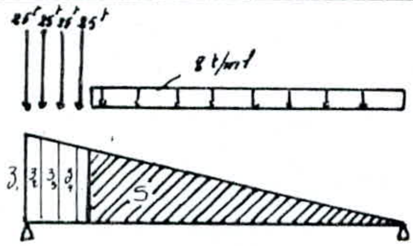
- Pour le moment fléchissant : $\dfrac{\sum_{\alpha=1}^{i} P_\alpha}{a} > \dfrac{\sum_{\alpha=i+1}^{n} P_\alpha}{b}$ et $\dfrac{\sum_{\alpha=1}^{i-1} P_\alpha}{a} < \dfrac{\sum_{\alpha=i}^{n} P_\alpha}{b}$ avec $M_{max}^{t.s.} = \sum P_i Y_i$
- Pour l'effort tranchant : $T_{max}^{t.s.} = -\sum_{i=1}^{g} P_i z_i + \sum_{i=h}^{n} P_i z_i \pm \sum_{i=1}^{k} q\, S_i$



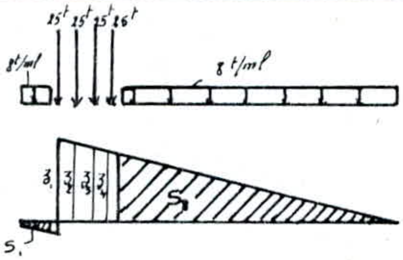
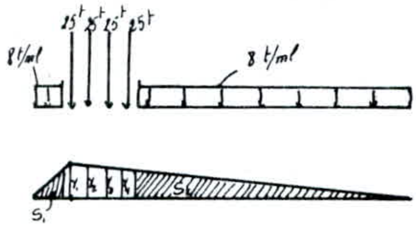


Calcul des efforts dans les différentes sections :

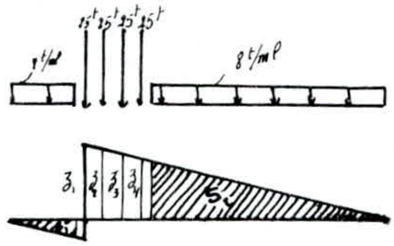
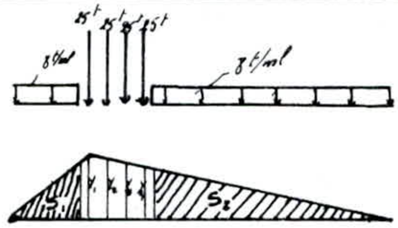
Section "0" - x = 0m.

	Ordonnées $z_1 = 1$ $z_2 = 0{,}94$ $z_3 = 0{,}88$ $z_4 = 0{,}82$ $S = 8{,}48$	$T(x=0) = T_{max} = 158{,}86\,t$ $M(x=0) = M_{min} = 0$

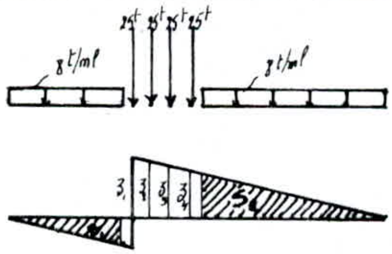
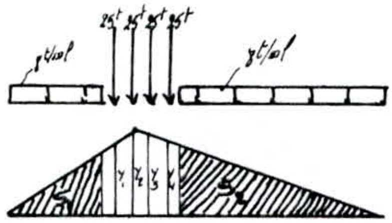
Section "1" - x = 3m

	Ordonnées $z_1 = 0{,}89$ $z_2 = 0{,}83$ $z_3 = 0{,}77$ $z_4 = 0{,}71$ $S_1 = 0{,}09$; $S_2 = 6{,}27$	$T(x=3m) = 129{,}44\,t$
	$Y_1 = 2{,}67$ $Y_2 = 2{,}49$ $Y_3 = 2{,}31$ $Y_4 = 2{,}13$ $S_1 = 2{,}15$ $S_2 = 18{,}81$	$M(x=3m) = 407{,}68\ t.m$

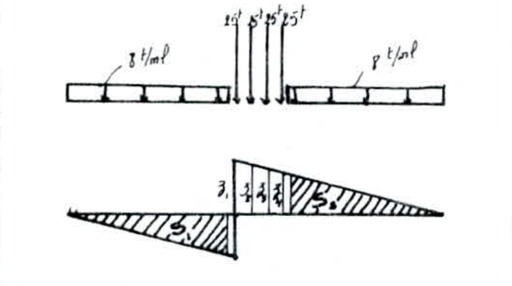
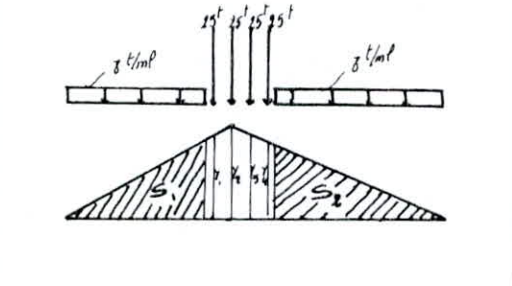
Section "2" - $x = 6m$

	**ordonnées** $z_1 = 0,78$ $z_2 = 0,72$ $z_3 = 0,66$ $z_4 = 0,60$ $S_1 = 0,50$ $S_2 = 4,39$	$T(x=6m) = 100,12\ t$
	$Y_1 = 4,67$ $Y_2 = 4,31$ $Y_3 = 3,96$ $Y_4 = 3,60$ $S_1 = 10,50$ $S_2 = 26,33$	$\mathcal{M}(x=6m) = 708,17\ t.m$

Section "3" - $x = 9m$

	**ordonnées** $z_1 = 0,67$ $z_2 = 0,61$ $z_3 = 0,55$ $z_4 = 0,49$ $S_1 = 1,25$ $S_2 = 2,19$	$T(x=9m) = 71,12\ t$
	$Y_1 = 4,93$ $Y_2 = 6,00$ $Y_3 = 5,47$ $Y_4 = 4,93$ $S_1 = 14,52$ $S_2 = 32,67$	$\mathcal{M}(x=9m) = 910,77\ tm$

Section "4" - $x = 12m$

	**Ordonnées** $z_1 = 0{,}56$ $z_2 = 0{,}60$ $z_3 = 0{,}44$ $z_4 = 0{,}38$ $S_1 = 2{,}32$ $S_2 = 1{,}64$	$T(x=12m) = 41{,}56^t$
	$Y_1 = 5{,}78$ $Y_2 = 6{,}67$ $Y_3 = 5{,}96$ $Y_4 = 5{,}24$ $S_1 = 25{,}60$ $S_2 = 26{,}89$	$M(x=12m) = 1011{,}02\ t.m$

Section du milieu - $x = 13{,}5m$

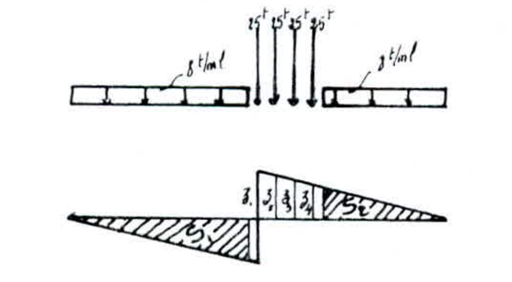
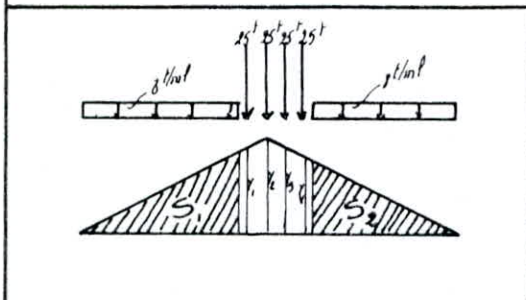
	**Ordonnées** $z_1 = 0{,}50$ $z_2 = 0{,}44$ $z_3 = 0{,}38$ $z_4 = 0{,}32$ $S_1 = 2{,}99$ $S_2 = 1{,}16$	$T_{min} = T_{milieu} = 26{,}36\ t$
	$Y_1 = 5{,}95$ $Y_2 = 6{,}75$ $Y_3 = 5{,}95$ $Y_4 = 5{,}15$ $S_1 = 30{,}80$ $S_2 = 22{,}56$	$M_{max} = M_{milieu} = 1021{,}88\ t.m$

Tableau recapitulatif :

Section	0	1	2	3	4	milieu
x [m]	0	3	6	9	12	13,5
T (t)	158,85	129,44	100,12	71,12	41,56	26,36
M (t.m)	0	407,68	708,17	910,77	1011,02	1021,88

II. Prédimensionnement de la Poutre :

Remarque : On dimensionnera la poutre n°1 qui est la plus chargée.

1. **La hauteur de la poutre** : La hauteur de la poutre "b" est donnée par les Courbes de Mr Ciolina en fonction de la portée "l". Dans notre Cas "l" = 27 m, ce qui donne $\underline{b = h = 1{,}7\,m}$

2. **Semelle superieure** : La section de la semelle superieure est calculée à partir de la formule suivante :

$$\Omega_s \geqslant 1{,}125 \cdot \frac{M_s}{\sigma_e \cdot b}$$

avec
- $M_s = M_{cp}$ (pondéré, réparti)
  $= \alpha \cdot \psi \cdot M_{cp} = 1{,}32 \cdot 0{,}71 \cdot 418{,}80 = 386{,}[illegible]$ kg
- $\sigma_e = 24$ kg/mm².
- $b = 1700$ mm.

$$\underline{\Omega_s \geqslant 105{,}06\ cm^2}$$

3. **Semelle inferieure** : La section de la semelle inferieure est calculée Comme suit :

$$\Omega_i \geqslant \frac{5}{6}\ \frac{M_i}{\sigma_e \cdot b}$$

avec
$M_i = M_{cp} + M_{cep} + M_{surch}$ (pondérés, répartis)
$= 381{,}01 + 1{,}32 \cdot 0{,}70 \cdot 499{,}37 + 1{,}5 \cdot 1{,}16 \cdot 0{,}5 \cdot 1081{,}88$
$= 1731{,}47$ t.m.

$$\underline{\Omega_i \geqslant 353{,}65\ cm^2}$$

4- **L'Âme** : La section de l'âme est donnée par : $\Omega_w \geqslant 1,2 \cdot \Omega_i$

$\Rightarrow \Omega_w \geqslant 424,38 \text{ cm}^2$

Reprise des calculs pour les differentes sections :

1. Semelle superieure :

Section	0	1	2	3	4	milieu
x [m]	0	3	6	9	12	13,5
M_s (tm)	0	152,84	267,47	343,89	382,10	386,88
Ω_s (th) $= 1,125 \frac{M_s}{\sigma_e \cdot b}$ [cm²]	0	42,14	73,75	94,82	105,36	106,68
Ω_s (réelle) (cm²)	180	180	180	300	300	300

2- Semelle inferieure :

Section	0	1	2	3	4	milieu
x [m]	0	3	6	9	12	13,5
M_i (tm)	0	689,81	1202,58	1546,41	1717,40	1737,33
Ω_i (th) $= \frac{5}{6} \cdot \frac{M_i}{\sigma_e \cdot b}$ [cm²]	0	140,89	245,63	315,85	350,78	354,85
Ω_i (réelle) (cm²)	330	330	330	390	390	390

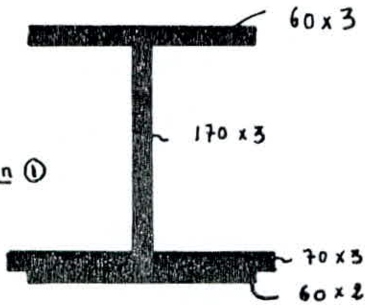
3- Âme :

$\Omega_w \geqslant 1,2 \cdot \Omega_i = 425,82 \text{ cm}^2$

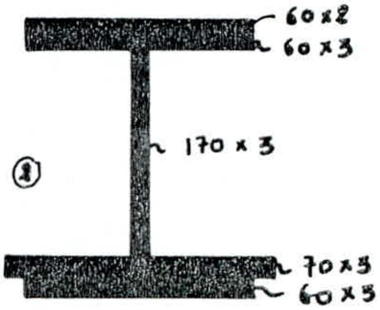
On prend $\Omega_w = 170 \cdot 3 = 510 \text{ cm}^2 > 425,82 \text{ cm}^2$.

Conclusion : On aura à verifier deux sections differentes :

Section ①



section ②



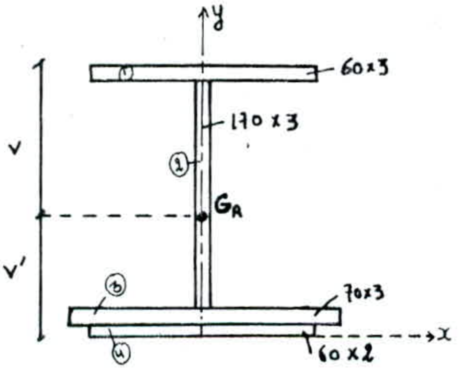
III. Caractèristiques Geometriques

III.1 Caractèristiques geometriques du P.R.S. :

On calculera et on resumera dans un tableau les Caractèristiques géométriques du P.R.S. et qui sont :

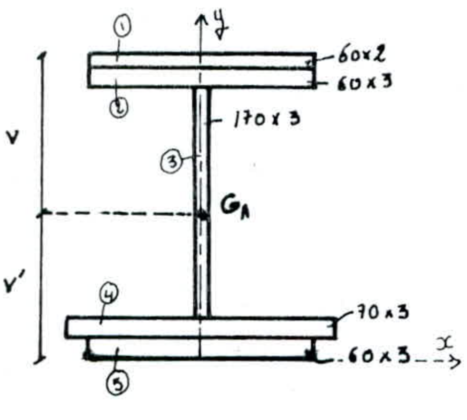
- La position du C.D.G. de la section : $Y_{GA} = \dfrac{\Sigma S_i Y_i}{\Sigma S_i}$
- Les distances entre le C.D.G de la section et des differents elements : $d_i = |y_i - y_{GA}|$
- Le moment d'inertie de la section : $I_{Si/GA} = I_{Si/Gi} + S_i\, d_i^2$.

III.1.1 Caractèristiques geometriques de la section ① :



Section	S_i [cm²]	y_i [cm]	$S_i y_i$ [cm³]	Y_{GA} [cm]	d_i [cm]	$I_{Si/Gi}$ [cm⁴]	$I_{Si/GA}$ [cm⁴]
①	180	176,5	31770	80	95,5	135	1676340
②	510	90	45900	80	10	1228250	1279250
③	210	3,5	735	80	76,5	157,5	1229130
④	120	1,0	120	80	79	40	748960
Somme	1020		78525				4933680

III.1.2 Caractèristiques geométriques de la section ② :



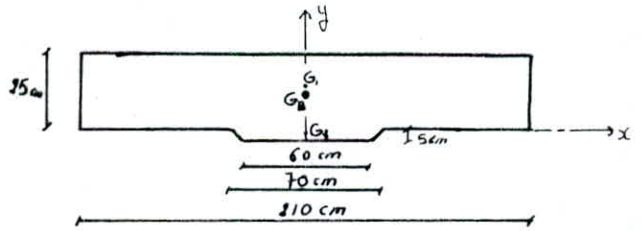
Section	S_i [cm²]	y_i [cm]	$S_i y_i$ [cm³]	Y_{GA} [cm]	d_i [cm]	$I_{Si/Gi}$ [cm⁴]	$I_{Si/GA}$ [cm⁴]
①	120	180	21600	83,6	96,4	40	1115195,2
②	180	177,5	31950	83,6	93,9	135	1587232,8
③	510	91	46410	83,6	7,4	1228250	1256177,6
④	210	4,5	90	83,6	79,1	157,5	1314087,6
⑤	180	1,5	270	83,6	82,1	135	1213408,8
Somme	1200		100320				6486102

III. 2 Caractéristiques géométriques de la section du béton

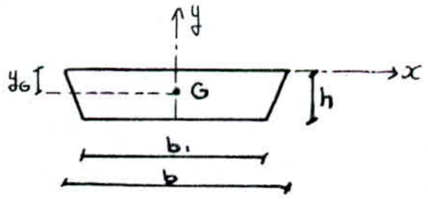
Remarque : La largeur de la dalle participante est egale à : L = 2,10 m définie dans l'art. 23.3. CCBA68 (La Condition la plus stricte est qu'il ne faut pas attribuer la même zone à deux poutres differentes). Pour plus de detaille voir la partie hyperstatique.

Les Caractéristiques sont :

- Position du C.D.G. du beton : $Y_{G_B} = \dfrac{\Sigma S_i y_i}{\Sigma S_i}$
- Distance entre le C.D.G de la section totale et les C.D.G. des differents elts. : $d_i = |y_{G_i} - y_{G_B}|$
- Moment d'inertie de chaque element : - Pour la dalle : $I_{S_i/G_i} = \dfrac{bh^3}{12}$
  - " le gousset : $I_{S_i/G_i} = \dfrac{h^3(b^2 + 4bb_1 + b_1^2)}{36(b+b_1)}$



Avec



$y_G = \dfrac{2b_1 + b}{3(b_1+b)} \cdot h = -2,44$ cm

Section	S_i [cm²]	y_i [cm]	$S_i y_i$ [cm³]	Y_{G_B} [cm]	d_i [cm]	I_{S_i/G_i} [cm⁴]	I_{S_i/G_B} [cm⁴]
Dalle	5260	12,5	65625	11,63	0,87	273437,5	277411,23
Gousset	325	-2,44	-791,67	11,63	14,07	675,75	65014,34
Somme	5575		64833,33				342426,57

III.3 Caractéristiques Géométriques de la section mixte

Les Caractéristiques géométriques peuvent être déterminées connaissant les paramètres a, b et c tels que :

$$a = \frac{S_b \cdot c}{n \cdot S}$$

$$b = \frac{S_a \cdot c}{S}$$

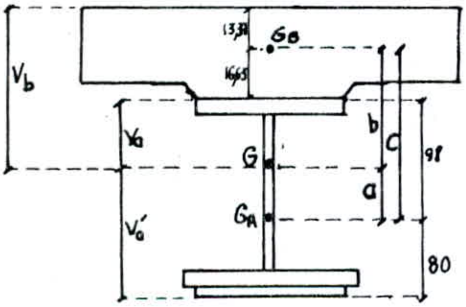
$$a + b = c$$

$$I = I_A + \frac{I_B}{n} + a \cdot b \cdot S$$

Avec

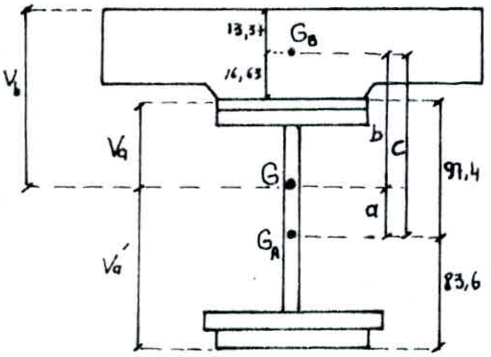
S_b = Section du béton
S_a = " de l'acier.
S = section totale = $S_a + \frac{S_b}{n}$
$n = \frac{E_a}{E_b}$ Varie selon le mode de chargement

III.3.1 Caractéristiques Géométriques de la 1ère section mixte



n	c [cm]	a [cm]	b [cm]	S [cm²]	I [cm⁴]	V_a [cm]	V_a' [cm]	V_b [cm]	$W_a = \frac{I}{V_a}$ [cm³]	$W_a' = \frac{I}{V_a'}$ [cm³]	$W_b = \frac{I}{nV_b}$ [cm³]
∞	114,63	0	114,63	1020	4933680	98	80	/	50343,67	61671	/
18	114,63	23,52	91,11	1329,72	8125572,13	74,48	103,52	104,48	109097,37	78492,78	77771,56
15	114,63	27,11	87,52	1391,67	8578075,55	70,89	107,11	100,89	121005,44	80086,60	85024,04
6	114,63	50,02	64,61	1949,17	11575417,97	47,98	130,02	77,98	241255,06	89027,98	[illegible]

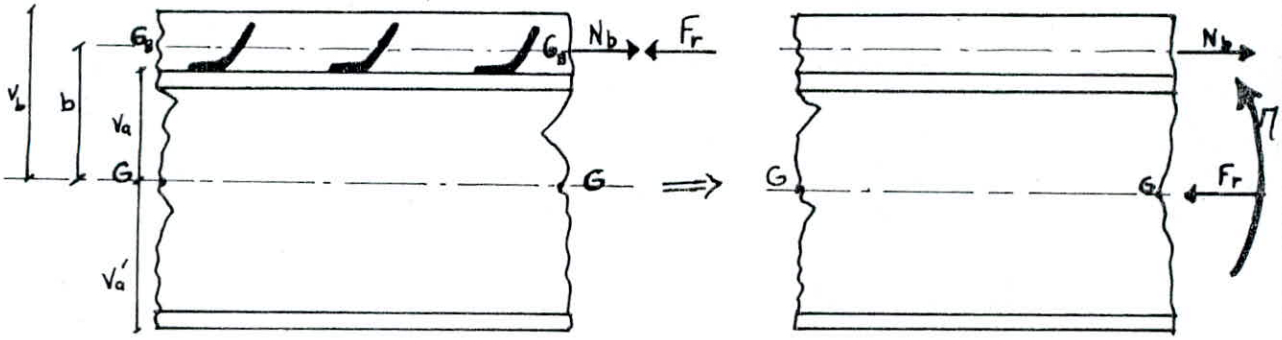
III.3.2 Caractéristiques Géométriques de la 2ème section mixte



n	c [cm]	a [cm]	b [cm]	S [cm²]	I [cm⁴]	V_a [cm]	V_a' [cm]	V_b [cm]	$W_a = \frac{I}{V_a}$ [cm³]	$W_a' = \frac{I}{V_a'}$ [cm³]	$W_b = \frac{I}{nV_b}$ [cm³]
∞	114,03	0	114,03	1200	6486108	97,4	83,60	/	66592,42	77584,95	/
18	114,03	23,39	90,64	1509,72	10029299,97	74,01	106,99	104,01	135511,94	93739,97	96425,72
15	114,03	26,97	87,06	1571,67	10518721,62	70,43	110,57	100,43	149351,44	95132,69	104737,84
6	114,03	49,76	64,27	2129,17	13637773,74	47,64	133,36	77,64	286267,28	102262,85	175653,96

IV. Effet du retrait :

Le raccourcissement empêché du béton en liaison avec la poutre par le biais des connecteurs crée un état de contrainte interne dans la section mixte.



Le béton par son raccourcissement crée une force (résultante de contraintes) F_r appliquée au C.D.G. du béton et ayant pour valeur $F_r = -N_b$ avec N_b la réaction des connecteurs sur le béton.

__Remarque :__ N_b : est appliquée uniquement au béton.

F_r : est appliquée à la section mixte et du fait de son excentrement par rapport au C.D.G. de cette section, elle provoque un effort normal F_r appliqué à "G" plus un moment "Π" avec :

$$\boxed{F_r = \sigma_{br} \cdot S_b = \varepsilon_r \cdot E_b \cdot S_b}$$

$$\boxed{\Pi = F_r \cdot b = \varepsilon_r \cdot E_b \cdot S_b \cdot b}$$

On obtiendra ainsi pour les fibres, les plus sollicitées les valeurs suivantes de contraintes :

Dans le béton $\sigma_{br} = \dfrac{N_b}{S_b} - \dfrac{F_r}{n S} - \dfrac{\Pi}{n W_b} \cdot \equiv (\varepsilon_r E_b) \dfrac{A}{S} \cdot \left(1 - b \dfrac{a.S}{I}\right) - \dfrac{\Pi}{n W_b}$

Dans la semelle supérieure $\sigma_{sr} = -\dfrac{F_r}{S} - \dfrac{\Pi}{W_a} \cdot \quad \equiv -\varepsilon_r E_b \dfrac{B}{S} \dfrac{(I_a + bsd)}{I} - \dfrac{\Pi}{W_a}$

Dans la semelle inférieure $\sigma_{ir} = -\dfrac{F_r}{S} + \dfrac{\Pi}{W_a'} \cdot \quad \equiv \varepsilon_r E_b \dfrac{B}{S} \dfrac{(bsd' - I_a)}{I} + \dfrac{\Pi}{W_a'}$

V. Effet de différence de température :

L'état de contrainte dans la section est dans ce cas identique à celui du retrait sauf que la déformation relative change de valeur c.à.d. on remplace ε_r par $\pm\varepsilon_t$ dans ce qui précède.

VI. Calcul du retrait et de la difference de temperature

VI.1. Calcul pour la section ①:

Caracteristiques de cette section : $A = 1020\ cm^2$; $B = 5575\ cm^2$; $S = 1391,67\ cm^2$
$b = 87,52\ cm$; $a = 27,11\ cm$; $d = 98\ cm$
$d' = 80\ cm$; $W_b = 85024,04\ cm^3$; $W_a = 121005,44\ cm^3$
$W'_a = 80086,6$; $I_a = 4933680\ cm^4$; $I = 8578075,33\ cm^4$

Sachant aussi que : $n = 15$; $\varepsilon_r = 4.10^{-4}$; $\varepsilon_t = \pm 10^{-4}$; $E_b = 140000\ Kg/cm^2$

On calcule le moment :

- dû au retrait : $M_r = \varepsilon_r . E_b . S_b . b = 273,24\ tm.$
- dû à ΔT : $M_t = \varepsilon_t\ E_b\ S_b . b = \pm 68,31\ tm.$

Aprés ponderation par $\alpha = 1,32$ on aura :

- Moment dû au retrait : $M_r = 360,68\ tm.$
- Moment dû à ΔT : $M_t = \pm 102,46\ tm.$

On calcule finalement à partir des formules citées précédement les contraintes dans les fibres les plus sollicitées

VI-1-1- Retrait + ΔT : C.à.d. $M = M_r + M_t = 463,14\ t.m$

Nous obtenons pour cela :

$\boxed{\sigma_b = -11,07\ Kg/cm^2}$

$\boxed{\sigma_s = -823,92\ Kg/cm^2}$

$\boxed{\sigma_i = 704,10\ Kg/cm^2}$

VI-1-2 Retrait - ΔT : C.à.d $M = M_r - M_t = 258,22\ t.m$

Cela nous donne :

$\boxed{\sigma_b = 5,00\ Kg/cm^2}$

$\boxed{\sigma_s = -654,58\ Kg/cm^2}$

$\boxed{\sigma_i = 448,22\ Kg/cm^2}$

VI.2. Calcul pour la section ② :

Caractéristiques de la section : $A = 1200\ cm^2$; $B = 5575\ cm^2$; $S = 1571,67\ cm^2$
$b = 27,06\ cm$; $a = 26,97\ cm$; $d = 97,4\ cm$
$d' = 23,6\ cm$; $W_b = 104737,24\ cm^3$
$W_a = 149351,44\ cm^3$; $W'_a = 95132,69\ cm^3$
$I_a = 6486102\ cm^4$ $I = 10518221,62\ cm^4$.

Sachant aussi que : $n = 15$; $\varepsilon_r = 4.10^{-4}$; $\varepsilon_t = 2\ 10^{-4}$; $E_b =$ [illegible]

On calcule le moment :

- dû au retrait : $M_r = \varepsilon_r . E_b . S_b . b = 271,80\ t.m$
- dû à ΔT : $M_t = \varepsilon_t . E_b . S_b . b = 67,95\ t.m$

Après pondération par $\alpha = 1,32$ on obtient :

- Moment dû au retrait : $M_r = 358,78\ t.m$
- Moment dû à ΔT : $M_t = 101,93\ t.m$

De la même manière que pour la section ① et à l'aide des mêmes formules on calcule les contraintes dans les fibres les plus sollicitées :

VI.2.1 Retrait + ΔT : Soit $M = M_r + M_t = 460,71\ t.m$

Nous obtenons :

$\boxed{\sigma_b = -1,56\ Kg/cm^2}$

$\boxed{\sigma_s = -622,64\ Kg/cm^2}$

$\boxed{\sigma_i = 577,21\ Kg/cm^2}$

VI.2.2 Retrait − ΔT : Soit $M = M_r - M_t = 256,85\ t.m$

Nous obtenons :

$\boxed{\sigma_b = 11,41\ Kg/cm^2}$

$\boxed{\sigma_s = -546,14\ Kg/cm^2}$

$\boxed{\sigma_i = 363,52\ Kg/cm^2}$

- *Tableau donnant le moment fléchissant, Pondéré, Majoré et Réparti [tm]*

Designation	Coefficients			Sections					
				0	1	2	3	4	milieu
	α	ψ	ϕ	0m	3m	6m	9m	12m	13,5m
CP	1,32	0,71	/	0	152,84	267,47	348,89	382,10	386,88
CCP	1,32	0,70	/	0	188,29	319,00	410,15	455,72	461,48
Retrait + ΔT	R 1,32 / ΔT 1,5	/	/	463,14	463,14	463,14	460,71	460,71	460,71
Retrait - ΔT	R 1,32 / ΔT 1,5	/	/	258,22	258,22	258,22	256,85	256,85	256,85
Sucharges UIC	1,5	0,5	1,16	0	354,68	616,11	798,37	879,59	889,04

- *Tableau donnant l'effort tranchant, Pondéré, Majoré et Réparti [t]*

Désignation	Coefficients			Sections					
				0	1	2	3	4	milieu
	α	ψ	ϕ	0 m	3 m	6 m	9 m	12 m	13,5 m
CP	1,32	0,71	—	57,32	44,58	31,68	19,11	6,37	0
CCP	1,32	0,70	/	68,36	53,17	37,98	22,79	7,60	0
Surcharges UIC	1,5	0,50	1,11	132,24	107,76	83,35	59,21	34,60	21,94

VII - Verification des Contiaintes

Remarque: Dans ce qui suit les signes (-) et (+) désignent respectivement les compressions et les tractions.

1. **Section "0"** Dans cette section, on n'a que la contiainte due au retrait ± ΔT.

$\sigma'_b = -11,07$ Kg/cm² $< \overline{\sigma}'_b = 153$ Kg/cm².

$\sigma_S = -823,93$ Kg/cm² $< \overline{\sigma}'_a = 2400$ Kg/cm².

$\sigma_i = +704,10$ Kg/cm² $< \overline{\sigma}_a = 2400$ Kg/cm².

2. Section 1

phases	sollicitation	moment [t.m]	$\sigma_b = \frac{M}{n W_b}$ [Kg/cm²]	$\sigma_s = \frac{M}{W_a}$ [Kg/mm²]	$\sigma_i = \frac{M}{W_a'}$ [Kg/mm²]
$n = \infty$	cp	152,84	0	- 3,04	+ 2,48
σ_1	—	—	0	$-3,04 < \sigma_e$	$+2,48 < \sigma_e$
$n = 18$	ccp	182,29	- 13,02	- 1,67	+ 2,34
σ_2	—	—	$-13,02 < \bar{\sigma}_b'$	$-4,71 < \sigma_e$	$+4,82 < \sigma_e$
$n = 15$	Retrait + ΔT	—	- 11,07	- 8,24	+ 7,04
	Retrait - ΔT	—	+ 5,00	- 6,55	+ 4,48
σ_3	+ ΔT	—	$-24,09 < \bar{\sigma}_b'$	$-12,95 < \sigma_e$	$+11,86 < \sigma_e$
σ_3'	- ΔT	—	$-8,02 < \bar{\sigma}_b'$	$-11,25 < \sigma_e$	$+9,30 < \sigma_e$
$n = 6$	Surcharges	354,68	-39,8	- 1,47	+ 3,98
σ_4	+ ΔT	—	$-63,89 < \bar{\sigma}_b'$	$-14,42 < \sigma_e$	$+15,85 < \sigma_e$
σ_4'	- ΔT	—	$-47,82 < \bar{\sigma}_b'$	$-12,72 < \sigma_e$	$+13,29 < \sigma_e$

3. Section 2

phases	sollicitation	moment [t.m]	$\sigma_b = \frac{M}{n W_b}$ [Kg/cm²]	$\sigma_s = \frac{M}{W_a}$ [Kg/mm²]	$\sigma_i = \frac{M}{W_a'}$ [Kg/mm²]
$n = \infty$	cp	267,47	0	-5,31	+ 4,34
σ_1	—	—	0	$-5,31 < \sigma_e$	$+4,34 < \sigma_e$
$n = 18$	ccp	319,00	- 22,79	- 2,92	+ 4,06
σ_2	—	—	$-22,79 < \bar{\sigma}_b'$	$-8,24 < \sigma_e$	$+8,40 < \sigma_e$
$n = 15$	Retrait + ΔT	—	- 11,07	- 8,24	+ 7,04
	Retrait - ΔT	—	5,00	- 6,55	+ 4,48
σ_3	+ ΔT	—	$-33,86 < \bar{\sigma}_b'$	$-16,48 < \sigma_e$	$+15,44 < \sigma_e$
σ_3'	- ΔT	—	$-17,79 < \bar{\sigma}_b'$	$-14,78 < \sigma_e$	$+12,88 < \sigma_e$
$n = 6$	Surcharges	616,11	- 69,18	- 5,65	+ 7,85
σ_4	+ ΔT	—	$-103,04 < \bar{\sigma}_b$	$-22,12 < \sigma_e$	$+23,29 < \sigma_e$
σ_4'	- ΔT	—	$-86,97 < \bar{\sigma}_b$	$-20,43 < \sigma_e$	$+20,73 < \sigma_e$

Nota : Pour la deuxieme partie de la poutre (c.à.d. $A = 1200\ cm^2$) On ne Verifie que la derniere section soit Celle du milieu Car c'est la plus sollicitée. Sans omettre de noter que la contrainte de traction dévellopée par le retrait - ΔT est largement inferieure à la plus petite des Contraintes de Compression engendrée par "ccp", Donc On n'a pas de traction dans le béton

3. Section du milieu :

phases	sollicitations	moment $[t.m]$	$\sigma_b = \frac{M}{n.W_b}$ $[Kg/cm^2]$	$\sigma_s = \frac{M}{W_a}$ $[Kg/cm^2]$	$\sigma_i = \frac{M}{W'_a}$ $[Kg/cm^2]$
$n = \infty$	cp	386,88	0	$-5,81$	$+4,99$
σ_1	—	—	0	$-5,81 < \sigma_e$	$+4,99 < \sigma_e$
$n = 18$	ccp	461,42	$-26,58$	$-3,41$	$+4,92$
σ_2	—	—	$-26,58 < \bar{\sigma}'_b$	$-9,22 < \sigma_e$	$+9,91 < \sigma_e$
$n = 15$	Retrait + ΔT	—	$-1,56$	$-6,83$	$+5,78$
	Retrait - ΔT	—	11,41	$-5,46$	$+3,64$
σ_3	+ ΔT	—	$-28,14 < \bar{\sigma}'_b$	$-16,04 < \sigma_e$	$+15,69 < \sigma_e$
σ'_3	- ΔT	—	$-15,17 < \bar{\sigma}'_b$	$-14,68 < \sigma_e$	$-13,54 < \sigma_e$
$n = 6$	surcharges UIC	889,04	$-84,36$	$-3,11$	$+8,69$
σ_4	+ ΔT	—	$-112,5 < \bar{\sigma}'_b$	$-19,15 < \sigma_e$	$24,88 \# \sigma_e$
σ'_4	- ΔT	—	$-99,63 < \bar{\sigma}'_b$	$-17,78 < \sigma_e$	$22,24 < \sigma_e$

Interprétation des résultats : Toutes les contraintes developpées par les differentes sollicitations dans les differentes sections restent inférieures à l'admissible, Sauf dans la section du milieu ou la Contrainte de traction dans la semelle inferieure est légèrement superieure à l'admissible (Cette difference peut être négligée) Mais on peut disposer d'une tôle additionnelle qui parera à cela.

Remarque : On a Verifié nos sections pour les differentes phases de réalisation, Car en aucun Cas, notre ouvrage ne devra être affecté au Cours et à la fin de réalisation.

VIII - Justification à l'effort tranchant :

La section d'appui étant la plus sollicitée, sera donc vérifiée vis à vis de l'effort tranchant.

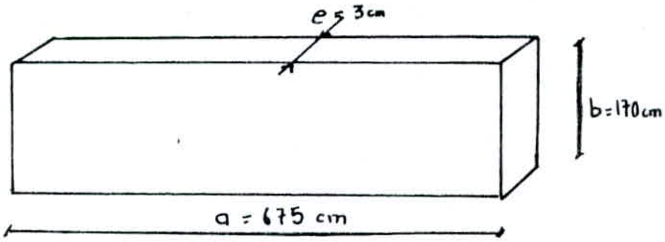
$$T_{max} = T(x=0) = T_{cp} + T_{ccp} + T_{such} = 257{,}92\ t.$$

On vérifie : $\tau_{max} = \dfrac{T_{max}}{A_{ame}} < \overline{\tau} = 0{,}6\ \sigma_e$

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{A_{ame}} = \frac{257{,}92 \cdot 10^3}{510} = 505{,}73\ \mathrm{Kg/cm^2} < 0{,}6 \cdot \sigma_e = 0{,}6 \cdot 2400 = 1440\ \mathrm{Kg/cm^2}$$

Notre poutre est donc vérifiée à l'effort tranchant.

IX - Etude du Voilement :



On doit vérifier

$$\left(\delta_\sigma \frac{\sigma}{\sigma^*}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 \leq 1{,}8$$ Art. 18.3. du Titre V du CPC.

Avec : σ : contrainte de Compression $= \dfrac{M}{W_a}$ calculée au milieu du panneau.

τ : " " cisaillement $= \dfrac{T}{A_{ame}}$ " " " " " .

σ^* : contrainte normale critique de voilement $= \sigma_c \cdot K_\sigma = \dfrac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\dfrac{e}{b}\right)^2 K_\sigma$.

τ^* : " de cisaillement critique de voilement $= \sigma_c \cdot K_\tau$.

δ_σ : est une f! des diagrammes des Contraintes

Nota : Pour plus de détaille voir la partie hyperstatique.

Remarque : Les moments sollicitant nos panneaux sont positifs, la position des raidisseurs sera donc du côté supérieur si les calculs les recommandent.

Calcul des moments et efforts tranchants pour les deux sections du milieu des deux panneaux :

tous les calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous.

n° du Panneau	abscisse	Effort	Sollicitations			Après pondération et répartition		
—	x [m]		cp	ccp	U.I.C.	cp	ccp	UIC
Panneau ①	3,375	Moment "M"	170,60	218,47	450,97	169,26	201,87	374,31
		Effort tranchant "T"	45,87	55,49	126,14	42,99	51,87	105,01
Panneau ②	10,125	Moment "M"	387	468,15	942,37	362,70	432,57	782,17
		Effort tranchant "T"	15,29	18,50	59,96	14,33	17,19	49,92

Vérification des deux sections :

Comme précédemment les calculs sont résumés dans un tableau.

Panneau	τ (kg/cm²)	σ_E (kg/cm²)	$\alpha = \frac{a}{b}$	K_τ	$\tau^* = \sigma_E \cdot K_\tau$	τ/τ^*	$(\tau/\tau^*)^2$	σ_s (kg/cm²)	σ_i (kg/cm²)	$\psi = \frac{\sigma_i}{\sigma_s}$	δ_σ	K_σ	$\sigma^* = \sigma_E \cdot K_\sigma$	σ_{comp}/σ^*	$\left(\delta_\sigma \frac{\sigma_s}{\sigma^*}\right)^2$
①	390,73	591,07	3,97	5,59	3306,28	0,12	**0,0144**	-1500,33	1380,50	-0,92	**1,032**	21,86	12920,79	-0,12	**0,014**
②	159,49	591,07	3,97	5,59	3306,28	0,05	**0,0025**	-1819,74	2271,62	-1,25	**1**	23,9	14126,57	-0,13	**0,017**

finalement on obtient :

- Pour le panneau ① : $\left(\delta_\sigma \frac{\sigma}{\sigma^*}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 = 0{,}028 \ll 1{,}8$

- Pour le panneau ② : $\left(\delta_\sigma \frac{\sigma}{\sigma^*}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 = 0{,}019 \ll 1{,}8$

Conclusion : Les deux panneaux sont vérifiés au voilement donc toute la poutre l'est aussi, ce qui revient à dire que les raidisseurs ne sont pas nécessaires.

X. Verification de la poutre au deversement :

Comme pour la partie hyperstatique, on verifie le deversement en s'inspirant de l'art. 19 du titre V du CPC. soit à verifier que :

$$\sigma_f \leq f(\sigma_f^*) \quad \text{avec} \quad f(\sigma_f^*) = \begin{cases} \sigma_e\left(1 - 0{,}375\,\dfrac{\sigma_e}{\sigma_f^*}\right) & \text{si } \sigma_f^* \geq 0{,}75\,\sigma_e \\ 0{,}66\,\sigma_f^* & \text{si } \sigma_f^* < 0{,}75\,\sigma_e \end{cases}$$

σ_f : La contrainte de flexion maximale.

σ_f^* : La contrainte critique de deversement $= \dfrac{\pi^2 . E}{\lambda^2}$

Calcul de σ_f^* : $\sigma_f^* = \dfrac{\pi^2 E}{\lambda^2}$ avec

$E = 2{,}1 . 10^6$ Kg/cm²

$\lambda = \dfrac{l_c}{i} = \dfrac{l_0}{2i} = \dfrac{l_0}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = \dfrac{2.675}{\sqrt{170^2/12}} = 6{,}88.$

$\pi = 3{,}14$

$\sigma_f^* = 4{,}35 . 10^5$ Kg/cm²

Calcul de $f(\sigma_f^*)$: $\sigma_f^* = 4{,}35 . 10^5 > 0{,}75\,\sigma_e$

$$\Rightarrow f(\sigma_f^*) = \sigma_e\left(1 - 0{,}375 . \frac{\sigma_e}{\sigma_f^*}\right) \Rightarrow f(\sigma_f^*) = 2386{,}86 \text{ Kg/cm}^2$$

Calcul de σ_f : $\sigma_f = \dfrac{M}{W_s} = -580{,}97$ Kg/cm².

Remarque : W_s : moment statique de la semelle superieure susceptible de deverser et cela quand le béton ne participe pas à la résistance ($n = \infty$).

M : moment dû aux c.p. seules, au niveau de la section du milieu. (la plus sollicitée).

finalement on obtient que $\sigma_f = -580{,}97$ Kg/cm² $< f(\sigma_f^*) = 2386{,}86$ Kg/cm².

Le deversement et ainsi verifié.

On verifie aussi la condition : $\sigma^2 + 3\tau^2 \leq \sigma_e^2$

Avec σ : Contrainte de compression. $= \sigma_s$
τ : Contrainte de cisaillement. $= \frac{T}{S_a}$

. **Pour la section "0"**

$\sigma = -8,24$ Kg/cm².
$\tau = 0,56$ Kg/mm²
$\sigma^2 + 3\tau^2 = 68,21 < \sigma_e^2 = 576$

. **Pour la section "1"**

$\sigma = -14,42$ Kg/mm².
$\tau = 0,44$ Kg/mm²
$\sigma^2 + 3\tau^2 = 208,13 < \sigma_e^2$

. **Pour la section "2"**

$\sigma = -22,12$ Kg/mm².
$\tau = 0,31$ Kg/mm².
$\sigma^2 + 3\tau^2 = 489,39 < \sigma_e^2$

. **Pour la section "3"**

$\sigma = -14,04$ Kg/mm²
$\tau = 0,16$ Kg/mm²
$\sigma^2 + 3\tau^2 = 197,15 < \sigma_e^2$

. **Pour la section "4"**

$\sigma = -15,26$ Kg/mm²
$\tau = 0,05$ Kg/mm²
$\sigma^2 + 3\tau^2 = 232,87 < \sigma_e^2$

. **Pour la section du milieu**

$\sigma = -19,15$ Kg/mm²
$\tau = 0$
$\sigma^2 + 3\tau^2 = 366,72 < \sigma_e^2$

Conclusion : La condition est satisfaite.

XI Calcul des Deformations de la poutre

XI-1- Calcul des flèches :

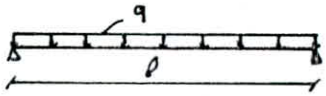
la théorie etant exposée dans la partie hyperstatique, on ne retiendra que la flèche admissible donnée par la notice NGEF N°1 comme suit :

$$\frac{\bar{f}}{\ell} \leq 0,8 \cdot \min \left\{ \frac{0,8 \cdot \ell}{10000} \; ; \; \frac{1}{500} \right\}$$ Dans notre cas le min $= \frac{1}{500}$

$$\Rightarrow \bar{f} \leq 0,8 \cdot \frac{\ell}{500} \quad \Rightarrow \quad \underline{\bar{f} = 4,32 \text{ cm}}.$$

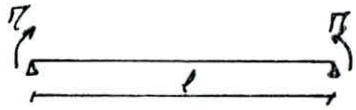
Calcul des flèches dûes aux différentes sollicitations :

- Pour une charge uniformement répartie (cp ; ccp)



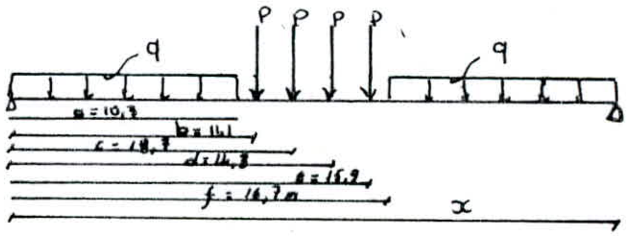
$$f_{max} = f(\ell/2) = \frac{5 q \ell^4}{384 E I_m}.$$

- Pour des moments aux appuis (retrait + ΔT)



$$f(\ell/2) = \frac{M \ell^2}{8 E I_m}$$

- Pour la charge UIC



$$f\left(\frac{\ell}{2}\right) = \frac{24(qa+2P)\ell^3 + q\left[8(\ell-a)^4 - 8(\ell-f)^4 - 7\ell^4 - (\ell-2a)^4\right] + 8P\left[(\ell-2b)^3 + (\ell-2c)^3 - 4\left[(\ell-b)^3 + (\ell-c)^3 + (\ell-d)^3 + (\ell-e)^3\right]\right]}{384 \, E I_m}.$$

Application numerique :

- Pour "cp" : $$f_{cp} = \frac{5 \cdot 15,3 \cdot \overline{2700}^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 6486102} = 2,30 \text{ cm}.$$

. Pour "ccp" : $f_{ccp} = \dfrac{5 \cdot 54,8 \cdot \overline{2700}^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 10029239,05} = 1,80 \text{ cm}.$

. Pour "surch. de trottoir" : $f_{S.T} = \dfrac{5 \cdot 3,6 \cdot \overline{2700}^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 13637773,34} = 0,08 \text{ cm}.$

. Pour "UIC" : $f_{UIC} = 2,61 \text{ cm}$

. Pour "le retrait + DT" : $f_{R+DT} = \dfrac{460,71 \cdot 10^5 \cdot \overline{2700}^2}{8 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 518821,62} = 1,90 \text{ cm}.$

On remarque que les caracteristiques geométriques utilisées sont celles relatives à une seule section (soit d'une seule poutre) d'où et pour l'évaluation de la flèche totale on divisera la somme des flèches par deux afin de tenir compte des deux sections existantes.

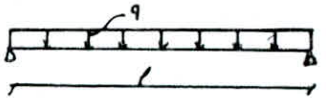
$$f_{Tot} = \frac{\Sigma f_i}{2} = \frac{2,30 + 1,80 + 0,08 + 1,90}{2} = 4,35 \text{ cm} \ \# \ 4,32 \text{ cm}.$$

La flèche ainsi trouvée peut être admise sans avoir recours à la contre-flèche.

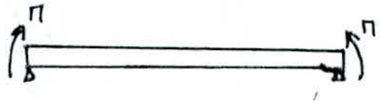
XI - 2 - Calcul des Rotations :

Les rotations des appuis d'une poutre isostatique simplement appuyée sont données par les formules suivantes :

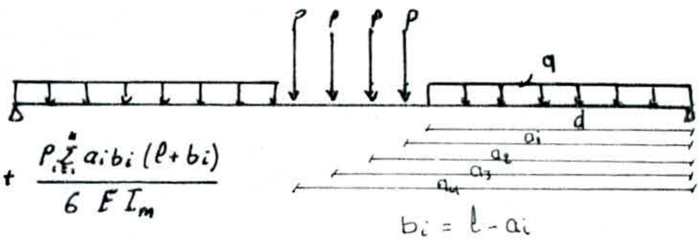
• Pour une charge uniformement répartie (cp ; ccp) :



$$-\theta_G = +\theta_d = \frac{q l^3}{24 \, E I_m}$$

. Pour un moment (Retrait + ΔT) :  $-\theta_g = +\theta_d = \dfrac{M \cdot l}{2 E I_m}$.

. Pour la charge UIC :



$$-\theta_g = +\theta_d = \frac{q\, d^2 (3l-2d)}{12\, E I_m} + \frac{P \sum_{i=1}^{4} a_i b_i (l+b_i)}{6\, E I_m}$$

Application numérique :

. Pour cp : $\theta_{cp} = \dfrac{4{,}53 \cdot 10^1 \cdot (27 \cdot 10^2)^3}{24 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 4933680} = 3{,}59 \cdot 10^{-3}$ rd.

. Pour ccp : $\theta_{ccp} = \dfrac{5{,}48 \cdot 10^1 \cdot (2700)^3}{24 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 7125572{,}13} = 2{,}63 \cdot 10^{-3}$ rd.

. Pour la surch. de trottoir : $\theta_{ST} = \dfrac{3{,}6 \cdot \overline{2700}^3}{24 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 4575417{,}97} = 0{,}12 \cdot 10^{-3}$ rd.

. Pour le retrait + ΔT : $\theta_{r+\Delta T} = \dfrac{341{,}55 \cdot 10^5 \cdot 2700}{3 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 8578075{,}33} = 2{,}56 \cdot 10^{-3}$ rd.

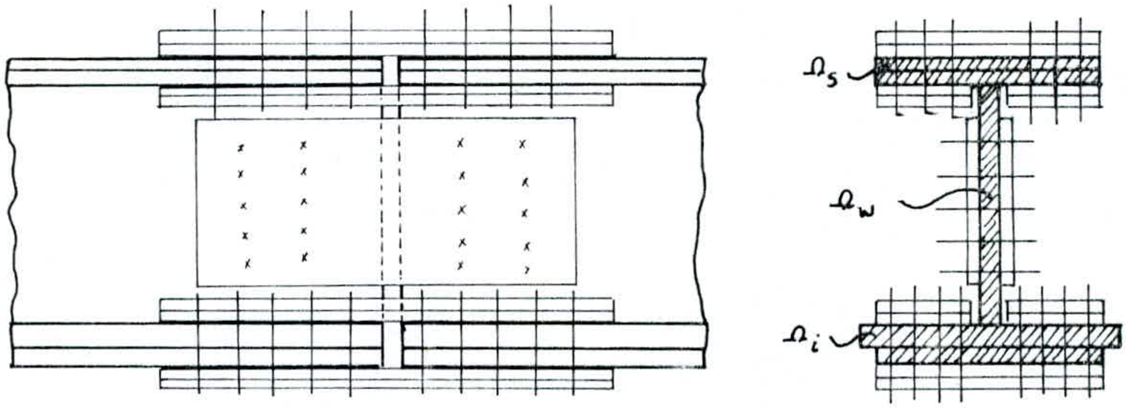
. Pour U.I.C. : $\theta_{UIC} = 1{,}84 \cdot 10^{-3}$ rd.

XII. Joints Boulonnés

Pour les mêmes raisons déja citées dans la partie hyperstatique, un joint dans la partie Isostatique s'impose. On exercera l'assemblage au niveau de la section "3" à 9m de l'appui. En pratique et pour des raison de symetrie on réalise deux joints symetriques.

En ce qui conserne le calcul et la verification de cet assemblage en s'inspire du titre V du CPC, qui suppose que le moment est supporté par les semelles et l'effort tranchant par l'âme.

- Présentation de l'assemblage :



Semelle superieure : $\Omega_s = (20+30).(600) = \underline{\underline{30.000\ mm^2}}$; $\sigma_s = \underline{\underline{14,04}}\ Kg/mm^2$ (compression)

Semelle inferieure : $\Omega_i = 30.(600+700) = \underline{\underline{39.000\ mm^2}}$; $\sigma_i = \underline{\underline{21,40}}\ Kg/mm^2$ (traction)

Âme : $\Omega_w = 30.1700 = \underline{\underline{51.000\ mm^2}}$; $\tau = \underline{\underline{101,11}}\ Kg/mm^2$ (cisaillement)

× **Les boulons utilisés** : On utilise des boulons $HR1 \equiv HR10.9$ dont les contraintes :
- de la limite elastique $= 90\ Kg/mm^2 = \sigma_e$.
- de la rupture $= \sigma_r$: $100 \leq \sigma_r \leq 119\ Kg/mm^2$.

. L'effort repris par un boulon ayant une seule section qui travaille est egale :

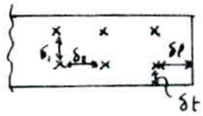
$\boxed{F_r = 0,8\ \psi . \sigma_e . \Omega}$ Avec $\psi = 0,30$ – brossage à la brosse metallique.
$\sigma_e = 90\ Kg/mm^2$.
$\Omega = 245\ mm^2$ pour un boulons de $\phi 20$.

$\underline{\underline{F_r = 5292\ Kg}}$

× **Les Couvres joints utilisés** : Les dimensions des Couvres joints sont determinées par les Conditions de distance d'un côté et par leurs résistances d'un autre côté.

.. Les Conditions de distance s^t données par le CPC Comme suit :

δ : entraxe des boulons , $\delta = \delta_1 = \delta_2$ avec $3d \leq \delta \leq 5d$
δ_t : Pince transversale $1,5d \leq \delta_t \leq 2,5d$
δ_l : " longitudinale $2d \leq \delta_l \leq 2,6d$



I. Verification de la semelle superieure : (Sollicitée en Compression)

1°) - L'effort repris par cette Semelle : $F_S = \sigma_S . \Omega_S = 14{,}04 . 30.000 = 421200$ Kg.

2°) - Le nombre de boulons necessaire : $n \geq \dfrac{F_S}{4 F_r} = \dfrac{421200}{4 . 5292} = 19{,}19$ on prend $n = 24$

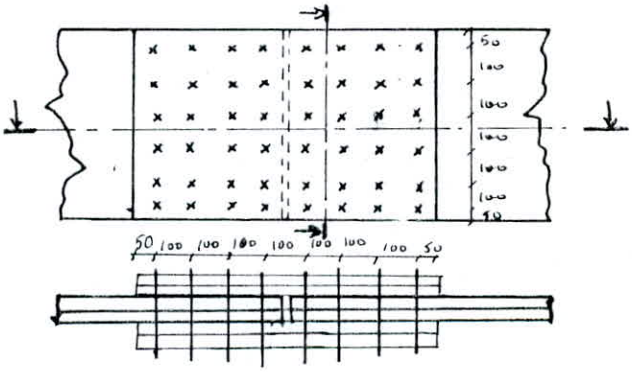
Rmq : On divise par $4 F_r$ car on prendra 4 toles de 10 mm d'epaisseur disposées deux à deux de part et d'autre de la semelle, ce qui donne 4 section du boulon qui travaillent.

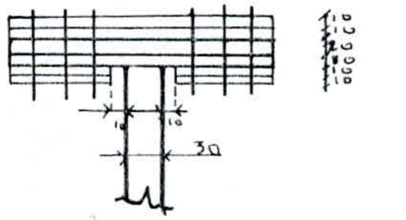
3°) - Disposition : On doit satisfaire les conditions qui sont :

$63 \leq \delta \leq 105$ on prend $\delta = 100$ mm.
$31{,}5 \leq \delta_t \leq 52{,}5$ $\delta_t = 50$ mm.
$42 \leq \delta_l \leq 52{,}5$ $\delta_l = 50$ mm.

Rmq : Pour $\phi 20$
$d = \phi + 1 = 21$ mm

On aura ainsi des couvres joints de dimensions (600 x 800 x 10).





4°) Verification des Contraintes :

La Contrainte de Compression sera Calculée avec section brute sous l'effort $F_A + F_B = F_S$.
F_A : est la partie de l'effort transmise par les boulons H.R. situés avant la section consi.
F_B : " " " " " " " " " " " au droit de la " Considérée

. Verification de la contrainte dans la semelle :

$$\sigma = \frac{F_A + F_B}{\Omega_S} = \frac{F_S}{\Omega_S} = 14{,}04 \text{ Kg/mm}^2 < \sigma_e = 24 \text{ Kg/mm}^2.$$

$F_S = 421200$ Kg
$\Omega_S = 30000$ mm²

. Verification des Couvre joints :

F_S : l'effort repris par la semelle superieure est transmis dans notre cas à 4 sections de couvre joints dont les sections sont :

Ω_{cs} : Section du Couvre joint superieur $= 600 \times 10$
Ω_{ci} : " " " " inferieur $= (600 - 30 - 2.(10)) \times 10$

. Verification du Couvre joint superieur :

$$\sigma = \frac{Fs/2}{2\Omega_{cs}} = \frac{Fs}{4.\Omega_{cs}} = \frac{421200}{4 \cdot 600.10} = 17,55 \ Kg/mm^2 < \sigma e.$$

. Verification du Couvre joint inferieur :

$$\sigma = \frac{Fs/2}{2\Omega_{ci}} = \frac{Fs}{4.\Omega_{ci}} = \frac{421200}{4.[600-30-2.(10)].10} = 19,15 \ Kg/mm^2 < \sigma e.$$

Conclusion : La semelle superieure et ainsi assemblée et l'assemblage est Verifié de tout point de vue.

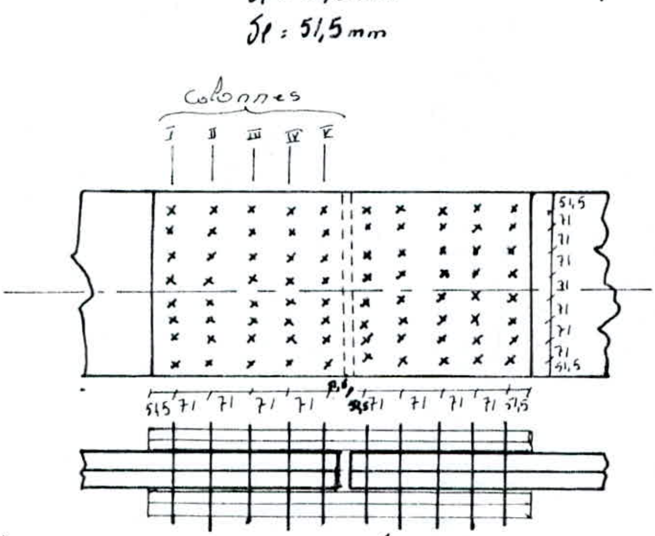
II. Verification de la semelle inferieure : (Sollicitée en traction)

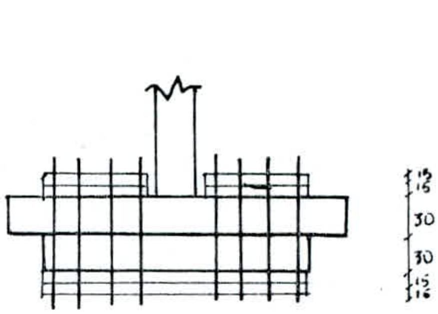
1°). L'effort repris par cette semelle : $F_i = \sigma_i \Omega_i = 21,40 . 39000 = 834600$ kg

2°) Le nb. de boulons necessaire : $n \geq \frac{Fi}{4Fr} = \frac{834600}{4.5292} = 39,43$ on prend n = 40 b.

3°) Disposition

On prend $\delta = 71$ mm, $\delta_t = 51,5$ mm, $\delta_l = 51,5$ mm qui Verifient $63 \leq \delta \leq 105$, $51,5 \leq \delta_t \leq 52,5$, $42 \leq \delta_l \leq 52,5$





Les Couvre joints auront les dimensions Suivantes:

- Le Couvre joint inferieur : $774 \times 600 \times 30 \simeq 770 \times 600 \times 30$.
- " " " Superieur : $(600 - 30 - 2.10) . 30$.

4°) Verification des Contraintes : Pour cette semelle on doit verifier

que $\frac{F_A + 0{,}6 F_B}{S_n} \leq \sigma_e$ avec F_A et F_B definies précédement.

S_n = Section nette = Section brute − n.d.e

et n = nb. de boulons au niveau de la section.

d : diamètre du trou

e : epaisseur de la piece trouée.

. Les sections brutes : - La piece assemblée : $\Omega_i = 39.000\ mm^2$.

- Le couvre joint sup. : $\Omega_{cs} = (600 - 30 - 2.10).30 = 16500$

- " " " inf. : $\Omega_{ci} = (600).30 = 18000$

- On résumera les resultats pour les differentes sections qui correspondent aux differentes colonnes de boulons dans un tableau.

. Les sections nettes : - La piece assemblée $S_{ni} = \Omega_i - n.de_i = 28920\ mm^2$.

- Le couvre joints sup. $S_{ncs} = \Omega_{cs} - nde_{cs} = 11460\ mm^2$.

- " " " inf $S_{nci} = \Omega_{ci} - nde_{ci} = 12960\ mm^2$.

Avec $n = 8$; $e_i = 60$; $e_{cs} = 2.15 = e_{ci} = 30$; $d = 21$.

Rmq : Les couvres joints sont des toles d'epaisseur 15 mm disposées en paires de par et d'autre de la semelle.

Rappel : F_i : l'effort repris par la semelle inferieure = 834600 Kg.

	Efforts \ Section	I	II	III	IV	V
Piece assemblée	F_A (Kg)	32 Fi/40	24 Fi/40	16 Fi/40	8 Fi/40	0
	F_B "	8 Fi/40	8 Fi/40	8 Fi/40	8 Fi/40	8 Fi/40
	$0{,}6 F_B$ "	4,8 Fi/40	4,8 Fi/40	4,8 Fi/40	4,8 Fi/40	4,8 Fi/40
	$F_A + 0{,}6 F_B$ "	36,8 Fi/40	28,8 Fi/40	20,8 Fi/40	12,8 Fi/40	4,8 Fi/40
	S_n (mm^2)	28920	28920	28920	28920	28920
	σ Kg/mm^2	26,55	20,78	15,01	9,23	3,46
Couvre joint Superieur	F_A	0	8 Fi/40	16 Fi/40	24 Fi/40	32 Fi/40
	F_B	8 Fi/40	8 Fi/40	8 Fi/40	8 Fi/40	8 Fi/40
	$0{,}6 F_B$	4,8 Fi/40	4,8 Fi/40	4,8 Fi/40	4,8 Fi/40	4,8 Fi/40
	$F_A + 0{,}6 F_B$	4,8 Fi/40	12,8 Fi/40	20,8 Fi/40	28,8 Fi/40	32,8 Fi/40
	$(F_A + 0{,}6 F_B)/2$	4,8 Fi/80	12,8 Fi/80	20,8 Fi/80	28,8 Fi/80	32,8 Fi/80
	S_n	11460	11460	11460	11460	11460
	σ Kg/mm^2	4,37	11,65	18,94	26,22	33,50
Couvre joint inferieur	$(F_A + 0{,}6 F_B)/2$	4,8 Fi/80	12,8 Fi/80	20,8 Fi/80	28,8 Fi/80	32,8 Fi/80
	S_n	12960	12960	12960	12960	12960
	σ Kg/mm^2	3,86	10,30	16,74	23,18	29,62

Conclusion : On remarque que la contrainte dans la piece assemblée et pour la section I depasse l'admissible elastique. Pour parer à cela on diminue le nombre de boulon par file (sans diminuer le nombre total de boulons) chose qui fait augmenter S_n et ~~fait~~ diminuer ainsi la contrainte. Il en est de même pour les couvre joints et si cela ne suffit pas on augmente les epaisseurs de ces derniers. Et finalement on peut même changer la position du joint.

III - Verification de l'âme : "Cisaillement"

1°). L'effort repris par l'âme : $F_\omega = \tau \cdot \Omega_\omega = 1,01 \cdot 51000 = 51566,10$ Kg.

2°) Le nombre de boulons necessaires : $n \geqslant \frac{F_\omega}{2 \cdot F_r} = \frac{51566,10}{2 \cdot 5292} = 4,87$ boulons.

3°) Le nb. de boulons etant faible, ce nombre sera choisi par construction en verifiant les conditions de distance, soient :

$\delta = 100$ mm.
$\delta_t = 50$ mm.
$\delta_l = 50$ mm.

Nous savons que l'âme a une hauteur de 1700 mm $\Rightarrow$ le nombre de boulons va être egal à :

$$n = \frac{1700 - 2 \cdot 50}{\delta} + 1 = 17 \text{ boulons par file.}$$

4°) Verification des contraintes : On doit verifier que $\tau = \frac{F_\omega}{S_n} \leq 0,6\, \sigma_e$

- Pour la piece assemblée :
  - Section brute : $\Omega_\omega = 1700 \cdot 30 = 51000$ mm²
  - " des trous : $S_T = n \cdot d \cdot e = 17 \cdot 21 \cdot 30$
  - " nette : $S_n = \Omega_\omega - S_T = 40290$ mm²

$$\tau = \frac{F_\omega}{S_n} = \frac{51566,10}{40290} = 1,28 \text{ Kg/mm}^2 < 0,6\,\sigma_e = 14,40 \text{ Kg/mm}^2$$

- Pour les couvres joints :

On a deux couvres joints, l'épaisseur de chaqu'un est de 10 mm.

- Section brute : $S_b = 1600 \cdot 10 \cdot 2 = 32000$ mm²
- " des trous : $S_T = n \cdot d \cdot e = 17 \cdot 21 \cdot 20 = 7140$ mm².
- " nette : $S_n = S_b - S_T = 24860$ mm²

$$\tau = \frac{F_\omega}{S_n} = \frac{51566,10}{24860} = 2,07 \text{ Kg/mm}^2 < 0,6\,\sigma_e = 14,40 \text{ Kg/mm}^2.$$

Conclusion : La piece assemblée ainsi que les couvrejoints sont largement verifiés.

ETUDE DES CONNECTEURS

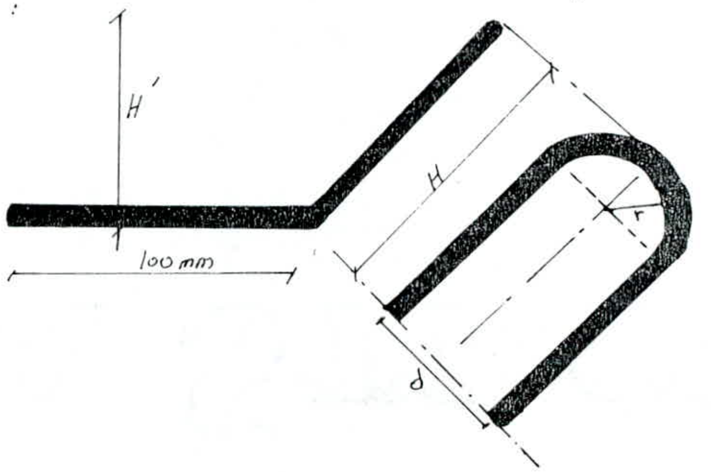
Remarque (1) : Les raisons d'utilisation des connecteurs sont déja citées dans la partie hyperstatique.

Remarque (2) : Le type de connecteur utilisé et le même que celui de la partie hyperstatique. Soit "l'ancrage type B".

Rappel : Les caractéristiques du connecteur utilisé dans la partie hyperstatique sont :

$\phi = 20$ mm
$\bar{\sigma}_a = 24$ Kg/mm^2

$r = 80$ mm
$d = 2r = 160$ mm
$H = \dfrac{H'}{\sin\alpha} = 280$ mm
$H' : 200$ mm
$\alpha = 45°$



L'effort de glissement que peut reprendre un connecteur :

$$G = 0{,}7 \cdot \sqrt{2} \cdot \bar{F} = 0{,}7 \cdot \sqrt{2} \cdot \bar{\sigma}_a \cdot 2S_T = 0{,}7 \cdot \sqrt{2} \cdot \bar{\sigma}_a \cdot 2\,\pi \frac{\phi^2}{4} = \underline{\underline{14928{,}09 \text{ Kg/mm}^2}}$$

Les sollicitations: Le calcul de l'effort unitaire (par ml) maximal de glissement dans les differentes parties de la partie de la poutre - qu'on considérera plutard - se fait avec les combinaisons suivantes :

a - ccp + surcharge UIC + retrait partiel.

b - ccp + retrait total.

c - ccp + surcharge UIC + retrait total.

Cet effort est egal à : $\boxed{F = T \dfrac{m}{I_m} \quad \text{Kg/ml}}$

Avec : T : effort tranchant dans la section considérée.
m : moment statique du béton % à la section mixte. $m = \dfrac{B \cdot b}{n}$
I_m : " d'inertie de la section mixte.

B : section du béton = 5575 cm^2.
b : bras de levier entre le C.D.G. de la section du béton et celui de la sect. mixte $f(n)$.

Determination de F :

1- **Retrait :** Voir toute la theorie dans la partie hyperstatique. On etablira ainsi directement la formule permettant de determiner l'effort dû au retrait.

$$G_R = -\frac{F}{\ell_r} = -\frac{\sigma_{br} \cdot S_b}{\ell_r} = -\frac{\varepsilon_r \cdot E_b \cdot S_b}{\ell_r} = -\frac{\varepsilon_r \cdot E_a \cdot S_b}{n \cdot \ell_r} = \boxed{\frac{5 \cdot \varepsilon_r \cdot E_a \cdot S_b}{n \cdot \ell}}$$

Avec ε_r : allongement relatif unitaire dû au retrait.
E_a : Coef. d'elasticité de l'acier $= 2{,}1 \cdot 10^6$ Kg/cm².
S_b : Section du béton $= 5575$ cm².
n : Coef. d'equivalence $= 15$ pour le retrait.
ℓ_r : longueur supposée reprendre sur les deux extrémités de la poutre $= \frac{\ell}{5} = 540$ cm.

Retrait partiel : $\varepsilon_r = 1{,}5 \cdot 10^{-4}$

$$G_R = -\frac{5 \cdot 1{,}5 \cdot 10^{-4} \cdot 2{,}1 \cdot 10^{6} \cdot 5575}{15 \cdot 2700} = -216{,}81 \text{ Kg/cm} = \underline{\underline{-21681 \text{ Kg/ml}}}$$

Retrait total : $\varepsilon_r = 4 \cdot 10^{-4}$

$$G_R = -\frac{5 \cdot 4 \cdot 10^{-4} \cdot 2{,}1 \cdot 10^{6} \cdot 5575}{15 \cdot 2700} = -578{,}15 \text{ Kg/cm} = \underline{\underline{57815 \text{ Kg/ml}}}$$

2- **CCP et Surcharges :**

Le Calcul de F pour ces charges et surcharges se fera pour les zones enumerées ci-dessous et les résultats seront resumés dans un tableau.

Zone 1 de 0 à 6 m soit de la section 0 à la section 2.
Zone 2 de 6m à 9m " " " " 2 " " " 3.
Zone 3 de 9 à 13,5m " " " " 3 " " " du milieu

Et par symetrie on disposera dans l'autre moitier de la travée des Connecteurs identiques avec des espacements identiques.

n	Designation	Zone	1	2	3
18	ccp	T_{ccp} (Kg)	68360	37980	22790
	moment statique	$m = \frac{B.b}{n}$ (cm³)	28218,79	28218,79	28073,22
	moment d'inertie	I_m (cm⁴)	8125572,13	8125572,13	10029239,05
	F_{ccp}	$F = \frac{T.m}{I_m}.100$ (Kg/ml)	23740,38	13189,84	6379,23
6	Surcharges	T_S (Kg)	132240	83350	59810
	moment statique	$m = \frac{B.b}{n}$ (cm³)	60033,46	60033,46	59717,54
	moment d'inertie	I_m (cm⁴)	11575417,97	11575417,94	13637793,34
	$F_{surcharge}$	$F = \frac{T.m}{I_m}.100$ (Kg/ml)	68583,48	43227,72	12790,57
15	Retrait	Retrait partiel (Kg)	- 21681	0	0
		Retrait total (Kg)	- 57715	0	0
ccp + Surch + retrait partiel (Kg/ml)			70642,8	56417,56	19169,8
ccp + retrait total "			- 34074,68	13189,84	6379,23
ccp + Surch + retrait total			34508,8	56417,56	19169,8
Cas defavorable		Positif	70642,8	56417,56	19169,80
		négatif	- 34074,68	—	/

Determination du nombre de Connecteurs :

Soient n et N respectivement le nb. de Connecteurs par mètre lineaire et par zone Considérée !

Alors $\boxed{n = \frac{F}{\bar{F}}}$ et $\boxed{N = n.d}$ avec

F : effort de glissement le plus defav.
$\bar{F}$: " admissible du connecteur.
n : nb. de connecteurs/ml.
d : l'etendue de la zone.
e : espacement des Connecteurs

Le tableau suivant Contient tous les résultats :

Zone	F	$\bar{F}$	n/ml	e(cm)	d (m)	N	Schema
1	70642,8	14928,09	5	20	6	30	
	-34074,68	"	3	33,33	6	18	
2	56417,56	"	4	25	9	36	
3	19169,80	"	2	50	4,5	9	

finalement : Le nombre de Connecteurs necessaires pour la travée isostatique est de 2. [2. (30+18+36+9)) = 372 Connecteurs (Sur toute la longueur et pour les deux poutres).

ETUDE DES APPAREILS D'APPUI

I - Evaluation des efforts et déformations:

Rmq: Tous les Calculs seront fait pour la poutre (1), la plus sollicitée.

1) Inventaire des forces verticales :

	Coefficients				Reactions non pondérés non répartis	Reactions pondérés réparties
	ψ	ϕ	α	α'	$R_G = R_D$ [t]	$R_G = R_D$ [t]
CP	0,71	—	—	/	61.16	43,42
CCP	0,70	—	—	/	73, 98	51,79
Retrait + ΔT	/	/	/	/	0	0
Surcharge U.I.C	0,5	1,11	1,2	1,5	158,85	158,69
Surch. de trottoir	1,75	—	1,2	/	5,47	9,57
N						$\boxed{263,47\ t}$

2) Force Horizontale de freinage:

- La force de freinage $F = \frac{1}{7} P$ avec $P =$ poids de la surch. U.I.C sur toute la travée isostatique.

$\Rightarrow \underline{F = 37,83^t}$ $\qquad = 4 \cdot 25^t + 8(27 - 4 \cdot 1,6) = 264,8^t$

- La force de freinage revenant à chaque appui : $F_C = F_P = \frac{F}{2} = \underline{18,91^t}$
- " " " " " " " appareil d'appui : $F_{ac} = F_{ap} = \frac{F}{4} = \underline{9,46^t}$

3) Evaluation des déplacements horizontaux dûs au retrait et ΔT :

1 - Difference de température : $\varepsilon_T = \frac{\Delta l}{l} = 10^{-4}$

$$\Delta l_{\text{sur culée}} = \Delta l_{\text{sur pile}} = \pm \varepsilon_T \cdot \frac{l}{2} = \pm 10^{-4} \cdot \frac{27 \cdot 10^3}{2} = \pm 1,35 \text{ mm}.$$

2 - Action du retrait : $\varepsilon_R = \frac{\Delta l}{l} = 4 \cdot 10^{-4}$.

$$\Delta l_{\text{sur culée}} = \Delta l_{\text{sur pile}} = \pm \varepsilon_R \cdot \frac{l}{2} = \pm 4 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{27 \cdot 10^3}{2} = \pm 5,4 \text{ mm}$$

4) Evaluation des rotations d'appui :

	Coefficient				non pondérées " réparties	pondérées réparties
	ψ	ϕ	α	α'	$\theta_G = -\theta_d$ [10^{-3} rd]	$\theta_G = \theta_d$ [10^{-3} rd]
CP	0,71	—	—	—	3,59	2,55
CCP	0,70	—	—	—	2,63	1,84
Retrait + ΔT	—	—	—	—	2,56	2,56
trottoir	1,75	—	1,2	—	0,12	0,25
Convoi U.I.C.	0.5	1,16	1,2	1,5	1,84	1,92
Total						$\boxed{8,27}$

II Dimensionnement de l'appareil d'appui

Remarques :

1. Nous utilisons le même type d'appareil d'appui que celui de la partie hyperstatique. Le module de déformation transversale est égal à $G = 11{,}23\ Kg/cm^2$.

2. Les faces de l'appareil d'appui en contact avec la structure sont les frettes métalliques.

3. L'épaisseur d'une couche d'élastomère est égale à $t = 20\ mm$.

4. Les appareils d'appui sur pile et sur culée sont les mêmes.

II.1 Aire de l'appareil d'appui :

Sachant que $\sigma_m = \dfrac{N}{a.b} \leq \bar{\sigma}$

$$\Rightarrow \quad a.b \geq \frac{N}{\bar{\sigma}} = \frac{263{,}47 \cdot 10^3}{153} \quad \Rightarrow \quad a.b \geq 1722\ cm^2$$

On prend $a \times b = 40 \times 60 = 2400\ cm^2 > 1722\ cm^2$.

II.2 Dimensionnement en épaisseur :

La condition de non flambement de l'appareil d'appui est utilisée pour délimiter son épaisseur.

$$T \leq \frac{a}{5} \quad \text{en plus} \quad T \geq \frac{a}{10}$$

$$\Rightarrow \quad \frac{a}{10} \leq T = nt \leq \frac{a}{5} \quad \Leftrightarrow \quad 4 \leq n.2 \leq 8 \quad \Leftrightarrow \quad 2 \leq n \leq 4$$

On prend $n = 3$ couches.

On retiendra finalement les dimensions suivantes :

$$\boxed{\begin{aligned} a \times b &= 40 \times 60 = 2400\ cm^2 \\ t &= 20\ mm \\ n &= 3 \\ T &= 60\ mm = 6\ cm \end{aligned}}$$

III. Verifications Diverses :

III-1 Verification de la Compression :

$$\boxed{\sigma_m = \frac{N}{a.b} \leq \overline{\sigma}}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{a.b} = \frac{263,47.10^3}{2400} = 109,78 \ Kg/cm^2$$

$$\overline{\sigma} = 153 \ Kg/cm^2$$

La condition est Verifiée.

III-2 Verification du cisaillement :

$$\boxed{\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha + \tau_r \leq 5G}$$

- *Evaluation de τ_N* : $\tau_N = \dfrac{1,5\,\sigma_m}{\beta}$

$\sigma_m = 109,78 \ Kg/cm^2$

$$\beta = \frac{a.b}{2(a+b)t} = \frac{2400}{2(100)2} = 6$$

$$\underline{\tau_N = 27,4 \ Kg/cm^2}$$

- *Evaluation de τ_H* : $\tau_H = G.\dfrac{u_1}{T} + \dfrac{H_2}{2.a.b} = \tau_{H_1} + \tau_{H_2}$.

$G = 11,23 \ Kg/cm^2$
u_1 = deformation lente dûe à $(R+\Delta T) = 1,35 + 5,4 = 6,75$ mm $= 0,675$ cm.
$T = nt = 3.20 = 60$ mm $= 6$ cm
H_2 : effort de freinage $= 9,46\,t = 9,46.10^3$ Kg.
$a.b = 2400 \ cm^2$

$$\tau_{H_1} = G.\frac{u_1}{T} = 1,26 \ Kg/cm^2 < 0,5G. \quad \text{O.K}$$

$$\tau_{H_2} = \frac{H_2}{2.a.b} = 1,97 \ Kg/cm^2 < 0,7G. \quad \text{O.K.}$$

$$\underline{\tau_H = 3,23 \ Kg/cm^2}$$

- *Evaluation de τ_α* : $\tau_\alpha = \dfrac{G}{2}.\dfrac{a^2}{t^2}.\alpha_t$ Contrainte dûe à la rotation de l'appareil d'appui.

$$\alpha_t = \frac{\alpha_T}{3} = \frac{\alpha + \alpha_0}{3} = \frac{(8,27+3)10^{-3}}{3}$$ avec α_0 = rotation forfaitaire prise $= 3.10^{-3}$rd pour les tabliers Coulés sur place.

$$\tau_\alpha = \frac{11,23}{2}.\frac{\overline{40}^2}{2^2}.\frac{11,27.10^{-3}}{3} \Rightarrow \underline{\tau_\alpha = 8,44 \ kg/cm^2}$$

• <u>Evaluation de τ_r</u> : $\tau_r = G.\frac{u}{T}$ Contrainte dûe à la distorsion

C'est un effort dû à la distortion (c.à.d. que la rotation du C.D.G. de la section mixte à l'appui engendre une rotation suplementaire de l'appareil d'appui et cela à cause de l'excentrement du C.D.G.)

$$\tau = G\,tg\,\gamma = G.\frac{u}{T} = G.\frac{V.\theta}{T}$$

avec θ = rotation de l'appui.
V = dist. entre le C.D.G. de la section mixte et la fibre inferieure de la poutre. f(n).

Voir tableau.

charges	n	θ (10^{-3} rd)	V (cm)	$\theta.V = u$ (10^{-3})	T (cm)	G (Kg/cm²)	τ_{ri} (Kg/cm²)
cp	∞	2,55	80	204	6	11,23	0,38
ccp	18	1,84	103,52	190,48	6	//	0,36
Retrait + DT	15	2,56	107,11	274,20	6	//	0,51
Surch. de trottoir	6	0,25	130,02	32,51	6	//	0,06
Convoi UIC	6	1,92	130,02	249,64	6	//	0,47
Total							1,78

finalement $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha + \tau_r < 5G$

$= 27,4 + 3,23 + 8,44 + 1,78 < 5G$

$= 40,85 < 56,15$ Kg/cm²

La condition est Verifiée

III-3 <u>Condition de non cheminement</u>

III-3-1. $\sigma_{m\,min} = \frac{N_{min}}{a.b} \geq 20$ bars Si $10 \leq \sigma_{min} \leq 20$ bars on prevoie des dispositifs appropriés.

dans notre Cas $\sigma_{m\,min} = \sigma_{m\,max} = 109,78$ Kg/cm².

La Condition est Verifiée.

III-3-2. $H < f.N = \left(0,12 + \frac{0,20}{\sigma_m}\right).N = 0,122\,N$

$H = 9,46\ t$ = effort dû au freinage appliqué en même temps que N.

$f.N = 0,122 \cdot 263,47 = 32,143\ t$

$9,46 < f.N$ La condition est verifiée.

III - 4 Condition de non soulèvement : $\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \cdot \frac{t^2}{a^2} \cdot \frac{\sigma_m}{G}$

$$\alpha_t = \frac{\alpha_T}{n} = \frac{11,27 \cdot 10^{-3}}{3} = 3,76 \cdot 10^{-3}\ rd.$$

$$\frac{3}{\beta} \cdot \frac{t^2}{a^2} \cdot \frac{\sigma_m}{G} = \frac{3}{6} \cdot \frac{\bar{2}^2}{40^2} \cdot \frac{109,78}{11,23} = 12,22\ 10^{-3}\ rd$$

La condition est verifiée.

III . 5 Condition de non flambement : On a dimentionné avec cette Condition donc la verification est inutile.

Conclusion : Toutes les Conditions sont Verifiées d'où on retient l'appareil ainsi dimensionné.

IV - Dimensionnement des frettes :

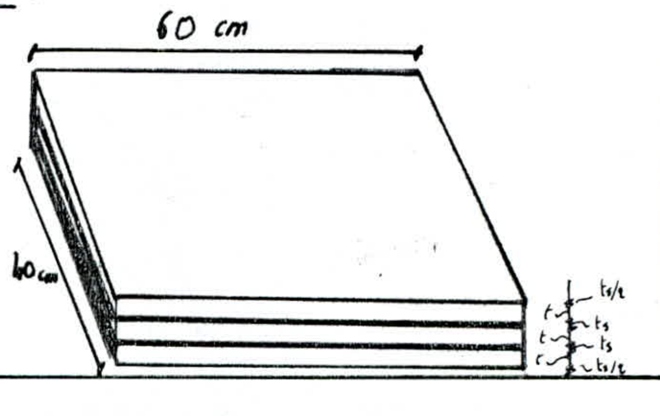
L'epaisseur des frettes est arrêtée par les deux Condition suivantes :

$t_s \geq a/\beta \cdot \sigma_m/\sigma_e$ et $t_s \geq 2\ mm$.

- $\frac{a}{\beta} \cdot \frac{\sigma_m}{\sigma_e} = \frac{40}{6} \cdot \frac{109,78}{2400} = 0,305\ cm = 3,05\ mm.$
- $t_s \geq 2\ mm.$

} on prend $t_s = 4\ mm$.

Schematiquement On aura :



Remarque importante : Etant donné qu'on dispose sous les deux poutre le même type d'appareil d'appui or la poutre ② est moins chargée, il revient donc à Verifier cet appareil pour les nouvelles charges appliquées. ;

. Effort normal revenant à la poutre ② : $0{,}29 \cdot 61{,}16 + 0{,}30 \cdot 73{,}98 + 158{,}69 - 0{,}75 \cdot 1{,}2 \cdot 5{,}47$
$\Rightarrow \quad N = 193{,}70\,t.$

. Effort horizontal de freinage : $F_{ac} = F_{ap} = 9{,}46\,t.$

. Effort dû au retrait + ΔT : deplacement $u_1 = 0{,}675\,cm \rightarrow \tau_{H_1} = G \cdot \frac{u_1}{T} = 1{,}26$ Kg/cm²

. Les rotations dans cette poutre : $\alpha = 10^{-3}(0{,}29 \cdot 3{,}59 + 0{,}7 \cdot 2{,}63 + 1{,}71 - 0{,}11 + 1{,}92) = 7{,}29 \cdot 10^{-3}$ rd

Verifications :

- Verification à la Compression : $\sigma_m = \frac{N}{a.b} = \frac{193{,}7 \cdot 10^3}{2400} = 80{,}71\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma} = 153.$ OK
- Verification au cisaillement : $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha + \tau_r \leq 5G.$

$$\cdot\ \tau_N = \frac{1{,}5\,\sigma_m}{\beta} = \frac{1{,}5 \cdot 80{,}71}{6} = 20{,}18\ Kg/cm^2.$$
$$\cdot\ \tau_H = \tau_{H_1} + \frac{H_2}{2 \cdot a \cdot b} = 1{,}26 + 1{,}97 = 3{,}23 \quad \text{"}.$$
$$\cdot\ \tau_\alpha = \frac{G}{2} \cdot \frac{a^2}{t^2}\left(\frac{\alpha + \alpha_0}{n}\right) = 7{,}70\ Kg/cm^2.$$
$$\cdot\ \tau_r = \Sigma\,\tau_i = 1{,}26\ Kg/cm^2.$$

finalement $\tau = 32{,}37\ Kg/cm^2 < 5G = 56{,}15\ Kg/cm^2$ O.K

- Condition de non glissement : $\sigma_m = \frac{N}{a.b} = 80{,}71\ Kg/cm^2 > 20$ bars O.K.

$$H = 9{,}49 < \underset{(f)}{0{,}122} \cdot \underset{(N)}{193{,}70} = 23{,}63\,t \quad \text{O.K.}$$

- Condition de non soulèvement : $\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \cdot \frac{t^2}{a^2} \cdot \frac{\sigma_m}{G}$

$$\frac{\alpha + \alpha_0}{n} \leq \frac{3}{6} \cdot \frac{2^2}{40^2} \cdot \frac{80{,}71}{11{,}23}$$
$$\frac{(7{,}29 + 3) \cdot 10^{-3}}{3} \leq 10 \cdot 10^{-3}\ rd \Longleftrightarrow 3{,}43 \cdot 10^{-3}\ rd < 10 \cdot 10^{-3}\ rd$$

O.K.

- La condition de non flambement : est tjs. Verifiée.

Conclusion : toutes les conditions sont verifiées ⇒ on retiendra le même appareil sous la deuxième poutre.

V. Verification au Seisme :

le seisme est parfois preponderant lors du dimensionnement des appareil d'appui :

Efforts dûs au seisme :

- Effort horizontal : $H_{SI} = \varepsilon_H \cdot G$ avec $\varepsilon_H = 10\%$ $\Rightarrow$ $H_{SI} = 0{,}1 \cdot G$.
- Effort Normal : $V_{SI} = \pm \varepsilon_v (G + 0{,}5P)$ avec $\varepsilon_v = 7\%$ $\Rightarrow$ $V_{SI} = \pm 0{,}07 (G + 0{,}5P)$

Sollicition du Second genre de Calcul :

La stabilité et la résistance des ouvrages doivent être verifiées sous la Sollicitation definie par : $S_2'' = G + P + T + SI$.

V.1. Evaluation de la composante horizontale :

$H_{max} = H_{SI} + H_f + H_{dil}$

H_{SI} = effort dû au seisme = $0{,}1\,G = 0{,}1\,(cp + ccp) = 0{,}1 \dfrac{(61{,}16 + 73{,}98)}{2\ (\text{a. dap.})} = 6{,}76^t$

H_f = " " " freinage = $9{,}49\ t$

H_{dil} = " " à la dilatation = $\tau_H \cdot a \cdot b = 1{,}26 \cdot 40 \cdot 60 = 3{,}02^t$.

$H_{max} = 19{,}27\ t$ $\qquad$ $H_{min} = H_{SI} + H_{dil} = 9{,}78\ t$

V.2 Evaluation de la Composante Verticale :

$N = G + P + SI$

G = effort dû au pds. propre = $(cp + ccp)$ repartis $= 43{,}42^t + 51{,}79^t = 95{,}21^t$.

P = " " à la surch. UIC $= 158{,}85 \cdot 1{,}11 \cdot 0{,}5 = 87{,}37^t$.

SI = " " au Seisme $= \pm \varepsilon_v (G + 0{,}5P) = \pm 0{,}07 \left[\dfrac{(61{,}16 + 73{,}98) + 0{,}5 \cdot 158{,}85}{2\ \text{app. d'appui}}\right] = \pm 7{,}51^t$

$N_{max} = G + P + SI = 190{,}09\,t$ — Calculé pour la poutre 1.

$N_{min} = G - SI = 37{,}14^t$ — Calculé Pour la poutre 2.

V.3 Verifications :

V.3-1. Verification de la Compression : $\sigma_m = \frac{N_{max}}{a.b} = \frac{190,09 \cdot 10^3}{2400} = 79,20 < \bar{\sigma} = 1$ o.k.

V.3-2. Verification au cisaillement : $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha + \tau_r \leq 5G$.

$$\left.\begin{array}{l} \tau_N = 19,80 \text{ Kg/cm}^2. \\ \tau_H = 5,27 \text{ "} \\ \tau_\alpha = 8,44 \text{ "} \\ \tau_r = 1,78 \text{ "} \end{array}\right\} \Rightarrow \tau = 35,29 \text{ Kg/cm}^2 < 5G = 56,15 \text{ Kg/cm}^2$$

o.k.

V.3.3 Verification du non soulèvement : $\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \cdot \frac{t^2}{a^2} \cdot \frac{\sigma_m}{G}$

$3,76 \cdot 10^{-3} < 8,82 \cdot 10^{-3}$ rd Verifiés

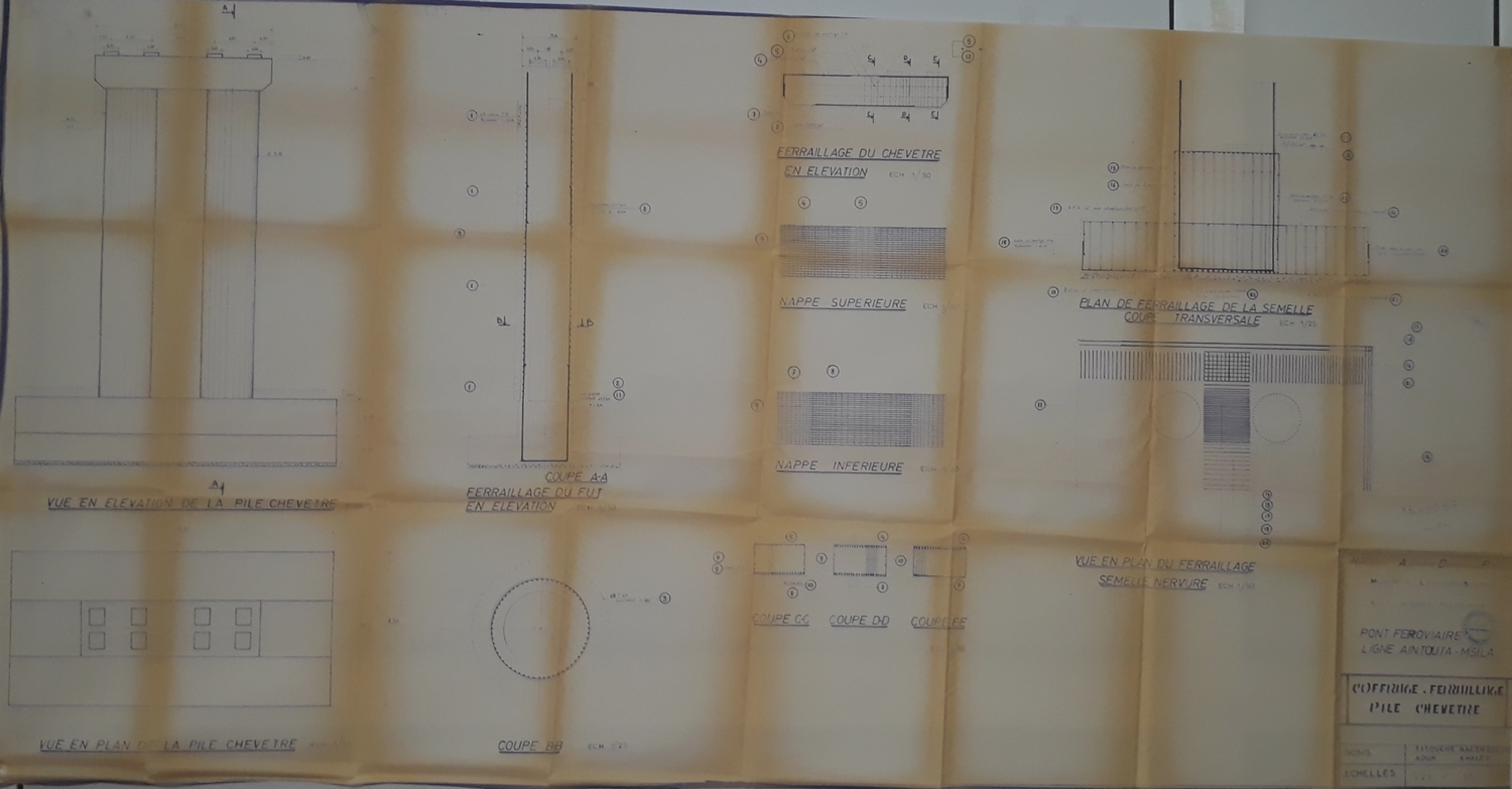
V.3-4 Verification du non cheminement :

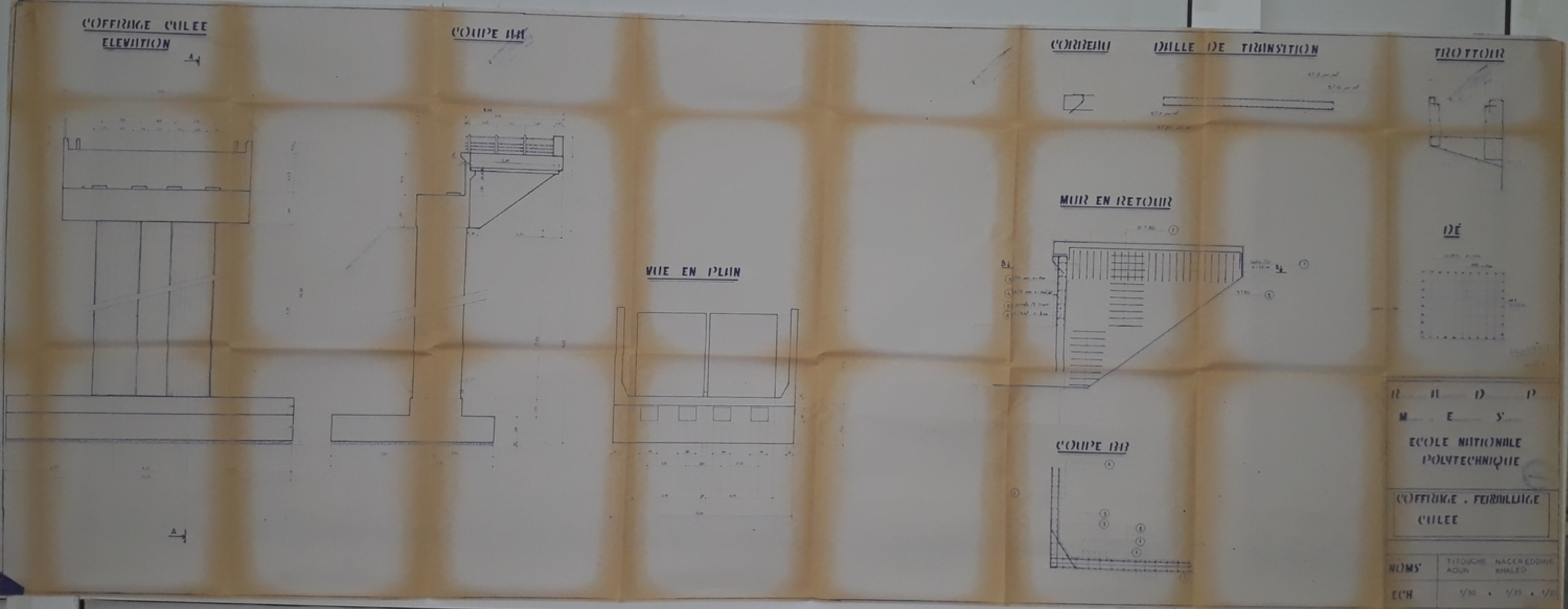
$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a.b} = 15,48 \text{ Kg/cm}^2 < 20$ bars non verifié.

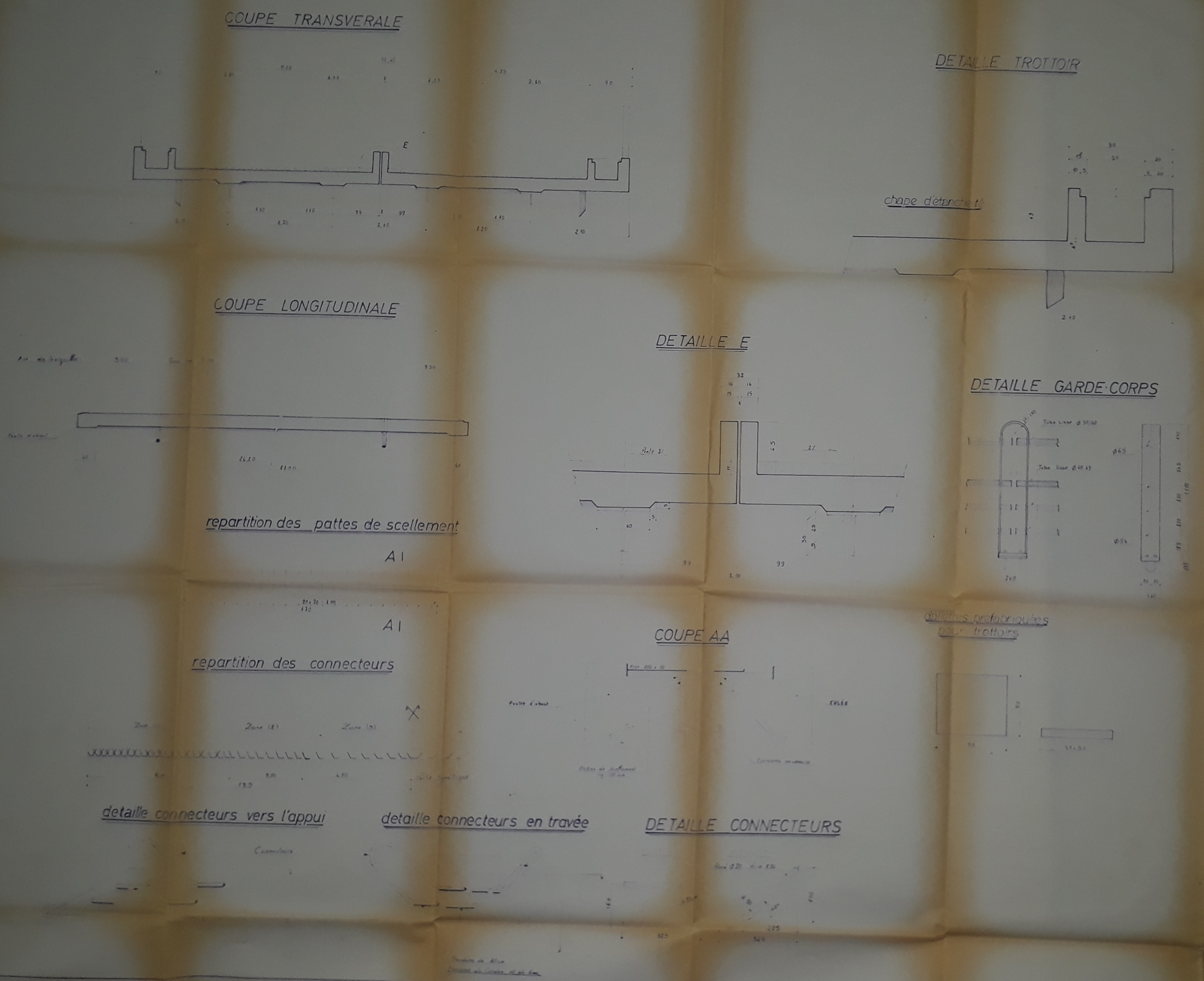
$H_{max} = 19,27^t < f \cdot N_{max} = 0,122 \cdot 190,09\,t = 23,19^t$ verifié.

$H_{min} = 9,78^t > f \cdot N_{min} = 0,122 \cdot 37,14^t = 4,53^t$ non vérifié.

Conclusion : toutes les Conditions sont satisfaites sauf les conditions de non chéminement et non glissement et pour les quelles on doit parer à l'aide d'un dispositif limitant les deplacements des appareils d'appui.


VUE EN ELEVATION DE LA PILE CHEVETRE
VUE EN PLAN DE LA PILE CHEVETRE
COUPE A-A
FERRAILLAGE DU FUT
EN ELEVATION
COUPE BB
ECH 1/25
FERRAILLAGE DU CHEVETRE
EN ELEVATION
ECH 1/50
NAPPE SUPERIEURE
NAPPE INFERIEURE
COUPE CC
COUPE D-D
COUPE EE
PLAN DE FERRAILLAGE DE LA SEMELLE
COUPE TRANSVERSALE
VUE EN PLAN DU FERRAILLAGE
SEMELLE NERVURE
ECH 1/50
PONT FEROVIAIRE
LIGNE AINTOUTA-MSILA
COFFRAGE . FERRAILLAGE
PILE CHEVETRE
NOMS
ECHELLES


COFFRAGE CULEE
ELEVATION
COUPE AA
VUE EN PLAN
CORBEAU
DALLE DE TRANSITION
TROTTOIR
MUR EN RETOUR
DÉ
COUPE BB
R A D P
M E S
ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE
COFFRAGE . FERRAILLAGE
CULEE
NOMS
TITOUCHE NACER EDDINE
AOUN KHALED
ECH
1/50 . 1/25 . 1/10



Republique Algerienne Democratique Populaire

M... E... S...

E N P

COFFRAGE DALLE

Noms	TITOUCHE NE. AOUN K
Ech	

République Algérienne Démocratique Populaire

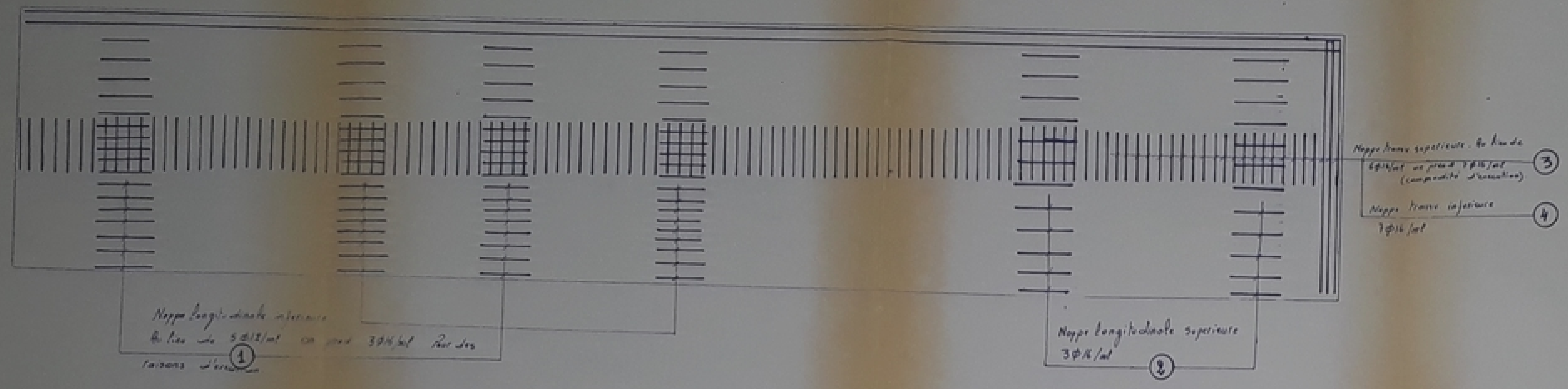
Ministère de l'Enseignement Supérieur

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

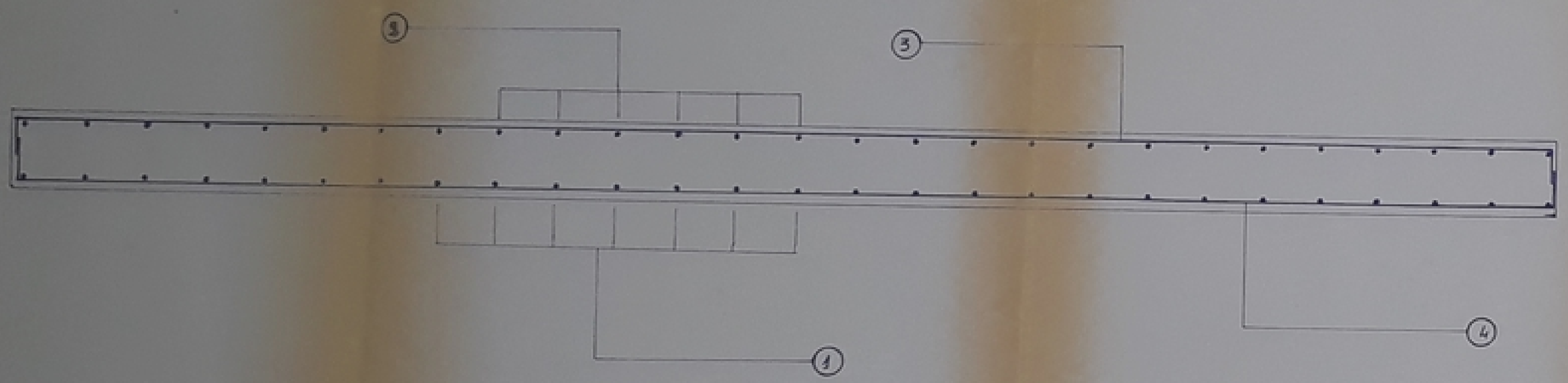
FERRAILLAGE DE LA DALLE

NOMS	TITOUCHE	N.E.
	AOUN	K.
ECH :	1/100 et 1/10	

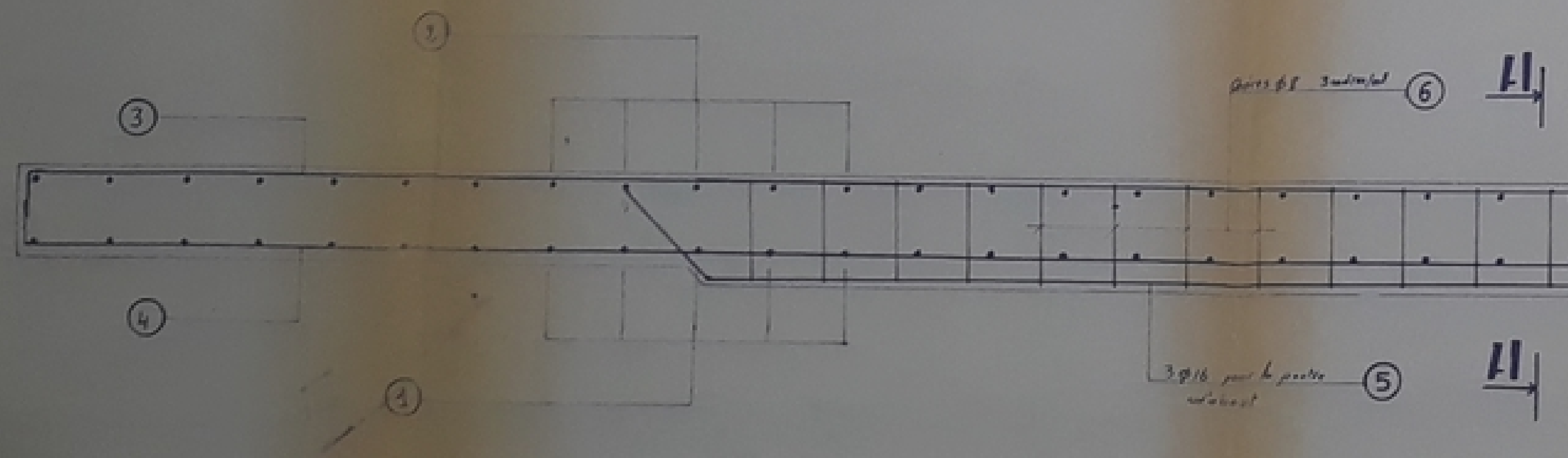
NAPPES INFERIEURE ET SUPERIEURE



COUPE TRANSVERSALE



POUTRE D'ABOUT



COUPE A-A