

UNIVERSITÉ D'ALGER

18/78

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

1 ex

PROJET DE FIN D'ETUDES



Proposé par

Mr. T. CHOREAN

Etudié par :

B. MEHDAOUI

A. BOUFARROUDJ

Promotion : Janvier 78

UNIVERSITÉ D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

**PAVILLON
D'EXPOSITION**

Proposé par

Mr. T. CHOREAN

Etudié par :

B. MEHDAOUI

A. BOUFARROUDJ

Promotion : Janvier 78

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

يَرْفَعُ اللَّهُ الَّذِينَ آمَنُوا مِنْكُمْ

وَالَّذِينَ آمَنُوا بِالْعِلْمِ وَرَجَعُوا
قرآن کریم

A NOS PARENTS

A NOS AMIS

B. Mehdaoui

A. Boufarrondj

A MON COUSIN RACHID

B Mehdaoui

Il nous est très agréable d'exprimer nos sincères
remerciements à tous les professeurs de l'École
Nationale Polytechnique qui ont contribué à
notre formation.

Nous remercions vivement M^{re} TIBERIU CHOREAN.

pour les conseils et son aide très utile, sans oublier
l'immense sympathie qu'il a témoignée envers nous.

Nous remercions également Hadj Slimane Amine et
Benmansour Benali pour leur collaboration technique.

Nous dédions cette étude à nos parents et à tous nos
amis dont l'aide nous a été d'un grand intérêt.

INTRODUCTION



Dimensions du Pavillon : 20×144 m. (12 travées).

Caractéristiques des Pontes :

- Ponte transversale : composée à âme pleine
- Ponte longitudinale : à âme pleine.

Caractéristiques des poteaux :

- Poteau central : composé à âme pleine
- Poteau de rive : à âme pleine.

Couverture : Tôle d'acier galvanisé, Espacement entre pannes
2.5 m.

Remplissage : TN 40 + vitrage.

Région de la construction : ALGER.

Sol : $\bar{\sigma}_s = 4$ bars.

ESTIMATION DES CHARGES ET

SURCHARGES

— . — . —

I Estimation des charges permanentes.

Pannes	3 dAN/m ²
Couverture tôle d'acier galvanisé	6 dAN/m ²
Accessoires	3 dAN/m ²

II Neige

1^o Surcharges normales.

Elles doivent engendrer des sollicitations qui ne doivent pas poser des dommages aux constructions. Elles ont la probabilité d'être atteintes une ou deux fois au cours de l'année.

2^o Surcharges extrêmes

Elles ne doivent pas mettre la construction ou une partie de celle-ci hors service. Ces surcharges extrêmes peuvent être atteintes au moins une fois pendant la durée de la construction.

3^o Valeurs.

Pour Alger on a :

$$N_n = 20 \text{ dAN/m}^2$$

$$N_e = 1,5 \cdot 20 = 30 \text{ dAN/m}^2$$

Le toit sera calculé pour les 2 cas de surcharges.

- Surcharge uniforme : N_n et N_e .

Sur charge non uniforme : $1,5 N_n$ $1,5 N_e$
 $2,5 N_n$ $2,5 N_e.$

III Vent

c'est le cas d'une construction prismatique à base rectangulaire reposant sur le sol

Pressions dynamiques.

on suppose que les pressions dynamiques sont constantes sur toute la hauteur de la construction.

$$q_n = q_{10} \cdot k_{rn} \cdot k_s.$$

$$q_e = q_{10} \cdot k_{re} \cdot k_s.$$

k_r = coefficient de région.

k_s = coefficient de site

Alger : $k_{rn} = 1.$

$$k_{re} = 1,75$$

$$k_s = 1 \text{ (site normal)}$$

Si m : $q_n = 69 \cdot 1 \cdot 1 = 69 \text{ dan/m}^2$

$$q_e = 69 \cdot 1,75 \cdot 1 = 120,75 \text{ dan/m}^2$$

Reductions

Les pressions dynamiques peuvent être affectés d'un coefficient de réduction S donné en fonction de la plus grande dimension offerte au vent (Horizontale ou verticale)

$$h = 11 \text{ m} \Rightarrow S = 0,83. \quad \text{Surface abritée} \Rightarrow m = 1.$$

Vérification

Il faut que l'ensemble des réductions reste inférieur à 33%

$$(1 - 8) m = (1 - 0,83) \cdot 1 = 0,17 < 0,33$$

On vérifie également les émissions aux limites

$$q_n \cdot S \cdot m. > 30 \text{ dan/m}^2$$

$$q_e \cdot S \cdot m. > 52,5 \text{ dan/m}^2$$

$$69 \cdot 0,83 \cdot 1 = 58 > 30 \text{ dan/m}^2$$

$$120,75 \cdot 0,83 \cdot 1 = 100 > 52,5 \text{ dan/m}^2$$

Pressions dynamiques à considérer

$$P_{en} = 58 \text{ dan/m}^2$$

$$P_{ve} = 100 \text{ dan/m}^2$$

Majorations

- Actions dynamiques exercées par le vent.

Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent on majore les pressions dynamiques par un coefficient β au moins égal à l'unité et donné par la formule:

$$\beta = (1 + \zeta z)$$

ζ = coeff. de réponse en fonction de la période T

on détermine T : période dans le cas des ossatures métalliques.

$$T = 0,11 \cdot \frac{h}{\sqrt{l_x}}$$

h = hauteur du bâtiment

l_x = dimension en plan de la direction considérée

$$h = 11 \text{ m.}$$

$$l_n = 80 \text{ m.}$$

$$T = 0,1 \cdot \frac{11}{\sqrt{20}} = 0,13 \text{ s. d'inv } \xi = 0,2.$$

τ = coefficient de pulsation en fonction de la hauteur

$$h = 11 \text{ m} \Rightarrow \tau = 0,36.$$

$$\beta = 1 + \xi \tau.$$

$$\beta = 1 + 0,2 \cdot 0,36.$$

$$\beta = 1,072.$$

Les pressions dynamiques à prendre en compte.

$$V_n = P_{vn} \cdot \beta = 58 \cdot 1,072 = 63 \text{ daN/m}^2$$

$$V_e = P_{ve} \cdot \beta = 100 \cdot 1,072 = 108 \text{ daN/m}^2$$

$V_n = 63 \text{ daN/m}^2$ $V_e = 108 \text{ daN/m}^2$
--

Pour la détermination des coefficients c_e et c_{ei} nous considérons.

A. Construction complètement fermée ($\mu < 5\%$)

1^o Actions extérieures.

* Vent perpendiculaire à la grande face.

Au vent: $c_e = +0,8$ (4%)

Sous le vent: $c_e = -(1,380 - 0,8)$.

* Vent perpendiculaire à la petite face.

Au vent: $C_e = +0,8 (480)$

Sous le vent: $C_e = -(1,380 - 0,80)$

δ_0 depend des rapports $\frac{h}{a}$, $\frac{h}{b}$ ainsi que de $\frac{b}{a}$

$$\lambda a = \frac{h}{a} = \frac{11}{144} = 0,0763$$

$$\lambda b = \frac{h}{b} = \frac{11}{80} = 0,1375$$

$$\frac{b}{a} = \frac{80}{144} = 0,56$$

Pour le vent perpendiculaire à la grande face.

$$\delta_0 = 0,84.$$

Ce qui donne:

Au vent: $C_e = +0,8 (480)$

Sous le vent: $C_e = -0,3.$

Pour le vent perpendiculaire à la petite face.

$$\delta_0 = 0,84.$$

Ce qui donne.

Au vent: $C_e = +0,8 (480)$

Sous le vent: $C_e = -0,3.$

Torture:

on l'assimile à une torture unique (α étant très petit)

vent // génératrices ($\alpha = 0$)

$$C_e = -0,29.$$

Actions Intérieures.

On applique simultanément sur les faces intérieures de tous les compartiments soit :

soit : Une surpression avec : $c_i = +0,6 (1,8 - 1,380)$

soit une dépression avec : $e_i = -0,6 (1,380 - 0,8)$

Surpression Intérieure

Vent \perp grande face ($\gamma_0 = 0,84$) $\Rightarrow c_i = 0,43$.

Vent \perp petite face ($\gamma_0 = 0,84$) $\Rightarrow e_i = 0,43$.

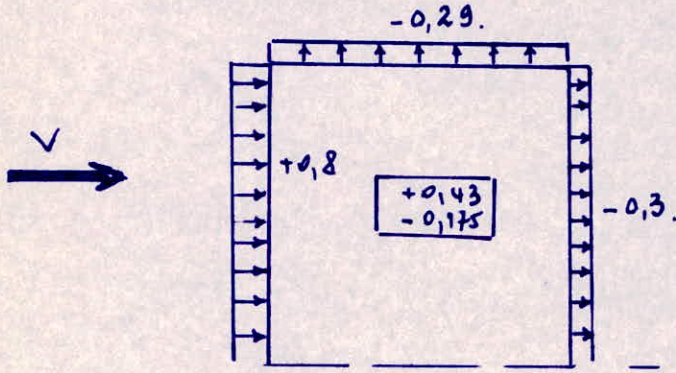
Dépression Intérieure.

Vent \perp grande face ($\gamma_0 = 0,84$) $\Rightarrow c_i = -0,175$

Vent \perp petite face ($\gamma_0 = 0,84$) $\Rightarrow e_i = -0,175$

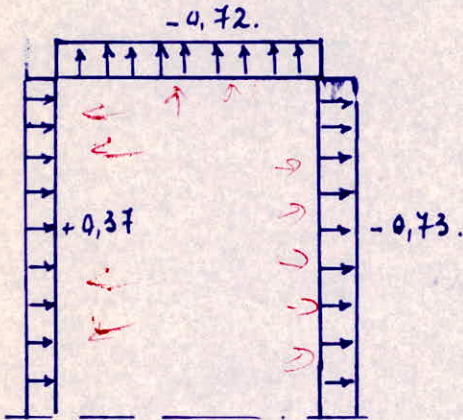
Actions resultantes.

a. vent sur la grande face.

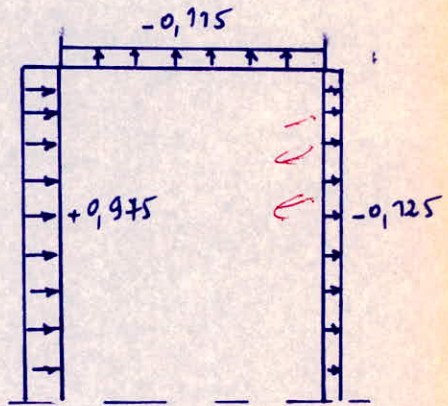


valeurs de Ce - ci

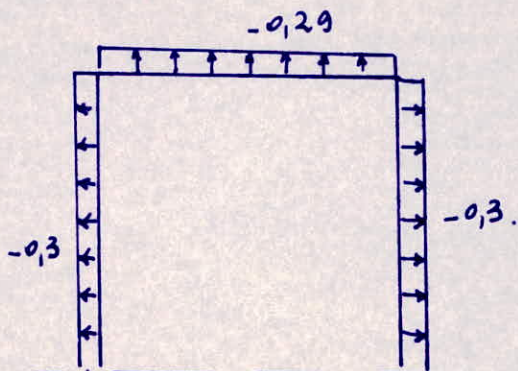
Surpression +0,43



Dépression -0,175

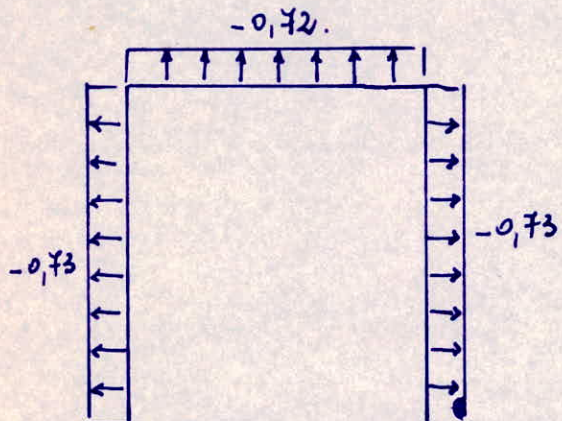


b. Vent sur la petite face.

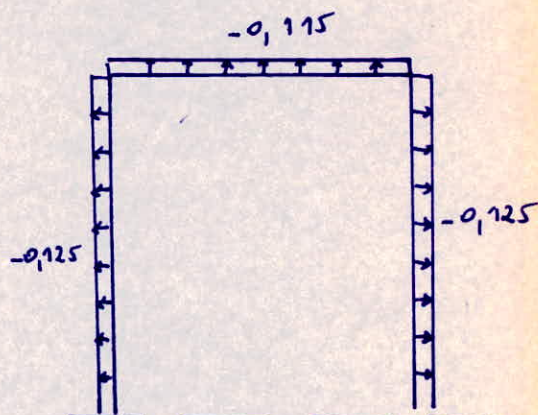


Valeurs de ce-ci

Surpression +0,43

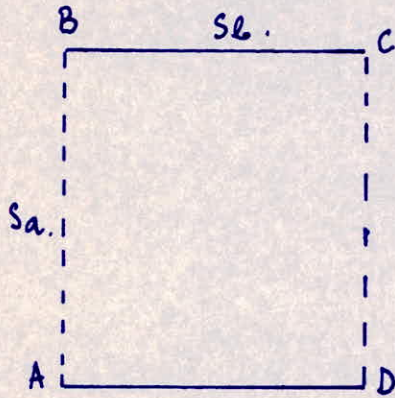


Depression -0,175



B. Construction partiellement ouverte.

1. Deux parois partiellement ouvertes.



Pour la paroi AB on a $\mu_a = 15\%$

Pour la paroi CD on a $\mu_a' = 25\%$

Pour les parois BC et AD on a $\mu < 5\%$

on est en présence d'une construction ayant deux parois partiellement ouvertes opposées et deux parois fermées

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = 0,0763$$

$$\lambda_{e'} = \frac{h}{b} = 0,1375$$

$$\frac{b}{a} = 0,56.$$

Actions extérieures.

* Vent \perp à la grande face.

face au vent: $c_e = +0,8$

sous le vent: $c_e = -0,3.$

* Vent \perp à la petite face.

Au vent: $c_e = +0,8$

sous le vent: $c_e = -0,3.$

Toiture:

L'angle α étant très petit on considère une toiture

uniqu. avec $\alpha = 0. \Rightarrow c_e = -0,3.$

Actions Interieures.

La construction étant partiellement ouverte, on applique sur les faces interieures des differentes parois soit de surpressions, soit des depressions determinees par simple ou double interpolation lineaire en fonction de permeabilite μ .

Direction Vent	Interpolation	Actions interieures c_i
<p>Paroi AB au vent $\mu = 95$</p>		<p>Paroi AB $c_i = -0,30 - 0,13 \cdot \frac{25-5}{35-5} = 0,39$</p> <p>Paroi CD $c_i = 0,3 + 0,17 \cdot \frac{35-25}{30} = +0,36$</p> <p>Parois BC et AD. $c_i = 0,342 - 0,90 \cdot \frac{25-5}{30} = -0,25$ → -0,30</p>
<p>Paroi CD au vent $\mu = 25$</p>		<p>Paroi CD $c_i = -0,3 - 0,07 \cdot \frac{10}{30} = -0,32$</p> <p>Paroi AB $c_i = +0,3 + 0,33 \cdot \frac{10}{30} = +0,52$</p> <p>Parois BC et AD $c_i = -0,3 + 1 \cdot \frac{20}{30} = +0,37$</p>
<p>Parois AB et CD sont paralleles au vent.</p>		<p>Parois BC, AD $c_i = -0,3 - 0,13 \cdot \frac{20}{30} = -0,39$</p> <p>Paroi AB $c_i = +0,3 - 0,8 \cdot \frac{20}{30} = -0,23$ → -0,30</p> <p>Paroi CD $c_i = -0,3 + 0,67 \cdot \frac{20}{30} = +0,10$ → +0,30</p>

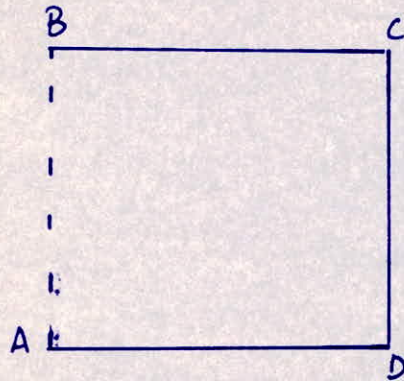
Tableau des actions extérieures.

Direction du vent	Pavoi AB $\mu = 15$	Pavoi CD $\mu = 25$	Pavoi BC AD	Toiture
Pavoi AB au vent $\mu = 15$	+0,8	-0,3	-0,3	-0,3
Pavoi CD au vent $\mu = 25$	-0,3	+0,8	-0,3	-0,3
Pavoi AB et CD parallèles au vent	-0,3	-0,3	Pavoi au vent +0,8 Pavoi sous le vent -0,3	-0,3

Tableau des actions intérieures.

Direction du vent	Pavoi AB $\mu = 15$	Pavoi CD $\mu = 25$	Pavoi BC AD	Toiture
Pavoi AB au vent $\mu = 15$	-0,39	+0,36	-0,30	-0,30
Pavoi CD au vent $\mu = 25$	+0,52	-0,32	+0,37	+0,37
Pavoi AB et CD parallèles au vent	-0,30	+0,30	-0,39	-0,39

2 - Une paroi partiellement ouverte.



Pour la paroi AB on a $\mu_a = 15\%$.

Pour les parois CD, BC et AD on a $\mu < 5\%$.

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = 0,0763.$$

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = 0,1375$$

$$\frac{b}{a} = 0,56.$$

Actions extérieures.

* Vent \perp à la grande face.

$$\text{fac au vent: } c_e = +0,8$$

$$\text{hors le vent: } c_e = -0,3$$

* Vent \perp (grande) petite face.

$$\text{Au vent: } c_e = +0,8$$

$$\text{hors le vent: } c_e = -0,3$$

Intuxa: L'angle α étant très petit on enni dire une intuxa unique avec $\alpha = 0 \Rightarrow c_e = -0,3$.

Actions Intérieures.

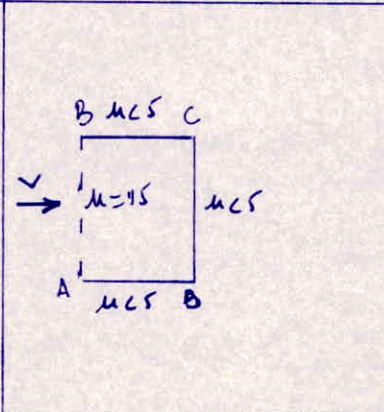
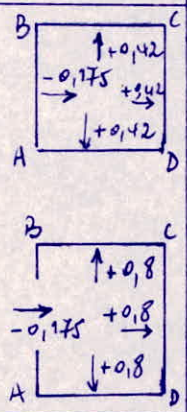
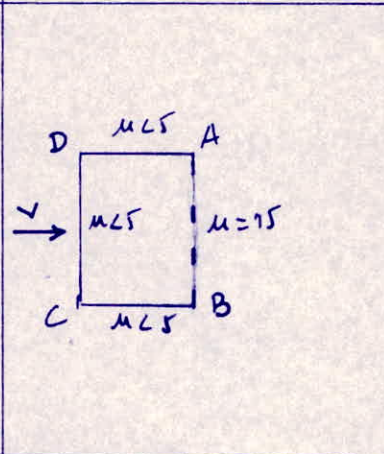
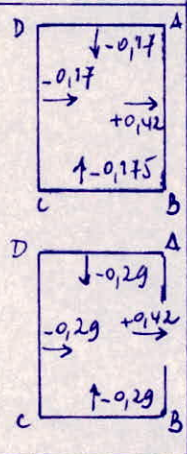
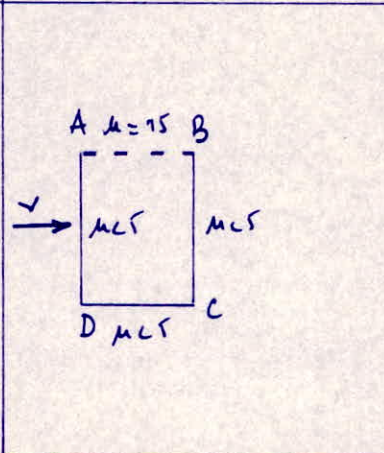
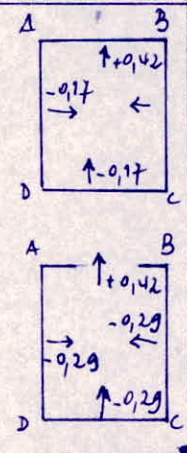
Direction du vent	Interpolation	Actions Intérieures e_i
<p>Paroi AB au vent</p> 		<p>Paroi AB. $e_i = -0,175 \rightarrow -0,3$</p> <p>Parois BC, CD et AD $e_i = 0,425 + 0,375 \cdot \frac{15-5}{35-5}$ $= +0,55$</p>
<p>Paroi AB au vent</p> 		<p>Paroi AB $e_i = 0,3 + 0,172 \cdot \frac{10}{30}$ $= +0,34$</p> <p>Parois AD, DC, et B. $e_i = -0,175 - \frac{0,172}{30} = -0,21$ $\rightarrow -0,3$</p>
<p>Paroi AB parallèle au vent.</p> 		<p>Paroi AB. $e_i = +0,42$</p> <p>Parois BC, CD, AD. $e_i = -0,17 - \frac{0,172}{30} = -0,21$ $\rightarrow -0,3$</p>

Tableau des actions extérieures.

Direction du vent	Paroi AB	Paroi CD	Paroi BC AD	Portée
Paroi AB au vent	+0,8	-0,3	-0,3	-0,3
Paroi CD au vent	-0,3	+0,8	-0,3	-0,3
Parois AB et CD parallèles au vent	-0,3	-0,3	Paroi au vent +0,80 Paroi sous vent -0,3	-0,3

Tableau des actions intérieures.

Direction du vent	Paroi AB	Paroi CD	Paroi BC AD	Portée.
Paroi AB au vent	-0,3	+0,55	+0,55	+0,55
Paroi CD au vent	+0,34	-0,3	-0,3	-0,3
Parois AB et CD parallèles au vent	+0,42	-0,3	-0,3	-0,3

Tableau récapitulatif

I Construction complètement fermée

Direction du vent	ce/li	Pari AB	Pari CD	Pari BC	Pari AD	Interc	Ce - li			
							Pari	Interc		
Pari AB au vent	ce	+0,8	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	AB	0,37	-0,73	
								1,00		
							CD	-0,73		
								-0,10		
	li	+0,43	+0,43	+0,43	+0,43	+0,43	+0,43	BC	-0,73	-0,10
									-0,10	
AD								-0,73		
								-0,10		
Pari CD au vent	ce	-0,3	+0,8	-0,3	-0,3	-0,3	AB	-0,73	-0,73	
								-0,10		
							CD	0,37		
								1,00		
	li	+0,43	+0,43	+0,43	+0,43	+0,43	+0,43	BC	-0,73	-0,10
									-0,10	
AD								-0,73		
								-0,10		
Pari BC au vent	ce	-0,3	-0,3	+0,8	-0,3	-0,3	AB	-0,73	-0,73	
								-0,10		
							CD	-0,73		
								-0,10		
	li	+0,43	+0,43	+0,43	+0,43	+0,43	+0,43	BC	+0,37	-0,10
									+1,00	
AD								-0,73		
								-0,10		
Pari AD au vent	ce	-0,3	-0,3	-0,3	+0,80	-0,3	AB	-0,73	-0,73	
								-0,10		
							CD	-0,73		
								-0,10		
	li	+0,43	+0,43	+0,43	+0,43	+0,43	+0,43	BC	-0,73	-0,10
									-0,10	
AD								+0,37		
								+1,00		

II Construction partiellement ouverte.

1- Une paroi ouverte.

Direction du vent	ce/ci	Paroi AB	Paroi CD	Paroi BC	Paroi AD	Enture	ce - ci		
							Parois	Titure	
Paroi	ce	+0,8	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	AB	+1,1	-0,85
							CD	-0,85	
AB au vent	ci	-0,3	+0,55	+0,55	+0,55	+0,55	BC	-0,85	
							AD	-0,85	
Paroi CD au vent	ce	-0,3	+0,8	-0,3	-0,3	-0,3	AB	-0,74	0
							CD	+1,1	
	ci	+0,34	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	BC	0	
							AD	0	
Paroi BC au vent	ce	-0,3	-0,3	+0,8	-0,3	-0,3	AB	-0,72	0
							AD	0	
	ci	+0,42	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	BC	1,1	
							AD	0	
Paroi AD au vent.	ce	+0,8	-0,3	-0,3	+0,8	-0,3	AB	-0,72	0
							CD	0	
	ci	+0,42	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	BC	0	
							AD	1,1	

2. Deux paires ouvertes

Direction du vent	ce/ci	Paire AB	Paire CD	Paire BC	Paire AD	Zentur	ce - ci		
							Daires	Zentur	
Paire AB au vent	ce	+0,8	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	AB	+1,19	0
							CD	-0,66	
	ci	-0,39	+0,36	-0,30	-0,30	-0,30	BC	0	
							AD	0	
Paire CD au vent	ce	-0,3	+0,8	-0,3	-0,3	-0,3	AB	-0,82	-0,67
							CD	1,12	
	ci	+0,52	-0,32	+0,37	+0,37	+0,37	BC	-0,67	
							AD	-0,67	
Paire BC au vent	ce	-0,3	-0,3	+0,80	-0,3	-0,30	AB	0	+0,09
							CD	-0,60	
	ci	-0,3	+0,3	-0,39	-0,39	-0,39	BC	+1,79	
							AD	+0,09	
Paire AD au vent	ce	-0,3	-0,3	-0,3	+0,8	-0,3	AB	-0,60	+0,09
							CD	0	
	ci	+0,3	-0,3	-0,39	-0,39	-0,39	BC	+0,09	
							AD	1,19	

Valeurs à retenir pour la suite de calculs.

Poids:

$$AB : +1,1$$

$$CD : -0,85$$

$$BC : -0,85$$

$$AD : -0,85$$

Torture:

$$-0,85$$

Nota.

Pour les différentes combinaisons de ce et ci
toutes les valeurs de ce comprises entre 0, et +0,15
sont prises égales à +0,15. Toutes les valeurs de
ci comprises entre 0, et -0,30 sont prises égales
à -0,30 d'après règles N.V 65.

I évaluation des charges et surcharges.

Poids propre panne :	9 daN/m ²
Poids propre couverture :	6 daN/m ²
Poids propre accessoires :	<u>3 daN/m²</u>
	18 daN/m ²

Surcharge extrême de la neige avec accumulation: 60 daN/m²

La Combinaison la plus défavorable est: Cp + Ne.

$$C_p + N_e = 18 + 60 = 78 \text{ daN/m}^2$$

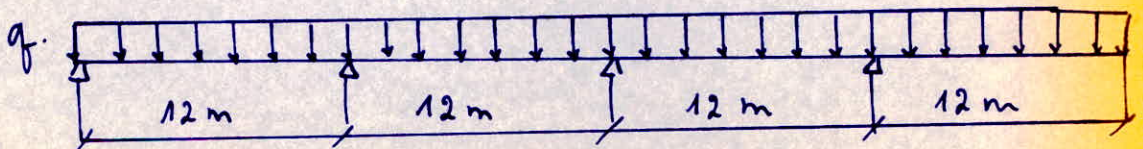
$q_f = 78 \times 2.5 = 195 \text{ daN/m}$. où 2.5 m est l'écartement des pannes.

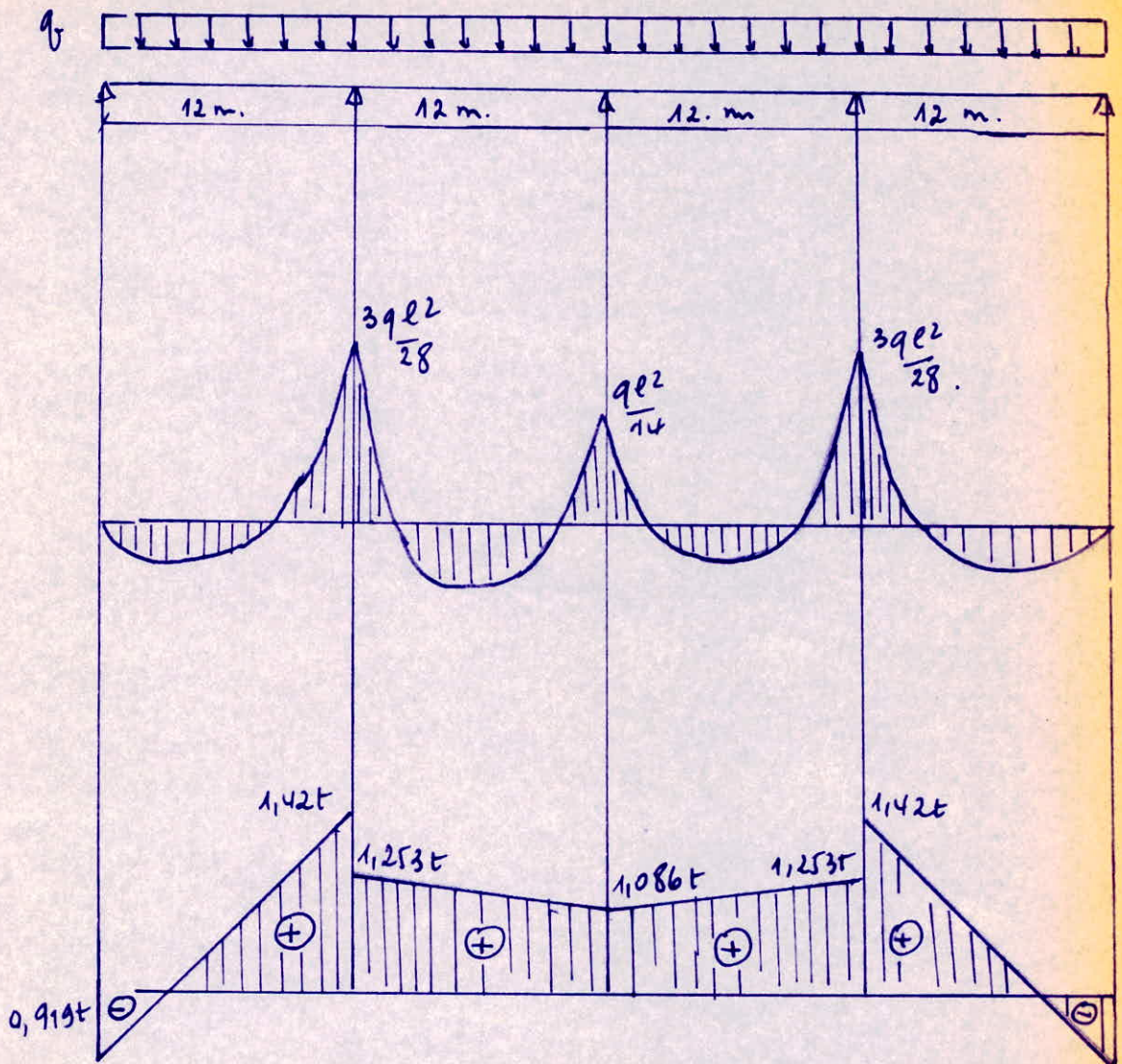
$$q_x = q_f \cos \beta = 195 \cdot \cos 4^\circ = 195 \text{ daN/m}$$

$$q_y = q_f \sin \beta = 195 \cdot \sin 4^\circ = 14 \text{ daN/m}$$

$$w_x \geq \frac{M_x (1 + \mu \frac{M_y}{M_x})}{\sigma_c}$$

On prévoit des joints tous les 12 m dans le cas la panne sera considérée comme un pont continu de travées égales de 12 m chacune où la continuité sera assurée par les joints.





$$M_x = 39x \cdot \frac{L_x^2}{28} = 3 \cdot 195 \cdot \frac{12^2}{28} = 3009 \text{ daN.m.}$$

$$M_y = 39y \cdot \frac{L_y^2}{28} = 3 \cdot 14 \cdot \frac{12^2}{28} = 216 \text{ daN.m}$$

$$\text{don } W_x, \frac{3009 \left(1 + 2.5 \cdot \frac{216}{3009} \right)}{2400} = 201 \text{ cm}^3$$

Sir un I.P.N 200 ($W_x = 214 \text{ cm}^3$)

IP.N. 200:

$$I_x = 2140 \text{ cm}^4$$
$$I_y = 117 \text{ cm}^4$$
$$e_a = 7,5 \text{ mm.}$$

Verifications de l'IPN 200.

Fleche.

$$\sigma_f = \frac{M \cdot h}{2I} = \frac{10^2 \cdot 3009 \cdot 20}{2 \cdot 2140} = 1406 \text{ DAN/cm}^2$$

$$f/L = \frac{\sigma_f}{10^7} \frac{L}{h} = \frac{1406 \cdot 12 \cdot 10^2}{10^7 \cdot 20} = 0,00843. > \bar{f} = 0,002.$$

Donc on prend un section plus grande soit un IPN 280.

Verifications de l'IPN 280.

Fleche.

$$\sigma_f = \frac{M \cdot h}{2I} = \frac{3009 \cdot 10^2 \cdot 28}{2 \cdot 7590} = 555 \text{ DAN/cm}^2$$

$$f/L = \frac{\sigma_f}{10^7} \frac{L}{h} = \frac{555 \cdot 12 \cdot 10^2}{10^7 \cdot 28} \approx 0,002.$$

La fleche est verifiee dans le sens x.

Dans (la fleche) le sens y. est supposee ete annulee eventuellement par la courbure.

Cisaillement.

La contrainte tangentielle ponderee par 1,54 ne doit pas depasser la contrainte elastique.

$$1,54 \bar{\tau} \leq \sigma_e.$$

$$\sigma = \frac{TS^*}{a_a \cdot I} \approx \frac{I}{A_a} = \frac{14200}{28} = 502,12 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{d'où } 1,54 \cdot 502,12 = 774 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

Donc la section est suffisante.

Stabilité

On s'assure contre le risque de déversement en mettant
des liens entre les pannes.

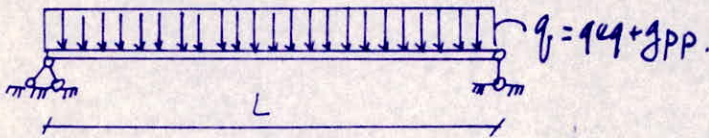
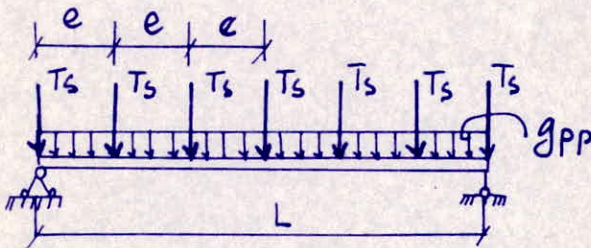
PREDIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE

Le poids propre de la poutre est donné par la formule empirique suivante.

$$g_{pp} = 0,14 \sqrt[3]{(I/v)^2} \text{ eq. dan/m.}$$

$$q_{eq} = \frac{T_s}{e}$$

$e = \text{écartement des pannes} = 2,5 \text{ m.}$



$$C_p + N_e = 20 + 6 + 50 = 78 \text{ dan/m}^2$$

$$T_s = 78 \cdot 12 \cdot 2,5 = 2340 \text{ dan.}$$

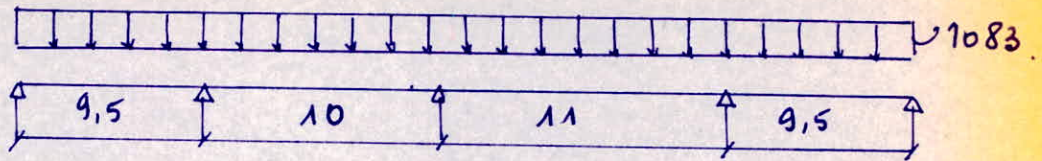
$$q_{eq} = \frac{T_s}{e} = \frac{2340}{2,5} = 936 \text{ dan/m.}$$

$$(I/v)_{eq} = M_{eq}/\sigma_e = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8\sigma_e} = \frac{936 \cdot 40^2 \cdot 10^4}{10^2 \cdot 8 \cdot 2400} = 7800 \text{ cm}^3$$

$$g_{pp} = 0,14 \sqrt[3]{(I/v)_{eq}^2} = 0,14 (7800)^{0,6666} = 157 \text{ dan/m.}$$

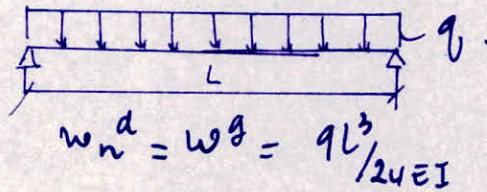
$$q = q_{eq} + g_{pp} = 936 + 157 = 1083 \text{ dan/m.}$$

$$\boxed{q = 1083 \text{ dan/m.}}$$



Eheo zemo des trois moments.

$$l_n M_{n-1} + 2(l_n + l_{n+1}) M_n + l_{n+1} M_{n+1} = -6EI (w_n^q + w_n^d)$$



$$n=1 \quad l_1 M_0 + 2(l_1 + l_2) M_1 + l_2 M_2 = -6EI \left(q l_1^3 / 24EI + q l_2^3 / 24EI \right)$$

$$M_0 = 0. \quad L_1 = 9,5 \text{ m}. \quad L_2 = 10 \text{ m}.$$

$$39 M_1 + 10 M_2 = -464,35 q.$$

$$n=2. \quad l_2 M_1 + 2(l_2 + l_3) M_2 + l_3 M_3 = -6EI \left(\frac{q l_2^3}{24EI} + \frac{q l_3^3}{24EI} \right)$$

$$10 M_1 + 42 M_2 + 11 M_3 = -582,75 q.$$

$$n=3. \quad l_3 M_2 + 2(l_3 + l_4) M_3 + l_4 M_4 = -6EI \left(\frac{q l_3^3}{24EI} + \frac{q l_4^3}{24EI} \right)$$

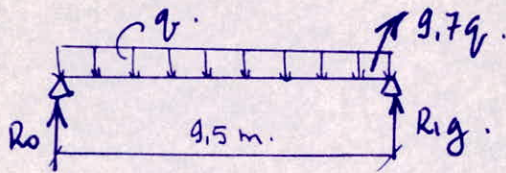
$$M_4 = 0 \Rightarrow 11 M_2 + 41 M_3 = -547 q.$$

Systeme à résoudre.

$$\begin{cases} 39 M_1 + 10 M_2 = -464,35 q. \\ 10 M_1 + 42 M_2 + 11 M_3 = -582,75 q. \\ 11 M_2 + 41 M_3 = -547 q. \end{cases}$$

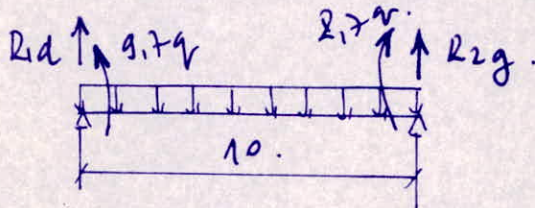
$$\text{On trouve } M_1 = -9,7 q; \quad M_2 = -8,7 q; \quad M_3 = -11 q.$$

Calcul des réactions



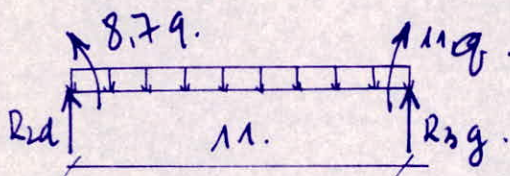
$$R1g \cdot 9.5 - 9.7q - q \frac{9.5^2}{2} = 0 \Leftrightarrow R1g = \left(\frac{9.7}{9.5} + \frac{9.5}{2} \right) q = 5.711 q.$$

$$R0 \cdot 9.5 - 9.7q - q \frac{9.5^2}{2} = 0 \Leftrightarrow R0 = \left(\frac{9.5}{2} - \frac{9.7}{9.5} \right) q = 3.728 q.$$



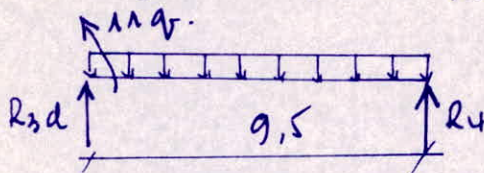
$$R1d \cdot 10 - q \frac{10^2}{2} - 8.7q + 8.7q = 0 \Leftrightarrow R1d = (5 + 0.97 - 0.27) q = 5.1 q.$$

$$R2g \cdot 10 - 8.7q - q \frac{10^2}{2} + 9.7q = 0 \Leftrightarrow R2g = (0.27 + 5 - 0.97) q = 4.9 q.$$



$$R2d \cdot 11 - q \frac{11^2}{2} - 8.7q + 11q = 0 \Leftrightarrow R2d = (5.5 + 0.79 - 1) q = 5.3 q.$$

$$R3g \cdot 11 - 11q - q \frac{11^2}{2} + 8.7q = 0 \Leftrightarrow R3g = (1 + 5.5 - \frac{8.7}{11}) q = 5.7 q.$$



$$R3d \cdot 9.5 - q \frac{9.5^2}{2} - 11q = 0 \Leftrightarrow R3d = 5.90 q.$$

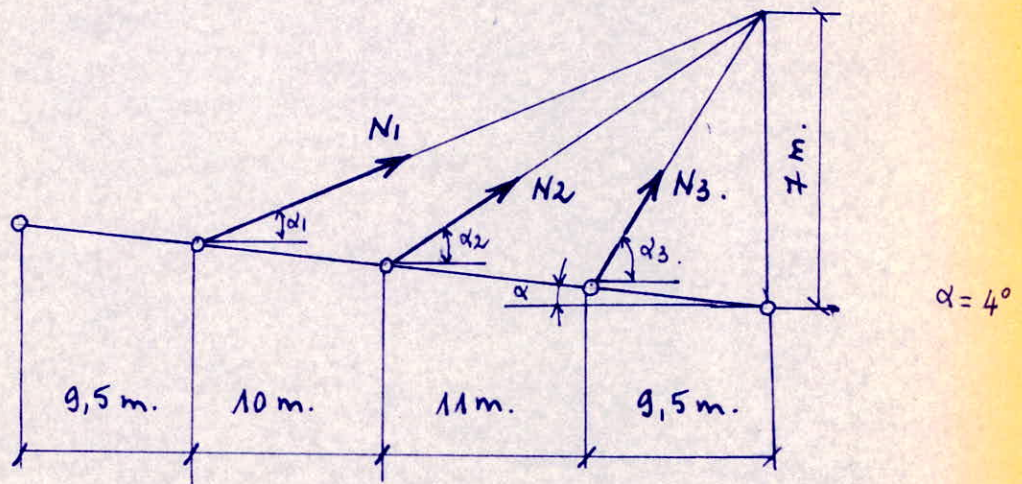
$$R4 \cdot 9.5 - q \frac{9.5^2}{2} + 11q = 0 \Leftrightarrow R4 = 3.6 q.$$

$$R1 = R1g + R1d = 10.9 q.$$

$$R2 = R2g + R2d = 10.2 q.$$

$$R3 = R3g + R3d = 11.6 q.$$

Calcul des efforts de compression dans la poutre.



$$\operatorname{tg} \alpha_3 = \frac{7 - 9,5 \operatorname{tg} 4^\circ}{9,5} = 0,6669 \Rightarrow \alpha_3 = 33^\circ 40' \Rightarrow \sin(\alpha_3 + 4^\circ) = 0,60$$

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{7 - 20,5 \operatorname{tg} 4^\circ}{20,5} = 0,271 \Rightarrow \alpha_2 = 15^\circ 10' \Rightarrow \sin(\alpha_2 + 4^\circ) = 0,32$$

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{7 - 30,5 \operatorname{tg} 4^\circ}{30,5} = 0,1596 \Rightarrow \alpha_1 = 9^\circ 10' \Rightarrow \sin(\alpha_1 + 4^\circ) = 0,226$$

$$N_1 = \frac{R_1}{\sin(\alpha_1 + 4^\circ)} = \frac{10,94}{0,226} = 48,23 \text{ q.}$$

$$N_2 = \frac{R_2}{\sin(\alpha_2 + 4^\circ)} = \frac{10,24}{0,32} = 31,875 \text{ q.}$$

$$N_3 = \frac{R_3}{\sin(\alpha_3 + 4^\circ)} = \frac{11,64}{0,6} = 19,4 \text{ q.}$$

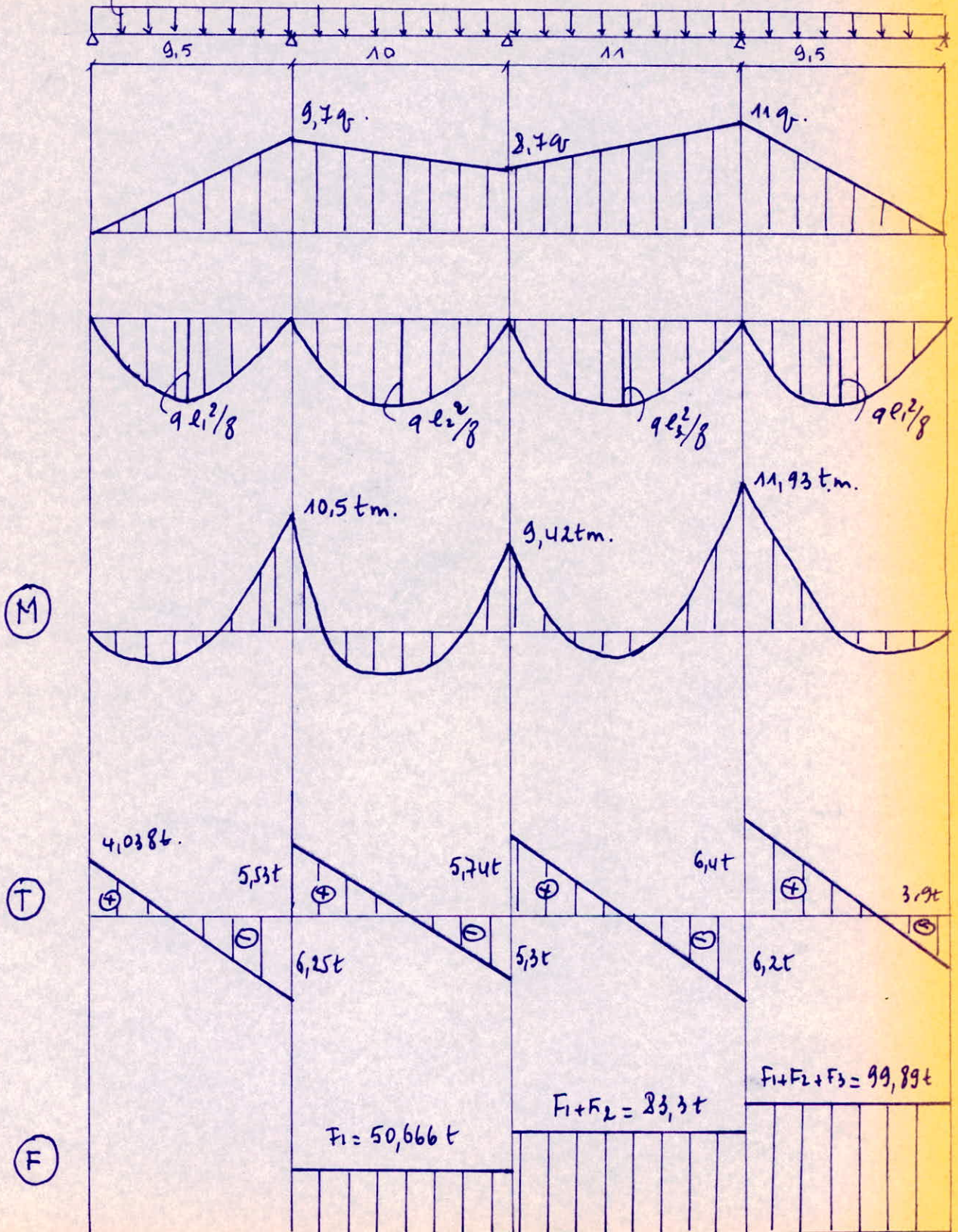
$$F_i = N_i \cos \theta_i \quad \text{ou} \quad \theta_i = \alpha_i + 4^\circ$$

$$F_1 = N_1 \cos \theta_1 = 48,23 \text{ q.} \cdot 0,97 = 48,23 \cdot 1083 \cdot 0,97 = 50666 \text{ dan}$$

$$F_2 = N_2 \cos \theta_2 = 31,875 \text{ q.} \cdot 0,944 = 31,875 \cdot 1083 \cdot 0,944 = 32556 \text{ dan}$$

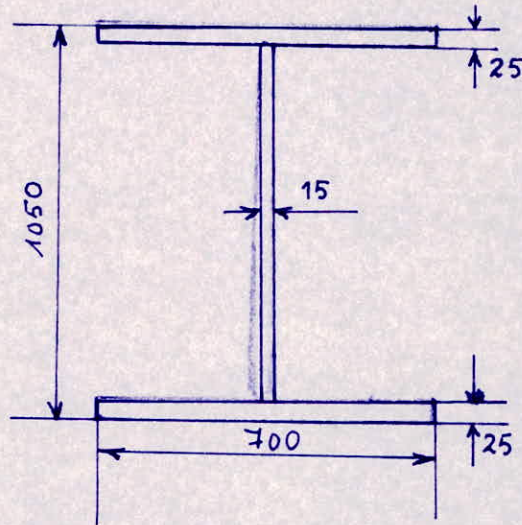
$$F_3 = N_3 \cos \theta_3 = 19,4 \text{ q.} \cdot 0,794 = 19,4 \cdot 1083 \cdot 0,794 = 16682 \text{ dan}$$

$q = 1093 \text{ dan/m}$



Vérification de la résistance.

on considère la poutre suivante qu'on vérifiera pour les différents cas de charges et surcharges avec M_{max} et N correspondant et éventuellement avec N_{max} et M correspondant.



$$M_{max} = 12 \text{ tm.}$$

$$N_{max} = 99,89 \text{ t.}$$

$$I_x = 70 \cdot \frac{105^3}{12} - 68,5 \cdot \frac{100^3}{12} = 1044479 \text{ cm}^4.$$

$$A = 500 \text{ cm}^2$$

$$l_x = 1700 \text{ cm.}$$

$$i_x = \left(\frac{I_x}{A} \right)^{1/2} = \left(\frac{1044479}{500} \right)^{1/2} = 45,7 \text{ cm.}$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = 1700 / 45,7 = 24.$$

$$\lambda_x = 24 \Rightarrow \sigma_k = 35983 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{99890}{500} = 200 \text{ daN/cm}^2$$

$$\mu = \sigma_k / \sigma = \frac{35983}{200} = 180.$$

$$\sigma_f = \frac{M_{max} k_1}{2I} = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{12 \cdot 10^5 \cdot 10^5}{2 \cdot 1044479} = 60 \text{ dan/cm}^2$$

$$k_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = \frac{180 - 1}{180 - 1,3} = 1,002.$$

$$k_f = \frac{\mu + 0,03}{\mu - 1,3} = \frac{180 + 0,03}{180 - 1,3} = 1,008.$$

$$k_1 \sigma + k_f \sigma_f = 1,002 \cdot 200 + 1,008 \cdot 60 = 261 \text{ dan/cm}^2 < 2450 \text{ dan/cm}^2$$

Verification de la fleche.

$$f/L = \sigma_f / 10^7 \cdot \frac{L}{2}$$

$$\sigma_f = \frac{M h}{2I} = \frac{M}{W}$$

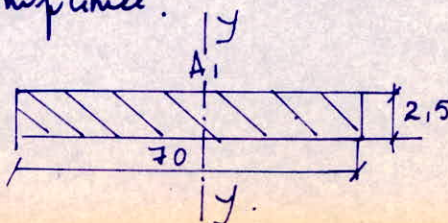
$$M = q l^2 / 8 = \frac{1083,91^2}{8} = 16380,4 \text{ dan.m.}$$

$$\sigma_f = \frac{16380,4 \cdot 10^2 \cdot 10^5}{2 \cdot 1044479} = 23 \text{ dan/cm}^2$$

$$f/L = \frac{23}{10^7} \cdot \frac{1100}{10^5} = 9 \cdot 10^{-5} < |\bar{f}/L| = 0,002.$$

Verification du deversement.

On emploie la methode simplifiee de CM 66 qui consiste à verifier au flambement simple la semelle superieure. Comptence!



$$A_1 = 2,5 \cdot 70 = 175 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_f = M/w = 23 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = N/A_1 = 99890/175 = 570,8 \text{ daN/cm}^2$$

$$i_y = (I_y/A_1)^{1/2} = \left(\frac{2,5 \cdot 70^3}{12 \cdot 175} \right)^{1/2} = 20,2 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = L_{fy}/i_y = 2,510^2/20,2 = 12,37 \Rightarrow k = 1,006$$

$$k(\sigma_f + \sigma) < \sigma_c$$

$$k(\sigma_f + \sigma) = 1,006(23 + 570,8) = 652 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_c$$

Donc la vérification au déversement est inutile d'après
CM 66 (Art: 3,602).

PREDIMENSIONNEMENT DES TIRANTS.

Les tirants sont soumis à la traction simple (pure)

$$N/A \leq \sigma_c \Rightarrow A \geq N/\sigma_c.$$

$$\sigma_c = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

$$A_i \geq N_i/\sigma_c.$$

$$N_1 = 48,23 \text{ q} = 48,23 \cdot 1083 = 52233 \text{ daN.}$$

$$N_2 = 31,275 \text{ q} = 31,275 \cdot 1083 = 34520,7 \text{ daN.}$$

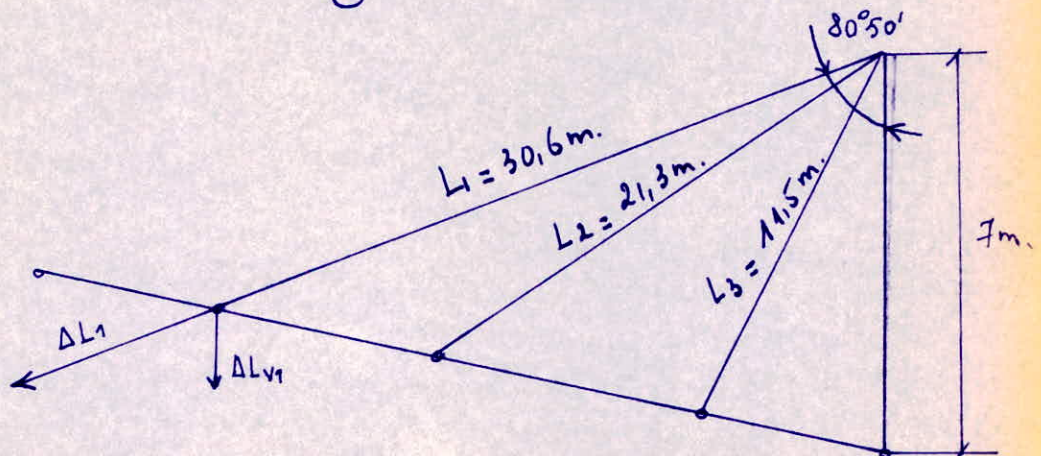
$$N_3 = 19,4 \text{ q} = 19,4 \cdot 1083 = 21070,2 \text{ daN.}$$

$$A_1 \geq \frac{52233}{3600} = 14,5 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_1 = 18 \text{ cm}^2$$

$$A_2 \geq \frac{34520,7}{3600} = 9,6 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_2 = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_3 \geq \frac{21070,2}{3600} = 5,85 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_3 = 9 \text{ cm}^2$$

Calcul des allongements des tirants.



$$\Delta L/L = \sigma/E = N/EA \Rightarrow \Delta L = N/A \cdot \frac{L}{E}$$

$$\Delta L_{v1} = N_1/A_1 \cdot \frac{L_1}{E} \cos(\pi/2 - \alpha_1)$$

$$\alpha_1 = 9^\circ 10'; \quad E = 2110^5; \quad N_1 = 52233 \text{ daN}; \quad L_1 = 30,6 \text{ m.}$$

$$\Delta L_{v1} = \frac{52233}{12} \cdot \frac{3060}{2110^5} \cos 80^\circ 50' = 0,67361 \text{ cm.}$$

$$\Delta L_{v2} = N_2/A_2 \cdot \frac{L_2}{E} \cos(\pi/2 - \alpha_2)$$

$$\alpha_2 = 15^\circ 10'; \quad L_2 = 21,3 \text{ m}; \quad N_2 = 34520,7 \text{ daN}; \quad A_2 = 12 \text{ cm}^2$$

$$\Delta L_{v2} = \frac{34520,7}{12} \cdot \frac{2130}{2110^5} \cos 74^\circ 50' = 0,76338 \text{ cm}$$

$$\Delta L_{v3} = \frac{N_3}{A_3} \cdot \frac{L_3}{E} \cos(\pi/2 - \alpha_3)$$

$$\alpha_3 = 33^\circ 40'; \quad L_3 = 11,5 \text{ m}; \quad A_3 = 9 \text{ cm}^2; \quad N_3 = 21010,2 \text{ daN.}$$

$$\Delta L_{v3} = \frac{21010,2}{9} \cdot \frac{1150}{2110^5} \cos 46^\circ 30' = 0,87999 \text{ cm.}$$

$$\Delta L_{v1} = 0,67361 \text{ cm.}$$

$$\Delta L_{v2} = 0,76338 \text{ cm.}$$

$$\Delta L_{v3} = 0,87999 \text{ cm.}$$

CALCUL DE LA POUTRE SOUS L'EFFET DES CHARGES
ET SURCHARGES.

Charges Permanentes.

Poutre: 393 daN/m.

Couvertures: 72 daN/m.

Pannes + Accessoires: 216 daN/m.

Surcharges climatiques

Pour les surcharges climatiques on ne considère que la neige. Le vent provoque des succions, donc soulage la toiture et pour cette raison il ne sera pas pris en compte pour le calcul de la poutre.

La poutre sera calculée pour les deux cas de surcharges:

- Surcharge uniforme: $N_n - N_e$.

- Surcharge non uniforme: $N_n - N_e$.

Pour ce dernier cas il y a deux effets à envisager:

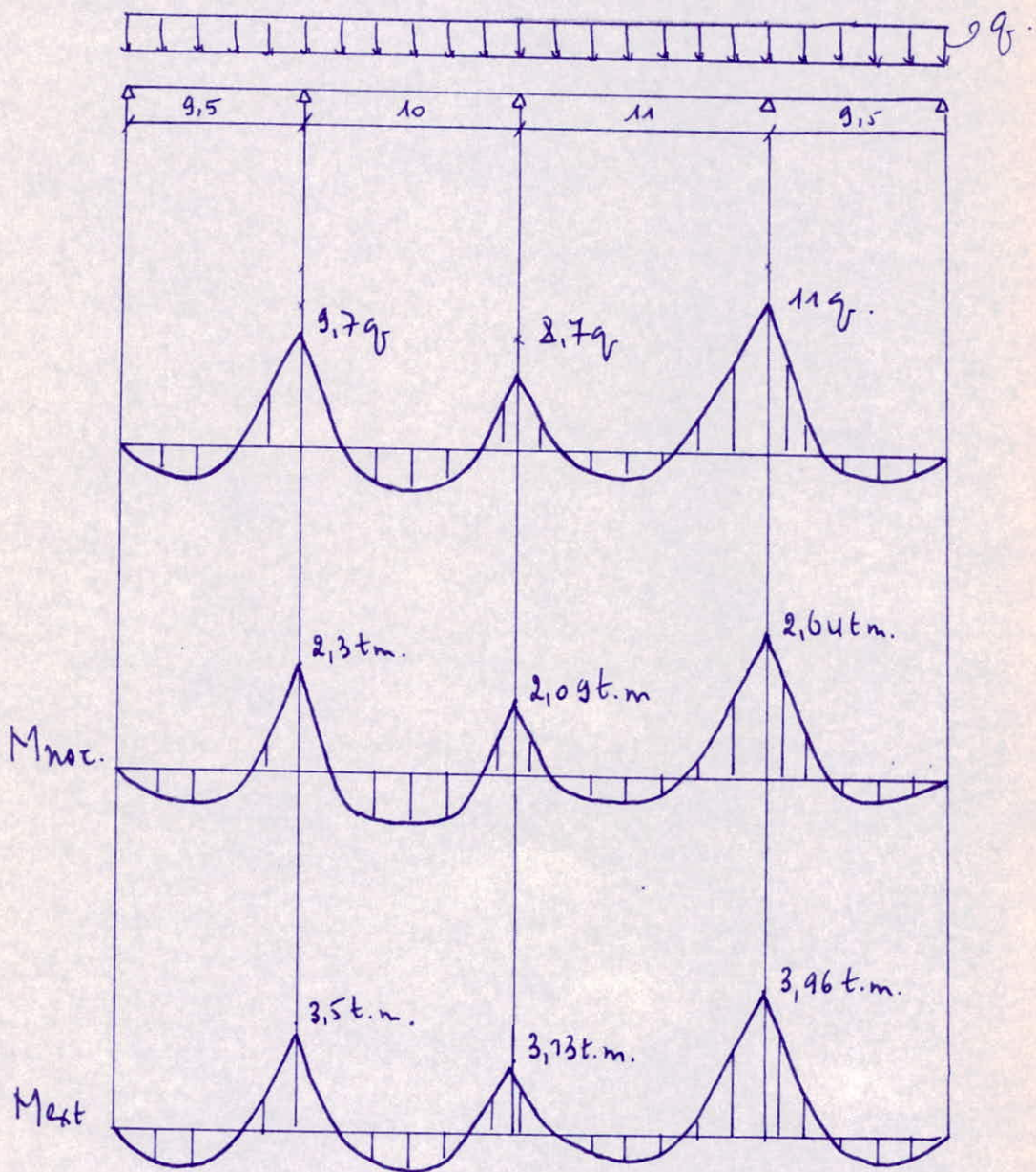
- L'accumulation s'effectue sur une seule travée

- L'accumulation s'effectue sur deux travées consécutives.

Neige normale: $20 \times 12 = 240$ daN/m.

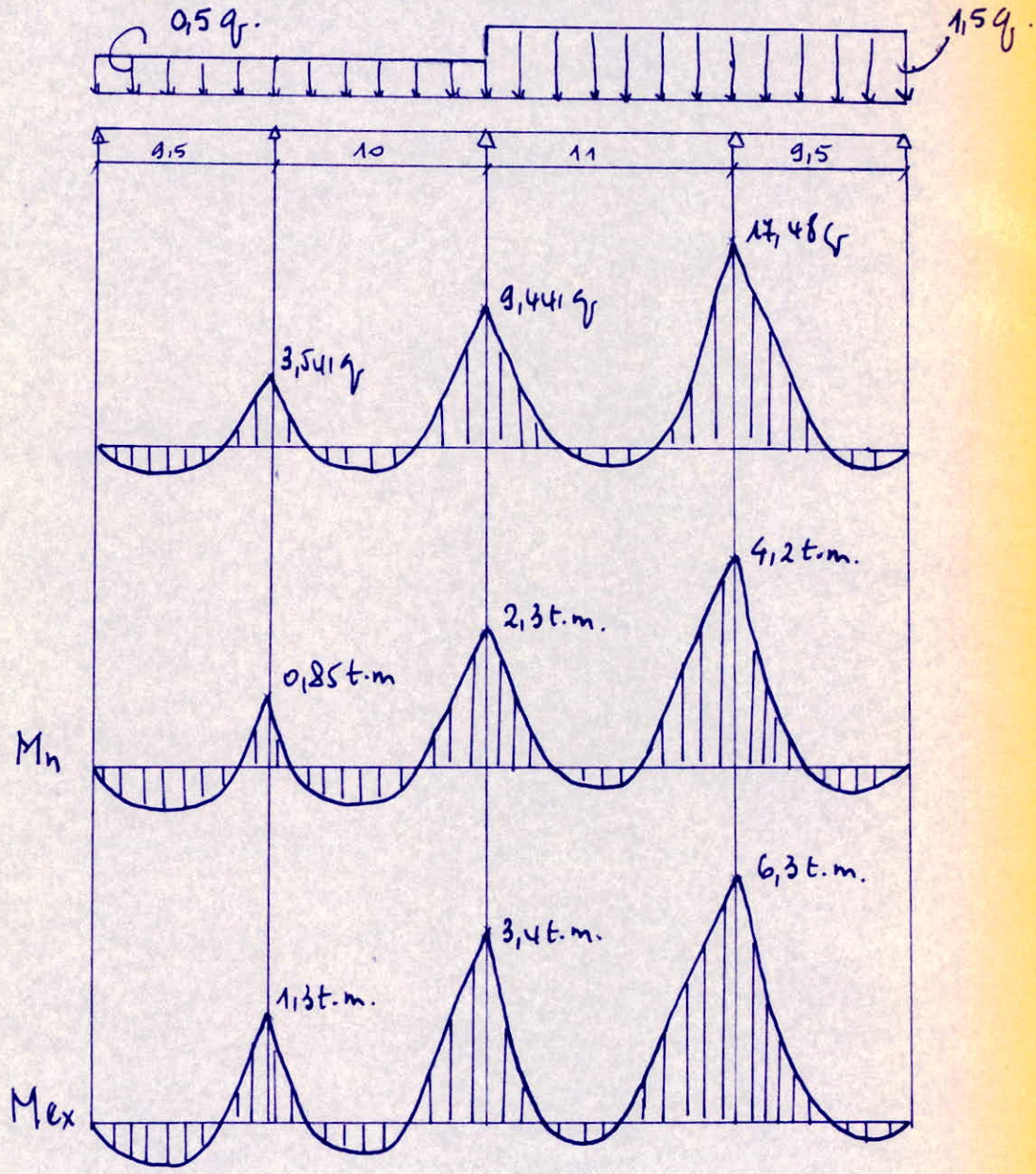
Neige extrême: $30 \times 12 = 360$ daN/m.

1° cas Neige uniformement répartie

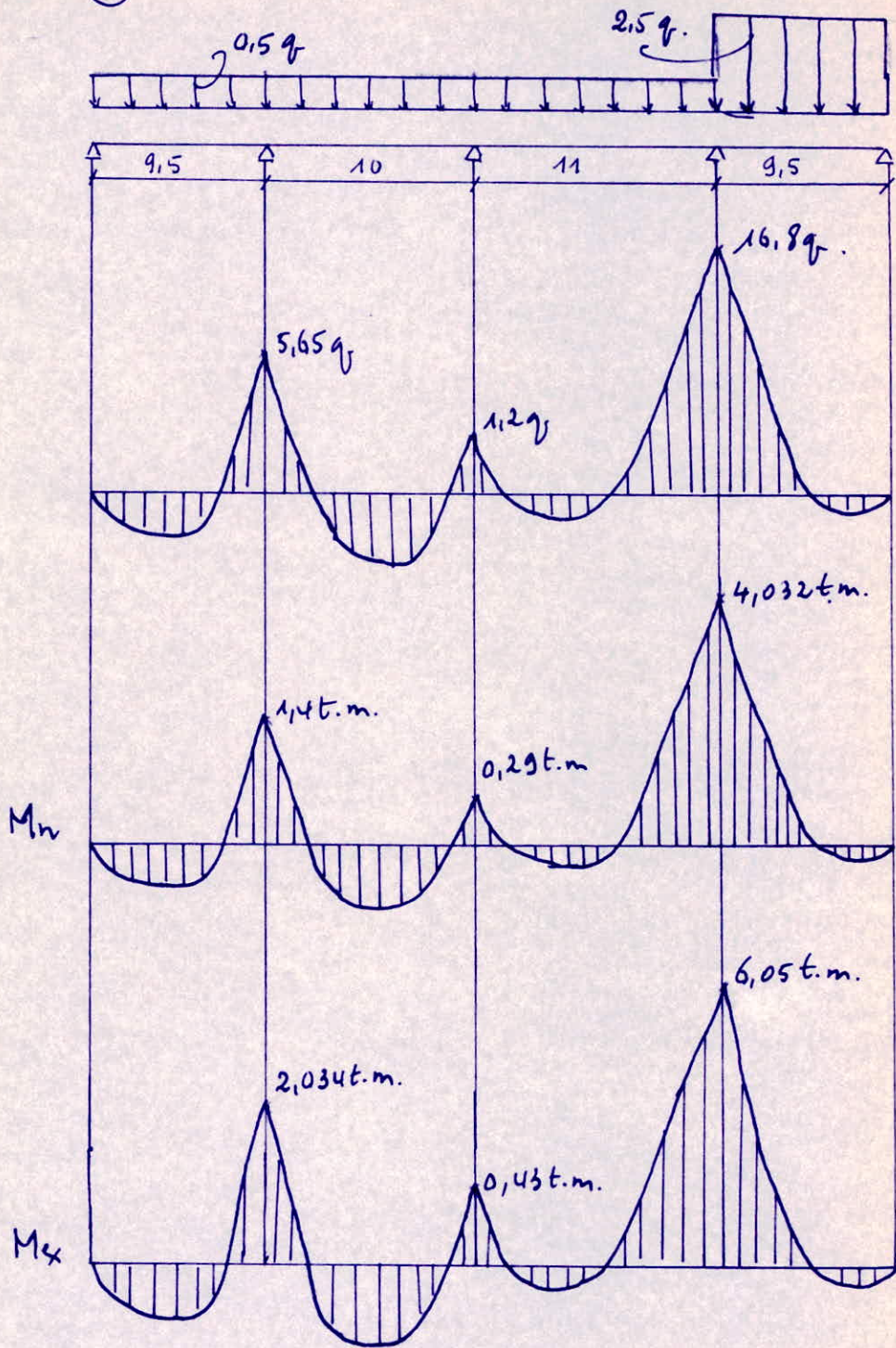


2° las Neige non uniforme.

(A)



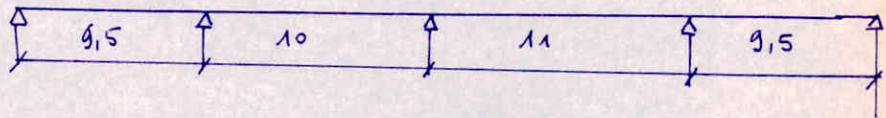
8



TASSEMENTS DES APPUIS

théorème des 3 moments.

$$l_n M_{n-1} + (l_n + l_{n+1}) 2M_n + M_{n+1} l_{n+1} = 6EI \left(\frac{\Delta v_{n-1} - \Delta v_n}{l_n} + \frac{\Delta v_{n+1} - \Delta v_n}{l_{n+1}} \right)$$



$$l_1 M_0 + 2(l_1 + l_2) M_1 + l_2 M_2 = 6EI \left(\frac{\Delta v_0 - \Delta v_1}{l_1} + \frac{\Delta v_2 - \Delta v_1}{l_2} \right)$$

$$I = 1044479 \text{ cm}^4.$$

$$E = 21105$$

$$v_0 = 0.$$

$$39M_1 + 10M_2 = -1269857$$

$$l_2 M_2 + 2(l_2 + l_3) M_3 + M_4 l_3 = 6EI \left(\frac{\Delta v_1 - \Delta v_2}{l_2} + \frac{\Delta v_3 - \Delta v_2}{l_3} \right)$$

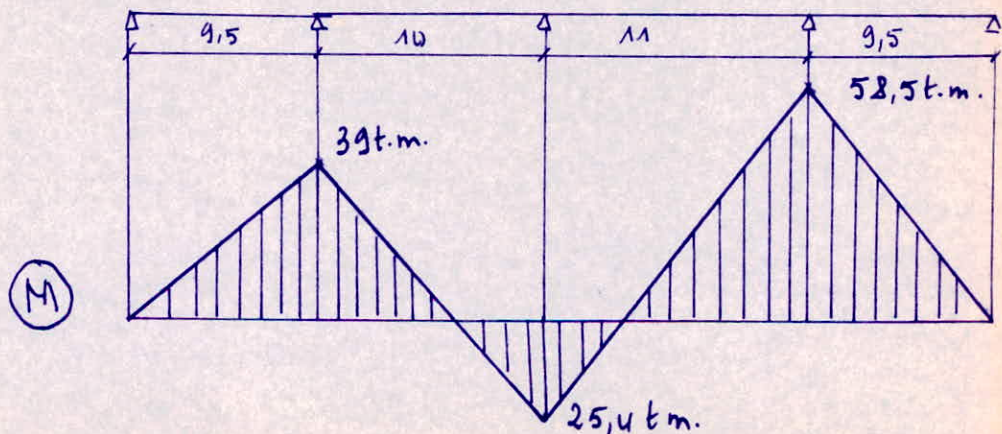
$$10M_1 + 42M_2 + 11M_3 = 33298$$

$$l_3 M_2 + 2(l_3 + l_4) M_3 + M_4 l_4 = 6EI \left(\frac{\Delta v_2 - \Delta v_3}{l_3} + \frac{\Delta v_4 - \Delta v_3}{l_4} \right)$$

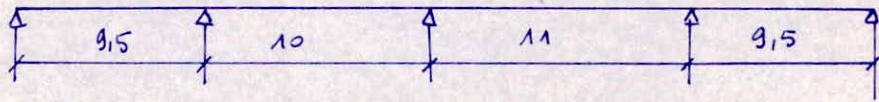
$$M_4 = 0 \Rightarrow 11M_2 + 41M_3 = -2116735,5$$

Après résolution du système on trouve :

$$M_1 = -39 \text{ t.m.} ; M_2 = 25,4 \text{ t.m.} ; M_3 = -58,5 \text{ t.m.}$$



Variation de Température entre Les Semelles.



theorème de 3 Moments.

$$L_n M_{n-1} + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + L_{n+1} M_{n+1} = \pm 3EI \alpha \frac{\Delta T}{h} (L_n + L_{n+1})$$

$$\Delta T = 5^\circ \quad \alpha = 11 \cdot 10^{-6}$$

$$I_x = 10000079 \text{ cm}^4 \quad E = 21 \cdot 10^5 \quad h = 105 \text{ cm.}$$

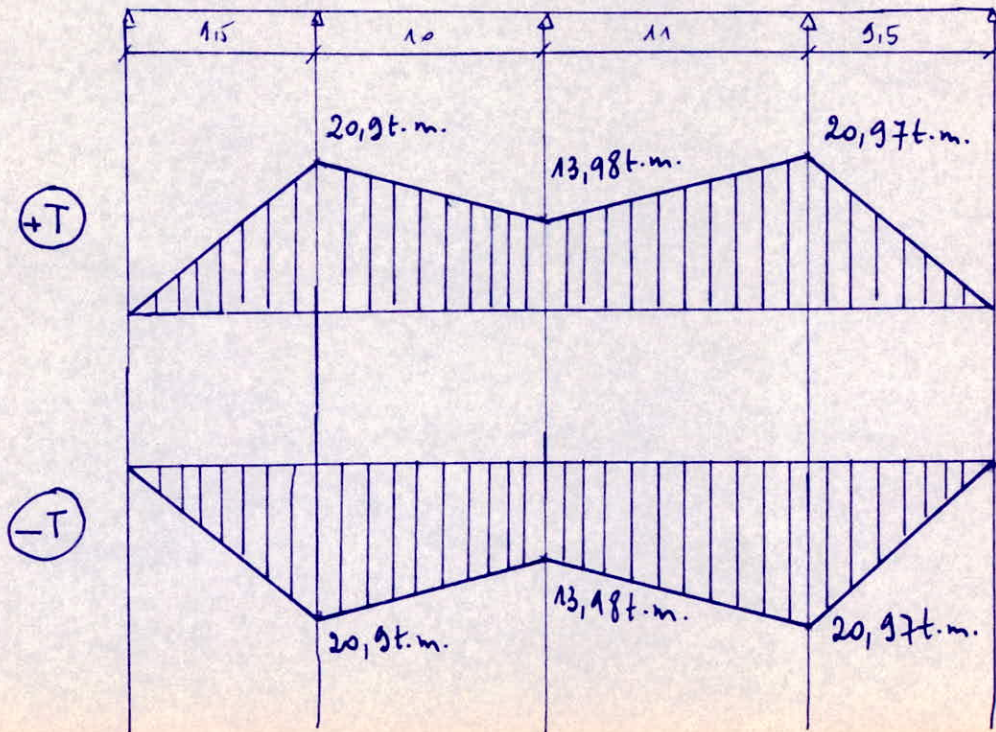
$$n=1 \Rightarrow 39M_1 + 10M_2 = \pm 95672316.$$

$$n=2 \Rightarrow 10M_1 + 42M_2 + 11M_3 = \pm 10296719,8.$$

$$n=3 \Rightarrow 11M_2 + 41M_3 = -100515511,9.$$

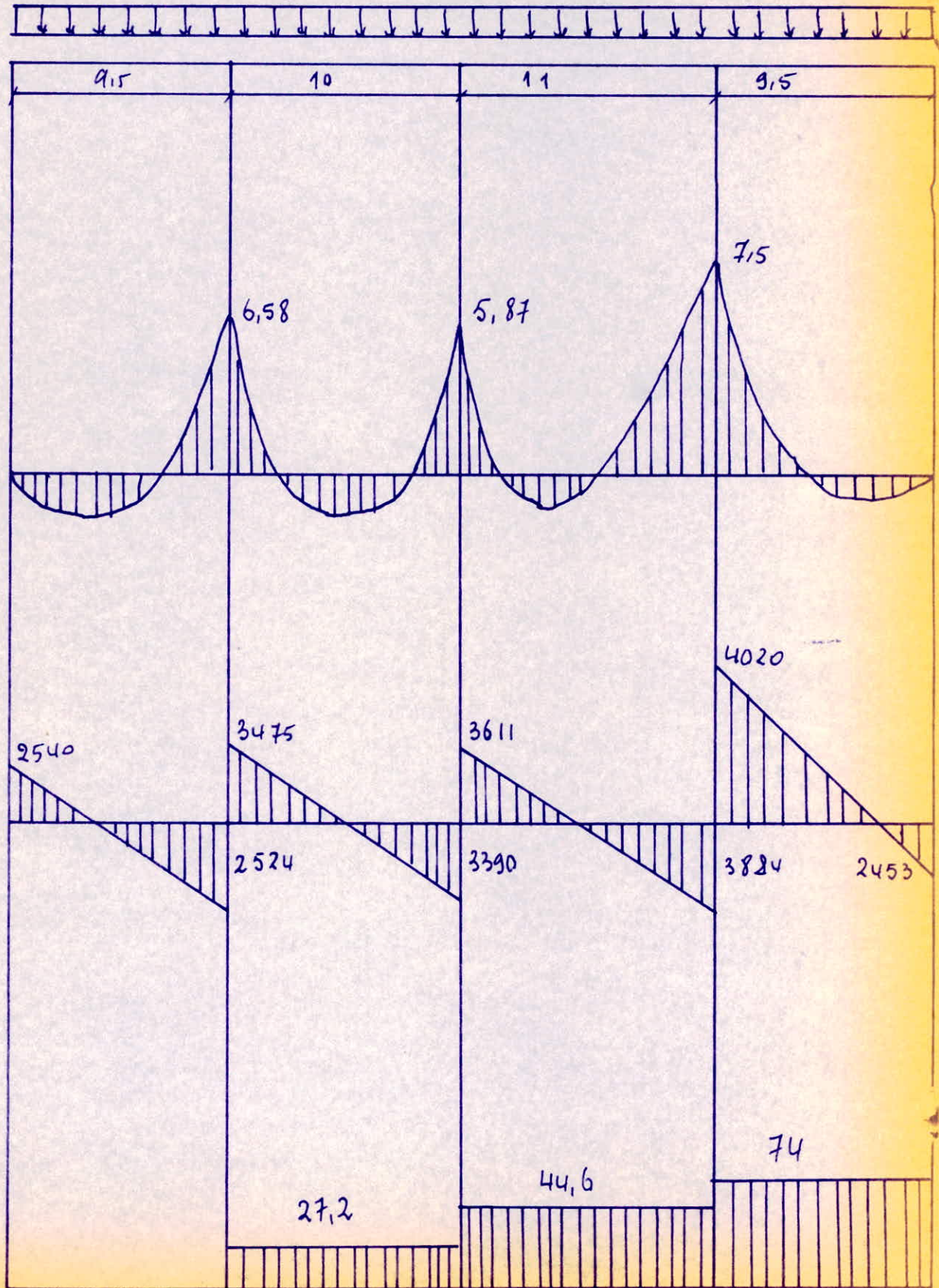
Après résolution on trouve:

$$M_1 = \pm 20,95 \text{ t.m.}, \quad M_2 = \pm 13,98 \text{ t.m.}; \quad M_3 = \pm 20,97 \text{ t.m.}$$

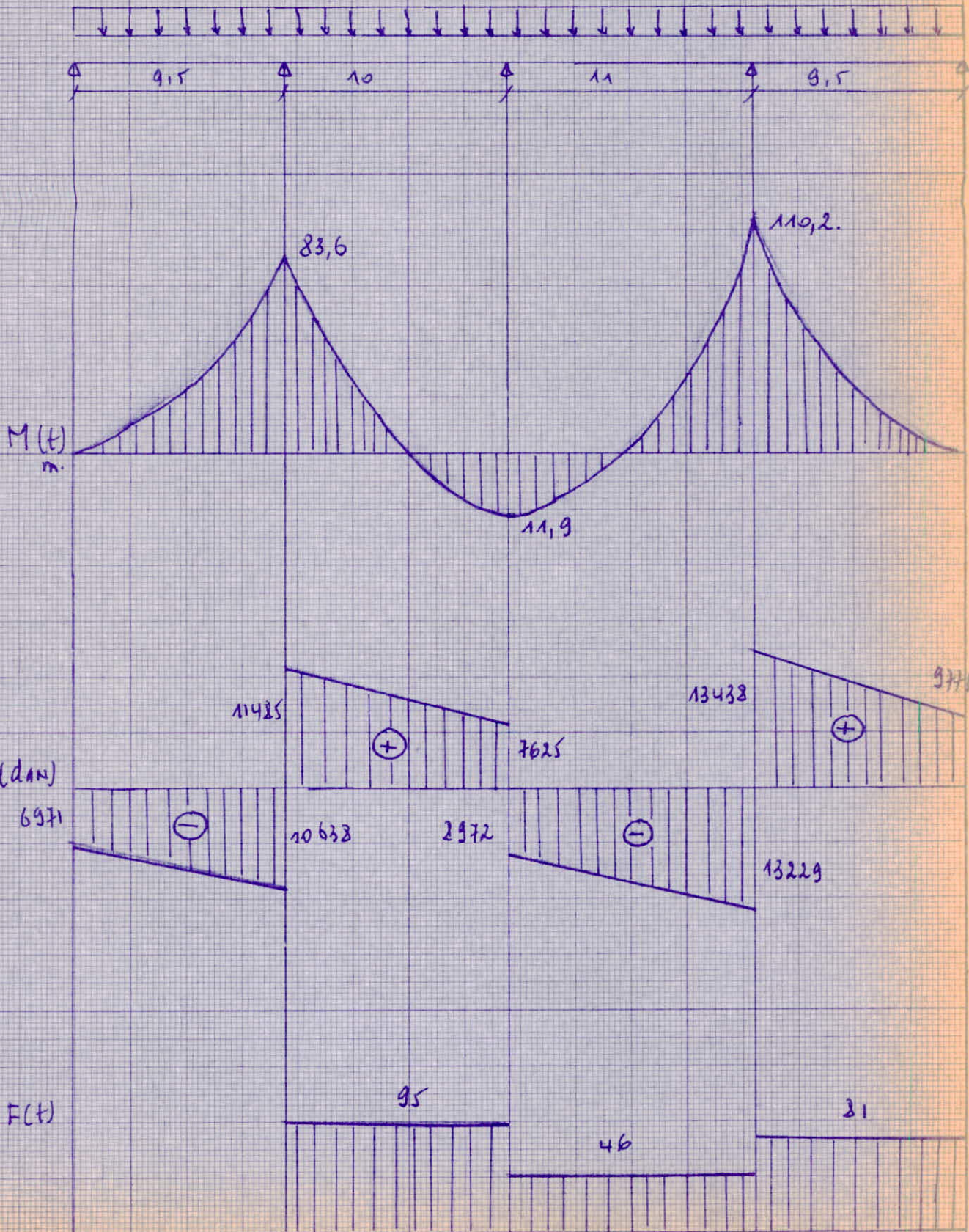


-39-

$$q = 681 \text{ daN/m}$$

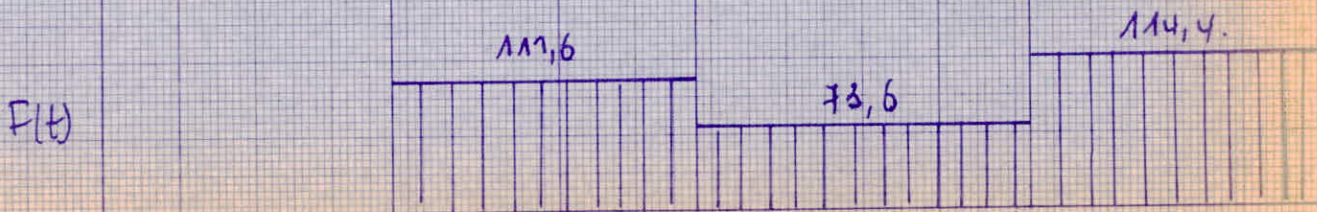
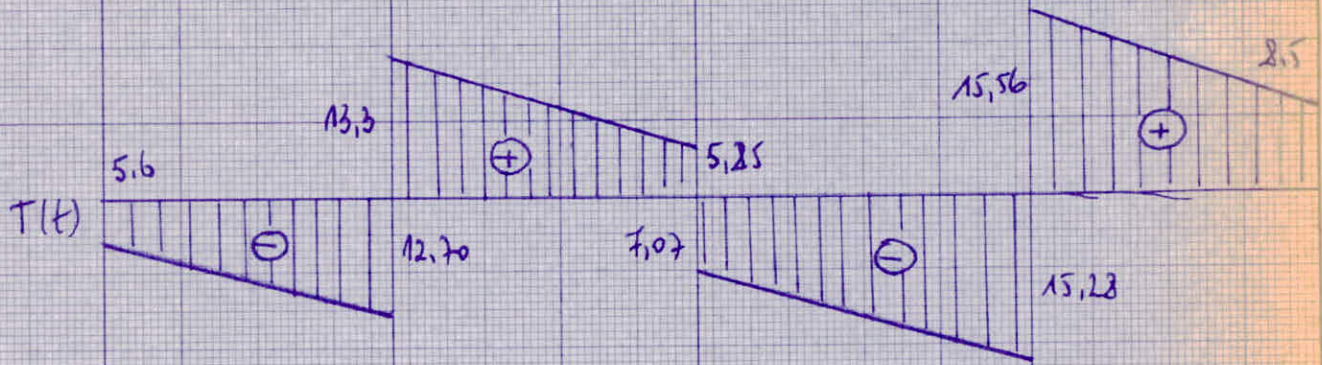
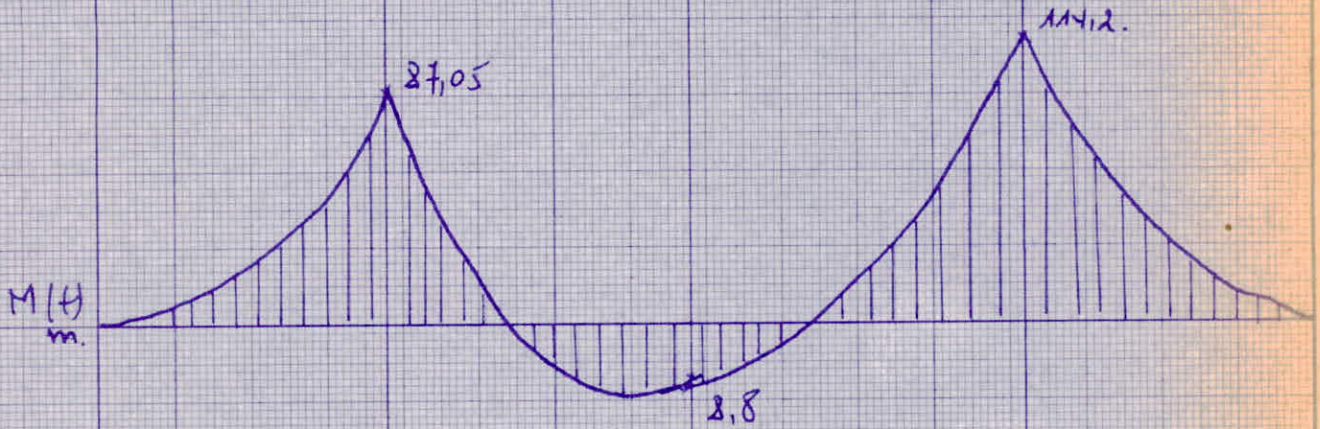


$\frac{4}{3}(G+T) + \text{tauxements. } G = 681 \text{ daN/m}$



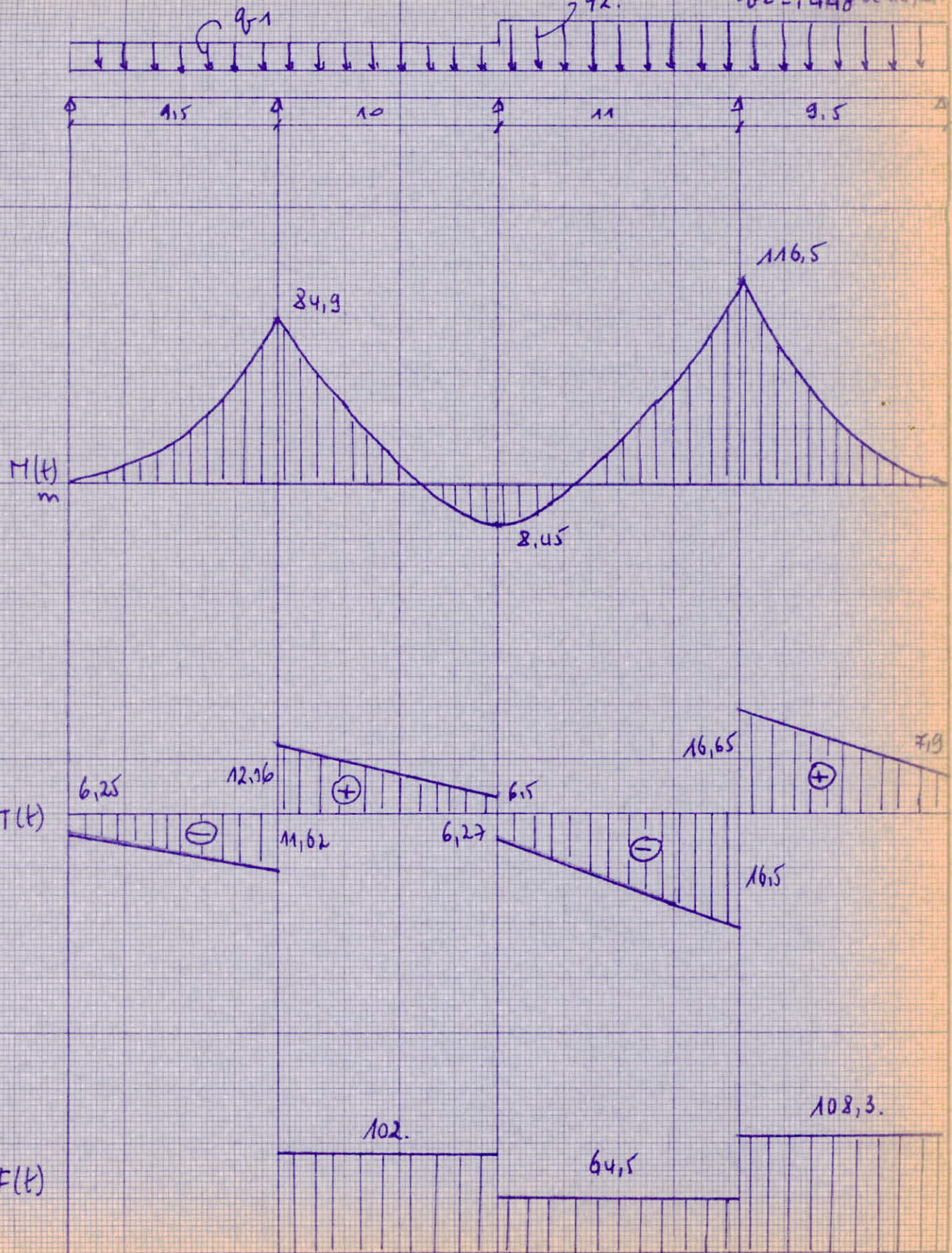
$$\frac{4}{3}(G+T) + \frac{3}{2}N_n + \text{tassements.}$$

$$q_f = 1268 \text{ daN/m.}$$



$\frac{4}{3}(G+T) + \frac{3}{2} Nn + \text{tassements.}$

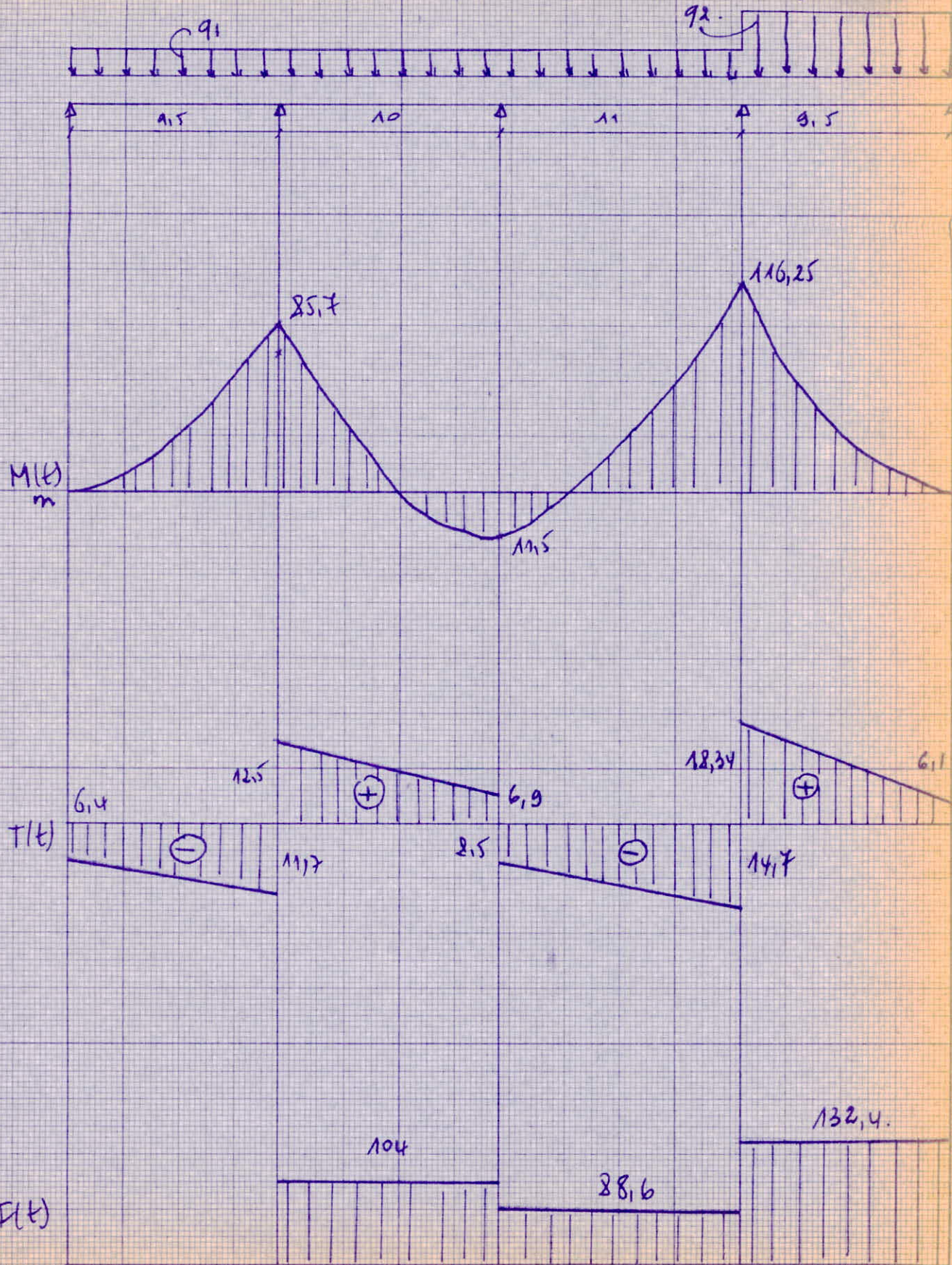
$q_1 = 1088 \text{ dan/m.}$
 $q_2 = 1448 \text{ dan/m.}$



$$\frac{4}{3}(G+T) + \frac{3}{2}Nn + \text{tassements.}$$

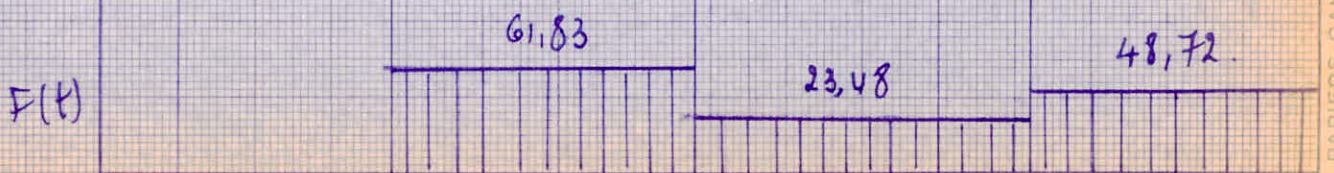
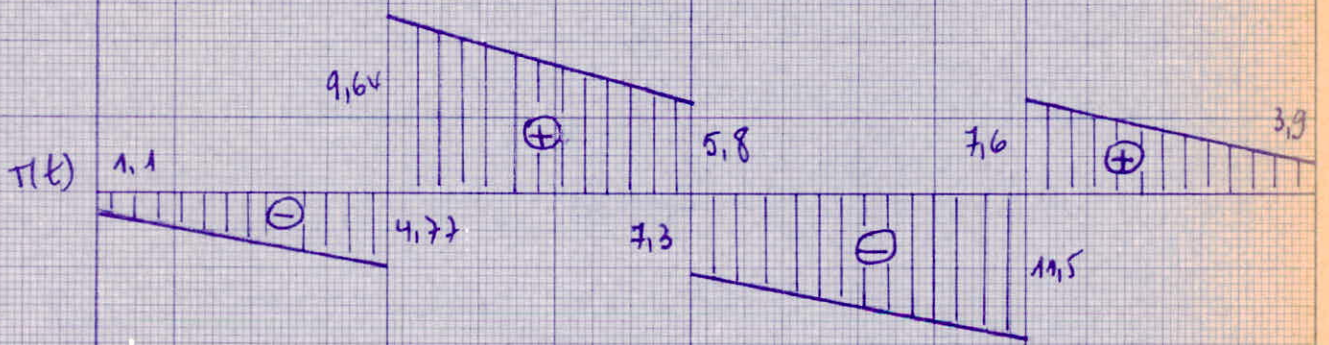
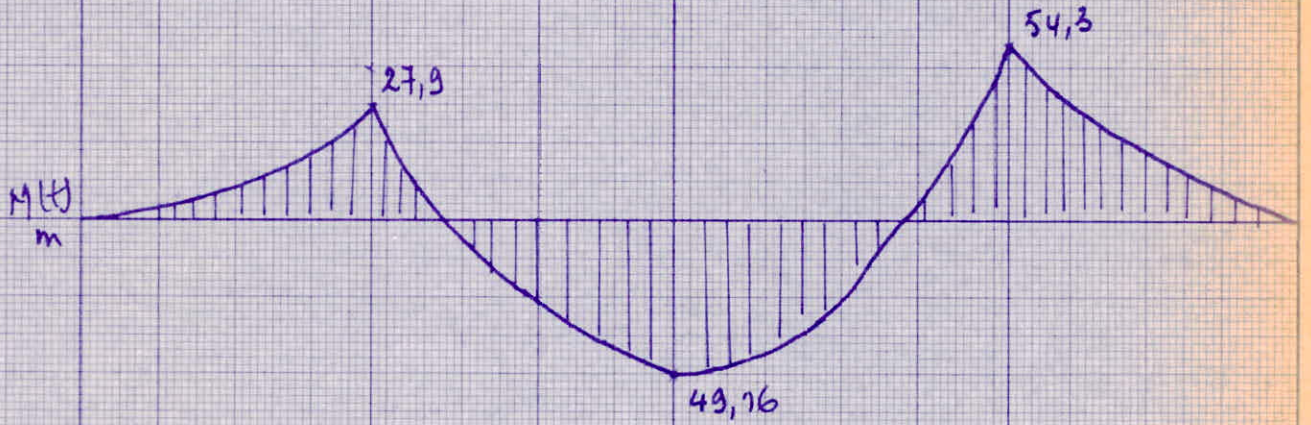
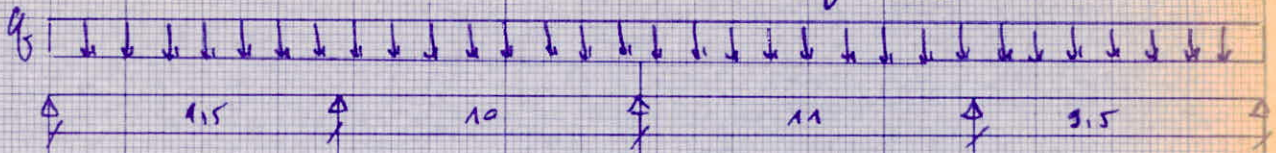
$$q_1 = 1088 \text{ dan/m}$$

$$q_2 = 1808 \text{ dan/m}$$



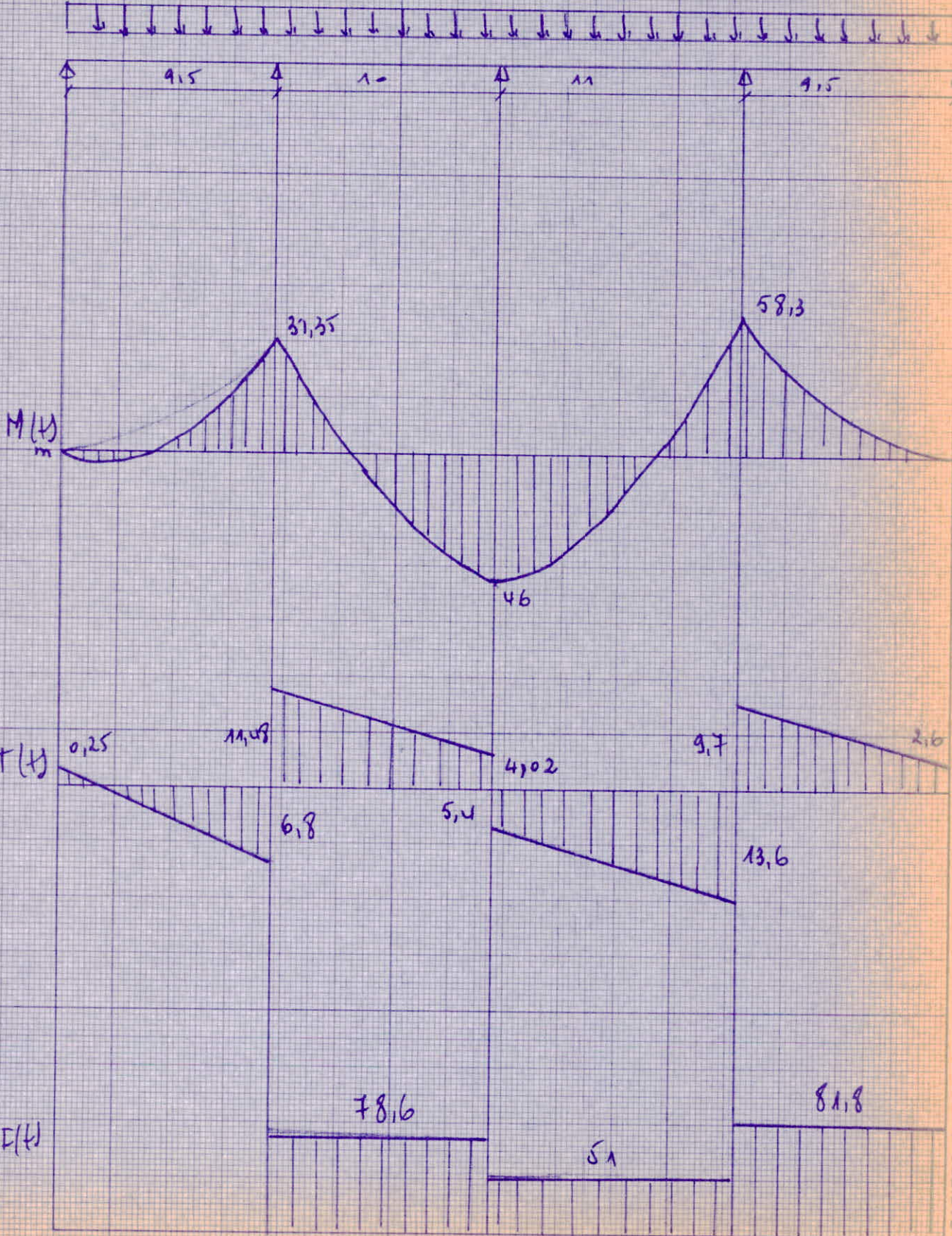
$\frac{4}{3} (G-T) + \text{tassements}$

$q_0 = 908 \text{ daN/m}$



$$\frac{4}{3}(6-T) + \frac{3}{2}N_n + \text{taux ementa.}$$

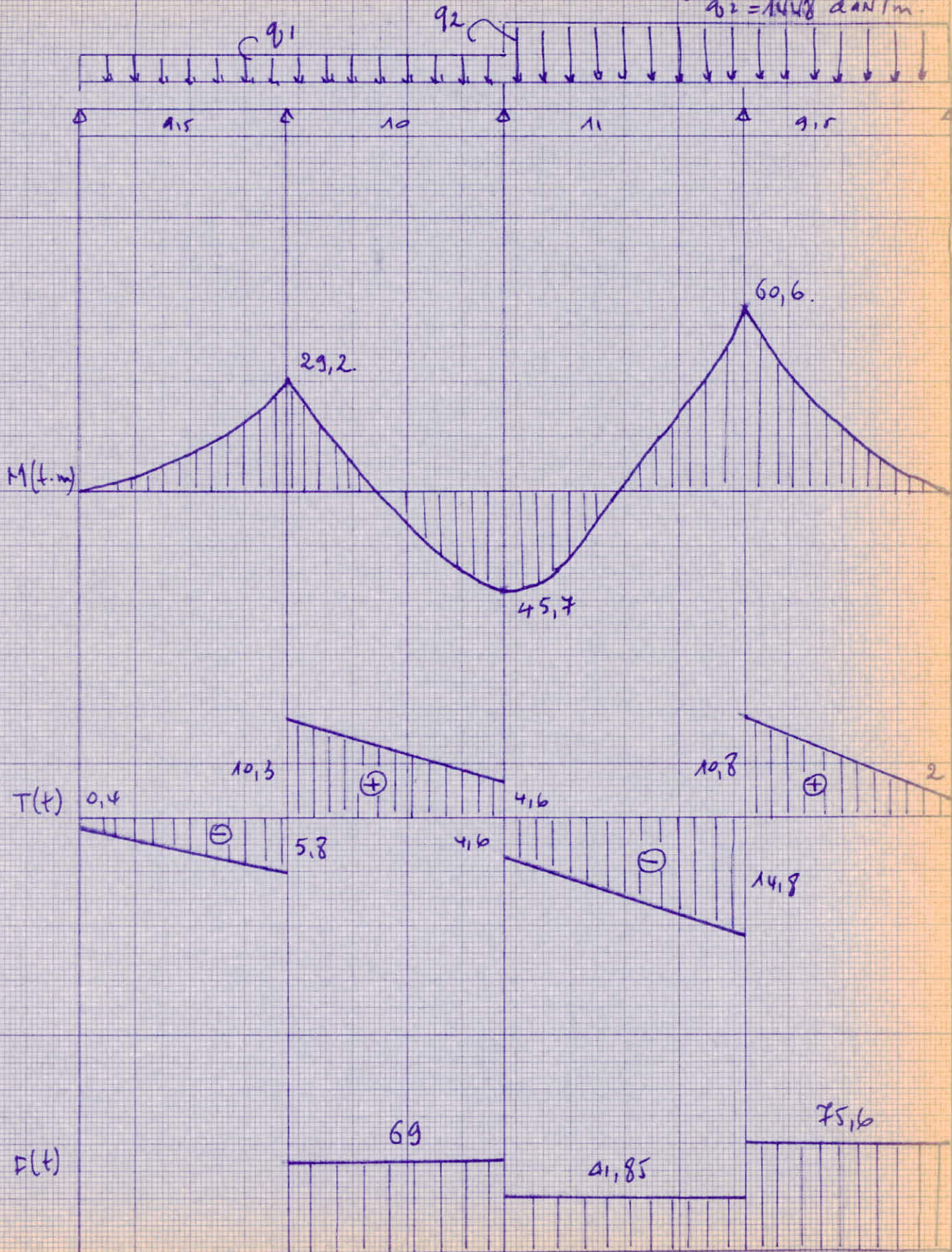
$$q = 1268 \text{ daN/m.}$$



$$\frac{4}{3}(G-T) + \frac{3}{2} Nn + \text{tassements.}$$

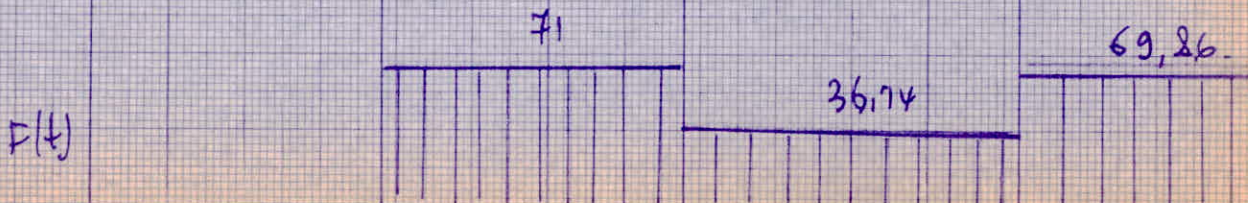
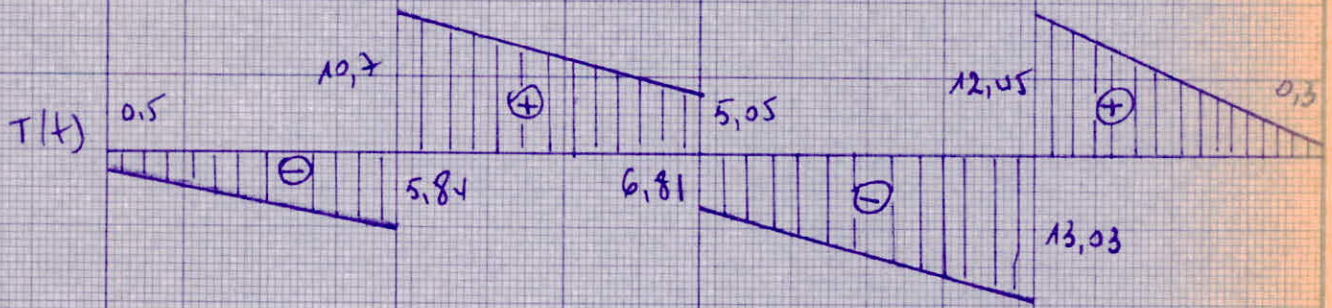
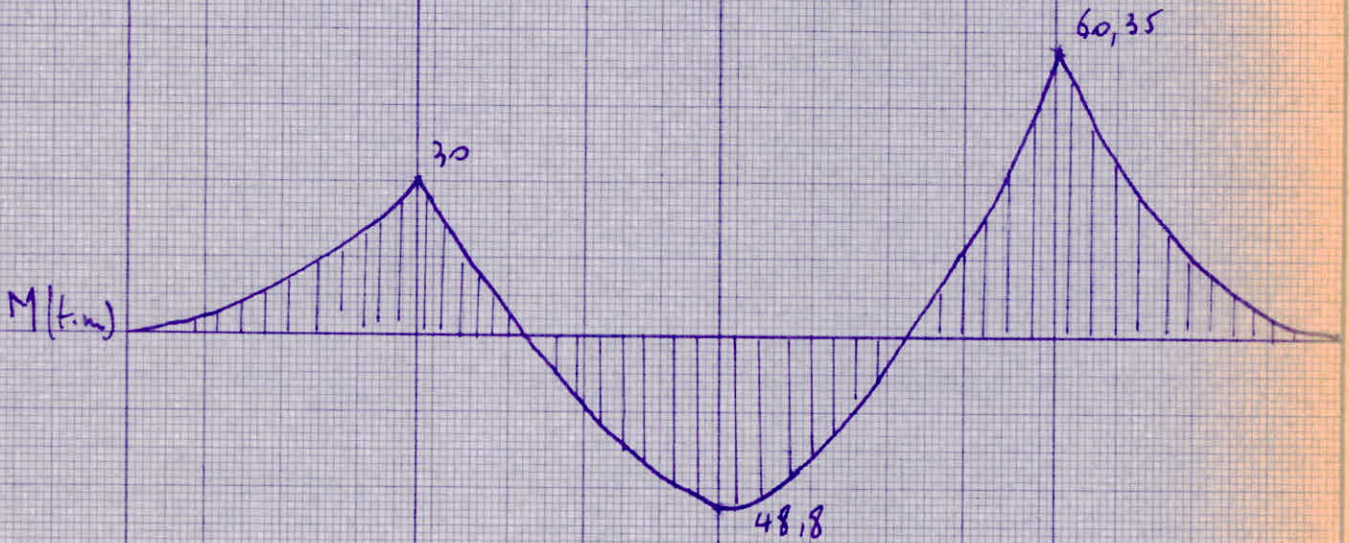
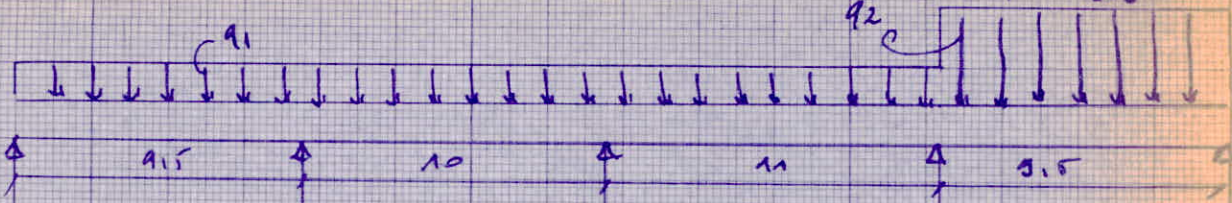
$$q_1 = 1088 \text{ daN/m.}$$

$$q_2 = 1448 \text{ daN/m.}$$

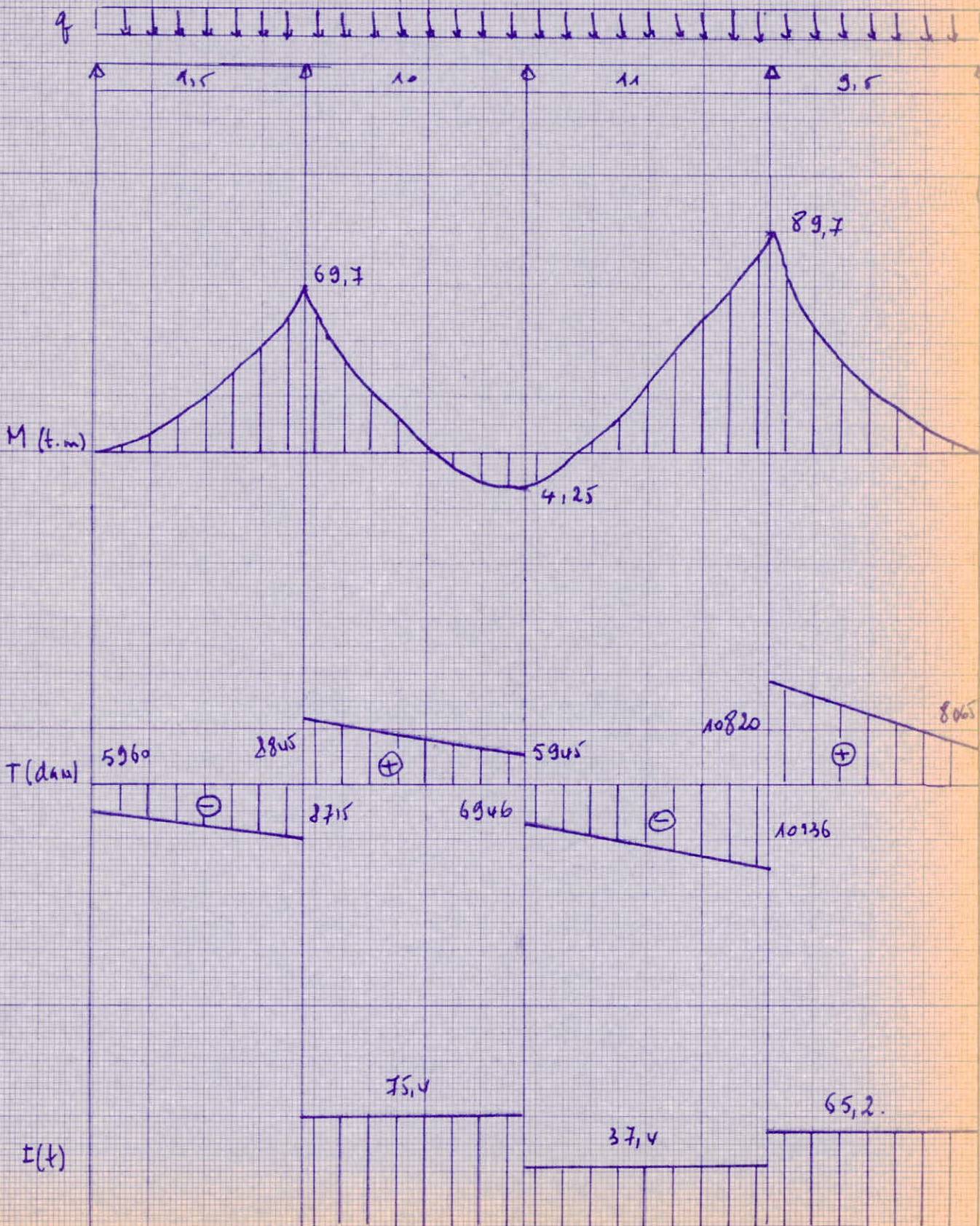


$$\frac{4}{3}(6-T) + \frac{3}{2}N_n + \text{taissements.}$$

$$q_1 = 1088 \text{ daN/m}$$
$$q_2 = 1808 \text{ daN/m}$$

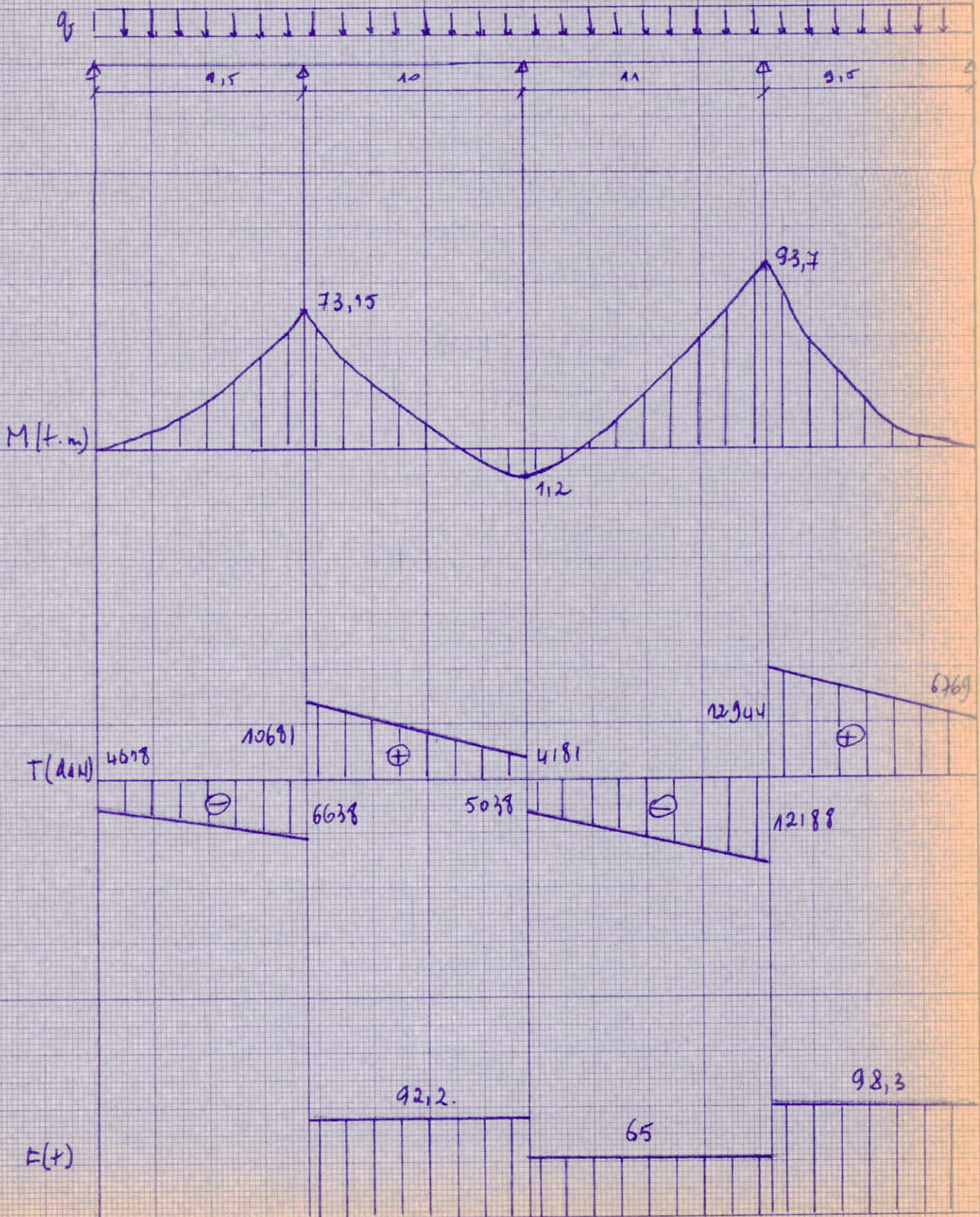


G + 4/3 T + tassements.



$$G = \frac{4}{3} T + \frac{3}{2} N_n + \text{tabissements.}$$

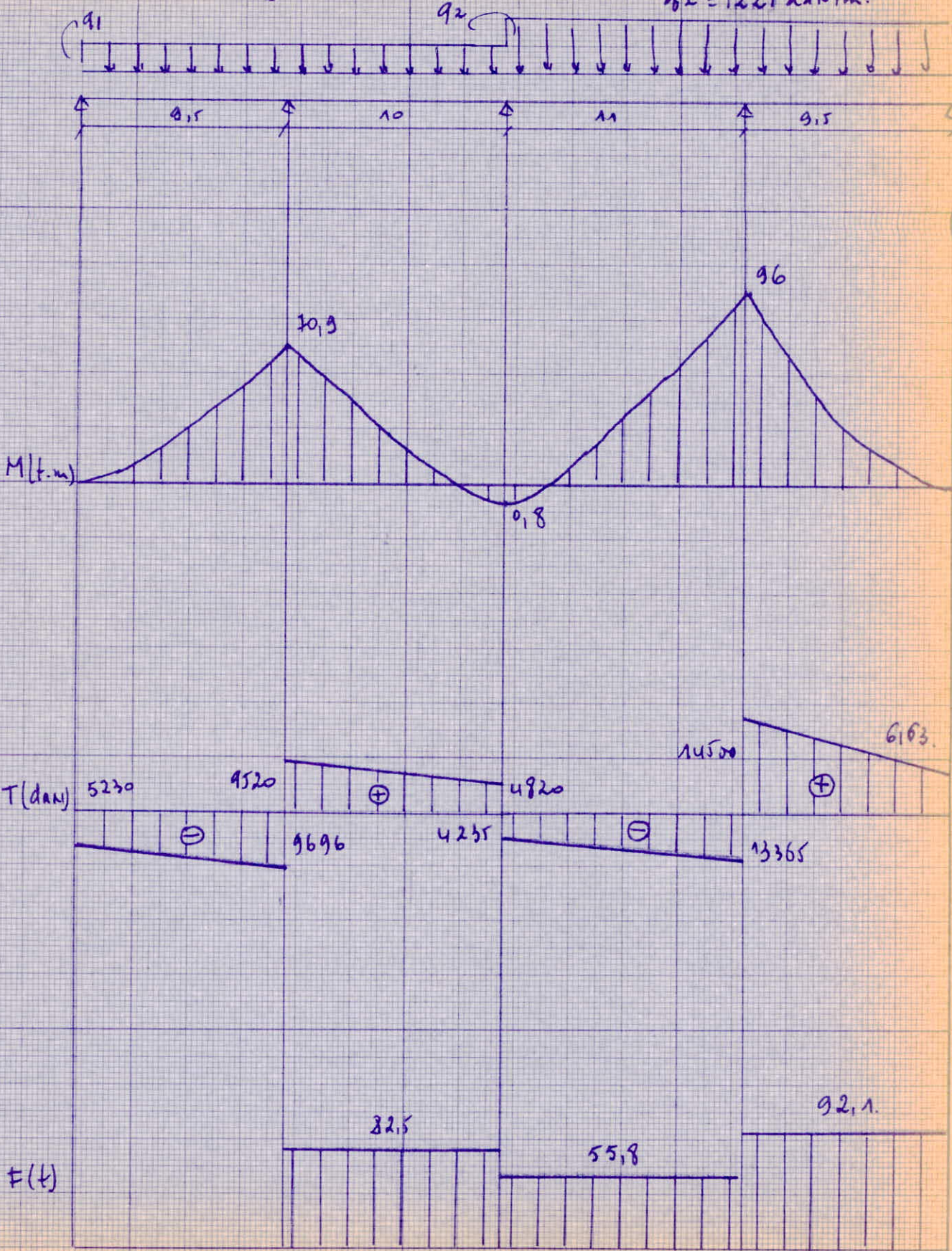
$$q = 1049 \text{ daN/m.}$$



$$G + \frac{4}{3}T + \frac{3}{2}N_n + T_{AM}$$

$$q_1 = 867 \text{ dan/m}$$

$$q_2 = 1227 \text{ dan/m}$$

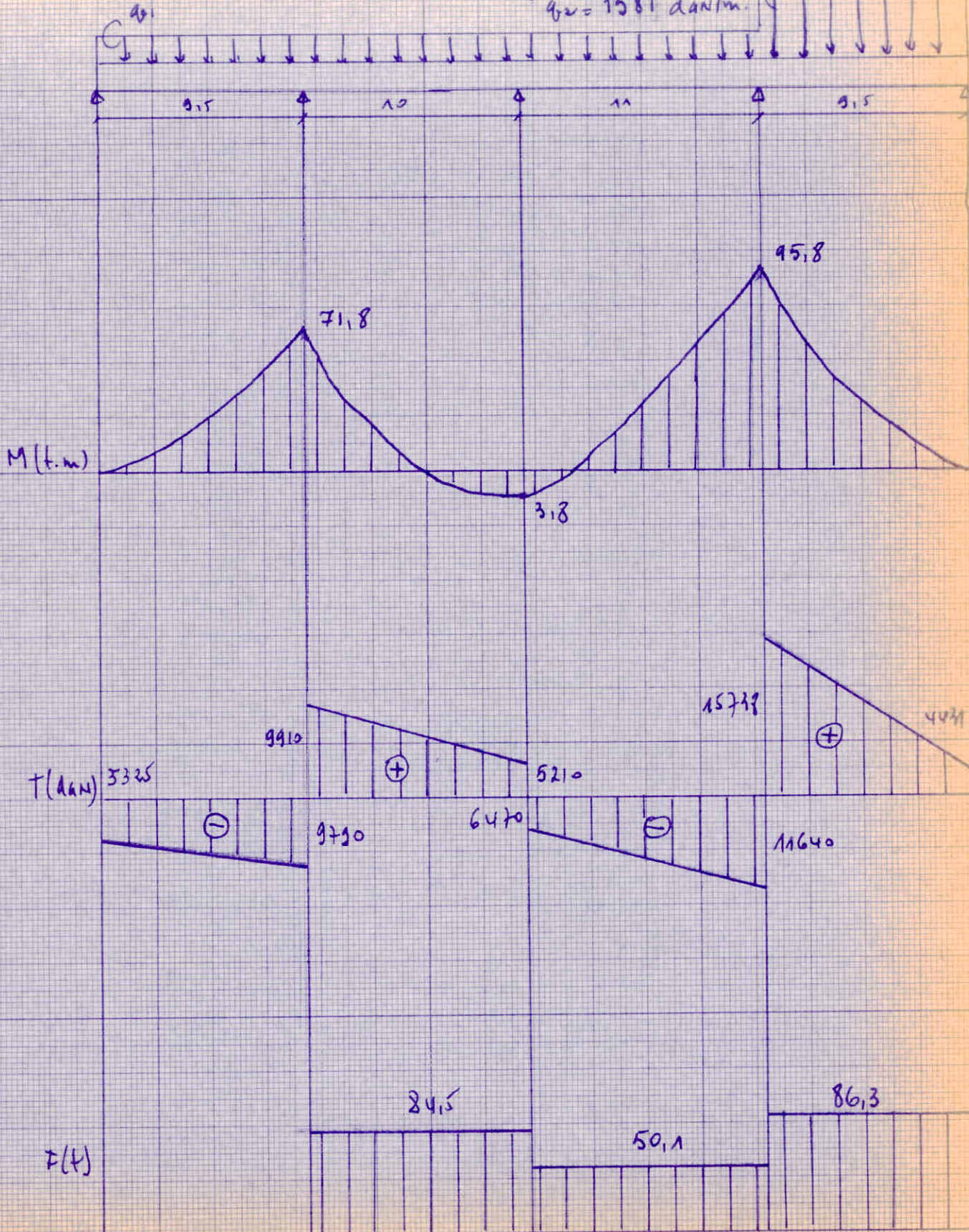


$$G + \frac{4}{3}T + \frac{3}{2}N_n + T_{ans}$$

$$q_1 = 869 \text{ daN/m}$$

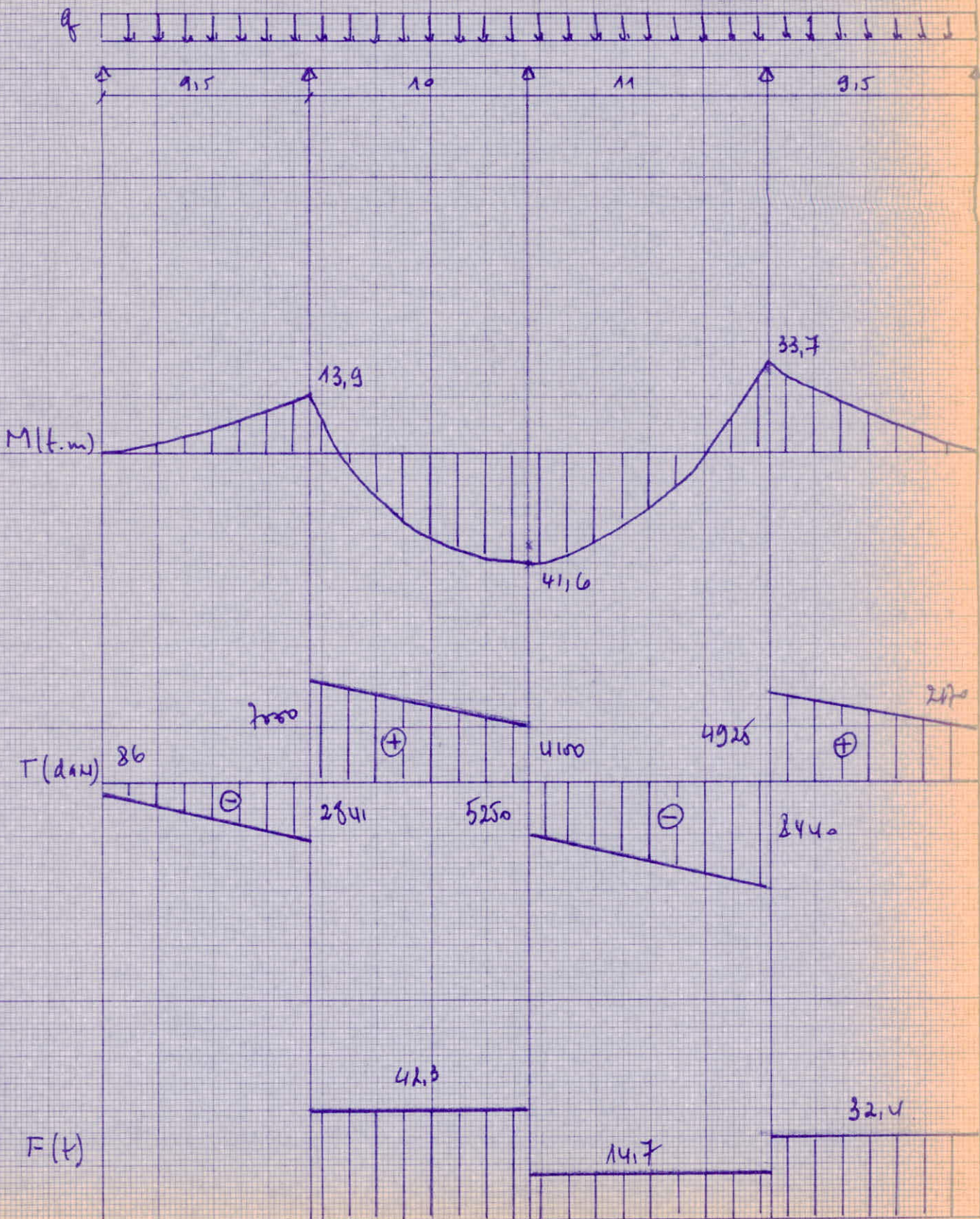
$$q_2 = 1581 \text{ daN/m}$$

92



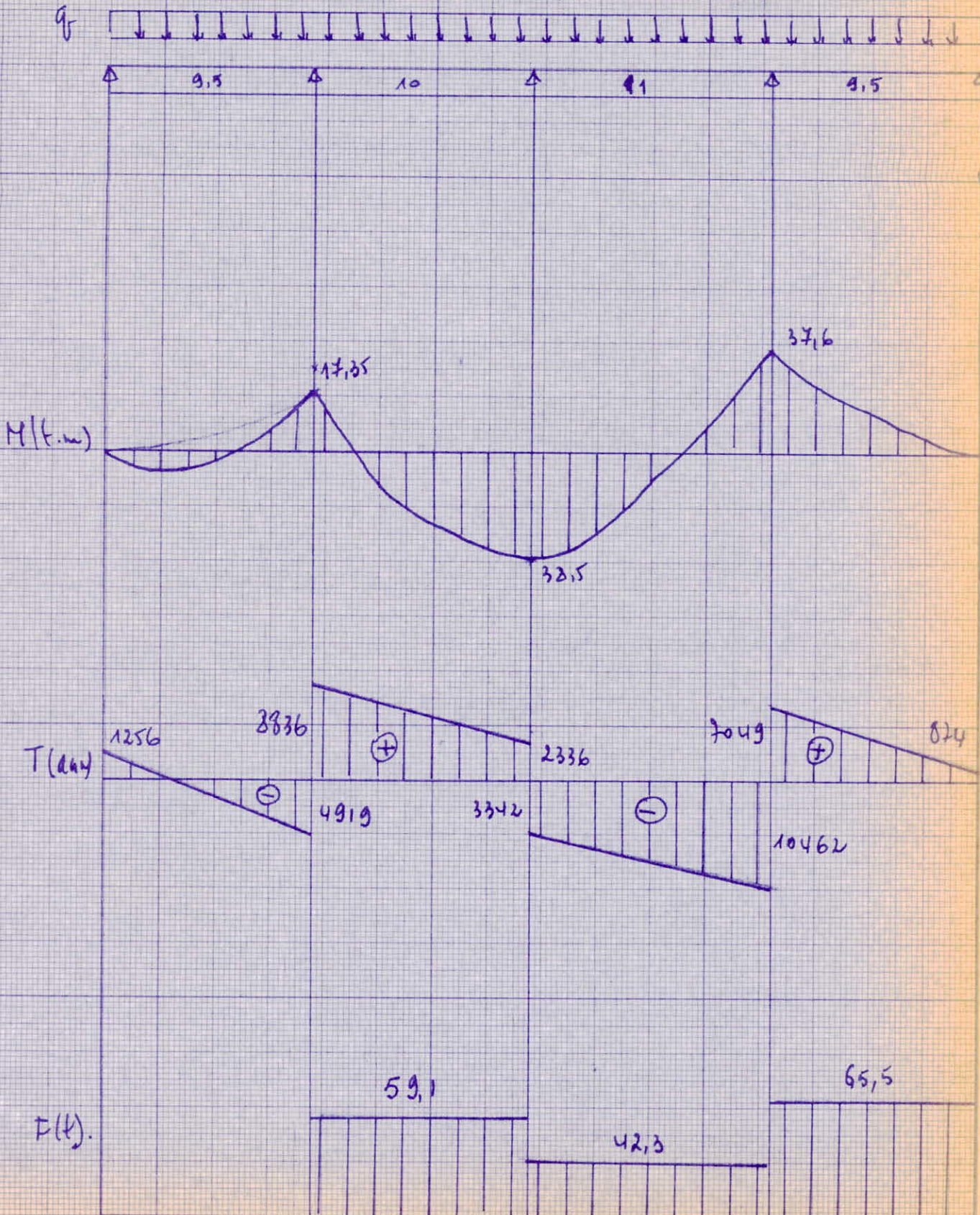
$$G = 4/3 T + \text{fans.}$$

$$q = 689 \text{ dan/m.}$$



$$G = \frac{4}{3}T + \frac{3}{2}Hn + \text{tang}$$

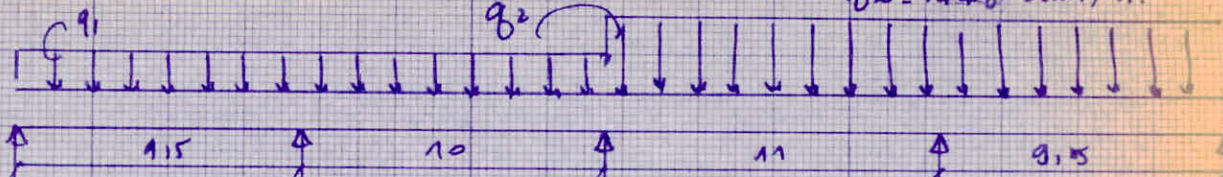
$$q_f = 1269 \text{ daN/m}$$



$$G = 4/3 T + 3/2 N_u + t_{ans}$$

$$q_1 = 1088 \text{ dan/m}$$

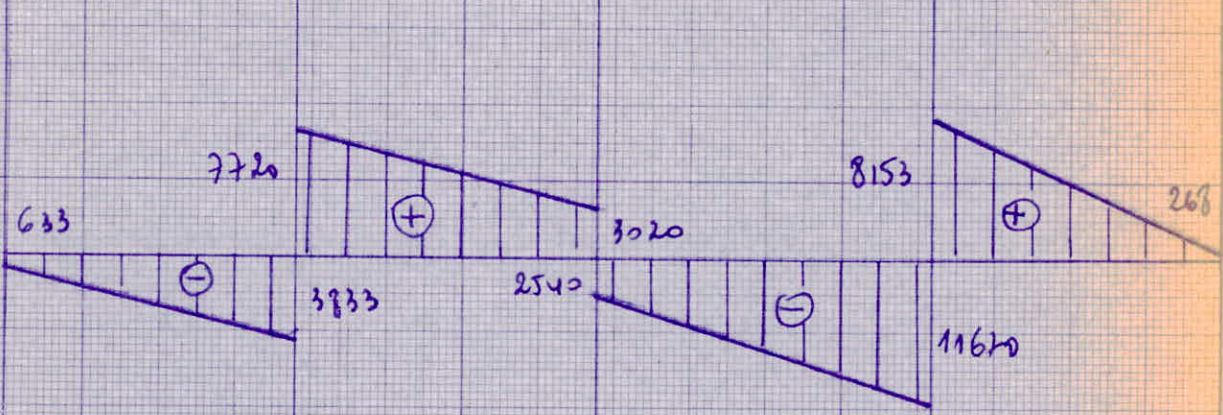
$$q_2 = 7648 \text{ dan/m}$$



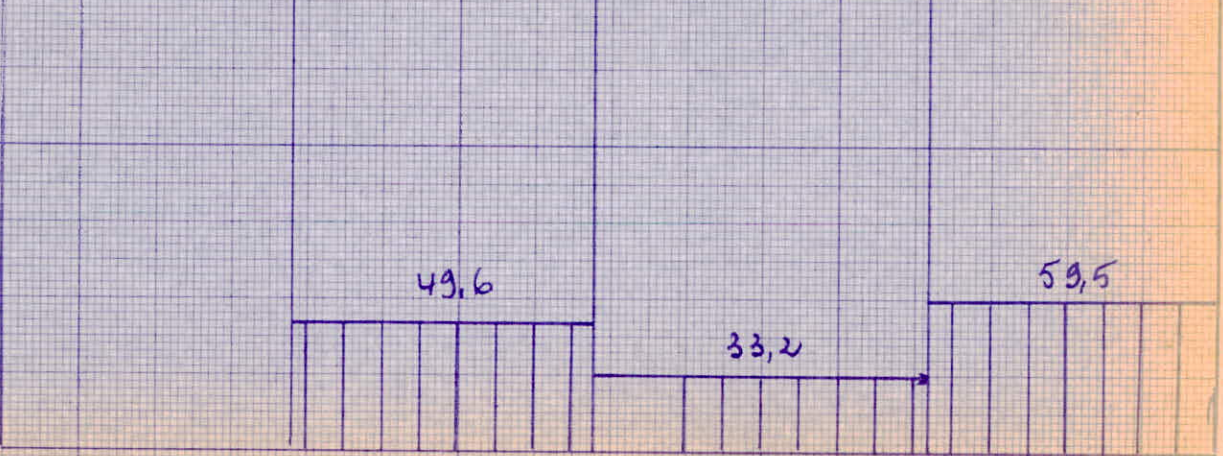
M (t.m)



T (dan)



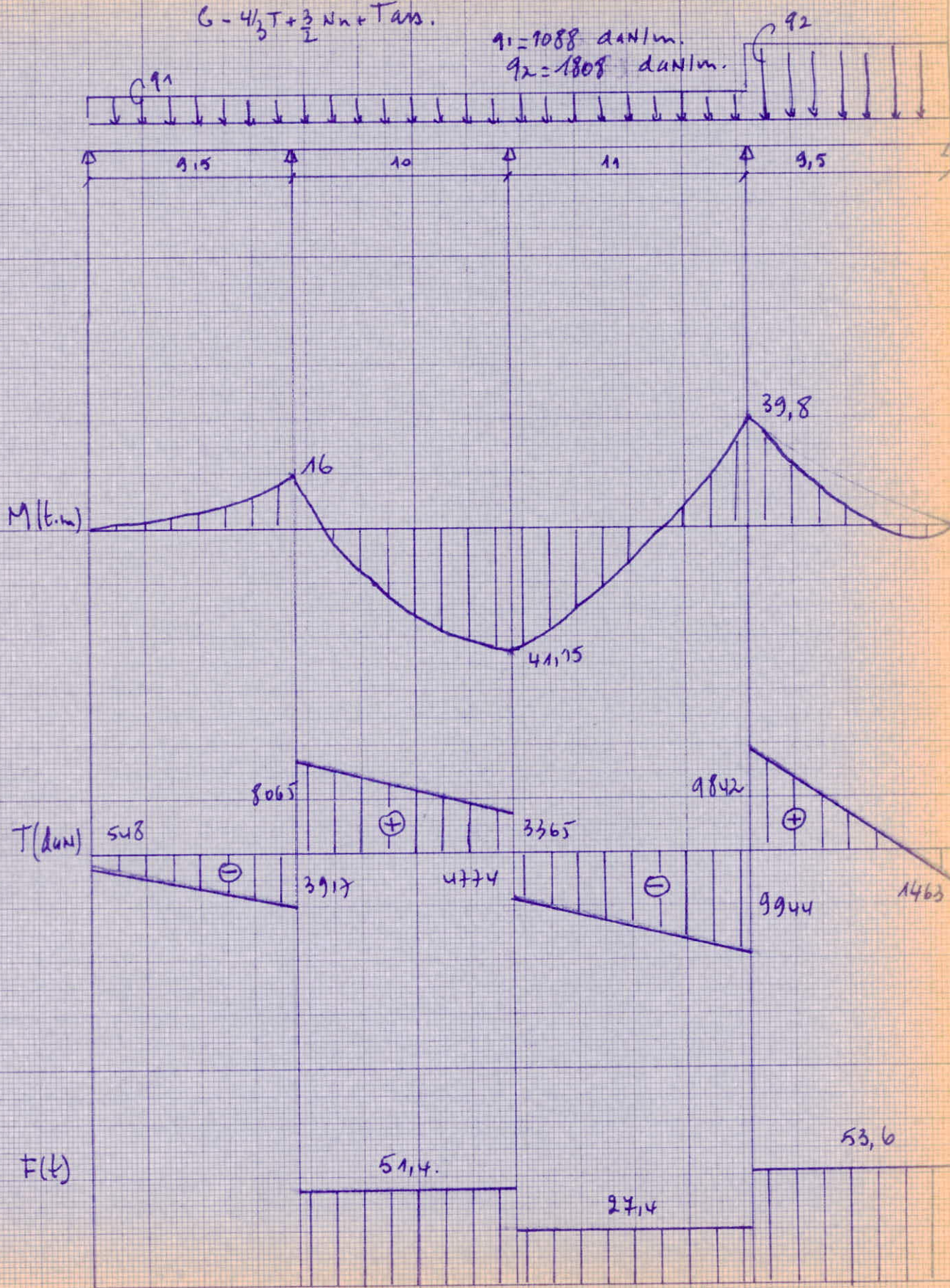
F (t)



$$G = \frac{4}{3}T + \frac{3}{2}N_n + T_{as}$$

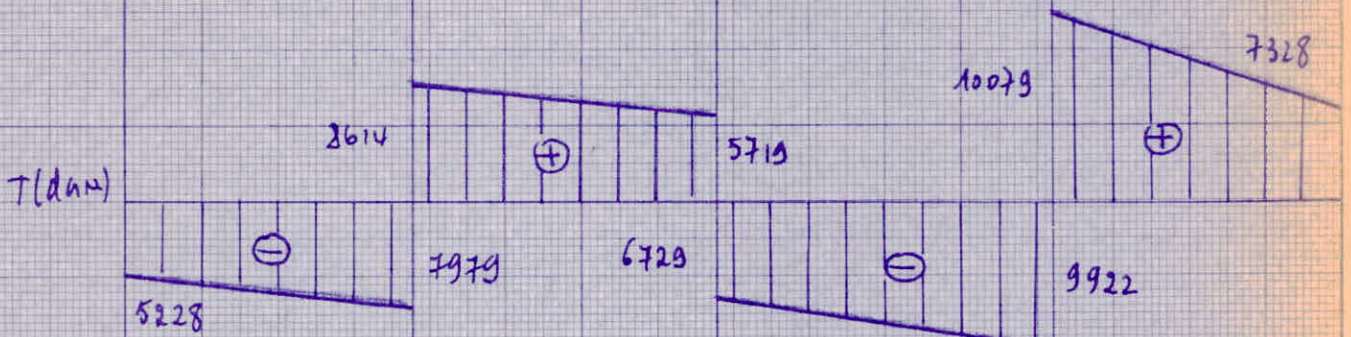
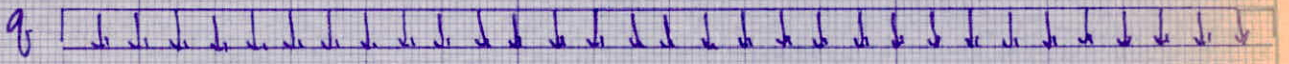
$$q_1 = 1088 \text{ daN/m}$$

$$q_2 = 1808 \text{ daN/m}$$



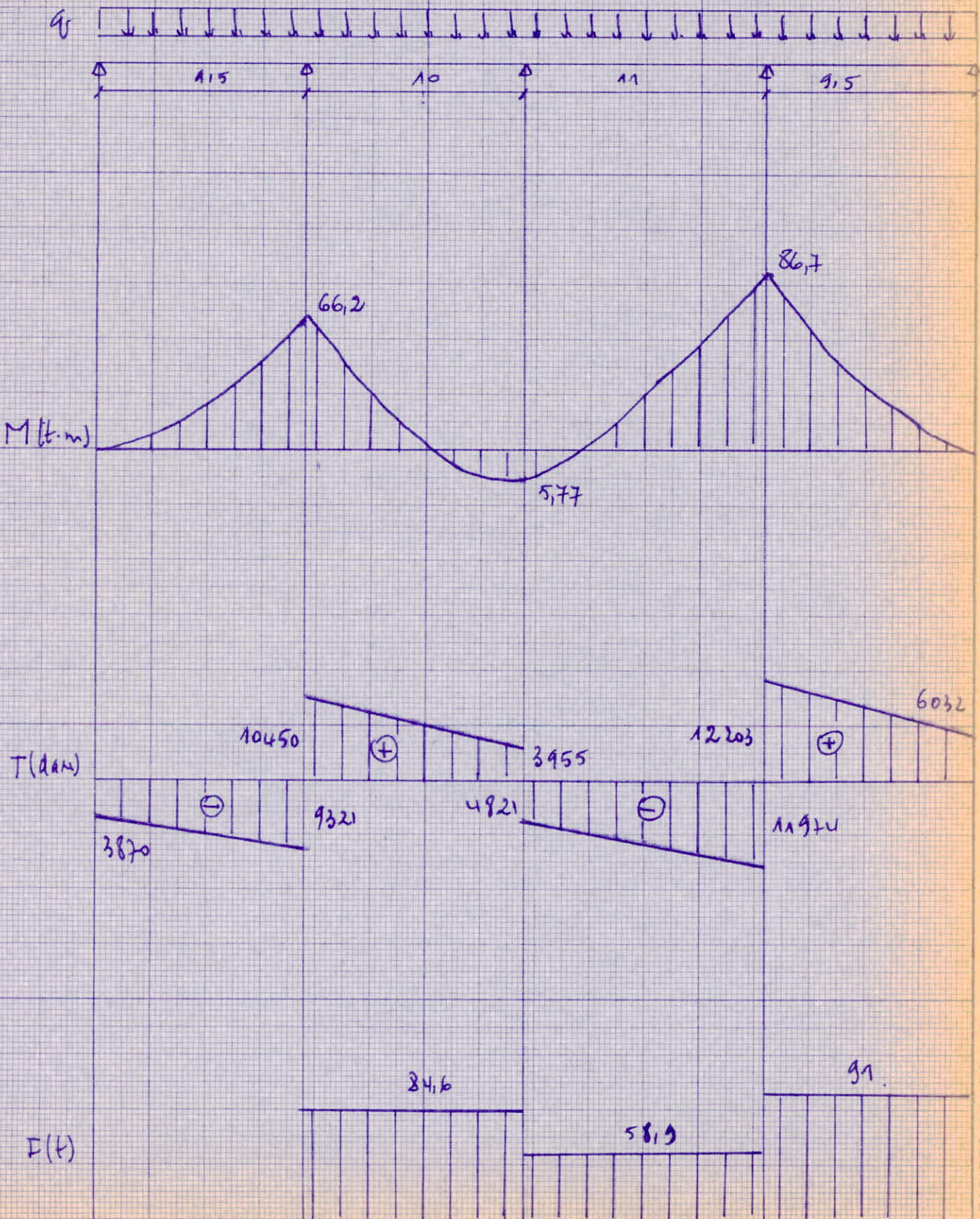
G+T+Tass.

$q = 689 \text{ daN/m.}$



G + T + Ne + Tass.

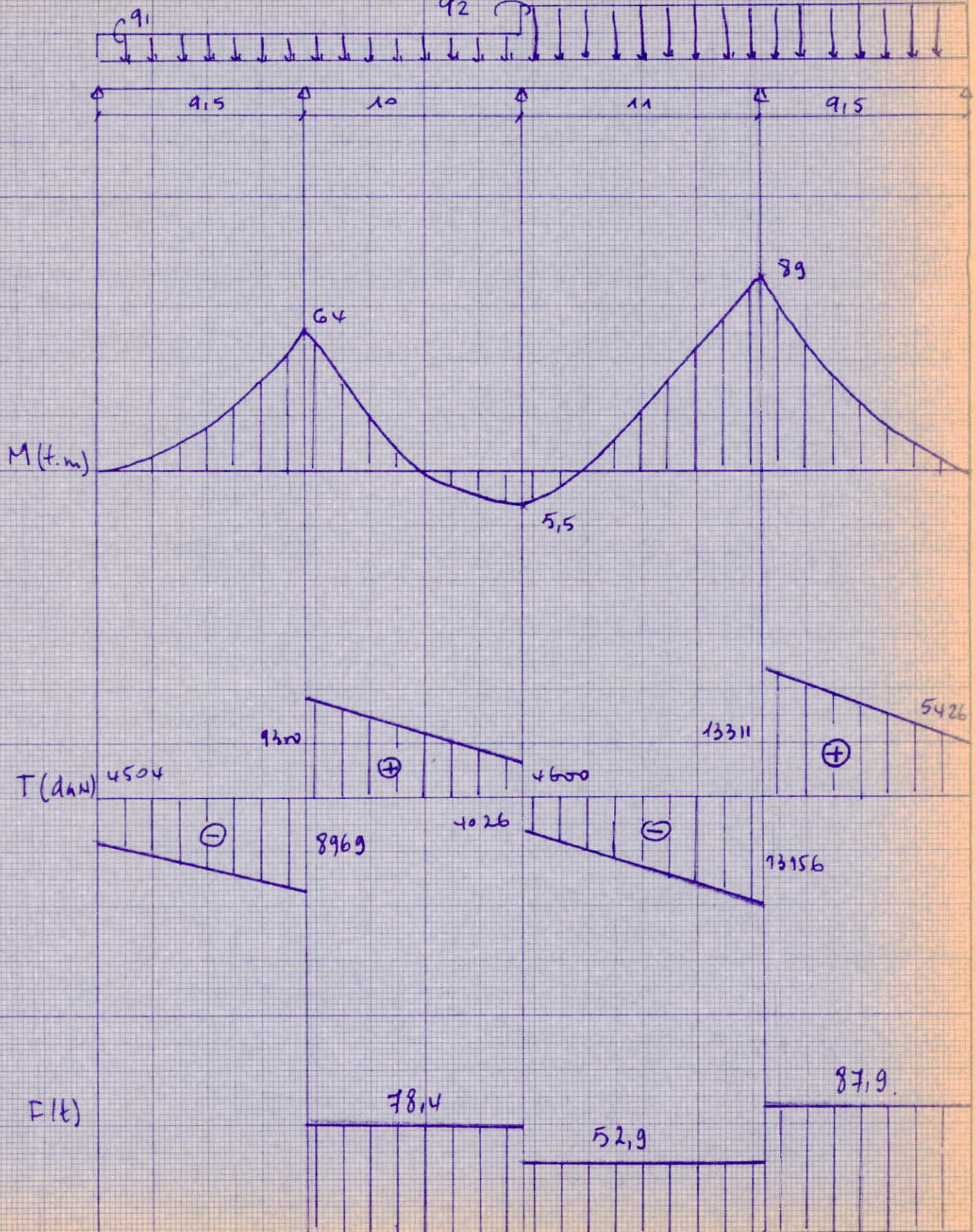
$q_g = 1049 \text{ dan/m.}$



G + T + Ne + Tass.

$q_1 = 861 \text{ daN/m}$

$q_2 = 1229 \text{ daN/m}$

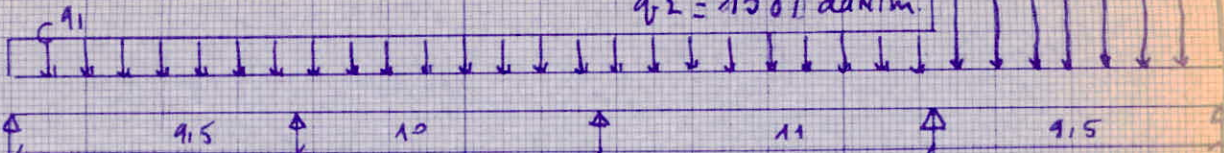


G + T + Ne + Tass.

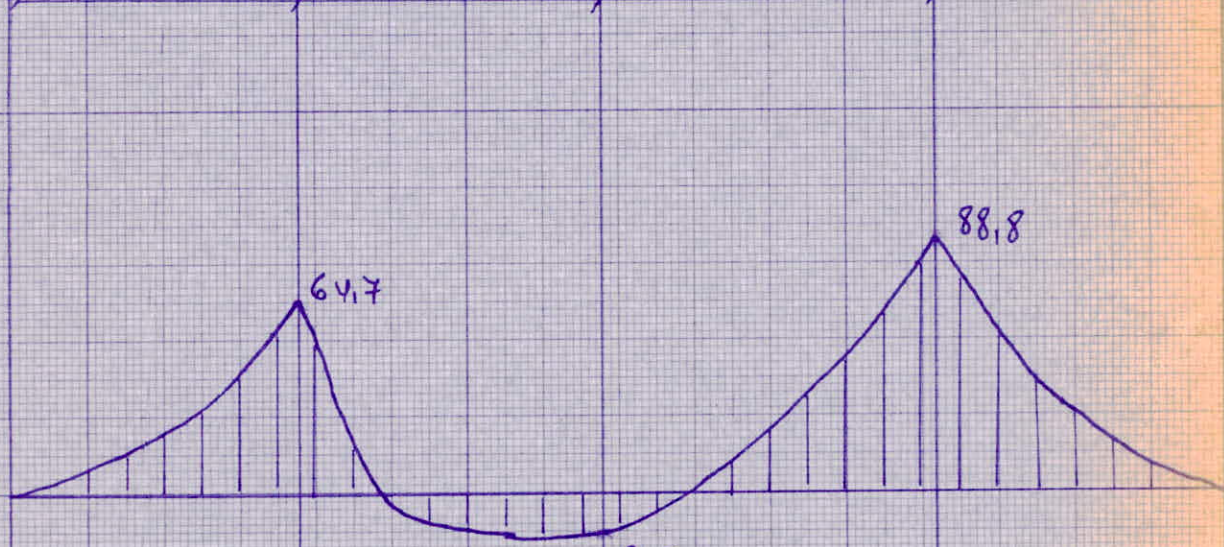
$q_1 = 861 \text{ dan/m}$

$q_2 = 1587 \text{ dan/m}$

92



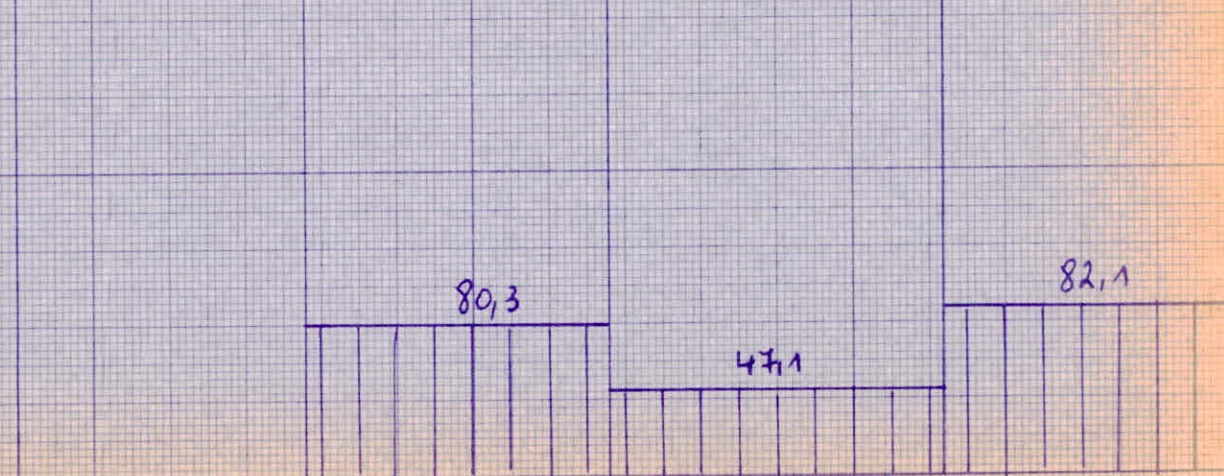
M(k.m)



T(dan)

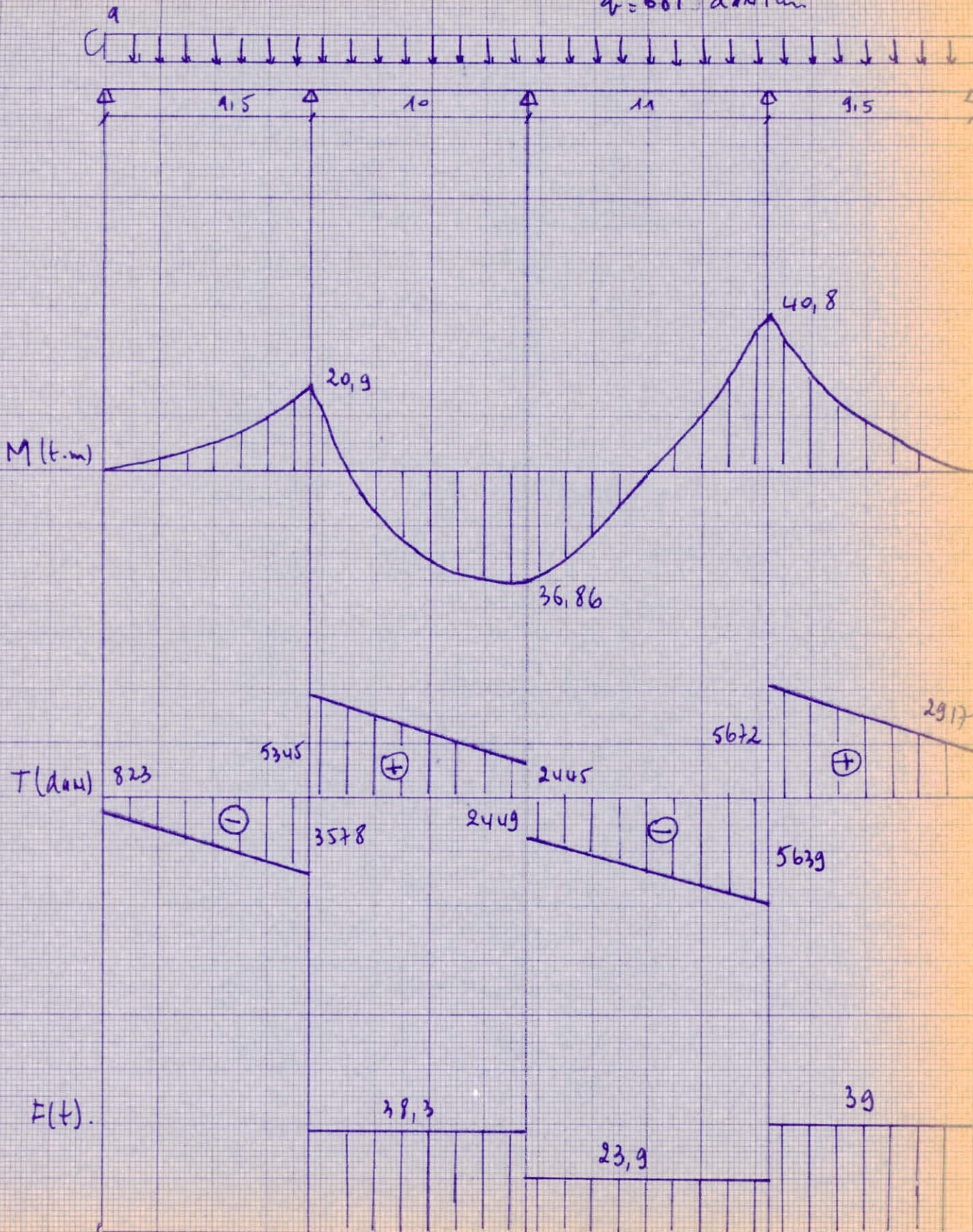


F(k)



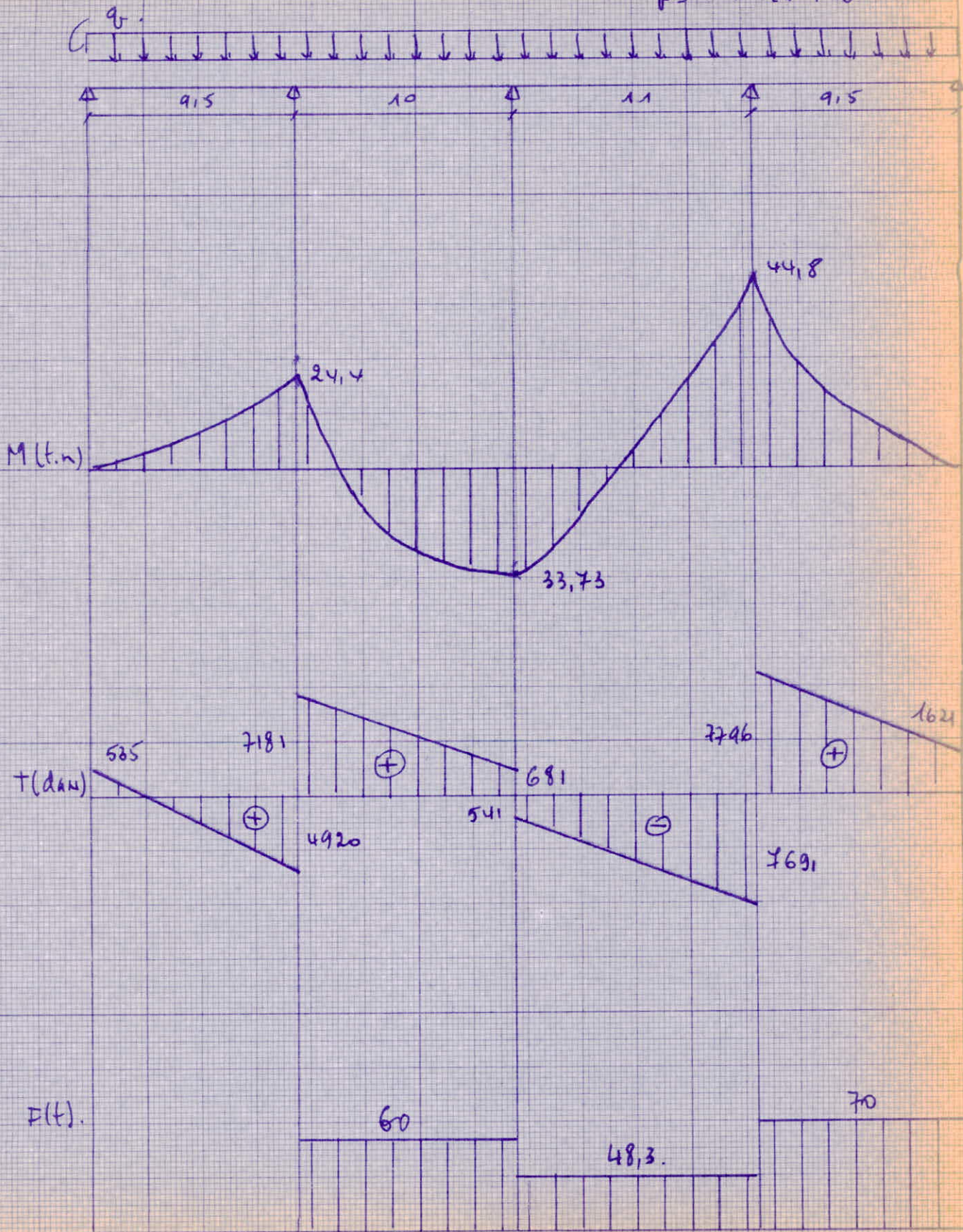
G-T+Tass.

$q = 681 \text{ daN/m}$



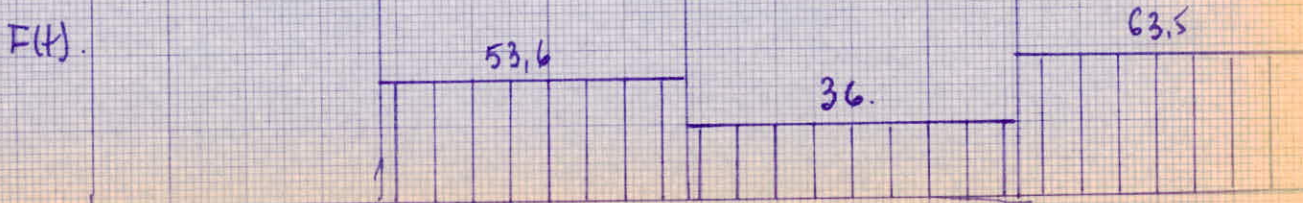
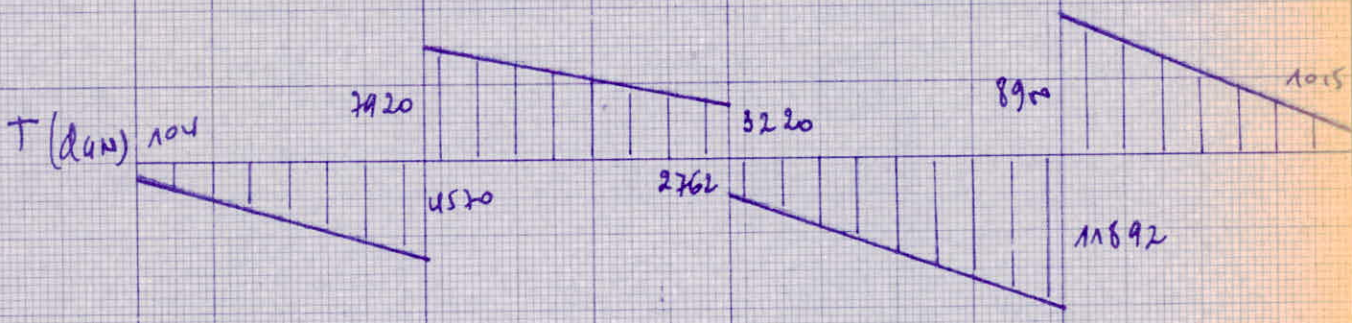
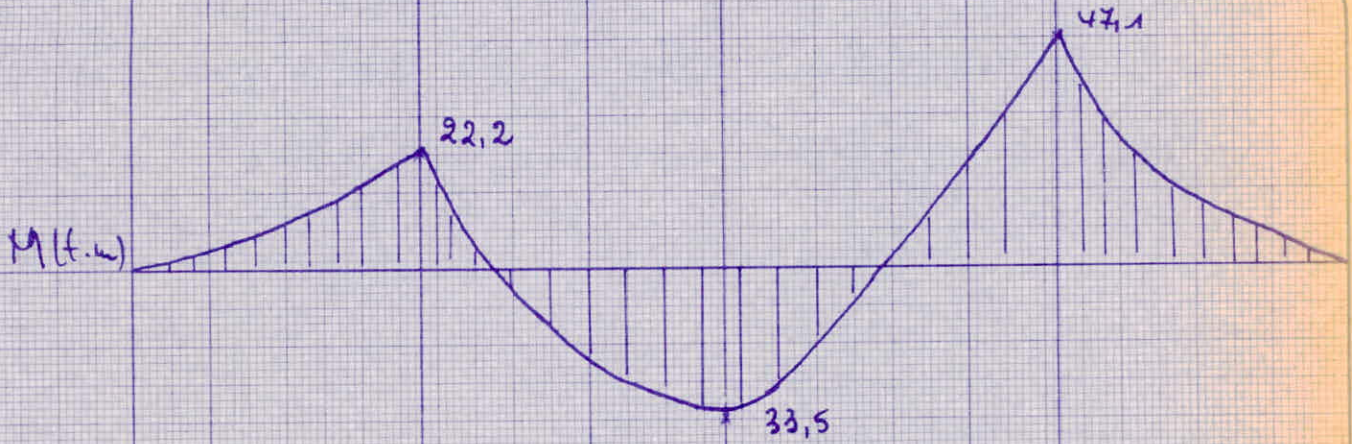
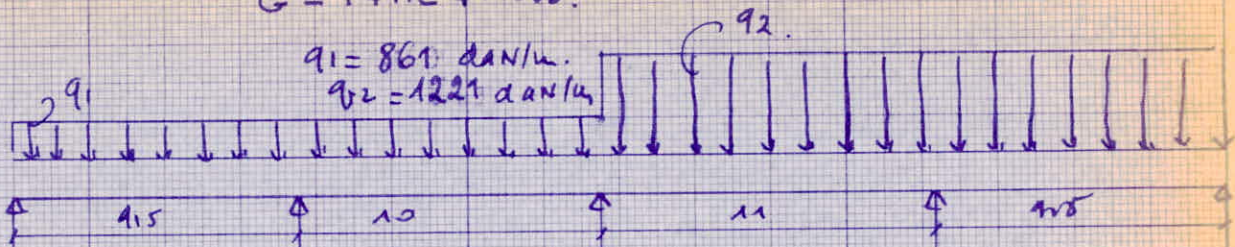
B-T+Ne+ans.

$q = 1049 \text{ dan/m}$



G - T + Ne + Tass.

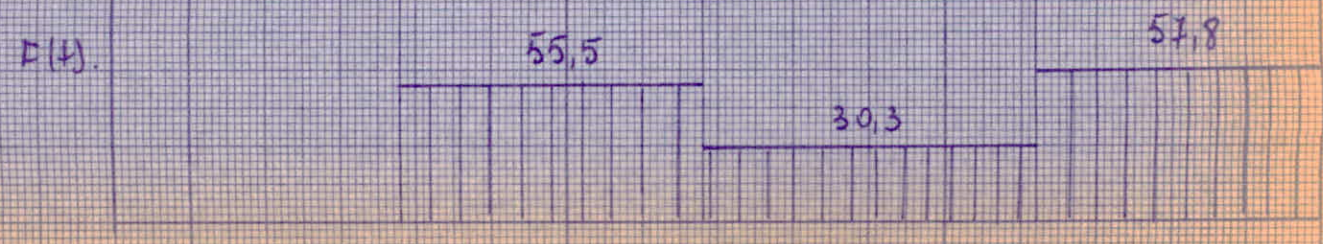
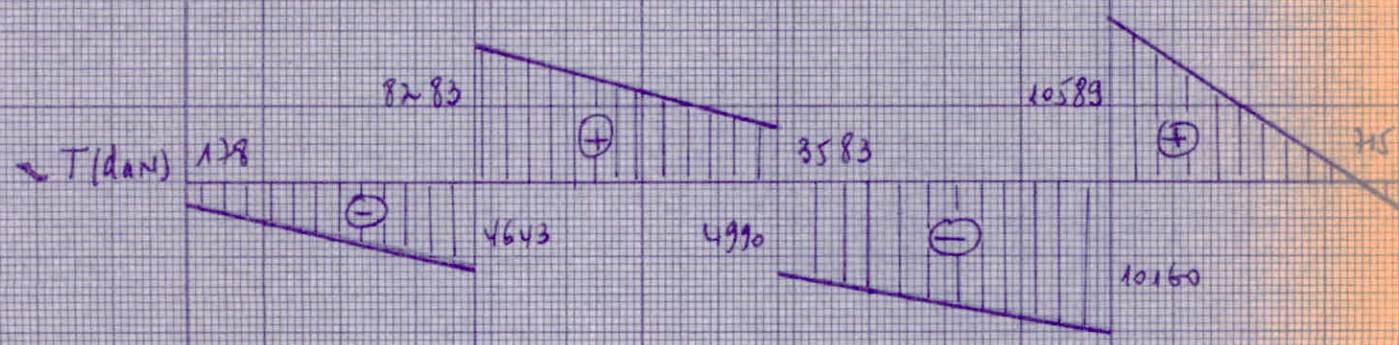
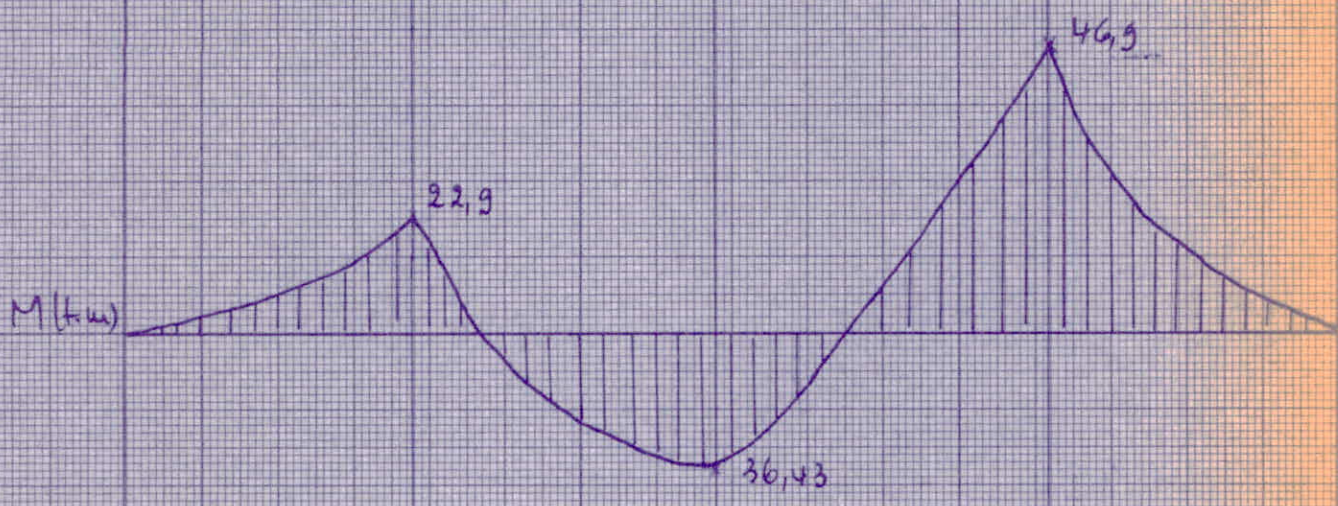
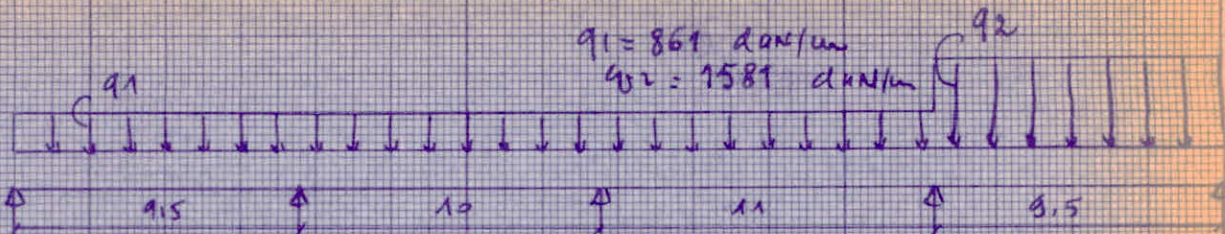
$q_1 = 869 \text{ dan/m}$
 $q_2 = 1221 \text{ dan/m}$



B - Truss

$q_1 = 861 \text{ daN/m}$

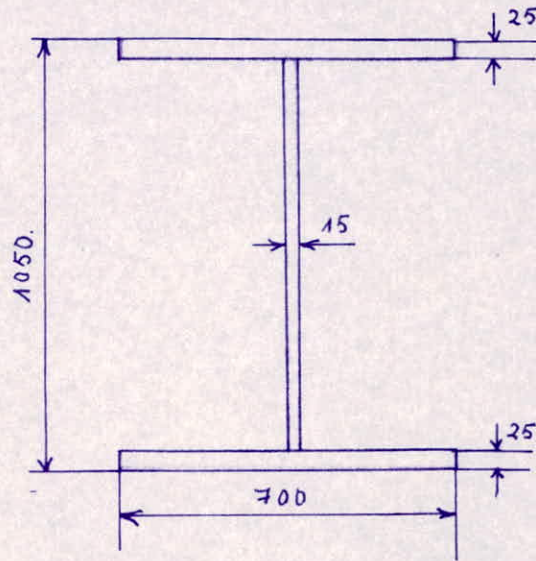
$q_2 = 1581 \text{ daN/m}$



VERIFICATION DE LA POUTRE



Verificación de la resistencia.



$$I_x = 1044479 \text{ cm}^4$$

$$A = 500 \text{ cm}^2$$

$$L_x = 1100 \text{ cm.}$$

$$M_{\max} = 116,5 \text{ t.m.}$$

$$N_{\max} = 132,4 \text{ t.}$$

$$i_x = (I_x/A)^{1/2} = (1044479/500)^{1/2} = 45,7 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = L_x/i_x = 1100/45,7 = 24.$$

$$\lambda_x = 24 \Rightarrow \sigma_k = 359,83 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = N/A = \frac{132400}{500} = 264,8 \text{ daN/cm}^2$$

$$\mu = \sigma_k/\sigma = 359,83/264,83 = 1,36$$

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{M_{\max} \cdot h}{2I} = \frac{116,5 \cdot 105 \cdot 105}{2 \cdot 1044479} = 525,6 \text{ daN/cm}^2$$

$$k_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = \frac{1,36 - 1}{1,36 - 1,3} = 1,003.$$

$$k_f = \frac{\mu + 0,03}{\mu - 1,3} = \frac{136 + 0,03}{136 - 1,3} = 1,01.$$

$$K_1 \sigma + k_f \sigma_f = 1,003 \cdot 264,8 + 1,01 \cdot 525,6 = 357 \text{ dan/cm}^2 < 2400 \text{ dan/cm}^2$$

Verification de la fleche.

$$f/L = \sigma_f / 10^7 \cdot L/h.$$

$$M_{\max} = 116,5 \text{ t.m.}$$

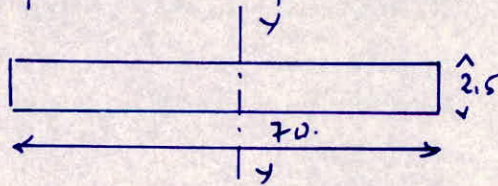
$$L = 11 \text{ m.}$$

$$\sigma_f = M/w = M \cdot h / 2I = \frac{116,5 \cdot 10^5 \cdot 105}{2 \cdot 1044479} = 525,6 \text{ dan/cm}^2$$

$$f/L = \frac{525,6}{10^7} \cdot \frac{1100}{105} = 62 \cdot 10^{-5} < \bar{f}/L$$

Verification au deversement.

On emploie la methode simplifiee de CM 66 qui consiste à verifier au flambement simple la semelle superieure comprimée.



$$A_1 = 70 \cdot 2,5 = 175 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_f = M/w = 525,6 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma = N/A = 132400 / 175 = 756,6 \text{ dan/cm}^2$$

$$i_y = (I_y / A_1)^{1/2} = 20,2.$$

$$\lambda_y = l_{fy} / i_y = 2,5 \cdot 10^2 / 20,2 = 12,37 \Rightarrow k = 1,006.$$

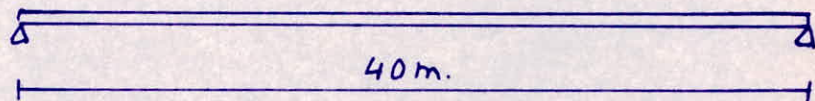
$$K(\sigma_f + \sigma) = 1,006(525,6 + 756,6) = 1350 \text{ dan/cm}^2$$

< σ_c .

VERIFICATION DE LA POUTRE AU RISQUE DE SOULEVEMENT

Pour les constructions légères le vent est prédominant, la poutre doit être assurée contre tout risque de soulèvement. Pour cela elle doit être vérifiée pour le cas de charge $c_p + v_e$.

La poutre sera considérée comme suit:



charges permanentes.

Poutre: $d \cdot A$ dan/m.

$d =$ densité de l'acier = 7850 dan/m^3 .

$A =$ surface de la poutre: 500 cm^2

Int $d \cdot A = 7850 \cdot 0,05 = 393 \text{ dan/m}$.

ouverture: 72 dan/m .

Pannes + Accessoires: 216 dan/m .

681 dan/m.

$v_e = P_{ve} \cdot e \cdot L$

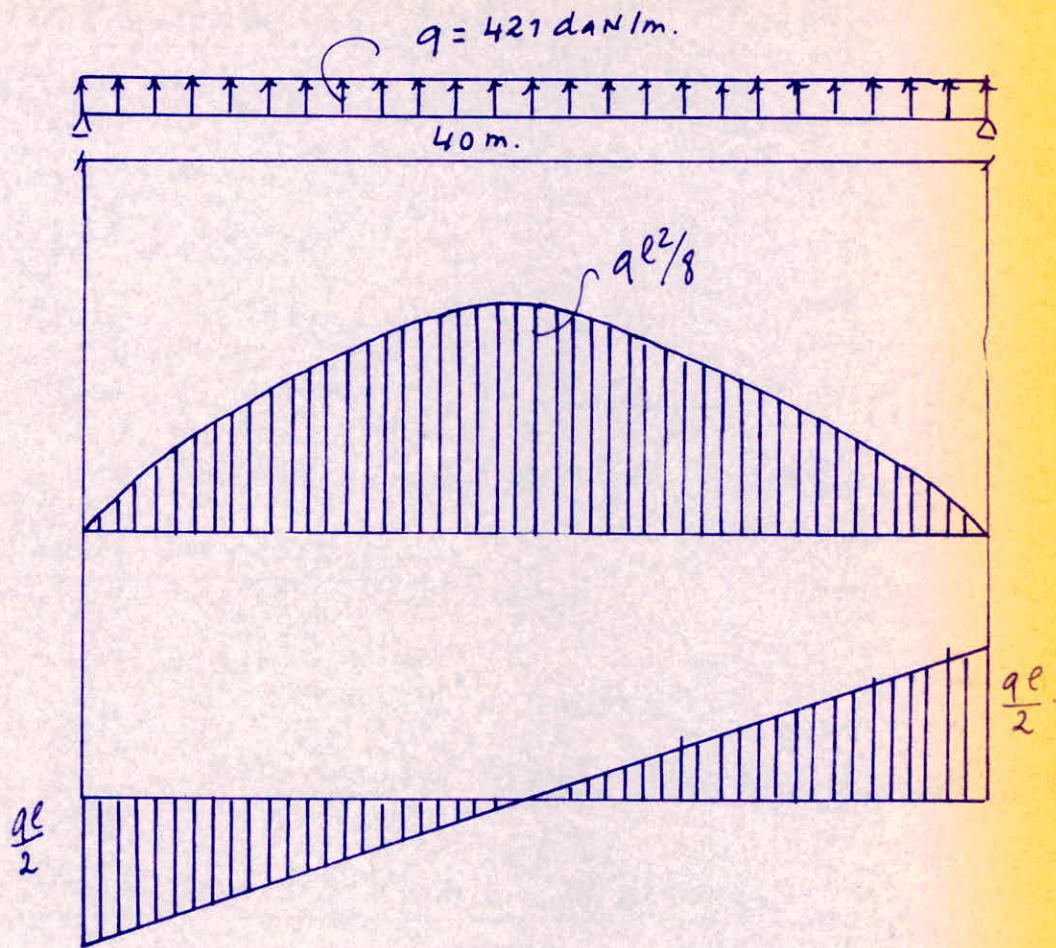
$P_{ve} =$ Pression du vent extrême: 108 dan/m^2

$e = e_c - c_i$ pour la toiture $e = -0,85$

$L =$ travées = 12 m .

$v_e = P_{ve} \cdot e \cdot L = -108 \cdot 0,85 \cdot 12 = -1102 \text{ dan/m}$.

$q = c_p + v_e = 681 - 1102 = -421 \text{ dan/m}$.



$$M_{\max} = \frac{q e^2}{8} = \frac{421 \cdot 40^2}{8} = 84,2\text{ t}\cdot\text{m}.$$

$$T_{\max} = \frac{q e}{2} = 421 \cdot \frac{40}{2} = 8420\text{ daN}.$$

Verificación de la resistencia.

La verificación de la resistencia se da en flexión simple.

$$M/w \leq \sigma_e.$$

$$M = 84,2\text{ t}\cdot\text{m}.$$

$$w = \frac{2I}{h} = \frac{2 \cdot 10000000}{105} = 19815\text{ cm}^3$$

$$M/w = 424\text{ daN/cm}^2 < \sigma_e.$$

- 68 a-a.

$$\Phi = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{J}{I_y} \left(\frac{L}{h}\right)^2} = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{241,7}{32277,3} \cdot \left(\frac{4000}{1050}\right)^2}$$

$$\Phi = 1,003. \quad B = \sqrt{1 + \left(0,405 \cdot \frac{\beta_C}{\Phi}\right)^2} - 0,405 \beta_C / \Phi.$$

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \cdot \frac{1 \cdot 1,132}{1,003}\right)^2} - \frac{0,405 \cdot 1 \cdot 1,132}{1,003} = 0,65.$$

$$\sigma_d = 4106 \cdot \frac{32277,3}{1044479} \left(\frac{1050}{4000}\right)^2 \cdot (1,003 - 1) \cdot 0,65 \cdot 1,132 = 188 \text{ dan/cm}^2$$

$\sigma_d < \sigma_c \Rightarrow$ La vérification de la stabilité au déversement est nécessaire.

1. Détermination de l'élanement λ_0 .

$$\lambda_0 = \frac{L}{h} \sqrt{\frac{4}{\beta_C} \frac{I_x}{I_y} (1 - \sigma_d / \sigma_c)} = \frac{4000}{1050} \sqrt{\frac{4}{0,65 \cdot 1,132} \cdot \frac{1044479}{32277,3} \cdot \left(1 - \frac{188}{2400}\right)}$$

$$\lambda_0 = 15,4 \Rightarrow K_0 = 1,007.$$

2. Détermination du coefficient de déversement k_d .

$$k_d = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_c} (K_0 - 1)} = \frac{1,007}{1 + \frac{188}{2400} (1,007 - 1)} = 1,0065.$$

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{H \cdot h}{2t} = \frac{84,2105 \cdot 105}{2 \cdot 1044479} = 424 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_f \cdot k_d = 424 \cdot 1,0065 = 427 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c.$$

STABILITE DE LA POUTRE AU VOILEMENT

1- Voilement de la semelle.

Selon le reglement CM66 on doit avoir $\frac{b_0}{e} \leq 15 \sqrt{\frac{2400}{\sigma_c}}$

$$\frac{b_0}{e} = \frac{70}{1,5} = 23,33 < 15 \sqrt{\frac{2400}{2400}}$$

2- Voilement de l'âme

Selon le reglement CM66 on se dispense a des places des raidisseurs entre le voilement si on a :

$$\left(\frac{\sigma}{f}\right)^2 + \tau^2 \leq 0,015 \left(\frac{10^3 \text{ ca}}{h_a}\right)^4 \quad (1)$$

σ etant la contrainte fondressi sur le fibre le plus comprimee de l'âme en dan/cm^2

$$\sigma = \frac{M}{I_{br}} b_1 + \sigma_{\text{compression}}$$

τ : valeur moyenne de la contrainte tangentielle fondressi dans la section droite de l'âme en dan/cm^2

$$\tau = \frac{T}{c_a h_a}$$

Si l'inegalite precedente n'est pas verifiee on mettra des raidisseurs tq que la distance entre 2 raidisseurs verifie :

$$\left(\frac{\sigma}{f}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{1 + 3 \frac{h_a}{4d^2}}\right)^2 \leq 0,015 \left(\frac{10^3 \text{ ca}}{h_a}\right)^4$$

$$\sigma = \frac{M}{I_{br}} b_1 + \sigma_{\text{comp}}$$

$$\sigma_{\text{comp}} = \frac{N}{A} = \frac{132,410^3}{500} = 264,8 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{M b_1}{I_{br}} = \frac{116,5 \cdot 10^5 \cdot 52,5}{1044474} = 585,58 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Donc } \sigma = \sigma_{comp} + \sigma_1 = 250 \text{ daN/cm}^2 = 2,5 \text{ daN/mm}^2$$

$$\bar{\sigma} = \frac{T}{e_a \cdot h_a} = \frac{12,34 \cdot 10^3}{1,5 \cdot 105} = 116,44 \text{ daN/cm}^2 = 1,16 \text{ daN/cm}^2$$

$$\left(\frac{\sigma}{7}\right)^2 + \bar{\sigma}^2 = 1,16^2 + \left(\frac{2,5}{7}\right)^2 = 2,2155$$

$$0,015 \left(\frac{10^3 \cdot e_a}{h_a}\right)^4 = 0,015 \left(\frac{10^3 \cdot 1,5}{100}\right)^4 = 759$$

$$\text{Donc } \left(\frac{0,2}{7}\right)^2 + \bar{\sigma}^2 < 0,015 \left(\frac{10^3 \cdot e_a}{h_a}\right)^4$$

Donc il n'est pas indispensable de mettre des raidisseurs intermédiaires.

CALCUL DES TIRANTS



DIMENSIONNEMENT DES TIRANTS

Les tirants sont soumis à la traction simple.

$$A_i > \frac{N_i}{\sigma_e}$$

$$\sigma_e = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

$$N_1 = 111,6 \text{ t.}$$

$$N_2 = 9,2 \text{ t.}$$

$$N_3 = 55,2 \text{ t.}$$

$$A_1 > \frac{N_1}{\sigma_e} = \frac{111600}{3600} = 31 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_1 = 3 \cdot 21 \text{ (cm}^2\text{)}.$$

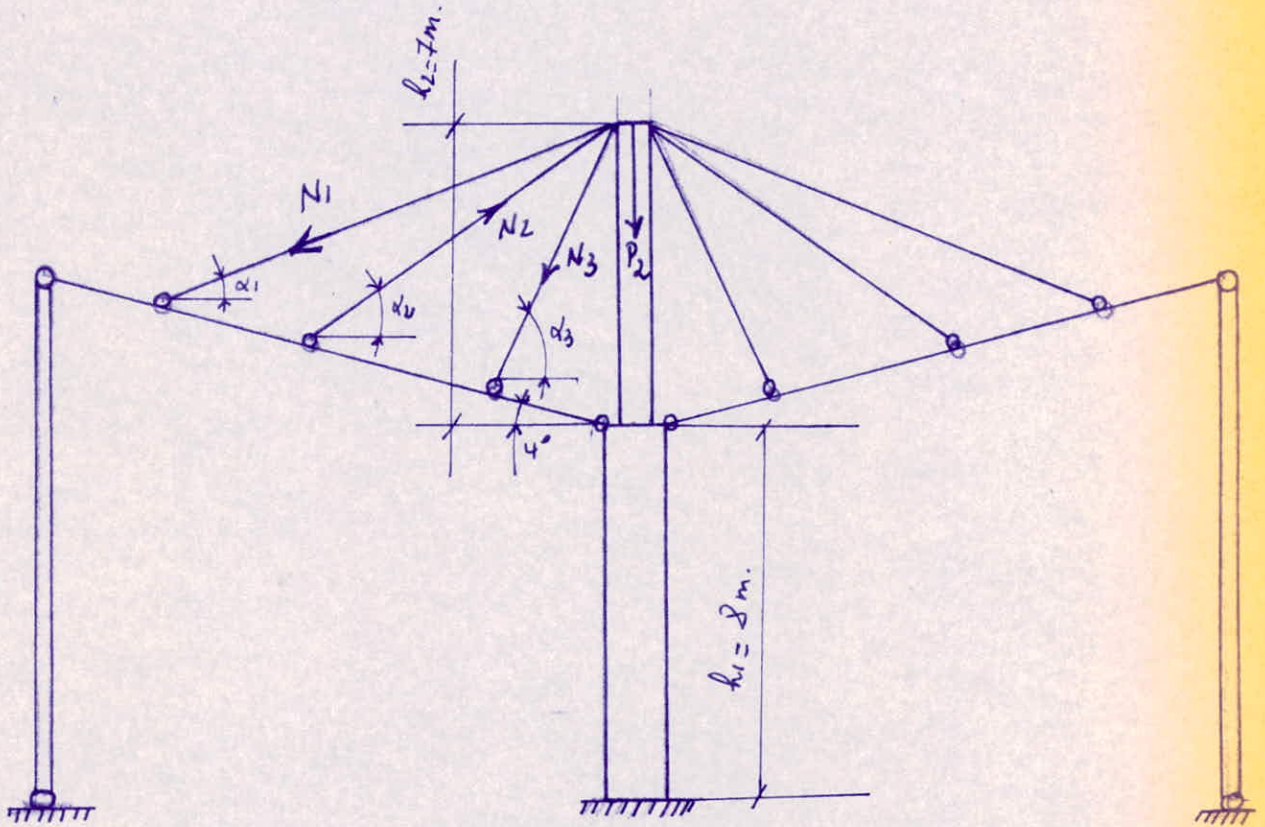
$$A_2 > \frac{N_2}{\sigma_e} = \frac{9,2 \cdot 10^3}{3600} = 2,56 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1,5 \cdot 10,5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_3 > \frac{N_3}{\sigma_e} = \frac{55,2 \cdot 10^3}{3600} = 15,3 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_3 = 2 \times 14 \text{ (cm}^2\text{)}.$$

CALCUL DES POTEAUX



I/ POTEAU CENTRAL



$$\alpha_1 = 9^\circ 90'$$

$$\theta_1 = \alpha_1 + 4^\circ = 13^\circ 90'$$

$$\alpha_2 = 15^\circ 10'$$

$$\theta_2 = \alpha_2 + 4^\circ = 19^\circ 90'$$

$$\alpha_3 = 33^\circ 40'$$

$$\theta_3 = \alpha_3 + 4^\circ = 37^\circ 40'$$

F_1, F_2, F_3 sont les efforts de compression dans la poutre dus à N_1, N_2, N_3 .

$$F_1 = N_1 \cos \theta_1$$

$$F_2 = N_2 \cos \theta_2$$

$$F_3 = N_3 \cos \theta_3.$$

Le diagramme pour le cas le plus défavorable donne.

$$F_1 = 10,4 \text{ t.}$$

$$F_2 = -15,4 \text{ t.}$$

$$F_3 = 43,8 \text{ t.}$$

Soient x_1, x_2, x_3 les composantes verticales de N_1, N_2, N_3 .

x_1, x_2, x_3 engendrent un effort de compression dans le poteau central.

Par symétrie $P_2 = 2(x_1 - x_2 + x_3)$.

$$P_2 = 2 \left(\frac{F_1}{\cos \theta_1} \sin \theta_1 - \frac{F_2}{\cos \theta_2} \sin \theta_2 + \frac{F_3}{\cos \theta_3} \sin \theta_3 \right)$$

$$P_2 = 26,4 \text{ t.}$$

Action de la poutre sur le poteau.

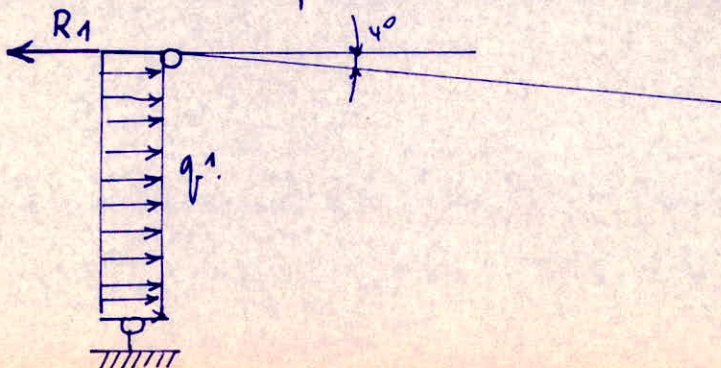
L'action de la poutre sur le poteau donne un effort de compression dans ce dernier.

La réaction de la poutre est de : 1,463 t (voir diagramme).

L'effort de compression dans le poteau est : $R_2 = 2 \cdot 1,463 \text{ t}$

$$R_2 = 3 \text{ t.}$$

Action du vent sur les poteaux de rive (vent sur la grande face)



Le poteau de rive et aut l'ont d'ore comme une poutre sur 2 appuis simples, la reaction R est:

$$R = q l / 2.$$

La reaction R donne un effet de compression dans le poteau central et un moment d'encastement à sa base.

Poteau de rive (gauche)

$$q_f = (c_e - c_i) \gamma_e \cdot L.$$

$$L = \text{travée} = 12 \text{ m.}$$

$$c_e - c_i = 1,1$$

$$\gamma_e = 108 \text{ daN/m}^3$$

$$q_f = 1,1 \cdot 108 \cdot 12 = 1425 \text{ daN/m.}$$

La composante verticale est $q_v = q_f \cdot \text{tg } 40^\circ$.

$$R_H = q_f \cdot l / 2 = 1425 \cdot \frac{12}{2} = 7690 \text{ daN} = 7,69 \text{ t.}$$

$$R_v = q_f \cdot l / 2 \cdot \text{tg } 40^\circ = 0,537 \text{ t.}$$

Poteau de rive (droit)

$$q_f = (c_e - c_i) \gamma_e \cdot L \quad c_e - c_i = 0,85$$

$$q_f = 0,85 \cdot 108 \cdot 12 = 1102 \text{ daN/m.}$$

$$R_H = q_f \cdot l / 2 = 1102 \cdot \frac{12}{2} = 5950 \text{ daN} = 5,95 \text{ t.}$$

$$R_v = q_f \cdot l / 2 \cdot \text{tg } 40^\circ = 0,494 \text{ t.}$$

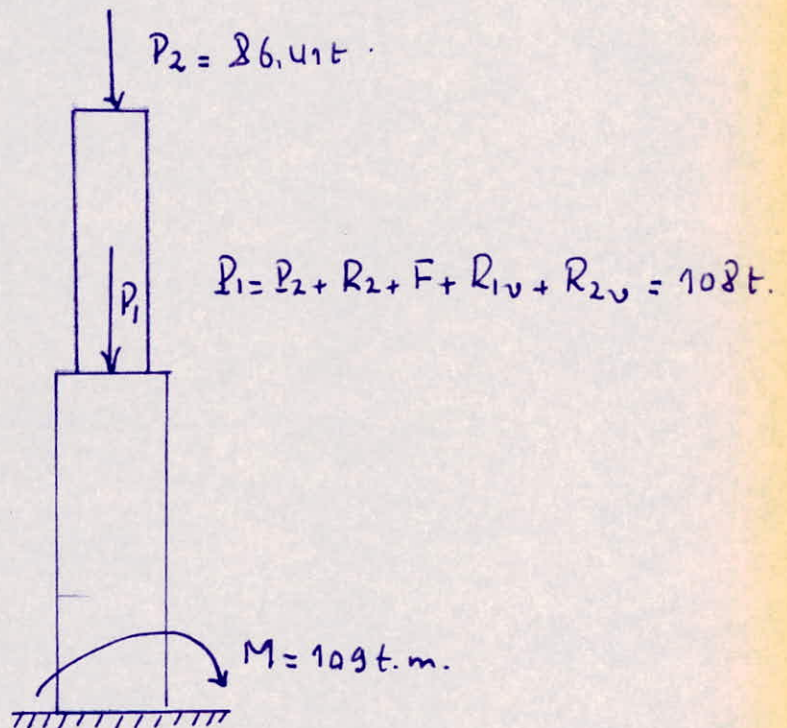
Moment d'encastement à la base du poteau central.

$$M = (R_{H1} + R_{H2}) \cdot h_1 = (7,69 + 5,95) \cdot 8 = 109 \text{ t.m.}$$

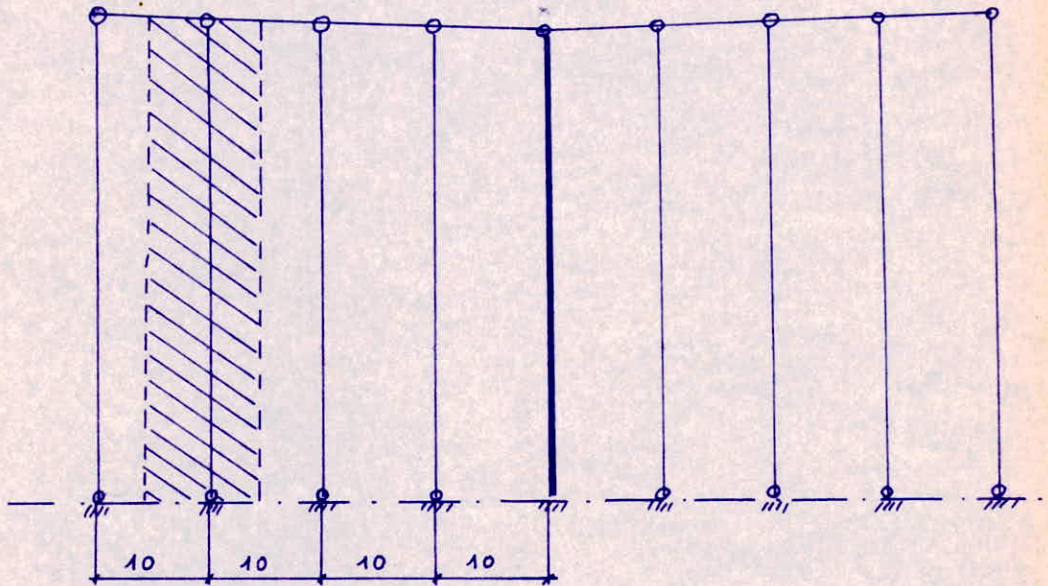
La composante verticale de l'effet de compression dans le ponton donne aussi un effet de compression dans le poteau central.

$$F = 2(F_1 - F_2 + F_3) \sin \alpha^\circ$$
$$= 2 \cdot 132,4 \cdot 0,0697 = 18,45 \text{ t.}$$

Efforts appliqués sur le poteau central.



Action du vent sur le poteau (Vent sur la petite face)

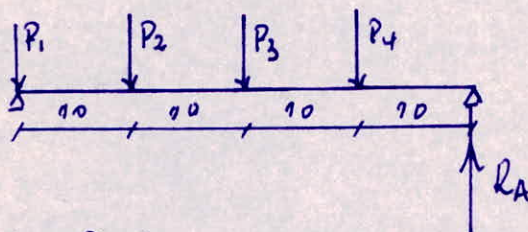


Calcul des réactions des potelets.

Lorsqu'un vent souffle sur la petite face, les potelets encaissent suivant la surface haussée et le transmettent à la poutre et aux fondations.

$$q = (e_e - e_i) V_e \cdot 70 = 9,2 \cdot 908 \cdot 70 = 1296 \text{ daN/m}$$

d'où le schéma de calcul de la réaction sur le poteau central.



Sur P5 l'action du vent sur le poteau central.

$2P_5 + 2R_A$ est la force concentrée due au vent sur le poteau central.

$$P_1 = q \cdot \frac{10,8}{2} = \frac{1296 \cdot 10,8}{4} = 3499 \text{ dan.}$$

$$P_2 = q \cdot \frac{10,1}{2} = \frac{1296 \cdot 10,1}{2} = 6545 \text{ dan.}$$

$$P_3 = q \cdot \frac{9,4}{2} = \frac{1296 \cdot 9,4}{2} = 6092 \text{ dan.}$$

$$P_4 = q \cdot \frac{8,7}{2} = \frac{1296 \cdot 8,7}{2} = 5638 \text{ dan.}$$

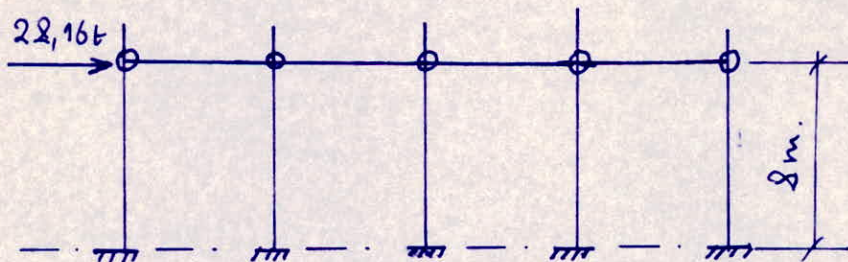
$$P_5 = q \cdot \frac{8}{2} = \frac{1296 \cdot 8}{2} = 5124 \text{ dan.}$$

$$40 R_A = 30 P_4 + 20 P_3 + 10 P_2 =$$

$$R_A = \frac{30 P_4 + 20 P_3 + 10 P_2}{40} = 2,9 \text{ t.}$$

d'où l'effort concentré appliqué à 2m de la base sur la file de poteaux centraux.

$$2 P_5 + 2 R_A = 2 \cdot 5,124 + 2 \cdot 2,9 = 28,168 \text{ t.}$$



L'effort sur chaque poteau est :

$$F = \frac{28,16}{5} = 5,632 \text{ t.}$$

Donc le moment à la base de chaque poteau.

$$M = F \cdot h = 5,632 \cdot 2 = 45,056 \text{ t.m.}$$

Dimensionnement.

on distingue 2 parties

- La partie supérieure de hauteur 7m sera considérée à la base sur la 2^e partie
- La partie inférieure de hauteur 8m encastrée aussi à la base au sol.

Longueurs de Flambement.

$$e = \frac{h_2}{h_1} = \frac{7}{8} = 0,875$$

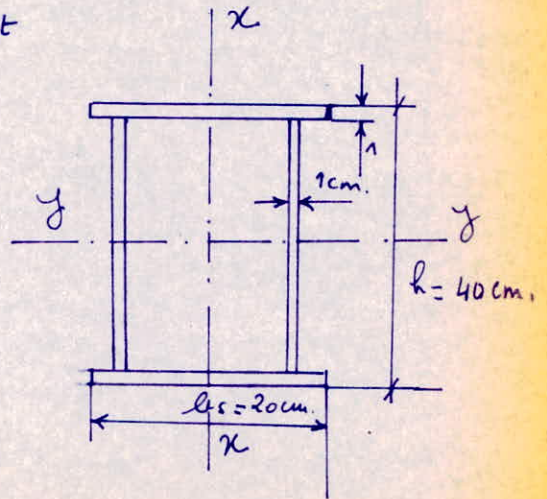
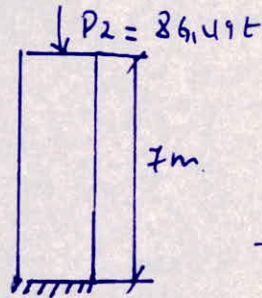
$$K = \frac{P_1}{P_2} = \frac{708}{26,41} = 26,8$$

$$\text{Donc: } \mu_1 = 3,7 ; \mu_2 = \frac{\mu_1}{e} = \frac{3,7}{0,875} = 4,23$$

$$\text{Donc: } L_{f1} = \mu_1 h_1 = 3,7 \cdot 8 = 29,6 \text{ m.}$$

$$L_{f2} = \mu_2 h_2 = 4,23 \cdot 7 = 29,6 \text{ m.}$$

1^e Partie Supérieure.



$$A = 2es \cdot bs + 2ca \cdot ea = 2 \cdot 1 \cdot 25 + 2 \cdot 32 \cdot 1 = 126 \text{ cm}^2$$

Condition de non voilement.

$$bs/es = \frac{20}{1} \leq 30 \sqrt{2400/\sigma_c}$$

$$I_x = 9469 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 16750 \text{ cm}^4$$

$$l_x = (I_x/A)^{1/2} = (9469/126)^{1/2} = 2,66 \text{ cm.}$$

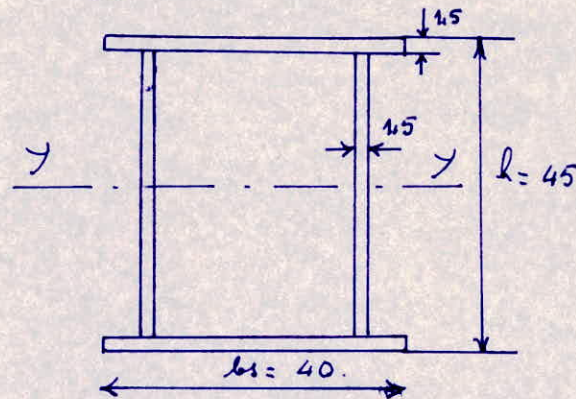
$$l_y = (I_y/A)^{1/2} = (16750/126)^{1/2} = 13,89 \text{ cm.}$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = l_{fx}/l_x = \frac{2100}{2,66} = 242 \Rightarrow K = 9,07.$$

$$\sigma = N/A = \frac{26,4110^3}{126} = 685,8 \text{ daN/cm}^2$$

$$K\sigma = 9,07 \cdot 685,8 = 6220 \text{ daN/cm}^2 > \sigma_c$$

On augmente la section :



Conditionnement de non voilement des semelles et des âmes

$$bs/es = 40/1,5 = 26,66 < 30 \sqrt{2400/\sigma_c}$$

$$ha/ea = 42/1,5 = 28 < 45 \sqrt{2400/\sigma_c}$$

$$A = 2 \cdot 1,5 \cdot 40 + 2 \cdot 42 \cdot 1,5 = 246 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 39721,5 \text{ cm}^4$$

$$l_x = \left(\frac{I_x}{A} \right)^{1/2} = 12,7 \text{ cm}$$

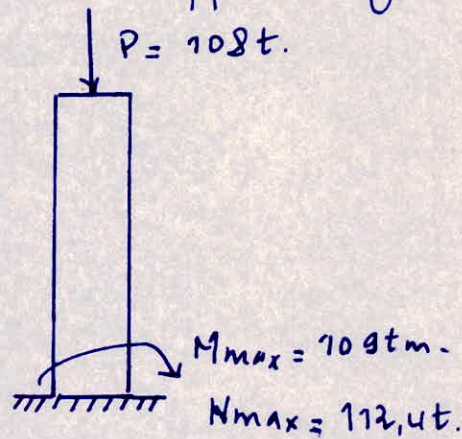
$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{l_x} = \frac{2100}{12,7} = 165,35 \Rightarrow k = 4,38.$$

$$\sigma = \frac{M}{A} = \frac{86,4110^3}{246} = 351,26 \text{ daN/cm}^2$$

$$k\sigma = 351,26 \cdot 4,38 = 1538,5 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_c.$$

2° Partie inférieure.

On calcule avec le système de charges le plus défavorable c'est le cas on le vent souffle sur la grande face.



$$N_{\max} = 108 \text{ t} + p \text{ propre du poteau.}$$

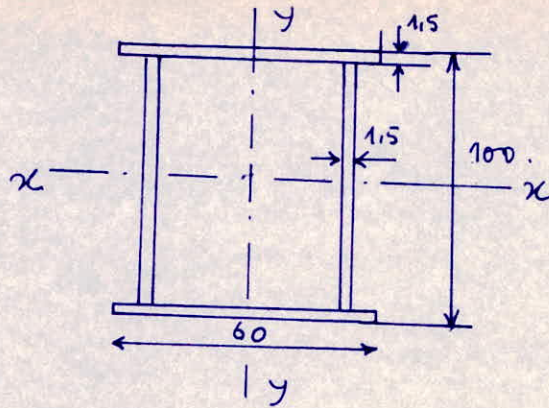
$$l_{fx} = 29,6 \text{ m.}$$

On détermine la section par la formule empirique suivante.

$$A \geq \frac{N}{\sigma_c} (1,25 + 2,2 \frac{e}{h}).$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{109}{108} = 1,009 \text{ m} = 100,9 \text{ cm.}$$

$$A \geq \frac{108 \cdot 10^3}{2400} \left(1,25 + \frac{100,9}{100} \right) = 101,6 \text{ cm}^2$$



$$A = 2 \cdot 97 \cdot 1,5 + 2 \cdot 60 \cdot 1,5 = 471 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 664803 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 278142,74 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 24,3$$

$$\lambda_y = \frac{I_y}{I_x} = \frac{2960}{24,3} = 121,8 \Rightarrow K = 2,57$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{172,4 \cdot 10^3}{471} = 365,82 \text{ dan/cm}^2; \sigma_f = \frac{M}{W_x} = 220 \text{ dan/cm}^2$$

Les particuliers où $\sigma_{fy} = 0$ on utilise la formule enveloppe (CM 66. Art. 3,732) pour la vérification:

$$\frac{1}{2} (K\sigma + \sigma_{fx}) \leq \sigma_c$$

$$\frac{1}{2} (2,57 \cdot 365,82 + 220) = 325,46 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c$$

II CALCUL DES POTEAUX LATéraux (RIVE).

Évaluation de charges et surcharges.

- Réaction du ponton : 1,25 t.
- Elorson en ver 39 dan/m²

Surcharge climatique $V_e = 108 \text{ dan/m}^2$

$$q_f = (c_e - c_i) V_e \cdot 12 = 1,1 \cdot 108 \cdot 12 = 1426 \text{ dan/m}$$

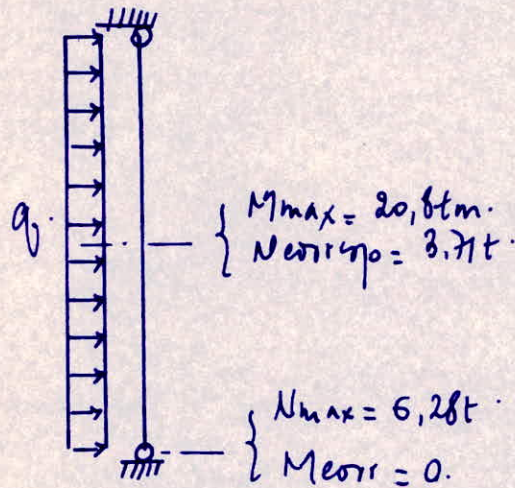
$$M_{\max} = q \cdot \frac{L^2}{8} = \frac{1426 \cdot 10,8^2}{8} = 20200 \text{ daN}\cdot\text{m}.$$

$$M_{\max} = 20,8 \text{ t}\cdot\text{m}.$$

$$N_{\text{corresp}} \text{ pendant: } 1,25 \text{ t} + (39 \cdot 12 \cdot 5,4) 10^{-3} \text{ t} = 3,78 \text{ t}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = 20,8 \text{ tm} \\ N_{\text{corresp}} = 3,78 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 6,28 \text{ t} \\ M_{\text{corresp}} = 0 \end{array} \right.$$



Longueur de flambement du potelet = 10,8 m.

Pour le dimensionnement on considère la section du milieu

avec $M = 20,8 \text{ t}\cdot\text{m}$ et $N_{\text{corresp}} = 3,78 \text{ t}$.

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} \Rightarrow W_x \geq \frac{M_{\max}}{\sigma_c} = 266 \text{ cm}^3.$$

$$\begin{aligned} \text{HEA 220: } W_x &= 1090 \text{ cm}^3 \\ i_x &= 11,9 \text{ cm} \\ i_y &= 7 \text{ cm} \\ A &= 97,3 \text{ cm}^2 \\ \varphi &= 75,4 \text{ daN/m} \end{aligned}$$

Verification du HEA 280

Poids propre du poteau = $76,4 \cdot 5,4 = 420 \text{ dan}$.

Neocresp. = $3,78 + 0,42 = 4,2 \text{ t}$.

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{4,2 \cdot 10^3}{97,3} = 43,165 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{20,8 \cdot 10^5}{1010} = 2059,4 \text{ dan/cm}^2$$

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{1080}{11,9} = 90,75$$

$\sigma_k = 2510$.

$$\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma} = \frac{2510}{43,165} = 58,148$$

$$k_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = \frac{57,148}{56,848} = 1,005$$

$$k_f = \frac{\mu + 0,03}{\mu - 1,3} = \frac{58,178}{56,848} = 1,0233$$

$$k_1 \sigma + k_f \sigma_f = 1,005 \cdot 43,165 + 1,0233 \cdot 2059,4 = 2150 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c$$

Verification au deversement lateral.

Contrainte de non deversement:

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \cdot \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{L} \right)^2 (D-1) \text{ B.C.}$$

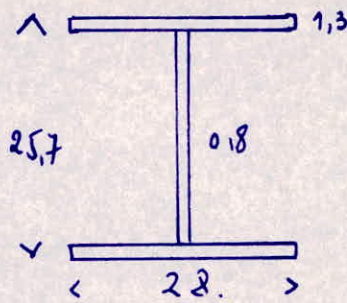
$$l = l_0 = 10,8 \text{ m}$$

$$h = 280 \text{ cm}$$

$$c = 1,132$$

$$D = \left(1 + 0,156 \frac{J}{I_y} \left(\frac{L}{h} \right)^2 \right)^{1/2}$$

$$J = \sum e_i^3 \frac{h_i}{3}$$



$$J = \sum a^3 b_i / 3 = \frac{2 \cdot 28 \cdot 1.3^3 + 0.8^3 \cdot 24.4}{3} = 45.16$$

$$D = \sqrt{1 + 0.156 \cdot \frac{45.16}{4763} \left(\frac{1080}{27} \right)^2} = 1.83.$$

$$B = \sqrt{1 + \left(\frac{0.405 \cdot 1.1132}{1.83} \right)^2} - \frac{0.405 \cdot 1.1132}{1.83} = 0.78.$$

$$\text{Dim } \sigma_d = 615 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_d < \sigma_e$ Donc la vérification de la stabilité au déversement est nécessaire.

$$\lambda_0 = \frac{L}{h} \sqrt{\frac{4}{BC} \frac{I_x}{I_y} (1 - \sigma_d / \sigma_e)} = 124.32 \Rightarrow k = 2.66.$$

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \sigma_d / \sigma_e (k_0 - 1)} = 1.403.$$

$$k_1 \sigma + k_f \cdot k_d \cdot \sigma_f = 1.005 \cdot 43.165 + 1.0233 \cdot 1.403 \cdot 2059.4 > \sigma_e.$$

Donc on augmente la section

Vérification du HEA 340.

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{4.2 \cdot 10^3}{133.5} = 31.5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{20.8 \cdot 10^5}{1680} = 1238 \text{ daN/cm}^2$$

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{Lx} = \frac{1080}{1414} = 75 \Rightarrow \sigma_k = 3685 \text{ daN/cm}^2$$

$$\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma} = 117.$$

$$k_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = 1,0026.$$

$$k_f = \frac{\mu + 0,103}{\mu - 1,3} = 1,0115.$$

$$\sigma_d = 4106 \cdot I_y / I_{yx} \cdot \left(\frac{h}{L}\right)^2 (D-1) B.C$$

$$L = l_0 = 1080 \text{ cm.}$$

$$h = 33 \text{ cm.}$$

$$e = 1,132.$$

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{J}{I_y} \left(\frac{L}{h}\right)^2}$$

$$J = \sum \frac{e_i^3 \cdot l_i}{3} = \frac{1,63^3 \cdot 30,2 + 0,45^3 \cdot 29,7}{3} = 98,33 \text{ cm}^4.$$

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{98,33}{7436} \left(\frac{1080}{33}\right)^2} = 1,79.$$

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \cdot \beta \frac{e}{D}\right)^2} - 0,405 \cdot \beta e / D$$

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \cdot \frac{1 \cdot 1,132}{1,79}\right)^2} - 0,405 \cdot \frac{1 \cdot 1,132}{1,79} = 0,77.$$

Donc $\sigma_d = 690,31 \text{ daN/cm}^2$ Donc la verification au deversement est necessaire.

$$\lambda_0 = \frac{L}{h} \sqrt{\frac{4}{\beta e} \cdot \frac{I_y}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} = 114,25 \Rightarrow k_0 = 2,31.$$

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (k_0 - 1)} = 1,678.$$

- 83a -

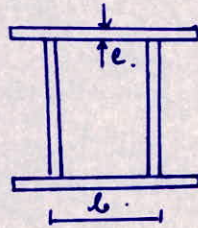
$$\sigma_f = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{20,910^5}{1670} = 1238 \text{ daN/cm}^2$$

$$k_1 \sigma + k_f \sigma_f \cdot k_d \leq \sigma_e.$$

$$k_1 \sigma + k_f \cdot k_d \cdot \sigma_f = 1,0026 \cdot 31,5 + 1,678 \cdot 1,0115 \cdot 1238 = 2133 \text{ daN/cm}^2$$

$$< \sigma_e.$$

VERIFICATION DU POTEAU CENTRAL AU VOILEMENT



Voilement des semelles

- Partie supérieure:

$$\frac{b_0}{e} \leq 45 \sqrt{\frac{2400}{\sigma_c}}$$

Donc $\frac{b_0}{e} = \frac{42}{115} < 45$. $b_0 = 42$. $e = 115$.

Partie inférieure.

$$\frac{b_0}{e} = \frac{57}{115} = 38 < 45$$

Voilement des ailes

Partie supérieure.

On doit mettre des raidisseurs intermédiaires si la relation suivante n'est pas vérifiée

$$\left(\frac{\sigma}{f}\right)^2 + \tau^2 \leq 0,015 \cdot \left(\frac{10^3 \cdot e a}{h'a}\right)^4$$

$$\sigma = 0 \quad \sigma = \frac{N}{A} = \frac{86,41 \cdot 10^3}{246} = 351,3 \text{ daN/cm}^2$$

$$e a = 115$$

$$h'a = 42$$

$$\text{Donc } \left(\frac{\sigma}{f}\right)^2 + \tau^2 = \left(\frac{351,3}{f}\right)^2 = 0,25$$

$$0,015 \cdot \left(\frac{10^3 \cdot 115}{42}\right)^4 = 24395$$

Donc il n'est pas nécessaire de mettre des raidisseurs intermédiaires dans la partie supérieure du poteau.

Partie inférieure.

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{112,4 \cdot 10^3}{471} = 2,38 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{M}{w_x} = 8,2 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma = \sigma_f + \sigma_c = 10,58 \text{ daN/mm}^2$$

$$\bar{\sigma} = \frac{T}{2Aa} = \frac{13640}{2 \cdot 97 \cdot 1,5} = 0,47 \text{ daN/mm}^2$$

$$\left(\frac{\sigma}{\gamma}\right)^2 + \bar{\sigma}^2 = \left(\frac{10,58}{\gamma}\right)^2 + (0,47)^2 = 2,28.$$

$$h'a = 97 \text{ cm.}$$

$$e'a = 1,15 \text{ cm}$$

$$0,015 \left(\frac{10^3 \cdot e'a}{h'a}\right)^4 = 0,015 \left(\frac{10^3 \cdot 1,15}{97}\right)^4 = 257.$$

Donc il n'est pas nécessaire de mettre des raidisseurs dans la partie inférieure.

Conclusion : on mettra des raidisseurs près des attaches poteau-tirant et poteau-poutre par entre les raidisseurs intermédiaires sur le poteau ne sont pas nécessaires.

Verification de la partie inférieure du poteau central à la stabilité au déversement.

limite de non déversement.

$$\sigma_d = 410^6 \cdot \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{L}\right)^2 (\theta - 1) \text{ B.C.}$$

$$L = 29,6 \text{ m.}$$

$$h = 9 \text{ m.}$$

$$M = 109 \text{ t.m} \quad N = 112,4 \text{ t.}$$

- 83 d -

$$J = \frac{\sum b_i e_i^3}{3} = \frac{2(1,5^3 \cdot 60 + 1,5^3 \cdot 100)}{3} = 360 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 664803 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 278142,74 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned} \Theta &= \sqrt{\left(1 + 0,156 \cdot \frac{J}{I_y}\right) \left(\frac{L}{h}\right)^2} \\ &= \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{360}{278142,74} \left(\frac{1}{29,6}\right)^2} = 1,0002 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B &= \sqrt{1 + \left(0,405 \frac{\beta \cdot c}{D}\right)^2} - \frac{0,405 \beta \cdot c}{D} \\ &= \sqrt{1 + \left(\frac{0,405 \cdot 1 \cdot 1,132}{1,00002}\right)^2} - \frac{0,405 \cdot 1 \cdot 1,132}{1,00002} = 0,75 \end{aligned}$$

$$\sigma_d = 410^6 \frac{278142,74}{664803} \left(\frac{1}{29,6}\right)^2 (1,00002 - 1) \cdot 0,75 = 1,132$$

$$\sigma_d = 0,04 \text{ daN/cm}^2 \Rightarrow \text{la verification de la}$$

stabilité au déversement est nécessaire.

Calcul de λ_0

$$\begin{aligned} \lambda_0 &= \frac{L}{h} \sqrt{\frac{4}{\beta c} \frac{I_x}{I_y} (1 - \frac{\sigma_d}{\sigma})} \\ &= \frac{29,6}{1} \sqrt{\frac{4}{0,75 \cdot 1,132} \cdot \frac{664803}{278142,74} \left(1 - \frac{0,04}{2400}\right)} = 99,4 \Rightarrow \end{aligned}$$

$$K_0 \approx 1,88$$

Calcul de K_d

$$K_d = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (K_0 - 1)} = \frac{1,88}{1 + \frac{0,04}{2400} (1,88 - 1)} \approx 1,88$$

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{w_x} = \frac{109 \cdot 10^5 \cdot 50}{664803} = 274 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{112,4 \cdot 10^3}{471} = 238,7 \text{ daN/cm}^2$$

$$K_1 = 1,066.$$

$$K_f = 1,3.$$

$$K_1 \sigma + K_f \cdot k_d \cdot \sigma_f = 1,066 \cdot 238,7 + 1,3 \cdot 1,88 \cdot 814 = 2244 \text{ daN/cm}^2$$

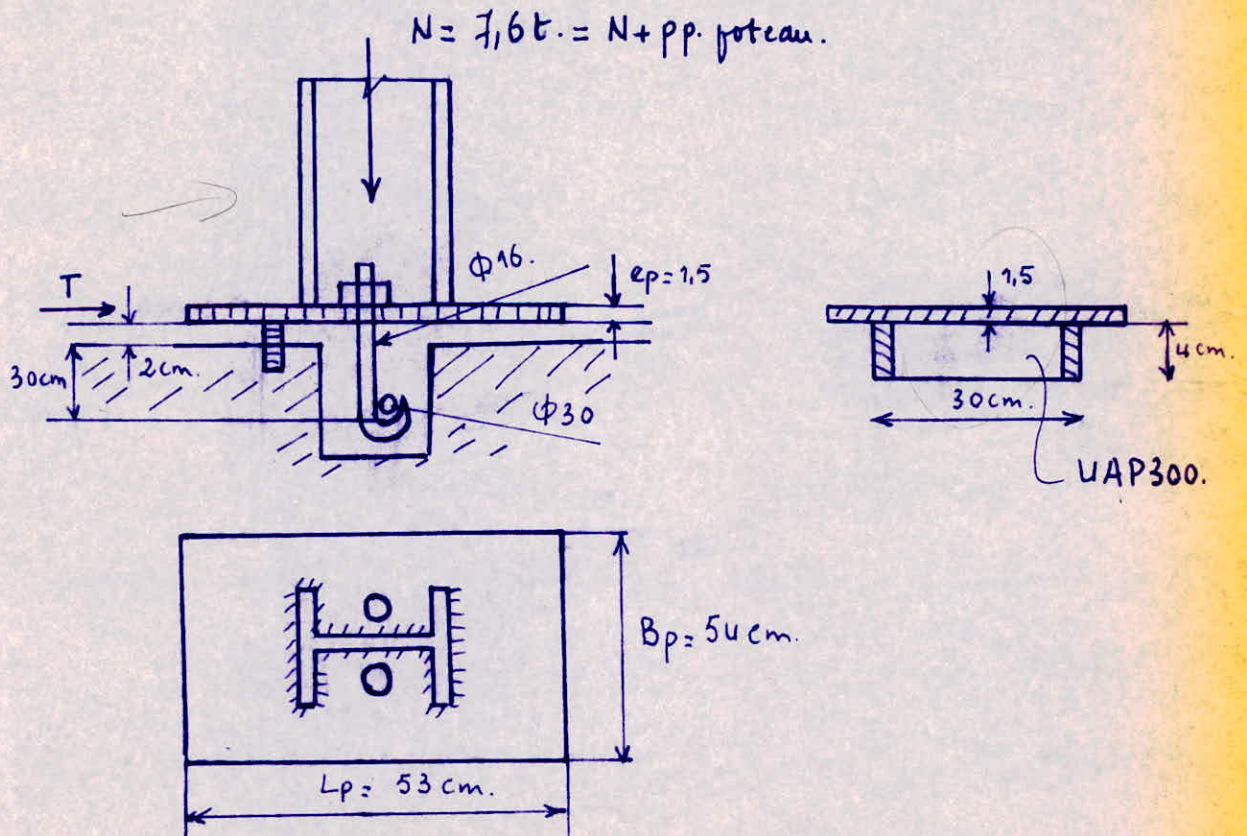
$$K_1 \sigma + K_f \cdot k_d \cdot \sigma_f < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

Donc il n'y a pas risque de déversement.

CALCUL DES BASES DES POTEAUX.

I - POTEAU LATÉRAL

Les dimensions en plan de la plaque d'assise doivent permettre au matériau sous-jacent d'équilibrer la charge et éventuellement les moments de flexion agissant sur la section de base du poteau sans que la pression dépasse en aucun point la contrainte admissible. L'épaisseur de la plaque d'assise et les raidisseurs éventuels doivent lui permettre de résister aux efforts envisagés.



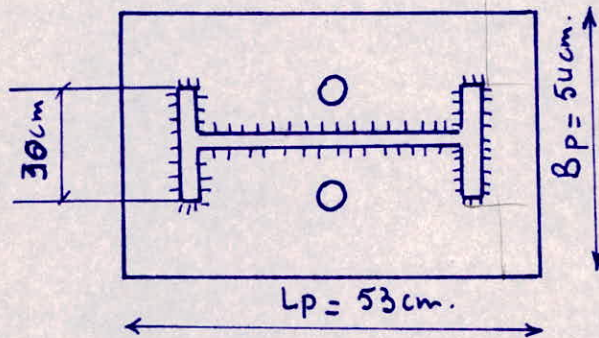
$$\sigma_e = \frac{N}{A_p} \leq \bar{\sigma}'_{bo}$$

$$A_p > \frac{N}{\bar{\sigma}'_{bo}} = \frac{7,6 \cdot 10^3}{68,5} = 111 \text{ cm}^2$$

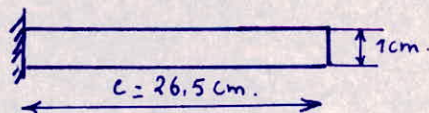
$$B_p = b_s + 2c = 30 + 24 = 54 \text{ cm.}$$

$$L_p = 33 + 20 = 53 \text{ cm.}$$

Epaisseur de la plaque d'assise.



$$q_m = \frac{N}{B_p \cdot L_p} = \frac{7,6 \cdot 10^3}{53 \cdot 54} = 2,655 \text{ daN/cm}^2$$



$$M = q_m \cdot \frac{c^2}{2} = \frac{2,655 \cdot 26,5^2}{2} = 930,48 \text{ daNcm.}$$

$$\text{Donc l'épaisseur } e_p = \sqrt{\frac{6M}{\sigma_e}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 930,48}{2400}} = 1,5 \text{ cm.}$$

$$e_p = 1,5 \text{ cm.}$$

Vérification au glissement de la plaque.

Si l'effort tranchant T peut provoquer le glissement de la plaque.

Pour éviter tout risque de glissement il faut que :

$$T \leq 0,36 N.$$

$$T = \frac{qL}{2} = \frac{1425 \cdot 10,8}{2} = 7695 \text{ dAN.}$$

$$0,36 N = 0,36 \cdot 7,670^3 = 2736 \text{ dAN}$$

$T > 0,36 N \Rightarrow$ glissement de la plaque.

Pour éviter ce glissement on mettra une breche.

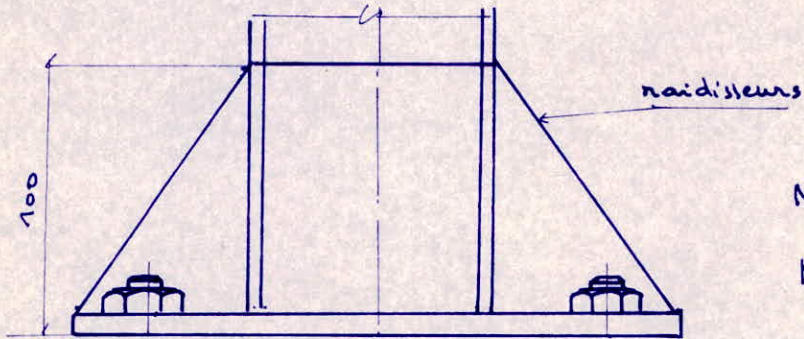
Calcul de la breche.

$$S_{\text{breche}} \cdot \bar{\sigma}'_{\text{bo}} \geq T.$$

$$S_{\text{breche}} \geq \frac{T}{\bar{\sigma}'_{\text{bo}}} = \frac{7695}{68,5} = 113 \text{ cm}^2$$

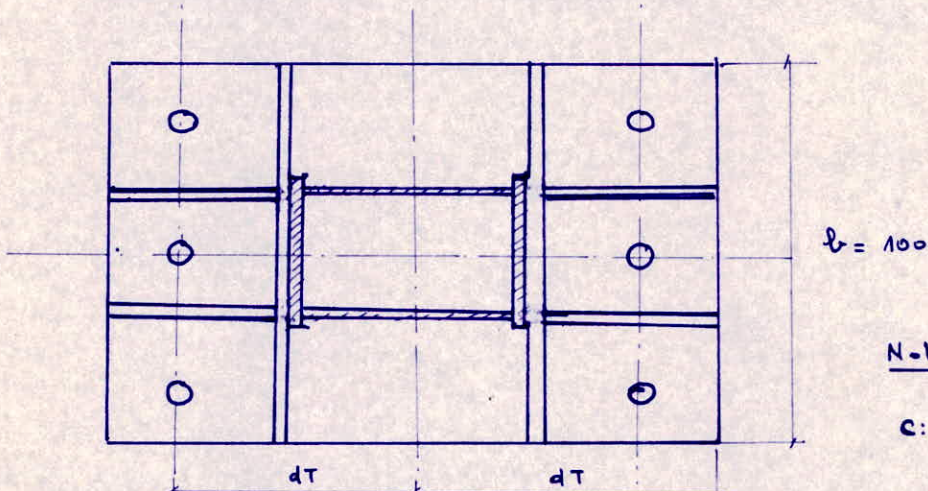
On découpera 1 UAP 300 en parties de 4 cm de longueur

II POTEAU CENTRAL



$$N_{max} = 112,4 t$$

$$M_{max} = 109 tm.$$



Notation

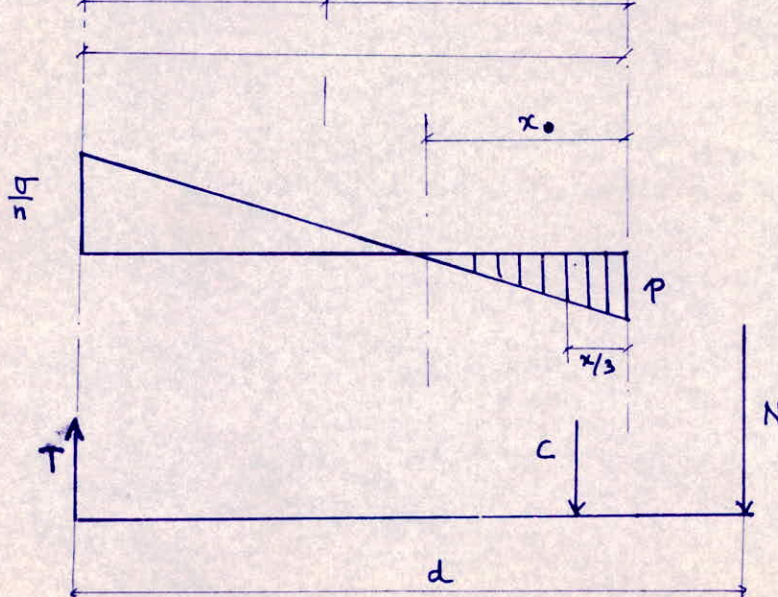
c: effort de compression exercé sur le béton.

T: effort de traction dans les tiges d'ancrage

σ : contrainte normale dans les tiges non filées

p: contrainte de compression sur le bnd de + comprimé

σ : section de l'ensemble des tiges sollicitées.



D'après l'hypothèse de Navier - Bernoulli on a :

$$\frac{\sigma}{h_p} = \frac{h_0 - x}{x} \quad (1)$$

$$T = S_0 \sigma \quad c = p \cdot \frac{bx}{2}$$

$$\text{D'où } \sigma = \frac{T}{S_0} \quad \text{et } p = \frac{2c}{bx}$$

$$(1) \Rightarrow \frac{T}{n S_0} \frac{bx}{2c} = \frac{h_0 - x}{x} \quad \text{d'où } \frac{T}{c} = \frac{2n S_0}{b} \frac{h_0 - x}{x^2} \quad (a)$$

Depuis les équations d'équilibre donne :

$$N = c - T$$

$$T \cdot d = c \left(d - h_0 + \frac{x}{3} \right)$$

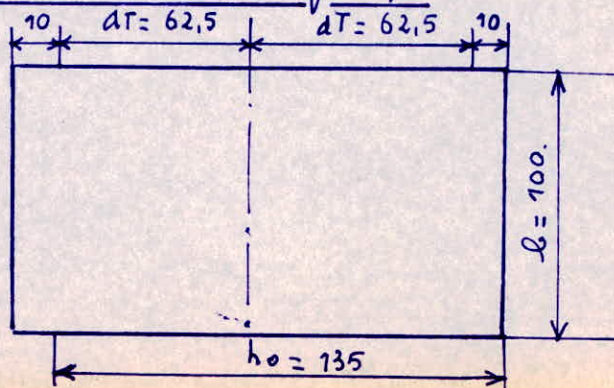
$$\text{D'où } \frac{T}{c} = \frac{d - h_0 + x/3}{d} \quad (b)$$

$$(a) = (b) \Rightarrow \frac{2n S_0}{b h_0} = \frac{(x/h_0)^2}{1 - (x/h_0)} \frac{(d/h_0) - 1 + (x/h_0)}{d/h_0}$$

En fonction de $\frac{2n S_0}{b h_0}$ et $\frac{d}{h_0}$ on lit sur un abaque la valeur de x/h_0 et on détermine la position de la fibre neutre.

Connaissant x/h_0 on a les valeurs de P/p_0 et $\sigma/n p_0$ (Données par un autre abaque en fonction de x/h_0).

Dimensionnement de la plaque.



$$dT = 62,5 \text{ cm.}$$

$$h_0 = 135 \text{ cm.}$$

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

$$d = dT + \frac{M}{N} = 159,5 \text{ cm.}$$

Calcul de la section d'armage d'une file de boulons.

$$P_0 = \frac{2(M + N dT)}{b h_0^2}$$

$$P_0 = \frac{2(10910^5 + 112,410^3 \cdot 62,5)}{100 \cdot 135^2} = 19,67 \text{ daN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma}{n p_0} = \frac{1500}{6 \cdot 19,67} = 12,70.$$

$$\frac{d}{h_0} = \frac{159,5}{135} = 1,18$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\sigma}{n p_0} = 12,70 \\ \frac{d}{h_0} = 1,18 \end{array} \right\} \text{abaque} \Rightarrow \frac{\pi}{h_0} \min = 0,25.$$

$$\frac{\pi}{h_0} = 0,25$$

$$\frac{d}{h_0} = 1,18$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\pi}{h_0} = 0,25 \\ \frac{d}{h_0} = 1,18 \end{array} \right\} \text{abaque} \Rightarrow \frac{2nS_b}{b h_0} = 0,019.$$

$$\frac{2nS_b}{b h_0} = 0,019 \Rightarrow S_b = \frac{0,019 \cdot b h_0}{2 \cdot n}$$

$$S_b = \frac{0,019 \cdot 100 \cdot 135}{2 \cdot 6} = 21,375 \text{ cm}^2$$

$$S_{b \min} = 21,4 \text{ cm}^2 \text{ soit 3 boulons } \Phi 33 \text{ (} S_b = 25,66 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Vérification

$$3 \text{ tiges } \Phi 33. \quad S_b = 25,65 \text{ cm}^2$$

$$\frac{2nS_b}{b h_0} = 0,0228$$

$$\frac{d}{h_0} = 1,18$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{2nS_b}{b h_0} = 0,0228 \\ \frac{d}{h_0} = 1,18 \end{array} \right\} \text{abaque} \Rightarrow \frac{\pi}{h_0} = 0,26$$

$$\frac{x}{h_0} = 0,26 \quad \text{Plaque} \Rightarrow \begin{cases} p/p_0 = 4. \\ \sigma/n_{p_0} = 12. \end{cases}$$

$$\frac{p}{p_0} = 4 \Rightarrow p = 4p_0 = 4 \cdot 19,67 = 78,68 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma/n_{p_0} = 12 \Rightarrow \sigma = 12n_{p_0} = 12 \cdot 6 \cdot 19,67 = 1416 \text{ daN/cm}^2$$

Pressions admissibles à ne pas dépasser.

- Dans les tiges d'ancrage: $\bar{\sigma} = 1500 \text{ daN/cm}^2$

- Dans le béton: $\bar{p} = 67,5 \cdot 1,7 = 115 \text{ Kg/cm}^2$

où 1,7 = coefficient de pression localisée

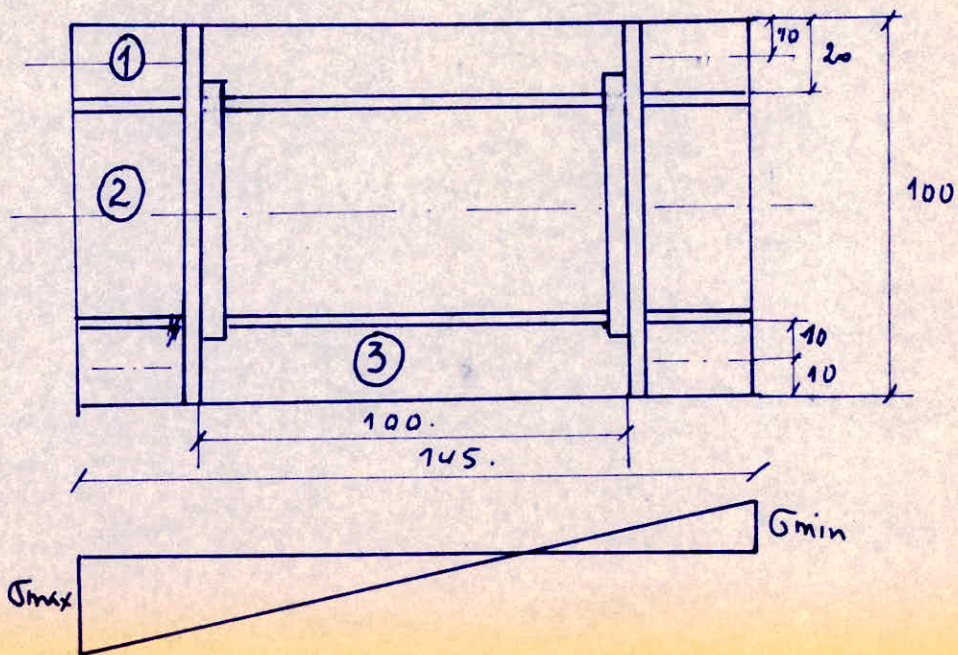
Vérification

$$\bar{p} = 115 > p = 78,68 \text{ daN/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = 1500 > 1416 \text{ daN/cm}^2$$

Calcul de l'épaisseur de la plaque.

on utilise la théorie des plaques.



Calcul des entrées sous la plaque.

$$M = 109 \text{ t.m.}$$

$$N = 112,4 \text{ t.}$$

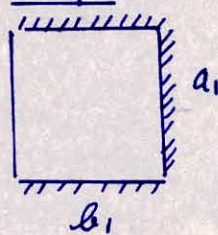
$$\sigma_{\max} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} = \frac{112400}{100 \cdot 145} + \frac{6 \cdot 10910^5}{100 \cdot 145^2} = 38,9 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{BL} - \frac{6M}{BL^2} = \frac{112400}{100 \cdot 145} - \frac{6 \cdot 10910^5}{100 \cdot 145^2} = -23,4 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 = 30 \text{ daN/cm}^2 \quad \sigma_3 = -13 \text{ daN/cm}^2$$

Calcul des Moments dans les plaques.

Plaque ①



$$a_1 = 225 \text{ mm.}$$

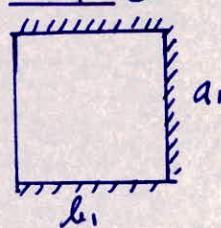
$$b_1 = 200 \text{ mm}$$

$$\frac{b_1}{a_1} = \frac{200}{225} = 0,9 \Rightarrow \beta = 0,107$$

$$M_1 = \sigma_{\max} a_1^2 \beta$$

$$= 30 \cdot 22,5^2 \cdot 0,107 = 1625 \text{ daN.cm.}$$

Plaque ②



$$a_1 = 600 \text{ mm.}$$

$$b_1 = 225 \text{ mm}$$

$$\frac{b_1}{a_1} = 0,375 < 0,5$$

$$M = \frac{\sigma_{\max} \cdot b_1^2}{2} = 7594 \text{ kg.cm.}$$

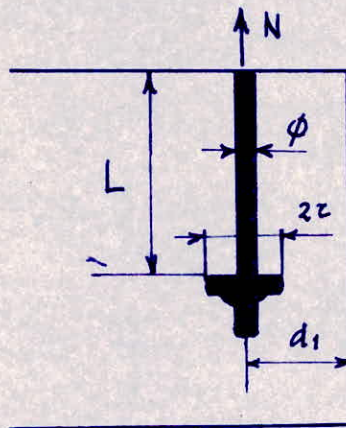
$$e_p = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{\sigma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 7594}{2400}} = 4,5 \text{ cm.}$$

LONGUEUR D'ANCRAGE

Les efforts transversaux doivent être transmis au massif de fondation directement par la plaque d'assise. Pour avoir une bonne stabilité du poteau, il est nécessaire d'assurer un bon ancrage de ce dernier dans le massif de béton.

Comme tige d'ancrage, on utilisera une tige lisse droite terminée par une plaque circulaire de dimensions suffisantes pour le poteau central et prolongée par un crochet à 180° de rayon r pour le poteau de rive.

① Poteau central.



L'effort N sur un boulon est donné par la formule :

$$N = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi L}{(1 + \phi/d_1)^2} + 2g_c \frac{\tau^2 (1 - \frac{\tau}{d_1})}{100}$$

$$d_1 < L.$$

g_c : dosage du béton: 350 kg/m^3

d_1 = distance de la ferraillerie la plus proche de la tige de scellement.

$$\phi = 33 \text{ mm}$$

$$\tau = 80 \text{ mm.}$$

$$d_1 = 80 + 33 = 113 \text{ mm.}$$

$$N = N_f + N_t. = 36,32 + 9,8 = 46,12 \text{ t.}$$

L'effet de traction pour un boulon:

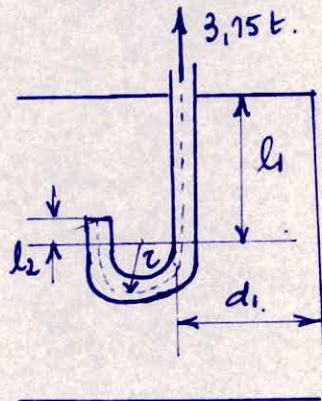
$$N = \frac{46,72}{3} = 15,4 \text{ t.}$$

$$0,1 \left(1 + \frac{7 \cdot 350}{10000} \right) \left(\frac{33}{1 + \frac{33}{113}} \right)^2 L = 15400 - 2 \cdot \frac{350}{100} \cdot 60^2 \left(1 - \frac{60}{113} \right)$$

$$L = \frac{6580}{4,4} = 1500 \text{ mm}$$

$$L = 1,5 \text{ m.}$$

② Poteau de tige.



$$l_1 > r > l_2.$$

$$N = 0,1 \left(1 + \frac{7gc}{10000} \right) \cdot \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2).$$

$$\Phi = 16 \text{ mm.}$$

$$d_1 = 16 \text{ mm.}$$

$$l_1 + 6,4r + 3,5l_2 = 1000 \text{ mm.}$$

$$l_2 = 40 \text{ mm.}$$

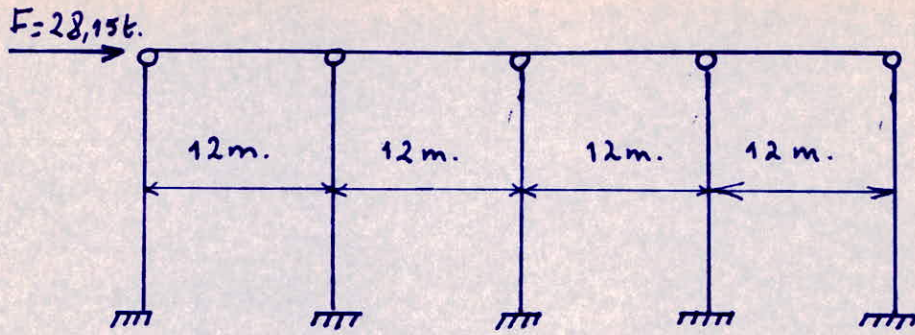
$$r = 50 \text{ mm.}$$

$$l_1 = 540 \text{ mm.}$$

Soit une longueur d'ancrage de 60 cm.

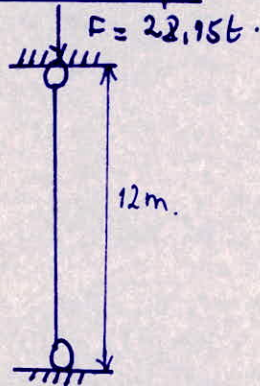
- POUTRE LONGITUDINALE -





La poutre est sollicitée à la compression simple.

Schema Statique.



Longueur de flambement: $l_{fy} = 12m$.

$$\lambda = 20 \Rightarrow k = 1,453$$

$$A > \frac{kF}{\sigma_c} = \frac{1,453 \cdot 28,15 \cdot 10^3}{2400} = 17 cm^2$$

On prendra un HEA 240. $\left\{ \begin{array}{l} i_x = 10,7. \\ i_y = 6. \\ A = 76,8 cm^2 \end{array} \right.$

Verification

$$\lambda_{max} = \lambda_y = l_{fy} / i_y = 1200 / 6 = 200 \Rightarrow k = 6,22.$$

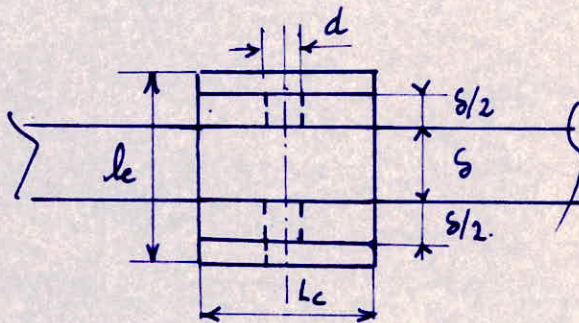
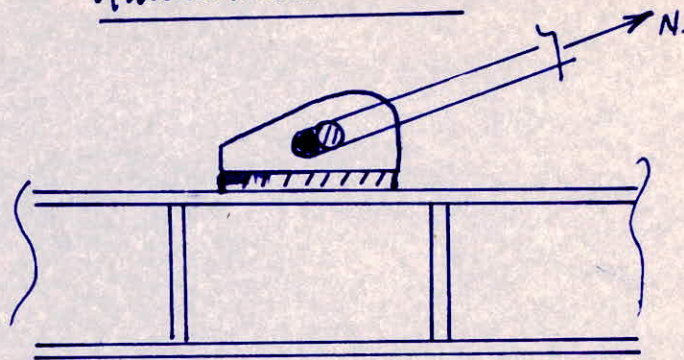
$$\sigma = F/A = \frac{28,15 \cdot 10^3}{76,8} = 366,53 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{on} k \sigma = 6,22 \cdot 366,53 = 2302 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

CALCUL DES ASSEMBLAGES



Attache tirant-Poutre.



$$N_{\max} = 114,61t.$$

L'attache du tirant-poutre sera soudée sur cette dernière avec un coeef $\alpha_A = 1,52 \text{ cm}$.

Calcul des longueurs de soudures l_e et l_c .

$$\frac{N/2}{0,75 \cdot l_c \cdot \alpha_A} \leq \sigma_e \Rightarrow l_c \geq \frac{N/2}{0,75 \cdot \alpha_A \cdot \sigma_e}$$

$$\frac{N/2}{0,75 \cdot l_e \cdot \alpha_A + 0,1 \cdot l_e \cdot \alpha_A} \leq \sigma_e \Rightarrow l_e \geq \frac{N/2}{(0,75 + 0,1 \cdot \alpha_A) \cdot \alpha_A \cdot \sigma_e}$$

$$l_c = \frac{57300}{0,75 \cdot 2400 \cdot 1,52} = 27 \text{ cm.}$$

$$l_e = \frac{57300}{(0,75 + 0,1 \cdot 0,226) \cdot 1,52 \cdot 2400} = 20,32 \text{ cm.}$$

Assemblage Tirant - Fourche.

Calcul du diamètre d de l'axe d'assemblage Palier-tirant.

L'axe étant soumis à un cisaillement double

on doit vérifier $1,54 \tau \leq \sigma_e$.

$$\tau = \frac{N}{2S} \quad \text{avec } S = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$1,54 \cdot \frac{2N}{\pi d^2} \leq \sigma_e \Rightarrow d \geq \sqrt{\frac{2N \cdot 1,54}{\pi \sigma_e}}$$

$$N = 114,61 \text{ t.}$$

$$\sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2 \quad d \geq \sqrt{\frac{2 \cdot 114,61 \cdot 1,54}{\pi \cdot 2400}} = 6,84 \text{ cm.}$$

On prend $d = 7 \text{ cm.}$

Calcul de s épaisseur du tirant

L'axe d'articulation exerce sur les fermes du palier une pression localisée ou matage.

$$s.d. \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{mat}}}$$

$$s \geq \frac{N}{s \bar{\sigma}_{\text{mat}}} = \frac{114,61 \cdot 10^3}{7 \cdot 3200} = 5,1 \text{ cm.}$$

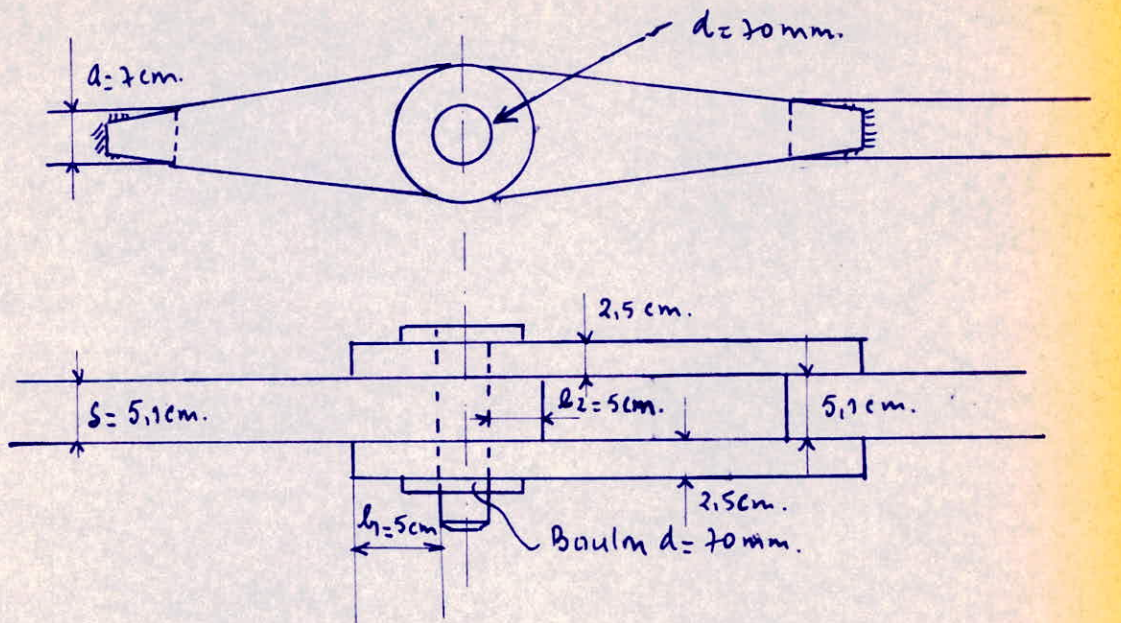
$$\bar{\sigma}_{\text{mat}} = 3200 \text{ daN/cm}^2$$

Calcul de a largeur du tirant

$$N/A_1 \leq \sigma_e \Rightarrow A_1 \geq \frac{N}{\sigma_e} = \frac{114,61 \cdot 10^3}{3600} = 31,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } a = A_1/s = \frac{31,83}{5,1} = 6,24 \text{ cm soit } a = 7 \text{ cm.}$$

* La longueur du tirant étant assez importante on prévoit un tirant en plusieurs parties qu'on assemblera de la façon suivante.



Calcul de l_2 .

La détermination de l_2 (extrémité dentée) se fait par la condition de non cisaillement.

$$1,54 \bar{\sigma} \leq \sigma_c \quad \bar{\sigma} = \frac{N}{2 l_2 s}$$

$$\frac{1,54 N}{2 l_2 s} \leq \sigma_c \Rightarrow l_2 \geq \frac{1,54 N}{2 \cdot s \cdot \sigma_c} = 4,8 \text{ soit } l_2 = 5 \text{ cm.}$$

l_1 se calcule de la même façon et on prend $l_1 = l_2 = 5 \text{ cm.}$

CALCUL DES JOINTS

① POUTRE

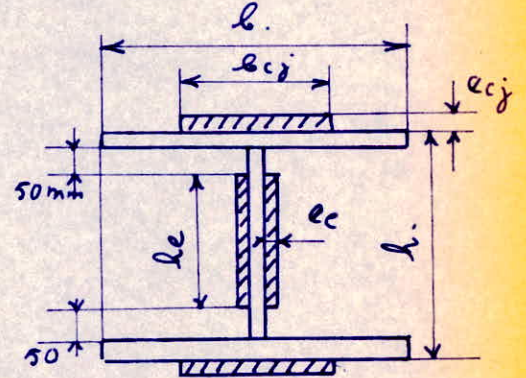
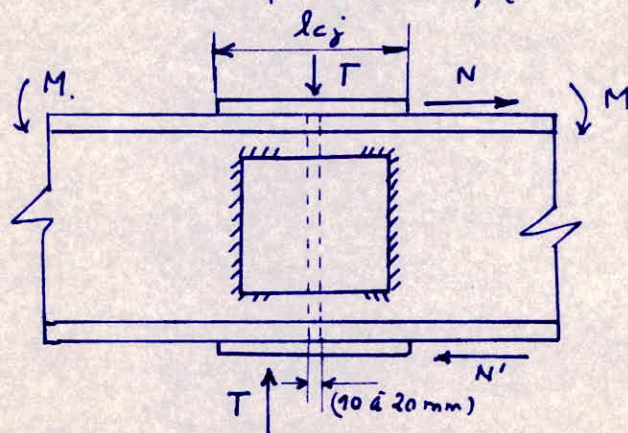
La poutre etant composee, on distingue des joints d'usine et des joints de montage. Les joints d'usine sont necessaires car les profilés ont en general des longueurs commerciales inferieures aux longueurs de poutre.

Pour le calcul on distingue 2 cas.

1- Les joints sont calcules suivant le cas le plus defavorable ou les tirants engendrent un effet de compression dans la poutre.

Les effets à prendre en compte sont M, T et N .

2- Les joints sont verifiés lors qu'il ya risque de soulèvement (Vent soufflant sur la petite face). La poutre dans ce cas est une poutre sur deux appuis simples ($L = 40 m$) les effets à prendre en compte sont M, T et $N_e = M/h$.



On calcule le 1^{er} joint à 15 m.

1^{er} Cas.

$$M(x=15) = 33,8 \text{ t.m. (Voir diagramme le + defavorable)}$$

$$T(x=15) = 8 \text{ t.}$$

$$N = N_e + N_{emp.}$$

$$N_e = M/h = \frac{33,8}{1,05} = 32,2 \text{ t.}$$

$$N_{emp.} = 102 \text{ t.}$$

$$N = 32,2 + 102 = 134,2 \text{ t}$$

Pour simplifier les calculs on admet que les eclisses situées sur l'axe equilibrent l'effort tranchant T et les courbe-joints equilibrent le Moment M . En partant de ces hypotheses on reparti les sollicitations parmi les eclisses.

Courbe-joint

$$A_c = N/\sigma_c$$

$$l_{c1} = l - 2 (15 \text{ à } 20 \text{ mm})$$

$$= 700 - 2 \cdot 20 = 660 \text{ mm.}$$

$$a_c = \frac{A_c}{l_{c1}} = \frac{N}{l_{c1} \cdot \sigma_c} = \frac{134,2}{2400 \cdot 66} = 0,84 \text{ cm.}$$

On prend $e_{c1} = 1 \text{ cm.}$

$$l_{c2} = \frac{N}{0,75 \cdot a \cdot \sigma_c} + (10 \text{ à } 20 \text{ mm})$$

a depend de l'epaisseur la plus forte des pieces à assembler

$$a_{\min} = 6 \text{ mm.}$$

$$a_{\max} \leq 0,84 e_{\min}$$

$$e_{\min} = 10 \text{ mm.}$$

$$a_{\max} \leq 0,94 \cdot 10 = 2,4 \text{ mm.}$$

On prend $a = 6 \text{ mm} \Rightarrow \alpha a = 5,6.$

$$l_c = \frac{134200}{0,75 \cdot 0,56 \cdot 2400} + (10 \bar{a} 20 \text{ mm}) = 140 \text{ cm.}$$

Eclisse

$$h_e = h - 2 \cdot 50 \text{ mm.}$$

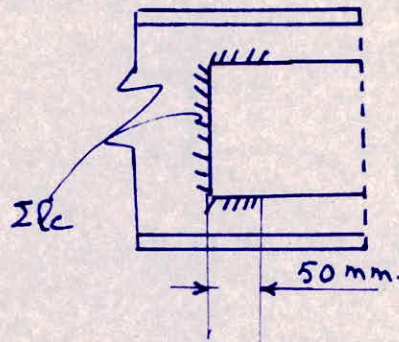
$$= 9050 - 100 = 8950 \text{ mm.}$$

$$l_e = \frac{2,31T}{2h_e \sigma_c} = \frac{2,31 \cdot 2000}{2 \cdot 8950 \cdot 2400} \approx 0,05 \text{ cm.}$$

Les cordons sont calculés au cisaillement dû à l'effort tranchant

$$\alpha a \geq \frac{T}{0,75 \cdot \Sigma l_c \sigma_c.}$$

Σl_c = longueur des cordons bités sur les 2 eclisses d'un côté du joint de la poutre.



$$\alpha a \geq \frac{2000}{0,75 (95 + 2,5) 2400} = 0,04 \text{ cm.}$$

On prendra $\alpha a = 2 \text{ mm.}$

2° cas.

$$M(x=15) = 105750 \text{ dan. m.}$$

$$T(x=15) = 7050 \text{ dan.}$$

$$N_e = M/h = \frac{105750}{1,05} = 100714,3 \text{ d.N.}$$

Longueur joint

$$A_c = \frac{N_e}{\sigma_c}$$

$$b_{cxy} = 660 \text{ mm.}$$

$$k_{cy} = \frac{A_c}{b_{cxy}} = \frac{N_e}{\sigma_c b_{cxy}} = \frac{100714,3}{2400 \cdot 66} = 0,7 \text{ cm.}$$

$$l_c = \frac{N_e}{0,75 \cdot \alpha \cdot \sigma_c} + (10 \text{ à } 20 \text{ mm})$$

$$e_{\max} = 25 \text{ mm.} \Rightarrow a_{\min} = 6 \text{ mm avec } a_{\max} \leq 0,84 e_{\min}$$

$$e_{\min} = 7 \text{ mm.} \Rightarrow a_{\max} \leq 0,84 \cdot 7 = 6 \text{ mm.}$$

On prend $a = 6 \text{ mm}$ avec $\alpha a = 5,6 \text{ mm.}$

$$l_c = \frac{N_e}{0,75 \cdot \alpha a \cdot \sigma_c} + (10 \text{ à } 20 \text{ mm}) = \frac{100714,3}{0,75 \cdot 0,56 \cdot 2400} + (10 \text{ à } 20 \text{ mm})$$

$$= 905 \text{ cm.}$$

Eclisse.

$$h_c = 950 \text{ mm.}$$

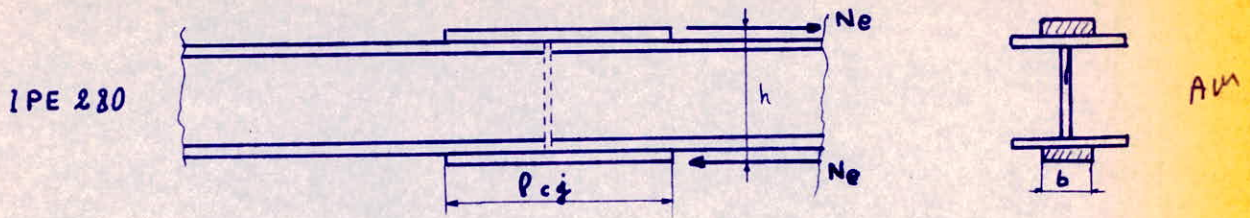
$$e_c = \frac{2,31 T}{2 h_c \sigma_c} = \frac{2,31 \cdot 7050}{2 \cdot 105 \cdot 2400} = 0,04 \text{ cm.}$$

On prend $e_c = 8 \text{ mm.}$

$$\text{ordonnée: } \alpha a, \frac{T}{0,75 \cdot \Sigma l_c \cdot \sigma_c} = \frac{7050}{0,75 \cdot 105 \cdot 2400} = 0,03 \text{ cm}$$

Soit $\alpha a = 8 \text{ mm.}$

Donc on retient les valeurs du 1^{er} cas qui sont supérieures à celles du 2^o cas. ...



$$M_{max} = Ne \cdot h \Rightarrow Ne = \frac{M_{max}}{h}$$

$$A = \frac{Ne}{\sigma_e} = \frac{M_{max}}{h \cdot \sigma_e} = \frac{3008 \cdot 10^2}{28 \cdot 2400} = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$B - 2(15 \text{ à } 20 \text{ mm}) = 11,9 \text{ cm} - 2 \cdot 1,5 = 8,9 \text{ cm} \approx 9 \text{ cm}$$

$$A = b \cdot e \Rightarrow e = \frac{A}{b} = \frac{4,5}{9} = 0,5 \text{ cm}$$

La longueur du coude joint est calculé par :

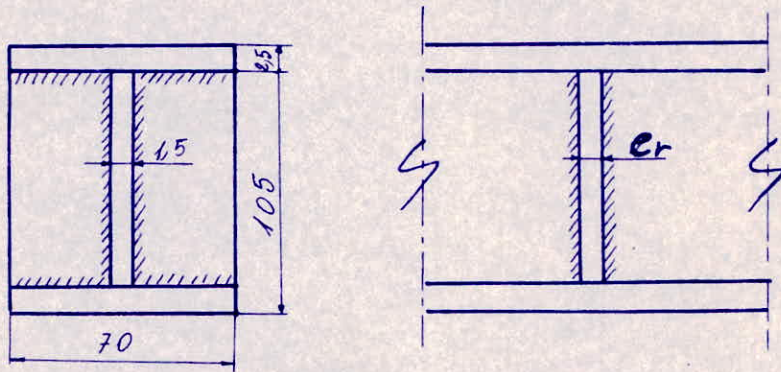
$$l_e = \frac{Ne}{0,75 \cdot a \cdot \sigma_e} + (10 \text{ à } 10 \text{ mm})$$

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

$$l_e = \frac{10742,857}{0,75 \cdot 0,3 \cdot 2400} + 15 = 21,5 \text{ cm}$$

CALCUL DES RAIDISSEURS D'APPUI DE LA POUTRE

Dimensionnement du raidisseur.



$e_r > 16 \text{ mm}$. On prendra $e_r = 20 \text{ mm}$.

On calculera et vérifiera le raidisseur dans l'appui de plus sollicité c. a. d. correspond à $T_{\max} = 18,34 \text{ t}$.

Vérification de la pression d'écrasement.

$$\sigma_r = \frac{T}{A_c} = \frac{T}{e_r B_r} \leq 1,5 \sigma_c.$$

$$T = 18,34 \text{ t}.$$

$$A_c = 2 \cdot 70 = 140 \text{ cm}^2$$

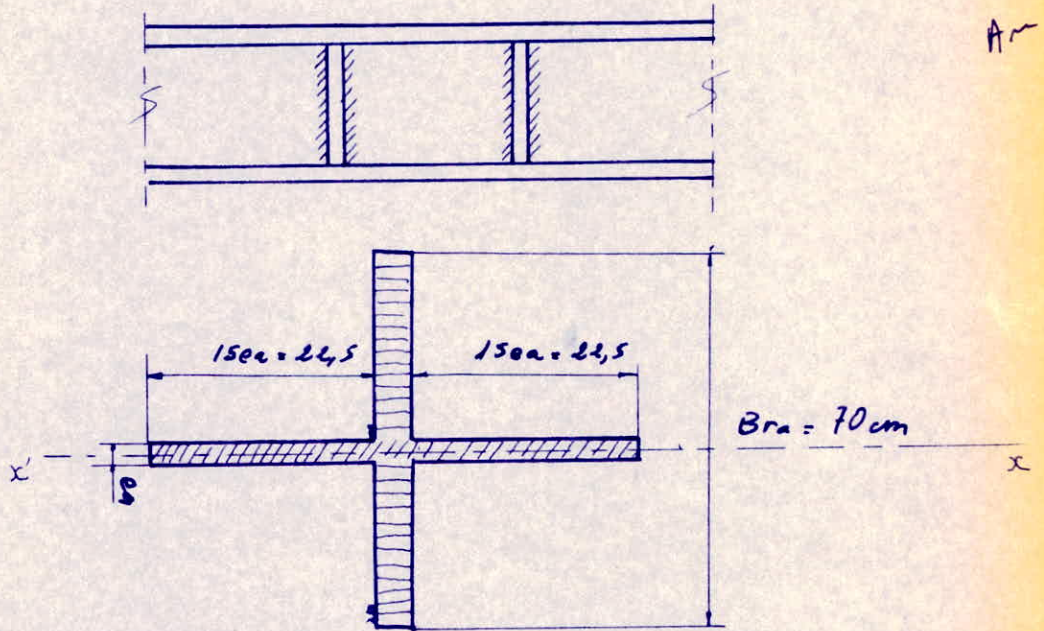
$$\text{D'où } \sigma_r = \frac{18,34 \cdot 10^3}{140} = 131 < 1,5 \cdot 2000.$$

Vérification du raidisseur au flambement

On vérifie le raidisseur au flambement simple dans le plan de section de la poutre. On prendra comme longueur de flambement la distance entre les 2 semelles, et comme section de calcul, la section du raidisseur, plus une largeur d'aile égale à $15 e_r$ de part et d'autre du raidisseur.

$$l_f = 100 \text{ cm.}$$

$$A'_z = A_z + 30 \cdot e a^2 = 140 + 30 \cdot 1,5^2 = 207,5 \text{ cm}^2$$



$$I_x = \frac{2 \cdot 22,5 \cdot 1,5^3}{12} + \frac{2 \cdot 70^3}{12} = 57179 \text{ cm}^4$$

$$l_x = \sqrt{I_x / A} = \sqrt{\frac{57179}{207,5}} = 16,60 \text{ cm.}$$

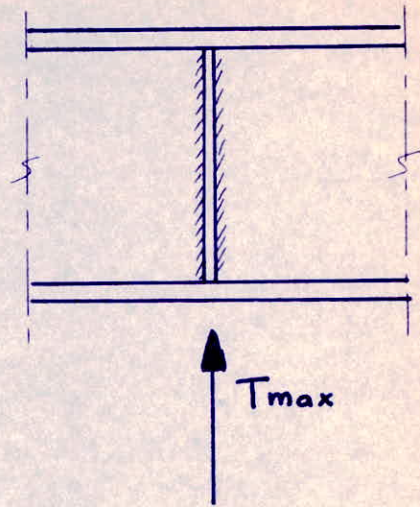
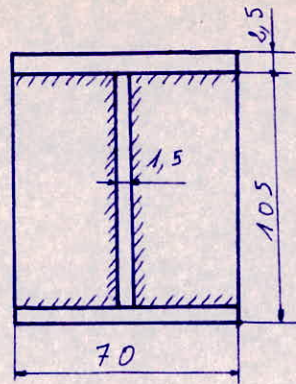
$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{l_x} = \frac{100}{16,6} = 6. \Rightarrow K = 1,002.$$

$$\sigma = N/A = \frac{18,34 \cdot 10^3}{207,5} = 88,38 \text{ daN/cm}^2$$

$$K\sigma = 1,002 \cdot 88,38 = 88,5 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

le flambement simple est vérifié

Calcul de la soudure fixant le raidisseur sur la poutre.



$$\alpha_a > \frac{T}{0,75 \cdot \Sigma l \cdot G_e}$$

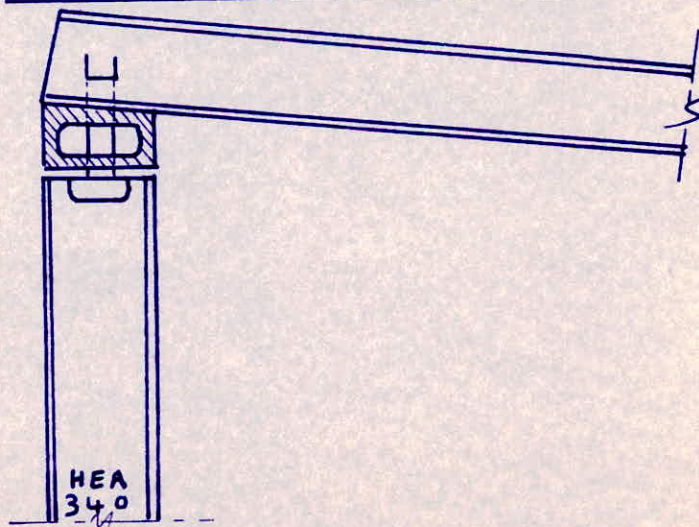
$$T_{max} = 18,34t.$$

$$\Sigma l = 2 \cdot 63 + 2 \cdot 100 = 526 \text{ cm.}$$

$$\alpha_a > \frac{18340}{0,75 \cdot 2400 \cdot 526} = 0,19 \text{ mm.}$$

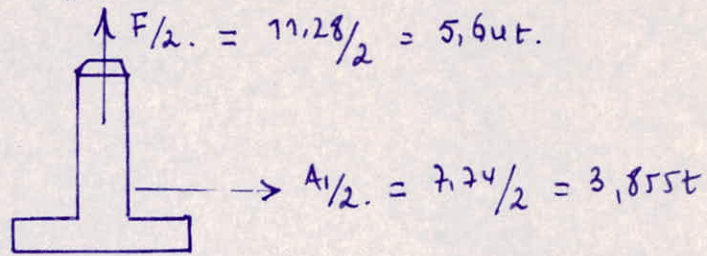
on prendra $\alpha_a = 3 \text{ mm.}$

ASSEMBLAGE POTEL ET-POUTRE



l'articulation de la poutre sur le poteau est assurée par 2 boulons.

Effort sur le boulon.



Diametre du Boulon.

on verifie $1,25 \frac{N}{A_c} \leq \sigma_c$ et $\sqrt{\frac{N^2 + 2,36 T^2}{A}} \leq \sigma_c$.

$N = 5,6 \text{ t}$

$T = 3,855 \text{ t}$.

$\Phi = 22 \text{ mm.} \Rightarrow \begin{matrix} A = 380 \text{ mm}^2 \\ A_c = 303 \text{ mm}^2 \end{matrix}$

$1,25 \frac{N}{A_c} = \frac{1,25 \cdot 5,64 \cdot 10^3}{3,03} = 2327 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$

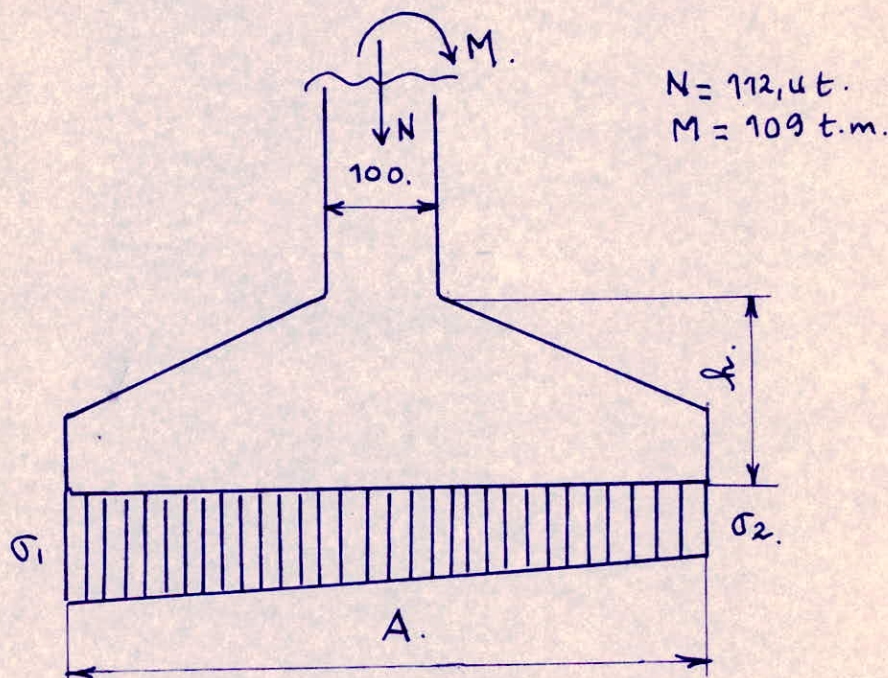
$\sqrt{\frac{N^2 + 2,36 T^2}{A}} = \sqrt{\frac{5,64^2 + 2,36 \cdot 3,85^2}{3,80}} = 68 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$

CALCUL DES FONDATIONS



I SEMELLE SOUS POTEAU CENTRAL

Etant donné la bonne qualité du sol ($\bar{\sigma}_s = 4 \text{ bars}$), il est donc avantageux de prévoir une fondation superficielle isolée afin d'obtenir sous la semelle un diagramme de contraintes trapézoïdal.



Ses dimensions de la semelle seront choisies dans le même rapport que ceux de la plaque d'assise.

Soit A la longueur de la semelle et B sa largeur
Plaque d'assise ($a = 100 \text{ cm}$, $b = 60 \text{ cm}$).

Les contraintes sous la semelle sont :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \cdot v}{I}$$

$$I = \frac{B A^3}{12}$$

$$\frac{B}{A} = \frac{b}{a} \Rightarrow B = \frac{b}{a} \cdot A = \frac{6}{10} \cdot A$$

$v = A/2$

$$I = \frac{B A^3}{12} = \frac{A^4}{20} \quad \text{et } I/v = \frac{A^3}{10}$$

$$S_0 = A \cdot B = A \cdot \frac{6}{10} A = \frac{6}{10} A^2$$

$$\sigma_1 < \bar{\sigma}_s$$

$$\frac{N}{S_0} + \frac{M \cdot v}{I} < \bar{\sigma}_s$$

$$\frac{112,4 \cdot 10^3}{\frac{3}{5} A^2} + \frac{109 \cdot 10^5 \cdot 10}{A^3} < 4 \cdot \text{daN/cm}^2$$

$$4A^3 > 187,33 \cdot 10^3 A + 109 \cdot 10^6 \Rightarrow A = 3,6 \text{ m}, B = 2,16 \text{ m}$$

$$S_0 = A \cdot B = 2,16 \cdot 3,6 = 7,8 \text{ m}^2$$

Calcul de la hauteur h.

La condition de rigidité nous donne:

$$h - d \geq \frac{A - a}{4} \quad A = 360 \text{ cm}, a = 100 \text{ cm}$$

$$h - d \geq \frac{360 - 100}{4} = 65 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } h = 90 \text{ cm}$$

Calcul des armatures. (Méthode de bielles)

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_0} + \frac{M \cdot v}{I} = 3,8 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_0} - \frac{M \cdot v}{I} = 0,9 \text{ bar}$$

Déterminons l'effet fictif équivalent aux forces exercées P' et aux la pression qui s'exerce aux trois quarts de la semelle.

$$N' = p' \cdot A \cdot B.$$

$$p' = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 3,8 + 0,9}{4} = 3,05 \text{ bars.}$$

$$N' = 3,05 \cdot 360 \cdot 216 = 240,27 \text{ t.}$$

Section d'armatures longitudinales.

$$A' = \frac{N'(A-a)}{8h \cdot \bar{\sigma}_a} \quad \bar{\sigma}_a = \frac{3}{5} \sigma_{cu}; \quad \sigma_{cu} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$= \frac{240,27 \cdot 10^3 (360 - 90)}{8 \cdot 90 \cdot 2520} = 34,4 \text{ cm}^2$$

Soit 18 T16.

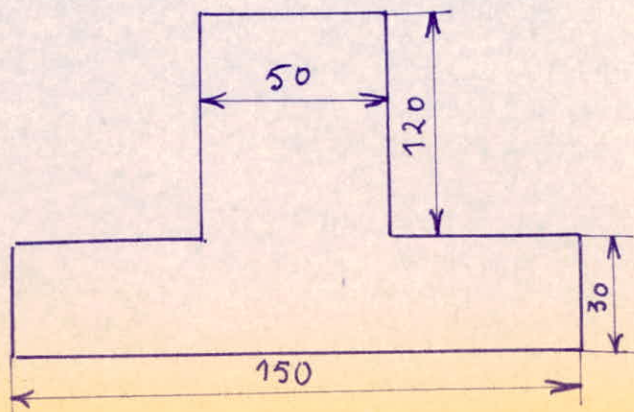
Section d'armatures transversales.

$$A = \frac{Nf(B-b)}{8h \cdot \bar{\sigma}_a} \\ = \frac{112,4 \cdot 10^3 (260 - 60)}{8 \cdot 90 \cdot 2520} = 12,4 \text{ cm}^2$$

Soit 11 T12.

II SEMELLE SOUS POUTRE DE RIVE

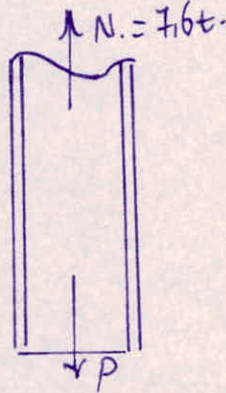
Si l'effet de compression est faible, on prendra une semelle dont la largeur suivante.



VERIFICATION DES POTEAUX AU RISQUE DE
SOULEVEMENT.

Pour éviter tout risque de soulèvement des poteaux, il faudra s'assurer que la somme des forces descendantes soit supérieure à la somme des forces ascensionnelles.

① POTEAU DE RIVE



$P > N.$

$P =$ Poids propre du poteau + poids propre du massif de fondation + Poids de la terre.

Le massif est enterré à 1,20 au dessus du niveau du sol.

Poids propre du poteau.

c'est un HEA 340. $\Rightarrow P_p = 1,2t.$

Poids du massif de fondation

$P = 0,5 \cdot 1,5 \cdot 1,20 \cdot 2,5 + 1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,3 \cdot 2,5 = 4t.$

Poids de la terre

$1,2 (1,50 - 0,50) \cdot 1,5 \cdot 1,8 = 3,3t.$

$\Sigma = 1,2 + 4 + 3,3 = 8,5t > 7,6t.$

Vérifié

② Poteau central.

$$N = 2 \times 9,8 \text{ t} = 19,6 \text{ t} \text{ (Effort de traction)}$$

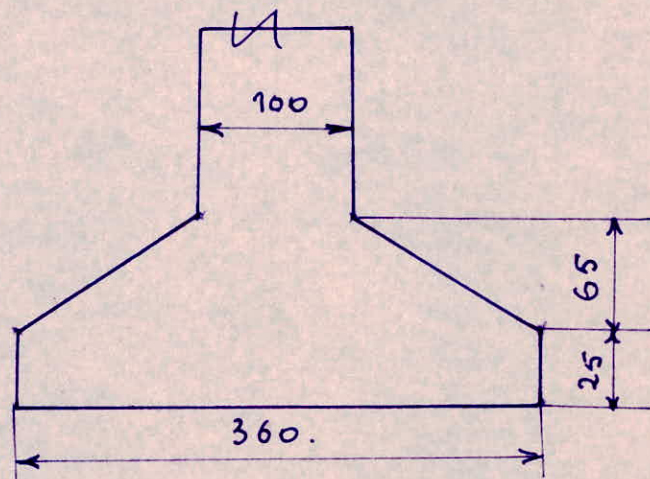
Poids du poteau.

Partie supérieure : 1,4 t.

Partie inférieure : 3 t.

$$P = 4,4 \text{ t.}$$

Poids du massif.



$$P = 19,1 \text{ t.}$$

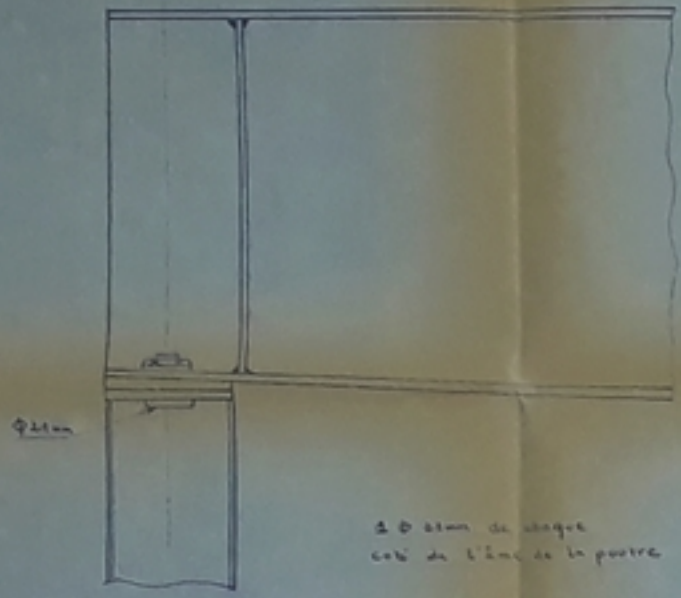
Poids de la terre.

$$P = 17 \text{ t.}$$

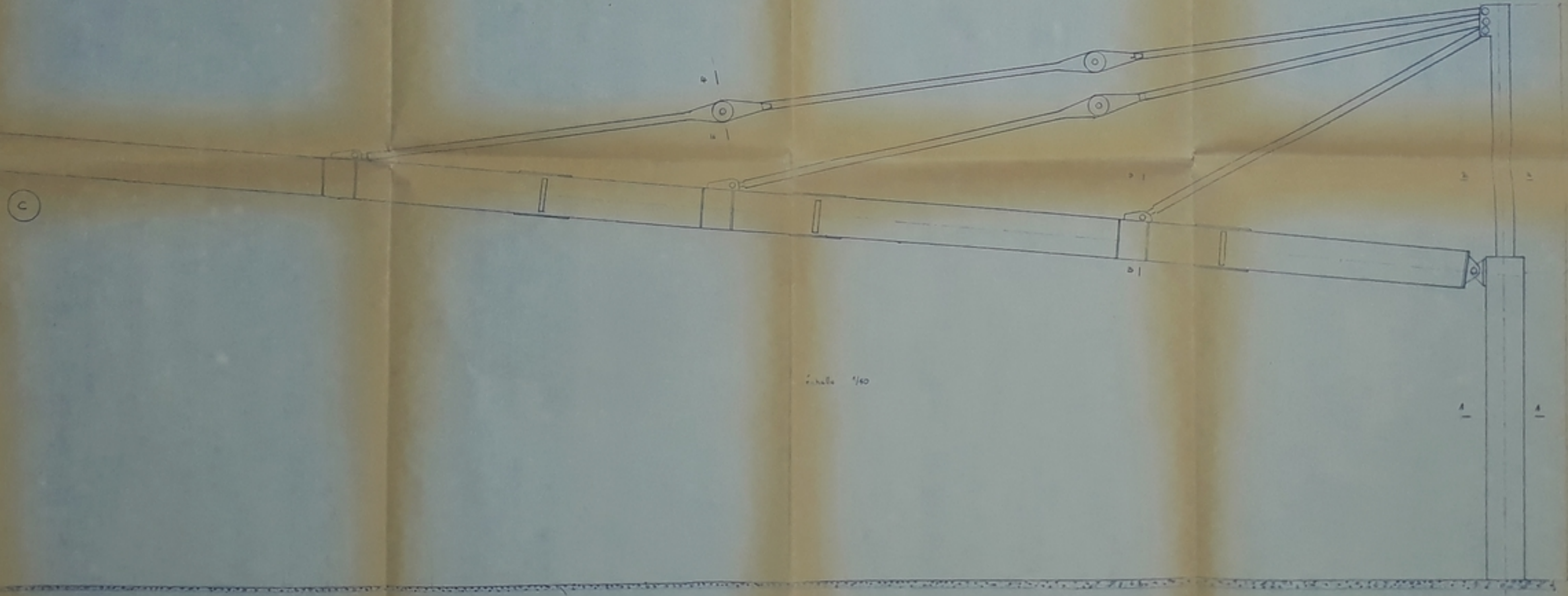
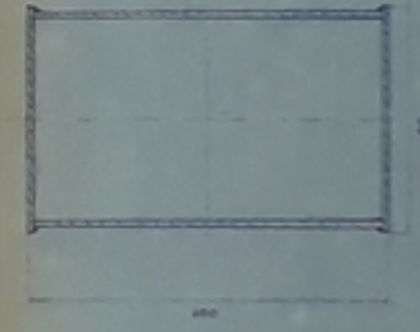
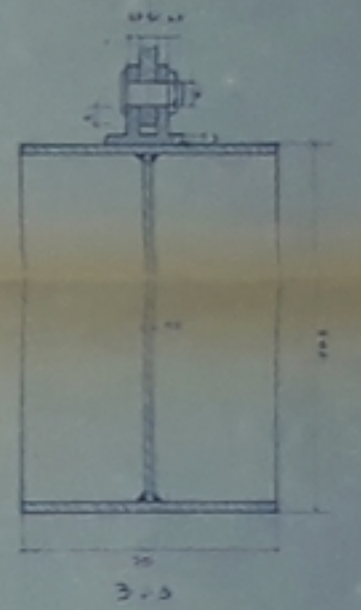
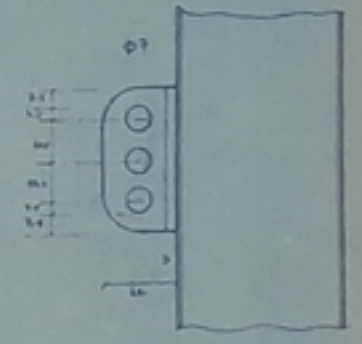
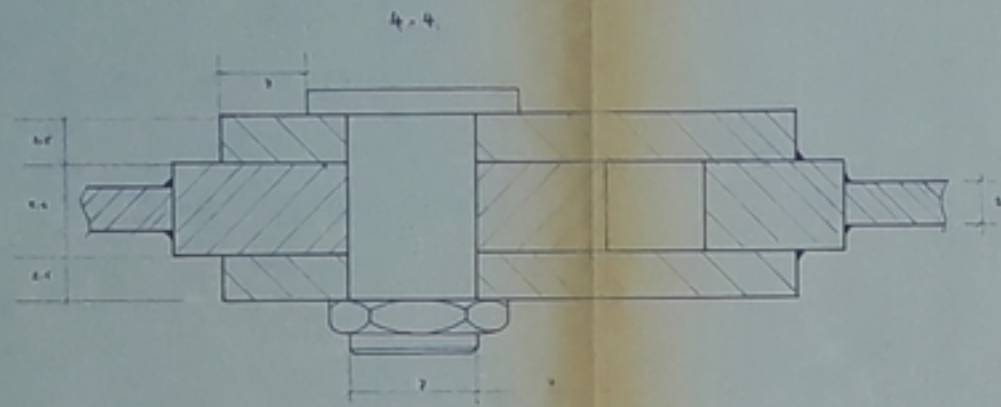
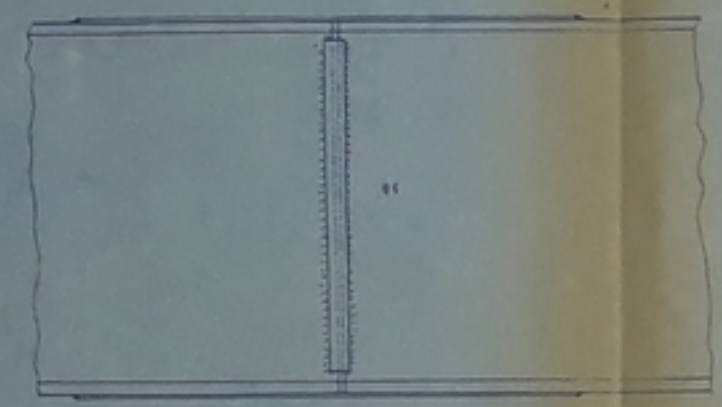
$$\Sigma = 4,4 + 19,1 + 17 = 40,5 \text{ t} > N = 19,6 \text{ t.}$$

Verifié.

détail C



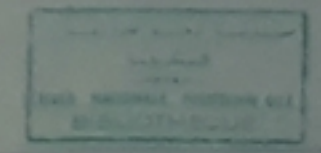
2 Ø 20mm de chaque côté de l'axe de la poutre



1/60

المعهد العالي للتكنولوجيا
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 UNIVERSITE WAGEN

THESE de FIN d'ETUDES
 PAVILLON D'EXPOSITION



POTELIUX & ASSEMBLAGES

DATE: JANUARY 1911
 PLAN: N° 1

