Ferme courbe à deux Articulations sur les Appuis.

Les données sont les suivantes :

Portée des fermes 2 x 11.90 + 17.90 = 41.70

Charge en chacun des montants

Charge permanente 1500 kos
Surcharge 500 kos } 2000 kos

On aura pour la charge complète un effort de 2000 kos sur chacun des montants de la ferme.

L'écartement des fermes est de 8.80
La distance des montants 1m15
150 kos charge permanente
50 " surcharge
200 total

200 x 8.80 x 1.15 = 2024 kos

Nous supposons donc 2000 kos comme il est dit précédemment.

Fundação Instituto Marques da Silva

FIMS/[illegible]-05-0001 F.

2

La théorie de l'élasticité ne permet pas de faire le calcul direct des sections des pièces; on commence par une méthode approximative pour déterminer les sections que l'on vérifie ensuite.

Calcul approximatif —

Le calcul de vérification consiste à faire pour chaque pièce le calcul de $\frac{S}{E\omega a^2}$

S longueur de la pièce entre les deux noeuds adjacents, a la distance de la pièce au noeud opposé à

ω la section de la pièce

et E Coefficient d'élasticité

E est constant, ω peut être admis constant de sorte que la formule

$\frac{S}{a^2}$ qui sert au calcul approximatif

peut dans le cas que nous considérons être considérée comme bonne et n'a pas besoin de vérification.

Il faut donc établir le tableau des $\frac{S}{a^2}$ en relevant les longueurs S et a sur l'épure des lignes qui est imposée.

D'où le tableau qui suit :

Fundação Instituto Marques da Silva

FMS/7753-05-0009V

	G	a	a 2	G/a2
1	3.60	0.90	0.81	4.444
2	2.30	1.05	1.1025	2.086
3	2.30	1.10	1.2100	1.900
4	2.30	1.15	1.3225	1.739
5	2.30	1.20	1.4400	1.597
6	2.30	1.25	1.5625	1.4720
7	2.30	1.25	1.5625	1.4720
8	2.30	1.30	1.6900	1.3660
9	2.30	1.35	1.8225	1.2620
10	2.30	1.35	1.8225	1.2620
11	1.75	1.50	2.2500	0.777
12	1.70	1.60	2.5600	0.664
13	1.80	1.65	2.7225	0.661
14	1.75	1.50	2.25	0.782
15	1.75	1.50	2.25	0.782
16	1.70	1.35	1.8225	0.932
17	1.50	1.40	1.96	0.760
18	1.45	1.30	1.69	0.875
19	1.15	1.30	1.69	0.680
20	1.20	1.35	1.8225	0.658
21	1.15	1.30	1.69	0.680
22	1.30	1.35	1.8225	[illegible]
23	1.15	1.35	1.8225	0.631
24	1.10	1.30	1.69	0.651
25	1.15	1.30	1.69	0.679
26	1.20	1.30	1.69	0.769
27	1.15	1.25	1.5625	0.736

Report 31.121

	G	a	a 2	G/a2
28	1.20	1.25	1.5625	0.764
29	1.15	1.20	1.4400	0.792
30	1.20	1.20	1.4400	0.833
31	1.15	1.15	1.3225	0.869
32	1.15	1.15	1.3225	0.869
33	1.15	1.15	1.3225	0.869
34	1.15	1.10	1.210	0.950
35	1.15	1.10	1.210	0.950
36	1.15	1.10	1.210	0.950
37	1.15	1.05	1.1025	1.052
38	1.15	1.05	1.1025	1.052
39	1.15	1.00	1.000	1.150
40	1.15	1.00	1.000	1.150
41	1.15	0.90	0.81	1.419
42	1.15	0.90	0.81	1.419
43	1.15	0.85	0.7225	1.5921
44	1.15	0.85	0.7225	1.5921
45	1.15	0.80	0.640	1.796
46	1.15	0.80	0.640	1.796
47	1.15	0.80	0.640	1.796
48	1.15	0.75	0.5625	2.044
49	1.15	0.70	0.490	2.346

Ensemble 28.054

Report 31.121

Total 59.175

Fundação Instituto Marques da Silva

FMS/1455.05-00027

1

Les expressions $\frac{G}{a_1}$ calculées précédemment sont considérées comme forces dans le polygone des forces (fig 2) et avec distance polaire $= \Sigma \Delta F = \frac{G}{a_1} = 59^m175$ on trace le premier polygone funiculaire, qui détermine le centre de gravité de l'arc. Ce centre S' sert de pôle aux segments interceptés sur la ligne des appuis AB par le 1er polygone et l'on trace le 2e polygone dans lequel les charges agissent verticalement — et le 3e polygone dans lequel les charges agissent horizontalement, dans les deux cas, aux normales opposées aux pièces correspondant aux éléments. Pour le 1er élément seul qui est à peu près plein l'expression est remplacée par $\frac{hs^2}{2}$ et la force agit au centre de l'élément.

Fundação Instituto Marques da Silva

FIMS/1453-05-0002V

L'abscisse X de l'arc AB est déterminée par le polygone 3. — Le polygone 2 détermine sur la section A les segments 77', ces segments se portent horizontalement à partir de X sur XY en joignant les points A et Y par une ligne droite, cette ligne coupe sur la charge correspondante un point de la ligne des intersections des réactions que l'on peut par voie graphique.

La figure 6 donne la composition de toutes les charges en deux réactions ; les directions de ces réactions sont données par la corde des intersections des réactions, on obtient ainsi la réaction totale, qui permet de tracer la ligne de pression.

Fundação Instituto Marques da Silva

THEO/3453-05-00035F

Les lignes de pression déterminent avec le polygone des forces no 6 les forces extérieures à toutes les sections. Ces forces sont égales aux rayons partant des pôles O et 3 donnant les ...

Ceci posé, nous calculons d'abord les

Efforts engendrés par la charge totale.

L'effort dans une pièce s'exprime par

$N = \frac{Qq}{d}$ Q est la force extérieure
q la distance de la force extérieure au noeud opposé à la pièce considérée
d la distance de la pièce au même noeud.

La force extérieure est la somme de toutes les forces agissant sur la construction, à gauche de la section.

Pour les membrures et les treillis voir fig. 72.

Pour les montants voir fig. 72

La force extérieure se mesure donc du pôle O aux points 2.3.4.... pour le cas considéré, la section la plus fatiguée, la réaction totale 18.3 à une échelle de 1 mm pour 2000 kgs ce qui donne une force extérieure = 36600 kgs
et ainsi de suite.

Fundação Instituto Marques da Silva

FIMS/7153-05 0003V

Membrure supérieure C E

$\frac{36600 \times 3.4}{1.4} = 27428^{kg}.5$ Compression

Membrure inférieure D F

$\frac{36600 \times 4.7}{1.4} = 122871^{kg}.4$ Compression

Barre de treillis C F

$\frac{36600 \times 2.5}{5.9} = 15525^{kg}.4$ Tension

Montant C D

$\frac{36600 \times 2.5}{4.3} = 21974^{kg}.4$ Compression

Nota – Pour la barre de treillis et le montant le noeud opposé est déterminé par la rencontre des membrures inférieure et supérieure.

A Quand ces membrures ne sont pas parallèles dans le cas contraire je donnerai la solution après l'exposé complet. —

Charge permanente seule sans Surcharge.

Les efforts se déduisent de ceux qui résultent de la charge totale en multipliant ces derniers par le rapport $\frac{150}{200}$ de la charge permanente à la charge totale.

Fundação Instituto Marques da Silva

FMS/745505-00045

Membrure supérieure CE

$87418,3 \times \frac{3}{4} = 65571,37$ Compression

Membrure inférieure DF

$122871,4 \times \frac{3}{4} = 92153,[illegible]$ Compression

Barre de treillis CF

$15525,4 \times \frac{3}{4} = 11643,75$ Tension

Montant CD

$21977,5 \times \frac{3}{4} = 16483,[illegible]$ Compression

L'épure est la même, la barre change, le calcul fait selon cette

Demi-Surcharge.

La force extérieure pour la demi surcharge est $\frac{3}{4}$ M. mais l'échelle de 0,01 pour tonne est $\frac{500}{2000}$ par pièce. La longueur 0,0565 représente donc

$$\frac{5.65 \times 2000 \times 500}{2000} = 2825 \text{ kos}$$

Deux côtés sont à considérer, la force extérieure étant la même, la formule restant la même $\frac{3}{4}$ mais les distances variant d'après l'une ou l'autre courbe à considérer.

Demi Surcharge.

Côté chargé —

Membrure supérieure C E

$$\frac{2825 \times 1.70}{1.40} = 3430^{k}.345 \text{ Compression}$$

Membrure Inférieure D F

$$\frac{2825 \times 2^{m}.95}{1.40} = 5952^{k}.6575 \text{ Tension}$$

Barre de treillis C F

$$\frac{2825 \times 0^{m}.20}{5^{m}.90} = 95^{k}.79 \text{ Compression}$$

Montant C D

$$\frac{2825 \times 0^{m}.20}{4.30} = 1314.400 \text{ Compression}$$

Fundação Instituto Marques da Silva

F-H1/7453-05-00057

10

Demi Surcharge.

Côté libre

Membrure Supérieure C.E

$$\frac{2.825 \times 7^{m}.80}{1^{m}.40} = 15759^{kg}.23 \quad \text{Tension}$$

Membrure Inférieure D.F

$$\frac{2825 \times 9^{m}.20}{1.40} = 18564^{kg}.22 \quad \text{Compression}$$

Barre de treillis CF

$$\frac{2825 \times 7.90}{5.90} = 3782^{kg}.60 \quad \text{Tension}$$

Montant CD

$$\frac{2825 \times 7^{m}.90}{4^{m}.30} = 5190 \text{ hos} \quad \text{Compression}$$

Fundação Instituto Marques da Silva

TAG/1453-05-0005V

Efforts engendrés par le Vent.

Nous admettons un effort horizontal de 200 kos par mètre carré.

Les efforts calculés en prenant la verticale comme surface frappée ont été calculés de 1 à 34 et notés sur l'épure.

Si nous portons sur une verticale 41m,50 la portée de la ferme et traçons une horizontale parallèle à AB, n étant le segment intercepté entre le 3e polygône funiculaire et son dernier côté, nous trouvons sur l'horizontale supérieure tous les n' qui permettent de construire la ligne des intersections des réactions en portant les n' sur la ligne de l'antipôle X.

En décomposant les réactions correspondant à tous les efforts du vent, on obtient le polygône des forces qui donne la réaction totale de droite.

Au moyen du pôle O4 et des forces de 1 à 34 portées sur l'horizontale passant par l'autre extrémité de la réaction, on construit la ligne de pression qui passe par A et B

Il ne reste plus que déterminer

Fundação Instituto Marques da Silva

FIMS/7453-05-00067

12

les forces intérieures comme on l'a fait pour les charges.

Côté frappé —

Membrure supérieure CE

$$\frac{Qq}{d} = \frac{16000 \times 20^{m}.60}{1^{m}.40} \times \frac{1}{3} = 78476^{kos} \text{ Compression}$$

Membrure inférieure DF

$$\frac{Qq}{d} = \frac{16000 \times 19^{m}.50}{1^{m}.40} \times \frac{1}{3} = 74285^{kos} \text{ Tension}$$

Barre de treillis CF

$$\frac{Qq}{d} = \frac{16000 \times 16^{m}.400}{5^{m}.90} \times \frac{1}{3} = 14915^{kos} \text{ Compression}$$

Montant = CD

$$\frac{Qq}{d} = \frac{16900 \times 16^{m}.40}{4^{m}.30} \times \frac{1}{3} = 20595^{kos} \text{ Tension}$$

Fundação Instituto Marques da Silva

FIMS/7353-05-0006V

Pour le côté libre —

Membrure supérieure C F

$$Qg = \frac{16000 \times 17^{m}.30 \times 1}{1.40 \quad 3} = 65566 \quad \text{Tension}$$

Membrure inférieure D F

$$Qg = \frac{16000 \times 17^{m}.15 \times 1}{1.40 \quad 3} = 65330 \quad \text{Compression}$$

Barre de Treillis C F

$$Qg = \frac{16000 \times 11^{m}.30 \times 1}{5^{m}.90 \quad 3} = 14213 \quad \text{Tension}$$

Montant C D

$$Qg = \frac{16000 \times 11^{m}.30 \times 1}{4^{m}.50 \quad 3} = 14012 \quad \text{Tension}$$

Fundação Instituto Marques da Silva

14

Nous résumons dans le tableau suivant pour les quatre pièces, considérées, les efforts dans les différents cas de surcharge et de vent, ainsi que l'effort total maximum —

Designation de la pièce	Charge permanente	Charge permanente et surcharge totale	Demi Surcharge		Vent		Maximum
			Côté chargé	Côté libre	Côté payé	Côté libre	
Membrane Supérieure CE	− 65571	− 87428	− 3430	+ 15739	− 78476	+ 65666	− 147477
Inférieure DF	− 92154	− 122871	+ 5953	− 18564	+ 74285	− 65330	− 177048
Treillis CF	+ 11644	+ 15525	− 96	+ 3782	− 14915	+ 10213	+ 25639
Montant CD	− 16481	− 21974	− 151	− 5190	+ 20595	+ 14012	− 21974

Fundação Instituto Marques da Silva

FMS/1953-05-0007V

Il y a lieu de déterminer le sens des efforts la règle est la suivante

En considérant la pièce C l'el le point K de rencontre des deux membrures coupées par la section uu - nous appliquons la force 16532 de la barre de treillis des moments par rapport à la section uu, que le point K et de façon que son moment soit de même signe que la force extérieure. Si la force 16532 appliquée contre la section tend la pièce est comprimée. - Si cette force s'en éloigne, elle est tendue. —

Détermination des sections à employer.

Membrure supérieure C.E.

Nous avons trouvé 147477 à la compression

supposons de l'acier qui travaille à

12 kos le mm² section

Il faut donc une section de

$$\frac{147477}{12} = 12289^{mm^2}.75$$

Fundação Instituto Marques da Silva

FIMS/...-05-00087

soit un poids au mètre courant de

12289.kg75 × 0,0078 = 95.kos 860

deux cornières 100 - 100 - 11 à 16 kos 32 kos

1 âme 300 - 10 ——— 23.kos 4

deux plates-bandes 220 - 12 40.kos 58

Ensemble 95.kos 98

Membrure Inférieure.

177048 à la compression

acier 12 kos le mm²

$\frac{177048}{12} = 14754 \frac{mm^2}{}$

soit un poids de membrure

14754 × 0,078 = 115 kos 08

Fundação Instituto Marques da Silva

FMS/1453-05-0008V

2 cornières 100-100-11 —	32 kos
1 âme 300-10 —	23 kos 60
3 Platefandes 220-12	60 kos 77
	116 kos 17

Barre de treillis.

16532 kos à la tension

Supposons fer à 8 kos.

$\frac{25632}{8} = 3204.80^{mm^2}$

et un poids de

$3204.80^{mm^2} \times 0.078 = 24.^{kos}977$

en déduisant les trous

deux plats 160-12 à 23.kos97 = 27.kos74.

Fundação Instituto Marques da Silva

FiMS/7753-05-0009F

Montants

21974 Compression

par 8 kos

$\frac{21974}{8} = 2747^{mm^2}$

et un poids de

$2747 \times 0{,}0078 = 21^{k}4266$

soit 2 ls 120 — 15 = 15^{kos}75

Fundação Instituto Marques da Silva

FIMS/MSS-05-000MV

Note _ Page 7.

Dans le cas des membrures parallèles
ou presque parallèles,

Il suffit (puisque le rayon R n'existe plus)
de décomposer, dans le polygone des forces,
la force extérieure, suivant une parallèle
aux membrures et suivant la barre de tirage.

Pour le tirant

Suivant une parallèle aux membrures
et suivant la direction du tirant

Fundação Instituto Marques da Silva

FAU/7753-05-0070

Ferme à treillis simple avec Marquises

Portée d'axe en axe des appuis ... 26m.60
Porte à faux des Marquises 5m.50
Ecartement des Fermes 7m.30

Charges au mètre Carré de projection horizontale:

Marquises –		Comble	
Métal	20 Kgs	Métal	45 Kgs
Couverture en tôle ondulé	75 Kgs	Couverture en tôle ondulé	15 Kgs
Surcharge	50 Kgs	Surcharge	50 Kgs
Ensemble	85 Kgs	Ensemble	110 Kgs

Les efforts sont Concentrés aux points

A. E. C. E pour les Marquises

et aux points

1. 2. 4. 6. 8. 10. 12. 14 pour la ferme

Marquises

en B et C

la charge est de $85 \times 7.30 \times 1.80 = 1116.900$ Kgs

en E

la charge est Moitié de la précédente = 558.450 Kgs

Fundação Instituto Marques da Silva

FMS/1358-05-000117

et en A elle est de

$85 \times 7^{m}.30 \times 0.75$ ——— $= 468^{K}.375$

Pour la ferme
Les points 2 – 4 – 6 – 8 – 10 – 12
sont chargés également soit de
$110 \times 7^{m}.30 \times 2$ = ——— = 1606 Kgs
et les points 1 et 14 sont chargés
de moitié soit de ——— = 803 Kgs

Les efforts intérieurs dans la ferme sont déterminés dans le polygone des forces, ou les charges ont été portées les unes à la suite des autres sur une Verticale A' – 1' – Dès lors la partie extrême étant supposé pleine, on détermine la force extérieure qui doit fixer les efforts dans les premières pièces a, b, c. Le polygone funiculaire A' O' B avec O' comme pôle permet de tracer x y z qui donne la résultante R. par suite la direction A'B' qui permet de mesurer tous les efforts dans le polygone des forces et en même temps le genre de travail.

A'B'c mesure de C = 1100 tension
cba " b = 2900 tension
" a = 4150 Compression
ade " d = 2250 Compression
" e = 4050 tension
adfij " f = 950 tension
" i = 3350 Comprimé
" j = 1950 tension

Fundação Instituto Marques da Silva

FMS/3353-05-0011V

e d j i g	mesure de g = 4750	Compression
g i j h F E	mesure de h = 3850	Compression
h – FH – K – et la réaction totale 14-A'	" FH = 7500	Compression
	" K = 3900	Compression
l – n – 14.2 – o – 2.1 –	" l = 4000	Compression
	n = 5100	tension
	o = 2450	tension
	2.1 = 2600	Compression
1.2 – 2.3 – m – n	2.3 = 16300	Compression
	m = 11000	Compression
1.2 – 2.3 – p – 4.2	p = 18250	tension
	4.2 = 20300	Compression
o – 2.4 – 4.5 – 5.14	4.5 = 6300	compression
	5.3 = 19300	tension
2.4 – 4.5 – q – 6.4	q = 5450	tension
	6.4 = 24950	Compression
p – 4.6 – 6.7 – 7.14	6.7 = 4150	Compression
	5.7 = $\frac{19300 + 4700}{24000}$	tension
4.6 – 6.7 – r – 8.6	r = 2650	tension
	8.6 = 27200	Compression
6.8 – 8.9 – 97.14	8.9 = 2100	Compression
	7.9 = $\frac{24000 + 2100}{26100}$	tension

Fundação Instituto Marques da Silva

FMS/1753-05-00127

4/

6.8 – 8.9 = S – 10.8 [S = 500 tension ; 10,8 = 2760 Compression

8.10 – 10.11 – 11.9.14 [10-11 = 400 Compression ; 11-9 = $\frac{26100+400}{26500}$ tension

8.10 – 10.11 – t – 12,10 [t = 1100 Compression ; 12.10 = 2680 Compression

10.12 – 12.13 – 13.11.14 [12.13 = 850 tension ; 13.11 = $\frac{26500+700}{27200}$ tension

10.12 – 12.13 – u – 14.12 [u = 2250 Compression ; 14.12 = 2550 Compression

12.14 – 14.15 – 15.13.14 [14.15 = 1200 ½ ferme tension ; 15.13 = $\frac{27200+1400}{28600}$ tension

Il y a lieu de voir si la surcharge de 50 Kgs est suffisante pour le vent Violett. Nous admettrons un vent de 200 Kgs au mètre Carré avec une inclinaison de 10° sur l'horizontale. Dans ces conditions la projection de la toiture sur la direction perpendiculaire à celle du vent est de 7m50 – L'effort total émis par le vent sur une ferme est de

$$200 \times 7.^{m}50 \times 7^{m}.300 = 10950$$

Dans les charpentes qui n'ont pas une très grande portée on néglige les efforts horizontaux de sorte que les efforts verticaux seuls pour une ferme de 14900 Kgs pour une surface de

$$\frac{26.60}{2} \times 7^{m}.30 = 97.^{m2}09$$

ce qui correspond bien aux 50 Kgs de surcharge

Fundação Instituto Marques da Silva

FMS/1953-05-0012V

Ferme à Treillis Simple avec Marquises.

Portée 26m.600

R = 8 Kgs

Arbalétriers

1.2 = 2600

2.4 = 20500

4.6 = 24950

6.8 = 27200

8.10 = 27650

10.12 = 26850

12.14 = 25500

$\frac{27650}{8} = 3456$

deux Cornières 90×90×11

section

90×11 = 990

79×11 = 869

3718

1871 ×2 = Section de 3638

avec des Cornières 90-90-10 on travaillera à 8 Kg

Entraits

3-5 = 19300

5-7 = 24000

7-9 = 26100

9-11 = 26500

11-13 = 27200

13-15 = 28600

Il prendra deux Cornières 90×90×10 au milieu pour 13-15 la plaque de Jonction des deux parties de la ferme fera l'accident

---

Montants -

2-3 = 16300 — 2 Cornières 70-70-8

4-5 = 6300 — 2 d° 45-45-5

6-7 = 4150 — 2 d° 40-40-5

8-9 = 2100
10-11 = 400
12-13 = 850
14-15 = 2100
} — 2 C^s 35-35-4

Fundação Instituto Marques da Silva

FMS/1755-05-00137

6

Treillis

K = 3900 } 2 Cornières 40×40×5
l = 4000 }

m = 11000 2 Cornières 60×60×7

n = 5100 entrait

o = 2450 2 Cornières 40×40×5

p = 1820 2 d° 70×70×7

q = 5450 2 d° 45×45×5

r = 2650 }
s = 500 }
t = 1100 }
u = 2350 } 2 Cornière 40-40-5

Fundação Instituto Marques da Silva

FMS/7753-05-00136V

Marquises

a = 4150 — 2C 40-40-5

b = 2400
c = 1100
d = 2250 } — 2C 35×35×4

e = 4050 2C 40×40×5

f = 450 2C 35×35×4

g = 4750 2C 45×45×5

i = 3350 2C 40×40×5

j = 1950 2C 35×35×4

h = 3850 2C 40×40×5

Note — Dans les pièces où il y a tension on peut employer des fers plats ou bien des Cornières si on le juge à propos.

Fundação Instituto Marques da Silva

FIMS/7353-05-0014

Ferme Courbe à deux Articulations sur les Appuis —

La figure 1 donne le Schéma de la ferme à $\frac{m}{0,01}$ pour mètre elle repose sur deux petites surfaces d'appui mais en admettant que la réaction passant par le milieux de ces surfaces d'appui, le calcul de la ferme se fera par la théorie de l'élasticité.

la ferme a 41.m70 portée
les fermes étant espacés de 8.m80 et la distance des Montants 1.m15 nous avons en admettant 150 Kgs Charge permanente
50 Kgs Surcharge
200 Kgs au m²

1.m15 × 8.m8 × 200 = 2024 Kgs

Soit une hypothèse (Vraie) 2000 Kgs par montant dont 500 Surcharge

Nous Calculons d'abord les $\frac{S}{a^2}$ par le profil adopté dans cette expression { S représente la longueur de la pièce
a la distance de la pièce au nœud opposé
et la section des membrures est supposé constante
dès le tableau ci Joint:

(Nous admettons le panneau bien plein et le point d'application au Centre de gravité (2))

N.os des pièces	Leur longueur S	la distance a au nœud opposé	a^2	$\frac{S}{a^2}$
1	3.m60	0.m90	0.8100	4.444
2	2.m30	1.m05	1.1025	2.086
3	2.m30	1.m10	1.2100	1.900
4	2.m30	1.m15	1.3225	1.739
5	2.m30	1.m20	1.4400	1.597
6	2.m30	1.m25	1.5625	1.472
7	2.m30	1.m25	1.5625	1.472
8	2.m30	1.m30	1.6900	1.366
9	2.m30	1.m30	1.6900	1.366

Fundação Instituto Marques da Silva

FMS/3453-05-0025F

2/

Nos des pièces	leur longueur S	la distance a au nœud opposé	a^2	$\frac{S}{a^2}$
10	2.30	1.35	1.8225	1.262
11	1.75	1.50	2.2500	0.777
12	1.70	1.60	2.5600	0.664
13	1.80	1.65	2.7225	0.661
14	1.75	1.50	2.2500	0.782
15	1.75	1.50	2.2500	0.782
16	1.70	1.35	1.8225	0.932
17	1.50	1.40	1.9600	0.766
18	1.45	1.30	1.6900	0.857
19	1.15	1.30	1.6900	0.680
20	1.20	1.35	1.8225	0.658
21	1.15	1.30	1.6900	0.680
22	1.30	1.35	1.8225	0.718
23	1.15	1.35	1.8225	0.631
24	1.10	1.30	1.6900	0.651
25	1.15	1.30	1.690	0.679
26	1.20	1.30	1.690	0.769
27	1.15	1.25	1.5625	0.736
28	1.20	1.25	1.5625	0.764
29	1.15	1.20	1.4400	0.798
30	1.20	1.20	1.4400	0.833
31	1.15	1.15	1.3225	0.869
32	1.15	1.15	1.3225	0.869
33	1.15	1.15	1.3225	0.869
34	1.15	1.10	1.2100	0.950
35	1.15	1.10	1.2100	0.950
36	1.15	1.10	1.2100	0.950
37	1.15	1.05	1.1025	1.052
38	1.15	1.05	1.1025	1.052

Fundação Instituto Marques da Silva

FMS/7453-05-0035 ✓

N° des pièces	Leur longueur S	la distance au second appui	a^2	$\frac{S}{a^2}$
Déjà porté	~~38~~	~~1.15~~	~~1.05~~	~~1.052~~
39	1.15	1.00	1.0000	1.150
40	1.15	1.00	1.0000	1.15
41	1.15	0.90	0.8100	1.419
42	1.15	0.90	0.8100	1.419
43	1.15	0.85	0.7225	1.591
44	1.15	0.85	0.7225	1.591
45	1.15	0.80	0.6400	1.796
46	1.15	0.80	0.6400	1.796
47	1.15	0.80	0.6400	1.796
48	1.15	0.75	0.5625	2.044
49	1.15	0.70	0.4900	2.346

$$\Delta E = \sum \frac{S}{a^2} = 59.175^{m/m}$$

La figure 2 Polygone des forces (l'échelle 0m.004 p/ mètre) donne sur l'horizontale $\frac{59.175 \times 4}{1000}$ soit 236.7^{mm}

En prenant 0, point pôle distant de l'horizontale des pieds de ferme de $\sum \frac{S}{a^2} = \Delta E$ nous traçons le premier polygone funiculaire dans la figure 3. Ce premier polygone détermine la hauteur S' du centre de gravité de l'arc.

Le point S sert comme de pôle aux segments interceptés sur la ligne des appuis par le premier polygone et permet de tracer le 2e polygone funiculaire, figure 4. et le 3e polygone funiculaire, figure 5.

Les charges agissent toujours aux nœuds opposés aux pièces correspondant aux éléments.

Fundação Instituto Marques da Silva

FMS/MS505-00167

4/

Le 3ième Polygone funiculaire Détermine la hauteur sur X'X de l'antipole X de l'arc AB

Le 2ième Polygone funiculaire donne sur la Verticale de A aux points 1.2.3 jusque 28 par projection les longueurs qui portées aux points Correspondants sur la ligne X'X à partir de X et avec les mêmes N°s déterminent la ligne des Intersections des réactions.

La figure 6 donne (lue à la suite de l'autre) la décomposition de toutes les charges en deux réactions. Les directions des réactions sont données par la courbe des intersections des réactions (Suivez le N° ECED)

Avec le pôle O_2 la ligne de pression pour la Charge totale est déterminée

et avec le pôle O_3 la ligne de pression pour la demi charge.

Les lignes de pression déterminent avec le polygone fig 6 les forces extérieures à toutes les sections - Ces forces sont égales aux rayons partant des pôles O_2 ou O_3 suivant la Charge totale ou la demi - Surcharge -

1° Charge totale pour membrure Supérieure D°

la force extérieure est de 36600 (la réaction totale) il faut multiplier par la distance du Nœud opposé C à cette charge soit 4m.40 et diviser par la distance du même nœud à la membrure soit 1.35

Resultat $\frac{36600 \times 4^{m}.40}{1.35} = 119288$ Compression

Fundação Instituto Marques da Silva

FMS/7453-05-0016V

2° Charge totale pour Membrure Supérieure CE
même force extérieure 36600 Kgs
la distance du nœud opposé est de 3m.10
et la distance du nœud à la membrure 1m.35

Soit $\frac{36600 \times 3.10}{1.35} = 84044$ tension

3° charge totale pour barre de treillis CF'
La même méthode ne donne pas de résultat parce que les membrures sont presque parallèles mais dans le polygone des forces fig 6 il suffit de décomposer la force extérieure (qui est la réaction totale pour ce cas) suivant une parallèle aux membrures et suivant la barre de treillis on trouve ainsi
pour CF' 10400 à la Compression

4° Charge totale pour montant CD -
de même que pour CF' décomposition suivant une parallèle à la membrure et suivant une parallèle au Montant Soit
pour CD 7000 Kgs à la ~~Compression~~ tension

Charge permanente - (Sans surcharge)
il suffit de multiplier par le rapport de 1500/2000 des efforts
et Membrure BF' $\frac{1500}{2000} \times 119288 = 89466$ Compression
Membrure CE $\frac{1500}{2000} \times 84044 = 63033$ tension
treillis CF $\frac{1500}{2000} \times 10400 = 7800$ Compression
Montant CD $\frac{1500}{2000} \times 7000 = 5250$ - Compression

Fundação Instituto Marques da Silva

FMS/7753-05-0007F

6/ Demi-Surcharge -

La force extérieure pour les pièces CE, DF, CF, CD est de $\frac{11800 \times 500}{2000} = 2950 = Q$

la formule est $\frac{Qq}{d}$ (ceci pour FD) | Q est la force extérieure
q la distance de la force Q au nœud C
d la distance de la pièce au nœud C

et en introduisant les nombres dans la formule on trouve les efforts suivants;

Membrure FD $= \frac{2950 \times 9.30}{1.30} = 21104^{Kgs}$ Compression

Membrure EC $= \frac{2950 \times 8.05}{1^{m}.35} = 17590^{Kgs}$ tension
(le nœud est F)

Treillis CF $= \frac{2950 \times 5.05}{9.00} = 1656.27^{Kgs}$ Compression
(Voyez F sur Courbe)

Montant CD $= \frac{2950 \times 5.05}{8^{m}.60} = 1752.64^{Kgs}$ tension -

---

Efforts engendrés par le Vent

Les forces intérieures se calculent par $\frac{Q-q}{d}$

ou Q est la force extérieure
q la distance au nœud opposé
d la distance normale du nœud à celle-ci

Pour les pièces principales que nous avons étudiées jusqu'ici nous avons

Membrure inférieure DF $\frac{15500 \times 21^{m}.50}{1,30} = 25662$ tension

Membrure supérieure EC $\frac{15500 \times 20^{m}.40}{1,35} = 23200$ Compression

Fundação Instituto Marques da Silva

RHS/7753-05-0077V

Barre de treillis $15500 \times \frac{5{,}05}{9{,}00} = 8674.40$ kgs Tension

Montant $16150 \times \frac{5{,}05}{8{,}60} = 1050$ kgs Compression

~~Achando os valores~~

Da maneira precedente ~~achou-se~~ forme ~~mencionou~~ achados os esforços correspondentes ás peças FD, EC, CF, CD. De ~~mesma~~ idêntica forma se procede para achar os valores dos restantes pannos anos. Estando feito o traçado de todas as curvas e foi especialmente ~~que fizemos~~ em effeito, fácil é achar o valor das secções de todas as peças

Para FD tomando como maximo o valor da carga total 119288 teremos empregando a equação

$$\Omega = \frac{F}{R}$$

$$\Omega = \frac{119288}{8} = 14911$$

empregando para constituir a nervura um banzo de 350 × 13, a alma tendo 330 × 15 e duas cantoneiras de 120 × 120 × 12 teremos a secção seguinte

Banzo	350 × 13 =	4550
alma	330 × 15 =	4950
cantoneiras	2 × 120 × 120 × 12 =	5472
somma		14972

D'esta fórma achamos

para nervura EC

banzo	350 × 10
alma	300 × 15
cantoneira	100 × 100
	10

para a barra inclinada

CF duas cantoneiras de 60 × 60 × 7

para o montante CD

duas cantoneiras

Fundação Instituto Marques da Silva

FIMS/7753-05-0018