

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

المكتبة - المكتبة
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Alex

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE MECANIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ETUDE ET CONCEPTION

D'UN

COFFRAGE METALLIQUE

Proposé par :

ZERGUERRAS Ahmed

Etudié par :

DHAN Mohamed

Dirigé par :

ZERGUERRAS Ahmed

PROMOTION : JANVIER 1987

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE MECANIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ETUDE ET CONCEPTION

D'UN

COFFRAGE METALLIQUE

Proposé par :

ZERGUERRAS Ahmed

Etudié par :

DHAN Mohamed

Dirigé par :

ZERGUERRAS Ahmed

PROMOTION : JANVIER 1987

4/87

Je dédie ce modeste travail

- à mes parents
- à mes frères et sœur
- à mes amis

Remèrciments

- à Monsieur ZERGUERRAS pour l'aide précieuse et les conseils qu'il m'a prodigué.
- à tout le personnel de l'atelier des métaux.
- aux enseignants qui ont contribué à ma formation.
- à tout ceux qui ont contribué de près ou de loim à la réalisation de ce projet.

A tous Merci.

Ministère de l'enseignement supérieur

وزارة التعليم العالي

Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

Departement : Génie Mécanique

فرع : الهندسة الميكانيكية

Promoteur : M^r ZERGUERRAS

BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

الموجه : الأستاذ زرقران

Elève Ingénieur : DHAN

الطالب المهندس : دهان

الموضوع : دراسة تحديد أبعاد وإيجاد قالب حديدي لصب الأسمنت
الملخص : إن الأرباح التي نحصل عنها بتعويض قالب صب الأسمنت الخشبي
بقالب حديدي تدفعنا إلى دراسة تحديد الأبعاد وإيجاد قالب
حديدي موجه خصوصاً للبنى ذاتية لأنه لا يمكن تجنب
تبذير الخشب في هذا المجال.

Sujet : Etude et conception d'un coffrage métallique.

Résumé : L'économie qu'on peut faire sur le remplacement du coffrage
traditionnel (en bois), par un coffrage métallique, nous incite
à étudier et à concevoir un coffrage métallique destiné
à l'autoconstruction, car c'est dans ce domaine particulier
où il existe beaucoup de pertes de bois.

Subject : A study and conception of a metallic shuttering of concrete
works.

Abstract : This study consist of a réalisation and conception of
a metallic shuttering for concrete work; this later, should
replace the traditional shuttering.

Table des matières

	page
- Introduction	1
- Partie : 1	2
Problématiques des Coffrages et les implications des coffrages non bois	
- Partie : 2	4
Dimensionnement du coffrage.	
I Dimensionnement du panneau	4
1 Introduction	4
2 Evaluation de la pression exercée par le béton.	4
3 Calcul de l'écartement des raidisseurs de la tôle.	5
4 Vérification de la résistance de la tôle	6
5 Dimensionnement approximatif des raidisseurs.	7
6 Dimension prévues du panneau	8
- Partie : 3	10
Systèmes d'attache.	
I Inventaire des efforts.	10
1 Effort de serrage du joint d'étanchéité.	10
2 Effort sur les tendeurs et tiges	11
3 Dimensionnement des raidisseurs	14
II Dimensionnement des systèmes d'attache	16
1 Les tendeurs.	16
2 Les tiges d'équerrage.	18
3 Les tiges stabilisatrices	21

III	Dimensionnement des points d'appuis	
1	Les appuis des tendeurs.	23
2	Les appuis des tiges d'equerrage	23
3	Les coulisseaux des tiges Stabilisatrices	24
Partie:4	Calcul de soudure	25
I	Soudure des appuis pour les tendeurs	25
II	Soudure des points d'appuis des tiges d'equerrage.	26
III	Soudure des éléments du panneau	27
IV	Soudure des coulisseaux.	27
Partie 5	Nomenclature. et dessins de définition	29.
	Conclusion	46

Introduction

— Notre étude porte sur la conception et le dimensionnement d'un coffrage métallique destiné à la réalisation des poteaux en béton armé.

Le coffrage conçu doit être flexible pour pouvoir réaliser des poteaux de dimensions variables ; en largeur de 20 à 50 cm et en hauteur de 100 à 300 cm.

Partie:1

Problématiques du coffrage et les implications du coffrage non bois

Le problème du coffrage dans l'autoconstruction doit trouver une solution le plus tôt possible.

Actuellement pour réaliser le coffrage d'une villa ou maison individuelle moyenne, il faut employer pour le coffrage du béton deux fardeaux de madriers et deux fardeaux de planches dont le coût moyen est de 7000 D.A. par fardeau en devises; soit 28000 D.A. par maison.

L'autoconstruction représente déjà pour le pays, la mise en chantier annuelle de l'équivalent de 60000 maisons, soit une importation de (60000×28000) 1680000000 D.A. près de 1% du P.N.B.

L'impact économique de ce sujet est donc des plus importants

Pourquoi importons-nous du bois ?

La survivance du coffrage bois est normale; elle s'explique d'abord par la résistance de l'homme aux techniques nouvelles

Actuellement tout constructeur s'il parvient à passer par un entrepreneur, le coût de sa construction sera plus de deux fois plus élevé qu'en autoconstruction

Les motifs de ce phénomène sont compréhensibles, ils sont dus en partie à des facteurs administratifs et d'échelle, et en majorité à l'environnement (impossibilité de respecter les délais à cause des approvisionnements en matériaux, non réguliers;

les fréquentes penuries à une offre insuffisante face à la demande, qui s'explique par la mise en chantier annuelle de 60000 maisons

Pour éviter la non régularité d'approvisionnement, en particulier, en bois, les entreprises Nationales, en particulier E.N.G.O.A. (entreprise nationale des gros-œuvre d'arts) utilise des coffrages presque entièrement métalliques, qui sont fabriqués en grande partie par la S.A.P.T.A.

Vue la dimension des chantiers de l'entreprise citée (E.N.G.O.A.) des moyens de manutention sont nécessaires pour minimiser le temps de réalisation; du fait qu'elle utilise de grandes surfaces coffrantes, qui dépassent largement les 120kg. par élément

Ceci en ce qui concerne les coffrages outils et leurs et leurs applications actuelles. Mais ces dernières ne résolvent pas pour autant le problème du coffrage surtout dans l'autoconstruction

Il y a quelques signes prometteurs en ce qui concerne quelques entreprises qui sont spécialisées dans les coffrages métalliques destinés à l'habitat, mais le problème majeur c'est la flexibilité

Si l'autoconstruction dans les pays développés représente 1 à 2%; en Algérie, elle représente plus de 50%. On remarque donc bien les économies qu'on peut faire en utilisant des coffrages autres que des coffrages en bois.

Partie: 2

Dimensionnement du coffrage

I Dimensionnement du panneau

1. Introduction

Le béton qui vient d'être coulé dans un coffrage se comporte à peu de chose près comme un fluide de densité égale à 2,5

Le diagramme des pressions est donc un triangle, la pression est nulle à la surface, elle est maximum et égale à 2,5 fois la hauteur en pied

Pour entamer les calculs nous allons prendre les cas les plus défavorables à savoir :

- utilisation du coffrage dans le cas où les dimensions sont maximales (0,5 m de largeur et 4 m de hauteur)

- qu'il faut considérer la pression exercée sur les panneaux comme étant uniformément répartie et de valeur 2,5 fois la hauteur en pied.

2. Evaluation de la pression exercée par le béton :

D'après 1°, la pression au pied est égale à :

$$p = 2,5 \rho_{\text{eau}} g \cdot h_{\text{max}}$$

$$p = 2,5 \cdot 10^3 \cdot 10 \cdot 4$$

$$p = 10^5 \text{ N/m}^2$$

$$p = 10^4 \text{ daN/m}^2$$

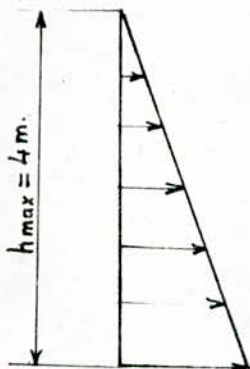


Diagramme réel

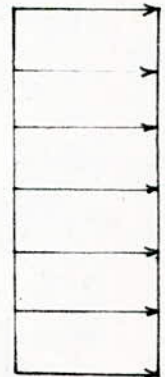


diagramme supposé

3 - Calcul de l'écartement des raidisseurs de la tôle.

- Caractéristiques de la tôle choisie

Matière XC 10 f.

épaisseur $h = 3 \text{ mm}$.

module d'élasticité $E = 2,1 \cdot 10^{10} \text{ daN/m}^2$.

coefficient de Poisson $\nu = 0,3$

Nous allons chercher comment pourrait-on raidir la tôle de 3mm d'épaisseur afin d'avoir une flèche $w_s \leq 1 \text{ mm}$.

Les tables de Barès nous donnent w_s :

table (1.17) $\gamma = \frac{a}{b} = 1 \quad \nu = 0,3$

$$w_s = 0,0443 \frac{p a^4}{E h^3} \quad a: \text{étant l'écartement des raidisseurs.}$$

$$\begin{aligned} \text{donc } p a^4 &= \frac{w_s \cdot E h^3}{0,0443} \\ &= \frac{10^{-3} \cdot 2,1 \cdot 10^{10} \cdot (3 \cdot 10^{-3})^3}{0,0443} \\ &= 12,80 \text{ daN} \cdot \text{m}^2 \end{aligned}$$

On sait en outre que $p = 10^4 \text{ daN/m}^2$.

$$\begin{aligned} \text{donc } p a^4 &= 12,80 \text{ daN} \cdot \text{m}^2 \\ p &= 10^4 \text{ daN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{d'où } a^4 = \frac{12,80}{10^4} = 1,28 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$a = 0,19 \text{ m.}$$

Donc la tôle doit être raidie tous les 19 cm dans deux directions perpendiculaires entre elles, donc on obtient (fig 1) un cadre carré formé de fer plat sur lequel repose la tôle

4 Vérification de la résistance de la tôle

a/ Flexion

D'après les tables de Barès :

$$\begin{aligned} \text{table (1.17)} \quad \text{on a} \quad M_{xs} &= 0,0478 \text{ pa}^2 \\ &= 0,0478 \cdot 10^4 \cdot 0,19^2 \\ &= 17,26 \text{ daN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

Le moment maximum se trouve au milieu :

$$\begin{aligned} M_{\max} &= M_{xs} \cdot 0,19 \\ &= 17,26 \cdot 0,19 \\ &= 3,28 \text{ daN} \cdot \text{m}. \end{aligned}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W}$$

$$W = \frac{b h^2}{6}$$

$$\text{d'où } \sigma = \frac{3,28}{\frac{0,19 \cdot (0,003)^2}{6}}$$

$$= 11,51 \text{ daN/mm}^2.$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 25 \text{ daN/mm}^2.$$

On voit que $\sigma < \sigma_{\text{adm}}$.

b/ Cisaillement

$$\begin{aligned} \text{La même table nous donne} \quad T_{xs} &= 0,338 \text{ pa} \\ &= 0,338 \cdot 10^4 \cdot 0,19 \end{aligned}$$

Donc l'effort tranchant T vaut :

$$\begin{aligned} T &= T_{xs} \cdot 0,19 \\ &= 0,338 \cdot 10^4 \cdot 0,19 \cdot 0,19 \\ &= 122,02 \text{ daN}. \end{aligned}$$

Puisque la section de la tôle est rectangulaire, la contrainte τ est donnée par :

$$\tau = \frac{3}{2} \frac{T}{S}$$
$$= 1,5 \frac{122,02}{3 \times 190 \cdot 10^{-6}}$$
$$= 0,32 \text{ daN/mm}^2$$

on a $\tau \leq 0,6 \sigma_{adm} = 0,6 \cdot 25 = 18 \text{ daN/mm}^2$.

$$\tau \leq 18 \text{ daN/mm}^2$$

On voit que τ calculé est inférieur à 18 daN/mm^2

5 Dimensionnement des raidisseurs (approximatif)

Ramenons la charge répartie sur la surface, au plan principal; c'est à dire obtenir une charge linéaire

On a $M_{max} = \frac{q l^2}{8}$

mais $q = p \cdot a$

donc $M_{max} = \frac{p \cdot a \cdot l^2}{8}$

$$= \frac{10^4 \cdot 0,19 \cdot 0,70^2}{8}$$
$$= 116,38 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Nous allons choisir un profil rectangulaire

on a $\sigma = \frac{M_{max}}{W_f} \leq \sigma_{adm}$

donc $W_f \geq \frac{M_{max}}{\sigma_{adm}} = \frac{116,38}{25} = 4,66 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$

Prenons $W_f = 4,8 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$

or pour une section rectangulaire $W_f = \frac{bh^3}{6}$

Prenons $b = 6 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

$$W_f = \frac{6 \cdot 10^{-3} \cdot h^3}{6}$$

$$\begin{aligned} \text{d'où } h^3 &= \frac{6W_f}{6 \cdot 10^{-3}} \\ &= \frac{6 \cdot 4,8 \cdot 10^{-6}}{6 \cdot 10^{-3}} \end{aligned}$$

$$= 4,8 \cdot 10^{-3}$$

$$\begin{aligned} \text{finalement } h &= \sqrt[3]{4,8 \cdot 10^{-3}} \\ &= 69,28 \cdot 10^{-3} \text{ m.} \end{aligned}$$

prenons $h = 70 \cdot 10^{-3} \text{ m}$.

Ce calcul nous permet d'avoir l'ordre de grandeur d'un seul panneau, donc c'est la largeur du plat qui nous intéresse et que nous fixerons désormais à $b = 6 \text{ mm}$. Tandis que h nous permet de dimensionner le joint d'étanchéité, par suite nous aurons la possibilité de faire l'inventaire des efforts engendrés par le serrage et ceci dans la partie suivante.

6 Dimensions prévues du panneau. (voir fig. 2)

largeur : $3 \times 190 + 4 \times 6 + 10,6 = 700 \text{ mm}$.

longueur : $5 \times 190 + 6 \times 6 = 986 \text{ mm}$.

On remarque que dans les termes de la largeur un facteur 106 mm intervient, il représente la hauteur du système de fixation des tendeurs que nous verrons par la suite.

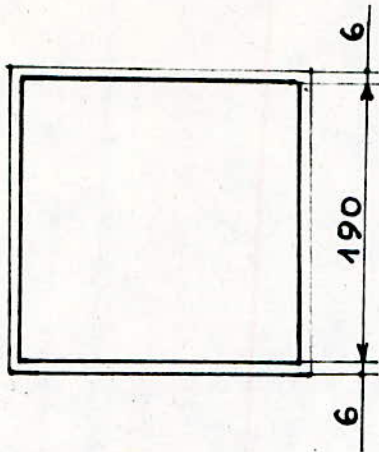


fig 1

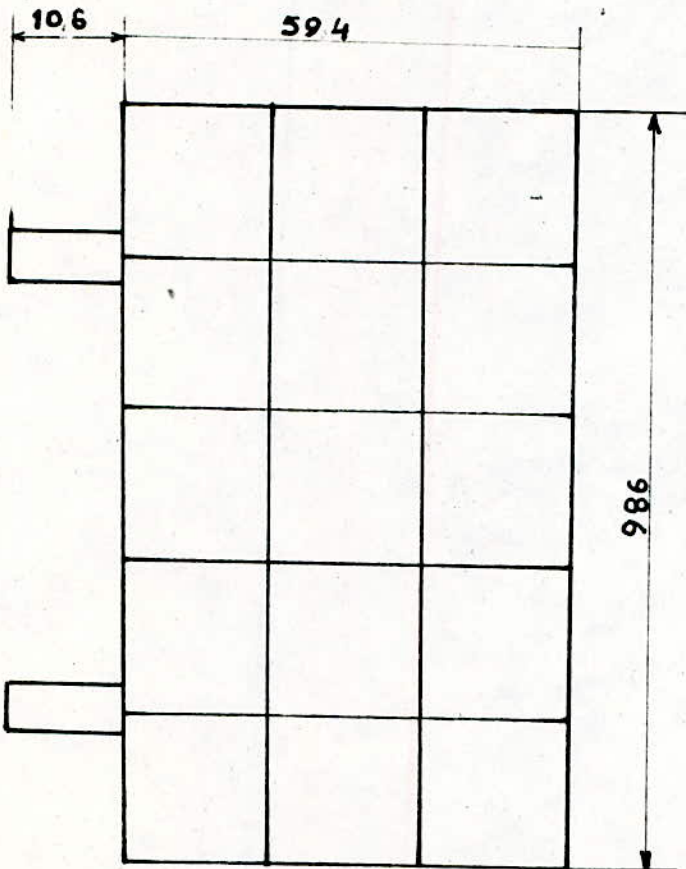


fig 2

Partie: 3

Systèmes d'attache

I Inventaire des efforts

1 - Effort de serrage du joint.

Caractéristiques du joint :

• matière : caoutchouc

épaisseur : 5 mm.

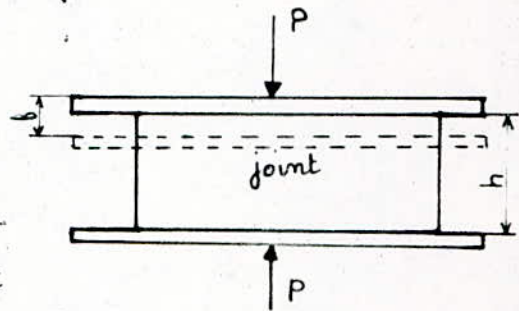
largeur : 45 mm

longueur : 986 mm.

Coefficient de Young : $E = 0,8 \text{ daN/mm}^2$

Nous allons calculer l'effort de serrage du joint

$$\text{On a } \begin{cases} f = \frac{Ph}{SE} \\ f \leq 0,2h. \end{cases}$$



P : étant l'effort appliqué au joint

S : la surface de contact joint - métal

$$\begin{aligned} \text{Si } f = 0,08 \text{ mm. on a. } P &= \frac{f \cdot S E}{h} \\ &= \frac{0,08 \cdot 45 \cdot 986 \cdot 0,8}{5} \\ &\approx 600 \text{ daN.} \end{aligned}$$

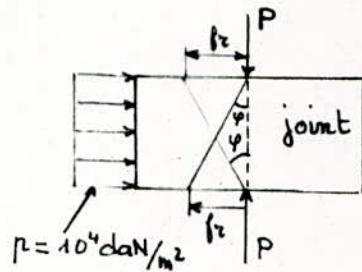
Maintenant nous vérifions l'adhérence du joint.

On sait que le coefficient de frottement entre le fer et le caoutchouc est de l'ordre de 0,5.

La pression exercée par le béton sur le joint est de $p = 10^4 \text{ daN/m}^2$
 Cette pression agit sur la surface latérale du joint.

La force qui agit latéralement sur le joint est

$$P = p \times S_{\text{lat.}} \\ = 10^4 \times 5 \times 986 \cdot 10^{-6} \\ \approx 50 \text{ daN.}$$



La force de frottement a pour valeur.

$$F = 2 f_z = 2 P \operatorname{tg} \varphi \quad \text{avec } \operatorname{tg} \varphi = f = 0,5 \\ = 2 \times 600 \cdot 0,5 \\ = 600 \text{ daN.}$$

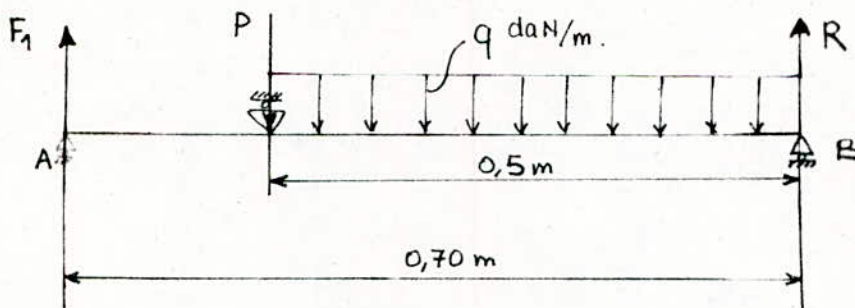
On voit que $P < F$ d'où le joint adhère bien.

En conclusion on peut dire qu'un effort de 600 daN suffit pour assurer l'étanchéité.

2 - Efforts sur les tendeurs et liges d'équerrage (voir fig 3.4)

Vue la disposition des panneaux entre eux. (voir fig 3)

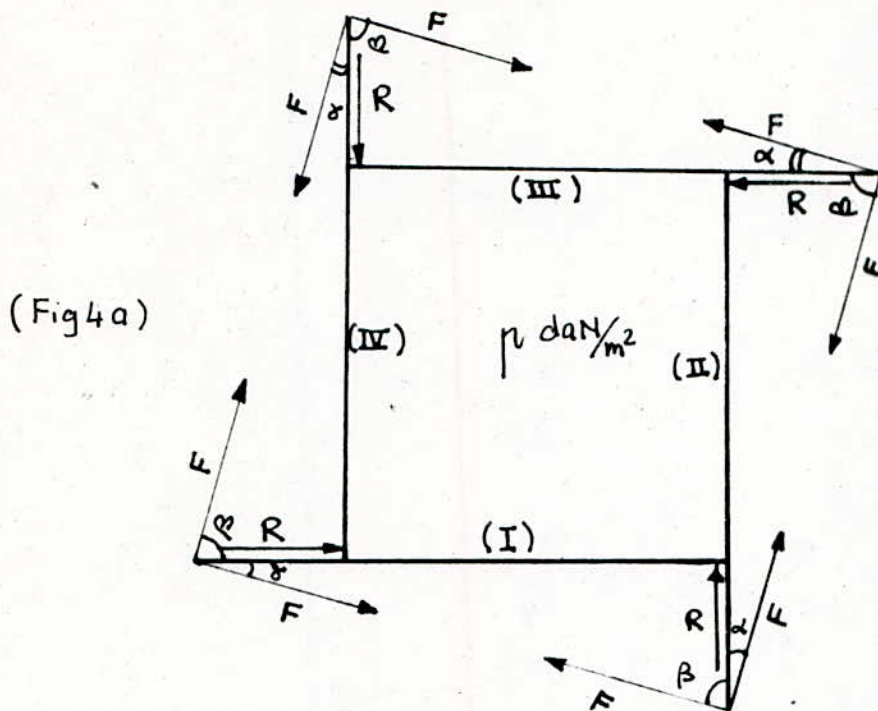
on a le schéma suivant pour le calcul des efforts.



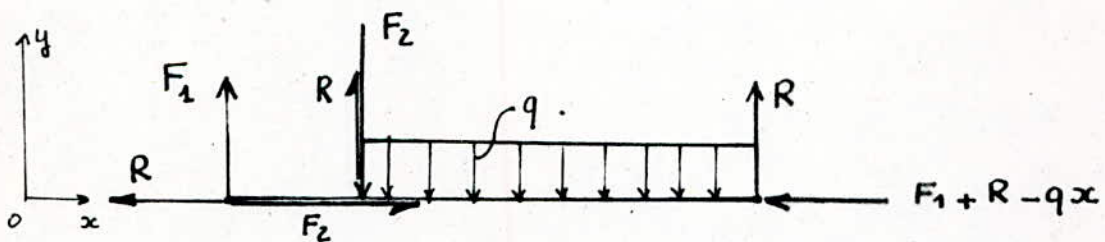
La valeur de q :

$$q = p \cdot 0,986 \\ = 10^4 \cdot 0,986 \\ = 9860 \text{ daN/m.}$$

D'après le 1^{er} l'effort $P = 600 \text{ daN}$, et $-P$ n'est autre que $F_2 - R$.
 (voir Fig 4b)



Isolons la barre (panneau) I, nous avons le schéma suivant



$$F_1 = F(\sin \beta - \sin \alpha)$$

$$F_2 = F(\cos \beta + \cos \alpha)$$

Fig 4b

Ecrivons les équations d'équilibre

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum F_y = 0 \quad F_1 - P + R - qx = 0 \quad (1) \\ \sum F_x = 0 \quad (F_2 - R) - F_1 - R + qx = 0 \\ \quad \quad \quad P - F_1 - R + qx = 0 \quad (2) \\ \sum M_A = 0 \quad P(0,7 - 0,5) + q \cdot 0,5(0,7 - \frac{0,5}{2}) - R \cdot 0,7 = 0 \quad (3) \\ \sum M_B = 0 \quad F_1 \cdot 0,7 - P \cdot 0,5 - q \cdot 0,5 \cdot \frac{0,5}{2} = 0 \quad (4) \end{array} \right.$$

On voit que (1) est identique à (2).

En résolvant on trouve

$$F_1 = 2178,6 \text{ daN}$$

$$F_2 = 3921,4 \text{ daN}$$

$$R = 3321,4 \text{ daN. effort sur les tiges d'équerage}$$

F_1 ou F_2 nous donne l'effort F sur les tendeurs.

$$F = \frac{F_2}{\cos \beta + \sin \alpha}$$

Evaluons $\cos \beta$ et $\sin \beta$ pour une ouverture maximum.

$$\cos \beta = \frac{0,7 - 0,5}{\sqrt{(0,7 - 0,5)^2 + 0,7^2}} = \sin \alpha.$$

$$\sin \beta = \frac{0,7}{\sqrt{(0,7 - 0,5)^2 + 0,7^2}} = \cos \alpha$$

$$\cos \beta = 0,962.$$

$$\cos \beta = 0,275$$

$$\sin \beta = 0,962.$$

$$\sin \alpha = 0,275$$

$$\text{d'où } F = \frac{3921,4}{0,275 + 0,962} = 4850 \text{ daN.}$$

3. Dimensionnement des raidisseurs (définitif)

a - Raidisseurs horizontaux.

D'après la fig 4. on a. $M_{\max} = q \frac{0,5^2}{8} \left(2 - \frac{0,5}{0,7}\right)^2 + P \cdot 0,5$
 $= 9860 \cdot \frac{0,5^2}{8} \left(2 - \frac{0,5}{0,7}\right)^2 + 600 \cdot 0,5$
 $= 810 \text{ daN} \cdot \text{m}.$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_f} \leq \sigma_{\text{adm.}}$$

donc $W_f \geq \frac{M_{\max}}{\sigma_{\text{adm.}}} = \frac{810}{25 \cdot 10^6} = 32,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$

Puisqu'on a 6 barres horizontales donc $W_{fi} = \frac{W_f}{6}$.

$W_f \geq 32,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$ on prend $W_f = 32,5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$

donc $W_{fi} = \frac{32,5 \cdot 10^{-6}}{6} = 5,42 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$

Nous avons choisi dans la partie 2 paragraphe 5 la valeur de $b = 6 \text{ mm}$.

$$W_{fi} = \frac{b h^2}{6} \Rightarrow h^2 = \frac{W_{fi} \times 6}{b}$$

$$h = \left[\frac{W_{fi} \times 6}{b} \right]^{1/2}$$

$$h = \left[\frac{5,42 \cdot 10^{-6} \times 6}{6 \cdot 10^{-3}} \right]^{1/2}$$

$$= 0,074 \text{ m}.$$

$$= 74 \text{ mm}.$$

Donc le profil choisi est un profil rectangulaire de 6×74

- Vérification par la flèche.

Supposons que la barre (6 x 74 x 700) est chargée sur toute sa longueur. et qu'elle est appuyée aux extrémités

$$\text{donc } f = \frac{5}{384} \frac{p \cdot a \cdot l^4}{E I} \quad \text{avec } p \cdot a = 1900 \text{ daN/m}$$

$$= \frac{5}{384} \frac{1900 \cdot 0,7^4}{2,1 \cdot 10^{10} \cdot \frac{6 \cdot 10^{-3} (74 \cdot 10^{-3})^3}{-12}}$$

$$= 1,5 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

Ce qui est acceptable vu la tolérance de planéité admissible évaluée à 5 mm/m.

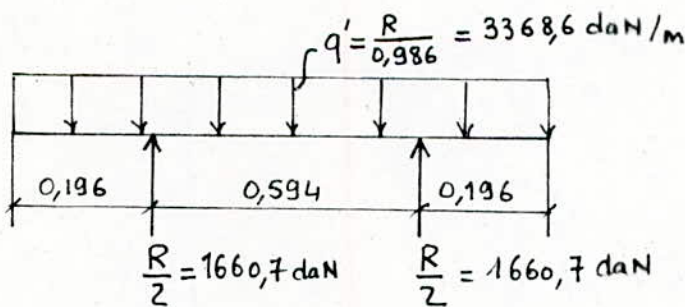
b. Raidisseurs verticaux.

Afin de dimensionner les raidisseurs verticaux, supposons que la charge totale sur le panneau est divisée en 2 parties :

- Charge reprise par les tiges d'équerrage (R)
- charge reprise par les lendeurs (F₁)

Nous allons prendre l'effort maximum. c'est à dire R

$$R > F_1 \quad R = 3921,4 \text{ daN.}$$



Puisque $0,594 > 2 \sqrt{2 \cdot 0,196^2}$ on a.
 $> 0,554$

Le moment maxi est donnée par $M_{\max} = \frac{q l^2}{2} \left[\frac{1}{4} - \frac{a^2}{l^2} \right]$

$$M_{\max} = \frac{3368,6 \times 0,594^2}{2} \left[\frac{1}{4} - \frac{0,196^2}{0,594^2} \right]$$

$$\approx 84 \text{ daN.m.}$$

On sait que $\sigma = \frac{M_{\max}}{W_f} \leq \sigma_{\text{adm}}$

$$\text{d'où } W_f \geq \frac{M_{\max}}{\sigma_{\text{adm}}}$$

$$\geq \frac{84}{25 \cdot 10^6} = 3,36 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_f \geq 3,36 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

Si nous comparons cette valeur à celle trouvée au paragraphe 3 Partie 3 on remarque qu'elle est inférieure ($3,36 \cdot 10^{-6} < 5,42 \cdot 10^{-6}$) donc on peut adopter le même profil c'est à dire (6 x 74)

II Dimensionnement des systèmes d'attache

1. Les tendeurs

Il ya. 2 tendeurs et 2 tiges d'équerrages par panneau donc les efforts sur les tendeurs ont une valeur de $F/2$.

tandis que les efforts sur les tiges ont pour valeur $R/2$.

a) Crochets des tendeurs.

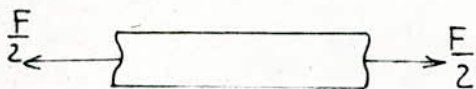


Fig 5

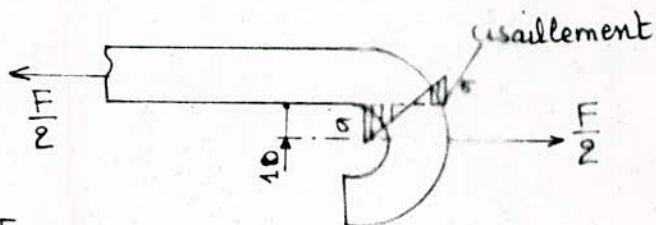


Fig 6

Nous allons dimensionner la tige du tendeur par l'effet de traction traction compression et de cisaillement (voir fig 6).

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{F \cdot 0,010}{2W} \leq \sigma_{adm.}$$

$$= \frac{2425 \cdot 0,010}{\frac{\pi d^3}{32}}$$

$$d^3 \geq \frac{32 \cdot 2425 \cdot 0,010}{25 \cdot 10^6 \cdot \pi} = 9,8 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

d'où si $d^3 = 9,8 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$

on a $d = 20 \text{ mm}$.

- Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{4}{3} \frac{F}{25} = \frac{4}{3} \frac{2425}{\frac{\pi \cdot 20^3}{32}}$$

$$= 7,7 \text{ daN/mm}^2.$$

$$\tau < \tau_{adm} = 18 \text{ daN/mm}^2$$

b/ Filetages des bouts des tendeurs : (D.dj N°9)

Condition de résistance du filetage.

$$S_m \geq \frac{1,28 F/2 \cdot 1,2}{R_p} = \frac{1,28 \cdot 2425 \cdot 1,2}{30} = 248,32 \text{ mm}^2$$

Prenons pour diamètre nominale $d = 20 \text{ mm}$. donc le diamètre du moyau $d_1 = 18,160 \text{ mm}$.

$$S_m = \frac{\pi d_1^2}{4}$$

$$= \frac{\pi \cdot 18,160^2}{4} = 259 \text{ mm}^2.$$

donc le diamètre de 18,160 résiste bien à la traction.
 D'après les catalogues donnés par (ISO) : la section résistante
 du filetage est de 272 mm^2
 Vérifions si cette section est suffisante.

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{F}{S} \\ &= \frac{2425}{272} \\ &= 8,9 \text{ daN/mm}^2\end{aligned}$$

$$\sigma \leq \sigma_{\text{adm}}$$

c/ Les anneaux d'attache. (D.déf N° 8)

Les anneaux d'attache ont la même dimension que celle des
 tiges c'est à dire un diamètre de 20 mm. (voir dessin de définition)
 (Voir fig. 7.b) le calcul est absolument identique au calcul du crochet

2. Les tiges d'équerrage (D.déf N° 12)*

Les tiges d'équerrage reprennent les efforts $\frac{R}{2}$ et travaillent
 en compression donc nous allons faire le dimensionnement
 à partir de la vérification au flambement.

La longueur maximale que peut avoir une tige de ce type est
 de (voir fig 7a). $l'_{\text{max}} = 700 - 200 - 74 - 3 = 423 \text{ mm} \Rightarrow l_{\text{max}} = 423 - 106$

On représentera sur le dessin de définition de la tige, une longueur l_{max} de $423 \text{ mm} - 106$

La relation des barres comprimées est : $P_c = \pi^2 \frac{EJ}{\nu l^2}$

Evaluons $[P_c]_{\text{adm}}$.

$$[P_c]_{\text{adm}} = \frac{R}{2 m_s} \quad m_s : \text{étant un coefficient de sécurité}$$

$$m_s = 1,2$$

$$[P_c]_{\text{adm}} = \frac{3321,4}{2 \times 1,2} = 1384 \text{ daN}$$

On prendra $P_c = 1380 \text{ daN}$

* Ces tiges existent en 7 dimensions : ouverture 20-25-30-35-40-45-50 mm

fig. 7 a

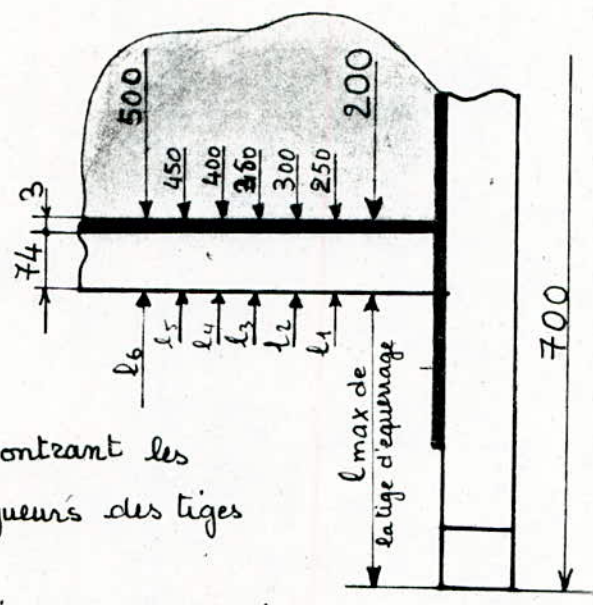
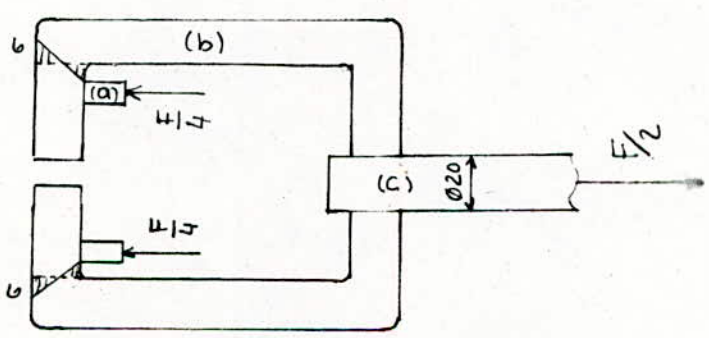


Schéma montrant les différentes longueurs des tiges d'équerrage

Sur les dessins de définition on a représenté la tige de longueur maximum.

Fig 7 b

(a) appui du système tige-tendeur (b) anneau (c) tige du tendeur



D'après la relation précédente, évaluons I

$$I = \frac{P_{\text{ex}} \cdot \gamma^2 \cdot l_{\text{max}}^2}{\pi^2 \cdot E}$$

$$= \frac{1380 \cdot 1^2 \cdot 0,423}{\pi \cdot 2,1 \cdot 10^{10}}$$

$$= 1,2 \cdot 10^{-9} \text{ m}^4$$

Pour une section circulaire $I = \frac{\pi d^4}{64}$

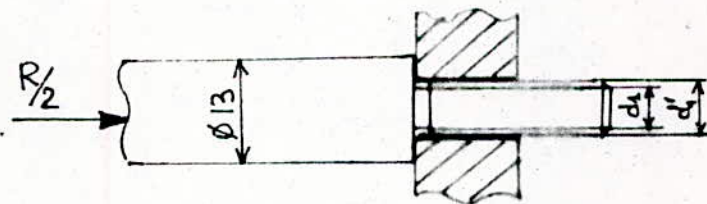
d'où $d = \left[\frac{64 \cdot I}{\pi} \right]^{1/4}$

$$= \left[\frac{64 \cdot 1,2 \cdot 10^{-9}}{\pi} \right]^{1/4}$$

$$\approx 13 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

a - Calcul du système fixateur des tiges. (D.d.f N°12).

Pour empêcher les tiges d'équerrage de glisser sur leur support on a prévu un filetage en vue d'un léger serrage.



Cherchons le diamètre du noyau du filetage.

$$\sigma = \frac{R}{2S} = \frac{3321,4}{2S} \leq 25 \text{ daN/mm}^2.$$

d'où $S \geq \frac{3321,4}{2 \times 25} = 66,43 \text{ mm}^2.$

prenons $S = 67 \text{ mm}^2.$

$$S = \pi \frac{13^2 - d_1^2}{4}$$

On tire d_1^2 de cette relation : $d_1^2 = -\frac{4S}{\pi} + 13^2$

$$= -\frac{4 \times 67}{\pi} + 13^2$$

$$= 83,7 \text{ mm}^2$$

d'où $d_1' = 9,1 \text{ mm}$.

Choisissons un diamètre de 8 mm.

Donc le diamètre nominale du filetage sera de $d_1' = 8 \text{ mm}$.

3. Les tiges stabilisatrices. (D.d.f N° 14)

Pour tenir un panneau lors du montage nous allons utiliser ce type de tiges

Supposons qu'au montage ou démontage d'un panneau, une force de 40 daN vient de s'appliquer sur ce dernier donc il y a risque de renversement du panneau.

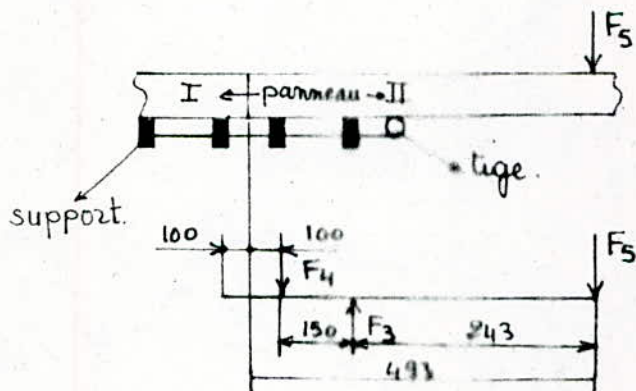
Evaluons le diamètre de la tige à employer à cet effet. Nous allons supposer que la tige est encastrée dans le panneau du dessous.

Evaluons tout d'abord les efforts F_3 et F_4

$$F_3 = F_5 \cdot \frac{0,393}{0,150}$$

$$= 40 \times \frac{0,393}{0,150}$$

$$= 105 \text{ daN}$$



$$\begin{aligned}
 F_4 &= F_3 - F_5 \\
 &= 105 - 40 \\
 &= 65 \text{ daN.}
 \end{aligned}$$

Nous allons supposer que la tige est encastree dans le panneau 1. (voir Fig 9)

$$\begin{aligned}
 M_B &= F_3 \cdot 0,35 - F_4 \cdot 0,2 \\
 &= 105 \cdot 0,35 - 65 \cdot 0,2 \\
 &= 23,75 \text{ daN. m.}
 \end{aligned}$$

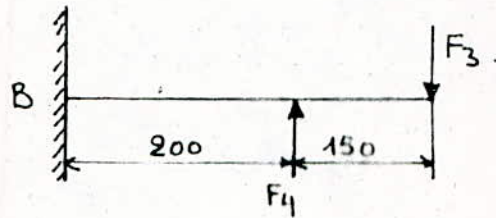


Fig 9

$$M_{\max} = M_B.$$

$$\left. \begin{aligned}
 \sigma &= \frac{M_{\max}}{W_f} \\
 \sigma &\leq \sigma_{\text{adm}}
 \end{aligned} \right\} \Rightarrow W_f \geq \frac{M_{\max}}{\sigma_{\text{adm}}}.$$

$$\frac{M_{\max}}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{23,75}{25 \cdot 10^6} = 9,5 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3$$

Preons $W_f = 10 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3$.

on sait que $W_f = \frac{\pi d^3}{32}$ pour un profil circulaire

$$\begin{aligned}
 \text{d'ou } d &= \left[\frac{32 W_f}{\pi} \right]^{1/3} \\
 &= \left[\frac{32 \cdot 10^{-6}}{\pi} \right]^{1/3} \\
 &\approx 22 \text{ mm.}
 \end{aligned}$$

Cette tige stabilisatrice a une longueur de 600 mm. et un \emptyset de 22 mm.

Les 2 supports sont separes d'une distance de 150 mm.

III Dimensionnement des points d'appuis

1. des appuis des tendeurs (anneaux) (Ddf. N°7)

Nous allons dimensionner la section qui doit résister au cisaillement.

- Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{4}{3} \frac{F}{4S} \leq [\sigma_{adm}] \times 0,6 = 18 \text{ daN/mm}^2$$

$$\Rightarrow S \geq \frac{4 F}{3 \cdot 18 \cdot 4}$$

$$\geq \frac{4 \cdot 4850}{3 \cdot 18 \cdot 4}$$

$$\geq 89,8 \text{ mm}^2$$

Preons $S = 90 \text{ mm}^2$.

$S = b \cdot h$ (section rectangulaire)

si $b = 6 \cdot 10^{-3} \text{ m}$.

$$h = \frac{S}{b} = \frac{90}{6} = 15 \text{ mm}$$

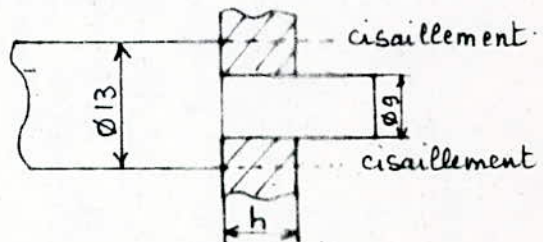
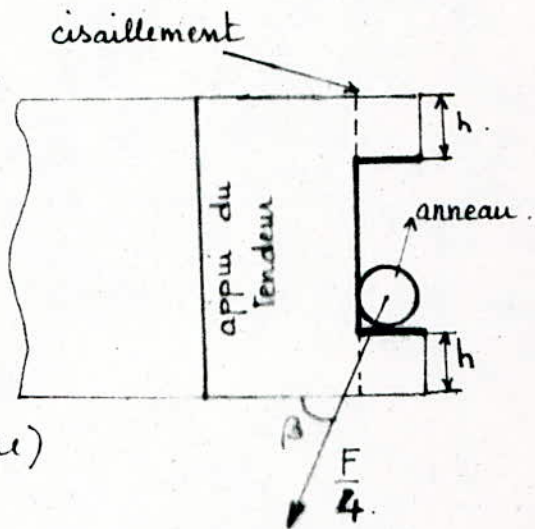
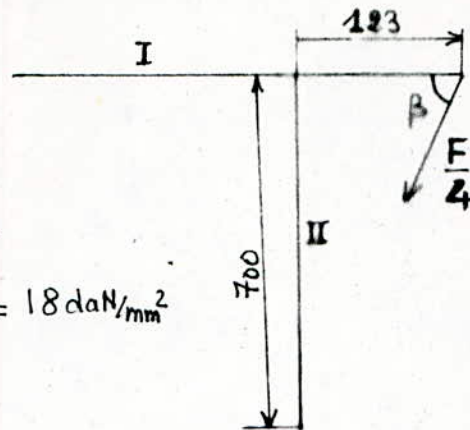
2. des appuis des tiges d'équerrage (Ddf. N°10)

$$\tau = \frac{4}{3} \frac{R}{2S} \leq \tau_{adm} = 18 \text{ daN/mm}^2$$

$$S = \pi d h$$

$$\tau = \frac{4}{3} \frac{3321,4}{2 \cdot \pi d h} \quad \text{avec } d = 13 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{4 \cdot 3321,4}{3 \cdot 2 \pi \cdot 18 \cdot 13} = 3 \text{ mm}$$



On prend $h = 6 \text{ mm}$.

Pour l'appui sur le cadre. voir dessin de définition n° 13 on adopte une épaisseur de 9 mm. afin d'exécuter des cordons de soudure latéraux.

3. des coulisseaux des tiges stabilisatrices (D.d.f. N°15)

voir dessin de définition

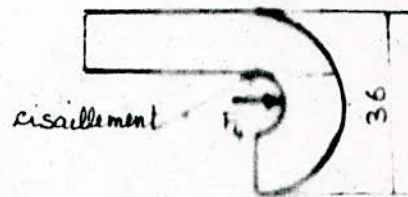
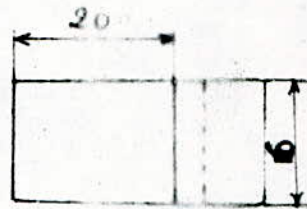
Vérification au cisaillement :

$$\tau = \frac{3}{2} \frac{F_4}{S} \leq 18 \text{ daN}$$

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{65}{S} < 18.$$

d'où

$$S \geq \frac{3}{2} \frac{65}{18} = 5,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2.$$



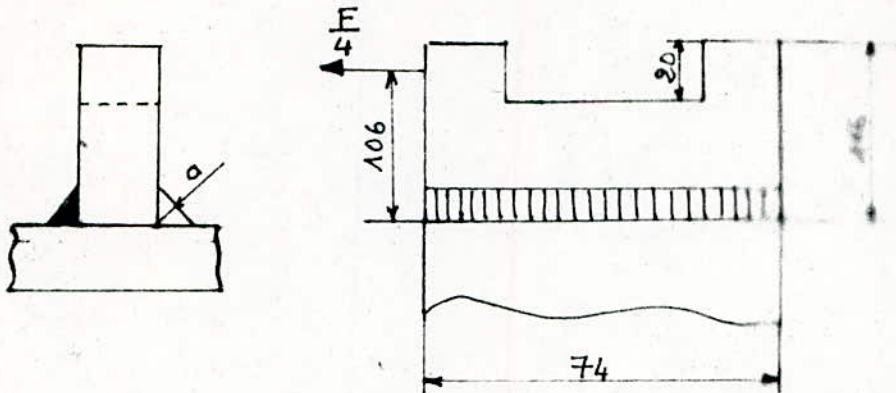
Preons une section de $S = 36 \text{ mm}^2$.

le coulisseau est constitué de Fer carré de 6×6

Partie:4

Calcul de soudure

I Soudure des appuis pour latendeurs.



Nous allons calculer la section de gorge du cordon de soudure.
Supposons que la force F agit sous un angle de $\beta = 90^\circ$
(c'est le cas le plus défavorable).

$$\tau = \frac{M_f}{W} = \frac{6 \cdot M_f}{2,071 a \cdot 75^2} \leq \tau_{adm} = 18 \text{ daN/mm}^2$$

$$M_f = 106 \cdot \frac{F}{4}$$

$$= 106 \cdot \frac{4825}{4} = 128525 \text{ daN} \cdot \text{mm}$$

$$\text{d'où } a \geq \frac{6 \times 128525}{18 \cdot 75^2 \cdot 2,071} = 5,4 \text{ mm}$$

prenons $a = 6 \text{ mm}$.

Soudure de l'élément avec le cadre.

II Soudure des points d'appuis des lîges d'équerrage.

On adoptera une soudure dont la section de gorge est de 6mm.

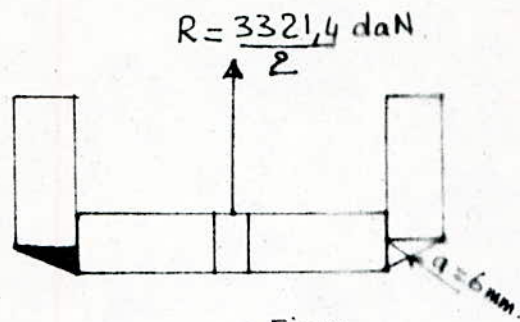


Fig 10.

Vérification : (Fig 10)

$$\tau = \frac{4}{3} \frac{R}{2S} \leq 18 \text{ daN/mm}^2.$$

S = section totale des 2 cordons de soudure

$$S = 2 \cdot a \cdot 0,8 \cdot 40.$$

$$\text{d'où } \tau = \frac{4 \cdot 3321,4}{3 \cdot 2 \cdot 6 \cdot 0,8 \cdot 40 \cdot 2} = \frac{11,53 \text{ daN}}{2}.$$

$$\tau = 6 \text{ daN/mm}^2.$$

Vérification (Fig 11)

$$\tau = \frac{M_t}{W}$$

$$\text{avec } W = \frac{2 \cdot a \cdot 0,83 \cdot 6 \cdot 27^2 \cdot 2}{6}$$

$$\begin{aligned} \text{d'où } \tau &= \frac{3321,4 \cdot 6 \cdot 26}{2 \cdot 2 \cdot 6 \cdot 0,83 \cdot 27^2} \\ &= 17,9 \text{ daN.} \end{aligned}$$

Ce qui vérifie la soudure.

Pour l'appui sur le cadre on adopte la même section de gorge c'est à dire $a = 6 \text{ mm}$.

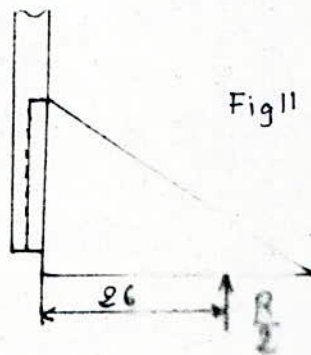


Fig 11



III Soudure des éléments du cache (panneau)

Les efforts $\frac{R}{2}$ reprennent chacun.
 les efforts de 3 efforts a travers
 les raidisseurs horizontaux.
 Donc chaque raidisseurs horizontale
 reprend un effort de $\frac{R}{12}$.



En appliquant la formule:

$$\frac{R/12}{0,75 l \cdot a \alpha} \leq \sigma_{adm}$$

$$\text{donc } a \alpha \geq \frac{R}{12 \cdot 0,75 \cdot 75 \cdot 25}$$

$$\geq \frac{3341,4}{12 \cdot 0,75 \cdot 75 \cdot 25} = 0,2 \text{ mm}$$

on prend $a \alpha = 2 \text{ mm}$.
 $a = 2 \text{ mm}$. et $\alpha = 1$.

IV Soudure des coulisseaux:

Le coulisseau est soudé sur le panneau a l'aide de 2
 cordons latéraux. donc

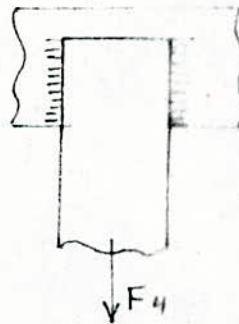
$$\frac{F_u}{0,75 l a \alpha} \leq \sigma_{adm}$$

$$\text{si } a = 3 \text{ mm}$$

$$\alpha = 1$$

$$\text{d'où } l > \frac{F_u}{0,75 \cdot a \alpha \cdot \sigma_{adm}}$$

$$l > \frac{65}{0,75 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 25} = 2 \text{ mm}$$



donc une longueur de 5 mm. suffit.

Afin de pouvoir suivre les calculs des systèmes d'attache nous avons préféré inclure les dessins de définition dans leur forme la plus simple; tous les détails apparaîtront sur les dessins d'ensemble. et ceci dans la partie 5

Partie 5

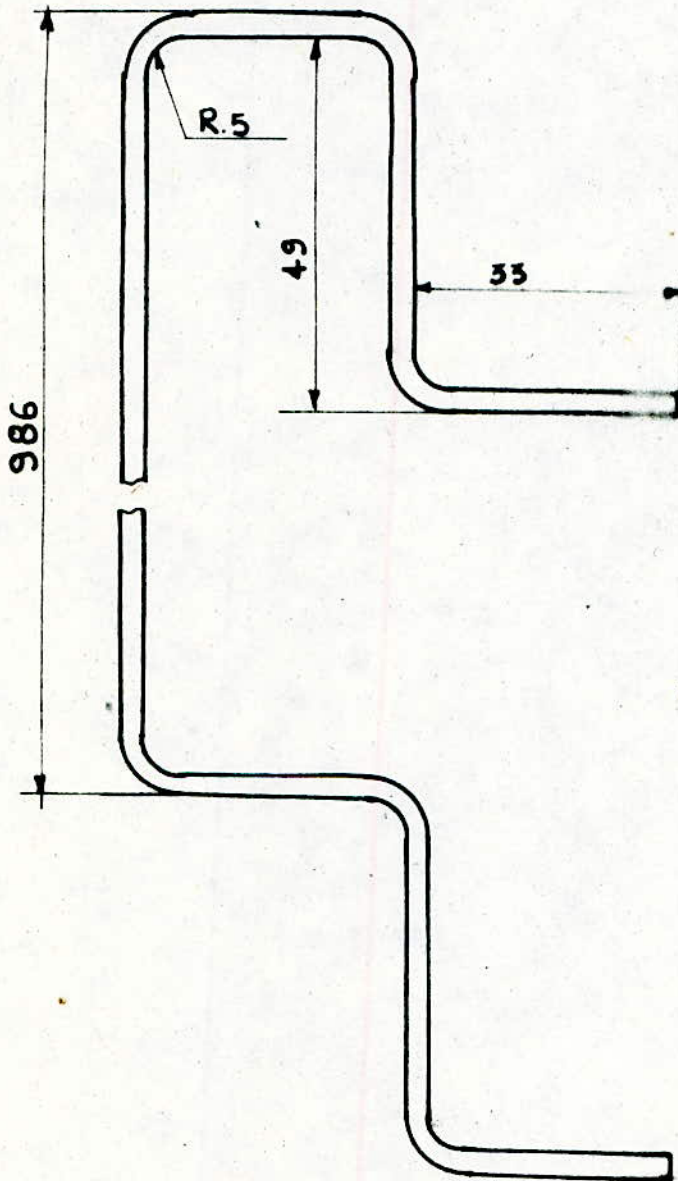
Dessins de définition

Dans ce chapitre nous présenterons l'ensemble des dessins de définition formant un, des douze panneaux qui permettent d'obtenir le coffrage d'un poteau.

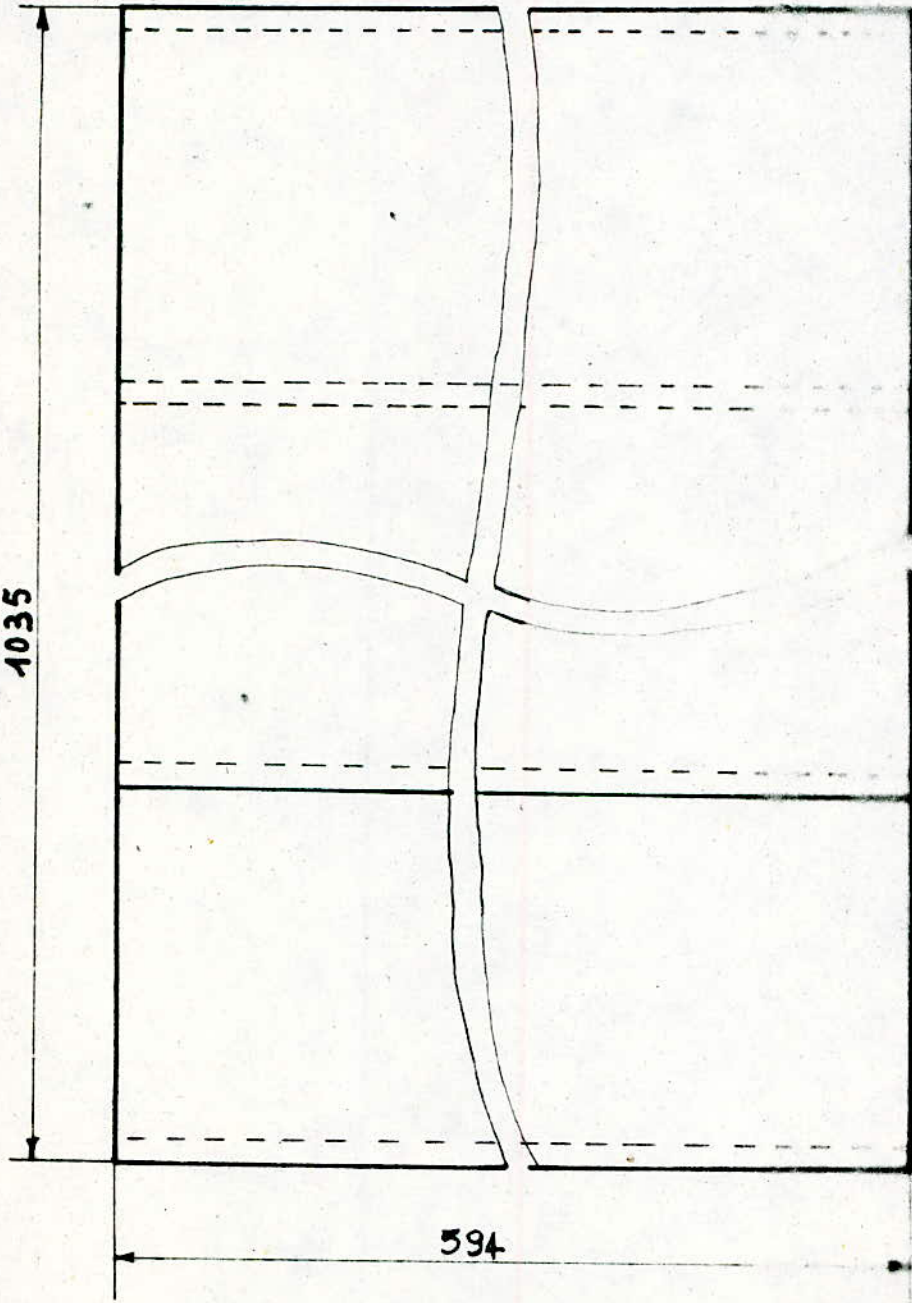
L'inclusion du dessin d'ensemble est difficile sur ce format.

		Ecrou à oreilles M8	24		
		Joint d'étanchéité		Caoutchouc	
P14	15	Coullisseau	32	XC10f.	
P13	14	Tige Stabilisatrice	8	XC10f.	
P12	13	Appui de 12 sur le panneau	24	XC10f.	
P11	12	Tige d'équerrage	24	XC10f.	
P10	11	Renfort de l'appui 10	48	XC10f.	
P9	10	Appui de la tige d'équerrage	24	XC10f.	
P8	9	Tige du tendeur	24	XC10f.	
P7	8	Anneau du tendeur	12	XC10f.	
P6	7	Appui des tendeurs	48	XC10f.	
P5	6	Manette de serrage	24	XC10f.	moulage
	5	Système d'étanchéité.			
P4	4	Raidisseurs horizontaux	216	XC10f.	
P3	3	Raidisseurs horizontaux	72	XC10f.	
P2	2	Raidisseurs verticaux	48	XC10f.	
P1	1	Tôle	12		
Dessin	N°	Désignation	Nb.	Matériau	Observation

N° 1

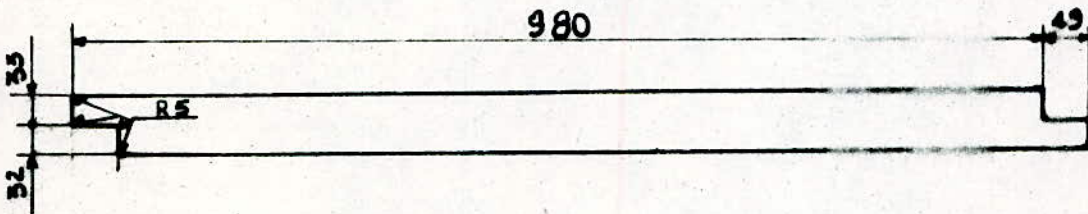
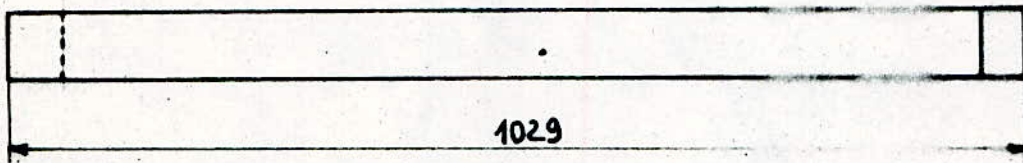


ech 1:1

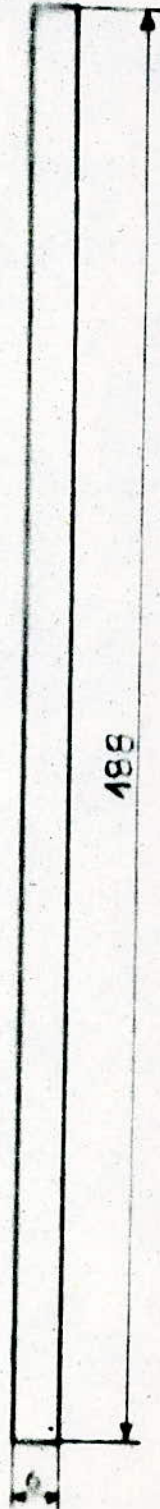
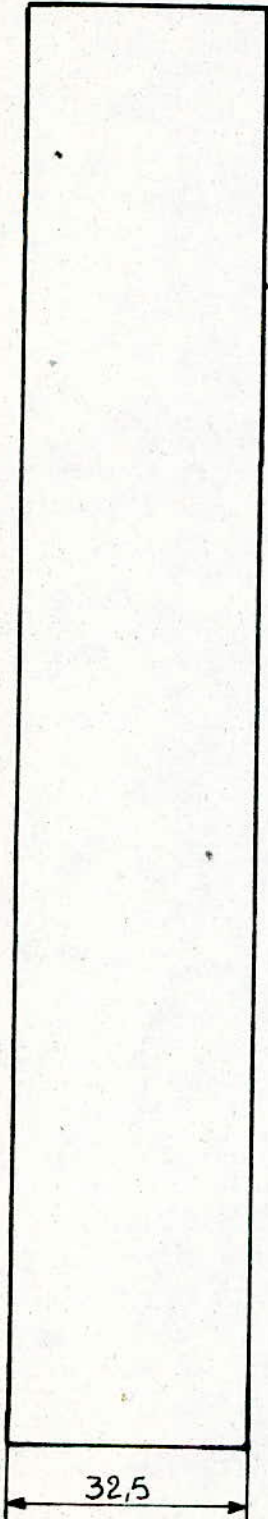


ech 1:1

N:2

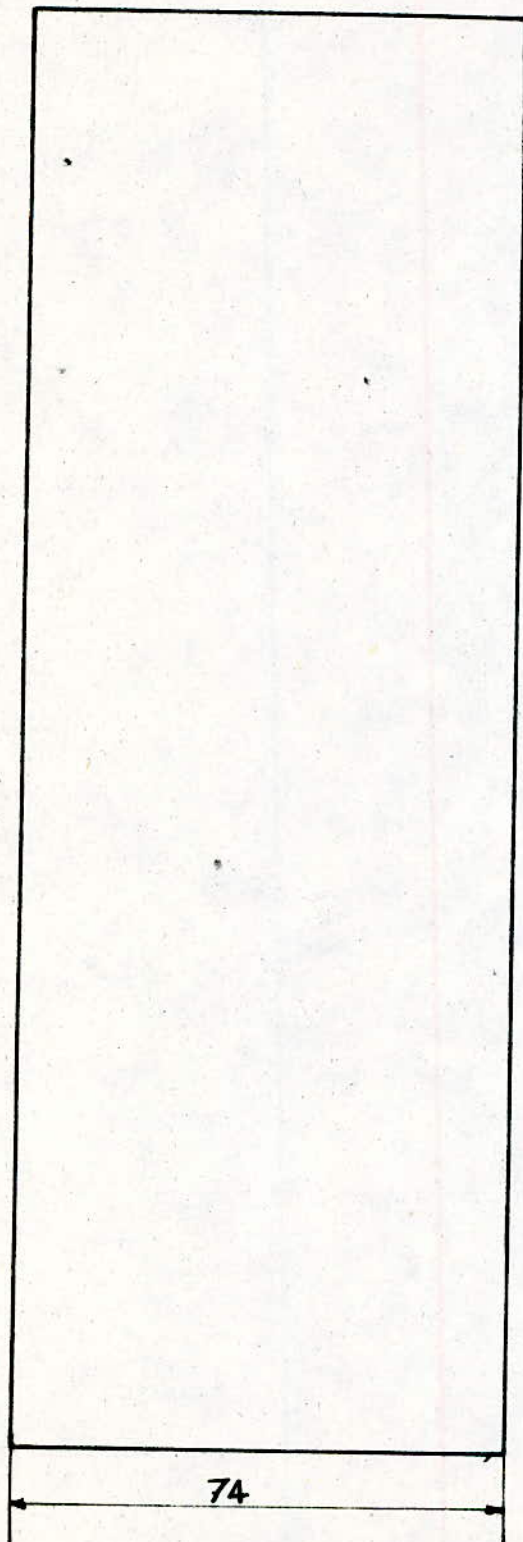


№ 3

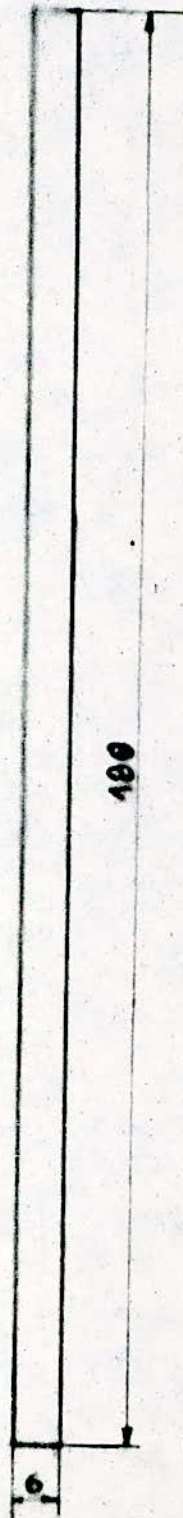


sch 1:1

Nº 4

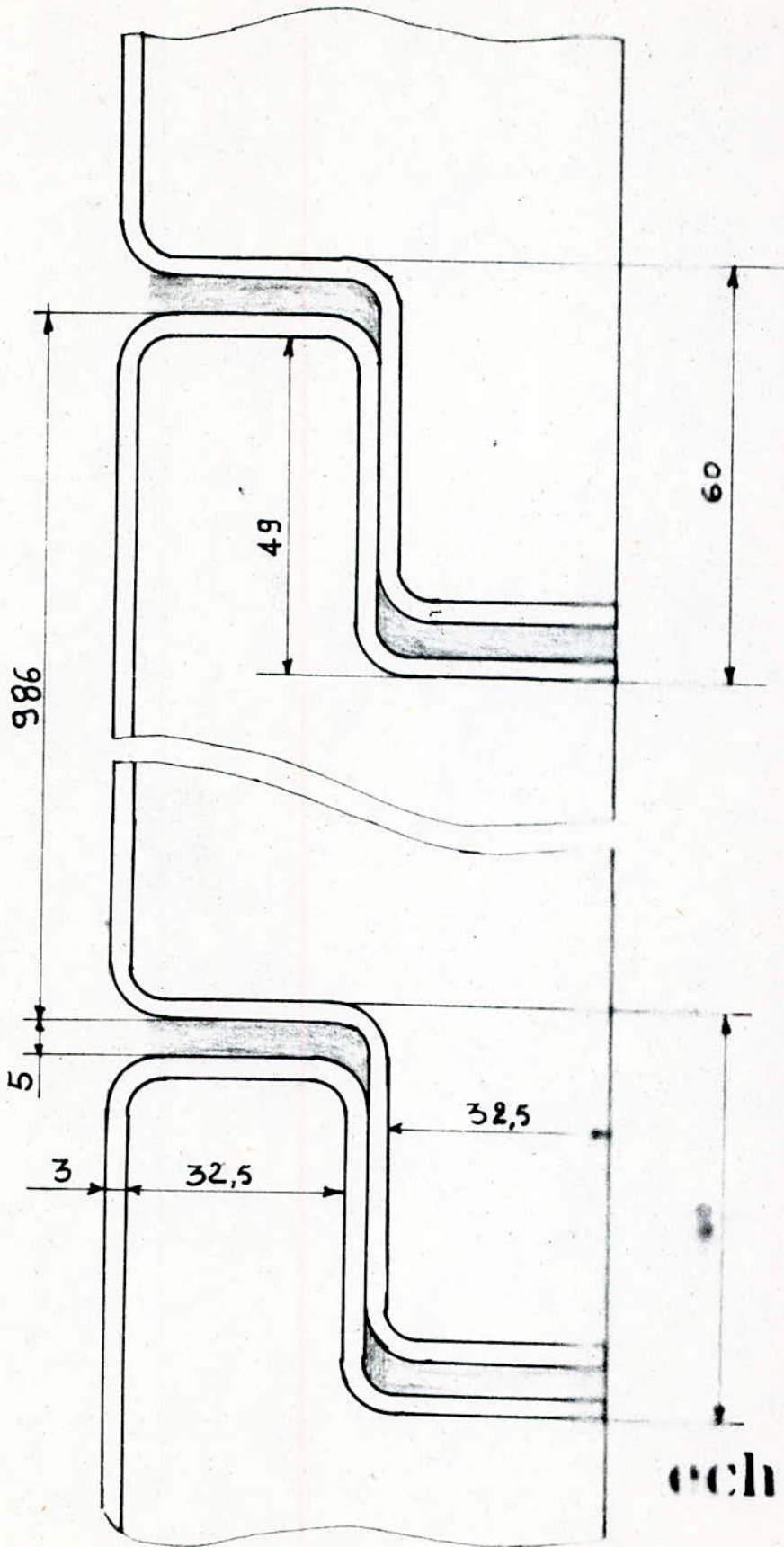


34



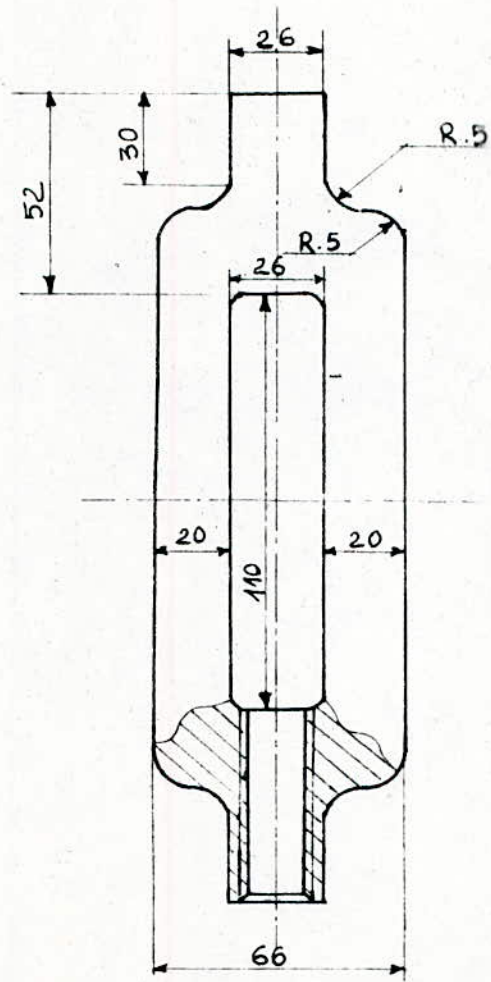
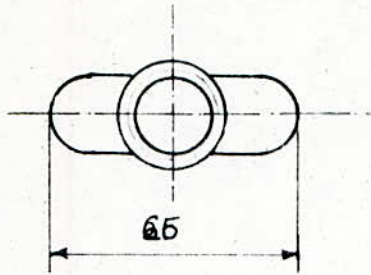
ech 1:1

№ 5



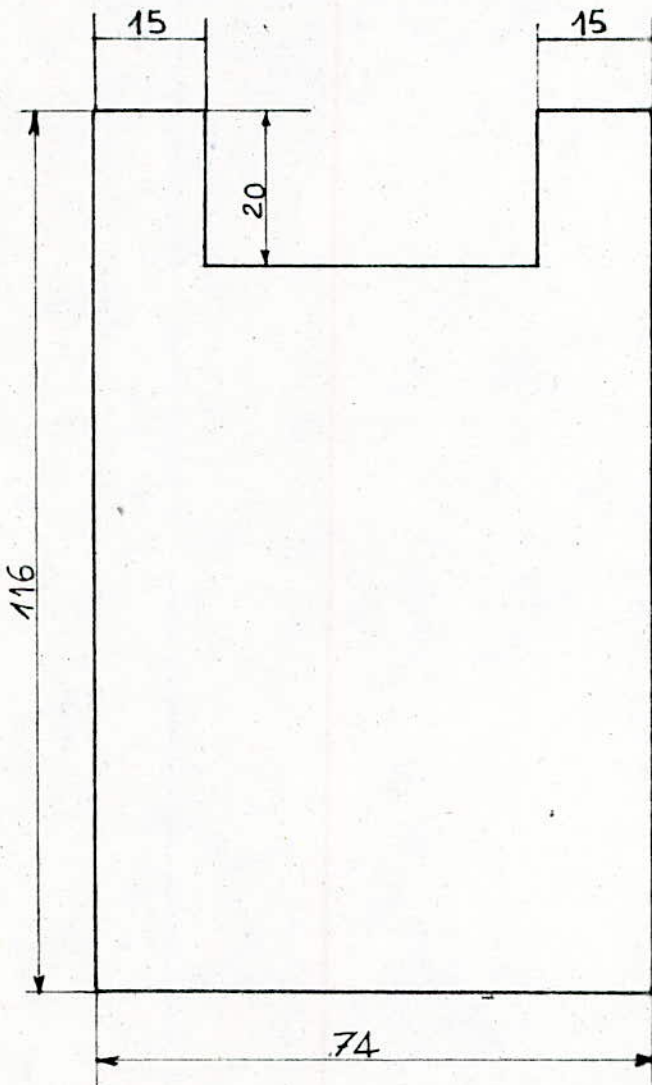
ech 1:1

Nº 6



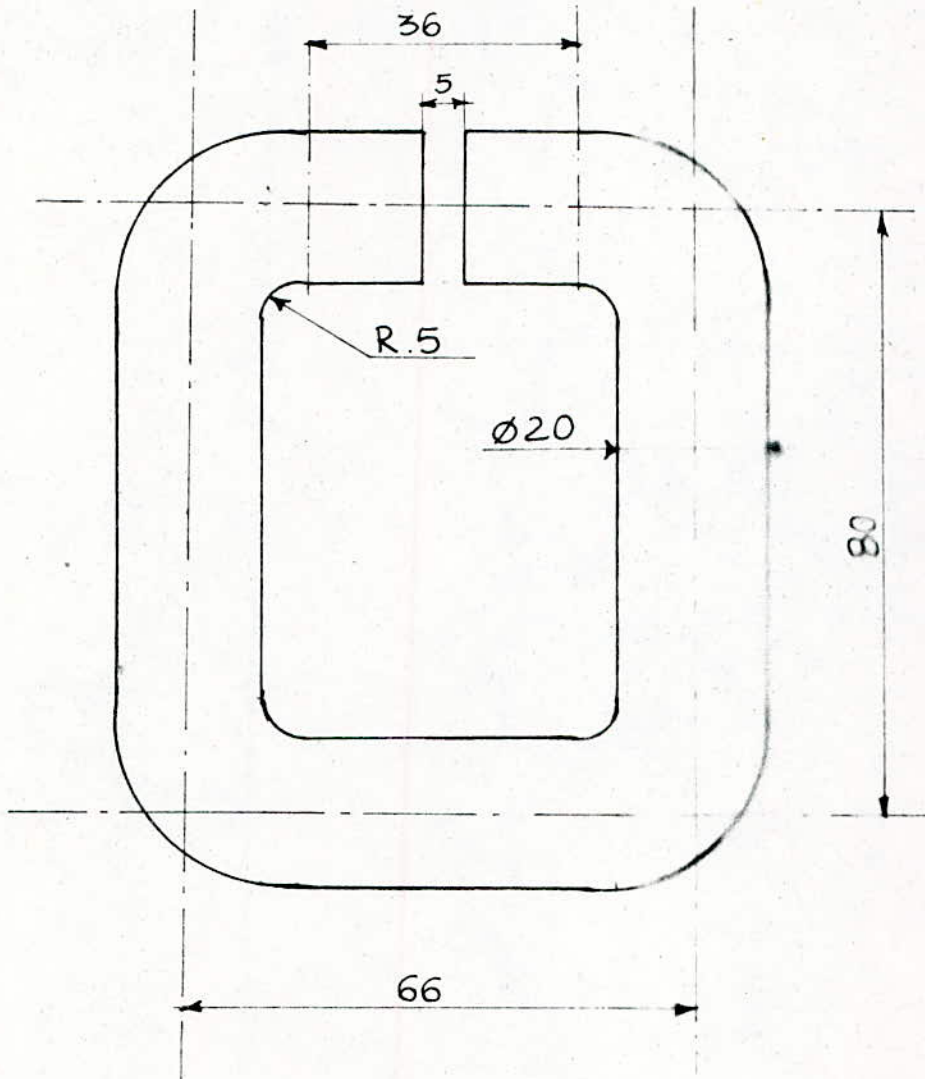
och 1:2

Nº 7



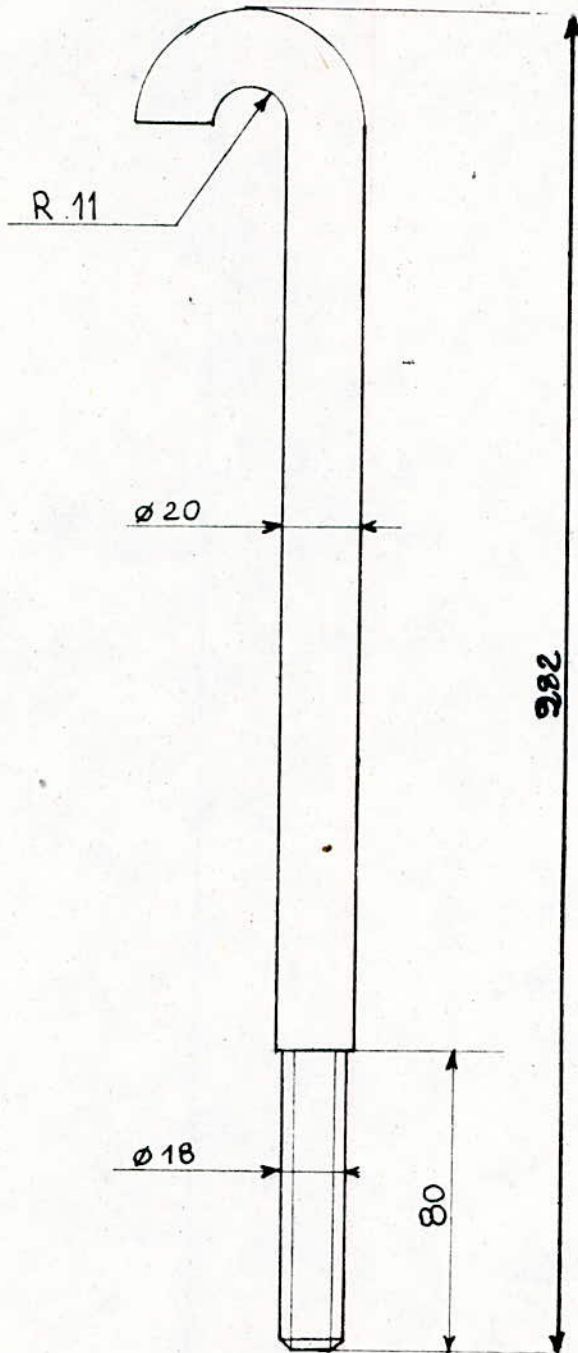
ech: 1 : 1

N°8



ech: 1:1

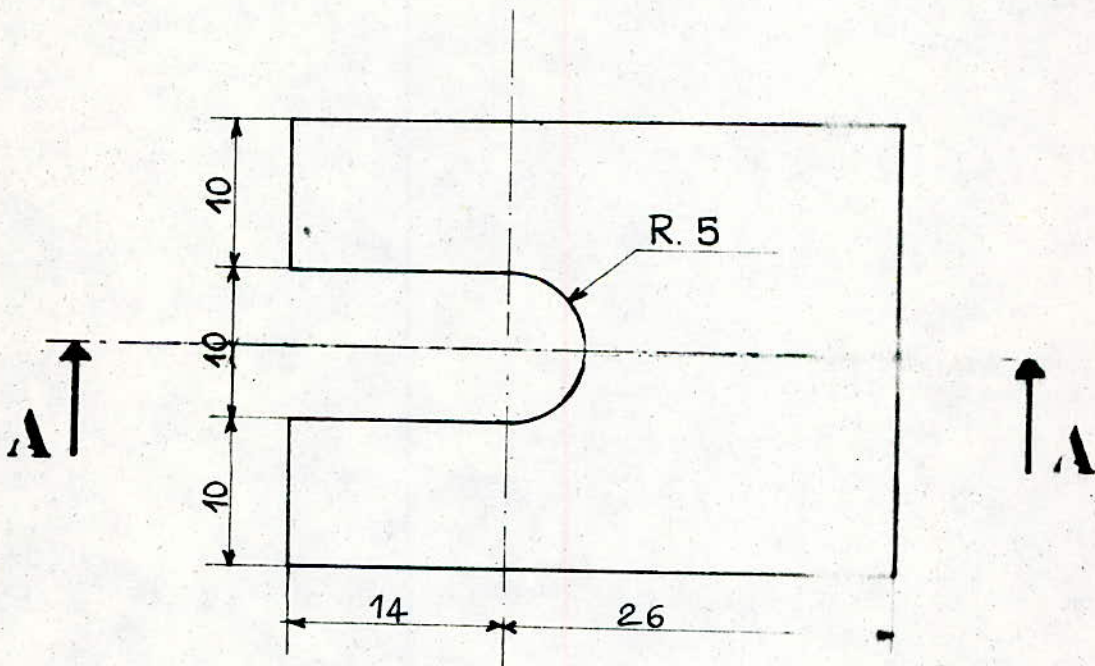
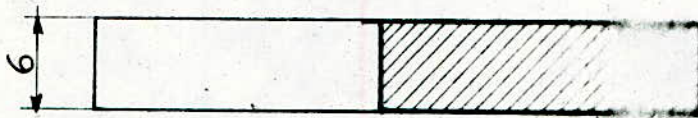
N° 9



ech: 1:20

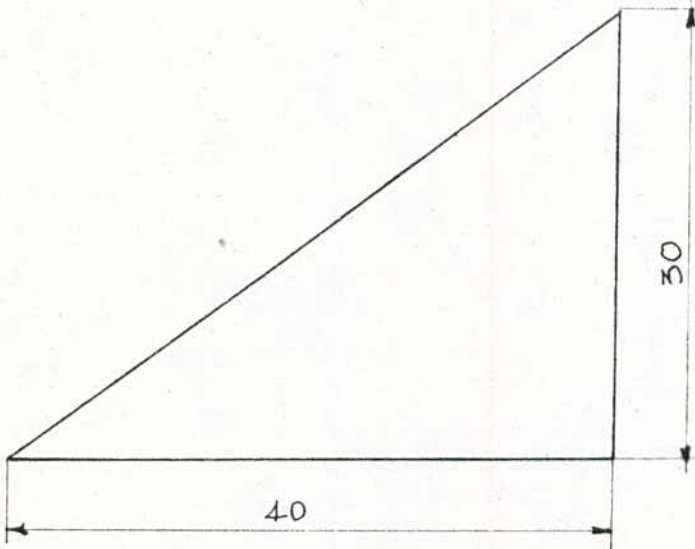
N° 10

coupe A - A



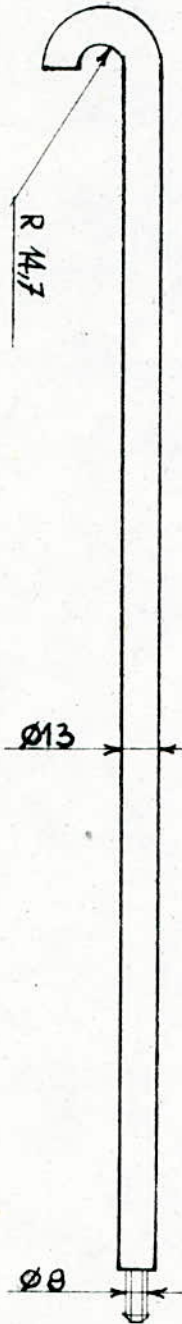
ech: 2-1

N° 11



ech 2:1

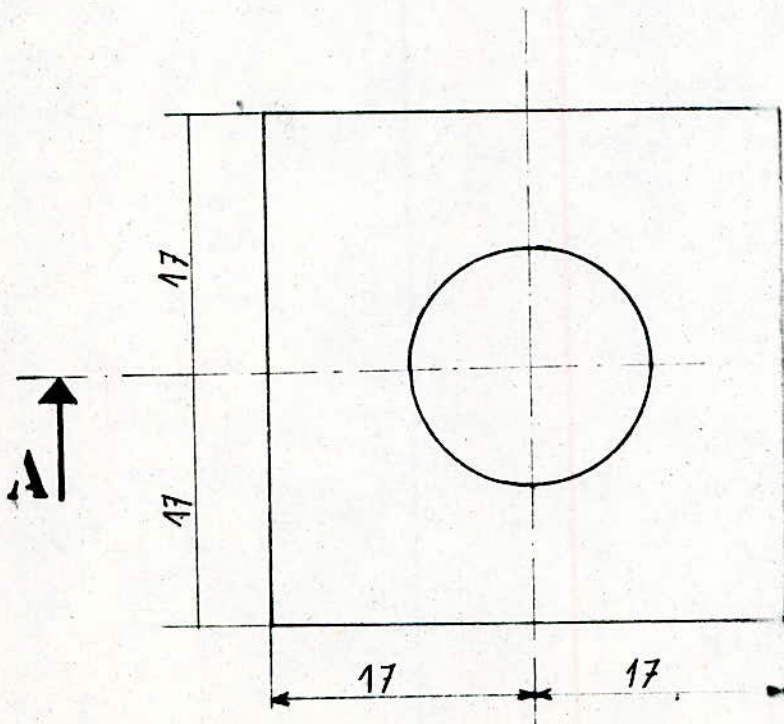
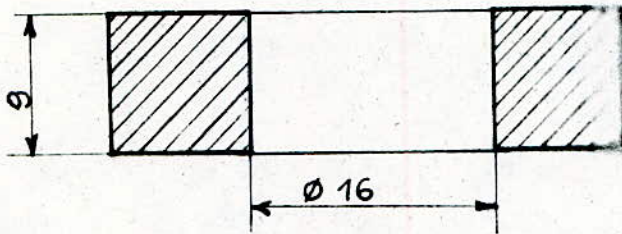
N° 12



ech: 1.25

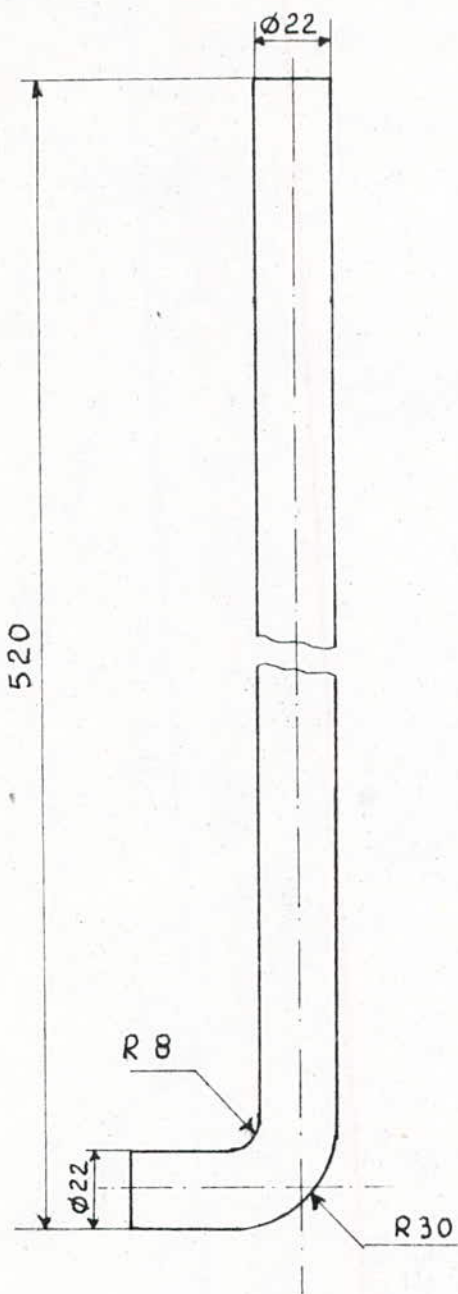
Nº 13

coupe A-A



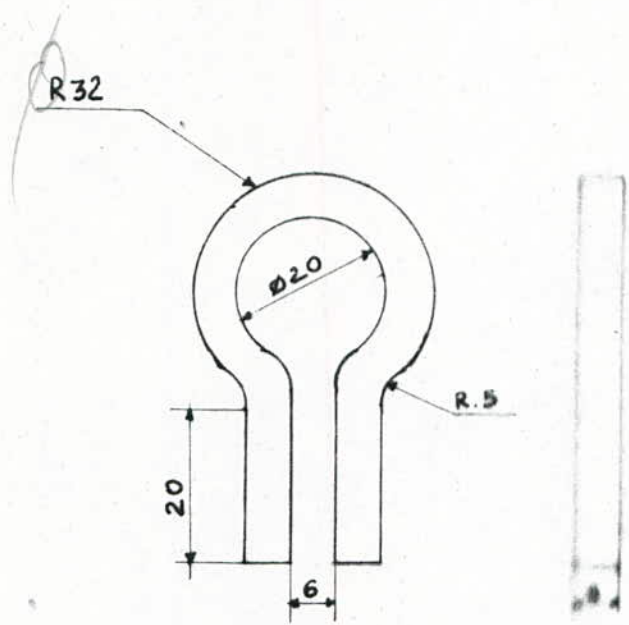
ech: 2-1

Nº 14



ech 1:2

N° 15



ech 1:1

Conclusion

Vue le temps et le volume pris par les parties étudiées et essentiellement la conception même, il nous était malheureusement impossible d'analyser la valeur ainsi que la fabrication du coffrage conçu.

Nous espérons que ce sujet aura une suite, car dans le domaine du coffrage il y a beaucoup de points épineux tel que, l'étanchéité et l'assemblage, et ceci au niveau de l'intersection d'un poteau avec une poutre

Bibliographie

- F. Pierre des coffrages pour EYROLLES
béton armé
- M.J. RICOUARD Coffrages Metalliques.
emplois et applications
- G. PISSARENKO Aide Memore E.M.
A. YAKOVLEV de resistance des
Y. MATVÉEV materiaux.
- S. TARG Elément de mecanique EM
Rationnel
- Technique Probleme de resistance
sovietique des materiaux.

- UTI Regles CM.66 EYROLLES
- BARÈS Tables
- Encyclopédie des sciences industrielles QUILLET
- Cours RDMI , RDMI , FEN 104. , CM4

