

UNIVERSITE D'ALGER

1/77

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

2EX

Département Génie Civil

2^{ème} = EX transparent

المدرسة لوطنية للعلوم الهندسية
- المكتبة -

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
PROJET DE FIN D'ETUDES
BIBLIOTHEQUE

**ETUDE D'UN RESTAURANT
SELF SERVICE**

Proposé par

Ing. N. M. BEJINARIV

Etudié par

K. ABADA

B. BENKHELIFA

Promotion Janvier 1977



بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

A LA MEMOIRE DE NOTRE MAÎTRE

MALEK BENNABI

REMERCIEMENTS

Nous saisissons cette occasion pour remercier
M^r: Nicolai Mircea Bejinariu qui nous a guidé
sincèrement dans notre étude.

Nos remerciements au Directeur de l'E.N.P.A
M^r OUABDESLAM et tout le personnel enseignant.
Nous ne manquons pas de féliciter M^r METAL OMAR

K. ABADA

B. BENKHELIFA

Introduction:

I/ Theme du projet: Restaurant "Self-Service".

II/ Description: Le restaurant est constitué d'un sous-sol et d'un rez-de-chaussée

dimension: $(30,40 \times 36) m^2$.

a. Sous Sol : sera réalisé en béton et servira de réserve au restaurant, il comprend

- des réserves pour légumes, boissons, ...

- une chambre froide

- une cage d'escalier et une cage d'ascenseur pour réserve.

- des sanitaires

- un accès extérieur

b. Rez-de-chaussée: sera réalisé en structure métallique; il comprend:

- une salle de restauration "self-service"

- une salle de restauration traditionnelle.

- les annexes du restaurant (cuisines, ...)

- une salle de lecture

- des sanitaires.

Le Rez-de-chaussée étant limité transversalement par deux murs en béton et longitudinalement par un vitrage.

Indications techniques:

- le plancher est constitué d'une dalle pleine de 8 cm.

- le revêtement du plancher sera en carrelage de mosaïque

- le revêtement du plancher du sous-sol sera en ciment.

- Toiture du Rez-de-chaussée en tôle nervurée galvanisée avec étanchéité et isolation thermique.

- Ferme en métal

- Poutres métalliques en HEB.

- Sol : argile compacte, $\sigma_s = 5 \text{ kg/cm}^2$.

IV/ Travail demandé

a- Evaluation des charges et surcharges.

- Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation
- Calcul de l'effet de la neige et du vent sur l'ensemble de la construction
- Combinaisons des différents charges et surcharges.

b- Calcul des suivants éléments de la construction.

- ferme principale.
- Console métallique
- poteaux métalliques.
- plancher en B.A
- poteaux du sous-sol
- fondation
- escaliers.
- organisation de chantier.

TUDE DU VENT.

Caracteristiques.

- la construction est constituée par un seul bloc
- la base est un rectangle de $36 \times 30,40$ m.
 - la hauteur de la construction $h = 9,00$ m
 - d'après le règlement N.V 65, les dimensions de la construction doivent respecter les conditions suivantes:

$$\frac{h}{a} = \frac{9,00}{36} = 0,25$$

$$\frac{h}{a} < 2,5.$$

- la couverture : constituée par une toiture, avec pente de $1^{\circ}3$
- les parois verticales - sont planes sans décrochement
 - reposent sur le sol
 - parois vitrés $\mu = 20\%$
 - autres parois $\mu < 5\%$
- la construction se trouve sur un terrain horizontal.

Les conditions imposées par le règlement "N.V 65" étant satisfaites, on utilisera la méthode simplifiée pour la détermination des pressions dues au vent.

Pressions dynamiques

les pressions dynamiques seront supposées constantes sur toute la hauteur de la construction.

$$q_{in} = (46 + 0,7 \times h) K_{rn} K_s \quad \text{pression normale}$$

$$q_{re} = (46 + 0,7 h) K_{re} K_s \quad \text{pression extrême}$$

K_r : Coefficient de région \rightarrow pour ALGER $K_{rn} = 1,40$

$K_{re} = 2,45$

K_s : Coefficient de site \rightarrow Site exposé.

$K_s = 1,35$

$$q_{in} = 94 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{re} = 165 \text{ daN/m}^2$$

Reduction

Les pressions dynamiques doivent être affectées d'un coefficient de réduction δ , donné en fonction de la plus grande dimension offerte au vent

$$a = 36 \text{ m} \Rightarrow \delta = 0,76$$

Surface non abritée $m = 1$ (pas de majoration).

L'ensemble des réductions doit rester inférieur à 33%

$$(1 - \delta) m = (1 - 0,76) 1 = 0,24 < 0,33$$

$$p_{vn} = q_{vn} \cdot \delta \cdot m = 94 \cdot 0,76 \cdot 1 = 71,44 \text{ dan/m}^2$$
$$p_{ve} = q_{ve} \cdot \delta \cdot m = 165 \cdot 0,76 \cdot 1 = 125,40 \text{ dan/m}^2$$

Actions extérieures

Au vent $C_e = +0,8$

Sous vent $C_e = -0,5$

Actions intérieures

• Façades non vitrées $C_i = \pm 0,3$

• Façades vitrées $C_i = +0,55$ au vent

$C_i = -0,40$ sous vent.

a. Facade entrée parallèle au vent



• Au vent : $q_{vn} = 1,1 \cdot p_{vn} = 78,58 \text{ dan/m}^2$

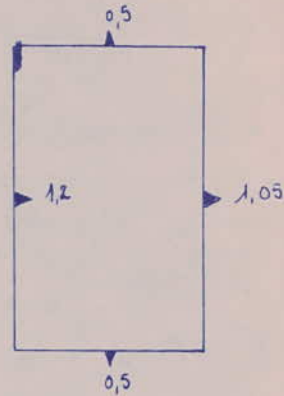
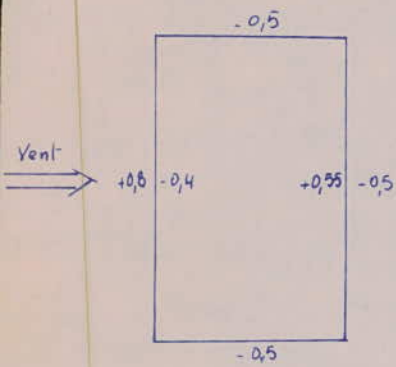
$q_{ve} = 1,1 \cdot p_{ve} = 137,94 \text{ dan/m}^2$

• Sous vent :

$q_{vn} = -0,8 \cdot p_{vn} = -57,15 \text{ dan/m}^2$

$q_{ve} = -0,8 \cdot p_{ve} = -100,32 \text{ dan/m}^2$

b. façade vitrée perpendiculaire au vent.



• Au vent :

$$q_n = 1,2 p_{vn} = 85,73 \text{ daN/m}^2$$

$$q_e = 1,2 p_{ve} = 150,48 \text{ daN/m}^2$$

• Sous vent

$$q_n = -1,05 p_{vn} = -75,01 \text{ daN/m}^2$$

$$q_e = -1,05 p_{ve} = -131,67 \text{ daN/m}^2$$

Effort de soulèvement de la toiture.

Pour cette construction, l'effet de soulèvement sera négligé, car nous avons un dispositif de protection de la toiture contre le vent: nous avons placé un acrotère de 50cm.

Neige :

$N_n = 20 \text{ kg/m}^2$ neige normale.

$N_e = 33,4 \text{ kg/m}^2$ neige extrême.

CALCUL DES PANNES

determination des charges et surchargescharges permanentes

Tôle nervurée galvanisée	13 kg/m ²
Etanchéité	18 kg/m ²
Poids propre des pannes métalliques	8,5 kg/m ²
	$\Sigma = 40 \text{ kg/m}^2$

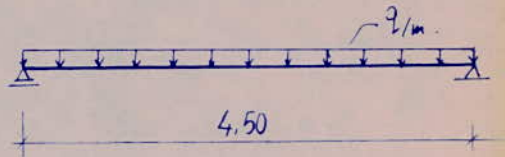
Surcharges d'exploitation

Nous avons une terrasse inaccessible. $\Rightarrow P = 100 \text{ kg/m}^2$

les pannes seront calculées sous $\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P$ et seront supportées comme simplement appuyées.
Elles sont espacées de 1,50 m et ont une portée de 4,50 m.

$$q_{r/m^2} = \frac{4}{3} \cdot 40 + \frac{3}{2} \cdot 100 = 203,4 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{r/m} = 1,50 \times 203,4 = 305 \text{ kg/m}$$



$$M = q \frac{l^2}{8} = 305 \times \frac{4,50^2}{8} = 772,03 \text{ dan.m}$$

$$W = \frac{M}{\sigma_c} = \frac{772,03 \cdot 10^2}{2400} = 32,17 \text{ cm}^3$$

nous prenons un UPN 100 dont les caractéristiques sont:

$$W_x = 41,2 \text{ cm}^3$$

$$p_p = 10,6 \text{ kg/m} \rightarrow \text{poids propre}$$

on doit refaire la vérification en tenant compte du poids propre.

$$q = 305 + 10,6 = 315,6 \text{ kg/m}$$

$$M = 315,6 \times \frac{4,50^2}{8} = 798,86 \text{ dan.m}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{W_x} = \frac{798,86 \cdot 10^2}{41,2} \approx 1939 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c$$

on doit vérifier la contrainte de cisaillement τ .

$$1,54 \tau \leq \sigma_c$$

$$\tau = \frac{T S}{2e I}$$

$$S = 24,5 \text{ cm}^3$$

$$e = 8,5 \text{ mm}$$

$$I = 206 \text{ cm}^4$$

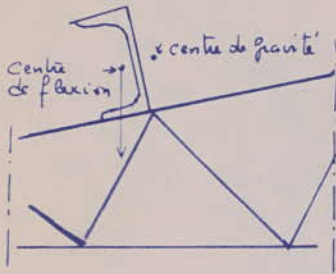
$$T = q \frac{l}{2} = 710,1 \text{ dan}$$

$$\tau = 49,68 \text{ dan/cm}^2$$

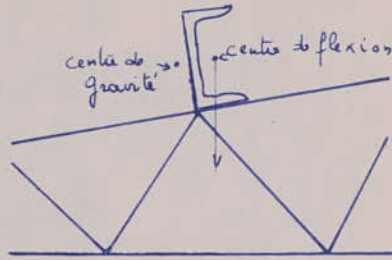
$$1,54 \cdot 49,68 = 76,5 \text{ dan/cm}^2 \ll \sigma_c$$

disposition des pannes :

Les pannes peuvent être disposées de deux façons sur la membrure supérieure de la ferme (voir fig)



(1)



(2)

Nous constatons que la disposition de la figure (2) est meilleure pour la stabilité ; en effet dans le cas de la fig (1) nous aurons un moment de renversement, tandis que dans le cas de la fig (2) le moment est un moment de stabilisation.

CALCUL DE LA FERME

ETUDE DE LA FERME.

Description & généralités

Les fermes utilisées sont en treillis simple. Elles sont destinées à supporter la toiture. Chaque membre et chaque diagonale est formé de deux cornières à ailes égales de même section.

Les barres de la ferme sont calculées comme des poutres à âme pleines comprimées ou tendues, pour que ceci soit possible et afin d'éviter le flambage local on interpose des fourrages entre les cornières qui doivent avoir la même épaisseur que les gousses.

Les fermes sont espacées de 4,50m.

Les fermes sont calculées comme si tous les éléments étaient articulés (ce qui est presque vrai pour les fermes métalliques).

Les efforts dans les barres seront déterminés par la méthode graphique de Cremona-Maxwell pour les charges verticales, et par la méthode d'isolation des nœuds pour les charges horizontales.

On déterminera les efforts pour le cas le plus défavorable.

A - Calcul aux charges verticales.

• Etude des charges.

- Poids propre de la ferme : $G_p = 1,2 \times l = \dots\dots\dots 1,2 \times 0,8 \times 9 =$	8,64 kg/m ² .
- Climatisation + Conduits : $\dots\dots\dots$	4,00 kg/m ² .
- faux plafond + isolation thermique $\dots\dots\dots$	10 kg/m ² .
	<u>$G_i = 22,64 \text{ kg/m}^2$</u>
- Etanchéité + isolation thermique $\dots\dots\dots$	13 kg/m ² .
- Tôle merruée galvanisée $\dots\dots\dots$	18 kg/m ² .
- Poids propre de panne $\dots\dots\dots$	8,5 kg/m ² .
	<u>$G_s \approx 40 \text{ kg/m}^2$</u>

G_i : sont la charge permanente appliqués aux noeuds inférieurs de la ferme.

G_s : sont la charge permanente appliqués aux noeuds supérieurs de la ferme.

• Combinaison des charges.

Pour le calcul et la vérification de éléments de la ferme, il sera tenu compte :

- Charges permanentes
- Surcharge d'exploitation
- Surcharge climatiques (Neige + vent).

Ces charges seront combinées de deux façons :

1. Combinaisons en surcharges normales.

$$-G + \frac{3}{2} V_n \qquad \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} V_n.$$

$$-G + \frac{3}{2} P \qquad \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P$$

$$-G + \frac{11}{12} (P + V_n) \qquad \frac{4}{3} G + \frac{11}{12} (P + V_n)$$

$$-G + \frac{4}{3} N_n \qquad \frac{4}{3} G + \frac{4}{3} N_n.$$

$$- \frac{4}{3} G + \frac{11}{12} (P, N_n)$$

2. en Surcharge extrêmes.

$$G + P \qquad G + P + V_e$$

$$G + N_e \qquad G + P + N_e$$

$$G + V_e \qquad G + P + \frac{1}{2} N_e + V_e$$

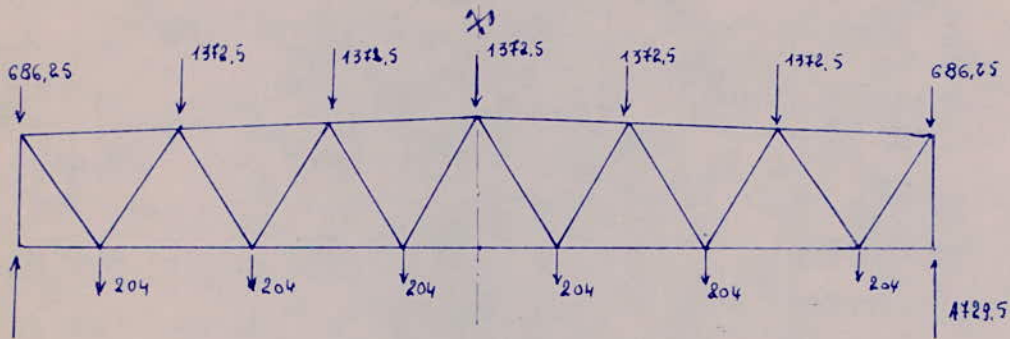
l'action du vent sera négligée si cause de la protection qu'on a faite pour la toiture. Nous avons choisi pour chaque combinaison le cas le plus défavorable

$$\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P$$

$$\frac{4}{3} G + \frac{17}{12} (P + N_e)$$

$$G + P + N_e$$

① 1^{er} cas de charge : $\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P$.



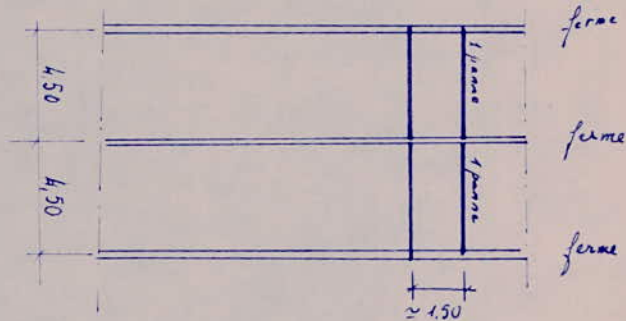
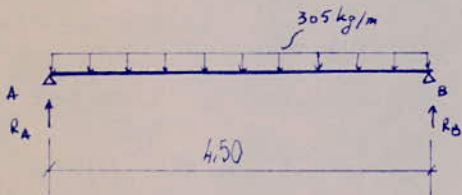
• Reactions aux nœuds supérieurs : R_s .

$$G_{s/m^2} = 40 \text{ kg/m}^2 \rightarrow G_{s/ml} = 40 \times 1,5 = 60 \text{ kg/ml}$$

$$P_{/m^2} = 100 \text{ kg/m}^2 \rightarrow P_{/ml} = 100 \times 1,5 = 150 \text{ kg/ml}$$

$$\Rightarrow q_{/m} = \frac{4}{3} G_s + \frac{3}{2} P = 305 \text{ kg/m}$$

En chaque nœud nous avons la réaction de deux fermes (voir fig ci dessous). Les fermes seront toujours simplement appuyées.



$$R_A = R_B = q \frac{l}{2} = 305 \times \frac{4,50}{2} = 686,25 \text{ kgs.}$$

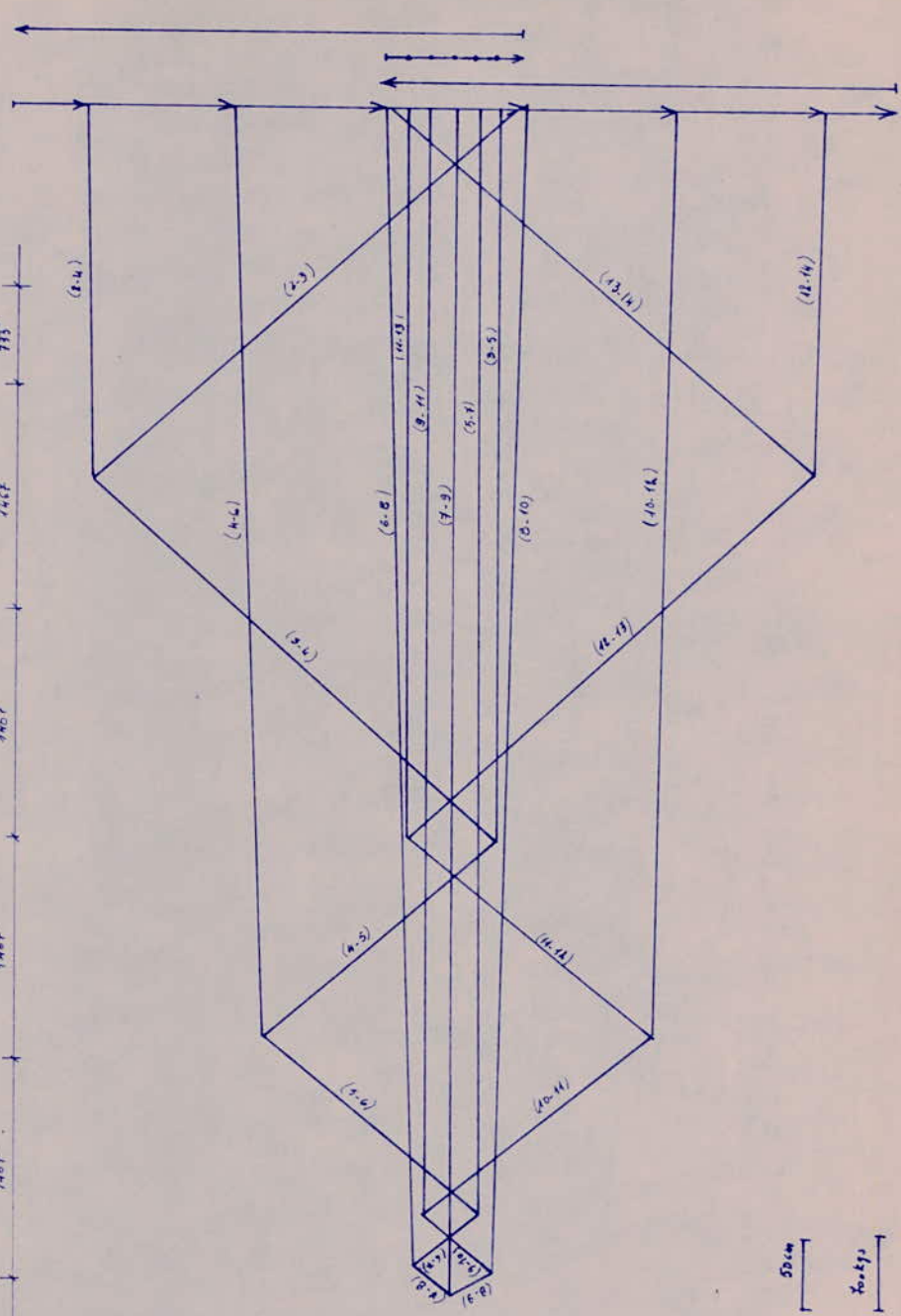
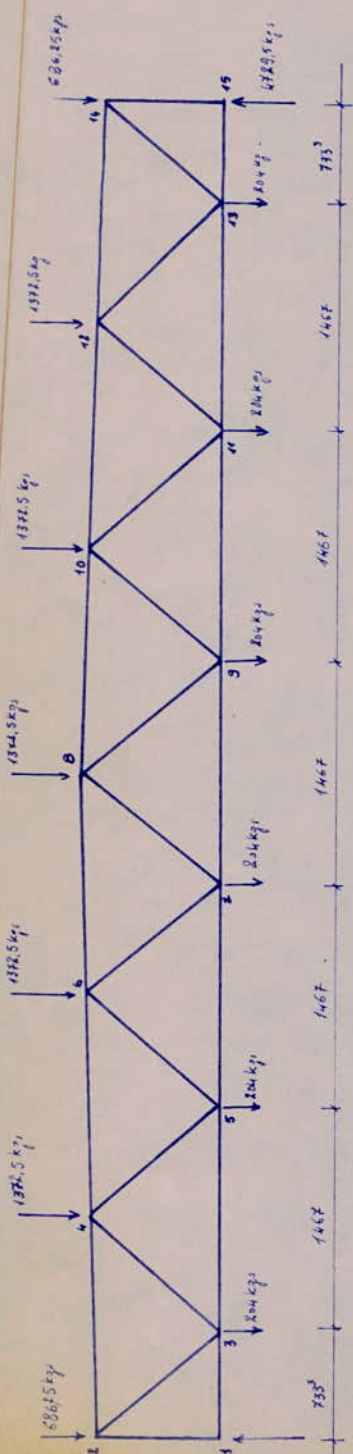
$$R_s = 2R_A = 1372,5 \text{ kgs.}$$

• Détermination de reactions aux nœuds inférieurs : R_i

Seuls les charges permanentes agissent aux nœuds inférieurs.

$$G_{i/m^2} = 22,64 \text{ kg/m}^2 \rightarrow G_{i/ml} = 22,64 \times 4,5 = 102 \text{ kg/ml}$$

$$R_i = \frac{4}{3} G_i \times 1,5 = \frac{4}{3} \times 102 \times 1,5 = 204 \text{ kgs.}$$



Echelle: $\frac{\text{Diam}}{\text{Forces}}$

o determination des efforts dans les barres.

La méthode graphique nous donne les résultats suivants que l'on résumera sous forme de tableau.

* Cas de charge $\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P$.

barre	effort		noeud	effort	
	Compression (dyn)	Traction (dyn)		Compression (dyn)	Traction (dyn)
1-2	4729,5	-	8-10	10710	-
1-3	0	0	8-9	-	490
2-4	3430	-	9-10	770	-
2-3	-	5250	9-11	-	10220
3-4	5040	-	10-12	8575	-
3-5	-	6755	10-11	-	2590
4-6	3575	-	11-12	2835	-
4-5	-	2835	11-13	-	6755
5-6	2590	-	12-14	3430	-
5-7	-	10220	12-13	-	5040
6-8	10710	-	13-14	5250	-
6-7	-	770	13-15	0	0
7-8	490	-	14-15	4729,5	-
7-9	-	10990			

② 2^e cas de charge. $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(P+N_n)$

• Reactions aux nœuds supérieurs. R_s

$G_s/m^2 = 40 \text{ kg/m}^2 \rightarrow G_s/ml = 40 \times 1,5 = 60 \text{ kg/m}$

$P_s/m^2 = 100 \text{ kg/m}^2 \rightarrow P_s/ml = 100 \times 1,5 = 150 \text{ kg/m}$

$N_n/m^2 = 20 \text{ kg/m}^2 \rightarrow N_n/ml = 20 \times 1,5 = 30 \text{ kg/m}$

$\Rightarrow q = \frac{4}{3}G_s + \frac{17}{12}(P_s + N_n) = 335 \text{ kg/m}$

$R_A = R_B = q \frac{l}{2} = 335 \times \frac{4,5}{2} = 735,75 \text{ kg}$

$R_s = 2R_A = 1471,5 \text{ kg}$

• Reactions aux nœuds inférieurs. R_i

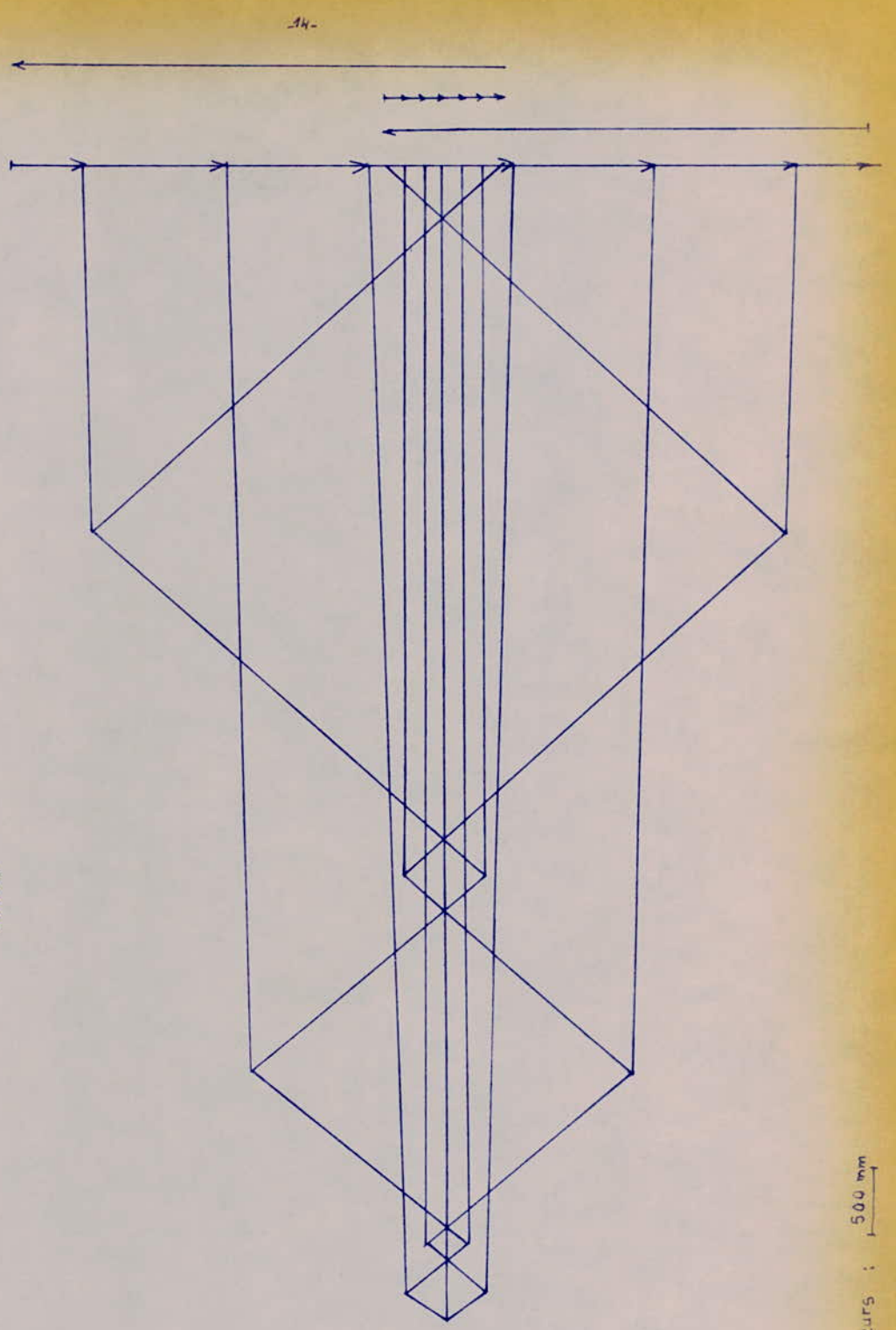
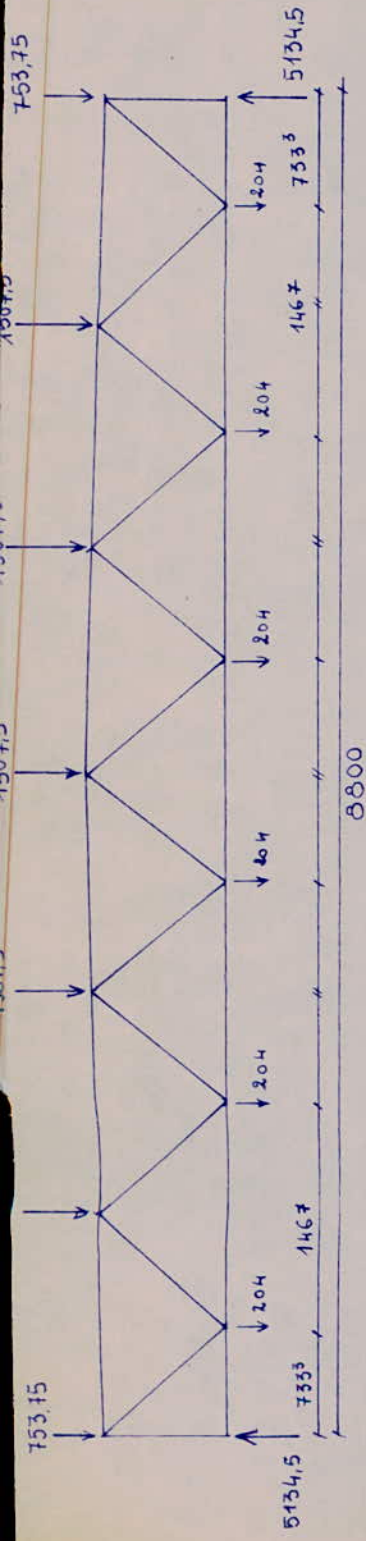
elle reste inchangée : $R_i = 204 \text{ kg}$

• détermination des efforts dans les barres

la méthode graphique nous donne les valeurs résumées dans le tableau suivant :

* Cas de charge: $\frac{1}{3} G + \frac{17}{12} (K + M_n)$.

Banc	Effort		Banc	Effort	
	Compression (dmt)	Traction (dmt)		Compression (dmt)	Traction (dmt)
1-2	5134,5	/	8-10	11230	/
1-3	0	0	8-9		490
1-4	3850	/	9-10	840	/
1-3	/	5810	9-11	/	11340
3-4	5460	/	10-12	9485	/
3-5	/	7420	10-11	/	2905
4-6	9485	/	11-12	3220	/
4-5	/	3220	11-13	/	7420
5-6	2905	/	12-14	3850	/
5-7	/	11340	12-13	/	5460
6-8	11230	/	13-14	5810	/
6-7	/	840	13-15	0	0
7-8	490	/	14-15	5134,5	/
7-5	/	12110			



Echelle : des longueurs : 500 mm
 des forces : 700 kg

⑤ 3^e cas de charge $G + P + Ne$.

• Reactions aux moeurs superieurs : R_s .

$$G_{s/m^2} = 40 \text{ kg/m}^2 \quad \rightarrow \quad G_{s/ml} = 40 \times 1,50 = 60 \text{ kg/ml}$$

$$P_{s/m^2} = 100 \text{ kg/m}^2 \quad \rightarrow \quad P_{s/ml} = 100 \times 1,50 = 150 \text{ kg/ml}$$

$$Ne_{s/m^2} = 33,4 \text{ kg/m}^2 \quad \rightarrow \quad Ne_{s/ml} = 33,4 \times 1,50 = 50,10 \text{ kg/ml}$$

$$q = G_s + P_s + Ne_s = 260,10 \text{ kg/ml}$$

$$R_A = R_B = q \frac{l}{2} = 260,10 \times \frac{4,5}{2} = 585,225 \text{ kgs}$$

$$R_s = 2R_A = 1170,5 \text{ kgs}$$

• Reaction aux moeurs inferieurs.

elle reste inchangée : $R_i = 204 \text{ kgs}$.

• determination des efforts dans les barres

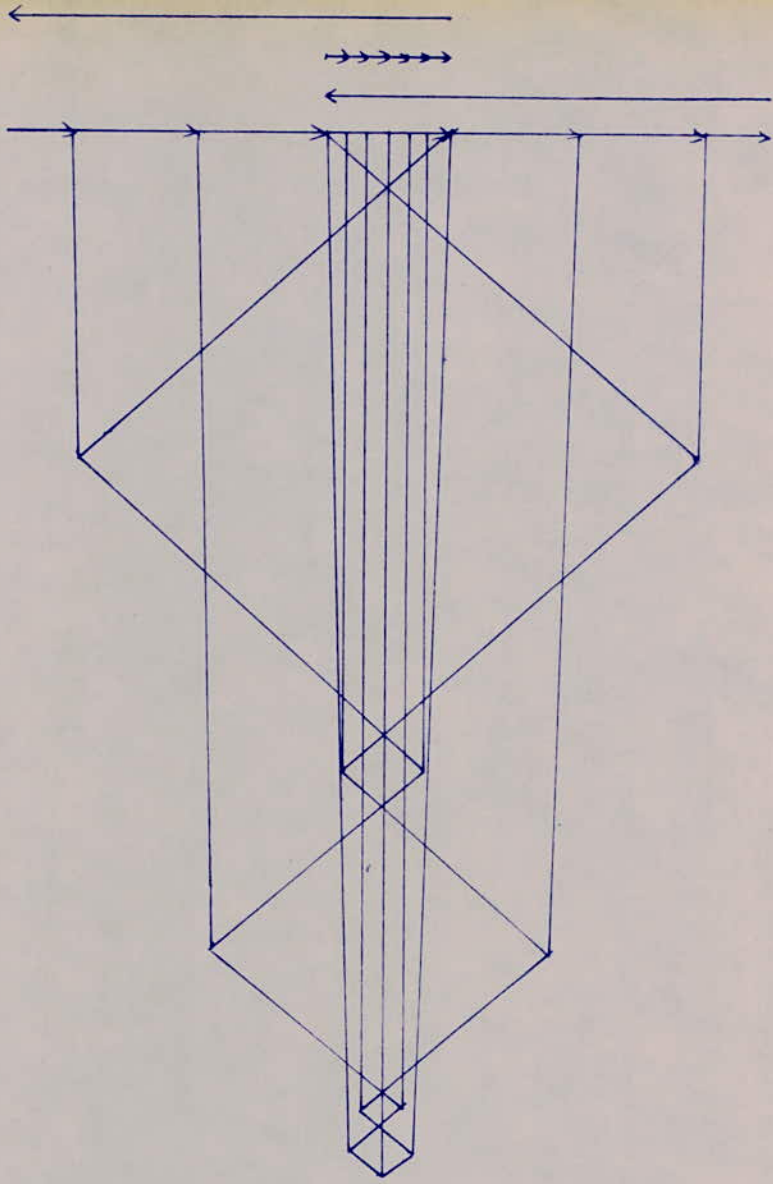
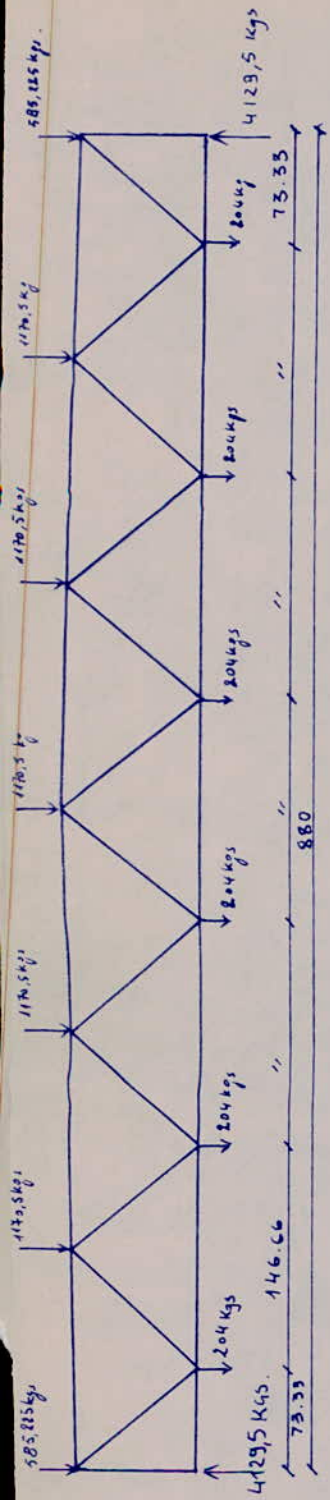
les resultats de la méthode graphique sont resumés dans le tableau suivant :

* Cas de charge G+L+Ne.

base	Effort		base	Effort	
	Compression (daN)	traction (daN)		Compression (daN)	traction (daN)
1-2	41295	/	8-10	9345	/
1-3	0	0	8-9	/	364
2-4	3010	/	9-10	630	/
2-3	/	4480	9-11	/	8960
3-4	4277	/	10-12	7455	/
3-5	/	5845	10-11	/	2310
4-6	7455	/	11-12	2555	/
4-5	/	2555	11-13	/	5845
5-6	2310	/	12-14	3010	/
5-7	/	8960	12-13	/	4277
6-8	9435	/	13-14	4480	/
6-7	/	630	13-15	0	0
7-8	364	/	14-15	41295	/
7-9	/	9590			

Conclusion:

Nous constatons que le cas n° 2 ($\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(P+N_1)$), nous donne le cas le plus défavorable pour les charges verticales.

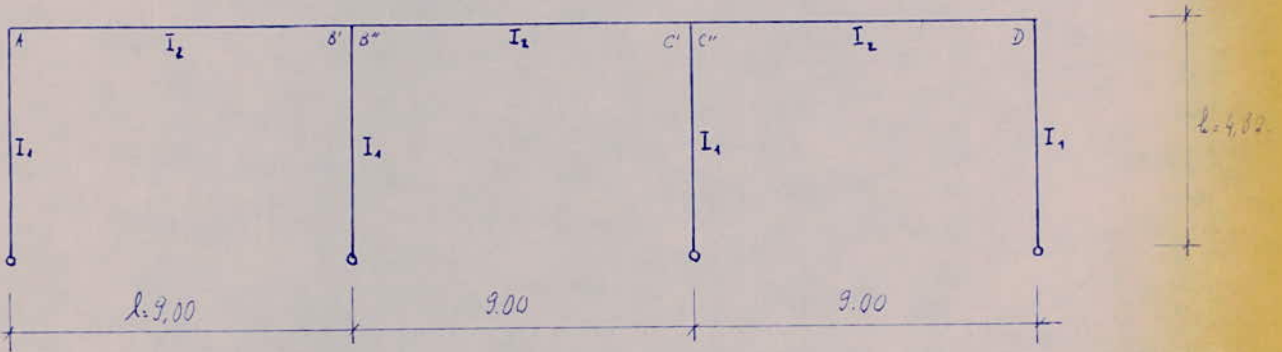


Echelle : des longueurs : 50cm
 des Forces : 100Kgs.

3. Calcul de la ferme aux charges horizontales.

les charges horizontales sont dues au vent.

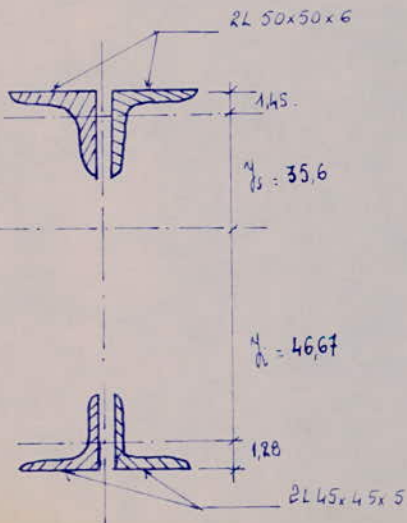
Pour le calcul de la ferme aux charges horizontales dues au vent, nous remplacerons l'action du vent par une force concentrée transmise par la console et appliquée à mi-hauteur de la ferme; ce qui nous donne le schéma suivant



Pour la détermination des moments, nous avons utilisé une méthode approchée au lieu des méthodes exactes et qui sont très laborieuses. Les résultats obtenus ont été vérifiés

la méthode donne sous forme de tableaux tous les moments en fonction du coefficient $k = \frac{I_1}{I_2} \cdot \frac{h}{l}$

La ferme sera assimilée à une poutre d'inertie I_2 .



$$I_2 = 2I_s + 2I_i + 2A_s y_s^2 + 2A_i y_i^2$$

$2I_s$: moment d'inertie de la membrure supérieure = $2 \times 12,84 = 25,68 \text{ cm}^4$

$2I_i$: " " " " " inférieure = $2 \times 7,84 = 15,68 \text{ cm}^4$

A_s : Section d'une cornière de la membrure supérieure = $5,69 \text{ cm}^2$

A_i : " " " " " inférieure = $4,30 \text{ cm}^2$

y_s et y_i : sont respectivement la distance de l'axe neutre de la membrure supérieure et de la membrure inférieure au centre de gravité

$y_s = 35,6 \text{ cm}$

$y_i = 46,67 \text{ cm}$

$\Rightarrow I_2 = 354,35 \text{ cm}^4$

Comme prédimensionnement nous prendrons pour les poteaux : HEB 200.

$$\Rightarrow I_1 = 5696 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{I_2}{I_1} \frac{h}{l} = \frac{35435}{5696} \times \frac{4,30}{9,00} = 2,97$$

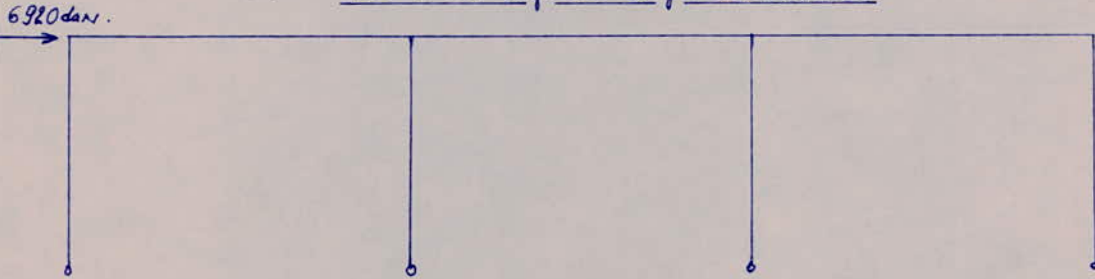
détermination de l'effort due au vent extrême.

- Au vent $F_{1e} = 150,48 \times 5,45 \times 4,5 = 3691 \text{ daN}$.

- Sous vent $F_{2e} = 131,67 \times 5,45 \times 4,5 = 3229 \text{ daN}$.

La ferme poutre sera considérée comme infiniment rigide ($I_2 = 35435 \text{ cm}^4$) les forces F_{e1} et F_{e2} peuvent être appliquées au même point du portique : nous aurons la portique suivante soumise à la force $F = F_{e1} + F_{e2} = 6920 \text{ daN}$.

1^{er} Cas : vent extrême agissant de gauche à droite :

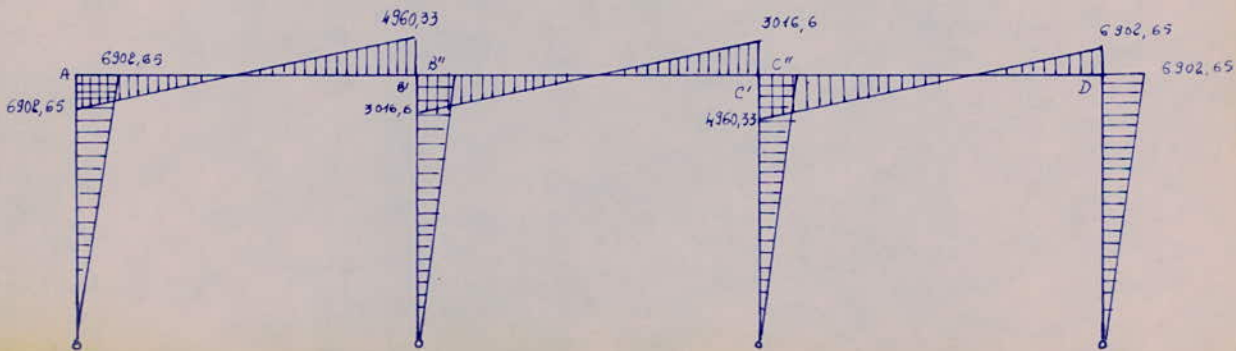


Pour $k = 2,97$. nous obtenons les valeurs des moments suivants :

$$M_A = -M_D = -2819,75 \times F \cdot h \times 10^{-4} = 6902,65 \text{ daN.m}$$

$$M_{B'} = -M_{C''} = -1667 \times F \cdot h \cdot 10^{-4} = 4960,33 \text{ daN.m}$$

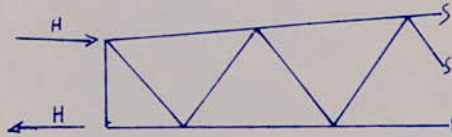
$$M_{B''} = -M_{C'} = 1018,8 \times F \cdot h \cdot 10^{-4} = 3016,60 \text{ daN.m}$$



L: 4,30

Nous avons à considérer la ferme du milieu.

Le moment M_A'' , peut être décomposé en un couple de force H appliqués à la membrure supérieure et la membrure inférieure.

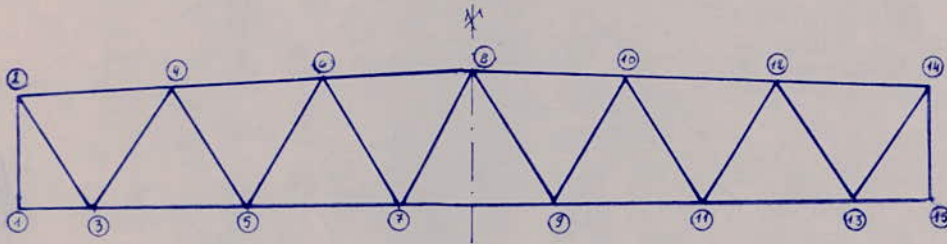


$$H = \frac{M}{h_{med}}$$

$$h_{med} = \frac{1}{2}(0,80 + 0,90) = 0,85 \text{ m.}$$

$$H = \frac{3016,6}{0,85} = 3548,9 \text{ dan.}$$

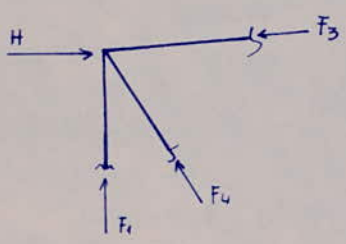
$$\Rightarrow \underline{\underline{H \approx 3,55 \text{ t.}}}$$



Pour la détermination de efforts dans les différentes barres, nous utiliserons la méthode d'isolation des nœuds.

Nous déterminerons les efforts pour le nœud n° 2 et nous donnerons les efforts pour les autres nœuds sous forme de tableau.

Nœud n° 2



$$\sum \rightarrow = 0 = H - 0,999 F_3 - 0,64 F_4 = 0$$

$$\sum \uparrow = 0 = 0,0227 F_3 - 0,77 F_4 = 0$$

$$\Rightarrow F_4 = 0,103 \text{ t}$$

$$\Rightarrow F_3 = 3,49 \text{ t}$$

Noeud	barre	Effort (tonnes)	Noeud	barre	Effort (tonnes)	Noeud	barre	Effort (tonnes)
	1-2	$F_1 = 0,00$ $F_2 = 3,55$		2-3 2-4	$F_3 = 3,49$ $F_4 = 0,103$		3-4 3-5	$F_5 = 0,109$ $F_6 = 3,405$
	4-5 4-6	$F_7 = 3,35$ $F_8 = 0,098$		5-6 5-7	$F_9 = 3,35$ $F_{10} = 3,28$		6-7 6-8	$F_{11} = 3,230$ $F_{12} = 0,0927$
	9-10 9-11	$F_{13} = 0,0934$ $F_{14} = 3,163$		10-11 10-12	$F_{15} = 3,22$ $F_{16} = 0,083$		11-12 11-13	$F_{17} = 0,088$ $F_{18} = 3,27$
	12-13 12-14	$F_{19} = 3,54$ $F_{20} = 0,095$		13-14 13-15	$F_{21} = 3,36$ $F_{22} = 0,0926$		14-15 14-16	$F_{23} = 3,46$ $F_{24} = 0,0926$
	15-16 15-17	$F_{25} = 0,0876$ $F_{26} = 3,52$	<p><u>Remarque :</u> Le sens de l'effort est celui indiqué par le sens de la flèche pour chaque barre de la forme.</p> <p><u>Cas d'effort extrême soufflant de gauche à droite.</u></p>					

Noeud	Barre	eFort (tonnes)	Noeud	Barre	eFort (tonnes)	Noeud	Barre	eFort (tonnes)
	1-2 1-3	$F_1 = 0,00$ $F_2 = 3,555$		7-8 7-9	$F_7a = 3,165$ $F_7b = 0,994$		13-14 13-15	$F_13a = 3,58$ $F_13b = 0,876$
	2-3 2-4	$F_4 = 0,103$ $F_5 = 3,449$		8-9 8-10	$F_8a = 0,089$ $F_8b = 3,22$		14-15 14-16	$F_14a = 0,0926$ $F_14b = 3,36$
	3-4 3-5	$F_5 = 0,103$ $F_6 = 3,405$		9-10 9-11	$F_9a = 0,088$ $F_9b = 3,24$		15-16 15-17	$F_15a = 0,0926$ $F_15b = 3,36$
	4-5 4-6	$F_6 = 0,098$ $F_7 = 3,55$		10-11 10-12	$F_10a = 0,095$ $F_10b = 3,34$		16-17 16-18	$F_16a = 0,0926$ $F_16b = 3,36$
	5-6 5-7	$F_8 = 0,100$ $F_9 = 3,23$		11-12 11-13	$F_11a = 0,0926$ $F_11b = 3,36$		17-18 17-19	$F_17a = 0,0926$ $F_17b = 3,36$
	6-7 6-8	$F_{12} = 0,0926$ $F_{11} = 3,23$		12-13 12-14	$F_{12a} = 0,0926$ $F_{12b} = 3,36$		18-19 18-20	$F_{18a} = 0,0926$ $F_{18b} = 3,36$

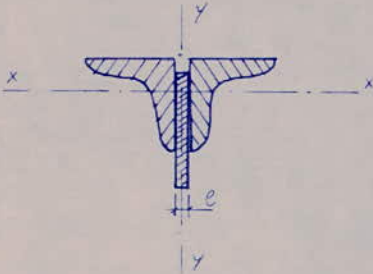
- Cas du vent extrême soufflant de droite à gauche.

Remarque:

de sens de l'effort est celui indiqué par le sens de la flèche pour chaque barre de la forme.

Dimensionnement des barres de la ferme.

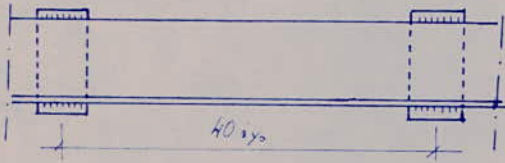
La section des membres et des diagonales seront constituées par des cornières à ailes égales.



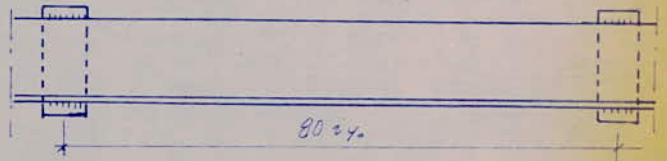
L'épaisseur du gousset, e sera prise en fonction de l'effort N dans la diagonale fixée de l'affût de la ferme.

$$N = 5913 \text{ daN} \Rightarrow e = 8 \text{ mm.}$$

Les barres de la ferme sont calculées comme des pièces à âmes planes comprimées ou tendues. Or en réalité la section des barres est composée, pour pouvoir les calculer comme des pièces à âmes planes, on évite le flambage local en interposant des fourrures entre les cornières.



- Pièces comprimées -



Pièces tendues.

Remarques

① La pratique a démontré que les plus petites dimensions de cornières utilisées dans la ferme sont

45 x 45 x 5 pour les fermes soudées.

60 x 60 x 5 pour les fermes rivées.

② Dans notre cas la portée de notre ferme n'étant que de 3,00 m ; on n'aura pas besoin de changer la section des membres et on n'utilisera pas plus de 2 types de cornières différents.

I/ Calcul des membrures supérieures.

on calcule la membrure supérieure sous l'effort maximum de compression $N = 15060 \text{ daN}$
 Nous donnerons un exemple de calcul pour une barre et nous donnerons les résultats pour les autres barres sous forme de tableau.

Prédimensionnement: soit $\lambda = 85$
 $\Rightarrow k = 1,547$.

$$A \geq \frac{NK}{\sigma_c} = \frac{15060 \times 1,547}{2400} = 9,7 \text{ cm}^2$$

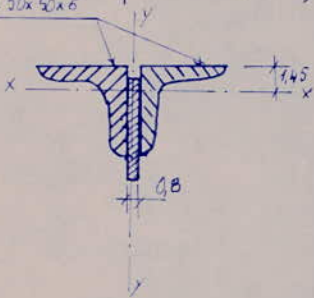
$l_x = 0,9l_0$ (longueur de flambement dans le plan de la forme)

$l_y = l_0$ (longueur de flambement dans le plan tt au plan de la forme.)

$$l_x = 0,9 \times 147 = 132,3 \text{ cm.}$$

$$l_y = 147 \text{ cm.}$$

Nous prenons une section formée de $2 \times 50 \times 50 \times 6$ d'acier $A = 2 \times 5,69 = 11,38 \text{ cm}^2$.



$$I_{ox} = I_{oy} = 12,84 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 1,50 \text{ cm.}$$

$$I_x = 2I_{ox} = 2 \times 12,84 = 25,68 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2I_{oy} + 2A_0(1,45 + 0,4)^2 = 2 \times 12,84 + 2 \times 11,38(1,85)^2 = 103,57 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \frac{I_y}{A} = 3,06 \text{ cm.}$$

$$i_x = 1,50 \text{ cm.}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{147}{3,06} = 48,74$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{132,3}{1,50} = 88,2$$

$$\Rightarrow \lambda_{\max} = \lambda_x = 88,2 \Rightarrow \sigma_x = 2684,2 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{15060}{11,38} = 1323,37 \text{ daN/cm}^2 \Rightarrow \mu = \frac{\sigma_x}{\sigma} = 2,01$$

$$k_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,5} = 1,42$$

verification :

$$k_1 \sigma \leq \sigma_c$$

$$1,42 \times 1323,37 = 1879,2 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

II/ Calcul de la membrure inférieure.

on le dimensionnera sous l'effort maximum de traction $N = +15273 \text{ dan}$.

$$A_{\text{net}} \geq \frac{N}{\sigma_c} = \frac{15273}{2400} = 6,36 \text{ cm}^2.$$

Par mesure constructive nous prenons une section formée de 2L 45x45x5. d'aire $A = 2 \cdot 4,30 = 8,60 \text{ cm}^2$.

verification: $\frac{N}{A} \leq \sigma_c$

$$\frac{15273}{8,60} = 1775,93 \text{ dan/cm}^2 < 2400 \text{ dan/cm}^2.$$

III Calcul des diagonales.

- Il existe deux types de diagonales
- les diagonales comprimées.
 - les diagonales tendues.

• Diagonales Comprimées

L'effort maximum est $N = -5569 \text{ dan}$.

soit $d = 90 \Rightarrow k = 1,651$.

$l_x = 0,8l_0 = 0,8 \times 110 = 88 \text{ cm}$
 $l_y = l_0 = 110 \text{ cm}$

$$A \geq \frac{Nk}{\sigma_c} = \frac{5569 \times 1,651}{2400} = 3,82 \text{ cm}^2.$$

par mesure constructive nous prenons une section formée de 2L 45x45x5 dans $A = 2 \times 4,30 = 8,60 \text{ cm}^2$.

$I_{x0} = I_{y0} = 7,84 \text{ cm}^4$.

$i_x = 1,35 \text{ cm}$

$I_y = 2I_{y0} + 2A_0 d^2 = 2 \times 7,84 + 2 \times 4,30 (1,28 + 0,4)^2 = 39,95 \text{ cm}^4$.

$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 2,15 \text{ cm}$.

$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{88}{1,35} = 65,2$

$\Rightarrow \lambda_{\text{max}} = 65,2 \Rightarrow$

$\sigma_k = 4876,4 \text{ dan/cm}^2$

$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{110}{2,15} = 51,16$

$\rightarrow \mu = \frac{\sigma_k}{\sigma} = 7,53$

$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{5569}{8,6} = 647,56 \text{ dan/cm}^2$

$K_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = 1,048$

Verification:

$K_1 \cdot \sigma \leq \sigma_c$
 $1,048 \times 647,56 \leq 678,64 \text{ dan/cm}^2 < 2400 \text{ dan/cm}^2$.

Remarque: les diagonales tendues seront calculées de la même façon que les membrures inférieures. les résultats sont donnés dans le tableau récapitulatif.

Calcul des soudures

La soudure n'étant généralement pas très facile à exécuter impose certains règles pratiques pour faciliter le travail du soudeur. Parmi ces règles nous citerons celle qui consiste à réduire la plus possible le nombre de différents épaisseurs de cordons à exécuter.

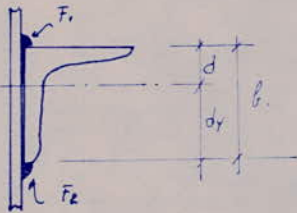
- dans le soudure d'angle, l'épaisseur théorique a du cordon d'une part ne sera pas inférieure à a_{min} qui est fonction de la plus forte épaisseur des pièces à assembler.

- d'autre part elle ne sera pas supérieure à la valeur:

• pour le cordon exécuté le long du bord de cornière : $a_{max} \leq 0,7 e_{min}$.

• pour le cordon exécuté le long du talon de cornière : $a_{max} \leq 0,84 e_{min}$.

- d'autre part la répartition de efforts suivant que le cordon est situé le long du talon ou le long du bord de la cornière est différente.



$$F_1 = F \frac{dy}{b}$$

$$F_2 = F \frac{d}{b}$$

Pour les cornières à ailes égales nous avons :

$$\frac{dy}{b} = 0,45$$

$$\frac{d}{b} = 0,25$$

Calcul des cordons de soudure

le calcul se fera de la façon suivante.

- Calcul de soudure faisant la diagonale, on fixera l'épaisseur a du cordon situé le long du talon de la cornière.

$$a_{min} = 3 \text{ mm}$$

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

on fixera une épaisseur a

- la longueur théorique du cordon est donnée par :

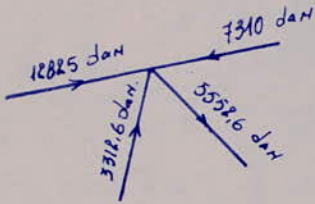
$$l_s = \frac{0,7N}{2 \cdot 0,75 \cdot a \cdot \sigma_e}$$

- la longueur réelle est $l_s + 2a$.

- on trace le contour du gousset et on fixe les longueurs des autres cordons. On calcul enfin les épaisseurs de ces cordons.

A titre d'exemple nous calculerons les cordons d'un nœud de la ferme, les autres cordons seront portés directement sur le plan de détail des nœuds.

Nœud 12.



• diagonale (12.13) $N = 5552,6 \text{ daN}$.

$$a_{\min} = 3 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow a = a_{\min} = 3 \text{ mm} \Rightarrow \alpha a = 3 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 0,84 \times 5 = 4,2 \text{ mm}$$

$$l_1 \geq \frac{0,75 \times 5552,6}{2 \times 0,75 \times 0,3 \times 2400} = 3,85 \text{ cm} \text{ soit } 4 \text{ cm}$$

$$l = l_1 + 2a = 2 \times 6 + 40 = 46 \text{ mm} \text{ soit } 50 \text{ mm}$$

on trace le contours du gousset et on fixe la longueur des autres cordons.

$$l_2 = 30 \text{ mm}$$

$$\alpha_2 a_2 \geq \frac{0,3 \times 5552,6}{2 \times 0,75 \times 2400 \times (l_2 - 1)} = 0,2$$

$$\text{soit } \alpha_2 a_2 = 3 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow a_2 = 3 \text{ mm}$$

• diagonale (11.12) $N = 3312,6 \text{ daN}$

$$l_1 = 50 \text{ mm} \Rightarrow \alpha_1 a_1 \geq \frac{0,7 \times 3312,6}{2 \times 0,75 \times 2400 \times (5 - 0,6)} = 0,146 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } a_1 = 3 \text{ mm} \Rightarrow \alpha_1 a_1 = 3 \text{ mm} > 1,46 \text{ mm}$$

$$l_2 = 40 \text{ mm} \Rightarrow \alpha_2 a_2 \geq \frac{0,3 \times 3312,6}{2 \times 0,75 \times 2400 \times (4 - 0,6)} = 0,081 \text{ cm}$$

$$\text{soit } a_2 = 3 \text{ mm} \Rightarrow \alpha_2 a_2 = 3 \text{ mm} > 0,81 \text{ mm}$$

• membre inférieure

$$N = 12825 - 7310 = 5515 \text{ daN}$$

$$l_1 = 210 \text{ mm par mesure constructive}$$

$$\alpha_1 a_1 \geq \frac{0,7 \times 5515}{2 \times 0,75 \times 2400 \times (21 - 8)} = 0,082 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } a_1 = a_{\min} = 3 \text{ mm}$$

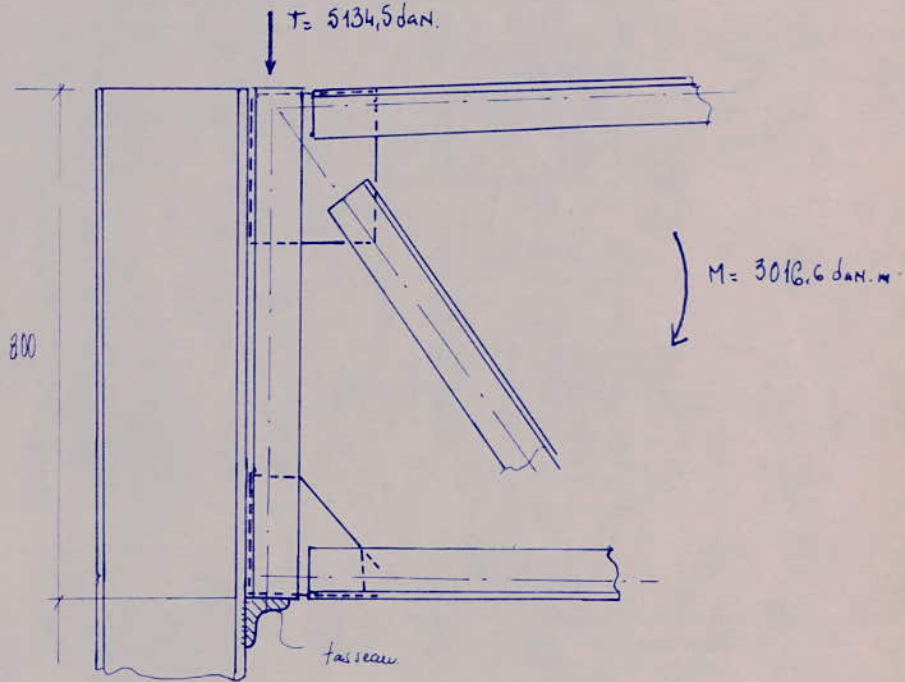
$$l_2 = 200 \text{ mm}$$

$$\alpha_2 a_2 \geq \frac{0,3 \times 5515}{2 \times 0,75 \times 2400 \times (20 - 8)} = 0,038 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } a_2 = a_{\min} = 3 \text{ mm}$$

Calcul de l'assemblage ferme poteau - poteau.

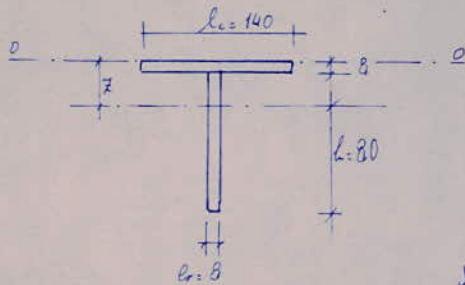
Une que dans le calcul des poteaux on considère qu'ils sont encastrés à leur partie inférieure, on fera en sorte que l'assemblage ferme poteau assure un certain encastrement, ceci est obtenu en donnant une hauteur à l'attache. (voir fig ci dessous).



• Calcul du tasseau.

Le tasseau sera calculé sous l'effort $T = 5134,5 \text{ daN}$ due à la réaction de la ferme.

Nous utiliserons un tasseau formé de deux plats.



$l_c = 2 \times 45 + 8 + 2 \times 20 = 138 \text{ mm}$ soit $l_c = 140 \text{ mm}$.

Le tasseau sera calculé à flexion ensuite au cisaillement.

d'après le C.M.66 on peut supposer que tout l'effort tranchant est repris par le raidisseur du tasseau.

Vérification au cisaillement :

$$l \geq \frac{2,31 T}{\sigma_{Te}} = \frac{2,31 \times 5134,5}{0,8 \times 2400} = 6,17 \text{ cm}$$

soit $h = 8 \text{ cm}$.

verification de la flexion

$$z = \frac{S_{0-0}}{A} = \frac{14 \times 0,8 \times 0,4 + 8 \times 0,8 \times 4,8}{14 \times 0,8 + 8 \times 0,8} = 2 \text{ cm}$$

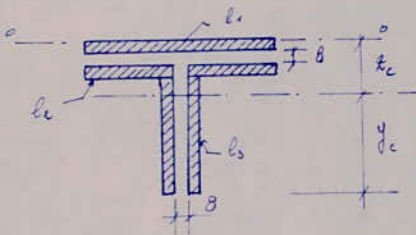
$$I = \frac{14 \times 0,8^3}{12} + \frac{8^3 \times 0,8}{12} + 14 \times 0,8 (2 - 0,4)^2 + 8 \times 0,8 (4,4 - 2)^2 = 100,26 \text{ cm}^4$$

$$W_{\min} = \frac{I}{(h+0,8) \cdot z} = \frac{100,26}{(8+0,8) \cdot 2} = 14,74 \text{ cm}^3$$

C: 70 mm \Rightarrow le moment de flexion sera $M = \frac{T_c C}{2} = 5134,5 \times \frac{7}{2} = 17970,75 \text{ dan.cm}$

$$\sigma = \frac{M}{W_{\min}} = \frac{17970,75}{14,74} = 1219,2 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c$$

• Calcul des cordons de soudure fixant le tasseau.



$$a_{\min} = 3 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 0,84 a_{\min} = 0,84 \times 0,8 = 0,672 \text{ cm}$$

Soit $a = 4 \text{ mm} \Rightarrow \alpha = 4 \text{ mm}$

$$l_1 = 140 - 2 \times 4 = 132 \text{ mm}$$

$$l_2 = \frac{1}{2} (140 - 8 - 2 \times 4) = 62 \text{ mm}$$

$$l_3 = (h - 2 \times 4) = 72 \text{ mm}$$

$$z_c = \frac{S_{0-0}}{A_c} = 2,72 \text{ cm}$$

$$I_c = 102,6 \text{ cm}^4$$

$$W_{cc} = \frac{I_c}{y_c} = \frac{102,6}{6,88} = 14,91 \text{ cm}^3$$

A_c : section des cordons de soudure.

I_c : moment d'inertie des cordons de soudure.

Verification

$$1,35 \sqrt{\left(\frac{M}{W_c}\right)^2 + \left(\frac{T}{A_c}\right)^2} \leq \sigma_e$$

$$1,35 \sqrt{\left(\frac{17970,75}{14,91}\right)^2 + \left(\frac{5134,5}{18,64}\right)^2} = 1236,35 \text{ dan/cm}^2 < 2400 \text{ dan/cm}^2$$

• Calcul de l'assemblage rivé ferme - poteau.

- l'assemblage est rivé comme n'est pas exposé aux intempéries.
- on utilisera des boulons ordinaires pour la réalisation de cet assemblage.

$$\begin{aligned} \phi &= 22 \text{ mm} & \Rightarrow & d = 22 + 2 = 24 \text{ mm} \\ A &= 3,38 \text{ cm}^2 \\ A_r &= 3,03 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$d \geq e_2 + 2 \quad \Rightarrow \quad 24 > 8 + 2$$

$$\frac{d}{e} = \frac{24}{15} = 1,6 < 3 \quad \Rightarrow \quad \text{la vérification à la pression diamétrale n'est pas nécessaire.}$$

- on déterminera le nombre de boulons comme pour un assemblage soumis à la flexion d'abord.

l'effort maximum par boulon est : $1,25 \frac{F}{A_r} \leq \sigma_c \Rightarrow F \leq \frac{2400 \times 3,03}{1,25} = 5817,6 \text{ daN}$

- disposons les boulons suivant la verticale.

$$3d \leq \delta_e \leq 10d \quad f_0 \leq \delta_e \leq 240 \quad \Rightarrow \quad \delta_e = 175 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,5d \\ \frac{0,87}{e_0 c} \end{array} \right\} \leq \delta_{e_2} \leq 2,5d \quad \left\{ \begin{array}{l} 36 \\ \frac{0,3 \times 5817,6}{0,5 \times 2400} \end{array} \right\} \leq \delta_{e_2} \leq 60 \quad \Rightarrow \quad \delta_{e_2} = 50 \text{ mm}$$

$$n \geq \frac{M_{y_{\max}}}{F \sum y_i^2} = \frac{3016,16 \times 10^6 \times 70}{5817,6 \times (70^2 + 52,5^2 + 35^2 + 17,5^2)} = 0,32$$

Soit $n=2$ avec la réserve que ça résiste à l'effort tranchant T

Vérifications

$$T_M = \frac{M_{y_{\max}}}{n \sum y_i^2} = \frac{3016,16 \times 10^6 \times 70}{2 \times 9187,5} = 1147,17 \text{ kgs}$$

$$T_M'' = 0 \quad (\text{disposition symétrique de boulons})$$

$$T_N = 0 \quad (\text{pas d'effort normal})$$

$$T_f = \frac{T}{n \cdot m} = \frac{5134,5}{2 \times 5} = 513,45 \text{ daN}$$

m : n° de boulons par file verticale.

1° vérification:

$$1,25 \frac{N}{A_r} \leq \sigma_c \quad N = T_M + T_N = 1147,17 \text{ daN}$$

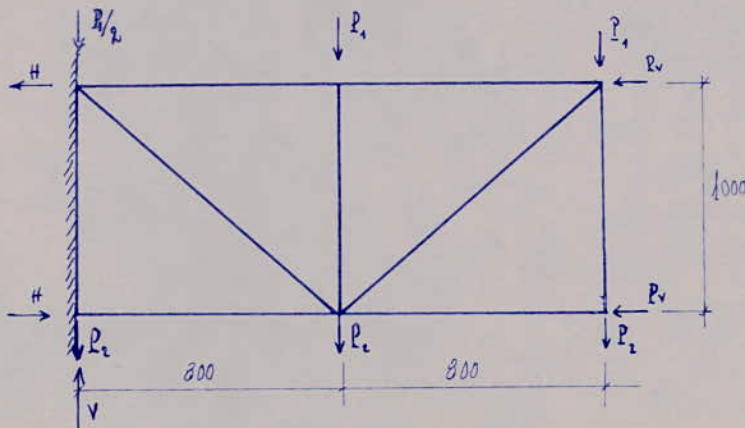
$$1,25 \times \frac{1147,17}{3,03} = 474,08 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

2° vérification:

$$\frac{N^2 + 2,36 T_f^2}{A_r} \leq \sigma_c \quad \Rightarrow \quad \sqrt{\frac{1147,17^2 + 2,36 (513,45)^2}{3,03}} = 460 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

C - Calcul de la Console.

Pour le calcul de la console nous avons négligé le poids qui est très faible.



① calcul aux charges verticales.

P_1 : réaction des pannes sur le nœud supérieur.

P_2 : réaction due au poids propre de la console et aux charges permanente et d'appliquant au nœud inférieure.

* 1^{er} cas de charge. $\frac{1}{3} G + \frac{3}{2} P$

$G_{s/ml} = 32 \text{ kg/m}$ (charge permanente pour les nœuds supérieurs)

$G_{i/ml} = 102 \text{ kg/m}$ (" " " " " inférieure).

$P_{1/ml} = 0,8 \times 100 = 80 \text{ kg/m}$ (Surcharge d'exploitation)

$\frac{1}{3} G_s + \frac{3}{2} P = 162,67 \text{ kg/ml}$

$P_1 = 2 \times \frac{4,5}{2} \times 162,67 = 732 \text{ kgs}$

$P_2 = 0,8 \times \frac{4}{3} \times G_i = 109 \text{ kgs}$

détermination de réactions verticales et horizontales:

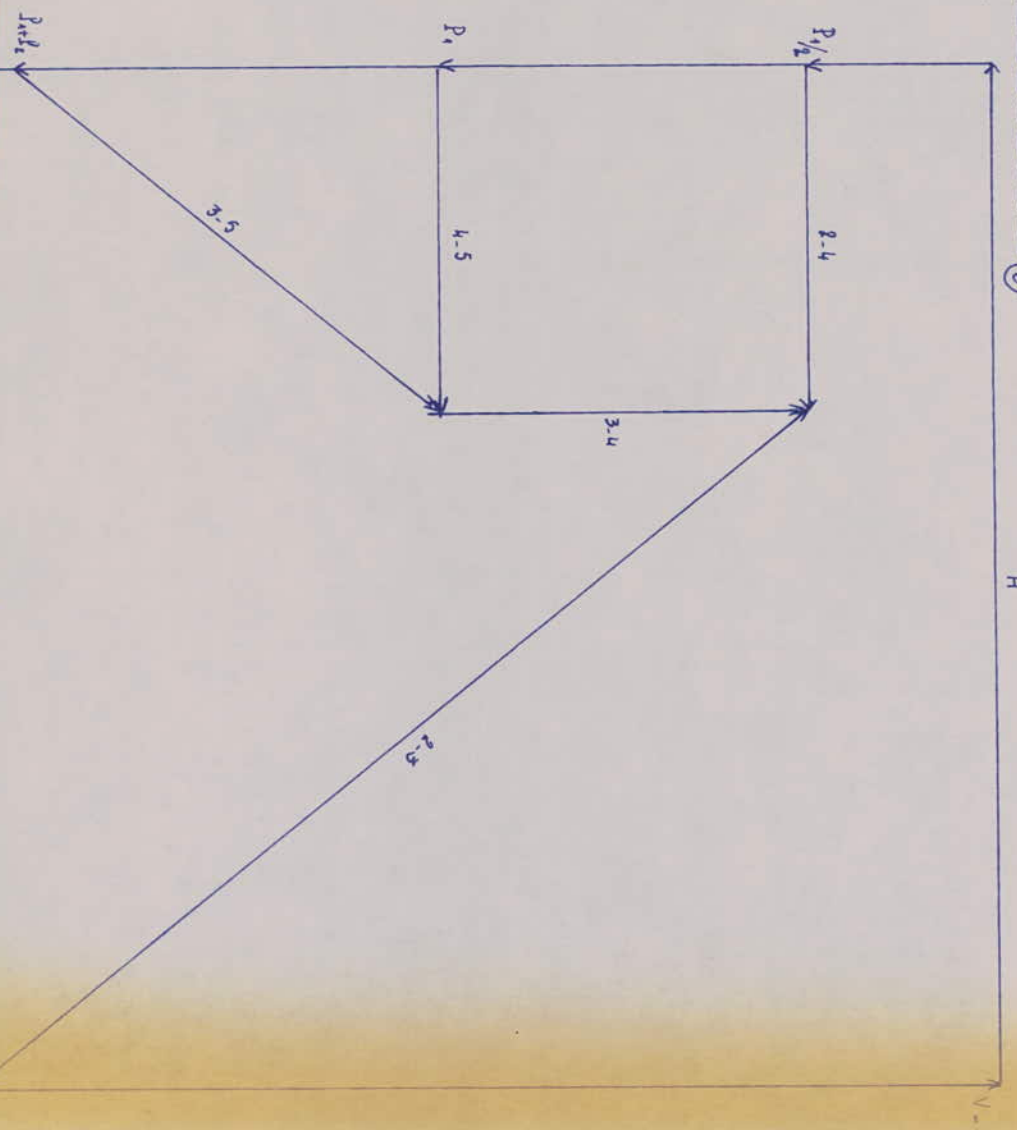
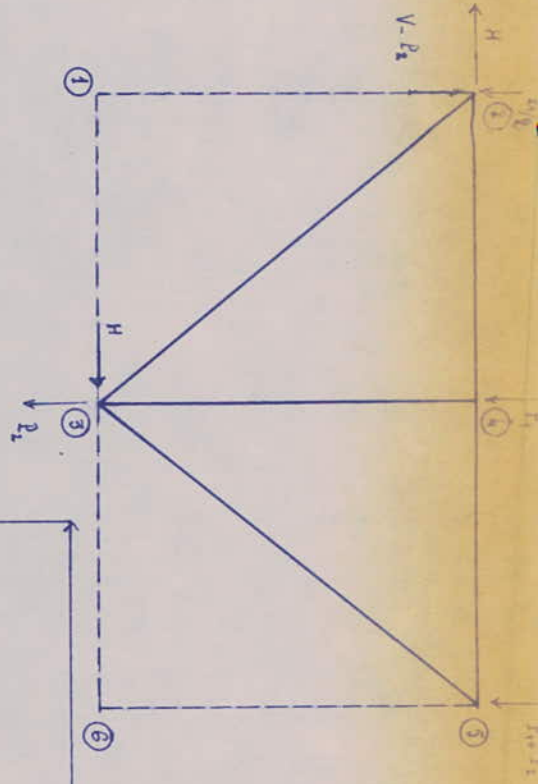
$V = 2,5(P_1 + P_2) = 2102,5 \text{ kgs}$

$H = \frac{2,4(P_1 + P_2)}{1} = 2018,4 \text{ kgs}$

Pour la détermination de efforts dans les différentes barres de la console, nous avons tracé le diagramme de Cremona - Maxwell.

Pour cela nous avons remplacé la console par un système équivalent (voir fig ci dessous).

1^{er} Cas: $\frac{4}{3}q + 2P$



$P_1 = 132 \text{ kgs}$
 $P_2 = 109 \text{ kgs}$
 $H = 2018,5 \text{ kgs}$
 $V = 2018,5 \text{ kgs}$

Echelle :

des Forces: 150kgs

des longueurs: 20cm

* 2^e Cas de charge: $\frac{H}{3} G + \frac{17}{12} (P + N_n)$

$$G_s/ml = 32 \text{ kg/ml}$$

$$G_i/ml = 102 \text{ kg/ml}$$

$$N_n/ml = 0,8 \times 20 = 16 \text{ kg/ml}$$

$$\frac{H}{3} G_s + \frac{17}{12} (P + N_n) = \frac{H}{3} \times 32 + \frac{17}{12} (80 + 16) = 178,67 \text{ kg/m}$$

$$P_1 = 2 \times \frac{4,5}{2} \times 178,67 = 804 \text{ kgs.}$$

$$P_2 = 0,8 \times \frac{4}{3} \times 102 = 109 \text{ kgs.}$$

détermination des réactions verticales et horizontales.

$$V = 2,5 (P_1 + P_2) = 2282,5 \text{ kgs}$$

$$H = \frac{2,4 (P_1 + P_2)}{1} = 2191,2 \text{ kgs.}$$

Les efforts dans les barres sont données par le diagramme de Cremona - Maxwell.

* 3^e Cas de charge: $G + P + N_e$.

$$G_s/ml = 32 \text{ kg/ml}$$

$$N_e/ml = 33,4 \times 0,8 = 26,72 \text{ kg/ml}$$

$$G_i/ml = 80 \text{ kg/ml}$$

$$G_s + P + N_e = 138,72 \text{ kg/ml}$$

$$P_1 = 2 \times \frac{4,5}{2} \times 138,72 = 624 \text{ kgs.}$$

$$P_2 = 0,8 \times \frac{4}{3} \times 102 = 109 \text{ kgs.}$$

détermination des réactions verticales et horizontales.

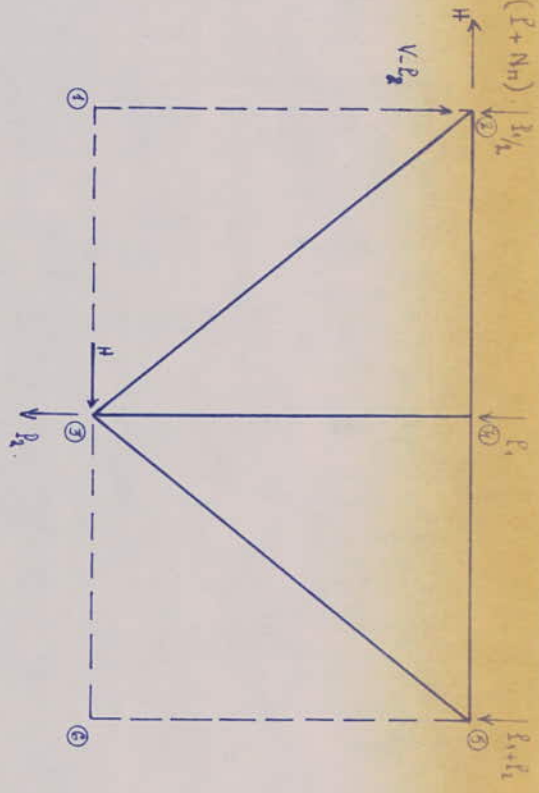
$$V = 2,5 (P_1 + P_2) = 16832,5 \text{ kgs.}$$

$$H = \frac{2,4 (P_1 + P_2)}{1} = 1759,2 \text{ kgs}$$

Les efforts dans les barres sont données par le diagramme de Cremona - Maxwell.

$\frac{2}{3} \cos$

$\frac{4}{3} (1 + \frac{1}{12}) (I + N_n)$

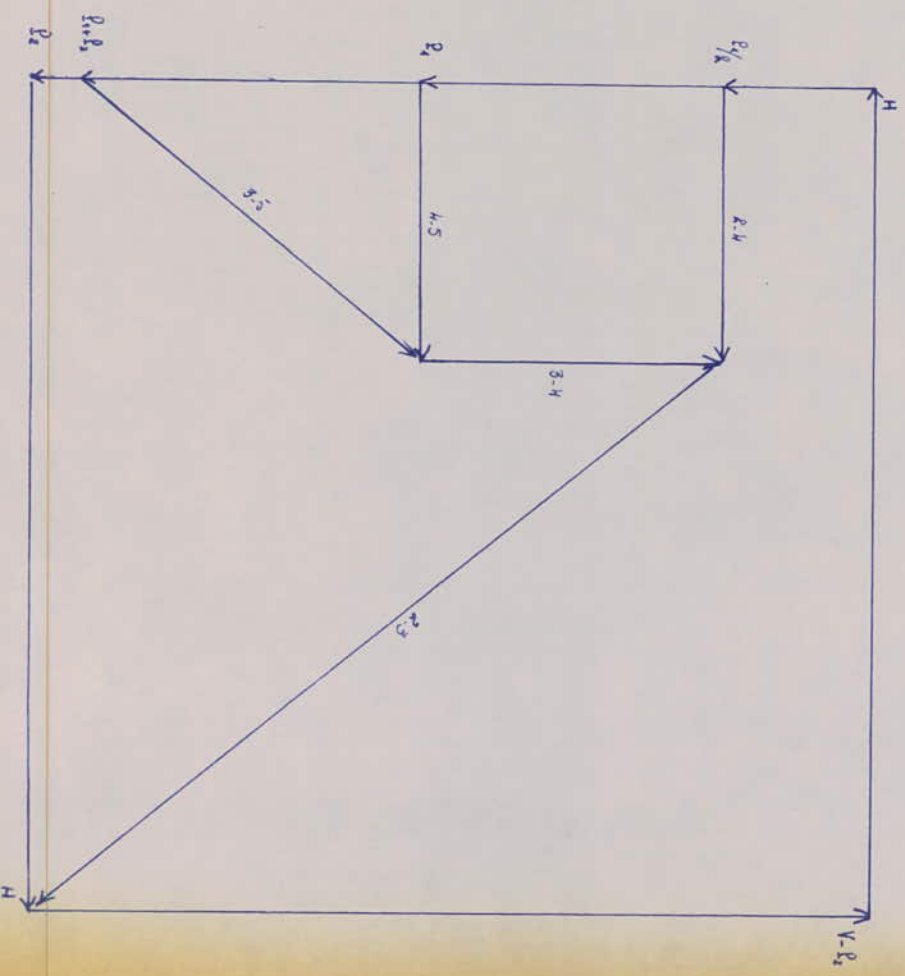


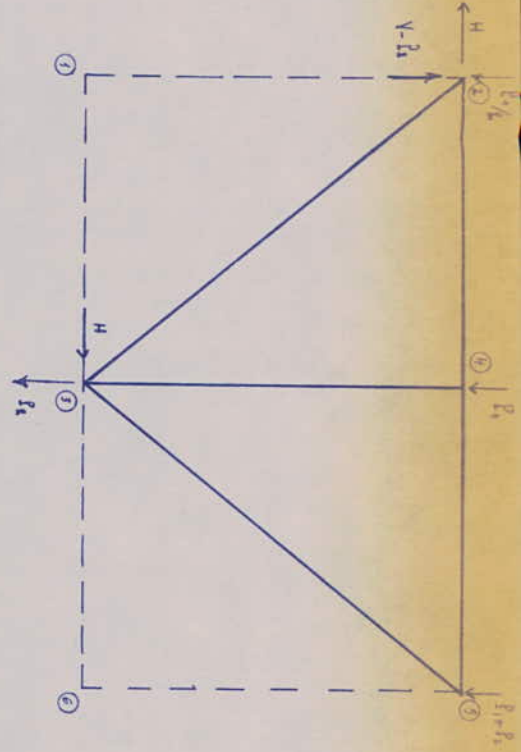
$L_1 = 30.4 \text{ kg}$
 $P_1 = 109 \text{ kg}$
 $H = 8191.2 \text{ kg}$
 $V = 2288.5 \text{ kg}$

Echelle:

des Forces: 200 kg

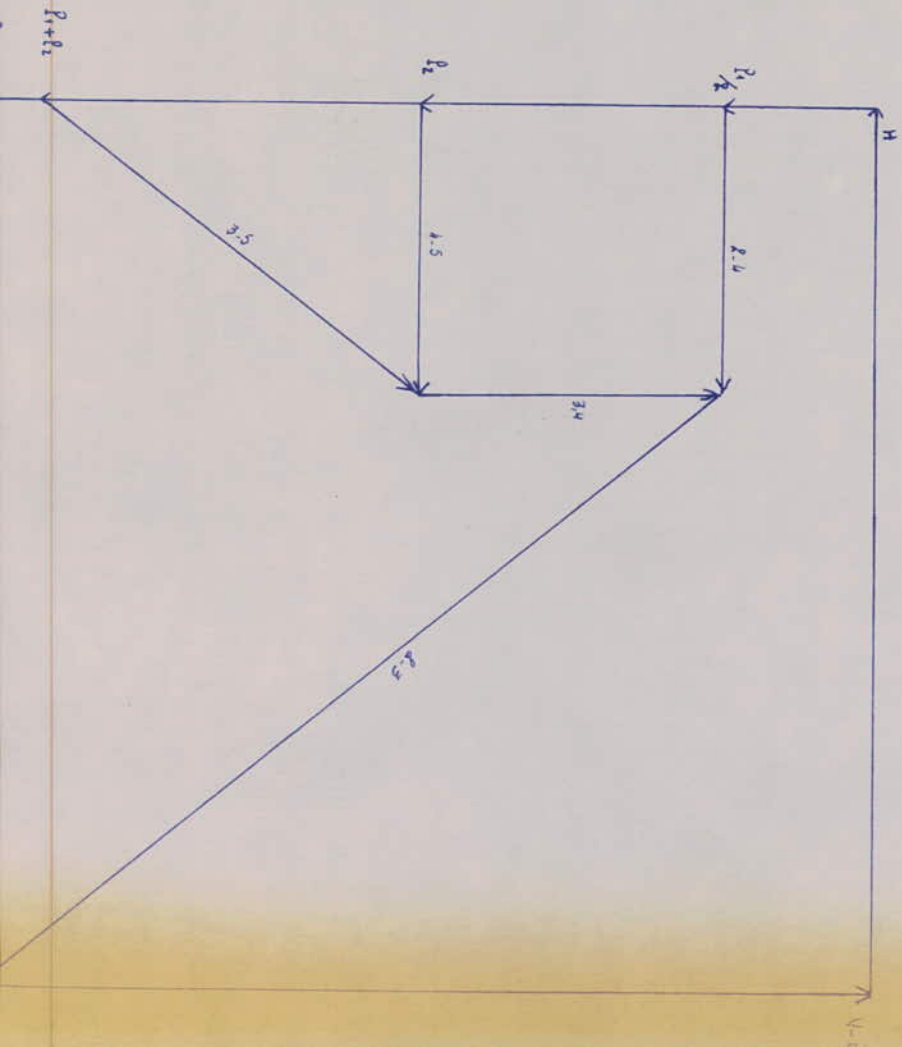
des longueurs: 20 cm





- $P_1 = 684 \text{ kgs.}$
- $P_2 = 109 \text{ kgs.}$
- $H = 1453,2 \text{ kgs.}$
- $V = 4682,5 \text{ kgs.}$

Echelle: des Forces: $\overbrace{150 \text{ Kgs.}}$
 des longueurs: $\overbrace{20 \text{ cm}}$



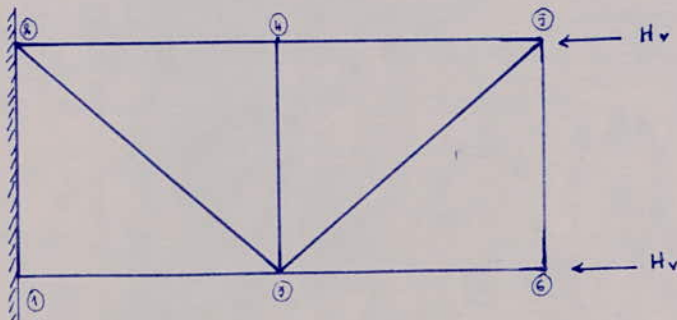
EFFORTS DANS LES BARRES DUS AUX CHARGES VERTICALES.

Barre	$\frac{1}{3}G + \frac{3}{2}P$	$\frac{1}{3}G + \frac{11}{12}(P + N_m)$	$G + P + N_e$
1-2	- 2048	- 2228	- 1778
1-3	- 2018,4	- 2191,2	- 1759,2
2-3	+ 2145	+ 2340	+ 1183
2-4	+ 682,5	+ 730	+ 577,5
3-4	- 732	- 804	- 624
3-6	0	0	0
5-6	0	0	0
4-5	+ 682,5	+ 730	+ 577,5
3-5	- 1080	- 1180	- 945

Remarque: les efforts de traction sont notés positifs.
les efforts de compression sont notés négatifs.

II Calcul de la console aux charges horizontales.

1^{er} Cas : vent normal.



Nous assimilons l'action du vent sur la console à deux forces égales appliquées à la membrure supérieure et inférieure de la console.

$$H_{vn} = \frac{1}{2} q_{vn} \times 5,45 \times 4,50 = \frac{1}{2} \times 85,73 \times 5,45 \times 4,50 = \frac{2102,5}{2} \text{ kgs.}$$

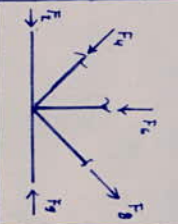

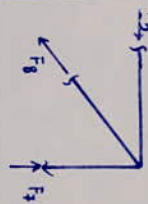
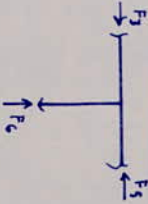
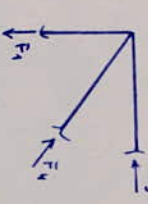
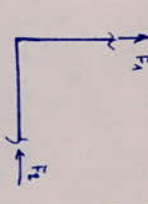
Pour la détermination des effets dans les barres nous utiliserons la méthode d'isolation des nœuds. Les effets sont donnés dans le tableau suivant :

Diagram	Diagram	Diagram	Diagram	Diagram	Diagram	Nœud	Barres	Effort (dMN)
1-3 2-3 4-3 5-3 6-3	6-3	5-3 5-6	4-3 4-5	2-4 2-3	1-2 4-3			1051,25 0 0 0 1051,25
	1051,25	0 0	1051,25 0	0 1051,25	0 1051,25			

2^e Cas : Vent extrême.

$$H_{rc} = \frac{1}{2} \times q_{pe} \times 5,45 \times 4,50 = \frac{1}{2} \times 150,48 \times 5,45 \times 4,50 = 1845,5 \text{ kgs.}$$

on détermine de la même façon les efforts dans les barres.

Nœud	Barres	Effort (dmm)
	1-2	0
	1-3	1845,5
	2-3	0
	4-3	0
	5-3	0
	6-3	1845,5
	6-3	1845,5
	5-3	0
	5-3	0
	5-6	0
	4-3	0
	4-5	1845,5
	2-3	0
	2-4	1845,5
	1-3	1845,5
	1-2	0

En combinant les efforts les plus défavorables dus aux charges verticales et horizontales nous obtenons les efforts dans chacune des barres.

barre	Effort résultant. (dmm)
1-2	- 2228
1-3	- 4036,7
2-3	+ 2340
2-4	- 1845,3
3-4	- 804
3-6	- 1845,5
5-6	0
4-5	- 1845,5
3-5	- 1180

Remarque : dans ce dernier tableau
- les efforts de compression sont notés négatifs
- les efforts de traction sont notés positifs.

Dimensionnement des barres.

Membrane inferieure.

On le calculera sous l'effort maximum $N = -4036,7 \text{ dan}$.

$\lambda = 80 \Rightarrow k = 1,453$.

$A \geq \frac{4036,7 \times 1,453}{2400} = 2,44 \text{ cm}^2$.

Par mesure constructive nous prendrons 2L 45x45x5. d'aire $A = 8,6 \text{ cm}^2$.

$l_x = 0,9l_0 = 0,9 \times 80 = 72 \text{ cm}$

$i_x = 1,35$

$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = 53,33$

$l_y = l_0 = 80 \text{ cm}$

$i_y = 2,15$

$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = 37,21$

$\lambda_{max} = \lambda_x = 53,33 \Rightarrow \sigma_k = 7289 \text{ dan/cm}^2$

$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{4036,7}{8,6} = 469,4 \text{ dan/cm}^2$

$\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma} = 15,53 \Rightarrow k_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = 1,09$

Verification:

$k_1 \sigma \leq \sigma_e \Rightarrow 1,09 \times 469,4 = 512,34 \text{ dan/cm}^2 < 2400 \text{ dan/cm}^2$

N.B: il n'est pas necessaire de faire le calcul des autres barres, puisque l'effort dans ces barres est inferieur a $N = 4036,7 \text{ dan}$. Ces membrures seront fixees par mesure constructive. Nous prendrons pour toute les barres une section formee par 2L 45x45x5.

Calcul des soudures.

La valeur des cordons de soudure (longueur et epaisseur) a ete faite directement sur le plan de detail des nœuds de la console et ce apres calcul.

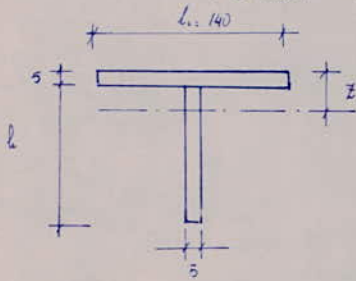
Calcul de l'assemblage Console-poteau.

Il s'agit du même type d'assemblage que celui de la ferme-poteau.

• Calcul du tasseau.

$T = 2282,5 \text{ daN}$

$M = 2191,2 \text{ daN.cm}$



Vérification du cisaillement.

$h \geq \frac{2,31 \times T}{\sigma_r \cdot b_e} = \frac{2,31 \times 2282,5}{0,5 \times 2400} = 4,39 \text{ cm. soit } h = 60 \text{ mm}$

Vérification de la flexion.

$z = \frac{S_{0-0}}{A} = \frac{14 \times 0,5 \times 0,25 + 6 \times 0,5 \times 3,5}{14 \times 0,5 + 6 \times 0,5} = 1,225 \text{ cm}$

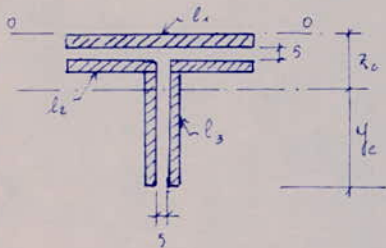
$I = \frac{14 \times 0,5^3}{12} + \frac{6^3 \times 0,5}{12} + 14 \times 0,5 \times 0,975^2 + 6 \times 0,5 \times 2,275^2 = 31,33 \text{ cm}^4$

$W_{min} = \frac{I}{(2+0,5) - z} = \frac{31,33}{6+0,5 - 1,225} = 5,94 \text{ cm}^3$

$c = 70 \text{ mm} \Rightarrow$ Le moment de flexion sera: $M = T \frac{c}{z} = 2282,5 \times \frac{7}{1,225} = 12988,5 \text{ daN.cm}$

$\sigma = \frac{M}{W_{min}} \leq \sigma_e \Rightarrow \sigma = \frac{12988,5}{5,94} = 2186,62 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$

• Calcul des cordons de soudure fixant le tasseau.



$a_{min} = 3 \text{ mm}$

$a_{max} = 0,84 e_{min} = 6,72 \text{ mm}$

$l_1 = 140 - 2a = 132 \text{ mm}$

$l_2 = \frac{1}{2} (140 - 5 - 2a) = 63,5 \text{ mm}$

$l_3 = h - 2a = 60 - 2 \times 4 = 52 \text{ mm}$

$z_c = \frac{S_{0-0}}{A_c} = \frac{0,4 [13,2 \times \frac{0,4}{2} + 12,7 (0,4 + 0,5 + 0,2) + 10,4 (3 - 0,2 + 0,4 + 0,5 + 0,2)]}{0,4 (13,2 + 12,7 + 10,4)} = 1,52 \text{ cm}$

$I_c = 14 \times \frac{(0,4)^3}{12} + 12,7 \times \frac{(0,4)^3}{12} + 2 \times 0,4 \times \frac{5,2^3}{12} + 0,4 \times 14 (1,52 - 0,2)^2 + 0,4 \times 12,7 (1,52 - 1,1)^2 + 2 \times 0,4 \times 5,2 (3 + 0,4 + 0,4 + 0,5 - 1,52)^2$

$I_c = 52,32 \text{ cm}^4$

$W_c = \frac{I_c}{y_c} = \frac{52,32}{6,3 - 1,52} = 9,72 \text{ cm}^3 \Rightarrow 1,35 \sqrt{\left(\frac{M}{W_c}\right)^2 + \left(\frac{T}{A_c}\right)^2} \leq \sigma_e \Rightarrow 836,76 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$

Calcul et disposition des rivets de l'assemblage console-poteau.

on utilise des boulons ordinaires $\phi 22$
 $d = 22 + 2 = 24 \text{ mm}$
 $A_r = 3,03 \text{ cm}^2$

$$\frac{d}{e} = \frac{24}{8} = 3 < 5 \Rightarrow \text{pas de vérification de la pression diamétrale.}$$

on détermine le nombre de boulons comme pour un assemblage soumis à la flexion d'abord.

l'effort maximum par boulon est : $1,25 \frac{F}{A_r} \leq \sigma_e \Rightarrow F \leq \frac{2400 \times 3,03}{1,25} = 5817,6 \text{ dan/cm}^2$

- disposition des boulons suivant la verticale.

$$3d \leq \delta \leq 10d \Rightarrow 72 \leq \delta \leq 240 \quad \text{soit } \delta = 200 \text{ mm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} 1,5d \\ 0,8T \\ e \leq e' \end{array} \right\} \leq \delta_{L_2} \leq 2,5d \Rightarrow \left. \begin{array}{l} 36 \\ 15,8 \end{array} \right\} \leq \delta_{L_2} \leq 60 \quad \text{soit } \delta_{L_2} = 50 \text{ mm.}$$

$$n = \frac{M \gamma_{\max}}{F \sum \gamma_i^2} = \frac{2191,2 \times 10^3 \times 80}{5817,6 \times (80^2 + 60^2 + 40^2 + 20^2)} = 0,25$$

Soit $n = 2$ avec la réserve que ça résiste à l'effort tranchant T .

Vérifications:

$$T_M = \frac{M \gamma_{\max}}{n \sum \gamma_i^2} = \frac{2191,2 \times 10^3 \times 80}{4 \times 12000} = 730,4 \text{ dan.}$$

$$T_N = 0$$

$$T_N = 0$$

$$T_t = \frac{T}{n \cdot n} = \frac{2282,5}{5 \times 2} = 228,25 \text{ dan.}$$

1^{re} vérification :

$$1,25 \frac{N}{A_r} \leq \sigma_e \quad N = T_M + T_N = 730,4 \text{ dan.}$$

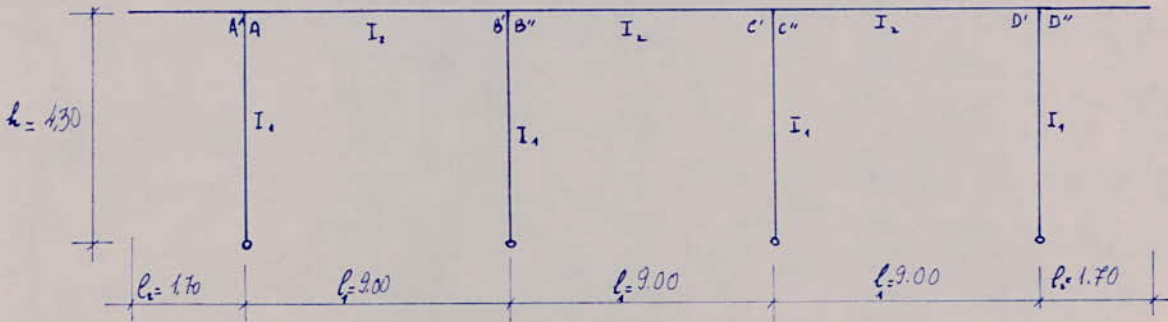
$$1,25 \times \frac{730,4}{3,03} = 302,32 \text{ dan/cm}^2 < 2400 \text{ dan/cm}^2$$

2^{de} vérification :

$$\sqrt{\frac{N^2 + 2,36 T_t^2}{A_r}} \leq \sigma_e \Rightarrow \sqrt{\frac{(730,4)^2 + 2,36 \times (228,25)^2}{3,03}} = 485,45 \text{ dan/cm}^2 < 2400 \text{ dan/cm}^2$$

ETUDE DU PORTIQUE

METHODE DU PORTIQUE AUX CHARGES VERTICALES



$$k = \frac{I_2}{I_1} \frac{h}{l_2} = \frac{35435}{6896} \times \frac{4.3}{9} = 2.97$$

Pour la détermination des moments nous utiliserons la même méthode que celle utilisée pour le calcul du portique aux charges horizontales.

nous avons étudié deux cas de charges verticales qu'on a jugé les plus défavorables.

① 1^{er} cas de charge: $\frac{h}{3} G + \frac{17}{12} (L + M_n)$

$$G = 62.3 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$M_n = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$q = \frac{h}{3} \times 62.3 + \frac{17}{12} (100 + 20) = 253.07 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{1/m} = 253.07 \times 4.5 = 1140 \text{ kg/m}$$

$$= 1.14 \text{ t/m}$$

$$\frac{4}{3} G = \frac{4}{3} \times 62.3 \times 4.5 = 374 \text{ kg/m}$$

• 1^{er} hypothèse de charge:

toutes les travées sont chargées uniformément avec $q_1 = 1.14 \text{ t/m}$, les consoles étant chargées par le charge permanent: $q_2 = \frac{4}{3} G = 0.374 \text{ t/m}$.

$k = 2.97 \Rightarrow$ les moments dans les travées sont:

$$M_A = M_D = -202.31 \times K \times 10^{-4} = -1.87 \text{ t.m.}$$

$$M_{B'} = M_{C''} = -990.94 \times K \times 10^{-4} = -9.15 \text{ t.m.}$$

$$M_{B''} = M_{C'} = -927.70 \times K \times 10^{-4} = -8.57 \text{ t.m.}$$

$$M_{A'} = M_{D'} = -q \frac{l_1^2}{2} = -0.374 \times \frac{1.70^2}{2} = -0.54 \text{ t.m.}$$

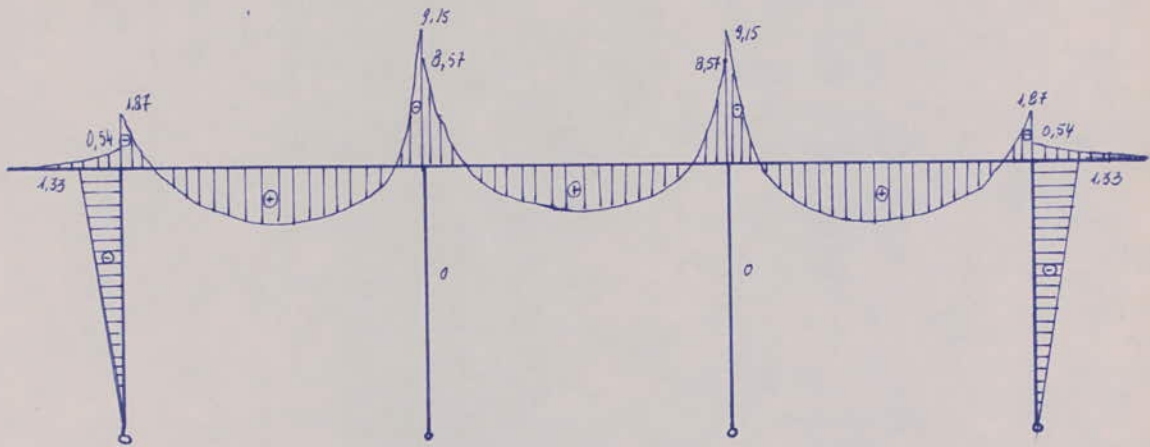
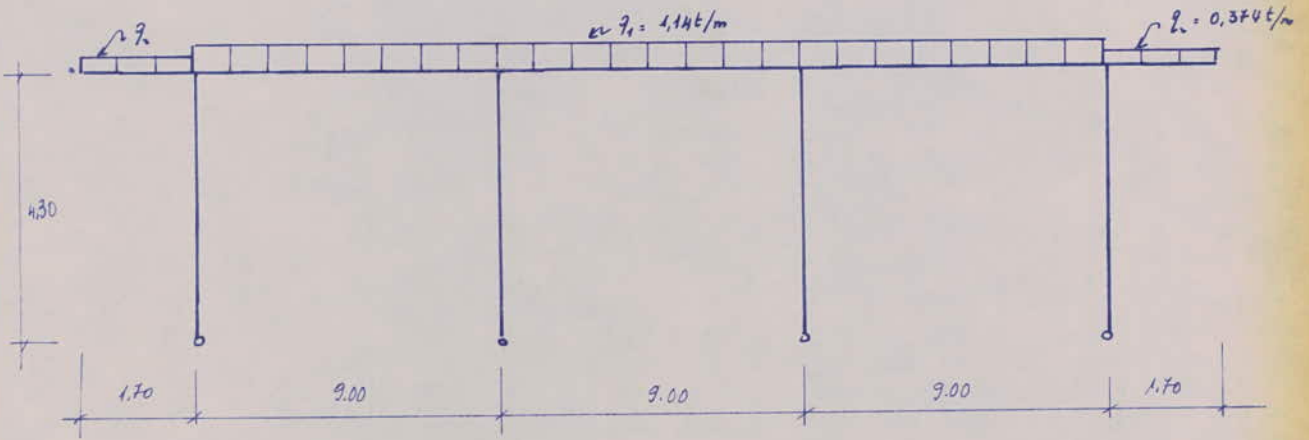
moments dans les poteaux:

$$|m_{A'}| = M_A - M_{A'} = 1.85 - 0.54 = 1.33 \text{ t.m.}$$

$$|m_D| = 1.33 \text{ t.m.}$$

$$K = q_1 l_1^2 = 1.14 \times 9^2 = 92.34$$

1^{re} hypothèse de charge.



• 2^e hypothèse de charge

les travées AB' et C'D chargées avec $q = 1,14 \text{ t/m}$.
 la travée B'C' chargée avec $q = 0,374 \text{ t/m}$.
 les deux consoles chargées avec $q = 0,374 \text{ t/m}$.

$$M_A = M_D = -253,5 \times K \times 10^{-4} = -2,40 \text{ t.m.}$$

$$M_{B'} = M_{C''} = -569,8 \times K \times 10^{-4} = -5,26 \text{ t.m.}$$

$$M_{B''} = M_{C'} = -366,99 \times K \times 10^{-4} = -1,11 \text{ t.m.}$$

$$M_{A'} = M_{D'} = -q \frac{l_2^2}{2} = -0,374 \times \frac{1,7^2}{2} = -0,54 \text{ t.m.}$$

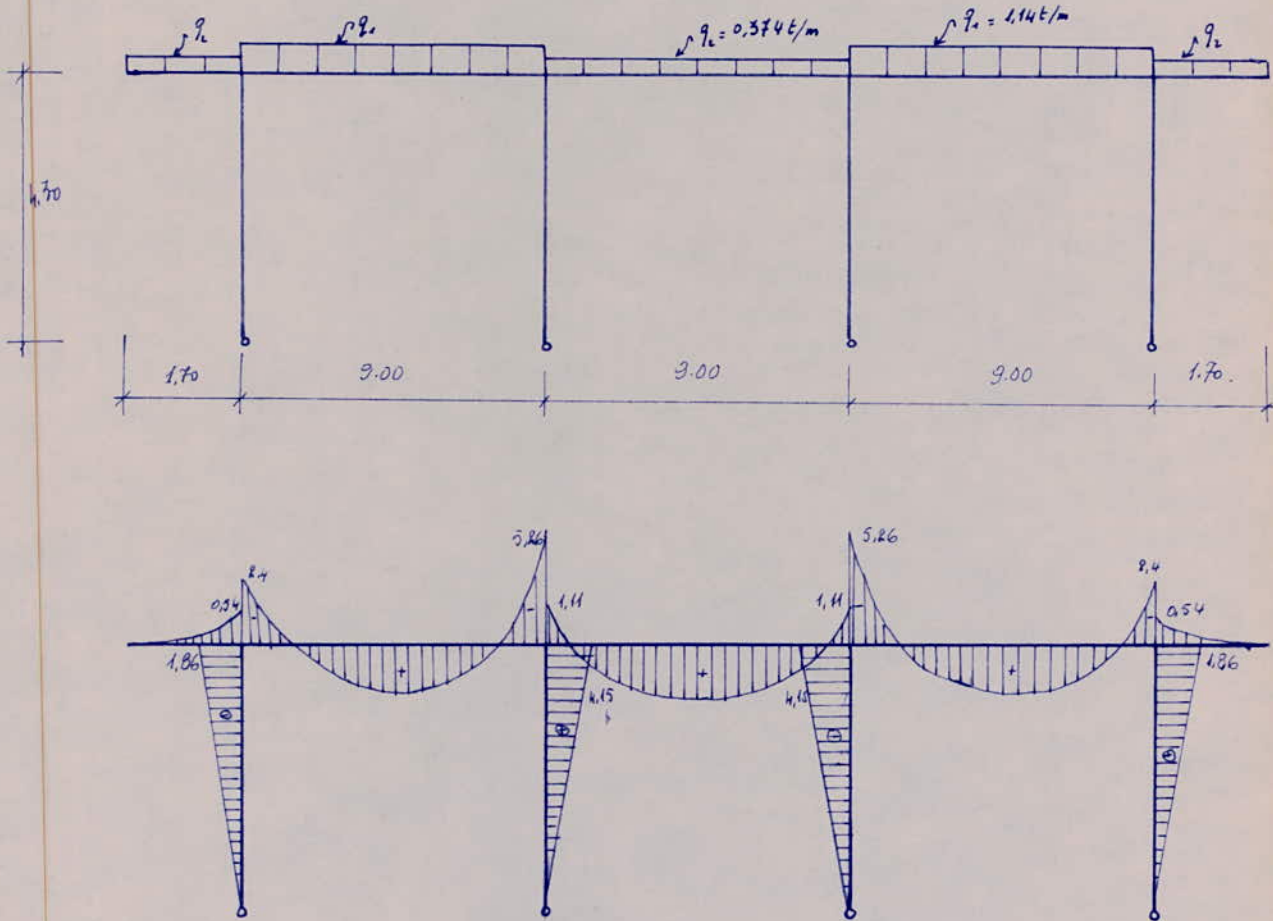
$$K' = q l_1^2 = 0,374 \times 9^2 = 30,29$$

$$K = q_1 l_1^2 = 1,14 \times 9^2 = 92,34$$

Moments dans les poteaux:

$$|m_{A'}| = |m_{D'}| = M_A - M_{A'} = 2,4 - 0,54 = 1,86 \text{ t.m}$$

$$|m_{B''}| = |m_{C'}| = M_{B'} - M_{B''} = 5,26 - 1,11 = 4,15 \text{ t.m}$$



• 3^e hypothèse de charge:

Les travées AB', c''D et B''c' chargées avec $q = 0,374 \text{ t/m}$.
 Les deux consoles avec $q = 1,14 \text{ t/m}$.

$$M_A = M_D = -202,31 \times 10^{-4} \times 30,29 = -0,613 \text{ t.m.}$$

$$K' = q_1 l_1^2 = 0,374 \times 9^2 = 30,29.$$

$$M_{B'} = M_{c''} = -990,94 \times 10^{-4} \times 30,29 = -3 \text{ t.m.}$$

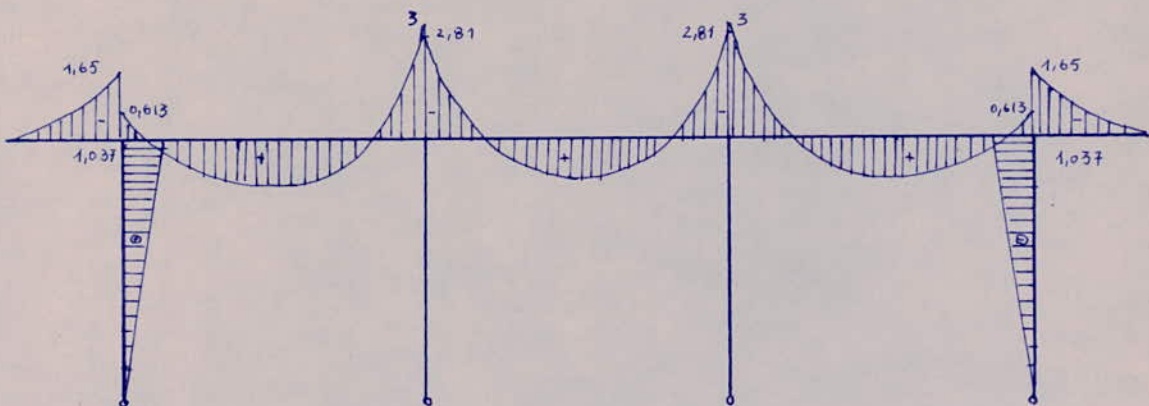
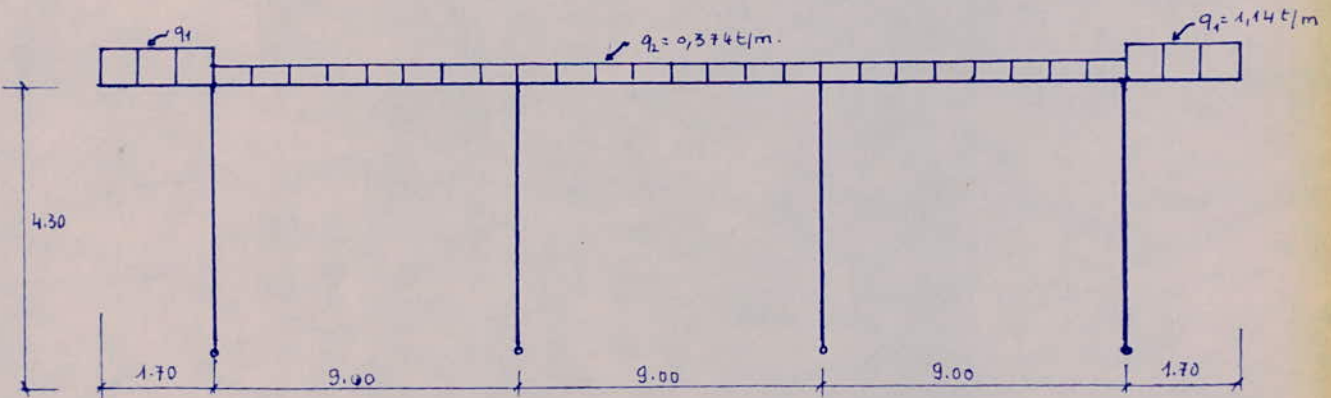
$$M_{B''} = M_{c'} = -927,70 \times 10^{-4} \times 30,29 = -2,81 \text{ t.m.}$$

$$M_{A'} = M_{D'} = -1,14 \times \frac{1,7^2}{2} = -1,65 \text{ t.m.}$$

moments dans les poteaux:

$$|m_{A'}| = M_{A'} - M_A = 1,65 - 0,613 = 1,037 \text{ t.m.} = |m_{D'}|$$

$$|m_D| = |m_A| = +1,037 \text{ t.m.}$$



• 4^e hypothèse de charge:

Toutes les travées et consoles sont chargées avec $q = 1,14 \text{ t/m}$

$$M_A = M_D = -202,31 \times 10^{-4} \times 92,34 = -1,87 \text{ t.m.}$$

$$M_{B'} = M_{C''} = -990,94 \times 10^{-4} \times 92,34 = -9,15 \text{ t.m.}$$

$$M_{B''} = M_{C'} = -927,70 \times 10^{-4} \times 92,34 = -8,57 \text{ t.m.}$$

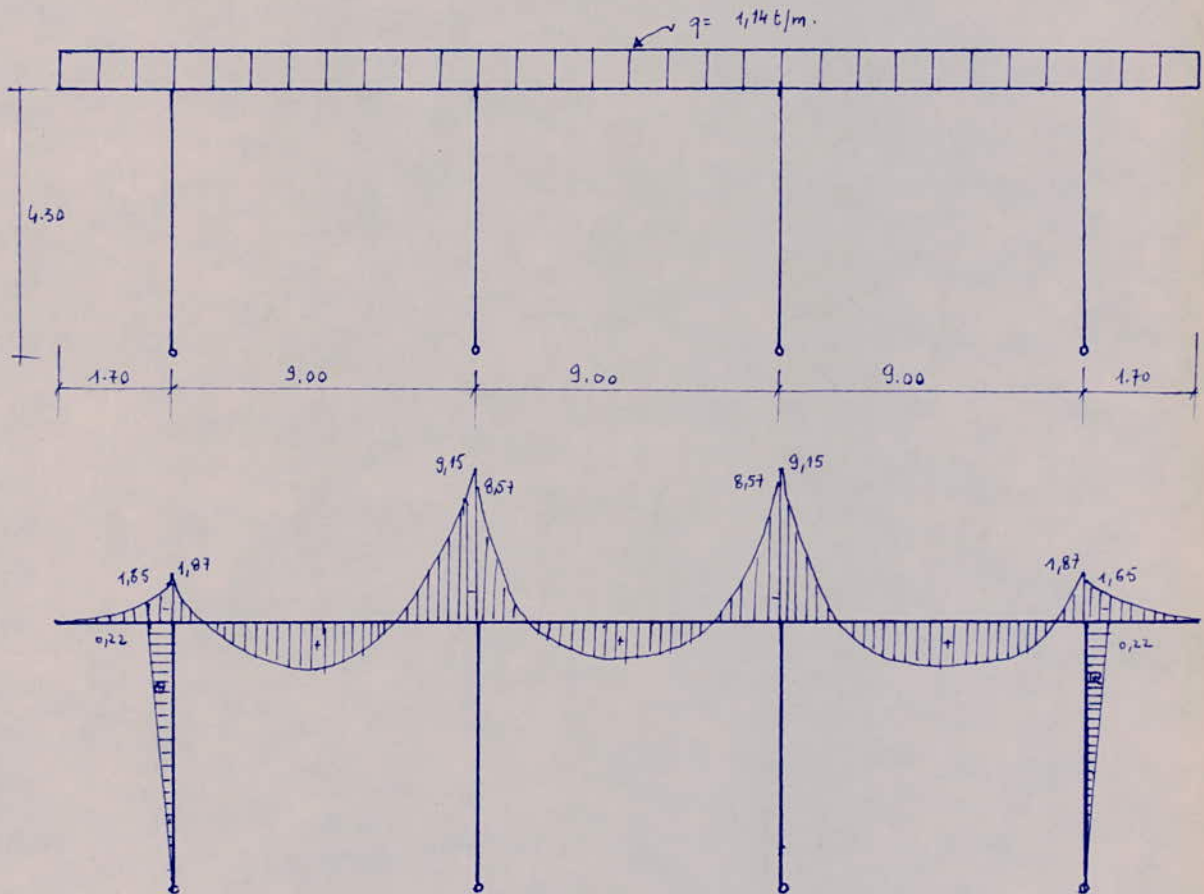
$$M_{A'} = M_{D'} = -1,14 \times \frac{1,7^2}{2} = -1,65 \text{ t.m.}$$

moments dans les poteaux:

$$|m_{A'}| = |m_{D'}| = 1,87 - 1,65 = 0,22 \text{ t.m.}$$

$$k = q l_1^2 = 1,14 \times 9^2 = 92,34$$

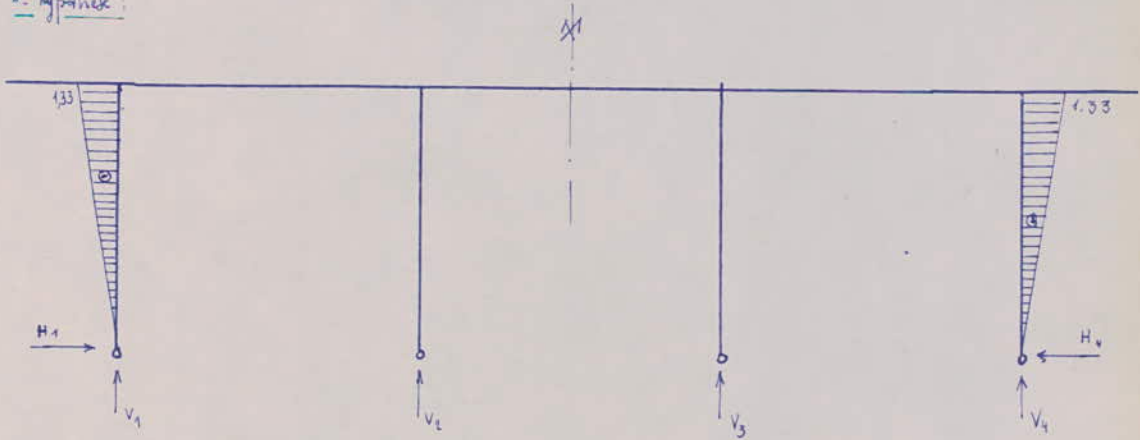
$$|m_D| = |m_A| = 0,22 \text{ t.m.}$$



Calcul des reactions des poteaux.

• Reactions horizontals.

1^o hypothese:

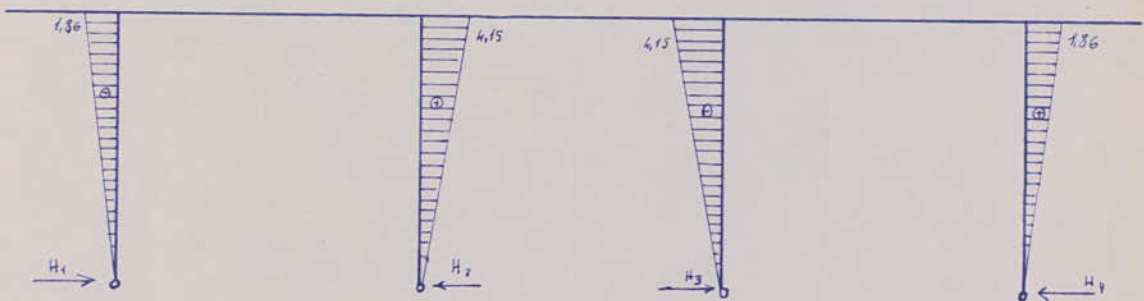


$$-H_1 \times 4,30 + 1,30 = 0 \Rightarrow H_1 = 0,31 \text{ t}$$

$$H_4 = -H_1 = -0,31 \text{ t}$$

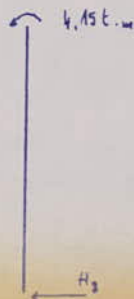
$$H_2 = H_3 = 0$$

2^o hypothese



$$-H_1 \times 4,30 + 1,86 = 0 \Rightarrow H_1 = 0,43 \text{ t}$$

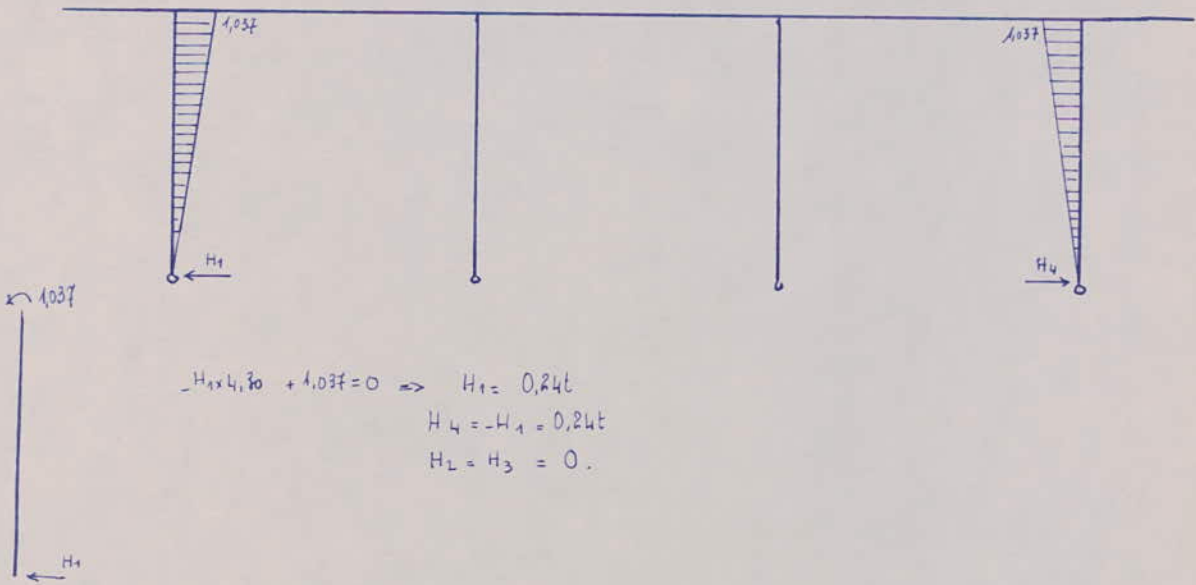
$$H_4 = -H_1 = -0,43 \text{ t}$$



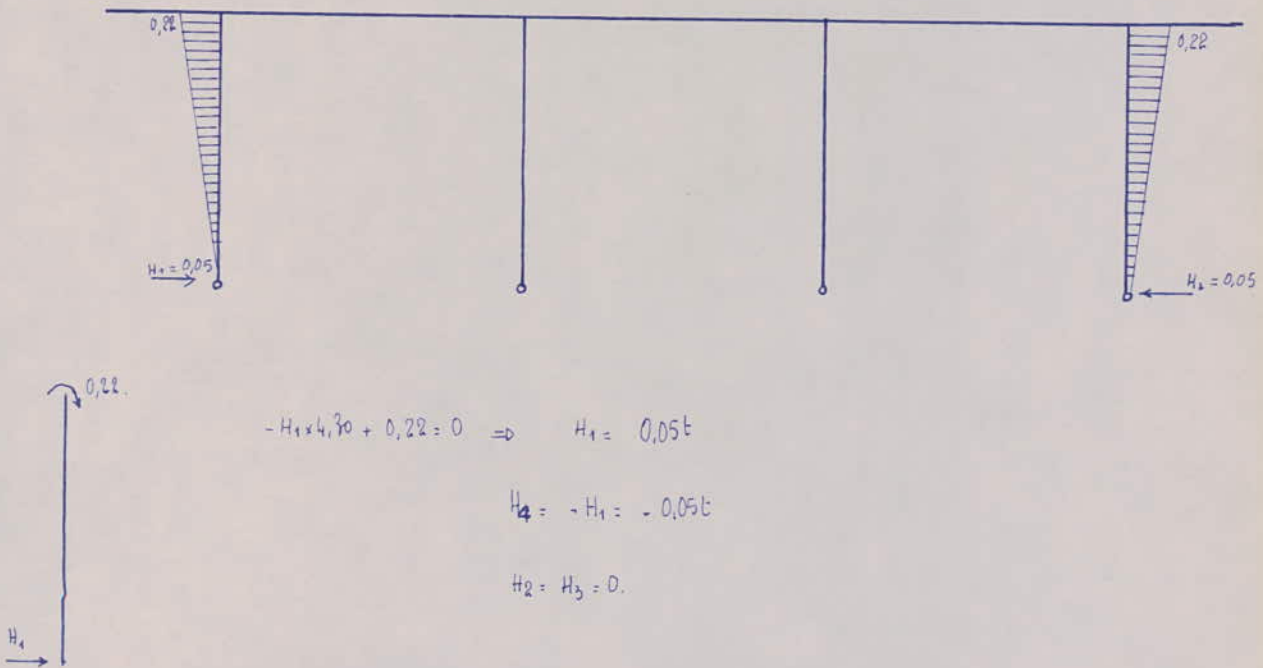
$$-H_3 \times 4,30 + 4,15 = 0 \Rightarrow H_3 = 0,96 \text{ t}$$

$$H_2 = -H_3 = -0,96 \text{ t}$$

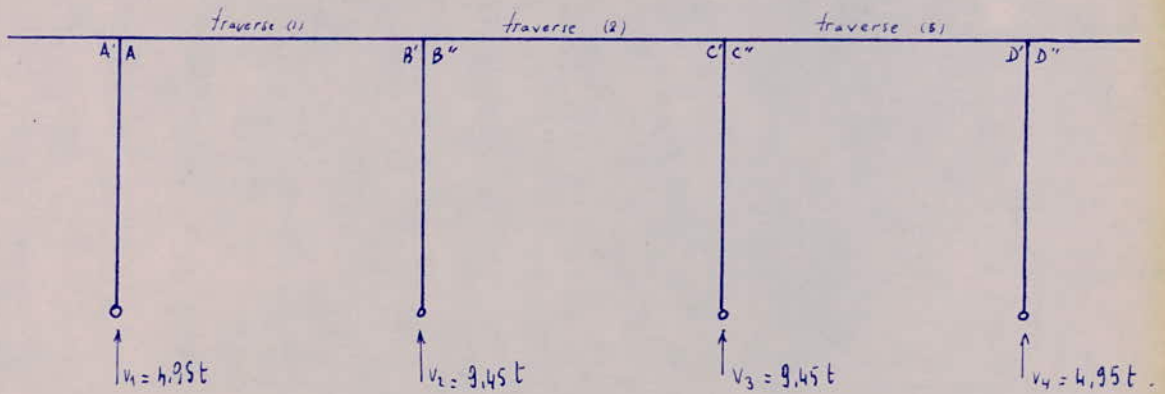
3^e hypothèse.



4^e hypothèse.



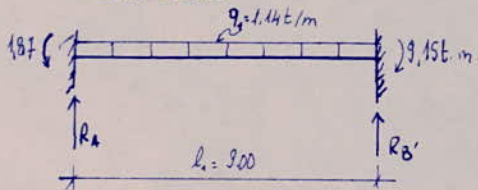
• Reactions Verticales.



1^e hypothèse

On expose pour une hypothèse de charge le calcul des réactions verticales; ensuite on passera de la même façon pour les autres hypothèses et nous donnerons uniquement les résultats du calcul dans un tableau récapitulatif.

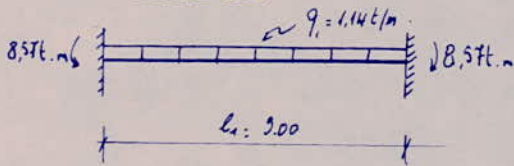
- traverse (1)



$$R_A = q_1 \frac{l_1}{2} + \frac{M_g \cdot M_d}{l_1} = 1,14 \times \frac{9}{2} + \frac{1,87 \cdot 9,15}{9} = 4,32 \text{ t}$$

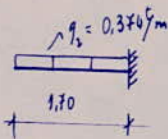
$$R_{B'} = R_A$$

- traverse (2)



$$R_{B''} = R_{C'} = q_1 \frac{l_1}{2} + \frac{M_g \cdot M_d}{l_1} = 1,14 \times \frac{9}{2} + \frac{8,57 \cdot 8,57}{9} = 5,13 \text{ t}$$

- console



$$R_{A'} = q_3 l_3 = 0,374 \times 1,70 = 0,636 \text{ t}$$

$$V_1 = R_A + R_{A'} = 4,32 + 0,636 = 4,95 \text{ t}$$

$$V_2 = R_{B'} + R_{B''} = 4,32 + 5,13 = 9,45 \text{ t}$$

$$V_4 = V_1 = 4,95 \text{ t}$$

$$V_3 = V_2 = 9,45 \text{ t}$$

Hypothèse de charge.

		Poutreau (1)	Poutreau (2)	Poutreau (3)	Poutreau (4)
	M (t-m)				
	V (t)				
	H (t)				
	M	1.33	0	0	1.33
	V	$V_1 = 4.95$	$V_2 = 9.45$	$V_3 = 9.45$	$V_4 = 4.95$
	H	$H_1 = 0.31$	$H_2 = 0$	$H_3 = 0$	$H_4 = 0.31$
	M	1.86	4.15	4.15	1.86
	V	$V_1 = 5.44$	$V_2 = 6.49$	$V_3 = 6.49$	$V_4 = 5.44$
	H	$H_1 = 0.43$	$H_2 = 0.96$	$H_3 = 0.96$	$H_4 = 0.43$
	M	0.22	0	0	0.22
	V	$V_1 = 6.26$	$V_2 = 9.45$	$V_3 = 9.45$	$V_4 = 6.26$
	H	$H_1 = 0.05$	$H_2 = 0$	$H_3 = 0$	$H_4 = 0.05$

II 2^e cas de charge: $\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P$.

$G = 62,3 \text{ kg/m}^2$.
 $P = 100 \text{ kg/m}^2$.

$q/m^2 = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P = \frac{4}{3} (62,3) + \frac{3}{2} (100) = 253 \text{ Kg/m}^2$.

$q/m = 253 \times 4,5 \approx 1049 \text{ t/m}$.

• 1^{re} hypothèse :

Toutes les travées sont chargées uniformément avec $q_1 = 1,049 \text{ t/m}$; les consoles et sont chargées par la charge permanente $q_2 = \frac{4}{3} G = 0,374 \text{ t/m}$.

$M_A = M_D = -202,31 \times 10^{-4} \times 84,97 = -1,72 \text{ t.m}$.

$M_{B'} = M_{C''} = -330,94 \times 10^{-4} \times 84,97 = -8,42 \text{ t.m}$.

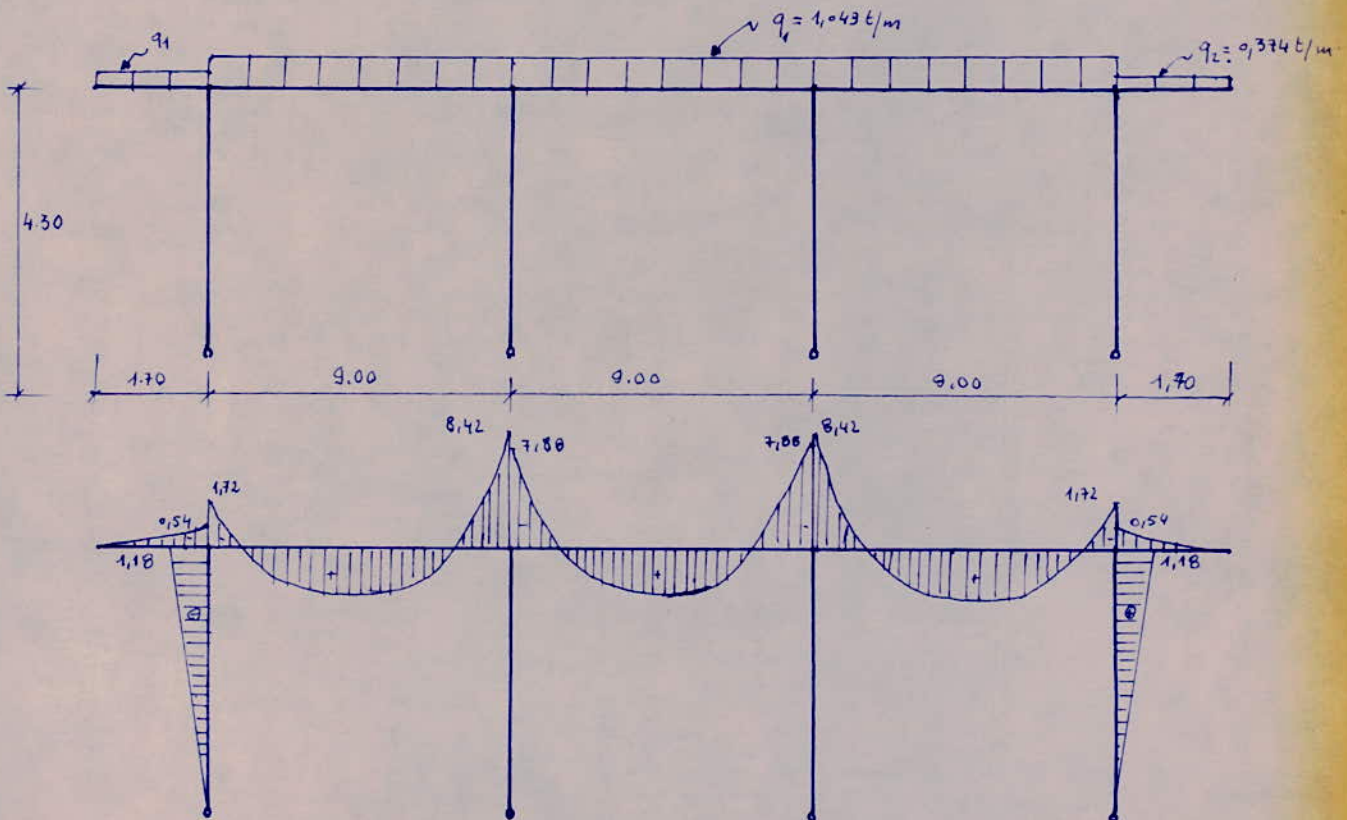
$M_{B''} = M_{C'} = -327,70 \times 10^{-4} \times 84,97 = -7,88 \text{ t.m}$.

$M_{A'} = M_{D'} = -q \frac{l^2}{2} = -0,374 \times \frac{1,7^2}{2} = -0,54 \text{ t.m}$.

$K' = q l^2 = 1,049 \times 9^2 = 84,97$.

moment dans les poteaux :

$|m_{A'}| = |m_{D'}| = M_A - M_{A'} = 1,72 - 0,54 = 1,18 \text{ t.m}$.



2^{ème} hypothèse :

Les travées AB' et C''D chargées avec $q = 1,049 \text{ t/m}$.

La travée B''C' et les deux consoles étant chargées avec $q = 0,374 \text{ t/m}$.

$$M_A = M_D = -259,5 \times 10^{-4} \times 84,97 = -2,2 \text{ t.m.}$$

$$M_{B'} = M_{C''} = -569,8 \times 10^{-4} \times 84,97 = -4,84 \text{ t.m.}$$

$$M_{B''} = M_{C'} = -366,99 \times 10^{-4} \times 30,29 = -1,11 \text{ t.m.}$$

$$M_{A'} = M_{D'} = -0,374 \times \frac{1,7^2}{2} = -0,54 \text{ t.m.}$$

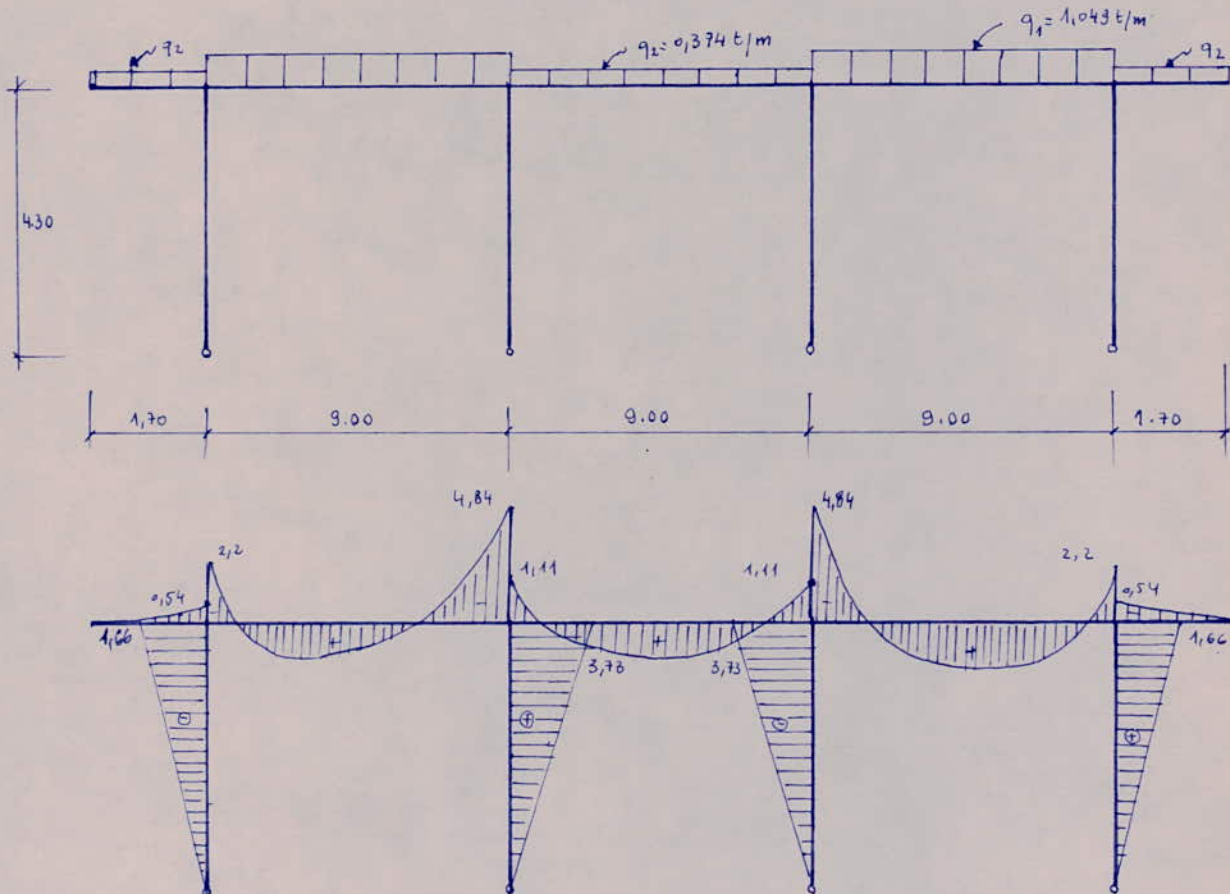
$$K' = 84,97$$

$$K = 30,29$$

moments dans les poteaux :

$$|M_{A'}| = |M_{D'}| = M_{A'} - M_A = 2,2 - 0,54 = 1,66 \text{ t.m.}$$

$$|M_{B''}| = |M_{C'}| = M_{B'} - M_{B''} = 4,84 - 1,11 = 3,73 \text{ t.m.}$$



3^e hypothèse

Tous les travées sont chargés avec $q = 0,374 \text{ t/m}$
les deux consoles étant chargés avec $q = 1,049 \text{ t/m}$.

$$M_A = M_D = -202,31 \times 10^{-4} \times 30,29 = -0,613 \text{ t.m}$$

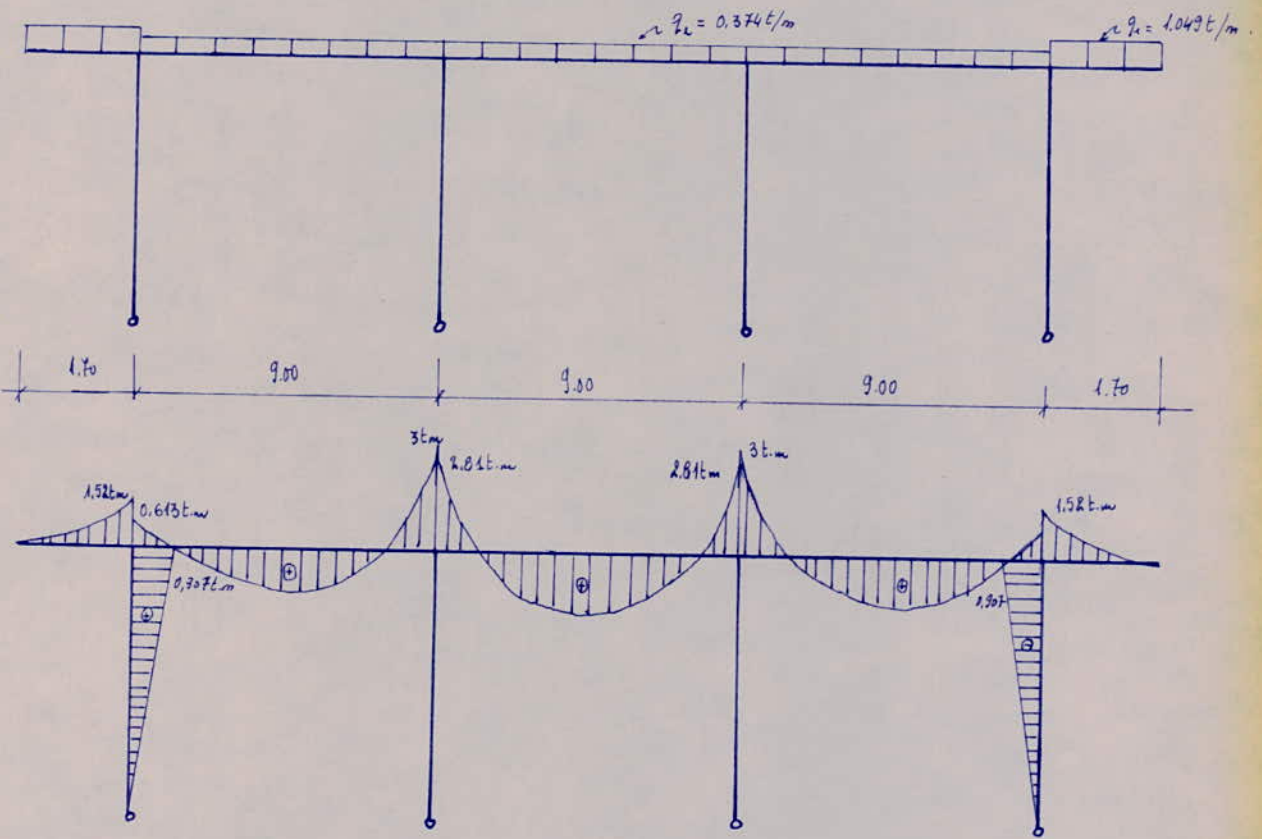
$$M_B = M_{C''} = -990,94 \times 10^{-4} \times 30,29 = -3 \text{ t.m}$$

$$M_{B''} = M_{C'} = -927,70 \times 10^{-4} \times 30,29 = -2,81 \text{ t.m}$$

$$M_{A'} = M_{D'} = -1,049 \times \frac{1,7^2}{2} = -1,52 \text{ t.m}$$

Moment dans les poteaux.

$$|m_{A'}| = |m_{D'}| = M_{A'} - M_A = 1,52 - 0,613 = 0,907 \text{ t.m}$$



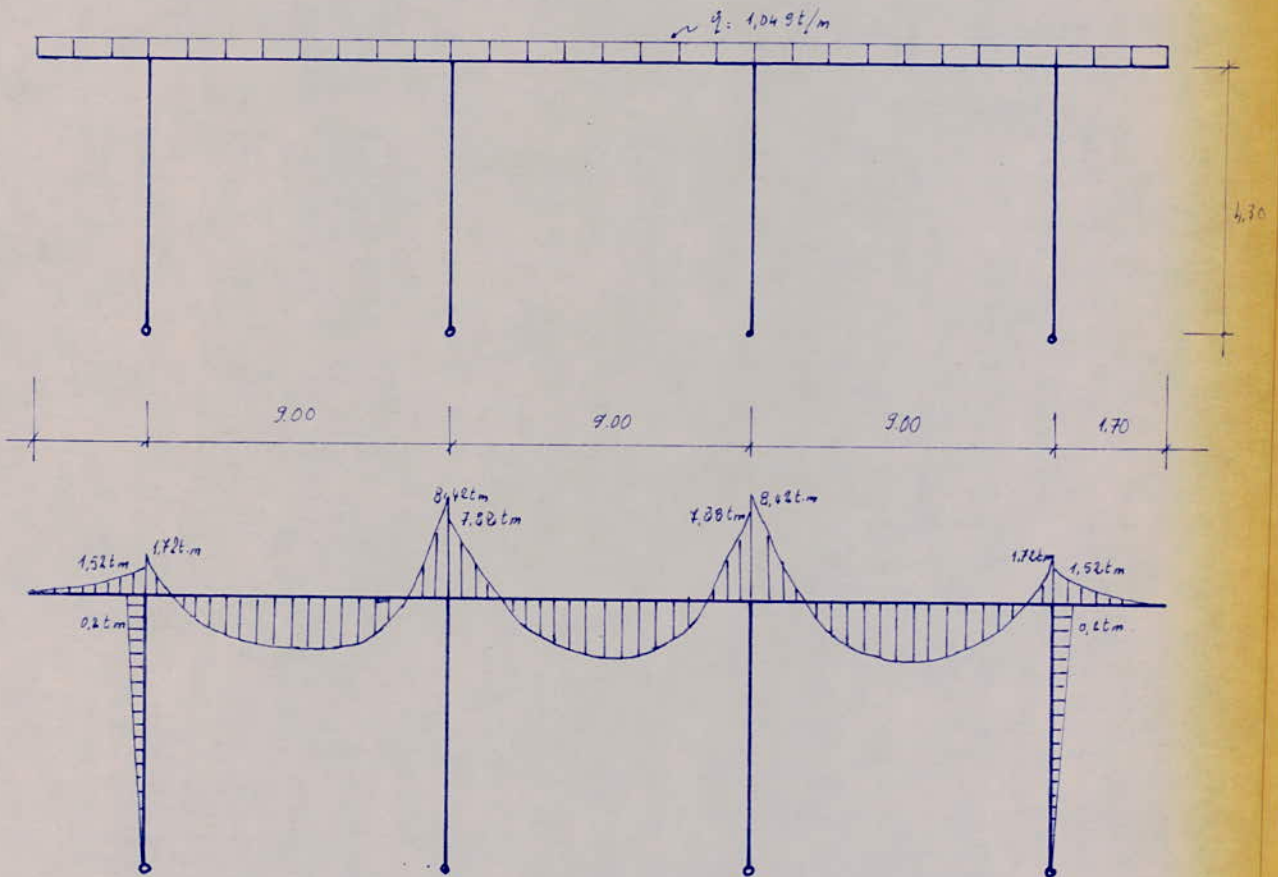
4^e hypothèse

Touts & travées sont chargés avec $q = 1,049 \text{ t/m}$
les deux consoles sont chargés avec $q = 1,049 \text{ t/m}$

$$M_A = M_D = -202,31 \times 10^{-4} \times 84,97 = -1,72 \text{ t.m}$$
$$M_B' = M_C'' = -390,94 \times 10^{-4} \times 84,97 = -8,42 \text{ t.m}$$
$$M_B'' = M_C' = -927,7 \times 10^{-4} \times 84,97 = -7,88 \text{ t.m}$$
$$M_A' = M_D' = -1,049 \times \frac{1,7^2}{2} = -1,52 \text{ t.m}$$

Moment dans les poteaux.

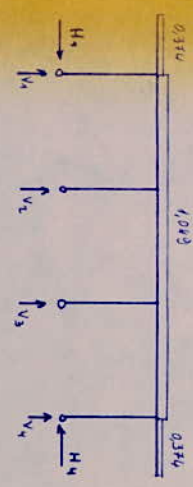
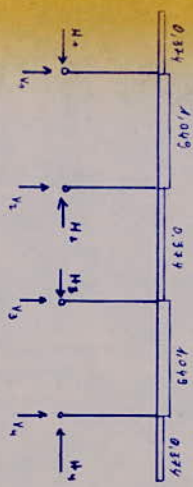
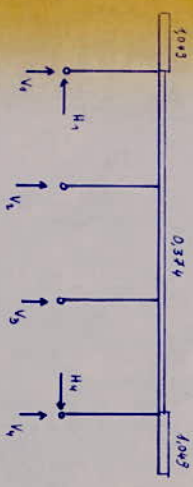
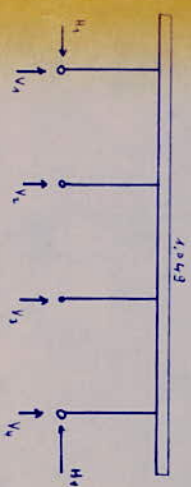
$$|M_{A'}| = |M_{D'}| = M_{A'} - M_A = 1,72 - 1,52 = 0,2 \text{ t.m}$$
$$m_B = 0$$



Valeurs de M, V, H pour les poteaux pour le 2^e Cas de Charge : $\frac{4}{3} \frac{4}{2} + \frac{3}{2} P$

Hypothèse de Charge

	Poteau (1)		Poteau (2)		Poteau (3)		Poteau (4)	
M (tm)	1,18		0		0		1,18	
V (t)	$V_1 = 4,62$		$V_2 = 8,70$		$V_3 = 8,70$		$V_4 = 4,62$	
H (t)	$H_1 = 0,874$		$H_2 = 0$		$H_3 = 0$		$H_4 = 0,874$	
M	1,66		3,73		3,73		1,66	
V	$V_1 = 5,06$		$V_2 = 6,11$		$V_3 = 6,11$		$V_4 = 5,06$	
H	$H_1 = 0,386$		$H_2 = 0,867$		$H_3 = 0,867$		$H_4 = 0,386$	
M	0,907		0		0		0,907	
V	$V_1 = 3,20$		$V_2 = 3,10$		$V_3 = 3,10$		$V_4 = 3,20$	
H	$H_1 = 0,21$		$H_2 = 0$		$H_3 = 0$		$H_4 = 0,21$	
M	0,8		0		0		0,8	
V	$V_1 = 5,76$		$V_2 = 8,70$		$V_3 = 8,70$		$V_4 = 5,76$	
H	$H_1 = 0,046$		$H_2 = 0$		$H_3 = 0$		$H_4 = 0,046$	



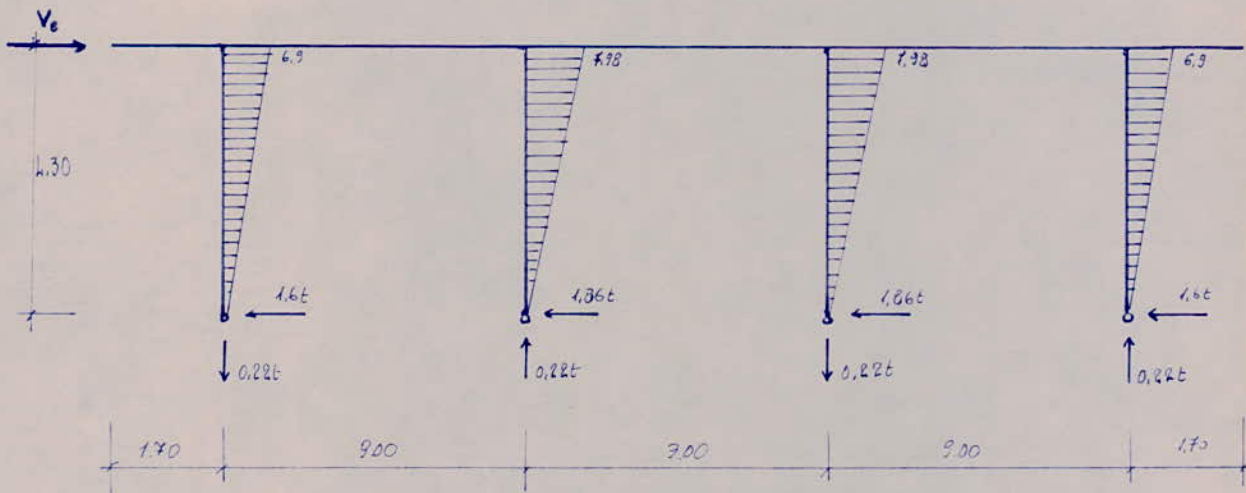
ETUDE DU PORTIQUE AUX CHARGES HORIZONTALES DUES AU VENT

Nous étudierons le cas de vent extrême uniquement ; en effet il donne les moments les plus défavorables dans les poteaux.

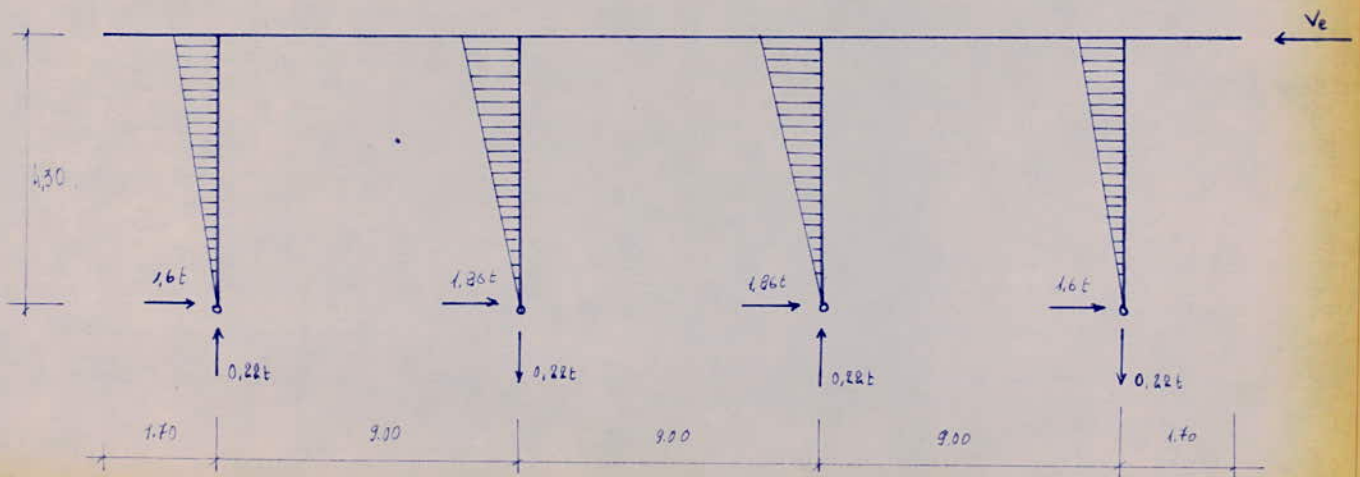
Les valeurs de moments a été déterminé lors de l'étude de la ferme aux charges horizontales nous reportons uniquement les résultats.

on ne mentionnera que les moments dans les poteaux

1^{er} Cas : Vent I ou vent extrême de gauche à droite



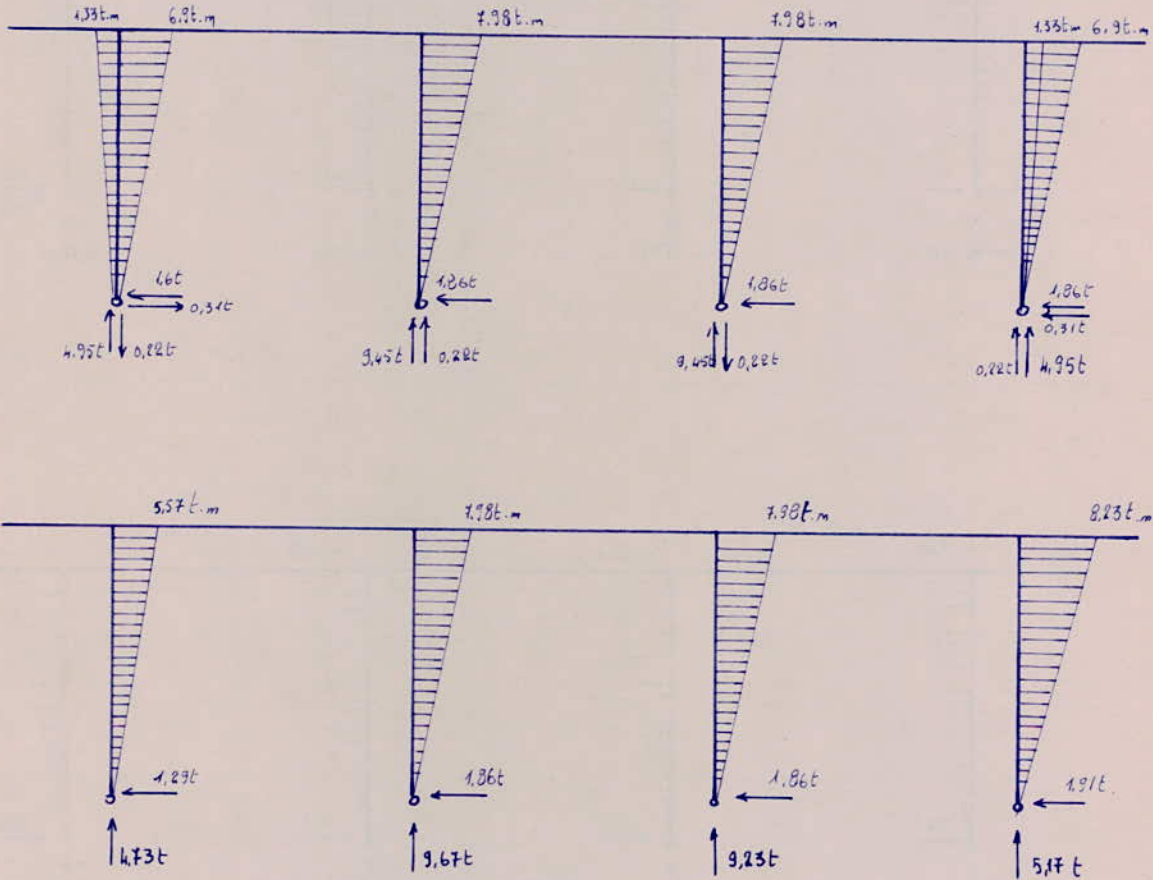
2^{er} Cas : Vent II ou vent extrême de droite à gauche



Combinaison des charges verticales et horizontales.

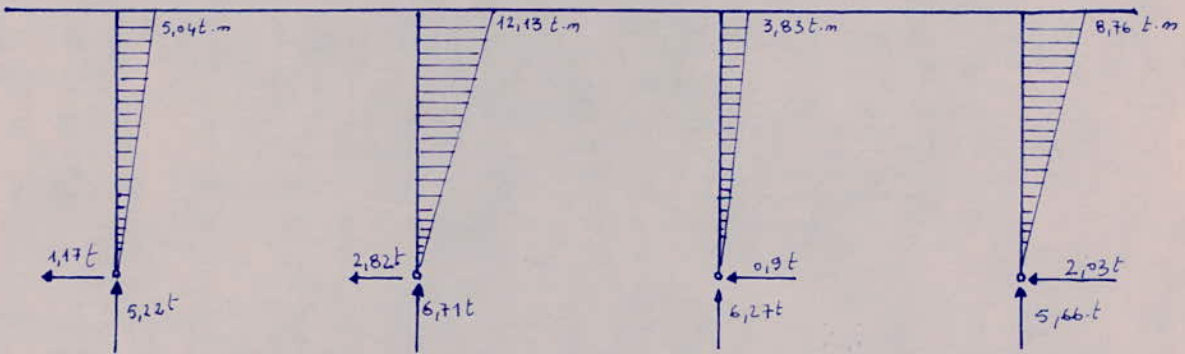
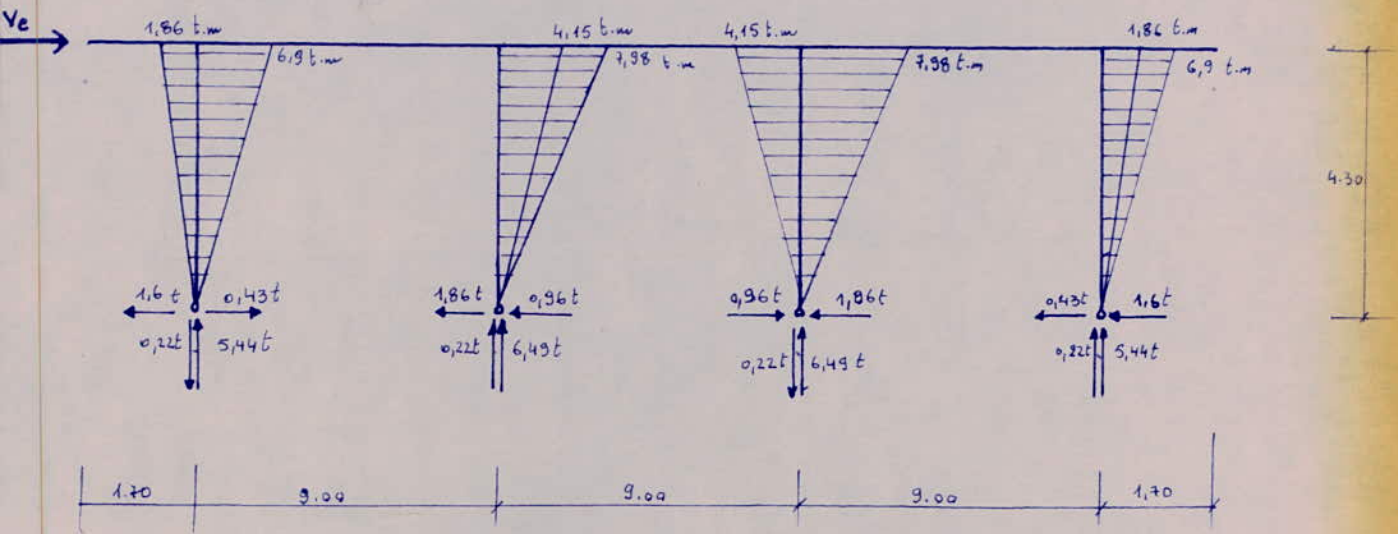
1^{er} Cas de charge: $\frac{1}{3}G + \frac{17}{12}(P + N_n)$ et vent extrême :

1^{er} hypothèse avec Vent I



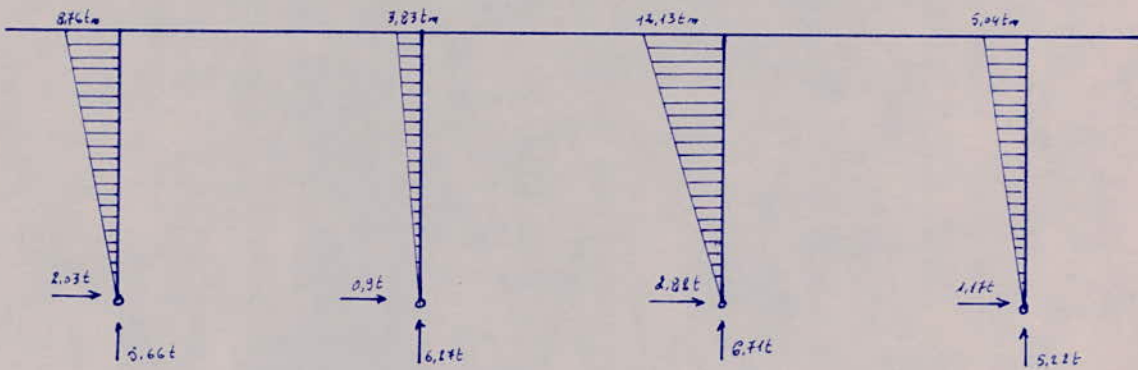
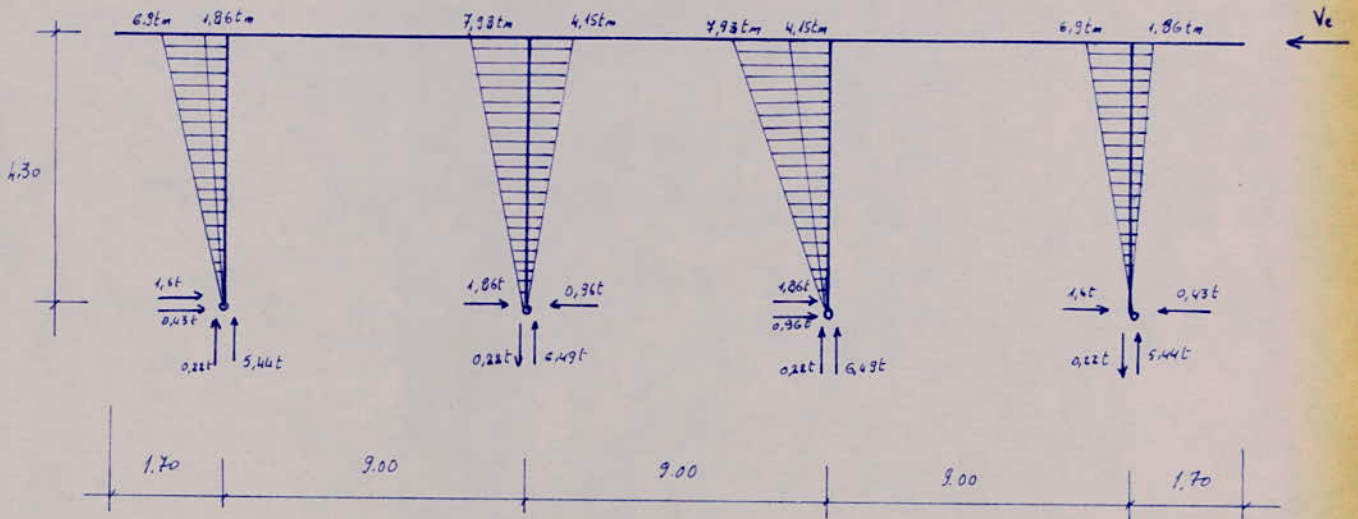
Remarque: nous avons porté uniquement les moments dans les poteaux, les moments dans les traverses ne nous intéressant pas.

• 2^{ème} hypothèse avec vent I :



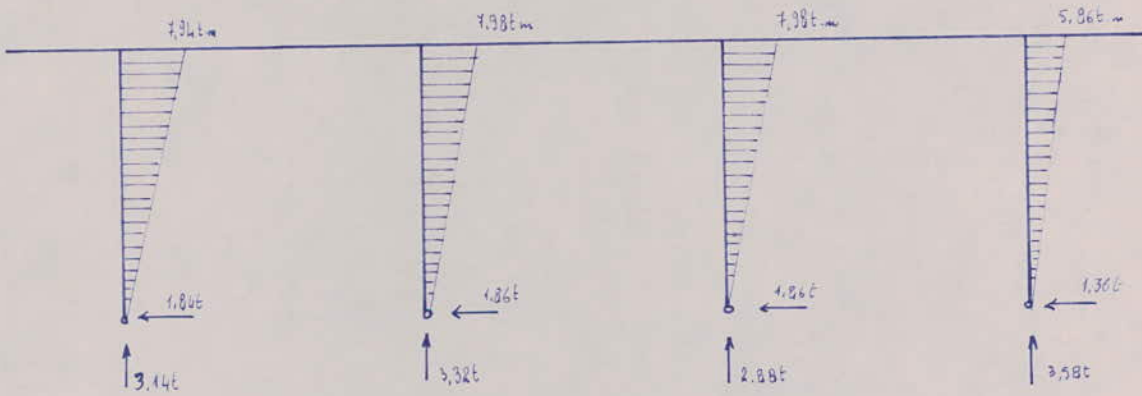
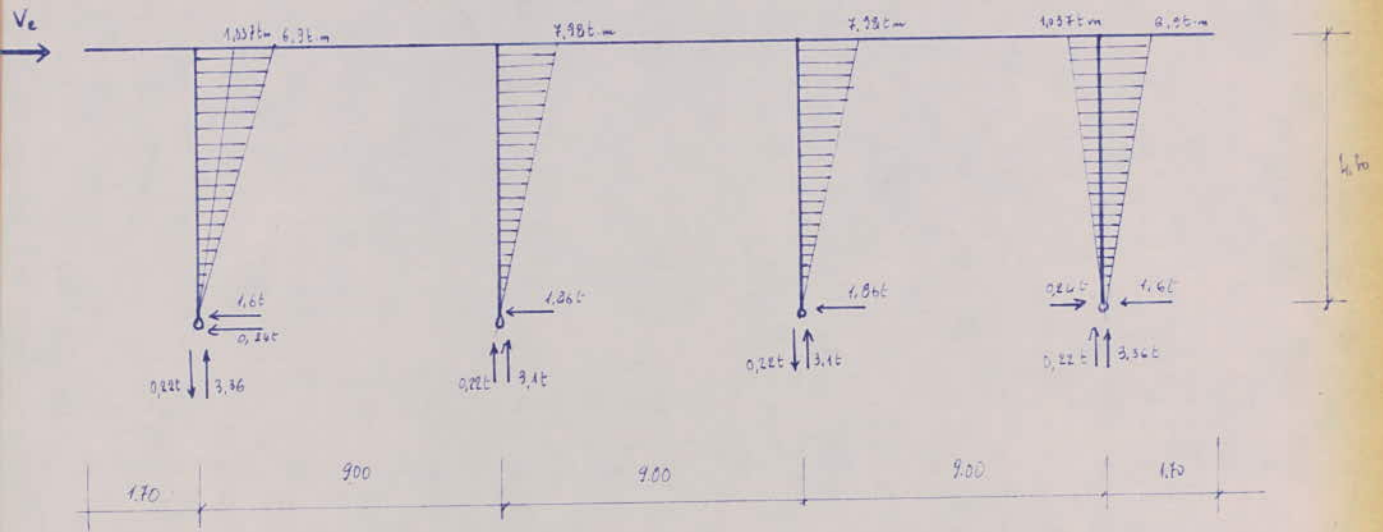
Poteau	M (t.m)	N (t)	T (t)
1	5,04	5,22	1,17
2	12,13	6,71	2,82
3	3,83	6,27	0,9
4	8,76	5,66	2,03

• 2^e hypothèse avec vent II



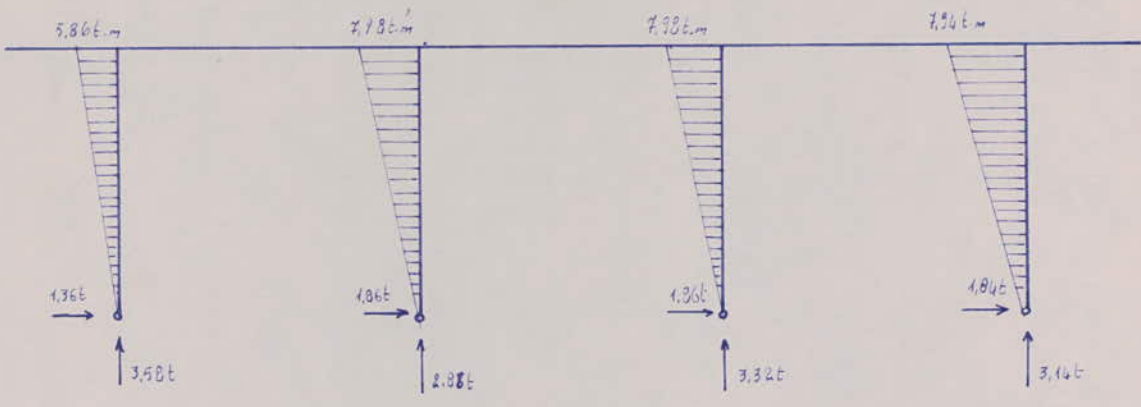
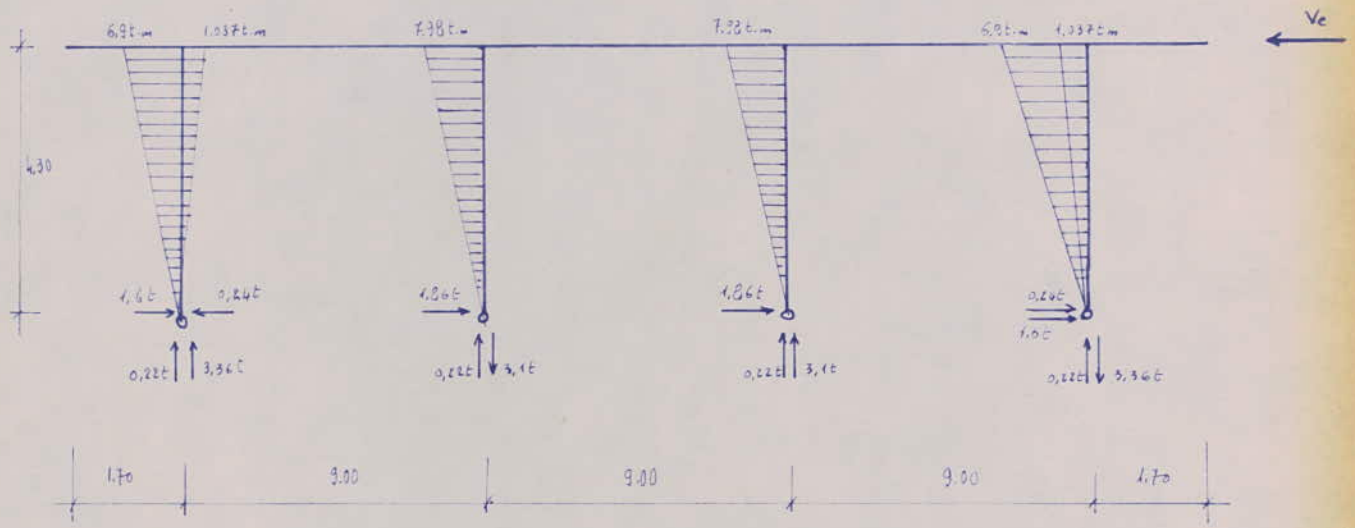
poteau	M (tm)	N (t)	T (t)
1	8,76	5,66	2,03
2	3,83	6,27	0,90
3	12,13	6,71	2,82
4	5,04	5,22	1,17

3^e hypothèse avec vent I.



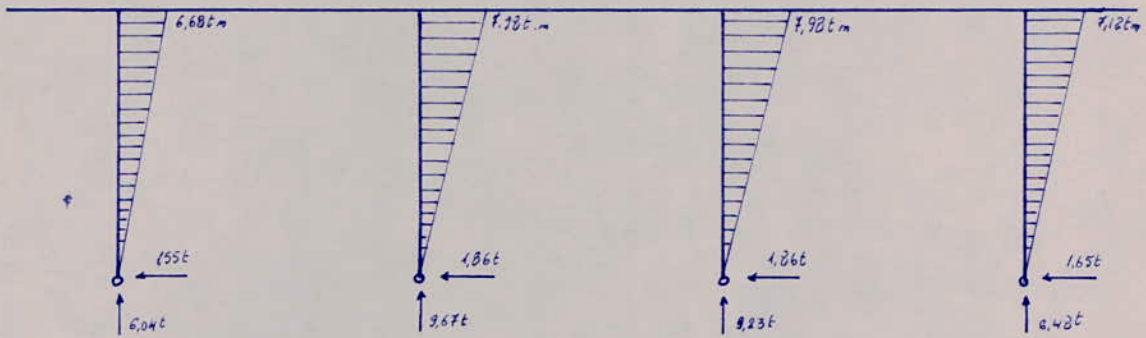
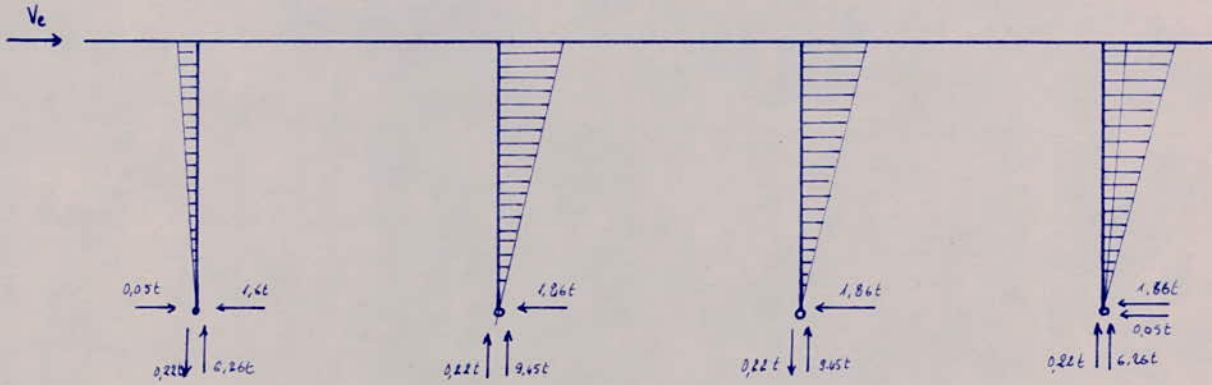
poteau	M (tm)	N (t)	T (t)
1	7,94	3,14	1,84
2	7,98	3,32	1,86
3	7,98	2,88	1,86
4	5,86	3,58	1,36

3^e hypothèse, vent II



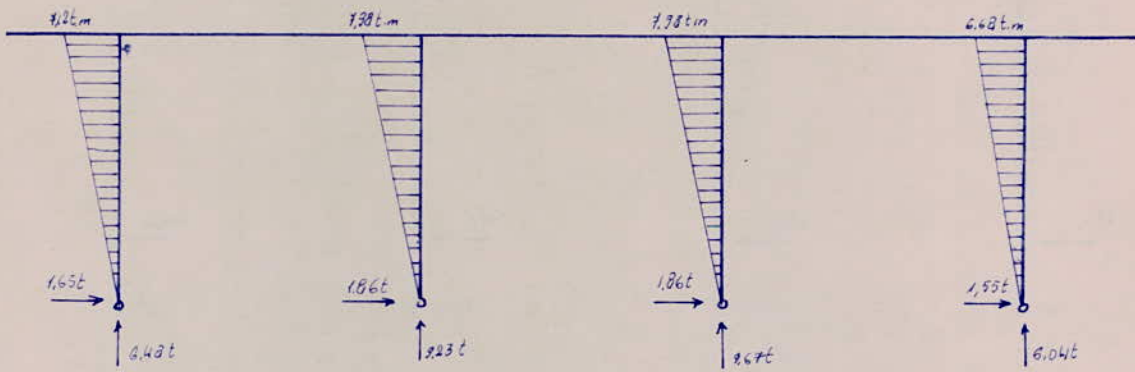
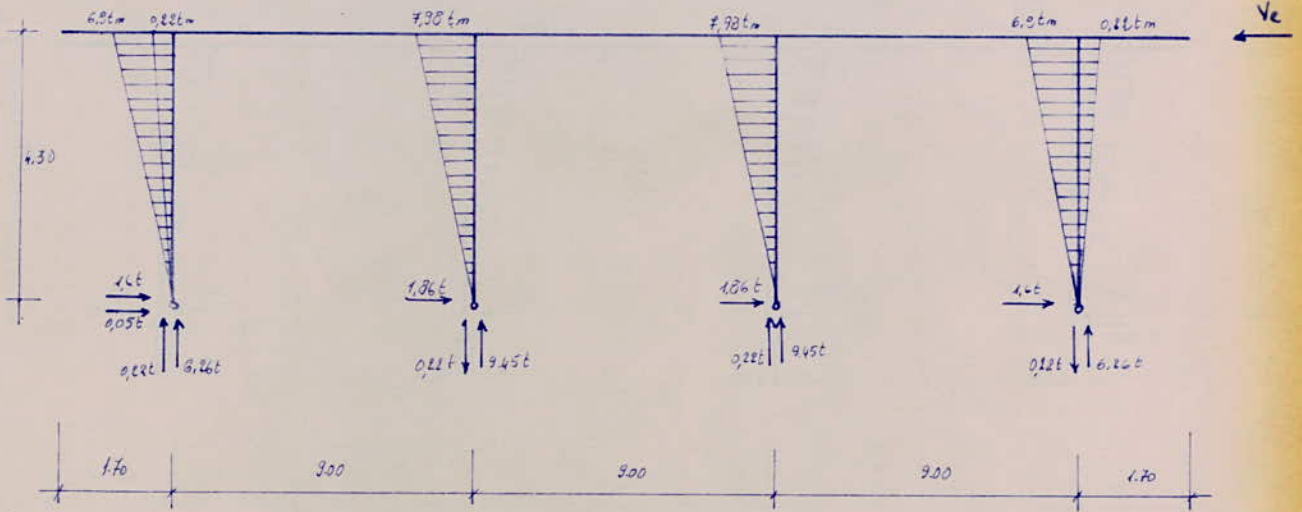
Niveau	M (t.m)	N (t)	T (t)
1	5,86	3,58	1,36
2	7,98	2,88	1,86
3	7,98	3,32	1,86
4	7,94	3,14	1,84

4: hypothèse avec vent I.



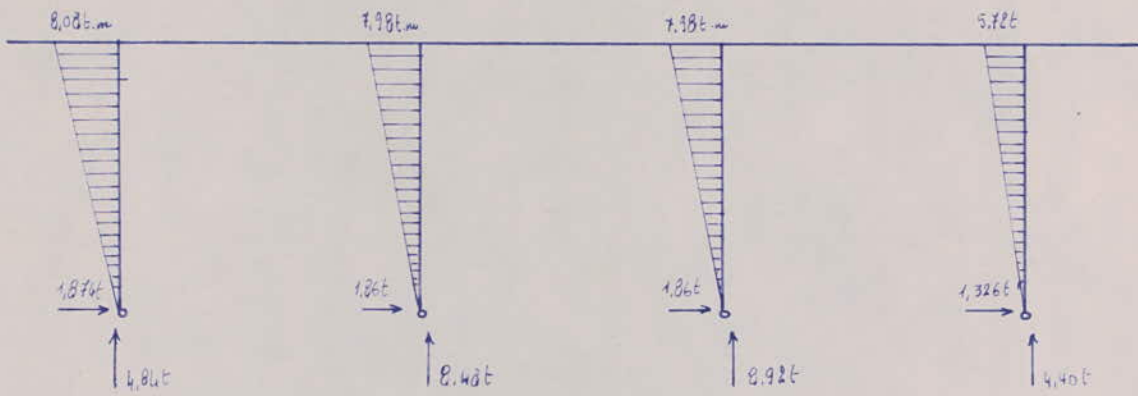
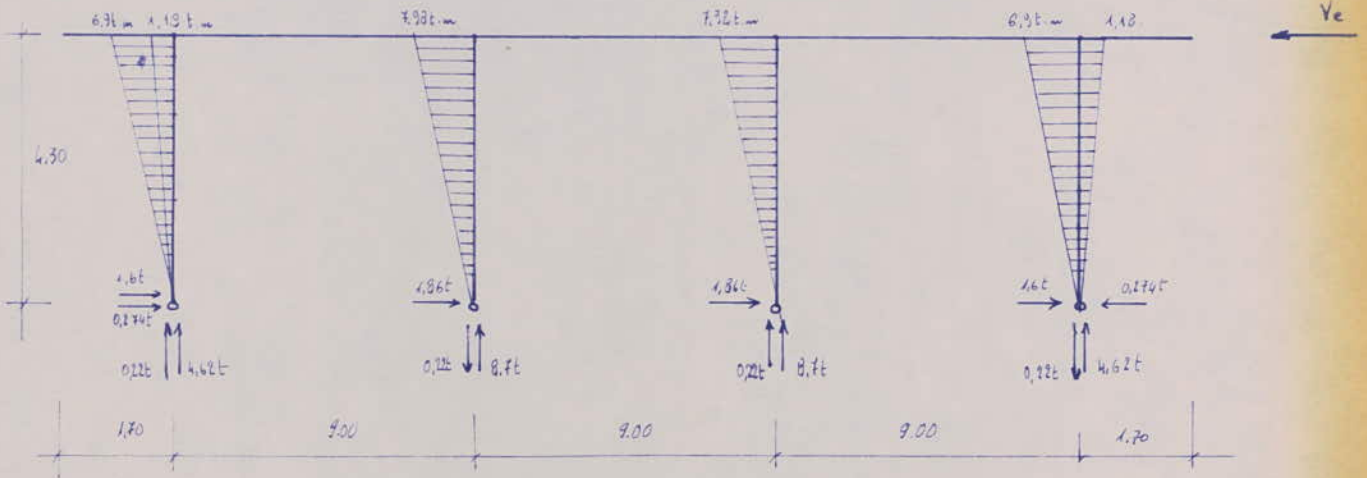
poteau	M (t.m)	N (t)	T (t)
1	6,68	6,04	1,55
2	7,98	9,67	1,86
3	7,98	9,23	1,86
4	7,12	6,42	1,65

• 1^o hypothèse avec vent II.



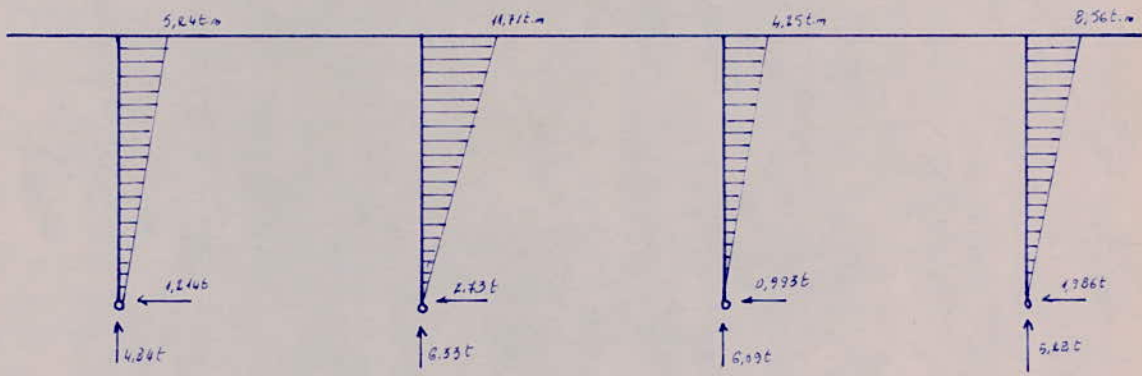
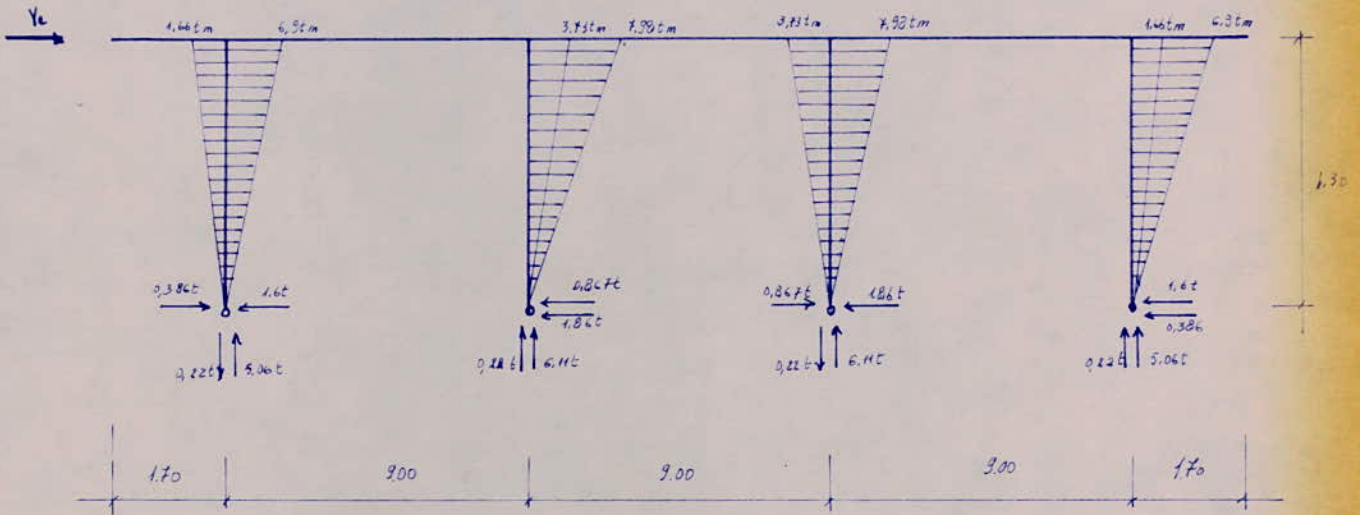
Poteaux	M	N	T
1	7,12	6,48	1,65
2	7,98	9,23	1,86
3	7,98	9,67	1,86
4	6,68	6,04	1,55

1^{er} hypothèse avec vent II



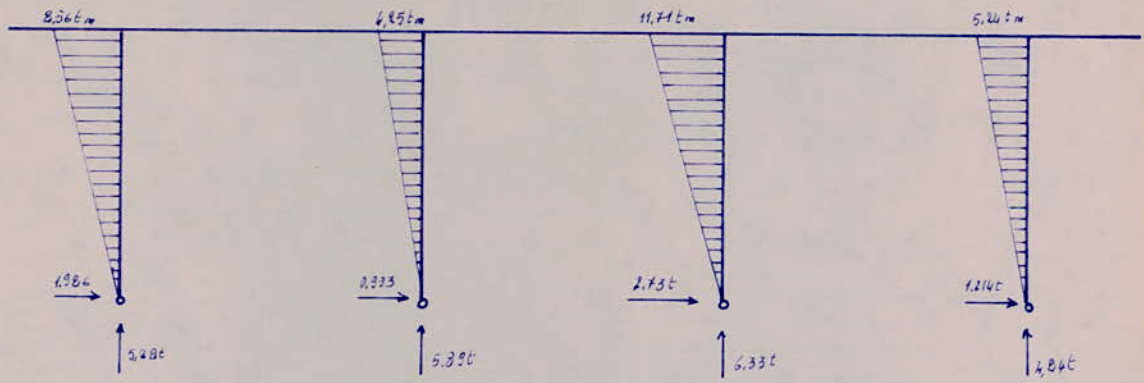
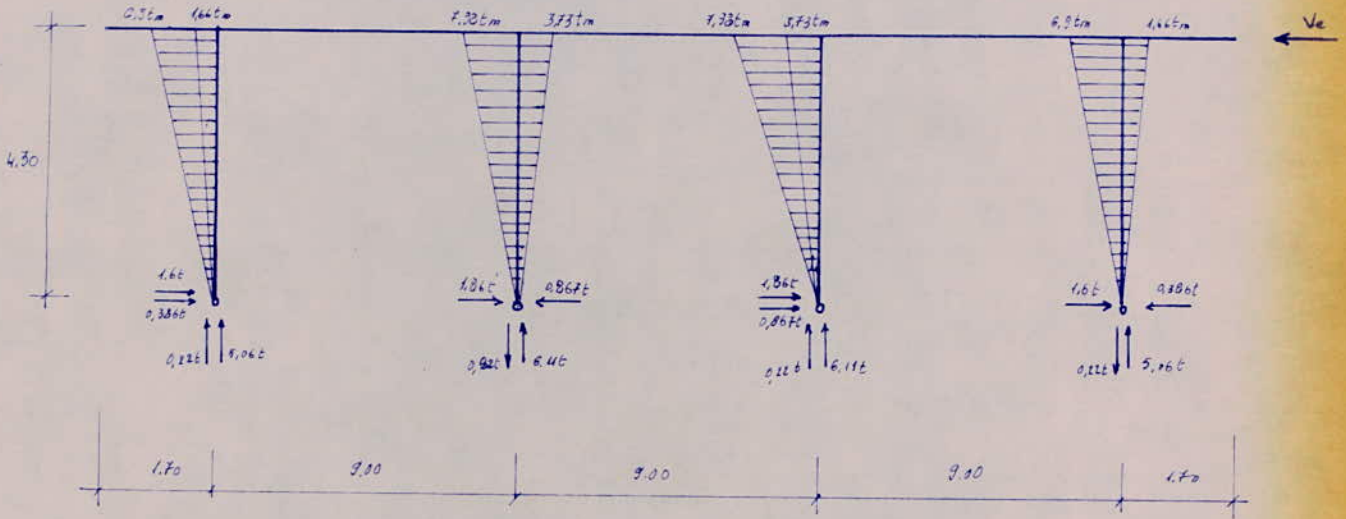
Inteau	M (t.m)	N (t)	T (t)
1	8.08	4.84	1.874
2	7.98	8.48	1.86
3	7.98	8.92	1.86
4	5.72	4.40	1.326

• 2^e hypothèse avec vent I.



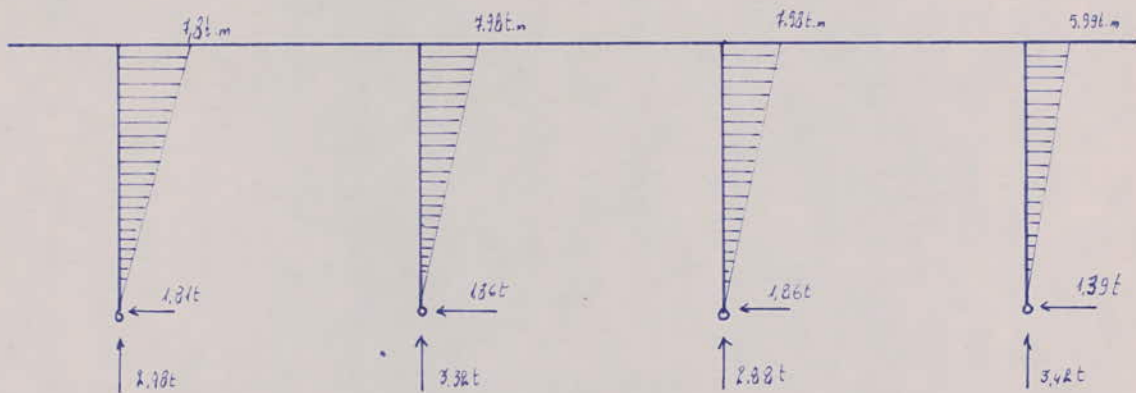
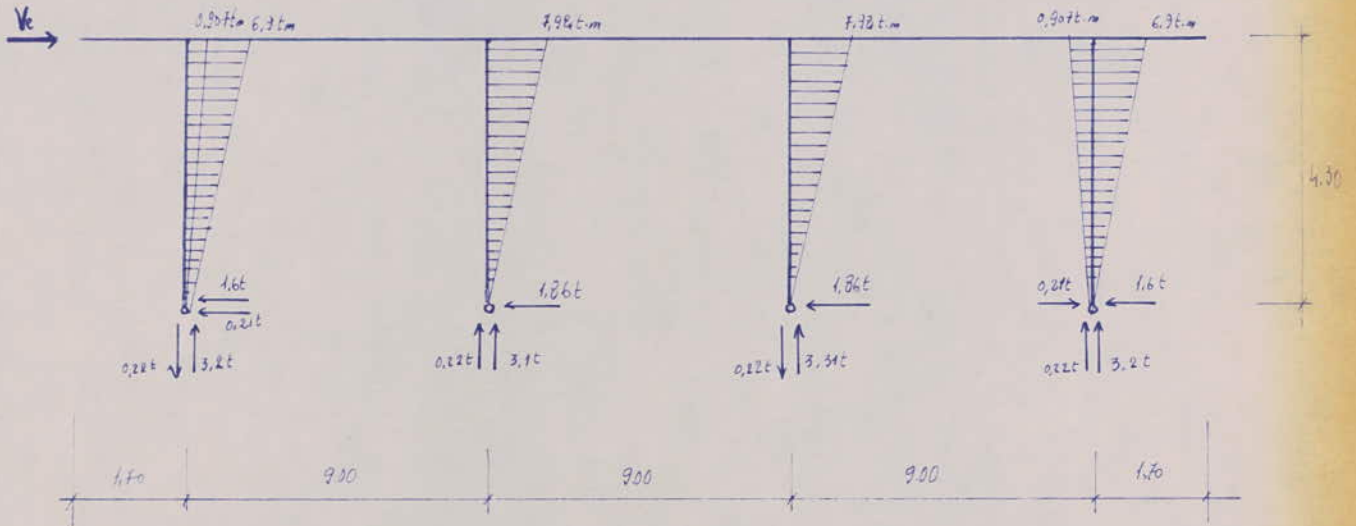
P.lean	M (t)	N (t)	T (t)
1	5.24	4.84	1.214
2	11.71	6.33	2.73
3	4.25	6.09	0.993
4	8.56	5.28	1.986

2^e hypothèse avec vent II.



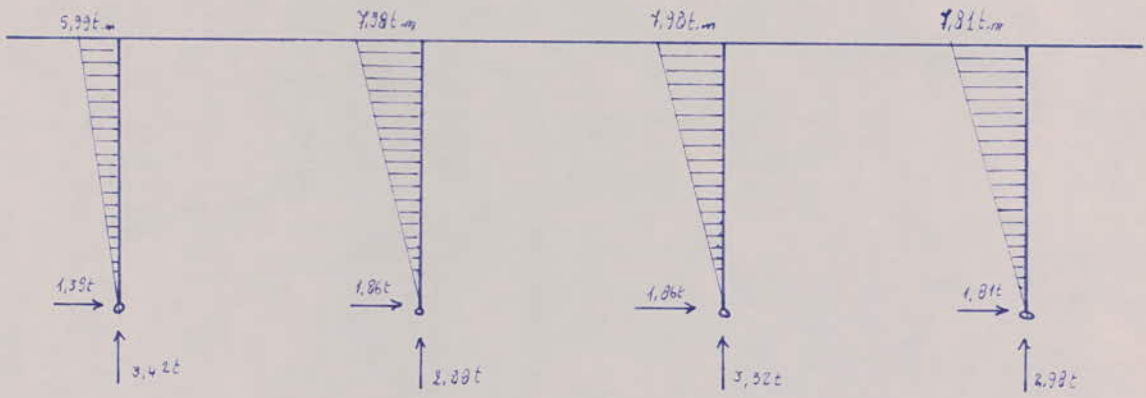
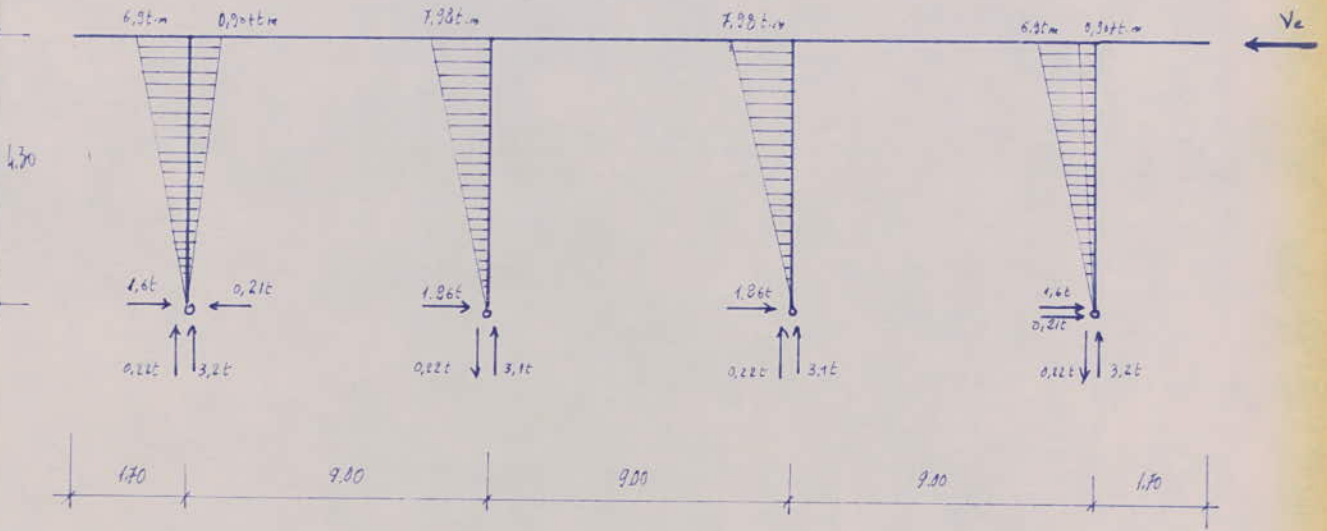
Poteau	M	N	T
1	8,56	5,28	1,986
2	4,25	5,89	0,993
3	11,71	6,33	2,73
4	5,24	4,84	1,214

3° hyp. there avec Vent I.



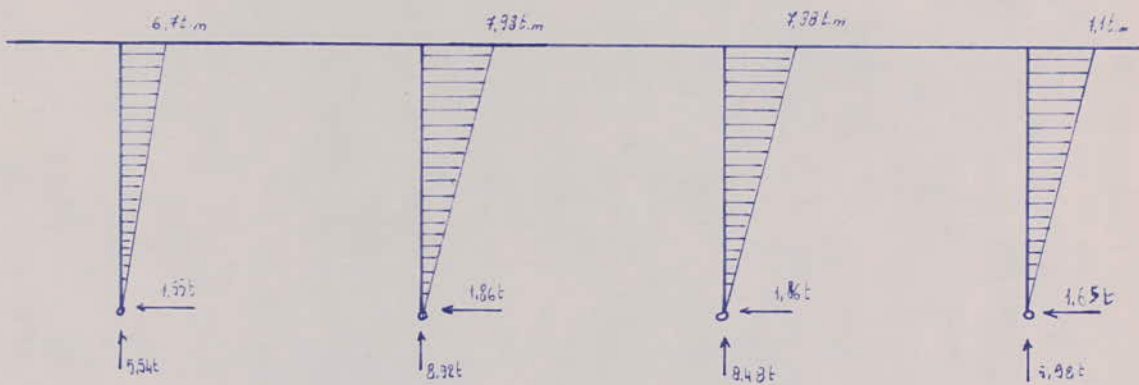
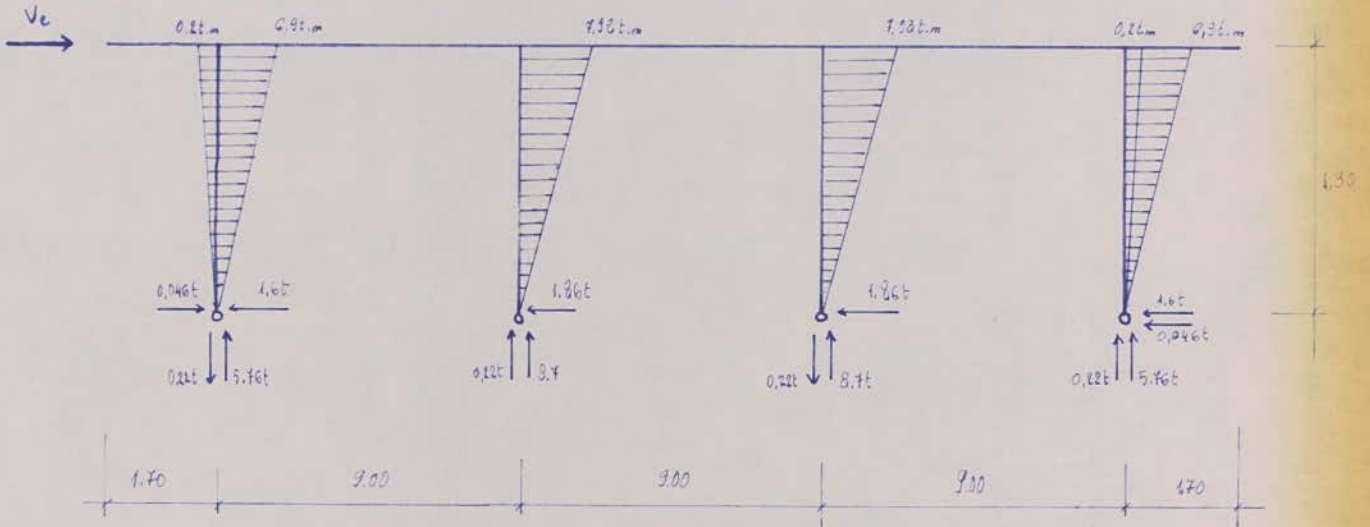
Poteau	M	N	T
1	7.8	2.98	1.81
2	7.98	3.32	1.86
3	7.98	2.88	1.86
4	5.99	3.42	1.39

3^e hypothèse avec vent II.



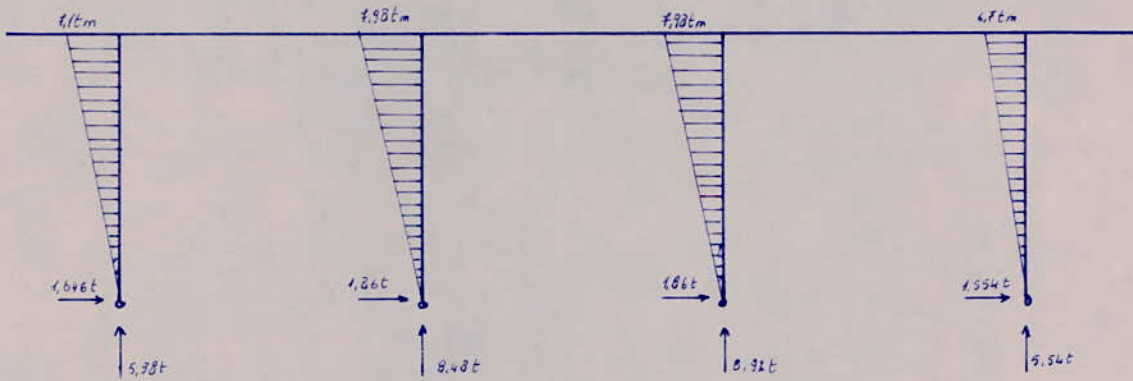
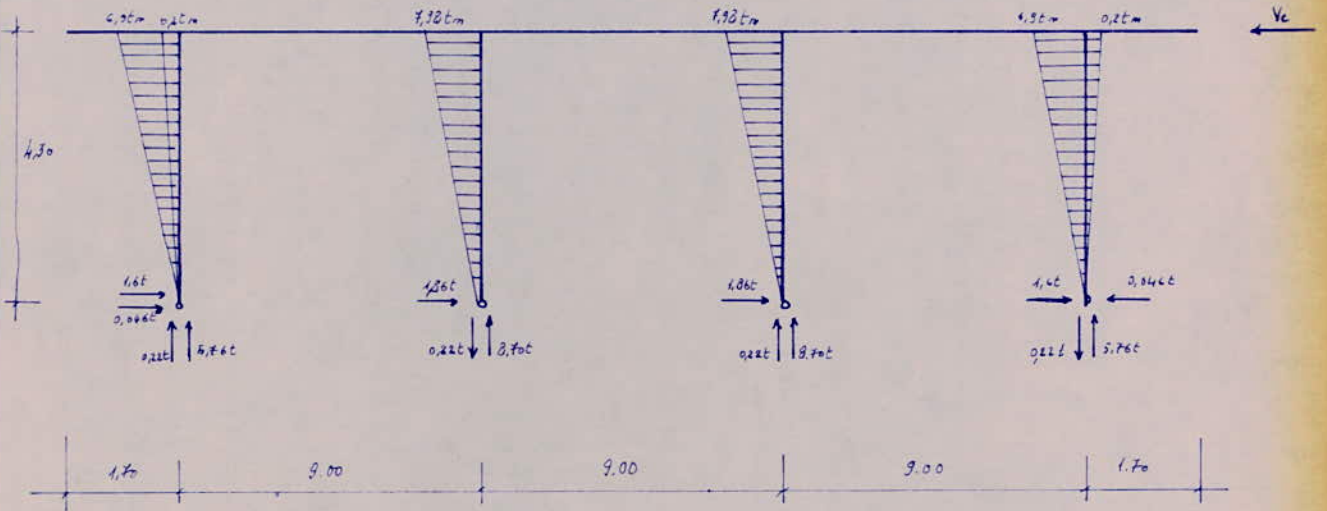
Réacton	M	N	T
1	5,99	3,42	1,39
2	7,98	2,88	1,86
3	7,98	3,32	1,86
4	7,81	2,98	1,81

4^e hypothèse avec vent I.



Poteau	M	N	T
1	6,70	5,94	1,55
2	7,98	8,92	1,86
3	7,98	8,48	1,86
4	7,10	5,98	1,65

H^o hypothese avec vent II.



Poteau	M	N	T
1	1,10	5,98	1,646
2	7,98	8,48	1,86
3	7,98	8,92	1,86
4	4,10	5,54	1,554

Element	1° Cas de charge $\frac{1}{3}G + \frac{1}{3}Q (r, n, n)$ + Vc				2° Cas de charge $\frac{1}{3}G + \frac{1}{3}Q + Vc$				
	Effort	1° hypothèse	2° hypothèse	3° hypothèse	4° hypothèse	1° hypothèse	2° hypothèse	3° hypothèse	4° hypothèse
Poteau de rive	N (l)	5,17	5,60	3,14	0,40	4,84	5,38	2,98	5,90
	M (ln)	8,83	8,76	7,94	7,12	8,08	8,56	7,80	7,1
	T (t)	1,91	2,03	1,84	1,65	1,874	1,926	1,81	1,65
Poteau intermédiaire	N (t)	9,67	8,71	3,32	9,67	8,92	6,33	3,32	8,92
	M (l-m)	7,98	12,13	7,98	7,98	7,98	11,71	7,98	7,98
	T (t)	1,86	2,02	1,86	1,86	1,86	2,73	1,86	1,86

Valeurs de M, N, T pour les poteaux après Combinaison des charges verticales d'horizontales

Calcul des poteaux.

Poteau de rive : nous avons deux cas à considérer.

Moment Maximum $M = 8,76 \text{ t.m}$
 $N = 5,66 \text{ t}$
 $T = 2,03 \text{ t}$

Effort normal maximum: $M = 7,12 \text{ t.m}$
 $N = 6,48 \text{ t}$
 $T = 1,65 \text{ t}$

Poteau intermédiaire.

Moment Maximum : $M = 12,13 \text{ t.m}$
 $N = 6,71 \text{ t}$
 $T = 2,82 \text{ t}$

Effort normal maximum : $M = 7,98 \text{ t.m}$
 $N = 9,67 \text{ t}$
 $T = 1,86 \text{ t}$

Remarque: les poteaux de rive et les poteaux intermédiaires étant faits tous les deux en HEB 220, nous prenons les deux cas les plus défavorables parmi ces quatre cas et nous effectuerons la vérification des poteaux.

Cas défavorable : 1/ Moment Maximum : $M = 12,13 \text{ t.m}$
 $N = 6,71 \text{ t}$
 $T = 2,82 \text{ t}$

2/ Effort normal Maximum : $M = 7,98 \text{ t.m}$
 $N = 9,67 \text{ t}$
 $T = 1,86 \text{ t}$

Vérification des poteaux.

Caractéristiques du HEB 220

$$A = 91 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 736 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 298 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 8091 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2845 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 9,43 \text{ cm}$$

$$i_y = 5,59 \text{ cm}$$

$$\rho_p = 71,5 \text{ kg/ml}$$

$$h = 220 \text{ mm}$$

Poids propre du poteau:

$$G = 71,5 \times 4,65 = 332,5 \text{ kgs}$$

/

$$M = 12,13 \text{ t.m}$$

$$N = 6,71 \text{ t}$$

$$T = 2,32 \text{ t}$$

$$\Rightarrow N' = N + G = 6,71 + 332,5 = 7042,5 \text{ kgs}$$

$$\sigma = \frac{N'}{A} = \frac{7042,5}{91} = 77,39 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M}{W_x} = \frac{12130,00}{736} = 1642,07 \text{ daN/cm}^2$$

$$l_{fx} = l_{fy} = 0,7 \times 4,65 = 3,255 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{325,5}{9,43} = 35,51 \Rightarrow \sigma_{Kx} = 1644776 \text{ daN/cm}^2$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{325,5}{5,59} = 58,23 \Rightarrow \sigma_{Ky} = 6113,4 \text{ daN/cm}^2$$

$$\mu_f = \frac{\sigma_{Kx}}{\sigma_{fx}} = 9,979$$

$$k_f = \frac{\mu_f + 0,25}{\mu_f - 1,3} = \frac{9,979 + 0,25}{9,979 - 1,3} = 1,18$$

$$\mu = \frac{\sigma_{Ky}}{\sigma} = 78,99$$

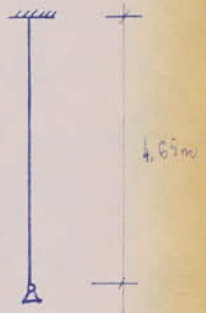
$$K_{fy} = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = 1,004$$

$$K_d = \frac{K_{d0}}{C} + \frac{C-1}{5K_{d0}}$$

$$C = \sqrt{\frac{3}{1 + \frac{M_0}{M_w} + \left(\frac{M_0}{M_w}\right)^2 - 0,152 \left(1 - \frac{M_0}{M_w}\right)^2}}$$

$$\text{Or } M_0 = 0$$

$$\Rightarrow C = 1,88$$



$$K_{d0} = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_c} (K_0 - 1)}$$

$$c = B = 1$$

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{J}{I_y} \left(\frac{l}{h}\right)^2} = \sqrt{1 + 0,156 \frac{21,3}{2243} \left(\frac{465}{22}\right)^2} = 1,73$$

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{b}\right)^4 (D-1) B \cdot c = 2296,86 \text{ daN/cm}^2$$

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{Bc} \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_c}\right)} = 14,79 \Rightarrow K_0 = 1,0078$$

$$\Rightarrow K_{d0} = 1,00$$

$$K_d = 0,708 \quad \text{seit} \quad K_d = 1$$

Verification:

$$K_{iy} \sigma + K_f K_d \sigma_f \leq \sigma_c$$

$$1,004 \times 77,39 + 1 \times 1,18 \times 1648,07 = 2022,42 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

2/

$$M = 7,98 \text{ t.m}$$

$$N = 9,67 \text{ t}$$

$$T = 12,6 \text{ t}$$

$$\Rightarrow N' = N + G = 9670 + 332,5 = 10002,5 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{N'}{A} = 109,91 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M}{W_x} = 1084,24 \text{ daN/cm}^2$$

$$l_{fx} = 325,5 \text{ cm}$$

$$l_{fy} = 325,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = 35,51 \Rightarrow \sigma_{kx} = 18447,76 \text{ daN/cm}^2$$

$$\Rightarrow \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = 58,23 \Rightarrow \sigma_{ky} = 8113,4 \text{ daN/cm}^2$$

$$\mu_f = \frac{\sigma_{kx}}{\sigma_{fx}} = 15,89$$

$$K_f = \frac{\mu_f + 0,25}{\mu_f - 1,3} = 1,107$$

$$\mu = \frac{\sigma_{ky}}{\sigma} = 55,62 \Rightarrow K_{iy} = 1,005$$

$$K_d = \frac{K_{d0}}{c} + \frac{c-1}{5K_{d0}}$$

$$c = 1,82 \Rightarrow K_d = 0,708 \quad \text{seit} \quad K_d = 1$$

Verification:

$$K_{iy} \sigma + K_f K_d \sigma_f \leq \sigma_c$$

$$1,005 \times 109,91 + 1 \times 1,107 \times 1084,24 = 1310,71 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

Calcul de la base du poteau.

- Plaque d'assise. Les dimensions en plan de la plaque d'assise doivent permettre au matériau sous-jacent d'équilibrer la charge et éventuellement le moment agissant sur la section de base du poteau sans que la fissure en aucun point ne dépasse la contrainte admissible.

A_p : surface de la plaque d'assise.

$$A_p \geq \frac{N}{\sigma'_m}$$

$$\sigma'_m = \alpha \sigma_m$$

α : Coefficient de fissure localisée = 1,2.

$$A_p \geq 121,33 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_m = 82,44 \text{ daN/cm}^2$$

σ_m : contrainte admissible du béton à la compression
 $\sigma_m = 68,7 \text{ daN/cm}^2$

N : effort normal maximum = 10002,5 daN.

100 mm $\leq c \leq$ 150 mm soit

$c = 100 \text{ mm}$

10 $\leq e_t \leq$ 14 soit

$e_t = 10 \text{ mm}$

$a_1 = b_s = 220 \text{ mm}$

$$a = \frac{b_s}{2} - \frac{e_a}{2} = \frac{220}{2} - \frac{9,5}{2} = 105,25 \text{ mm}$$

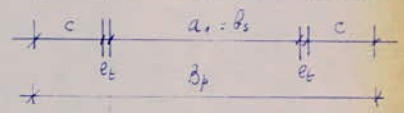
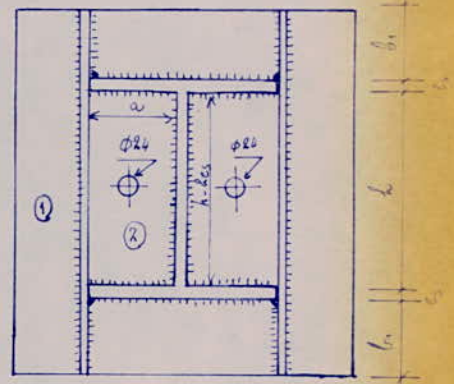
$$B_p = a_1 + 2e_t + 2c = 220 + 2 \times 10 + 2 \times 100 = 440 \text{ mm}$$

$$l_p \geq \frac{N}{B_p \sigma'_m} = 27,57 \text{ cm}$$

Soit $l_p = 30 \text{ cm}$.

$$e_s + b_1 = \frac{1}{2} (l_p \cdot h) = \frac{1}{2} (30 \cdot 22) = 4 \text{ cm}$$

$$b_1 = 2,4 \text{ cm}$$



Plaque ①.

Cette plaque sera calculée comme console en prenant une bande de 1 cm de large suivant c.



$$\text{charge/cm} = q_{lm} = \frac{N}{l_p B_p} \times 1 = \frac{10002,5}{30 \times 44} = 7,57 \text{ daN/cm}$$

$$M_1 = q_{lm} \frac{c^2}{2} = 7,57 \times \frac{10^2}{2} = 378,5 \text{ daN.cm}$$

Plaque appuyée sur 4 côtés ②

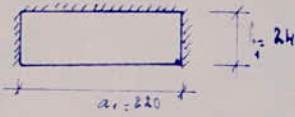


$$b/a = \frac{105,25}{105,25} = 1,78 \neq 1,8 \Rightarrow \alpha = 0,091$$

$$M_2 = 0,091 \times 7,57 \times (10,525)^2 = 76,3 \text{ daN/cm}$$

plaque 3

Il s'agit d'une plaque appuyée sur 3 côtés.



$$\frac{b_1}{a_1} = \frac{24}{220} = 0,11 < 0,5 \Rightarrow \text{on peut assimiler la plaque à une console.}$$

$$M_0 = q_m \frac{b_1^2}{2} = 7,97 \times \frac{2,4^2}{2} = 23,80 \text{ daN}\cdot\text{cm}$$

$\Rightarrow M_{\max} = M_t = 378,5 \text{ daN}\cdot\text{cm}$

$W_p = \frac{1 \times e_p^3}{6}$ e_p : épaisseur de la plaque d'assise.

$\sigma = \frac{M}{W_p} \leq \sigma_e \Rightarrow e_p \geq \sqrt{\frac{6 M_{\max}}{\sigma_e}} = 0,946 \text{ cm}$

Soit $e_p = 10 \text{ mm}$.

• Gousset

Le gousset est destiné à assurer la répartition des charges transmises par le fût sur la plaque d'assise.

- épaisseur : établie par des raisons constructives soit $e_t = 10 \text{ mm}$.

- longueur : $l_t = l_p = 300 \text{ mm}$.

- hauteur : déterminée par la condition de fixation contre le poteau.

$$h_t \geq \frac{N}{0,75 n a \sigma_e}$$

n = nbre de cordons = 4.

$a_{\min} = 5 \text{ mm}$

$a_{\max} = 0,84 e_{\min} = 8,4 \text{ mm}$

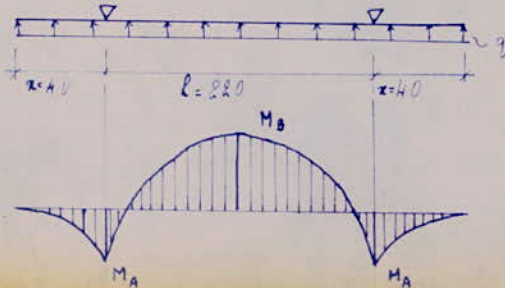
Soit $a = 5 \text{ mm}$.

$$h_t \geq \frac{10002,5}{0,75 \times 4 \times 0,48 \times 2400} = 2,89 \text{ cm}$$

par mesure constructive nous prendrons $h_t = 20 \text{ cm}$.

Vérification de la résistance du gousset

le schéma statique du gousset est le suivant :



$$q = \frac{N}{L_p} \cdot \frac{B_p}{2} = \frac{10002,5}{44 \times 30} \times \frac{44}{2} = 166,71 \text{ daN/cm}$$

$$M_t = q \frac{x^2}{2} = 166,71 \times \frac{4^2}{2} = 1333,68 \text{ daN}\cdot\text{cm}$$

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} - q \frac{x^2}{2} = 166,71 \times \frac{22^2}{8} - 1333,68 = 8752,3 \text{ daN}\cdot\text{cm}$$

$$M_{max} = M_B = 8752,3 \text{ daN}\cdot\text{cm}$$

$$W = \frac{b \cdot h_c^2}{6} = \frac{1 \times 20^2}{6} = 66,67 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} \leq \sigma_c \Rightarrow \sigma = \frac{8752,3}{66,67} = 131,3 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2.$$

• Calcul des boulons de fixation du poteau.

- Pour le poteau centré, l'ancrage se fait par mesure constructive avec des boulons de diamètre 24 à 30 mm.

- en effet pour ce cas les efforts transversaux doivent être transmis au béton directement par la plaque d'assise en admettant la valeur du coefficient de frottement égal à 0,4 (BA.66).

- Pour que l'appui puisse être considéré comme effectivement articulé il faut que le pied du poteau reste déchargé. De plus les boulons d'ancrage doivent être disposés sur une seule file. (CM.66)

les efforts étant par là même importants nous prendrons des boulons de 24 mm

CALCUL DU PLANCHER

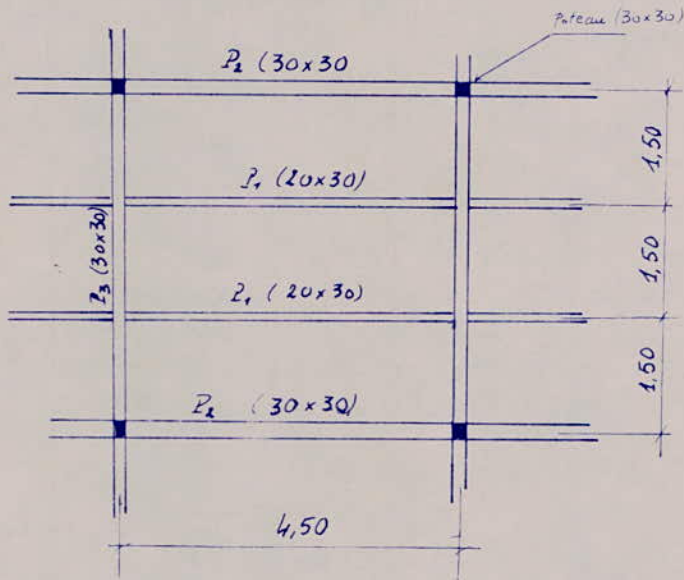
CALCUL DU PLANCHER

ZONE - A -

Constitution.

Le plancher utilisé se compose :

- d'un hourdi d'épaisseur $h_t = 8 \text{ cm}$.
- de poutelle P_1 de $20 \times 30 \text{ cm}^2$ et de portée entre mur d'appuis $4,20 \text{ m}$, espacés de $1,50 \text{ m}$.
- de poutres P_2 de $30 \times 30 \text{ cm}^2$ et de portée entre mur d'appuis $4,20 \text{ m}$, disposées dans le sens longitudinal et espacées de $4,50 \text{ m}$.
- de poutres P_3 de $30 \times 40 \text{ cm}^2$ et de portée entre mur d'appuis $4,20 \text{ m}$, disposées dans le sens transversal et espacées de $4,50 \text{ m}$.



Evaluation des charges.

Poids propre de la dalle en B.A.	$0,08 \times 2500 = 200 \text{ kg/m}^2$
Carrelage	$0,02 \times 2200 = 44$
Châssis de ciment	$0,02 \times 2000 = 40$
Sable	$0,015 \times 1600 = 24$
Styrofoam	12
	$G = \Sigma = 320 \text{ kg/m}^2$

Surcharges d'exploitation non majorées $P = 500 \text{ kg/m}^2$

nous avons $P < 2G \Rightarrow$ plancher à surcharge modérée.

la dalle et les poutres seront calculées sous : $G + 1,2 P$

$$q_{\text{lm}^2} = 320 + 1,2 \cdot 500 = 920 \text{ kg/m}^2.$$

Caracteristiques des materiaux.

- beton peu contrôlé à 350 kg/m^3

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 68,7 \text{ dan/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ dan/cm}^2$$

- Acier : pour le hourdis on utilisera du $F_e E 24 \rightarrow \sigma_{en} = 2400 \text{ dan/cm}^2$
 pour les poutres et poutrelles on utilisera du HA 40. $\rightarrow \sigma_{en} = 4200 \text{ dan/cm}^2$.

(I) Calcul du hourdis.

$$M_0 = \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,30}{4,20} = 0,309 < 0,4 \Rightarrow \text{le hourdis sera calculé comme dalle portant dans une seule direction.}$$

nous prenons une bande de 1 m de large suivant l_x .

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = 920 \times \frac{1,3^2}{8} = 194,35 \text{ dan.m}$$

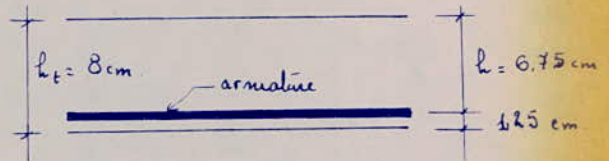
nous faisons une repartition des moments arbitraire.

$$M_t = 0,8 M_0 = 155,50 \text{ dan.m} : \text{moment en travée}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 97,50 \text{ dan.m} : \text{moment à l'appui.}$$

le diamètre maximum des aciers sera $\phi_{max} = \frac{h_t}{10} = 0,8 \text{ cm}$.

le ferraillage n'étant pas exposé aux intempéries, les armatures seront placées à 1 cm de la face.



• Section d'acier en travée

$$\mu = \frac{\alpha M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 155,50 \cdot 10^2}{1600 \cdot 100 \cdot 6,75^2} = 0,0319$$

$$\beta = 0,9231$$

$$k = 50$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \beta h} = \frac{155,50 \cdot 10^2}{1600 \cdot 0,9231 \cdot 6,75} = 1,56 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6 \phi 6 \quad A = 1,70 \text{ cm}^2$$

- vérification du pourcentage minimum d'acier.

$$\bar{\omega} = \frac{A}{b h} = \frac{1,70}{100 \cdot 6,75} = 0,0025 > 0,0012$$

- vérification du béton comprimé :

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{1600}{50} = 32 \text{ dan/cm}^2 < 137 \text{ dan/cm}^2$$

- Armatures de répartition : elles seront constituées par 5 $\phi 5$ par mètre.

Dans ce cas nous vérifions les écartements maximums des armatures :

- armatures principales : $20 \text{ cm} < 3 h_t = 24 \text{ cm}$.
- armatures de répartition : $25 \text{ cm} < 4 h_t = 32 \text{ cm}$.

- Vérification de l'effort tranchant :

les moments sur appuis étant égaux $\Rightarrow T = q \frac{l}{2} = 320 \times \frac{1,3}{2} = 598 \text{ dan}$

$z = \frac{7}{8} h = 5,90 \text{ cm}$ $\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{598}{100 \cdot 5,9} = 1,01 \text{ dan/cm}^2$

vérification

$\tau_b < 1,15 \bar{\sigma}_b$

donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures transversales pour le hourdis.

• Section d'acier à l'appui

$\mu = \frac{\mu M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 97,50 \cdot 10^2}{1600 \cdot 100 \cdot 6,75^2} = 0,020$

$\epsilon = 0,9379$

$k = 65,5$

$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 0,96 \text{ cm}^2$ soit $\phi 6$ $A =$

.. vérification du % mini. d'acier

$\omega = \frac{A}{b h} = > 0,0012$

- vérification du béton comprimé

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 24,43 \text{ dan/cm}^2 < 137 \text{ dan/cm}^2$

- vérification de l'effort tranchant sur appui

$T + \frac{M}{z} = 598 - \frac{97,5 \cdot 10^2}{5,9} = -1054,54 \text{ dan} < 0$

\Rightarrow aucune vérification des la section des armatures inférieures et de leur ancrage n'est nécessaire

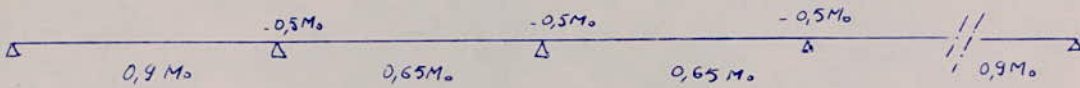
II Poutrelles P₁ 20 x 30

- Evaluation des charges.

Reaction du lourd is	-----	$2 \times 598 = 1196 \text{ dan/m}$
Poids propre de la poutrelle	-----	$0,2 \times 0,3 \times 2500 = 150 \text{ dan/m}$
Surcharge majorée sur la poutrelle	-----	$1,2 \times 0,2 \times 500 = 120 \text{ dan/m}$
		<u>$q = 1466 \text{ dan/m}$</u>

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 1466 \times \frac{4,20^2}{8} = 3233 \text{ dan.m}$$

Nous déterminons pour les moments en travée et aux appuis les valeurs suivantes :



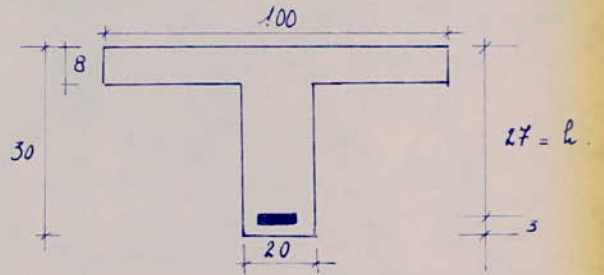
- $M_a = 0,5 M_0 = 1617 \text{ dan.m} \rightarrow$ moment d'appui
- $M_{tr} = 0,9 M_0 = 2910 \text{ dan.m} \rightarrow$ moment en travée pour travée de rive.
- $M_{ti} = 0,65 M_0 = 2102 \text{ dan.m} \rightarrow$ moment en travée pour travée intermédiaire.

• Section d'acier en travée pour travée extrême

La largeur du lourd is à faire intervenir pour la table de compression sera le minimum de

$$\frac{l}{2} = \frac{130}{2} = 65 \text{ cm} ; \quad \frac{L}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} ; \quad 7 h_f = 7 \times 8 = 56 \text{ cm}$$

Soit $\frac{l}{2} = 40 \text{ cm}$.



$$\mu = \frac{n M_{tr}}{\sigma_a b h^2} = 0,0213$$

$$\alpha = 0,1919$$

$$\epsilon = 0,9360$$

$$k = 63,2$$

$y_1 = \alpha h = 5,18 < h_b = 8 \text{ cm} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$A = \frac{M_{tr}}{\sigma_a \epsilon h} = 4,11 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4 \bar{\Phi} 12 \quad A = 4,52 \text{ cm}^2$$

- vérification du béton comprimé

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{63,2} = 44,30 \text{ dan/cm}^2 < 137 \text{ dan/cm}^2$$

• Section en travée pour travée intermédiaire

$$\mu = \frac{\mu M E_i}{\bar{\sigma}_a b l^2} = 0,0154$$

$$d = 0,1648$$

$$\varepsilon = 0,9451$$

$$k = 76$$

$$y_1 = \alpha l = 4,44 \text{ cm} < h_t = 8 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M E_i}{\bar{\sigma}_a \varepsilon l b} = 2,94 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \bar{\Phi} 12 \quad A = 3,39 \text{ cm}^2$$

- vérification du béton comprimé: $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 36,84 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$

• Section sur appui

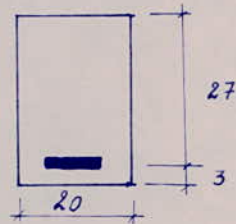
dans ce cas la table de compression se trouvant dans la zone tendue, au point de vue calcul nous aurons une section rectangulaire (voir fig).

$$\mu = \frac{\mu M_a}{\bar{\sigma}_a b l^2} = 0,0594$$

$$\varepsilon = 0,8987$$

$$k = 34,40$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \varepsilon l b} = 2,38 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \bar{\Phi} 12 \quad A = 3,39 \text{ cm}^2$$



À l'appui externe les 3 $\bar{\Phi} 12$ seront remplacés par les 4 $\bar{\Phi} 12$ provenant des barres relevées de la travée

- vérification du béton comprimé: $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 31,40 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$

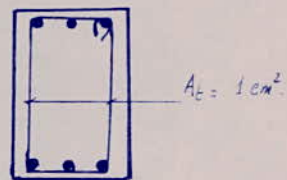
• Vérification de l'effort tranchant

Les armatures transversales seront constituées par un cadre $\Phi 8$, FeE22.

en tenant compte d'une majoration forfaitaire pour l'effort tranchant:

$$T = 1,1 T_{iso} = 1,1 \times 3078,6 = 3386,5 \text{ daN}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{3386,5}{20 \times 23,65} = 7,16 \text{ daN/cm}^2$$



$$\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\tau_b < \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}'_{b0} = \left(4,5 - \frac{7,16}{68,5}\right) 5,9 = 19,53 \text{ daN/cm}^2$$

donc on pourra utiliser des cadres perpendiculaires à la ligne moyenne.

$$\rho_{at} = 1 \cdot \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}'_{b0}} = 0,865$$

$$\rho_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}'_{b0} = 0,865 \times 2200 = 1903 \text{ daN/cm}^2$$

$$t = \frac{A_s \sigma_{at}}{T} = \frac{1,00 \times 23,63 \times 1903}{3386,5} = 13,27 \text{ cm} \quad \text{soit } t = 10 \text{ cm.}$$

le premier lit d'armatures transversales sera placé à 5 cm de l'appui ; pour les autres lits d'armatures voir plan de ferrailage de la poutrelle P1.

③ Poutres P2 30 x 30

- Evaluation des charges.

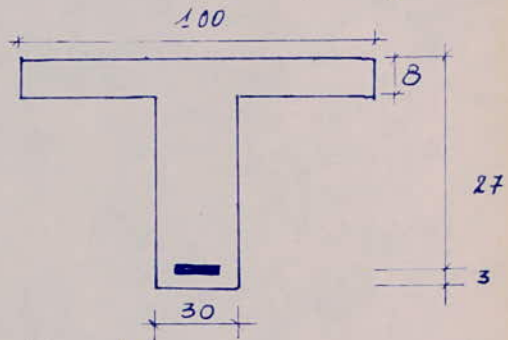
Poids propre de la poutre $0,30 \times 0,30 \times 2500 = 225 \text{ daN/m}$
 Reaction du hourdis $2 \times 598 = 1196 \text{ ''}$
 Surcharge majorée sur la poutre $1,2 \times 0,30 \times 500 = 180 \text{ ''}$
 $q = \Sigma = 1601 \text{ daN/m}$

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 3530,2 \text{ daN.m.}$$

$$M_{t,r} = 0,9 M_0 = 3177 \text{ daN.m.}$$

$$M_{t,i} = 0,65 M_0 = 2294,5 \text{ daN.m}$$

$$M_a = 0,50 M_0 = 1765 \text{ daN.m.}$$



Nous donnerons le résultat sous forme de tableaux uniquement.

	Section d'acier		Verification du beton.
-travée de rive	4 Φ 12	A = 4,52 cm ²	$\sigma_b = 46,67 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$
travée intermédiaire	3 Φ 12	A = 3,39 cm ²	$\sigma_b = 38,75 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$
Appui	3 Φ 12	A = 3,39 cm ²	$\sigma_b = 67 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$

• Verification de l'effort tranchant.

les armatures transversales seront constituées par un cadre $\phi 8$ FeE22 en tenant compte d'une majoration forfaitaire pour l'effort tranchant.

$$T = T_{iso} \times 1,1 = 1,1 \times q \frac{l}{2} = 1,1 \times 1601 \times 4,20 = 3698,31 \text{ daN.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{3698,31}{30 \times 23,63} = 5,22 \text{ daN/cm}^2.$$

$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow$ on doit vérifier que $\bar{\sigma}_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b$.

$5,22 \leq 3,5 \times 1,9 = 20,65 \text{ dan/cm}^2$.

\Rightarrow la armature transversale seront donc des cadres perpendiculaires à la ligne moyenne.

$\sigma_{at} = \rho_a \sigma_{en} = \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) \sigma_{en} = 0,902 \times 2200 = 1984,4 \text{ dan/cm}^2$.

$t = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1 \times 23,63 \times 1984,4}{3698,31} = 12,7 \text{ cm.}$ Soit $t = 10 \text{ cm.}$

\Rightarrow même série de caquot que les poutrelles P1.

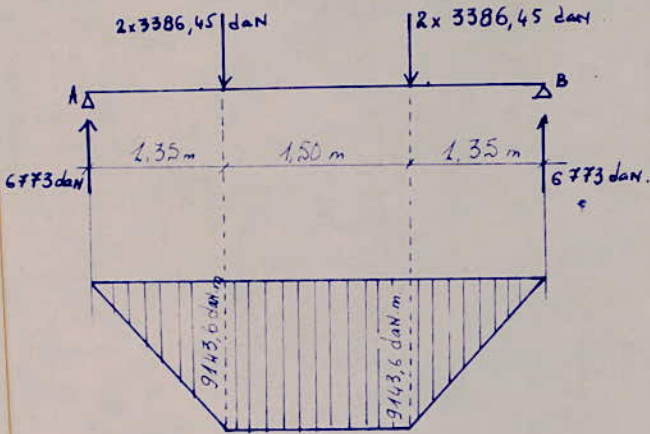
(IV) Poutres P3 (30x40)

la poutre P3 est soumise à deux types de charges :

- 1/- une charge concentrée due à la réaction des poutrelles P1
- 2/- une charge uniformément répartie.

Nous réaliserons le calcul sous les deux types de charges, ensuite nous utiliserons le principe de superposition.

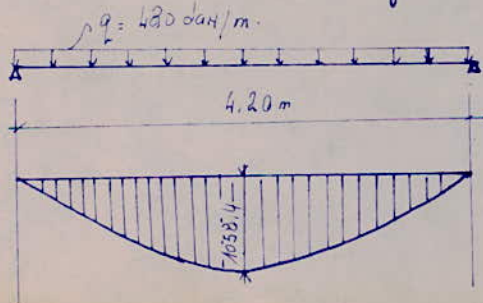
1/ charges concentrées.



$M_{02} = R_A \cdot 1,35 = 6773 \cdot 1,35 = 9143,6 \text{ dan.m.}$

2/ charges uniformément réparties

- Poids propre de la poutre ----- $0,30 \times 0,40 \times 2500 = 300 \text{ kg/m}$
- Surcharge sur la poutre ----- $1,2 \times 0,30 \times 500 = 180$



$q = \Sigma = 480 \text{ kg/m}$

$M_{02} = q \frac{l^2}{8} = \frac{480 \times 4,20^2}{8} = 1058,4 \text{ dan.m.}$

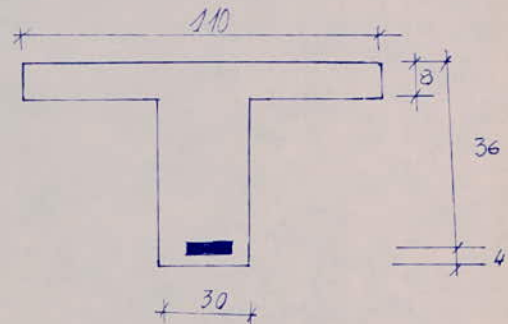
Le moment résultant M_0 sera:

$$M_0 = M_{01} + M_{02} = 9143,6 + 1058,4 = 10202 \text{ daN.m.}$$

$$M_{tr} = 0,9 M_0 = 9181,8 \text{ daN.m.}$$

$$M_{ti} = 0,65 M_0 = 6631,3 \text{ daN.m.}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 5101 \text{ daN.m.}$$



• Section entravée pour travée de rive.

$$\mu = \frac{\mu M_{tr}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 9181,8 \cdot 10^2}{2800 \cdot 110 \cdot 36^2} = 0,0345$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,2388$$

$$\Rightarrow y_1 = \alpha h = 0,2388 \cdot 36 = 8,59 \text{ cm} > h_t$$

$$\varepsilon = 0,9204$$

\Rightarrow l'axe neutre tombe dans la nervure.

$$\beta = \frac{b}{h} = \frac{30}{110} = 0,273$$

$$\theta = \frac{h_t}{h} = \frac{8}{36} = 0,222$$

$$\Rightarrow m = 0,3353$$

$$\frac{\alpha}{\theta} = \frac{0,2388}{0,222} = 1,076$$

$$z = h - m h_t = 36 - 0,3353 \cdot 8 = 33,32 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_{tr}}{\bar{\sigma}_a z} = \frac{9181,8 \cdot 10^2}{2800 \cdot 33,32} = 9,84 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5 \bar{\Phi} 16 \quad A = 10,05 \text{ cm}^2$$

- verification du béton comprimé.

$$k = \frac{15(1-\alpha)}{\alpha} = 47,81$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 58,56 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$$

• Section entravée pour travée intermédiaire.

$$\mu = \frac{\mu M_{ti}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 6631,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 36^2 \cdot 110} = 0,0249$$

$$\alpha = 0,2044$$

$$y_i = \alpha h = 0,2044 \cdot 36 = 7,36 \text{ cm} < h_t = 8 \text{ cm}$$

$$\varepsilon = 0,914$$

\Rightarrow l'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$k = 57,9$$

$$A = \frac{M_{ti}}{\bar{\sigma}_a z} = \frac{6631,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,914 \cdot 36} = 7,2 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4 \bar{\Phi} 16 \quad A = 8,04 \text{ cm}^2$$

- verification du béton comprimé.

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{57,9} = 48,36 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$$

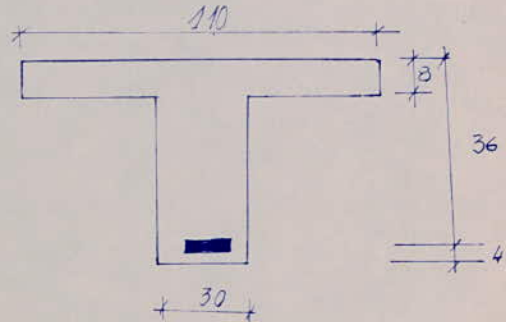
le moment résultant M_0 sera:

$$M_0 = M_{01} + M_{02} = 9143,6 + 1058,4 = 10202 \text{ dan.m.}$$

$$M_{tr} = 0,9 M_0 = 9181,8 \text{ dan.m.}$$

$$M_{ti} = 0,65 M_0 = 6631,3 \text{ dan.m.}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 5101 \text{ dan.m.}$$



• Section en travée pour travée de rive.

$$\mu = \frac{\eta M_{tr}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 9181,8 \cdot 10^2}{2800 \cdot 110 \cdot 36^2} = 0,0345$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,2388$$

$$\varepsilon = 0,9204$$

$$\Rightarrow y_1 = \alpha h = 0,2388 \cdot 36 = 8,59 \text{ cm} > h_t$$

\Rightarrow l'axe neutre tombe dans la nervure.

$$\beta = \frac{b}{h} = \frac{30}{110} = 0,273$$

$$\theta = \frac{h_t}{h} = \frac{8}{36} = 0,222$$

$$\frac{\alpha}{\theta} = \frac{0,2388}{0,222} = 1,076$$

$$\Rightarrow m = 0,3353$$

$$z = h - m h_t = 36 - 0,3353 \cdot 8 = 33,32 \text{ cm.}$$

$$A = \frac{M_{tr}}{\bar{\sigma}_a z} = \frac{9181,8 \cdot 10^2}{2800 \cdot 33,32} = 9,84 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5 \bar{\Phi} 16 \quad A = 10,05 \text{ cm}^2$$

- verification du béton comprimé.

$$k = \frac{15(1-\alpha)}{\alpha} = 47,81$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 58,56 \text{ dan/cm}^2 < 137 \text{ dan/cm}^2$$

• Section en travée pour travée intermédiaire.

$$\mu = \frac{\eta M_{ti}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 6631,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 36^2 \cdot 110} = 0,0249$$

$$\alpha = 0,2044$$

$$\varepsilon = 0,914$$

$$k = 57,9$$

$$y_1 = \alpha h = 0,2044 \cdot 36 = 7,36 \text{ cm} < h_t = 8 \text{ cm.}$$

\Rightarrow l'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$A = \frac{M_{ti}}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{6631,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,914 \cdot 36} = 7,2 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4 \bar{\Phi} 16 \quad A = 8,04 \text{ cm}^2$$

- verification du béton comprimé.

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{57,9} = 48,36 \text{ dan/cm}^2 < 137 \text{ dan/cm}^2$$

• Section Sur appui.

$$\mu = \frac{m M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 5101 \cdot 10^2}{2800 \cdot 110 \cdot 36^2} = 0,0192$$

$$E = 0,939$$

$$k = 67,33$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{5101 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,939 \cdot 36} = 5,39 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \Phi 16 \quad A = 6,03 \text{ cm}^2$$

- verification du béton Comprimé.

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{67,33} = 41,53 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$$

• Verification de l'effort tranchant.

les armatures transversales seront constituées par un cadre $\Phi 10$ FeE22.

En tenant compte d'une majoration forfaitaire pour l'effort tranchant.

$$T = 1,1 T_{iso} = 1,1 \times 7781 = 8559,1 \text{ daN}$$

$$z = \frac{7}{8} l = 31,5 \text{ cm} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{T}{b z} = \frac{8559,1}{30 \times 31,5} = 9,05 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0}$$

on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}'_b \leq 3,5 \bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow 9,05 < 3,5 \times 5,9 = 20,65 \text{ daN/cm}^2$$

dans ce cas on pourra utiliser des cadres perpendiculaires à la ligne moyenne.

$$\rho_{at} = 1 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{9 \bar{\sigma}'_{b0}} = 1 - \frac{9,05}{9 \times 5,9} = 0,829$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \times \bar{\sigma}_{em} = 0,829 \times 2200 = 1810,6 \text{ daN/cm}^2$$

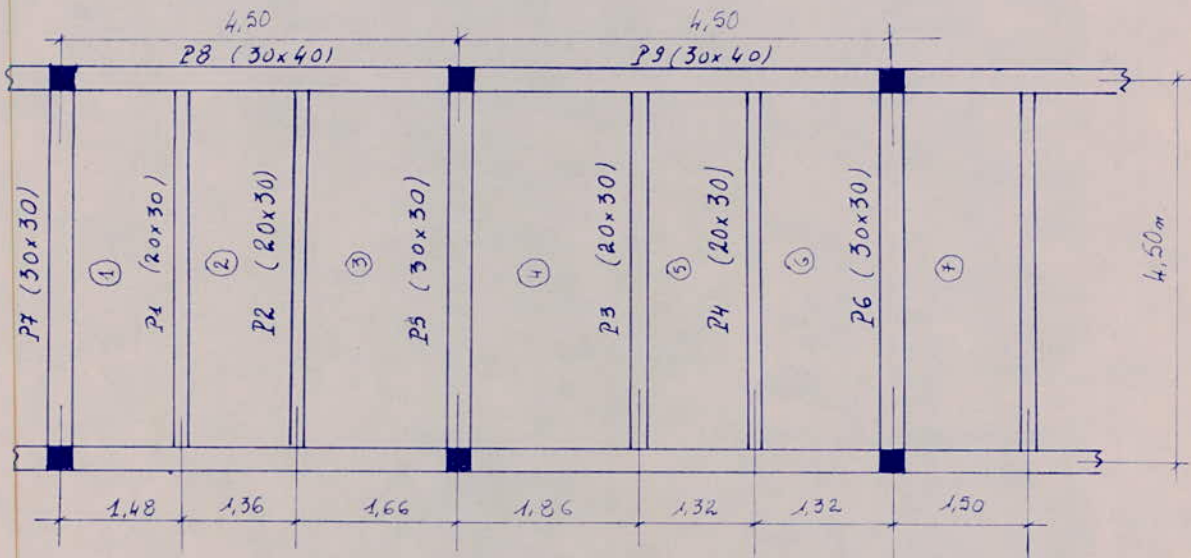
$$t = \frac{A_t z \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,57 \times 31,5 \times 1810,6}{8559,1} = 10,9 \text{ cm} \quad \text{soit } t = 10 \text{ cm}$$

⇒ Nous aurons la même série de caquot que pour les autres poutres.

CALCUL DU PLANCHER

ZONE - B -

la zone B diffère de la zone A uniquement par la disposition des poutrelles P_1 et poutres P_2 à cause de la présence de cloisons et gaines.



Evaluation des charges.

Poids propre de la dalle	-----	$0,08 \times 2500 = 200 \text{ kg/m}^2$
carrelage	-----	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ --}$
chappe de ciment	-----	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ --}$
Sable	-----	$0,015 \times 1600 = 24 \text{ --}$
Styropore	-----	12 --
pooids propre des cloisons uniformément réparties	-----	123,5 kg/m^2

$$G = \Sigma = 448,5 \text{ kg/m}^2$$

Surcharges d'exploitation non majorées ----- $P = 500 \text{ kg/m}^2$

$P < 2G \Rightarrow$ plancher à surcharges modérées.

les poutres et la dalle seront calculés sous $q = G + 1,2P = 448,5 + 1,2 \times 500 = 1048,5 \text{ kg/m}^2$.

I) Calcul du hourdis.

on calculera uniquement le panneau (4) qui a la plus grande portée suivant lx , donc présentera un moment plus important. Tous les autres panneaux seront ferrailés de la même façon.

$$p = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,61}{4,20} = 0,383 < 0,4$$

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 1048,5 \times \frac{1,61^2}{8} = 333,7 \text{ dan.m.}$$

$$M_t = 0,8 M_0 = 271,76 \text{ dan.m.}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 163,85 \text{ dan.m.}$$

• Section en travée.

$$\mu = 0,0559 \quad \Rightarrow \quad \varepsilon = 0,9015$$

$$k = 35,76$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a s b} = \frac{271,76 \cdot 10^2}{1600 \times 0,9015 \times 6,75} = 2,79 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6 \phi 8 \quad A = 3,01 \text{ cm}^2$$

- verification du % minimum d'acier.

$$\omega = \frac{A}{bh} = \frac{3,01}{100 \times 6,75} = 0,0045 > 0,0012$$

- verification du beton comprimé

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{1600}{35,76} = 44,74 \text{ dan/cm}^2 < 137 \text{ dan/cm}^2$$

les armatures de repartition seront constituées par 5 $\phi 5$ par mètre

Ecartement de armatures :
armatures principales : $20 \text{ cm} < 3 h_t = 24 \text{ cm}$.
armatures de repartition : $25 \text{ cm} < 4 h_t = 32 \text{ cm}$.

- verification de l'effort tranchant.

$$T = 1,1 T_{iso} = 1,1 \times q \frac{l}{2} = 1,1 \times 1048,5 \times \frac{1,61}{2} = 928,44 \text{ dan}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{928,44}{100 \times 5,9} = 1,57 \text{ dan/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$$

• Section sur appui.

$$\mu = 0,0349 \quad \Rightarrow \quad \varepsilon = 0,9199$$

$$k = 47,66$$

$$A = \frac{163,85 \cdot 10^2}{1600 \times 0,9199 \times 6,75} = 1,71 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 7 \phi 6 \quad A = 1,37 \text{ cm}^2$$

- verification du % minimum d'acier.

$$\omega = \frac{A}{bh} = \frac{1,37}{100 \times 6,75} = 0,00202 > 0,0012$$

- Verification du béton Comprimé.

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{1600}{47,46} = 33,7 \text{ daN/cm}^2 < 43,7 \text{ daN/cm}^2.$$

II Poutrelles 20x30.

nous calculerons la poutrelle la plus chargée, les autres seront ferrailées de la même façon

1. Poutrelle P₁

Reaction du hourdis	608,13 + 644,83 =	1253 kg/m
Poids propre de la poutrelle	0,20 x 0,30 x 2500 =	150 " "
Poids propre des cloisons	0,2 x 128,5 =	25,7 " "
Surcharge sur poutrelle	1,2 x 0,20 x 500 =	120 " "

$$q = \Sigma = 1548,7 \text{ kg/m}$$

2. Poutrelle P₂

Reaction du hourdis	608,13 + 739,13 =	1347,3 kg/m
Poids propre de la poutrelle	0,20 x 0,30 x 2500 =	150 " "
Poids propre des cloisons	0,2 x 128,5 + 323,4 =	349 " "
Surcharge sur la poutrelle	1,2 x 0,2 x 500 =	120 " "

$$q = \Sigma = 1966,4 \text{ kg/m}$$

3. Poutrelle P₃

Reaction du hourdis	844 + 587,16 =	1431,16 kg/m
Poids propre des cloisons	0,2 x 128,5 =	25,7 " "
Poids propre de la poutrelle	0,20 x 0,30 x 2500 =	150 " "
Surcharge sur la poutrelle	1,2 x 0,2 x 500 =	120 " "

$$q = \Sigma = 1726,9 \text{ kg/m}$$

4. Poutrelle P₄

Reaction du hourdis	587,16 + 580,95 =	1168,11 kg/m
Poids propre de poutrelle	0,20 x 0,30 x 2500 =	150 " "
Poids propre des cloisons	0,2 x 128,5 =	25,7 " "
Surcharge sur la poutrelle	1,2 x 0,2 x 500 =	120 " "

$$q = \Sigma = 1463,81 \text{ kg/m}$$

d'après les résultats obtenus nous devons calculer la poutre P₂ sous la charge maximum $q = 1966,4 \text{ kg}$

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 1966,4 \frac{4,20^2}{8} = 4335,9 \text{ kg.m}$$

$$M_{t_i} = 0,65 M_0 = 2818,3 \text{ daN.m}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 2168 \text{ daN.m}$$

• Section artériée.

$$\eta = 0,0209$$

$$\Rightarrow \xi = 0,9369$$

$$\alpha = 0,1891$$

$$k = 64,33$$

$$y_i = \alpha h = 2,1 \text{ cm} < h_t = 8 \text{ cm}$$

$$A = \frac{2818,3 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9369 \times 27} = 398 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \Phi 12 \quad A = 4,52 \text{ cm}^2$$

- vérification du béton comprimé

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{64,33} = 43,5 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$$

• Section sur appui

$$\mu = 0,0159$$

$$\Rightarrow \xi = 0,9442$$

$$\alpha = 0,1675$$

$$k = 74,5$$

$$A = \frac{2168 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9442 \times 27} = 304 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \Phi 12 \quad A = 3,39 \text{ cm}^2$$

- vérification du béton comprimé

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{74,5} = 37,60 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$$

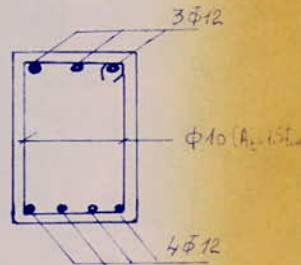
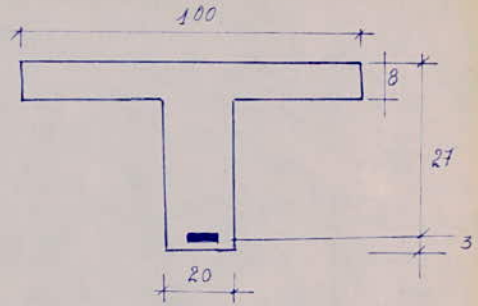
- vérification de l'effort tranchant.

les armatures transversales seront constituées par un cadre $\Phi 10$ FeE22.

$$T = 1,1 T_{iso} = 1,1 \times 1966,4 \frac{4,20}{2} = 4542,4 \text{ daN}$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b z} = \frac{4542,4}{20 \times 23,63} = 9,6 \text{ daN/cm}^2 \leq 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ daN/cm}^2$$

les lits d'armatures seront disposés perpendiculairement à la ligne moyenne.



$$I_{at} = 0,82 \Rightarrow Q_{at} = 0,82 \times 2200 = 1804 \text{ dan/cm}^2.$$

$$t = \frac{1,57 \times 23,63 \times 1804}{4542,4} = 14,72 \text{ cm} \quad \text{Soit } t = 10 \text{ cm.}$$

\Rightarrow même série de Caquot que les poutres P1 de la zone A.

III Poutres 30x30.

nous déterminerons les aciers pour la poutre la plus chargée.

	Poutre P5 (30x30)	Poutre P6 (30x30)	Poutre P7 (30x30)
Reaction du hourdis (dan/m)	$739,2 + 844 = 1583,2$	$629,1 + 560,95 = 1190$	$623,1 + 644,83 = 1273,93$
Poids propre de la poutre (")	$0,30 \times 0,30 \times 2500 = 225$	$0,3 \times 0,3 \times 2500 = 225$	$0,30 \times 0,30 \times 2500 = 225$
Poids propre des cloisons (")	$0,3 \times 122,5 = 38,55$	$0,3 \times 122,5 = 38,55$	$0,30 \times 122,5 = 38,5$
Surcharge (")	$1,2 \times 0,30 \times 500 = 180$	$1,2 \times 0,3 \times 500 = 180$	$1,2 \times 0,30 \times 500 = 180$
Total (")	$Q = 2026,75$	$Q = 1635,55$	$Q = 1717,5$

$$q_{\text{max}} = 2026,75 \text{ dan/m.}$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = 2026,75 \times \frac{4,2^2}{8} = 4469 \text{ dan.m.}$$

$$M_{tr} = 0,9 M_0 = 4156,2 \text{ dan.m.}$$

$$M_{ti} = 0,65 M_0 = 2904,85 \text{ dan.m.}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 2234,5 \text{ dan.m.}$$

• Section en travée de rive.

$$\mu = 0,0278$$

$$\Rightarrow \xi = 0,9277$$

$$\alpha = 0,2163$$

$$k = 54,2$$

$$\Rightarrow \eta_1 = \alpha h = 5,85 \text{ cm} < h_t = 8 \text{ cm.}$$

$$A = \frac{4156 \times 10^2}{2800 \times 0,9277 \times 27} = 5,33 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4 \Phi 14 \quad A = 6,15 \text{ cm}^2.$$

- vérification du béton comprimé

$$\sigma'_s = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 51,66 < 137 \text{ dan/cm}^2.$$

• Section entraxe intermédiaire.

$\mu = 0,0194$

$\Rightarrow \xi = 0,9388$

$\alpha = 0,1845$

$\Rightarrow \gamma_1 = \alpha h = 4,98 \text{ cm} < h_t = 8 \text{ cm}$

$k = 66,75$

$A = \frac{2904,85 \times 10^2}{2800 \times 0,9388 \cdot 27} = 4,1 \text{ cm}^2$ soit $3 \Phi 14$ $A = 4,61 \text{ cm}^2$.

- vérification du béton comprimé

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{66,75} \approx 42 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$

• Section sur appui

$\mu = 0,0149$

$\Rightarrow \xi = 0,9458$

$k = 77,25$

$A = \frac{2234,5 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9458 \times 27} = 3,12 \text{ cm}^2$ soit $3 \Phi 12$ $A = 3,39 \text{ cm}^2$

- vérification du béton comprimé.

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{77,25} = 36,24 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$

- vérification de l'effort tranchant.

les armatures transversales seront constituées par un cadre $\Phi 10$ Fe E22.

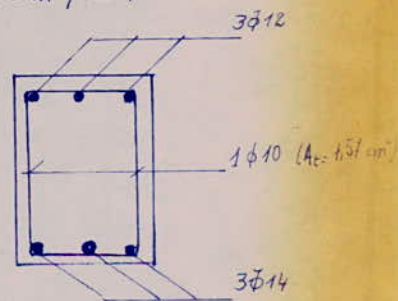
$T = 1,1 T_{iso} = 1,1 \times 2026,75 \times \frac{4,2}{2} = 4681,3 \text{ daN}$

$\tau_b = \frac{T}{b_3} = \frac{4681,3}{30 \times 23,63} = 6,6 \text{ daN/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ daN/cm}^2$

$\rho_{at} = 0,875 \Rightarrow \sigma_{at} = 0,875 \times 2200 = 1927 \text{ daN/cm}^2$

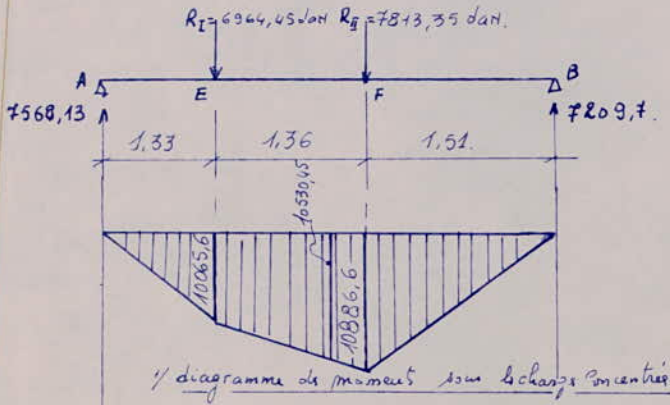
$t = \frac{1,57 \times 23,63 \times 1927}{4681,3} = 15,27 \text{ cm}$ soit $t = 10 \text{ cm}$.

\Rightarrow même série de Caquot que la poutre P2 de la zone A.



④ Poutres 30x40.

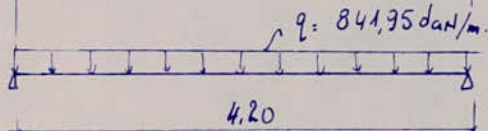
Nous calculerons uniquement la poutre PB qui est la plus chargée.



entre E et F:
 $M_x = R_A \cdot x - R_I (x - 1,33)$

entre F et B
 $M_x = R_A \cdot x - R_I (x - 1,33) - R_{II} (x - 2,69)$

$\Rightarrow M_{max} (x=2,69) = 10886,6 \text{ daN.m}$



Poids propre de la poutre $0,3 \times 0,4 \times 2500 = 300 \text{ kg/m}$
 Poids propre des cloisons $0,3 \times 120,5 + 323,4 = 361,95 \text{ "}$
 Surcharge sur la poutre $1,2 \times 0,3 \times 500 = 180 \text{ "}$
 $q = \Sigma = 841,95 \text{ kg/m}$

$M_{02} = q \frac{l^2}{8} = 841,95 \times \frac{4,2^2}{8} = 1856,5 \text{ daN.m}$

le moment résultant sera d'après les diagrammes:

$M_0 = 1709,96 + 10886,6 = 12596,6 \text{ daN.m}$

$M_{tr} = 0,9 M_0 = 11714,84 \text{ daN.m}$

$M_{ti} = 0,65 M_0 = 8187,8 \text{ daN.m}$

$M_a = 0,5 M_0 = 6298,3 \text{ daN.m}$

3/ diagramme du moment résultant

• Section en travée de rive.

$\mu = 0,044$

$\Rightarrow \alpha = 0,27 \Rightarrow y_1 = \alpha h = 9,58 \text{ cm} > h_t = 8 \text{ cm}$
 \Rightarrow l'axe neutre tombe sous la nervure.

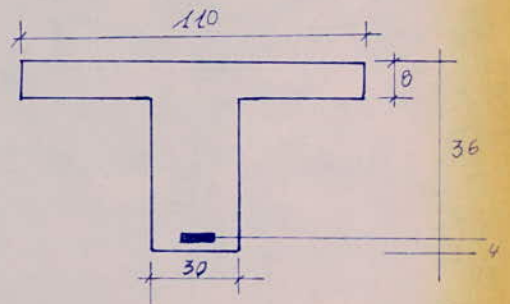
$\theta = 0,222 \Rightarrow \frac{\alpha}{\theta} = 1,216$

$\Rightarrow m = 0,389$

$\beta = 0,273$

$\Rightarrow z = h - m h_t = 36 - 0,389 \times 8 = 32,9 \text{ cm}$

$A = \frac{M_{tr}}{z \sigma_a} = \frac{11714,84 \times 10^2}{32,9 \times 2800} = 12,72 \text{ cm}^2$ soit $5 \Phi 20$ $A = 15,70 \text{ cm}^2$



- vérification du béton comprimé.

$$\alpha = 0,27 \Rightarrow k = 40,55$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{40,55} = 69,05 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$$

• Section en travée pour travée intermédiaire.

$$\mu = 0,0307$$

$$\Rightarrow \varepsilon = 0,9245$$

$$\alpha = 0,226$$

$$k = 51,2$$

$$y_1 = \alpha k = 8,136 \text{ cm} > h_t = 8 \text{ cm}.$$

\Rightarrow l'axe neutre tombe dans la nervure.

$$\theta = 0,222$$

$$\frac{\alpha}{\theta} = 1,018$$

$$\Rightarrow m = 0,339$$

$$\beta = 0,273$$

$$z = h - m h_t = 36 - 0,339 \times 8 = 33,28 \text{ cm}.$$

$$A = \frac{8187,8 \cdot 10^2}{2800 \times 33,28} = 8,78 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3\bar{\phi}20 \quad A = 9,42 \text{ cm}^2$$

- vérification du béton comprimé.

$$\alpha = 0,226 \Rightarrow k = 51,37$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 54,5 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$$

• Section sur appui.

$$\mu = 0,0237$$

$$\Rightarrow \varepsilon = 0,9329$$

$$k = 59,5$$

$$\Rightarrow A = \frac{6298,3 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9329 \times 36} = 6,70 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3\bar{\phi}20$$

- vérification du béton comprimé

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 47,1 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$$

- vérification de l'effort tranchant.

les armatures transversales seront constituées par un cercle $\phi 8$ + une épingle $\phi 8$ Fe E22.

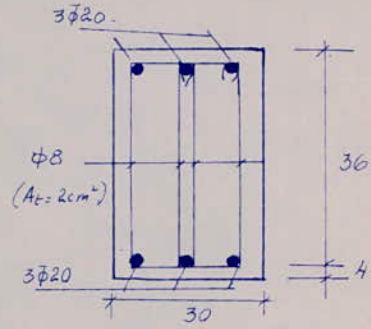
$$T = 1,1 T_{iso} = 1,1 \times 841,95 \times \frac{4,2}{2} + 7568,13 = 9513,03 \text{ daN}.$$

$$\sigma'_b = \frac{T}{b_z} = \frac{9513,03}{30 \times 31,5} = 10,06 \text{ daN/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b$$

$$f_{at} = 0,81 \Rightarrow \sigma_{at} = 0,81 \times 2200 = 1782 \text{ daN/cm}^2.$$

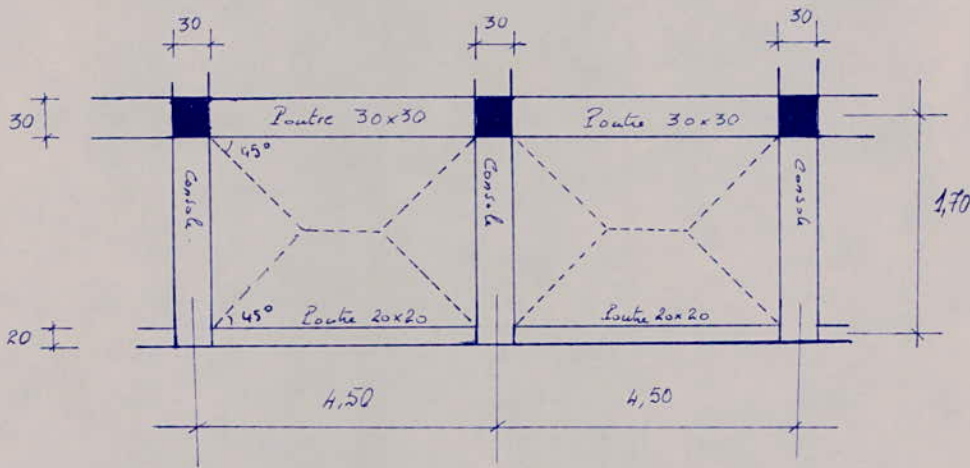
$$t = \frac{2 \times 31,5 \times 1782}{9513,03} = 11,76 \text{ cm soit } t = 10 \text{ cm.}$$

même série de caquet que les autres poutres.



Y Calcul de la poutre de rive 20x20.

Il s'agit de la poutre qui supporte la console.



En admettant une répartition à 45° de charge nous aurons :

1. Poutre de rive 20x20

Poids propre de la poutre	-----	$0,20 \times 0,20 \times 2500 =$	100 kg/m
Reaction du hourdis	-----	$920 \times \frac{2,52}{4,20} =$	552 --
Surcharge sur la poutre majorée	-----	$1,2 \times 0,20 \times 500 =$	120 --

$$q = \Sigma = 772 \text{ kg/m.}$$

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 772 \times \frac{4,20^2}{8} = 1702,26 \text{ daN.m.}$$

$$M_{tr} = 0,9 M_0 = 1532 \text{ daN.m}$$

$$M_{ti} = 0,65 M_0 = 1106,5 \text{ daN.m}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 851 \text{ daN.m.}$$

• Section d'acier pour travée de rive.

$\mu = 0,028$

$\Rightarrow \varepsilon = 0,9275$
 $k = 54$
 $A = \frac{1532 \times 10^2}{2800 \times 0,9275 \times 18} = 3,27 \text{ cm}^2$ soit $3 \Phi 12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

- vérification du béton comprimé.

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_e}{k} = 51,85 \text{ dan/cm}^2 < 137 \text{ dan/cm}^2$.

• Section d'acier pour travée intermédiaire.

$\mu = 0,0203$

$\Rightarrow \varepsilon = 0,9375$
 $k = 65$
 $A = \frac{1106,5 \cdot 10^2}{28 \cdot 0,9375 \cdot 18} = 2,34 \text{ cm}^2$ soit $3 \Phi 10$ $A = 2,35 \text{ cm}^2$.

- vérification du béton comprimé.

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 43 \text{ dan/cm}^2 < 137 \text{ dan/cm}^2$.

• Section d'acier à l'appui.

$\mu = 0,0156$

$\Rightarrow \varepsilon = 0,9448$
 $k = 75,5$
 $A = \frac{851 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9448 \times 18} = 1,79 \text{ cm}^2$ soit $2 \Phi 12$ $A = 2,26 \text{ cm}^2$

- vérification du béton comprimé.

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 37,1 \text{ dan/cm}^2 < 137 \text{ dan/cm}^2$.

- Vérification de l'effort tranchant.

$T = 1,1 T_{iso} = 1,1 \times 772 \times \frac{4,2}{2} = 1783,32 \text{ dan}$.

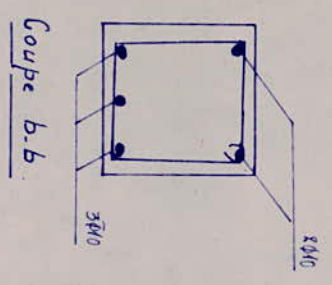
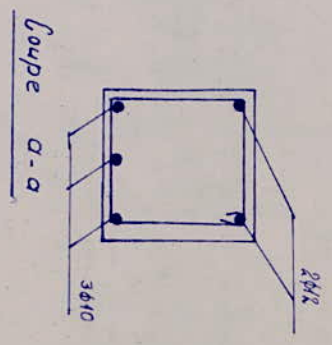
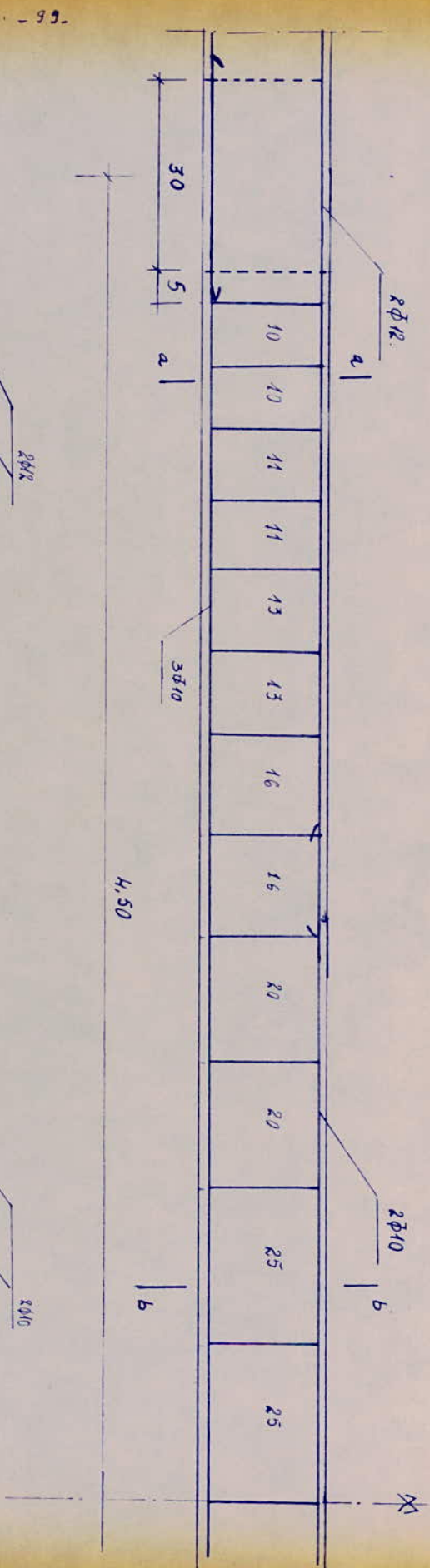
$\beta = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 18 = 15,75 \text{ cm} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \beta} = \frac{1783,32}{20 \times 15,75} = 5,66 \text{ dan/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b$.

$\rho_{at} = 0,893 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,893 \times 2200 = 1964,6 \text{ dan/cm}^2$.

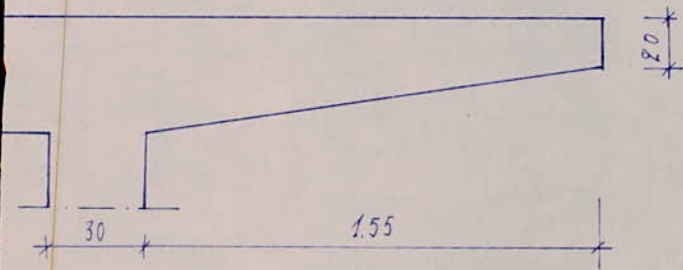
$t = \frac{1 \times 15,75 \times 1964,6}{1783,32} = 17,35 \text{ cm}$. Soit $t = 10 \text{ cm}$.

même sens de Caout que les autres foudris.

Poutre de rive 20x20 : Ferrailage.



⑦ Calcul de la console.



Poids propre de la console ----- $\frac{0,2+0,40}{2} \times 0,30 \times 2500 = 225 \text{ kg/m}$

Reaction du hourdis ----- = $667,48 \text{ kg/m}$

Surcharge sur la console ----- $0,3 \times 1,2 \times 500 = 180 \text{ kg/m}$

Reaction de la poutre (charge concentrée) ----- $2 \times 1783,32 = 3566,64 \text{ kgs}$

Moment due à la charge répartie : $M_{01} = q \frac{l^2}{8} = 1072,5 \times \frac{1,55^2}{8} = 1288,34 \text{ kg.m}$

Moment due à la charge concentrée : $M_{02} = p l = 3566,64 \times 1,55 = 5571,63 \text{ kg.m}$

Moment d'encastrement résultant : $M_0 = M_{01} + M_{02} = 6460 \text{ kg.m}$

$\mu = 0,0889$
 $\Rightarrow \epsilon = 0,8801$
 $k = 26,7$

$A = \frac{6460 \times 10^2}{2800 \times 0,8801 \times 36} = 7,28 \text{ cm}^2$ soit 4 $\Phi 16$ $A = 8,04 \text{ cm}^2$

- Verification du beton comprimé : $\sigma'_b = \frac{F_a}{k} = \frac{2800}{26,7} = 104,86 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$

- verification de l'effort tranchant :

$T = 1,1 \left(q \frac{l}{2} \right) + p = 1,1 \left(1072,5 \times \frac{1,55}{2} \right) + 3566,64 = 4481 \text{ kgs}$

$\zeta = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 36 = 31,5 \text{ cm} \Rightarrow \tau_b = \frac{T}{b \zeta} = 4,75 \text{ daN/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b$

$\tau_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_m = 0,91 \times 2200 = 2002 \text{ daN/cm}^2$

$A_t = 1 \text{ cm}^2$ (un cadre $\Phi 8$) $\Rightarrow t = \frac{1 \times 31,5 \times 2200}{4481} = 14 \text{ cm}$ soit $t = 10 \text{ cm}$

CALCUL DES POTEAUX

ET FONDATIONS

CALCUL DES POTEAUX INFERIEURS.

Données

Au sous sol le contreventement est assuré par des refends qui sont en béton, donc les poteaux ne supportent que les efforts verticaux.

Art. 32.1 page 57 du C.C.B.A 68:

" Les poteaux qui ne sont soumis à aucun effort horizontal, notable, et pour lesquels l'excentricité de la charge appliquée est certainement petite, bien qu'éventuellement l'évaluation incertaine, par exemple les poteaux des bâtiments qui n'assurent pas les contreventements de ces derniers et sont justiciables de l'article 53.1 peuvent selon les usages être considérés comme soumis à la compression simple "

d'après l'article 33.1 page 61:

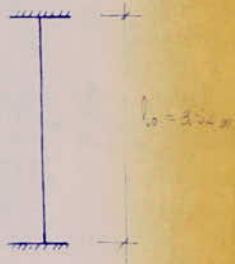
" Les poteaux et colonnes chargés axialement et dont l'éclatement est ≤ 50 sont justifiés en compression simple sans qu'il en soit tenu compte de l'effet de leur déformation transversale sur les contraintes agissant sur leur section droite "

Nos poteaux en B.A sont supposés encastés aux deux extrémités.

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{i}$$

$$i = \frac{I}{A} = \frac{67500}{900} = 8,66 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{0,7 \times 420}{8,66} = 33,94 < 50$$



I: Moment d'inertie du poteau: $I = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$

A: Section du poteau : $A = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$

Conclusion: Nos poteaux seront vérifiés uniquement à l'effet normal de compression.

I Poteau de rive,

. Efforts transmis au poteau inférieur.

Reaction de la console	-----	4493,42 kgs
Reaction de la poutre 30x40	-----	8559,10 kgs
Reaction de la poutre 30x30	-----	2x3698,31 kgs
Poids propre du poteau	-----	$0,30 \times 0,30 \times 4,20 \times 2500 = 945$ kgs

Reaction du poteau supérieur ----- 6480 kgs.

$$N = 27873,84 \text{ kgs.}$$

L'effort de compression sur le poteau est $N \approx 27874$ kgs.

$$l_e = 0,7 l_0 = 0,7 \times 4,20 = 2,94 \text{ m.}$$

$$\frac{l_e}{a} = \frac{294}{30} = 9,8 < 14,4 \Rightarrow \text{le flambement n'est pas à considérer.}$$

$$\bar{\sigma}_a' = \frac{2}{3} \times 2200 \times \frac{2160}{3340} = 950 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_b = 68,5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_b \leq \frac{\bar{\sigma}_a'}{15} = \frac{950}{15} = 63 \text{ daN/cm}^2 < 68,5 \text{ daN/cm}^2.$$

en considérant l'enrobage des armatures $c = 3 \text{ cm}$. nous aurons pour A'_m , qui est la section minimale

$$\theta_1 = 1,4 \quad (\text{pilier de rive}).$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_e}{h a - 2c} = 1 + \frac{2,94}{h \times 0,3 - 2 \times 0,03} = 3,58.$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1 + \frac{2160}{2160} = 2.$$

$$A'_m = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \times \frac{N}{\bar{\sigma}_b} = \frac{1,25}{1000} \times 1,4 \times 3,58 \times 2 \times \frac{27874}{68,5} = 5,09 \text{ cm}^2.$$

A' : section totale de armatures comprimées:

$$A' = \frac{N - B \sigma_b'}{15 \sigma_b'} = \frac{27874 - 900 \times 63}{15 \times 63} < 0$$

donc la section d'acier sera égale à A'_m .

$$A'_m = 5,09 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4 \phi 14 \quad A = 6,15 \text{ cm}^2.$$

CALCUL DES FONDATIONS

1 Fondation pour poteau de rive :

Il s'agit de semelle centree sous piliers, soumise à un effort normal centré.

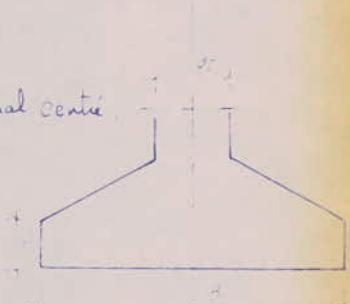
$\bar{\sigma}_s = 3 \text{ dan/cm}^2$ contrainte admissible sur le sol

$\bar{\sigma}_a = 1470 \text{ dan/cm}^2$

fixation repudiable $\kappa = 10^6$ $\bar{\sigma}_0 = 5,9 \text{ dan/cm}^2$

B_x et B_y sont la longueur et la largeur de la semelle
à effort normal. $Q = N = 27874 \text{ kg}$

$$B_x B_y \geq \frac{27874}{3} = 9291,3 \text{ cm}^2$$



nous choisissons une semelle homothétique au poteau. ($b_x \times b_y$) $b_x = b_y = 30 \text{ cm}$.

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} = \frac{30}{30} \Rightarrow B_x = B_y = 100 \text{ cm}$$

Les dimensions de la semelle doivent répondre aux conditions suivantes.

1. Condition de rigidité $h_f \geq d + \frac{B_x - b_x}{4} = 3,5 + \frac{100 - 30}{4} = 21 \text{ cm}$

il existe une autre condition de rigidité plus sévère :

$$h_f \geq d + B_x \cdot \sqrt{\frac{\bar{\sigma}_0}{\kappa}} \quad \bar{\sigma}_0 \geq 2 \text{ dan/cm}^2 \Rightarrow \kappa = 256$$

$$h_f \geq 38,14 \text{ cm}$$

mais nous prendons une valeur intermédiaire $h_f = 30 \text{ cm}$

• Armatures suivant x

$$F_x = \frac{Q(B_x - b_x)}{3(h_f - d)} = \frac{27874(100 - 30)}{3(30 - 3,5)} = 9203,68 \text{ kg}$$

$$A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = 6,26 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \phi 12 \quad A = 6,78 \text{ cm}^2$$

• Armatures suivant y

$$F_y = \frac{Q(B_y - b_y)}{3(h_f - d)} = F_x = 9203,68 \text{ kg}$$

$$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = 6,26 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \phi 12 \quad A = 6,78 \text{ cm}^2$$

$e \geq 6\phi + 6 = 6 \times 12 + 6 = 78 \text{ cm}$ soit $e = 20 \text{ cm}$

les autres hauteurs sont constantes par

II Fondation pour poteau intermédiaire

1. Fondation pour poteau intermédiaire ne supportant pas de poteau métallique

dans ce cas $Q = 25460 \text{ kgs}$

$$B_x B_y \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_s} = \frac{25460}{3} = 8486,67 \text{ cm}^2$$

soit $B_x = B_y = 180 \text{ cm}$.

donc il s'agit de la même semelle que pour le poteau de rive.

$$B_x = B_y = 180 \text{ cm}$$

$$h_c = 30 \text{ cm}$$

$$e =$$

• Armatures suivant x

$$F_x = \frac{Q(B_x - b_x)}{8(h_c - d)} = \frac{25460(180 - 30)}{8(30 - 3,5)} = 8406,6 \text{ kgs}$$

$$A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{8406,6}{1470} = 5,72 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6\phi 12 \quad A_x = 6,78 \text{ cm}^2$$

• Armatures suivant y

$$F_y = F_x = 8406,6 \text{ kgs}$$

$$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{8406,6}{1470} = 5,72 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6\phi 12 \quad A_y = 6,78 \text{ cm}^2$$

les aciers hauts seront constitués par

2. Fondation pour poteau intermédiaire supportant un poteau métallique

dans ce cas $Q = 35463 \text{ kgs}$.

$$B_x B_y \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_s} = \frac{35463}{3} = 11821 \text{ cm}^2$$

Soit $B_x = B_y = 110 \text{ cm}$

$$h_i \geq d + \frac{B_x - b_x}{4} = 3,5 + \frac{110 - 30}{4} = 23,5 \text{ cm}$$

$$h_c \geq d + \beta_x \sqrt{\frac{Q_s}{k}} = 41,6 \text{ cm}$$

Soit $h_c = 30 \text{ cm}$.

Armatures suivant x

$$F_x = \frac{Q(B_x - b_x)}{8(h_c - d)} = \frac{35463(110 - 30)}{8(30 - 3,5)} = 13382,26 \text{ kgs}$$

$$A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{13382,26}{4470} = 9,10 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6\phi 14$$

. Armature sur vanly

$$F_x = F_y = 13382,26 \text{ kg}$$

$$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = 9,10 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5\phi 16$$

Les aciers hauts seront constitués par : 2\phi 10

CALCUL DE L'ESCALIER

Generalité

Soit h , la hauteur d'une marche $h = 18 \text{ cm}$
 Soit g , la largeur d'une marche $g = 28 \text{ cm}$

Pour que l'escalier puisse être facilement monté, on dit que

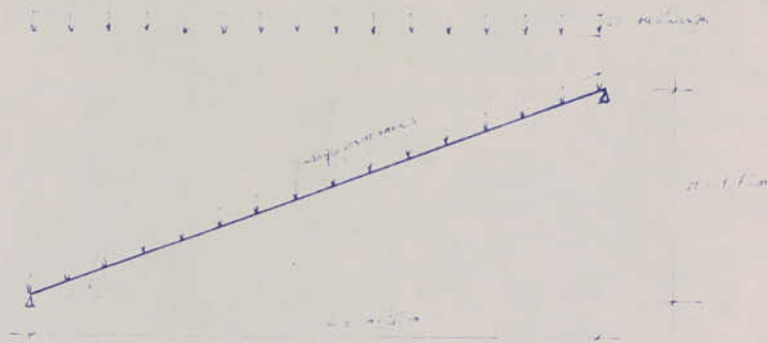
$$2h + g \approx 64$$

$$2 \times 18 + 28 = 60$$

L'escalier considéré est en travée portante. Il est constitué de 2 travées de 11 marches et d'un balustrade.

La longueur d'une travée est de 3,30 m, la largeur 1,20 m, et sera constituée par une dalle inclinée de 12 cm d'épaisseur.

Nous considérons les travées comme poutre simplement appuyée, et on tiendra compte dans le calcul d'un moment d'encastrement partiel aux appuis de $0,4 M_0$; le moment entravé sera M_0 .



$H = nh$ $n = 11$ nombre de marches par travée $\Rightarrow h = 11 \times 18 = 198 \text{ cm}$

$L = (n-1)g = (11-1) \times 28 = 280 \text{ cm}$

Etude de charges et surcharges

Poids propre de la travée ----- $0,12 \times 1,20 \times 2500 = 360 \text{ kg/ml incliné}$

Poids propre des marches ----- $\frac{1}{3,30} (2500 \times \frac{0,16 \times 0,28}{2} + 1,20 \times 11) = 28 \text{ kg/ml incliné}$

Résidu des marches ----- 20 kg/ml incliné

Surcharge d'exploitation majorée ----- $1,2 \times 1,20 \times 400 = 576 \text{ kg/ml horizontal}$

la charge q par mètre de projection horizontale sera:

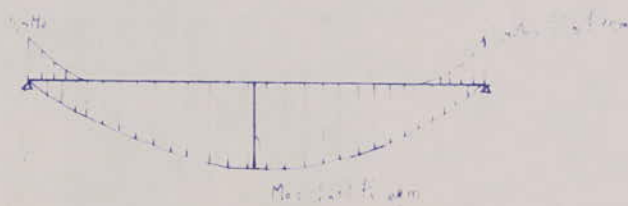
$$q = \frac{1}{\cos \alpha} (360 + 224 + 20) \cdot 576 = 1287,50 \text{ kg/m}$$

q se décompose en:

$q_{\cos \alpha}$ qui est perpendiculaire à la poutre
 $q_{\sin \alpha}$ qui est dans le sens de la poutre

- $q_{\cos \alpha}$ fléchit la poutre et interresse son horizontal \Rightarrow la charge par mètre incliné est $q \cos \alpha$

$$M_0 = q \cos^2 \alpha \frac{l^2}{8} = q \frac{l^2}{8} = 1287,50 \times \frac{2,80^2}{8} = 1261,75 \text{ kgm}$$



- la composante $q_{\sin \alpha}$ est un effort normal par unité de longueur horizontale. Sur même incline nous aurons
 pour un cas l'effort total sera $q_{\sin \alpha} \cos \alpha = q \frac{l}{2} \sin \alpha$. Cet effort se décompose en deux
 efforts égaux $q \frac{l}{2} \sin \alpha$ l'un de compression pour la partie inférieure de la poutre le plus
 de l'axe de la poutre et l'autre de traction pour la partie supérieure.

$$F = q \frac{l}{2} \sin \alpha = 1287,5 \cdot \frac{2,80}{2} \cdot 0,533 = 960,73 \text{ kg}$$

Cet effort sera très négligeable pour le béton.

Détermination des aciers de la poutre.

• Entraxe. $M_0 = 1261,75 \text{ kgm}$ $l_0 = 12 \text{ m}$ $h = 10,5 \text{ cm}$

$\mu = 0,0510 \Rightarrow \epsilon = 0,4053$
 $k = 37,8$

$$A = \frac{1261,75 \times 10^4}{2300 \times 0,4053 \times 10,5} = 4,74 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \Phi 10 \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2$$

Verification du béton comprimé:

$$\sigma'_b = \frac{2300}{37,8} = 60,8 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$$

• Acier armé

$\mu = 0,0204 \Rightarrow \epsilon = 0,9374$
 $k = 64,9$

$$A = \frac{604,7 \times 10^4}{2300 \times 0,9374 \times 10,5} = 4,83 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \Phi 8 \quad (A = 2,61 \text{ cm}^2)$$

Verification du béton comprimé $\sigma'_b = \frac{2300}{64,9} = 35,4 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$

Vérification de l'effet tranchant.

$$T_{us} = q \cos \alpha \frac{l}{2} = q \cos \alpha \frac{L}{2} = 1287,5 \times 0,848 \times \frac{2,80}{2} = 1528,5 \text{ kgs}$$

$$\bar{T} = 1,1 T_{us} = 1,1 \times 1528,5 = 1681,35 \text{ kgs}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{\bar{T}}{b z} = \frac{1681,35}{120 \times 3,18} = 4,43 \text{ daN/cm}^2 < 35 \bar{\sigma}_s = 3,5 \times 5,3 = 20,05 \text{ daN/cm}^2$$

Les armatures de répartition seront constituées par 5Φ8 en tracci
4Φ8 sur l'affleure.

Calcul des poutres

La poutre est constituée par une dalle de 14 cm d'épaisseur

La portée suivant x est $l_x = 1,25 \text{ m}$

La portée suivant y est $l_y = 2,50 \text{ m}$

$$\mu = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,25}{2,50} = 0,5 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle sera calculée comme poutre dans les deux sens.}$$

Étude des charges et surcharge.

Poids propre de la dalle	-----	0,14 x 2500	= 350 kg/m ²
Revêtement de la dalle (outillage + chape de ciment)	-----	0,05 x 2200	= 110 kg/m ²
Surcharge majeure	-----	1,2 x 400	= 480 kg/m ²

$$q = 940 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{ox} = \mu_x q l_x^2 = 0,973 \times 940 \times 1,25^2 = 1489 \text{ kgm}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0,328 \times 1489 = 488,7 \text{ kgm}$$

nous adopterons la répartition des moments comme suit

$$M_t = 0,85 M_o$$

$$M_{ap} = 0,5 M_o$$

• Armatures suivant x.

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 1265,65 \text{ kgm}$$

$$M_{apx} = 0,5 M_{ox} = 744,50 \text{ kgm}$$

- Sections en tracci:

$$\mu = 0,045 \Rightarrow \epsilon = 0,9104$$

$$k = 40,8$$

A. $\frac{M_x}{\bar{\sigma}_a \times E \times h} = \frac{1214,65 \times 10^2}{1600 \times 0,9104 \times 12} = 6,95 \text{ cm}^2$ soit $9 \phi 10 \text{ p m}$

verification du beton comprime

$\sigma'_s = \frac{1600}{42,8} = 37,2 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$

- Section à l'appui

$\mu = 0,0266 \Rightarrow \epsilon = 0,9191$
 $k = 55,50$

$A = \frac{714,5 \times 10^2}{0,9231 \times 1600 \times 12} = 2,93 \text{ cm}^2$ soit $6 \phi 10 \text{ p m}$

verification du beton comprime

$\sigma'_s = \frac{1600}{55,5} = 28,83 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$

verification de l'effort tranchant :

$T_{max} = q \frac{l}{2} = 940 \times \frac{12,5}{2} = 587,5 \text{ kgs}$

$T = 1,1 T_{max} = 1,1 \times 587,5 = 646,25 \text{ kgs}$

$\tau_{bt} = \frac{T}{b \times l} = \frac{646,25}{100 \times 10,5} = 0,615 \text{ daN/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$

• Armature au vant y-

$M_{ty} = 0,85 M_{oy} = 398,4 \text{ kgm}$

$M_{py} = 0,5 M_{oy} = 234,55 \text{ kgm}$

- Section en travée

$\mu = 0,0143 \Rightarrow \epsilon = 0,3460$
 $k = 77,5$

$A = \frac{398,4 \times 10^2}{1600 \times 0,946 \times 12} = 2,19 \text{ cm}^2$ soit $6 \phi 8 \text{ p m}$

verification du beton comprime

$\sigma'_s = \frac{1600}{77,5} = 20,64 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$

- Section à l'appui

$\mu = 0,0087 \Rightarrow \epsilon = 0,3580$ $k = 104$

$A = \frac{234,55 \times 10^2}{1600 \times 0,958 \times 12} = 1,28 \text{ cm}^2$ soit $5 \phi 6 \text{ p m}$

verification du beton comprime

$\sigma'_s = \frac{1600}{104} = 15,4 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$

Calcul de la poutre 20x30. sans palier.

Reaction du palier sur la poutre 646,25 kg/ml.
 Action de la poutre sur le palier $\frac{1}{2} \times 20 \times 16 \times 1,35 = 2800 \text{ kg/ml.}$
 $\underline{\underline{q = 3446,25 \text{ kg/ml}}}$

$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 3446,25 \times \frac{2,5^2}{8} = 2694 \text{ kg.m}$

on adopte pour le moment la répartition suivante.

$M_c = M_0 = 2694 \text{ kg.m}$
 $M_{app} = 0,4 M_0 = 1077,6 \text{ kg.m}$

- Section en largeur

$\rho = 0,0164 \quad \epsilon = 0,9434 \quad k = 73,25$

$A = \frac{2694 \times 10^4}{2800 \times 0,9434 \times 30} = 3,48 \text{ cm}^2$

Vérification du béton comprimé

$\sigma_b = \frac{1300}{73,25} = 17,73 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$

- Section à l'appui.

$\rho = 0,0066 \quad \epsilon = 0,9633 \quad k = 121,5$

$A = \frac{677,6}{2800 \times 0,9633 \times 30} = 1,36 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \phi 10 \quad A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

Vérification du béton comprimé

$\sigma_b = \frac{2800}{121,5} = 23,04 \text{ daN/cm}^2 < 137 \text{ daN/cm}^2$

Vérification de l'effort tranchant

$T = 1,1 q \frac{l}{2} = 1,1 \times 3446,25 \times \frac{2,5}{2} = 4741,34 \text{ kg}$

$j = \frac{2}{3} l = \frac{2}{3} \times 30 = 20 \text{ cm} \Rightarrow \sigma_{ct} = \frac{T}{b j} = \frac{4741,34}{20 \times 26,25} = 9,03 \text{ daN/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_s = 20,65 \text{ daN/cm}^2$

Les armatures transversales seront constituées par un cadre $\phi 8 \Rightarrow A_{ct} = 1 \text{ cm}^2$.

$C_{ct} = (1 - \frac{9,25}{9 \times 5,9}) \times 2200 = 1816,76 \text{ daN/cm}^2$

$t = \frac{1 \times 26,25 \times 1816,76}{4741,34} = 10,05 \text{ cm} \text{ soit } t = 10 \text{ cm}$

ORGANISATION
DE CHANTIER

INTRODUCTION.

Le but de cette étude est l'élaboration du projet d'organisation pour l'exécution d'un restaurant "Self-Service" composé:

- . d'un rez de chaussé
- . d'un demi sous-sol

Notre étude comprendra :

- 1/ Le calcul des quantités de travaux
- 2/ Le calcul des besoins de matériaux, de la main d'œuvre et de outillages.
- 3/ Détermination de la durée ainsi que la main d'œuvre nécessaire à l'exécution de chaque processus.
- 4/ Organisation de l'exécution des travaux par la méthode "travail à la chaîne"
 - a. Cyclogramme de travaux de construction
 - b. Graphique à bars
 - c. Graphique d'échelonnement de la main d'œuvre
- 5/ Diagrammes différentiels et intégraux de consommation et d'approvisionnement de principaux matériaux et besoins de stocks.
- 6/ Organisation efficiente de la base technico-matérielle du chantier:
 - Ateliers
 - dépôts
 - constructions administratives du chantier

Tous les points cités ci-dessus ont fait l'objet de chapitres traités séparément avec une partie théorique et de applications pratiques à notre étude.

CHAPITRE I

CALCUL DES QUANTITÉS DE TRAVAUX:

Le calcul des quantités de travaux consiste à évaluer pour chaque opération la masse des travaux à effectuer.

- a. Les travaux s'exécutent durant la journée, à une température inférieure à 0°C et sur un front de travail correspondant.
 - b. Les matériaux, les outillages nécessaires à l'exécution des travaux sont approvisionnés dans un dépôt à côté de chaque construction.
 - c. Le transport des matériaux du dépôt jusqu'au lieu de mise en oeuvre a été pris en considération dans le cadre des normes de devis.
-

1^o opération: décapage:
 $35 \times 40 = 1400m^2$

2^o opération: Excavation:
 $(35 \times 1,57) \times 40 \times \frac{1}{2} = 1050m^3$

3^o opération Fouilles pour fondations

• Fondations Centrés pour poteaux

$$35 \times 1 \times 1 \times 0,95 = 33,25m^3$$

$$14 \times 1,1 \times 1,1 \times 0,95 = 16m^3$$

$$\text{Total} = 49,25m^3$$

• Fondations Continues sous murs

$$0,95 \times 0,5 \times 87,5 = 41,56m^3$$

$$0,95 \times 0,6 \times 60,80 = 34,65m^3$$

$$\text{Total} = 76,21m^3$$

Total des fouilles: $49,25 + 76,21 = 125,46m^3$

4^o opération Betonage de fondations centrées pour poteaux.

• Béton de propreté

$$35 \times 1 \times 1 \times 0,05 = 1,75m^3$$

$$14 \times 1,1 \times 1,1 \times 0,05 = 0,85m^3$$

$$\text{Total} = 2,60m^3$$

• Béton armé

$$35 \times 1 \times 1 \times 0,30 = 10,5m^3$$

$$14 \times 1,1 \times 1,1 \times 0,30 = 5,08m^3$$

$$\text{Total} = 15,58m^3$$

• Acier (60kg/m³)

$$15,58 \times 60 = 935 \text{ kg}$$

5^o opération Betonage de semelles filantes sous murs.

$$0,60 \times 0,80 \times 60,8 = 31m^3$$

$$0,50 \times 0,60 \times 87,9 = 26,37m^3$$

$$\text{Total} = 57,37m^3$$

6^o opération Coffrage de la superstructure

• Poteaux (30x30)cm²

$$49 \times 3,60 \times 0,3 \times 4 = 211,68m^2$$

• Poutres (20x30)cm²

$$(0,22 \times 2 \times 0,2) \times 4,20 \times 96 = 258,05 \text{ m}^3$$

• Poutres (30x30)cm²

$$(0,22 \times 2 + 0,3) \times 4,20 \times 56 = 174,05 \text{ m}^3$$

• Poutres (30x40)cm²

$$(0,32 \times 2 + 0,3) \times 4,20 \times 42 = 165,82 \text{ m}^3$$

• dalle

$$(4,20 - 0,4) \times 4,20 \times 48 = 766,08 \text{ m}^3$$

• Voiles

voiles de 28cm

$$2 \times 2 \times 30,40 \times (5,45 + 3,52) = 1030,75 \text{ m}^3$$

voiles de 15cm

$$2 \times 37,9 \times 3,36 = 590,7 \text{ m}^3$$

• Escaliers

$$3,30 \times 1,2 \times 2 + 1,25 \times 2,50 + (0,20 + 0,16) \times 2,50 + 0,16 \times 1,20 \times 22 = 15,87 \text{ m}^3$$

$$\text{Total} = 3272,87 \text{ m}^3$$

1^o opération Besoin des armatures pour superstructure. (100 kg/m³).

• Acier $3272,87 \text{ m}^3 \times 100 = 327287 \text{ kg}$

2^o opération Bétonnage de la superstructure

• Poutres (30x30)cm²

$$3,77 \times 0,30 \times 0,30 \times 49 = 16,83 \text{ m}^3$$

• Poutres (20x30)cm²

$$0,20 \times 0,30 \times 4,20 \times 96 = 24,192 \text{ m}^3$$

• Poutres (30x30)cm²

$$0,30 \times 0,30 \times 4,20 \times 56 = 21,168 \text{ m}^3$$

• Poutres (30x40)cm²

$$0,30 \times 0,40 \times 4,20 \times 42 = 21,168 \text{ m}^3$$

. dalle

$$15,96 \times 0,08 \times 48 = 61,286 m^3$$

. Voiles

$$152,7 + 44,30 = 197 m^3$$

. Escaliers

$$(2 \times 0,12 \times 1,20 \times 3,30) + (2,50 \times 1,25 \times 0,14) + (0,30 \times 0,20 \times 2,50) + 2 \frac{0,16 \times 0,28}{2} \times 1,20 \times 11 = 2,13 m^3$$

$$Total = 343,57 m^3$$

9^e operation

decoffrage des elements verticaux

$$211,68 + 530,7 + 1090,75 = 1893,13 m^2$$

10^e operation

decoffrage des elements horizontaux:

$$258,05 + 174,03 + 165,82 + 766,08 + 15,87 = 1379,87 m^2$$

11^e operation

Tout venant pour dalle du sous-sol

$$0,15 \times 1094,4 = 164,16 m^3$$

12^e operation

dalle du sous sol

$$36 \times 30,40 = 1094,4 m^2$$

13^e operation

Maçonnerie du sous-sol

. murs de 10cm :	4,30 m ³
. murs de 15cm	3,40 m ³
Total	= 13,70 m ³

. murs de 6cm 10,2 m²

14^e operation

Revetement du sous sol

$$36 \times 27 = 972 m^2$$

15^e operation

Montage des poteaux metaliques.

leur nombre = 28 poteaux.

16^e opération Montage de fermes métalliques

• fermes de 9 m de portée

leur nombre est 21 fermes.

• Console de 1,70 m de portée

leur nombre est 14 console

• fermes longitudinales.

leur nombre est $m = 8 \times 2 = 16$ fermes.

17^e opération Montage de pannes métalliques.

leur nombre est 216 pannes.

18^e opération Maçonnerie du rez-de-chaussée

• murs de 10 cm

$$100 \times 0,10 \times 3,85 = 41,58 \text{ m}^3$$

• murs de 20 cm

$$25 \text{ m}^3$$

• murs de 5 cm

$$13,5 \times 3,85 = 51,97 \text{ m}^2$$

19^e opération Enduit des murs

$$573 \times 2 = 1146 \text{ m}^2$$

20^e opération Revêtement du rez-de-chaussée

$$36 \times 30,40 = 1094,4 \text{ m}^2$$

21^e opération Montage du faux-plafond

$$36 \times 30,40 = 1094,4 \text{ m}^2$$

22^e opération vitrerie et menuiserie métallique

• menuiserie métallique $2 \times 3,5 \times 36 = 252 \text{ m}^2$

• vitrerie rez-de-chaussée $1,30 \times 3 \times 2 \times 3,50 = 273 \text{ m}^2$

• intérie du sous-sol $3 \times 2 \times 2 \times 1,30 \times 0,5 = 31,2 \text{ m}^2$

Total intérie = $218,4 + 31,2 = 250 \text{ m}^2$

23^e opération Peinture

$573 \times 2 = 1146 \text{ m}^2$

24^e opération montage de la toile nervurée

$36 \times 30,40 = 1094,4 \text{ m}^2$

25^e opération pose de l'isolation thermique

$36 \times 30,40 = 1094,4 \text{ m}^2$

26^e opération Pose de l'étanchéité

$36 \times 30,40 = 1094,4 \text{ m}^2$

CHAPITRE II

CALCUL DES NECESSAIRES DE MATERIAUX, DE LA MAIN D'OEUVRE ET DES

OUTILLAGES :

1/ Quantité de Matériaux : Il s'agit de déterminer les différents matériaux ainsi que leurs quantités respectives entrant dans la composition de chaque article.

Les principaux matériaux employés sont : ciment, sable, gravier, Arme, bois...

2/ Main d'oeuvre : Le calcul de la main d'oeuvre sera fait après la détermination de la durée d'exécution d'un article par une seule personne. Le nombre d'heures total N_{ht} pour effectuer la totalité du travail pour chaque article est donné par :

$$N_{ht} = \frac{Q_T \times N_T}{N_S} \text{ (heures).}$$

La durée d'exécution en jours des travaux correspondant à chaque article est alors :

$$T_j = \frac{N_{ht}}{N_{hj}} \text{ (jours).}$$

N_{hj} est le nombre d'heures total de travail par jour soit 8h.

N_T : norme de temps ou nombre d'heures nécessaire pour effectuer une quantité de travail unitaire.

N_S = nombre de sections = 4.

Q_T = quantité totale de travaux par article.

T_j = nombre de jours total pour effectuer la quantité de travail pour chaque article.

3/ Outillage : Les outillages et les machines pour l'exécution des travaux sont :

- a/ outillages pour travaux de terrassements
- b/ Engins de transport
- c/ Engins de levage
- d/ outillage et machines pour la préparation, le transport et la mise en oeuvre du mortier et du béton.
- e/ outillages machines et petits outillages mécaniques de finition des installations et divers

Remarque: La détermination des outillages mécaniques tient compte des caractéristiques des travaux et de leur volume.

Durée en jours de différentes opérations.

1/ Decapage

$$\begin{aligned} Q_T &= 1400 \text{ m}^2 \\ N_S &= 1 \\ N_T &= 2,65 \text{ ll}/1000 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$N_{ht} = 1400 \times 2,65 \times 10^{-3} = 3,71 \text{ ll}$$

$$T_j = \frac{3,71}{8} = 0,46 \text{ j soit } T_j = 1 \text{ jour}$$

2/ Excavation

$$\begin{aligned} Q_T &= 1050 \text{ m}^3 \\ N_S &= 1 \\ N_T &= 2,3 \text{ ll}/100 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$N_{ht} = 1050 \times 0,023 = 24 \text{ ll}$$

$$T_j = \frac{24}{8} = 3 \text{ jours}$$

3/ Fouille

fondations centrées •
$$\begin{aligned} Q_T &= 49,25 \text{ m}^3 \\ N_S &= 4 \\ N_T &= 1,8 \text{ ll}/\text{m}^3 \end{aligned}$$

$$N_{ht} = 49,25 \times 1,8 = 89 \text{ ll}$$

fondations continues •
$$\begin{aligned} Q_T &= 77 \text{ m} \\ N_S &= 4 \\ N_T &= 1,65 \text{ ll}/\text{m}^3 \end{aligned}$$

$$N_{ht} = 76,21 \times 1,65 = 125,74 \text{ ll}$$

$$T_j = \frac{89 + 125,74}{4 \times 8} = 6,7 \text{ j soit } 7 \text{ jours}$$

4/ Armatures et bétonnage de fondations sautoportées.

bâlin de profitez' •
$$\begin{aligned} Q_T &= 2,6 \text{ m}^3 \\ N_S &= 4 \\ N_T &= 6,5 \text{ ll}/\text{m}^3 \end{aligned}$$

$$N_{ht} = 2,60 \times 6,5 = 17 \text{ ll}$$

béton •
$$\begin{aligned} Q_T &= 15,58 \text{ m}^3 \\ N_S &= 4 \\ N_T &= 7 \text{ ll}/\text{m}^3 \end{aligned}$$

$$N_{ht} = 15,58 \times 7 = 109,06 \text{ ll}$$

armatures •
$$\begin{aligned} Q_T &= 935 \text{ kg} \\ N_S &= 4 \\ N_T &= 0,07 \text{ ll}/\text{kg} \end{aligned}$$

$$N_{ht} = 935 \times 0,07 = 66 \text{ ll}$$

$$T_j = \frac{17 + 109,06 + 66}{4 \times 8} = 6 \text{ jours}$$

5/ bétonnage de semelle continues.

$$\begin{aligned} Q_T &= 57,31 \text{ m}^3 \\ N_S &= 4 \\ N_T &= 6,5 \text{ ll}/\text{m}^3 \end{aligned}$$

$$N_{ht} = 57,31 \times 6,5 = 372,52 \text{ ll}$$

$$T_j = \frac{372,52}{8 \times 4} = 11,64 \text{ j soit } T_j = 12 \text{ jours}$$

6/ Coffrage de la superstructure

$$Q_T = 3272,87 \text{ m}^3$$

$$N_s = 4$$

$$N_T = 1,20 \text{ l/m}^3$$

$$N_{L_t} = 3272,87 \times 1,2 = 3927,5 \text{ L}$$

$$T_j = \frac{3927,5}{8 \times 4} = 122,13 \text{ jours. soit } T_j = 123 \text{ jours.}$$

7/ Pose de armatures de la superstructure.

$$Q_T = 34357 \text{ kg}$$

$$N_s = 4$$

$$N_T = 0,085 \text{ LL/kg}$$

$$N_{L_t} = 34357 \times 0,085 = 2920,34 \text{ L}$$

$$T_j = \frac{2920,34}{4 \cdot 8} = 91,26 \text{ j soit } T_j = 92 \text{ jours.}$$

8/ Betonnage de la superstructure

$$Q_T = 343,57 \text{ m}^3$$

$$N_s = 4$$

$$N_T = 10,35 \text{ LL/m}^3$$

$$N_{L_t} = 343,57 \times 10,35 = 3555,94 \text{ L}$$

$$T_j = \frac{3555,94}{8 \cdot 4} = 111,12 \text{ jour soit } T_j = 112 \text{ jours.}$$

9/ décoffrage de 'éléments verticaux.

$$Q_T = 1893,13 \text{ m}^2$$

$$N_s = 4$$

$$N_T = 0,4 \text{ LL/m}^2$$

$$N_{L_t} = 1893,13 \times 0,4 = 757,25 \text{ L}$$

$$T_j = \frac{757,25}{8 \cdot 4} = 23,66 \text{ j soit } T_j = 24 \text{ jours.}$$

10/ décoffrage de 'éléments horizontaux.

$$Q_T = 1379,87 \text{ m}^2$$

$$N_s = 4$$

$$N_T = 0,4 \text{ LL/m}^2$$

$$N_{L_t} = 1379,87 \times 0,4 = 551,95 \text{ L}$$

$$T_j = \frac{551,95}{8 \cdot 4} = 17,25 \text{ j soit } T_j = 18 \text{ jours.}$$

11/ Tout venant pour dalle du sous-sol

$$Q_T = 164,16 \text{ m}^3$$

$$N_s = 4$$

$$N_T = 2,5 \text{ LL/m}^3$$

$$N_{L_t} = 164,16 \times 2,5 = 410,4 \text{ L}$$

$$T_j = \frac{410,4}{8 \cdot 4} = 12,8 \text{ j soit } T_j = 13 \text{ jours.}$$

12/ dalle du sous-sol

$$Q_T = 1094,4 \text{ m}^2$$

$$N_s = 4$$

$$N_T = 0,9 \text{ LL/m}^2$$

$$N_{L_t} = 1094,4 \times 0,9 = 1017,8 \text{ L}$$

$$T_j = \frac{1017,8}{4 \cdot 8} = 31,8 \text{ j soit } T_j = 32 \text{ jours}$$

13/ Maçonnerie du sous-sol.

murs de 10 et 15 cm

$$Q_T = 13,70 \text{ m}^3$$

$$N_s = 4$$

$$N_T = 11,55 \text{ HR/m}^3$$

$$N_{ht} = 13,70 \times 11,55 = 158,23 \text{ h}$$

murs de 5 cm

$$Q_T = 10,2 \text{ m}^2$$

$$N_s = 4$$

$$N_T = 1,6 \text{ Lh/m}^2$$

$$N_{ht} = 10,2 \times 1,6 = 16,32 \text{ h}$$

$$T_j = \frac{158,23 + 16,32}{4 \times 8} = 5,45 \text{ j soit } T_j = 6 \text{ jours.}$$

14/ Revêtement du sous-sol

$$Q_T = 972 \text{ m}^2$$

$$N_s = 4$$

$$N_T = 0,52 \text{ Lh/m}^2$$

$$N_{ht} = 972 \times 0,52 = 505,44 \text{ h}$$

$$T_j = \frac{505,44}{8 \times 4} = 15,79 \text{ j soit } T_j = 16 \text{ jours.}$$

15/ Montage de poteaux métalliques

$$Q_T = 28 \text{ poteaux}$$

$$N_s = 1$$

$$N_T = 2,2 \text{ Lg/élément}$$

$$N_{ht} = 28 \times 2,2 = 61,6 \text{ h}$$

$$T_j = \frac{61,6}{8 \times 4} = 1,925 \text{ j soit } T_j = 2 \text{ jours.}$$

16/ Montage de fermes métalliques.

ferme de 3 m de portée

$$Q_T = 21$$

$$N_s = 1$$

$$N_T = 3,15 \text{ Lg/élément}$$

$$N_{ht} = 21 \times 3,15 = 66,15 \text{ h}$$

fermes longitudinales

$$Q_T = 16$$

$$N_s = 1$$

$$N_T = 1 \text{ Lg/élément}$$

$$N_{ht} = 16 \times 1 = 16 \text{ h}$$

ferme-console

$$Q_T = 14$$

$$N_s = 1$$

$$N_T = 0,7 \text{ Lg/élément}$$

$$N_{ht} = 14 \times 0,7 = 9,8 \text{ h}$$

$$T_j = \frac{66,15 + 16 + 9,8}{8} = 11,48 \text{ j soit } T_j = 12 \text{ jours.}$$

17/ Montage de pannes métalliques.

$$Q_T = 216$$

$$N_s = 4$$

$$N_T = 0,35 \text{ Lh/élément}$$

$$N_{ht} = 216 \times 0,35 = 75,6 \text{ h}$$

$$T_j = \frac{75,6}{8 \times 4} = 2,36 \text{ j soit } T_j = 3 \text{ jours.}$$

24/ Pose de la Tôle neuverin

$$Q_T = 1094,4 \text{ m}^2$$

$$N_s = 4$$

$$M_T = 2,25 \text{ Lh/m}^2$$

$$N_{ht} = 1094,4 \times 2,85 = 3113,04 \text{ L}$$

$$T_j = \frac{3113,04}{8,4} = 370,48 \text{ j} \text{ soit } T_j = 98 \text{ jours.}$$

25/ Pose de l'isolation thermique.

$$Q_T = 1094,4 \text{ m}^2$$

$$N_s = 4$$

$$M_T = 0,8 \text{ Lh/m}^2$$

$$N_{ht} = 1094,4 \times 0,8 = 875,52 \text{ L}$$

$$T_j = \frac{875,52}{8,4} = 104,23 \text{ j} \text{ soit } T_j = 28 \text{ jours.}$$

26/ pose de l'écranité

$$Q_T = 1094,4 \text{ m}^2$$

$$N_s = 4$$

$$M_T = 0,6 \text{ Lh/m}^2$$

$$N_{ht} = 1094,4 \times 0,6 = 656,64 \text{ L}$$

$$T_j = \frac{656,64}{8,4} = 78,17 \text{ j} \text{ soit } T_j = 21 \text{ jours.}$$

Determination de la main d'œuvre.

- | | | |
|---|------------------------|---|
| 1) décapage | $T_1 = 1 \text{ r}$ | $w_1 = 1 \text{ bulldozer (2 ouvriers).}$ |
| 2) Excavation : | $T_2 = 3 \text{ r}$ | $w_2 = 1 \text{ bulldozer (2 ouvriers).}$ |
| 3) Fouilles : | $T_3 = 1 \text{ r}$ | $w_3 = 7 \text{ ouvriers.}$ |
| 4) Armatures et Bétonnage des Fondations sous poteaux : | | |
| | $T_4 = 1 \text{ r}$ | $w_4 = 6 \text{ ouvriers.}$ |
| 5) Bétonnage des semelles filantes : | | |
| | $T_5 = 1 \text{ r}$ | $w_5 = 12 \text{ ouvriers.}$ |
| 6) coffrage de la superstructure | | |
| | $T_6 = 8 \text{ r}$ | $w_6 = 16 \text{ ouvriers}$ |
| 7) Pose des armatures pour la superstructure : | | |
| | $T_7 = 8 \text{ r}$ | $w_7 = 12 \text{ ouvriers.}$ |
| 8) Bétonnage de la superstructure : | | |
| | $T_8 = 8 \text{ r}$ | $w_8 = 14 \text{ ouvriers.}$ |
| 9) Coffrage des éléments verticaux : | | |
| | $T_9 = 4 \text{ r}$ | $w_9 = 6 \text{ ouvriers.}$ |
| 10) Coffrage des éléments horizontaux : | | |
| | $T_{10} = 4 \text{ r}$ | $w_{10} = 5 \text{ ouvriers}$ |
| 11) Tout-venant pour la dalle du sous-sol : | | |
| | $T_{11} = 4 \text{ r}$ | $w_{11} = 4 \text{ ouvriers.}$ |
| 12) dalle du sous-sol : | | |
| | $T_{12} = 4 \text{ r}$ | $w_{12} = 8 \text{ ouvriers.}$ |
| 13) Maçonnerie du sous-sol : | | |
| | $T_{13} = 1 \text{ r}$ | $w_{13} = 6 \text{ ouvriers}$ |
| 14) Revêtement du sous-sol : | | |
| | $T_{14} = 2 \text{ r}$ | $w_{14} = 8 \text{ ouvriers.}$ |
| 15) Montage des poteaux métalliques. | | |
| | $T_{15} = 2 \text{ r}$ | $w_{15} = 8 \text{ ouvriers (1 grue).}$ |
| 16) Montage des Fermes métalliques : | | |
| | $T_{16} = 3 \text{ r}$ | $w_{16} = 8 \text{ ouvriers (1 grue)}$ |
| 17) Montage des pannes : | | |
| | $T_{17} = 1 \text{ r}$ | $w_{17} = 3 \text{ ouvriers}$ |
| 18) Maçonnerie du Rez-de-chaussée : | | |
| | $T_{18} = 4 \text{ r}$ | $w_{18} = 7 \text{ ouvriers.}$ |
| 19) Enduit des murs : | | |
| | $T_{19} = 4 \text{ r}$ | $w_{19} = 12 \text{ ouvriers.}$ |
| 20) Revêtement du Rez-de-chaussée : | | |
| | $T_{20} = 4 \text{ r}$ | $w_{20} = 18 \text{ ouvriers.}$ |
| 21) Montage du faux-plafond : | | |
| | $T_{21} = 2 \text{ r}$ | $w_{21} = 6 \text{ ouvriers.}$ |
| 22) Vitrerie et menuiserie métallique : | | |
| | $T_{22} = 2 \text{ r}$ | $w_{22} = 4 \text{ ouvriers.}$ |
| 23) Peinture : | | |
| | $T_{23} = 4 \text{ r}$ | $w_{23} = 4 \text{ ouvriers.}$ |

24/ Montage de la tôle métrée

$$T_{24} = 8 \text{ r}$$

$$\omega_{24} = 13 \text{ ouvriers.}$$

25/ pose de l'isolation thermique

$$T_{25} = 8 \text{ r}$$

$$\omega_{25} = 4 \text{ ouvriers}$$

26/ Etanchéité

$$T_{26} = 8 \text{ r}$$

$$\omega_{26} = 3 \text{ ouvriers.}$$

Outils

a/ Terrassement

Pour le décapage, l'excavation, le nivellement et le transport de déblais nous pourrions utiliser un bulldozer Caterpillar type D9 sur pneus.

b/ Transport

basculante à déversement par gravité R20M (type Richier) dont la capacité est 600 l/300 l

- des Camions de diverses marques 3, 4 ou 5 tonnes.

- Le transport de fermes et poteaux et autres éléments préfabriqués

sera assuré par une remorque base R.A 12 de 12 tonnes attelée à un tracteur.

c/ Montage.

Pour le montage de fermes et poteaux, nous utiliserons une auto-grue sur pneus, type Griffet R20 à flèche télescopique avec transmission hydrostatique et caractérisée par une grande mobilité.

d/ préparations du béton

nous utiliserons une bétonnière type courant

CHAPITRE III

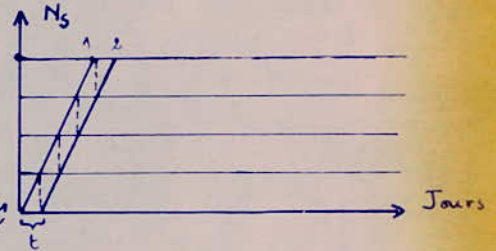
ORGANISATION DE L'EXECUTION DES TRAVAUX PAR LA METHODE "TRAVAIL A LA CHAÎNE"

cette méthode consiste dans l'exécution des travaux par une seule équipe attaquant les quantités de travaux nécessaires dans chaque secteur.

1- Etablissement des cyclogrammes des travaux de construction :

Il s'agit de représenter par des droites l'exécution de chaque cycle sur l'ensemble des secteurs. on choisit le système de coordonnées suivant :

Pour un même cycle, la durée d'exécution (t) sur chaque secteur, ou rythme doit rester constante. Si le cycle s'échelonne sur n secteurs,



la durée totale d'exécution : $dT = n \times t$.

Il existe cependant une liaison entre la fin d'un cycle 1 et le début du cycle suivant 2 dite synchronisation. Elle est fonction des rythmes respectifs des deux cycles.

La durée totale d'exécution est donnée par :

$$D_t = \sum_{i=1}^{i=m} t_i + \sum \tau + (n-1) t_m$$

t_i = rythme du cycle $n^o i$.

τ = décalage organisationnel ou technologique.

t_m = rythme du dernier cycle.

m = nombre de cycles.

n = nombre de secteurs.

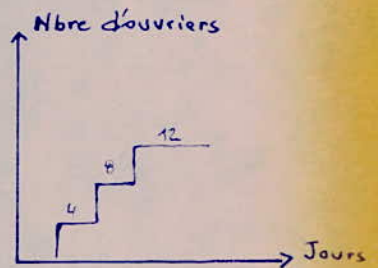
2. Graphique à Barres: (dit aussi Graphique GANTT).

Il est tracé à partir du cyclogramme précédent. ce graphique montre en concret la durée nécessaire et le chevauchement de l'exécution des cycles. Le graphique à barres s'obtient par la projection horizontale de chaque droite composant ce cycle. Il se présente sous forme de Tableau

3. Graphique d'échelonnement de la main-d'œuvre:

Il est tracé à partir du graphique à barres, précédemment établi, on choisira le système de coordonnées suivant:

Il nous permet de connaître, pour une date donnée, le nombre exact d'ouvriers sur le chantier.



Conclusion:

cette méthode présente très peu d'avantages (cyclogramme; élaboration simple d'un graphique, lecture rapide des dates, indique l'échelonnement des ressources) mais beaucoup d'inconvénients:

- Absence nette de flexibilité
- n'indique pas l'importance des travaux
- pas de remèdes aux imprévus, qui peuvent empêcher la réalisation ou imposent des modifications.

Il existe cependant la Technologie des Graphes qui remédie aux lacunes des graphiques à barres.

CHAPITRE IV

DIAGRAMMES DIFFERENTIELS ET INTEGRALS DE CONSOMMATION ET

APPROVISIONNEMENT DES MATERIAUX - COURBES DE STOCKS :

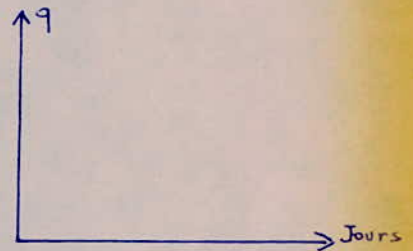
Pour la planification, la comptabilité et la consommation des matériaux les plus importants on utilise des graphiques d'approvisionnement et de consommation. Ces diagrammes sont établis pour chaque matériau utilisé dans la construction. Ils indiquent essentiellement le mode de consommation et d'approvisionnement des matériaux. On a établi ces diagrammes pour le ciment, le sable, le gravier et l'acier de la manière suivante :

$$q = \frac{Q_T}{d}$$

q = consommation journalière.

Q_T = quantité totale du matériau étudié

d = durée d'exécution du cycle usant de ce matériau.



- Porter ensuite sur ce graphique les cycles nécessitant ce matériau ainsi que les diagrammes de consommation en matériau.
- Tracer sur ce même graphique, celui de l'approvisionnement qui se fait par camions. On obtient ainsi le diagramme différentiel d'approvisionnement et de consommation.

Pour le diagramme intégral, on portera dans un système de coordonnées (Quantité; jours). on fait figurer en traits forts les quantités consommées et en pointillés les quantités approvisionnées.

Les courbes de stocks sont déduites des diagrammes différentiels respectifs.

Il s'agit de savoir quelle est la quantité maximale de matériau susceptible d'être stockée afin de pouvoir dimensionner les stocks nécessaires. Cette courbe est comprise entre un minimum et un maximum de stockage. Pour déterminer ces deux valeurs, on doit connaître :

$$q_m = \frac{\sum Q_T}{D'}$$

q_m = quantité moyenne de matériau apportée par jour.

D' = durée totale d'exécution de tous les cycles employant ce matériau

$$q_{\text{mini}} = (5 \text{ à } 7) q_m$$

$$q_{\text{max}} = (25 \text{ à } 30) q_m$$

Remarque:

les normes exigent que le stockage en matériau doit commencer quelques jours avant le démarrage du chantier, on verra aussi le dimensionnement des dépôts d'après les calculs.

Détermination des consommations totales en ciment; Sable; Gravier; Acier et Bois:

on dresse le Tableau I à partir des quantités totales; et des consommations spécifiques.

$Q_T =$ quantité totale

$C_S =$ consommation spécifique

$C_T =$ consommation totale.

$C_T = C_{PT} \times C_S$ (Voir le Tableau I)

les totaux arrondis par matériau sont les suivants.

- 1 - ciment : 186t.
- 2 - Sable : 421 m³
- 3 - Gravier : 497 m³
- 4 - Acier : 37t
- 5 - Bois : 15 m³.

Construction des diagrammes "Consommation, Approvisionnement" et de la courbe intégrale de stocks:

1°/ Le ciment:

- | | |
|------------------------------|--|
| 1 - $Q_{1T} = 338$ Kgs | $q_1 = \frac{338}{4} = 84,5$ Kgs/j |
| 3 - $Q_{3T} = 5453$ Kgs | $q_3 = \frac{5453}{4} = 1363,25$ Kgs/j |
| 4 - $Q_{4T} = 12911$ Kgs | $q_4 = \frac{12911}{4} = 3227,75$ Kgs/j |
| 7 - $Q_{7T} = 120243,5$ Kgs | $q_7 = \left(\frac{120250}{4}\right) \frac{1}{8} = 3558$ Kgs/j |
| 9 - $Q_{9T} = 12366$ Kgs | $q_9 = \left(\frac{12366}{16}\right) = 773$ Kgs/j |
| 10 - $Q_{10T} = 458,9$ Kgs | $q_{10} = \frac{458,9}{4} = 114,73$ Kgs/j |
| 11 - $Q_{11T} = 13132,8$ Kgs | $q_{11} = \frac{13132,8}{8} = 1641,6$ Kgs/j |
| 13 - $Q_{13T} = 4505$ Kgs | $q_{13} = \frac{4505}{16} = 281,56$ Kgs/j |

$$14. \quad \varphi_{14T} = 14227,2 \text{ Kgs}$$

$$q_{14} = \frac{14227,2}{16} = 889,2 \text{ Kgs/j.}$$

$$\varphi_T = \sum_i \varphi_{iT} = 185876 \text{ Kgs}$$

$$q_{\text{moyen}} = \frac{185876}{74} = 2512 \text{ Kgs/j} \quad \text{on prendra } q_{\text{moyen}} = 3t/j.$$

$$d_{\text{app}} = \frac{185876}{3000} = 62 \text{ j} \quad \text{durée d'approvisionnement}$$

Pour la courbe intégrale de stocks =

$$q_{\text{min}} = 3 \times 6 = 18t$$

$$q_{\text{max}} = 28 \times 3 = 84t$$

2° Le sable:

$$3. \quad \varphi_{3T} = 7,48 \text{ m}^3$$

$$q_3 = \frac{\varphi_{3T}}{4} = \frac{7,48}{4} \approx 1,9 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$4. \quad \varphi_{4T} = 28,7 \text{ m}^3$$

$$q_4 = \frac{\varphi_{4T}}{4} = \frac{28,7}{4} \approx 7,2 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$7. \quad \varphi_{7T} = 158,04 \text{ m}^3$$

$$q_7 = \frac{158,04}{32} = 4,94 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$8. \quad \varphi_{8T} = 65,7 \text{ m}^3$$

$$q_8 = \frac{65,7}{16} = 4,1 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$9. \quad \varphi_{9T} = 54,72 \text{ m}^3$$

$$q_9 = \frac{54,72}{16} = 3,42 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$10. \quad \varphi_{10T} = 3,23 \text{ m}^3$$

$$q_{10} = \frac{3,23}{4} = 0,81 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$11. \quad \varphi_{11T} = 21,89 \text{ m}^3$$

$$q_{11} = \frac{21,89}{8} = 2,74 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$12. \quad \varphi_{12T} = 15,72 \text{ m}^3$$

$$q_{12} = \frac{15,72}{4} = 3,93 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$13. \quad \varphi_{13T} = 30,83 \text{ m}^3$$

$$q_{13} = \frac{30,83}{16} = 1,96 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$14. \quad \varphi_{14T} = 33,33 \text{ m}^3$$

$$q_{14} = \frac{33,33}{16} = 2,12 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\varphi_T = \sum_i \varphi_{iT} = 420,24 \text{ m}^3$$

$$q_{\text{moyen}} = \frac{420,24}{78} = 5,39 \text{ m}^3/\text{j}$$

on prendra $q_{\text{moyen}} = 3 \text{ m}^3/\text{j}$

Pour la courbe intégrale de stocks:

$$q_{\text{min}} = 6 \times 3 = 18 \text{ m}^3$$

$$q_{\text{max}} = 28 \times 3 = 84 \text{ m}^3$$

3/ Gravier :

1- $Q_{1T} = 3,38 \text{ m}^3$

$q_1 = \frac{3,38}{4} \approx 0,85 \text{ m}^3/\text{j}$

3- $Q_{3T} = 11,37 \text{ m}^3$

$q_2 = \frac{11,37}{4} \approx 2,84 \text{ m}^3/\text{j}$

4- $Q_{4T} = 44,2 \text{ m}^3$

$q_4 = \frac{44,2}{4} = 11,05 \text{ m}^3/\text{j}$

7- $Q_{7T} = 240,5 \text{ m}^3$

$q_7 = \left(\frac{240,5}{4}\right) \frac{1}{8} = 7,5 \text{ m}^3/\text{j}$

8- $Q_{8T} = 98,5 \text{ m}^3$

$q_8 = \frac{98,5}{16} \approx 6,2 \text{ m}^3/\text{j}$

9- $Q_{9T} = 98,5 \text{ m}^3$

$q_9 = \frac{98,5}{16} \approx 6,2 \text{ m}^3/\text{j}$

$Q_T = \sum Q_{iT} = 496,45 \text{ m}^3$

$q_{\text{moy}} = \frac{496,45}{45} = 11,03 \text{ m}^3/\text{j}$

on prendra $q_{\text{moy}} = 9 \text{ m}^3/\text{j}$

4/ Acier :

2- $Q_{2T} = 963 \text{ Kgs}$

$q_2 = \frac{963}{4} = 241 \text{ Kgs}/\text{j}$

6- $Q_{6T} = 35387,8 \text{ Kgs}$

$q_6 = \left(\frac{35387,8}{4}\right) \frac{1}{8} = 1106 \text{ Kgs}/\text{j}$

$Q_T = \sum Q_{iT} = 37000 \text{ Kgs}$

$q_{\text{moy}} = \frac{37000}{24} = 1542 \text{ Kgs}/\text{j}$

on prendra $q_{\text{moy}} = 2000 \text{ Kgs}/\text{j}$

Sur la courbe intégrale de stocks :

$q_{\text{mini}} = 6 \times 2000 = 12000 \text{ Kgs}/\text{j}$

$q_{\text{max}} = 28 \times 2000 = 56000 \text{ Kgs}/\text{j}$

5/ Le bois :

$Q_T = 15 \text{ m}^3$ il sera transporté en une seule fois.

N° d'ordre	Designation	Unité de Mesure	Quantité totale (PT)	C I M E N T		S A B L E		G R A V I E R		A C I E R		B O I S	
				CS kg/m³	CT kg	CS m³/m²	CT m³	CS m³/m²	CT m³	CS kg/kg	CT kg	CS m³/m²	CT m
1	Béton de propreté	m³	2,6	130	338	—	—	1,5	3,38	—	—	—	—
2	Armatures pour fondés	kg	935	—	—	—	—	—	—	1,03	963	—	—
3	Béton Armé pour F. isolets	m³	15,58	350	5453	0,48	7,48	0,73	11,37	—	—	—	—
4	Béton pour Semelles Cont.	m³	57,38	225	12911	0,5	28,7	0,77	44,2	—	—	—	—
5	coffrage pour Suprastruct.	m²	3272,87	—	—	—	—	—	—	—	—	0,0045	14,73
6	Armatures pour Suprastruct.	kg	34357	—	—	—	—	—	—	1,03	35387,8	—	—
7	Béton Suprastructure	m³	343,57	350	120243,5	0,46	158,04	0,7	240,50	—	—	—	—
8	Tout Venant pour dalle S.S.	m³	164,2	—	—	0,4	65,7	0,6	98,5	—	—	—	—
9	Béton pour dalle dessus	m²	1034,4	11,3	12367	0,05	54,72	0,09	98,5	—	—	—	—
10	liants pour Maçonnerie S.S.	m³	13,7	32	438,5	0,23	3,15	—	—	—	—	—	—
11	Revêtement du S.S.	m²	10,2	2	20,4	0,008	0,082	—	—	—	—	—	—
12	Revêtement du S.S.	m²	1094,4	12	13132,8	0,02	21,89	—	—	—	—	—	—
13	liants pour Maçonnerie R.D.E.C.	m³	66,58	32	2130,6	0,23	15,3	—	—	—	—	—	—
14	Enduit des Murs	m²	52	2	104	0,008	0,142	—	—	—	—	—	—
15	Enduit des Murs	m²	1186	3,8	45,5	0,024	30,83	—	—	—	—	—	—
16	Revêtement de dalle R.D.E.C.	m²	1034,4	13	14227,2	0,031	36,93	—	—	—	—	—	—

CHAPITRE IV

ORGANISATION DE LA BASE TECHNICO-MATERIELLE DU CHANTIER:

Le problème le plus difficile dans le projet d'organisation des travaux est constitué par la nécessité de l'établissement des constructions provisoires pour l'organisation territoriale du chantier et pour sa base matérielle.

L'établissement des nécessités des travaux d'organisation doit tenir compte des méthodes de travaux qui s'appliquent et de leur durée d'exécution.

1. ATELIERS:

Sur les grands chantiers sont organisés des ateliers centraux pour la confection des armatures qui doivent être dotés d'outillage de grande capacité (machine d'étrépage et de sectionnement des armatures livrées en rouleaux, machine pour façonner les armatures, machine pour les souder en points...) Pour façonner les armatures nécessaires à la réalisation des constructions de notre projet, nous avons réservé une petite place.

Pour confectionner des coffrages, sont nécessaires des ateliers spéciaux, ayant dans leur dotation des outillages de préparation du bois (scie circulaire, machine de polissage du bois). On a prévu sur notre chantier un petit préau de rectification et de réparation des coffrages.

Pour la préparation du béton nécessaire à l'exécution des travaux nous avons prévu une station de préparation avec des bétonnières qui est située près des dépôts de ciment et des agrégats.

2. Dépôts: Le rôle des dépôts est d'assurer l'approvisionnement continu de la production des chantiers avec des matériaux, des outillages etc...

et aussi leur stock doit compenser la non uniformité qui intervient de diverses causes dans l'approvisionnement général du chantier.

Le dimensionnement des dépôts se fait en fonction de la quantité nécessaire à déposer, des normes de dépôt par l'unité de surface, du rythme d'approvisionnement et de la nature du matériau.

3. Constructions Socio-Administratives:

l'exécution des travaux nécessite l'utilisation de travailleurs permanents les constructions administratives pour desservir le chantier (bureaux, magasins pour les outillages et lutte contre l'incendie, gares, etc...)

4. Base de dimensionnement des dépôts:

$$S_d = \frac{Q_{\max \text{ dépôt}}}{q} \cdot K.$$

S_d = Surface de dépôt

Q_{\max} = Q maximum réel

q = quantité spécifique en stock

K = coefficient de correction.

$$S_d = l \times L$$

l = largeur de la surface de dépôt

L = longueur de la surface de dépôt.

dans le cas du sable et du gravier ; les surfaces de dépôt sont

des trapèzes
$$S_d = \frac{(B+b) \times H}{2}$$

b = petite base

B = grande base

H = hauteur du trapèze.

Constructions sociaux administratifs.

- Les constructions sont les suivants:
 - vestiaires pour les travailleurs.
 - point sanitaire ou infirmerie pour tout le personnel
 - des toilettes pour tout le personnel
 - des bureaux pour 70% du personnel technico-administratif
 - un poste de garde.

Pour établir les surfaces de ces constructions, nous devons connaître l'effectif total. Sur le graphique d'échelonnement de la main d'œuvre se trouve le nombre d'ouvriers directement productifs

N_{pc} : nombre de constructeurs directement productifs

$$N_{pc} = 48$$

N_{pm} : nombre de monteurs directement productifs

$$N_{pm} = 8$$

N_c : nombre de personnes utilisés dans l'activité de construction

$$N_c = 1,47 N_{pc} = 1,47 \times 48 \approx 70$$

N_m : nombre de personnes utilisés dans l'activité de montage

$$N_m = 1,28 \times N_{pm} = 1,28 \times 8 \approx 10$$

N_T : l'effectif total des personnes qui se trouve en chantier

$$N_T = N_c + N_m = 70 + 10 = 80$$

Nous établirons l'effectif pour trois catégories d'employés

N_1 : travailleurs de qualification supérieure

N_2 : autres travailleurs (manœuvres)

N_3 : personnel technico-administratif.

$$N_1 = 0,5 N_c + 0,71 N_m = 35 + 7 = 42$$

$$N_2 = 0,4 N_c + 0,15 N_m = 28 + 2 = 30$$

$$N_3 = 0,1 N_c + 0,14 N_m = 7 + 1 = 8$$

$$N_T = N_1 + N_2 + N_3 = 42 + 30 + 8 = 80 \text{ ouvriers.}$$

dimensionnement des constructions sociales - administratifs.

- vestiaires

$$S_v = (N_1 + N_2) \times 0,7 = (42 + 30) \times 0,7 = 50,4 \text{ m}^2$$

0,7 m² est la surface nécessaire à une personne

- infirmerie

sur le chantier sera nécessaire une infirmerie qui sera aménagée près des bureaux.

- toilettes

$$S_T = (N_1 + N_2 + N_3) \times 0,05 = (42 + 30 + 8) \times 0,05 = 4 \text{ m}^2$$

0,05 m² est la surface nécessaire à une personne

- Bureaux pour 70% du personnel tecnico-administratif.

$$S_b = 0,7 \times N_3 \times 5 = 0,7 \times 8 \times 5 = 28 \text{ m}^2$$

5 m² est la surface nécessaire pour une personne.

- Poste de garde

nous avons une seule entrée pour tout le chantier, nous installerons un poste de garde à cette entrée

- Poste d'incendie

nous le placerons uniquement près du dépôt inflammable.

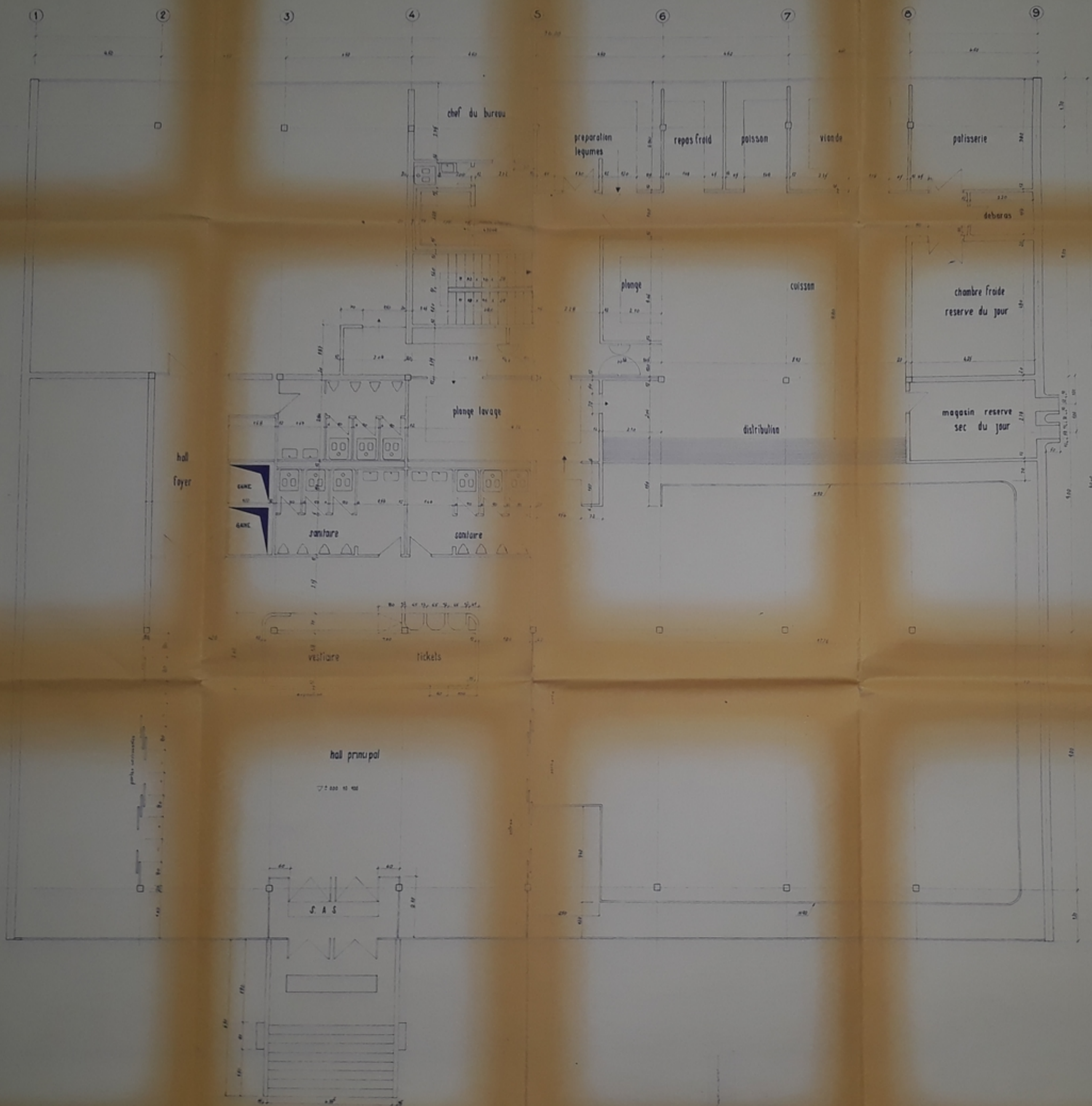
BIBLIOGRAPHIE

Reglements:

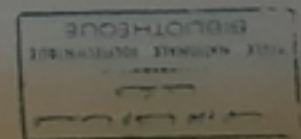
<u>Titre</u>	<u>Auteurs</u>
Regles Neige et Vent 65 (Revisé Janvier 1975) -----	D.T.U
Regles de calcul de constructions en acier (CM66) -----	D.T.U
Regls C.C.B.A 68 -----	D.T.U

Ouvrages

<u>Titre</u>	<u>Auteurs</u>
Aide memoire de Béton armé -----	Victor Daubovici
Aide memoire de Batiment tome 1 et tome 2 -----	Benjamin Boulet
Le Calcul et la verification d'ouvrages en Béton armé -----	Pierre Charron
Exercices de Béton armé -----	Pierre Charron
Cours de Béton de l'E.N.P -----	Bron
Le Charpentes metaliques tome 1 et tome 2 (cours de l'E.N.P) -----	Y. MARTINO ✓
Notes du Cours d'organisation de chantier de l'E.N.P.	
Notes des travaux dirigés d'organisation de chantier de l'E.N.P -----	N. Bejenariu
Constructii Metalice Exemple de calcul -----	Dan Motescu - Danil Rosu - Ioan Caraba.
Indeptar pentru Constructii metalice	- E.M. Fluture - I. Otescu - P. Cristea



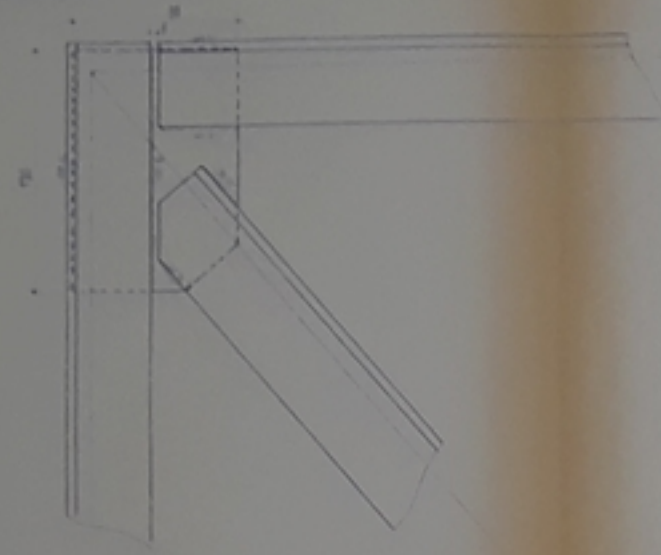
PB 177
-1-



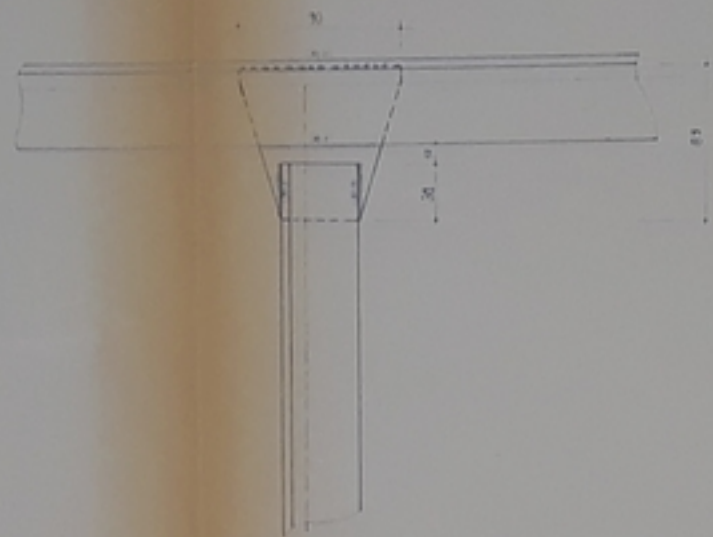
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
 MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
 ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
 المدرسة الوطنية للمهندسين بالمراسم
ENPA
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER
 Projet de fin d'études
 PROMOTION JANVIER 1977
PLAN DU R.D.E.C

AUTEUR DES MODIFICATIONS		
PROPOSE PAR	ETUDE PAR	
M. K. EL-BAHRI	K. ABADA	1

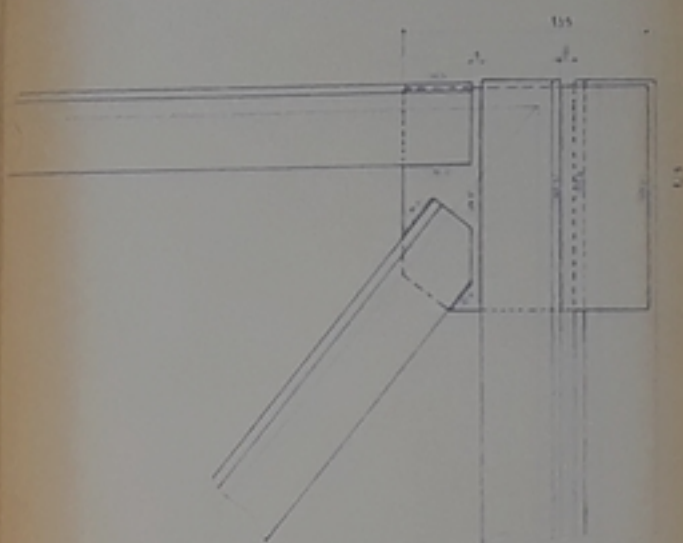
CONSULE NCEUD ⑤



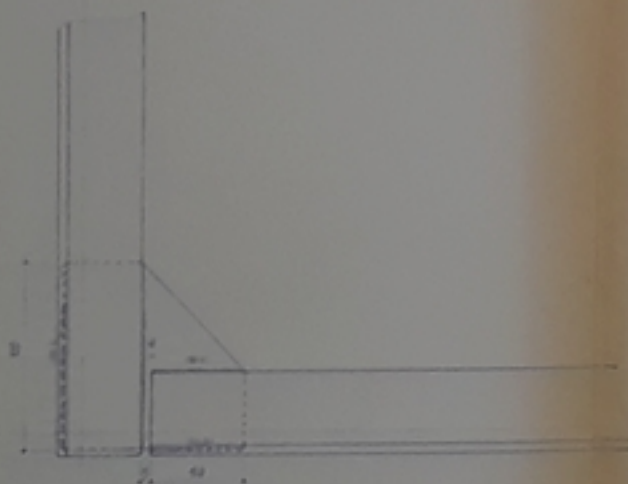
CONSULE NCEUD ②



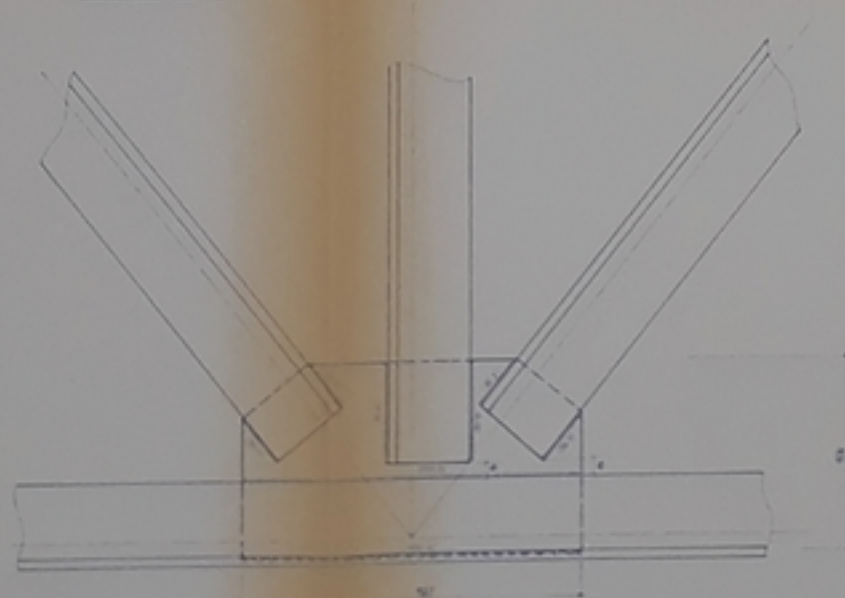
CONSULE NCEUD ③



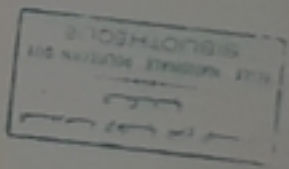
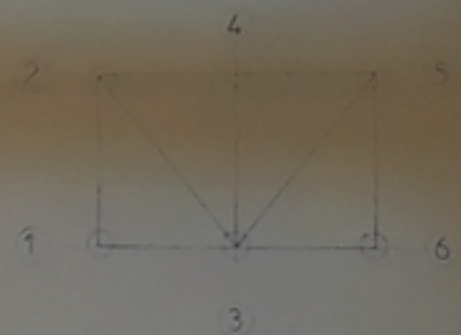
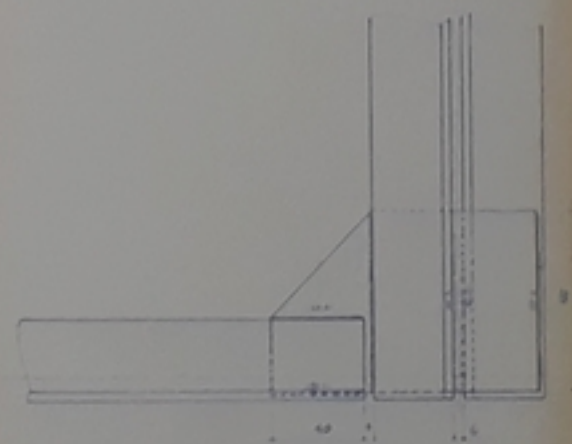
NCEUD ①



CONSULE NCEUD ①



NCEUD ②



PR004F2
-03-

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

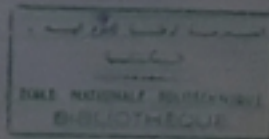
المدرسة الوطنية لتكنولوجيا الهندسية بالجزائر

ENPA

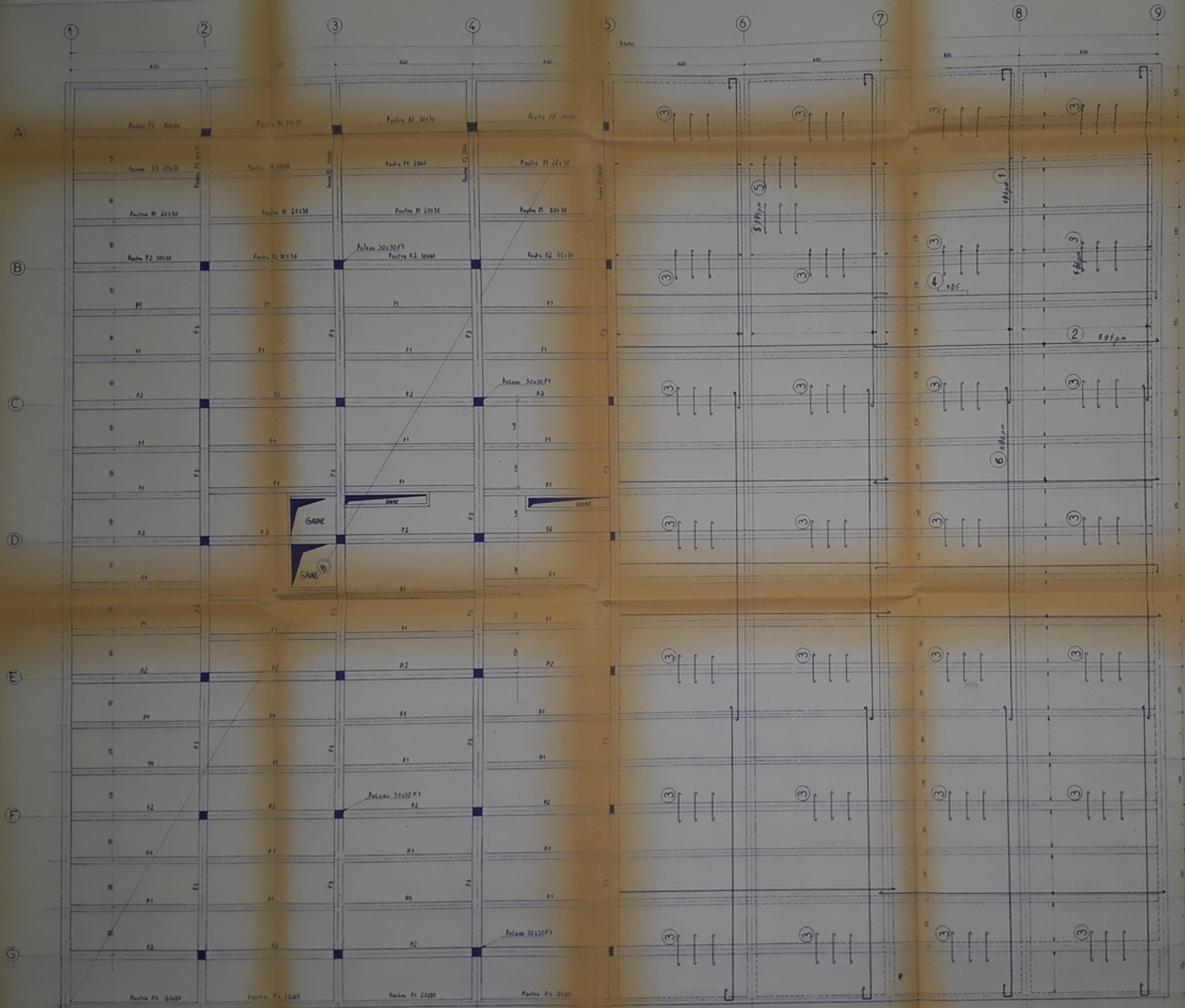
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

Projet de fin d'études
PROMOTION JANVIER 1977

PLAN DETAILLE DES
NCEUDS DE LA CONSULE



DATE	REGIONE FAR	ETUDE FAR	3
	AL NAGHAYAT	A. ABAD S. BOUAFIA	



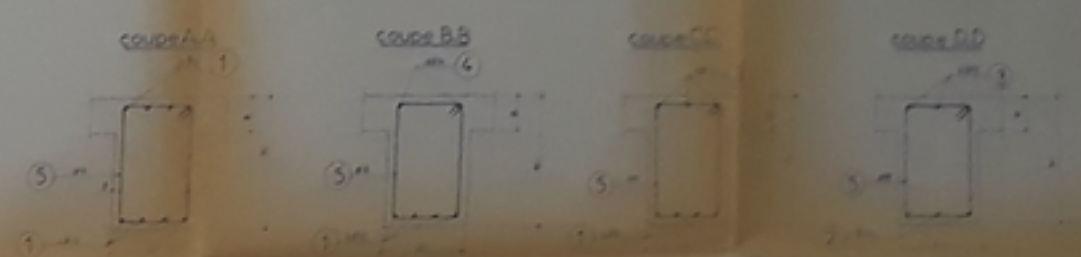
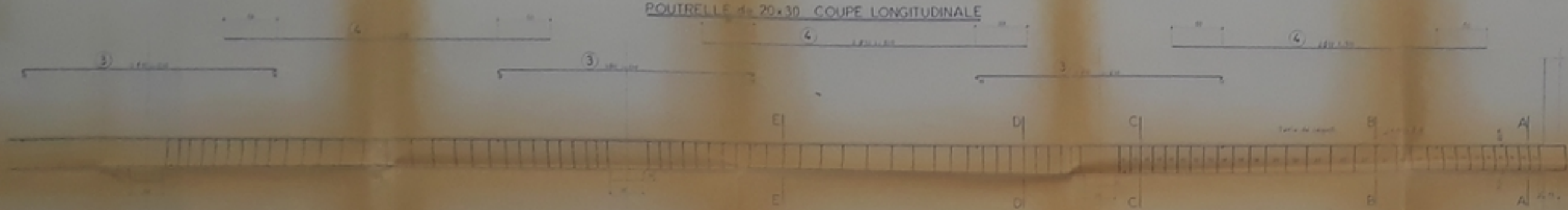
NOMENCLATURE				
N°	DESIGNATION	LONG° dans BAIE	N° des BAIES	PACONAGE
1		1170	4	3
2		1110	3	3
3		1050	2	3
4		990	1	3
5		930	0	3
6		870	0	3

TABLEAU RECAPITULATIF			
POUTRES		POTEAUX	
SECTION	SECTION	SECTION	SECTION
P1	20x30	P1	20x30
P2	20x30		
P3	20x30		
P4	20x30		

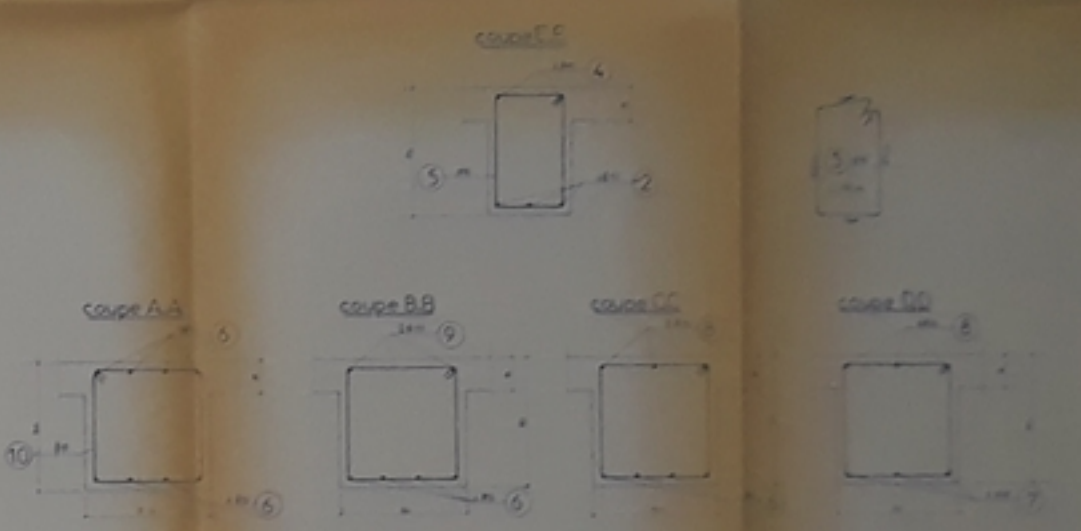
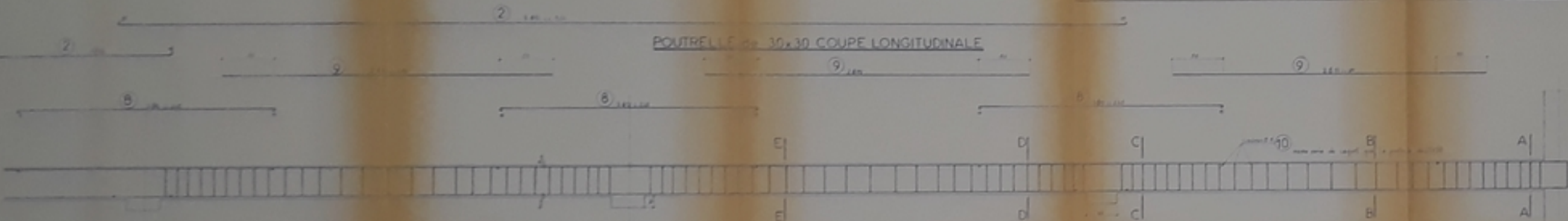
PB00177
.04.

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية والنوعية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
 MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
 ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
 المدرسة الوطنية لتكنولوجيا الهندسة بالجزائر
ENPA
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER
 Projet de fin d'étude
 PROMOTION JANVIER 1977
 PLAN DE COFFRAGE FERAILLA-
 GE DE LA DALLE DU R.D.C.
 إعداد: الأستاذ الدكتور
 محمد
 مدير المعهد الوطني
 للتكنولوجيا بالجزائر
 4

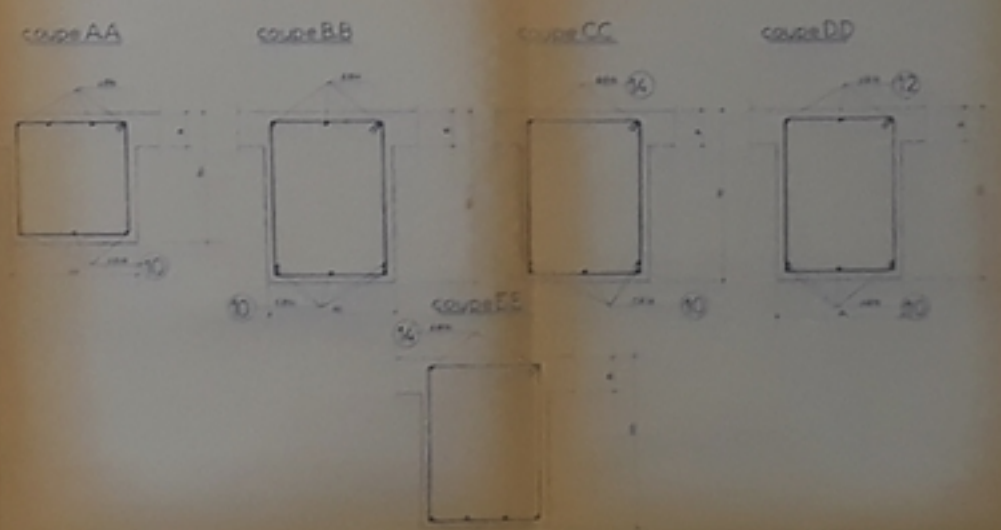
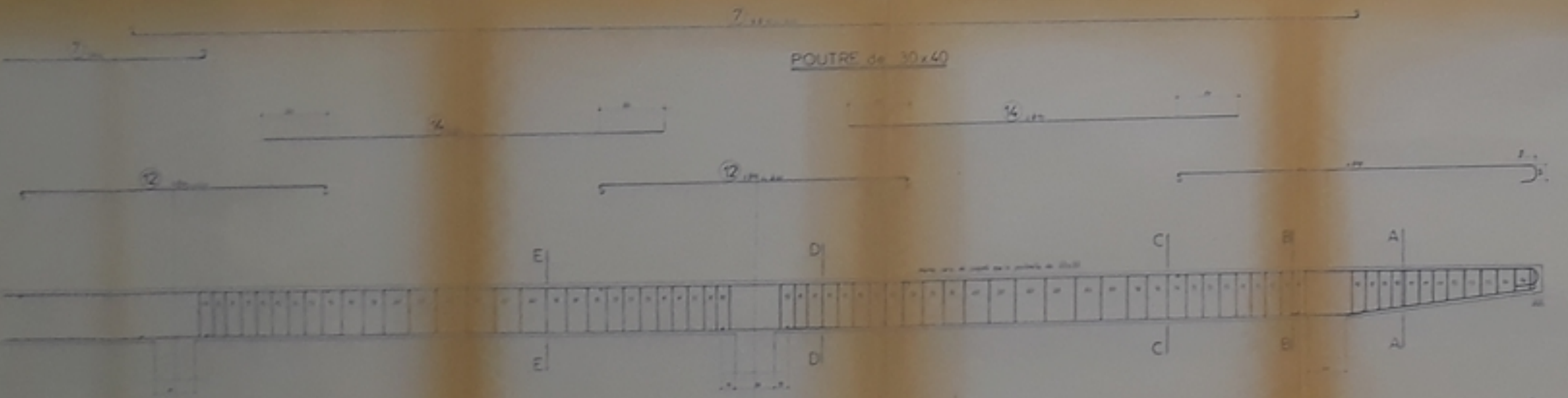
POUTRELLE de 20x30 COUPE LONGITUDINALE



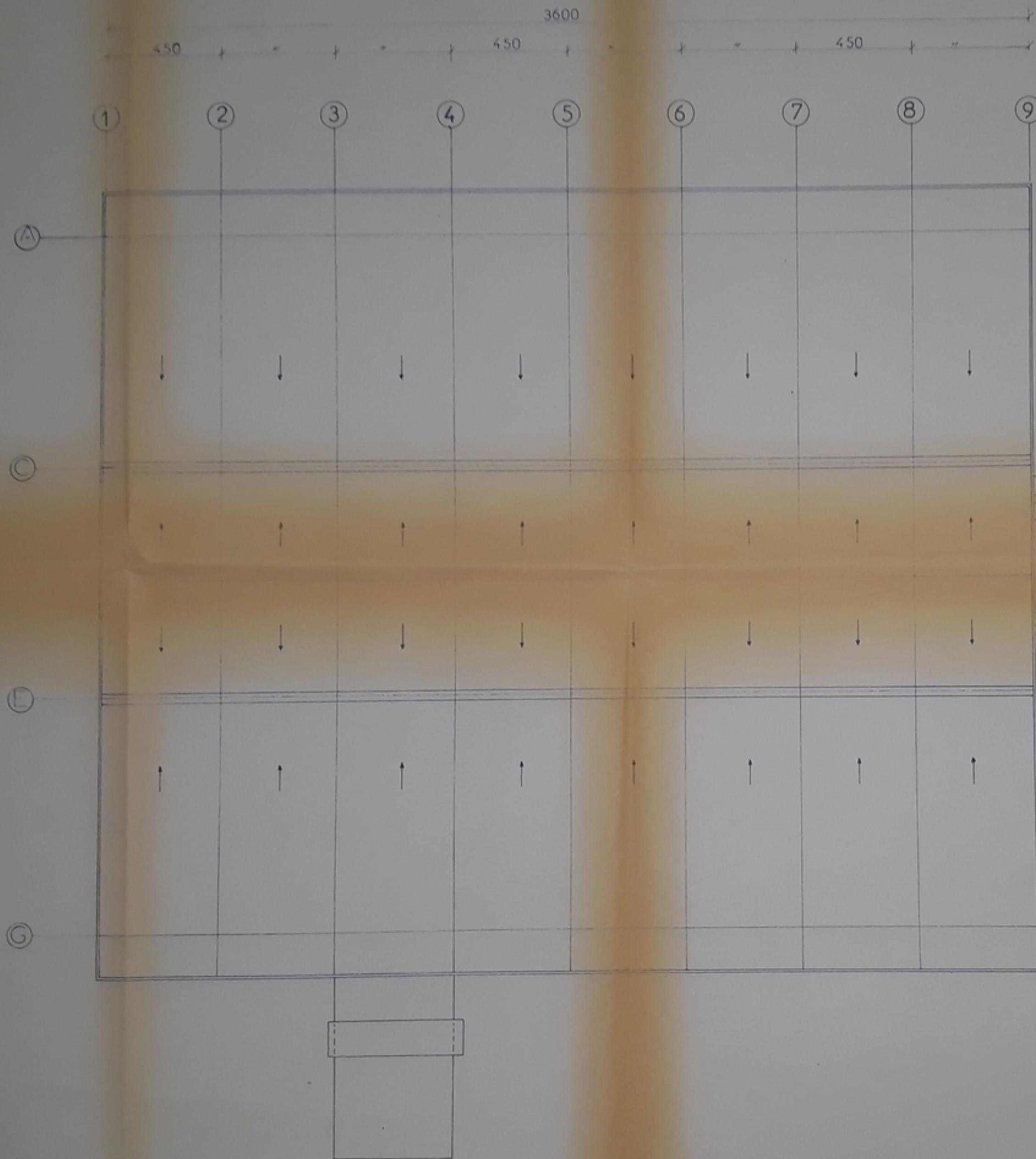
POUTRELLE de 30x30 COUPE LONGITUDINALE



POUTRE de 30x40



الجمهورية العربية السورية
 وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
 جامعة تشرين - اللاذقية
 كلية الهندسة - اللاذقية
ENPA
 Project de fin d'études
 PROMOTION JANVIER 1977
 PLAN DE FERRAILLAGE
 DES POUTRES P1, P2, P3



ENTREE

BIBLIOTHEQUE
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 ALGER

PD 001 77
 -07-

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية والشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
 MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
 ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ENPA

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

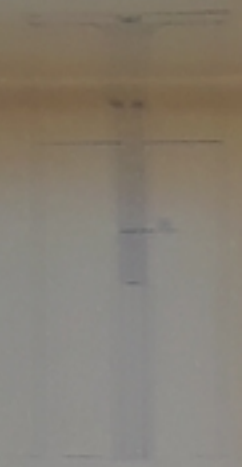
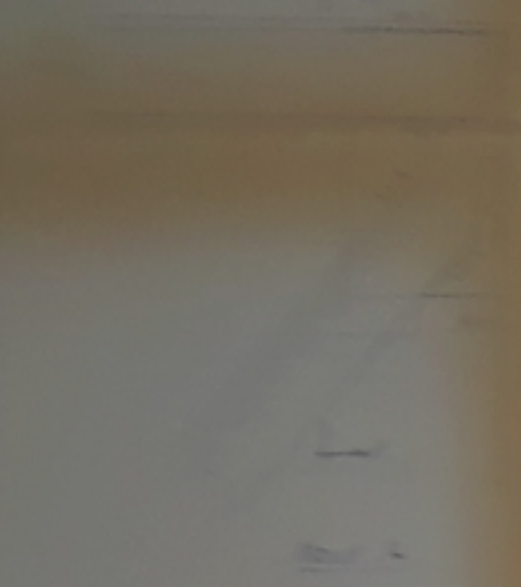
Projet de fin d'études
 PROMOTION JANVIER 1977

PLAN DE LA TOITURE

BIBLIOTHEQUE
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 ALGER

DATE	NATURE DES MODIFICATIONS	DATE

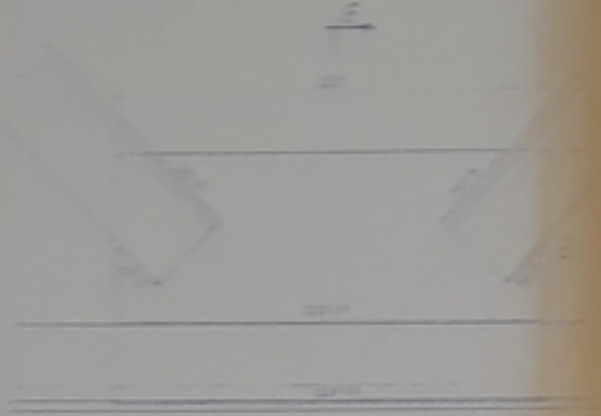
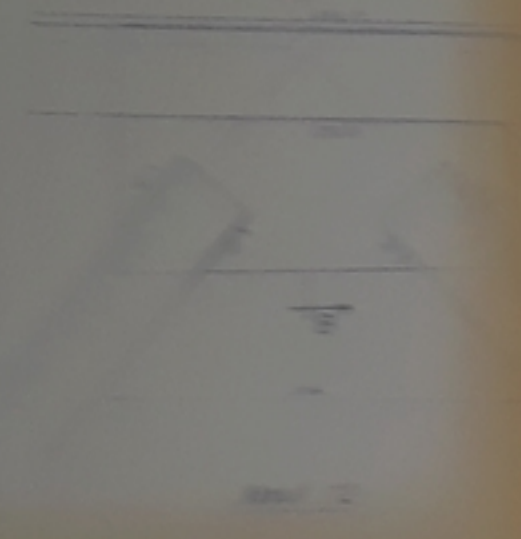
ING. N. BEVINARIU	ETUDIE PAR K. ABADA B. BENKHELIFA	3
-------------------	---	---



Joint 18



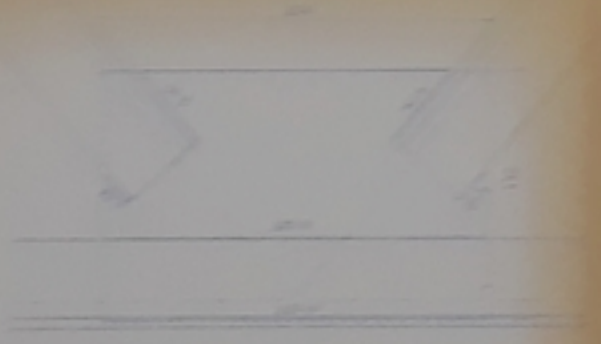
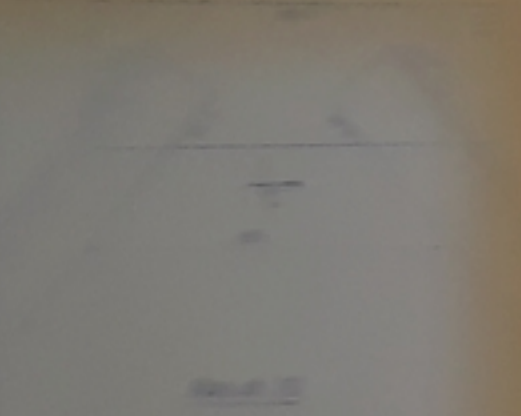
Joint 19



Joint 20



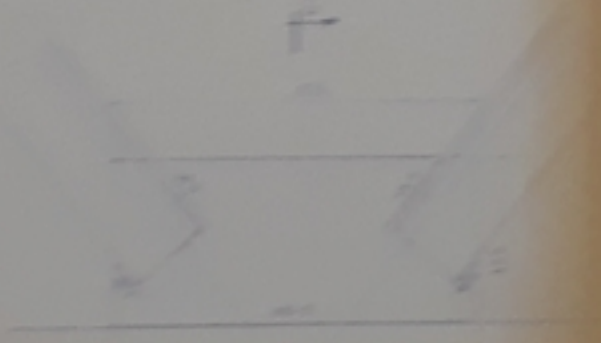
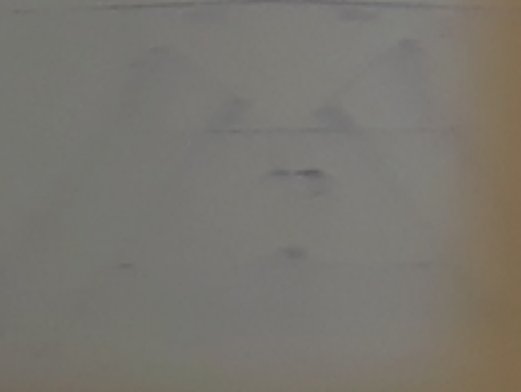
Joint 21



Joint 22



Joint 23



Joint 24



Joint 25

25/05/22
28

الجمهورية العربية السورية
الجامعة العربية السورية
الكلية الهندسية
الهندسة المدنية
الهندسة المعمارية
الهندسة الكهربائية
الهندسة الميكانيكية
الهندسة الكيميائية
الهندسة البيئية
الهندسة الجغرافية
الهندسة الزراعية
الهندسة الطبية
الهندسة البحرية
الهندسة الفضائية
الهندسة النووية
الهندسة الفضائية
الهندسة النووية

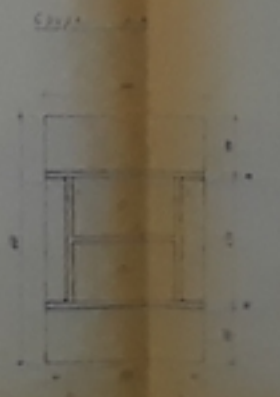
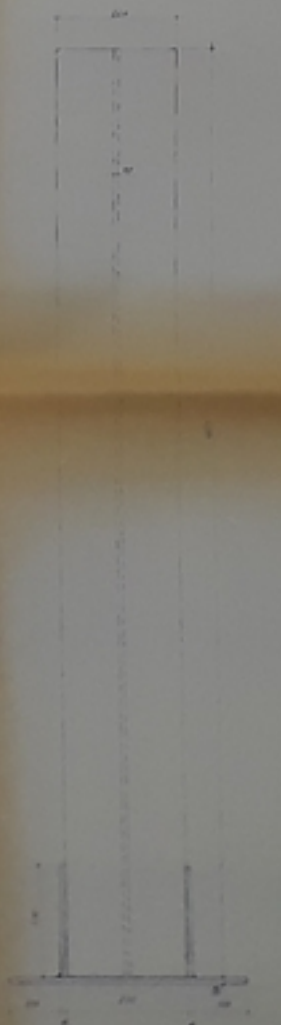
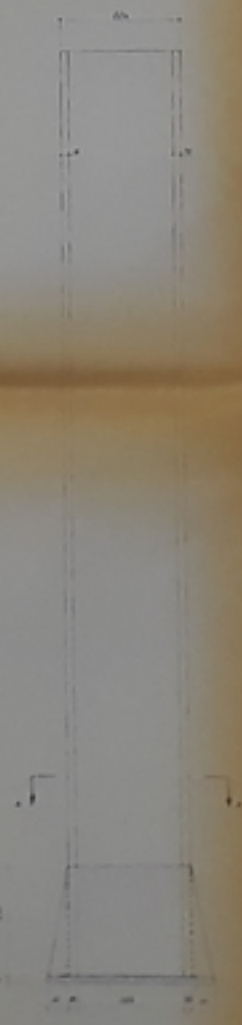
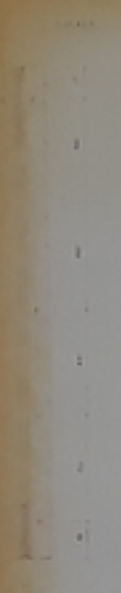
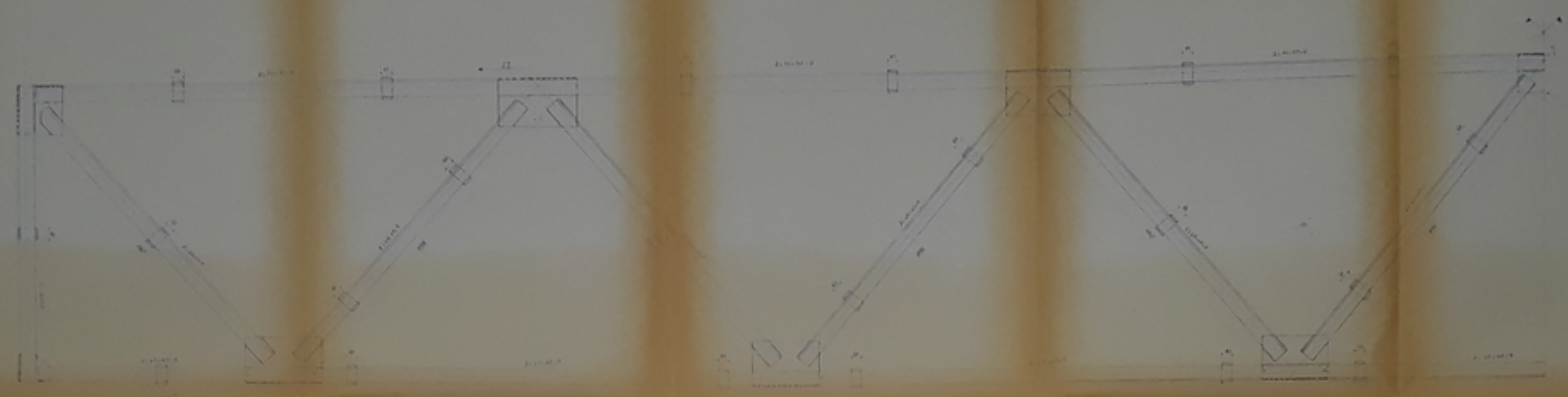
ENPA

PROJET DE LA STATION
PROMOTION JANVIER 1977

PLAN DETAILLE DES
NOEUDS DE LA FERME PRINCIPALE

الهندسة المدنية
الهندسة المعمارية
الهندسة الكهربائية
الهندسة الميكانيكية
الهندسة الكيميائية
الهندسة البيئية
الهندسة الجغرافية
الهندسة الزراعية
الهندسة الطبية
الهندسة البحرية
الهندسة الفضائية
الهندسة النووية

NO	DESCRIPTION	DATE	2
----	-------------	------	---



Item	Description	Quantity	Unit
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

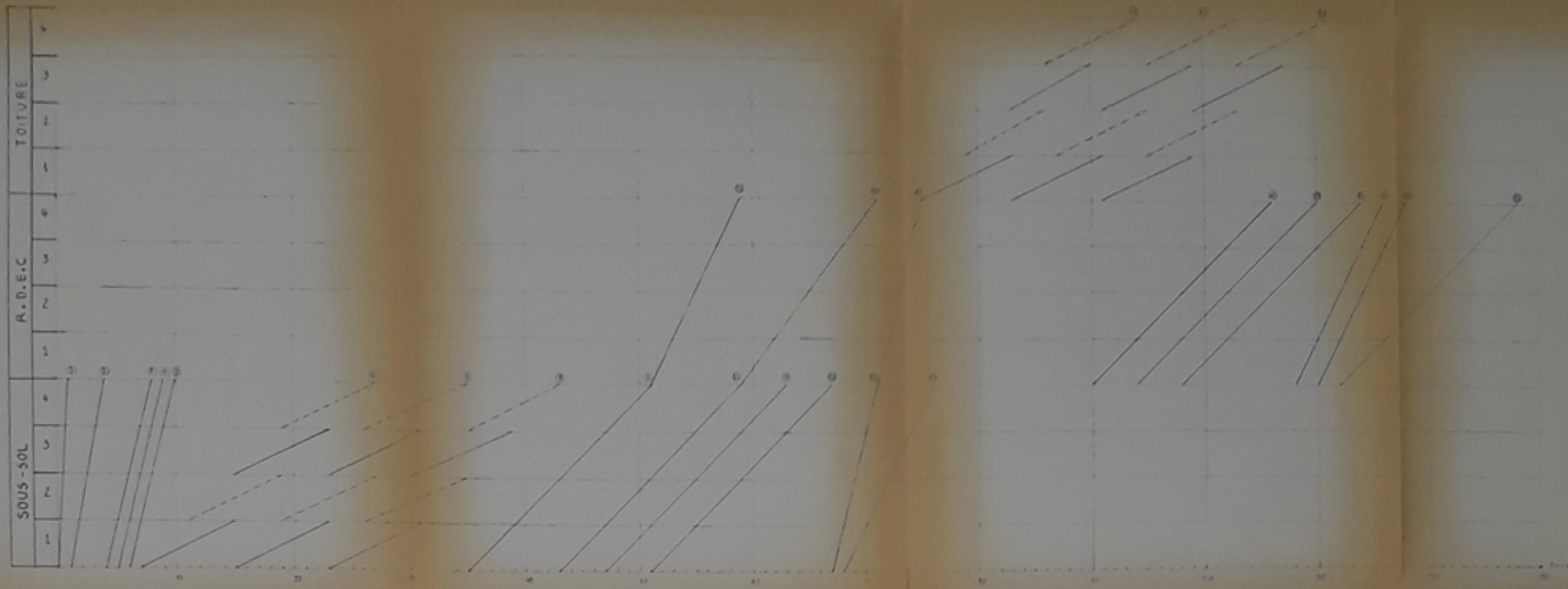
Item	Description	Quantity	Unit
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

200177
-10

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
 جامعة القاهرة
 كلية الهندسة
ENPA
 معهد الدراسات والبحوث الإنشائية
 مشروع إنشائية
 ترقية البنية التحتية للجامعة
PLAN D'EXECUTION
FERME - CONSOLE - POTEAU

CYCLOGRAMME

- 1) Terrasse
- 2) Excavation
- 3) Finition de la terrasse
- 4) Finition de la terrasse
- 5) Réalisation de la structure de la toiture
- 6) Réalisation de la toiture
- 7) Finition de la toiture
- 8) Réalisation de la structure de la toiture
- 9) Réalisation de la toiture
- 10) Réalisation de la toiture
- 11) Finition de la toiture
- 12) Finition de la toiture
- 13) Réalisation de la toiture
- 14) Réalisation de la toiture
- 15) Réalisation de la toiture
- 16) Réalisation de la toiture
- 17) Réalisation de la toiture
- 18) Réalisation de la toiture
- 19) Réalisation de la toiture
- 20) Réalisation de la toiture
- 21) Réalisation de la toiture
- 22) Réalisation de la toiture
- 23) Réalisation de la toiture
- 24) Réalisation de la toiture
- 25) Réalisation de la toiture
- 26) Finition de la toiture



GRAPHIQUE A BARRES

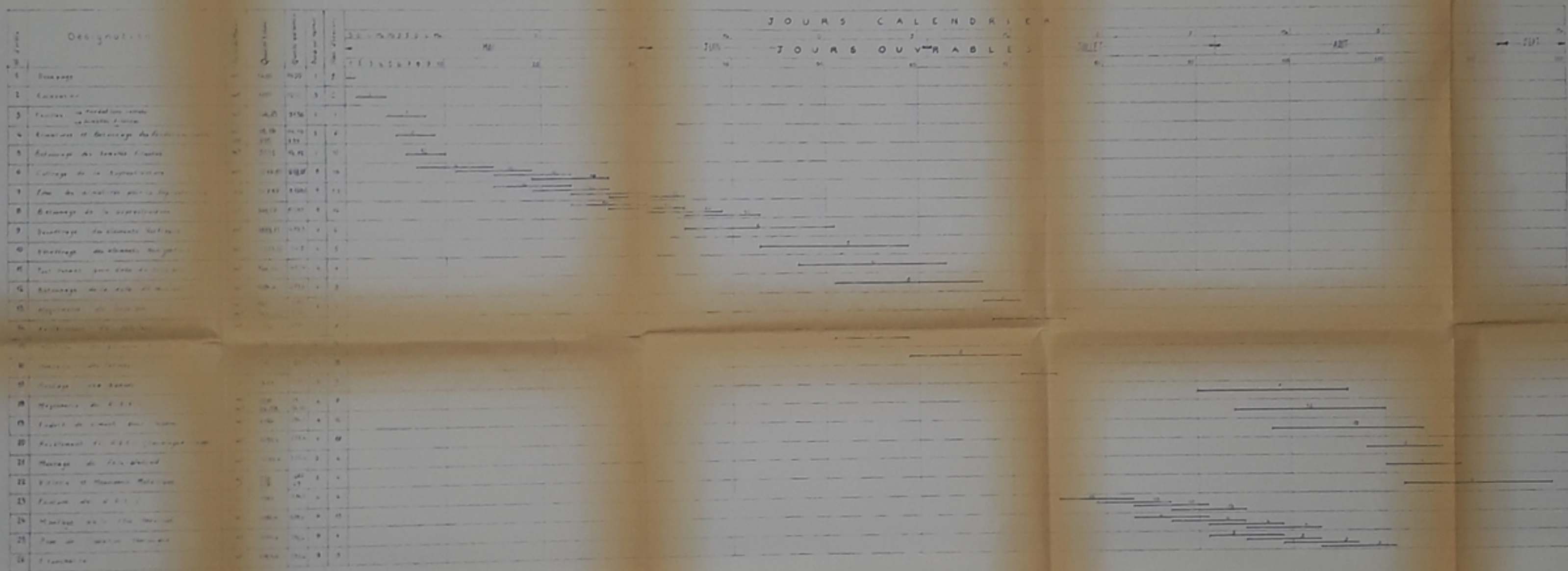
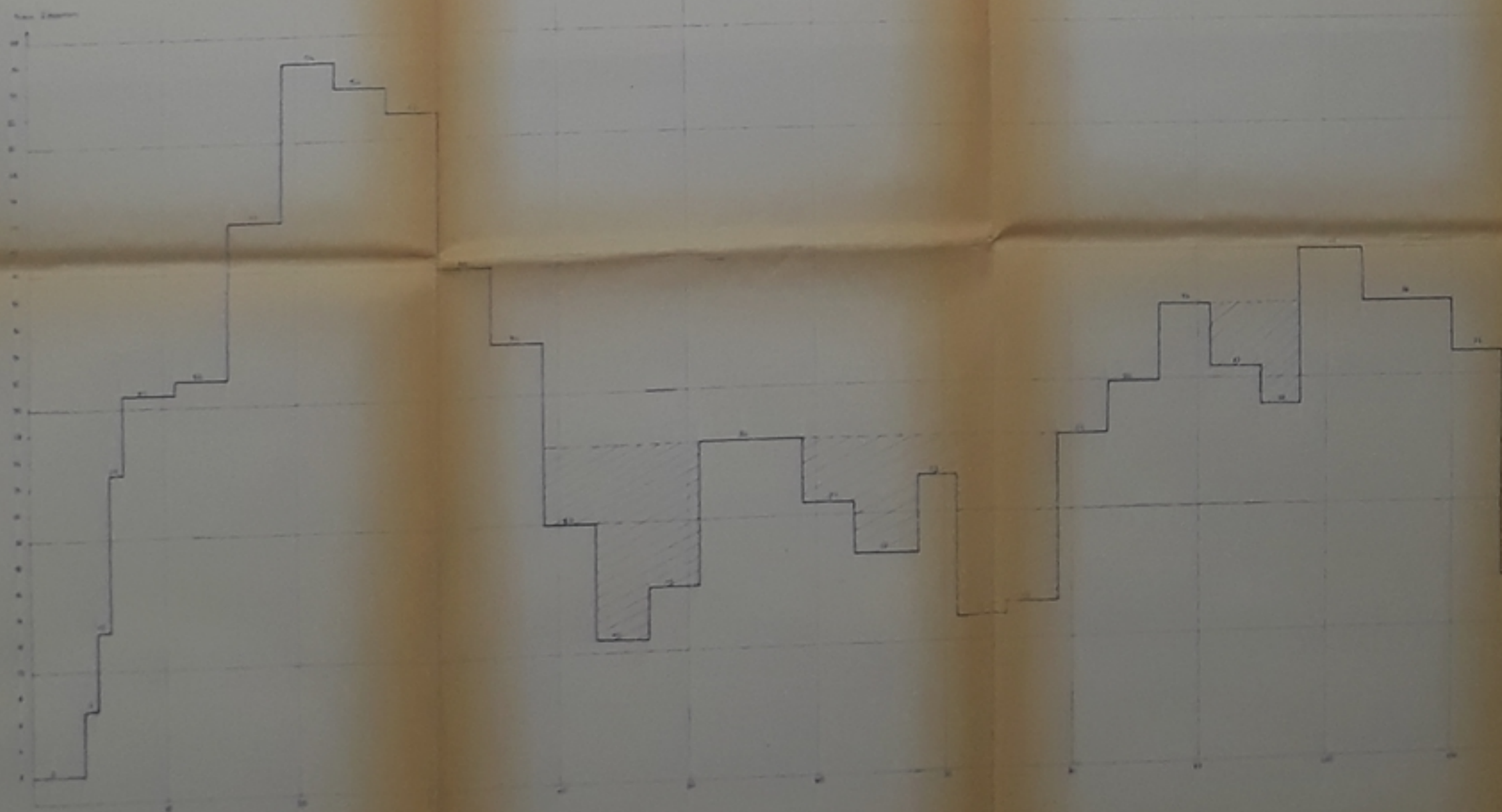


DIAGRAMME DES OUVRIERS



PB 00177
-1-

Projet de fin d'études
Promotion janvier 1977

PLAN D'ORGANISATION
DU CHANTIER

proposé par : ing. Bejnonu
étudié par : K. Abada, B. Benkhelifa

