UNIVERSITÉ D'ALGER

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

THÈSE DE FIN D'ÉTUDES

ETUDE D'UN STADE EN BETON ARME

PROMOTION 1975

PROPOSE PAR :
M BRON

ETUDIEE PAR :
HALLAK Sami

Je tiens à remercier tous mes professeurs qui ont contribué à ma formation et surtout: à Mr Bron, pour les conseils qu'ils m'a fournis lors du calcul de mon projet.

Aussi, je remercie l'Etat Algerien qui m'a attribué une bourse d'etudes durant mes études supérieures.

Sommaire

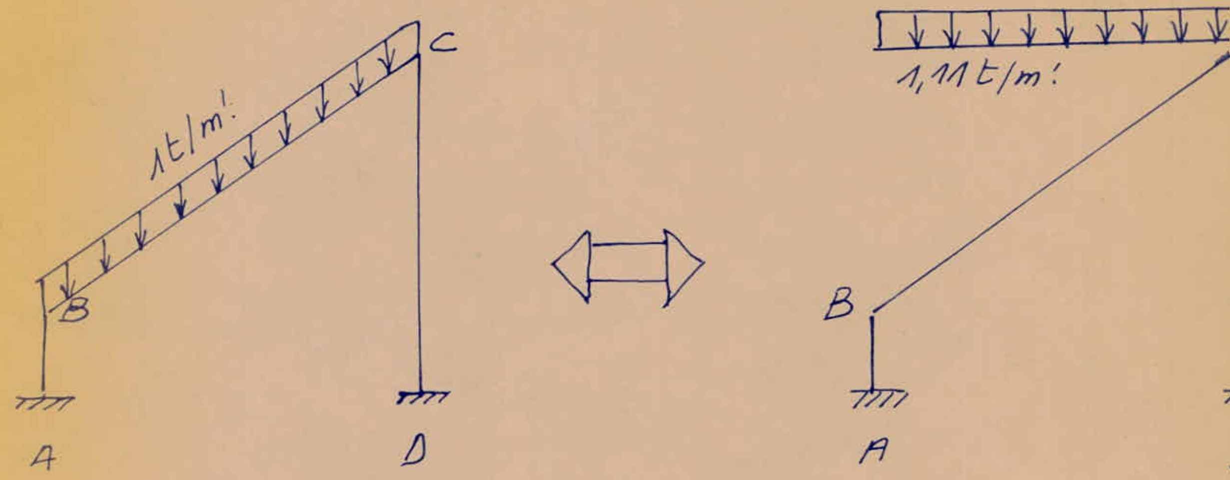
. Parties traitées :   pages.

- Partie RDM du portique 1
- Calcul au seisme . . . . 54.
- Dimensionnement du portique principal . . 71
- Calcul : gradins, dalle, toiture 83
- Calcul de la toiture . . . . 99.
- Calcul des fondations . 106

Partie R.D.M du Portique.

- Etude par la méthode de Cross.
- Etude de la console
- Etude de tous les cas de charges (voir tableau).

Charges verticales sur la traverse.



$q \times \ell = q' \times \ell' \Rightarrow 1t/m' \times 10 = q' \times 9 \Rightarrow q' = \frac{10}{9} = \underline{1,11\,t/m'}$

On conserve les mêmes roideurs et coefficients de répa

ⓐ Les noeuds sont fixes = Moments d'encastrement parfait

$M_{BC} = -M_{CB} = \frac{1,11 \times \bar{9}^2}{12} = 7,492\,t \cdot m.$

Noeuds	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
		0,9	0,09	0,321	0,687	
			+7,492	-7,492		
B	-3,371	-6,742	+0,6742	-0,3371		
C			+1,2565	+2,5131	+5,3785	+2,68
B	-0,565	-1,1308	-0,1130	-0,0565		
C.			+0,009	+0,0181	+0,0388	+0,01
M	-3,936	-7,8728	+7,97	-5,3544	+5,4173	+2,708

Au niveau de AD:

$$T = -3,936 - 7,8728 + \frac{5,4173 + 2,7086}{3}$$

$T = -9,1$.

(b) Déplacement des noeuds :

Donnons au noeud C, un déplacement Δ, B aura le même déplacement car BC reste constante.

$N = 1 \Rightarrow$ à envisager un déplacement relatif.

$$M_{BA} = M_{AB} = \frac{6EI\Delta}{h^2} = 6.$$

$$M_{CD} = M_{DC} = \frac{6EI\Delta}{4,54^2} = 0,291.$$

Noeuds	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
		0,9	0,09	0,321	0,687	
	+6	+6.			+0,291	+0,29
B	−2,7	−5,4	−0,54	−0,27		
C			−0,0033	−0,067	−0,0144	−0,00
B	+0,0014	+0,0029	+0,0002	+0,0001.		
M	+3,3014	+0,6029	−0,5431	−0,2766	+0,2766	+0,28

$T'_{AB} = +3,904t$; $T_{CD} = +0,1234t \Rightarrow T_{AD} = 4,0274t$.

Soit $k\Delta$ le déplacement réel des noeuds B et C, le système ét. équilibre on doit avoir : $-9,1 + k \times 4,0274 = 0$
$\Rightarrow k = 2,2595$

$M_{AB} = -3,936 + 2,259 \times 3,3014 = +3,52 t.m.$

$M_{BA} = -7,8728 + 2,259 \times 0,6029 = -6,71 t.m$

$M_{BC} = +7,97 + 2,259 \times -0,5431 = +6,74 t.m.$

$M_{CB} = -5,3544 + 2,259 \times -0,2766 = -5,97 t.m$

$M_{CD} = +5,4173 + 2,259 \times 0,2766 = +5,97 tm.$

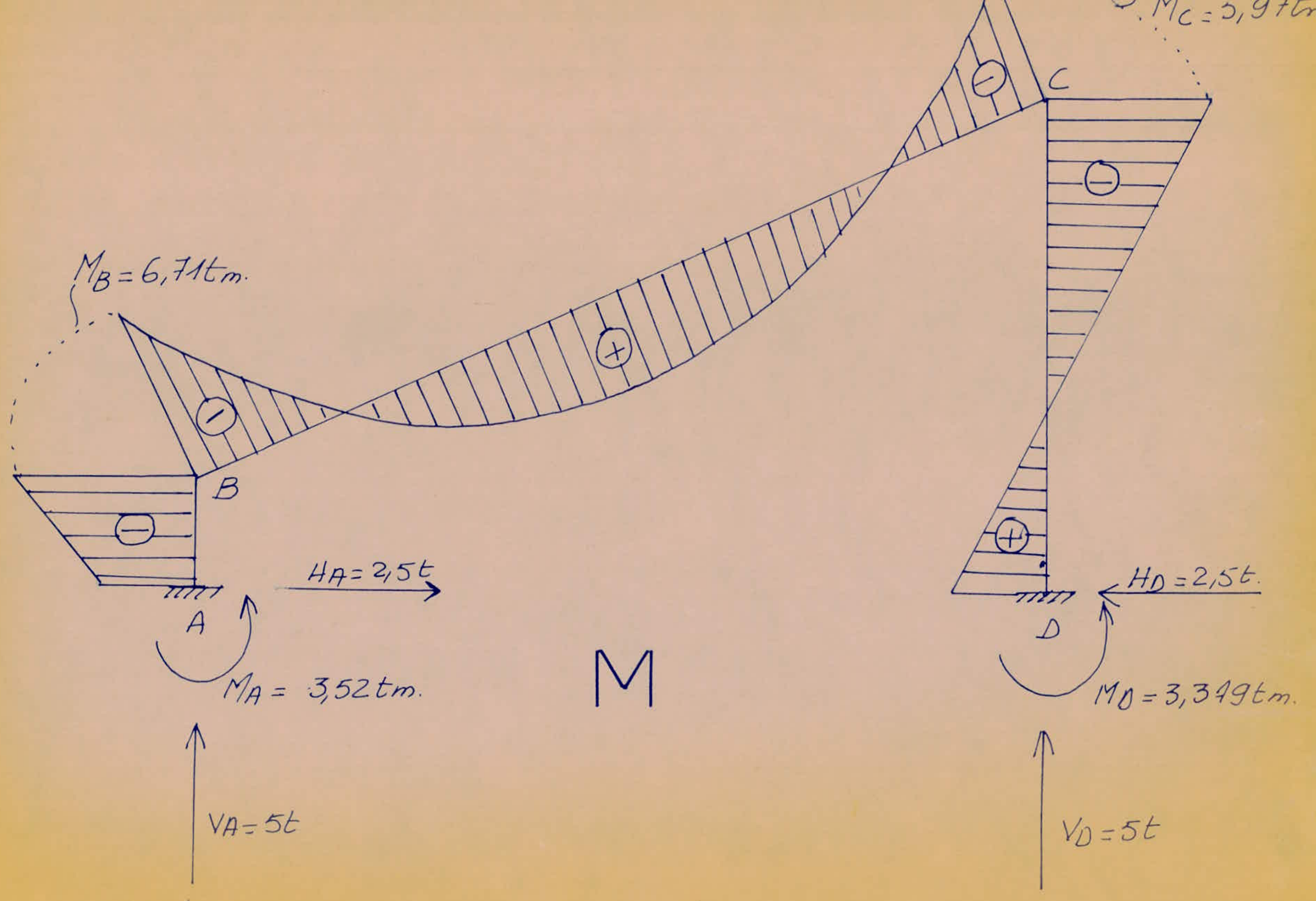
$M_{DC} = +2,7086 + 2,259 \times 0,2838 = +3,34 tm.$

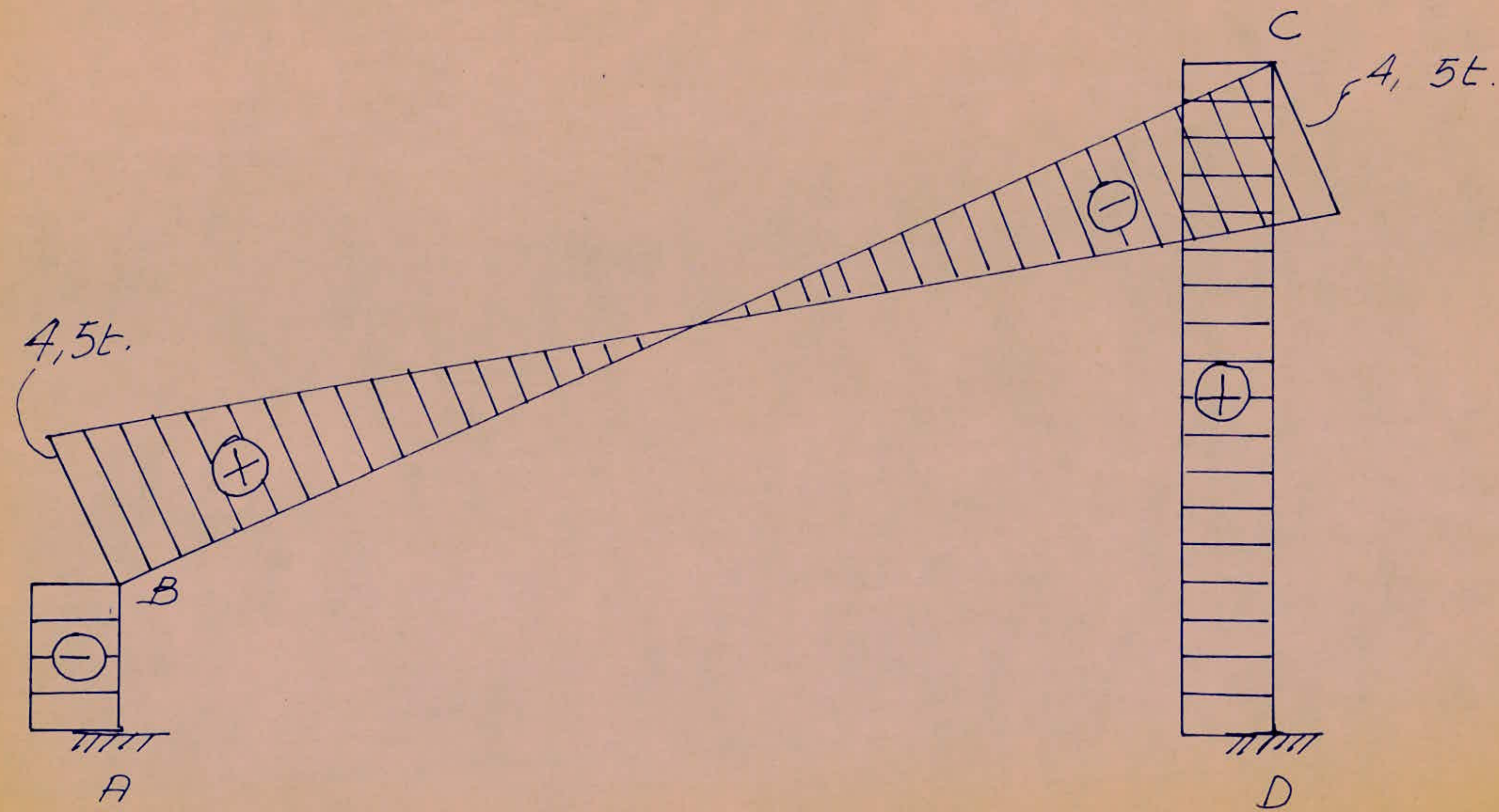
$H_A = -2,5t.$

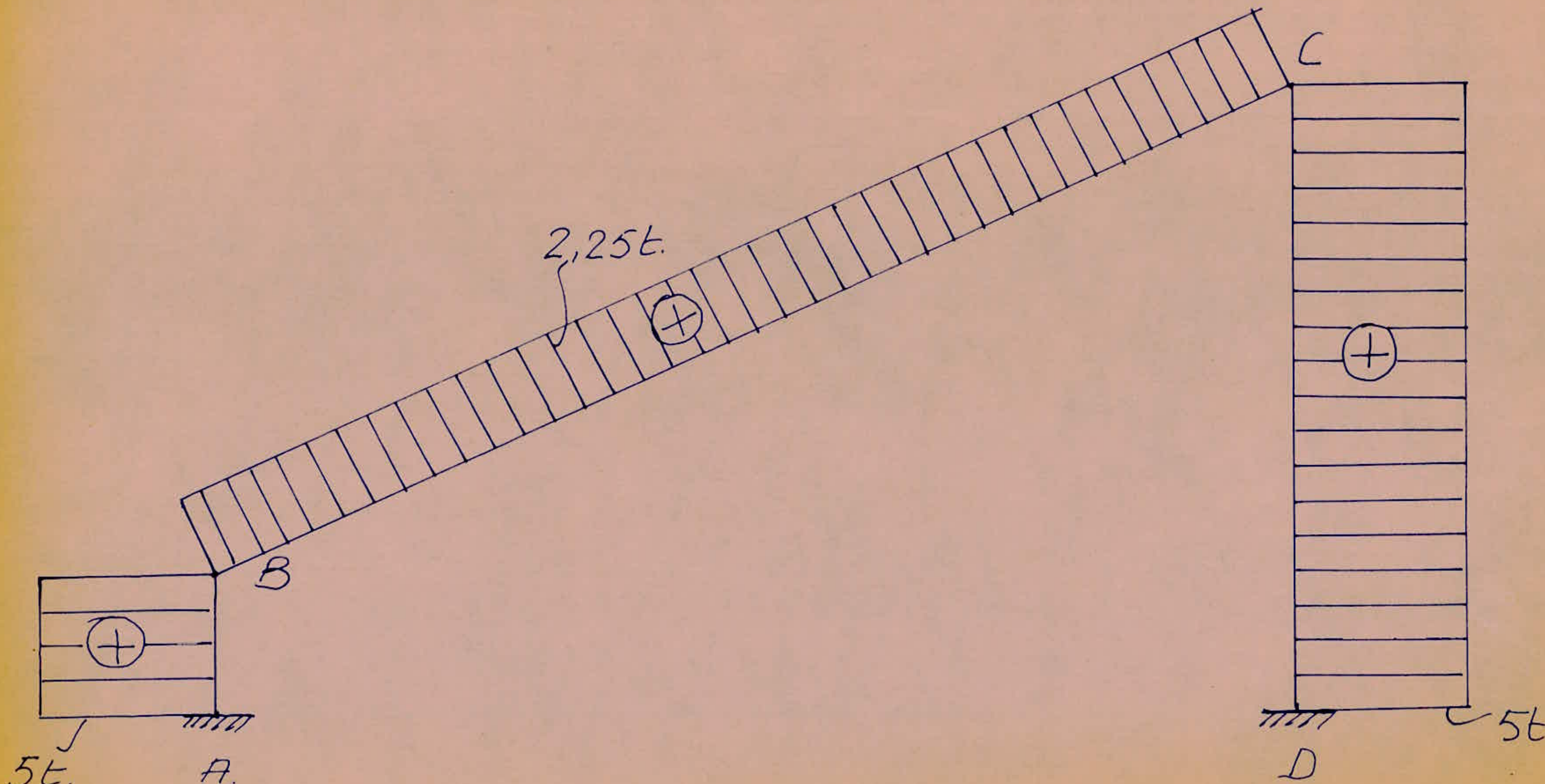
$H_D = +2,5t.$

$V_D = \dfrac{1,11 \times 81/2 + M_A - M_D}{9} = \dfrac{44,95 + 3,52 - 3,34}{9} =$

$V_A = S - V_C = 9 \times 1,11 - 5,015 = \underline{4,97t.}$


M_C = 5,97tm
C
M_B = 6,71tm.
B
A
H_A = 2,5t
M_A = 3,52tm.
M
D
H_D = 2,5t.
M_D = 3,349tm.
V_A = 5t
V_D = 5t

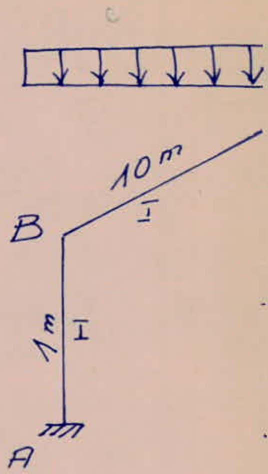

C
4, 5t.
4,5t.
B
A
D



2,25t.
C
B
5t.
A.
D
5t.

Cas de charges verticales dûes au ven

Raideur des barres :



$\cdot R_{AB} = \frac{I}{l} = \frac{I}{1}$

$\cdot R_{BC} = \frac{I}{10}$

$\cdot R_{CD} = \frac{I}{4{,}54}$.

Coefficients de repartition :

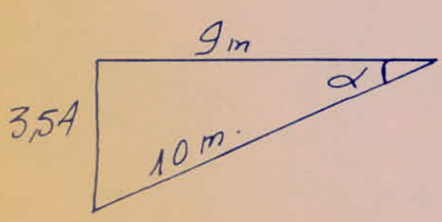
$\cdot BA = \frac{I/1}{I/1 + I/10} = \frac{I/1}{I(1+1/10)} = 0{,}9$.

$\cdot BC = \frac{I/10}{I/1 + I/10} = \frac{1/10}{(1+1/10)} = 0{,}090$.

$\cdot CB = \frac{I/9}{I/10 + I/4{,}54} = \frac{1/9}{(1/10 + 1/4{,}54)} = 0{,}312$.

$\cdot CD = \frac{I/4{,}54}{I/10 + I/4{,}54} = 0{,}687$.

ⓐ : Les noeuds sont fixes - Moment d'encastrement parfa

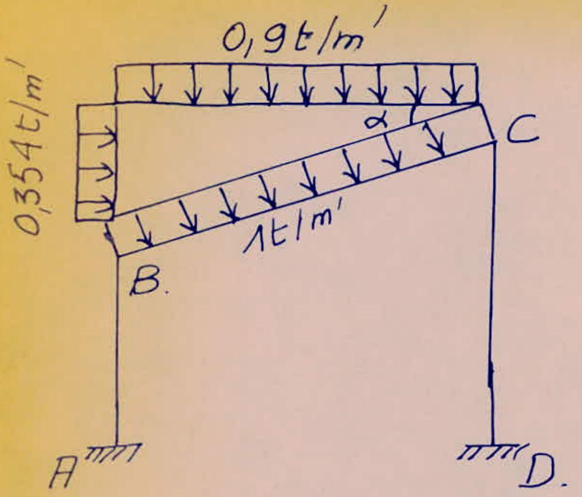


$- \sin\alpha = \frac{3{,}54}{10} = 0{,}354$

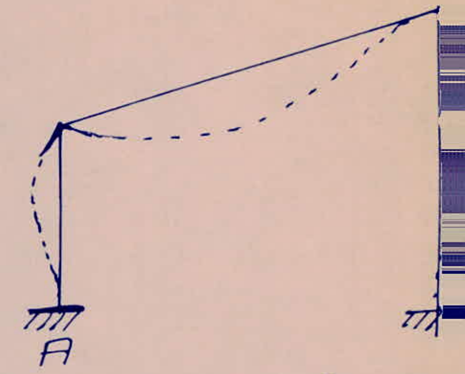
$- \cos\alpha = \frac{9}{10} = 0{,}9$

$- \cos\alpha = 0{,}9 = \frac{x\,t/m'}{1\,t/m'} \Rightarrow x\,t/m' = 0{,}9\,t/m'$.

$- \sin\alpha = 0{,}354 = \frac{y\,t/m'}{1} \Rightarrow y\,t/m' = 0{,}354\,t/m'$.



noeuds fixes.



$$M_{BC} = -M_{CB} = \frac{0,9 \times 0,9^2}{12} \quad 6,0$$

	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC.
		0,9	0,09	0,312	0,687	
			+6,075	-6,075		
B	-2,7337	-5,4675	-0,5467	-0,2733.		
C			+0,9903	+1,9806	+4,3612	+2,180-
B	-0,4456	-0,8912	-0,0891	-0,0445		
C			+0,0069	+0,0138	+0,0305	+0,01[illegible]
B	-0,0031	-0,0062	-0,0006	-0,0003		
C			+0,00004	+0,00009	+0,0002.	+0,000-
M	-3,1824	-6,4358	+6,4358	-4,3986	+4,3919	+2,195.

Efforts tranchants (noeuds fixes).

- du niveau AD:

$$T = \theta + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l}.$$

$$T_{AB} = \frac{-3{,}1824 - 6{,}3649}{1} = -9{,}5473.$$

$$T_{AB} = -9{,}5473$$

$$T_{DC} = \frac{+4{,}3919 + 2{,}1959}{4{,}54} = +1{,}4510.$$

$T_{DC} = +1{,}4510.$ $\Longrightarrow$ $T = -9{,}5473 + 1{,}4510 = -8{,}0963.$

$T = -8{,}0963.$

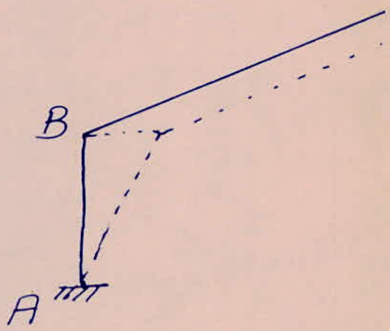
- Deplacement des noeuds:

Donnons au noeud C, un deplacement $CC' = \Delta$. B aura deplacement pas la longueur BC reste constante.

$N = n - c = 2 - 1 = 1 \Rightarrow$ Il faut envisager un deplacement.

$M_{AB} = M_{BA} = \frac{6EI\Delta}{h^2} = \frac{6EI\Delta}{1} = 6EI\Delta.$

$M_{CD} = M_{DC} = \quad " \quad = \frac{6EI\Delta}{4{,}54^2} = 0{,}291EI\Delta.$



Soit : $\begin{cases} M_{AB} = M_{BA} = +6. \\ M_{CD} = M_{DC} = +0{,}291. \end{cases}$

	A	B		C		D.
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
		0,9	0,099	0,312	0,687	
	+6	+6			+0,291	+0,2
B	-2,7	-5,4	-0,54	-0,27.		
C			-0,1639	-0,3279	-0,7220	-0,361
B	+0,0761	+0,1523	+0,0147	+0,0073		
C			-0,0011	-0,0022	-0,0050	-0,00
B	+0,0004	+0,0009	+0,00009	+0,00004		
C			-0,00001	-0,00002	-0,00004	-0,000
M.	+3,3765	+0,7532	-0,6902	-0,5927	+0,594	+0,95

Efforts tranchants (deplacement).

. $T_{AB} = \dfrac{+3,3765 + 0,7532}{1} = +4,1297.$

. $T_{AB} = +4,1297.$

. $T_{DC} = \dfrac{0,594 + 0,9575}{4,54} = 0,3417.$

. $T_{DC} = 0,3417.$

. $T = 4,1297 + 0,3417 = 4,4714.$

Soit $k\Delta$, le deplacement réel des nœuds B, C ; le système en equilibre, on doit avoir :

$$\Sigma \text{ Forces horizontales} = 0.$$

$$\Rightarrow \quad -8,0963 + 4,4714 = 0$$

$$\Rightarrow \quad k = 1,810.$$

. Les moments definitifs sont :

$M_{AB} = -3,1824 + 3,3765 \times 1,810 = +2,92\ t.m.$

$M_{BA} = -6,3649 + 0,7532 \times 1,810 = -5\ t.m.$

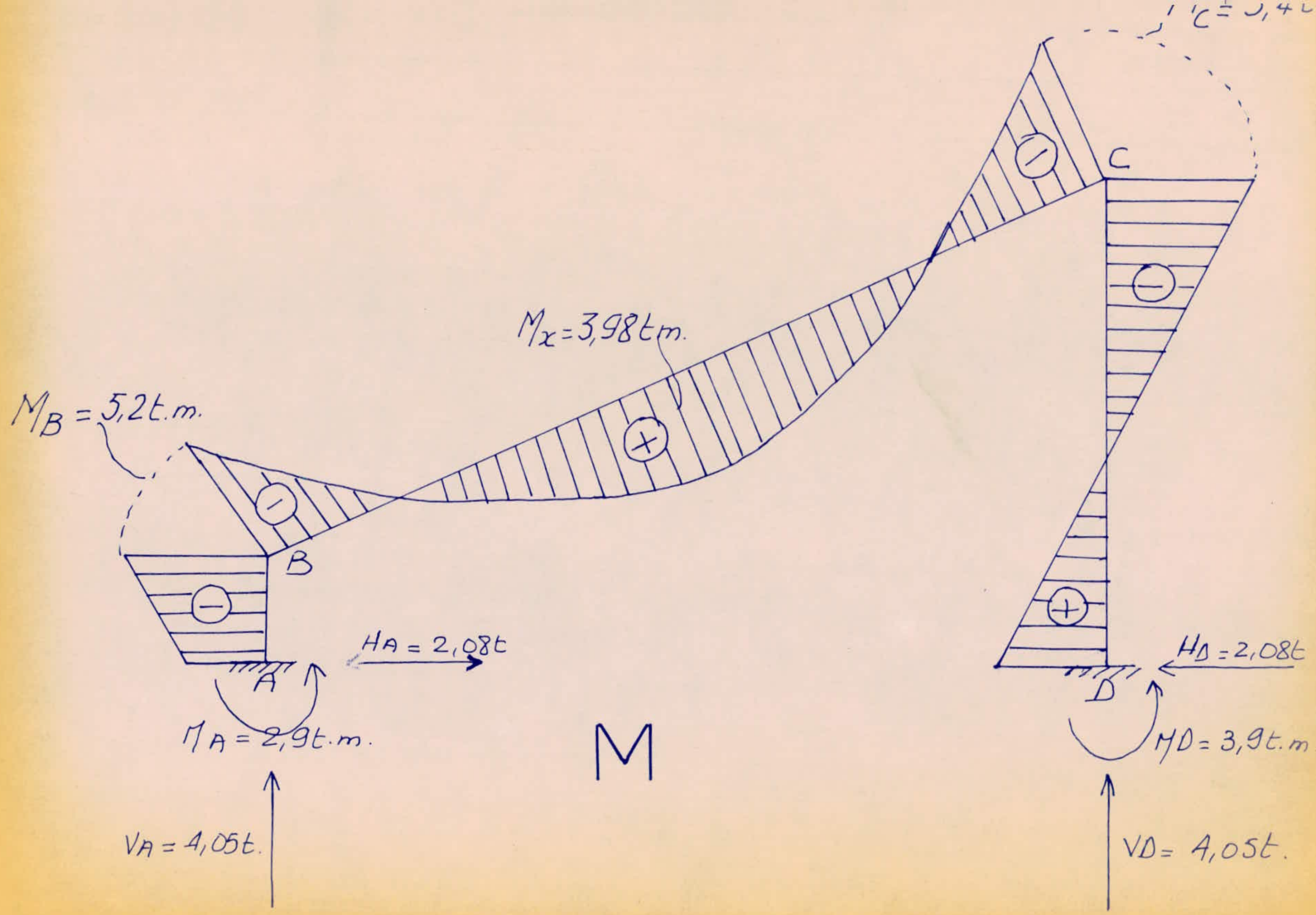
$M_{BC} = +6,4358 - 0,6902 \times 1,810 = +5,18\ t.m.$

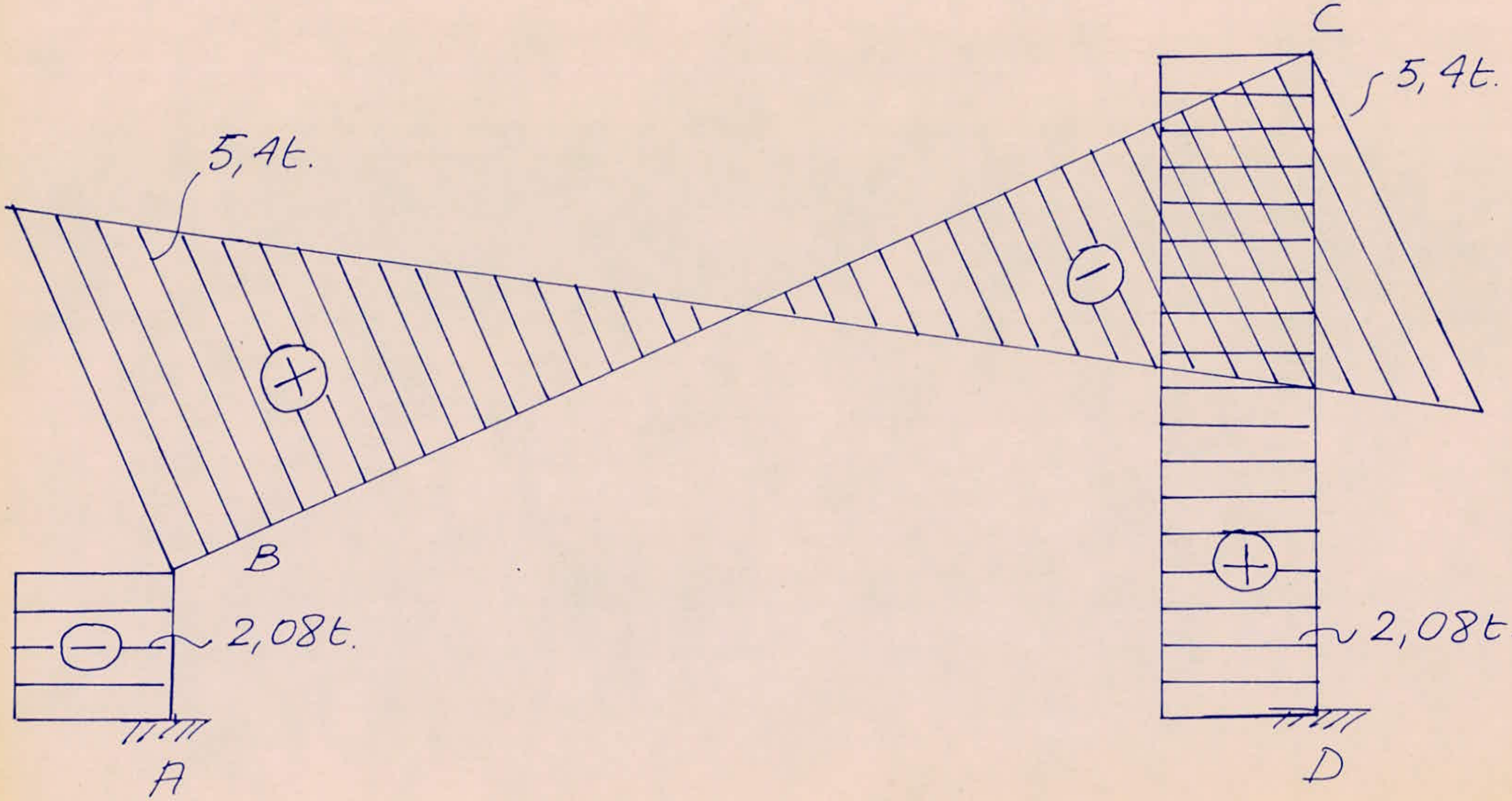
$M_{CB} = -4,3986 - 0,5927 \times 1,810 = -5,47\ t.m.$

$M_{CD} = +4,3919 + 0,594 \times 1,810 = +5,46\ tm.$

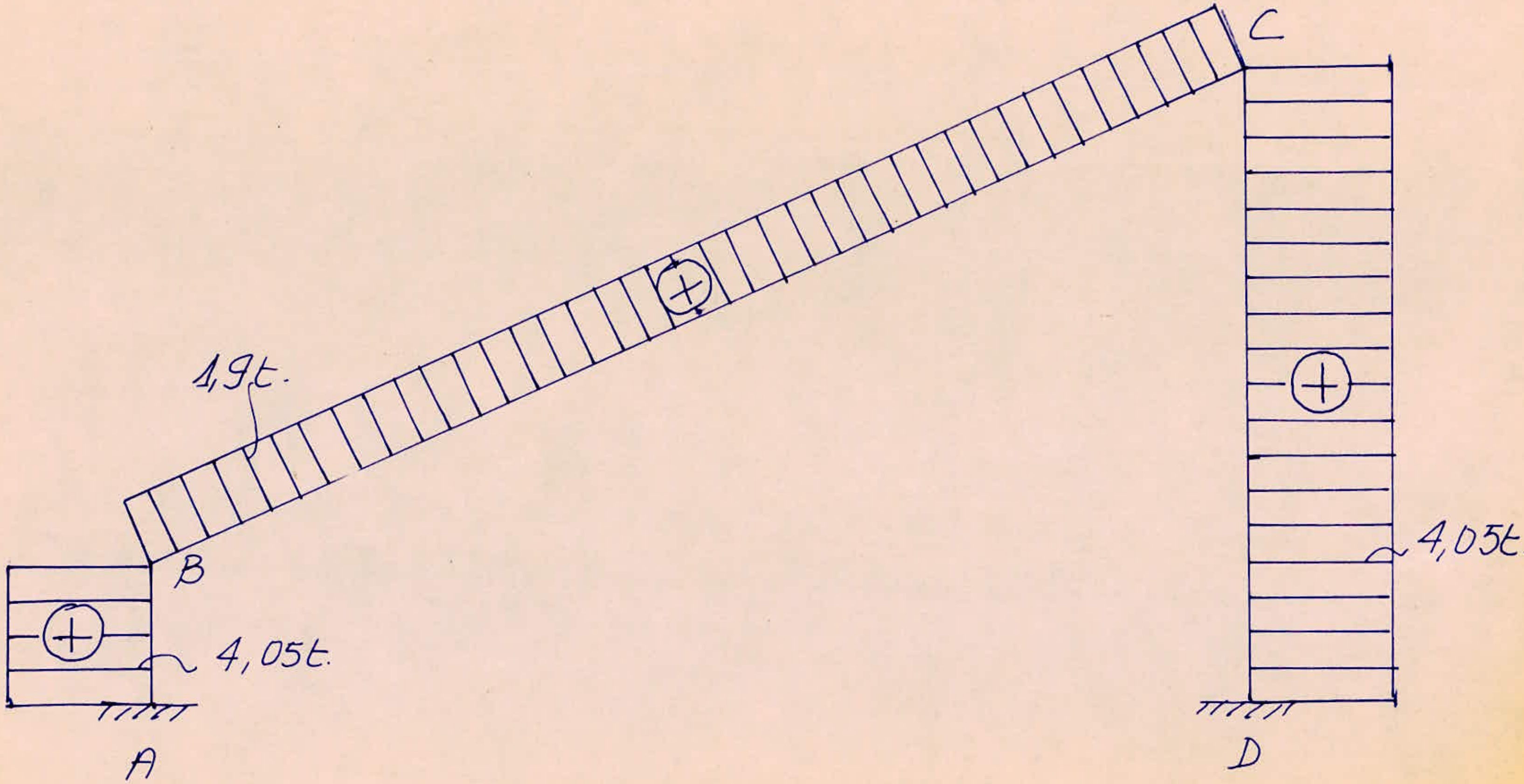
$M_{DC} = +2,1959 + 0,9575 \times 1,810 = +3,92\ tm.$

12


C =
C
$M_x = 3,98$ t.m.
$M_B = 5,2$ t.m.
B
$H_A = 2,08$ t
A
$M_A = 2,9$ t.m.
M
$H_D = 2,08$ t
D
$M_D = 3,9$ t.m
$V_A = 4,05$ t.
$V_D = 4,05$ t.


C
5,4t.
5,4t.
B
2,08t.
2,08t.
A
D

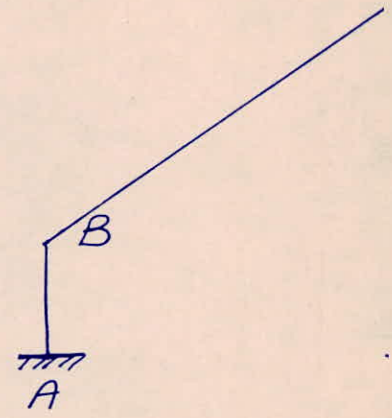
14



Charge horizontale sur la bequille, de dro

- Même roideur et coefficient de repartition.

- Les noeuds sont fixes :
Moment d'encastrement parfait.



$$M_{CD} = M_{DC} = \frac{1 \times 4{,}54^2}{12} = 1{,}717\,tm.$$

$$T_{DC} = -\frac{2{,}2917 + 0{,}5675}{4{,}54} = -0{,}629\,t.$$

$$T_{AB} = +\frac{2{,}607 + 1{,}303}{1} = +0{,}391\,t.$$

$$\Rightarrow T = -0{,}629 + 0{,}391 = -$$

Noeuds	D	C		B		A
	DC	CD	CB	BC	BA	AB
		0,687	0,321	0,09	0,9	
	-1,717	+1,717.				
C	-0,5700	-1,1400	-0,5751	-0,2875		
B			+0,0142	+0,0284	+0,2587	+0,1293
C	-0,0047	-0,0094	-0,0047	-0,0023		
B			+0,0001	+0,0002	+0,0020	+0,0010
C	-0,00003	-0,00006	-0,00003	-0,00001		
M	-2,2917	+0,5675	-0,5655	-0,2612	+0,2607	+0,1303

Deplacement des noeuds:

$$M_{AB} = M_{BA} = \frac{6EI\Delta}{h^2} = 6EI\Delta.$$

$$M_{DC} = M_{CD} = \frac{\quad}{\quad} = 0{,}291.$$

On prend : $\begin{cases} M_{AB} = -M_{BA} = 3. \\ -M_{DC} = M_{CD} = 0{,}660. \end{cases}$

$T_{AB} = 4{,}2343t.$

$T_{DC} = -0{,}17884t.$

T au niveau de AD : $T = +4{,}0554$
Σ des forces horizontales $= 0.$
$\Rightarrow +4{,}234 - 0{,}2384 + 4{,}055k = 0 \Rightarrow k =$

Noeuds	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC.
		0,9	0,09	0,321	0,687	
	+3	−3			+0,660	−0,660
B	+1,35	+2,7	+0,27	+0,135		
C			−0,1275	−0,255	−0,5461	−0,2730
B	+0,0051	+0,0102	+0,0114	+0,0057		
C		.	−0,00112	−0,00224	−0,00444	−0,00222
B	+0,00050	+0,00100	+0,00011	+0,00005		
M	+4,4114	−0,1771	+0,1739	−0,1178	+0,1187	−0,93064

Moments definitifs

$$M_{AB} = +0{,}1303 + (-1{,}06 \times 4{,}4114) = -4{,}545\,t.m.$$
$$M_{BA} = +0{,}2607 + (-1{,}06 \times -0{,}1771) = +0{,}448\,tm.$$

$$M_{BC} = -0{,}2612 + (-1{,}06 \times 0{,}1739) = -0{,}445\,t.m.$$
$$M_{CB} = -0{,}5655 + (-1{,}06 \times -0{,}1178) = -0{,}440\,t.m.$$

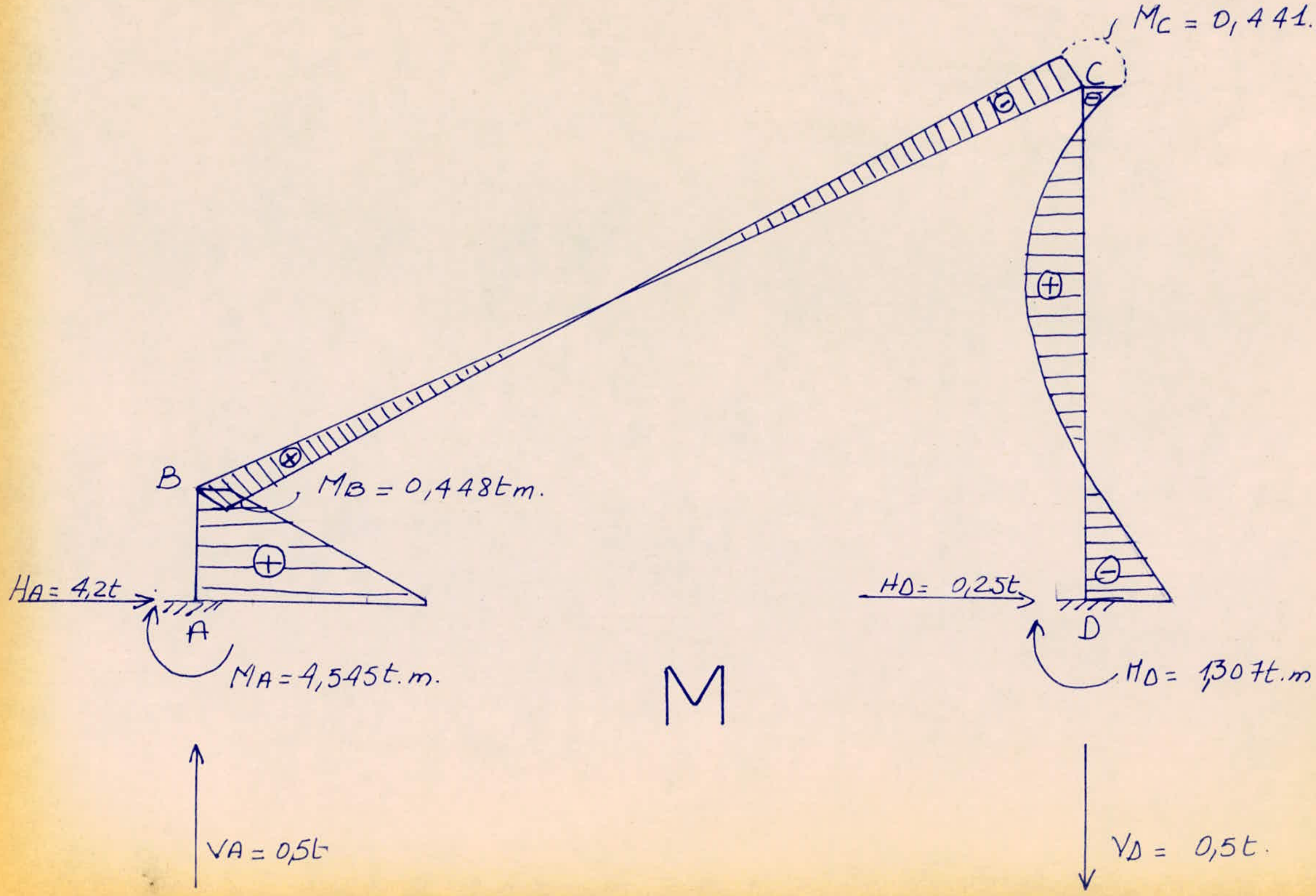
$$M_{CD} = +0{,}5675 + (-1{,}06 \times 0{,}1187) = -0{,}441\,t.m.$$
$$M_{DC} = -2{,}2917 + (-1{,}06 \times -0{,}9287) = -1{,}307\,tm.$$

$H_A = -4{,}2\,t.$

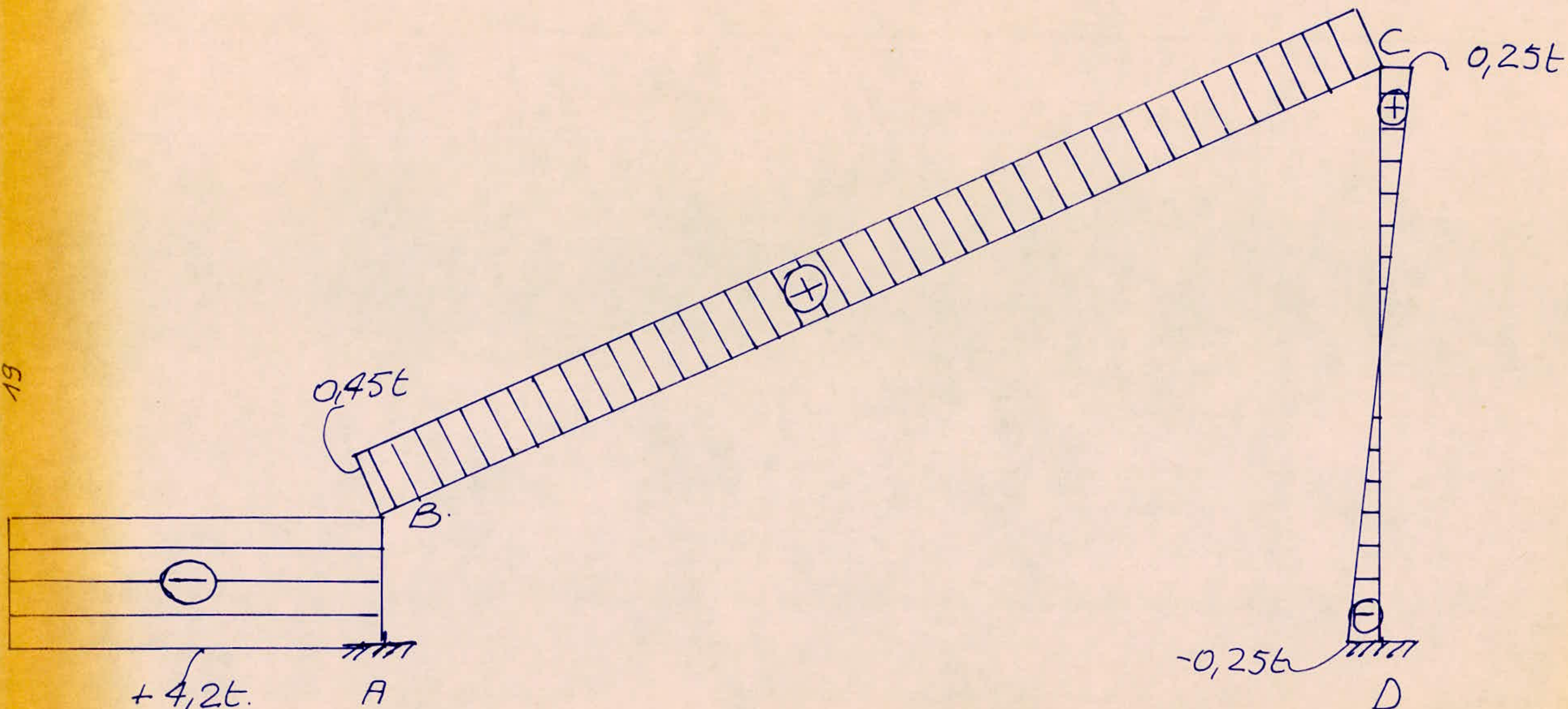
$H_D = -0{,}25\,t.$

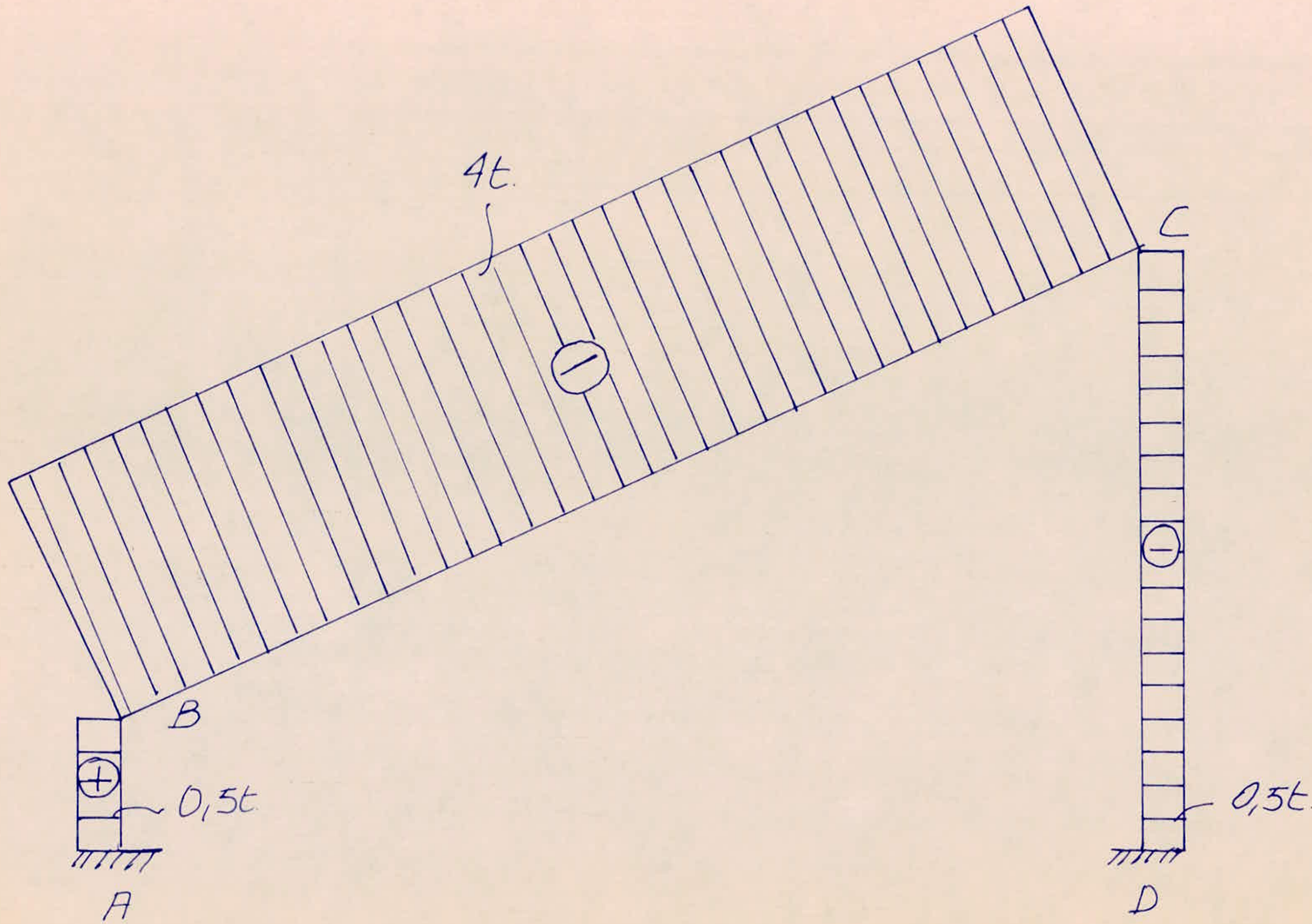
$V_A = -V_D = 0{,}494\,t.$

18



$M_C = 0,441.$
C
B
$M_B = 0,448 tm.$
$H_A = 4,2t$
A
$M_A = 4,545 t.m.$
$H_D = 0,25t$
D
$M_D = 1,307 t.m.$
M
$V_A = 0,5t$
$V_D = 0,5t.$

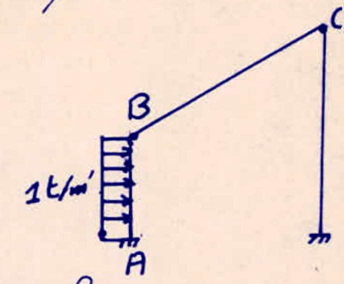

0,45t
B.
C
0,25t.
+
+
−
−
+ 4,2t.
A
−0,25t
D


4t.
C
B
0,5t.
A
0,5t.
D
+
−
−

$4^{\text{ème}}$ cas de charge horizontale sur la bequille.

a) Calcul des moments d'encastrement parfait :

$$\mathcal{M}_{AB} = \frac{1 \times \bar{1}^2}{12} = 0,084.$$



$$\mathcal{M}_{BA} = -0,084.$$

b) Calcul de M et T lorsque les noeuds sont fixes :

- Tableau.

Noeuds	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC.
		0,9	0,09	0,321	0,627	
	+0,084	-0,084				
B	+0,037	+0,075	+0,0075	+0,0037.		
C			-0,0005	-0,0011	-0,0025	-0,0012
M	+0,121	-0,009	+0,007	+0,0026	-0,0025	-0,0012

$$\left.\begin{array}{l} T_{AB} = +0,112t \\ T_{CD} = 0,0008t \end{array}\right\} \Rightarrow T = 0,1128.$$

On trouve que : $\sum$ forces exterieures horizontales $= 1 \times 1 = 1$
: $\sum$ reactions $= 0,1128t$.

On a donc le deplacement des noeuds $N = n - c = 1$
Pour cela il faut envisager un déplacement relatif.

c : Etude de deplacement :

Donnons à B, un deplacement arbitaire Δ, nous aurons

$$M_{AB} = M_{BA} = \frac{6EI\Delta}{h^2} = \frac{6}{1^2} = 6$$

$$M_{CD} = M_{DC} = \text{"} = \frac{+6}{4{,}57^2} = 0{,}291.$$

D'où le tableau suivant qui donne la lecture des moments dans les differentes barres sous l'effet du deplacement.

Nœuds	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC.
		0,9	0,09	0,321	0,687.	
	+6	+6			+0,291	+0,291.
B	−2,7	−5,4	−0,54	−0,27.		
C			−0,0033	−0,0067	−0,0144	−0,0072
M	+3,3	+0,6	−0,5433	−0,2767	+0,2766	+2838.

$$\left.\begin{array}{l} T_{AB} = +3{,}9t. \\ T_{CD} = 0{,}1234t \end{array}\right\} \Rightarrow 4{,}023.$$

$$+0{,}1128 + 4{,}023 \times k = 1 \Rightarrow k = 0{,}22.$$

D'où les moments definitifs:

$M_{AB} = 0,121 + (3,3 \times 0,22) = +0,847.t.m.$

$M_{BA} = -0,009 + (0,6 \times 0,22) = +0,123.t.m.$

$M_{BC} = +0,007 - (0,54 \times 0,22) = -0,112.t.m.$

$M_{CB} = +0,0026 - (0,2767 \times 0,22) = -0,058 t m.$

$M_{CD} = -0,0025 + (0,2766 \times 0,22) = +0,058 t.m.$

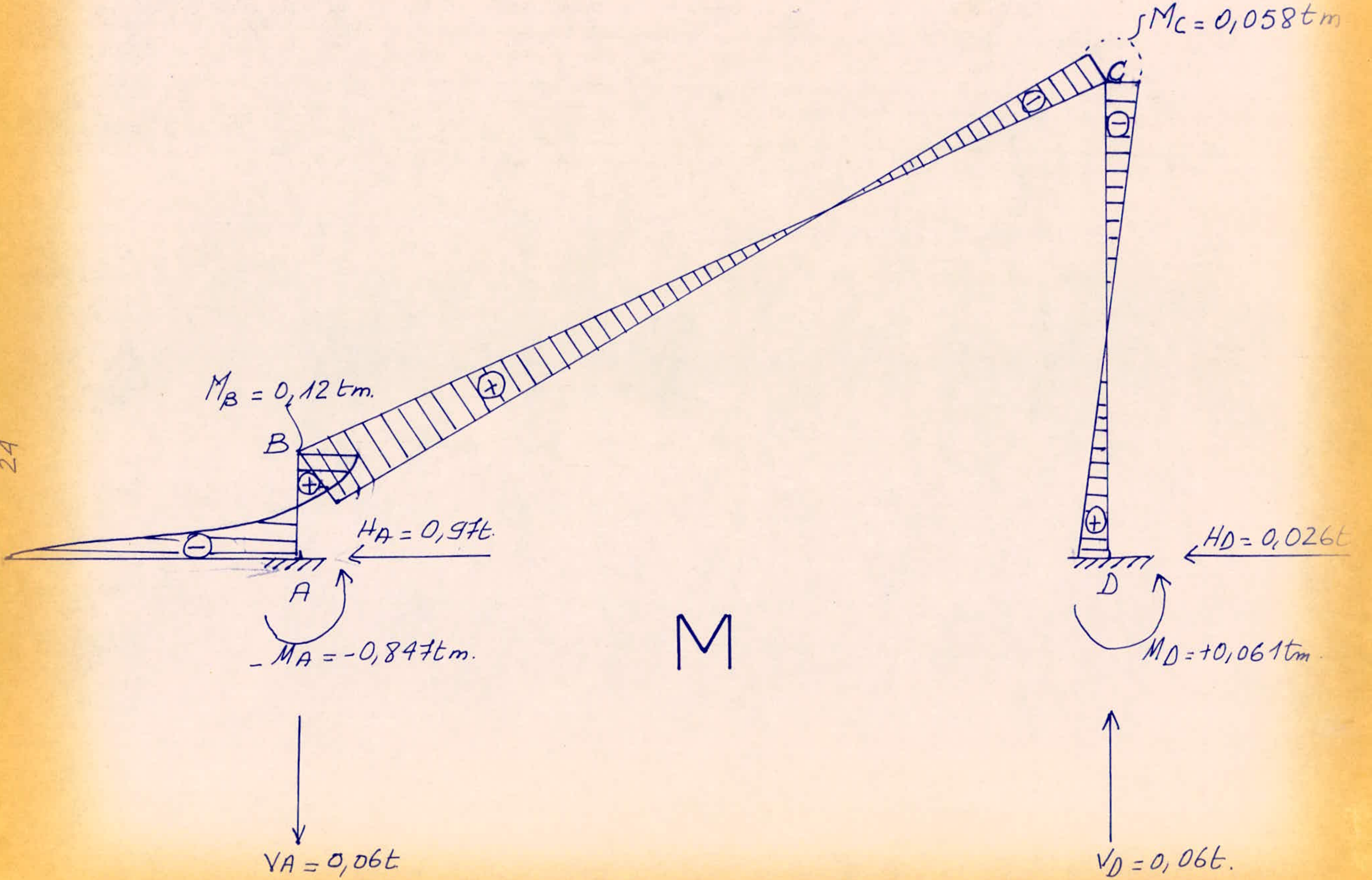
$M_{DC} = -0,0012 + (0,2838 \times 0,22) = +0,061 t.m.$

$H_A = 0,847 + 0,123 = 0,97.t.$

$$H_D = \frac{0,058 + 0,061}{4,54} = 0,026 t.$$

$$-V_A = V_D = \frac{q h_1^2}{2l} = \frac{1 \times 1^2}{2 \times 9} = \frac{1}{18} = 0,06 t.$$

24



$M_C = 0,058\,tm$
C
$M_B = 0,12\,tm.$
B
$H_A = 0,97t.$
A
$-M_A = -0,847tm.$
M
$H_D = 0,026t$
D
$M_D = +0,061tm$
$V_A = 0,06t$
$V_D = 0,06t.$

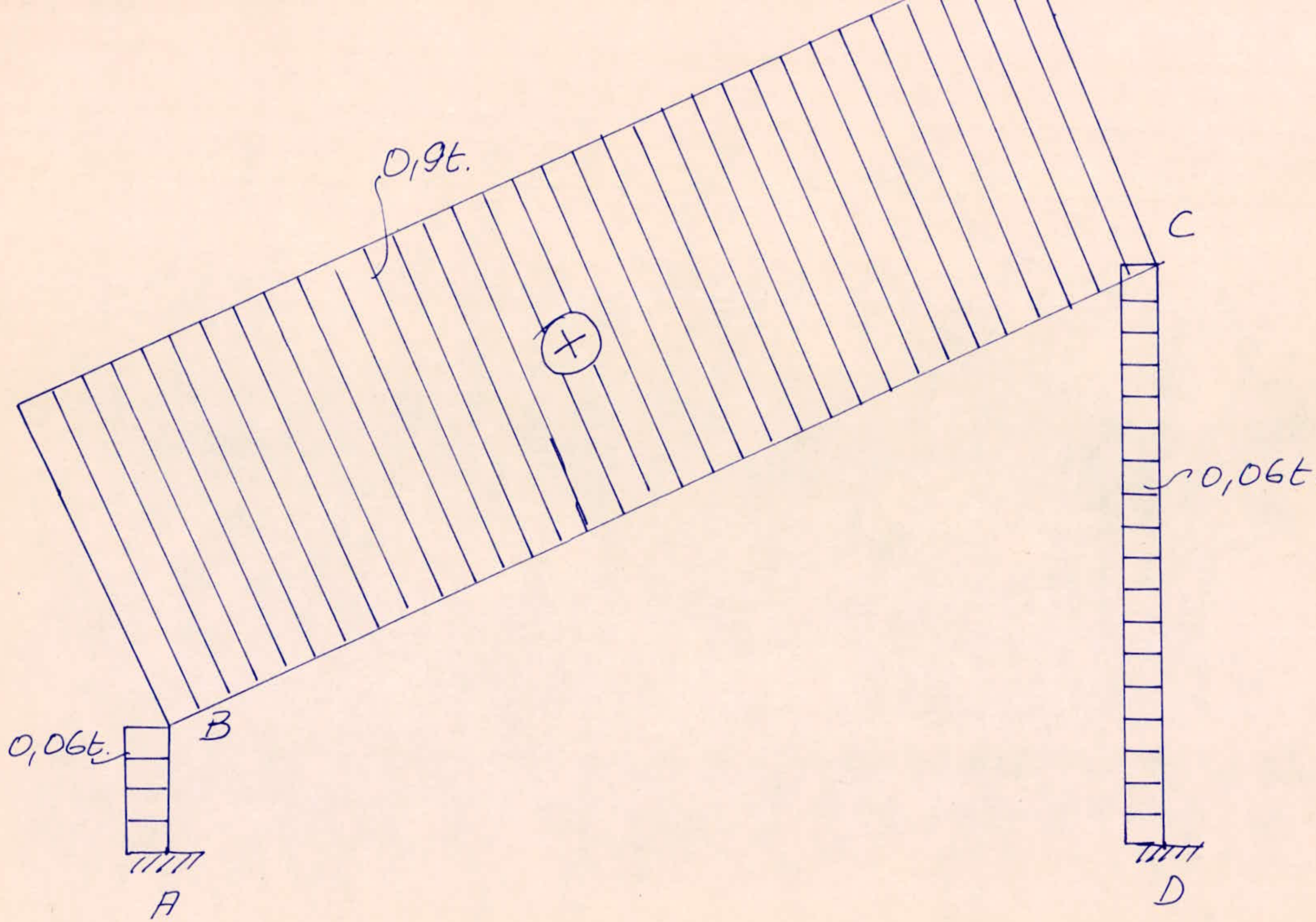
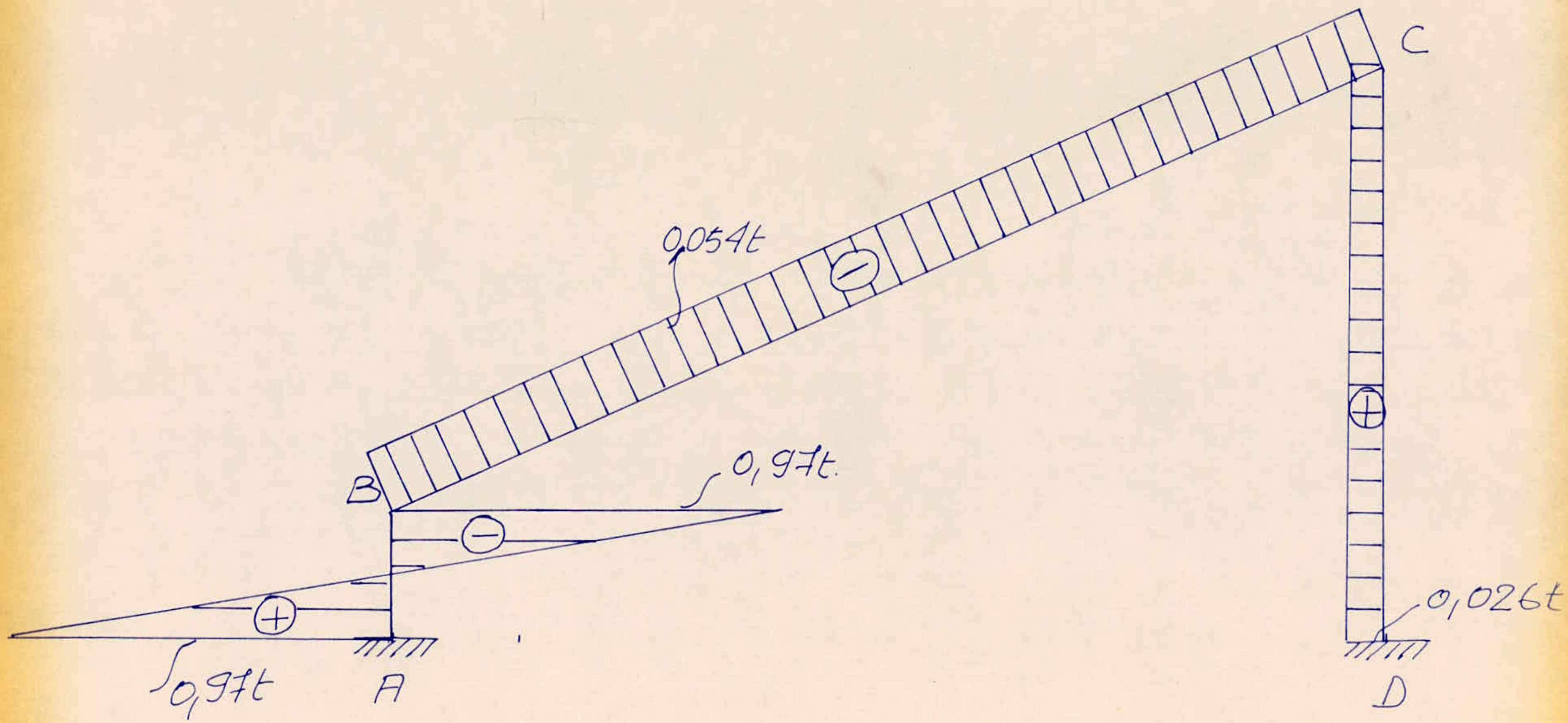

0,9t.
C
+
0,06t.
B
0,06t.
A
D

Diagramme de l'effort tranchant dû aux charges du vent sur la bequille de gauche.



Influence de la temperature dans le portique.

La construction étant dissymétrique, et le déplacement des noeuds étant inconnu, on doit pour cela, déterminer ce déplacement.

Les raideurs et coefficients de repartition sont conservés.

nents:

Soient Δ_1, le deplacement vers la gauche du noeud B.
- Δ_2, le déplacement vers la droite du noeud C,

Δ_1 et Δ_2 sont liés par la relation suivante:

$$\Delta_1 + \Delta_2 = l\alpha t = 10\alpha t = \Delta.$$

$$M_{AB} = M_{BA} = \frac{-6EI\Delta_1}{h^2} = -\frac{6 \times 1 \times E\Delta_1}{1} = -6EI\Delta_1.$$

$$M_{CD} = M_{DC} = \frac{6EI\Delta_2}{h^2} = \frac{+6EI\Delta_2}{4,54^2} = +0,291E\Delta_2.$$

On prendra:

$$\begin{cases} M_{AB} = M_{BA} = -6\Delta_1. \\ M_{CD} = M_{DC} = +0,291\Delta_2. \end{cases}$$

d'où le tableau suivant:

Nœuds	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
		0,9	0,09	0,321	0,687	
	$-6\Delta_1$	$-6\Delta_1$			$+0,291\Delta_2$	$+0,291\Delta_2$
B	$+2,7\Delta_1$	$+5,4\Delta_1$	$+0,54\Delta_1$	$+0,27\Delta_1$		
C			$-0,043\Delta_1$ $-0,046\Delta_2$	$-0,086\Delta_1$ $-0,093\Delta_2$	$-0,185\Delta_1$ $-0,199\Delta_2$	$-0,092\Delta_1$ $-0,099\Delta_2$
B	$+0,018\Delta_1$ $+0,02\Delta_2$	$+0,038\Delta_1$ $+0,04\Delta_2$	$+0,003\Delta_1$ $+0,004\Delta_2$	$+0,001\Delta_1$ $+0,002\Delta_2$		
M	$-3,29\Delta_1$ $+0,02\Delta_2$	$-0,562\Delta_1$ $+0,04\Delta_2$	$+0,5\Delta_1$ $-0,042\Delta_2$	$+0,185\Delta_1$ $-0,091\Delta_2$	$-0,185\Delta_1$ $+0,092\Delta_2$	$-0,092\Delta_1$ $+0,192\Delta_2$

u niveau de AD :

$$\left[\frac{-3,29\Delta_1 + 0,02\Delta_2 - 0,562\Delta_1 + 0,04\Delta_2}{1}\right] + \left[\frac{-0,185\Delta_1 + 0,092\Delta_2 - 0,092\Delta_1 + 0,192\Delta_2}{4,54}\right]$$

o car le système est en équilibre, on a Σ forces horizontales $= 0$

ù : $-3,913\Delta_1 + 0,122\Delta_2 = 0.$

$$\Delta_1 + \Delta_2 = \Delta$$

$$\Rightarrow \Delta_2 = 0,969\Delta \quad ; \quad \Delta_1 = +0,031\Delta.$$

ù les moments définitifs :

$$M_{AB} \begin{cases} -3,29 \times 0,031 \times 10 E\alpha t. \\ +0,02 \times 0,969 \times 10 E\alpha t. \end{cases}$$

$M_{AB} = -0,826 I E\alpha t \Rightarrow M_{AB} = -2300 kg.m.$

$M_{BA} = +0,213 I E\alpha t = +600 kgm.$

$M_{BC} = -0,232 I E\alpha t = -600 kg.m.$

$M_{CB} = -0,824 I E\alpha t = -2350 kgm.$

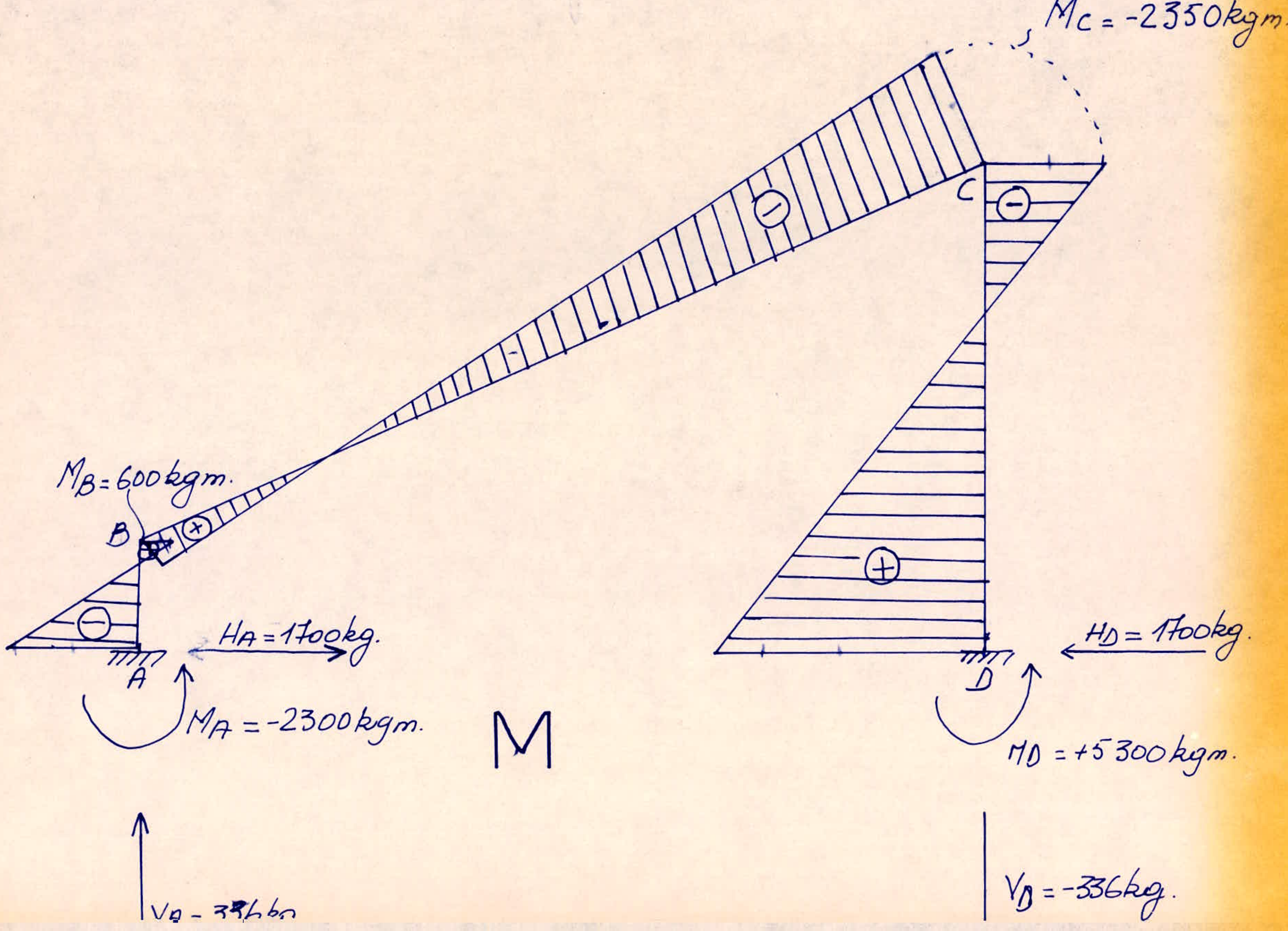
$M_{CD} = +0,834 I E\alpha t = +2350 kgm.$

$M_{DC} = +1,831 I E\alpha t = +5320 kgm.$

$-H_A = H_D = 1700 kg$

$-V_A = +V_D = 336 kg.$

Diagramme des Moments flechissants et des efforts.



30

Diagramme de l'effort tranchant
dû à l'effet de la temperature.

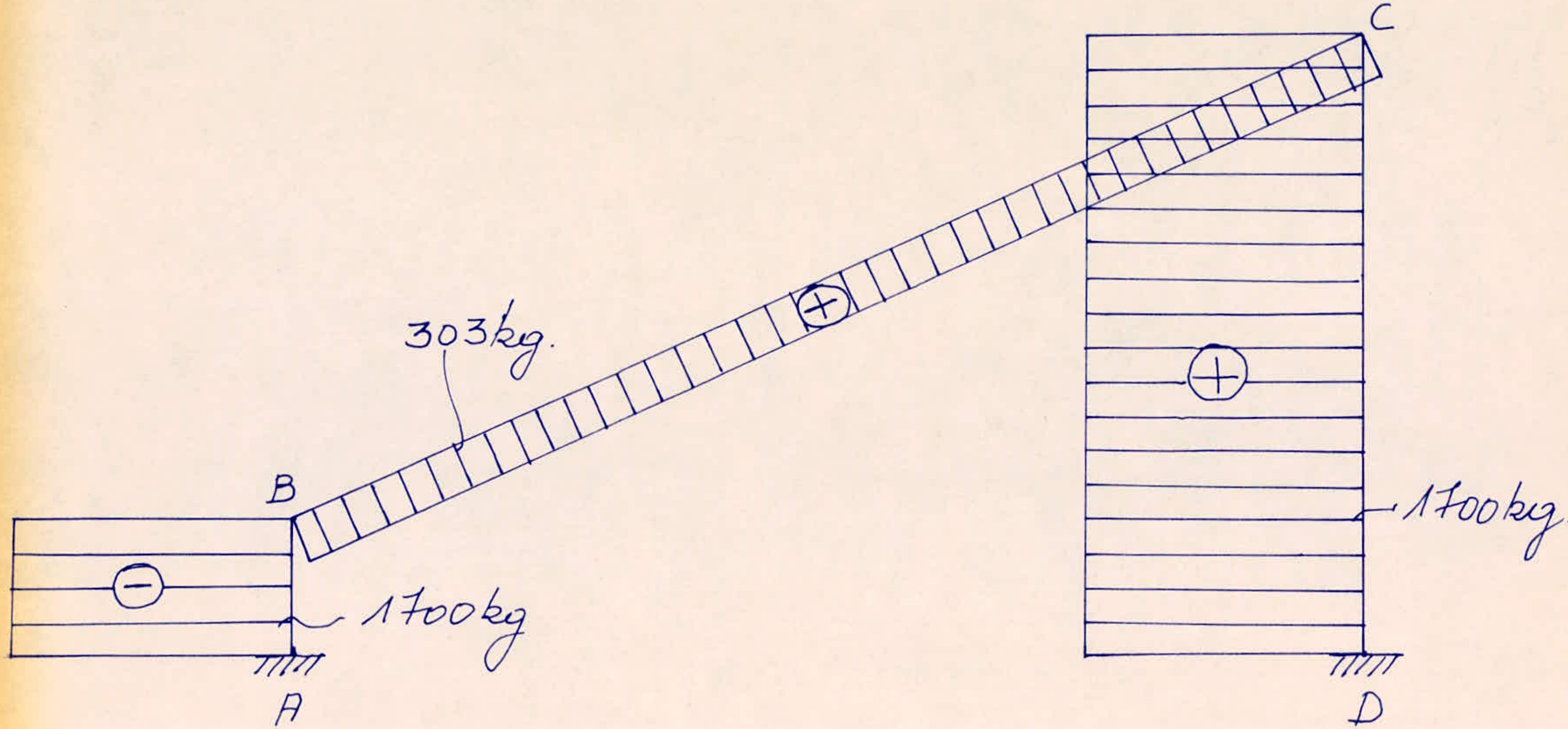
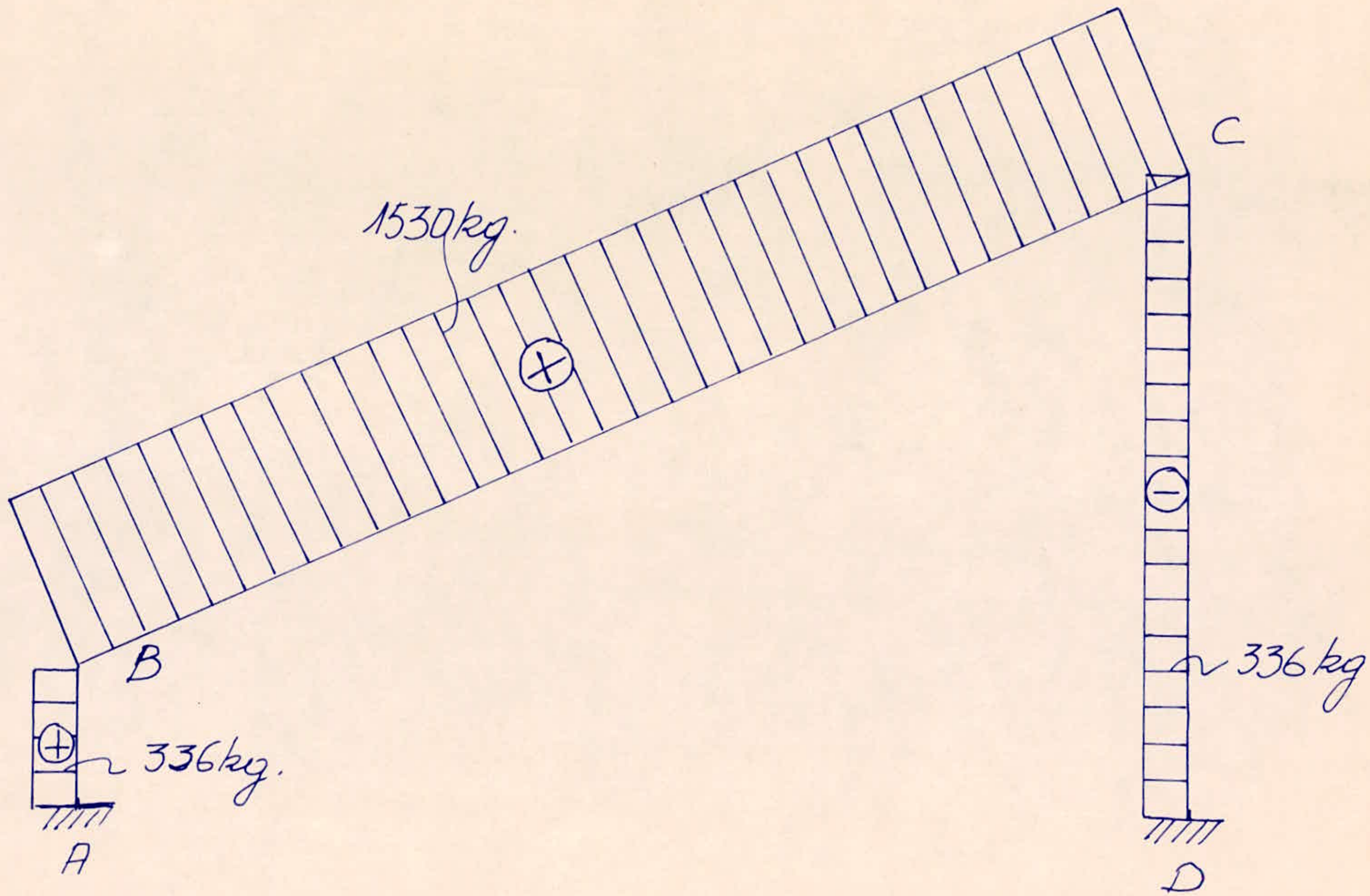
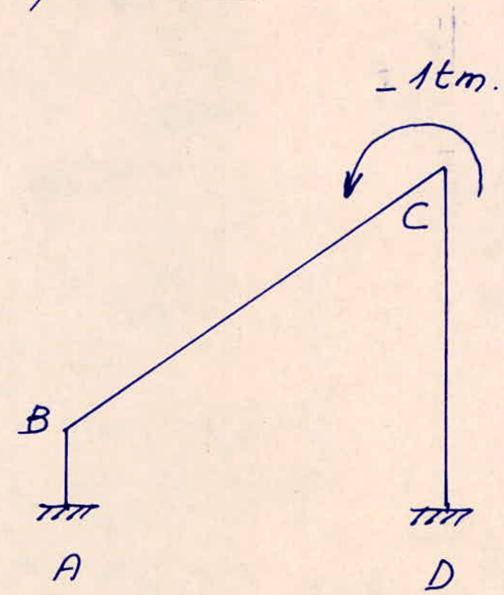


Diagramme de l'effort normal dû à l'effet de la température.



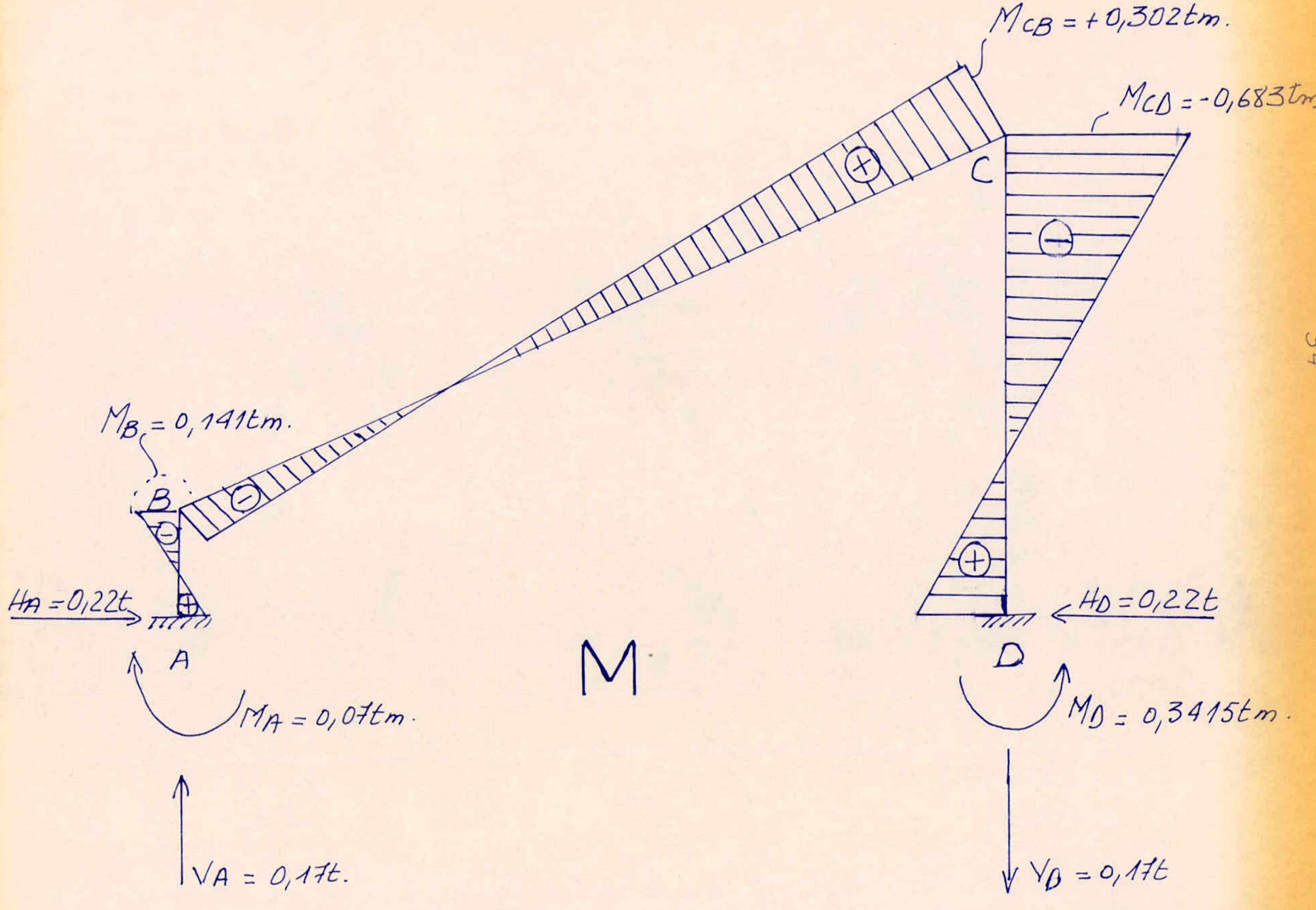
Cas d'un moment appliqué au noeud C
Distribution des moments par Cross.



$H_A = H_D = 0,22t.$

$V_A = -V_D = 0,17t.$

Noeud	C			B.	
	CE	CD	CB	BC	BA.
		0,687	0,321	0,09	0,9.
	_ 1				
C		+ 0,687	+0,321	+0,160.	
B			_ 0,007	_ 0,014	_ 0,1404
C		+0,0048	+0,0021	_ 0,001	
M	-1	+0,683	+0,311	+0,147	-0,1404.



$M_{CB} = +0,302tm.$
$M_{CD} = -0,683tm$
C
$M_B = 0,141tm.$
B
$H_A = 0,22t$
A
M
D
$H_D = 0,22t$
$M_A = 0,07tm.$
$M_D = 0,3415tm.$
$V_A = 0,17t.$
$V_D = 0,17t$

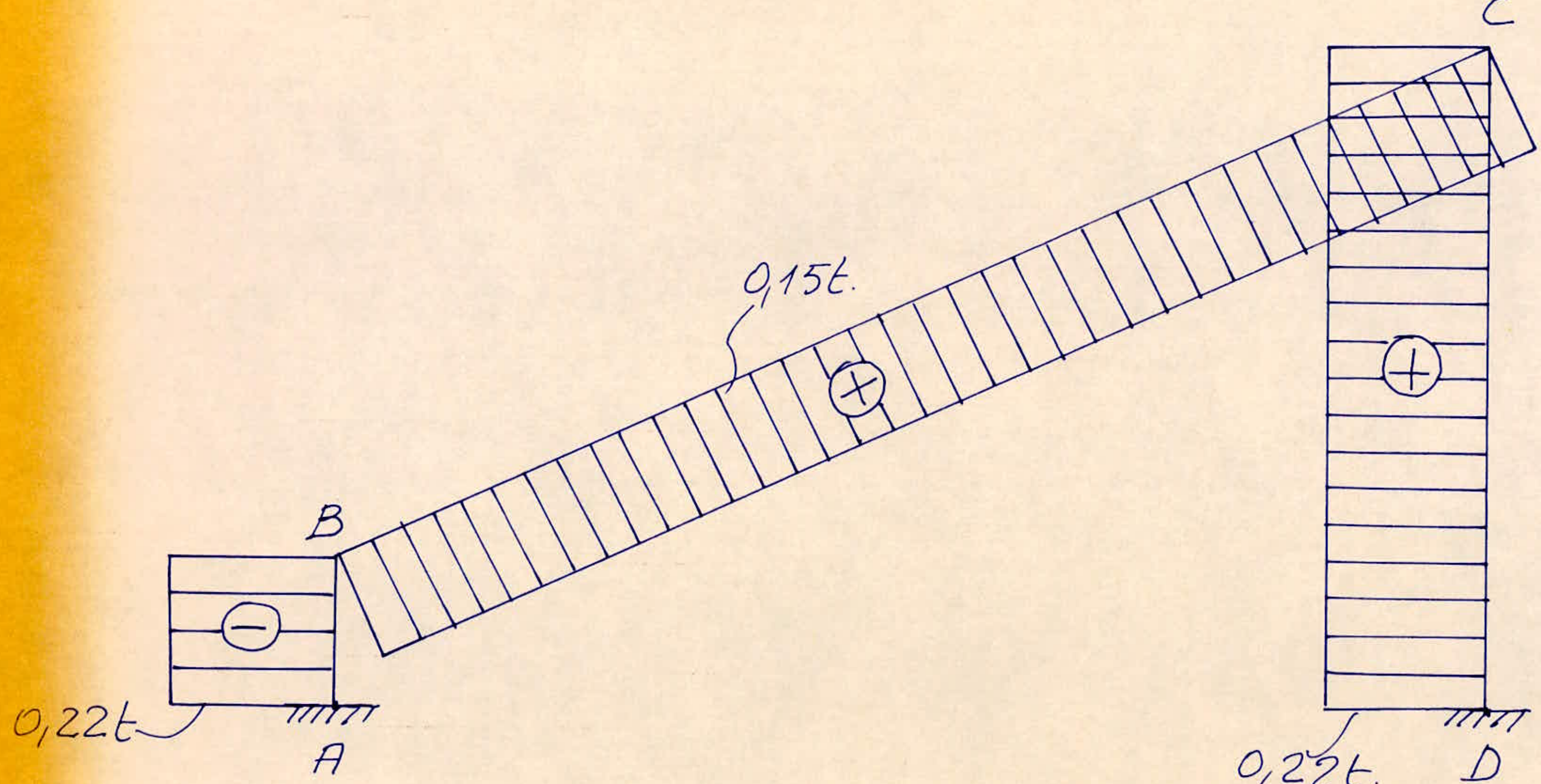
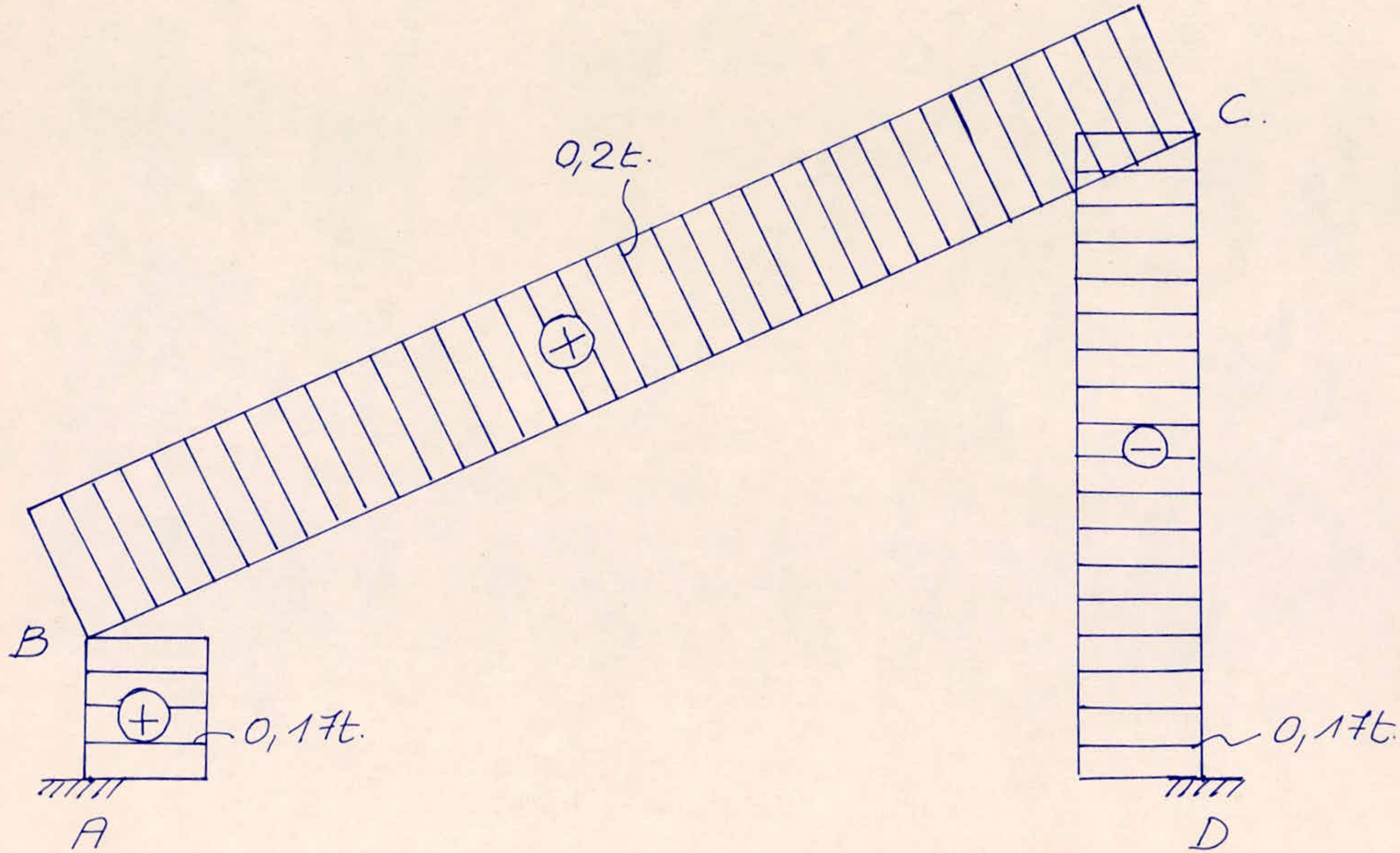
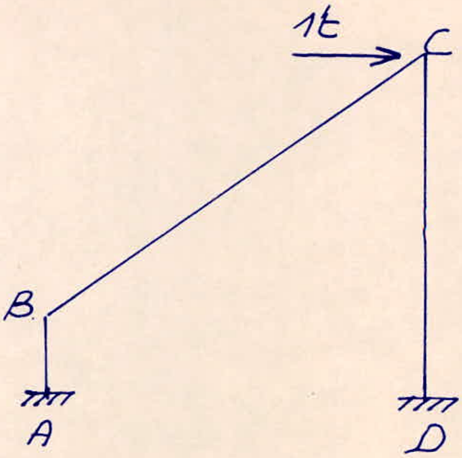

C
0,15t.
B
0,22t
A
0,22t.
D

Diagramme de l'effort normal dû au moment de 1 tm appliquée au noeud C.



Charge appliquée au noeud.



orsque les noeuds sont fixes, l n'y a pas de moments dans s barres car les charges sont ppliquées aux noeuds.

Pour cela, il convient d'étudier s déplacements des noeuds.

ous avons : $N = n - x = 2 - 1 = 1$.

'y a donc un déplacement relatif à envisager:

$M_{AB} = M_{BA} = \dfrac{6EI\Delta}{h^2} = 6.$

$M_{CD} = M_{DC} = \underline{\quad\quad} = 0{,}291.$

ù le tableau suivant : (En respectant les m̃ coefficients de répar-
-titions déjà considérés).

Noeuds	A	B		C		D.
	AB	BA	BC	CB	CD	DC.
		0,9	0,09	0,321	0,687	
	+6	+6			+0,291	+0,291
B	−2,7	−5,4	−0,54	−0,27		
C			−0,0033	−0,0067	−0,0144	−0,0072.
M	+3,3	+0,6	−0,5433	−0,2767	+0,27766	+0,2838.

$$\left.\begin{array}{l} T_{AB} = 3{,}9t. \\ T_{CD} = 0{,}1234t. \end{array}\right\} \Rightarrow \underline{T = 4{,}083t.}$$

$,023 \times k = -1 \Rightarrow \underline{k = -0{,}248}.$

'où les moments definitifs.

	AB	BA	BC	CB	CD	DC
M	+0,82	+0,148	-0,148	-0,068	+0,068	+0,070.

fforts tranchants:

$$_{AB} = \frac{+0{,}82 + 0{,}148.}{1} = \underline{+0{,}968t.}$$

$$_{D} = \frac{+0{,}068 + 0{,}070.}{4{,}54} = \underline{+0{,}031t.}$$

$$V_D = -V_A = \frac{Ph}{l} = \frac{1 \times 4{,}54.}{9} = \underline{0{,}504t.}$$

Diagramme pour 1t force:

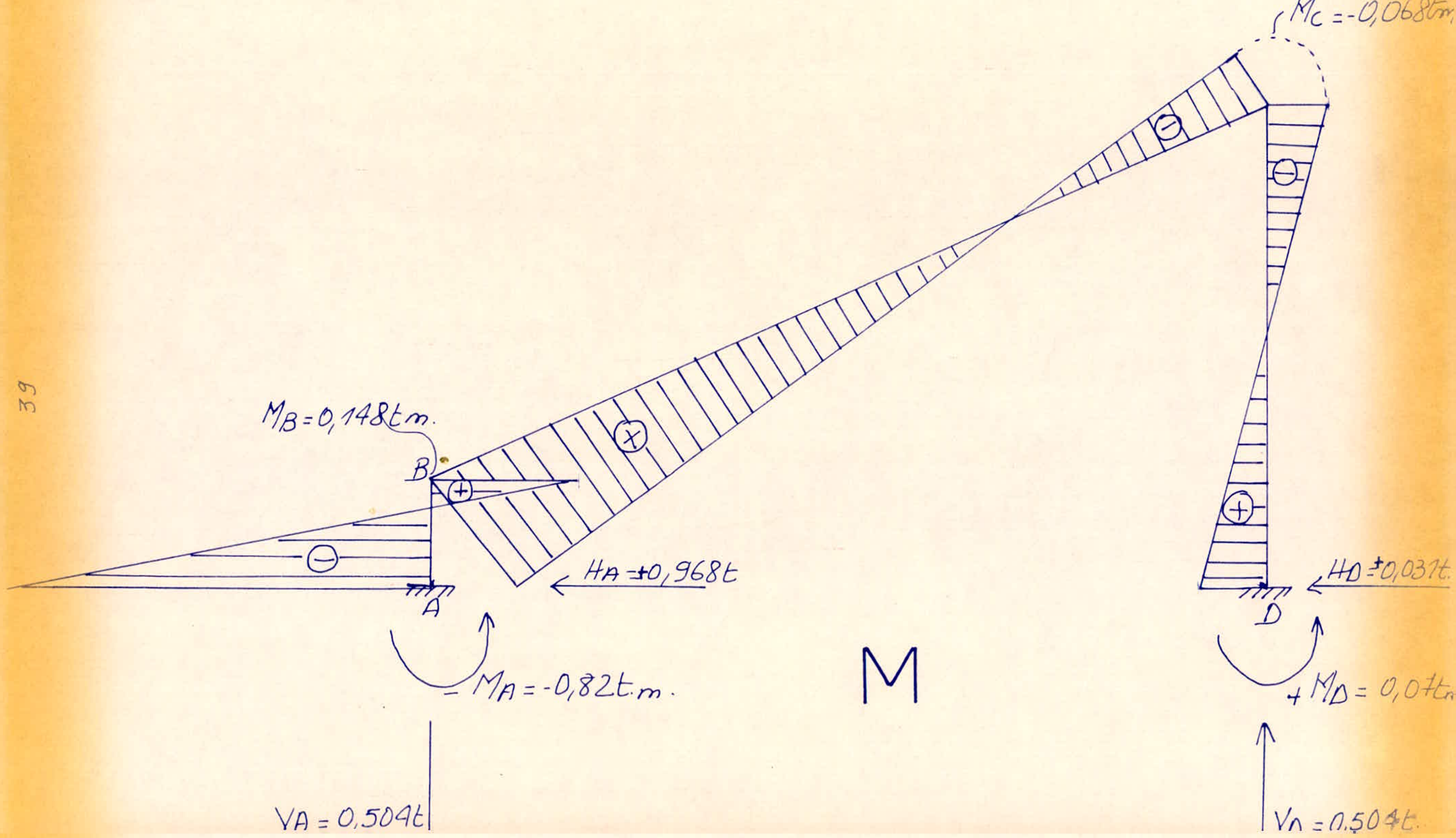


Diagramme de l'effort normal dû à la force de 1t, appliquée au noeud C.

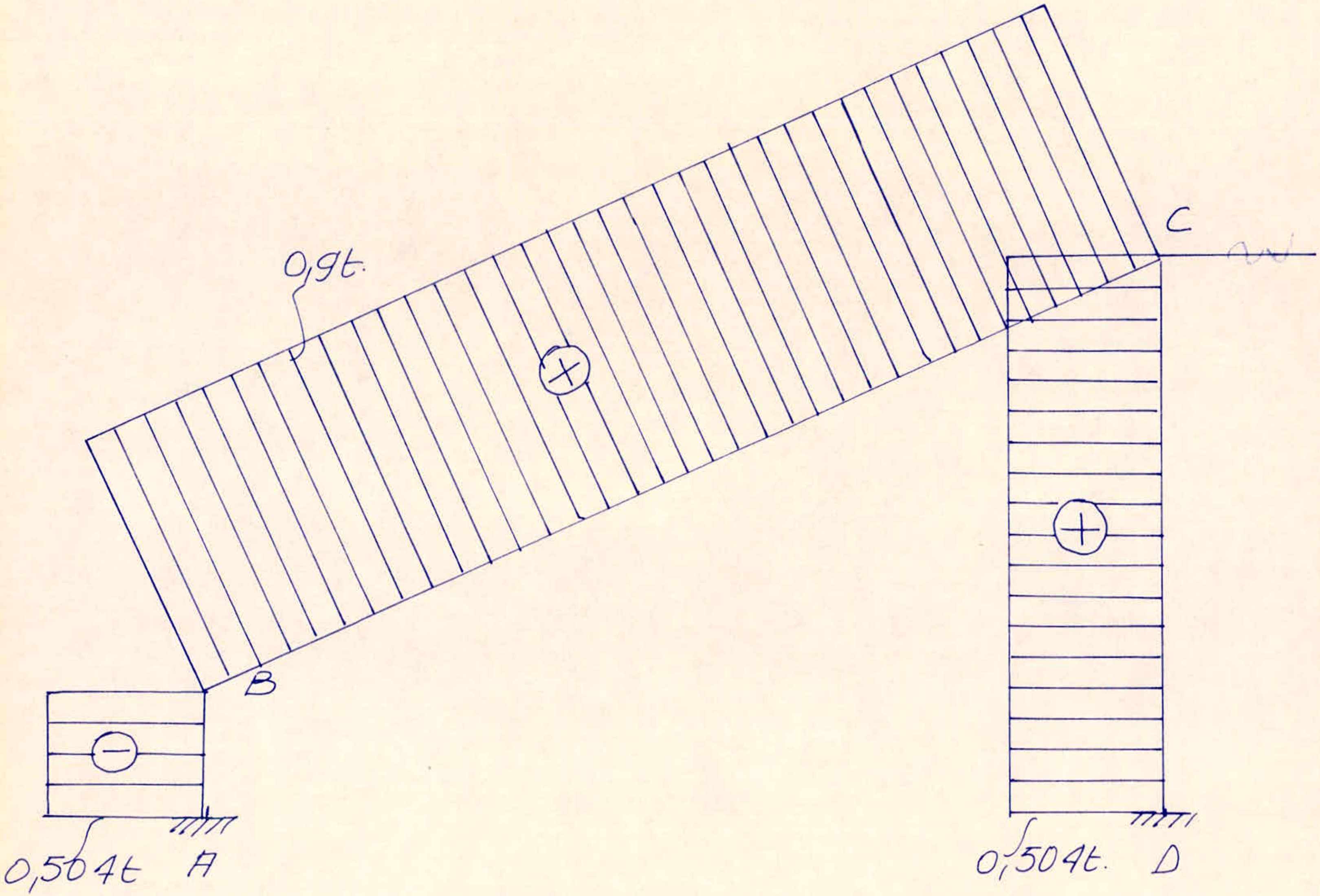
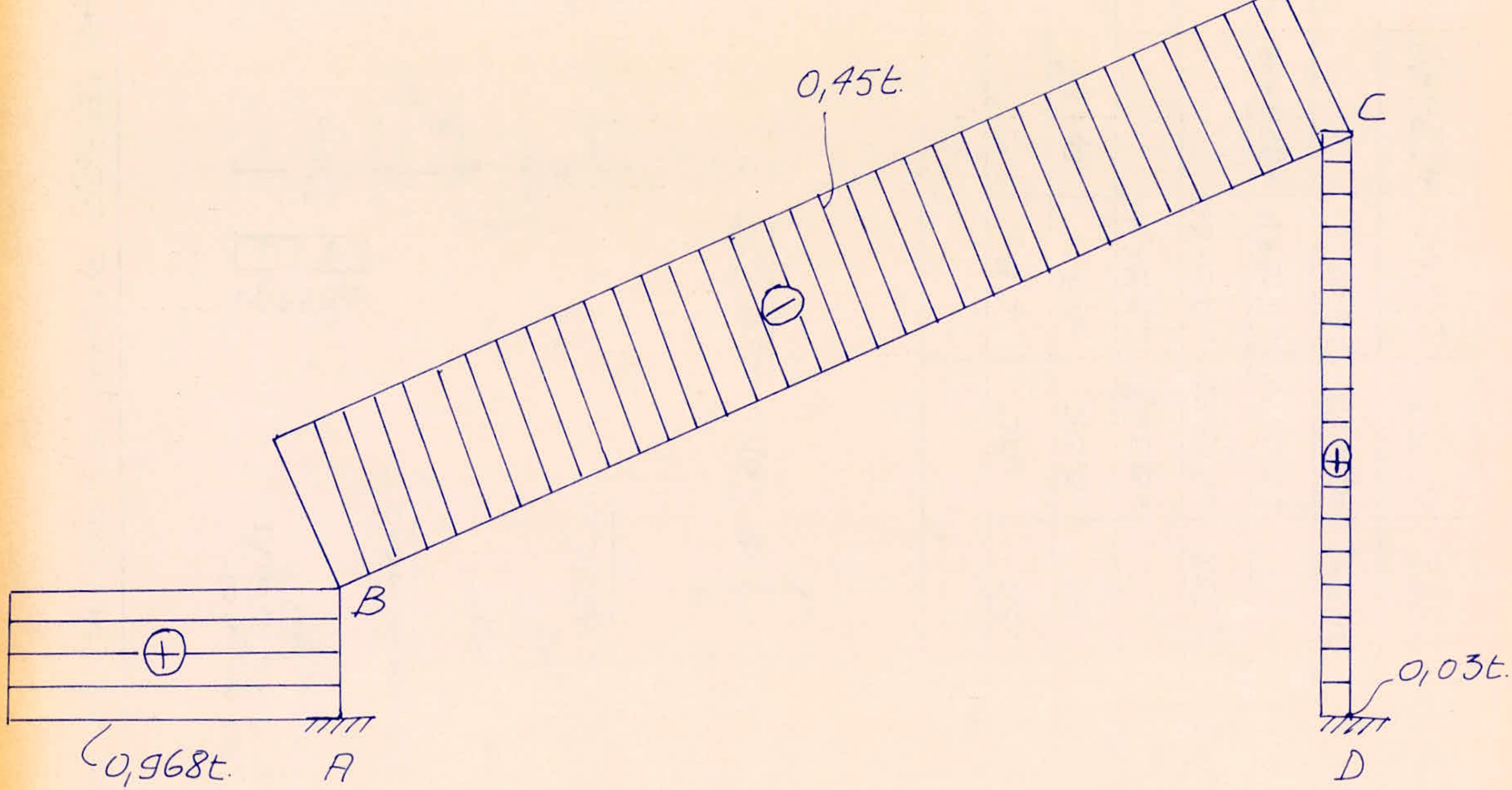
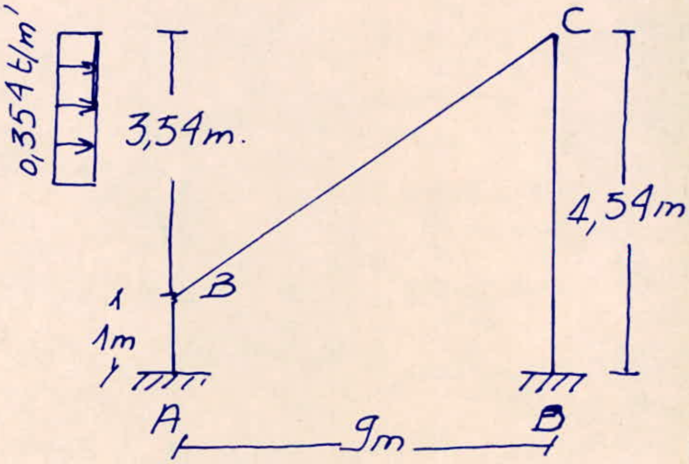


Diagramme de l'effort tranchant
dû à 1t appliqué au noeud C.



Cas de charge horizontale dûe au vent.

n garde les mêmes
igidités et coefficients
e répartition déjà
alculés.



Moments d'encastrements parfaits.

$$_{BC} = -M_{CB} = \frac{Pl^2}{12}$$

$$\frac{0,354 \times 3,54^2}{12} = \underline{0,369 t.m.}$$

$_D = +0,0875 t.$

$_B = -0,58 t.$

$\Rightarrow T_{AD} = \underline{-0,4925 t.}$

Noeuds	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
.		0,9	0,09	0,321	0,687.	
			+0,369	-0,369.		
B	-0,166	-0,332	-0,0332	-0,0166		
C			+0,0618	+0,1238	+0,2649	+0,1324
B	-0,027	-0,055	-0,0055	-0,0027.		
M	-0,193	-0,387	+0,3921	-0,2645	+0,2649	+0,1324

Deplacement des noeuds :

…nnons au noeud C; un deplacement $CC' = \Delta$, B aura le même …placement car la longueur de BC reste constante.

$$M_{AB} = M_{BA} = M_{CD} = M_{DC} = +\frac{6EI\Delta}{h^2}.$$

$$M_{AB} = M_{BA} = \frac{6EI\Delta}{h^2} = \frac{6EI\Delta}{1} = 6EI\Delta.$$

$$M_{CD} = M_{DC} = \frac{6EI\Delta}{h^2} = \frac{6EI\Delta}{\overline{4,54}^2} = 0,2910\,EI\Delta$$

…it $\begin{cases} M_{AB} = M_{BA} = +6. \\ M_{CD} = M_{DC} = +0,291. \end{cases}$

$= m - r = 2 - 1 = 1 \Rightarrow$ Il faut envisager un déplacement relatif.

Noeud	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC.
		0,9	0,09	0,321	0,687.	
	+6	+6.			+0,291	+0,291
B	-2,7	-5,4	-0,54	-0,27.		
C			-0,0033	-0,0067	-0,0144	-0,0072.
B	+0,0014	+0,0029	+0,0002	+0,0001.		
M	+3,3014	+0,6029	-0,5431	-0,2766	+0,2766	+0,2838.

$$\left.\begin{array}{l} B = +3,904t \\ D = +0,1234t. \end{array}\right\} \Rightarrow T = \underline{4,0274t.}$$

…it $k\Delta$; le déplacement réel des noeuds B, C ; le système étant
…équilibre, on doit avoir :

Forces horizontales = 0

$. -1,253 - 0,4925 + k \times 4,0274 = 0 \quad \Rightarrow k = \underline{0,434.}$

<u>…oments définitifs et efforts (par Cross).</u>

$_{AB} = -0,193 + 0,434 \times 3,3014 \quad = \quad +1,239\,tm.$

$_{BA} = -0,387 + 0,6029 \times 0,434 \quad = \quad -0,125\,t.m.$

$'_{BC} = +0,391 - 0,5431 \times 0,434 \quad = \quad +0,125\,t.m.$

$'_{CB} = -0,2645 - 0,2766 \times 0,434 \quad = \quad -0,384\,tm.$

$'_{CD} = +0,2649 + 0,2766 \times 0,434 \quad = \quad +0,384\,t.m.$

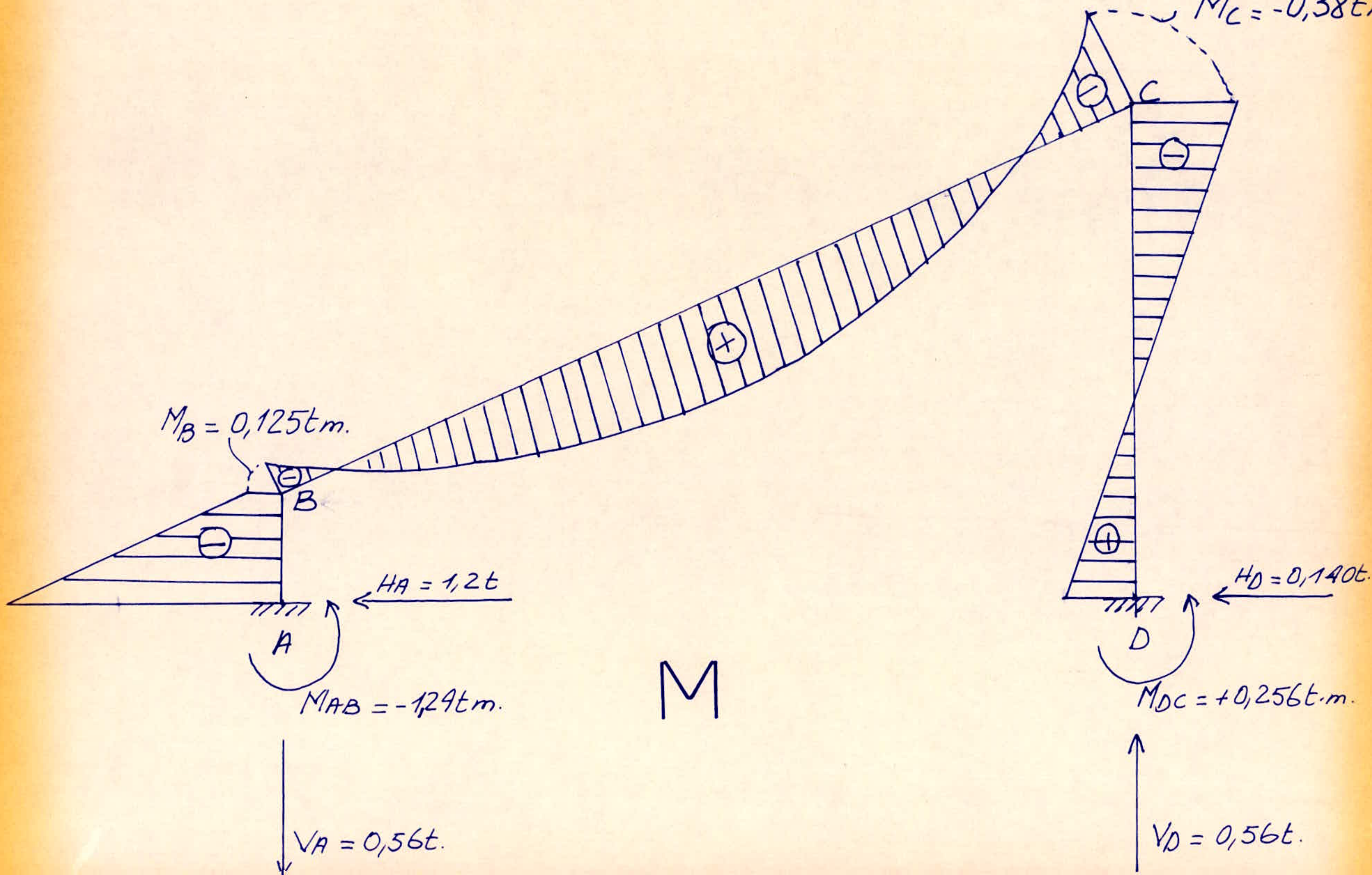
$_{DC} = +0,1324 + 0,2838 \times 0,434 \quad = \quad +0,256\,tm.$

$_{A} = 1,24 - 0,125 = +1,2t.$

$_{D} = \dfrac{+0,384 + 0,256}{4,54} = +0,140t.$

$_{D} = -V_A = +0,216t.$

Diagramme des Moments flechissants et des efforts tranchants dûs au vent pour 0,35 t/ml de charge appliquée horizontalement sur la terrasse.



45

Diagramme de l'effort tranchant dû au vent pour 0,354t/m' de la charge appliquée horizontalement sur la traverse

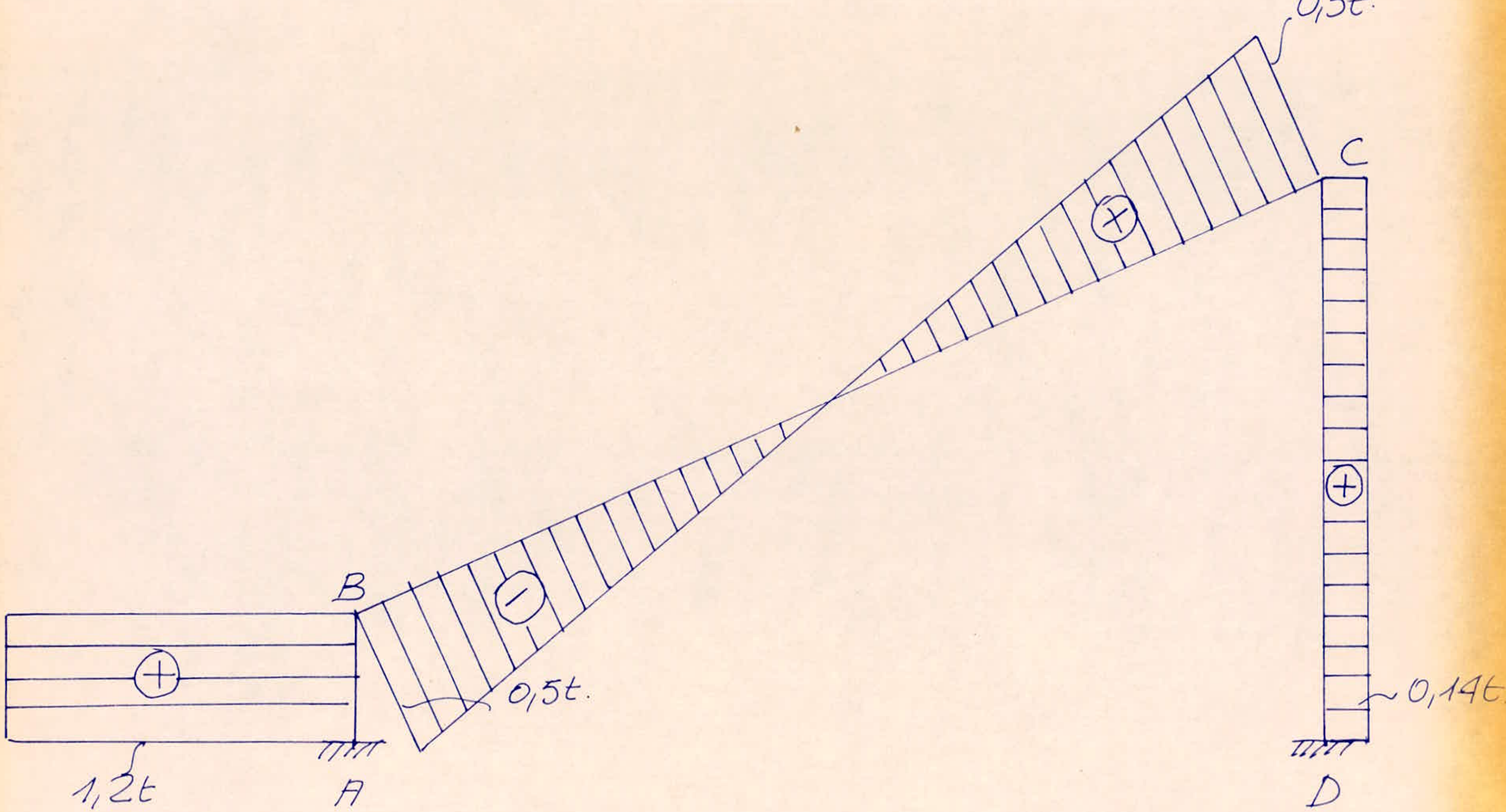
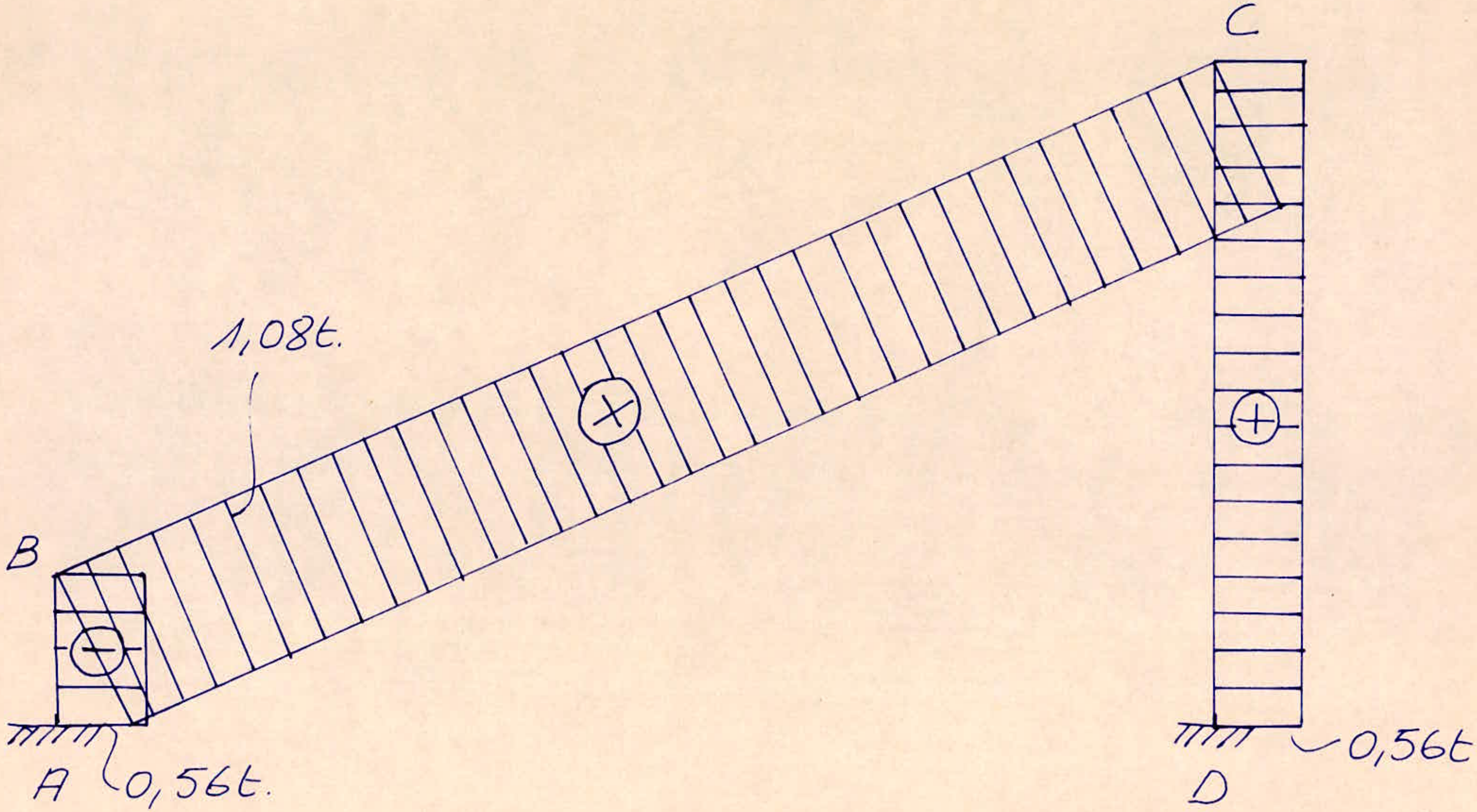
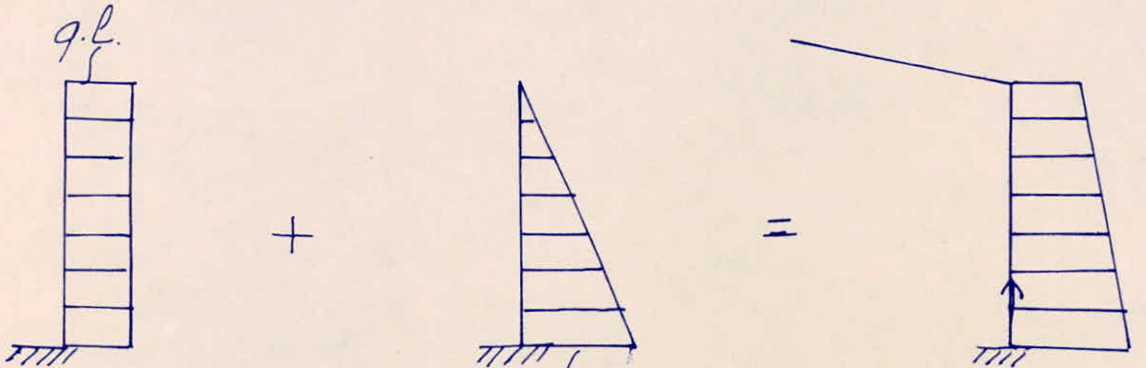


Diagramme de l'effort normal dû au vent pour 0,354t/m' de la charge, appliquée horizontalement sur la traverse.



Calcul de M, N, au noeud C (console).
(cas pour G et P.

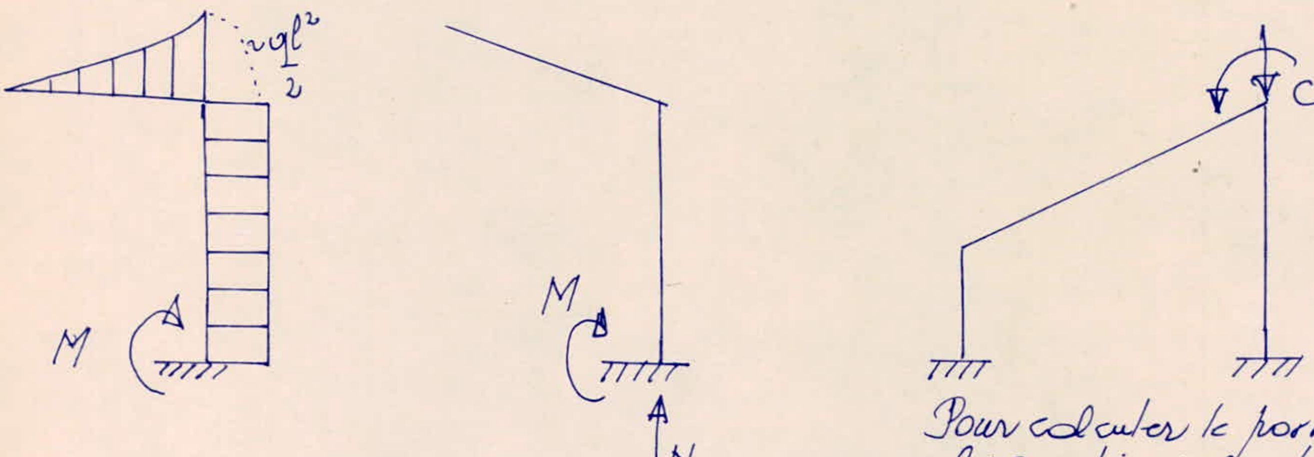
– (a) : Effort normal :



poids propre du poteau.

$N = ql + pp.$ poteau

(b) : Moment flechissant :



Pour calculer le portique, les reactions sont à prendre au noeud C.

Valeur des charges et surcharges.

Toiture :

poids-propre $G = 1500 \, kg/m'$.
surcharge $P = 600 \, kg/m'$.

Gradins :

poids propre $G = 2280 \, kg/m'$.
surcharge $P = 3000 \, kg/m'$.

Vent :

Vent normal $V = 70 \, kg/m^2$.
Vent extrême $W = 110 \, kg/m^2$.

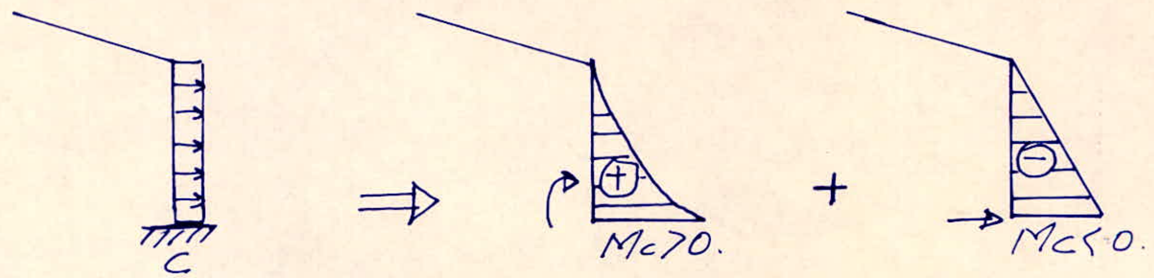
Convention de signes appliqués pour le calcul de la console:

- sens des aiguilles d'une montre ⊕.
- $\leftarrow$ ⊕.
- $\uparrow$ ⊕.

Etude du vent gauche, puis de droite sur la console

Vent gauche

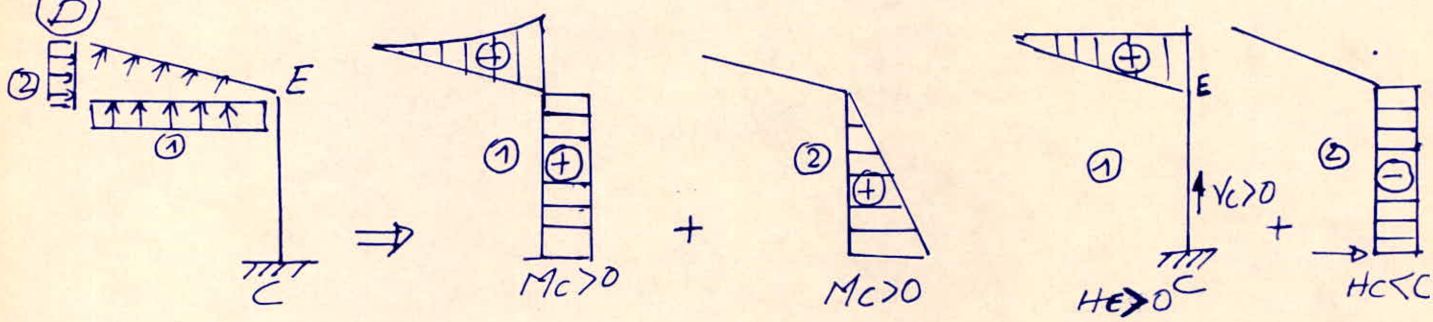
ⓐ



Normal : $\begin{cases} M_C = \frac{pl^2}{2} = \frac{70\times 6\times 3^2}{2} = 1890 \text{ kg.m.} \\ H_C = pl = 70\times 6\times 3 = -1260 \text{ kg.} \end{cases}$

Extrême : $\begin{cases} M_C = \frac{110\times 6\times 3^2}{2} = 2970 \text{ kg.m.} \\ H_C = pl = 110\times 6\times 3 = -1980 \text{ kg.} \end{cases}$

ⓑ



① $M_E = M_C = \frac{Pl^2}{2}$ $\begin{cases} V = +18398 \text{ kg.m.} \\ W = +28911 \text{ kgm.} \end{cases}$

② $M_C = \begin{cases} V = 84 \text{ kgm.} \\ W = 132 \text{ kgm.} \end{cases}$

③ $V_C = +pl = \begin{cases} V = 3931 \text{ kgm.} \\ W = 6177 \text{ kgm.} \end{cases}$

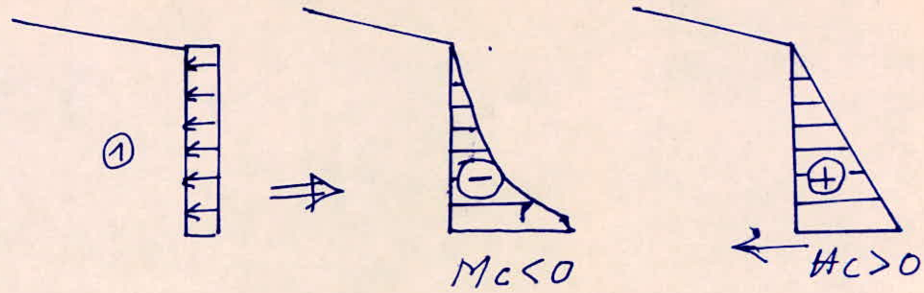
④ $H_C = \begin{cases} V = -168 \text{ kg.} \\ W = -261 \text{ kg.} \end{cases}$

Vent droite

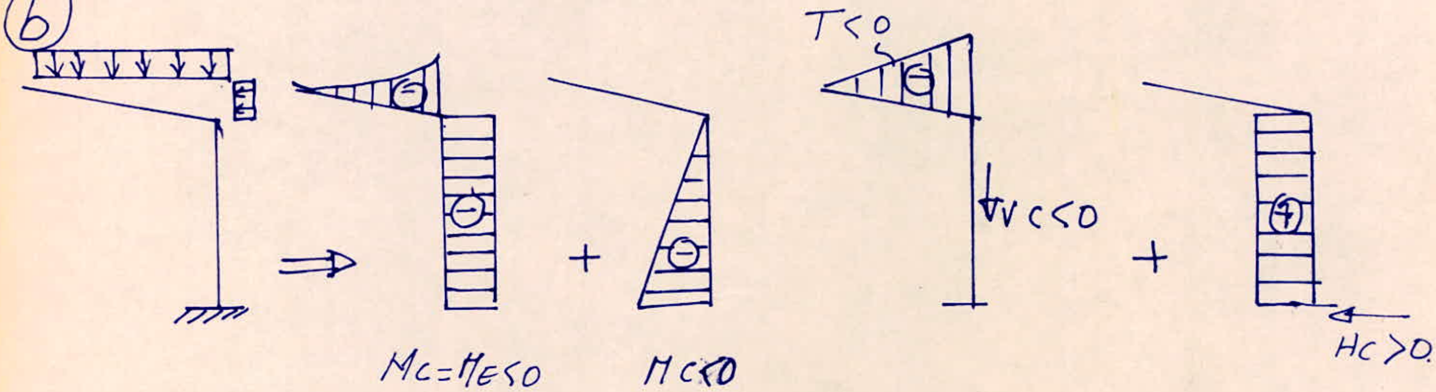
(a)

$$M_C = \begin{cases} V = -1890\ \text{kgm.} \\ W = -2970\ \text{kgm.} \end{cases}$$

$$H_C = \begin{cases} V = +1260\ \text{kg.} \\ W = +1980\ \text{kg.} \end{cases}$$



(b)



$$M_C = M_E \begin{cases} V = -18398\ \text{kg.m.} \\ W = -28911\ \text{kg.m.} \end{cases}$$

$$M_C = \begin{cases} V = -1260\ \text{kgm.} \\ W = -5940\ \text{kgm.} \end{cases}$$

$$H_C = \begin{cases} V = +168\ \text{kg.} \\ W = +264\ \text{kg.} \end{cases}$$

$$V_C = \begin{cases} V = -3931\ \text{kg.} \\ W = -6177\ \text{kg.} \end{cases}$$

Surcharges climatiques.

- Effet du vent :

$P_v = C\,q$ (R.N.V).

$q = (48 + 0{,}6h)\,K_r \cdot K_s$ daN/m².

- Region I : site exposé.

q normal $\begin{cases} K_r = 1 \\ K_s = 1{,}35 \end{cases}$ $q = 72{,}9$ kg/m².

q extrême $\begin{matrix} K_r = 1{,}75 \\ K_s = 1{,}35 \end{matrix}$ $q = 127{,}6$ kg/m².

Extrême : (grande Surface) $\simeq 100$ m. (petite Surface) $\simeq 10$ m. $\begin{cases} q_a = 0{,}7 \times 127{,}6 = 89{,}32 \text{ kg/m}^2 \\ q_b = 0{,}85 \times 127{,}6 = 108{,}46 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$

Soit $\Rightarrow$ $q = 108{,}46$ kg/m².

Normal : $\begin{matrix} q_a = 51 \text{ kg/m}^2 \\ q_b = 62 \text{ kg/m}^2 \end{matrix}$ $\Rightarrow q = 62$ kg/m².

$p_{exterieur} = 108{,}46 \times 0{,}8 = 86{,}76$ kg/m² | $c = 0{,}8$.

$p_{interieur} = 108{,}46 \times 0{,}5 = 54{,}23$ kg/m² | $c = -0{,}5$.

$p'_{exterieur} = \frac{7}{4} \times 86{,}76 = 151{,}83$ kg/m².

On prendra donc pour le cas extrême :

(W) : $\underline{P_v = 110 \text{ kg/m}^2}$.

$P_{exterieur}$: $62 \times 0,8 = 50 kg/m^2$.

$P_{interieur}$: $62 \times 0,5 = 31 kg/m^2$.

$\frac{7}{4} \times 50 = 87,5 kg/m^2$.

On prendra pour le cas normal :

$\underline{P_V = 70 kg/m^2}$.

<u>Charge considerée sur la travese du portique.</u>

pp des dalles intermediaires .... $0,72 \times 0,08 \times 2,5 \times 6 \times 7 = 6,048 t$.

poutrelles .... $(0,5 \times 0,2 - 0,5 \times 0,08) \times 6 \times 2,5 \times 8 = 7,2 t$.

pp dalle superieure .... $2,10 \times 0,08 \times 6 \times 2,5 = 2,52 t$.

pp dalle inferieure .... $1,32 \times 0,08 \times 6 \times 2,5 = 1,58 t$.

$T = 1,73 t/m'$

p.p. de la traverse .... $1 \times 0,22 \times 2,5 \times 1 = 0,55 T/m'$.

Surcharges .... $0,500 T/m^2 \times 6 = 3 T/m'$.

$3 \times 1,2 = 3,6 T m'$.

<u>Total</u>: $q = 5,88 t/m'$.

On prend $\underline{q = 6 t/m'}$.

Calcul Au Seisme.

- Partie Theorique.
- Partie Calcul.
- Dimensionnement Des Poutres De contreventement.

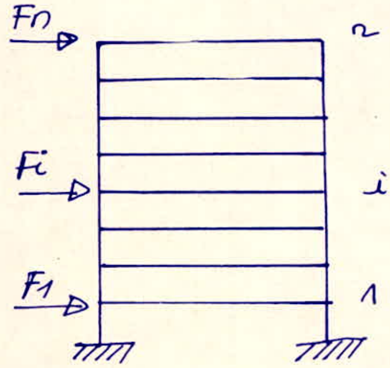
CALCUL AU SEISME.

I : Theorie : Action des charges horizontales sur les portiques.

on considère la charge concentrée au niveau de chaque plancher, la méthode est applicable pour un nombre (n) de travées.

L'effort tranchant de niveau est défini pour 1 portique comme :

$$T_i = \sum_{j=i}^{n} F_j$$

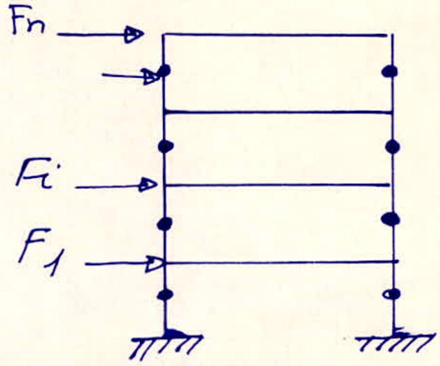


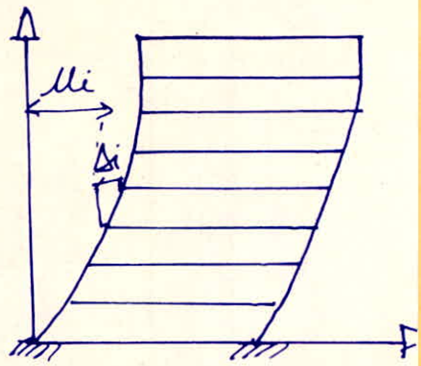
La deformée du portique sous l'action des charges horizontales est caractérisée par :

- Des deformations longitudinales des poteaux (allongement ou raccourcissement)
- Distorsion anti-symétrique de la poutre.
- Deplacement relatif des extremités des poteaux.

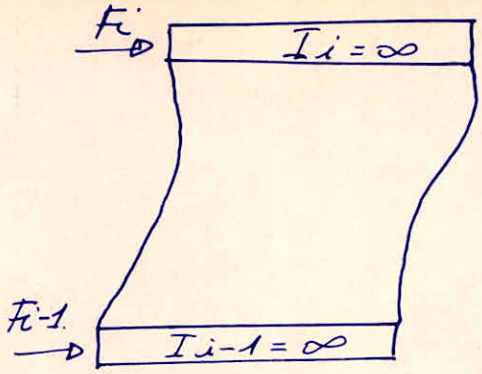
Le déplacement d'1 portique est 1 calcul hyperstatique ; sous l'action des forces horizontales, on constate dans les poteaux, l'apparition d'un point d'inflexion, situé au milieu des poteaux pour les étages courants et dont la position est variable au rez de chaussée, compte tenu du degré d'encastrement dans les poteaux.

Dans une 1ère approximation on considère que les planchers sont infiniment rigides et on admet une articulation dans le shéma de calcul.





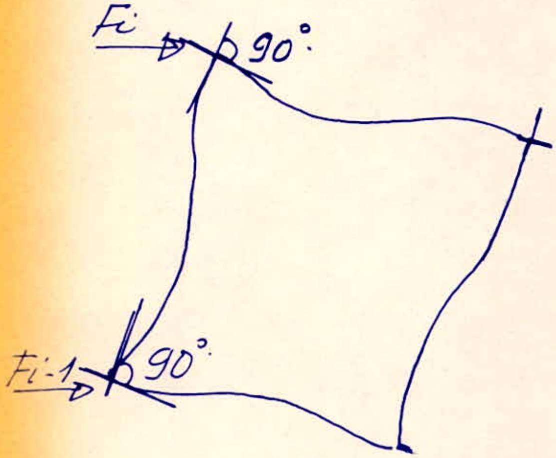
Dans un element flechi, on a la relation :

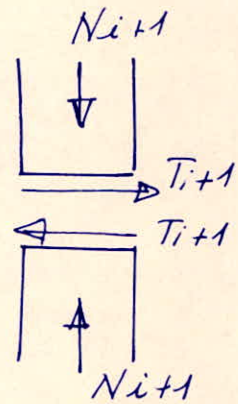


$$\frac{M}{EI} = \varphi = \frac{1}{R}$$

Pour $\varphi = 0$ on a $M = 0$; $\forall$ la valeur des charges horizontales.

Dans la pratique, les planchers et les poutres ne sont pas infiniment rigides

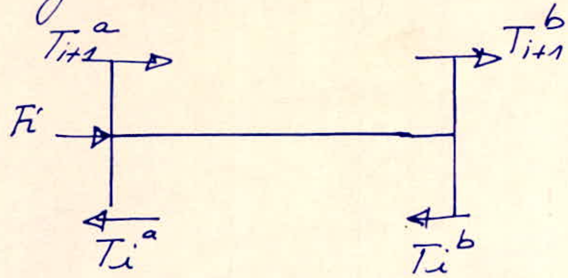




L'effort tranchant de niveau est l'element actif de la sollicitation ; c'est lui qui produit les déplacements relatifs de niveau (Δi)

Sous l'action des forces horizontales, ce sont les poutres qui sont les elements resistants - Mais, pour les charges verticales c'est l'inverse

L'existence de l'effort tranchant, crée un moment flechissant dont le diagramme est lineaire et qui a une certaine valeur au niveau des putres.

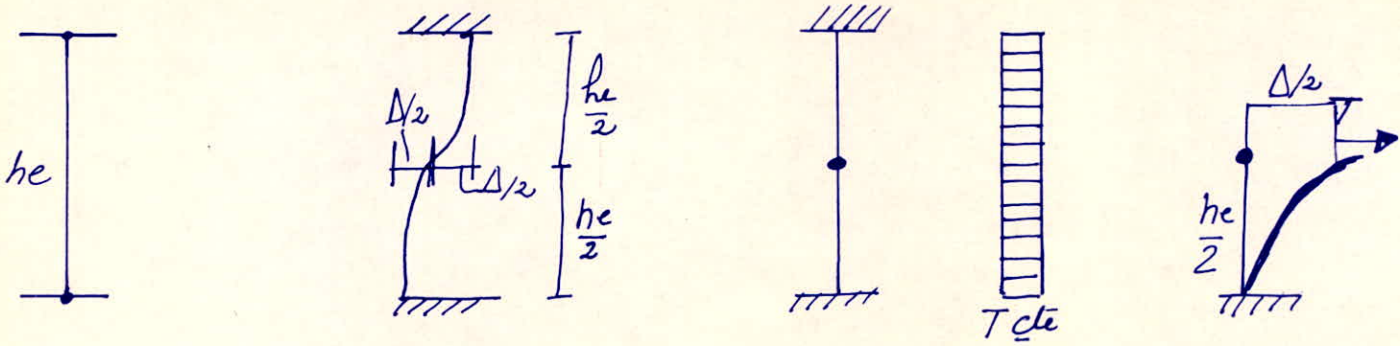


$\forall i$ on a $T_i = T_i^a + T_i^b$.

Et la déformée de la poutre présente une courbure changée de signe, c.à.d : déformation anti-symétrique. Et l'existence de Moment fléchissant dans les poutres crée un effort tranchant dans les poutres :

$$T = \frac{|M_i|^a + |M_i|^b}{l}$$

- Repartition de l'effort tranchant de niveau entre les poteaux.



Le déplacement relatif de niveau = $\Delta i = \frac{T_i^a h_e^3}{12 E I_i^a} = \frac{T_i^b h_e^3}{12 E I_i^b}$

D'où $T_i^a = T_i \frac{I_i^a}{I_i^a + I_i^b}$.

L'effort tranchant de niveau se répartit dans les poteaux proportionnellement aux inerties de ceux-ci. On retrouve la notion de rigidité relative de niveau. C'est l'effort tranchant qui produit un déplacement relatif unitaire entre les extrémités.

$R_{i\infty} = \frac{12EI}{h_e^3}$

Dans le cas où le poteau est articulé d'un côté et encastré à l'autre, on aura :

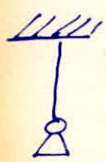
$R_{i\infty}' = \frac{R_{i\infty}}{4}$

La rigidité relative de niveau est proportionnelle à l'inertie.
Dans la pratique, la rotation des noeuds entraîne une diminution du moment fléchissant dans les poteaux.

$R_i = k R_{i\infty}$ avec $k \leq 1$

on donne les valeurs de k d'après = $K = \frac{\rho \text{ poteau}}{\Sigma \rho \text{ poutres}}$.

Les valeurs de k sont données par les relations =

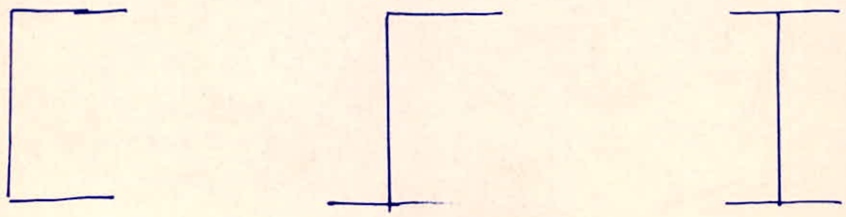

$k = \frac{1}{2(2+K)}$


$k = \frac{1}{1+4K}$


$k = \frac{2+K}{2(1+2K)}$

La rigidité d'un poteau diminue rapidement lorsque la hauteur du poteau augmente. Et, le changement de qualité du béton modifie Ri. Car : $E = 21000 \sqrt{\sigma'_{28}}$

Pour 2 poteaux de mêmes dimensions, le poteau lié avec le plus grand nombre de poutres, sera le plus rigide.



RI RII RIII

on a :

$RI < RII < RIII$.

La rigidité relative de niveau du portique pour l'étage :

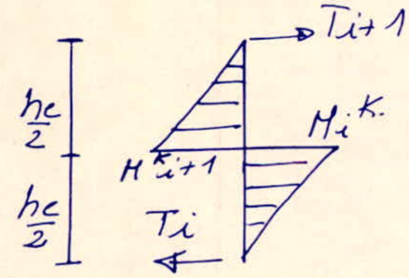
$R_i^p = \sum R_i^k$.

– L'effort tranchant de niveau sera réparti entre les poteaux proportionnellement à leurs rigidités relatives de niveau.

$$T_i^a = T_i \frac{R_i^a}{R_i^p} \qquad T_i^k = T_i \frac{R_i^k}{R_i^p}.$$

– Le Moment fléchissant dans les poteaux :

$$M_{(i+1)}^k = T_{i+1} \cdot \frac{h_e}{2} \qquad M_i^k = T_i \times \frac{h_e}{2}$$

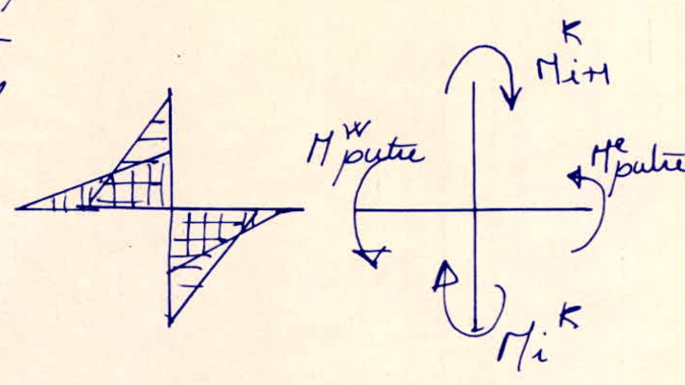


Ce moment doit être équilibré dans les poutres :

Le moment résistant dans les poutres est proportionnelle aux rigidités linéaires des poutres.

$$M^e + M^w = M_i^k + M^k_{n+1} = M_i.$$

$$M^e = \frac{\rho^e}{\rho^w + \rho^e} \cdot M_i \qquad M^w = \frac{\rho^w}{\rho^e + \rho^w} \cdot M_i.$$

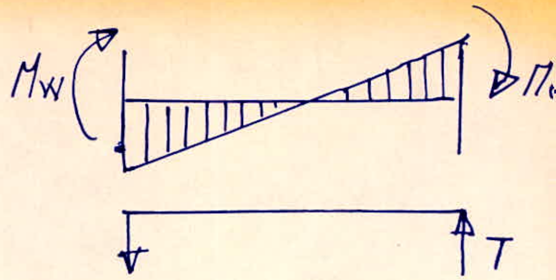


Les poutres les plus sollicitées à la flexion sont les poutres s'appuyant sur des poteaux de rives. Les poutres courtes et hautes sont les plus sollicitées.

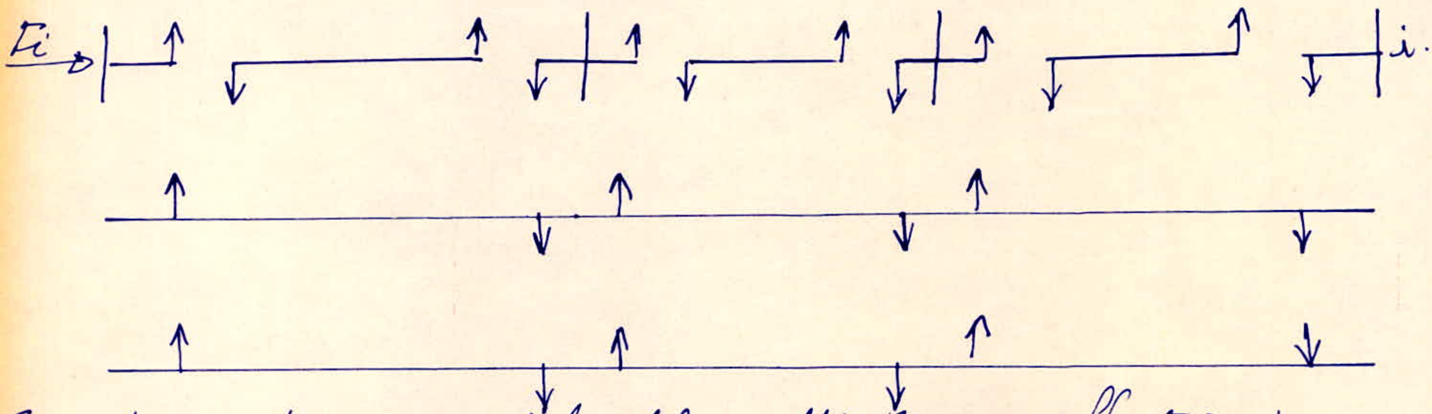
– Effets indirects :

Effort tranchant dans les poutres

$$T = \frac{M_w + M_e}{l_{poutre}}.$$



– Efforts axiaux dans les poteaux : ils sont la conséquence de l'effort tranchant dans les poutres.



Les poteaux de rives sont les plus sollicités aux efforts axiaux.

Les valeurs de déplacement relatif de niveau et de la flèche sont les suivants.

$$\Delta_i = \frac{T_i}{R_i} \qquad f_i = \sum_{j=1}^{i} \Delta_j.$$

II Calcul pratique :

. Le coefficient sismique dans la direction horizontale est :

$$\sigma_x = \alpha \beta \gamma \delta .$$

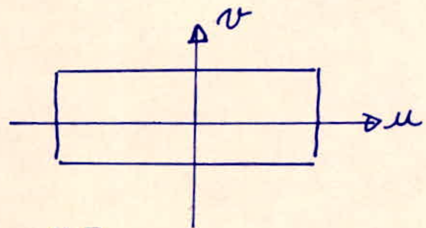
. Le coefficient sismique dans la direction verticale

$$\sigma_y = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} . \sigma_H .$$

. δ : le coefficient tenant compte de l'incidence des conditions de fondations sur le comportement de l'ouvrage.
(semelles superficielles sur un terrain de consistance moyenne).

. $\delta = 1,15$ et le coefficient d'intensité $\alpha = 1,5$ pour $i_N = 3,5$.
(zone de forte sismicité).

. Le coefficient de réponse :



on a : $T = 0,09 \times \frac{H}{\sqrt{L}}$

$T_u = 0,09 \times \frac{10}{\sqrt{100}} = 0,09$ et $T_v = 0,09 \times \frac{10}{\sqrt{10}} = 0,28.$

$$\Rightarrow \beta_v = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}} = \frac{0,065}{\sqrt[3]{0,28}} = 0,1.$$

$$\beta_u = \frac{0,065}{\sqrt[3]{0,09}} = 0,20.$$

. Le coefficient de distribution $\gamma_v \begin{cases} 0,6 \\ 1,2. \end{cases}$

1er étage. $\begin{cases} \sigma_v = \alpha \beta_v \gamma_v \delta = 1,5 \times 0,1 \times 0,6 \times 1,15 = 0,103. \\ \sigma_u = \alpha \beta_u \gamma_u \delta = 1,5 \times 0,2 \times 0,6 \times 1,15 = 0,207. \end{cases}$

2ème étage. $\begin{cases} \sigma_v' = 1,5 \times 0,1 \times 1,2 \times 1,15 = 0,206. \\ \sigma_u' = 1,5 \times 0,2 \times 1,2 \times 1,15 = 0,414. \end{cases}$

$$\sigma_y = \pm \frac{1}{\sqrt{1,5}} \times 0,345 = \pm 0,281.$$

1\. charges permanentes .... — 22800 kg.
Surcharges d'exploitation — . $\frac{3 \times 10}{5} = 6000$ kg.

$\Rightarrow \underline{T = 28800 \text{ kg}}.$

– Effort tranchant de niveau :

$T_i^1 = 0,207(28800 + 21560) = 10424$ kg.

$T_i^a = 0,207 \times 28800 = 5962$ kg.

$T_i^3 = 0,414 \times 21560 = 8926$ kg.

– Rigidité relative d'un poteau :

$Ri = h\, Ri\infty$ ou $Ri = h \cdot \delta pot \cdot \frac{12E}{he^2}$

$$\delta pot_1 = \frac{I}{he_1} = \frac{0,36 \times \overline{0,80}^3}{12 \times 4,54} = 0,0033.$$

$$\delta pot_2 = \frac{I}{he_2} = \frac{0,36 \times \overline{0,80}^3}{12 \times 1} = 0,0153$$

$$\delta pot_3 = \frac{I}{he_3} = \frac{0,36 \times \overline{0,8}^3}{12 \times 3} = 0,0051.$$

$$\delta poutre_1 = \frac{I}{he} = \frac{0,2 \times \overline{2}^3}{12 \times 6} = 0,0222$$

$$\delta poutre_2 = - = \frac{0,2 \times \overline{1}^2}{12 \times 6} = 0,0027.$$

$$\delta poutre_3 = - = \frac{0,2 \times \overline{1,2}^3}{12 \times 6} = 0,0048.$$

$$K_1 = \frac{I_{pot}}{\sum I_{poutre}} = \frac{0{,}0033}{2 \times 0{,}022} = 0{,}074.$$

$$K_2 = \frac{0{,}0153}{2 \times 0{,}0027} = 2{,}83.$$

$$K_3 = \frac{0{,}0051}{2 \times 0{,}0048} = 0{,}531.$$

$$h_1 = \frac{2 + K_1}{2(1+2K_1)} = \frac{2 + 0{,}074}{2(1+2 \times 0{,}074)} = 0{,}90$$

$$h_2 = \frac{2 + K_2}{2(1+2K_2)} = \frac{2 + 2{,}83.}{2(1 + 2 \times 2{,}83)} = 0{,}36.$$

$$h_3 = \frac{1}{1+4K_3} = \frac{1}{1+4 \times 0{,}531} = 0{,}32.$$

$$Ri_1 = 0{,}9 \times 0{,}0033 \times \frac{12 \times 345065 \times 10^2}{4{,}54^2} = 59627 \text{ kg/m}.$$

$$Ri_2 = 0{,}36 \times 0{,}0153 \times \frac{12 \times 345065 \times 10^2}{7^2} = 228074 \text{ kg/m}.$$

$$Ri_3 = 0{,}32 \times 0{,}0051 \times \frac{12 \times 345065 \times 10^2}{3^2} = 75072 \text{ kg/m}.$$

- La rigidité relative de niveau du portique :

$Ri_1^p = 5 \times 59627.$ $\quad Ri_2^p = 5 \times 2280741$ $\quad Ri_3^p = 5 \times 75072.$

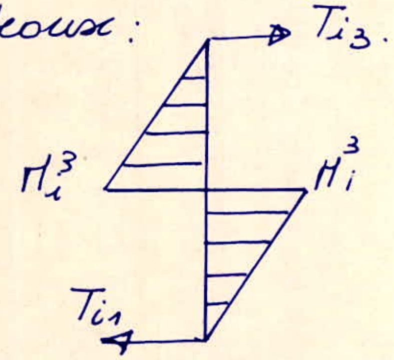
L'effort tranchant de niveau sera:

$$T_i^1 = 10424 \times \frac{59627}{5 \times 59627} = 2084 \text{ kg.}$$

$$T_i^2 = 5962 \times \frac{2280741}{5 \times 2280741} = 1200 \text{ kg.}$$

$$T_i^3 = 8926 \times \frac{75072}{5 \times 75072} = 1800 \text{ kg.}$$

- Calcul des moments flechissants dans les poteaux:



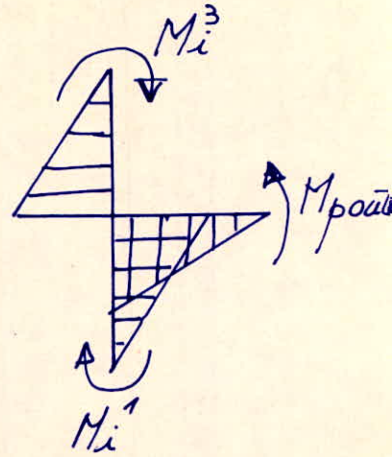
$$M_i^3 = T_i^3 \times \frac{he}{2} = 1800 \times \frac{3}{2} = 2700 \text{ kg. m.}$$

$$M_i^1 = T_i^1 \times \frac{he}{2} = 2084 \times \frac{4{,}54}{2} = 4730 \text{ kg. m.}$$

$$M_i^2 = T_i^2 \times \frac{he}{2} = 1200 \times \frac{1}{2} = 600 \text{ kg. m.}$$

Les moments doivent être equilibrés par les moments flechissan[ts] des poutres.

a). Poteau de rive:



$$M_i = 2700 + 4730 = 7430 \text{ kg. m.}$$

$$M_i^w \text{ poutre} = M_i^e \text{ poutre}$$

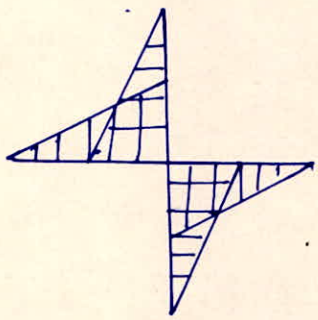
$$= M_i \frac{S^w_{ptre} \text{ ou } S^e_{ptre}}{S^w_{ptre} + S^e_{ptre}}$$

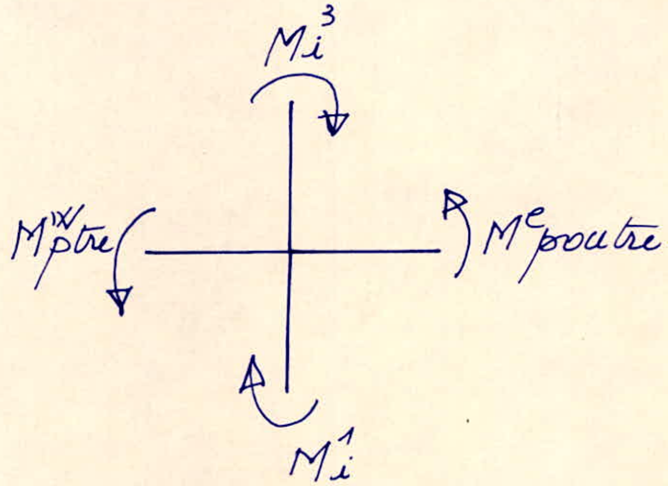
- Les Moments de rive sont:

$$\begin{cases} ① \; M_i^W \text{poutre} = M_i^e \text{poutre} = 7430 \times \dfrac{0{,}0222}{0{,}0222} = 7430 \text{ kg.m.} \\ ② \; M_i^W \text{poutre} = M_i^e \text{poutre} = 600 \text{ kg.m.} \\ ③ \; M_i^W \text{poutre} = M_i^e \text{poutre} = 2700 \text{ kgm.} \end{cases}$$

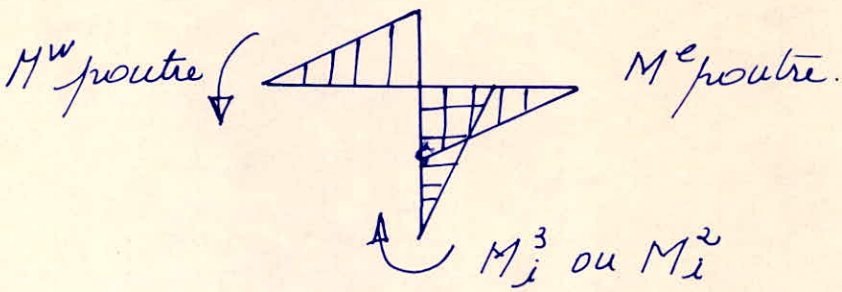
Poteau central :

① cas :





② cas :



$$\begin{cases} ① \Rightarrow M_i^W = M_i^e = 7430 \times 1/2 = \underline{3715} \text{ kg.m.} \\ ③ \Rightarrow M_i^W = M_i^e = 2700 \times 1/2 = \underline{1350} \text{ kg.m.} \\ ② \Rightarrow M_i^W = M_i^e = 600 \times 1/2 = \underline{300} \text{ kg.m} \end{cases}$$

Effort tranchant.

$$T = \frac{M^w + M^e}{l\ \text{poutre}}$$

$$\left.\begin{aligned}
\overline{T}_1 &= \frac{3715 + 3715}{6} = 1238\,\text{kg} \\
\overline{T}_2 &= \frac{300 + 300}{6} = 100\,\text{kg} \\
\overline{T}_3 &= \frac{1350 + 1350}{6} = 450\,\text{kg}
\end{aligned}\right\}\ \text{Centraux.}$$

$$\left.\begin{aligned}
\overline{T}_1 &= \frac{3715 + 7430}{6} = 1857\,\text{kg} \\
\overline{T}_2 &= \frac{600 + 300}{6} = 150\,\text{kg} \\
\overline{T}_3 &= \frac{1350 + 2700}{6} = 675\,\text{kg}
\end{aligned}\right\}\ \text{derive.}$$

Diagramme des moments flechissants.

(des portiques en arrière).

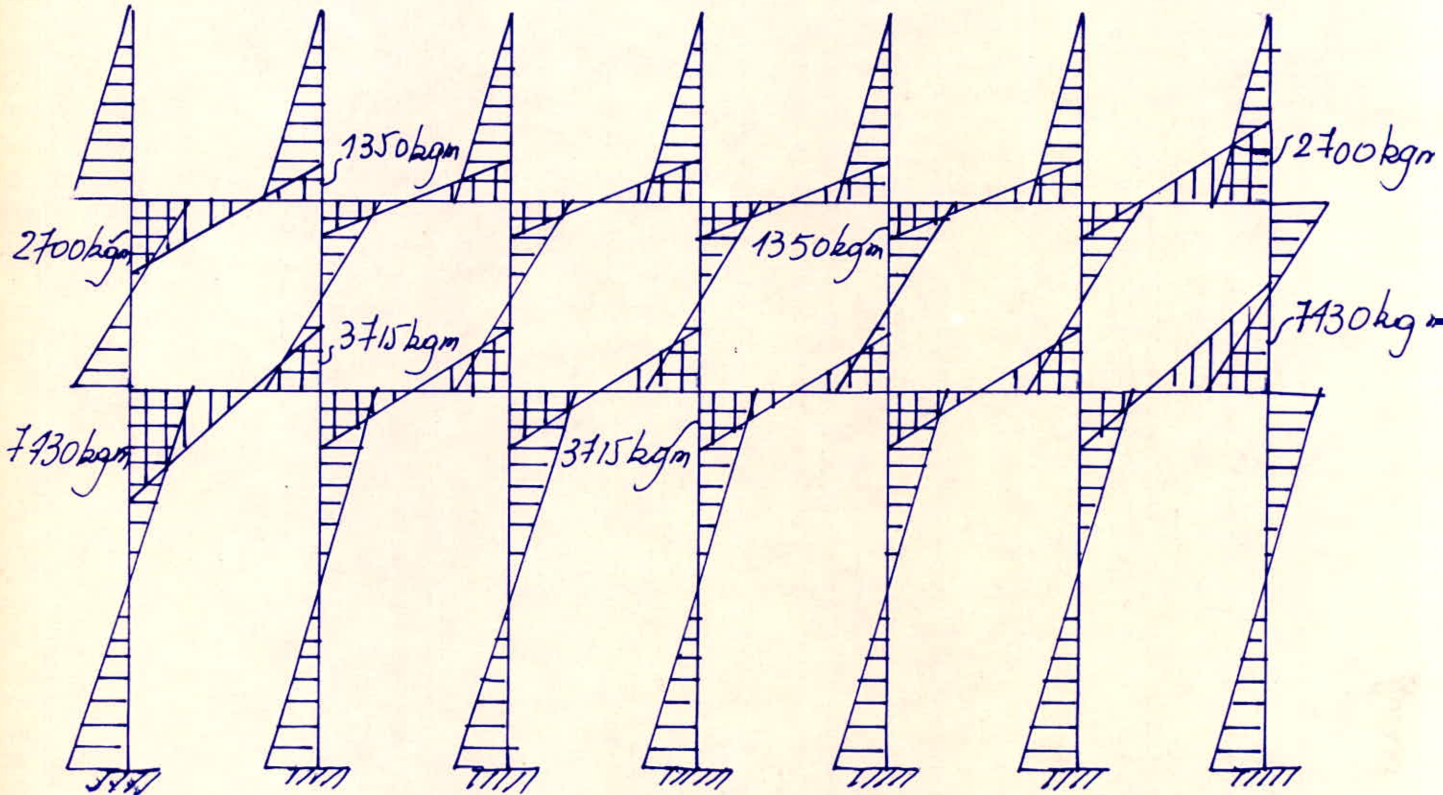
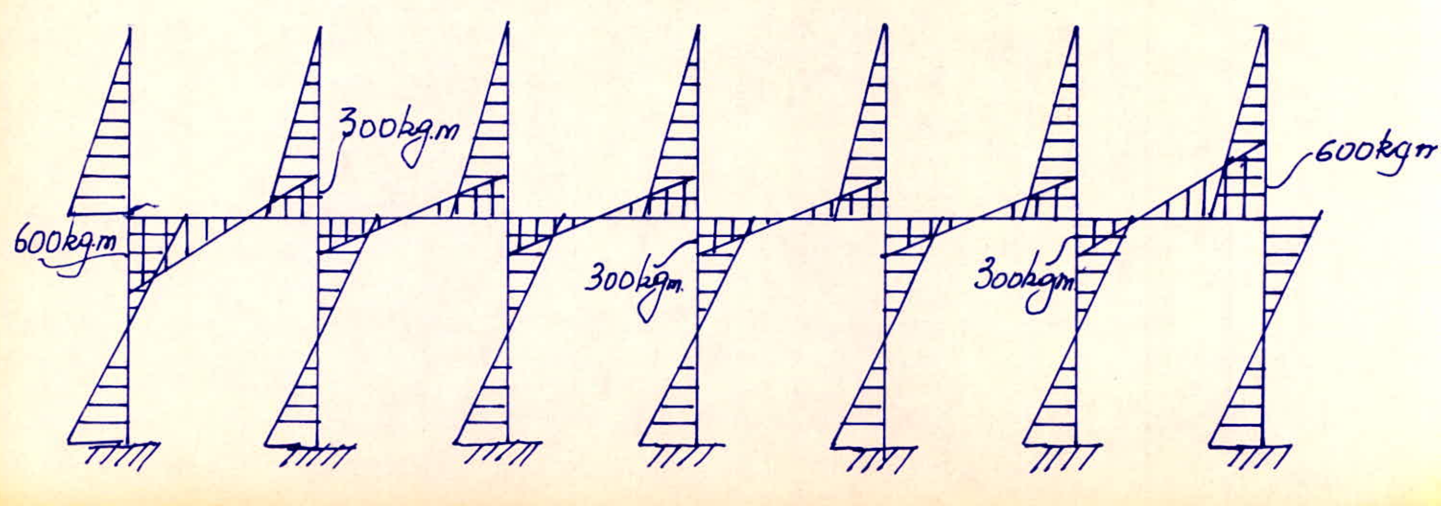


Diagramme des moments flechissants. (des portiques en avant)



Méthode de Caquot: (ossature symétrique et symétrique-ment chargée)
poutre de contreventement.

$q = 2200 kg/m'$.

$Q = 100 kg$.

$l = 6 m$.

$$I = \frac{0{,}2 \times \overline{0{,}60}^3}{12} = 0{,}0036.$$

$$I_s = I_n = \frac{0{,}36 \times \overline{0{,}80}^2}{12} = 0{,}015 m^4.$$

$$K = \frac{I}{L} = \frac{0{,}0036}{6} = 0{,}0006.$$

$$K_s = \frac{I_s}{h'_s} = \frac{0{,}015}{4{,}54} = 0{,}004.$$

$$K_n = \frac{I_n}{h'_n} = \frac{0{,}015}{0{,}9 \times 3} = 0{,}006.$$

$$M' = \frac{q l^2}{85} + l \Sigma k Q$$

$$\frac{a}{l} = \frac{1}{2} \Rightarrow k = 0{,}177.$$

$$M' = \frac{2200 \times \overline{6}^2}{85} + 6 \times 0{,}177 \times 100 = 9424 kg.m.$$

Moment de la section dangereuse: $M = M' \frac{K_s + K_n}{K + 1{,}56(K_s + K_n)}$

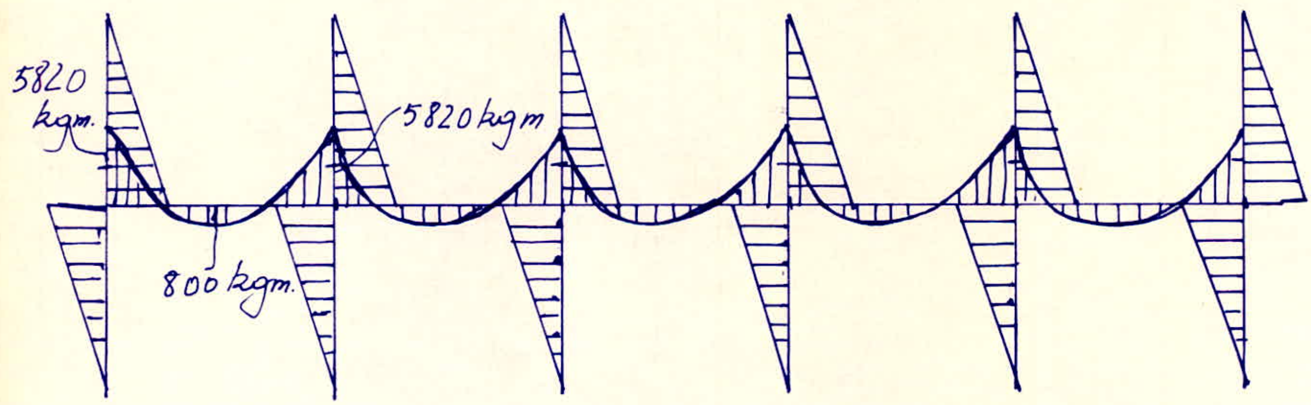
$$M = 9424 \times \frac{0{,}004 + 0{,}006.}{0{,}006 + 1{,}56\,(0{,}004 + 0{,}006.}$$

$$M = 5820\,\text{kg.m.}$$

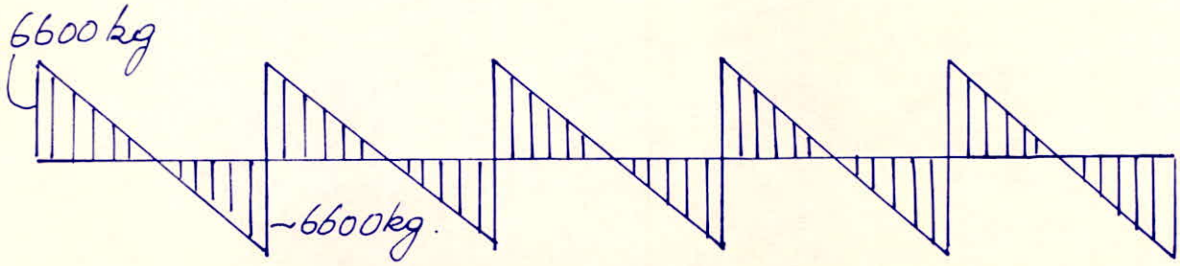
L'effort tranchant d'appuis :

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{2200 \times 6.}{2} = 6600\,\text{kg.}$$

Moment flechissant ①.



Effort tranchant ①



Calcul des armartures longitudinales pour le ①.

$$\mu = \frac{n\,M}{\bar{\sigma}_a\, b h^2} = \frac{15 \times 1325000}{4000 \times 20 \times 60^2} = 0{,}069.$$

$K = 31{,}3$; $\bar{\omega} = 0{,}523$; $\varepsilon = 0{,}8915$.

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4000}{31{,}1} = 128{,}6\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' = 1{,}5 \times 162$$

$$A = \bar{\omega}\,\frac{bh}{100} = 0{,}523 \times \frac{20 \times 60}{100} = 6{,}30\ cm^2.$$

$\sim$ 6HA12 d'en haut.

$A' = 3{,}53\ cm^2 \sim$ 6HA10 d'en bas.

Calcul des armatures transversales pour le ①.

$$\bar{\tau}_b = \left(4{,}5 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{b_0}'}\right)\bar{\sigma}_b = \left(4{,}5 - \frac{128{,}6}{81}\right) 7 = 20{,}38\ kg/cm^2.$$

$$\tau_b = \frac{T}{bz} = \frac{6600}{20 \times 0{,}8915 \times 60} = 6{,}16\ kg/cm^2.$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \delta_a \sigma_{en} \text{ avec } \delta_a = 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{6{,}16}{9 \times 7} = 0{,}902.$$

$\bar{\sigma}_{at} = 0{,}902 \times 4200 = 3788\ kg/cm^2$.

$A_t = 2\,\phi 6 = 0{,}56\ cm^2$.

Espacement des cadres : $t = \dfrac{A_t \times Z \times \bar{\sigma}_{at}}{T}$

$$t = \frac{0{,}56 \times 0{,}8915 \times 60 \times 3788}{6600} = 17{,}19\ cm < \bar{t}.$$

On prend $t = 20cm$, et on répartira suivant 20, 15, 13.

<u>NB</u> : Le seisme a été considéré uniquement dans le sens longitudinal. Il n'a pas été calculé dans le sens transversal car le vent est prépondérant dans ce sens.

DIMENSIONNEMENT DU PORTIQUE PRINCIPAL.

calcul des sections.

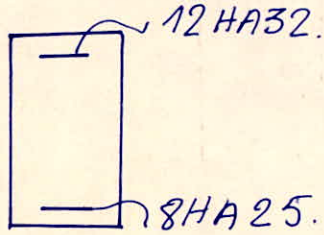
Calcul des armatures tendues de la console:

ⓐ $M = 140\,tm.$

$h_t = 1m$ $h = 90cm$; $h' = h.\cos\alpha = 90 \times 0{,}83 = 75\,cm.$

$$A = \frac{M}{Z\bar{\sigma}_a} = \frac{140.10^5}{\frac{7}{8} \times 75 \times 2667} = 80\,cm^2.$$

on prend $\simeq$ 12 HA 32.



ⓑ $M = 32\,t.m.$

$$A = \frac{32.\ 10^5.}{\frac{7}{8} \times 75 \times 2667} = 18{,}28\,cm^2.$$

on prend $\simeq$ 8 HA 25 (car le seisme agit aussi dans le sens vertical σ_v).

Effort tranchant de la console:

$T = 30\,t$

$$\tau_b = \frac{T}{bz} = \frac{30}{36 \times \frac{7}{8} \times 75.} = 13{,}15 < \bar{\tau}_b$$

$A_t = 3{,}14\,cm^2 \simeq 4\,HA\,10.$

$$t = \frac{A_t.\ Z.\ \bar{\sigma}_a}{T} = \frac{3{,}14 \times 65{,}7 \times 2800}{30000} = 19{,}25\,cm.$$

$t < \bar{t}$; on prend $t = 15\,cm.$

Etude du poteau de liaison avec la console:

(a) $M = 140 tm.$; $N = 30 t.$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{140.10^5}{30.10^3} = 466 cm \gg \frac{ht}{6}$$

La section est partiellement comprimée.

$$M_{a,t} = 14000000 + 34 \times 3000 = 15020000 kg.cm.$$

Pour la section soumise à la flexion simple sous l'effet de $M_{a,t}$:

$$\mu = \frac{15 \times 15020000}{40000 \times 34 \times \overline{74}^2} = 0,302.$$

$$k = 11,43 < \frac{4000}{1,5 \times 162} = 16,4.$$

Donc, les armatures comprimées sont necessaires:

$$M_{a,c} = 15020000 - 34 \times 30000 = 14000000 kg.cm.$$

$$\mu'_1 = \frac{15020000}{162 \times 1,5 \times 36 \times \overline{74}^2} = 0,313.$$

$$\mu'_2 = \frac{14000000}{162 \times 1,5 \times 36 \times \overline{74}^2} = 0,292.$$

$$\delta' = \frac{6}{74} = 0,08.$$

Abaque Charon $\Longrightarrow$ pour $\delta' = 0,08$, $\mu'_1 = 0,313$, $\mu'_2 = 0,292$.

$\Longrightarrow k = 29.$

Tableau charon $\Rightarrow \mu'_0 = 0,1591;\ f = 0,1056;\ \delta = 0,0057.$

$$\varpi' = \frac{0,313 - 0,1591}{0,1056} = 1,457.$$

$$\varpi = \frac{100\,(0,292 + 0,0057)}{29\,(1 - 0,08)} = 1,115.$$

$$A' = 1,457 \times \frac{36 \times 74}{100} = 38,81\,cm^2.$$

$$A = 1,115 \times \frac{36 \times 74}{100} = 29,70\,cm^2.$$

$$\sigma'_a = 15\left[1 - \left(1 + \frac{25}{15}\right)0,08\right]162 \times 1,5 = 2789\,kgf/cm^2 < 4000\,kgf/c$$

$$\sigma'_b = \frac{4000}{29} = 137\,kgf/cm^2 < 162 \times 1,5\,kgf/cm^2.$$

b
$\begin{cases} M = 32\,tm. \\ N = 6\,t. \end{cases}$ $\quad e = \frac{M}{N} = 5,33\,m \gg \frac{ht}{6}$

$M_{a,t} = 34.10^5$

$$\mu = \frac{15 \times 34.10^5}{4000 \times 34 \times 74^2} = 0,064$$

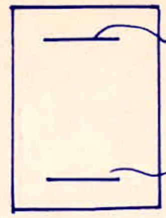
$\Rightarrow k = 32,80 > \bar{k} = 16,4 \qquad \varepsilon = 0,8956.$

des armatures comprimées sont necessaires :

$$A_1 = \frac{34.10^5}{4000 \times 0,8956 \times 74} = 16,36\,cm^2.$$

Pour la section reelle : $A = 16,36 + \frac{6000}{4000} = 17,86\,cm^2.$

Sections définitives:



$$\begin{cases} A = 38{,}81\,cm^2. \\ A' = 57{,}56\,cm^2. \end{cases}$$

on prend des armatures symetriques $A = A' = 58{,}90\,cm^2$.

$58{,}90\,cm^2 \simeq 12HA25$. ou $A' = 64\,cm^2$ et $A = 58\,cm^2$

Bequille droite du portique:

$M_{CD} = 133304\,kg.m.$ $\qquad N = 11825\,kg.$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{13330400}{11825} = 1127\,cm \gg \frac{ht}{6}$$

Section partiellement comprimée:

$M_{a,t} = 13330400 + 11825 \times 34 = 13732450\,kg.cm.$

$M_{a,c} = 13330400 - 11825 \times 34 = 12928350\,kg.cm.$

$$\mu_1 = \frac{15 \times 13732450}{4000 \times 36 \times 74^2} = 0{,}261.$$

$$\mu_2 = \frac{15 \times 12928350}{4000 \times 36 \times 74^2} = 0{,}245.$$

pour $\delta' = 0{,}08$; $\mu_1 = 0{,}261$; $\mu_2 = 0{,}245.$

Tableau Charon $\Rightarrow$

$$Kd = 22 + \frac{50 \times 0{,}245(0{,}06 - 0{,}08)}{0{,}261}$$

$Kd = 21. \Rightarrow md = 1{,}732$, $pd = 0{,}231$

d'où $\mu_2 d = 1,732 \times 0,261 - 0,231 = 0,221 < \mu_2 = 0,245$.

Essayons : $K_{d+1} = 22 \Rightarrow m_{d+1} = 1,827$, $P_{d+1} = 0,226$.

$\mu_{2,\,d+1} = 1,827 \times 0,261 - 0,226 = 0,250 > 0,245$.

$$0,221 < 0,245 < 0,250.$$

$$K = 21 + \frac{0,245 - 0,221}{0,250 - 0,221} = 21,82 \text{ d'où}$$

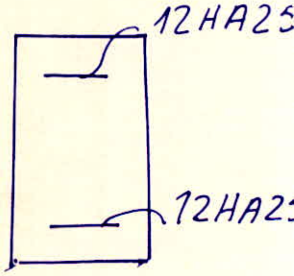
$K = 21,82 > \bar{K} = 16,4$.

Pour $K = 21,82$, tableau Charon $\Rightarrow \varpi_0 = 0,9336$, $\mu_0 = 0,1210$

d'où : $\bar{\omega} = \bar{\omega}' = 0,9336 + \dfrac{0,245 - 0,12102}{0,15(1-0,08)} = 1,83$.

<u>Minimum d'armatures</u> :

$A = A' = 1,83 \times \dfrac{36 \times 74}{100} = 48,75\ cm^2$.



On prend 12 HA25.

$\sigma'_b = \dfrac{4000}{21,82} = 183,31 < 243\ kgf/cm^2$.

$\sigma'_a < 15 \times 183,31 = 2749\ kgf/cm^2 < 4000\ kgf/cm^2$.

<u>Armatures transversales</u>.

$T = 30t$.

$\tau_b = \dfrac{T}{bz} = 30000 = 12,87 < \bar{\tau}_b$.

$A_t = 4,02\ cm^2 \simeq 4HA10$.

$t = \dfrac{A_t . z \sigma_a}{T} = \dfrac{3,14 \times 65,7 \times 2800}{30000} = 19\ cm < \bar{t}$.

on prend $t = 15\ cm$.

Appui D :

$\begin{cases} M = 73969\,kg.m. \\ N = 17973\,kg. \end{cases}$ $\qquad e = \frac{M}{N} = 411\,cm \gg \frac{ht}{6}$

Section partiellement comprimée :

$Ma,t = 7396900 + 34 \times 17973 = 8007982\,kg.cm.$

$Ma,c = 7396900 - 34 \times 17973 = 6785818\,kg.cm.$

$$\mu'_1 = \frac{8007982}{162 \times 1{,}5 \times 36 \times \overline{74}^2} = 0{,}167.$$

$$\mu'_2 = \frac{6785818}{162 \times 1{,}5 \times 36 \times \overline{74}^2} = 0{,}141$$

$\delta' = 0{,}08$; on prend $K = 17 > \bar{K} = \frac{4000}{162 \times 1{,}5} = 16{,}48.$

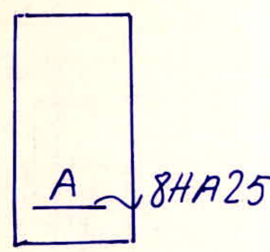
$\mu'_0 = 0{,}1977 \qquad f = 0{,}1144 \qquad \delta = 0{,}0179.$

$$\varpi' = \frac{0{,}167 - 0{,}1977}{0{,}1144} = 0{,}26.$$

$\varpi' < 0$ $\begin{cases} \text{c.à d que les armatures ne travaillent pas à leur} \\ \text{taux limite, on pourra se passer des armatures} \end{cases}$

$$\bar{\varpi} = \frac{100\,(0{,}141 + 0{,}0179)}{17\,(1 - 0{,}08)} = 1{,}25.$$

$$A = 1{,}25 \times \frac{36 \times 74}{100} = 33{,}3\,cm^2.$$



On prend 8 HA 25.

$\sigma'_a = 15\left[1 - \left(1 + \frac{17}{15}\right)0{,}08\right] 162 \times 1{,}5 = 3022 < 4000\,kgf/cm^2$

$\sigma'_b = 4000/17 = 235 < 243\,kgf/cm^2.$

Noeud C : (MCB)

$\begin{cases} M = 36031 \text{kg.m.} \\ N = 24017 \text{kg.} \end{cases}$ $e = \frac{M}{N} = 150 \text{cm} > \frac{ht}{6}$

Section partiellement comprimé. La section est armée symétriquement car M, pourra changer de sens.

$M_{a,t} = 3603100 + 24017 \times 34 = 4419678 \text{kg.cm.}$

$M_{a,c} = 3603100 - 24017 \times 34 = 2786522 \text{kg.cm.}$

$$\mu_1 = \frac{15 \times 4419678}{4000 \times 36 \times 74^2} = 0{,}084.$$

$$\mu_2 = \frac{15 \times 2786522}{4000 \times 36 \times 74^2} = 0{,}053.$$

$\delta' = 0{,}08$ $\mu_1 = 0{,}084$ $\mu_2 = 0{,}053.$

$$\Rightarrow kd = \frac{33 + 50 \times 0{,}053 \, (0{,}06 - 0{,}08)}{0{,}084} = 32{,}36.$$

On prend $Kd = 32 \Rightarrow \begin{cases} md = 2{,}847. \\ Pd = 0{,}192. \end{cases}$

$\mu_{2,d} = 2{,}847 \times 0{,}084 - 0{,}192 = 0{,}047 < 0{,}053.$

$K_{d+1} = 33 \Rightarrow \begin{cases} m_{d+1} = 2{,}957. \\ P_{d+1} = 0{,}190. \end{cases}$

$\mu_{2,d+1} = 2{,}957 \times 0{,}084 - 0{,}190 = 0{,}058 > 0{,}053.$

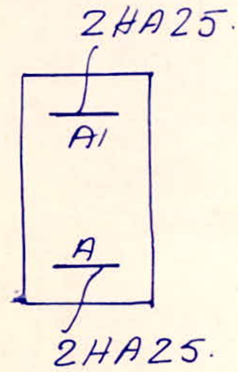
$$0{,}047 < 0{,}053 < 0{,}058.$$

$K = 32 + 0{,}053 - 0{,}047 = 32{,}54 > \bar{K} = 16{,}4.$

pour $K = 32{,}54 \Rightarrow \mu_0 = 0{,}0648$, $\varpi_0 = 0{,}4829.$

$$\omega = \omega' = 0,4829 + \frac{0,053 - 0,064}{0,15(1-0,08)} = 0,403$$

$$A = A' = 0,403 \times \frac{36 \times 74}{100} = 10,73 \text{ cm}^2.$$



Soit 2 HA 25.

$$\sigma'_b = \frac{4000}{32,54} = 122,92 < 162,15 \text{ kgf/cm}^2.$$

$$\sigma'_a < 15 \times 122,92 = 1900 \text{ kgf/cm}^2 < 4000 \text{ kgf/cm}^2.$$

<u>Effort tranchant</u> T

$T = 30$ t ; on prend aussi un HA.10

$t = 15$ cm.

Calcul de la section en travée :

$$\begin{cases} M = 60t.m. \\ N = 30t. \end{cases} \qquad e = \frac{M}{N} = 200cm > \frac{ht}{6}$$

Section partiellement comprimée

$$M' = 6\,000000 + 30000 \times 34 = 7020000\ kg.cm.$$

$$\mu = \frac{15 \times 7020000}{4000 \times 36 \times 74^2} = 0{,}1335.$$

$$\Rightarrow K = 20{,}46 \qquad \varepsilon = 0{,}8590.$$

$$K = 20{,}46 > \frac{4000}{162 \times 1{,}5} = 16{,}4.$$

Pas d'armatures de compression.

$$A_1 = \frac{7020000}{4000 \times 0{,}859 \times 74} = 27{,}60cm^2.$$

$$A = 27{,}60 - \frac{30000}{4000} = 21cm^2.$$

Soit 8HA20.

$$\sigma'_b = \frac{4000}{20{,}46} = 195{,}5 < 162 \times 1{,}5\ kgf/cm^2.$$

$$\sigma'_a \leq 15 \times 195{,}5 = 2\,932\ kgf/cm^2 < 4000\ kgf/cm^2.$$

Noeud B:

M_{BC} de la travese $M_{BC} = -64907$ $N = 51892$ (compression)

M_{BA} de la bequille gauche $M_{BA} = -64907$ $N = +58656$ (")

(a) $e = \dfrac{M}{N} = \dfrac{6490700}{51892} = 125cm > \dfrac{ht}{6}$

Section partiellement comprimée.

$M_{a,t} = 6490700 + 34 \times 51892 = 8255028$ kg.cm.

Pour la section soumise à la flexion simple sous l'effet de

$M_{a,t}$: $\mu = \dfrac{15 \times 8255028}{4000 \times 36 \times 74^2} = 0,157$.

$k = 18,20$ $\qquad \varepsilon = 0,8496$.

$k = 18,24 > \bar{k} = 16,4$.

Des armatures de compression sont pas nécessaires : $A' = 0$

$A_1 = \dfrac{8255028}{4000 \times 0,8496 \times 74} = 35cm^2$

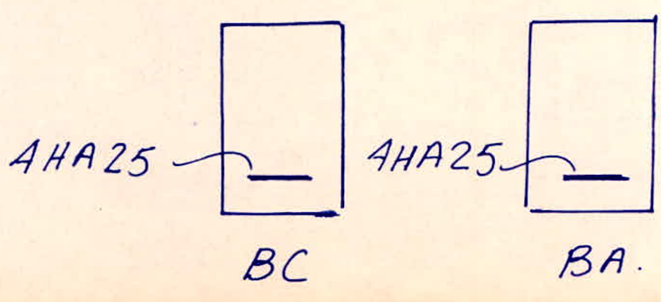
Section reelle : $A = 35 - \dfrac{51892}{4000} = 22cm^2$.

Soit 4HA25.

$\sigma'b = \dfrac{4000}{18,24} = 219 kgf/cm^2 < 162 \times 1,5 kgf/cm^2$.

On prend la même section pour MBA de la bequille

Soit : 8HA20.



Appui A:

On prevoit ici des sections d'armatures symétriques para que le moment pourra changer de sens.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2859900}{39752} = 71cm.$$

Section partiellement comprimée:

$$M = 2859900 + 39752 \times 34 = 4211468\ kg.cm.$$

$$\mu = \frac{4211468 \times 15}{4000 \times 36 \times 74^2} = 0,0801.$$

$$k = 28,48 \qquad \varepsilon = 0,8850.$$

$k = 28,48 > \bar{k} = 16,4 \Rightarrow$ pas d'armatures de compression.

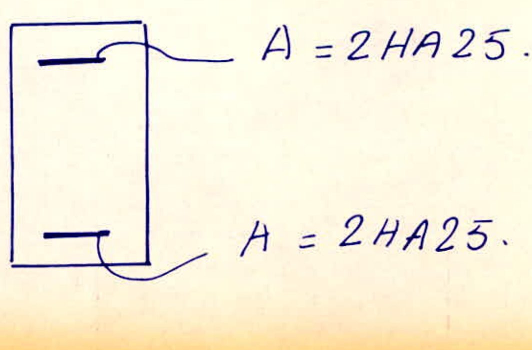
$$A_1 = \frac{4211468.}{4000 \times 0,8850 \times 74} = 16,07cm^2.$$

Section réelle:

$$A = 16,07 - \frac{39752}{4000} = 6,13cm^2.$$

$\sim$ 2HA25 des 2 côtés.

$$\sigma'_b = \frac{4000}{28,48} = 140kgf/cm^2 < \bar{\sigma}_b$$



SOLLICITATIONS.

CALCUL :

I : DES GRADINS : poutrelles + dallettes.

II : DALLE

III : TOITURES : poutrelle + dallettes.

Sollicitations:

L'ouvrage sera étudié sous l'effet des sollicitations suivantes-.

_ Poids propre.
_ Surcharges d'utilisation (500kg/m² sur les gradins en projec-
-tion verticale).
_ Surcharges climatiques:
_ Seisme.

Organes à etudier:

1ᵉʳ. Etude des gradins en béton armé

2°= Etude de la repartition des efforts dans le systeme =
- portique de contreventement - portique principal + toiture.

3°= Verification de chaque element à étudier.

4°= Calcul des semelles.

Travail demandé.

_ Note de calcul portant sur la determination des efforts et du feraillage des differents elements de la structure.

_ Plan de coffrage.

_ Plan de feraillage.

Materiaux employés : contraintes admissibles :

1er Béton :

béton dosé à 350 kg/cm² de CPA 325.

$\sigma'_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2$.

$\sigma_{28} = 23{,}2 \text{ kg/cm}^2$.

La contrainte admissible du béton designée par le symbole $\overline{\sigma}_b'$ est egale à :

$\overline{\sigma}_b' = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma'_{28}$.

$\alpha = 1$ (Presence d'1 ciment classe 325).

$\beta = 1$ (Béton strictement controlé).

$\gamma = 1$ ($\frac{hm}{4Cg} > 1$ avec $Cg = 25\text{mm}$).

$\delta = 0{,}6$ (flexion simple et composée lorsque l'effort normal est une traction).

$\delta = 0{,}3$ (compression simple).

$\overline{\sigma}_{bo} = 0{,}3 \times 270 = 81 \text{ kg/cm}^2$ (compression simple).

$\overline{\sigma}_b' = 0{,}60 \times \varepsilon \times 270 = 162\,\varepsilon \text{ kg/cm}^2$ (flexion simple).

Contraintes de traction :

$\dot{\overline{\sigma}}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28}$ (Les valeurs α, β, γ gardent les mêmes signification que precedement).

$\theta = 0{,}018 + \frac{2{,}1}{\sigma'_{28}} = 0{,}026$.

$\overline{\sigma}_b = 7 \text{ kgf/cm}^2$.

2° Aciers :

L'acier utilisé est l'acier Tor (sauf des cas imprevus).

$\phi \leq 20 \qquad \sigma_{en} = 4200\ kg/cm^2.$

$\phi \geq 25 \qquad \sigma_{en} = 4000\ kg/cm^2.$

Ces barres doivent être employées si :

$\sigma'_{b_0} > 20(1 + 1{,}25\,\psi d)$ avec $\psi d = \dfrac{1{,}5}{\sqrt{2}}\,\eta d.$

$\eta d = \sqrt{2}$ (acier tor) $\Rightarrow \psi d = 1{,}5.$

$\sigma'_{b_0} > 20(1 + 1{,}25 \times 1{,}5) = 57{,}5\ kg/cm^2 \Rightarrow$ on pourra donc utiliser l'acier Tor pour cet ouvrage, car :

$$\sigma'_{b_0} < \bar{\sigma}'_{b_0}.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\sigma_{en} \Rightarrow \begin{cases} \varphi \leq 20 \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800\ kg/cm^2. \\ \varphi \geq 25 \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2667\ kg/cm^2. \end{cases}$$

Cette valeur forfaitaire ne peut-être utilisée que si elle est compatible avec une ouverture acceptable des fissures d'où le calcul de $\bar{\sigma}_1$ et $\bar{\sigma}_2$.

$\bar{\sigma}_a$ est le minimum de $\begin{cases} 2/3\,\sigma_{en}. \\ \bar{\sigma} \text{ qui est le max de } \begin{cases} \bar{\sigma}_1 \\ \bar{\sigma}_2. \end{cases} \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_1 = k \cdot \frac{\eta}{\varphi}\,\frac{\varpi f}{1 + 10\varpi f}. \qquad \bar{\sigma}_2 = 2{,}4\sqrt{\frac{\eta}{\phi}\,k\,\bar{\sigma}_b}.$$

ϕ : diamètre de la grande barre.

η : 1,6 (barres H.A) = coefficient de fissuration.

k : 10^5 (fissuration prejudiciable).

ϖf : pourcentage de fissuration $\varpi f = \dfrac{A}{B_f}.$

1ère poutrelle de rive (superieure).

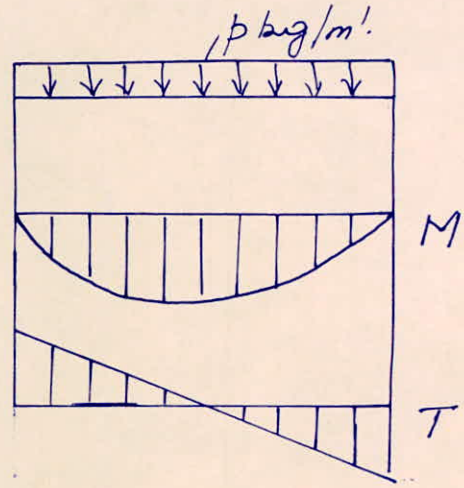
p.p . . . . $(0,15\times0,12+0,1\times0,08)2500 = 170$ kg/m.

Surcharges . . . . $(1187,55+181,44) = 1369$ kg/m*.

Total: 1539 kg/m.

$M=\frac{pl^2}{8}=\frac{1539\times\overline{6}^2}{8}=6926$ kg.m.

$T=\frac{Pl}{2}=\frac{1539\times6}{2}=4617$ kg.



$h=hf-4=46$ cm.

$\mu=\frac{n.M}{\overline{\sigma}a\,bh^2}=\frac{15\times692600}{2800\times12\times\overline{46}^2}$

$\mu=0,1461$.

$K=19,2 \qquad \varepsilon=0,8538 \qquad \omega=1,142$.

$\sigma'_b=\frac{15}{n}\cdot\frac{\overline{\sigma}a}{K}=\frac{2800}{19,2}=145,83<\overline{\sigma}'_b=162$ kg/cm².

Il ne faut donc pas d'armatures de compression.

$A=\frac{15}{n}\,\omega\,\frac{bh}{100}=1,142\times\frac{12\times46}{100}=630$ cm².

Soit $4HA16=8,04$ cm².

Calcul des armatures transversales:

$\overline{\tau}b=\left(4,5-\frac{\sigma'b}{\sigma'b_0}\right)\overline{\sigma}b=\left(4,5-\frac{146}{81}\right)7=18,9$ kg/cm².

$\tau b=\frac{T}{bz}$ et $z=\varepsilon h=0,8538\times46=39,27$ cm.

$\tau b=\frac{4617}{12\times39,27}=9,79$ kg/cm² $<\overline{\tau}b$.

$\bar{\sigma}_{at} = \delta_a \cdot \bar{\sigma}_{en}$

avec $\delta_a = 1 - \dfrac{\sigma_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \dfrac{9,79}{9 \times 7} = 0,8446.$

$\bar{\sigma}_{at} = 0,8446 \times 4200 = 3547,32 \text{ kg/cm}^2.$

$A_t = 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2.$

D'où, l'espacement des cadres :

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

$$t = \frac{0,56 \times 39,27 \times 3547,32}{4617} = 16,89 \text{ cm}.$$

on prendra $t = 15$ cm. $t < \bar{t}$.

Poutrelle de rive (inférieure).

p.p. .... $(0{,}15 \times 0{,}12 + 0{,}1 \times 0{,}08)2500 = 170$ kg/m.
Surcharges: .... $561 + 181{,}44 = 742{,}44$ kg/m

Total = 913 kg/m.

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{9{,}3 \times \overline{6}^2}{8} = 4109 \text{ kg.m}.$$

$$T = \frac{pl}{2} = \frac{913 \times 6}{2} = 2739 \text{ kg}.$$

$h = 46$ cm.

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 410900}{2800 \times 12 \times \overline{46}^2} = 0{,}0866.$$

$\omega = 0{,}657$ $\quad \varepsilon = 0{,}8812$ $\quad k = 27{,}1$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{27{,}1} = 103{,}32 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kgf/cm}^2.$$

Il n'y a donc pas d'armatures de compression.

$$A = \frac{15}{n} \cdot \omega \cdot \frac{bh}{100} = 0{,}657 \times \frac{12 \times 46}{100} = 3{,}62 \text{ cm}^2.$$

Soit 8HA8 = 4,02 cm².

Calcul des armatures transversales.

$$\bar{\tau}_b = \left(4{,}5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b.$$

$$= \left(4{,}5 - \frac{104}{81}\right) 7.$$

$$= 22{,}51 \text{ cm}^2.$$

$\tau_b = \frac{T}{bz}$ $\quad z = 0{,}8812 \times 46.$

$\tau_b = \frac{2739.}{12 \times 0{,}8812 \times 46.} = 5{,}63\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_b.$

$\bar{\sigma}_{at} = \delta_a \bar{\sigma}_{en}.$

$\delta_a = 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5{,}63.}{9 \times 7} = 0{,}910.$

$\bar{\sigma}_{at} = 0{,}910 \times 4200 = 3822\ kg/cm^2.$

$A_t = 2\,\phi 5 = 0{,}39\,cm^2.$

D'où l'espacement des cadres:

$t = \frac{0{,}39 \times 0{,}8812 \times 46 \times 3822.}{2739}$

$t = 22\,cm.$

On prend $t = 22\,cm$ et on répartit suivant : 20, 15, 13.

$\bar{t} = h\left(1 - 0{,}3.\frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 38\,cm.$

d'où $t < \bar{t}.$

Dallette de rive (superieure).

- pp . . . . $0,15 \times 2500 = 375$ kg/m.
- Surcharges . . . . $300 \times 2,10 \times 1,2 = 756$ kg/m.

Total : 1131 kg/m.

$$h = \frac{2,10}{5,98} = 0,35 < 0,4.$$

on calcule les moments pour la porté lx et pour 1m de largeur.

- Moment en travée :

$$M = \frac{Pl^2}{10} = 1131 \times \overline{5,98}^2 = 4044,50 \text{ kg.m.}$$

- Moment en appuis :

$M = 2022,25$ kg.m.

- Section d'armatures :

$$\text{hauteur utile} : h = 11,36. \begin{cases} \varphi \leq 14 \\ 2 \text{ cm de la paroi.} \\ h = 14 - \left(2 + \frac{1,4}{2}\right). \end{cases}$$

$$\mu = \frac{15 \times 404450}{2800 \times 100 \times \overline{11,3}^2} = 0,1696.$$

$\varepsilon = 0,8452$ $\qquad$ $k = 17,4$.

$$A = \frac{404450}{2800 \times 0,8452 \times 11,3} = 15,12 \text{ cm}^2.$$

Soit $10 \phi 14 = 15,39$ cm².

$$\sigma b' = \frac{2800}{17,4} = 160 < 162 \text{ kgf/cm}^2.$$

$e\,max = 4 \times 15 = 60\,cm.$

On prendra $e = 40\,cm.$

<u>Armatures de repartition:</u>

On prend $\geq 10\%$ de A soit $4\phi 8$.

- <u>aux appuis:</u>

$$\begin{cases} A = 15,39/2 = 7,69\,cm^2. \\ \text{soit } 5\phi 12 = 7,69\,cm^2. \end{cases}$$

<u>Effort tranchant:</u>

$$T = \frac{1131 \times 2,10}{2} = 1187,55\,kg/cm.$$

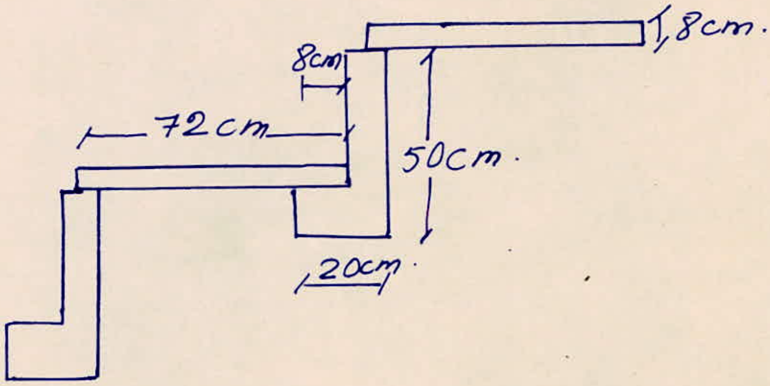
$$z = 0,8452 \times 11,3 = 9,55\,cm.$$

$$\tau b = \frac{118,7,55}{100 \times 9,55} = 1,24\,kg/cm^2 < 1,15\,\bar{\sigma} b.$$

Verifie.

Gradins (dallettes + poutrelles).

Dallettes (1).



p.p = ... 0,08 × 0,72 × 2500 = 144 kg/m'.
Surcharges . . . . . 500 × 0,72 = 360 kg/m'.
Total = 504 kg/m'.

$h = \frac{he}{hy} = 0,12 < 0,4.$

on calcule les moments pour la porté lx et pour 1m de largeur

Moment en travée : $M = \frac{pl^2}{10} = \frac{504 \times 0,72^2}{10} = 26,12$ kg.m.

Moment en appui : $M = -\frac{pl^2}{20} = 13,06$ kg.m.

Section d'armatures

hauteur utile : h = 5,7cm

$\mu = \frac{15 \times 2612}{2800 \times 100 \times 5,7^2} = 0,0043.$

$\varepsilon = 0,9701 \qquad k = 152.$

$A = \frac{2612}{2800 \times 0,9701 \times 5,7} = 0,16 cm^2.$

on met $A = 1{,}41\,cm^2$ soit $5\phi 6$.

Pour satisfaire le minimum d'armatures.

$$\sigma'_b = \frac{2800}{152} = 18{,}42 < \bar{\sigma}'_b = 162\,kgf/cm^2.$$

$e_{max} = 4 \times 8 = 32\,cm.$
on prendra : $200 < e < 300\,m.m.$

Armature de repartition:

On prend $\geq 10\%$ de A soit $2\,\phi 5/m$.

Aux appuis: $A = 1{,}41/2 = 0{,}71\,cm^2$.

soit $4\phi 5 = 0{,}78\,cm^2$.

Effort tranchant:

$$T = \frac{504 \times 0{,}72}{2} = 181{,}44\,kg.$$

$$z = \frac{7}{8} \times 5{,}7 = 4{,}98\,cm.$$

Contrainte de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{181{,}441}{100 \times 4{,}94} = 0{,}36 < 1{,}15 \times \bar{\sigma}_b.$$

Dalle de rive (inferieure).

- pp . . . . $0,15 \times 2500 = 375$ kg/m.
- Surcharges . . . . . $300 \times 1,32 \times 1,2 = 475$ kg/m.

Total = 850 kg/m.

$$h = \frac{1,32}{5,98} = 0,22 < 0,4.$$

On calculera les moments pour la portée lx et pour 1 m de largeur.

Moment en travée =

$$M = \frac{Pl^2}{10} = \frac{850 \times \overline{6}^2}{10} = 3060 \text{ kg.m.}$$

Moment en appui : $M = 1530$ kg.m.

Section d'armatures.

hauteur utile $h = 11,3$ cm.

$$\mu = \frac{15 \times 306000.}{2800 \times 100 \times \overline{11,3}^2} = 0,1283$$

$\varepsilon = 0,8611$ $\qquad k = 21.$

$$A = \frac{306000}{2800 \times 0,8611 \times 11,3} = 11,23 \text{ cm}^2.$$

Soit 8HA14 = 12,31 cm².

$$\sigma'b = \frac{2800}{21} = 133,33 \text{ kg/cm}^2 < 162 \text{ kgf/cm}^2.$$

$$\begin{cases} e\ max = 4 \times 15 = 60 \text{ cm.} \\ \text{on prend } e = 40 \text{ cm.} \end{cases}$$

Armatures de répartition:

on prend $\geq 10\%$ de A soit $4\,\phi 8$.

aux appuis :

$$\begin{cases} A = 11{,}23/2 = 5{,}65\,cm^2 \\ \text{soit } 4\,\phi 14 = 6{,}15\,cm^2. \end{cases}$$

Effort tranchant:

$$T = \frac{850 \times 1{,}32}{2} = 561\,kg.$$

$$Z = 0{,}8611 \times 11{,}3 = 9{,}73\,cm.$$

$$\tau_b = \frac{561}{100 \times 9{,}73} = 0{,}57\,kg/cm^2 < 1{,}15\,\bar{\sigma}_b$$

Vérifiée.

Poutrelles

Longueur maxi : 6 m.

pp . . . . $(0,5 \times 0,12 + 0,1 \times 0,08) \times 2500$ = 170 kg/
surcharge . . . . $181,44 \times 2 \times 1,2$ = 435,45 k

Total = 610 kg

Les gradins préfabriqués sont posés sur appuis simples. Ils seront calculés sous l'effet de leur poids propre et des surcharges (500 kg/m²).

$$M = \frac{Pl^2}{8} = \frac{610 \times \overline{6}^2}{8} = 2745 \text{ kg.m}$$

$$T = \frac{Pl}{2} = \frac{610 \times 6}{2} = 1830 \text{ kg}.$$

$h = ht - 4 = 46$ cm.

$$\mu = \frac{n.M.}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 274500}{2800 \times 12 \times \overline{46}^2} = 0,0579$$

L'abaque charron des sections rectangulaires nous donne

$\varpi = 0,429$ $\qquad \varepsilon = 0,9000$ $\qquad k = 35.$

$$\sigma'_b = \frac{15}{n} \cdot \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{35} = 80 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2$$

Il n'existe pas d'armatures de compression.

$$A = \frac{15}{n} . \omega . \frac{bh}{100} = 0,429 \times \frac{12 \times 46}{100} = 2,36 \text{ cm}^2.$$

Soit $4 \phi 10 \simeq 3,14$ cm².

Calcul des armatures transvesales

$$\overline{\tau_b} = \left(4{,}5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right)\overline{\sigma_b}.$$

$$= \left(4{,}5 - \frac{80}{81}\right)7 = 24{,}58\ kg/cm^2.$$

$\tau_b = \dfrac{T}{bz}$ avec $z = \varepsilon h = 0{,}9 \times 46 = 41{,}4\ cm.$

$$\tau_b = \frac{1830}{12 \times 41{,}4} = 3{,}68\ kg/cm^2 < \overline{\tau_b}.$$

$\overline{\sigma_{at}} = \int_a . \sigma_{en}$ avec $\int_a = 1 - \dfrac{\tau_b}{9\overline{\sigma_b}} = 1 - \dfrac{3{,}68}{9 \times 7}.$

$\int_a = 0{,}941.$

$\overline{\sigma_{at}} = 0{,}941 \times 4200.$

$= 3952\ kg/cm^2.$

$A_t = 2\,\phi 5 = 0{,}39\ cm^2.$, d'où l'espacement des cadres :

$$t = \frac{A_t . z . \overline{\sigma_{at}}}{T},$$

$$= \frac{0{,}39 \times 41{,}4 \times 3952}{1830} = 34{,}86\ cm.$$

L'espacement admissible

$$\overline{t} = h\left(1 - 0{,}3\frac{\tau_b}{\overline{\tau_b}}\right) = 46\ cm.$$

$\frac{6}{2} = 3$, on répartit suivant 30, 25, 20.

CALCUL DE:
LA TOITURE.

Calcul des dalles (toitures).

Ciment classe 210/235.

Dosage . . . 350 kg/cm³.

Béton peu controlé.

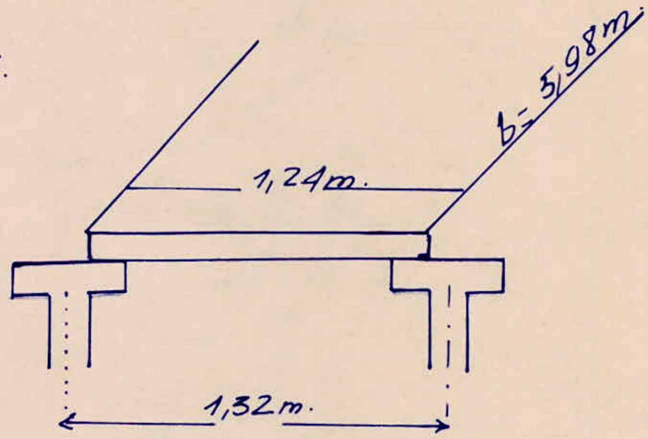
Acier A.H.

$\bar{\sigma}a = 2800\ kg/cm^2$.

$\bar{\sigma}b = 7\ kgf/cm^2$.

$\bar{\sigma}b'_0 = 81\ kgf/cm^2$.

$\bar{\sigma}b' = 162\ kgf/cm^2$.



Système Statique : 2 appuis simples $\rightarrow R = \frac{Pl}{2}$

Charges :

p.p . . . . $0{,}08 \times 2500 = 200\ kg/m^2$.

Ch. perm $\begin{cases} \text{Chape de réglage.} & 60 \\ \text{Etancheité.} & 12 \\ \text{Gravillons, feutre} & 80. \end{cases}$

G = 352 kg/m².

vent . . . 100 kg/m².

Surcharge $100 \times 1{,}2$ = 120 kg/m².

Total = 572 kg/m².

$S_1 \simeq 600\ kg/m^2$.

<u>Moment</u> $\lambda = \frac{l_x}{l_x} = \frac{1{,}24}{5{,}98} = 0{,}2 < 0{,}4.$

on calcule les moments pour la portée l_x et pour 1 m de largeur.

<u>Moment en travée</u> :

$$M = \frac{pl^2}{10} = \frac{600 \times \overline{1{,}24}^2}{10} = 93\ kg.m.$$

<u>Moment en appuis</u> :

$$M = -\frac{pl^2}{20} = \frac{600 \times \overline{1{,}24}^2}{20} = 46{,}5\ kg.m.$$

<u>Sections d'armatures</u> :

-nappe inférieure $\begin{cases} \varphi \leq 8. \\ 2cm\ \text{de la paroi}. \end{cases}$

hauteur utile $h = 8 - (2 + \frac{0{,}6}{2}) = 5{,}7\,cm.$

$$\mu = \frac{15 \times 9300}{2800 \times 100 \times 5{,}7^2} = 0{,}0153.$$

Tableau → $\varepsilon = 0{,}9451$ $K = 76.$

$$A = \frac{9300.}{2800 \times 0{,}9451 \times 5{,}7} = 0{,}61\,cm^2.$$

soit $5\,\phi 6 = 1{,}41\,cm^2/m$ pour satisfaire le min d'armatures.

$\sigma'_b = 2800/76 = 36{,}34\ kgf/cm^2 < 162\,kgf/cm^2.$

$$\varpi = \frac{A}{bh} = \frac{1{,}41}{100 \times 5{,}7} = 0{,}0024 > 0{,}0022.$$

$e_{max} = 4 \times 8 = 32\,cm.$, on prendra $200 < e < 300\,m.m.$

<u>Armatures de répartition</u>:

on prend $\geq 10\%$ de A ; soit $2\,\phi 5/m.$

<u>aux appuis</u> (nappe superieure).

Le moment est la moitié de celui en travée donc :

$A = \frac{1{,}41}{2} = 0{,}71\,cm^2$.

Soit : $4\,\phi 5 = 0{,}78\,cm^2$.

<u>Effort tranchant</u> :

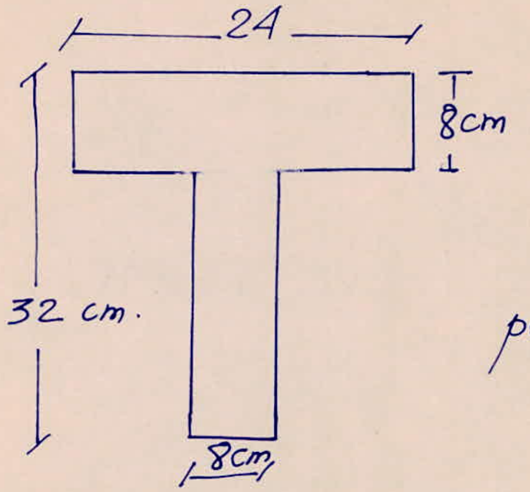
$T = \frac{600 \times 1{,}32}{2} \simeq 400\,kg$.

$z = \frac{7}{8} \times 5{,}7 = 4{,}98\,cm$ → contrainte de cisaillement :

$$\tau b = \frac{400}{100 \times 4{,}98} = 0{,}80\,kgf/cm^2 < 1{,}15 \times \bar{\sigma} b.$$

Verifiée.

Calcul des poutrelles (toitures).



portée libre : $l = 5,98 m$.

Charges:

pp . . . . $0,08 \times 0,32 \times 2500 = 64 kg/m$

surcharge (réaction de la dalle): $2 \times 400 \times 1,2 = 960 kg/m$

Total $\simeq 1030 kg/m$.

Moment:

$$M = pl^2/8 = \frac{1030 \times \overline{5,98}^2}{8} = 4600 kg.m.$$

Section A.

$\beta = 8/24 = 0,33$; $\theta = 8/28 = 0,28$.

$$\mu = \frac{15 \times 460000}{2800 \times 24 \times \overline{28}^2} = 0,1309.$$

abaque charron $\rightarrow$ $k = 20,7$, $\alpha = 0,4202$.

$y_1 = 0,4202 \times 28 = 11,76 > 8 cm \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la nervure : $\frac{\alpha}{\theta} = \frac{0,4202}{0,28} = 1,5007 \rightarrow m?$

Pour $1 < \rho = \frac{\alpha}{\theta} \leq 2$ $\quad m = m_n + 10(m_{n+1} - m_n)(\rho - \rho_n)$.

m_n et m_{n+1} sont les valeurs correspondant à ρ_n et ρ_{n+1}.
La valeur de m cherchée et correspondant à ρ sera: $\underline{m} = 0,446$

$z = 28 - 0{,}416 \times 8 = 24{,}43\,cm.$

$F' = \dfrac{M}{z} = \dfrac{460000}{24{,}43} = 18829{,}30\,kg.$

$$\begin{cases} \dfrac{F'_b}{bh_0} = \dfrac{18829{,}30}{24 \times 8} = 98\,kgf/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 162\,kgf/cm^2. \\ \sigma'_b = \dfrac{\bar{\sigma}_a}{k} = \dfrac{2800}{20{,}7} = 135{,}26\,kgf/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 162\,kgf/cm^2. \end{cases}$$

La section comportant seulement des armatures tendues :

$A = \dfrac{M}{z\bar{\sigma}_a} = \dfrac{460000}{24{,}43 \times 2800} = 6{,}72\,cm^2.$

soit $6\,\phi\,12 = \underline{6{,}78\,cm^2}.$

Pour equilibrer des moments d'encastrement, eventuels, on prevoit $3\,\phi\,12$ comme armatures superieures.

<u>Effort tranchant</u> : $T = \dfrac{1030 \times 5{,}98}{2} = 3080\,kg.$

<u>Calcul des armatures</u> transversales.

$\bar{\tau}_b = \left(4{,}5 - \dfrac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right)\bar{\sigma}_b$

$\bar{\tau}_b = \left(4{,}5 - \dfrac{135}{81}\right) . 7 = 19{,}8\,kg/cm^2.$

$\tau_b = \dfrac{T}{bz}$

$\tau_b = \dfrac{3080}{8 \times 24{,}43} = 11{,}18 < \bar{\tau}_b.$

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a . \sigma_{en}$ avec $\rho_a = 1 - \dfrac{\tau_b}{9\bar{\tau}_b} = 1 - \dfrac{11,18}{9 \times 7}$.

$\rho_a = 0,822$.

$\bar{\sigma}_{at} = 0,822 \times 4200 = 3452,4 \, kg/cm^2$.

$A_t = 2\phi 6 = 0,56 \, cm^2$.

D'où l'espacement des cadres est donné par la formule suivan

$$t = \frac{A_t . z . \bar{\sigma}_{at}}{\tau} = \frac{0,56 \times 24,43 \times 3452,4}{3080}$$

$t = 15,33$; on prendra $t = 15 \, cm$.

Cet espacement est inférieur à l'espacement admissible $\bar{t}$

$$\bar{t} = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right)$$

$\bar{t} = 16,66 \, cm$. donc $t < \bar{t}$.

on répartira suivant 15, 20, 25.

Calcul des Fondations

-Semelle avant:

$$\begin{cases} M_A = +7803\,kg.m. \\ M_A = -28599\,kg.m. \end{cases} \qquad V_A = +34403\,kg. \quad V_A = +41294\,kg.$$

$$e_1 = \frac{+780300}{34403} = 22\,cm < \frac{ht}{6}$$

$$e_2 = \frac{28599}{41294} = 69\,m < \frac{ht}{6} \qquad \text{on prend } e_0 = 69\,cm.$$

On considère une semelle symétrique

$$S = 450 \times 100 = 45000\,cm^2.$$

$$\sigma' = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \cdot v. \qquad \sigma' = \frac{N}{S}\left(1 + \frac{6e_0}{B}\right)$$

$$\sigma' = \frac{41294}{45000}\left(1 + \frac{6 \times 69}{450}\right) = 1{,}76\,kgf/cm^2 < 2\,kgf/cm^2.$$

On calcule la semelle sous la charge Q centrée telle que:

$$Q = \sigma' S \qquad Q = 1{,}76 \times 45000 = 79200\,kg.$$

$$F_x = \frac{Q(B-b)}{8h} = \frac{79200(450-80)}{8 \times 100} = 36630\,kg.$$

$$\phi \leq 20 \qquad \sigma_a = 4200 \times 0{,}6 = 2520\,kgf/cm^2.$$

$$A_x = \frac{F_x}{\sigma_a} = \frac{36630}{2520} = 14{,}53\,cm^2/m'.$$

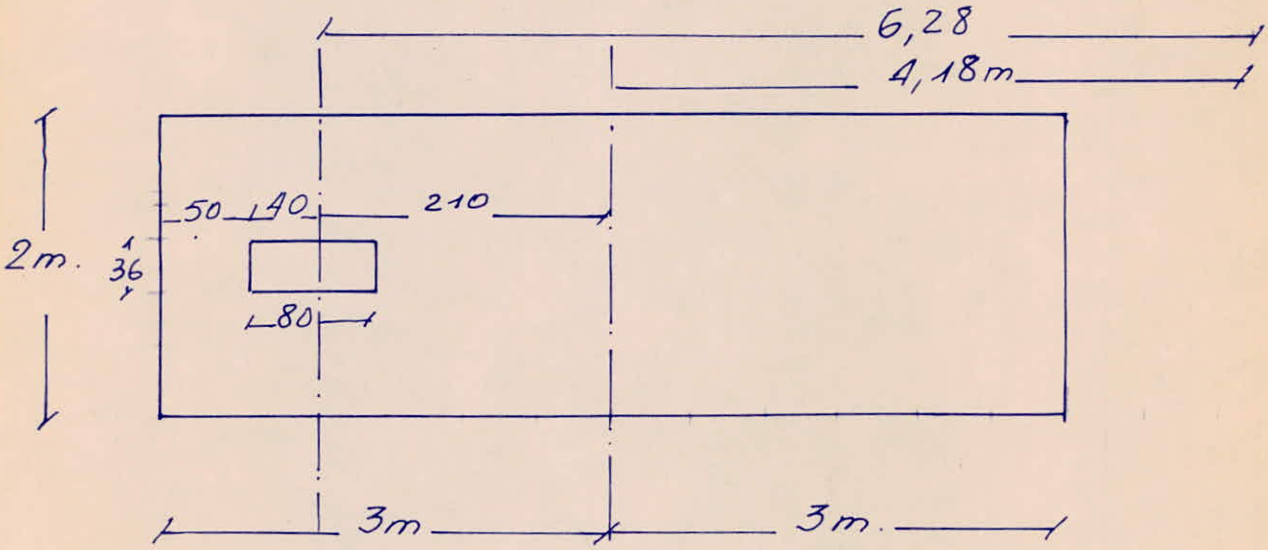
On prend 6HA20 $(e = 15\,cm)$.

$$F_y = \frac{79200(100-36)}{8 \times 100} = 6336\,kg \qquad A_y = \frac{6336}{2520} = 2{,}51\,cm^2/m$$

on prend 2 HA 16/m' $(e = 50\,cm)$.

Semelle arrière:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{72239}{11489} = 6,28\,m > \frac{ht}{6}.$$



Poids de la semelle:

$2 \times 6 \times 1,40 \times 2,5 = 42\,t.$

$M = 72239 - 11489 \times 2,10 = 48112\ kg.m.$

$N = 11489 + 42000 = 53489\,kg.$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{48112}{53489} = 0,89\,m.$$

Vérification:

$$1^{er}\begin{cases} N \leq B_y\,(B_x - 2e)\,\sigma_s \\ N \leq 200\,(600 - 2\times 89)\,2 = 168800\,kg \ \text{(vérifiée)}. \end{cases}$$

$$2^{e}\begin{cases} 3\left(\frac{B_x}{2} - e_o\right) \geq \frac{3}{5}\,B_x. \\ 3\left(\frac{600}{2} - 89\right) \geq \frac{3}{5} \times 600 \Rightarrow 633 > 360\ \text{(vérifiée)}. \end{cases}$$

On calcule la section d'armatures par la méthode de Bielle avec la charge fictive.

$$N' = \frac{S(3\sigma_M + \sigma_m)}{4}$$

$$\sigma_M = \frac{4N}{3 * B_y(B_x - 2e_0)} = 1 kg/cm^2.$$

$$N' = \frac{600 \times 200 \times 3 \times 1}{4} = 90t.$$

$$N'_x = \frac{90.000(600-80)}{8 \times 140} = 41785 kg$$

$$N'_y = \frac{90.000(200-36)}{8 \times 140} = 14000 kg.$$

$$A_x = \frac{43785}{2520} \simeq 26cm^2/m' \sim 8HA20/m' (e = 12cm).$$

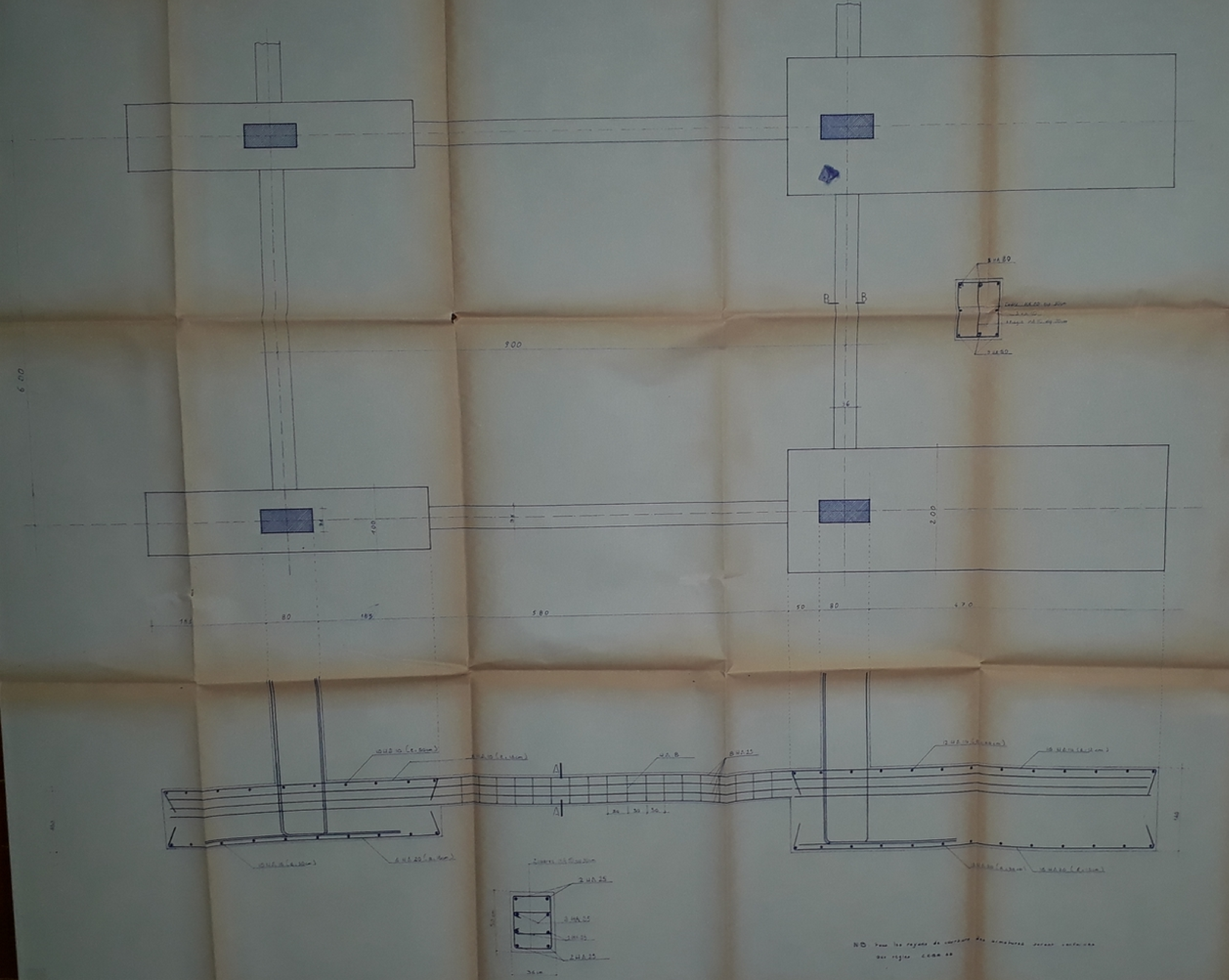
$$A_y = \frac{14000}{2520} \simeq 6cm^2/m' \sim 2HA20/m' (e = 50cm).$$

NB :

On est obligé de mettre des armatures dans la partie supérieure pour reprendre le poids propre et la surcharge de la terre sollicitant une partie de la semelle (dans le cas imprévu).

BIBLIOGRAPHIE.

- Pierre CHARON : le calcul et la verification des ouvrages en Béton armé.
- Pierre CHARON : la méthode de Cross et le calcul pratique des constructions hyperstatiques
- Règles BA . 68.
- Reglements sismiques.
- Cours de Mr Bron.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQ[UE]

DIPLÔME D'ETAT INGENIEUR

STADE

Nom: HALLAK Sami

Promoteur J BRON

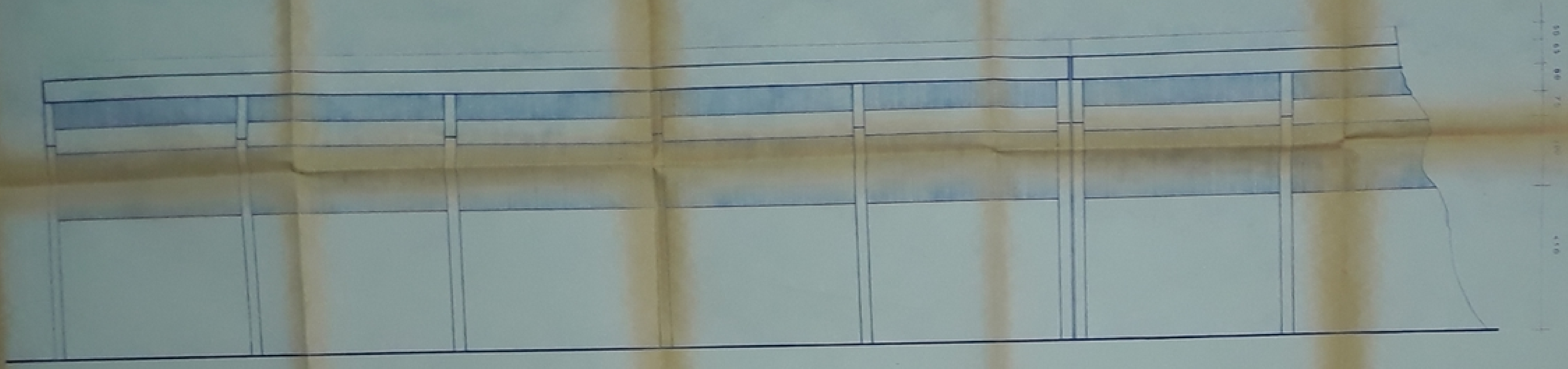
PLAN DE FONDATIONS

COUPE TRANSVERSALE

ECHELLE 1/20

[ANNÉE UN]IVERSITAIRE 1974 / 1975

. 2 -



FAÇADE POSTERIEURE

REPUBLIQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQ

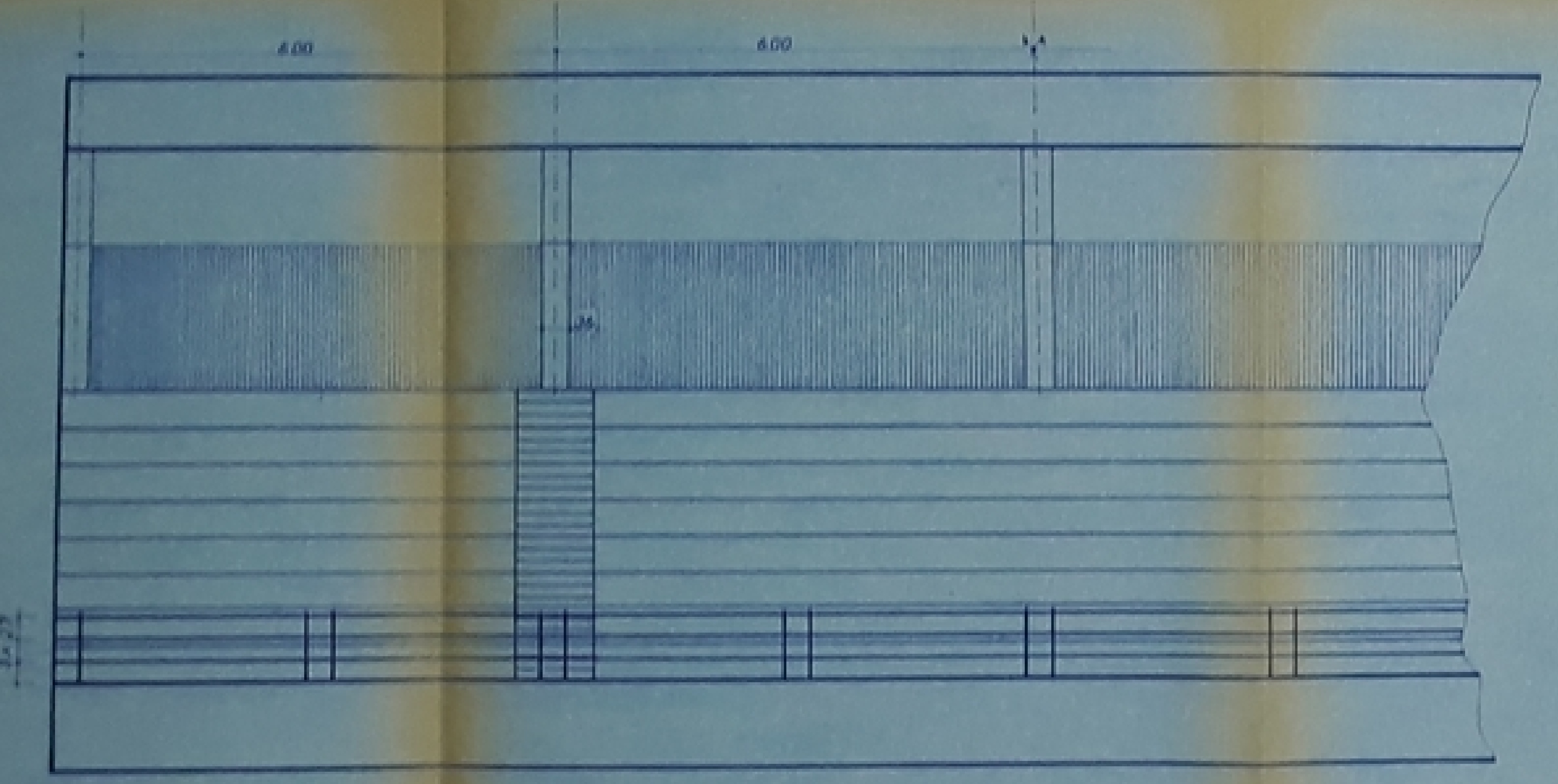
DIPLÔME D'ETAT INGENIEUR

STADE

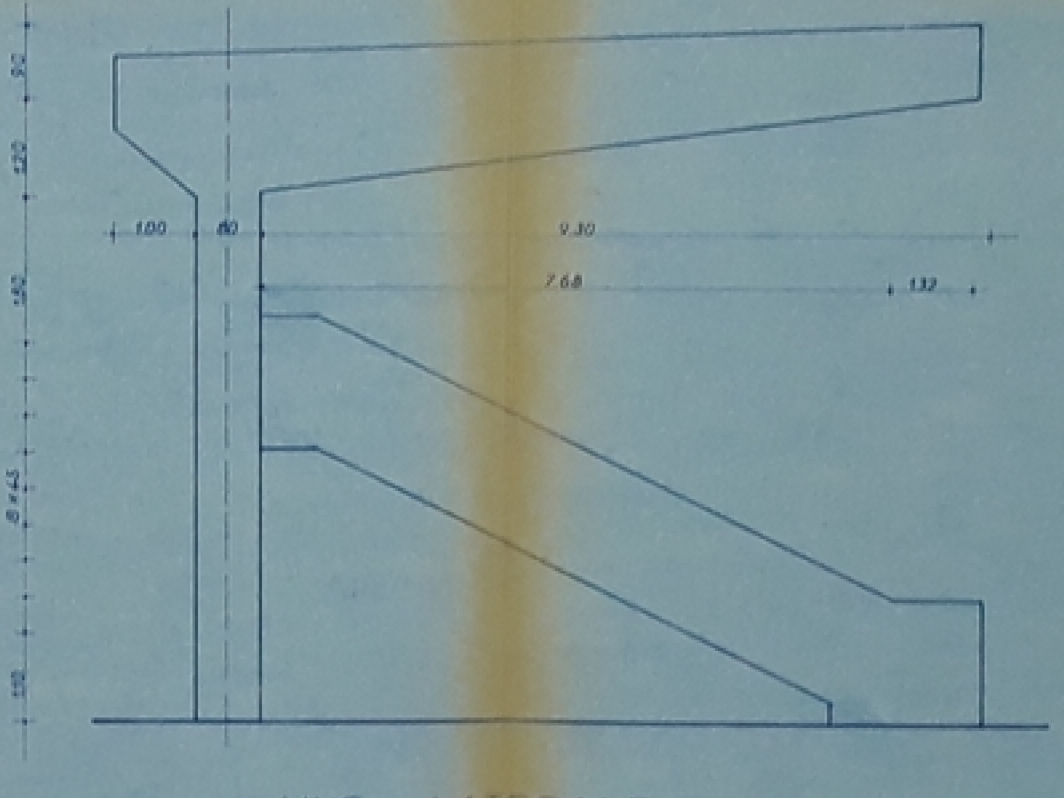
Nom HALLAK Sami

Promoteur J. BRON

FAÇADE POSTEREURE



FAÇADE GRADINS



VUE LATERALE

REPUBLIQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQU

DIPLÔME D'ETAT INGENIEUR

STADE

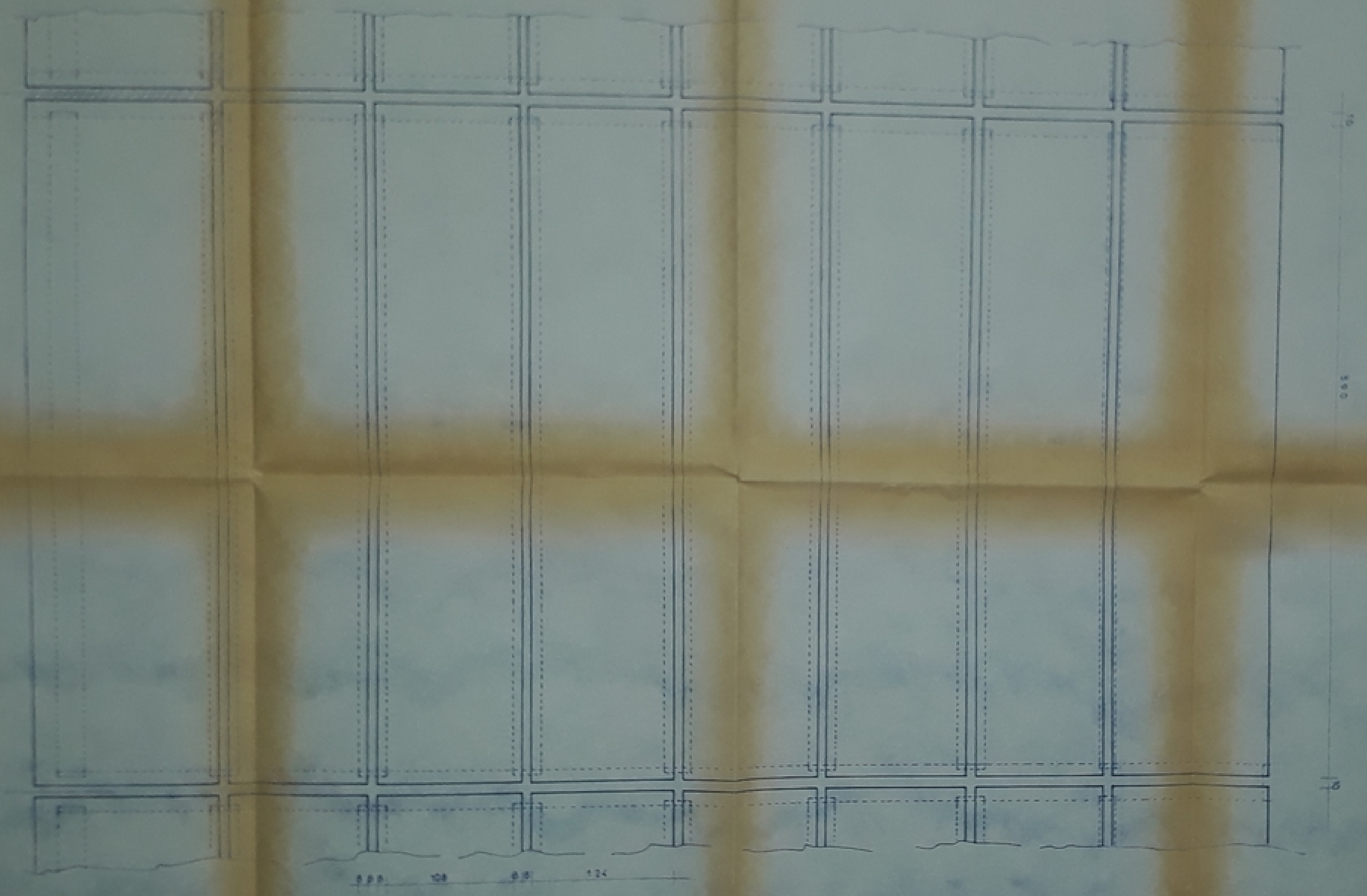
Nom HALLAK Sami

Promoteur J BRON

FAÇADE SUR

LES GRADINS

ECHELLE 1/50



VUE EN PLAN DU PLANCHER DE L'AUVENT

REPUBLIQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQU

DIPLÔME D'ETAT INGENIEUR

STADE

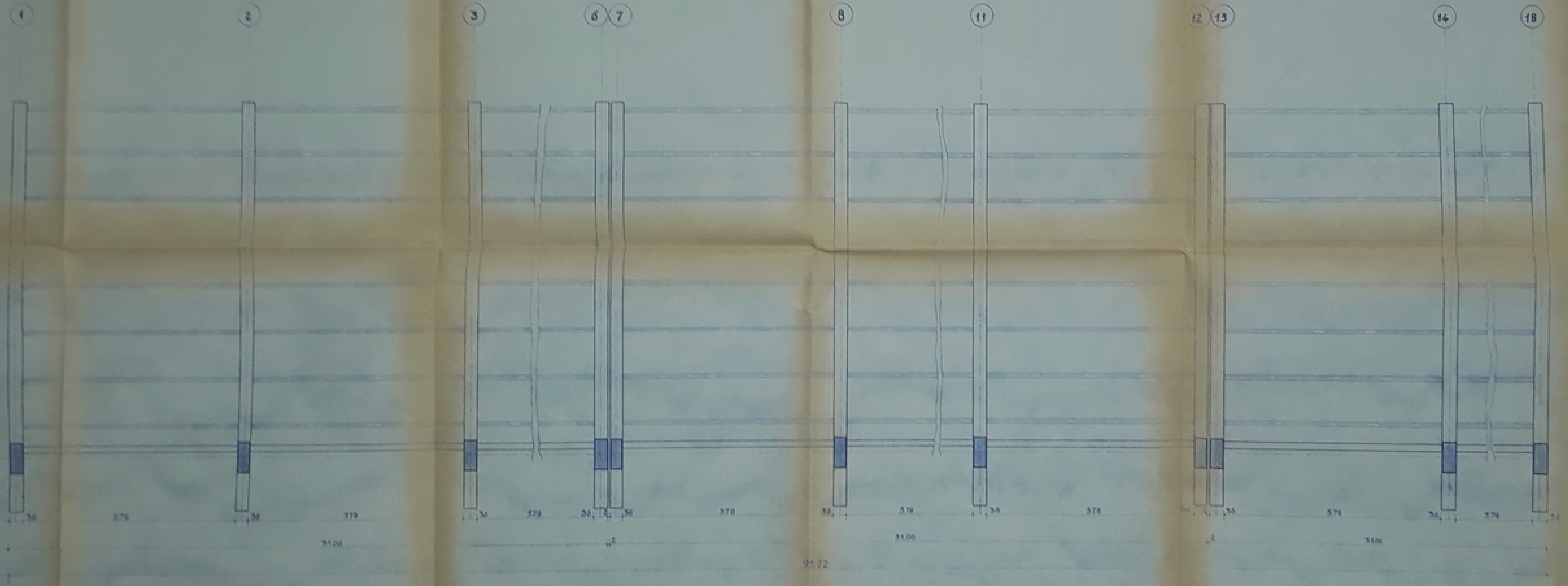
Nom HALLAK Sami

Promoteur J BRON

PLAN DU PLANCHER

DE L'AUVENT

1/20



REPUBLIQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DIPLÔME D'ETAT INGENIEUR

STADE

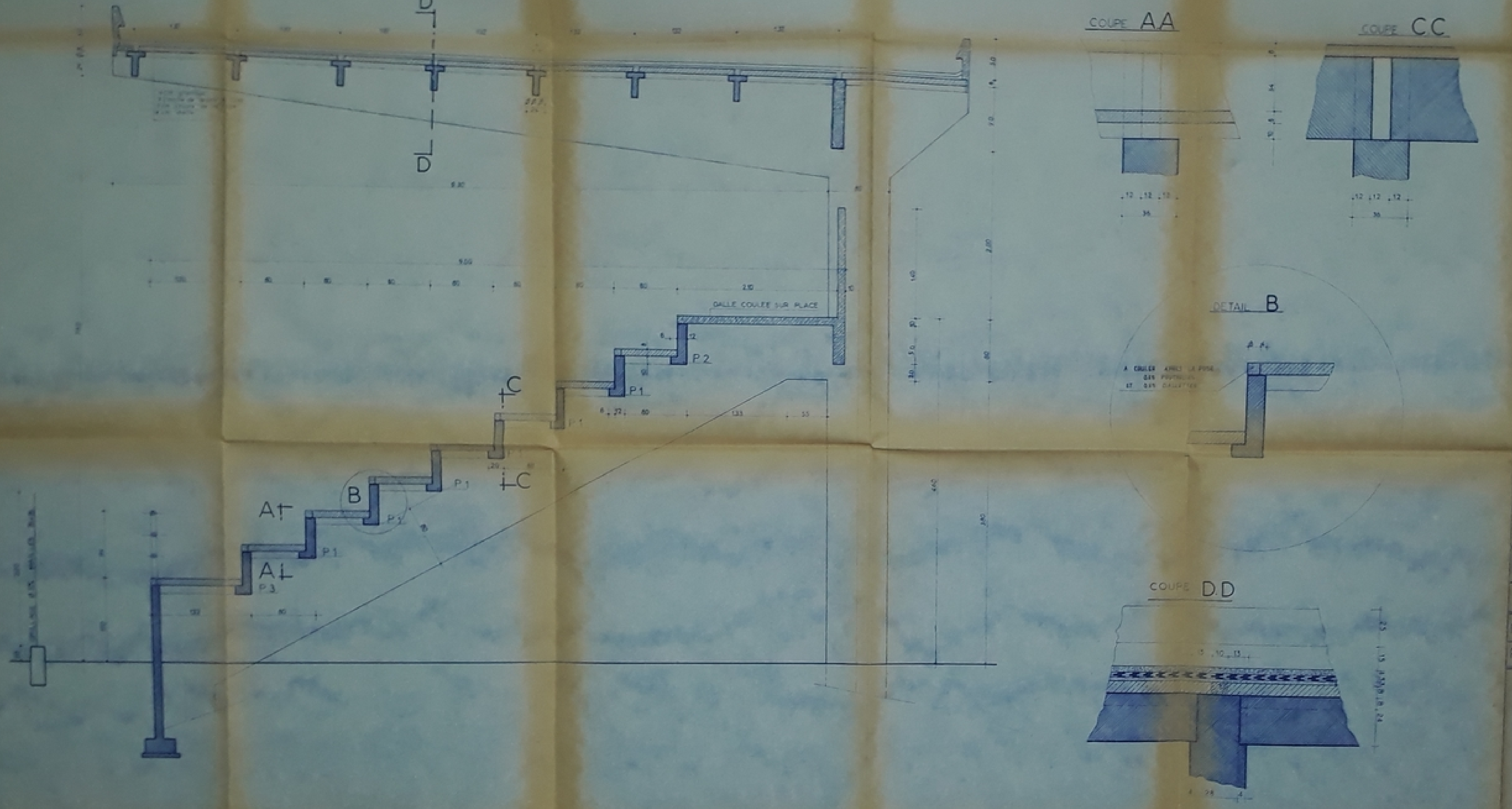
Nom HALLAK Sami

Promoteur J BRON

VUE EN PLAN

SUR LES GRADINS

ECHELLE 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DIPLÔME D'ETAT INGENIEUR

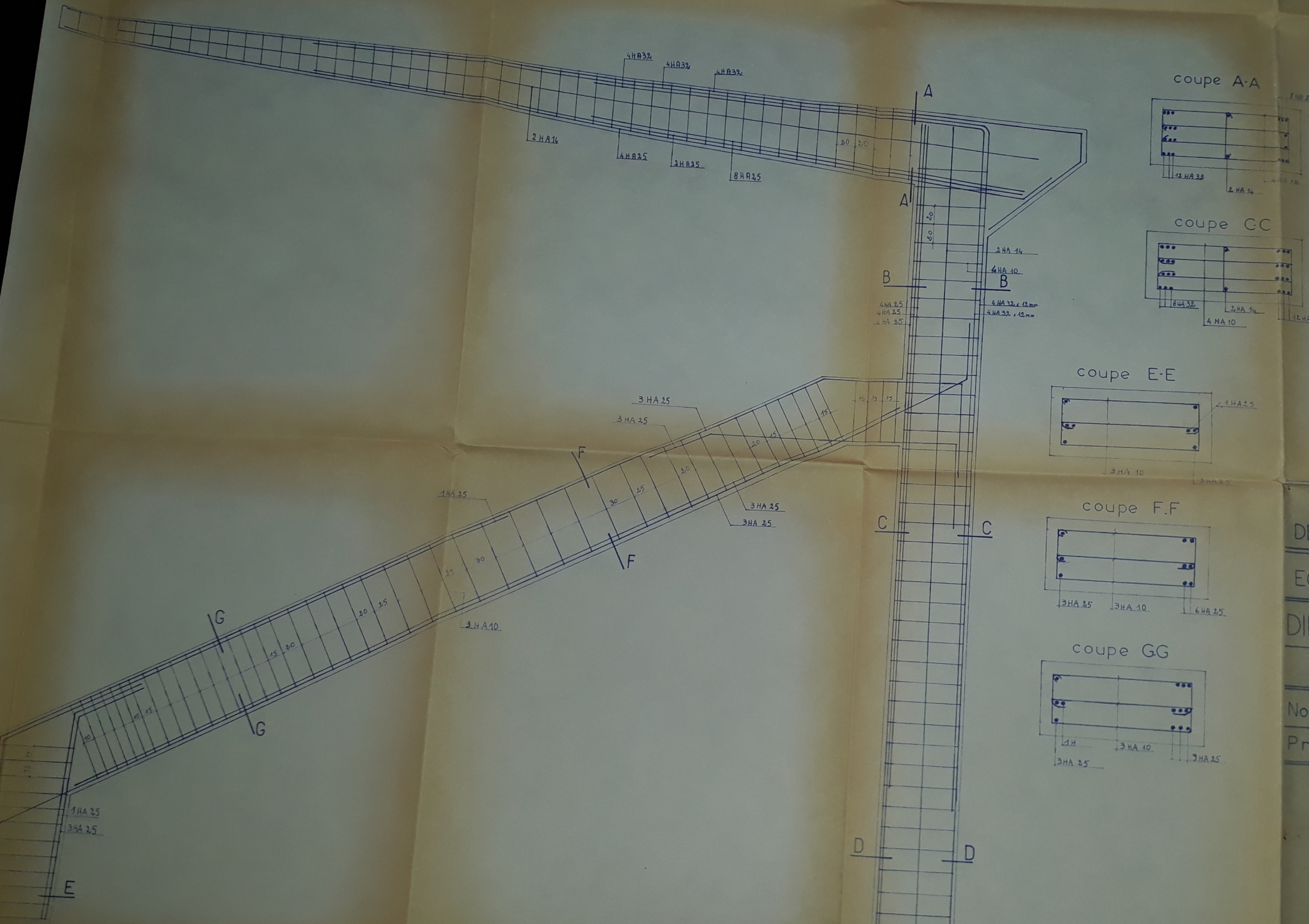
STADE

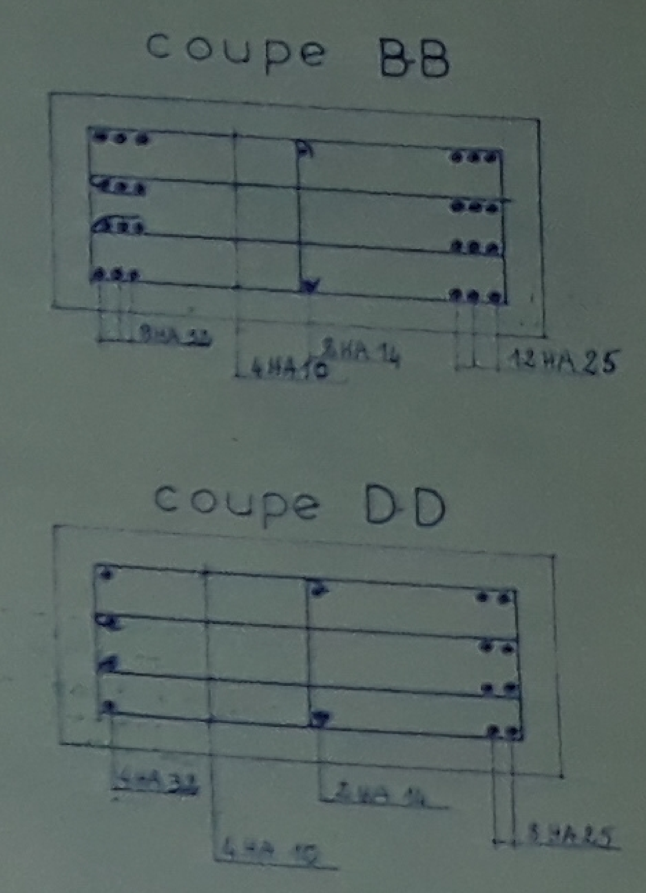
Nom HALLAK Sami

Promoteur J BRON

COUPE TRANSVERSALE

DETAILS





REPUBLIQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQU

DIPLÔME D'ETAT INGENIEUR

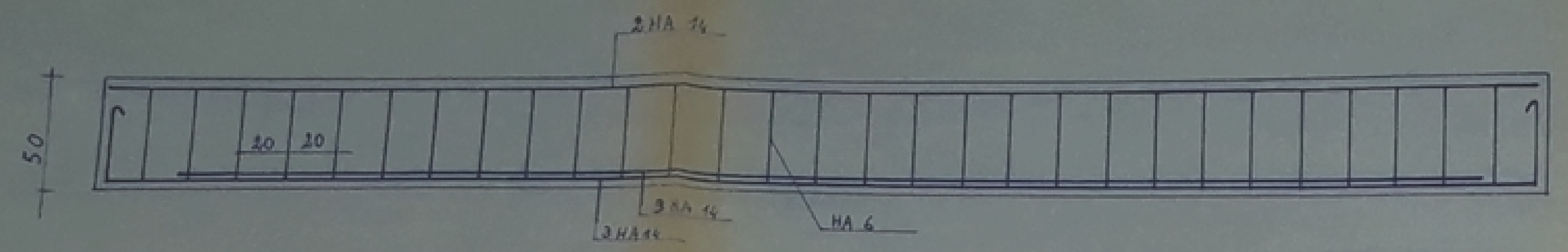
STADE

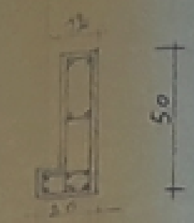
Nom: HALLAK Sami

Promoteur J BRON

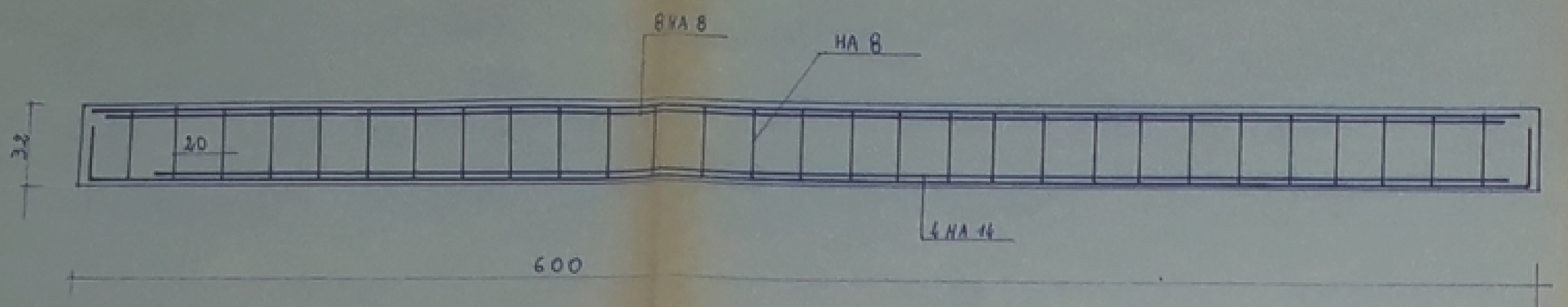
PLAN DE FERRAILLAG

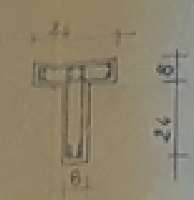
DU PORTIQUE





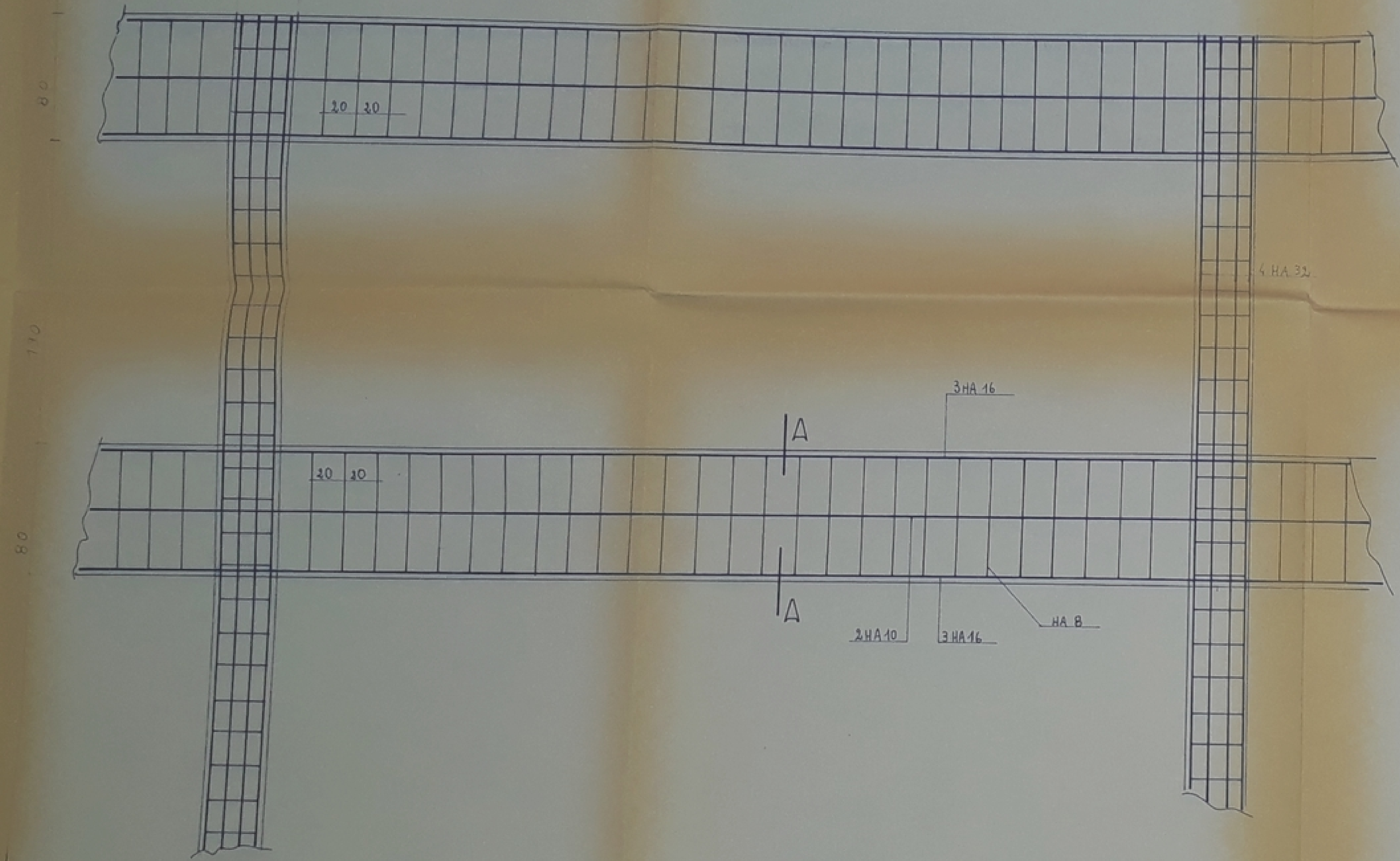
POUTRELLE DU GRADIN

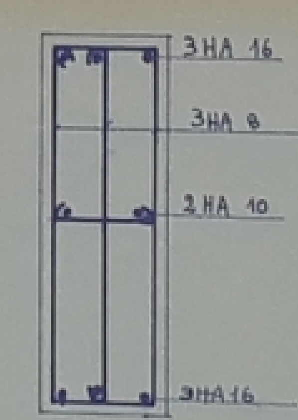




POUTRELLE DE LA TOITURE

PB 01375
-8-





-8-

REPUBLIQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQ

DIPLÔME D'ETAT INGENIEU

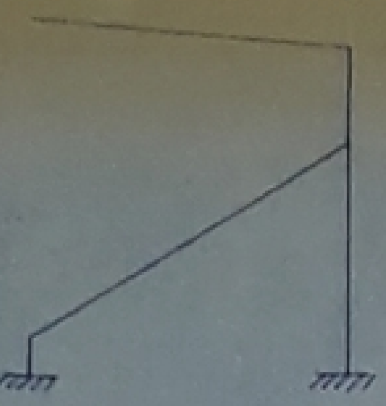
STADE

Nom: HALLAK Sami

Promoteur J BRON

FERRAILLAGE
DU PORTIQUE
DE CONTREVENTEMEN

ECHELLE 1/20 . 1/10



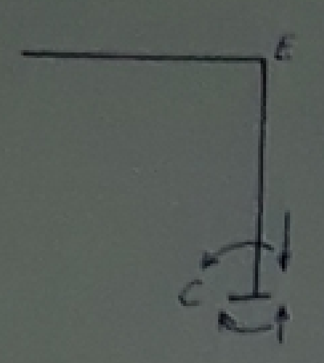
ETUDE DE TOUS LES CAS DE CHARGES A TOUTES LES SECTIONS

PB 01375

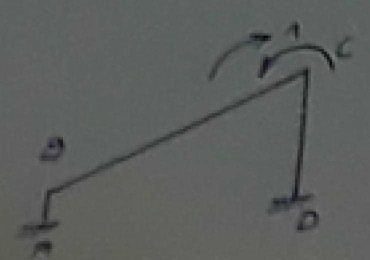
- 9 -

Cas	Genre	Combinaison	M_{CB}	M_{CD}	M_A	M_D	M_{BC}	M_{BA}	H_A	H_D	V_A	V_D
① Vent de gauche + Poids propre.	1er genre	(G+V) (+T)	-2467 (-4817)	-47123 (-49473)	-8115 (-10415)	+24977 (+30277)	-23665 (-23065)	-23665 (-23065)	-15636 (-17336)	+16660 (+18360)	+19829 (+20165)	+16482 (+16146)
	2e genre	G+1,5V (+T)	-6816 (-8166)	-41440 (-43790)	-10459 (-12759)	+22429 (+27729)	-23217 (-22617)	-23217 (-22617)	-13376 (-15076)	-14467 (-12767)	+18458 (+18794)	+17588 (+17252)
		G+1,5W (+T)	-14273 (-16623)	-31699 (-34049)	-14482 (-16182)	+18082 (+23382)	-22447 (-21847)	-22447 (-21847)	-9502 (-11202)	-16993 (-15293)	+16109 (+15773)	+19484 (+19148)
② Vent de droite + Poids propre.	1er genre	G+V (+T)	+12650 (+10300)	-73290 (-70940)	+1160 (-1140)	+36782 (+42082)	-27623 (-27023)	-27623 (-27023)	-28031 (-29731)	+24736 (+26436)	+27161 (+27497)	+2630 (+2294)
	2e genre	G+1,5V (+T)	+15858 (+13503)	-80690 (-78340)	+3453 (+1153)	+40136 (+45436)	-29153 (-28553)	-29153 (-28553)	-31969 (-33669)	+27026 (+28726)	+29456 (+29792)	+2510 (+2174)
		G+1,5W (+T)	+22928 (+20578)	-97444 (-95094)	+7803 (+5503)	+47917 (+53217)	-32615 (-32015)	-32615 (-32015)	-40051 (-41751)	+32284 (+33984)	+34403 (+34739)	+1292 (+956)
③ Poids propre.	1er genre	G (+T)	+6233 (+3883)	-58489 (-60839)	-3426 (-5726)	+30073 (+35373)	-24562 (-23962)	-24562 (-23962)	-20155 (-21855)	+20155 (+21855)	+22570 (+22906)	+14270 (+13934)
	2e genre	G (+T)	+6233 (+3883)	-58489 (-60839)	-3426 (-5726)	+30073 (+35373)	-24562 (-23962)	-24562 (-23962)	-20155 (-21855)	+20155 (+21855)	+22570 (+22906)	+14270 (+13934)
④ Poids propre partout. + Surcharges gradins.	1er genre	G+1,2P (+T)	-15259 (-17609)	-79981 (-82331)	-16098 (-18398)	+42129 (+47429)	-48718 (-48118)	-48718 (-48118)	-29155 (-30855)	-29155 (-30855)	+40570 (+40906)	+32270 (+31934)
	2e genre	G+1,5P (+T)	-20632 (-22982)	-85354 (-87704)	-19266 (-21566)	+45143 +50443	-54757 (-54121)	-54757 (-54121)	-31405 (-33105)	-31405 (-33105)	+45070 (+45406)	+36770 (+36434)
⑤ Poids propre + Surcharges toit. + Surcharges gradins.	1er genre	G+1,2P (+T)	-5735 (-8085)	-101521 (-103871)	-13890 (-16190)	+52899 (+58199)	-53165 (-52565)	-53165 (-52565)	-36093 (-37793)	-36093 (-37793)	+45930 (+46266)	+26910 (+26574)
	2e genre	G+1,5P (+T)	-11108 (-11077)	-112279 (-114629)	-16506 (-18806)	+58605 (+63905)	-60316 (-59680)	-60316 (-59680)	-40078 (-41778)	-40078 (-41778)	+51770 (+52106)	+30070 (+29734)
⑥ Poids-propre + Surcharges toiture.	1er genre	G+1,2P (+T)	+15757 (+13407)	-80029 (-82379)	-1218 (-3518)	+40843 (+46143)	-29009 (-28409)	-29009 (-28409)	-27093 (-28793)	+27093 (+28793)	+27930 (+28266)	+8910 (+8574)
	2e genre	G+1,5P (+T)	+18138 (+15788)	-85414 (-87764)	-666 (-2966)	+43535 (+48835)	-30121 (-29521)	-30121 (-29521)	-28828 (-30528)	+28828 (+30528)	+29270 (+29606)	+7570 (+7234)
⑦ Poids-propre + Gradins chargés + Vent de gauche.	1er genre	G+1,5P+V (+T)	-29332 (-31682)	-73988 (-76338)	-23955 (-26255)	+40047 (+45347)	-53824 (-53224)	-53824 (-53224)	-26886 (-28586)	+5410 (+7110)	+42329 (+42665)	+38982 +38646
	2e genre	G+1,5P+1,5V	-33681 (-36031)	-68305 (-70655)	-26299 (-28599)	+37499 (+42799)	-53376 (-52776)	-53376 (-52776)	-24626 (-26326)	-25717 (-24017)	+40958 (+41294)	+40088 (+39752)
		G+P+1,5W (+T)	-32183 (-34533)	-49609 (-51958)	-25042 (-27342)	+28129 (+33429)	-42577 (-41977)	-42577 (-41977)	-17002 (-18702)	-24493 (-22793)	+31109 (+30773)	+34484 (+34148)
⑧ Poids-propre + Gradins chargés + Vent de droite.	1er genre	G+1,2P+V (+T)	-8842 (-11192)	-94782 (-92432)	-11512 (-13812)	+48838 +54138	-51179 (-51179)	-51179 (-51179)	-37031 (-38731)	+15736 (+17436)	+45161 (+45497)	+20630 +20294
	2e genre	G+1,5P+1,5V (+T)	-11007 (-13357)	-107555 (-105205)	-12387 (-14687)	+55206 (+60506)	-59312 (-58712)	-59312 (-58712)	-43219 (-44919)	+15776 (+17476)	+51956 (+52292)	+25010 (+24674)
		G+P+1,5W (+T)	+5018 (+2668)	-115354 (-113004)	-2757 (-5057)	+57964 (+63264)	-52745 (-52145)	-52745 (-52145)	-47551 (-49251)	+24784 (+26484)	+49403 (+49739)	+16292 (+15956)
⑨ Poids propre + Surcharges grad. + Surcharges toit. + Vent de gauche.	1er genre	G+1,2P+V (+T)	-14434 (-16784)	-90155 (-92505)	-18579 (-20879)	+47803 (+53103)	-52268 (-51668)	-52268 (-51668)	-31574 (-33274)	+14599 (+16299)	+43189 (+43525)	+29121 (+28785)
	2ème genre	G+1,5P+1,5V (+T)	-21775 (-24125)	-95230 (-97580)	-23539 (-25839)	+50962 (+56262)	-58971 (-58371)	-58971 (-58371)	-33299 (-34999)	-17044 (-15344)	+47658 (+47994)	+33387 (+33051)
		G+P+1,5W (+T)	-24246 (-26596)	-67559 (-69909)	-23202 (-25502)	+37104 (+42404)	-46283 (-45683)	-46283 (-45683)	-22784 (-24484)	-18711 (-17011)	+35576 (+35240)	+30017 (+29681)
⑩ Poids-propre + Surcharges grad. + Surcharges toit + Vent de droite	1er genre	G+1,2P+V (+T)	+683 (-1667)	-1163322 (-113972)	-9304 (-11604)	+59608 (+64908)	-56226 (-50859)	-56226 (-50859)	-43969 (-45669)	+22675 (+24375)	+50521 (+50857)	+15266 (+14933)
	2ème genre	G+1,5P+1,5V (+T)	+899 (-1451)	-134480 (-132130)	-9627 (-11927)	+68669 (+73969)	-64907 (-64307)	-64907 (-64307)	-51892 (-53592)	+24449 (+26149)	+58656 (+58992)	+18309 (+17973)
		G+P+1,5W (+T)	+12955 (+10605)	-133504 (-130954)	[illegible] ([illegible])	+66934 ([illegible])	-56451 (-55851)	-56451 (-55851)	-53383 (-55083)	+30566 (+32266)	+53870 (+54206)	+11825 (+11489)

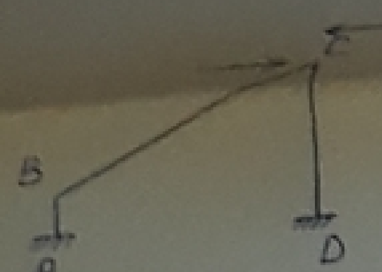
TABLEAU DES CHARGES ELEMENTAIRES



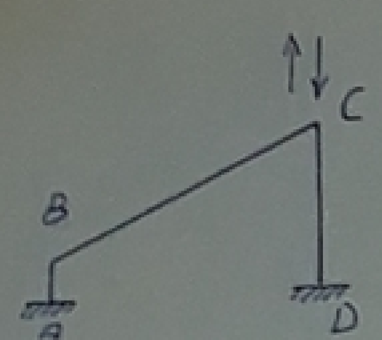
Mc (kgm)	Vc (kg)	Hc (kg)	
-65707	-14040		G
-26282	-5616		P
+20372	+3931	-1428	Vg
+32013	+6177	-2244	Wg
-21543	-3931	+1428	Vd
-37821	-6177	+2244	Wd



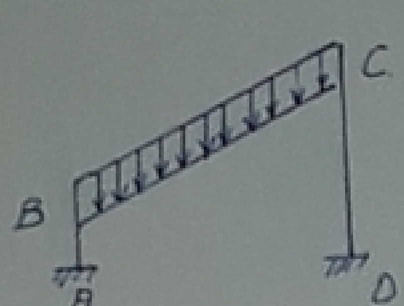
Mcb	Mcd	Na	Nd	Mbc	Mba	Ha	Hd	Va	Vd	
±0,302	±0,683	±0,07	±0,3415	±0,141	±0,141	±0,22	±0,22	±0,17	±0,17	Charge unitaire
+19844	-42878	+4598	+22438	-9264	-9264	-14435	+14435	+11170	-11170	G
+7937	-17930	+1840	+8975	-3706	-3706	-5782	+5782	+4467	-4467	P
-6152	+13914	-1426	-6957	+2872	+2872	+4481	-4481	-3463	+3463	Vg
-9667	+21864	-2240	-10932	+4513	+4513	+7042	-7042	-5442	+5442	Wg
+6505	-14713	+1508	+7356	-3038	-3038	-4759	+4759	+3662	-3662	Vd
+11421	-25831	+2647	+12915	-5332	-5332	-8320	+8320	+6429	-6429	Wd



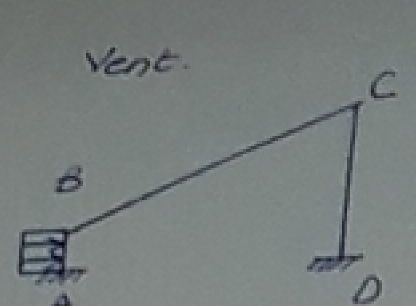
±0,068	±0,068	±0,82	±0,07	±0,148	±0,148	±0,968	±0,031	±0,504	±0,504	Charge unitaire.
-97	-97	-1170	+99	+211	+211	+1382	+44	-719	+719	Vg
-152	-152	-1840	+157	+332	+332	+2172	+69	-1130	+1130	Wg
+97	+97	+1170	-99	-211	-211	-1382	-44	+719	-719	Vd
+152	+152	+1840	-157	-332	-332	-2172	-69	+1130	-1130	Wd



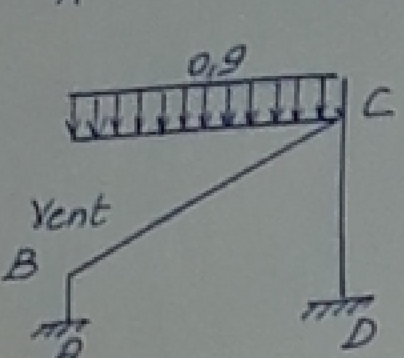
+14040	G
+5616	P
-3931	Vg
-6177	Wg
+3931	Vd
+6177	Wd



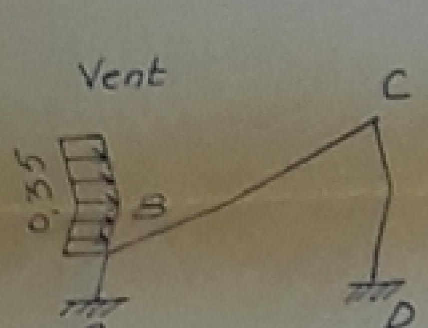
-5,97	-5,97	-3,52	+3,349	-6,71	-6,71	-2,5	+2,5	+5	+5	Charge unitaire.
-13611	-13611	-8025	+7635	-15298	-15298	-5700	+5700	+11400	+11400	G
-17910	-17910	-10560	+10047	-20130	-20130	-7500	-7500	+15000	+15000	P



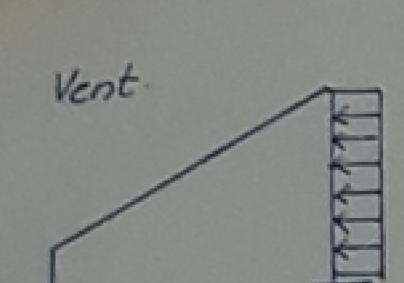
-0,058	-0,058	-0,847	+0,06	+0,12	+0,12	+0,97	+0,026	-0,06	+0,06	Charge unitaire.
-24	-24	-355	+25	+50	+50	+407	+11	-25	+25	V
-38	-38	-559	+39	+79	+79	+640	+17	-39	+39	W



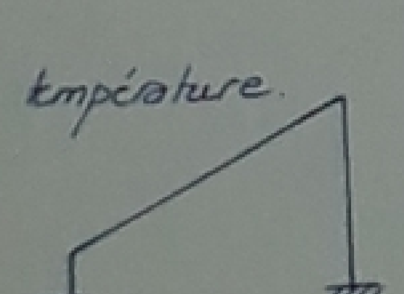
-5,4	-5,4	-2,9	+3,9	-5,2	-5,2	-2,08	+2,08	+4,05	+4,05	Charge unitaire
-2268	-2268	-1218	+1630	-2184	-2184	-873	+873	+1701	+1701	V
-3564	-3564	-1914	+2574	-3432	-3432	1372	+1372	+2673	+2673	W



-0,38	-0,38	-1,24	+0,256	-0,125	-0,125	+1,2	+0,140	-0,56	+0,56	Charge unitaire.
-159	-159	-520	+107	-52	-52	+504	+58	-235	+235	V
-250	-250	-818	+168	-82	-82	+792	+92	-369	+369	W



-0,441	-0,441	+4,545	-1,307	+0,448	+0,448	-4,2	-0,25	+0,5	-0,5	Charge unitaire.
-185	-185	+1908	-548	+188	+188	-1764	-105	+210	-210	V
-291	-291	+2999	-862	+295	+295	-2772	-165	+330	-330	W



-2350 kg.m	-2350 kg.m	-2300 kg.m	+5300 kg.m	+600 kg.m	+600 kg.m	-1700 kg	+1700 kg	+336 kg	-336 kg