


UNIVERSITE D'ALGER  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

4/73

205

DEPARTEMENT GENIE CIVIL.

HOPITAL - DE OUARGLA  
المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
المكتبة  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE  
PHTISIOLOGIE



PROPOSÉ PAR :  
L'ARCHITECTE Mr SLAVKOV

ÉTUDIÉ PAR :  
S. BERGHIS

SOUS LA DIRECTION DE  
Mr SLAVKOV

Année Universitaire 1972 - 1973

。 DEPARTEMENT GENIE CIVIL 。

HOPITAL DE OUARGLA

。 PHTISIOLOGIE 。

PROPOSÉ PAR :  
L'ARCHITECTE Mr SLAVKOV

ÉTUDIÉ PAR :  
S. BERGHIS

SOUS LA DIRECTION DE  
Mr SLAVKOV

Année Universitaire 1972 - 1973

. Qu'il me soit permis d'exprimer tous mes remerciements et toute ma profonde gratitude à tous mes professeurs, ainsi qu'à Mr Slavkov, qui m'a vivement aidé dans l'élaboration de mon projet.

ETUDE ARCHITECTURALE: P H T I S I O L O G I E

Le service de la phtisiologie est organisé dans un bloc prévu pour la deuxième étage de la réalisation de l'hôpital. Intégré dans le schéma fonctionnel de l'ensemble, une certaine indépendance lui est assurée, compte tenu du caractère de ce service. La phtisiologie accède au point de circulation central. A l'extrémité opposée du couloir il y a un escalier de secours et au rez de chaussée un accès direct sur le jardin de l'hôpital.

La capacité totale est de 90 lits, soit 3 unités de 30 lits, basées toujours sur l'unité de soins type. Le système de simple couloir est préférable du point de vue l'orientation des chambres des malades donnant sur le jardin et les locaux communs vers l'espace intérieure de la composition et encore la ventilation directe de tous les locaux, est très effective. Dans chaque unité de soins on y trouve 3 chambres à 6 lits, 3 chambres à 3 lits et 3 chambres à 1 lit soit au total 30 lits; + poste de surveillance, WC, collective, lavabos, douches et baignoire, locaux de réserve plus nettoyage et une chambre à 1 lit de réserve. La capacité des locaux communs correspond aux besoins des 30 malades. Les bureaux des médecins et le secrétariat font part du groupe des cabinets médicaux à chaque étage.

La portée choisie de 3,60 m est le module optimal pour l'organisation des chambres à 3,6 et 1 lit, elle offre encore toutes les possibilités de réorganiser les chambres des malades d'après les besoins de l'époque.

Le schéma constructif est une squelette des portiques en béton armé et les planchers en poutrelles et hourdis. D'après les estimations faites ce schéma est le plus économique et rationnel surtout pour les conditions de construction en Algérie.

Le bloc de la phtisiologie est conçu en rez de chaussée et deux étages. Compte tenu de la nappe phréatique, le rez de chaussée est soulevé à 0,80 m du niveau du terrain, ce qui permet d'y organiser le vide sanitaire et les gaines techniques.

Le détail de la toiture : double toits c'est à dire l'hydro et la thermo isolation séparés par une couche d'air est le plus sûr pour le climat exessivement dur du d'sert. Toutes les gainnes techniques dans les unités de soins passent par l'éspace technique du faux plafond des couloirs.

Le revêtement des planchers est en carrelage de mosaïque, une couche de sable entre la dalle de béton et le carrelage procure l'isolation phonique. Les murs et le plafonds de l'intérieur sont en enduit de platre, l'extérieure du batiment est revêtu eb boncharde au ciment blanc. La protection des façades sur lesquelles donnent les chambres des malades est assurée par un système de brise soleil conçu en forme des caniveaux afin d'y éviter l'ensoleillement directe des surfaces vitrées et encore les mêmes caniveaux pleins d'eau, qui sont appelés à rafraichir et humidifier l'air du micro-climat. En cas de vent de sable, les tuyaux perforés suspendus au dessous de chaque rangée des caniveaux, infiltreront tout un rideau de gouttes d'eau dans les caniveaux mis au dessous, pour barrer la poussière et pour humidifier l'air.

Le service de la phtisiologie est développé sur une surface de  $630 \text{ m}^2$  par étage, la surface totale hors d'oeuvre est de  $1890 \text{ m}^2$   
Le volume bati est de  $7812 \text{ m}^3$  .

ETUDE CONSTRUCTIVE.

Caractéristiques des matériaux  
utilisés.

Contraintes admissible.

- I. Béton: dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA 325 contrôle  
atténué. Granulat Roulé de dimension max. C<sub>g</sub> = 25mm  
 $\sigma'_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2$  compression  
 $\sigma_{28} = 23,2 \text{ kg/cm}^2$  traction ( B. A. 68 P. 16 ).

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

$$\alpha = 1 \text{ ( ciment classe 325 )}$$

$$\beta = 5/6 \text{ ( contrôle atténué )}$$

$$\gamma = 1 \left( \frac{h_m}{4 C_g} > 1 \right)$$

$$\delta = \begin{cases} 0,60 \text{ flexion simple} \\ 0,30 \text{ compression simple} \end{cases}$$

$$\varepsilon = \begin{cases} 1 \text{ en compression simple} \\ \text{telque } \sigma'_b < \sigma'_{b0} \text{ dans les autres cas.} \end{cases}$$

d'ou  $\sigma'_{b0} = 0,30 \times \frac{5}{6} \times 270 = 67,50 \text{ kg/cm}^2$  en compression simple.

$$\sigma'_b = 0,60 \times \frac{5}{6} \times 270 = 135 \text{ kg/cm}^2 \text{ en flexion simple.}$$

$$\sigma_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28} \quad \text{avec } \theta = 0,018 + \frac{3,1}{270} = 0,0257$$

$$\sigma_b = 0,0257 \times 270 \times \frac{5}{6} = 5,8 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{( B.A. 65 P. 14 )}$$

II) \*Acier doux de nuance ou Afnor

$$\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (contrainte admissible tracti)}$$

\* Acier TDR

$$\emptyset \leq 20 \text{ ..... } \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset \geq 25 \text{ ..... } \bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

- Ces barres peuvent être utilisées si :

$$\bar{\sigma}'_{b_0} > 20 (1 + 1,25 \psi_d) \quad \psi_d = \text{coeff. de scellem}$$

$$\psi_d = \frac{*1,5}{\sqrt{2}} \eta_d \quad \eta_d = \text{coeff. de scellement}$$

$$\psi_d = 1,5 \text{ .....} \rightarrow \bar{\sigma}'_{b_0} > 20 (1 + 1,25 \cdot 1,5) = 57,5 \text{ kg/cm}^2$$

vérifié

Contrainte admissible obtenue en utilisant les valeurs forfaitaires

$$\emptyset \leq 20 \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

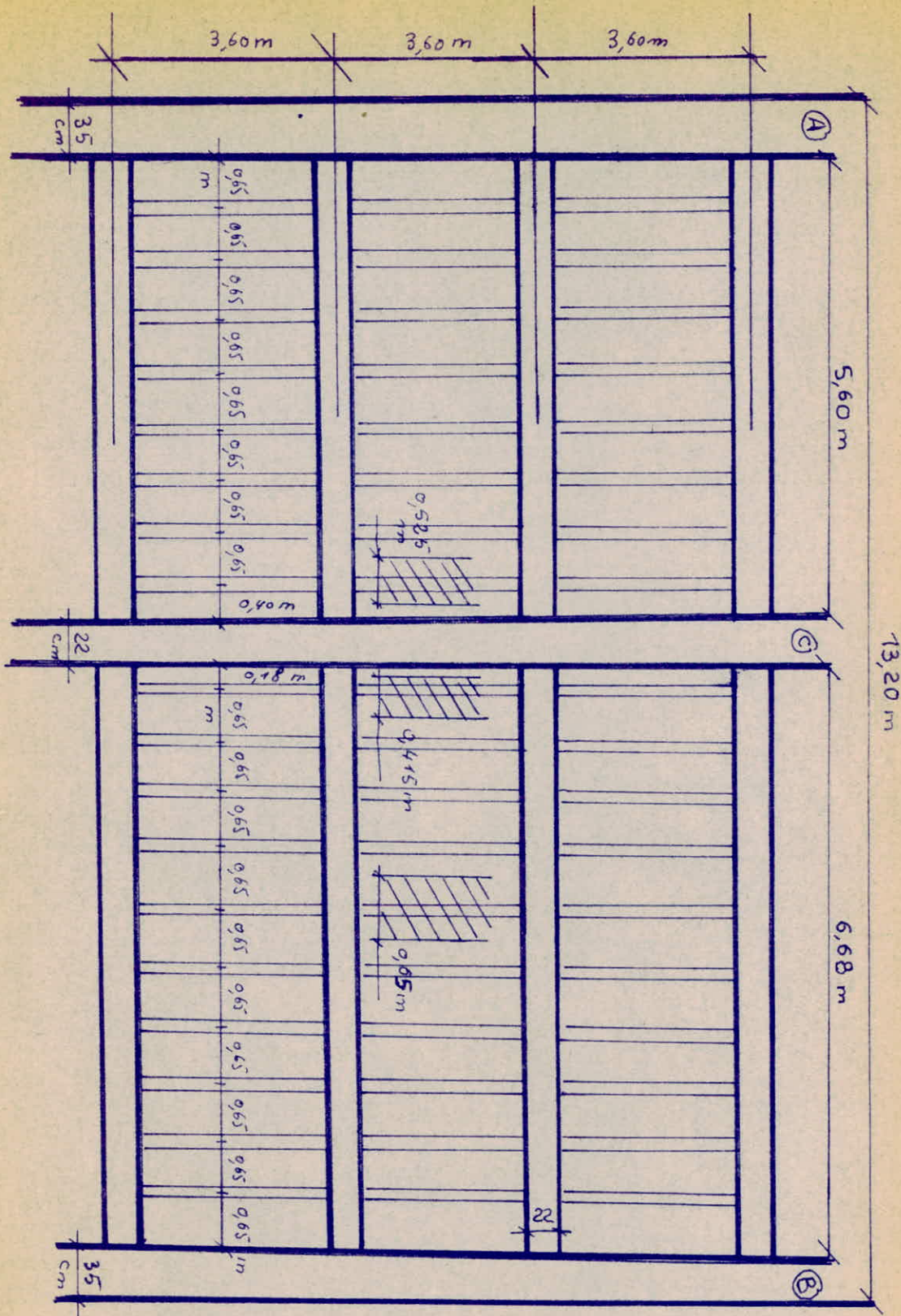
$$\emptyset \geq 25 \quad \bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kg/cm}^2$$

Mais ces valeurs forfaitaires ne peuvent être utilisées que si elles sont compatibles avec les conditions de fissura.

chapitre A

étude des planchers

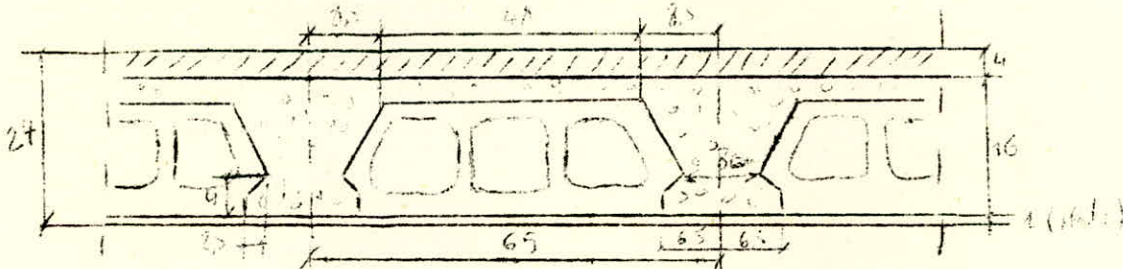




- Disposition des poutrelles des planchers -

\*\*Calcul du plancher terrasse:

\*1) Caractéristiques géométriques



\*2) Calcul d'une poutrelle terrasse

.. Charges permanentes:

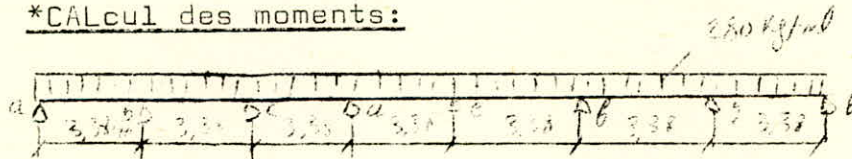
-Mortier de ciment (2cm): 0,02x2000x0,65=	.....=	26kg/ml
-Liège (1cm) 0,01x300x0,65	.....=	2kg/ml
-Dalle en B.A. 0,04x2500x0,65	.....=	65
-Hourdis (0,65-0,11)x95	.....=	51,4
-Poutrelle 0,11x0,16x2500	.....=	44
-Plafond 0,01x1400x0,65	.....=	9,10
		<u>= 197,5kg/ml</u>

.. Surcharges:

1,2x100x0,65 .....=78 kg/ml

D'ou  $q=197,5+78=275,5\text{kg/ml}$  On prend:  $q=280\text{ kg/ml}$  de poutrelle

\*CALcul des moments:



On a un plancher à surcharge modéré à condition que:

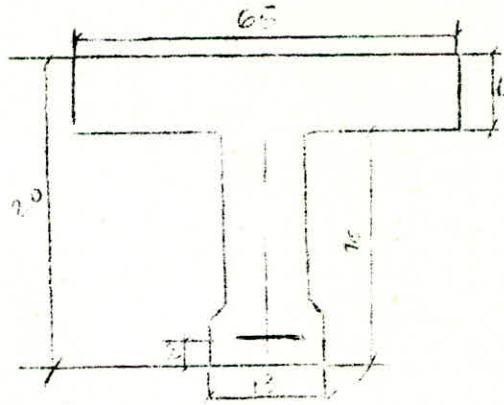
- Surcharges  $< 2 \times$  charges perman.  $78 < 2.197,5$  (vérifié)
- Fissuration non préjudiciable

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{338}{338} = 1 < 1,25 \text{ (vérifié)}$$

Donc on prend les valeurs forfaitaires des moments, en travée et sur appuis qui sont indiqués di dessous:

( voir P 103, 104 )





\*Séction en travée

$b_u = 65 \text{ cm}$   
 $h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$   
 $d = 20 \text{ cm} \quad (\text{donnée})$   
 $h = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$

$\mu' = \frac{15 \times M}{\bar{\sigma}_c \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 372 \cdot 10^2}{2800 \cdot 65 \cdot 18^2} = 0,00945 \quad \text{d'où } \alpha = 0,1310$   
 $K = 99,5$   
 $\bar{\omega} = 0,0658$

$\bar{\sigma}_c = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_c}{n \cdot K} = \frac{2800}{99,5} = 28,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_c = 135 \text{ kg/cm}^2$

$\alpha \cdot h < h_0 \dots \rightarrow 0,1310 \times 18 < h_0 = 4 \text{ cm}$

Donc l'axe neutre tombe dans la dalle de compression et la section sera étudiée comme une séction RECTANGULAIRE.

$A = \frac{15 \cdot \bar{\omega} \cdot b \cdot h}{n} = \frac{0,0658 \cdot 65 \cdot 18}{100} = 0,77 \text{ cm}^2$

N° travée	M <sub>max</sub> (kgm)	μ'	α	ω̄	K	A (cm <sup>2</sup> )	σ̄ <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	nb	A/c (cm <sup>2</sup> )
1 et 7	372	0,0094	0,1310	0,0658	99,5	0,77	28,1	2710+1T5	1,76
2 et 6	280	0,0071	0,0945	0,0441	116	0,577	26,4		1,76
3, 4 et 5	300	0,0076	0,1101	0,0497	112	0,611	25		1,76

\*Vérification du % mini d'armatures:

$\frac{A}{b_0 \cdot h} \geq \gamma_c \cdot \frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}_c} \cdot \frac{(h_t)^2}{(h)^2} = 0,54 \cdot \frac{5,8}{2300} \cdot \left(\frac{20}{18}\right)^2 = 138 \cdot 10^{-5}$

- 1) Pour trav. 1 et 7: ...  $65 \cdot 10^{-5} < 138 \cdot 10^{-5}$  (non vérifié)
- 2) Travée: 2 et 6: ...  $49 \cdot 10^{-3} < 138 \cdot 10^{-5}$  (non vérifié)
- 3) Travées 3, 4 et 5: ...  $53 \cdot 10^{-3} < 138 \cdot 10^{-5}$  (non vérifié)

D'où % mini. d'armat. longit.  $A = 65 \times 18 \times 1385 \cdot 10^{-5} = 1,62 \text{ cm}^2$

On adoptera alors:  $A = 1,76 \text{ cm}^2$  (2710+1T5)

\*Séction sur appuis

Même calcul que précédemment avec  $b_0 = 8 + 2 = 10 \text{ cm}$  largeur de la nervure qui est égale à la largeur réelle augmentée de l'épaisseur des parois des corps creux en contact avec la nervure

N° appui	M kg	N'	$\alpha$	$\bar{w}$	K	A cm <sup>2</sup>	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm <sup>2</sup>	N° barre	A <sub>req</sub> cm <sup>2</sup>
a et b	60	0,092	0,433	0,000	97	0,124	280	1 $\phi 8$	0,50
b et g	200	0,0334	0,2040	0,233	49	0,43	57	"	0,50
c, d, e, f	160	0,026	0,2113	0,189	56	0,34	50	"	0,50



\*Vérification du % mini. d'armatures:

$$\frac{A}{b_0 \cdot h} > \gamma_r \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \cdot \left(\frac{h}{h_t}\right)^2$$

Pour l'appui: a et h :  $69 \cdot 10^{-5} < 138 \cdot 10^{-5}$  (non vérifié)

Pour l'appui: b et g :  $239 \cdot 10^{-5} > 138 \cdot 10^{-5}$  (Vérifié)

Pour l'appui: c, d, e et f :  $189 \cdot 10^{-5} > 138 \cdot 10^{-5}$  (Vérifié)

On adoptera alors:  $A = 0,43 \text{ cm}^2$ , soit: 1T8 = 0,50 cm<sup>2</sup>

\*Fissuration: BA 68 P89

La valeur maxi. de la contrainte de traction des armatures sera limitée à la plus grande des valeurs suivantes:

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\sigma_a}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}k}{1 + 10 \bar{\sigma}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\sigma_a}{\phi} \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b}$$

$\phi$ : diamètre de la + grosse barre tendue = 1 cm

$\gamma_r = 1,6$  (barre à haute adhérence)

$\bar{\sigma}_a = 5,8 \text{ bars}$

$K = 1,5 \cdot 10^6$

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,76}{4,13} = 0,0338$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0338}{1 + 10 \cdot 0,0338} = 6075 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{1,6} \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 5,8} = 2830 \text{ kg/cm}^2$$

Or  $\bar{\sigma}_a$  est le minimum de:  $\left\{ \begin{array}{l} - 2/3 \cdot \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ - \sigma \text{ qui est le maxi de } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 6075 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2830 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \end{array} \right.$

d'où  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

\*Contrainte de compression dans le béton (B A 68 P13,14)

$$M_{\max} = 372 \text{ kgm}$$

On doit vérifier la plus réstréctive des 2 conditions:

$$1) \sigma'_b \leq 2 \times \bar{\sigma}'_{bo} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{-Pour la sect. en trav. : } 25 < 2.67,5 \text{ vérif.} \\ \text{-Pour la sect. SUR appui: } 57 < 2.67,5 \text{ vérif.} \end{array} \right.$$

$$2) \sigma'_m \leq \bar{\sigma}'_{bo}$$

$$\sigma'_m = \frac{F}{b \cdot x} = \frac{M}{z \cdot b \cdot x} = \frac{372 \cdot 10^2}{15,75 \cdot 65 \cdot 2,358} = 15,4 \text{ kg/cm}^2 < 67,5 \text{ vérifié.}$$

$$z = 7/8 \cdot 18 = 15,75 \text{ cm}$$

$$x = \alpha \cdot h = 0,1310 \cdot 18 = 2,358$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

Les 2 conditions vérifiées donc:  $\xi = 1$

\*ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT B A 68 P 103

$$T_x = \tau_x + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$\tau_x$  étant l'effort tranchant dans la section d'abscisse x de la travée indépendante aux meme charges, les moments  $M_w$  et  $M_e$  sont à prendre en valeur absolue.

	474	462	474	474	474	462	533	
(T)	D	D	D	D	D	D	D	
		-533	-462	474	-474	-474	-462	-414

Armatures transversales: (B A 68 p111 A58,3)

\*Conditions de nécessité d'armatures transversales:

$$T_{\max} = 533 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_o \cdot z} = \frac{533}{65 \cdot 15,7/8 \cdot 18} = 3,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b \leq 3/4 \cdot \bar{\sigma}'_b \rightarrow 3,38 < 3/4 \cdot 5,8 = 4,35 \text{ Kg/cm}^2$$

La contr. tangent.max. est vérifiée donc Pas d'armat.transv.

Cependant on prendra un cadre  $\emptyset 6$  Adx aux appuis, puis un

tous les 30 cm environ.

Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{20}{338} = 0,059 > 0,04 \quad (\text{vérifié})$$

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0,059 > \frac{1 \cdot 300}{15 \cdot 400} = 0,050 \quad (\text{vérifié})$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot h} < \frac{36}{\sigma_{en}} \rightarrow \frac{1,76}{15,18} = 0,0065 < \frac{36}{4200} = 0,00856 \quad (\text{vérifié})$$

$b_0 = \frac{17+13}{2} = 15$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

\*Ferrailage de la dalle de compression: (B A 68 P110,111)

Nous utiliserons un treillis soudé en Adx.  
Ces armatures sont utiles (voir B A 68p 111)

Soit  $l_n$ : La distance entre axes des nervures = 65cm

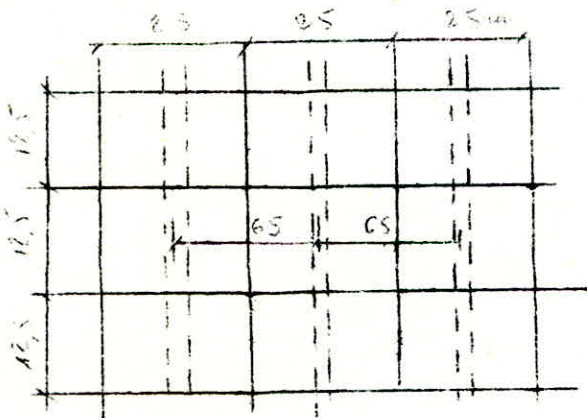
$$A = 0,02 \cdot l_n \cdot \frac{2160}{en} = \frac{43 \cdot l_n}{en} = 43,65 = 0,538 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

d'ou  $A = 0,566 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  aux nervures (sect.adop.)

$$A \leq \frac{43,65}{2,5200} = 0,269 \text{ cm}^2 / \text{ml} // \text{ aux nervures}$$

d'ou;  $A = 0,283 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  (sélection adoptée).

On utilisera un treillis soudé en Ø3 à mailles 125x250.

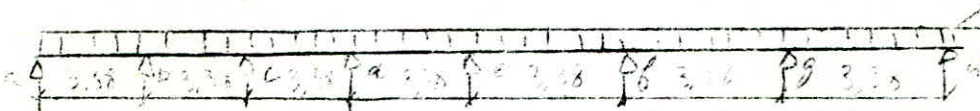


\*\*Charges permanentes:

Carrelage (25kg/ m <sup>2</sup> /cm	1,5.25.0,65.....	= 24,30kg/ml
Mortier de ciment	1,5.2000.0,65 .....	= 19,50 "
Mâche fer 3.1000.0,65	.....	= 19,50 "
Dalle en B.A.	0,04.2500.0,65.....	=65 "
Hourdis (0,-(-0,11).95	.....	= 51,40 "
Poutrelles	0,11.0,16.2500 .....	= 44 "
Plafond	0,01.1400.0,65 .....	= 9,10 "
Cloisons	100.0,65 .....	= 65
		<hr/>
		= 297,80 kg/ml
<u>**Surcharges:</u>	400.1,2.0,65 .....	= 312 kg/ml
		<hr/>
		609,80

On prendra: q = 610 kg/ml

1) Calcul des moments:



On a un plancher à surcharges modérées à condition:

$$s < 2.g \rightarrow 312 < 2.297,80 \quad (\text{vérifié})$$

$$\text{fissuration non préjudiciable } \frac{l_1}{l_2} < 1,25 \rightarrow \frac{338}{338} = 1 < 1,25 \text{ vérifié}$$

Donc on prend les valeurs forfaitaires des moments.

D'où:  $M_0 = q.l^2 = 610.3,38^2 = \dots = 871 \text{ kgm}$

$M_a = M_h = 0,15.M_0 \dots = 130,65 \text{ kgm}$

$M_b = M_g = 0,5.M_0 \dots = 435,5 \text{ kgm}$

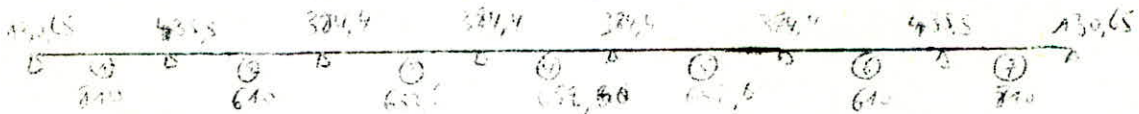
$M_c = M_d = M_e = M_f = 0,4.M_0 \dots = 384,4 \text{ kgm}$

Moments en travées

$M_t^1 = M_t^7 = 0,93.M_0 \dots = 810 \text{ kgm}$

$M_t^2 = M_t^6 = 0,705.M_0 \dots = 610 \text{ kgm}$

$M_t^3 = M_t^4 = M_t^5 = 0,75.M_0 \dots = 652,6 \text{ kgm}$





Détermination des armatures longitudinales:

Afin de limiter la fissuration on borne les const.  
 On admet que:  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  que l'on vérifiera par la suite.  
 (fissuration peu nuisible)

Détermination de la largeur de la table de compression

1)  $b_x \leq \frac{1}{2} \cdot 48 = 24 \text{ CM}$

2)  $b_x \leq \frac{1}{6} \cdot l_x = \frac{1}{6} \cdot 326 = 54,3 \text{ cm} \rightarrow \rho_s = \sqrt{\frac{3 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2}} = 3,26 \text{ mm}$

3)  $b_x \leq \frac{2}{3} \cdot x = \frac{2}{3} \cdot \frac{326}{2} = 108 \text{ cm} \rightarrow \rho_s = \frac{b_s}{b}$

On prend la valeur de  $b_x$  la + restrictive: soit  $b_x = 24 \text{ cm}$

(même chose que le plancher terrasse)

\*\*Séction en travée:

- d=2cm
- h=18cm
- h<sub>t</sub>=20cm
- $\bar{\sigma} = 0,1$

$$M' = \frac{15 \cdot M}{a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 810 \cdot 10^2}{2800 \cdot 65 \cdot 18^2} = 0,0206 \dots \left\{ \begin{array}{l} \bar{\omega} = 0,146 \\ \alpha = 0,1887 \\ K = 64,5 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{64,5} = 43,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha \cdot h = 0,1887 \cdot 18 = 3,39 < h_0 = 4 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre tombe ds la dalle de compression et la

section sera étudiée comme une séction RECTANGULAIRE  $\left. \begin{array}{l} b = 65 \text{ cm} \\ h = 18 \text{ cm} \end{array} \right\}$

$$A = \frac{15 \cdot \bar{\omega} \cdot b \cdot h^2}{\sigma_a} = \frac{15 \cdot 0,146 \cdot 65 \cdot 18^2}{2800} = 1,71 \text{ cm}^2$$

N° travée	fl. neutre	M'	$\alpha$	$\bar{\omega}$	K	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	A cm <sup>2</sup>	nb barres	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>
1-2	340	0,0206	0,1887	0,146	64,5	43,3	1,71	2T8 + 1T4C	1,75
2-3	697	0,0418	0,1887	0,146	70	40	1,475	2T8 + 1T4C	1,78
3-4-5	652,5	0,0465	0,1887	0,146	73	38,3	1,368	2T8 + 1T10	1,68

Détermination du % mini. d'armatures

$$\frac{A}{b_0 h} \geq \psi_4 \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \cdot \left(\frac{h}{h_t}\right)^2 \rightarrow \frac{177}{65,43} = 0,0014 \geq 0,54 \cdot \frac{58}{2300} \cdot \left(\frac{20}{18}\right)^2$$

Pour les trav.1et7: 0,0014 > 0,00138 (vérifié)

Pour les trav.2et6: 0,0012 < 0,00138 (non vérifié)

Pour les trav.3,4,5: 0,0011 < 0,00138 (non vérifié)

On adoptera alors la section:  $A=1,71 \text{ cm}^2$  soit 2T10+1T6=1,85 cm<sup>2</sup>

\*\*SECTIONS SUR APPUIS:

largeur de la nervure:  $b_0=10 \text{ cm}$



N° appui	M (kgm)	N'	$\alpha$	$\bar{w}$	K	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	nb barres	A (cm <sup>2</sup> )
a et h	130,65	0,0217	0,1935	0,155	62,5	0,279	44,8	2Ø8	1,00
b et g	425,5	0,0720	0,3257	0,340	30,5	0,972	91,9	"	"
c, d, e, f	348,4	0,0576	0,2891	0,427	35,1	0,768	77,8	"	"

$$N' = \frac{15}{\sigma_c b h^2}, \quad \sigma_s = \frac{M}{K}, \quad A = \frac{\bar{w} b h}{\sigma_s}, \quad \alpha h < h_0$$

\* Détermination du % minimal d'armatures:

$$\frac{A}{b_0 h} \geq \psi_4 \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \cdot \left(\frac{h}{h_t}\right)^2$$

Pour les appuis: a et h: 0,00155 > 0,00138 (vérifié)

: b et g: 0,0054 > 0,00138 vérifié

: c, d, e, f: 0,00427 > 0,00138 vérifié

On adoptera la section: A=1,00 cm<sup>2</sup> = 2T8

FISSURATION : (B.A.68 p89)

La valeur maxi de la contrainte de traction des armatures sera limitée à la + grande des 2 valeurs.

$$\sigma_s = \frac{M}{K} = \frac{130,65}{62,5} = 2,09 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s1} = K \cdot \frac{\sigma_s}{1 + \alpha \bar{w}} = \frac{15 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot \frac{0,0346}{1 + 0,356} = 6300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s2} = 24 \sqrt{\frac{M}{\phi} \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_c}} = 24 \sqrt{\frac{130,65}{10} \cdot \frac{1,6 \cdot 10^6}{2300}} = 2830 \text{ kg/cm}^2$$

Or  $\bar{\sigma}_a$  est le mini. de  $\left\{ \begin{array}{l} 2/3 \cdot \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} \text{ qui est le maxi de } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 6300 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2830 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \end{array} \right.$

Puisque le nombre de barres est faible, donc les conditions concernant la fissuration sont remplies et on aura bien:  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  (vérifié)

Contrainte de compression dans le béton: B.A.68 p<sup>o</sup> 13, 14

On doit vérifier la + restrictive des 2 conditions:

- 1)  $\sigma'_b \leq 2 \times \sigma'_{bo} \dots \rightarrow 43,4 < 2.67,5 \text{ kg/cm}^2$  vérifié
- 2)  $\sigma'_m \leq \sigma'_{bo}$

$$\sigma'_m = \frac{F}{b \cdot x} = \frac{M}{z \cdot b \cdot x} = \frac{810 \cdot 10^2}{16,65 \cdot 65 \cdot 3,4} = 22,9 < 67,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérif.)}$$

Avec:  $z = h - \frac{h_0}{2} = 18 - \frac{4}{2} = 16 \text{ cm}$

$b = 65 \text{ cm}$

$x = \alpha \cdot h = 0,1887 \cdot 18 = 3,4$

$\alpha = 0,1887$

ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT:

En tenant compte de la continuité, l'effort tranchant dans une section d'abscisse x:  $T_x = t_x + \frac{M_w - M_e}{l}$

$$T_a = 610 \cdot \frac{3,38}{2} + \frac{0 - 435,5}{3,38} = 902,1 \text{ kg}$$

$$T_b = -T_g^2 = 610 \cdot \frac{3,38}{2} - 610 \cdot 3,38 - \frac{0 - 435,5}{3,38} = -1159,7 \text{ kg}$$

$$T_b^2 = -T_g^1 = 610 \cdot \frac{3,38}{2} + \frac{435,5 - 348,74}{3,38} = 1056,7 \text{ kg}$$

$$T_c^1 = -T_f^2 = -1005 \text{ kg}$$

$$T_c^2 = -T_f^1 = 1030,9 \text{ kg}$$

Vérification:  $\sum (T_i) = 0$

$$(902,1 + 1056,7 + 1159,7 + 1005) \cdot 2 + 1030,9 \cdot 6 - 610 \cdot 3,38 \cdot 7 = 0$$

d'où:  $14432,4 - 14432,5 = 0$  (Vérifié)

	902,1	1056,7	1030,9	1030,9	1005	1159,7	
a	$\Delta_a$	$\Delta_b$	$\Delta_c$	$\Delta_d$	$\Delta_e$	$\Delta_f$	$\Delta_g$
		-1159,7	-1005	-1030,9	-1030,9	-1005	902,1

ARMATURES TRANSVERSALES:

\*Conditions de nécessité des armat. transv.

La valeur maximale de l'effort tranchant est de:  $T_{max} = 1160 \text{ kg}$

La contrainte tangentielle maxi:  $\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot z} = \frac{1160}{10 \cdot \frac{7,18}{8}} = 7,365 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau_b \leq \frac{3 \cdot \bar{\sigma}_b}{4} \dots\dots 7,365 > \frac{3 \cdot 5,8}{4} = 4,35 \text{ kg/cm}^2$$

la condition n'est pas vérifiée, donc les armatures transvers. sont nécessaires.

\*Détermination des armatures transversales

$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}_{bo} \quad 91,9 \text{ kg/cm}^2 > 67,5 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{non vérifié})$$

$$\bar{\sigma}_{bo} \leq \sigma'_b \leq 2 \cdot \bar{\sigma}_{bo} \rightarrow 67,5 < 91,9 < 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b \leq (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}_{bo}}) \cdot \bar{\sigma}_b \quad 7,365 \text{ kg/cm}^2 < (4,5 - \frac{91,9}{67,5}) \cdot 5,8 = 18,2 \text{ kg/cm}^2$$

(vérifié)

Contrainte de traction des armat. transv. d'ame:

$$\sigma_{at} = \beta_a \cdot \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec} \quad \beta_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{7,365}{9 \cdot 5,8} = 0,860 > 2/3$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,860 \cdot 2400 = 2064 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 4\phi 6 \text{ Adx} = 1,13 \text{ cm}^2$$

d'où l'espacement des cours des armat. transv.:

$$t \leq \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T} = \frac{1,13 \cdot 15,75 \cdot 2064}{1160} = 31,6 \text{ cm}$$

Espacement limite:

$$\bar{t} = h(1 - 0,3 \cdot \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) = 18 \cdot (1 - 0,3 \cdot \frac{7,365}{5,8}) = 11,16 \text{ cm}$$

On doit aussi avoir:  $\bar{t} \geq 0,2 \cdot h = 0,2 \cdot 18 = 3,6 \text{ cm}$

d'où on prendra: t=11cm

Disposition des armatures transversales:

Etant donné que la poutrelle supporte des charges uniformément réparties, on adopte la disposition de Caquot.

Soit la distribution: *(voir dessin charge)*

Traction des armatures inférieures; au niveau des appuis de riv.

On vérifie que:  $A \cdot \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}$ , comme  $M=0$  aux appuis de rive  
d'où:  $A \cdot \bar{\sigma}_a = 1,78 \cdot 2800 > 902 \text{ kg}$  (vérifié)

Vérification de à l'entraînement des armatures de traction

La contrainte d'adhérence des armatures:

$$\tau_d = \frac{T}{p \cdot z} = \frac{1160}{8,17 \cdot 15,75} = 9,01 \text{ kg/cm}^2$$

Avec:  $p$  = périmètre total adhérent  $(2T8+1T10)=8,17\text{cm}$   
 $z=7/8 \cdot 18=15,75\text{cm}$

On vérifie que:  $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

comme:  $\tau_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$ , avec:  $\psi_d = \frac{1,5 \cdot 1,6}{\sqrt{2}} = 1,698$

$$\tau_d = 9,01 \text{ kg/cm}^2 < 2 \cdot 1,698 \cdot 5,8 = 19,72 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

Ancrage des armatures:

La contrainte d'adhérence admissible dans la zone d'ancrage normale est:  $\bar{\tau}_d = 1,25 \cdot (\psi_d)^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 (1,698)^2 \cdot 5,8 = 20,96 \text{ kg/cm}^2$

Effort de traction s'exerçant sur les armatures infér. au niveau des appuis de rive:  $T=902\text{kg} \dots \bar{\sigma}_a = \frac{T}{A} = \frac{902}{1,78} = 507 \text{ kg/cm}^2$

Longueur de scellement droit:

$$l_d = \frac{\emptyset \cdot a}{4 \cdot \bar{\tau}_d} = \frac{0,8 \cdot 507}{4 \cdot 20,95} = 4,84 \text{ cm}$$

étant donné que la longueur de l'appui est de 20cm, on peut réaliser un ancrage par scellement droit. Cependant on réalisera une longueur d'ancrage = 18cm terminée par un crochet considéré de rayon  $r=3\emptyset=3 \cdot 0,8=2,4\text{cm}$ .

Ancrage des armat. infér. au niveau des appuis interméd.

Au niveau des appuis interméd.:  $M = -348,4 \text{ kgm} < 0$   
 $T = 1160 \text{ kg} > 0$

$$F = T + \frac{M}{z} = 1160 - \frac{348,4 \cdot 10^2}{15,75} = 1160 - 2212 < 0$$

$F$ , étant négatif, il n'ya donc pas lieu de vérifier l'ancrage des armatures au niveau des appuis intermédiaires, cependant au niveau de ces appuis, on adoptera une longueur de recouvrement de: 18 cm.

Conditions de non vérification de la flèche:

$$\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{22,5} \dots\dots\dots \frac{20}{338} = 0,059 > 0,044 \quad (\text{vérifié})$$

$$\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{Mt}{Mo} \dots\dots\dots 0,059 \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{810}{871} = 0,060 \quad (\text{vérifié})$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{36}{\sqrt{cm}} \dots\dots\dots \frac{1,78}{15.18} = 0,006 < \frac{36}{4200} = 0,0085 \quad (\text{vérifié})$$

Ferraillage de la dalle de compression.

La présence des armatures dans le hourdi sur corps creux, est utile pour: - Limiter les risques de fissuration par retrait

- Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.

POUR réaliser un effet de répartition entre nervures voisines, des charges localisées (cloisons) on utilise un treillis soudé en Adx. en  $\emptyset 3$ ; à mailles 125.250.

On adoptera: (voir ferraillage de la dalle de compression du plancher terrasse.)

$A = 0,283 \text{ cm}^2$  parallèlement aux nervures.

$A_2 = 0,566 \text{ cm}^2$  perpendiculairement aux nervures.

chapitre B

étude des

poutres longitudinales

POUTRE LONGITUDINALE DE RIVE DROITE (B) NIVEAU SUPERIEUR

Acrotère : chapeau : -----	= 39,6kg/ml	
étanchéité mortier ciment -----	= 11	"
maçonnerie brique pleine -----		
0,22x0,25 x 1800 -----	= 99	"
chaînage B. A. -----	= 125,63	"
maçonnerie brique pleine -----		
0,335 x 1,03 x 1 x 1800 -----	= 621,09	"
revêt ext. mur (1,447m) -----	= 86,7	"
plancher $\frac{0,65}{2}$ -----	= 147,7	"
poids propre poutre longitudinale	= 330	"
revêtement poutre longitudinale -----	= 49,2	"
charge de la bande 10 cm panneau -	= 40	"

$q = 1549,92 \text{ kg/ml}$

on prend  $\underline{q = 1550 \text{ kg/ml}}$  charge uniformément répartie  
 $\underline{q' = 680 \text{ kg/ml}}$  charge triangulaire due aux panneaux.

comme les poutres longitudinales (A)

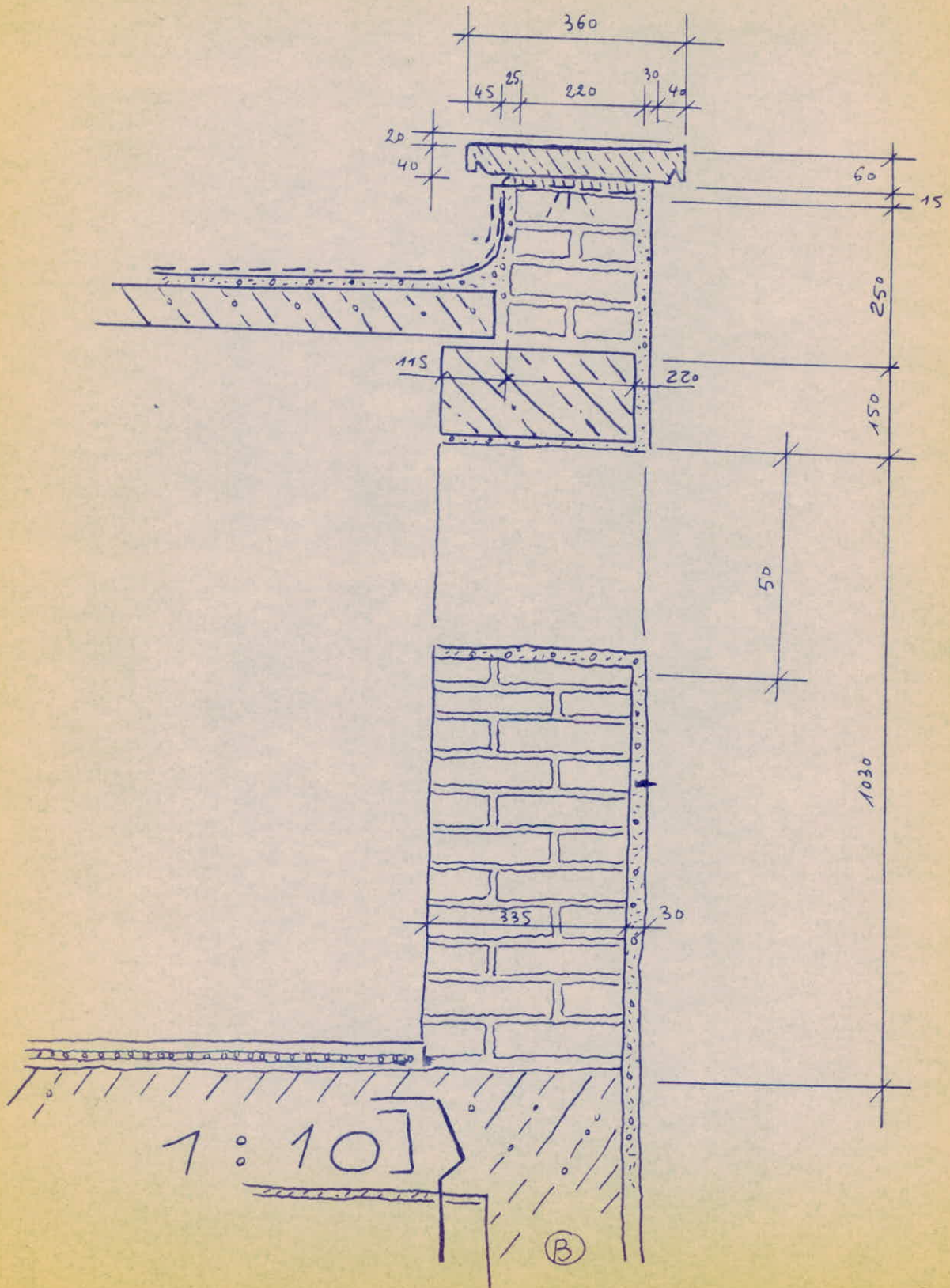
(  $q = 1560 \text{ kg/ml}$  ) même étude que (B)  
(  $q' = 680 \text{ kg/ml}$  ) vue que  $1550 \neq 1560$

et que  $q'_A = q'_B$

même ferrailage

Voir poutre (A)





POUTRE LONGITUDINALE DE RIVE (niveau supér.)

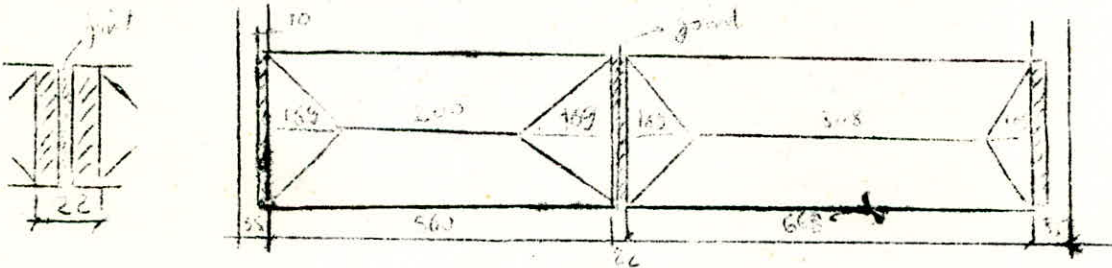
ACROTÈRE

- Chapeau(élément préfabriqué en béton lourd)  
 $0,06+0,04 \cdot 0,36 \cdot 1.2200 \dots \dots \dots = 39,6 \text{ kg/ml}$
  - Etancheite + mortier de ciment(50 kg/m<sup>2</sup>)  
 $0,22 \cdot 1.50 \dots \dots \dots = 11$
  - Maçonnerie en brique pleine  
 $0,22 \cdot 0,48 \cdot 1800 \dots \dots \dots = 190,08$
  - Chainage en B.A.  $0,15 \cdot 0,335 \cdot 1.2500 \dots \dots \dots = 125,625$
  - Maçonnerie en brique pleine(ouvertures néglig.)  
 $0,335 \cdot 0,80 \cdot 1.1800 \dots \dots \dots = 482,4$
  - Revetement extérieur(3cm)en mortier de ciment  
 $0,03 \cdot 1,445 \cdot 1.2000 \dots \dots \dots = 482,4 = 86,7$
  - Béton maigre de pente  $\frac{0,30 \cdot 0,2 \cdot 1.1800}{2} \dots \dots \dots = 54$
- 989,405 kg/ml

CHARGES TRANSMISES PAR LE PLANCHER SUP.

- poids propre de la poutre longitud.
  - $0,22 \cdot 0,60 \cdot 1.2500 \dots \dots \dots = 330 \text{ kg/ml}$
  - revetement poutre long.(3cm)  
 $(0,60+0,22) \cdot 0,03 \cdot 2000 \dots \dots \dots = 49,2$
- $0,08 \cdot 0,16 \cdot 2500 + 13+1+32,5 + \frac{(0,65-0,11)}{2} \cdot 95+4,55+39 = 147,70$
- 526,90 kg/ml

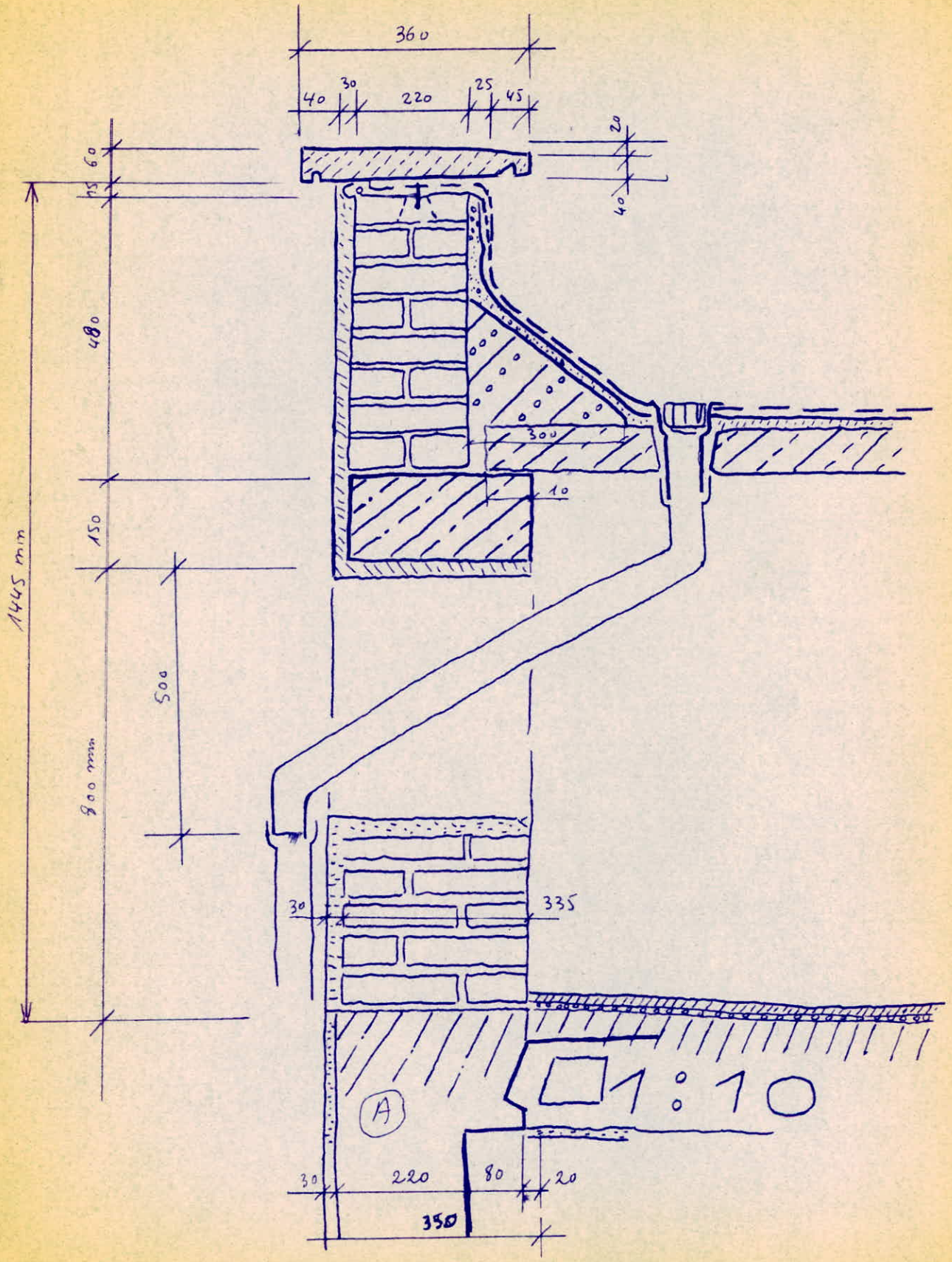
CHARGES ET SURCHARGES DES PANNEAUX



- On a:  $\frac{3,38 \cdot 1,69}{2} \cdot 400 \dots \dots \dots = 1142,44 \text{ kg/ml}$
  - Charges du à la bande de 10cm:  $400 \cdot 0,10 \dots \dots \dots = 40$
- charge totale:  $989,405+526,90+40=1556,3$ , soit  $q=1560 \text{ kg/ml}$

Charge triangulaire du au panneaux:  $q' = 1,69 \cdot 400 = 676$  soit  $q' = 680 \text{ k}$





### Calcul des moments

$$M_{o1} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1560 \cdot 3,38^2}{8} = 2227,7 \text{ kgm}$$

$$M_{o2} = \frac{q' \cdot l^2}{12} = \frac{680 \cdot 3,38^2}{12} = 646,6 \text{ kgm}$$

$$M_{omax} = 2227,7 + 646,6 = 2874,3 \text{ soit } = 2875 \text{ kgm}$$

On appliquera la méthode forfaitaire des BA68(p

- Surcharges < 2. charg. perm.
- Fissuration non préjudiciable
- $\frac{l_1}{l_2} = \frac{338}{338} = 1 > 1,25$

$$M_b = M_g = 0,5 \cdot M_o \dots \dots \dots = 1437,5 \text{ kgm}$$

$$M_c = M_d = M_e = M_f = 0,4 \cdot M_o \dots \dots \dots = 1150$$

$$M_t^1 = M_t^7 = 0,93 \cdot M_o \dots \dots \dots = 2673,75$$

$$M_t^2 = M_t^6 = 0,705 \cdot M_o \dots \dots \dots = 2026,87$$

$$M_t^3 = M_t^4 = M_t^5 = 0,75 \cdot M_o \dots \dots \dots = 2156,25$$

### VERIFICATION

$$M_t^1 = M_t^7 = 2673,75 > 0,6 \cdot M_o = 1725 \text{ kgm (vérifié)}$$

$$M_t^2 = M_t^6 = 2026,87 > 0,5 \cdot M_o = 1437,5 \text{ kgm (vérifié)}$$

$$M_t^3 = M_t^4 = M_t^5 = 2156,25 > 0,5 \cdot M_o = 1437,5 \text{ kgm (vérifié)}$$

### DETERMINATION DES ARMATURES LONGITUDINALES:

#### \*Section en travée

$h_t = 60 \text{ cm}$   
 $b = 22 \text{ cm}$   
 $d = 3 \text{ cm}$   
 $h = 57 \text{ cm}$

Béton dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  C P A 325  
Acier TOR  $\sigma_{en} = 4200$ ;  $\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

N° trav.	M kgm	K'	$\alpha$	$\bar{w}$	K	A <sub>calc</sub>	h <sub>0</sub> mm	m <sup>2</sup> barre	A <sub>adopté</sub>
1, 7	2675,75	0,0200	0,1863	0,142	65,5	1,78	43,8	3710	2,35
2, 6	2026,87	0,0132	0,1639	0,107	76,5	1,34	36,6	"	"
3, 4, 5	2456,25	0,0161	0,1685	0,114	74	1,43	37,8	"	"

Vérification du % mini d'armatures

$$\frac{A}{b \cdot h} \geq \gamma_4 \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_c} \cdot \left(\frac{R_t}{R_c}\right)^2$$

$$\frac{1,78}{1254} = 0,00142 > 0,00123 \quad (\text{vérifié})$$

$$\frac{1,34}{1254} = 0,00107 < 0,00123 \quad (\text{non vérif.})$$

$$\frac{1,43}{1254} = 0,00114 < 0,00123 \quad (\text{non vérif.})$$

On adoptera la section: A=3 T10=2,35 cm<sup>2</sup>

\*SECTION SUR APPUIS:

N° trav.	M kgm	K'	$\alpha$	$\bar{w}$	K	h <sub>0</sub>	A <sub>calc</sub>	m <sup>2</sup> barre	A <sub>adopté</sub>
2, 6	1412,1	0,0030	0,0154	0,0205	134	152	0,257	271	1,51
3, 4	1437,5	0,0108	0,1587	0,0747	93	302	0,956	"	"
3, 4 2, 6	1150	0,087	0,1250	0,0605	104	269	0,758	"	"

-vérification du % mini:

$$\frac{A}{b \cdot h} \geq \gamma_4 \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_c} \cdot \left(\frac{R_t}{R_c}\right)^2$$

\* On trouve: - 0,000203 < 0,00123 (non vérif.)  
 - 0,00074 < 0,00123 (non vérif.)  
 - 0,000604 < 0,00123 (non vérif.)

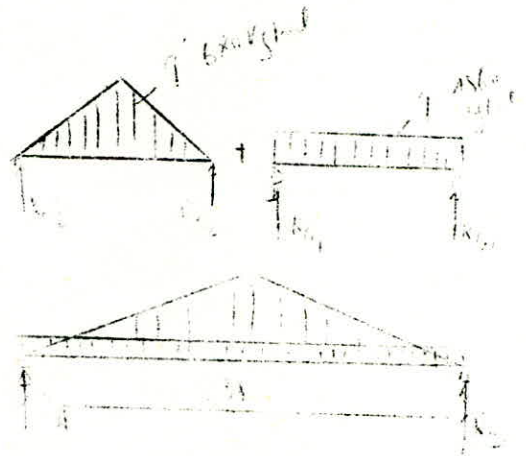
Amini à adopter: =1254.0,00123=1,54 cm<sup>2</sup>, soit 2T10=  
 =1,57cm<sup>2</sup>

ETUDE DE L'EFFORT TRANVERSANT

$$R_{aI} = R_{bI} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1560 \cdot 3,38}{2} = 2636,40 \text{ kg}$$

$$R_{a2} = R_{b2} = \frac{q' \cdot l}{4} = \frac{680 \cdot 3,38}{4} = 574,60 \text{ kg}$$

$$R_a = R_b = 2636,4 + 574,6 = 3211 \text{ kg}$$



$$T_x = t_x + \frac{M_w - M_c}{l}$$

$$T_a = R_a + \frac{M_w - M_c}{l} = 3211 + \frac{0 - 1437,5}{3,38} = 2786 \text{ kg}$$

$$T_b^I = -2 \cdot 3211 + 2786 = -3636 \text{ kg}$$

$$T_b^2 = 3211 + \frac{1437,5 - 1150}{3,38} = 3296 \text{ kg}$$

$$T_c^I = -6422 + 3296 = -3126 \text{ kg}$$

$$T_c^2 = 3211 + \frac{1150 - 1150}{3,38} = 3211 \text{ kg}$$

Vérification

$$(2786 + 3636 + 3296 + 3126) \cdot 2 + 3211 \cdot 6 - 7 \cdot (2 \cdot 3211) = 44954 - 44954 = 0 \text{ vérifié}$$

Détermination des armatures transversales

Les armat. transv. seront constitués par des cadres  $\phi 8$  Adx et seront identiques pour toutes les travées.  $T_{max} = 3636 \text{ kg}$

$$t_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{3636}{22 \cdot 49,9} = 3,31 \text{ kg/cm}^2 ; \text{ avec } z = 7/8 \cdot 57 = 49,9 \text{ cm}$$

comme :  $\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_{bo} \dots 30,2 < 67,5 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_b \leq 3,5 \cdot \bar{\sigma}'_b = 3,5 \cdot 3,31 = 11,6 \text{ kg/cm}^2$$

$\dots \dots \dots d'ou: 3,31 \text{ kg/cm}^2 < 11,6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \cdot \bar{\sigma}_{en} \text{ avec } f_a = 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \cdot b} = 1 - \frac{3,31}{9 \cdot 5,8} = 0,936 > 2/3$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,936 \cdot 2400 = 2246,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$t_s = \frac{2,01 \cdot 49,9 \cdot 2246,4}{3636}$$

$$\bar{\tau} = 57 \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{b}{5,8} \right) = 47,25 \text{ cm}$$

$$\bar{t} \geq 0,2 \cdot 57 = 11,4 \text{ cm} \text{ d'ou: } t = 35 \text{ cm}$$

## TRACTION DES ARMATURES INFERIEURES

On vérifie aux appuis de rive: a et h

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}; \text{ comme: } M=0 \text{ aux appuis de rive} \dots A \cdot \bar{\sigma}_a > T$$

2,35 \cdot 2800 > 3636 \text{ vérif.}

## VERIFICATION A L'ENTRAINEMENT des ARMAT. de traction.

La contrainte d'adhérence des armatures:

$$\bar{\tau}_d = \frac{T}{p \cdot z} = \frac{3636}{9,42 \cdot 49,9} = 7,72 \text{ kg/cm}^2$$

On vérifie que  $\bar{\tau}_d \leq \bar{\tau}_d$

comme  $\bar{\tau}_d = 2 \cdot \psi \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,698 \cdot 5,8 = 19,72 \text{ kg/cm}^2$

d'où:  $7,72 \text{ kg/cm}^2 < 19,72 \text{ kg/cm}^2$  (vérifié)

la contrainte d'adhérence admissible dans la zone d'ancrage en pleine

masse est:  $\bar{\tau}_d = 2 \cdot (\psi \cdot d)^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot (1,698)^2 \cdot 5,8 = 33,4 \text{ kg/cm}^2$

## VERIFICATION DES ARMAT. LONG. INF. aux niveaux des appuis interm.

$$M = -1437,5 \text{ kgm}$$

$$T = 3636 \text{ kg}$$

$$F = T + \frac{M}{z} = 3636 - \frac{143750}{49,9} = 758 > 0 \text{ les armatures sont donc}$$

soumises à l'effort de traction de contrainte:

$$\bar{\sigma}_a = \frac{F}{A} = \frac{758}{2,35} = 322,5 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

$$d'où: l_d = \frac{\phi \cdot \bar{\sigma}_a}{4 \cdot \bar{\tau}_d} = \frac{1 \cdot 322,5}{4 \cdot 7,72} = 10,4 \text{ cm}$$

## ANCRAGE DES ARMATURES AUX APPUIS DE RIVE

$$M=0; T=2786 \text{ kg.}; \bar{\sigma}_a = \frac{F}{A} = \frac{T}{A} = \frac{2786}{2,37} = 1175 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{1 \cdot 1175}{4 \cdot 7,72} = 3,8 \text{ cm}$$

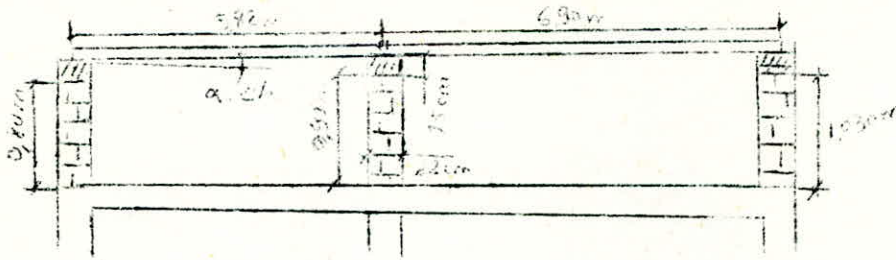
## VERIFICATION DE LA FLECHE

$$\frac{h_t}{l} = \frac{60}{338} \geq \frac{I}{I_0} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{I}{I_0} \cdot \frac{0,93 \cdot M_0}{M_0} = 0,093 \dots 0,1775 > 0,093 \text{ (vérifié)}$$

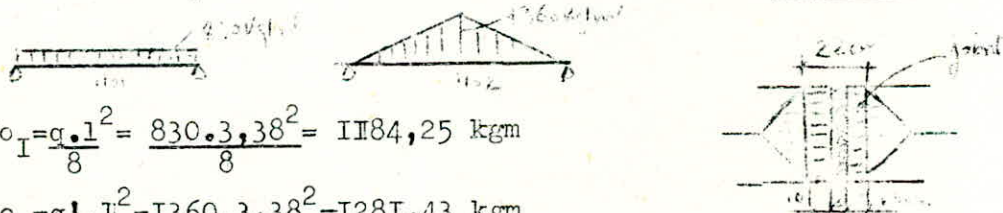
$$\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\sqrt[3]{en}} \dots \frac{2,35}{1254} = 0,00187 < \frac{43}{4200} = 0,0102 \text{ (vérifié)}$$

Donc il n'ya pas lieu de calculer la fleche.

POUTRE LONGITUDINALE INTERMEDIAIRE (niveau supérieur)



- Charges dues aux panneaux:  
 $q' = (169,400) \cdot 2 = \dots = 1352 \text{ kg/ml}$   
 on prend :  $q' = \dots = 1360 \text{ kg/ml}$
- Charge due à la bande de 22cm du panneau:  
 $400 \cdot 0,22 = \dots = 88 \text{ kg/ml}$
- Chainage:  $0,15 \cdot 0,22 \cdot 2500 = \dots = 82,5$
- Mur porteur (maçon de brique)  
 $0,22 \cdot 0,91 \cdot 1800 \cdot \text{Im} = \dots = 360,36 \text{ kg/ml}$
- Charges transmises par les planchers:  
 $(\frac{0,18}{2} + \frac{0,40}{2})$  moins la poutrelle  
 $280 - 44 = 236 \text{ kg/ml}$   
 pour:  $0,65 \text{m} \dots = 236 \text{ kg/ml}$   
 pour (Im)  $\dots = 363 \text{ kg/ml}$   
 pour:  $(\frac{0,18}{2} + \frac{0,40}{2}) \dots = 105,27 \text{ kg/ml}$
- Poids propre de la poutre:  $0,22 \cdot 0,35 \cdot 1,2500 \dots = 192,5 \text{ kg/ml}$   
 Charge totale:  $88 + 82,5 + 360,36 + 105,27 + 192,5 = 828,63 \text{ kg/ml}$   
 Soit :  $q = \dots = 830 \text{ kg/ml}$



$$M_{o1} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{830 \cdot 3,38^2}{8} = 1184,25 \text{ kgm}$$

$$M_{o2} = \frac{q' \cdot l^2}{12} = \frac{1360 \cdot 3,38^2}{12} = 1281,43 \text{ kgm}$$

$$M_{o\max} = M_{o1} + M_{o2} = 2465,68 \text{ soit } M_o = 2466 \text{ kgm}$$

Calcul des moments

- surcharg. 2. charg. permanent.
- Fissuration non préjudiciable
- $\frac{l_1}{l_2} = \frac{338}{338} = 1 < 1,25$

Donc on prend les valeurs des moments en travées et sur appuis

$$M_a = M_h = 0,15 \cdot M_o = \dots = 369,9 \text{ kgm}$$

$$M_b = M_g = 0,5 \cdot M_o = \dots = 1233 \text{ kgm}$$

$$M_c = M_d = M_e = M_f = 0,4 \cdot M_o \dots = 986,4 \text{ kgm}$$

$$M_t^1 = M_t^2 = 0,93 \cdot M_o \dots = 2293,38 \text{ kgm}$$

$$M_t^3 = M_t^4 = 0,705 \cdot M_o \dots = 1738,53 \text{ kgm}$$

$$M_t^5 = M_t^6 = M_t^7 = 0,75 \cdot M_o \dots = 1849,5 \text{ kgm}$$



0	1200	586,4	986,4	986,4	386,0	1233	0
2293,38	4128,53	1738,53	1849,5	1849,5	1738,53	2293,38	

Vérification: B.A.68 p104

$$M_t^1 = M_t^7 = 2293,38 \text{ kgm} > 0,6.M_0 = 1479,6 \text{ kgm} \quad (\text{vérifié})$$

$$M_t^2 = M_t^6 = 1738,53 > 0,5.M_0 = 1232 \text{ kgm} \quad (\text{vérifié})$$

$$M_t^3 = M_t^4 = M_t^5 = 1849 \text{ kgm} > 0,5.M_0 = 1232 \text{ kgm} \quad (\text{vérifié})$$

Détermination des armatures longitudinales:

$$h_t = 35 \text{ cm}, d = 3 \text{ cm}$$

$$b = 22 \text{ cm}, h = 32 \text{ cm}$$

$$\mu' = \frac{15.M}{a.b.h^2} = \frac{15.M}{2800.22.32^2} = 2,38.10^{-7}.M$$

$$A = \frac{15.M}{n} \cdot \frac{b.h}{100} = 7,04.M$$

$$\sqrt[3]{b} = \frac{\sqrt{a}}{K} \leq \sqrt{b}$$

I) Séction en travée

N° travée	M (kgm)	M'	$\alpha$	$\bar{w}$	K	A (cm <sup>2</sup> )	$\sqrt[3]{b}$ (cm)	pl. béton	A (cm <sup>2</sup> )
1 et 7	2293,38	0,00403	0,125	0,403	363	2,84	7,12	2T12 + 4T10	3,04
2 et 6	1738,53	0,00306	0,2536	0,304	43	2,20	65	"	"
3, 4 et 5	1849,5	0,0040	0,2662	0,322	443	2,31	67,7	"	"

Vérification du % minimal d'armatures:

$$\frac{A}{b.h} \geq 40 \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} \cdot \left(\frac{h_t}{h}\right)^2 = 0,36 \cdot \frac{20}{235} \cdot \left(\frac{35}{32}\right)^2$$

Pour travées: I et 7:  $\frac{2,84}{22.32} = 0,00403 > 0,001335$  (vérifié)

Pour les travées: 2 et 6 : .....  $0,00313 > 0,00133$  (vérifié)

Pour les travées: 3, 4 et 5 : .....  $0,00323 > 0,00133$  (vérifié)

On adoptera alors une séction de : 3,04 cm<sup>2</sup> soit: 2T12+4T10

Section sur appuis:

N° app	M	M'	$\alpha$	$\bar{w}$	K	$\psi_{\text{min}}$	A (cm <sup>2</sup> )	n <sup>2</sup> l <sup>2</sup>	A <sub>req</sub> (cm <sup>2</sup> )
a et h	36,1	0,0082	0,1265	0,0840	1035	27	0,43	378	1,50
b et g	1233	0,0234	0,222	0,212	522	534	1,49	"	"
c, d, e, f	986,4	0,0254	0,2001	0,168	643	465	1,16	"	"

Vérification du  $\psi$  minimal:

$$\frac{A}{b \cdot h} \geq \psi_{\text{v}} \frac{b}{\bar{w}} \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^2$$

Pour les appuis: a et h : 0,00061 < 0,00133 (non vérifié)

Pour les appuis: b et g : 0,0021 > 0,00133 (vérifié)

Pour les appuis: c, d, e, f : 0,0068 > 0,00133 (vérifié)

On adoptera comme section aux appuis: A=1,50 cm<sup>2</sup> soit: 3T8

Etude de l'effort tranchant:



$$R_{a1} = R_{b1} = \frac{Q \cdot L}{2} = \frac{830 \cdot 3,38}{2} = 1402,7 \text{ kg}$$

$$R_{a2} = R_{b2} = \frac{q \cdot l}{4} = \frac{1360 \cdot 3,38}{4} = 2298,4 \text{ kg}$$

d'où:  $R_a = R_b = 3701 \text{ kg}$

$$T_x = t_x + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_a = -T_h = 3701 + \frac{0 - 1233}{3,38} = \dots = 3336 \text{ kg}$$

$$T_b = -T_g = -2 \cdot 3701 + 3336 = \dots = -4066 \text{ kg}$$

$$T_b^2 = -T_g^1 = 3701 + \frac{1233 - 986,4}{3,38} = \dots = 3774 \text{ kg}$$

$$T_c^1 = -T_f^2 = -2 \cdot 3701 + 3774 = \dots = -3628 \text{ kg}$$

$$T_c^2 = -T_f^1 = 3701 + \frac{986,4 - 986,4}{3,38} = \dots = 3701 \text{ kg}$$

Vérification:  $(3336 + 4066 + 3774 + 3628) \cdot 2 + 3701 \cdot 6 - 7402 \cdot 7 = 0$

$\Sigma Y = 0$   $51814 - 51814 = 0$  (vérifié)

Détermination des armatures transversales:

Les armatures transversales seront constituées par un cadre  $\phi 6$  Adx + un étrier  $\phi 6$ .

$$T_{max} = 4066 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{4066}{42.49,9} = 3,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{comme: } \tau'_b < \tau'_{bo} \quad 53,4 < 67,5 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau'_b$  étant la contrainte maximale de compression du béton dans la section ou l'on calcule la contrainte tangentielle maximale:  $\tau_b$

$$\tau_b \leq \dots \rightarrow 3,7 < 3,5 \cdot 5,8 = 20,3 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

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

$$\text{avec: } \rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \cdot b} = 1 - \frac{3,7}{9 \cdot 5,8} = 0,929 > \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,929 \cdot 2400 = 2229,6 \text{ kg/cm}^2; \text{ soit}$$

$$\text{comme: } A_t = 4\phi 6 \text{ Adx} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$t \leq \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T} = \frac{1,13 \cdot 49,9 \cdot 2229,6}{4066} \leq 31,8 \text{ cm}$$

L'écartement admissible:

$$\bar{t} = h \cdot (1 - 0,3 \cdot \frac{\tau_b}{b}) = 32 \cdot (1 - 0,3 \cdot \frac{3,7}{5,8}) = 25,8 \text{ cm}$$

$$\text{L'écartement admissible mini: } \bar{t} \geq 0,2 \cdot h = 0,2 \cdot 32 = 6,4 \text{ cm}$$

On prendra:  $t = 24 \text{ cm}$ . On fera la distribution selon la méthode de Caquot. (voir schéma)

TRACTION DES ARMATURES INFÉRIEURES:

On vérifie aux appuis de rive:

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}; \text{ comme } M=0 \text{ aux appuis: } a \text{ et } h; \text{ on a:}$$

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T \quad \dots \dots 3,04 \cdot 2800 \geq 4066 \text{ kg (vérifié)}$$

VERIFICATION AL'ENTRAÎNEMENT DES ARMAT. DE TRACTION

$$\text{La contrainte d'adhérence vaut: } \tau_d = \frac{T}{p \cdot z} = \frac{4066}{10,68 \cdot 49,9} = 7,64 \text{ kg/cm}^2$$

avec p = périmètre des 2TI2+ITIO

$$\text{Et on vérifiera que: } \tau_d \leq \bar{\tau}_d = 2 \cdot \tau_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,698 \cdot 5,8 = 19,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'ou: } 7,64 < 19,72 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

La contrainte d'adhérence admissible dans la zone d'ancrage en

$$\text{pleine masse est: } \bar{\tau}_d = 2 \cdot (\tau_d)^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot (1,698)^2 \cdot 5,8 = 33,4 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification des armatures long. infer. au niveau des appuis interm.

M = -1233 kgm

T = 4066 kg       $F = T + \frac{M}{z} = 4066 - \frac{1233}{49,9} = 4041,3 \text{ kg}$  F est positif.

$\sigma_a = \frac{F}{A} = \frac{4041,3}{3,04} = 1329 \text{ kg/cm}^2$     2800 kg/cm<sup>2</sup> (vérifié)

d'ou:  $l_d = \frac{\phi \cdot \sigma_a}{4 \cdot \bar{\sigma}_d} = \frac{1,2 \cdot 1329}{4 \cdot 33,4} = 11,9 \text{ cm}$

Ancrage des armatures aux appuis de rive a et h :

Aux appuis de rive: M=0 , T=3336 kg

$\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{3336}{3,04} = 1097 \text{ kg/cm}^2$

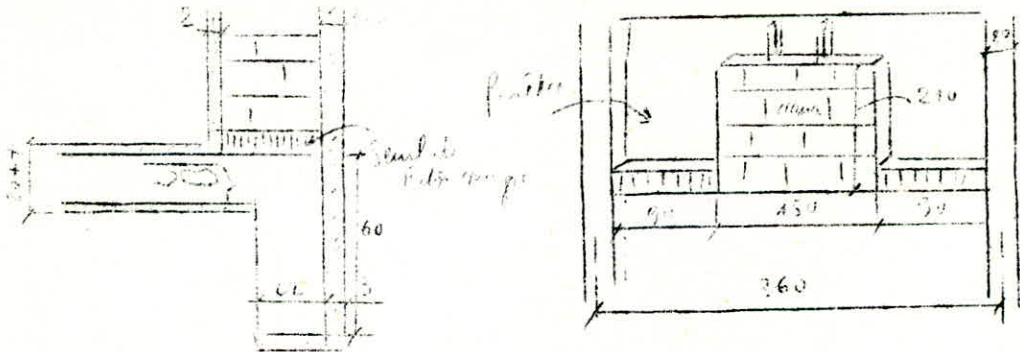
$l_d = \frac{\phi \cdot \sigma_a}{4 \cdot \bar{\sigma}_d} = \frac{1,2 \cdot 1097}{4 \cdot 33,4} = 9,85 \text{ cm}$

Vérification de la flèche:

$\frac{ht}{l} \geq \frac{I}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{I}{10} \frac{0,93 \cdot M_0}{M_0} = 0,093 \dots \frac{35}{338} = 0,1035 > 0,093$  (vérifié)

$\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \dots \frac{3,04}{22,32} = 0,0043 < \frac{43}{4200} = 0,0102$  (vérifié)

POUTRE LONGITUDINALE DE RIVE (B): Niveau étages



Charges appliquées/ml de poutre longitudinale:

-Poids du mur(maçonnerie de brique creuse)	
2,10.0,30.1.1400 .....	=882 kg/ml
-Mortier de platre int.(2cm) 2,10.0,02.1.1400...	= 58,8
-Enduit extérieur de mortier de ciment(3cm)	
2,10.0,03.1.2000.....	=126
-Poids propre de la poutre long. en B.A.	
0,22.0,60.1.2500.....	=330
Poids d'enduit de ciment sur poutre long.	
(0,60+0,25).0,03.1.2000.....	=51
	<u>1447,8kg/ml</u>

Charges/ml sur la poutrelle(0,65)

-Carrelage 25KG/M <sup>2</sup> /cm: 1,5.25.0, <u><math>\frac{0,65}{2}</math></u> .....	=12,15
-Mortier de ciment 1,5.2000. <u><math>\frac{0,65}{2}</math></u> .....	= 9,75
-Machefer 0,03.1000. <u><math>\frac{0,65}{2}</math></u> .....	= 9,75
-Poutrelle 0,08.0,16.2500.....	=32
-Hourdis ( <u><math>\frac{0,65 - 0,11}{2}</math></u> )95 .....	=25,65
-Dalle en BA 0,04.2500. <u><math>\frac{0,65}{2}</math></u> .....	=32,50
-Plafond 0,01.1400. <u><math>\frac{0,65}{2}</math></u> .....	=4,55
-Cloisons déplaçables 100. <u><math>\frac{0,65}{2}</math></u> .....	=32,5
	<u>314,85kg/ml</u>
Seuil de béton maigre 0,30.0,15.1.2200.....	= 99kg/ml

+ enduits sur mur

D'ou  $q=1447,8+314,85+\text{enduit cotés fenetre} = 1800\text{kg/ml}$   
 $q'=330+51+99+314,85=794,5 \text{ soit} \dots\dots = 800\text{kg/ml}$

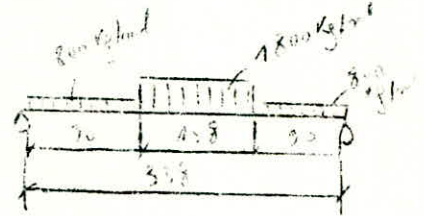
-Calcul des moments:

On prendra les valeurs forfaitaires des moments si:

-Surcharges 2xcharges permanentes

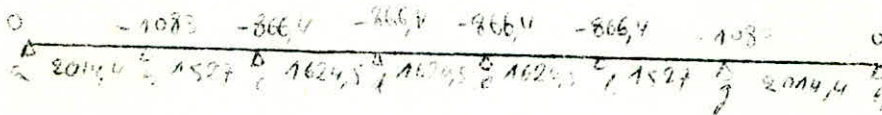
-Fissuration non préjudiciable

-  $\frac{l_1}{l_2} = \frac{338}{338} = 1 < 1,25$



Réactions d'appuis:  $R_a=R_b=2,142 \text{ t}$   
 $M_0=2166 \text{ kgm}$

$M_a=M_h=0,15.M_0 \dots \dots \dots =324,9 \text{ kgm}$   
 $M_b=M_g=0,5.M_0 \dots \dots \dots =1083$   
 $M_c=M_d=M_e=M_f=0,4.M_0 \dots \dots \dots =866,4$   
 $M_t^1=M_t^7=0,93.M_0 \dots \dots \dots =2014,38$   
 $M_t^2=M_t^6=0,705.M_0 \dots \dots \dots =1527$   
 $M_t^3=M_t^4=M_t^5=0,75.M_0 \dots \dots \dots =1624,5$



Vérifications:  $M_t^1=M_t^7=2014,4 \quad 0,6.M_0 =1299,6 \text{ kgm}$  (vérifié)  
 $M_t^2=M_t^6=1527 \quad 0,5.M_0 = 1083 \text{ kgm}$  (vérifié)  
 $M_t^3=M_t^4=M_t^5=1624,5 \quad 0,5.M_0 =1083 \text{ kgm}$  (vérifié)

Détermination des armatures longitudinales:

\*Section en travée

$h_t=60 \text{ cm}$  ;  $d=3 \text{ cm}$  ;  $b=22 \text{ cm}$  ;  $h=57 \text{ cm}$

Béton dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  C P A 325

Acier TOR



N° barre	$\rho_{ty}$	$\eta$	$\alpha$	$\bar{\sigma}_s$	$K$	$A_{ca}$	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	nombre	$A_{sd}$ (cm <sup>2</sup> )
1 et 7	2014,4	0,93	0,1634	0,105	713	1,33	36,2	2710	1,57
2 et 6	1527	0,705	0,1435	0,180	825	1,005	34,3	"	"
3, 4 et 5	1624,5	0,75	0,1476	0,1834	865	1,07	38,4	"	"

Vérification du % mini. d'armatures long.

$$\frac{A}{b \cdot h} \geq \sqrt[4]{\frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}} \cdot \frac{h_t^2}{h^2} = 0,54 \cdot \frac{5,8}{2800} \cdot \frac{60^2}{57^2} = 0,001239$$

- Pour les travées: 1 et 7/ 0,00109 < 0,00123 (non vérif.)
- Pour les travées:2 et 6: 0,00079 < 0,00123 (non vérif.)
- Pour les travées:3;4 et 5 : 0,00085 < 0,00123 (non vérif.)

Comme la section nous est imposée par l'architecture, nous prenons le % minimal d'armatures: soit:  $A = 22.57 \cdot 0,00123 = 1,54 \text{ cm}^2$   
 soit A = 2 T 10 = 1,57 cm<sup>2</sup>

\*Sections sur appuis:

N° app.	M (kg)	M'	$\alpha$	$\bar{\omega}$	K	$\bar{\sigma}_b$ (kg)	A (cm <sup>2</sup> )	cm <sup>2</sup> beam	A d. min
a et b	324	0,0024	0,0632	0,0466	13,65	205	0,208	2T10	1,57 cm <sup>2</sup>
b et g	1083	0,0074	0,1220	0,0565	25,9	108	0,708		
c, d, e et f	866,4	0,0065	0,1095	0,0449	22,9	122	0,563	"	

Vérification du % minimal d'armat.

$$\frac{A}{b \cdot h} \geq \sqrt[4]{\frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}} \cdot \frac{h_t^2}{h^2}$$

- Pour les appuis: a ; h : 0,00016 < 0,00123 (non vérifié)
- Pour les appuis: b ; g : 0,000565 < 0,00123 (non vérifié)
- Pour les appuis:c,d,e,f: 0,000449 < 0,00123 (non vérifié)

D'ou le % minimal à adopter: A = 22.57.0,00123 = 1,54 cm<sup>2</sup> soit 2T10

ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT

L'effort tranchant dans une section d'abscisse x est donné par:  $T_x = t_x + \frac{M_w - M_e}{l}$

$$T_a = 2142 + \frac{0 - 1083}{3,38} \dots\dots\dots = 1821,59 \text{ kg}$$

$$T_b^1 = -2.2142 + 1821,59 \dots\dots\dots = -2462,41 \text{ kg}$$

$$T_b^2 = 2142 + \frac{1083 - 866,4}{3,38} \dots\dots\dots = 2078 \text{ kg}$$

$$T_C^1 = -2 \cdot 2142 + 2078 \dots\dots\dots = -2206 \text{ kg}$$

$$T_C^2 = 2142 + \frac{866,4 - 866,4}{3,38} \dots\dots\dots = 2142 \text{ kg}$$

1821,59	2078	2206	2142	2142	2206	2462,41	
$\Delta b$	$\Delta b$	$\Delta c$	$\Delta d$	$\Delta e$	$\Delta f$	$\Delta g$	$\Delta h$
	-2462,41	2206	2142	2142	2142	2078	1821,59

Vérification:

$$(1821,59 + 2462,41 + 2078 + 2206) \cdot 2 + 2142 \cdot 6 - 7 \cdot (2 \cdot 2142)$$

$$29988 - 29988 = 0 \quad \text{vérifié}$$

DETERMINATION DES ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales seront constituées par un cadre  $\emptyset 8 \text{ Adx}$

$$T_{\text{max}} = \dots = 2462,41 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2462,41}{22 \cdot 49,9} = 2,24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Comme } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}_{b0} \dots\dots\dots 25,9 \text{ kg/cm}^2 < 67,5 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma'_b$  étant la contrainte maximale de compression de béton dans la section ou l'on calcule la contrainte tangentielle  $\tau_b$ .

$$\text{d'où: } \tau_b \leq 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,8 = 20,30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\dots\dots\dots \tau_b = 2,24 \text{ kg/cm}^2 < 20,30 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \beta_a \cdot \bar{\sigma}_{en} = \text{avec: } \beta_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{2,24}{9 \cdot 5,8} = 0,957 > \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,957 \cdot 2400 = 2297 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 2\emptyset 8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{L'écartement } t \leq \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1 \cdot 49,9 \cdot 2297}{2462,41} = 46,5 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = h \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{b}{b} \right) = 57 \left( 1 - \frac{0,3 \cdot 2,24}{5,8} \right) = 50,4 \text{ cm}$$

$$\bar{t} \geq 0,2 \cdot h = 0,2 \cdot 57 = 11,4 \text{ cm}$$

On adoptera alors un écartement:  $t = 40 \text{ cm}$



## TRACTION DES ARMATURES INFERIEURES:

\*On vérifie aux appuis de rive: a et h

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} ; \text{ comme } M=0 \text{ aux appuis de rives}$$

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T \quad \dots\dots 1,57 \cdot 2800 \text{ kg} > 2462,41 \text{ kg (vérif.)}$$

### Vérification à l'entraînement des armat. de traction

La contrainte d'adhérence des armatures vaut:

$$\tau_d = \frac{T}{p \cdot z} = \frac{2462,41}{6,28 \cdot 49,9} = 7,85 \text{ kg/cm}^2$$

On vérifie que:  $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$  ; avec  $\bar{\tau}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\nu}_b = 2 \cdot 1,698 \cdot 5,8$

$$= 19,72 \text{ kg/cm}^2$$

D'ou:  $7,85 \text{ kg/cm}^2 < 19,72 \text{ kg/cm}^2$  (vérifié)

La contrainte d'adhérence admissible dans la zone,

d'ancrage en pleine masse est:  $\bar{\tau}_d = 2 \cdot (\psi_d)^2 \cdot \bar{\nu}_b =$   
 $= 2 \cdot (1,698)^2 \cdot 5,8 = 33,4 \text{ kg/cm}^2$

### Vérification des armatures long. infér. AU NIVEAU

Des appuis intermédiaires:

$$M = 1083 \text{ kgm}$$

$$M < 0, \quad T > 0$$

$$T = 2462,41 \text{ kg}$$

$$F = T + \frac{M}{z} = 2462,41 - \frac{108300}{49,9} = +282,41 \text{ kg}$$

comme F est positif, les armatures sont soumises à un effort de traction, dont la contrainte sera:

$$\sigma_a = \frac{F}{A} = \frac{282,41}{1,57} = 179,5 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{\sigma_a}{4 \cdot \bar{\tau}_d} = \frac{1 \cdot 179,5}{4 \cdot 33,4} = 1,35 \text{ cm}$$

### ANCORAGE DES ARMATURES :

Aux appuis de rive (a, h):  $M=0$  ;  $T = 1821,6 \text{ kg}$

$$\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{1821,6}{1,57} = 1160,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{1 \cdot 1160,5}{4 \cdot 33,4} = 8,7 \text{ cm}$$

Conditions de non vérification de la flèche:

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \dots\dots\dots \frac{60}{338} = 0,1775 > \frac{1}{10} \cdot \frac{0,93 \cdot M_0}{M_0} = 0,093$$

(vérifié)

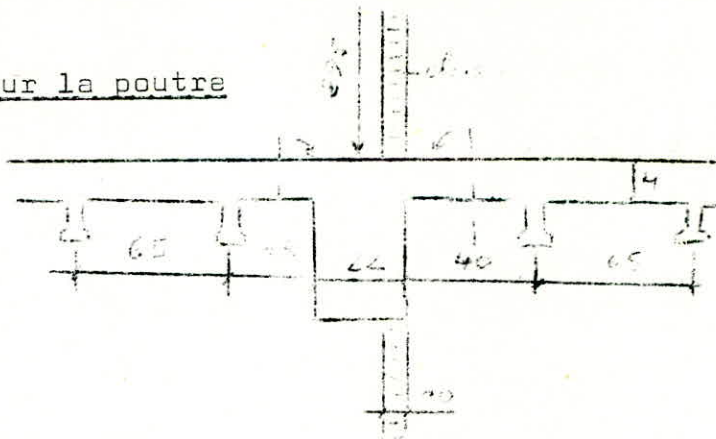
$$\frac{\Delta}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \dots\dots\dots \frac{1,57}{22.57} = 0,0012 < \frac{43}{4200} = 0,0085$$

(vérifié)

Donc il n'ya pas lieu de calculer la flèche.

POUTRE LONGITUDINALE INTERMEDIAIRE (niveau étages)

Charges par ml sur la poutre



- Cloison:  $135 \text{ kg/m}^2 \cdot 2,95 \dots = 398,2$
  - Plancher (0,40/2)
    - .Carrelage ( $25 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$ )  $1,5 \cdot 25 \cdot 0,20 \dots = 7,50$
    - .Mortier de ciment  $0,015 \cdot 2000 \cdot 0,20 \dots = 6,0$
    - .Machefer  $0,03 \cdot 1000 \cdot 0,20 \dots = 6,0$
    - .Dalle en B.A.  $0,04 \cdot 2500 \cdot 0,20 \dots = 20$
    - .Hourdi ( $\frac{0,40 - 0,11}{2}$ )  $\cdot 95 \dots = 13,78$
    - .Plafond  $0,01 \cdot 1400 \cdot 0,20 \dots = 2,8$
    - .Cloison déplaçable horizontalement  $100 \cdot 0,2 = 20$
  - \*SURCHARGES:  $400 \cdot 1,2 \cdot 0,2 \dots = 96 \text{ kg/ml}$
- $= 172,08 \text{ kg/ml}$

- Plancher de gauche (0,8/2)
    - .Carrelage:  $1,5 \cdot 25 \cdot 0,09 \dots = 3,37$
    - .Mortier de ciment  $0,015 \cdot 2000 \cdot 0,09 \dots = 2,7$
    - .Machefer:  $0,03 \cdot 1000 \cdot 0,09 \dots = 2,7$
    - .Dalle en B.A.  $0,04 \cdot 2500 \cdot 0,09 \dots = 9$
    - .Hourdi : ( $\frac{0,18 - 0,11}{2}$ )  $\cdot 95 \dots = 3,33$
    - .Plafond;  $0,01 \cdot 1400 \cdot 0,09 \dots = 1,26$
    - .Cloison :  $100 \cdot 0,09 \dots = 9$
  - \*SURCHARGES :  $1,2 \cdot 400 \cdot 0,09 \dots = 43,20$
- $= 74,56 \text{ kg/ml}$

-Poids propre de la poutre:  $0,22 \cdot 0,35 \cdot 2500 \dots = 192,5 \text{ kg/ml}$

Charges totales:  $q = 398,2 + 172,08 + 74,56 + 192,5 = 837,34 \text{ kg/ml}$

soit :  $q = 840 \text{ kg/ml}$

\*CALCUL DES MOMENTS:

On prendra les valeurs forfaitaires des moments à conditi

-Surcharges < 2 fois les charges permanentes

-La fissuration est non préjudiciable

$$- \frac{l_1}{l_2} = \frac{338}{338} = 1 < 1,25$$

$$M_o = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{840 \cdot 3,38^2}{8} = \dots = 1200 \text{ kgm}$$

$$M_b = M_g = 0,5 \cdot M_o = \dots = 600$$

$$M_c = M_d = M_e = M_f = 0,4 \cdot M_o = \dots = 480$$

$$M_t^1 = M_t^7 = 0,93 \cdot M_o = \dots = 1116$$

$$M_t^2 = M_t^6 = 0,705 \cdot M_o = \dots = 846$$

$$M_t^3 = M_t^4 = M_t^5 = 0,75 \cdot M_o = \dots = 900$$

VERIFICATION: (B.A.68 p104 )

$$M_t^1 = M_t^7 = 1116 \text{ kgm} \quad 0,6 \cdot M_o = 720 \text{ kgm} \quad (\text{vérifié})$$

$$M_t^2 = M_t^6 = 846 \text{ kgm} \quad 0,5 \cdot M_o = 600 \text{ kgm} \quad (\text{vérifié})$$

$$M_t^3 = M_t^4 = M_t^5 = 900 \text{ kgm} \quad 0,5 \cdot M_o = 600 \text{ kgm} \quad (\text{vérifié})$$

$$M_b = M_g = 0,5 \cdot M_o = 600 \text{ kgm} \quad (\text{vérifié})$$

$$M_c = M_d = M_e = M_f = 0,4 \cdot M_o = 480 \text{ kgm} \quad (\text{vérifié})$$

\*DETERMINATION DES ARMATURES LONGITUDINALES:

$$h_t = 35 \text{ cm} \quad ; \quad d = 3 \text{ cm}$$

$$b = 22 \text{ cm} \quad ; \quad h = 32 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Béton dosé à } 350 \text{ kg/m}^3 \text{ CPA325}$$

$$\text{Acier TOR} \quad \sigma_{en} = 4200 \text{ bars,}$$

$$\sigma_a = 2800 \text{ bars}$$

$$\eta' = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot M}{2800 \cdot 22 \cdot 32^2} = 2,38 \cdot 10^{-7} \cdot M$$

$$A = \frac{15 \cdot \bar{\omega} \cdot b \cdot h}{n \cdot 100} = \frac{\bar{\omega} \cdot 22 \cdot 32}{100} = 7,04 \cdot \bar{\omega}$$

$$b = \frac{\bar{\omega} \cdot a}{K} < \bar{a}$$



Travée	M <sub>max</sub>	σ <sub>c</sub>	α	σ <sub>s</sub>	K	A <sub>mini</sub>	σ <sub>s</sub> (cm)	nb barres	A <sub>adopté</sub>
1,17	1116	0,0228	0,2125	0,140	55,6	1,34	50,36	378	450
2,6	846	0,0201	0,1865	0,142	65,5	1,00	42,8	278	450
3,4 5	700	0,0214	0,1953	0,153	63	1,08	44,5	278	450

Vérification du % mini.

$$\frac{A}{b \cdot h} \geq \psi_c \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \cdot \frac{h_t^2}{h^2}$$

$$\frac{1,34}{22,32} = 0,00190 > 0,54 \cdot \frac{5,8 \cdot 35^2}{2800 \cdot 22^2} = 0,001335 \text{ (vérifié)}$$

$$\frac{1}{22,32} = 0,00142 > 0,00133 \text{ (vérifié)}$$

$$\frac{1,08}{22,32} = 0,00255 > 0,00133 \text{ (vérifié)}$$

\*SECTION SUR APPUIS:

Appui	M <sub>max</sub>	σ <sub>c</sub>	α	σ <sub>s</sub>	K	σ <sub>s</sub> (cm)	A <sub>mini</sub>	nb barres	A <sub>adopté</sub>
a, b	1571 210	0,0062	0,2887	0,2288	150	18,0	0,10	278	450
b, c	1000	0,0142	0,4567	0,100	19,5	35,0	0,10	"	450
c, d	480	0,0114	0,2635	0,1802	81,5	34,3	0,56	"	450

Vérification du % minimal d'armatures

$$\frac{0,204}{22,32} = 0,000289 < 0,00133 \text{ (non vérifié)}$$

$$\frac{0,70}{22,32} = 0,00099 < 0,00133 \text{ (non vérifié)}$$

$$\frac{0,56}{22,32} = 0,000795 < 0,00133 \text{ (non vérifié)}$$

On adoptera le % mini: A<sub>mini</sub> = 704 · 0,001335 = 0,93 cm<sup>2</sup>

soit: A = 1,00 cm<sup>2</sup> = 2T8

ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT

L'effort tranchant dans une section d'abscisse x est:

$$T_x = t_x + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_a = \frac{840 \cdot 3,38}{2} + \frac{0 - 600}{3,38} = \dots = 1242,0 \text{ kg}$$

$$T_b^1 = \frac{840 \cdot 3,38}{2} - 840 \cdot 3,38 + \frac{0 - 600}{3,38} \dots = -1597,11 \text{ k}$$

$$T_b^2 = \frac{840 \cdot 3,38}{2} + \frac{600 - 480}{3,38} \dots = 1455,1 \text{ kg}$$

$$T_c^1 = \frac{840 \cdot 3,38}{2} - 840 \cdot 3,38 + \frac{600 - 480}{3,38} \dots = -1384,1 \text{ kg}$$

$$T_c^2 = \frac{840 \cdot 3,38}{2} + \frac{480 - 480}{3,38} \dots = 1419,6 \text{ kg}$$

1242,0	1455,1	1419,6	1419,6	1419,6	1419,6	1419,6	1419,6
0	0	0	0	0	0	0	0
	-1597,11	-1384,1	-1384,1	-1384,1	-1384,1	-1384,1	-1384,1

DETERMINATION DES ARMATURES TRANSV.

$$T_{\max} = 1597 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1597}{22,7/8 \cdot h} = 2,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 35,5 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{b0} = 67,5 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma'_b$  étant la contrainte max de compression du béton dans la section ou l'on calcule la contrainte tangentielle max

$$\bar{\sigma}_b \leq 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b \dots \dots 2,96 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \cdot 5,8 = 20,3 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérif)}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \beta_a \cdot \bar{\sigma}_a \text{ ; avec : } \beta_a = 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \cdot b} = 1 - \frac{2,96}{9 \cdot 5,8} = 0,944 > 2/3$$

$$\text{d'ou : } \bar{\sigma}_{at} = 0,944 \cdot 2400 = 2266 \text{ kg/cm}^2$$

On adoptera des cadres  $\emptyset 6$  Adx identique pour ttes les t travées. soit:  $A_t = 4\emptyset 6$

$$t \leq \frac{A_t \times z \cdot a_t}{T} = \frac{0,85 \cdot 7/8 \cdot 32 \cdot 2266}{1597} = 30 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = h \left( 1 - \frac{0,3 \cdot b}{5,8} \right) = 24 \text{ cm}$$

$\bar{t} \geq 0,2 \cdot 28 = 5,6 \text{ cm}$  on prendra un écartement  $t=24 \text{ cm}$

### TRACTION DES ARMATURES INFERIEURES

On vérifie aux appuis de rives: ( a et h )

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}, \text{ comme } M=0$$

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T \dots\dots 1,00 \cdot 2800 > 1478 \text{ kg (vérifié)}$$

### VERIFICATION A L'ENTRAINEMENT DES ARMATURES DE TRACTION

B.A. 68 p44

La contrainte d'adhérence  $\bar{\zeta}_d = \frac{T}{p \cdot z}$  (p=périmètre total adhérent de 3T8 )  
 $\bar{\zeta}_d = \frac{1597}{7,54 \cdot 24,5} = 8,65 \text{ kg/cm}^2$  = 7,54 cm

On vérifie que:  $\bar{\zeta}_d \leq \bar{\zeta}_d$   
 avec:  $\bar{\zeta}_d = 2 \cdot \gamma_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot \frac{(1,5 \cdot 1,6)}{\sqrt{2}} \cdot 5,8 = 19,69 \text{ kg/cm}^2$   
 d'ou :  $8,65 \text{ kg/cm}^2 < 19,69 \text{ kg/cm}^2$  (vérifié)

La contrainte d'adhérence admissible dans la zone d'ancrage en pleine masse est:  $\bar{\zeta}_d = 2 \cdot (\gamma_d)^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,698^2 \cdot 5,8 = 33,5 \text{ kg/cm}^2$

### \*VERIFICATION DES ARMATURES LONG. AU NIVEAU DES APPUIS INTER.

$$F = T + \frac{M}{z} = 1597 - \frac{600}{24,5} = +1572,5 \text{ kg}$$

F est positif, les armatures sont soumises à un effort de traction dont la contrainte  $\bar{\sigma}_a = \frac{F}{A} = \frac{1572,5}{1,00} = 1573 \text{ kg/cm}^2$

$$l_d = \frac{\bar{\sigma}_a}{4 \cdot \bar{\zeta}_d} = \frac{0,8 \cdot 1573}{4 \cdot 33,5} = 9,40 \text{ cm}$$

## ANCRAGE DES ARMATURES

Aux appuis de rive:  $M=0$ ,  $T=1242$  kg

$$\bar{\sigma}_a = \frac{T}{A} = \frac{1242}{1,00} = 1242 \text{ kg/cm}^2$$

$$d'ou : l_d = \frac{0,8 \cdot \bar{\sigma}_a}{4 \cdot \bar{\sigma}_d} = \frac{0,8 \cdot 1242}{4 \cdot 33,5} = 7,41 \text{ cm}$$

## VERIFICATION DE LA FLECHE

B.A. 68 p116

$$\frac{h_t}{l} = \frac{35}{338} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_o} = \frac{1}{10} \cdot \frac{0,93 \cdot M_o}{M_o} = 0,093$$

d'ou  $0,103 > 0,093$  (vérifié)

$$\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\text{en } 4200} = \frac{43}{4200} = 0,00856$$

$$\frac{1,50}{22,32} = 0,00213 < 0,00856 \quad (\text{vérifié})$$

La flèche étant vérifiée, il n'ya pas lieu donc de la calculer.





b=100 cm

M<sub>x</sub>=149,047.10<sup>3</sup> kgcm

h= 8 - (1+0,10/2 )=6,95, soit:7cm

e=8 cm



μ<sub>x</sub>=  $\frac{15.149047}{2830.100.7^2}$  =0,1439 ..... ω=1,123  
K=19,4

A<sub>x</sub>=15.  $\frac{\omega . b . h}{100}$  =1,123.7 =7,86cm<sup>2</sup>

Vérification du % mini:

Quelle que soit la valeur de:  $\frac{A_x}{b.h} \geq \frac{\gamma_4 . (2 - f) \bar{\sigma}_b . h^2}{2 \bar{\sigma}_a}$

d'ou: A<sub>x</sub>  $\geq \frac{100.7.0,54.(2 - 0,506) . 5,8 . 8^2}{2830 . 7^2}$  =0,70cm<sup>2</sup>

(vérifié)

En ce qui concerne la nappe inférieure:

μ<sub>y</sub> =  $\frac{15.49782}{2830.100.6^2}$  =0,064 ..... K=32,16  
=0,494

A<sub>y</sub> = 0,494.  $\frac{100.6}{100}$  = 2,97 cm<sup>2</sup>

Vérification du % minim.

Pour: 0,40 < f <= 1 .....  $\frac{A_y}{b.h} \geq \frac{\gamma_4 . (1+f) . \bar{\sigma}_b . h^2}{4 \bar{\sigma}_a}$

d'ou: A<sub>y</sub>  $\geq \frac{100.6.0,54(1+0,506)5,8 . 8^2}{4 . 2830 . 6^2}$  =0,44cm<sup>2</sup>

(vérifié)

\*EFFORT TRANCHANT

T=1352.6,60=4732 kg

z=7/8.h=7/8.6=5,25 cm

σ<sub>b</sub>=  $\frac{4515}{100.5,25}$  =8,6 kg/cm<sup>2</sup>

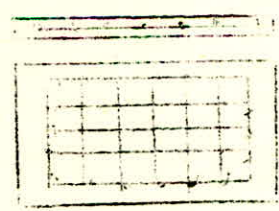


Vérification de la largeur d'appui

c=10cm >  $\frac{2.T}{b . \sigma_b} = \frac{2.4515}{100.67,5}$  = 1,34 cm (vérifié)

La condition: A.σ<sub>a</sub> > T est également vérifiée: 7,86.2830 > 4515k

On adoptera un treillis soudé de Ø10 à mailles 100x250.



\*Justification de la flèche:

Les règles CCBA68 n'indiquent pas des formules de détermination des flèches, pour les dalles (panneaux) appuyées sur les quatre cotés, et très rare sont les ouvrages techniques qui répendent à ce sujet. Cependant "REIMBERT" démontre que la flèche au centre du panneau est donnée par la formule:

$$f = \frac{\delta \cdot q \cdot l^4}{E \cdot e^3}$$

q: charge uniform. répartie/unité d'aire

E: module de déform. long. =  $21 \cdot 10^3$  '28 =  $21 \cdot 10^3$  180 =  $282,45 \cdot 10^3$  kg/c

$\delta = 0,048 + 0,142(1 - \rho)$  ; si:  $0,50 \leq \rho \leq 1,00$

d'ou:  $= 0,048 + 0,142(1 - 0,506) = 0,118$

$$\text{d'ou: } f = \frac{0,118 \cdot 400 \cdot 10^{-4} \cdot (338)^4}{282,45 \cdot 10^3 \cdot 8^3} = 0,37 \text{ cm}$$

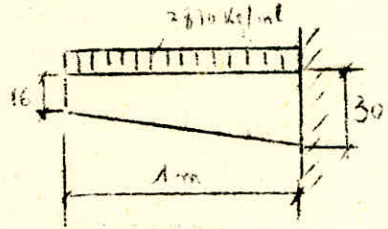
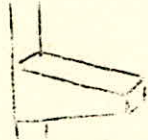
la flèche admissible: est:  $\bar{f} = \frac{1}{500}$  si  $l \leq 5m$

$$\bar{f} = \frac{338}{500} = 0,676 \text{ cm}$$

$f < \bar{f}$  (vérifiée)

On prévoit aussi des crochets servant pour le transport et le soulèvement des panneaux lors de leur mise en place.

ETUDE DE LA CONSOLE SUPPORTANT LE CANIVEAU POUR 1 PORT.INT.



Moment à la section d'encastrement

$$M = \frac{p \cdot l^2}{2} = \frac{3,87 \cdot 1^2}{2} = 1,935 \text{ tm}$$

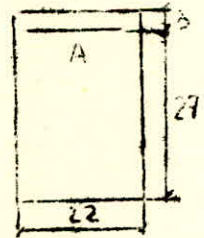
Dans ces conditions et compte tenu des dimensions indiquées:

$$\mu' = \frac{15 \cdot 1,935 \cdot 10^5}{2800 \cdot 22 \cdot 27^2} = 0,0646$$

d'ou:  $K=32,7$

$\xi=0,8952$

$$\text{d'ou: } A = \frac{193500}{2800 \cdot 0,8952 \cdot 27} = 2,86 \text{ cm}^2$$



Soit:  $2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$ . ON prévoit aussi 2T8 comme armatures de suspension.

Leffort tranchant :  $T = p \cdot l = 3,87 \cdot 1 = 3,87 \text{ t}$

$$z = 7/8 \cdot 27 = 23,6 \text{ cm}$$

La contrainte de cisaillement/:  $\tau_b = \frac{3870}{22 \cdot 23,6} = 7,45 \text{ kg/cm}^2$

En ce qui concerne l'adhérence on a : périmètre des  $\varnothing 4 = 8,80 \text{ cm}$

$$\tau_d = \frac{3870}{8,80 \cdot 23,6} = 18,6 \text{ kg/cm}^2 < \tau_d = 19,72 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \cdot \alpha \cdot \tau_b = 2 \cdot 1,698 \cdot 7,45 = 19,72 \text{ kg/cm}^2$$

Pour les armatures transversales qui seront constituées: par un cadre  $\varnothing 5$ , on a:  $A_t = 2\varnothing 5 = 0,39 \text{ cm}^2$ ;

On calculera l'écartement à l'appui

Dans la section d'encastrement :

$$\beta_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{7,45}{9 \cdot 9,5,8} = 0,858 > 2/3$$

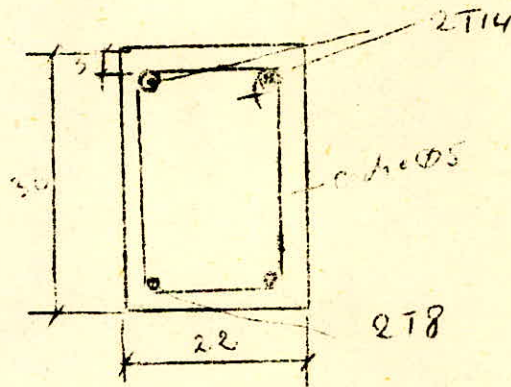
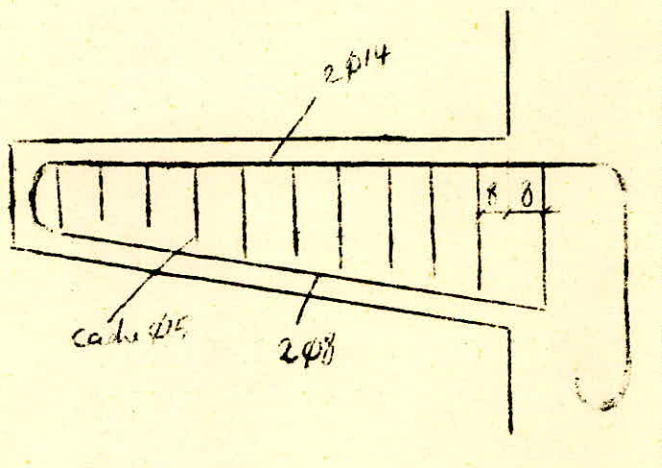
$$\tau_{at} = 0,858 \cdot 4200 = 3603 \text{ kg/cm}^2$$

d'où  $t \leq \frac{3603.23,6.0,39}{3870} \approx 8,57 \text{ cm}$

$\bar{t} = 27. \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{7,45}{5,8} \right) = 16,6 \text{ cm}$

$\bar{t} \geq 0,2 \cdot h = 0,2.27 = 5,4 \text{ cm}$

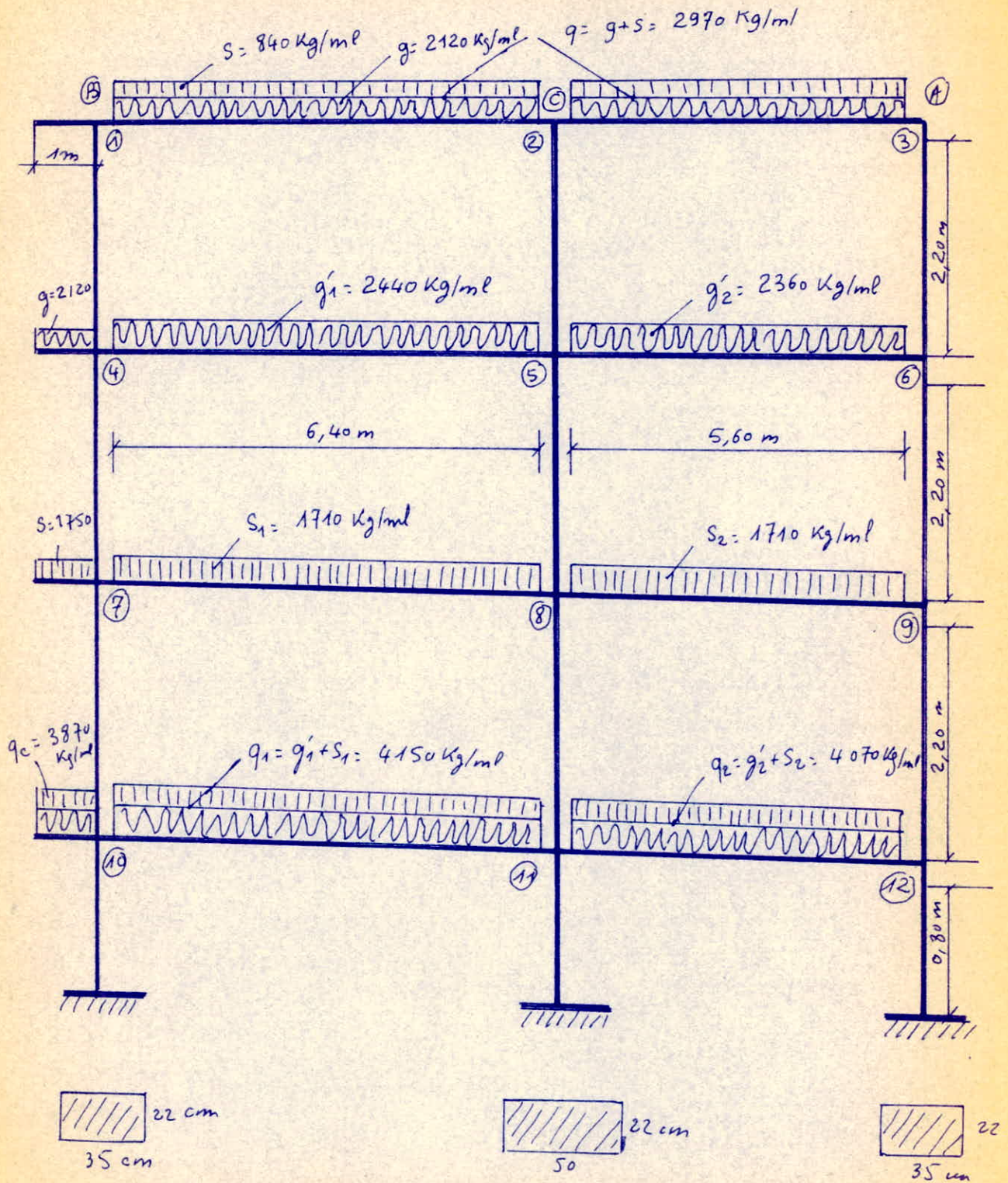
On adoptera alors un écartement  $t = 8 \text{ cm}$ .



chapitre c

étude des portiques

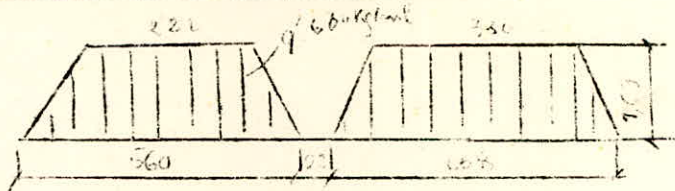
# Charges permanentes et Surcharges du Portique interm.



Chargement du portique intermédiaire

\*\* Niveau traverse supérieure

-Charges trapézoïdales dues aux panneaux



$q' = 1,69.400 = 676 \text{ kg/ml}$

Soit  $q' = 680 \text{ kg/ml}$

Cependant pour uniformiser cette charge trapézoïdale on a d'après : "Albigès RDM " la formule:

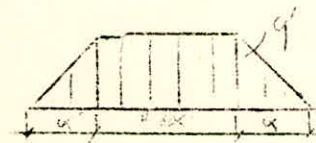
Pour  $x=1/2$  :  $M_{max} = \frac{q' \cdot l^2}{8} - \frac{q' \cdot x^3}{6}$  d'où:

1) Panneau (5,60m):

$M_{max} = 680 \cdot 5,60^2 - 680 \cdot 1,69^2 = 2342 \text{ kgm}$

$M_{max} \text{ (charg. unifor. répart.)} = \frac{q_1 l^2}{8} = \frac{q \cdot 5,6^2}{8} = 2342 \text{ kgm}$

d'où:  $q_1 = 597,3$  soit 600 kgm

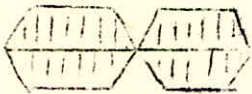


2) Panneau (6,68m)

$M_{max} = 3470 \text{ kgm}$  ..... d'où:  $q_2 = 622$ , soit: 630 kgm

Comme la traverse du portique intermédiaire reçoit, 2 fois le trapèze on a: -1<sup>ère</sup> travée (panneau 1) :  $q_1 = 2.600 = 1200 \text{ kg/ml}$

-2<sup>ème</sup> travée (panneau 2) :  $q_2 = 2.630 = 1260 \text{ kg/ml}$



- Chainage: ..... = 82,5 kg/ml

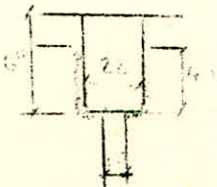
- Mur porteur (brique pleine) ..... = 362,34 kg/ml

- Charge du à la bande de 22cm du

panneau: ..... = 0,22.400 = 88 kg/ml

- Réactions des poutrelles (uniformisées)

$R = \frac{533}{0,65} = \dots = 820 \text{ kg/ml}$



- Poids propre traverse:  $0,22 \cdot 0,60 \cdot 2500 = 330 \text{ kg/ml}$

Enduit plâtre  $(2 \cdot (0,4 + 0,07)) \cdot 0,01 \cdot 1400 = 13,6 \text{ kg/ml}$



Charge totale: 1ère travée

$$q_1 = 1200 + 82,5 + 362,34 + 88 + 820 + 330 + 13,6 = 2896 \text{ soit } 2900 \text{ kg/ml}$$

Charge totale: 2ème travée

$$q_2 = 1260 + 82,5 + 362,34 + 88 + 330 + 13,6 = 2956 \text{ soit } 2960 \text{ kg/ml}$$

d'ou on prend pour la traverse supérieure:  $q = q + s = 2960 \text{ kg/ml}$

\*\*Traverse niveau étage

g+s: -Poids du mur en maçonnerie de brique creuse

$$2,86 \cdot 135 = \dots = 386,10 \text{ kg/ml}$$

-Poids propre traverse.....= 330 kg/ml

Réaction des poutrelles

$$\frac{R}{0,65} = \frac{2216,4 \cdot 1 \text{ m}}{0,65} \dots = 3410 \text{ kg/ml}$$

-Enduit traverse .....= 13,16

$$\text{Soit } q_t = g + s = \dots = \underline{4150 \text{ kg/ml}}$$

Or dans la 2ème travée il existe un couloir sur 2,20 m, donc il faut diminuer le cloison sur cette largeur et uniformiser. Tout calcul fait on trouve pour la travée 2, une charge totale de  $q = g'_2 + s = \dots = \underline{4078 \text{ kg/ml}}$

Réaction des poutres longitudinales (niveau étages)

$$R_1 = 5333 \text{ kg} \quad \text{sur le portique.}$$

$$R_2 = 3052 \text{ kg}$$

$$R_3 = 4541 \text{ kg}$$

Réactions des poutres longitudinales (niveau sup. terrasse)

$$R_1 = 6936 \text{ kg}$$

$$R_2 = 7840 \text{ kg}$$

$$R_3 = 6936 \text{ kg}$$

Pour la console: poids propre console + poids propre caniveau + enduit sur caniveau et console + poids de l'eau, on trouve

$$q = g + s = \dots = \underline{3870 \text{ kg/ml}}$$

METHODE APPROCHEE POUR LE CALCUL DES POUTRES CONTINUES

SOLIDAIRES(OU NON) DES POTEAUX QUI LES SUPPORTENT SOUS L'ACTION  
DES CHARGES VERTICALES. (C.C.B.A. 68 page I40-I42)

On a adopté la méthode approchée de Mr CAQUOT pour le calcul des portiques. Cependant le calcul aurait pu être effectué selon l'une des méthodes exactes de la résistance des matériaux (CROSS par exemple). Les moments sur appui donnés par la méthode de Caquot sont + faibles que les moments élastiques, par contre les moments positifs en travées sont + forts. Ce qui est concordant, puisqu'il tient compte dans une certaine mesure des phénomènes du fluage du Béton armé. Pour le calcul dans les formules les moments dans les sections dangereuses (au des appuis) sont en valeur absolue.

Pour les traverses,  $M_e$  ET  $M_w$  Sont négatifs.

Pour les poteaux la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la + grande des deux valeurs absolues  $M'_e$  ou  $M'_w$ .

La face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

DETERMINATION DES MOMENTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS DANS UNE TRAMEE.

On appliquera la méthode générale des poutres continues en faisant état des moments de continuité.

Soit  $M_0$  Le moment maxi de la travée indépendante sur appuis simples chargée par une charge uniform. répartie.

Posons  $M_w = \alpha \cdot M_0$  ;  $M_e = \beta \cdot M_0$  ;  $z = \frac{x}{L}$

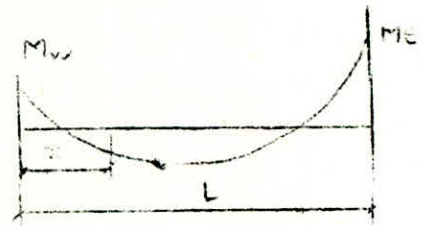
On a:  $M(z) = M_0 \cdot ( 4z(1-z) - \alpha(1-z) - \beta \cdot z )$

$M_z \max = M_t$  est obtenu pour  $z = \frac{1}{2} + \frac{\alpha - \beta}{4}$

$M_t = M_0 \cdot ( 1 - \frac{\alpha + \beta}{2} + \frac{(\alpha - \beta)^2}{4} )$

L'effort tranchant à l'abscisse x est :

$dM = T(x) = M_0 \cdot ( \frac{4}{L} - \frac{8 \cdot x}{L^2} + \frac{\alpha - \beta}{L} )$



Caractéristiques géométriques

$$l'_{e7} = 0,8 \cdot l_{e7} = 0,8 \cdot 6,40 = 5,12 \text{ m}$$

$$h'_{s7} = 0,8 \cdot h_{s7} = 0,8 \cdot 2,20 = 1,76 \text{ m} = h'_{s8} = h'_{s9}$$

$$h'_{n7} = 0,8 \cdot h_{n7} = 0,8 \cdot 2,20 = 1,76 \text{ m} = h'_{n8} = h'_{n9}$$

$$\text{Moments d'inertie de la travée: } I_{e7} = I_{w8} = I_{e8} = I_{w9} = \frac{0,22 \cdot (0,60)^3}{12} = 0,00396 \text{ m}^4$$

Moment d'inertie du poteau de rive:

$$I_{s7} = I_{n7} = I_{s9} = I_{n9} = \frac{0,35 \cdot (0,22)^3}{12} = 0,0003105 \text{ m}^4$$

Moment d'inertie poteau intermédiaire:

$$I_{s8} = I_{n8} = \frac{0,50 \cdot (0,22)^3}{12} = 0,000443 \text{ m}^4$$

TRAVÉE DE RIVE AVEC CONSOLE : CHARGES PERMANENTES

- Noeud de rive: Noeud "7"

.Calcul des coefficients:"K"

$$K_{e7} = \frac{I_{e7}}{l'_{e7}} = \frac{0,00396}{5,12} = 0,000773$$

$$K_{s7} = \frac{I_{s7}}{h'_{s7}} = \frac{0,0003105}{1,76} = 0,000176 \text{ m}^3$$

$$K_{n7} = \frac{I_{n7}}{h'_{n7}} = \dots = 0,000176 \text{ m}^3$$

$$K_{w7} = 0 \text{ (d'après C.C.B.A.68 p143)}$$

$$M \text{ d'ou : } D_7 = K_{e7} + K_{s7} + K_{n7} = 0,001125 \text{ m}^3$$

Moment isostatique en valeur absolue de la console au nu

$$\text{de l'appui "7": } M_{w7} = \frac{q \cdot l^2}{2} = \frac{2120 \cdot 1^2}{2} = 1060 \text{ kgm}$$

$$M'_{e7} = \frac{q \cdot (l'_{e7})^2}{8,5} = \frac{2440 \cdot (5,12)^2}{8,5} = 7525,074 \text{ kgm}$$

$$\text{d'ou: } M_{e7} = M'_{e7} \cdot \frac{(1 - K_{e7})}{D_7} + M_{w7} \cdot \frac{K_{e7}}{D_7} = 2355,348 + 728,22 = 3083,56 \text{ kgm}$$

$$M_{s7} = (M'_{e7} - M_{w7}) \cdot \frac{K_{s7}}{D_7} = (6465,074 - 1060) \cdot \frac{0,000176}{0,001125} = 1008,55 \text{ kgm}$$

$$M_{n7} = (M'_{e7} - M_{w7}) \cdot \frac{K_{n7}}{D_7} = \dots = 1008,55 \text{ kgm}$$

-Noeud voisin de rive: Noeud "8"

(CCBA 68 pI43, A II, 32)

Les "K" sont relatifs au noeud "7" dans les expressions suivantes:

$$K_s + K_n < 1,5 \cdot K_e \dots \gamma_1 = I - \frac{K_s + K_n}{7,5 K_e} = I - \frac{0,000352}{0,005797} = 0,94$$

d'où la longueur de la travée fictive:  $l'_{w8} = \gamma_1 \cdot l_{w8} = 0,94 \cdot 6,40 = 6,016m$

La longueur de la travée fictive à droite de l'appui "8" sera:

$$l'_{e8} = \gamma_2 \cdot l_{e8}$$

Les "K" sont relatifs au noeud de rive "9" dans les expressions suiv.

$$K_{w9} = \frac{I_{w9}}{l'_{w9}} = \frac{0,00396}{0,8,5,6} = 0,000883$$

$$K_{s9} = \frac{I_{s9}}{h'_{s9}} = \frac{K_{n9} = I_{n9}}{h'_{n9}} = \frac{0,0003105}{1,76} = 0,0001764 \text{ m}^3$$

$$K_s + K_n < 1,5 \cdot K_w \dots \gamma_2 = I - \frac{K_s + K_n}{7,5 \cdot K_w} = I - \frac{0,000352}{0,006622} = 0,947$$

d'où :  $l'_{e8} = 0,947 \cdot 5,6 = 5,303 \text{ m}$

Ainsi:  $l_{e7} = l_{w8} = 6,40m$  ;  $l_{w8} = 6,016m$

$l_{e8} = l_{w9} = 5,60m$  ;  $l'_{e8} = 5,303 \text{ m}$

Calcul de  $M'_{w8}$  et  $M'_{e8}$  :

$$M'_{w8} = \frac{q_w \cdot l_w^2}{8,5} = \frac{2440(6,016)^2}{8,5} = 10389,232 \text{ kgm}$$

$$M'_{e8} = \frac{q_e (l_e)^2}{8,5} = \frac{2360(5,303)^2}{8,5} = 7807,712 \text{ kgm}$$

Ensuite dans les formules (A II, 22), ON remplace  $M'_w$  par: x, tel que

$$x = M'_{w8} - \frac{I \cdot K_{e7} \cdot M'_{w7}}{2,125 D_7} = 10389,232 - \frac{I \cdot 0,687 \cdot 1060}{2,125} = 10046,541$$

Calcul des coeff. "K" relatifs au noeud "8"

$$K_{w8} = \frac{I_{w8}}{l'_{w8}} = \frac{0,00396}{6,016} = 0,000658$$

$$K_{e8} = \frac{I_{e8}}{l'_{e8}} = \frac{0,00396}{5,303} = 0,000746 \text{ m}^3$$

$$K_{s8} = \frac{I_{s8}}{h'_{s8}} = K_{n8} = \frac{I_{n8}}{h'_{n8}} = \frac{0,000443}{1,76} = 0,000251 \text{ m}^3$$

$$D_8 = K_{w8} + K_{e8} + K_{s8} + K_{n8} = 0,001908$$

$$D'ou: M_{w8} = M'_{e8} \cdot \frac{K_{w8}}{D_8} + x \cdot \left(1 - \frac{K_{w8}}{D_8}\right) = 7807,712 \cdot 0,344 + 10046,541 \cdot 0,656 = 2685,852 + 6590,530 = \underline{9276,382 \text{ kgm}}$$

$$M_{e8} = M'_{e8} \cdot \left(1 - \frac{K_{s8}}{D_8}\right) + x \cdot \frac{K_{e8}}{D_8} = 4762,704 + 3918,150 = \underline{8680,854 \text{ kgm}}$$

$$M_{s8} = \frac{K_{s8}}{D_8} \cdot (M'_{e8} - x) = M_{n8} = \frac{K_{n8}}{D_8} \cdot (M'_{e8} - x) = 0,131 \cdot 2238,829 = \underline{293,28 \text{ kgm}}$$

-Noeud de rive: Noeud "9"

$$M_{e9} = 0 \quad (\text{Pas de console})$$

$$M'_{w9} = \alpha_w \cdot \frac{(l'_w)^2}{8,5} \quad (\text{noeud "9"}) = \frac{2360 \cdot (5,303)^2}{8,5} = 7807,712 \text{ kgm}$$

$$M_{w9} = M'_{w9} \cdot \left(1 - \frac{K_{w9}}{D_9}\right) = 7807,712 \cdot 0,286 = \underline{2233,005 \text{ kgm}}$$

$$M_{s9} = -\frac{K_{s9}}{D_9} \cdot (M'_{w9}) = M_{n9} = -\frac{K_{n9}}{D_9} \cdot M'_{w9} = -0,142 \cdot 7807,712 = \underline{-1108,69 \text{ kgm}}$$

Ainsi on appliquera la même méthode pour le calcul de tous les autres noeuds. Voir le tableau donnant tous les résultats...

ETUDE DES SURCHARGES : Niveau "3" : MOMENTS MAXI A L'APPUI: "2"

-Calcul des moments aux noeuds: "7"; "8"; "9"

Les coff. "K" et "D" relatifs aux noeuds : 7-8-9 sont déjà calculés précédemment, dans le cas des charges Permanentes.

$$M'_{e7} = \alpha_{e7} \cdot \frac{(l'_{e7})^2}{8,5} = \frac{1710 \cdot (5,12)^2}{8,5} = 5273,64 \text{ kgm}$$

-Noeud "7" :  $M_{w7} = \frac{\alpha_w \cdot (l)^2}{2} = \frac{1750 \cdot (1)^2}{2} = -875 \text{ kgm}$

$$M_{e7} = 1650,649 + 601,125 = \underline{2251,774 \text{ kgm}}$$

$$M_{s7} = M_{n7} = 4398,64 \cdot 0,156 = \underline{686,187 \text{ kgm}}$$

-Noeud "8" :  $M'_{w8} = \frac{1710 \cdot (6,016)^2}{8,5} = 7280,978 \text{ kgm}$  ;  $x = 7280,978 \cdot 0,282 = 2073,238$

$$M'_{e8} = \frac{1710 \cdot (5,303)^2}{8,5} = 5657,283 \text{ kgm}$$

$$M_{w8} = 5657,283 \cdot 0,344 + 6998,096 \cdot 0,656 = \underline{6536,855 \text{ kgm}}$$

$$M_{e8} = 3450,942 + 2729,257 \dots = \underline{6180,199 \text{ kgm}}$$

$$M_{s8} = M_{n8} = 1340,813 \cdot 0,131 \dots = \underline{175,646 \text{ kgm}} \dots$$

Nœud: "9"

$$M_{w9} = \frac{1710 \cdot (5,303)^2}{8,5} = 5657,283 \text{ kgm}$$

$$K_{w9} = 0,000883 \text{ m}^3$$

$$K_{s9} = K_{n9} = 0,000176 \text{ m}^3$$

$$D_9 = K_{w9} + K_{s9} + K_{n9} = 0,001235 \text{ m}^3$$

$$- H_{e9} = 0$$

$$- H_{w9} = 5657,283 \cdot \left(1 - \frac{0,000883}{0,001235}\right) = \dots = \underline{1617,982 \text{ kgm}}$$

$$- M_{s9} = H_{n9} = - \frac{0,000176 \cdot 5657,283}{0,001235} = - \underline{803,334 \text{ kgm}}$$

La même étude se fera pour les autres nœuds.

---

CONDITIONS DE NON VERIFICATION DE LA FLECHE

TRAVEE No "1"

$$\frac{h_t}{l} \gg \frac{I}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \dots \gg \frac{60}{640} = 0,093 \gg \frac{I}{10} \cdot \frac{10,749}{21,247} = 0,050 \text{ (vérifié)}$$

$$\frac{h_t}{l} \gg \frac{I}{16} \dots \gg \frac{60}{640} = 0,093 \gg \frac{I}{16} = 0,062 \text{ (vérifié)}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot h} \ll \frac{43}{en} \dots \gg \frac{7,67}{22,56} = 0,0062 \ll \frac{43}{4120} = 0,01042 \text{ (vérifié)}$$

TRAVEE No "2"

$$\frac{h_t}{l} \gg \frac{I}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \dots \gg \frac{60}{560} = 0,107 \gg \frac{I}{10} \cdot \frac{6,731}{15,955} = 0,042 \text{ (verifié)}$$

$$\frac{h_t}{l} \gg \frac{I}{16} \dots \gg \frac{60}{560} = 0,107 \gg \frac{I}{16} = 0,062 \text{ (vérifié)}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot h} \ll \frac{43}{en} \dots \gg \frac{4,71}{22,56} = 0,003 \ll \frac{43}{4120} = 0,0104 \text{ (vérifié)}$$

VERIFICATION AU FLAMBEMENT

$$h_0 \ll 20 \cdot a \dots \dots \dots 3,47 \ll 20 \cdot a \text{ (vérifié)}$$

Charges permanentes: Niveau(1-2-3)

$M_{w1}=1,06tm$	$M_{w2}=8,47tm$	$M_{w3}=1,238tm$
$M_{e1}=2,08tm$	$M_{e2}=8,181tm$	$M_{e3}=0$
$M_{s1}=1,02tm$	$M_{s2}=0,288tm$	$M_{s3}=1,237tm$
$M_t=4,656tm$		$M_t=2,160tm$

Surcharges: Moment maxi à l'appui 2

$M_{w1}=0,875tm$	$M_{w2}=3,268tm$	$M_{w3}=0,490tm$
$M_{e1}=1,194tm$	$M_{e2}=3,178tm$	$M_{e3}=0$
$M_{s1}=0,317tm$	$M_{s2}=0,082tm$	$M_{s3}=0,488tm$
$M_t=1,823tm$		$M_t=0,915tm$

Surcharges: Moment maxids travée 2 et mini ds 1

	$M_{e2}=1,619tm$	$M_{w3}=0,490tm$
		$M_{e3}=0$
		$M_{s3}=0,488tm$
		$M_t=2,143tm$

Surcharges: Moment maxi dans 1 mini dans 2

$M_{w1}=0,875tm$	
$M_{e1}=1,194tm$	$M_{w2}=2,104tm$
$M_{s1}=0,317tm$	
$M_t=2,605tm$	





NIVEAU : ( 4-5-6 )

Charges permanentes

Mw4=1,06tm	Mw5=9,319tm	Mw6=2,153tm
Mc4=3,005tm	Mc5=8,750tm	Mc6=00
Ms4=1,027tm	Ms5=0,299tm	Ms6=1,139tm
Mn4=0,911tm	Mn5=0,265tm	Mn6=1,005tm
Mt1=5,558tm	Mt2=6,615tm	

Surcharges: Moment maxi à l'appui 2

Mw4=0,875tm	Mw5=6,560tm	Mw6=1,560tm
Mc4=2,198tm	Mc5=6,130tm	Mc6=0
Ms4=0,699tm	Ms5=0,178tm	Ms6=0,825tm
Mn4=0,620tm	Mn5=0,158tm	Mn6=0,728tm
Mt1=3,834tm	Mt2=2,084tm	

Surcharges: Moment maxi dans 2 mini dans 1 (travee)

	Mw6=1,560tm
	Mc6=0
Mo5=4,738tm	Ms6=0,825tm
	Mn6=0,728tm
	Mt2=3,183tm

Surcharges: Moment maxi dans la travee 1 mini dans travee 2

Mw4=0,875tm	Mw5=6,569tm
Mc4=2,198tm	
Ms4=0,699tm	
Mn4=0,620tm	
Mt1=4,920tm	

NIVEAU: (7-8-9)

Charges permanentes:

Mw7=1,06tm	Mw8=9,276tm	Mw9=2,233tm
Me7=3,083tm	Me8=8,680tm	Me9=0
Ms7=1,008tm	Ms8=0,293tm	Ms9=1,108tm
Mn7=1,008tm	Mn8=0,293tm	Mn9=1,108tm
Mt1=5,558tm	Mt2=2,683tm	

Surcharges: Moment maxi à l'appui 2

Mw7=0,875tm	Mw8=6,536tm	Mw9=1,617t
Me7=2,251tm	Me8=6,180tm	Me9=0tm
Ms7=0,686tm	Ms8=0,175tm	Ms9=0,803tm
Mn7=0,686tm	Mn8=0,175tm	Mn9=0,803tm
Mt1=3,852tm	Mt2=2,037tm	

Surcharges: Moment maxi dans la travée 2 et mini travée 1

	Mw9=1,617tm
	Me9=0
Me8=3,450tm	Ms9=0,803tm
	Mn9=0,803tm
Mt2=4,048tm	

Surcharges: Moment maxi dans travée 1 et mini dans travée 2

Mw7=0,875tm	Mw8=4,590tm
Me7=2,251tm	
Ms7=0,686tm	
Mn7=0,686tm	
Mt1=5,191tm	

NIVEAU: (10-11-12)

Charges permanentes:

Mw10=1,06tm	Mw11=8,416tm	Mw12=3,031
Me10=4,040tm	Me11=7,678tm	Me12=0
Ms10=2,185tm	Ms11=0,539tm	Ms12=2,218
Mn10=0,788tm	Mn11=0,194tm	Mn12=0,798
	Mt1=5,896tm	Mt2=3,321tm

Surcharges: Mt maxib à l'appui 2

Mw10=0,875tm	Mw11=5,922tm	Mw12=2,196
Me10=2,902tm	Me11=5,483tm	Me12=0
Ms10=1,486tm	Ms11=0,320tm	Ms12=1,607
Mn10=0,535tm	Mn11=0,115tm	Mn12=0,578
	Mt1=4,097tm	Mt2=2,466tm

Surcharges: Mt maxi ds 2 mini ds 1 (travee)

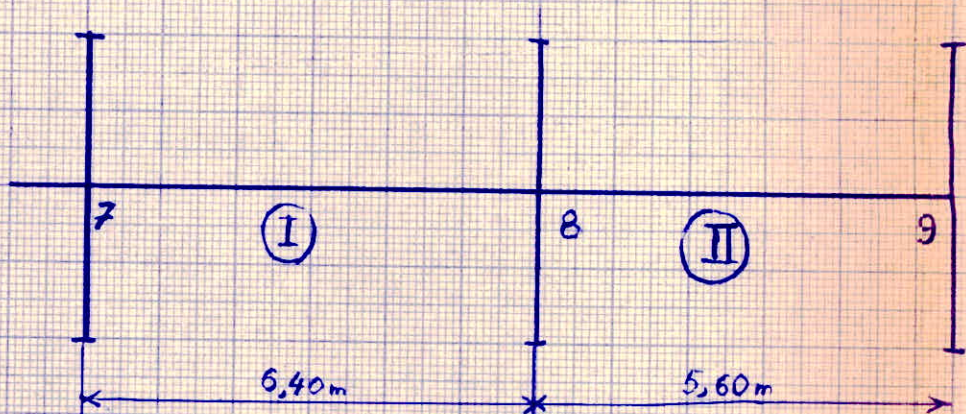
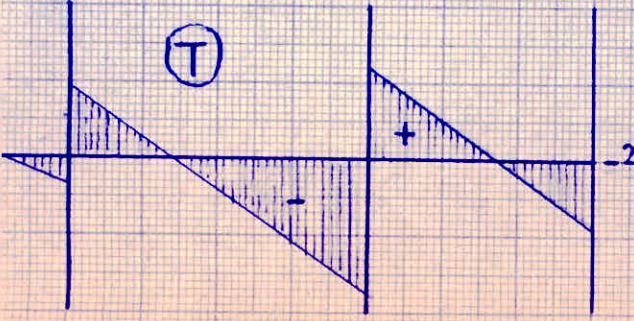
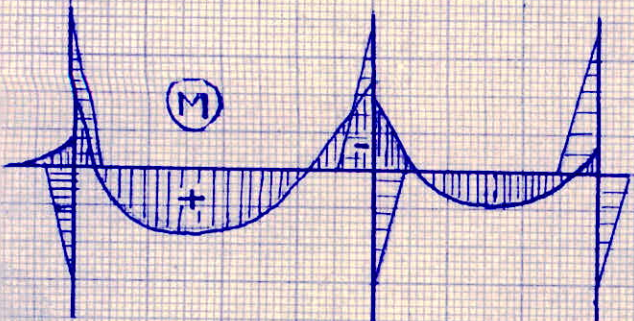
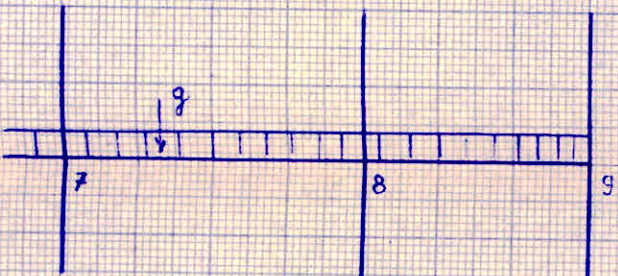
		Mw12=2,196t
	Me11=3,466tm	Me12=0
		Ms12=1,607
	Mt2=2,466tm	Mn12=0,578

Surcharges: Mt maxi ds 1 mini ds 2

Mw10 =0,875tm	
Me10=2,901tm	Mw11=4,453tm
Ms10=1,486tm	
Mn10=0,535tm	
	Mt1=5,025tm

# DIAGRAMMES DES MOMENTS FLECHISSANTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS DUS A g et s

## CHARGES PERMANENTES



$M_{w7} = 1,060 \text{ tm}$	$M_{w8} = 9,272 \text{ tm}$	$M_{w9} = 2,233 \text{ tm}$
$M_{e7} = 3,083 \text{ tm}$	$M_{e8} = 8,680 \text{ tm}$	$M_{e9} = 0 \text{ tm}$
$M_{s7} = 1,008 \text{ tm}$	$M_{s8} = 0,293 \text{ tm}$	$M_{s9} = 1,108 \text{ tm}$
$M_{n7} = 1,008 \text{ tm}$	$M_{n8} = 0,293 \text{ tm}$	$M_{n9} = 1,108 \text{ tm}$

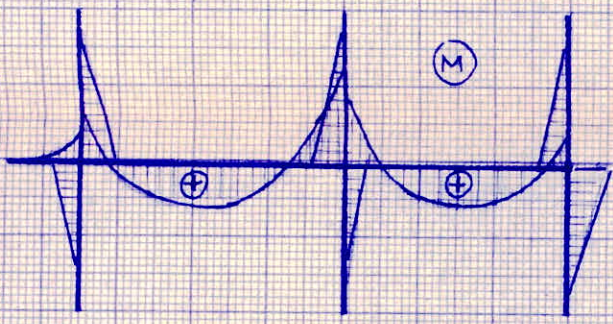
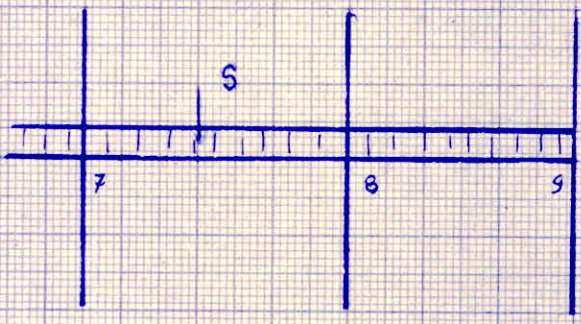
$M_t = 5,558 \text{ tm} \qquad M_t = 2,683 \text{ tm}$

$-2,120 \text{ t}$	$+7,759 \text{ t}$	
$+6,641 \text{ t}$	$-8,755 \text{ t}$	$-5,457 \text{ t}$

$T = -0,961 \text{ t} \qquad T = +1,147 \text{ t}$

# SURCHARGES

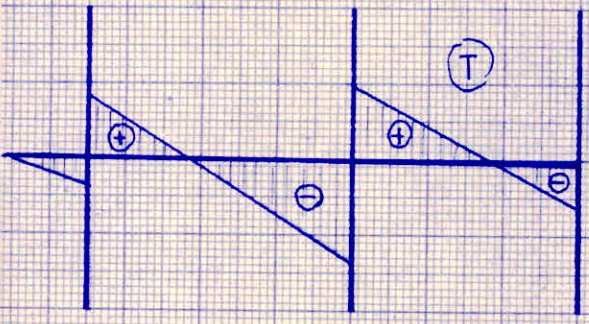
moment maxi à l'appui 2



$M_{w7} = 0,875tm$	$M_{w8} = 6,536tm$	$M_{w9} = 1,617tm$
$M_{e7} = 2,251tm$	$M_{e8} = 6,18tm$	$M_{e9} = 0$
$M_{s7} = 0,686tm$	$M_{s8} = 0,175tm$	$M_{s9} = 0,803tm$
$M_{n7} = 0,686tm$	$M_{n8} = 0,175tm$	$M_{n9} = 0,803tm$

$$M_t = 3,852tm$$

$$M_t = 2,037tm$$



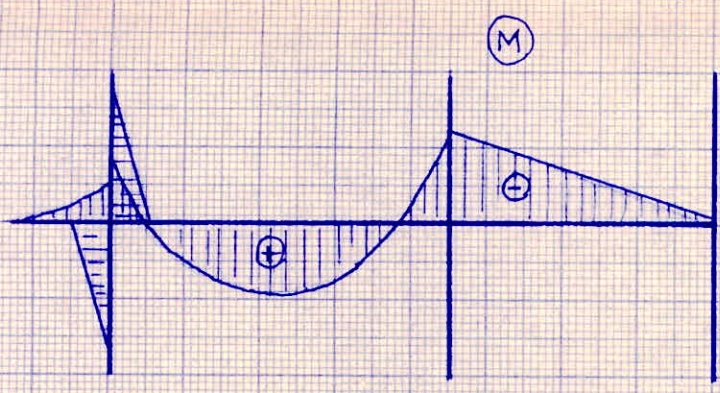
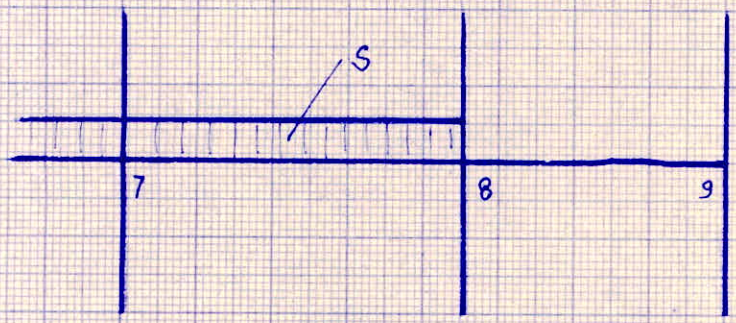
$-1,750t$	$+4,803t$	$-6,141t$	$+5,602t$	$-3,974t$
-----------	-----------	-----------	-----------	-----------

$$T = -0,665t$$

$$T = +0,811t$$

# SURCHARGES

- moment maxi dans la travée I
- moment mini dans la travée II



$$M_{w7} = 0,875 \text{ tm}$$

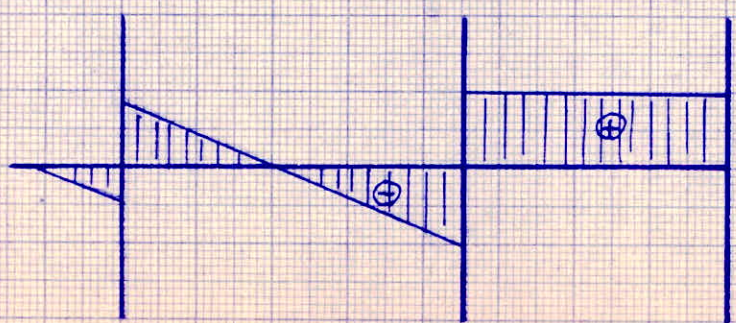
$$M_{e7} = 2,251 \text{ tm}$$

$$M_{s7} = 0,686 \text{ tm}$$

$$M_{n7} = 0,686 \text{ tm}$$

$$M_{w8} = 4,590 \text{ tm}$$

$$M_t = 5,191 \text{ tm}$$



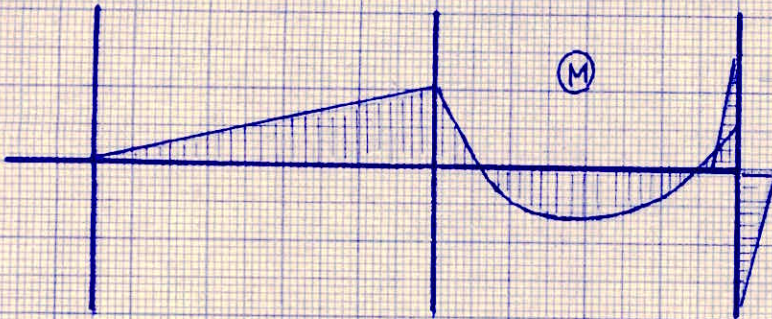
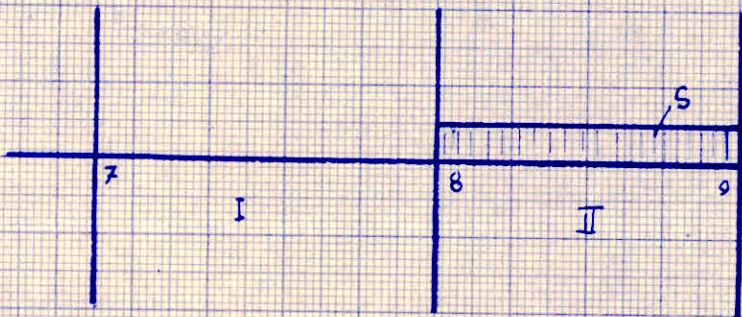
$$-1,750 \text{ t} \quad +5,107 \text{ t} \quad -5,837 \text{ t}$$

$$T = -0,358 \text{ t}$$

# SURCHARGES

moment maxi dans la travée II

moment mini dans la travée I



$$M_{e8} = -3,450 \text{ tm}$$

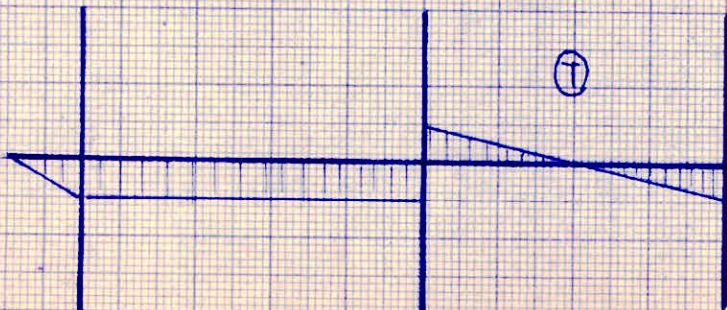
$$M_{e9} = 0$$

$$M_{wg} = 1,69 \text{ tm}$$

$$M_{e9} = 0,808 \text{ tm}$$

$$M_{ng} = 0,808 \text{ tm}$$

$$M_t = 4,048 \text{ tm}$$



$$+ 5,115 \text{ t}$$

$$- 4,461 \text{ t}$$

$$T = + 0,328 \text{ t}$$

ETUDE DE LA TRAVERSE DU PORTIQUE INTERM.

On se contente de donner un exemple de calcul puis un tableau révélant tous les résultats des calculs.

Pour les moments en travée des poutres dus aux charges permanentes et surcharges (voir précédemment), par contre notons qu'on a négligé les tensions verticales dues à l'effort du vent, car les tensions soulagent les flèches des planchers dues aux effets. De même par simplification on ne fait pas état dans les calculs des efforts normaux dans les poutres. (BA68 pI47)

Donc les poutres sont soumises à des moments qui nous permettent de les étudier en flexion simple.

ARMATURES LONGITUDINALES:

-Détermination rapide du ferrailage:

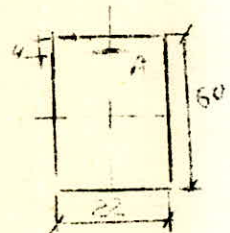
$$.h_t = 60 \text{ cm} ; d = 4 \text{ cm}$$

$$.b = 22 \text{ cm} ; h = 56 \text{ cm}$$

Béton dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  C P A 325

$$. \text{Acier Tor: } \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{z \cdot \sigma_a} = \frac{20,124 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 2800} = 14,66 \text{ cm}^2$$





-Détermination précise de la section

$$A' = \frac{n \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 20,124 \cdot 10^5}{2800 \cdot 22 \cdot 56^2} = 0,1552$$

d'où:  $K = 18,4$  (tableau)

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{18,4} = 152,17 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kg/cm}^2$$

D'où nécessité d'armatures comprimées.

Comme c'est une flexion simple on a :  $M_a^c = M_a^t = M$

$$d'où: \mu_1 = \mu_2 = \mu = \frac{M}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2} = \frac{20,146 \cdot 10^5}{135 \cdot 22 \cdot 56^2} = 0,216$$

Dans l'abaque "I5" en  $\bar{\sigma}'_b$ , ( $\beta = 0,1$ ) on a :

$$\begin{aligned} \mu_1 = \mu_2 = 0,216 \dots \rightarrow K = 31,2 \text{ puis tableau "I" on a: } & \left. \begin{array}{l} \bar{\omega} = 0,520 \\ \alpha = 0,3247 \\ \mu = 0,1448 \end{array} \right\} \\ \text{Comme: } \bar{\sigma}'_a = K \cdot \bar{\sigma}'_b = 31,2 \cdot 135 = 4218 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a & \\ \text{d'où: } K_0 = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}'_a}{n \cdot \bar{\sigma}'_b} = \frac{2800}{135} = 20,75 \dots \rightarrow \beta = 1,011; \alpha = 0,4196; \mu = 0,1804 & \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Calcul de } \bar{\sigma}'_a &= \frac{n \cdot (\alpha - \beta) \cdot \bar{\sigma}'_b}{\alpha} = \frac{15(0,4196 - 0,1) \cdot 135}{0,4196} \\ &= 849 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{v. l. e.}) \end{aligned}$$

$$M_0 = \mu \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}'_b = 0,1804 \cdot 22 \cdot 56^2 \cdot 135 = 16,8 \text{ tm}$$

$$\Delta M = M - M_0 = 20,146 - 16,8 = 3,34 \text{ tm}$$

$$A'_I = \frac{\Delta M}{(h - d') \bar{\sigma}'_a} = \frac{3,34 \cdot 10^5}{(56 - 4) 849} = 7,57 \text{ cm}^2, \text{ soit: } \underline{3T14 + 2T14 = 7,69 \text{ cm}^2}$$

$$A_I = \frac{15 \cdot \bar{\omega} \cdot b \cdot h}{n \cdot 100} + \frac{\Delta M}{(h - d') \bar{\sigma}'_a} = \frac{1,011 \cdot 22 \cdot 56}{100} + \frac{3,34 \cdot 10^5}{(56 - 4) 2800} = 14,74 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit: } \underline{A_I = 3T16 + 2T25 = 15,85 \text{ cm}^2}$$

Séction réelle d'armatures

D'ou: Armat. compri.:  $A_1 = 7,69 \text{ cm}^2$  (3T14+2T14) en 2 nap.

Armatures tend.:  $A_1 = 15,85 \text{ cm}^2$  (3T16+2T25)



\*\*INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT

A l'appui on a :  $T = 15,812 \text{ t}$

$$z = 7/8 \cdot h = 7/8 \cdot 56 = 49 \text{ cm}$$

$$T + \frac{M}{z} = 15812 - \frac{2016400}{49} < 0$$

$T + \frac{M}{z} < 0$  .... Donc aucune vérification n'est nécessaire pour cette section, en ce qui concerne la section sur appui et l'ancrage des armatures inférieures.

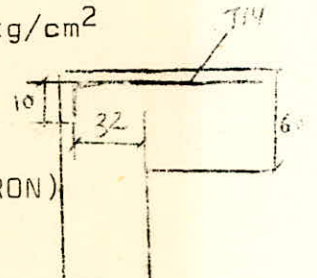
Pour les armatures supérieures on a/:

$$\bar{\sigma}_d = 2 \cdot (\gamma_d)^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5^2 \cdot 5,8 = 26,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{1,6}{4} \frac{2800}{26,1} = 43 \text{ cm}$$

d'ou:  $l = \frac{43 + 3 \cdot 1 - 32}{1,886} = 7,44 \text{ cm}$  (CHARRON)

Soit en pratique on prend:  $l = 10 \text{ cm}$



Les armatures transversales seront constituées par: 1 cadre  $\emptyset 6$ , et un étrier  $\emptyset 8$  en Adx. Soit une section:  $A_t = 4 \emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{15812}{22 \cdot 49} = 14,67 \text{ kg/cm}^2$$

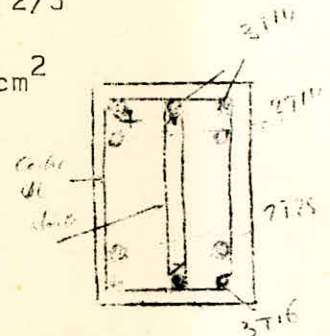
$$\beta_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{14,67}{9 \cdot 5,8} = 0,719 \quad 2/3$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \beta_a \cdot \bar{\sigma}_{en} = 0,719 \cdot 2400 = 1726 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{1,13 \cdot 49 \cdot 1726}{15812} = 6,03 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = 56 \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{14,67}{5,8} \right) = 13,6 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = 0,2 \cdot h = 0,2 \cdot 56 = \dots = 11,2 \text{ cm}$$



On adoptera alors un écartement des cadres de:  $t = 13 \text{ cm}$



Armatures longitudinales des traverses  
du portique transversal intermédiaire

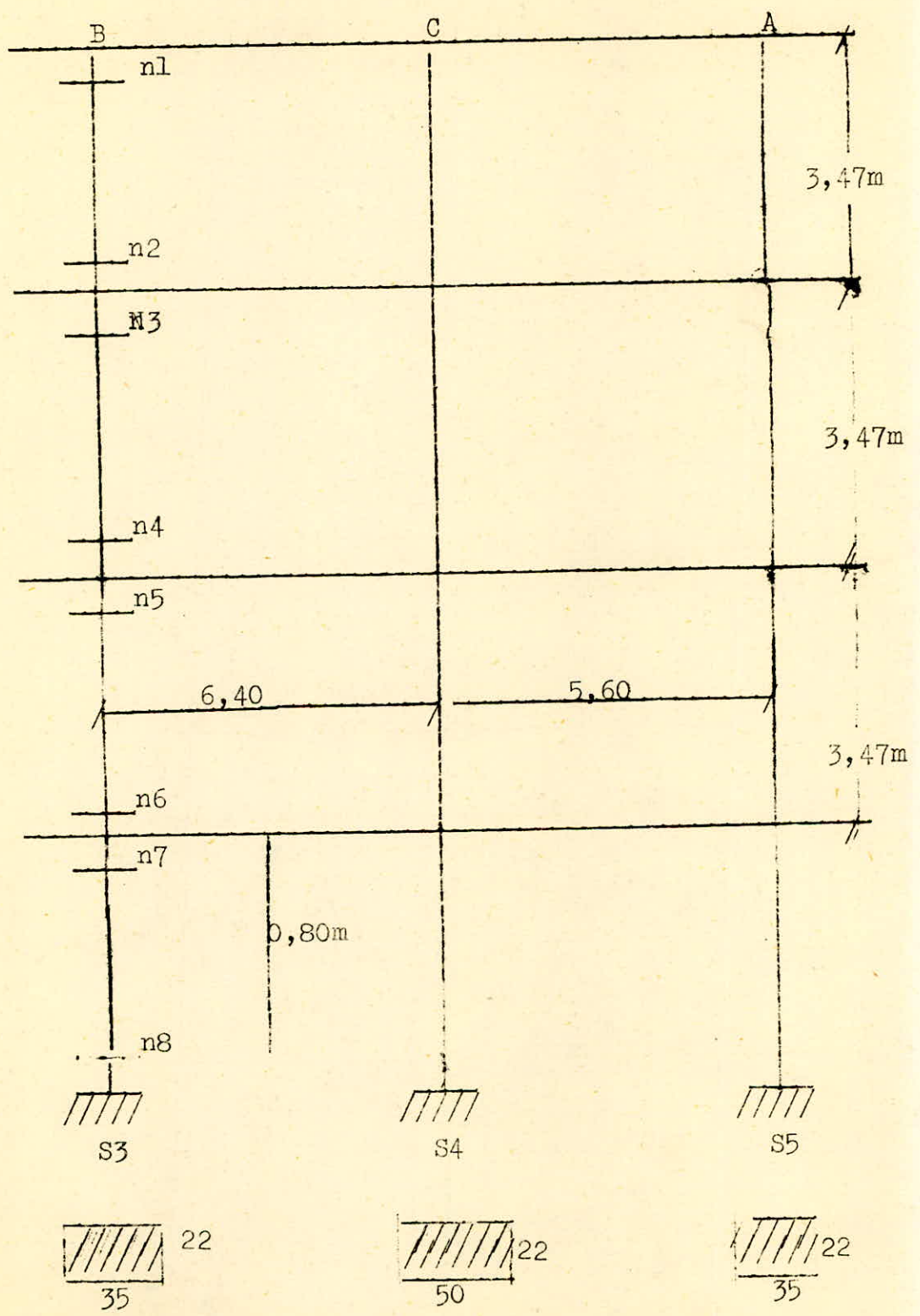
Niveaux	Réparoyé	M max en tm	$\mu$	$l$	$\sigma' b$ kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{\omega}$	$\bar{\omega}$ min d'armat.	A et A' cm <sup>2</sup>	nombre et diamètre des barres
TERRASSE	appui de rive 1	4,59	0,0338	48,4	57,85	0,244	1,57	3,08	2 $\phi$ 14
	Traverse I	7,261	0,0559	35,8	78,22	0,412	1,57	5,15	2 $\phi$ 16 + 1 $\phi$ 12
	appui intermédiaire 2 I	13,172	0,1014	24,5	114,28	0,775	1,57	9,82	2 $\phi$ 25
	appui intermédiaire 2 II	11,809	0,0909	26,3	106,40	0,691	1,57	8,29	1 $\phi$ 16 + 2 $\phi$ 20
	Traverse II	4,303	0,0331	49	57,15	0,239	1,57	3,08	2 $\phi$ 14
	appui de rive 3	2,271	0,0174	71	39,43	0,123	1,57	1,57	2 $\phi$ 10
II	appui de rive 1	6,544	0,0503	38,2	73,29	0,369	1,57	4,62	3 $\phi$ 14
	Traverse I	10,478	0,0808	28,4	98,59	0,608	1,57	7,70	2 $\phi$ 14 + 3 $\phi$ 14
	appui intermédiaire 2 I	20,164	0,1552	18,4	152,17	1,220	1,57	16,85 = A 7,70 = A'	3 $\phi$ 10 + 2 $\phi$ 25 2 $\phi$ 14 + 3 $\phi$ 14
	appui intermédiaire 2 II	16,221	0,1249	21,4	130,84	0,963	1,57	11,68	3 $\phi$ 20 + 2 $\phi$ 12
	Traverse II	9,738	0,0754	29,7	94,27	0,565	1,57	7,10	2 $\phi$ 16 + 2 $\phi$ 14
	appui de rive 3	5,329	0,0410	43,2	64,81	0,298	1,57	3,67	3 $\phi$ 12 1 $\phi$ 6
I	appui de rive 1	7,557	0,0581	34,9	80,22	0,431	1,57	5,56	2 $\phi$ 16 + 1 $\phi$ 14
	Traverse I	10,749	0,0827	28	100	0,623	1,57	7,70	3 $\phi$ 14 + 2 $\phi$ 14
	appui intermédiaire 2 I	22,901	0,1763	16,9	165,6	1,396	1,57	A = 16,74 A' = 13,84	3 $\phi$ 25 + 1 $\phi$ 16 2 $\phi$ 25 + 2 $\phi$ 16
	appui intermédiaire 2 II	17,083	0,1300	20,8	134,6	1,007	1,57	11,68	3 $\phi$ 20 + 2 $\phi$ 12
	Traverse II	6,731	0,0518	37,4	74,86	0,383	1,57	4,96	3 $\phi$ 12 + 2 $\phi$ 10
	appui de rive 3	6,530	0,0502	38,2	73,29	0,369	1,57	4,62	3 $\phi$ 14
REZ DE CHAUSSEE	appui de rive 1	8789	0,0676	31,8	88	0,504	1,57	6,28	2 $\phi$ 20
	Traverse I	10,921	0,0840	27,7	101	0,634	1,57	7,82	2 $\phi$ 12 + 1 $\phi$ 14
	appui intermédiaire 2 I	20,225	0,1557	18,4	152	1,220	1,57	A = 14,94 A' = 4,62	2 $\phi$ 25 + 3 $\phi$ 14 3 $\phi$ 14
	appui intermédiaire 2 II	15,008	0,1155	22,5	124,44	0,888	1,57	10,90	3 $\phi$ 14 + 2 $\phi$ 20
	Traverse II	7,135	0,0549	36,2	77,34	0,405	1,57	4,96	3 $\phi$ 12 + 2 $\phi$ 10
	appui de rive 3	7,454	0,0573	35,2	79,54	0,424	1,57	5,43	2 $\phi$ 14 + 3 $\phi$ 10

PR00473  
Après p 43.3.

ARMATURES TRANSVERSALES DES TRAVERSES  
DU PORTIQUE TRANSVERSAL INTERMEDIAIRE

Niveau	Reperage	T <sub>max</sub> en c	Z <sub>b</sub> N <sub>g</sub> / cm <sup>2</sup>	E <sub>b</sub> N <sub>g</sub> / cm <sup>2</sup>	355 <sub>g</sub> N <sub>g</sub> / cm <sup>2</sup>	355 <sub>g</sub> N <sub>g</sub> / cm <sup>2</sup>	f <sub>a</sub>	f <sub>a</sub> c	Surcote d en	f <sub>a</sub> en cm	24 h en	b en cm
TERRASSE	appui de rive 1	8,670	57,85	8,042			20,30	0,804	2030	11,2	11,2	12
	Travée I	1,728	78,22	1,502	13,35			0,77	2230	11,2	11,2	50
	appui intermedi aire 2I	11,2	119,28	10,389	15,20			0,80	1920	6,04	11,2	12
	appui intermedi aire 2II	10,56	106,40	9,795	10,37			0,804	1957	6,04	11,2	12
	Travée II	0,806	57,15	0,297			20,30	0,906	2000	80,2	11,2	50,5
appui de rive 3	7,028	39,47	6,519			20,30	0,876	2150	19,65	11,2	21,4	
II	appui de rive 1	12,329	73,29	11,436	19,3			0,784	1870	6,04	11,2	21,4
	Travée I	2,512	48,54	2,33	17,93			0,956	2270	41,1	11,2	47
	appui intermedi aire 2I	15,812	152,17	14,67	13,02			0,77	1920	6,04	11,2	12
	appui intermedi aire 2II	13,835	130,84	12,83	14,85			0,755	1812	6,04	11,2	12
	Travée II	2,523	94,27	2,34	18			0,956	2294	41,1	11,2	47
appui de rive 3	10,188	64,81	9,45			20,30	0,819	1900	19,65	11,2	21,4	
I	appui de rive 1	13,136	80,22	12,18	19,2			0,767	1841	7,25	11,2	21,4
	Travée I	3,058	100	2,83	17,51			0,946	2270	41,1	11,2	47
	appui intermedi aire 2I	16,328	165,6	15,14	11,87			0,77	1900	6,04	11,2	12
	appui intermedi aire 2II	14,099	134,6	13	14,92			0,751	1802	7,01	11,2	12
	Travée II	2,878	74,86	2,64	19,86			0,950	2280	41,1	11,2	47
appui de rive 3	10,808	73,29	10	19,80			0,809	1942	7,99	11,2	21,4	
REZ DE CHAUSSEE	appui de rive 1	13,341	98	12,37	16,54			0,764	1834	6,71	11,2	21,4
	Travée I	2,543	101	2,36	18,42			0,956	2284	41,1	11,2	47
	appui intermedi aire 2I	15,819	152	14,67	13,04			0,77	1920	6,04	11,2	12
	appui intermedi aire 2II	13,424	129,44	12,45	15,41			0,762	1823	7,54	11,2	20,5
	Travée II	2,145	77,34	1,99	19,45			0,962	2319	59,6	11,2	50,3
appui de rive 3	11,080	73,54	10,27	19,26			0,804	1930	7,64	11,2	21,4	

DESCENTE DES CHARGES G+ S



DESCENTE DES CHARGES DUES AUX CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGES

/Niveau n1 /

- <u>Poteau S<sub>3</sub></u>	Poutre longitudinale Poutre transversale $2960 \times \frac{6,40}{2} =$ Console	6936 kg 9472 3870 <hr/> Total 20 278kg
- <u>Poteau S<sub>4</sub></u>	Poutre longitudinale Traverse $2960 \left( \frac{6,40}{2} + \frac{5,60}{2} \right)$	7840 kg 17760 <hr/> Total 25600 kg
- <u>Poteau S<sub>5</sub></u>	Poutre longitudinale Traverse $2960 \times \frac{5,60}{2}$	6936 8288 <hr/> Total 15224 kg

/Niveau n2 /

- <u>Poteau S<sub>3</sub></u>	Charges venants de n1 Poids propre poteau $0,22 \times 0,35 \times 3,47 \times 2500 =$	20 278 668 <hr/> Total 20 946 kg
- <u>Poteau S<sub>4</sub></u>	n 1 ----- Poids Poteau $0,22 \times 0,50 \times 3,47 \times 2500 :$	25 600 953 <hr/> Total 26 553 kg
- <u>Poteau S<sub>5</sub></u>	n 1 ----- Poteau	15 224 668 <hr/> Total 15 892 kg

/Niveau n 3 /

- <u>Poteau S<sub>3</sub></u>	n 2 ----- Poutre longitudinale (étage) Poutre transversale $4150 \times \frac{6,40}{2}$	20 946 4 541 13 280 .../...
-------------------------------	--	--------------------------------------

Console

3 870

Total 42 637 kg

---

-Poteau S<sub>4</sub>

n 2 ----- 26 553

Poutre longitudinale 3 053

Poutre Transversale

$4150 \times \frac{6,40}{2} + 4070 \times \frac{5,60}{2} =$  24 676

Total 54 279 kg

---

-Poteau S<sub>5</sub>

n 2 ----- 15 892

Poutre longitudinale 5 333

Poutre transversale  $4070 \times \frac{5,6}{2} =$  11 396

Total 32 621 kg

---

/Niveau n 4 /

- Poteau S<sub>3</sub>

Poids propre Poteau  
 $0,22 \times 0,35 \times 3,47 \times 2500 =$  668

n 3 ----- 42 637

Total 43 305 kg

---

- Poteau S<sub>4</sub>

Poteau  
n 3 ----- 54 279

Total 55 232 kg

---

- Poteau S<sub>5</sub>

n 3 ----- 32 621

Poteau 668

Total 33 289 kg

---

/Niveau n 5 /

- Poteau S<sub>3</sub>

n 4 ----- 43 305

Poutre longitudinale 4 541

Poutre transversale 13 280

Console 3 870

Total 64 996 kg

---



- <u>Poteau S<sub>4</sub></u>	n 4 -----	55 232
	Poutre longitudinale	3 053
	Poutre Transversale	<u>24 676</u>
	Total	<u>82 961 kg</u>

- <u>Poteau S<sub>5</sub></u>	n 4-----	33 289
	Poutre longitudinale	5 333
	Poutre transversale	<u>11 396</u>
	Total	<u>50 018 kg</u>

/ Niveau 6 /

- <u>Poteau S<sub>3</sub></u>	n 5 -----	64 996
	Poids Poteau	668
	Total	<u>65 664 kg</u>

- <u>Poteau S<sub>4</sub></u>	n 5 -----	82 961
	Poteau	<u>953</u>
	Total	<u>83 914 kg</u>

- <u>Poteau S<sub>5</sub></u>	n 5 -----	50 018
	Poteau	668
	Total	<u>50 686 kg</u>

/ Niveau n 7 /

- <u>Poteau S<sub>3</sub></u>	n 6 -----	65 664
	Poutre longitudinale	4 541
	Poutre Transversale	13 280
	Console	<u>3 870</u>
	Total	<u>87 355 kg</u>

- <u>Poteau S<sub>4</sub></u>	n 6 -----	83 914
	Poutre longitudinale	3 053
	Poutre Transversale	<u>24 676</u>
	Total	<u>111 643 kg</u>

- Poteau S<sub>5</sub>

n 6 -----	50 686
Poutre longitudinale	5 333
Poutre transversale	<u>11 396</u>
Total	<u>67 415 kg</u>

/ Niveau n 8 /

- Poteau S<sub>3</sub>

n 7-----	87 335
Poteau 0,22x0,35x0,8x 2500 =	<u>154</u>
Total	<u>87 489 kg</u>

- Poteau S<sub>4</sub>

n 7-----	111 643
Poteau 0,22x0,5x0,8x 2500=	<u>220</u>
Total	<u>111 863 kg</u>

- Poteau S<sub>5</sub>

n 7 -----	67 415
Poteau	<u>154</u>
Total	<u>67 569 kg</u>

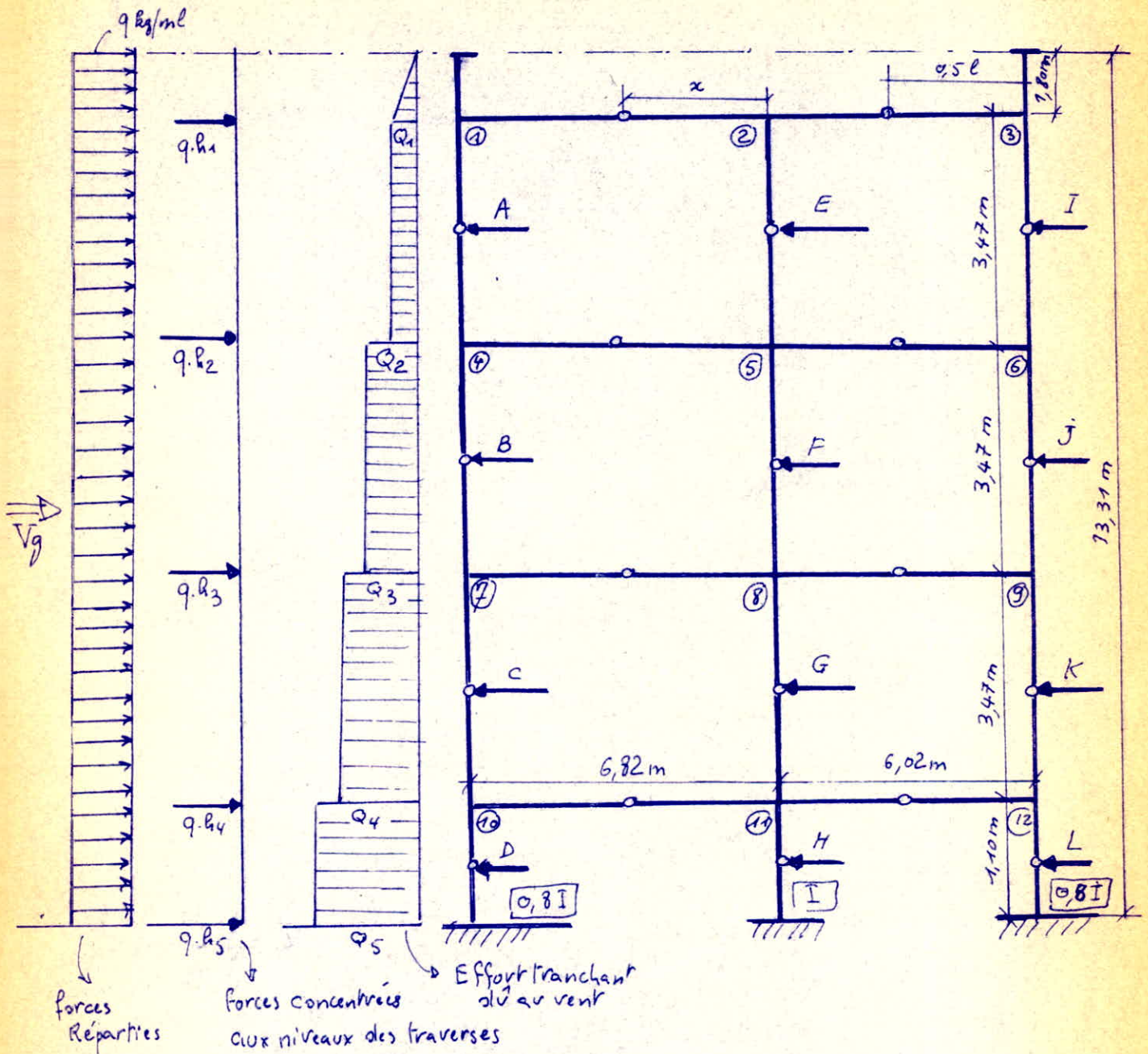
Les charges et les surcharges provenant de chaque plancher sont transmises par les poutrelles d'abord, aux poutres principales ensuite, puis aux poteaux, aux semelles de fondation, et finalement au terrain.

REMARQUE : Comme il s'agit d'un bâtiment dont le nombre d'étages est inférieur à 6, il n'ya pas lieu d'appliquer la loi de dégression des surcharges pour le calcul des points d'appui.

chapitre D

effet du vent

Etude d'un portique principal: Effet du Vent à gauche: ( $V_g$ )



forces Réparties

forces concentrées aux niveaux des traverses

Effort tranchant dû au vent

o: Points de moments nuls

CONSTRUCTIONS COURANTES A BASE RECTANGULAIREMETHODE SIMPLIFIEE : (Règles N.V.65 page II5-II1)CARACTERISTIQUES

- Bloc unique
- Base au niveau du sol rectangulaire
- Hauteur h 30m
- $\frac{h}{b} = \frac{13,31}{12,64} = 0,25$  (vérifié)
- $\frac{h}{a} = \frac{13,31}{46,67} = 2,5$  (vérifié)
- Couverture: toiture terrasse

PRESSION DYNAMIQUE: p

$$p = (48 + 0,6h) K_r \cdot K_s$$

Pour OJARGLA: Région 3:....  $K_r = 1,80$  ;  $K_s = 3,15$ Site exposé:.....  $K_s = 1,25$ 

$$P_{norm.} = (48 + 0,6 \cdot 13,31) \cdot 1,80 \cdot 1,25 = 125,967 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{extreme} = (48 + 0,6 \cdot 13,31) \cdot 3,15 \cdot 1,25 = 220,443 \text{ daN/m}^2$$

REDUCTIONS:coeff. de réduction :  $\delta = 0,83$ 

$$P_n = 125,967 \cdot 0,83 = 104,552 \text{ daN/m}^2 \rightarrow 30 \text{ daN/m}^2 \text{ (vérifié)}$$

$$P_{ex} = 220,443 \cdot 0,83 = 182,967 \text{ daN/m}^2 \rightarrow 52 \text{ daN/m}^2 \text{ (vérifié)}$$

ACTIONS EXTERIEURES

La direction du vent est supposée horizontale/aux parois verticales

-Action moyenne.... Parois verticales :-au vent:  $C_e = +0,8$ -sous vent:  $C_e = -0,5$ -Actions intérieures : Construction fermée  $C_i = +0,3$ ACTIONS RESULTANTES SUR LES PAROIS

Elles sont déterminées en combinant de la façon la + défavorable

Les actions ext.moyennes et les actions intérieures :  $(C_e - C_i) \cdot p$ On trouve:  $C_m = (C_e - C_i) = 1,1$ 

$$d'ou : P_n = 1,1 \cdot 104,552 = 115,007 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{ex} = 1,1 \cdot 182,967 = 201,263 \text{ daN/m}^2$$

$$P_n = 1,1 \cdot 104,552 = 115,007 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{ex} = 1,1 \cdot 182,967 = 201,263 \text{ daN/m}^2 \text{ (coté abrité)}$$

ETUDE DU PORTIQUE: (façade exposée au vent) : Vg

Le portique intermédiaire devra résister aux efforts du vent sur:  
3,60m de façade.

On appliquera la méthode du CCBA68:

On remplacera la condition sur la répartition de l'effort normal par le positionnement à priori de moment nul à mi-hauteur; et à mi-travée pour la petite travée, et pour la grande travée par l'équilibre des noeuds

$$p = 138,57 \text{ kg/m}^2$$

$$q = p \cdot 3,60 = 138,57 \cdot 3,60 = 499 \text{ kg/ml}$$

$$Q_1 = q \cdot h_1 = 499 \cdot \left(1,80 + \frac{3,47}{2}\right) = \dots = 1767 \text{ kg}$$

$$Q_2 = Q_1 + qh_2 = 1767 + 499(3,47) = \dots = 3499 \text{ kg}$$

$$Q_3 = Q_2 + qh_3 = 3499 + 499 \cdot 3,47 = \dots = 5231 \text{ kg}$$

$$Q_4 = Q_3 + qh_4 = 5231 + 499 \left(\frac{1,10}{2} + \frac{3,47}{2}\right) = \dots = 6374 \text{ kg}$$

$$Q_5 = Q_4 + qh_5 = 6374 + 499 \cdot 0,55 = \dots = 6649 \text{ kg}$$

Total des inerties réduites:

Poteau intermédiaire:	$\frac{22 \cdot (50)^3}{12}$	= 229,166 · 10 <sup>3</sup> cm <sup>4</sup>
Poteau de rive:	$2 \cdot \frac{(0,8 \cdot 35,22)^3}{12}$	= 125,766 · 10 <sup>3</sup> cm <sup>4</sup>
		Total..... = 354,932 · 10 <sup>3</sup> cm <sup>4</sup>

REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX

(d'après B.A.60 p135 )

-Poteau intérieur:

$$E = Q_1 \cdot \frac{I}{I_{tot}} = 1767 \cdot \frac{229,2}{354,9} = \dots = 1140 \text{ kg}$$

$$F = Q_2 \cdot 0,645 = 3499 \cdot 0,645 = \dots = 2257 \text{ kg}$$

$$G = Q_3 \cdot 0,645 = 5231 \cdot 0,645 = \dots = 3374 \text{ kg}$$

$$H = Q_4 \cdot 0,645 = 6374 \cdot 0,645 = \dots = 4111 \text{ kg}$$

-Poteau de rive:

$$I = A = Q_1 \cdot \frac{0,8 \cdot I}{I_{tot}} = 1767 \cdot \frac{0,62,9}{354,9} = \dots = 313 \text{ kg}$$

$$J = B = Q_2 \cdot 0,177 = 3499 \cdot 0,177 = \dots = 619 \text{ kg}$$

$$K = C = Q_3 \cdot 0,177 = 5231 \cdot 0,177 = \dots = 926 \text{ kg}$$

$$L = D = Q_4 \cdot 0,177 = 6374 \cdot 0,177 = \dots = 1128 \text{ kg}$$

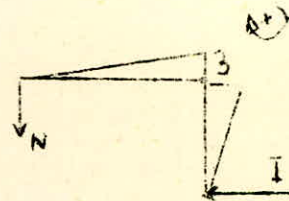
NIVEAU TERRASSE

Noeud: 3

$$I = 3I3 \text{ kg}$$

$$M_i = 3I3 \cdot \frac{3,47}{2} = 543 \text{ kg}_m$$

$$N = \frac{543}{3,01} = 180,4 \text{ kg}$$



Noeud: 2

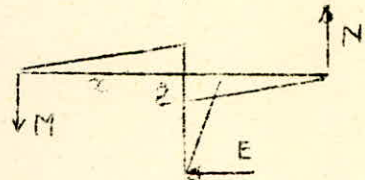
$$M_n = 543 \text{ kg}_m$$

$$M_e = 1140 \cdot 1,735 = 1977,9 \text{ kg}_m$$

$$M_e - M_m - M_n = 0$$

$$M_m = M_e - M_n = 1434,9 \text{ kg}_m$$

$$M \cdot x = 1434,9 \text{ kg}_m$$

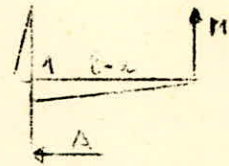


Noeud: 1

$$M_a = 3I3 \cdot 1,735 = 543 \text{ kg}_m$$

$$M_{cons} = \frac{q \cdot l^2}{2} = \frac{499 \cdot (1,8)^2}{2} = 808,4 \text{ kg}_m$$

$$M_a + M_{cons} - M_m = 0$$



d'ou  $M_m = 1351,4 \text{ kg}_m = M(1-x)$

$$M \cdot x = 1434,9 \text{ kg}_m$$

$$M(1-x) = 1351,4 \text{ kg}_m \dots\dots\dots \text{d'ou } x = 3,512 \text{ m et } M = 408,55 \text{ kg}$$

NIVEAU: 2

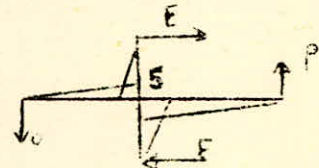
Noeud: 6

$$J = 619 \text{ kg}$$

$$M_j = 619 \cdot 1,735 = 1073,96 \text{ kg}_m$$

$$M_i = 543 \text{ kg}_m$$

$$M_i + M_j - M_p = 0 \dots\dots M_p = 1616,96 \text{ kg}_m \dots\dots P = \frac{1616,96}{3,01} = 537,2 \text{ kg}$$



Noeud: 5

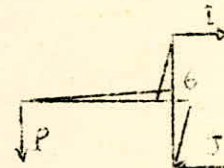
$$M_p = 1616,96 \text{ kg}_m$$

$$M_e = 1977,9 \text{ kg}_m$$

$$M_f = 2257 \cdot 1,735 = 3915,9 \text{ kg}_m$$

$$M_e + M_f - M_p - M_o = 0$$

d'ou  $M_o = 4276,84 \text{ kg}_m = 0 \cdot x$



Noeud: 4

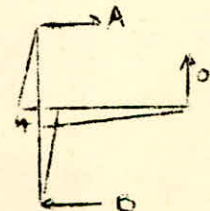
$$M_a = 543 \text{ kg}_m$$

$$M_b = 1073,9 \text{ kg}_m$$

$$M_a + M_b - M_o = 0 \dots\dots M_o = 1616,9 \text{ kg}_m = 0(1-x)$$

$$0 \cdot x = 4276,84 \text{ kg}_m$$

$$0(1-x) = 1616,9 \text{ kg}_m \dots\dots\dots \text{d'ou: } 0 = 864,2 \text{ kg}$$



NIVEAU: 5

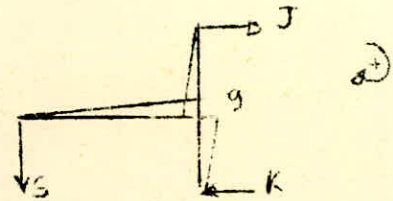
Noeud: 9

$M_j = 1073,96 \text{ kgm}$

$M_k = 926,1,735 = 1606,61 \text{ kgm}$

$M_j + M_k - M_s = 0 \dots\dots d'ou M_s = 2680,57 \text{ kgm}$

$S = \frac{2680,57}{3,01} = 890,55 \text{ kg}$



Noeud: 8

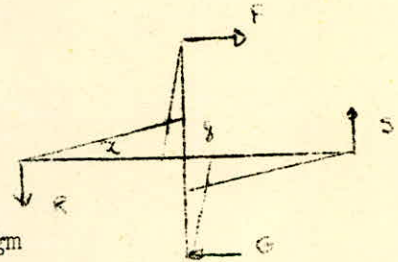
$M_f = 3915,9 \text{ kgm}$

$M_g = 3374,1,735 = 5853,9 \text{ kgm}$

$M_s = 2680,57 \text{ kgm}$

$M_f + M_g - M_r - M_s = 0 \dots\dots d'ou M_r = 7089,23 \text{ kgm}$

$M_r = R \cdot x = 7089,23 \text{ kgm}$



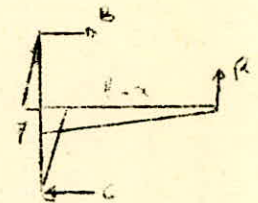
Noeud: 7

$M_b = 1073,9 \text{ kgm}$

$M_c = 1606,61 \text{ kgm}$

$M_c + M_b - M_r = 0 \dots\dots d'ou: M_r = 2680,51 \text{ kgm} = R(1-x)$

$d'ou: R = 1432,52 \text{ kg}$



NIVEAU: 4

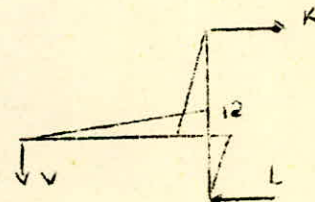
Noeud: I2

$M_k = 1606,61 \text{ kgm}$

$M_l = 1128,0,55 = 620,4 \text{ kgm}$

$M_k + M_l - M_v = 0 \dots\dots d'ou: M_v = 2227 \text{ kgm}$

$V = 2227 = 739,9 \text{ kg}$



Noeud: II

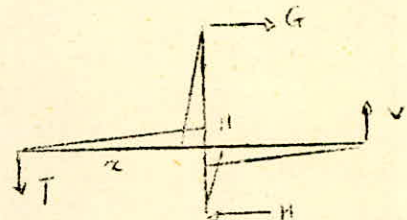
$M_g = 5853,9 \text{ kgm}$

$M_h = 4111,0,55 = 2261 \text{ kgm}$

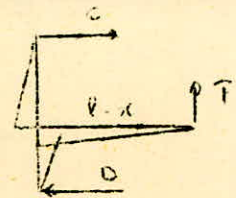
$M_v = 2227 \text{ kgm}$

$M_g + M_h - M_v - M_t = 0$

$d'ou: M_t = 5887,9 \text{ kgm} = T \cdot x$







Noeud: IO

$$M_c = 1606,61 \text{ kgm}$$

$$M_d = 1128,1,735 = 1957 \text{ kgm}$$

$$M_c + M_d - M_t = 0 \dots \dots \dots \text{d'ou: } M_t = 3563,61 \text{ kgm}$$

$$T(1-x) = 3563,61 \text{ kgm}$$

$$\text{d'ou: } T = 1385,85 \text{ kg}$$

NIVEAU: "O" Encastrement



FORCES CONCENTREES AU NIVEAU DES TRAVERSES

$$f_1 = q \cdot h_1 = 499 \cdot 3,54 = 1767 \text{ kg}$$

$$f_2 = q \cdot h_2 = 499 \cdot 3,47 = 1732 \text{ kg}$$

$$f_3 = q \cdot h_3 = 499 \cdot 3,47 = 1732 \text{ kg}$$

$$f_4 = q \cdot h_4 = 499 \cdot 2,29 = 1143 \text{ kg}$$

$$f_5 = q \cdot h_5 = 499 \cdot 0,55 = 275 \text{ kg}$$

Meme étude pour la face abritée (vent de droite: Vd)

On fera le calcul avec  $p_n = 115 \text{ kg/m}^2$

.....voir: Diagrammes.

(M) (kgm)

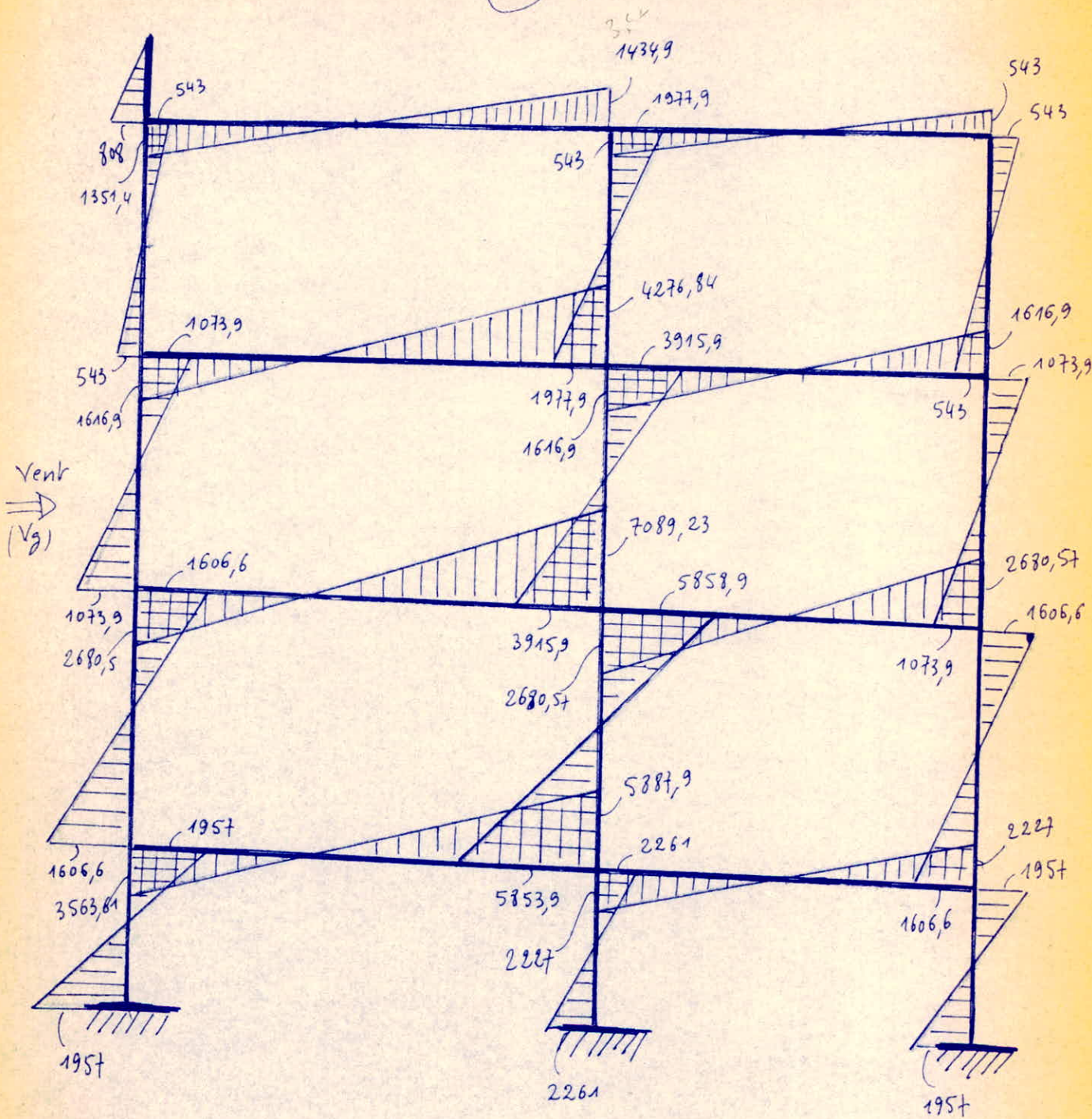
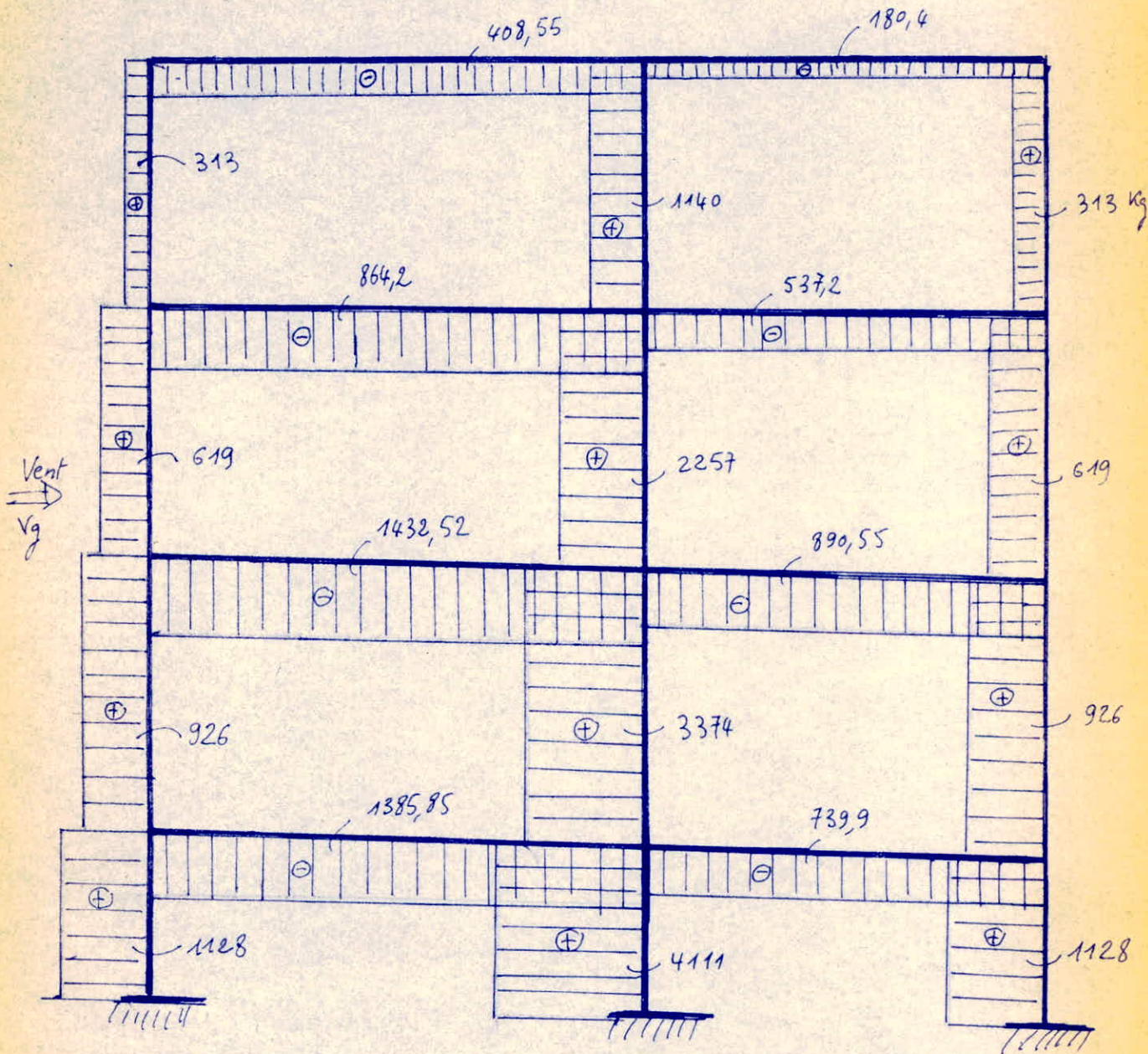


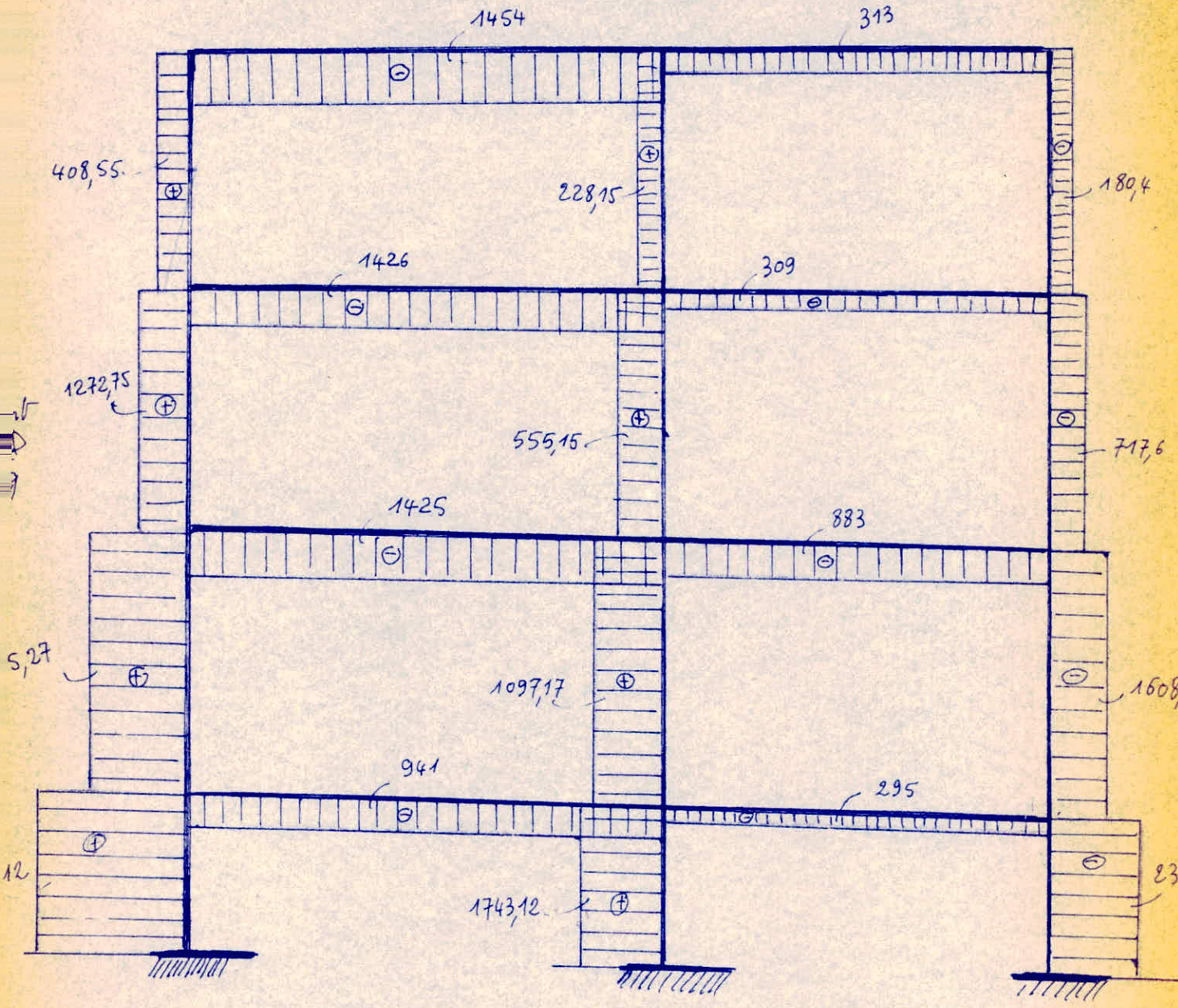
DIAGRAMME DES MOMENTS DÙS AU VENT (Vg)

(T) (Kg)



EFFORT TRANCHANT DU AU VENT (Vg)

(N) (Kg)



EFFORT NORMAL DU AU VENT (Vg)

(M) kg/m

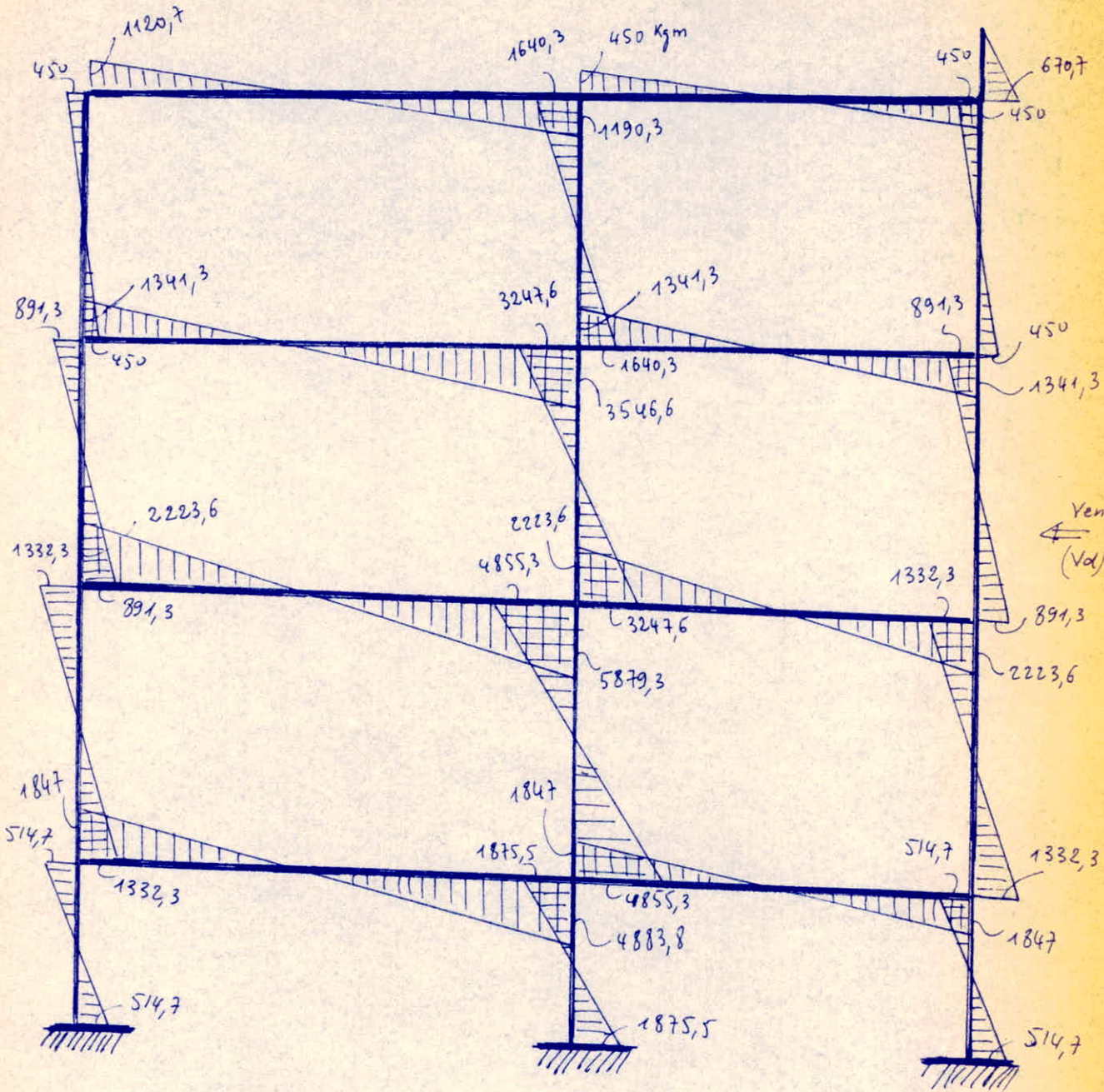
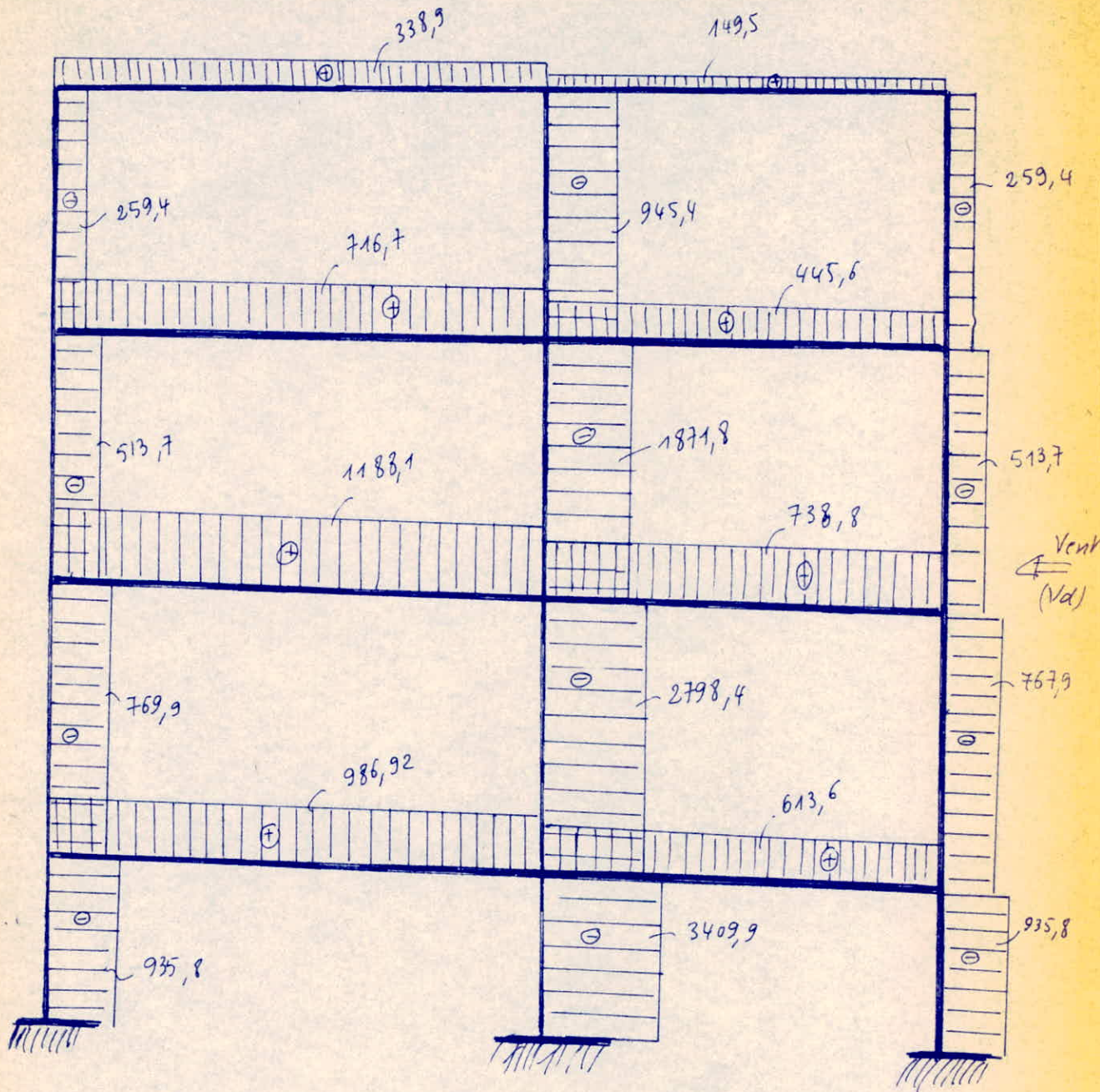


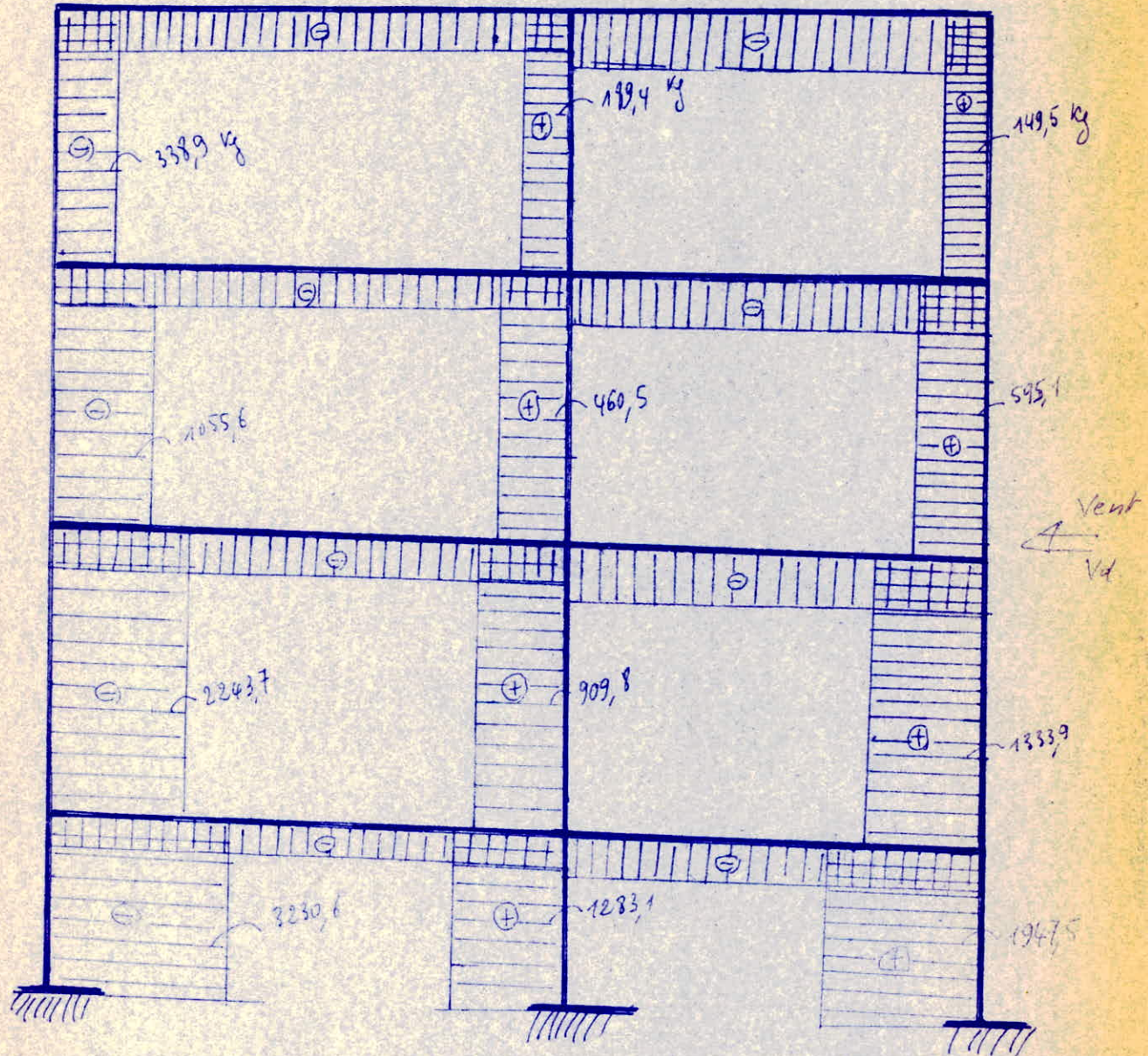
DIAGRAMME DES MOMENTS DU AU VENT à DROITE (Vd)

(T) (kg)



EFFORT TRANCHANT DU AU VENT du Cote droit  
(Vd)

# EFFORT NORMAL DU AU VENT (vd)



chapitre E

étude des poteaux



# E T U D E D E S P O T E A U X

Chaque poteau est soumis à:

-Un moment  $M_g + M_s$  aux appuis créer par les charges verticales dues aux poids propre et surcharges.

-Un autre moment:  $M_{vd}$  et  $M_{vg}$  crée par les efforts horizontaux dus à l'effort du vent qui souffle dans deux directions.

On prendra dans nos calculs le cas le plus défavorable.

Pour cela on se contente d'étudier un exemple de calcul sur un poteau et de présenter le résultat de calcul des autres poteaux dans un tableau. Notons qu'on a négligé l'effort tranchant dans poteaux (BA68p147)

## Poteau de rive "S<sub>3</sub>"

.Armatures longitudinales à l'appui 1 : Niveau: "n<sub>1</sub>"

-Effet des charges verticales et du vent  $V_d$

$$M=1,782 \text{ tm}$$

$$N=(20,68 + 0,338) = -21 \text{ t (compression)}$$

La section étant soumise à l'effort normal N de compression et à un moment fléchissant M est justifiée en flexion composée.

-Détermination rapide du ferrailage

$$h_t=35 \text{ cm} \quad , \quad d=3 \text{ cm}$$

$$b=22 \text{ cm} \quad , \quad h = \frac{h_t}{1+0,1} = \frac{35}{1,1} = 31,81 \text{ cm}$$

$$\text{On prendra } h=32 \text{ cm}$$

Béton dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$ . C P A 325

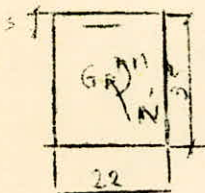
Acier TOR  $\sigma_{en}=4200 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\bar{\sigma}_a=2800 \text{ kg/cm}^2$

$$A = \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{1782 \cdot 10^2}{7/8 \cdot 32 \cdot 2800} = 2,27 \text{ cm}^2 \quad (3T10)=2,35 \text{ cm}^2$$

-Enrobage:

$$u \geq \emptyset \quad (\text{inter. bâtiment: } 1 \text{ cm} \dots \dots u \geq 2 \text{ cm})$$

$$v \geq \left. \begin{array}{l} \emptyset=2 \text{ cm} \\ Cg=2,5 \text{ cm} \end{array} \right\} \dots \dots \dots v \geq 2,5 \text{ cm}$$



$$w \geq \begin{cases} \varnothing = 2 \text{ cm} \\ 7/5 \cdot C_g = 3,5 \text{ cm (gran. roulé)} \end{cases} \dots \dots w \geq 3,5 \text{ cm}$$

-Détermination précise de la section:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,785 \cdot 10^5}{21 \cdot 10^3} = 8,485 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{35}{6} = 5,833 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Elle est à étudier en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_1$

$$M_1 = 1,782 + 21(0,35/2 - 0,03)4,827 \text{ tm}$$

$$\frac{\mu'}{\alpha} = \frac{15 \cdot M}{a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 4,827 \cdot 10^5}{2800 \cdot 22 \cdot 32^2} = 0,1148$$

d'où:  $K = 22,6$  (abaque 1) .....  $\tilde{\omega} = 0,883$

$$\sigma'_b = \frac{\tilde{\omega} \cdot a}{b} = \frac{0,883 \cdot 2800}{22 \cdot 6} = 123,89 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b = 135 \text{ kg/cm}^2$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_1 = \frac{15}{n} \cdot \frac{\tilde{\omega} \cdot b \cdot h}{100} = \frac{0,883 \cdot 22 \cdot 32}{100} = 6,216 \text{ cm}^2$$

On revient en flexion composée:

$$A = A_1 - \frac{N}{a} = 6,216 - \frac{21 \cdot 10^3}{2800} = -1,28 \text{ cm}^2$$

d'où on mettra alors le % minimal d'armatures:

(B.A.68 p57,58 Art:32)

Les prescriptions suivantes sont appliquées à tous les poteaux, que leur charges soit axiale ou excentrée.

Volume relatif mini. d'armatures:

$$\tilde{\omega}' \geq \frac{1,25 \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \sigma_m}{1000 \cdot b \cdot h}$$

$$\theta_1 = 1,8 \text{ (poteau d'angle)}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4 \cdot a - 2 \cdot c} = 1 + \frac{0,9 \cdot 345}{4 \cdot 22 - 2 \cdot 3} = 4,78$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{e_n} = 1,51$$

$$\sigma'_m = \frac{N'}{B} = \frac{21 \cdot 10^3}{22.35} = 27,27 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_{bo} = 67,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\omega'_1 \geq \frac{1,25 \cdot 1,8 \cdot 4,78 \cdot 1,51 \cdot 27,3}{1000 \cdot 67,5} = 0,655\%$$

$$\text{d'où } A' = \frac{0,655 \cdot (22.35)}{100} = 5,04 \text{ cm}^2$$

Soit une section réelle de  $A = 3\phi 16 = 6,03 \text{ cm}^2$

\*Armatures longitudinales: niveau: "n<sub>3</sub>"

Effet des charges verticales et du Vd

$$M = 2,517 \text{ tm}$$

$$N = 43,91 + 1,055 = - (44,97 \text{ t})$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2,517 \cdot 10^5}{21 \cdot 10^3} = 5,97 \text{ cm} \quad \frac{h_t}{6} = 5,833 \text{ cm}$$

La section est entièrement comprimée.

On appellera  $M_a^s$  = Moment des forces/c.d.g. des armat.les + compr.

$M_a^i$  = .....les - comp.

$$M_a^s = 2,517 - 44,97(0,35/2 - 0,03) = -4 \text{ tm}$$

$$M_a^i = 2,517 + 44,97(0,35/2 - 0,03) = 9,037 \text{ tm}$$

$$\mu_1^t = \frac{M_a^i}{\sigma'_b \cdot b \cdot h_t^2} = \frac{9,037 \cdot 10^5}{135 \cdot 22.35^2} = 0,248$$

$$\mu_2^t = \frac{M_a^s}{\sigma'_b \cdot b \cdot h_t^2} = \frac{-4 \cdot 10^5}{135 \cdot 22.35^2} = -0,109$$

$$\delta = 0,1$$

L'examen des abaques montre que le minimum de " $\omega'_1 + \omega'_2$ ", est obtenu pour  $\omega'_2 = 0$ . Les valeurs de  $\mu_1^t$  et  $\mu_2^t$ , ne se trouvant pas dans l'abaque, on passera au cas où les armatures sont symétriques,

"Charron p238"

$$\rho = \frac{\sigma'_b \cdot b \cdot h_t}{N} = \frac{135 \cdot 22 \cdot 35}{44970} = 2,31$$

$$\beta = \frac{6 \cdot e}{h_t} = \frac{6 \cdot 5,819}{35} = 0,997$$

$$c = 0,27(1 - 2 \cdot \delta)^2 = 0,27(1 - 2 \cdot 0,1)^2 \cdot 2,31 = 0,405$$

, 3.

$$E = \rho - 1 - \beta = 0,363$$

$$\tilde{\omega}' = \frac{-D \pm \sqrt{D^2 - 4.c.E}}{2.c} < 0$$

$\tilde{\omega}'$  étant négatif le béton est abondant. Il suffit seul pour absorber tous les efforts dans la section. Cependant pour empêcher tout risque de fissuration, on prendra comme section, celle donnée par le % minimal d'armatures.

$$\tilde{\omega}'_1 \geq \frac{1,26 \cdot 1,8 \cdot 4,78 \cdot 1,51 \cdot 58,4}{1000 \cdot 67,5} = 1,38 \%$$

$$\text{avec: } \sigma'_m = \frac{44970}{770} = 58,4 < 67,5$$

$$A_{\text{mini}} = 0,0138 \cdot 770 = 10,62 \text{ cm}^2, \text{ soit } \underline{A = 3020 + 2\emptyset 10 = 10,99 \text{ cm}^2}$$

Ainsi on fera la même étude pour chaque niveau des trois poteaux du portique et on vérifiera à chaque fois le % mini. d'armat. (voir tableau des résultats).

#### ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT:

niveau: n<sub>1</sub> - n<sub>2</sub>:

$$T_{\text{max}} = 0,055 + 0,259 = 0,314 \text{ t (du aux charg. perm. + surcharg. + vent)}$$

$$z = 7/8 \cdot 32 = 28 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{314}{22 \cdot 28} = 0,509 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 0,509 \leq (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}_{bo}}) \bar{\sigma}_b = 14,5 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\tau}_b \text{ (vérifié).}$$

$$\rho_a = 1 - \frac{0,509}{9,5,8} = 0,991 > 2/3$$

$$t_{\text{at}} = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{en} = 0,991 \cdot 2400 = 2378 \text{ kg/cm}^2$$

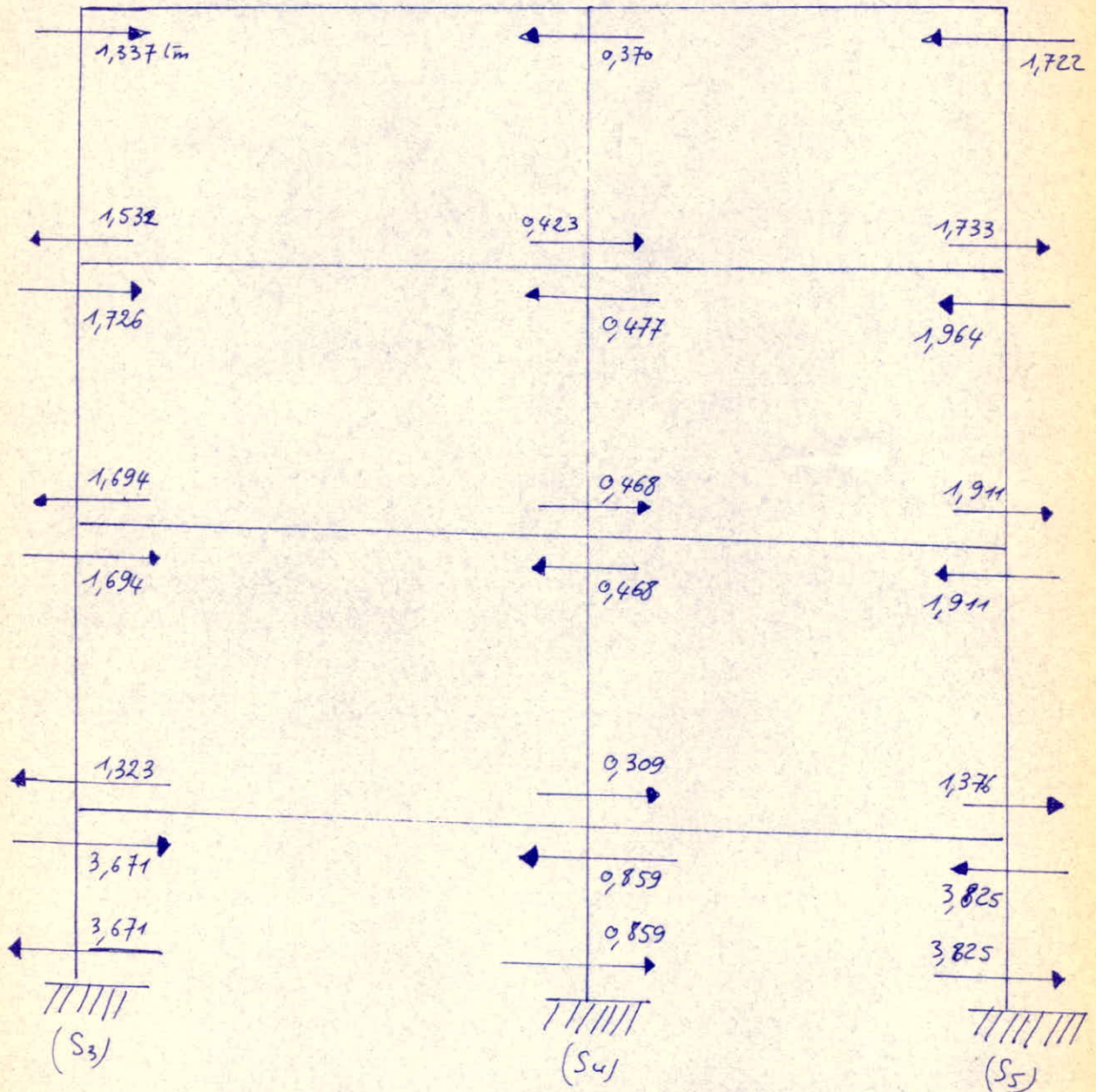
On adoptera 1 cadre  $\emptyset 6$  Adx + 1 étréié  $\emptyset 6$  Adx, soit  $A_t = 4\emptyset 6$

$$t \leq \frac{.28 \cdot 2378}{214}$$

$$\bar{t} = 32 \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{0,509}{5,8} \right) = 31 \text{ cm}$$

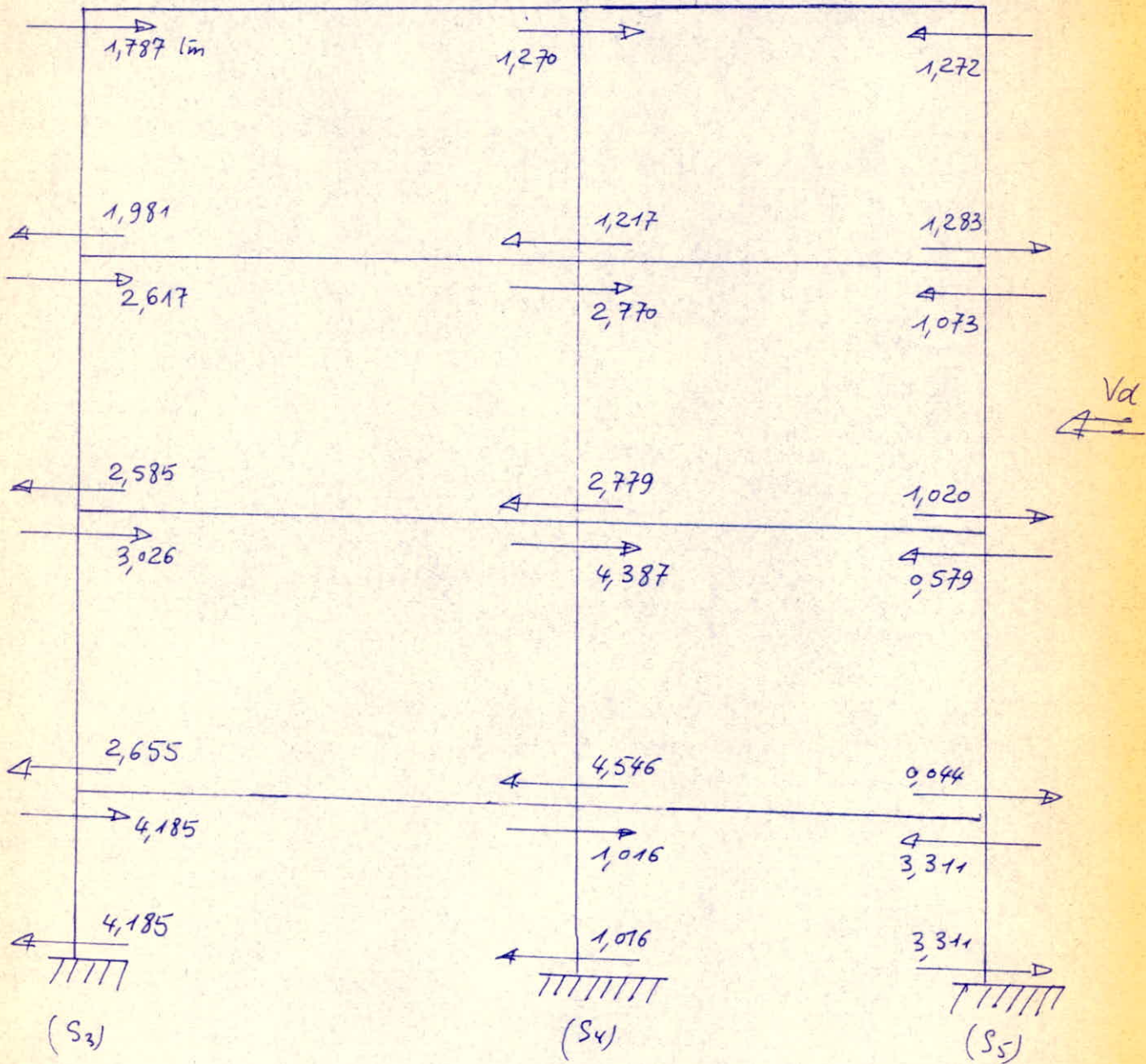
$$\bar{t} \geq 0,2 \cdot h = 0,2 \cdot 32 = 6,4 \text{ cm, d'où } t = 31 \text{ cm}$$

Effet de  $M_g + M_s$  (charges perman. + surcharges) sur le portique transvers. intermed. "Effet le plus défavorable"



Moments dans les poteaux

EFFET DE  $M_g + M_s + M_{vd}$  Sur le portique interm.

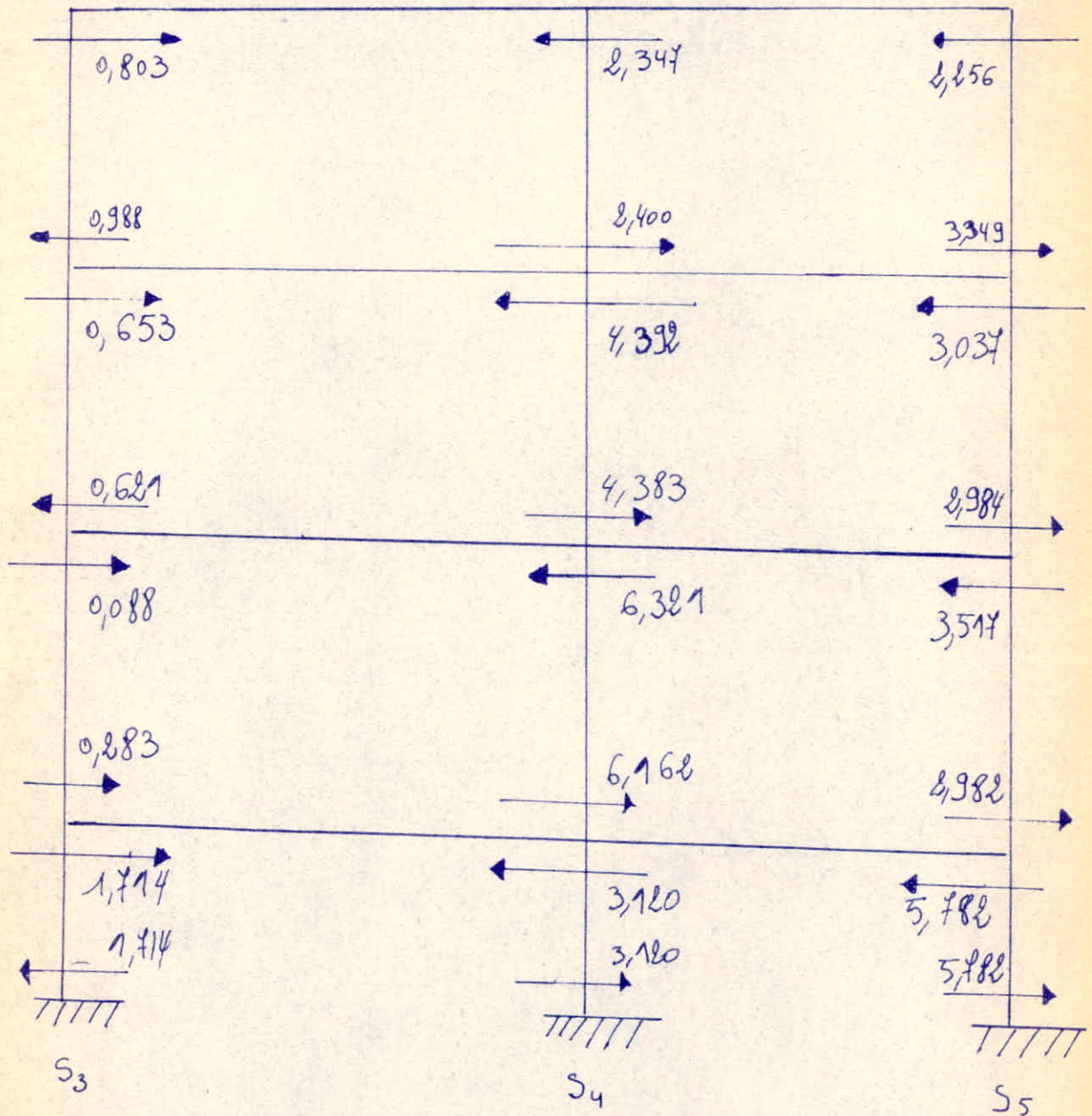


Moments dans les poteaux

Effet de  $M_g + M_s + M_{vg}$  (charges perman. + Surcharges + Vent gauche)

Sur le portique transversal intermediaire (effet le + defarmer)

$V_g$   

POTEAU S<sub>3</sub>

Niveaux	g+s (t)	surcharges d'ues au vent (t)	total (t)	M <sub>g</sub> +M <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> +M <sub>s</sub> +M <sub>v</sub>	M <sub>g</sub> +M <sub>s</sub> +M <sub>vd</sub>
n <sub>1</sub>	20,278	0,408	20,68	1,337	0,803	1,787
n <sub>2</sub>	20,946	0,408	21,35	1,531	0,988	1,981
n <sub>3</sub>	42,637	1,272	43,91	1,726	0,653	2,617
n <sub>4</sub>	43,305	1,272	44,58	1,694	0,621	2,585
n <sub>5</sub>	64,996	2,705	67,70	1,694	0,088	3,026
n <sub>6</sub>	65,664	2,705	68,37	1,323	0,283	2,655
n <sub>7</sub>	87,335	4,091	91,43	3,671	1,714	4,185
n <sub>8</sub>	87,489	4,091	91,58	3,671	1,714	4,185



POTEAU S<sub>4</sub>

Niveaux	g+s (t)	Surcharges dus au vent (t)	total (t)	M <sub>g</sub> +M <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> +M <sub>s</sub> +M <sub>vg</sub>	M <sub>g</sub> +M <sub>s</sub> +M <sub>vd</sub>
n <sub>1</sub>	25,600	0,228	25,83	0,370	2,347	1,270
n <sub>2</sub>	26,533	0,228	26,78	0,423	2,400	1,217
n <sub>3</sub>	54,279	0,555	54,83	0,477	4,392	2,790
n <sub>4</sub>	55,232	0,555	55,79	0,468	4,383	2,779
n <sub>5</sub>	82,961	1,097	84	0,468	6,321	4,387
n <sub>6</sub>	83,914	1,097	85	0,309	6,162	4,546
n <sub>7</sub>	111,643	1,743	113,39	0,859	3,120	1,016
n <sub>8</sub>	111,863	1,743	113,61	0,859	3,120	1,016

POTEAU S<sub>5</sub>

Niveaux	g+s (t)	Surcharges dus au vent (t)	total (t)	M <sub>g</sub> +M <sub>s</sub>	M <sub>g</sub> +M <sub>s</sub> +M <sub>vg</sub>	M <sub>g</sub> +M <sub>s</sub> +M <sub>vd</sub>
n <sub>1</sub>	15,224	0,180	15,41	1,722	2,256	1,272
n <sub>2</sub>	15,892	0,180	16	1,733	3,349	1,283
n <sub>3</sub>	32,621	0,717	33,34	1,964	3,037	1,073
n <sub>4</sub>	33,289	0,717	34	1,911	2,984	1,020
n <sub>5</sub>	50,018	1,608	51,63	1,911	3,517	0,579
n <sub>6</sub>	50,686	1,608	52,29	1,376	2,982	0,044
n <sub>7</sub>	67,45	2,348	69,76	3,825	5,782	3,311
n <sub>8</sub>	67,569	2,348	69,92	3,825	5,782	3,311

POTEAU  $S_3$

Niveaux	$M_g + M_s$ (tm)	$M_g + M_s + M_{vg}$ (tm)	$M_g + M_s + M_{vd}$ (tm)	N (t)	Section B du poteau (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudina- les A réelle	Nbre de barres	Ecartement t (cm)
$n_1$	1,337	0,803	1,787	20,68	770	6,03	3 $\phi$ 16	24
$n_3$	1,626	0,653	2,517	43,91	770	10,99	2 $\phi$ 10 + 3 $\phi$ 20	30
$n_5$	1,694	0,088	3,026	67,70	770	17,21	1 $\phi$ 12 + 2 $\phi$ 32	35
$n_{2f}$	3,671	1,714	4,185	91,43	770	22,36	2 $\phi$ 20 + 2 $\phi$ 32	35

POTEAU S<sub>4</sub>

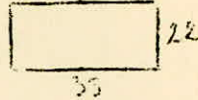
Niveaux	M <sub>g</sub> + M <sub>s</sub> (tm)	M <sub>g</sub> + M <sub>s</sub> + M <sub>u</sub> (tm)	M <sub>g</sub> + M <sub>s</sub> + M <sub>vd</sub> (tm)	N (t)	Section du poteau cm <sup>2</sup>	Armatures longitudi- nales A	Nbre de barres	Ecartem. t (cm)
m <sub>1</sub>	0,370	2,347	1,270	25,830	1100	4,02	2φ16	24
m <sub>3</sub>	0,477	4,392	2,770	54,830	1100	7,82	2φ20 + 1φ14	30
m <sub>5</sub>	0,468	6,321	4,387	84,000	1100	11,83	2φ25 + 1φ16	35
m <sub>f</sub>	0,859	3,120	1,016	113,390	1100	16,08	2φ32	24

POTEAU S<sub>5</sub>

Niveaux	$M_g + M_s$ (tm)	$M_g + M_s + M_{vg}$ (tm)	$M_g + M_s + M_{vd}$ (tm)	N (t)	Section du poteau	Armatures longitud. A	Nbre de barres	Ecartem. t (cm)
n <sub>1</sub>	1,722	2,256	1,272	15,410	770	4,02	2 $\phi$ 16	24
n <sub>3</sub>	1,911	3,037	1,073	33,340	770	8,29	2 $\phi$ 20 + 1 $\phi$ 16	30
n <sub>5</sub>	3,825	3,517	0,579	51,630	770	12,96	2 $\phi$ 25 + 1 $\phi$ 20	35
n <sub>6</sub>		5,8	3,311	69,760	770	18,09	2 $\phi$ 32 + 1 $\phi$ 16	24

## VERIFICATION AU FLAMBEMENT DES POTEAUX DU PORTIQUE

Poteau de rive:  $b=22\text{cm}$   
 $a=35\text{cm}$



Poteau interm.  $b=22\text{ cm}$   
 $a=50\text{ cm}$

Poutre transv. en liaison avec les poteaux:  $b=22\text{ cm}$   
 $h=60\text{ cm}$

### Condition de non vérification au flambement:

Pour un poteau à section rectangulaire:

$$\frac{l_c}{b} \leq 14,4$$

$l_c$  = longueur de flambement =  $0,9.l_0$  (pour un poteau d'angle)

$l_c = 0,7.l_0$  (pour un poteau interm.) ou poteau intérieur

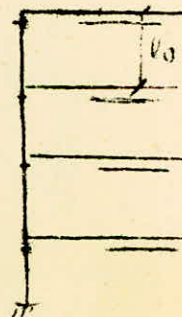
$$I_{\text{pot}} = \frac{35 \cdot 22^3}{12} \leftarrow I_{\text{poutre}} = \frac{22 \cdot 60^3}{12} \text{ d'ou: } l_c = 0,9 \cdot 345 = 310,5\text{cm}$$

$$\text{d'ou } \frac{l_c = 310,5}{b = 22} = 14,11 \leftarrow 14,4 \text{ (vérifié)}$$

Pour le poteau int. on a :  $I_{\text{poutre}} > I_{\text{pot}} \dots l_c = 0,7.l_0$

$$\text{d'ou: } \frac{l_c}{b} = \frac{214,5}{22} = 9,7 < 14,4 \text{ (vérifié)}$$

Ainsi à chaque niveau la condition est vérifiée, il n'ya pas lieu de faire le calcul au flambement.



# chapitre 6

étude des fondations

## ETUDE DES FONDATIONS

### Résultats des études du sol: (L.N.T.P.B.)

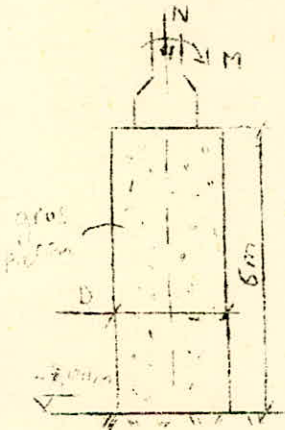
Il a été tiré la conclusion suivante:

Etant donné la très faible portance des sols sableux superficiels il est impératif de fonder la construction sur: puits ou pieux, ancrés dans la couche dure, mais étant donné le niveau quelque peu variable de cet horizon, une profondeur de 7m. semble convenir.

Les pieux seront du type travaillant par la pointe. Le frottement latéral est très faible en regard de la résistance à la pointe et sera donc négligé dans les calculs.

On adoptera  $R_p = 40 \text{ kg/cm}^2$  à condition de s'assurer de l'inexistence d'un sol moins dur.

### Calcul des fondations: FONDATION SUR PUIITS



Résistance de pointe:  $[R_p] = 40 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte admissible du terrain (coef. sécur. = 3)

$$\bar{\sigma}_a^{\text{ter}} = \frac{40}{3} = 13,4 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte admissible du gros béton à la

compression:  $\bar{\sigma}'_{\text{gros béton}} = \frac{1}{6} \cdot \bar{\sigma}'_{28} =$

On prendra un gros béton dosé à  $250 \text{ kg/m}^3$

avec:  $\bar{\sigma}'_{28} = 180 \dots \bar{\sigma}'_{\text{gr. bét.}} = \frac{1}{6} \cdot 180 = 30 \text{ kg/cm}^2$

### Dimensionnement des puits de fondation:

-Puit intermédiaire le + chargé:

$$\begin{aligned} M &= 3,12 \text{ tm} \\ N &= 113,610 \text{ t} \end{aligned} \quad \text{d'ou: } e = \frac{M}{N} = \frac{3,12 \cdot 10^5}{113,61 \cdot 10^3} = 2,75 \text{ cm}$$

Les contraintes au niveau inférieur des puits seront:

$$(\sigma_{1,2}) = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{N}{\frac{\pi \cdot D^2}{4}} \pm \frac{M}{\frac{\pi \cdot D^3}{32}} \Rightarrow \boxed{\frac{N}{\frac{\pi \cdot D^2}{4}} \cdot \left( 1 \pm \frac{8 \cdot e}{D} \right)}$$

D étant le diamètre du puit

Ainsi on connaît toutes les données,  $\bar{\sigma}_{\text{ter}} = 13,4 \text{ kg/cm}^2$ ,

la résolution de l'équation en 3ème degré, nous permettra de déterminer D, on trouve: D = 1,20 m. (en arrondissant)



## SEMELLES DE FONDATION:

Les semelles assurent la transmission des charges des poteaux, aux puits, qui à leur tour les transmettent au sol.

### \* Dimensionnement des semelles:

Dans les dimensionnements des semelles, on doit s'arranger pour éviter les contraintes de traction, car elles auront pour effet de décoller la semelle.

On supposera une variation trapézoïdale des contraintes.

Soit:  $e$  l'excentricité de l'effort normal, pour que le gros béton sous la semelle soit entièrement comprimé il faut:

$$e \leq \frac{A}{6}$$

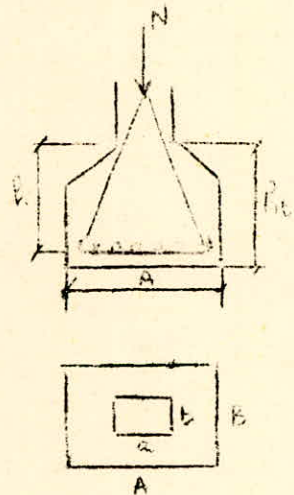
$$\overline{\sigma}_{\text{gr. bét.}} \geq \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} = \frac{N}{S} \pm \frac{M \cdot v}{I}$$

avec:  $S = A \cdot B$

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

$$v = \frac{A}{2}$$

$$B = \frac{b}{a} \cdot A = \lambda \cdot A$$



$$\overline{\sigma}'_{\text{gr. bét.}} \geq \frac{N}{\lambda \cdot A^2} + \frac{6 \cdot M}{\lambda \cdot A^3}$$

Multipliant le tout par:  $A^3$  et aussi divisant par  $\overline{\sigma}'_{\text{gr. bét.}}$

et posons:  $\alpha = \frac{N}{\lambda \cdot \overline{\sigma}'_{\text{gr. bét.}}}$  ;  $\beta = \frac{6 \cdot M}{\lambda \cdot \overline{\sigma}'_{\text{gr. bét.}}}$

$$\dots\dots\dots \boxed{A^3 - \alpha \cdot A - \beta \geq 0}$$

L'étude de cette inéquation permet de déterminer les valeurs de :  $A$  .

### DETERMINATION DES ARMATURES:

On a une semelle soumise à une charge verticale et un moment :  $M$ . Comme le vent change de direction, la semelle sera donc étudiée suivant deux cas: -Charges perm. +  $V_g$   
-Charges perm. +  $V_d$

On gardera la + grande section d'armatures, ainsi que les plus grandes dimensions des semelles ( $A \cdot B$ )

## METHODE DE CALCUL:

On utilisera la méthode des bielles, car elle est vérifiée par l'expérience.

$$\text{On a : } F'_x = \frac{Q'(A - a)}{8 \cdot h} \quad ; \quad A'_x = \frac{F'_x}{3/5 \cdot \bar{\sigma}_{en}}$$

$$F'_y = \frac{Q'(B - b)}{8 \cdot h} \quad ; \quad A'_y = \frac{F'_y}{3/5 \cdot \bar{\sigma}_{en}}$$

$$\text{Avec } \frac{3}{5} \bar{\sigma}_{en} = \bar{\sigma}_a$$

### Calcul des armatures

$$\text{On a : } \bar{\sigma}_1 = \frac{N}{A \cdot B} + \frac{6 \cdot M}{B \cdot A^2}$$

$$\bar{\sigma}_2 = \frac{N}{A \cdot B} - \frac{6 \cdot M}{B \cdot A^2}$$

On suppose que la répartition des contraintes est uniforme et ayant pour valeur, celle correspondant au quart de la longueur de la semelle.

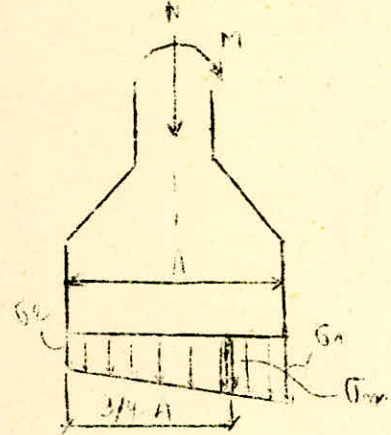
$$\bar{\sigma}_m = \frac{3 \cdot \bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2}{4}$$

$$\text{On calculera : } Q' = \bar{\sigma}_m \cdot A \cdot B$$

$$F'_x = \frac{Q'(A - a)}{8 \cdot h}$$

$$F'_y = \frac{Q'(B - b)}{8 \cdot h}$$

d'où les armatures:  $A'_x$  et  $A'_y$ . (voir tableau des résul.)





chapitre F

étude de l'escalier

# ETUDE DE L'ESCALIER

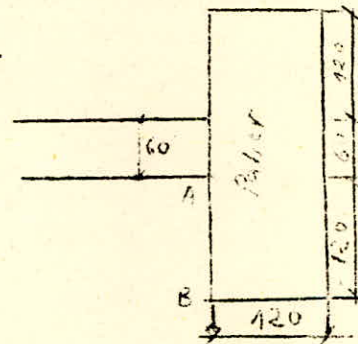
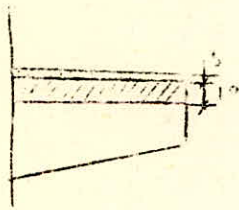
Le présent escalier qu'on va étudier, est un escalier extérieur en porte à faux. Les marches qui sont construites en encorbellement sur un mur droit, sont évidées.

Cet escalier se compose:

- De paliers reposant sur des consoles encastées dans le mur
- De volées comprenant, les marches et contre-marches en porte à faux.

On fera l'étude séparée de chaque partie.

## A) T ETUDE DU PALIER



### \*Charges permanentes:

- Poids propre/ml de palier:  
 $0,10 \cdot 1,2500 \dots\dots\dots = 250 \text{ kg/ml}$
- Revêtement:  $0,03 \cdot 1,2000 \dots\dots\dots = 60 \text{ kg/ml}$
- 310 kg/ml
- Charge concentrée du garde-corps  $\dots\dots\dots = 12 \text{ kg}$

### \*Surcharges :

- $400 \cdot 1,2 \dots\dots\dots = 480 \text{ kg/ml}$
- Surcharge horizontale  $\dots\dots\dots = 100 \text{ kg}$
- Total  $= g+s = 310+480 = \dots\dots\dots 790 \text{ kg/ml}$

$$M_{\max} = \frac{790 \cdot (1,20)^2}{2} + 12 \cdot 1,20 + 100 \cdot 1,10 = 693,2 \text{ kgm}$$



### Ferraillage du palier:

$$\begin{aligned} e &= 10 \text{ cm} \\ d &= 1,5 \text{ cm} \\ h &= 8,5 \text{ cm} \end{aligned} \quad \mu' = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 693,2 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 8,5^2} = 0,0514$$

$$\mu' = 0,0514 \dots\dots K = 37,6$$
$$\bar{\omega} = 0,379$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{37,6} = 74,5 \text{ kg/cm}^2 < 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{15 \cdot \bar{\omega} \cdot b \cdot h}{100} = \frac{0,379 \cdot 100 \cdot 8,5}{100} = 3,22 \text{ cm}^2$$

soit:  $4,01 \text{ cm}^2 = 8\emptyset 8$

### vérification du % mini.:

$$\frac{A}{b \cdot h} \geq \gamma_v \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \cdot \left(\frac{h_e}{h}\right)^2$$

$$\frac{4,01}{100 \cdot 8,5} = 0,0047 > 0,54 \cdot \frac{5,8}{2800} \cdot \frac{10^2}{8,5^2} = 0,001 \quad (\text{vérifié})$$

On a choisie: des  $\emptyset 8$ ,  $1\emptyset 8 = 0,50 \text{ cm}^2 \dots \rightarrow \text{nb de barres} = \frac{4,01}{0,5} = 8$

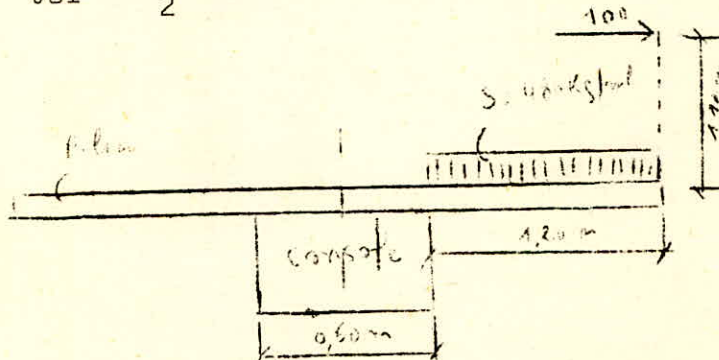
$$\text{écart.} = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm}$$

### Sécurité au renversement:

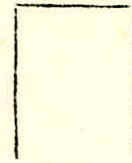
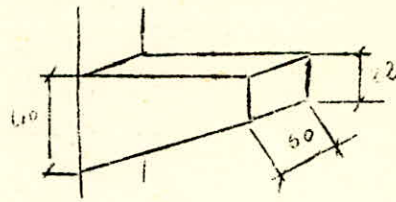
On vérifiera que l'ouvrage ne risque pas de basculer, lorsqu'il n'est chargé (surcharge) que d'un seul coté.

Le moment de torsion sera alors:

$$M_{\text{tor}} = \frac{480 \cdot 1,20^2}{2} + 100 \cdot 1,10 = 455,6 \text{ kgm}$$



B) etude de la console



\*Charges permanentes:

-Poids propre cons.

$$\frac{0,40+0,22}{2} \cdot 0,60 \cdot 1,2500 \dots\dots\dots = 465 \text{ kg/ml}$$

- Poids propre du palier/ml de console:

$$3 \cdot 1,20 \cdot 0,10 \cdot 2500 \cdot \frac{1}{1,20} \dots\dots\dots = 750 \text{ kg/ml}$$

-Poids propre revetement/ml de console:

$$0,03 \cdot 1,2 \cdot 3 \cdot 2000 \cdot \frac{1}{1,20} \dots\dots\dots = 180 \text{ kg/ml}$$

\*Surcharges :

$$400 \cdot 3 \cdot 1,2 \dots\dots\dots = 1440 \text{ kg/ml}$$

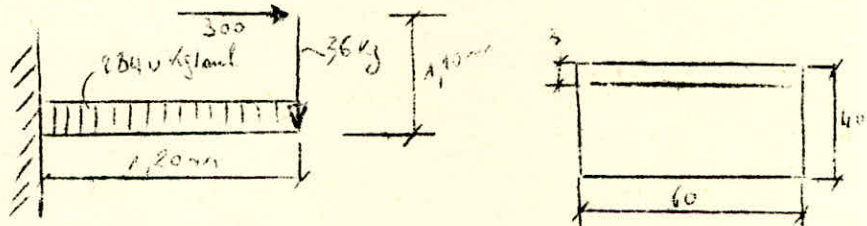
surcharge horizontale concentrée:

$$100 \text{ kg/ml} \cdot 3\text{m} = \dots\dots\dots = 300 \text{ kg}$$

\*Charge perm. concentrée du garde-corps

$$12 \text{ kg/ml} \cdot 3\text{m} \dots\dots\dots = 36 \text{ kg}$$

$$q_{\text{total}} = 465 + 750 + 180 + 1440 = 2835 \text{ soit } \dots\dots\dots \underline{2840 \text{ kg/ml}}$$



Calcul du moment:

$$M_{\text{max}} = 2840 \cdot 1,2^2 + 36 \cdot 1,20 + 300 \cdot 1,10 = \dots\dots\dots = 2417,2 \text{ kgm}$$

Ferrailage de la console:

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 2417,2 \cdot 10^2}{2800 \cdot 60 \cdot 37^2} = 0,0158 \dots\dots K=75$$

$$\tilde{w} = 0,111$$

$$A = \frac{15 \cdot \tilde{w} \cdot b \cdot h}{n \cdot 100} = \frac{0,111 \cdot 60 \cdot 37}{100} = 2,46 \text{ cm}^2 \text{ soit } \underline{5\emptyset 8 = 2,51 \text{ cm}^2}$$

contrainte du béton:  $\sigma_b = \frac{2800}{75} = 37,4 \text{ kg/cm}^2 < 135 \text{ kg/cm}^2$

Vérifions que la condition correspondant au minimum d'armatures est bien remplie:

$$\frac{A}{b \cdot h} \geq \gamma_4 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_c} \left( \frac{l_c}{h} \right)^2$$

$$\frac{2,51}{60,37} = 0,0011 \geq 0,54 \cdot \frac{5,8 \cdot 40^2}{2800 \cdot 37^2} = 0,0013$$

.....0,0011 < 0,0013 (non vérifié)

On prendra alors le % minimal:  $A = 60,37 \cdot 0,0013 = 2,89 \text{ cm}^2$

soit:  $A = 3,14 \text{ cm}^2 = 4 \text{ T } 10$

Les armatures de répartition seront constituées de  $4\phi 5 = 0,78 \text{ cm}^2$

Etude de l'effort tranchant:

$$T_{\max} = 2840 \cdot 1,2 + 36 = 3444 \text{ kg}$$

$$z = 7/8 \cdot 37 = 32,4 \text{ cm}$$

$$\text{contrainte max de cisaillement: } \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{3444}{60 \cdot 32,4} = 1,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 1,77 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{1,77}{9 \cdot 5,8} = 0,967 > 2/3$$

$$\sigma_{at} = \beta_a \cdot \bar{\sigma}_{en} = 0,967 \cdot 2320 = 2232 \text{ kg/cm}^2$$

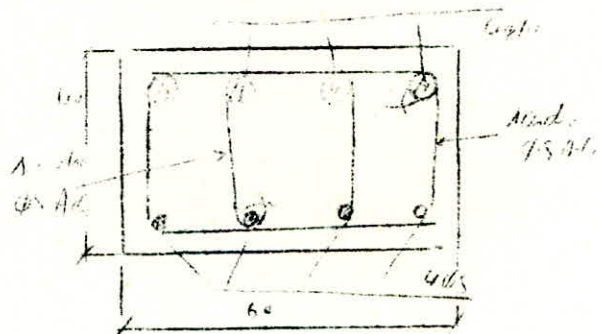
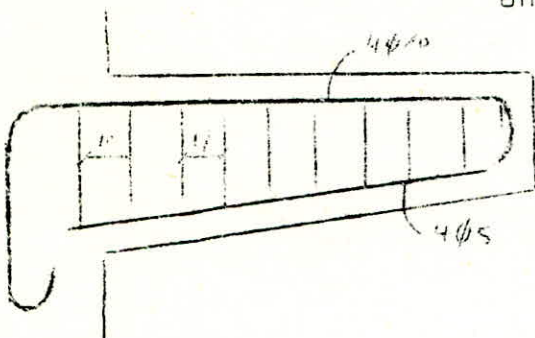
Pour les armatures transversales elles seront constituées par 2 cadres  $\phi 5$  Adx, soit:  $A_t = 4\phi 5 = 0,78 \text{ cm}^2$

$$t < \frac{0,78 \cdot 32,4 \cdot 2321}{3444} = 17 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = 37 \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{1,77}{5,8} \right) = 33,6 \text{ cm}$$

$$\bar{t} \geq 0,2 \cdot 37 = 7,4 \text{ cm}$$

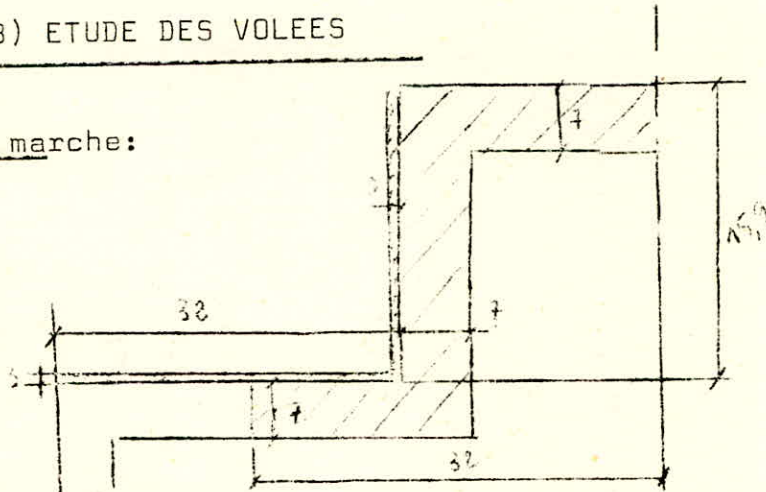
On prendra un écart.  $t = 17 \text{ cm}$





## B) ETUDE DES VOLEES

-Calcul d'une marche:



\*Charges permanentes:

- Poids propre de la marche:  $0,32 \cdot 0,07 \cdot 2500 = \dots = 56 \text{ kg/ml}$
- Poids propre du revêtement:  $0,03 \cdot 0,32 \cdot 2000 = \dots = 19,2 \text{ kg/ml}$
- Contre-marche:  $(0,159 + 0,07) \cdot 0,07 \cdot 2500 = \dots = 40 \text{ kg/ml}$
- Revêtement contre-marche:  $0,159 \cdot 0,03 \cdot 2000 = \dots = 9,54 \text{ kg/ml}$
- $= 124,74 \text{ kg/ml}$
- Parapet: charge perm. concent. (12kg/ml):  $12 \cdot 0,32 = \dots = 4 \text{ kg}$

\* Surcharges:

- Pour une marche:  $400 \cdot 1,2 \cdot 0,32 = \dots = 153,6 \text{ kg/ml}$
- Surcharge horiz. concent.  $100 \cdot 0,32 = \dots = 32 \text{ kg}$
- $q_{\text{total}} = 124,74 + 153,6 = 278,34 \text{ soit } \dots = 280 \text{ kg/ml}$

Calcul du moment:

$$M_{\text{max}} = 280 \cdot 1,2^2 + 4 \cdot 1,2 + 32 \cdot 1,10 + \dots = 241,6 \text{ kgm}$$

$$f' = \frac{15 \cdot M}{a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 241,6 \cdot 10^2}{2800 \cdot 7 \cdot 20,9^2} = 0,0423$$

$$K = 42,4$$

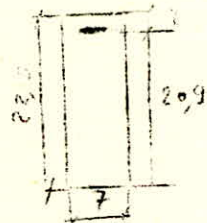
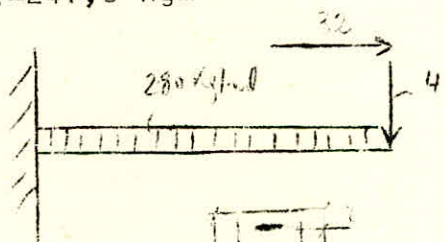
$$\bar{\sigma} = 0,309$$

$$q' b = 2800 = 60 \text{ kg/cm}^2 < 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{0,309 \cdot 7 \cdot 20,9}{100} = 0,452 \text{ cm}^2 \text{ soit: } 1\emptyset 8 = 0,5 \text{ cm}^2$$

vérification du % mini:

$$\frac{0,5}{7 \cdot 20,9} = 0,0034 > 0,54 \cdot 5,8 \cdot \frac{22,9^2}{20,9^2} = 0,0013 \quad (\text{vérifié})$$



## ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT:

$$T = 280 \cdot 1,2 + 4 = 440 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{440}{7,7 \cdot 20,9} = 3,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 60 < \tau_{bo} = 67,5 \text{ kg/cm}^2 \dots \tau_b \leq 3,5 \cdot \tau_b \dots 3,43 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \cdot 5,8 \text{ (vérifié)}$$

$$\beta_a = 1 - \frac{3,43}{9 \cdot 5,8} = 0,935 > 2/3$$

$$\tau_{at} = \beta_a \cdot \tau_{en} = 0,935 \cdot 2400 = 2224 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 2\phi 5 \quad A_{dx} = 0,3\theta \text{ cm}^2$$

$$t \leq \frac{0,39 \cdot 18,29 \cdot 2224}{440} = 39,2 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = 20,9 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{3,43}{5,8}\right) = 17,2 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = 0,2 \cdot 20,9 = 4,18 \text{ cm} \quad \text{On prendra: } t = 17 \text{ cm}$$

## TRACTION DES ARMATURES:

$$\text{A l'encastrement: } A \cdot \sigma_a > T \dots 0,5 \cdot 2800 > 440 \text{ kg (vérif.)}$$

## Entainement des armatures:

$$\tau_d = \frac{T}{p \cdot z} = \frac{440}{2,51 \cdot 18,29} = 9,56 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte d'adhérence dans la zone d'ancrage normal:

$$\tau_d = 1,25 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \tau_b = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 5,8 = 16,3 \text{ kg/cm}^2$$

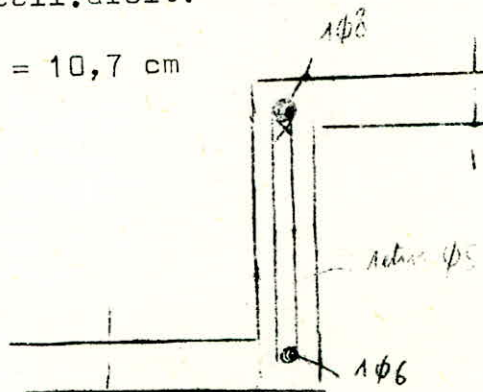
$$\text{On vérifie que: } \tau_d \leq \bar{\tau}_d \dots 9,56 \text{ kg/cm}^2 < 16,3 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérif)}$$

## ANCRAGE DES ARMATURES:

$$\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{440}{0,5} = 880 \text{ kg/cm}^2$$

longueur d'encrage/scell.droit:

$$l_d = \frac{\sigma_a}{4 \cdot \bar{\tau}_d} = \frac{0,8 \cdot 880}{4 \cdot 16,3} = 10,7 \text{ cm}$$



## ETUDE DE LA PILE

La pile est un mur en B.A. qui supporte les paliers et les volées.

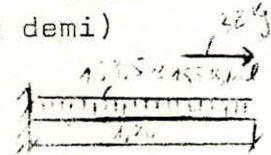
Détermination des efforts appliqués: (cas le + défavorable)

-Moments dus aux 5 consoles:  $455,6 \cdot 5 = \dots = 2278 \text{ kgm}$

-Moments fléchiss. dus aux volées (2 volées et demi)

.Pour 1 marche (surcharges uniquement)

$$M_1 = \frac{155 \cdot 1,2^2}{2} + 32 \cdot 1,10 = 146,8 \text{ kgm}$$



.Pour 2 volées et demie, avec 10 marches/volée:

$$M = (146,8 \cdot 10) \cdot 2,5 = \dots = 3670 \text{ kgm}$$

-Moment du au vent

La pression dynamique est:  $p = (48 + 0,6 \cdot H) K_T \cdot K_S$

$$\text{soit: } p = (48 + 0,6 \cdot 9,47) \cdot 1,8 \cdot 1,25 = 120,78 \text{ daN/m}^2$$

La pile devra résister aux efforts du vent sur une largeur de : 3,30 m

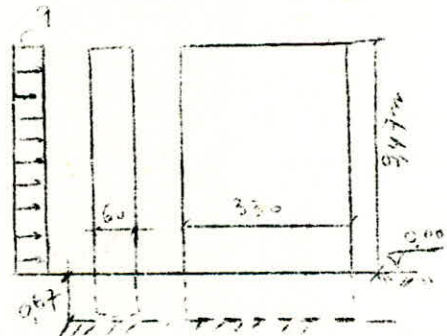
$$\text{d'ou } q = 120,78 \cdot 3,30 = 399 \text{ kg/ml}$$

Moment max à l'encastrem. (vent)

$$M = q \left( \frac{H}{2} + 0,67 \right) \\ = 399 \left( \frac{9,47}{2} + 0,67 \right) = 2157 \text{ kg/ml}$$

La somme des moments:

$$2278 + 3670 + 2157 = 8105 \text{ kgm}$$



### EFFORT NORMAL N

-Poids propre pile:  $9,47 \cdot 3,30 \cdot 0,60 \cdot 1800 \dots = 33750 \text{ kg}$

-Réaction des 5 consoles:  $3444 \cdot 5 \dots = 17220 \text{ kg}$

-Réactions des (4 volées et demi)

On a 11 contre-marches:  $11 \cdot 440 = 4840 \text{ kg}$

$$\text{d'ou: } 4840 \cdot 4,5 \dots = 21780 \text{ kg}$$

$$\underline{72750 \text{ kg}}$$

$$\dots M = 8,105 \text{ tm}$$

$$N = 72,750 \text{ t}$$

On supposera que ces efforts sont uniformément réparties

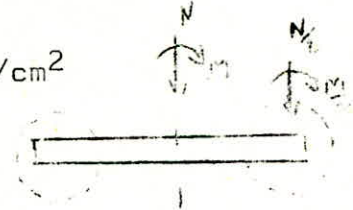
\*Dimensionnement des puits de fondation

On supposera que la pile repose sur deux puits:

En raison de la symétrie on aura :  $M/2$  et  $N/2$  pour dimensionner un puit.

La contrainte admiss du terrain est :  $13,4 \text{ kg/cm}^2$

$$\frac{N}{4} = \frac{N}{\pi \cdot D^2} (1 + \frac{8 \cdot e}{D}), \text{ avec } e = \frac{M}{N}$$



La résolution de cette équation du 3<sup>ème</sup> degré en D, nous permettra de déterminer le diamètre du puit: D

tout calcul fait on trouve : D=0,85 m

Ferraillage de la pile:

$h_t = 60 \text{ cm}$  ;  $h = 56 \text{ cm}$

$d = 4 \text{ cm}$  ;  $b = 330 \text{ cm}$

$M = 8,105 \text{ tm}$

$N = 72,750 \text{ t}$

L'excentricité  $e = \frac{M}{N} = \frac{8,105 \cdot 10^5}{72,750 \cdot 10^3} = 11,14 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = \frac{60}{6} = 10 \text{ cm}$

La section est partiellement comprimée. On l'étudie sous l'effet d'un moment fictif  $M_1 = 8,105 + 72,750 \left( \frac{0,60}{2} - 0,04 \right) = 18,915 \text{ tm}$

$$\eta' = \frac{15 \cdot M}{a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 18,915 \cdot 10^5}{2800 \cdot 330 \cdot 56^2} = 0,0097$$

d'ou:  $K = 98$   
 $\bar{\omega} = 0,0677$

$$\sigma'_b = \frac{a}{K} = \frac{2800}{98} = 28,57 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b = 135 \text{ kg/cm}^2$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A = \frac{\bar{\omega} \cdot b \cdot h}{100} = \frac{0,0677 \cdot 330 \cdot 56}{100} = 12,51 \text{ cm}^2$$

On revient en flexion composée:  $A_I = A - \frac{N}{a} = 12,51 - \frac{72750}{2800} < 0$

On cherche le % mini:  $A \geq b \cdot h \cdot \eta \cdot \frac{\sigma'_b}{\sigma'_a} = 330 \cdot 56 \cdot 0,54 \cdot \frac{28,57}{2800} = 29,45 \text{ cm}^2$   
 $= 23,68 \text{ cm}^2$ , soit: on mettra:  $6 \varnothing 25 = 29,45 \text{ cm}^2$

ooooo    B I B L I O G R A P H I E    ooooo

---

- Règles C.C.B.A. 68
  - Règles N. V. 65
  - Guerrin tome "3" (ossatures d'immeubles)
  - Guerrin tome "4" (fondations)
  - Charron cours et exercices
  - Albigés (R.D.M.)
  - Caquot (étude des poutres)
  - Reimbert (calcul pratique des dalles)
-

UNIVERSITE D'ALGER  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

---

**THESE DE FIN D'ETUDES**