UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVILE

PROJET DE FIN D'ETUDES

HOPITAL DE OUARGLA
MEDECINE GENERALE

14 plans.

Proposé par **M^r. SLAVKOV**
Dirigé par **M^r BRON**
Etudié par **M. BELHADJ**

ANNÉE UNIVERSITAIRE 1972-1973

Jean-Paul BOURDES

UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVILE

PROJET DE FIN D'ETUDES

HOPITAL DE OUARGLA
MEDECINE GENERALE

Proposé par **Mr. SLAVKOV**
Dirigé par **Mr BRON**
Etudié par **M. BELHADJ**

ANNÉE UNIVERSITAIRE 1972-1973

11

Errata.

. - Plancher: Nous avons adopté un plancher à corps creux 16+4

. 1) Calcul des moments $0{,}15\,\% = 0{,}15 \times 871 = \underline{130}$ kgm

. Fissuration $\sigma_e = 2{,}4\sqrt{\frac{\eta}{\phi}\quad (k\,\bar{\sigma}_b)}$

. Contrainte de compression $\sigma'_b < 2\,\bar{\sigma}'_{b_0}$ et $\sigma'_m < \bar{\sigma}'_{b_0}$

. II Calcul des Armatures transversales.

. $\tau_b < 3{,}5\ \bar{\sigma}'_{b0}$ au lieu de $3{,}5\ \bar{\sigma}_b$, au cas où $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$

. et $\bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b_0}$: par $\tau_b \leq \left(4{,}5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right)\bar{\sigma}_b$

. 4) Vérification à l'entraînement des armatures de traction

. $\bar{\tau}_d = 2 \cdot 1{,}5 \cdot 5{,}8 = 17{,}4$ kg/cm²

. Poutre A_1 et A_2, estimation des charges.

chaînage au lieu de Charriage

. Poutre A_3 Armatures longitudinales.

$\mu' = \frac{15\,M}{2800 \times 22 \times 57^2}$ au lieu de $\frac{15\,M}{2800 \times 22 \times 572}$.

Entraînement des armature

$\tau_d = 11{,}8 < \bar{\tau}_d$ au lieu de $\frac{\bar{\tau}}{d}$.

Errata.

- Plancher: Nous avons adopté un plancher à corps creux $\underline{16+4}$
- 1) Calcul des moments $0,15\% = 0,15 \times 871 = \underline{130}$ kgm
- Fissuration $\sigma_e = 2,4\sqrt{\frac{\eta}{\Phi}(k\bar{\sigma}_b)}$
- Contrainte de compression $\sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_{b0}$ et $\sigma'_m < \bar{\sigma}'_{b0}$
- II Calcul des Armatures transversales.
- $\tau_b < 3,5\ \bar{\sigma}'_{b0}$ au lieu de $3,5\ \bar{\sigma}_b$, au cas où $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$
- et $\bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b0}$: par $\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right)\bar{\sigma}_b$
- 4) Vérification à l'entraînement des armatures de traction

$\bar{\tau}_d = 2 . 1,5 . 5,8 = 17,4$ kg/cm²

- Poutre A_1 et A_2, estimation des charges.

chaînage au lieu de charriage

Poutre A_3 Armatures longitudinales

$\mu' = \frac{154}{2800 \times 22 \times 57^2}$ au lieu de $\frac{154}{2800 \times 22 \times 572}$

Entraînement des armatures

$\tau_d = 11,8 < \bar{\tau}_d$ au lieu de $\frac{\bar{\tau}}{d}$.

Que mes parents,

Les professeurs qui ont contribué à ma formation,

Mr Slavkov et Mr Bron qui m'ont guidé dans mon travail,

Mr Balachov et Mr Bourdès pour leurs precieux Conseils,

Mes amis qui m'ont beaucoup encouragé, trouvent dans cet ouvrage mes remerciements et ma profonde gratitude.

...

Plan d'Etude.

1. Etude des planchers.

2. Etude des poutres.

3. Descente de charges

4. Etude des Portiques

5. Etude des fondations.

6. Etudes des Escaliers.

Médecine générale

Le service de la médecine générale est organisé dans un bloc prévu pour la deuxième étape de la réalisation de l'hopital.
Integré ainsi dans le schema fonctionnel de l'ensemble, il est assuré une certaine indépendance. La médecine générale accéde au point de circulation centrale. A l'extrémité opposée du couloir se trouve un escalier de secours et au rez-de-chaussée un accés direct sur le jardin de l'hopital.
La capacité totale est de 120 lits : 4 unités de 30 lits basées sur l'unité de soins types. Le système de simple couloir est préférable du point de vue de l'orientation des chambres des malades donnant sur le jardin de l'hopital et les locaux communs vers l'espace interieur de la composition et encore la ventillation directe de tous les locaux est trés effective.
Dans chaque unité de soins on y trouve : 3 chambres à 6 lits 3 chambres à 3 lits et 3 chambres à un lit. Total 30 lits.
On y trouve aussi un poste de surveillances, W.C. collectives, douches et Baignoires, locaux de réserve plus nettoyage et une chambre à un lit de réserve. La capacité des locaux communs correspond aux besoins des 30 malades.
Les bureaux des médecins et le secraitariat font partie du group des cabinets médicaux à chaque étage.

La portée choisie de 3,60 m ~~et~~ est le module optimal d'organisation des chambres à 3,6 et 1 lit et encore elle offre toutes les possibilités d'organiser les chambres des malades d'aprés les besoins de l'époque Le schema constructif est un squelette de portiques en béton armé et les planchers en poutrelles et hourdis. D'aprés les estimations faites ce schema et le plus économique et le plus rationnel surtout pour les conditions de construction en Algerie.
Le bloc de la médecine générale est conçu en rez-de-chaussée et trois étages. Compte tenu de la nappe phréatique, le rez-de-chaussée est soulevé à 80 cm du niveau du terrain ce qui permet d'organiser les vides sanitaires et les gaines techniques.
Le Détail de la toiture, « double toit » c'està dire l'hydro et la thermo-isolation séparées par une couche d'air est le plus sûr pour le climat excessivement dur du désert.
Toutes les gaines techniques dans les unités de soins passent par l'espace technique du faux plafond des couloirs. le revêtement des planchers est carrelage de mosaïque. Une couche de sable entre la dalle de béton et le carrelage procure l'isolation phonique. Les murs et les plafonds de l'interieur sont enduits de plâtre et de l'exterieur le bâtiment est revêtu ~~en~~ boucharde au ciment blanc.

La protection des façades sur lesquelles donnent les chambres des malades est assurée par un systéme de brise-soleil.

CALCUL

DES

PLANCHERS

PLANCHER

Méthode Générale de calcul

Nous avons adopté un plancher à corps creux A6+4

les poutrelles du plancher seront calculées comme poutres continues l'une à 7 travées de 3,38 m et l'autre à 6 travées de 3,38m aussi, separées par un joint.

I. Estimation des charges:

A. Charges permanentes

1. Carrelage ciment	0,65 x 1,15 x 25	= 24,50	kg
2. Mortier de ciment	0,65 x 1,5 x 20	= 19,6	kg
3. Maclefer	0,65 x 3 x 10	= 19,5	kg
4. Dalle de compression	0,65 x 4 x 25	= 65	kg
5. ? Hourdis	(0,65 - 0,11) 95	= 51,3	kg
6. Poutrelle	0,11 x 16 x 25	= 44	kg
7. Enduit de plâtre	0,65 x 1 x 14	= 9,1	kg
8. Cloisons reparties	0,65 x 100	= 65	
Total		298	kg/ml

B. Surcharges:

B. Surcharges:	1,2 x 400 x 0,65	312	kg/ml
La charge totale par ml de poutrelle est		610	kg/ml

La fissuration n'est pas prejudiciable. La somme de surcharges p est inferieure à deux fois la somme des charges permanentes:

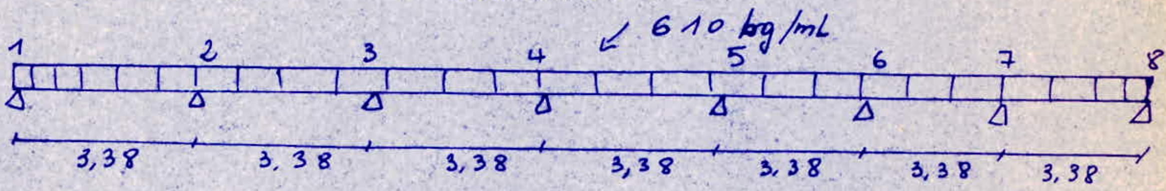
$312 < 2 \times 298.$

Les éléments solidaires ont une même section, qui est constante dans leurs différentes travées. Le rapport des travées est compris entre 0,8 et 1,25. Nous utiliserons la méthode forfaitaire des BA 68.

II. Calcul d'une poutrelle d'un plancher d'étage:

A. Calcul des armatures longitudinales:

1. Calcul des moments:



Moment M_0 de la poutre de référence

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{610 \times 3{,}38^2}{8} = 871 \text{ Kgm}$$

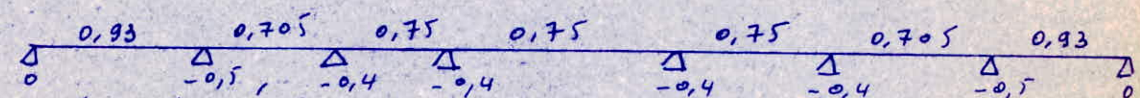
Moments aux appuis:

$M_1 = M_8 = 0$ Cependant nous prendrons un moment de continuité égal à $0{,}15\,M_0$

$0{,}15 \times 871 =$?

$M_2 = M_7 = -0{,}5\,M_0 \Rightarrow M_2 = M_7 = -436$ Kgm

$M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = -0{,}4\,M_0 \Rightarrow M_3 = 349$ Kgm

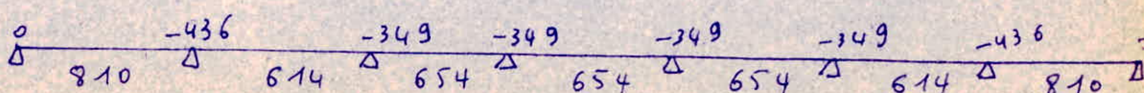


Moment en travée

$M_{1-2} = M_{7-8} = 0{,}93\,M_0 \Rightarrow M_{12} = M_{78} = 810$ kgm

$M_{23} = M_{67} = 0{,}705\,M_0 \Rightarrow M_{23} = M_{67} = 614$ kgm

$M_{34} = M_{45} = M_{56} = 0{,}75\,M_0 \Rightarrow M_{34} = M_{45} = M_{56} = 654$ Kgm



2- Dimensionnement de la section transversale de la poutrelle :

Les conditions fixant la largeur de la table de compression sont :

- $b < \frac{1}{6}$ de la distance entre points de moment nul $\Rightarrow$

$9\frac{x^2}{8} = 614 \quad \Rightarrow \quad x = \left(\frac{8 \times 614}{610}\right)^{1/2}$

- $b < \frac{1}{10}$ de la portée entre mur d'appuis.

soit $b < \frac{1}{10} \times 338 = 33{,}8\,cm$

- $b < \frac{1}{2}$ distance entre nervure (distance entre faces voisines des deux nervures). $b \leq \frac{1}{2} \cdot 48 = 24\,cm$

- $b < \frac{2}{3}$ de la distance de la section considérée au point de moment nul. $b < \frac{2}{3} \cdot \frac{x}{2}$

On prendra comme valeur de b la valeur la plus restrictive soit $b = 24\,cm$.

La largeur du corps creux étant de 48 cm, l'entr'axe des nervures est 65 cm. le choix des dimensions est ainsi justifié.

3- Calcul de la section d'armature en travée :

travée 1-2 et 7-8

$$h_t = 16 + 4 = 20\,cm$$

On prendra $\delta = 0{,}1 \Rightarrow t = 2\,cm$ soit $h = 20 - 2 = 18\,cm$

$$M' = \frac{15\,M}{2800 \times 65 \times 18^2} = 2.55\;10^{-7}\,M$$

$$A = \frac{15}{M} \cdot \frac{\bar{\omega}\,b\,h}{100} \qquad \text{avec } n = 15$$

$\bar{\sigma}_b$ Contrainte de compression du béton

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k}$$

Le moment maximal en travée est 810 kgm

$\mu' = 2,55 . 10^{-7} \times 810000 = 0,0206$

le tableau donne $\alpha = 0,1887$

$k = 64,5$ $\quad\quad \bar{\omega} = 0,146 \quad\quad \frac{h_0}{h} = \frac{4}{18} = 0,222 > 0,1887 = \alpha$

L'axe neutre tombe dans la table de compression ; La section sera etudiée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65$ cm et de hauteur utile $h = 18$ cm.

N° de Travée	Mt en Kgm	μ'	α	$\bar{\omega}'$	k	A cm²	σ'_b kg/cm²	A adopté	nb de barres
1-2 7-8	810	0,0206	0,1887	0, 206	64,5	1,732	43,4	1 HA 10 2 HA 8	1,85
2-3 6-7	614	0,0156	0,1657	0,110	75,5	1,3	37,1	1 HA 10 2 HA 8	1,85
3-4 4-5 5-6	654	0,0166	0,1714	0,118	72,5	1,4	38,6	1 HA 10 2 HA 8	1,85

Calcul du pourcentage minimal d'armature :

$A \geqslant b_0 h \, \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2$ $\quad\quad \psi = 0,54$ pour acier écroui

soit $A \geqslant 65 . 18 . 0,54 . \frac{5,8}{2800} . \left(\frac{20}{18}\right)^2 = 1,621 \text{ cm}^2$

Seule la section d'armatures dans les travées 1-2 et 7-8 verifie cette Condition de non fragilité.

La Section d'armature à prendre en compte dans les autres travées sera celle imposée c'est à dire 1,624.

4 - Section d'Armatures aux appuis :

les poutrelles étant coulées sur place, nous pourrions compter sur une bonne adhérence du béton.

Aussi du fait que les corps creux presentent une résistance mécanique suffisante. Nous faisons intervenir une charge fictive de la nervure ; égale à la largeur réelle augmentée de l'épaisseur des parois du corps creux.

$$b_0 = 8 + 2 = 10\,cm$$

La largeur moyenne de la nervure est égale à 12 cm.

La table de compression, au niveau des appuis se trouve dans la zone tendue, du point de vue calcul, nous avons une section rectangulaire de largeur 10 cm, de hauteur utile 18cm.

$$\mu' = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} \quad \text{soit} \quad \frac{15\ M}{2800 \times 10 \times 18^2} = 1{,}65\ 10^{-6}\, M$$

$$A = \frac{15}{n}\ \frac{\bar{\omega} b h}{100}$$

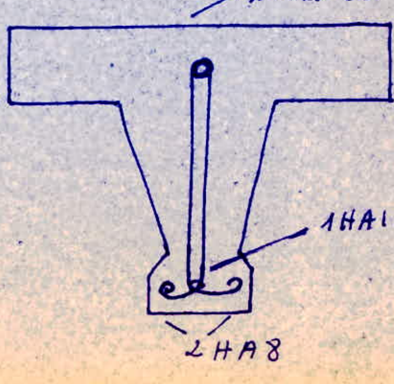
Condition de non fragilité : pourcentage minimal

$$A \geqslant b_0 h\, \psi_4\ \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}\left(\frac{h_t}{h}\right)^2 \quad \text{soit} \quad A \geqslant 10 \cdot 18 \cdot 0{,}54\ \frac{5{,}8}{2800} \cdot \left(\frac{20}{18}\right)^2 = 0{,}25\,cm^2$$

n° appuis	Mt	μ'	α	$\bar{\omega}'$	k	σ'_b	A'	A adoptée	nb de barres
2-7	436	0,072	0,3297	0,540	30,5	91,8	0,97	1HA12	1,13
3-4-5-6	349	0,058	0,3006	0,431	34,9	80,23	0,73	1HA12	1,13
1-8	131	0,0216	0,1935	0,155	62,5	44,8	0,28	1HA8	0,50

Seuls les armatures des appuis 1 et 2 ne verifient pas la condition de fragilité.

On adoptera la Section minimale imposée.



Fissuration:

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

$$\sigma_1 = k\,(n/\phi)\,(\bar{\omega}f/1+10\bar{\omega}f)$$

et $\sigma_2 = 2{,}4\left[n/\phi\,(k\,\bar{\sigma}_k)\right]^{1/2}$

ϕ diamètre nominal exprimé en mm de la plus grosse barre tendue dans la section d'enrobage.

$\phi = 12\,mm$
$n = 1{,}6$
$\sigma_b = 5{,}8\ kg/cm^2$
$k = 1{,}5\ 10^6$

Si Bf est la section d'enrobage contenant toutes les barres.

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{Bf} = \frac{1{,}85}{4.13} = 0{,}0355$$

$$\sigma_1 = \frac{1{,}5\,10^6 \cdot 1{,}6}{10} \times \frac{0{,}0355}{1+10\times 0{,}0355} = 6288$$

$$\sigma_2 = 2{,}4\sqrt{\frac{1{,}6}{12} \cdot 1{,}5 \cdot 10^6 \cdot 5{,}8} = 2585$$

$\bar{\sigma}_a$ La contrainte admissible des aciers est la valeur minimale de σ_1 et $\frac{2}{3}\,\sigma_{en}$.

$$\frac{2}{3}\,\sigma_{en} = 2800\ kg/cm^2 \quad \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800\ kg/cm^2$$

Le choix de $\bar{\sigma}_a$ est justifié.

- Contrainte de compression dans le beton:

Il faut verifier la plus restrictive des deux conditions

$\sigma'_b < 2\,\bar{\sigma}'_b$ et $\sigma'_m \leq \sigma'_{bo}$ la condition $\sigma'_b \leq 2\,\sigma'_{bo}$ est verifiée

Calcul de σ'_m : $F = \frac{M}{z}$ avec $z = h - \frac{h_0}{2}$ soit 16 cm

$$F = \frac{81000}{16} = 5062{,}5\ Kg \Rightarrow \sigma'_m = \frac{F}{bx}$$

$$\sigma'_m = \frac{5062{,}5}{0{,}1899 \cdot 18 \cdot 65} = 22{,}79\ Kg/cm^2 < 67{,}5\ Kg/cm^2 \text{ verifié.}$$

Etude de l'effort tranchant

I. Calcul de T :

$$T_1 \text{ à droite} = \frac{ql}{2} + \frac{Me - Mw}{l}$$

$$T_2 \text{ à gauche} = pl - T_1$$

Mw : moment sur appui de gauche
Me : moment sur appui de droite

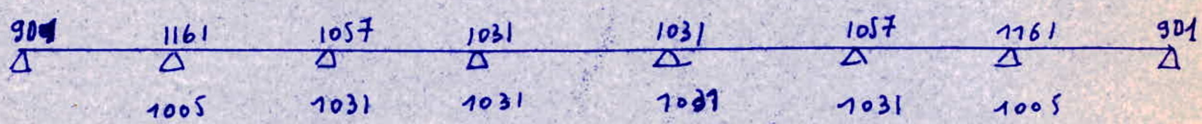
$$T_{1d} = \frac{610 \times 3{,}38}{2} - \frac{436}{3{,}38} = 901 \text{ kg}$$

$$T_{2g} = 901 - 610 \times 3{,}38 = -1161 \text{ kg}$$

$$T_{2d} = \frac{610 \times 3{,}38}{2} + \frac{436 - 349}{3{,}38} = 1005 \text{ kg}$$

$$T_{3g} = 1005 - 610 \times 3{,}38 = -1057 \text{ kg}$$

$$T_{3d} = \frac{610 \times 3{,}38}{2} = 1031 \text{ kg}$$



Vérification :

$$7 \times 610 \times 3{,}38 =$$
$$14432 \simeq 14434$$

II. Calcul des armatures transversales :

1. Aucune armature transversale n'est requise dans les planchers où nervures et hourdis sont bétonnées en même temps si la contrainte $\tau_B = \frac{T}{b_0 z} \leq \frac{3}{4} \bar{\sigma}_b$.

L'axe neutre tombe dans la table de compression ; La section sera calculée comme une section rectangulaire.

bras de levier : $z = \varepsilon h$
$z = 0{,}8901 \times 18 = 16{,}02 \text{ cm}$

Si la largeur de l'âme n'est pas constante, on prendra la larg. minimale c'est à dire 10cm.

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{1161}{10 \times 16{,}02} = 7{,}25 \text{ Kg/cm}^2$$

Ce qui implique : $\tau_B > \frac{3}{4} \bar{\sigma}_b$ soit $7{,}25 > \frac{3}{4}\, 5{,}8$ ou $7{,}25 > 4{,}35$

Les armatures transversales sont nécessaires. La contrainte τ_B bornée au droit de chaque section par:

$$\tau_B \leq 3{,}5\, \bar{\sigma}_b \quad \text{au cas où} \quad \sigma'_b \leq \sigma'_{b_0}$$

et au cas où $\bar{\sigma}'_{b_0} \leq \sigma'_b \leq 2\, \sigma'_{b_0}$ par

$$\tau_B \leq \left(4{,}5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b_0}}\right) \sigma'_b = \left(4{,}25 - \frac{93}{67{,}55}\right) 5{,}8 = 18{,}2$$

vérifié

$$\sigma'_b = \frac{2800}{30{,}5} = 91{,}8 \text{ Kg/cm}^2$$

$\sigma'_{b_0} < \sigma'_b < 2\,\sigma'_{b_0}$ soit $67{,}5 < 93 < 135$ vérifié

La contrainte de traction admissible des armatures transversales est égale à $\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{em}$. avec $\rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}$ soit $\rho_a = 1 - \frac{7{,}25}{9 \cdot 5{,}8} =$ $0{,}8612 > \frac{2}{3}$ et il n'y a pas reprise de bétonnage.

On prend $\rho_a = 0{,}86 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0{,}86 \times 2400 = 2066 \text{ Kg/cm}^2$

$$\Rightarrow A_t = \frac{T}{\bar{\sigma}_{at}} = \frac{1161}{2066} = 0{,}562 \text{ cm}^2$$

2 - Calcul de l'espacement:

$$t = \frac{A_t \cdot z\, \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \text{soit} \quad \frac{0{,}562 \times 16{,}02 \times 2066}{1161} = 16{,}1 \text{ cm}$$

l'espacement limite

$$\bar{t} = h\left(1 - 0{,}3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \quad \text{soit} \quad \bar{t} = 18\left(1 - 0{,}3\, \frac{7{,}25}{5{,}8}\right) = 11{,}2$$

on doit avoir aussi $t \geq 0{,}2h \Rightarrow t \geq 0{,}2 \times 18$ soit $t \geq 3{,}6$

On prend donc $t = 11$ cm. On adopte la méthode de la demi portée $\frac{3,38}{2} = 1,69$ cm

La distribution : $2 \times 11,2$; 2×13; 2×16; 4×18.

3 - Traction des armatures inférieures aux appuis de rive :

On vérifie que $A\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$ or $M = 0$ aux appuis de rive

on doit vérifier donc que $A\bar{\sigma}_a \geq T$

Soit $0,78 \times 2800 > 901$ vérifié

4 - Vérification à l'entrainement des armatures de traction :

La Contrainte d'adhérence τ_d des armatures vaut

$$\tau_d = \frac{T}{p\,z} \qquad T = 1161$$

p : perimetre total adherant 1HA10 et 2HA8
z : bras de levier $= \frac{7}{8} h$

On doit vérifier $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$

ou $\bar{\tau}_b \leq 2\psi_d\,\bar{\sigma}_b$ avec $\psi_d = \frac{1.5}{\sqrt{2}}\eta_d$

et $\eta_d = 1,6$ Acier haute adhérence.

Soit $\tau_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,8 = 17,4$ kg/cm^2

La condition $\tau_b < \bar{\tau}_b$ soit $9,1 < 17,4$ est vérifié.

5 - Ancrage des armatures :

Détermination de la contrainte des armatures inférieures au niveau des appuis de rive.

Aux appuis de rive $M = 0$ $T = 901$ kg.

La section d'armatures aux appuis de rive est 1,78 cm². L'effort de tractio[n] s'exerçant sur les armatures inferieures aux appuis de rive est.

$$\sigma_a = \frac{901}{1,78} = 511 \text{ kg/cm}^2$$

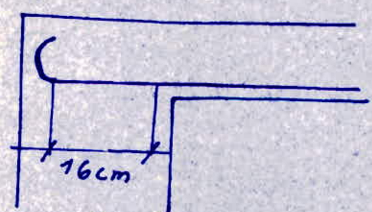
Contrainte d'adherence admissible dans la zone d'ancrage normal:

$$\bar{\tau}_d = 1,25\,\psi_d^2\,\bar{\sigma}_b = 1,25\left(\frac{1,5}{\sqrt{2}}\sqrt{2}\right)^2 \times 5,8 = 16,4 \text{ kg/cm}^2$$

La longueur d'ancrage par scellement droit

$$l_d = \frac{\phi\,\sigma_a}{4\,\bar{\tau}_d} = \frac{1 \times 511}{4 \times 16,4} = 7,82 \text{ cm}$$

La "longueur" des appuis étant de 20 cm, nous réaliserons en pratique un ancrage de 16 cm terminé par un crochet considéré de rayon $R = 3\phi = 3$ cm



6 - Compression de la bielle d'about : on doit verifier $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{bo}$

$$\sigma'_b = \frac{2T}{b_o c} \qquad c : \text{largeur de la nervure}$$

Soit $\frac{2\,901}{20 \times 13} = 5,4 \text{ kg/cm}^2 < 67,5 \text{ kg/cm}^2$

7 - Appuis intermediaires (armatures inferieures)

La valeur de $T + \left(-\frac{M}{3}\right)$ étant négative, aucune vérification de la section des armatures inferieures à l'appuis et de leur ancrage n'est nécessaire.

V Ferraillage de la table de compression

Il est utile de ferrailler la dalle de compression. Pour limiter le risque de fissuration par retrait du béton. Pour resister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.

Pour réaliser un effet de répartition entre nervures des charges localisées. (par exemple celles des cloisons).

$$A = 0,02\, l_n \frac{2160}{\sigma_{en}} \quad \text{soit} \quad \frac{43\, l_n}{\sigma_{en}} \quad \text{pour les treillis en Adx.}$$

l_n étant la distance entre'axe des nervures des poutres.

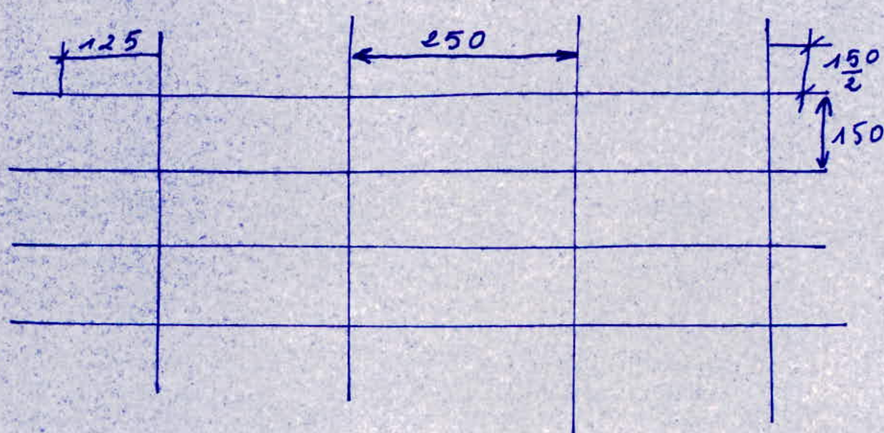
σ_{en} : treillis $= 5200$

$$A_1 = \frac{43 \times 65}{5200} = 0,538 \text{ cm}^2/\text{ml}$$ perpendiculairement aux nervures.

$$A_2 \leq \frac{A_1}{2} = 0,269 \text{ cm}^2/\text{ml}$$ parallelement aux nervures

On utilisera un treillis soudés en $\Phi 3$ et 4,5

maille 150 x 250



en Φ_3

et Φ 4.5

Plancher d'étage

	APPUIS			TRAVEES		
N°de l'app ou travée	1 8	2 7	3 4 5 6	1-2 7-8	2-3 6-7	3-4,4-5 5-6
Moment kg.cm	13100	43600	34900	81000	61400	65400
μ'	0,0216	0,072	0,058	0,0206	0,0156	0,0166
α	0,1935	0,3297	0,3006	0,1887	0,1657	0,1714
$\tilde{\omega}'$	0,155	0,540	0,431	0,0147	0,0110	0,0118
k	62,5	30,5	34,9	64,5	75,5	72,5
A en cm^2	0,28	0,97	0,73	1,732	1,3	1,4
A adopté	0,50	1,13	1,13	1,85	1,85	1,85
nb de barr	1HA8	1HA12	1HA12	1HA10 2HA8	1HA10 2HA8	1HA10 2HA8
A minimal	0,25	0,25	0,25	1,621	1,621	1,621
σ'_b kg/cm^2	44,8	91,8	80,23	43,4	37,1	38,6

vérification de la flèche :

Il n'est utile de donner une justification de la flèche que pour des poutres dont le rapport $\frac{h_r}{l_r}$ de la hauteur de la section à la portée libre est au moins égal à $\frac{1}{10} \cdot \frac{M_r}{M_0}$, sous réserve que la section d'armature $\frac{A}{b_0 h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}}$

$$\frac{1,85}{13 \times 18} < \frac{43}{4200} \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{h_r}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_r}{M_0} \qquad \frac{20}{3,38} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{810}{870} \quad \text{non vérifiée}$$

La tolérance ci-dessus n'est appliquée que si $\frac{h_r}{l} \geq \frac{1}{16}$ quelle que soit la valeur relative de M

or ceci n'est pas vérifié

Ces conditions n'étant pas remplies, on peut à défaut de justifications spéciales tenir compte de la fissuration des zônes tendues.

Pour tenir justement compte de l'existence de fissures éventuelles dans les zônes tendues, on substitue dans ce calcul au moment d'Inertie I_p, de la section totale rendue homogène, le moment d'Inertie $I_f = \frac{I_p}{1 + \lambda\mu}$

$$\lambda i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72\left(2 + \frac{3b_o}{b}\right)\tilde{\omega}} = \frac{5,8}{0,147 \times 72\left(2 + \frac{3 \times 13}{65}\right)} = 0,211$$

$$\lambda v = \frac{5,8}{180\,(2,6)\,0,147} = 0,084$$

$$\mu = 1 - \frac{5\bar{\sigma}_b}{4\tilde{\omega}\sigma_a + 3\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{29}{(4 \times 0,147 \times 2800 + 3 \times 5,8)} = 0,983$$

$$\mu\lambda i = 0,983 \times 0,211 = 0,207$$

$$\mu\lambda v = 0,983 \times 0,084 = 0,082$$

$$Ei = 21000 \times 16,42 = 344820$$

$$Ev = 7000 \times 16,42 = 114940$$

$$Ip = \frac{by_1^3}{3} + nA(h - y_1)^2 = \frac{65 \times (3,42)^3}{3} + 15 \times 1,78\,(18 - 3,42) = 6542,5$$

$$Ii = \frac{6542,5}{1 + 0,207} = 5420$$

$$Iv = \frac{6542,5}{1 + 0,082} = 6042$$

Moment dû aux charges permanentes

$$Mop = \frac{300 \times 3,30^2}{8} = 40800 \text{ kgcm}$$

Moment dû aux surcharges.

$$Mos = \frac{312 \times 3,30^2}{8} = 42471 \text{ kgcm}$$

$$f_o = \frac{42471 \times 3,30^2}{10 \times 344820 \times 5420} = 0,2475$$

$$f_\infty = \frac{40800 \times 3,30^2}{10 \times 114940 \times 6046} = 0,6394$$

– d'où

$$f_\infty - f_0 = 0{,}6394 - 0{,}2475 = 0{,}3920$$

$f_\infty - f_0 < \frac{l}{500}$ soit $\frac{330}{500} = 0{,}66$ – ce qui est vérifié

PLANCHER "HAUT"

Plancher à corps creux 16+4

Poutrelles continues l'une à 7 travées, l'autre à 6 travées séparées par des joints, toutes les portées entre murs d'appuis sont égales à 3,38 m.

I/ Estimation des charges

A/ Charges permanentes G

1/ Mortier de ciment 2 cm : 0,65 x 2 x 20 = 26

2/ Liège 1 cm 0,65 x 1 x 6 = 3,9

3/ Dalles en BA 4 cm 0,65 x 4 x 25 = 65

4/ Hourdis (0,65 - 0,11) 95 = 51,3

5) Poutrelles 0,11 x 16 x 25 = 44

6/ Enduit de plafond 1 cm : 0,65 x 1 x 14 = 9,1

soit au total 199,3

B/ surcharges P

0,65 x 100 x 1,2 = 78

La charge supportée par ml de poutrelle est de 277,3

Nous prendrons 280 kg/ml de poutrelles

- Nous ferons les mêmes hypothèses sur la flexion que les planchers d'étages

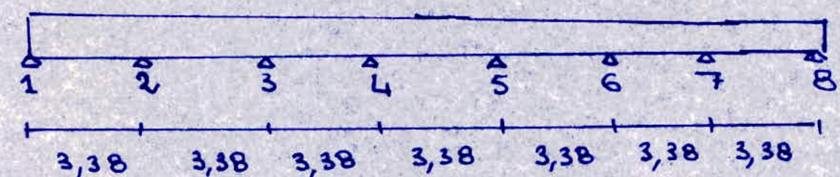
- Les éléments solidaires ont la même section constante dans les differentes travées.

- $p < 2g$ soit $78 < 2 \times 199,3$

- Nous sommes en présence d'un plancher à surcharges modérées, nous appliquerons la méthode forfaitaire des BA 68.

II - Calcul des armatures longitudinales

1 - Calcul des moments



- Moment M_0 de la poutre de référence

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} \quad \text{soit} \quad M_0 = 400 \text{ kgm}$$

- calcul des moments aux appuis

Nous prendrons un moment de continuité égal à $0,15 M_0$

$M_1 = M_8 = -0,15 \times M_0$ soit $0,15 \times 400 = 60$ kgm

$M_2 = M_7 = -0,50 \times M_0$ soit $0,50 \times 400 = 200$ kgm

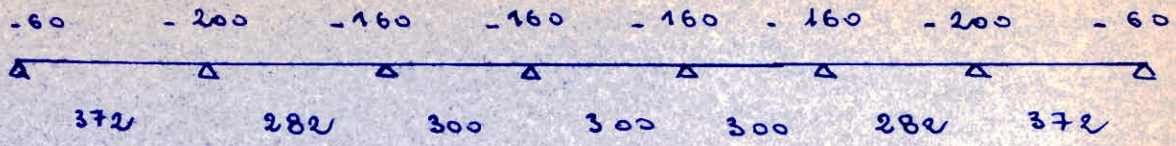
$M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = -0,40 M_0$ soit $0,40 \times 400 = 160$ kgm

- calcul des moments en travées

$M_{12} = M_{78} = 0,93 M_0$ soit $0,93 \times 400 = 372$ kgm

$M_{23} = M_{67} = 0,705 M_0$ soit $0,705 \times 400 = 282$ kgm

$M_{34} = M_{45} = M_5 = 0,75 M_0$ soit $0,75 \times 400 = 300$ kgm



- Calcul de la section d'armature.

  - calcul de la section minimale d'armature en travée

$$A \geq b_0 h \cdot \psi_4 \cdot \frac{\tilde{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_r}{h}\right)^2 \quad \text{soit} \quad A \geq 65 \times 18 \times 0{,}54 \times \frac{5{,}8}{2800} \cdot \left(\frac{20}{18}\right)^2$$

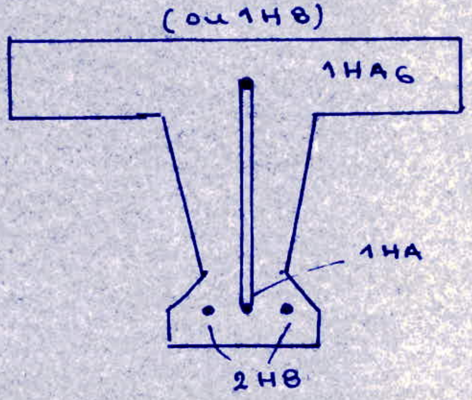
La section minimale d'armature en travée est 1,612 cm²

  - calcul de la section minimale d'armature aux appuis

$$A \geq b_0 h . \psi_4 \frac{\tilde{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_r}{h}\right)^2 \quad \text{soit} \quad A \geq 10 . 18 . 0{,}54 . \frac{5{,}8}{2800} \left(\frac{20}{18}\right)^2$$

La section minimale d'armature aux appuis est : 0,25 cm²

On obtient le tableau suivant



- contrainte de compression dans le béton

Il faut vérifier $\sigma'_b \leq 2\tilde{\sigma}_{b0}$ et $\sigma'_m \leq \sigma'_{b0}$

La première condition est vérifiée $\sigma'_b \leq 2\sigma'_{b0}$

calcul de σ'_m

$$F = \frac{M}{3} \quad \text{soit} \quad \frac{37200}{16} = 2325 \text{ Kg}$$

$$\sigma'_m = \frac{f}{bx} = \frac{2325}{18 \times 65 \times 0,1316} = 15,1 < 67,5 \text{ kg/cm}^2$$ vérifiée

ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT

1- Calcul de l'effort tranchant

T_{1d} à droite : $\dfrac{280 \times 3,38}{2} - \dfrac{200}{3,38} = 414$ kg

$T_{2g} = -280 \times 3,38 + 414 = -532,4$

$T_{2d} = \dfrac{280 \times 3,38}{2} + \dfrac{200 - 160}{3,38} = 485$

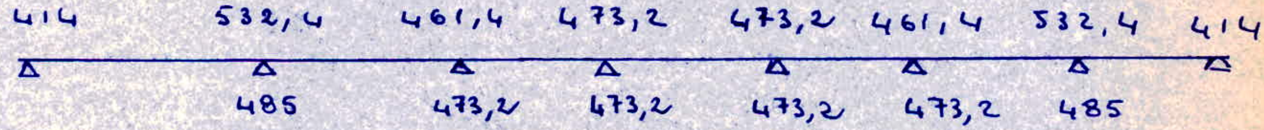
$T_{3g} = 485 - 280 \times 3,38 = 461,4$ kg

$T_{3d} = \dfrac{280 \times 3,38}{2} = 473,2$

vérification

$$7 \times 280 \times 3,38 \equiv 2\left[414 + 485 + 532,4 + 461,4\right] + 6 \times 473,2$$

$$6624,8 \equiv 6624,0 \quad \text{vérifiée}$$



2- Calcul des armatures transversales

$\tau_B = \dfrac{T}{b_0 z}$ soit $\dfrac{532,4}{10 \times 16,02} = 3,33$

$\tau_B = \dfrac{3}{4}\,\bar{\sigma}_b$ soit $3,33 < \dfrac{3}{4} \cdot 5,8 = 4,35$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires, cependant on mettra des cadres $\phi 6$ espacés de 20 cm sur la $\frac{1}{2}$ portée à 5 cm du nu, 8 cadres espacés de 20 cm

III - Ancrage des armatures

contrainte des armatures inférieures : aux appuis de rive :

$$\sigma a = \frac{414}{1,78} = 233 \ kg/cm^2$$

contrainte d'athérence admissible dans la zône d'ancrage normal :

$$\tau d = 1,25 \ \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b \text{ soit : } 1,25 \left(\frac{1,5}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{2}\right)^2 \times 5,8 = 16,4 \ kg/cm$$

la longueur d'ancrage par scellement droit est :

$$ld = \frac{\phi \sigma a}{4 \tau b} = \frac{233 \cdot kg/cm^2}{4 \times 16,4} = 3,60 \ cm$$

Nous réaliserons un ancrage de 16 cm terminé par un crochet considéré de rayon $R = 3\phi = 3$ cm

3/ Compression de la bielle d'About :

on doit vérifier que $\sigma'b < \sigma'bo$

avec $\sigma'b = \frac{2T}{bo\,c}$ c largeur de la nervure.

$$\frac{2 \times 414}{20.13} = 3,2 \ kg < 67,5 \ kg/cm$$

IV/ Verification de la flèche

Pour se dispenser d'une justification de la flèche il faut que : $\frac{hr}{h} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{Mr}{Mo}$ soit $\frac{20}{3,38} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{372}{400}$

soit $0,05917 \geq 0,062$ non vérifiée

Plancher haut.

	APPUIS			TRAVEES		
N°de l'app ou travée	1 8	2 7	3 4 5 6	1-2 7-8	2-3 6-7	3-4,4-5 5-6
Moment kg.cm	6000	20000	16000	37200	28200	30000
μ'	0,0099	0,033	0,0264	0,0095	0,0072	0,00765
α	0,1339	0,2344	0,2113	0,1316	0,1154	0,1181
$\tilde{\omega}'$	0,069	0,239	0,189	0,0665	0,0503	0,0527
k	97	49	56	99	115	112.
A en cm^2	0,124	0,43	0,34	0,778	0,59	0,619
A adopté	0,28	0,50	0,50	1,78	1,78	1,78
nb de barr	1HA6	1HA8	1HA8	2HA8 1H10	2HA8 1HA10	2HA8 1HA10
A minimal	0,25	0,25	0,25	1,612	1,612	1,612
σ'_b kg/cm^2	28,9	58,2	50	28	24,2	25.

PLANCHER HAUT

Vérification de la flèche

$$\lambda i = \frac{5,8}{72\left(2+\frac{3b_0}{b}\right)\tilde{\omega}} = \frac{5,8}{72\,(2,6)\,0,0665} = 0,466$$

$$\lambda v = \frac{5,8}{180\,(2,6)\,0,0665} = 0,186$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \times 5,8}{4 \times 0,0665 \times 2800 + 3 \times 5,8} = 0,962$$

$$\mu \lambda i = 0,448$$

$$\mu \lambda v = 0,179$$

$$I_i = \frac{6542,5}{1 + 0,448} = 4518$$

$$I_v = \frac{6542,5}{1 + 0,179} = 5550$$

Moment dû aux charges permanentes.

$$\frac{200 \times 3,30^2}{8} = 27225 \text{ Kgcm}$$

Moment dû aux surcharges

$$\frac{80 \times 3,30^2}{8} = 10890 \text{ Kgcm}$$

$$f_0 = \frac{10890 \times 330^2}{10 \times 344820 \times 4518} = 0,08$$

$$f_\infty = \frac{27225 \times 330^2}{10 \times 114940 \times 5550} = 0,4648$$

$f_\infty - f_0 = 0,3887 < \frac{l}{500} = 0,66$ ce qui est vérifié.

Calcul des Panneaux.

Le plancher terrasse est constitué de panneaux rectangulaires préfabriqués, librement appuyés aux 4 côtés, sur les traverses et les poutres longitudinales.

Ces panneaux sont de deux sortes.

Dimensions 6,68 × 3,38 et 6,28 × 3,38.

Ils sont séparés par un joint de dilatation de 1cm.

L'épaisseur de ces panneaux est 8cm.

I. Estimation des charges : au m^2

. Poids propre	8 × 25	= 200
. Etanchéité	50	: 50
. Protection	4	: 4
	soit	254 kg.

. Surcharges

100 × 1,2	= 120
couche de sable : 20 × 1,2	24
soit	144 kg

Charge répartie au m^2. $254 + 144 = 398 \simeq 400$ kg/m^2

$\rho = \dfrac{l_x}{l_y} = 0{,}508$ $\mu_x = 0{,}0962$ $\mu_y = 0{,}335$

$M_x = \mu_x \, \rho l^2 = 0{,}0962 \cdot 400 \cdot 3{,}38^2 = 440$ kgm

$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0{,}335 \cdot 440 = 147{,}4$ kgm

$$\mu'x = \frac{15 \times 44000}{3460 \cdot 100 \cdot 6,7^2} = 0,0424$$

$\tilde{\omega} = 0,311$ $\quad k = 42,2$ $\quad \alpha = 0,2622$.

$h = 8 - \left(1 + \frac{0,6}{2}\right) = 6,7$ cm.

La section d'armatures $Ax = 6,7 \times 0,311 = 2,1$ cm^2

Nous adopterons un treillis ϕ 6 à maille 10 × 10 soit 2,26 cm^2 / mètre de largeur de dalle.

Vérification de la flèche

Si Mx et My sont les moments maximaux en travée par bande de largeur unité dans le sens lx et ly, la dalle supposée non encastrée sur ses appuis, et non continue au delà de ces appuis, et en considérant $Mx > My$, et si M_r est le moment en travée par bande de largeur unité dans le sens lx

le rapport $\frac{h_0}{lx} > \frac{1}{20} \frac{M_r}{Mx}$ $\quad M_t \geq 0,75\, Mx$

si cette condition est vérifiée, on peut admettre qu'il n'est pas utile de donner une justification des flèches des hourdis.

Donc $\frac{h_0}{lx} = \frac{4}{668} < \frac{0,75}{20}$ non vérifié.

La vérification de la flèche s'impose.

Les Calculs de déformation des dalles doivent être établis uniquement en fonction des charges réelles d'exploitation, c'est à di sans application du coefficient de majoration dynamique (1,20)

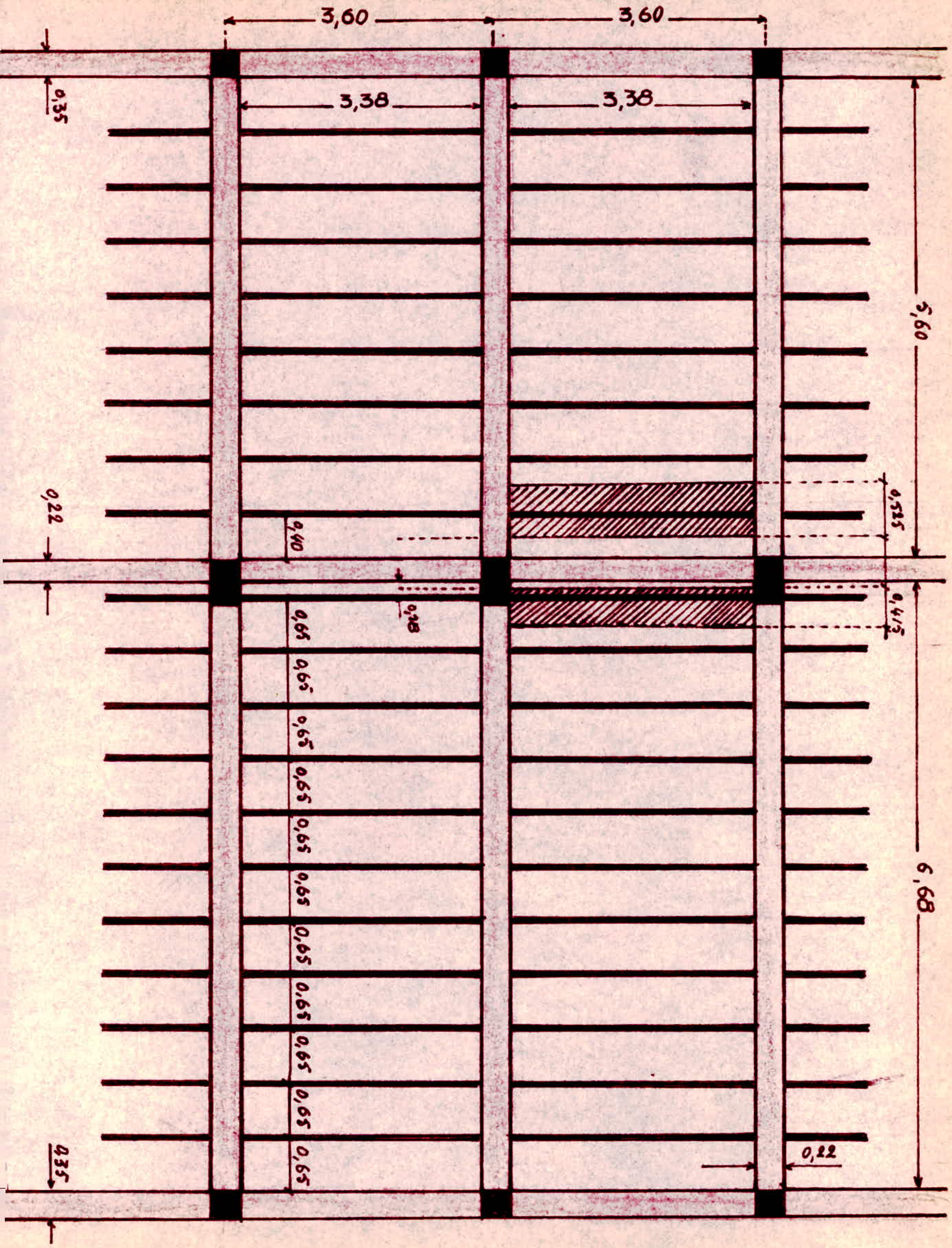
Soit $q = 254 + 100 + 20 = 374$ kg/m² nous prendrons 380

D'après Timoshenko : $f = \delta \cdot \frac{q l^4}{E e^3}$

$\gamma = \frac{l}{L} = \frac{3{,}38}{6{,}68} = 0{,}50 \Rightarrow \delta = 0{,}048 + 0{,}142\,(1{,}00 - 0{,}50) =$

$\delta = 0{,}119$

$f = 0{,}119 \cdot \frac{3{,}74 \cdot 3{,}38^2}{200000 \cdot 8^3} = 0{,}57$ cm $< \frac{l}{500} = \frac{338}{500} = 0{,}676$ vérifié



3,60
3,60
3,38
3,38
0,35
5,60
0,22
0,40
0,525
0,18
0,415
0,65
6,68
0,35
0,22

Disposition des poutrelles.

gueur totale du batiment. 13,20 m

gueur de la première travée 6,68 m

gueur de la deuxième travée 5,60 m.

mbre de poutrelles dans la première travée.

6,68 : 0,65 = 10 poutrelles + 1 intervalle de 18 cm.

mbre de poutrelles dans la deuxième travée

5,60 : 0,65 = 8 poutrelles + 1 intervalle de 40 cm.

poutres longitudinales extrêmes supportent chacune la moitié
des corps creux.

poutre longitudinale intermédiaire supporte 20 cm de corps creux
côté de la petite travée et 9 cm du côté de la plus
grande travée.

poutrelle voisine de cette poutre, du côté de la petite travée

pporte : $\frac{0,65}{2} + 20\,cm = 0,525\ m$.

poutrelle voisine de cette poutre, du côté de la plus grande

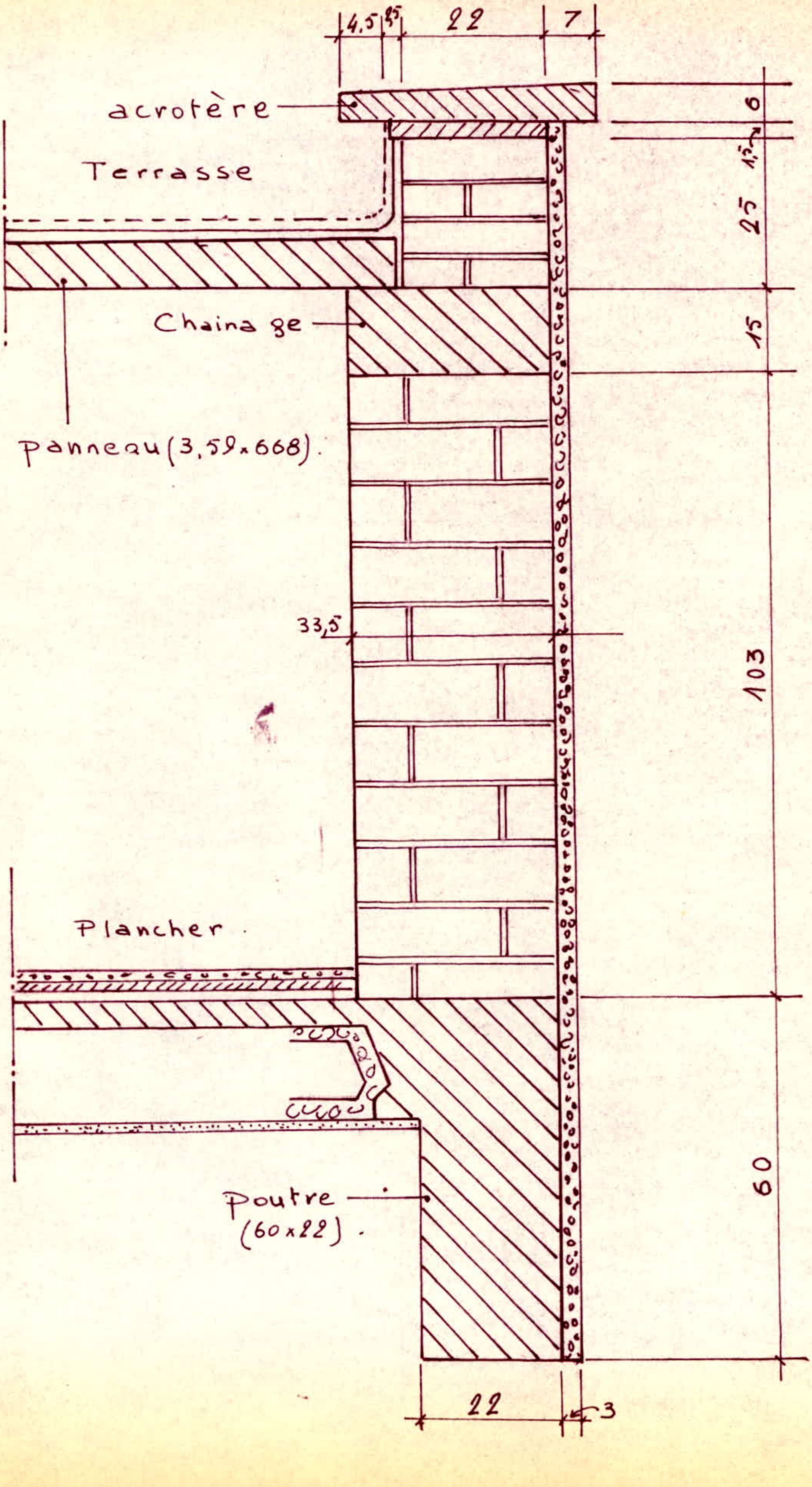
vée : $\frac{0,65}{2} + 9 = 0,415\ m$.

poutres longitudinales extrêmes ont une largeur de 0,35 m.

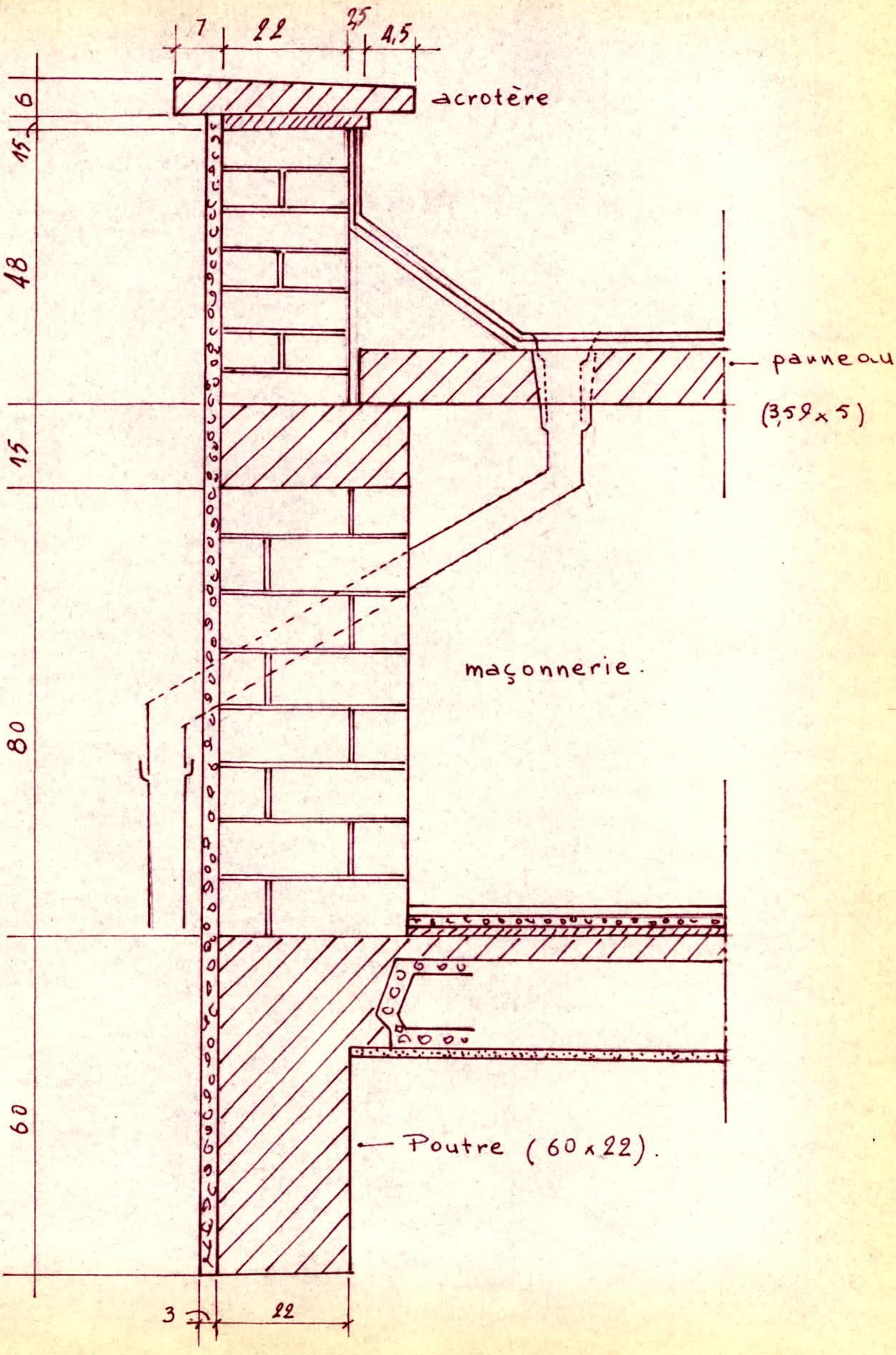
POUTRES

LONGITUDINALES

POUTRE A1


4,5
2,5
22
7
acrotère
6
1,5
25
Terrasse
Chainage
15
panneau (3,59x668).
33,5
103
Plancher
60
Poutre
(60x22).
22
3

POUTRE A2



7
22
2,5
4,5
6
1,5
48
15
80
60
3
22
acrotère
panneau
(3,59 x 5)
maçonnerie.
Poutre (60 x 22).

Poutres Longitudinales A1 et A2

I Estimation des charges

A- Poutre A1.

Charges permanentes réparties et surcharges.

1.	Acrotères	0,36 × 0,05 × 2500	45
2.	Plaque sous acrotère:	0,015 × 0,22 × 2500	8,25
3.	Maçonnerie	0,22 × 0,25 × 1400	77
4.	Chainage	0,15 × 0,335 × 2000	100,50
5.	Mur	1,03 × 0,335 × 1400	483,07
6.	Poutre	0,22 × 0,60 × 2500	330
7.	Poutrelle	0,065 × 0,16 × 2500	26
8.	Enduit	(0,6 + 1,03 + 0,15 + 0,25 + 0,015) 0,03 × 2000	122,7
9.	Étanchéité	0,15 × 50	7,5
10.	Charges permanentes dues au plancher		99,65
11.	Dalle sur appuis	0,11 × 0,08 × 2500	22
12.	Surcharges		39
		Total	1360,67

Charges dues aux panneaux

$$RA = \frac{3{,}38^2}{4} \times 344 = 985 \text{ kg}$$

$$M = 985 \times 3{,}38/2 - 985 \times 3{,}38/6 = 1100 \text{ kgm}$$

$$M = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow q = \frac{8 \cdot 1100}{3{,}38^2} = 770 \text{ kg/ml}$$

La charge répartie sur la poutre A_1 est : $1360,67 + 770 = 2130,67$ kg/m.l

Nous prendrons 2140 kg/m.l

B. Poutre A_2.

charges permanentes		89,65
Acrotères		49
chainage sous acrotère		8,25
maçonnerie	$0,48 \times 0,22 \times 1400$	147,84
chainage		100,50
mur	$0,8 \times 0,335 \times 1400$	375,20
Poutre		330
Enduit		122,7
Poutrelle		26
Etancheité		50
Dalle		22
Surcharge		39
charges dues aux panneaux		770
	Total	2136,14

Nous prendrons 2140 kg/m.l

Les poutres A_1 et A_2 ont donc la même charge.

II Calcul des Moments

2140 kg/ml

la somme des surcharges étant inférieure à 2 fois la charge permanente g

- la fissuration est non préjudiciable

$$l_1/l_2 = 1 < 1,25$$

Nous prendrons les valeurs forfaitaires des moments en travée et aux appuis

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{2140 \times \overline{3,38}^2}{8} = 3056 \text{ Kg.m}$$

$$M_1 = M_8 = 0,15\ M_0 = 458 \text{ Kg.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0,5\ M_0 = 1528 \text{ Kg.m}$$

$$M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = 0,4\ M_0 = 1222 \text{ Kg.m}$$

Moment en travée

$$M_{12} = M_{78} = 1,15\ M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{8 \times M_0} = 2845 \text{ Kg.m}$$

$$M_{23} = M_{67} = 1,15 \times 3055 - \frac{1528 + 1222}{2} + \frac{(1528 - 1222)^2}{8 \times 3055} = 2144 \text{ Kg.m}$$

$$M_{34} = M_{56} = M_{45} = 2293 \text{ Kg.m}$$

Vérification.

$$M_{12} = M_{78} = 2845 \text{ Kg.m} > 0,6 \times 3055 = 1833 \text{ Kg.m}$$

$$M_{23} = M_{67} = 2144 \text{ Kg.m} > 0,5 \times 3055 = 1528 \text{ Kg.m}$$

$$M_{34} = M_{45} = M_{67} = 2507 \text{ Kg.m} > 0.5 \times 3055 = 1528 \text{ Kg.m}$$

III Armatures Longitudinales.

$h_p = 60$ cm $d = 3$ cm $b = 22$ cm $h = 57$ cm

$$\mu' = \frac{15\, M}{2800 \times 22 \times 57^2} = 0{,}75 \cdot 10^{-7}$$

$$A = \frac{15}{n}\, w\, \frac{bh}{100}$$

$$\sigma'_b = \frac{\overline{\sigma}}{k}$$

pourcentage minimal :

$$A \geqslant 22 \times 57 \times 0{,}54 \times \frac{5{,}8}{2800} \times \left(\frac{60}{57}\right)^2 = 1{,}535$$

d'où résultat sur le tableau

IV Effort tranchant

$$T_{8g} = T_{1d} = \frac{2140 \times 3{,}38}{2} - \frac{1528}{3{,}38} = 3164 \text{ Kg}$$

$$T_{7d} = T_{2g} = -3616 \times 2 + 3164 = -4068 \text{ Kg}$$

$$T_{7g} = T_{2d} = 3616 - \frac{1528 - 1222}{3{,}38} = 3525{,}47 \text{ Kg}.$$

$$T_{3g} = T_{3d} = T_{4g} = T_{4d} = T_{5d} = T_{6g} = T_{6d} = \frac{2140 \times 3{,}38}{2} = 3616 \text{ Kg}$$

Vérification:

$$2(3164 + 4068 + 3525{,}47 + 3706{,}53) + 6 \times 3616 = 7 \times 3{,}38 \times 2140$$

$$= 50624$$

V Détermination des Armatures transversales

1. $T_{max} = 4068$ kg

$$\tau_b = \frac{4068}{22 \times 50} = 3,6 \text{ kg/cm}^2 < 20,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{ar} = \left(1 - \frac{\tau_b}{2\bar{\sigma}_b}\right) 2400 = 2232 \text{ kg/cm}^2$$

avec $1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} > \frac{2}{3}$

Nous prendrons des cadres $\phi 6$ $\quad 0,56$ cm²

$$t \leq \frac{0,56 \times 2232 \times 50}{445} = 14,1 \text{cm}$$

$$E = h\left(1 - \frac{0.3 \times 3,6}{5,8}\right) = 57 \times 0,80 > 0,2\,h$$

On prendra $t = 12$cm soit 13 cadres sur la ½ portée

2. Traction des Armatures inférieures

$$2,26 \times 2800 > 4068$$

3. Entraînement des Armatures de traction

$$\tau_d = \frac{4068}{50 \times 7,54} = 1040 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ vérifié}$$

$$l_d = \frac{1,2 \times 1040}{4 \times 26} = 12 \text{ cm}. \text{ On prendra } l_d = 16\text{cm}$$

5. Ancrage des Armatures aux appuis de rive.

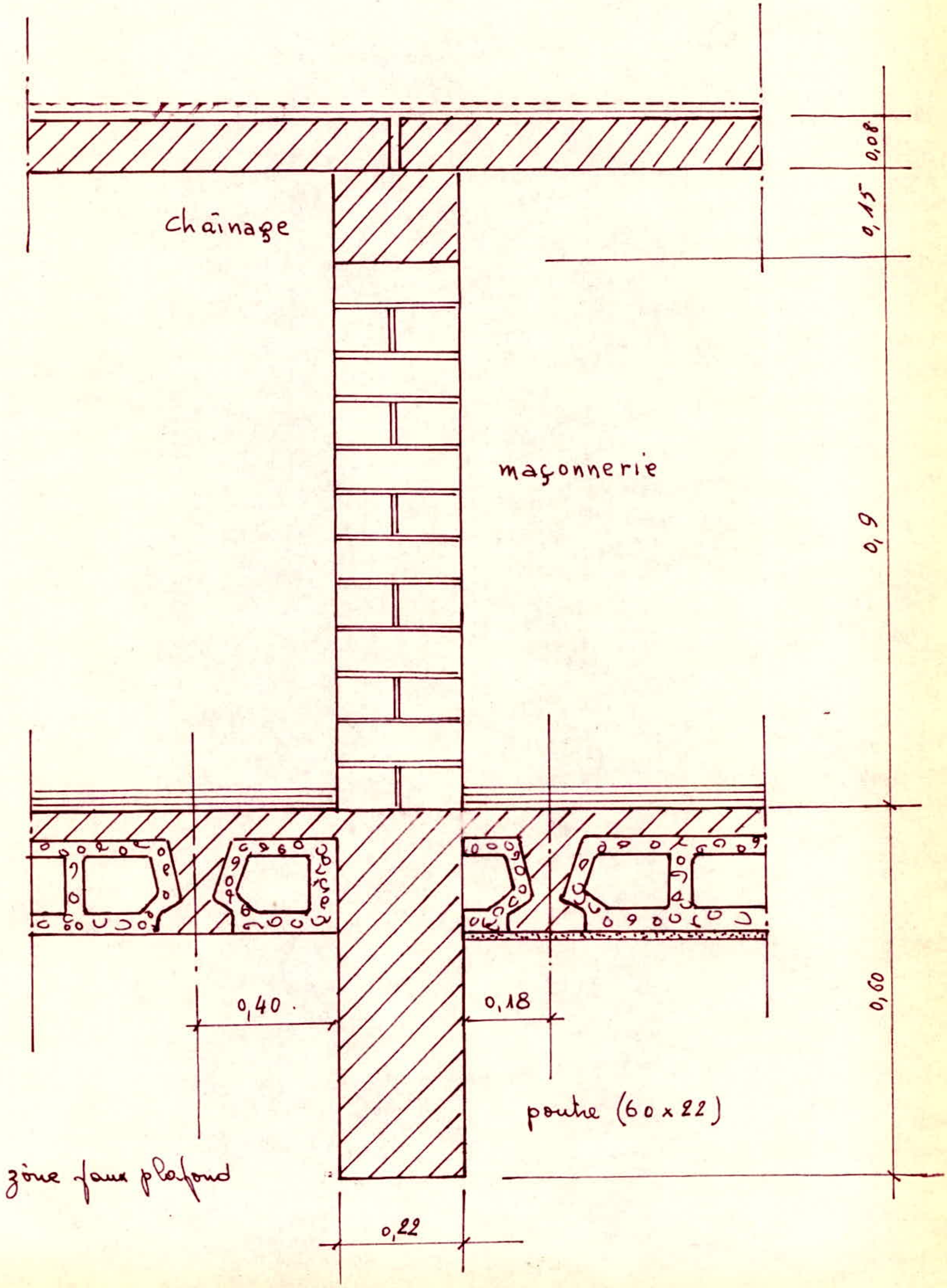
$$f = T = 4068 \Rightarrow \sigma_a = \frac{3164}{2,26} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$l_d = \frac{1400 \times 1,2}{4 \times 26} = 16,2$cm . On adoptera un ancrage de 18cm terminé par un crochet considéré

Poutres A 1 et A2

	APPUTS			TRAVEES		
N°de l'app ou travée	1 8	2 7	3 4 5 6	1-2 7-8	2-3 6-7	3-4,4-5 5-6
Moment kg.cm	45800	152800	122200	284500	214400	229300
μ'	0,0034	0,0115	0,00917	0,0213	0,0161	0,0172
α	0,0811	0,1440	0,1293	0,1983	0,1685	0,1744
$\tilde{\omega}'$	0,0238	0,0810	0,064	0,153	0,114	0,153
k	170	89	101	63	74	71
Aen cm^2	0,298	1,016	0,803	1,918	1,429	1,542
A adopté	1,57	1,57	1,57	2,26	1,57	1,57
nb de barr	2H10	2HA10	2HA10	2HA12	2HA10	2HA10
A minimal	1,555	1,555	1,555	1,556	1,555	1,555
σ'_b kg/cm^2	16,5	31,5	28	44	38	39,4

POUTRE A3.



chaînage
maçonnerie
0,08
0,15
0,9
0,60
0,40.
0,18
poutre (60 x 22)
zône faux plafond
0,22

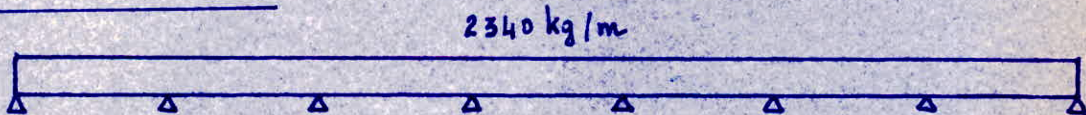
Poutre A_3

I Charges permanentes réparties.

Dalle	:	$2 \times 0{,}11 \times 0{,}08 \times 2500$	44
Etanchéité	:	$50 \times 0{,}22$	11
Charriage	:	$0{,}15 \times 0{,}22 \times 2000$	66
Maçonnerie	:	$0{,}22 \times 0{,}9 \times 1400$	277,2
Poutre		$0{,}22 \times 0{,}60 \times 2500$	330
charges permanentes dues au plancher		$0{,}29 \times 95$	27,55
surcharges		$120 \times 0{,}29$	34,8
charges dues aux panneaux			1540
		Total :	2330,55

Nous prendrons 2340 kg/ml

II Calcul des moments.



La somme des surcharges étant inférieure à 2 fois la charge permanente g.

La fissuration est non préjudiciable

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

Nous prendrons les valeurs forfaitaires des moments en travée et sur appuis.

$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 3342$ kg.m

$M_1 = M_8 = 0{,}15\ M_0$ soit 502 kg.m

$M_2 = M_7 = 0{,}5\ M_0$ soit 1671 kg.m

$M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = 0{,}4 M_0$ soit 1337 kg.m

Moment en travée

$$M_{12} = M_{78} = 1{,}15 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{8 M_0} \quad \text{soit } 3113 \text{ kg.m}$$

$$M_{23} = M_{67} = 1{,}15 . 3342 - \frac{1671 + 1337}{2} + \frac{(1671 - 1337)^2}{8 . 3342} = 2344 \text{ kg.m.}$$

$$M_{34} = M_{56} = M_{45} = 1{,}15 . 3342 - \frac{1337 + 1337}{2} = 2507 \text{ kg.m.}$$

Verification :

$M_{12} = M_{78} = 3113$ kg.m $> 0{,}6 \times 3342 = 2005$ verifié

$M_{23} = M_{67} = 2344$ kg.m $> 0{,}5 \times 3342 = 1672$ verifié

$M_{34} = M_{45} = M_6 = 2507$ kg.m $> 0{,}5 \times 3342 = 1672$ verifié

Armatures longitudinales

$h_p = 60$ cm $d = 3$ cm $b = 22$ cm $h = 57$ cm.

$$\mu' = \frac{15 M}{2800 \times 22 \times 57^2} = 0{,}75 \times 10^{-7}$$

$$A = \frac{15}{n} . \frac{\omega b h}{100}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k}$$

Pourcentage minimal

$$A \geqslant 22 \times 57 \times 0{,}54 \times \frac{5{,}8}{2800} \left(\frac{60}{57}\right)^2 = 1{,}555$$

D'où les resultats sur le tableau.

III Effort tranchant.

$$T_{2g} = T_1 d = \frac{2340 \times 3{,}38}{2} - \frac{1671}{3{,}38} = 3460{,}22 \text{ kg}$$

$$T_{7d} = T_{2g} = -2340 \times 3{,}38 + 3460{,}22 = -4448{,}98 \text{ kg}$$

$$T_{7g} = T_{2d} = \frac{2340 \times 3,38}{2} + \frac{1671 - 1337}{338} = 4053,42 \text{ kg}$$

$$T_{6d} = T_{3g} = -2340 \times 3,38 + 4053,42 = -3855,78 \text{ kg}$$

$$T_{5g} = T_{5d} = T_{4g} = T_{4d} = T_{3d} = T_{6g} = \frac{2340 \times 3,38}{2} = 3954,6 \text{ kg}$$

Verification

$$2\,(3460,22 + 4448,98 + 4053,42 + 3855,78) + 6\,(3954,6) \equiv 7 \times 3,38 \times 2340$$

soit $55363,0 \equiv 55364$ Verifié

II Détermination des armatures transversales.

$$T_{max} = 4448,98 \simeq 4450$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{4450}{22 \times \frac{7}{8} \cdot 57} = 4,06 \text{ kg/cm}^2 < 3,5\,\bar{\sigma}_b = 20,3 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_{ar} = \left(1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) \cdot 2400 = 2213 \text{ kg/cm}^2.$$

Nous utiliserons des armatures transversales ϕ 8

avec $1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 0,922 > \frac{2}{3}$

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

L'ecartement des armatures

$$t \leqslant \frac{0,56 \times 50 \times 2213}{4450} = 14 \text{ cm}.$$

Ecartement maximum

$$\bar{t} = h\left(1 - \frac{0,3 \times 4,06}{5,8}\right) = 57\,(0,79) = 45 \geqslant 0,2\,h$$

on prendra $t = 12$ cm soit 13 cadres sur la demi portée.

Traction des armatures inferieures

$$A\,\bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{3} \quad \text{aux appuis 1 et 8} \quad M = 0$$

$$2,26 \times 2800 > 4450 \text{ Verifié}.$$

Entraînement des armatures de traction

$$\tau_d = \frac{4450}{50 \times 7{,}54} = 11{,}8 < \frac{\bar{\tau}}{d} = 17{,}4 \text{ kg/cm}^2.$$

Vérification des armatures longitudinales inférieur aux appuis intermédiaire :

$$F = T + \frac{M}{3} = 4450 - \frac{1671}{50} = 1100 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ vérifié}$$

$$l_d = \frac{1{,}2 \times 1100}{4 \times 26} = 12{,}7 \text{ cm}.$$

On adoptera $l_d = 16$ cm.

Ancrage des armatures aux appuis de rive

$$F = T = 4450 \text{ kg}$$

$$\sigma_a = \frac{3460}{2{,}26} = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{1520 \times 1{,}2}{4 \times 26} = 17{,}8 \text{ cm}$$

On adoptera un ancrage de 18 cm terminé par un crochet considéré

Armatures de répartition

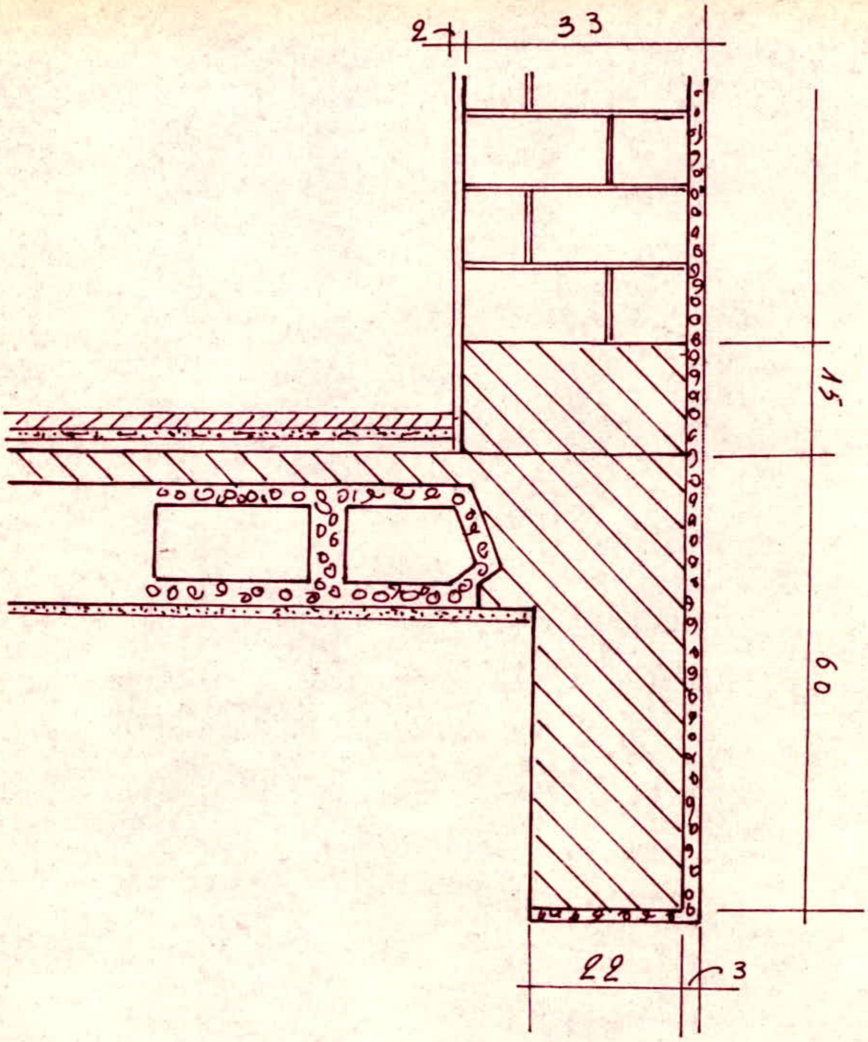
$$\eta^2 = \frac{m\, h_t}{b_0} = \frac{1{,}6 \times 2 \times 60}{22} < 40$$

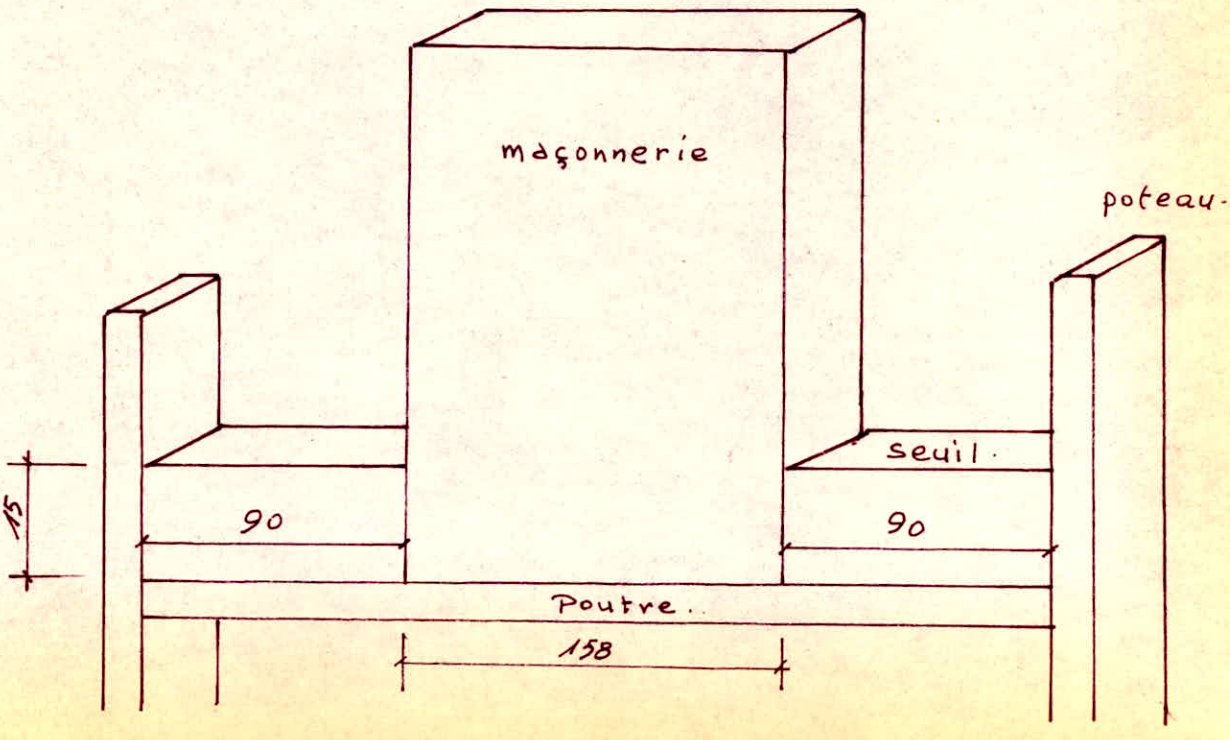
Il n'y a pas lieu de considérer le phénomène de concentration de fissures. Cependant pour éviter tout risque de déversement on mettra 2 H.A tous les 20 cm.

Poutre A3

	APPUIS			TRAVEES		
N°de l'app ou travée	1 8	2 7	3 4 5 6	1-2 7-8	2-3 6-7	3-4,4-5 5-6
Moment kg.cm	50200	167100	133700	311300	234400	250700
μ'	0,0038	0,0126	0,0101	0,0234	0,0176	0,0188
α	0,847	0,1500	0,1351	0,2000	0,1754	0,1818
$\tilde{\omega}'$	0,0262	0,0882	0,0704	0,167	0,124	0,135
k	162	85	96	60	70,5	67,5
A en cm^2	0,33	1,11	0,88	2,1	1,555	1,693
A adopté	1,57	1,57	1,57	2,26	1,57	2,26
nb de barr	2H10	2HA10	2HA10	2HA12	2HA10	2HA12
A minimal	1,555	1,555	1,555	1,555	1,555	1,555
σ'_b kg/cm^2	17,3	33	30	46,7	40	41,5

POUTRE A4





Calcul des Poutres

I. Poutres A4 supportant les façades

Poutres 0,22 × 0,60

Estimation des charges

A. Charges permanentes:

1°) zône plancher:

1. Carrelage	$\frac{1}{2}(0{,}65 \times 0{,}15 \times 25)$	12,2
2. Machefer	$\frac{1}{2} \cdot 0{,}65 \times 3 \times 10$	9,75
3. Mortier pto	$\frac{1}{2} \cdot 0{,}65 \times 1{,}5 \times 20$	9,75
4. Dalle en BA	$\frac{1}{2} \cdot 0{,}65 \times 4 \times 25$	32,5
5. Corps creux	$\frac{1}{2}(0{,}65 - 0{,}11)\,95$	25,65
6. Poutrelles	$0{,}065 \times 16 \times 25$	26
7. Plâtre	$\frac{1}{2} \cdot 0{,}65 \times 14$	4,55
8. Cloisons	$\frac{1}{2} \cdot 0{,}65 \times 100$	32,5
	Total	152,9

2°) zône poutre:

1. Poutre	$0{,}22 \times 0{,}60 \times 2500$	330
2. Enduit	$(0{,}6 + 0{,}25)\,3 \times 20$	51
B. Surcharges	$\frac{1}{2} \cdot 0{,}65 \times 400 \times 1{,}2$	156

Total charge + surcharge 690

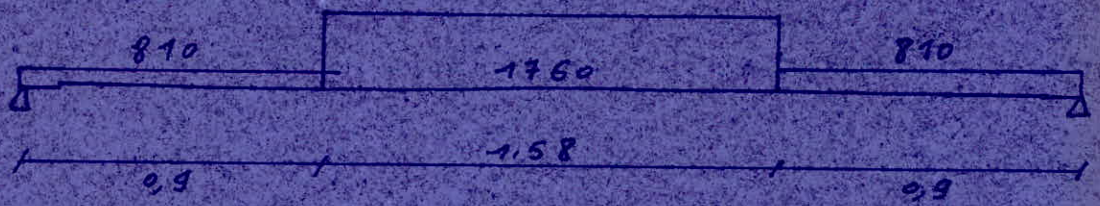
II. Estimation des charges dues à la façade

Charges permanentes :

façades	$2,10 \times 0,30 \times 1400$	882
enduits	$2,10 \times [3 \times 20 + 2 \times 14]$	184,8
		1066,8
Chaînage	$0,15 \times 0,30 \times 2200$	99
enduits	$0,15\,[3 \times 20 + 2 \times 14]$	13,2
		112,2

Charges réparties :

Q_1 zône seuil	$112,2 \times 690$	$802,2 \simeq 810$ kg/ml
Q_2 zône mur de façade	$1066,6 \times 690$	$1756,6 \simeq 1760$ kg/ml



$M_o = 1760 \times 0,79\,(1,69 - 0,395) + 810 \times 0,9\,(1,69 - 1,24) = 2\,130$ kgm

III. Calcul des Moments.

Moments aux appuis.

$M_1 = M_8 = 0,15\,M_o$	soit	320 kgm
$M_2 = M_7 = 0,50\,M_o$	soit	1065 kgm
$M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = 0,40\,M_o$	soit	852 kgm

Pour calculer le moment en travée, on considère que le moment aux appuis des rive est nul.

$M_{t12} = M_{t78} = 1,15 \times 2130 - \frac{1065}{2} + \frac{1065^2}{8 \times 2130}$

On applique la formule $M_t \geqslant 1,15\, M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{9\ell^2}$

Soit $M_{t12} = M_{t78} = 1985$ kgm $> 0,6 \times 2130 = 1280$

$M_{t23} = M_{t67} = \cancel{1495 > 1065} \,.\, 2130 - \frac{1065 + 852}{2} - \frac{(1065 - 852)^2}{8 \times 2130} = 1493$

Soit $M_{t12} = M_{t67} = 1495 > 0,5 \cdot 2130 = 1065$

$M_{t34} = M_{t45} = M_{t56} = 1,15 \cdot 2130 - \frac{852 + 852}{2} = 1600$ kgm

soit $1600 > 0,5 \times 2130 = 1065$ verifié

IV. Calcul des armatures longitudinales :

$\delta = 0,07 \Rightarrow \delta = 4$ cm $\qquad h = 56$ cm

$\mu' = \frac{15\, M}{2800 \cdot 22 \cdot 56^2} = 0,777 \cdot 10^{-7}$

On obtient le tableau resumé suivant :

Calcul de A minimal

$A \geqslant b_0\, h\, \psi_4\, \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{60}{56}\right)^2$ soit

$A = 22 \times 56 \times 0,54 \cdot \frac{5,8}{2800} \left(\frac{60}{56}\right)^2 = 1,58$ cm²

On prendra le pourcentage minimal d'armatures.

Effort Tranchant

V. 1. Calcul de l'effort tranchant

L'effort tranchant dans une section d'absisse x est donné par

$$T_x = \mathcal{T}_x + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$\mathcal{T}_x$: effort tranchant dans une section d'absisse x de la travée independante, soumise aux mêmes charges. M_w et M_e sont à prendre en valeur absolue.

$T_{1d} = (810 \times 0{,}9 + 1760 \times 0{,}79) - \frac{1065}{3{,}38}$

$T_{1d} = 2120 - 315$ $\qquad$ 1085 kg

$T_{2g} = 2(-2120) + 1805$ $\qquad$ −2435 kg

$T_{2d} = 2120 + \frac{1065 - 852}{3{,}38}$ $\qquad$ 2333 kg

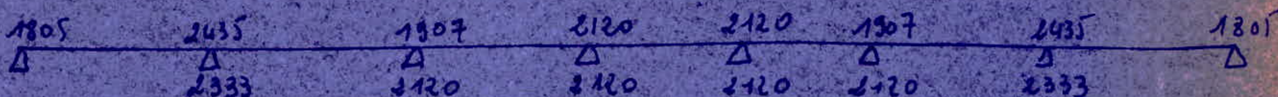
$T_{3g} = -4220 + 2333$ $\qquad$ −1907 kg

$T_{3d} = 2120$

Verification:

$7(810 \times 1{,}8 + 1760 \times 1{,}58) = 2(1805 + 2435 + 2333 + 1907) + 6 \times 2120$

$29676 = 29680$ $\qquad$ c'est bien verifié.



2. Détermination des armatures transversales:

$T_{max} : 2435$

$\tau_b = \frac{2435}{22 \times \frac{7}{8} 56} = 2{,}26$ kg/cm²

$\sigma_b' \leq \bar{\sigma}_{b0}'$

$\bar{\sigma}'_b$ étant la contrainte maximale de compression de béton dans la section où l'on calcule la contrainte τ_b

$\tau_b \leq 3{,}5\,\bar{\sigma}_b \implies 2{,}26 < 2{,}03$ kg/cm² vérifié

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{en}$ avec $\rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}$

$\rho_a > \frac{2}{3}$ dans le cas contraire prendre $\rho_a = \frac{2}{3}$

$\rho_a = \frac{2}{3}$ s'il y a reprise de bétonnage $\rho_a = 1 - \frac{2{,}26}{9 \times 5{,}8} = 0{,}96 > \frac{2}{3}$

d'où $\sigma_{at} = 0{,}940 \times 2400 = 2300$ kg/cm

Nous prendrons des cables ϕ_6 A $\implies A_t = 0{,}56$ cm²

L'écartement des armatures transversales est donc :

$$t \leq \frac{A_t\, z\, \bar{\sigma}_{ab}}{T} \quad \text{soit} \quad \frac{0{,}56 \times 2260 \times 49}{2435} = 26 \text{ cm}$$

$t > 0{,}2\,h$ soit $\bar{t} > 0{,}2 \times 56$ ou $t > 11{,}2$

L'écartement limite $\bar{t} = h\left(1 - \frac{0{,}3\,\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right)$,

soit $\bar{t} = 56\left(1 - \frac{0{,}3 \times 2{,}26}{5{,}8}\right) = 49{,}5$ cm

Nous prendrons l'écartement $t = 25$ cm. La poutre supporte des charges uniformement réparties, nous adoptions dispositions de Caquot la demie portée est : $1{,}6$ e

2 x 13 2x16 2 x 20 2 x 25

VI. 1 Traction des armatures inférieures:

On vérifie aux appuis de rive

$A\,\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{3}$ $M = 0$ aux appuis 1 et 2

$A\,\bar{\sigma}_a > T \implies 2800 \times 1{,}58 > 2435$ vérifié

2- Vérification à l'entraînement des armatures de traction

La contrainte d'adhérence des armatures est

$$\tau_d = \frac{T}{p\,z} = \frac{2435}{9,48 \times 49} = 5,28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d < \bar{\tau}_d \qquad\qquad \bar{\tau}_d \leq 2\,\psi_d\,\bar{\sigma}_b = 17,4$$

ou $\tau_d < \bar{\tau}_d$ soit $5,28 < 17,4$ vérifié

La contrainte d'adhérence admissible dans la zone d'ancrage normal est $\bar{\tau}_d = 1,25\,\psi_d^2\,\bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,8^2 \times 5,8 = 16,3 \text{ kg/cm}^2$

La contrainte d'adhérence admissible dans la zone d'ancrage en pleine masse est $\bar{\tau}_d = 2\,\psi_d^2\,\bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5^2 \times 5,8 = 26 \text{ kg/cm}^2$

3- Vérification des armatures longitudinales inférieures au niveau des appuis intermédiaires.

$$M = -1065 \qquad T = 2435 \qquad F = T + \frac{M}{z} \quad \text{avec } T > 0 \quad M < 0$$

$$F = 2435 - \frac{106500}{49} = 262 \text{ kg}$$

$$\sigma_a = \frac{F}{A} = \frac{262}{2,35} = 111 < 2800$$

d'où $l_d = \dfrac{\phi\,\sigma_a}{4\,\bar{\tau}_d} = \dfrac{1,0 \times 111}{4 \times 26} = 1 \text{ cm}$

On adoptera une longueur de scellement de 12cm

4- Ancrage des armatures:

aux appuis de rive $M = 0$

$$\sigma_a = \frac{F}{A} = \frac{T}{A} = \frac{1085}{2,35} = 769 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{1 \cdot 769}{4 \cdot 26} = 7,4 \text{ cm}$$

5- Armatures de répartition:

La poutre est sujette au phénomène de concentration de fissure dans la hauteur de l'âme. On calcule $\eta \frac{m\,h\ell}{b_0} > 40$

η : coefficient de fissuration

m : nombre de barres tendues

b_0 : épaisseur de l'âme

$\eta = 1,6$

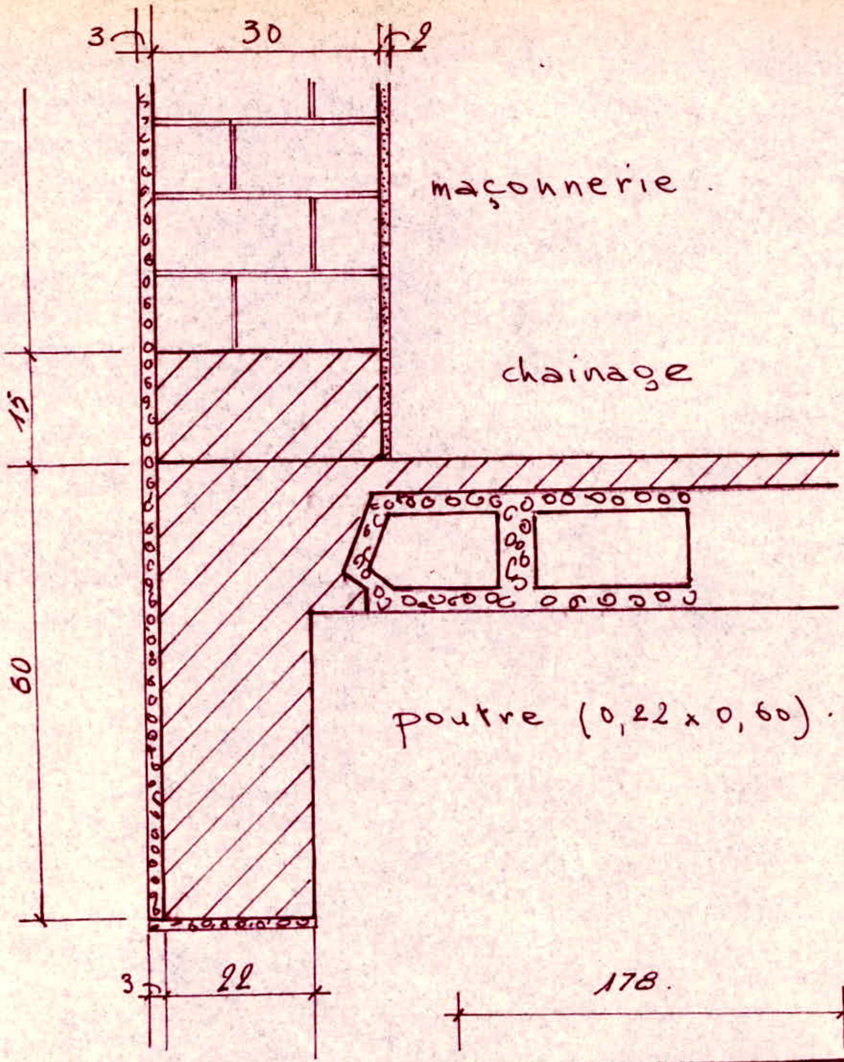
$$\frac{1,6^2 \times 3 \times 60}{22} = 21 < 40$$

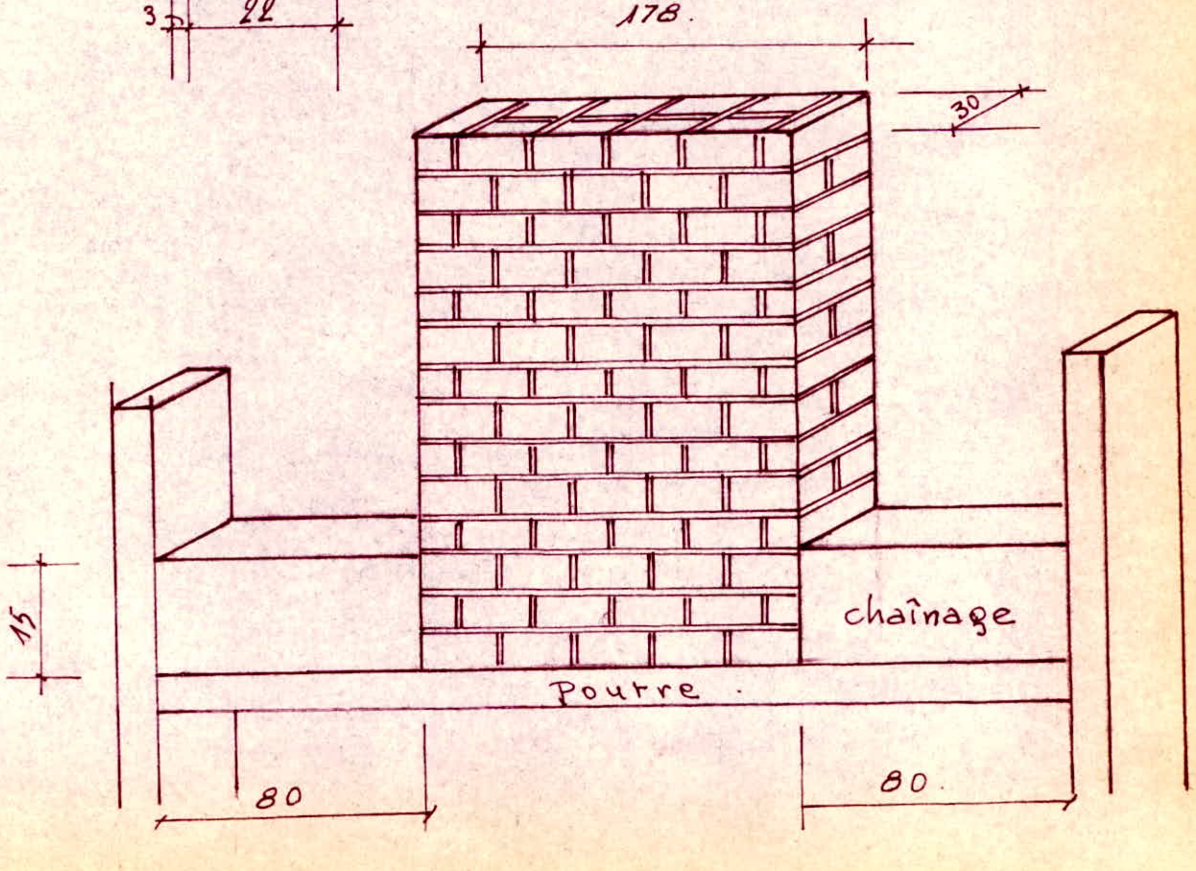
Il y a lieu de prévoir des armatures longitudinales au voisinage des parois. On prévoit donc 4 barres de 8

Poutre A_4.

	APPUIS			TRAVEES		
N°de l'app ou travée	1 8	2 7	3 4 5 6	1-2 7-8	2-3 6-7	3-4,4-5 5-6
Moment kg.cm	32000	106500	85200	198500	149500	160000
μ'	0,0025	0,0083	0,0066	0,0154	0,0116	0,0125
α	0,0698	0,1230	0,1111	0,1648	0,1435	0,1500
$\tilde{\omega}'$	0,0174	0,0575	0,0462	0,108	0,0810	0,0882
k	200	107	120	76	89	85
A en cm^2	0,22	0,71	0,57	1,34	1,00	1,1 cm^2
A adopté	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35
nb de barr	3HA10	3HA10	3HA10	3HA10	3HA10	3H10
A minimal	1,58	1,58	1,58	1,58	1,58	1,58
σ_b kg/cm^2	14	26,2	23,3	36,9	31,5	33

POUTRE A5.


3
30
2
maçonnerie.
15
chainage
60
poutre (0,22 x 0,60).
3
22


178.
30
15
chaînage
Poutre.
80
80.

Etude de la poutre de rive intermediaire droite A5

I. Estimation des charges:

Les valeurs trouvées pour la poutre intermediaire de gauche restent invariables.

Charges permanentes:

zône plancher		152,90
zône poutre		381
Surcharges		156
Total Charges + surcharges		689,9

Charges permanentes

zône mur enduit	2,87 x 0,03 x 2000	172,2
maçonnerie	2,87 x 0,30 x 1400	1205,4
enduit plâtre	2,87 x 0,02 x 1400	80,36
	Total	1457,96
zône chaînage	0,15 x 0,30 x 2200	99
Enduit	0,15 (3 x 20 + 2 x 14)	13,2
	Total	112,2

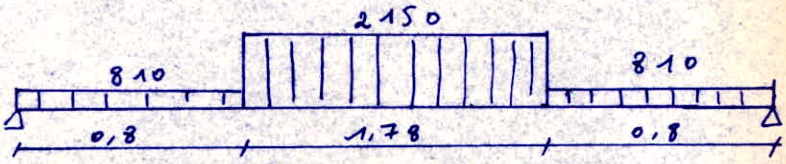
Charges + surcharges zône mur 689,9 + 1457,96 = 2147,86 kg

nous prendrons 2150 kg

Charges + surcharges zône seuil 112,2 + 689,9 = 802,1 kg

nous prendrons 810 kg.

II Calcul des moments:



La valeur de la surcharge étant inferieure à deux fois la charge permanente, la fissuration est non prejudiciable, $\frac{l_1}{l_2} = 1 < 1,25$

Nous prendrons les valeurs forfaitaires des moments en travée et aux appuis

A. Moments aux appuis:

$$M_1 = M_8 = -0,15\ M_0$$

$$M_2 = M_7 = -0,50\ M_0$$

$$M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = -0,4\ M_0$$

La réaction $R_A = 2553,4$ kg

$$M_0 = 2553,4 \times \left(0,8 + \frac{1,78}{2}\right) - 810 \times 0,8 \left(\frac{1,78}{2} + 0,4\right) - \frac{2150}{2} \times 1,78 \times \frac{1,78}{4}$$

$M_0 = 2628$ kgm

$$M_1 = M_8 = -0,15 \times 2628 = -394 \text{ kgm}$$

$$M_2 = M_7 = -0,5 \times 2628 = -1314 \text{ kgm}$$

$$M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = -0,4 \times 2628 = -1051 \text{ kgm}$$

B. Moment en travee :

$$M_{12} = M_{78} = 1,15\ M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w + M_e)^2}{8 M_0}$$

Soit $M_{12} = M_{78} = 1,15 \times 2628 - \frac{1314+}{2} + \frac{(1314)^2}{8 \times 2628} = 2448$ kgm

$$M_{23} = M_{67} = 1,15 \times 2628 - \frac{1314 + 1051}{2} + \frac{(1315 - 1051)^2}{8 \times 2628} = 1843 \text{ kgm}$$

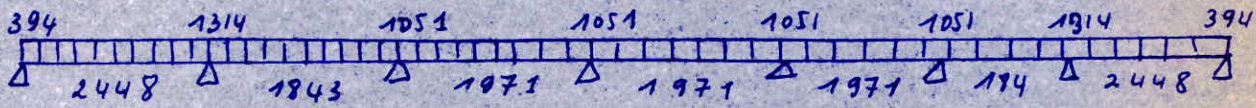
$$M_{34} = M_{45} = M_{56} = 1{,}15 \times 2628 - \frac{606 + 606}{2} + \frac{(606 - 606)^2}{8 \times 2628} = 1971 \text{ kgm}$$

Verification :

$$M_{12} = M_{78} = 2448 > 0{,}6 \times 2628 = 1576{,}8 \text{ kgm}$$

$$M_{23} = M_{67} = 1843 > 0{,}5 \times 2628 = 1314 \text{ kgm}$$

$$M_{34} = M_{56} = M_{45} = 1971 > 0{,}5 \times 2628 = 1314 \text{ kgm}$$



III Determination des armatures longitudinales :

Section en travée $h_t = 60$ cm $d = 3$ cm
$b = 22$ cm $h = 57$ cm

Béton dosé à 350 kg/m3 CPA 325

Acier haute adhérence Tor : $\sigma_{en} = 4200$ kg/cm²

$\bar{\sigma}_a = 2800$ kg/cm²

$$\mu' = \frac{15 M}{2800 \times 22 \times 57^2} = 0{,}75 \cdot 10^{-7} M$$

Section aux appuis

$$\mu' = \frac{15 M}{2800 \times 22 \times 57^2} = 0{,}75 \times 10^{-7} M.$$

On tire α , $\bar{\omega}$, k

$$A = \bar{\omega} \frac{bh}{100}$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{k}$$

Voir tableau

IV. Etude de l'effort tranchant:

$T_{8g} = T_{1d} = \frac{ql}{2} + \frac{Mw - Me}{2}$ soit $\frac{810 \times 1,6 + 2150 \times 1,76}{2} - \frac{1314}{3,38} =$

2772,74 kg

$T_{7d} = T_{2g} = ql - T_{1d} =$ 2950,26 kg

$T_{7g} = T_{2d} = \frac{ql}{2} + \frac{Mw - Me}{2} =$ 2483,69 kg

$T_{6g} = T_{3d} = \frac{ql}{2} = T_{4g} = T_{4d} = T_{5g} = T_{5d} =$ 2561,5 kg

$T_{6d} = T_{3g} = ql - T_{2d} =$ 2639,31 kg

Verification:

$7(810 \times 1,6 + 2150 \times 1,78) = 2(2172,74 + 2950,26 + 2483,69 + 2639,31) + 6 \times 2561,5$

$35861 = 35861$ verifiée.

V. Détermination des armatures transversales:

1) $T_{max} = 2950$ kg

$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{2950}{22 \times 50} = 2,7$ kg/cm² $< 3,5\,\bar{\sigma}_b$

$\rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9\,\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{2,7}{9 \times 5,8} = 1 - 0,05 = 0,95 > \frac{2}{3}$

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a\,\sigma_{em} = 2400 \times 0,95 = 2280$ kg/cm²

Nous adopterons aussi des cadres $\phi 6$ Adx $A = 0,56$ cm²

L'écartement $t \leq a_t \times 3 \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot \frac{1}{T}$ soit $\frac{0,56 \times 50 \times 2280}{2950} = 22$ cm

L'écartement maximum:

$\bar{t} = h\left(1 - \frac{0,3 \times 2,7}{5,8}\right) = 57(1 - 0,14) = 49$ cm

Nous disposerons un cadre $\phi 6$ tous les 20 cm. le premier cadre étant à 5 cm du mur d'appui.

2- Traction des armatures aux appuis

$$A\,\bar{\sigma}_a \geq T \quad \text{soit} \quad 1{,}57 \times 2800 > 2950. \quad \text{vérifié}$$

3. Vérification à l'entrainement

$$\tau_d = \frac{T}{P\,3} = \frac{2950}{5{,}0 \times 5{,}03} = 11{,}7 \text{ kg/cm}^2 < 17{,}4 \text{ kg/cm}^2$$

4- Vérification des armatures longitudinales inferieures aux appuis intermediaires.

$$F = 2950 - \frac{131400}{50} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{350}{4 \cdot 26} = 3{,}4 \text{ cm}$$

vue la largeur de l'appui (22 cm) nous adopterons comme longueur de scellement droit $l_d = 16$ cm

5. Ancrage des armatures:

$$\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{2950}{1{,}57} < 2800$$

$$l_d = \frac{1780}{4 \times 26} = 12 \text{ cm}$$

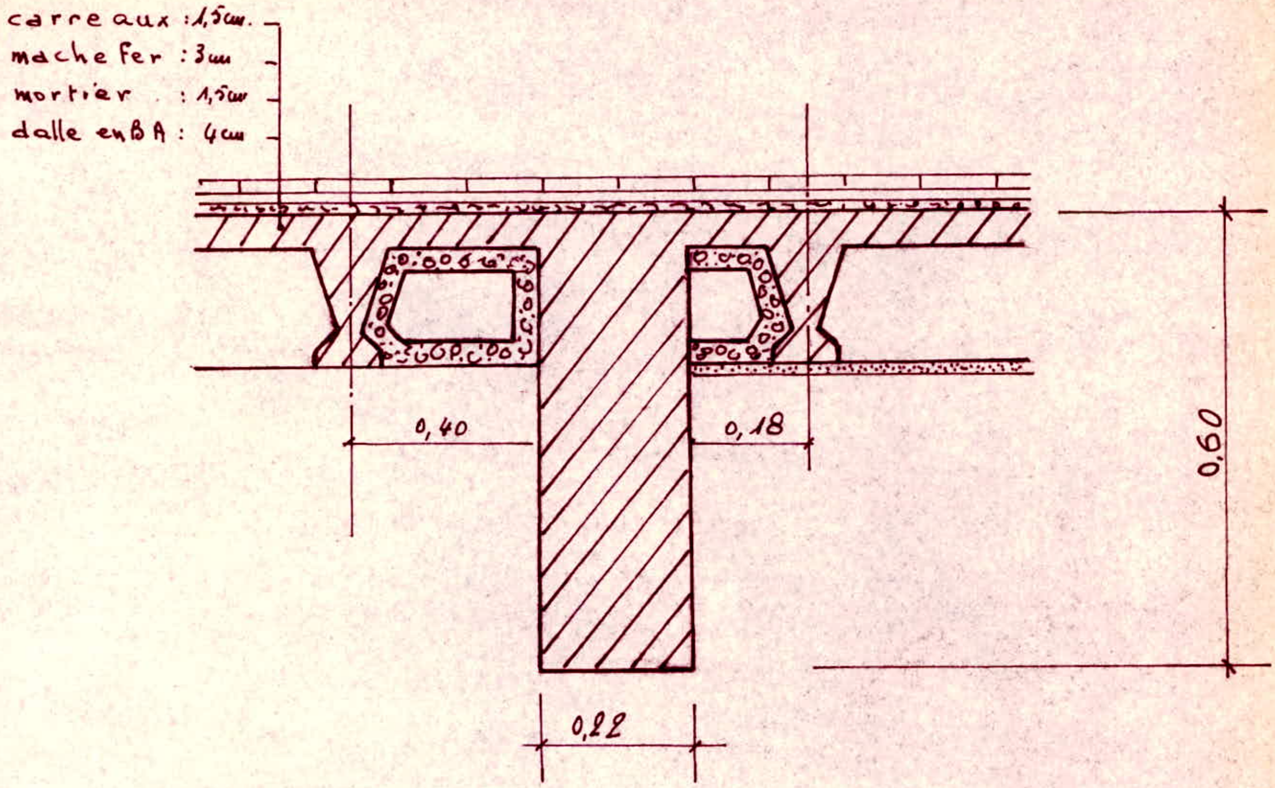
VI - Armatures de repartition

Nous adopterons 2HA8 comme armatures de répartition.

Poutre A5.

	APPUIS			TRAVEES		
N°de l'app ou travée	1 8	2 7	3 4 5 6	1-2 7-8	2-3 6-7	3-4,4-5 5-6
Moment kg.cm	39400	131300	105100	244800	184300	197100
μ'	0,0030	0,0099	0,0079	0,0181	0,0138	0,0148
α	0,0754	0,0339	0,1200	0,1796	0,1571	0,1681
$\tilde{\omega}'$	0,0205	0,069	0,0545	0,131	0,0976	0,109
k	184	97	110	68,5	80,5	77,5
A en cm^2	0,275	0,865	0,684	1,64	1,22	1,292
A adopté	1,57	1,57	1,57	2,26	1,57	1,57
nb de barr	2HA10	2HA10	2HA10	2HA12	2HA10	2HA10
A minimal	1,555	1,555	1,555	1,555	1,555	1,555
σ'_b kg/cm^2	15	28	25	40	34	36

Poutre A 6.


carreaux : 1,5cm.
machefer : 3cm
mortier : 1,5cm
dalle en BA : 4cm
0,40
0,18
0,60
0,22

Etude de la poutre Longitudinale A_6 de Liaison des portiques

I Estimation des charges.

Plancher

A/ charges permanentes.

1	Carrelage	$1,5(0,29 \times 0,22) \times 25$	=	19,125
2	Machefer	$3 \times 0,51 \times 10$	=	15,3
3	Mortier de planéité	$1,5 \times 0,51 \times 20$	=	15,3
4	Dalle en B.A	$0,04 \times 0,51 \times 2500$	=	51
5	Corps creux	$(0,58 - 0,11)\frac{95}{2}$	=	22,325
6	plâtre	$\frac{1}{2}(0,47 \times 14)$	=	3,29
7	cloisons réparties	$100 \times 0,51$	=	51
8	Poids propre de la poutre	$0,60 \times 0,22 \times 2500$	=	330
10	cloisons	3×100	=	300

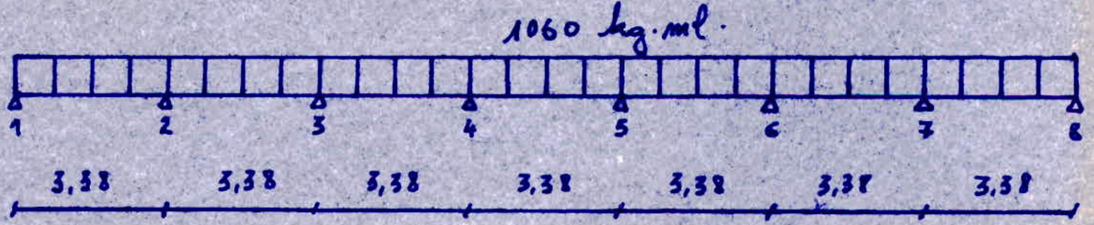
B/ Surcharges

$400 \times 1,2 \times 0,51$ = 244,8

charge repartie par metre linéaire de poutrelle 1052,140

Nous prendrons 1060 kg/ml

II Calcul des moments.



La valeur de la surcharge étant inferieure à 2 fois la charge permanente

La fissuration est non préjudiciable.

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

Nous prendrons les valeurs forfaitaires des moments en travée et aux appuis

A/ Moments aux appuis

$M_1 = M_8 = -0,15\ M_0$

$M_2 = M_7 = -0,50\ M_0$

$M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = -0,4\ M_0$

Le moment $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ soit $\frac{1060 \times 3,38^2}{8} = 1514$ kgm

$M_1 = M_8 = -0,15 \times 1514 = -228$ kg m

$M_2 = M_7 = -0,5 \times 1514 = -757$ kg.m

$M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = -0,4 \times 1514 = -606$ kg.m

B/ Moment entravée

$$M_{12} = M_{78} = 1,15\,M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{8M_0}$$

soit

$$M_{12} = M_{78} = 1,15 \times 1514 - \frac{757}{2} + \frac{(757)^2}{8 \times 1514} = 1410 \text{ kg.m}$$

$$M_{23} = M_{67} = 1,15 \times 1514 - \frac{757+606}{2} + \frac{(757-606)^2}{8 \times 1514} = 1062 \text{ kg.m}$$

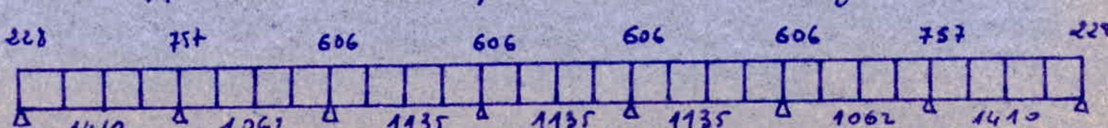
$$M_{34} = M_{45} = M_{56} = 1,15 \times 1514 - \frac{606+606}{2} + \frac{(606-606)^2}{8 \times 7514} = 1135 \text{ kg.m}$$

Verification:

$M_{12} = M_{78} = 1410 > 0,6 \times 1514 = 908$ kg.m verifié

$M_{23} = M_{67} = 1062 > 0,5 \times 1514 = 757$ kg.m verifié

$M_{34} = M_{56} = M_{45} = 1135 > 0,5 \times 1514 = 757$ kg.m verifié.



III Détermination des armatures longitudinales

Section entravée $h_t = 60\,cm$ $d = 3\,cm$

$b = 22\,cm$ $h = 57\,cm$

Béton dosé à 350 kg/m³ CPA 325

Acier haute adhérence : Tor : $\sigma_{eau} = 4200\ kg/cm^2$ $\bar{\sigma}_a = 2800\ kg/cm^2$

$$\mu' = \frac{15M}{2800 \times 22 \times 57^2} = 0{,}75 \cdot 10^{-7}\,M$$

Section aux appuis

$$\mu' = \frac{15M}{2800 \times 22 \times 57^2} = 0{,}75 \cdot 10^{-7}$$

On tire α, $\bar{\omega}$, k

$$A = \frac{\omega b h}{100}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{k}$$

Voir tableau

IV Etude de l'effort tranchant

$$T_{8g} = T_{1d} = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \quad \text{soit} \quad \frac{1060 \times 3{,}38}{2} - \frac{757}{3{,}38} = 1567{,}49\ kg$$

$$T_{7d} = T_{2g} = ql - T_{1d} = 2015{,}31\ kg$$

$$T_{7g} = T_{2d} = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = 1746{,}17\ kg$$

$$T_{6d} = T_{3g} = ql - T_{2d} = 1836{,}63\ kg$$

$$T_{6g} = T_{3d} = \frac{ql}{2} = T_{4g} = T_{4d} = T_{5g} = T_{5d} = 1791{,}41\ kg.$$

Vérification :

$$7 \times 3{,}38 \times 1060 = 2\,(1567{,}49 + 2015{,}31 + 1746{,}17 + 1836{,}63) + 6\,(1791{,}41)$$

$$25079{,}6 \equiv 25079{,}9 \quad \text{Vérifiée}$$

V Détermination des armatures transversales

1/ $T_{max} = 2015,31$ kg

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{2015,31}{22 \times \frac{7}{8} \times 57} = 1,84 \text{ kg/cm}^2 < 3,5\, \bar{\sigma}_b$$

soit :

$$1,84 < 20,3 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{en}$ avec $\rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}$

soit :

$$\rho_a = 1 - \frac{1,84}{9 \times 5,8} = 0,965.$$

$$\rho_a > \frac{2}{3}$$

$\bar{\sigma}_{ar} = 2400 \times 0,965 = 2315$ kg/cm²

Nous prendrons des cadres ϕ_6 Adx

soit $A_t = 2\phi_6 = 0,56$ cm².

L'écartement "t" des armatures est donc

$$t \leq \frac{A_r \cdot 3\, \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \times 7 \cdot 57 \cdot 2315}{2015,31} = 26 \text{ cm}$$

L'écartement maximum est donc.

$$\bar{t} = h \left(1 - \frac{0,3\, \tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 57\left(1 - \frac{0,3 \cdot 1,84}{5,8}\right) = 52 \text{ cm}$$

$\bar{t} \geq 0,2h$ soit $\bar{t} \geq 11,4$ cm on prend $t = 26$ cm.

Nous disposerons 1 cadre tous les 20 cm, le 1er cadre étant à 5 cm du nu d'appui.

$\frac{1}{2}$ portée : $\frac{3,38}{2} \cdot 1,69 - 0,06 = 1,64$

Nombre de cadres : $1,64 : 0,2 = 8$ cadres.

2/ Traction des armatures inférieures.

Aux appuis de rive $A\, \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$ or $M = 0$

$A\bar{\sigma}_a \geq T$ soit $1,570 \times 2800 > 1567,49$ Verifié

3°/ Verification à L'entrainement des armatures

Contrainte d'adhérence :

$$\tau_d = \frac{T}{Pz} = \frac{2015,31}{\frac{7}{8}.57.5,03} = 8,3 \text{ kg/cm}^2.$$

$\tau_d \leq \bar{\tau}_d$ avec $\tau_d = 2\psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2\sqrt{2} \cdot 5,8 = 17,4 \text{ kg/cm}^2$

$8,3 < 17,4 \text{ kg/cm}^2$ verifié.

En zone d'ancrage normal la Contrainte $\bar{\tau}_d$ est

$$\bar{\tau}_d = 1,25\,\psi_d^2\,\bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,8^2 \times 5,8 = 16,3 \text{ kg/cm}^2.$$

En zone d'ancrage en pleine masse

$$\bar{\tau}_d = 2\psi_d^2\,\bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5^2 \times 5,8 = 26 \text{ kg/cm}^2.$$

4°/ Verification des Armatures Longitudinales inferieures aux appuis intermediaires.

$$F = T + \frac{M}{z} = 2015,31 + \frac{75700}{\frac{7}{8}.57} = 495 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

d'où la longueur de scellement droit.

$$l_d = \frac{\phi\,\bar{\sigma}_a}{4\,\bar{\tau}_d} = \frac{1 \times 495}{4 \times 26} = 4,75 \text{ cm}$$

Nous adopterons une longueur de scellement droit $l_d = 16$ cm.

5°/ Ancrage des armatures

$$\sigma_a = \frac{F}{A} = \frac{T}{A} = \frac{2015,31}{1,57} < 2800$$

$$l_d = \frac{1.\,1300}{4\,\tau_d}$$ τ_d en pleine masse

$$l_d = \frac{1300}{4 \times 26} = 12,5 \text{ cm}.$$

VI Armatures de repartition

$$\eta^2 \frac{m h_r}{b_0} = \frac{1{,}6^2 \times 2 \times 60}{22} < 40$$

Il n'y a pas lieu de s'occuper de la fissuration

Nous ajouterons cependant 2 H.A8 pour eviter le deversement.?

Poutre A6.

	APPUIS			TRAVEES		
N°de l'app ou travée	1 8	2 7	3 4 5 6	1-2 7-8	2-3 6-7	3-4,4-5 5-6
Moment kg.cm	22800	75700	60600	141000	106200	113500
μ'	0,0017	0,00568	0,00455	0,0106	0,0080	0,0085
α	0,0577	0,1034	0,0931	0,1382	0,1210	0,1250
$\tilde{\omega}'$	0,0117	0,0397	0,0319	0,0739	0,0555	0,0595
k	245	130	146	93,5	109	105
A en cm^2	0,147	0,498	0,400	0,927	0,696	0,746
A adopté	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
nb de barr	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
A minimal	1,555	1,555	1,555	1,555	1,555	1,555
σ'_b kg/cm^2	11,43	21,54	19,18	30	25,70	26,67

DESCENTE

DE

CHARGES

Descente de Charge

Comme il s'agit d'un hôpital, il n'y a pas lieu d'appliquer la loi de dégression de charge dans le calcul des points d'appuis. Les charges sont transmises des hourdis aux poteaux, des poteaux aux semelles et enfin des semelles au sol. Il y a lieu donc de calculer les charges des poutres, et celles des planchers.

I / Charges élémentaires des différents éléments:

- Poids au mètre carré :

de panneaux	400 kg
du dernier plancher:	420 kg
du plancher d'étage:	940 kg

- Poids au mètre linéaire et par étage:

Poutre A_1 :	1360 kg	
Poutre A_2 :	1367 kg	
Poutre A_3 :	791 kg	
Poutre A_6 :	1053 kg	
Poutre A_4 :	Q_1 = 1760 kg	Q_2 = 810 kg
Poutre A_5 :	Q_1 = 2148 kg	Q_2 = 803 kg

- Poids au mètre linéaire de traverse de portique :

.Traverses superieures:

Portique intermédiaire :	2960 kg
Portique de rive :	2615 kg
Portique de joint :	2265 kg

.Traverses intermediaires d'étages:

Portique intermediaire :	4150 kg
Portique de rive :	3780 kg
portique de joint :	2375 kg

DESCENTE DE CHARGES

	ELEMENTS	PORTEURS	A1	B1	C1	A2	B2	C2	A7	B7	C7
ETUDE DU 1e PLANCHER	Coffrage intéressant un élément porteur	Surface de planches	4,73	10,15	5,4	9,46	20,80	11,61	4,73	10,15	5,4
		longueur de poutre long	1,69	1,69	1,69	3,38	3,38	3,38	1,69	1,69	1,69
		longueur de Traverse	2,80	6	3,20	2,80	6	3,20	2,80	6	3,20
	Poids total provenant de l'élément considéré en T	Panneaux	1,90	4,06	2,16	3,79	8,32	4,65	1,90	4,06	2,16
		Planches	2,04	1,78	2,12	5,13	3,56	4,24	2,57	1,78	2,12
		Poutre longitudinale	2,31	1,34	2,30	4,62	2,68	4,60	2,31	1,34	2,30
		Traverse	7,33	15,69	8,37	8,29	17,76	9,48	6,36	13,62	7,27
	Total des charges apportées par le 1er plancher		13,58	22,87	14,95	21,83	32,32	22,97	13,14	20,80	13,85
	Coffrage	Surface de planches	4,73	10,15	5,4	9,46	20,80	11,61	4,73	10,15	5,40
		longueur de poutre long	1,69	1,69	1,69	3,38	3,38	3,38	1,69	1,69	1,69

5e PLANCHE	Poids	Plancher	4,44	9,53	5,07	8,88	19,52	10,90	4,44	9,53	5,07
		Poutre longitudinale	2,57	1,78	2,12	5,13	3,56	4,24	2,57	1,78	2,12
		Traverse	10,59	22,68	12,1	11,68	25,02	13,35			
		Poteaux	0,98	1,20	0,98	0,53	0,80	0,53	0,53	0,80	0,53
	Total des charges apportées par le 5e plancher		18,58	35,19	20,27	20,22	48,89	29,02	14,40	26,81	15,56
Total des charges apportées par les 5 planchers			87,9	163,63	96,03	102,71	227,88	139,05	70,74	128,04	76,09
	Poids	Poteaux 1,20 m.	0,27	0,34	0,27	0,14	0,22	0,14	0,14	0,22	0,14
Total des charges apportées par tous les planchers			88,17	163,97	96,3	102,85	228,1	139,29	70,88	128,26	76,23
CHARGE TOTALE			**89**	**164**	**97**	**103**	**229**	**140**	**71**	**129**	**77**

CALCUL

DES

PORTIQUES

Méthode de Calcul des Portiques de Kani

Les déplacements et rotations des noeuds d'un portique, soumis à l'action des charges, sont les mouvements élastiques qui assurent l'équilibre dans toutes les parties du système sollicité par ces charges.
Les calculs consistent donc à déterminer, en valeurs numériques, cet état d'équilibre pour chaque cas de charge donné. Or cet équilibre est connu quand les moments fléchissants aux extrémités de toutes les barres sont déterminés, car c'est à partir du moment fléchissant que peuvent être calculés l'effort tranchant, les réactions d'appui, le moment en travée, la flèche, le déplacement etc...
Le but de la méthode ~~du calcul~~ est de déterminer les moments aux extrémités des barres.
Dans chaque section il existe toujours deux moments égaux et de sens contraire. Le moment d'extrémité est celui qui agit sur l'extrémité de la barre et non celui qui agit sur le noeud.
Convention : un moment à l'extrémité d'une barre est positif s'il est orienté dans le sens des aiguilles d'une montre (il en est de même pour les moments dans les noeuds, moment de fixation et les angles de rotation).
Les noeuds des portiques seront désignés par les nombres (1. 2, 3, 4 .. etc...)
Le moment à l'extrémité i de la barre i-k sera désigné par M_{ik} et à l'extrémité de la même barre par M_{ki}. Le premier indice indique l'extrémité où agit le moment extrémité.

Les caractéristiques géométriques d'une barre seront exprimées par le moment d'Inertie I de la section et la longueur de la barre l. On introduit le coefficient de rigidité $K = \frac{I}{l}$.

Le calcul du comportement statique du système, pour une charge donnée, doit toujours être effectué à partir de l'état d'encastrement parfait.

Nous supposerons donc que simultanément avec l'application de la charge les noeuds sont fixés par des forces et moments extérieurs, de manière à empêcher tout mouvement (rotation ou déplacement).

Toute barre doit être considérée comme une poutre encastrée à ses extrémités, dont les moments d'encastrements peuvent être facilement déterminés.

Les forces et moments fictifs qui fixent les noeuds et réalisent ainsi l'encastrement parfait des barres seront désignés par forces et moments de fixation ou d'encastrement parfait.

Ainsi lorsque tous les moments d'encastrements parfait ont été déterminés, on peut calculer les forces et les moments de fixation à tous les noeuds à l'aide des conditions d'équilibre.

Pour qu'un noeud quelconque i soit en équilibre il faut que M_i égal à la somme des moments d'encastrements parfaits de toutes les barres concourant au noeud i : $M_i = \Sigma \bar{M}_{ik}$.

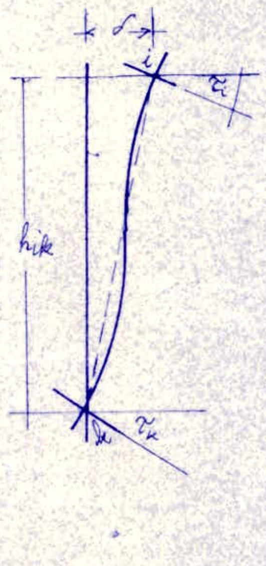
$\bar{M}_{ik}$ désigne le moment d'encastrement parfait.

Il y a lieu d'indiquer que le moment de fixation est appliqué au [illegible] de les moments d'extrémité aux bout des barres, et non pas aux noeuds c'est pourquoi il n'y a pas changement de signe

Exposé de la méthode.

Calcul des portiques à noeuds fixes.

Lorsqu'un système subit des déformations, sous l'effet d'une charge donnée sans participation de Moments de fixation quelconques, chaque noeud effectue une rotation déterminée. Considérons une barre i.k, nous constatons que l'extrémité i a effectué une rotation τ_i et l'extrémité k, une rotation τ_k. Nous pouvons voir que la déformation définitive de la barre i-k, due à l'action de la charge à laquelle elle est soumise, et à la rotation de ses extrémités, est constituée par la superposition de 3 déformations partielles.



1. Celle de la barre i-k (dont les extrémités sont encastrées) sous l'action de la charge appliquée.
2. Celle provoquée par la rotation effectuée par l'extrémité i indépendamment de de l'extrémité k supposée ne pas tourner
3. Enfin celle provoquée par la rotation effectuée par l'extrémité k indépendamment de l'extrémité i supposée ne pas tourner.

Nous voyons que le moment d'extrémité à chaque bout de la barre peut être considéré comme étant composé de 3 moments distincts.
Ainsi pour l'extrémité i de la barre i-k nous avons :

plutôt $2M'_{ik}$ car en $k \Rightarrow M'_{ik}$

Moments d'encastrement $\bar{M}_{ik}$ dû à la charge extérieure appliquée à la barre.

Moment $2M'_{ik}$ dû à la rotation de l'extrémité considérée i

Moment M'_{ki}, dû à la rotation de l'extrémité opposée k de la barre.

On peut donc sous forme générale exprimer le moment d'extrémité en i de la barre i-k de la manière suivante

$$\boxed{M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki}}$$

Le moment M'_{ik}, produit par la rotation τ_i de l'extrémité i, est une fonction de la rotation τ_i et du facteur de rigidité K de la barre. Nous l'appelons moment partiel dû à la rotation de l'extrémité i. égal à $2E K.\tau_i$.

E module d'élasticité.

De même M'_{ki} qui est une fonction de l'angle de rotation τ_k et du facteur K de la barre sera le moment partiel dû à la rotation de l'extrémité k.

Ainsi en faisant la somme de ces moments nous obtiendrons le moment d'extré

On portera les valeurs de K au milieu de la barre correspondante.

Nous remarquerons que lorsqu'un noeud effectue une rotation, toutes les extrémi des barres aboutissant au même noeud subissent la même déviation angulaire or les moments partiels dus à la rotation des extrémités des barres ne dépendent que du facteur K et de l'angle de rotation. Si un seul noeud du portique effectue une rotation il n'y aura de changement que pour les moments partiels, dus à la rotation des extrémités des barres aboutissant à ce noeud, et ces moments varieront dans le même rapport que les facteurs K correspondants. Si donc la somme de ces moments, à un noeud est connue, nous pouvons obtenir les moments partiels de chacune des extrémités des barres concourant à ce noeud, multipliant la somme des moments par $\frac{K}{\Sigma K_i}$

Si nous appelons "rapprochée", l'extrémité fixée au noeud considéré et "opposée" l'autre extrémité de la barre, il est évident qu'à chaque noeud nous aurons autant d'extrémités rapprochées que d'extrémités opposées. (une barre en porte à faux peut toujours être considérée comme ayant une extrémité opposée reculée à l'infini.

Il en résulte de l'examen de l'équilibre d'un noeud quelconque i, que la somme du moment d'encastrement parfait $\bar{M}_i$ et de tous les moments partiels dûs à la rotation des extrémités opposées des barres aboutissant au noeud i, est égale à -2 fois la somme des moments partiels dûs à la rotation des extrémités rapprochées des barres aboutissant au noeud i.

L'équilibre des noeud s'écrit $\quad \Sigma M_{ik} = 0$.

$$\text{Or } M_{ik} = \Sigma \bar{M}_{ik} + 2\,\Sigma M'_{ik} + \Sigma M'_{ki} = 0.$$

Avec $\Sigma \bar{M}_{ik}$ = moment de fixation du noeud $i \Rightarrow \Sigma \bar{M}_i + \Sigma M'_{ki} = -2\Sigma M'_{ik}$.

On introduit la notion de facteur de répartition. ces facteurs sont obtenus en répartissant dans chaque noeud la valeur $-\frac{1}{2}$ en fonction des facteurs K entre les extrémités des barres aboutissant à ce noeud (la somme de tous les facteurs de rotation est égale à $-\frac{1}{2}$, les facteurs mêmes sont négatifs)

calcul pratique.

Le calcul comprend 3 opérations suivantes:

1. On détermine pour la charge donnée tous les moments d'encastrement parfait $\bar{M}_{ik}$ et on les porte aux extrémités correspondantes des barres. Les moments de

fixation sont obtenus en faisant, pour tout noeud i, la somme des moments d'encastrement des barres concourant en ce noeud.

$\Sigma \bar{M}_i = \underset{(i)}{\Sigma} \bar{M}_{ik}$ Ces moments sont portés dans le cercle intérieur des noeuds.

2. On obtient les facteurs de rotation μ en partageant dans chaque noeud la valeur $-\frac{1}{2}$ entre les extrémités des barres concourant au noeud, proportionnellement à leur facteur de rigidité K : $(K = \frac{I}{l})$. Pour une extrémité i, k du noeud i on a $\mu_{ik} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{K_{ik}}{\underset{(i)}{\Sigma} K_{ik}}$.

Une fois les facteurs de rotation portés dans le schéma, aux endroits correspondants, il faut effectuer à chaque noeud le contrôle, en additionnant tous les facteurs de rotation, dont la somme doit être toujours égale

$\underset{(i)}{\Sigma} \mu_{ik} = -\frac{1}{2}$ (contrôle).

3. On détermine les moments partiels, dus à la rotation des extrémités des barres. M'_{ik}, en répétant l'opération fondamentale ci après.

$M'_{ik} = \mu_{ik} (\bar{M}_i + \underset{(i)}{\Sigma} M'_{ki})$ Comment vous évaluer M'_{ki}

en passant d'un noeud à l'autre dans l'ordre voulu jusqu'à ce qu'on ait atteint le degré de précision désiré.

4. Les moments d'extrémité définitifs, M_{ik}, sont obtenus en additionnant les moments partiels dus à la rotation. Pour une extrémité i, k

$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2 M'_{ik} + M'_{ki}$.

Portiques multiples à étages avec des noeuds
à déplacement horizontal.

Si un système est constitué de telle façon qu'au cours de la déformation les noeuds, et respectivement les extrémités des barres, effectuent non seulement des rotations mais aussi des déplacements relatifs, on peut, dans ce cas aussi, conformément au procédé exposé, se présenter la déformation d'une barre de la manière suivante :

1. Sous une charge donnée, la barre $i.k$ se déforme sans que les extrémités des barres subissent des déviations ou de déplacements, l'une par rapport à l'autre, quelconque (état d'encastrement parfait)
2. L'extrémité i de la barre subit une rotation τ_i, sans que l'extrémité k effectue un déplacement ou une rotation.
3. L'extrémité k de la barre subit une rotation τ_k sans que l'extrémité i effectue un déplacement ou une rotation supplémentaire quelconque.
4. Les extrémités de la barre $i.k$ subissent un déplacement relatif δ, sans effectuer une rotation supplémentaire quelconque

étant donné que les 3 premières déformations partielles sont exactement les mêmes que dans le cas des systèmes à noeuds fixes, il est évident que l'équation fondamentale employée jusqu'à présent va donner pour le moment d'extrémité M_{ik} un terme supplémentaire M''_{ik} dû au déplacement relatif δ des extrémités de la barre.

Ces quatres composantes d'un moment d'extrémité une fois déterminé, on peut obtenir le moment d'extrémité lui-même, comme auparavant, par simple addition.

$$M_{ik} = \overline{M}_{ik} + 2 M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$$

La composante M''_{ik} due au déplacement relatif des extrémités d'une barre, sera appelée « moment partiel dû au déplacement ».

on exprime la condition d'équilibre pour un noeud i par $\Sigma M_{ik} = 0$

$$\text{d'où} \quad \sum_{(i)} \overline{M}_{ik} + 2 \sum_{(i)} M'_{ik} + \sum_{(i)} M'_{ki} + \sum_{(i)} M''_{ik} = 0 . \qquad (1)$$

$$\text{ou} \quad - 2 \sum_{(i)} M'_{ik} = M_i + \sum_{(i)} (M'_{ki} + M''_{ik})$$

charge verticale.

La condition d'équilibre est que la somme des efforts tranchants des tous les montants d'un étage r doit être égale à zéro

$$\Sigma\, Q_{ik} = 0$$

Cette condition qui doit être remplie à chaque étage (si les déplacements horizontaux des noeuds sont possibles) et qui est déterminée par le déplacement relatif des traverses, sert au calcul des moments partiels dus au déplacement. Si à l'étage r, tous les montants ont la même hauteur, nous tirons de cette condition d'équilibre et de l'équation (1) en y introduisant l'expression de l'effort tranchant d'un montant i-k.

$$Q_{ik} = - \frac{M_{ik} + M_{ki}}{h_{ik}} .$$

$$\sum_{(r)} Q_{ik} = -\frac{1}{h_{ik}} \sum_{(r)} \left(2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik} + 2M'_{ki} + M'_{ik} + M''_{ki}\right) = 0.$$

d'où $\displaystyle\sum_{(r)} M''_{ik} = -\frac{3}{2} \sum_{(r)} \left(M'_{ik} + M'_{ki}\right)$

Les coefficient d'après lesquels cette somme doit être répartie entre les montants de l'étage s'obtiennent à l'aide du raisonnement suivant :

Si dans un étage r la traverse supérieure (qui joint le sommets des montants) effectue par rapport à la traverse inférieure (qui joint la base des montants) un déplacement δ, tous les montants de cet étage sont soumis à leur sommet au même déplacement latéral δ. On admet que la longueur des des barres du système ne subissent aucun changement, au cours de la déformation. Etant donné que la valeur des moments partiels dûs au déplacement ne dépend que du déplacement δ et du rapport correspondant $\frac{K}{h}$ (h hauteur du montant), et qu'elle leur est proportionnelle, les moments partiels dus au déplacement des montants de l'étage r seront entre eux dans le rapport $\frac{K}{h}$ correspondant. Si tous les montants ont la même hauteur, les moments partiels sont proportionnels aux facteurs de rigidité K des montants.

Pour la commodité du calcul, nous pouvons à présent, parallèlement aux facteurs de rotation, introduire « les facteurs de déplacement » que nous obtenons en partageant la valeur $-\frac{3}{2}$ entre les montants de l'étage r proportionnellement à leur facteur de rigidité K.

Calcul pratique.

Nous considérons le cas où tous les montants de l'étage r ont la même hauteur h_r.

1) Pour une charge verticale donnée, on calcule tous le moments d'encastrement parfait aux extrémités, $\bar{M}_{ik}$, on les inscrit aux extrémités correspondantes des barres.

Le moment de fixation $\bar{M}_i = \sum_{(i)} \bar{M}_{ik}$

les moments seront inscrits dans les cercles intérieurs des noeuds.

2) On obtient les facteurs de rotation μ en répartissant, dans chaque noeud, la valeur $-\frac{1}{2}$ entre les extrémités des barres assemblées au noeud proportionnellement à leur facteur de rigidité K.

ainsi $\mu_{ik} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{K_{ik}}{\sum_{(i)} K_{ik}}$

vérifier que la somme de ces facteurs $\sum_{(i)} \mu_{ik} = -\frac{1}{2}$ (contrôle).

Pour obtenir les facteurs de déplacement ν on réparti à chaque étage entre les montants et proportionnellement à leur facteur K, la valeur $-\frac{3}{2}$.

$$\text{ainsi } \nu_{ik} = -\frac{3}{2} \cdot \frac{K_{ik}}{\sum K_{ik}}.$$

vérifier que la somme des facteurs de déplacement des montants est égale à $-\frac{3}{2}$. $\sum_{(i)} \nu_{ik} = -\frac{3}{2}$ contrôle.

3) Le calcul des moments partiels dus a la rotation, M_{ik}, est effectué en répétant plusieurs fois l'opération fondamentale pour la détermination de ces moments.

$M'_{ik} = \mu_{ik} \left[\bar{M}_i + \sum_{(i)} (M'_{ki} + M''_{ik}) \right.$ en passant d'un noeud à l'autre.

Le calcul des moments partiels dus au déplacement, M''_{ik} est effectué en répétant plusieurs fois l'opération fondamentale pour la détermination de ces moments.

$M''_{ik} = \nu_{ik} \left[\bar{M}_i + \sum_{(k)} (M'_{ik} + M'_{ki}) \right.$. en passant d'un étage à l'au

4) Les moments d'extrémité définitifs s'obtiennent par addition des moments d'encastrements parfaits aux extrémités, $\bar{M}_{ik}$, des moments partiels dus à la rotation, M'_{ik} et M'_{ki}, et de moments partiels dus au déplacement M''_{ik}.

Pour l'extrémité i d'une barre i-k nous avons :

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}.$$

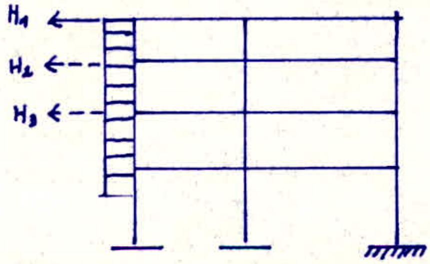
Méthode de K

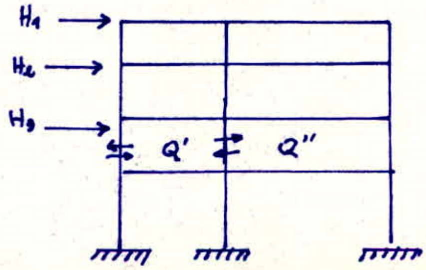
charge horizontale

Pour un portique soumis à des charges horizontales qui dans le cas général, peuvent être appliquées aussi en dehors des noeuds on part de nouveau de l'état d'encastrement parfait. Mais pour empêcher les noeuds d'effectuer non seulement des rotations mais aussi des deplacement, il est necessaire d'appliquer au système, outre les moments de fixation, des forces horizontales. Les moments d'encastrement parfait une fois calculés, on peut déterminer les moments et les forces de fixation à l'aide des conditions d'equilibre.

Pour pouvoir effectuer dans ce cas le calcul des moments partiels dus au deplacement de la même manière que a été fait pour les charges verticales, il ne faut pas oublier que nous avons fait introduire les forces $\bar{H}$ qui en réalité n'existent pas. On pourrait pourtant les eliminer au moyen d'une charge supplémentaire, en opposant à chaque force $\bar{H}$ une autre force dirigée en sens contraire.

L'equation d'équilibre pour une coupe horizontale à un étage quelconque r





$$\sum_{n} Q_{ik} = \sum_{i=1}^{n} H_i$$

. La somme des efforts tranchants de tous les moments de l'étage r est donc égale à la somme de toutes les forces H auxquelles sont soumis les noeuds au dessus de l'étage r. La somme de toutes les forces de fixation $\bar{H}$ qui agissent au dessus de l'étage r sera par la suite designé comme effort tranchant Q_r de l'étage r

$$Q_r = \sum_{i=1}^{r} \bar{H}_i$$

Les efforts tranchant des étages peuvent pour chaque étage être facilement calculé à l'aide des forces de fixation

$$\Rightarrow \qquad \sum_r Q_{ik} = Q_r$$

Et si à l'étage considéré tous les ~~moments~~ montants sont de la même hauteur h_r

on aura $\qquad Q_r h_r = -\sum \left[3(M'_{ik} + M'_{ki}) + 2 M''_{ik} \right]$

$\Rightarrow$ la somme de tous les moments dus au déplacement de les montants de l'étage r.

$$\sum M''_{ik} = -\frac{3}{2} \left[\frac{Q_r h_r}{3} + \sum (M'_{ik} + M'_{ki}) \right]$$

La valeur $\dfrac{Q_r h_r}{3}$ sera appelé moment de l'étage $\bar{M}_r$

Les facteurs de déplacement sont les mêmes, de sorte que la seule différence entre les 2 cas, c'est que dans la détermination des moments partiels dus à la rotation de toutes les extrémités des montants de l'étage considéré, nous devons ajouter le moment d'étage $\bar{M}_r$

Le calcul d'un portique à étages multiples soumis à une charge horizontale est effectué en trois phases:

1. On détermine l'état d'encastrement complet en calculant tous les moments et forces horizontales de fixation

2. On calcule les moments partiels dus à la rotation et au déplacement en partant des moments de fixation

3. On calcule les efforts tranchants Q_r et les moments d'étage $\bar{M}_r$ pour tous les étages avec les forces de fixation horizontales.

Pour les charges supplémentaires qui entraînent l'élimination des forces horizontales, il faut calculer les moments partiels dus à la rotation et au déplacement et les ajouter à ceux de la deuxième phase.
La 2e et 3e phase de calcul ne doivent pas être effectués séparément.
On a les moments partiels dus au déplacement :

barre ik : $M''_{ik} = \nu_{ik} \left[\bar{M}_r + \Sigma (M'_{ik} + M'_{ki}) \right]$

barre nœud i :

Les moments partiels de rotation :

$$M'_{ik} = \mu_{ik} \left[\bar{M}_i + \Sigma (\bar{M}'_{ki} + M''_{ik}) \right]$$

Résumé :

1. Etat d'encastrement complet :

Calculer tous les moments d'encastrement parfait des barres aux extrémités, tous les moments et forces de fixation, avec ceux ci les efforts tranchants et les moments d'étage $\bar{M}_r = \frac{Q_r h_r}{3}$ (>0 charge de gauche à droite)

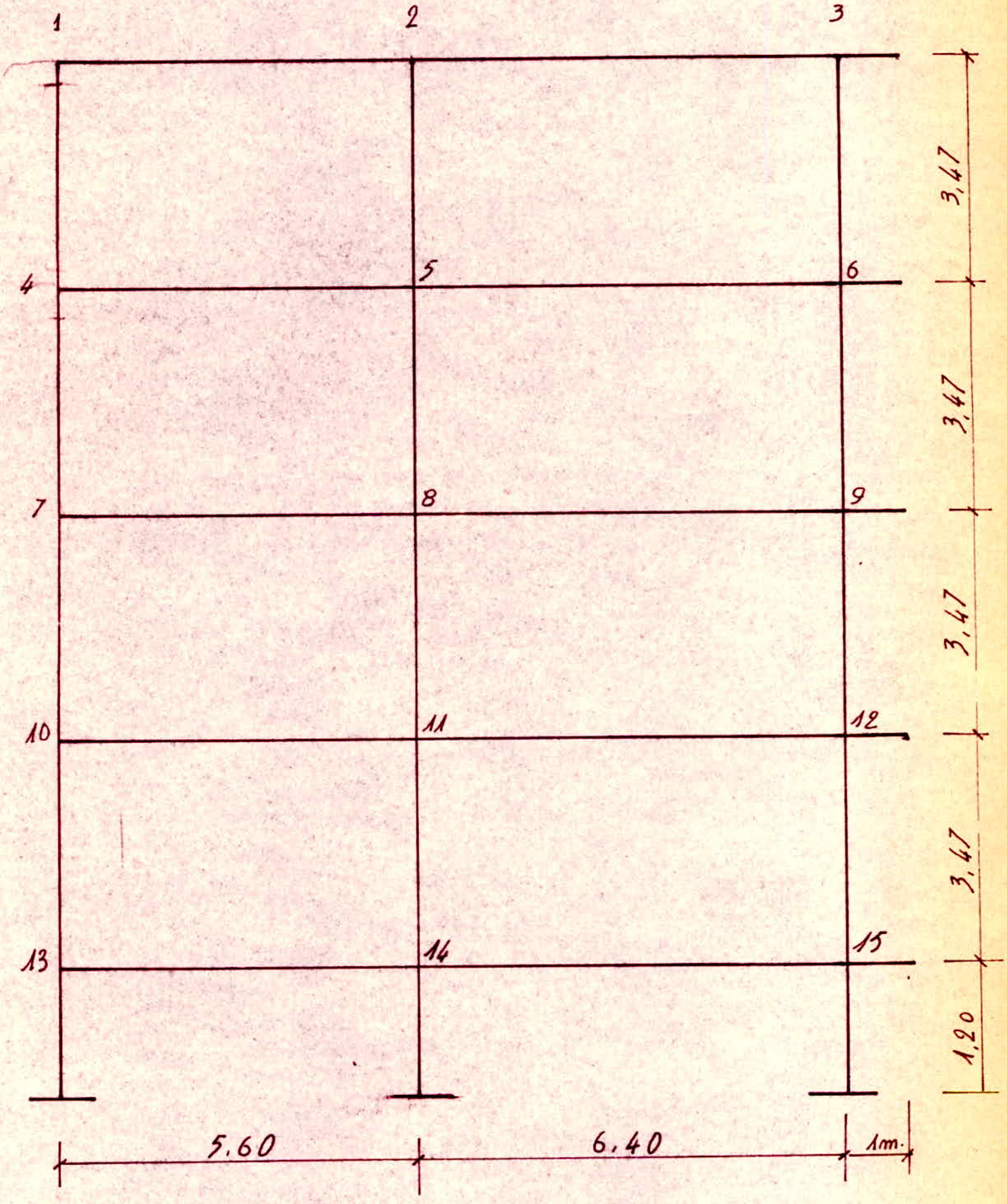
2. Facteurs de rotation et de déplacement (même que pour charge horizontales

3. Le calcul des moments partiels dus au déplacement et à la rotation, débute par l'opération de calcul des moments partiels dus au déplacement, puis les opérations de calcul des moments partiels dus à la

rotation (autant de fois pour atteindre la precision voulue)

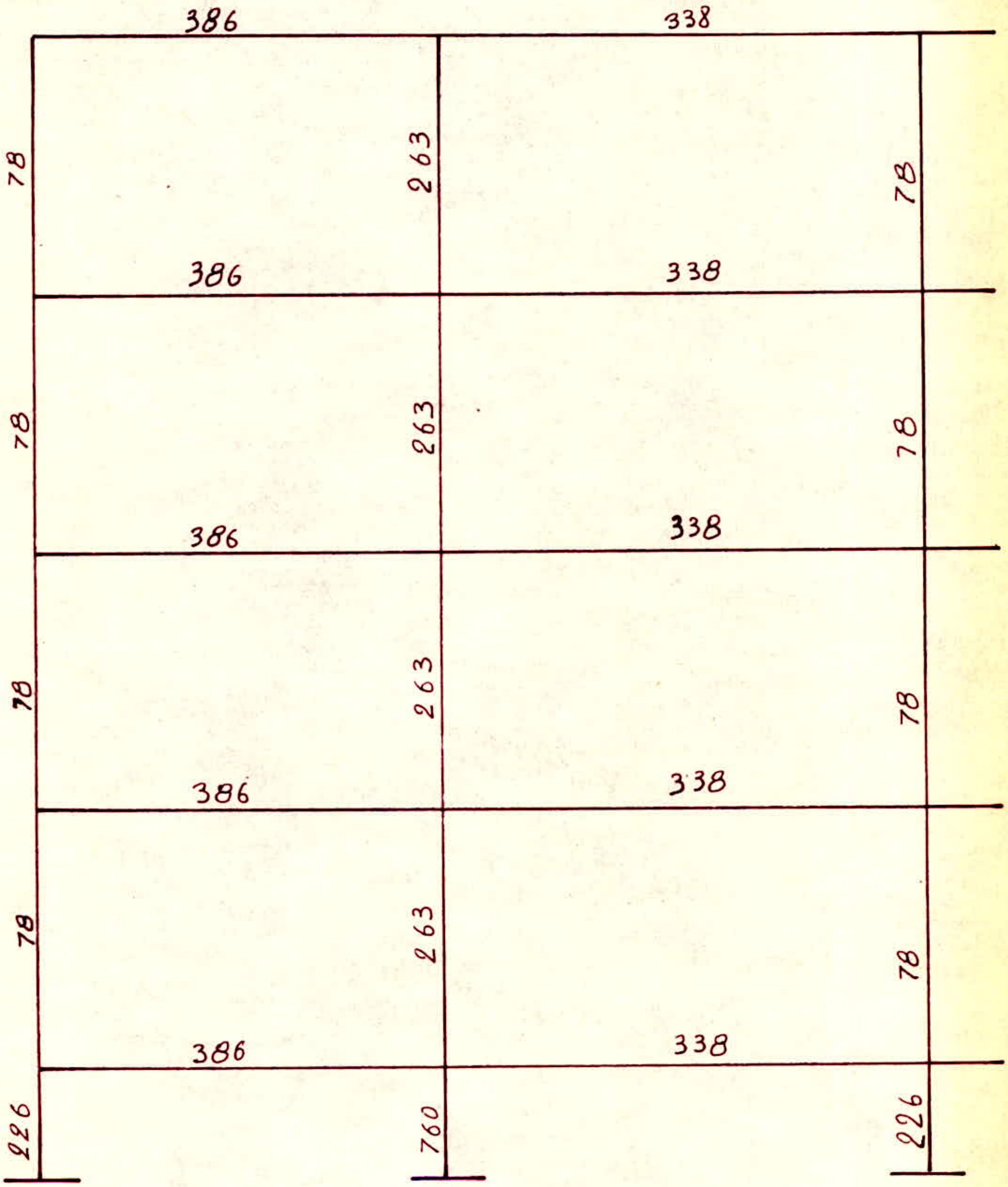
4- La determination des moments d'extremité se fait comme pour les charges verticales

<u>PORTIQUE</u>



Portique intermédiaire

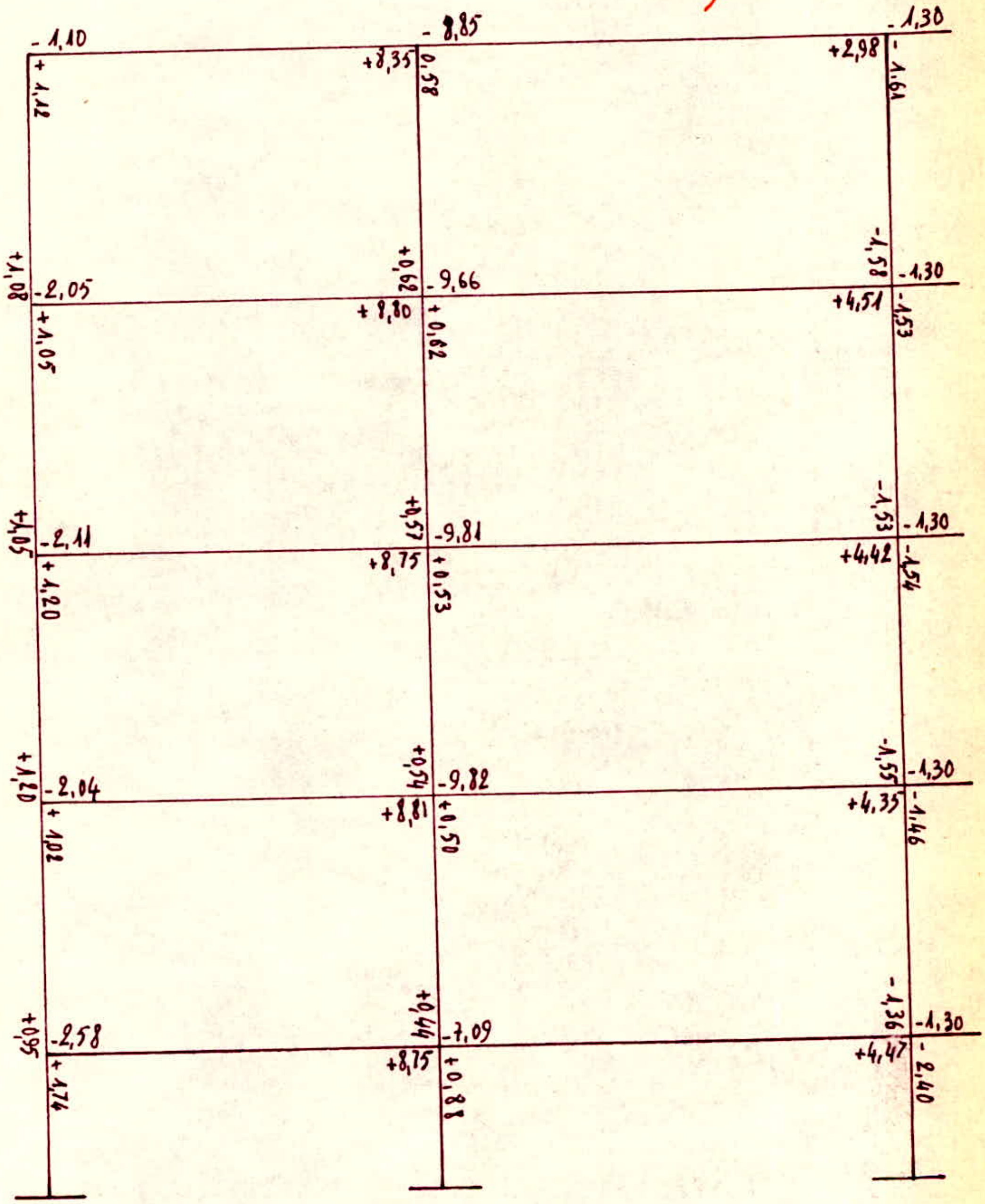
Raideur des barres.



Portique intermédiaire

Moments dus aux charges permanentes.

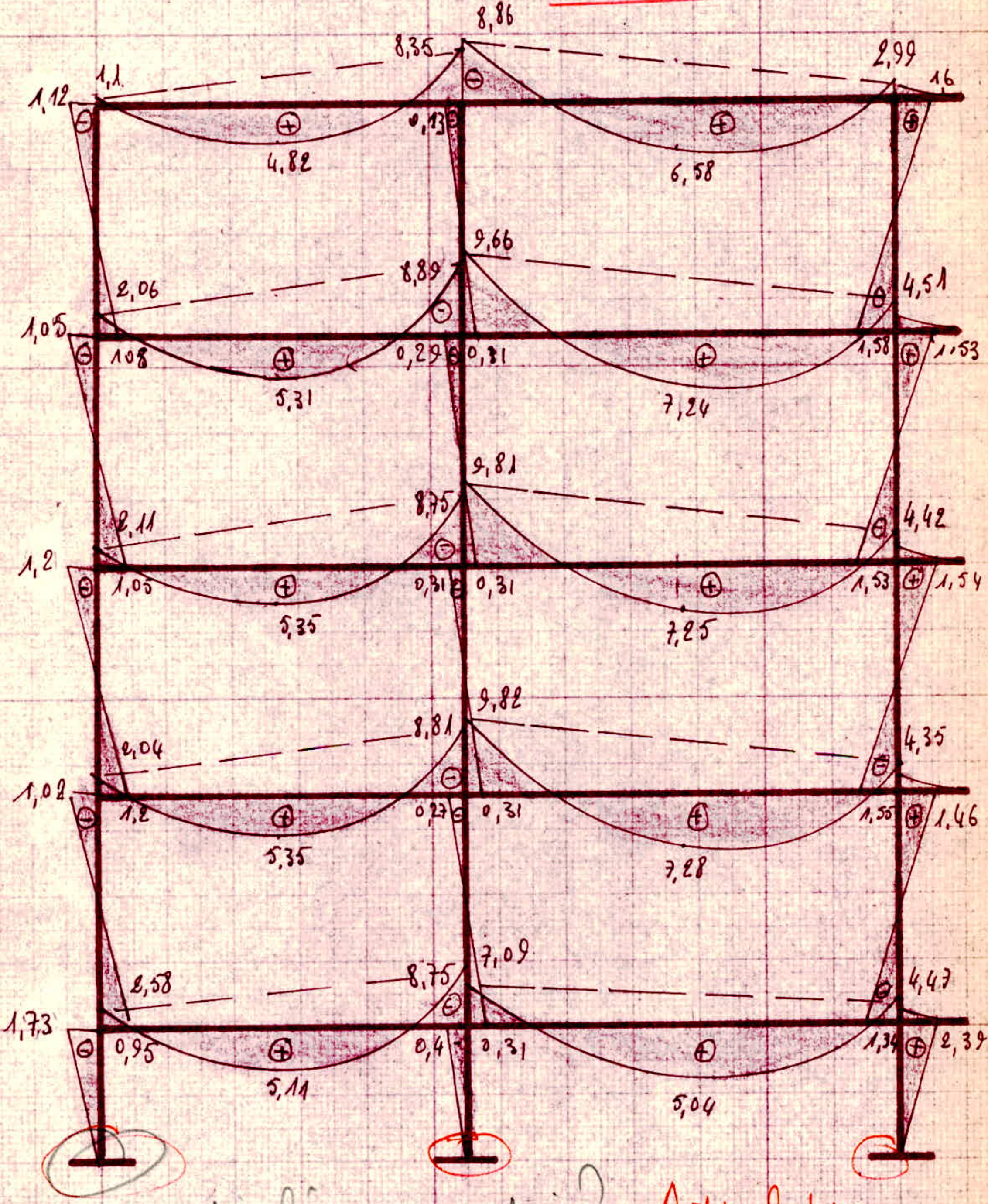
Unités



Portique intermédiaire

Effet des charges permanentes

Unités ?



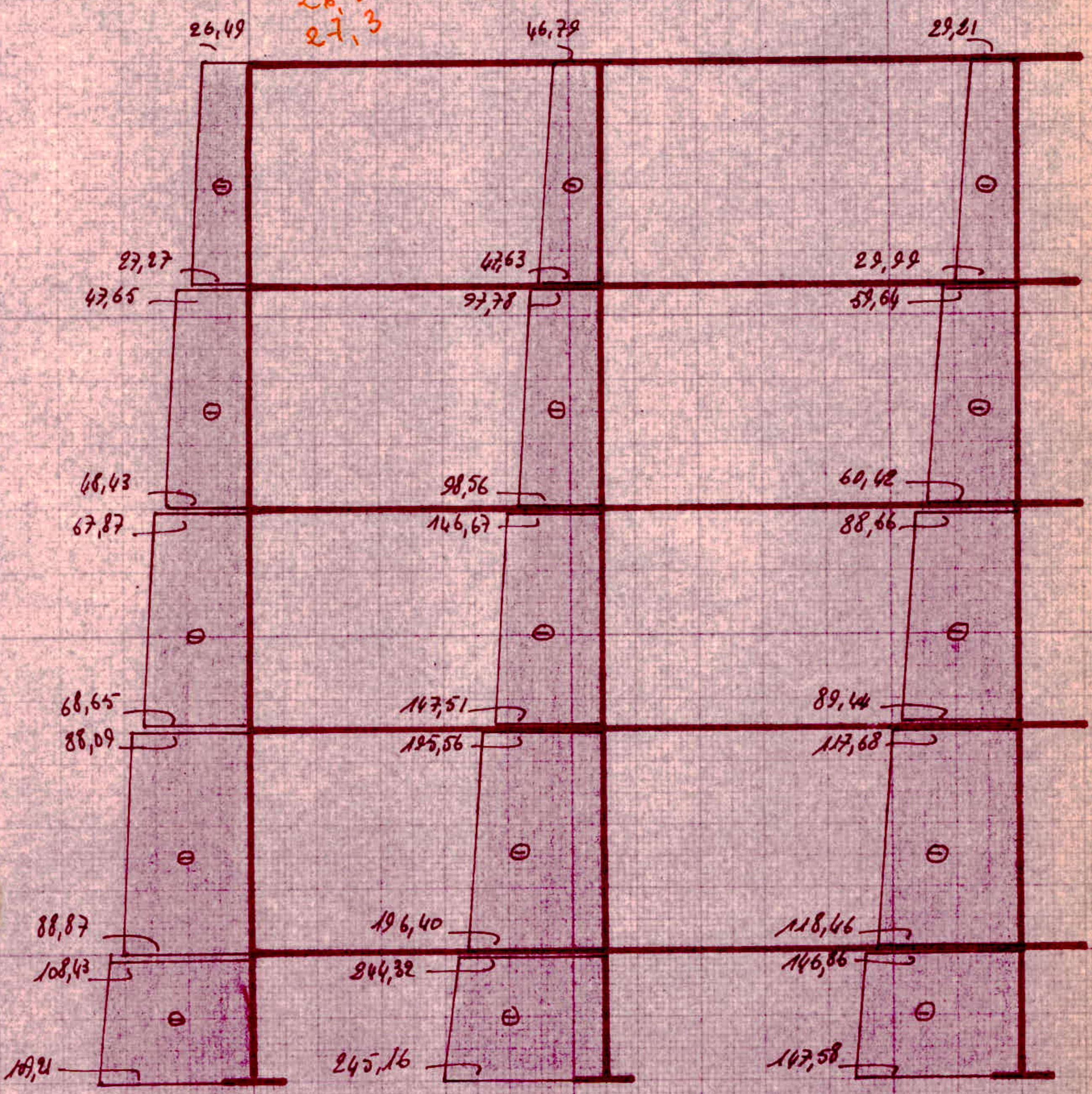
rotulé ou encastré ?

Articulation ou encastrement

Portique intermediaire.

Effort ~~tranchant~~ normal des montants du aux charges permanentes

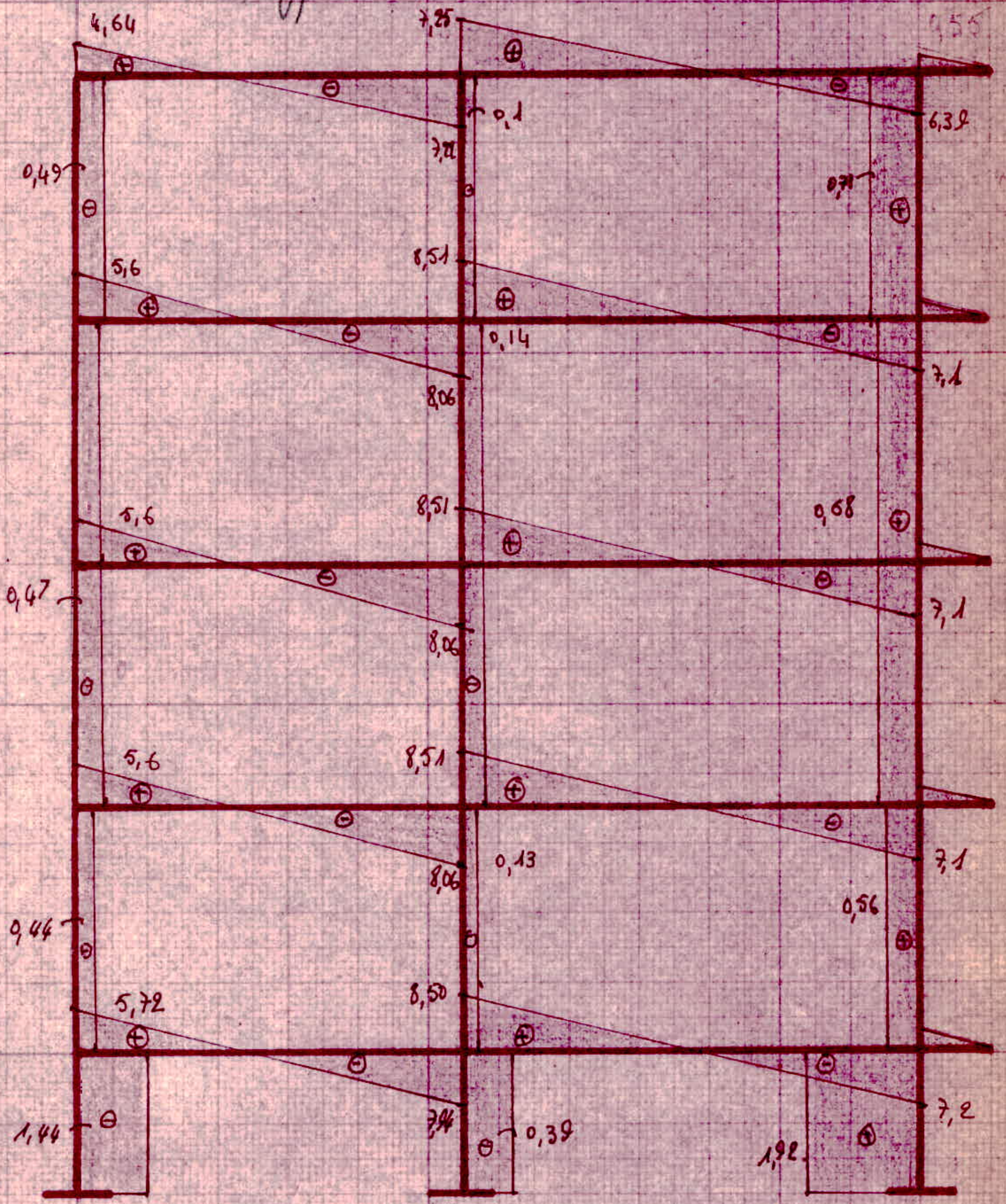
unités ?



Portique intermédiaire

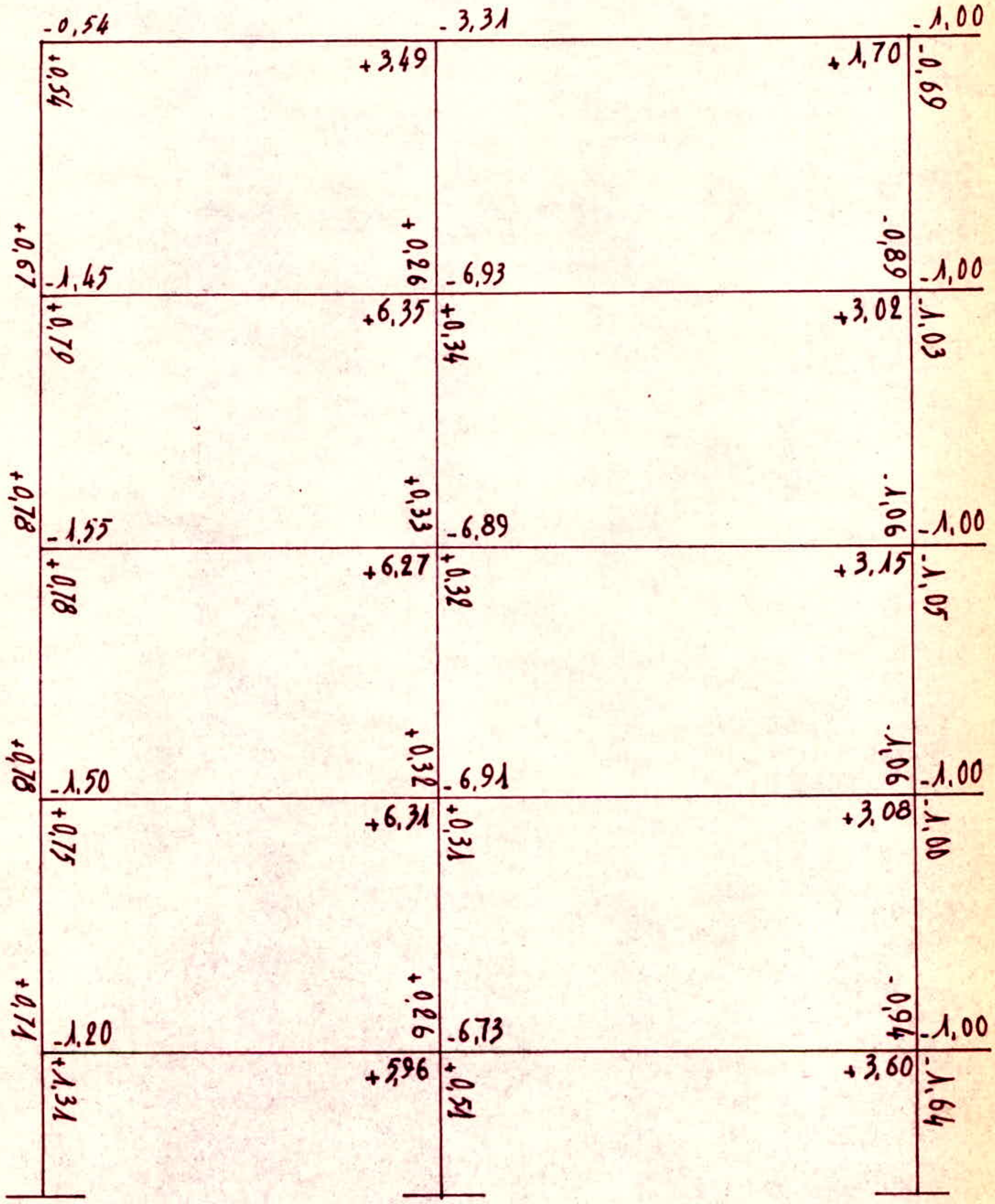
Effort tranchants dû aux charges permanentes

revoir la liaison entre diagrammes : eff T et N



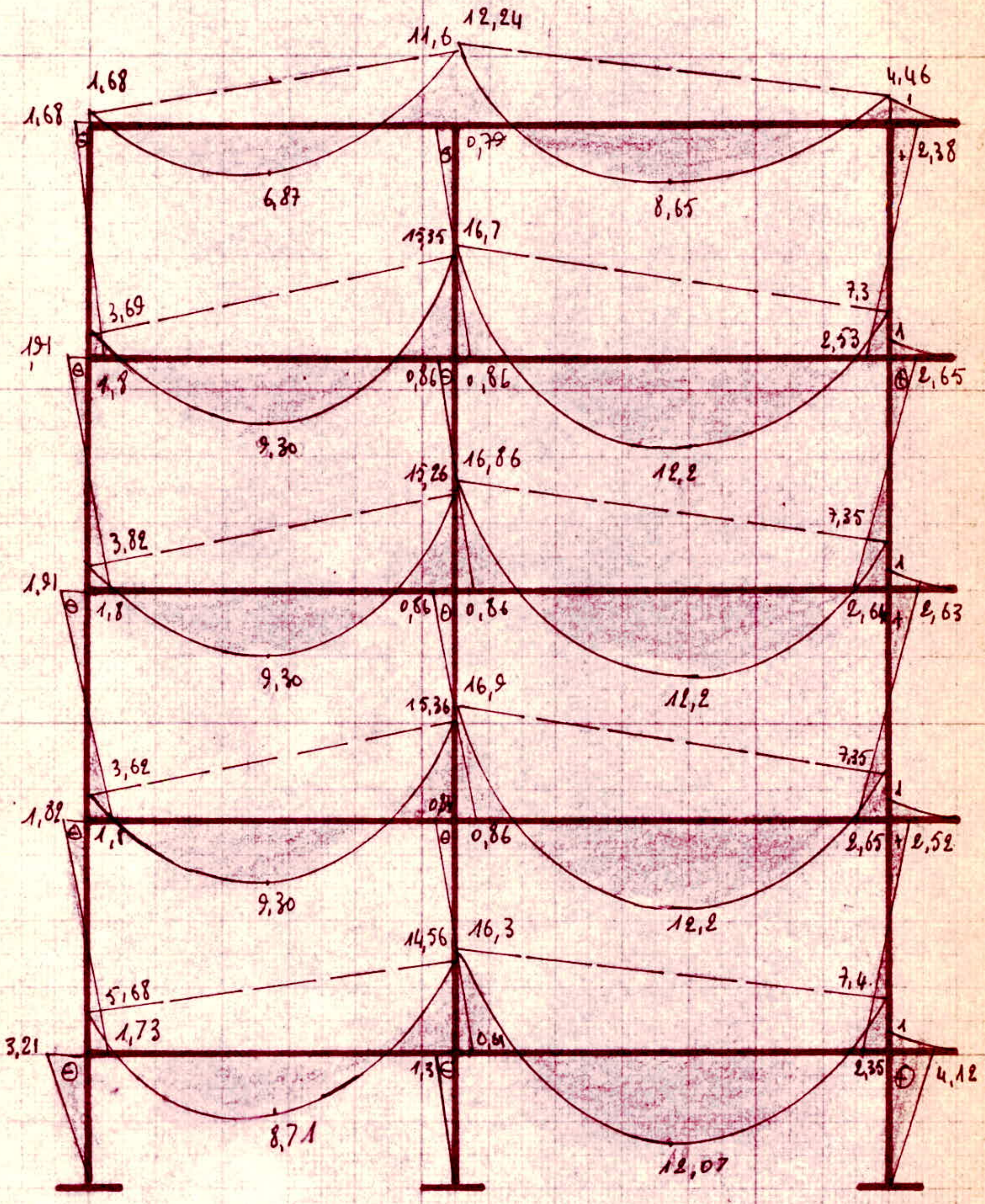
Portique intermédiaire.

Moments dus aux surcharges



Portique intermédiaire :

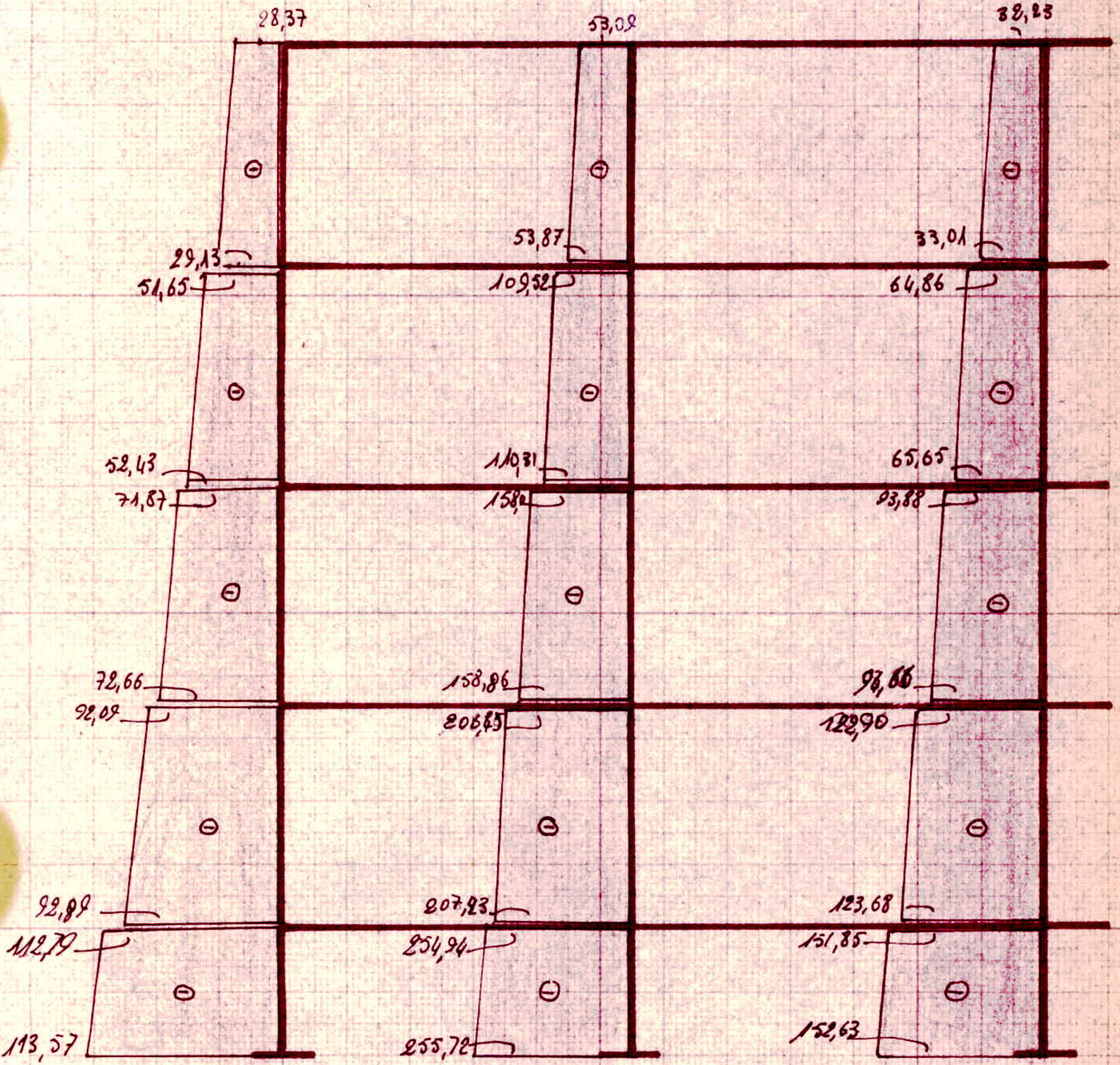
Effets   charges permanentes + Surcharges



Portique intermédiaire.

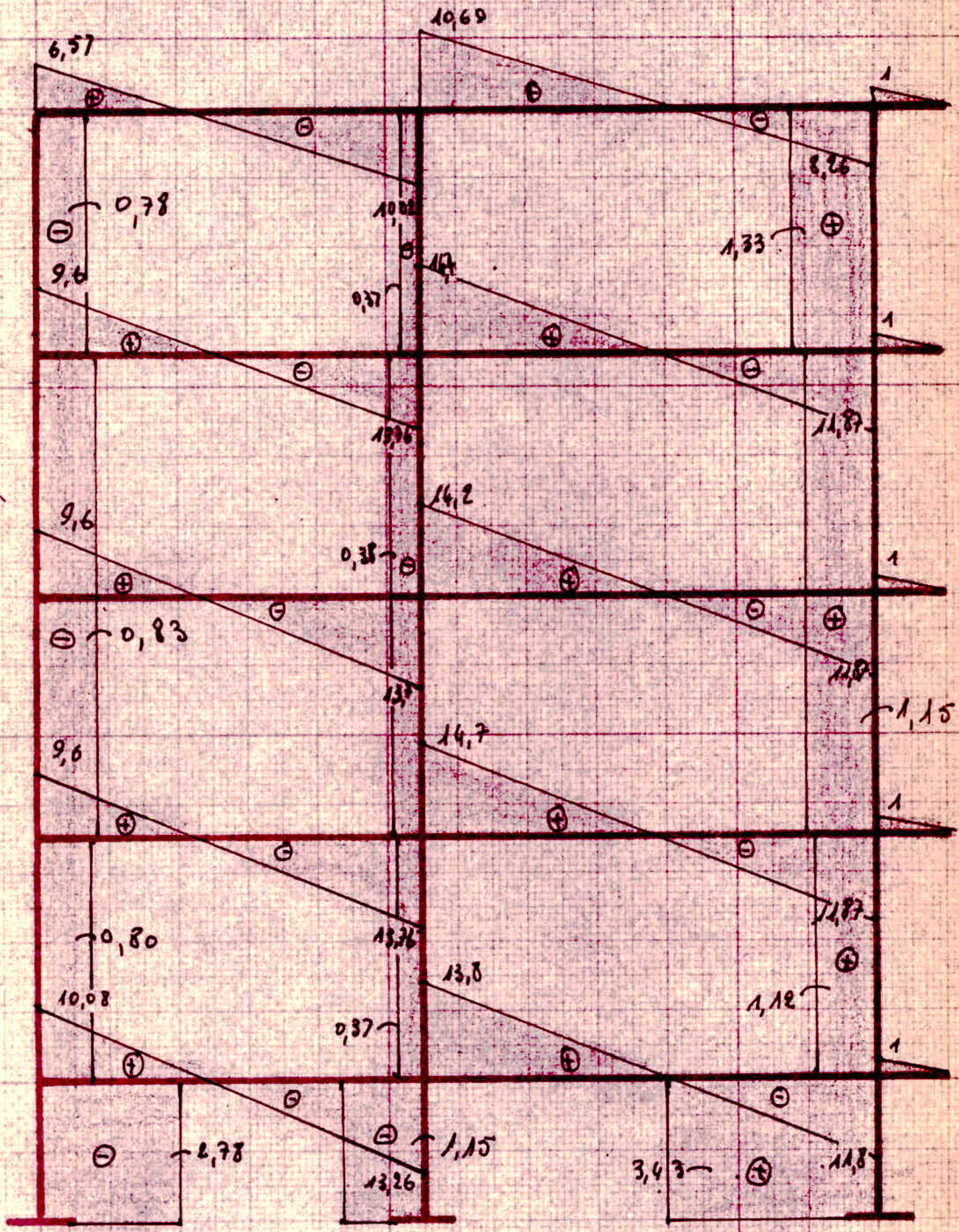
Effort normal des montants

dû aux charges permanentes et aux surcharges.



Portique intermédiaires

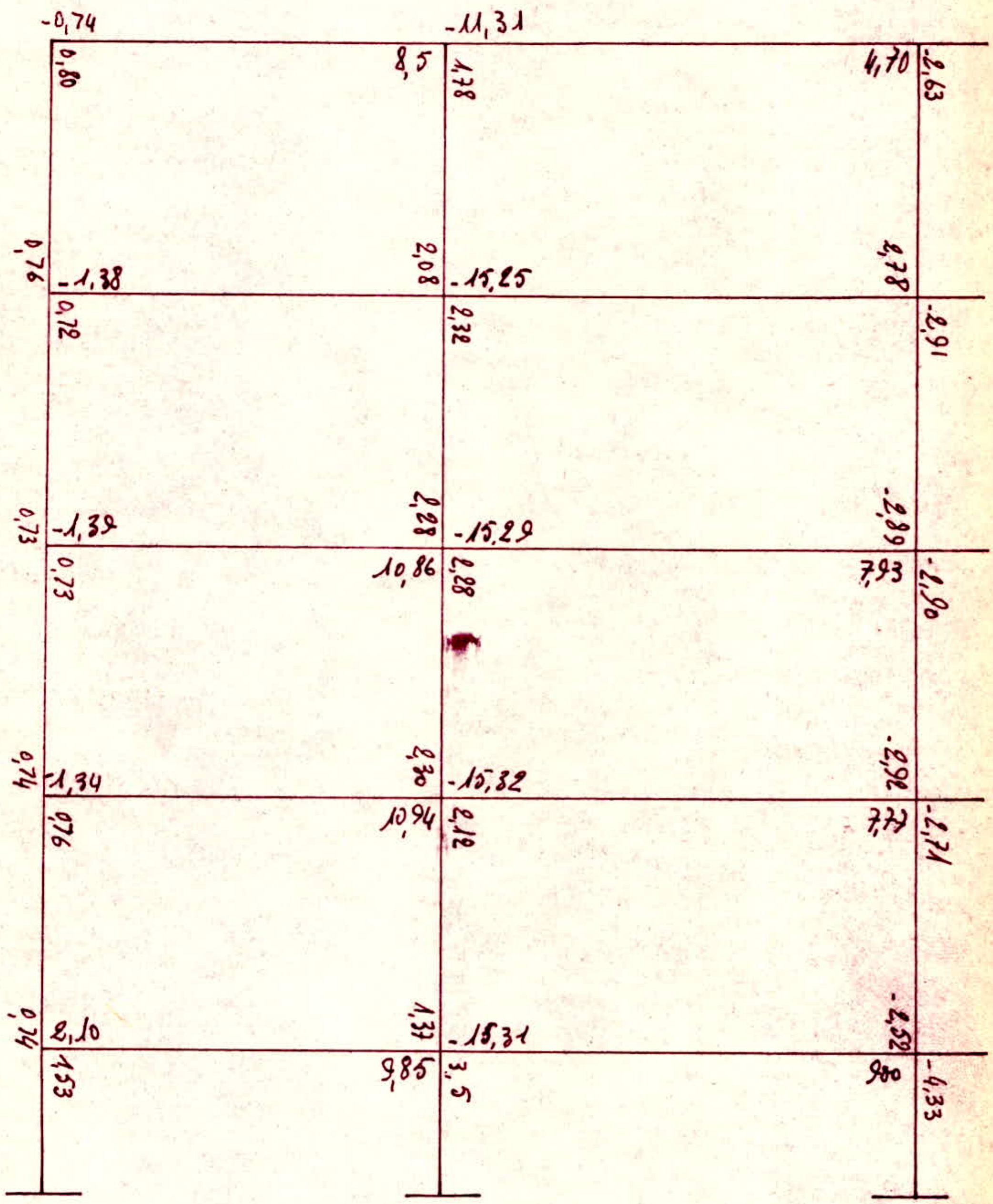
Effets tranchants dus aux charges permanentes + surcharges.



Portique intermédiaire

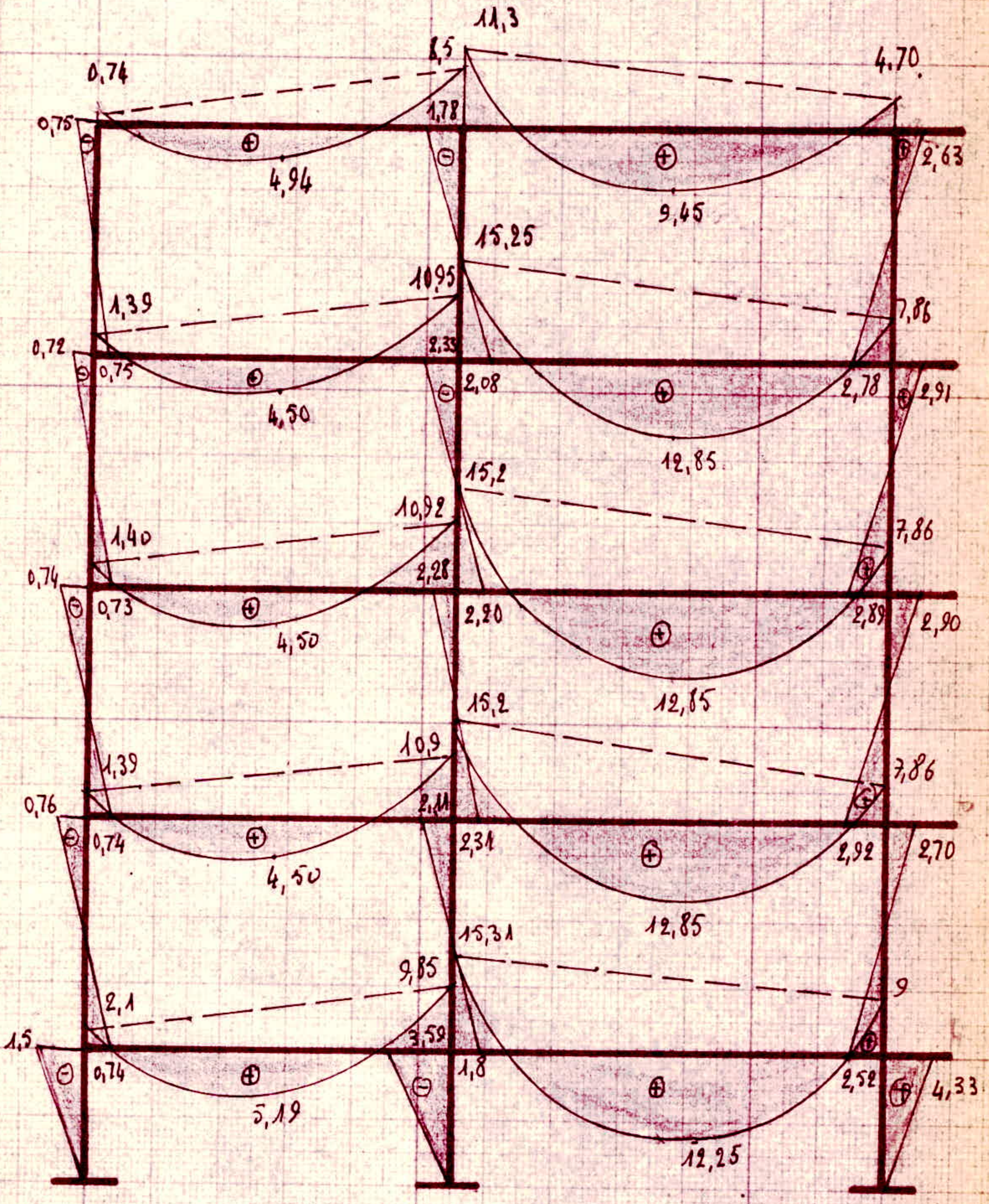
Moments dus aux Surcharges en travée droite

et aux charges permanentes



Portique intermédiaire

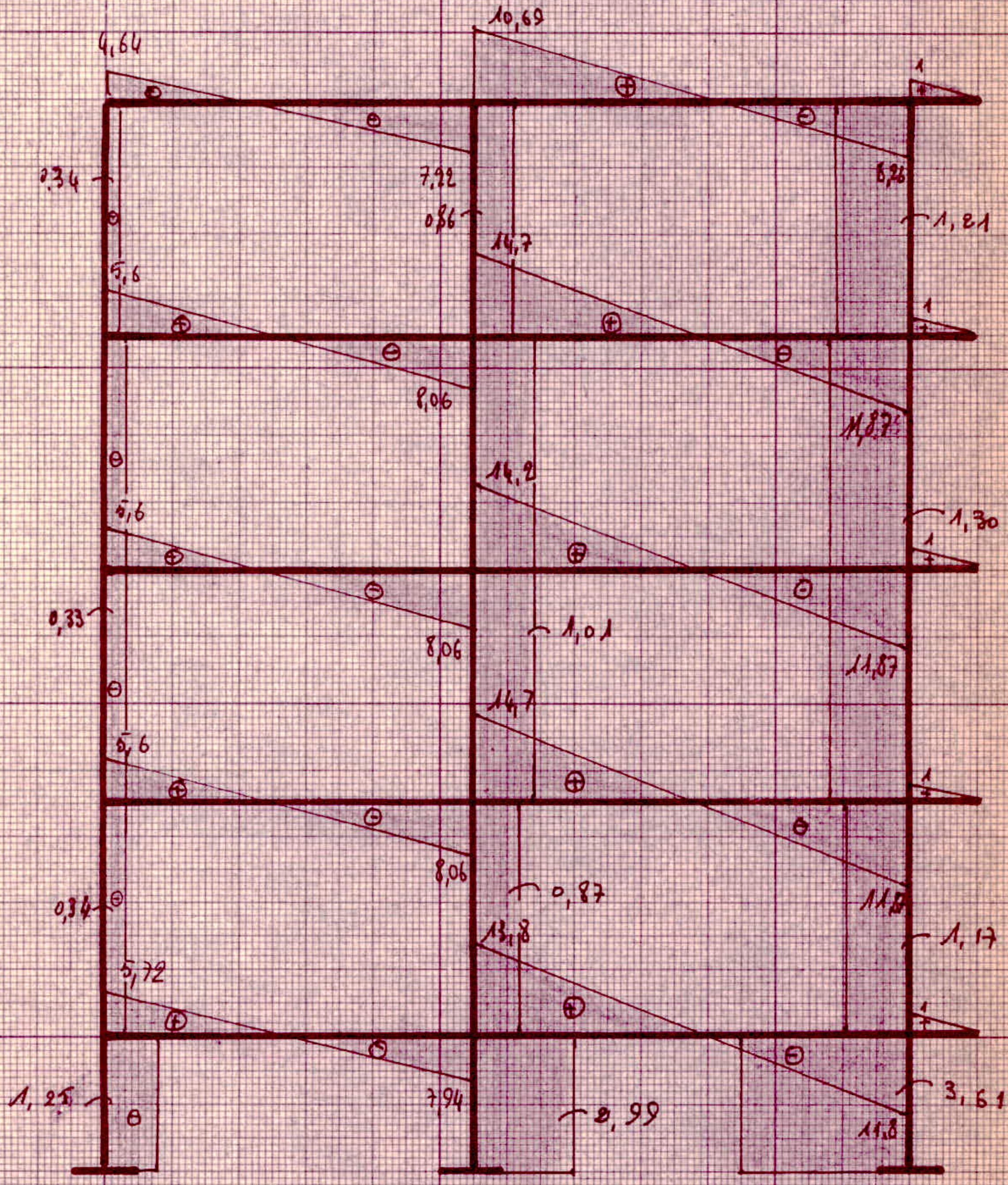
Effets des charges permanentes + Surcharges à droite



Portique intermédiaire

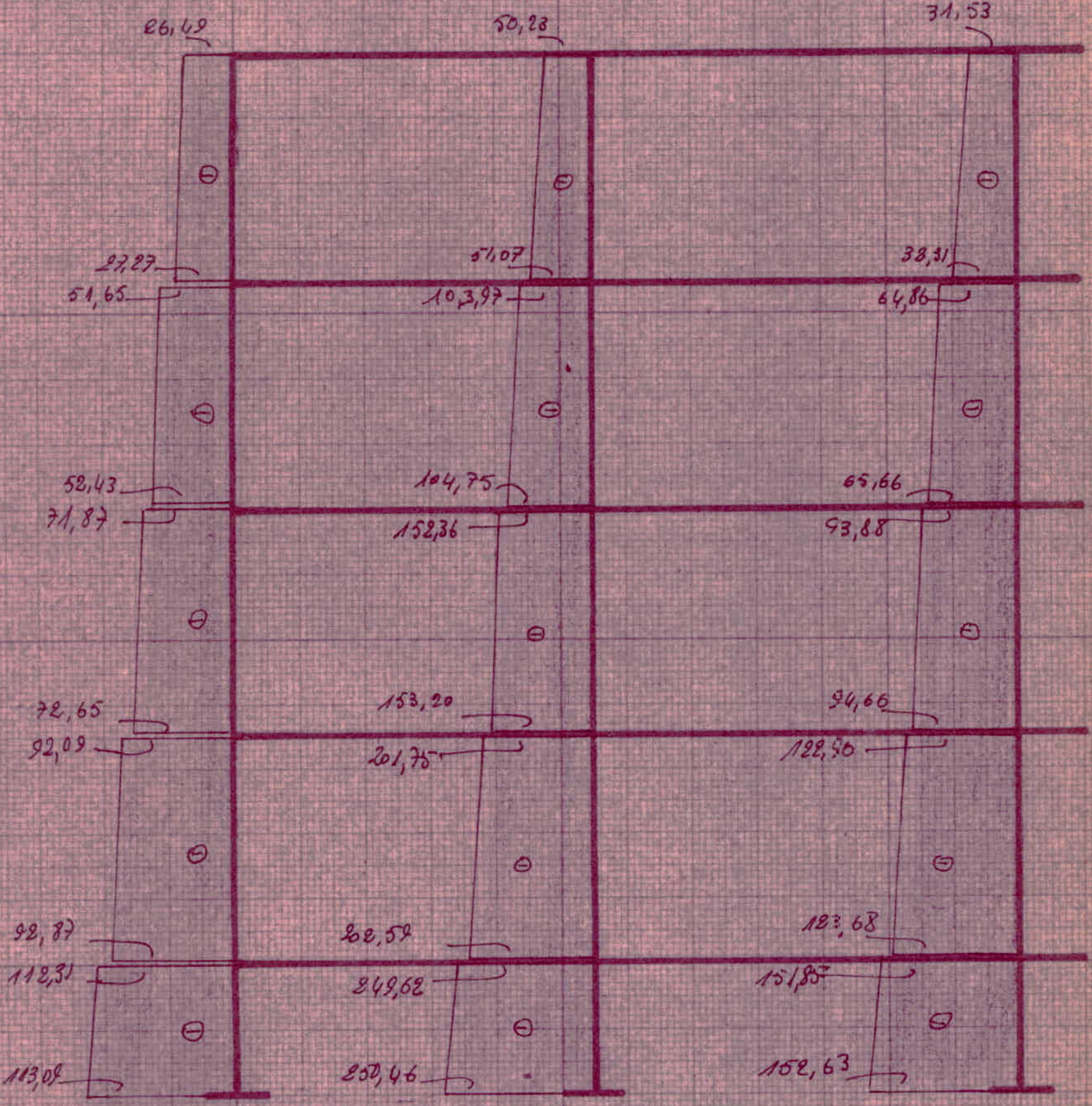
Effort tranchant dû aux charges permanentes

+ Surcharges sur la travée de droite



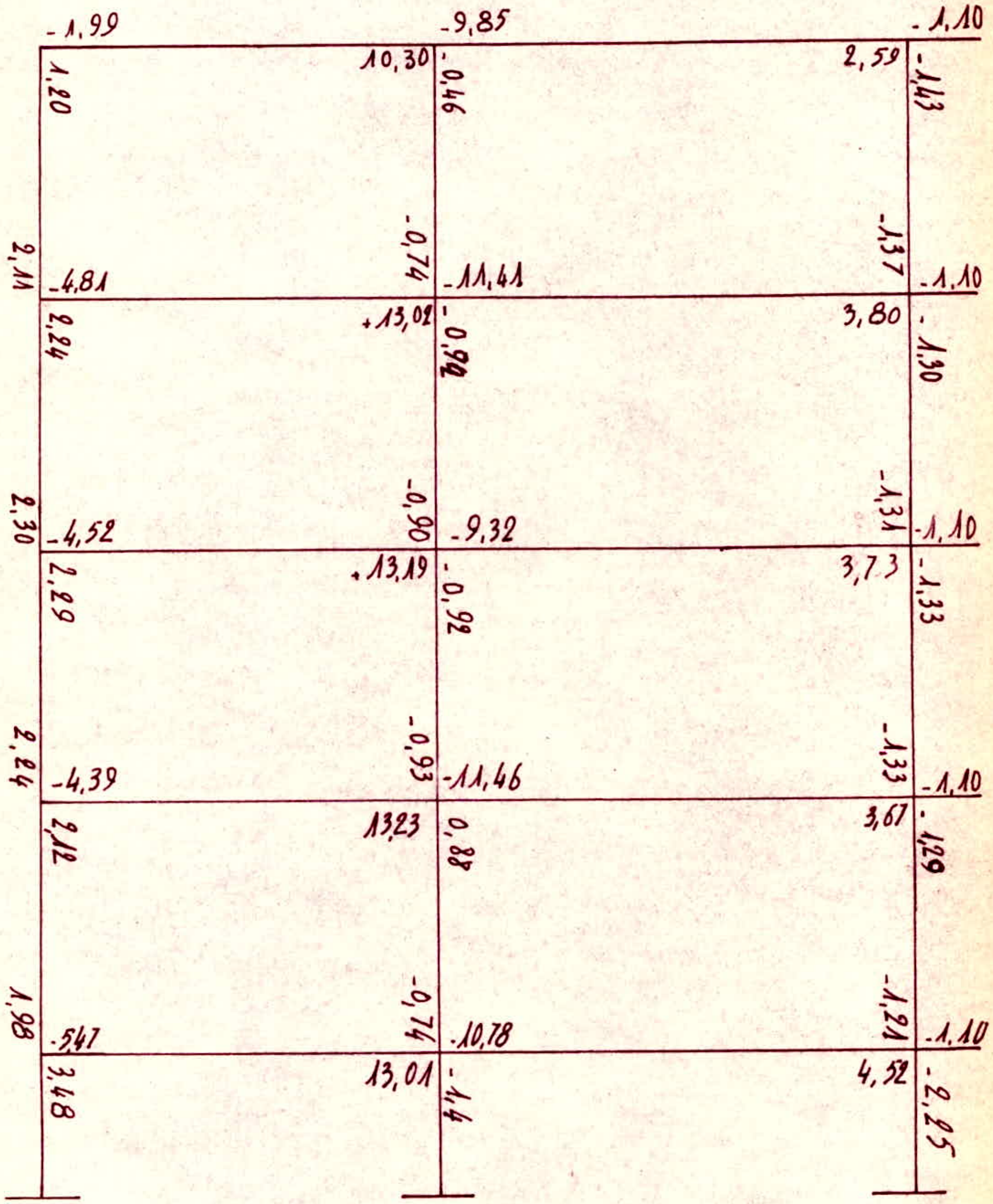
Portique intermédiaire

Effort normal des montants dû aux charges permanentes et aux surcharges sur la travée de droite.



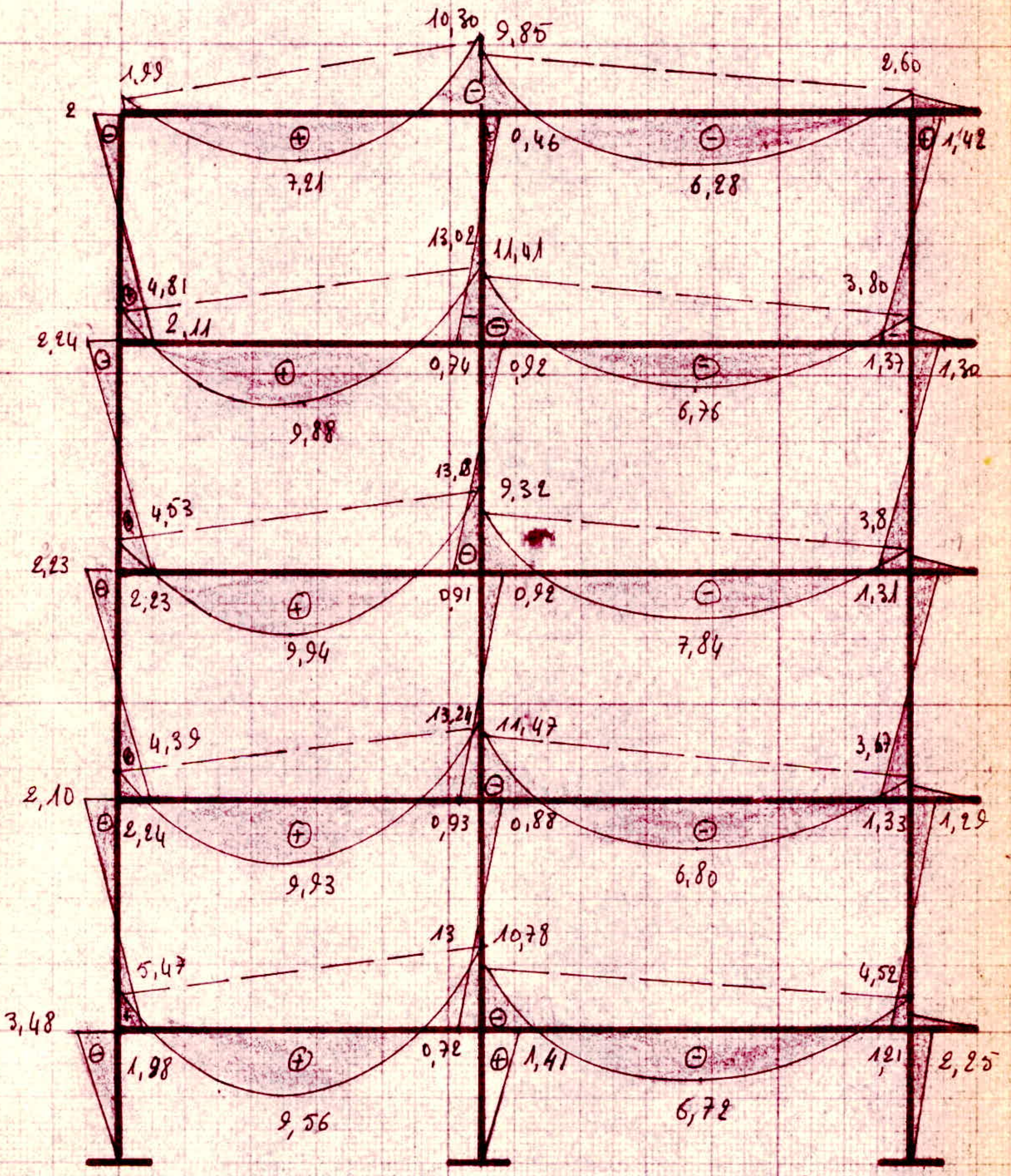
Portique intermédiaire

Moments dus aux charges permanentes et aux surcharges sur la travée gauche.



Portique intermédiaire :

Effets. charges permanentes + Surcharges à gauche.

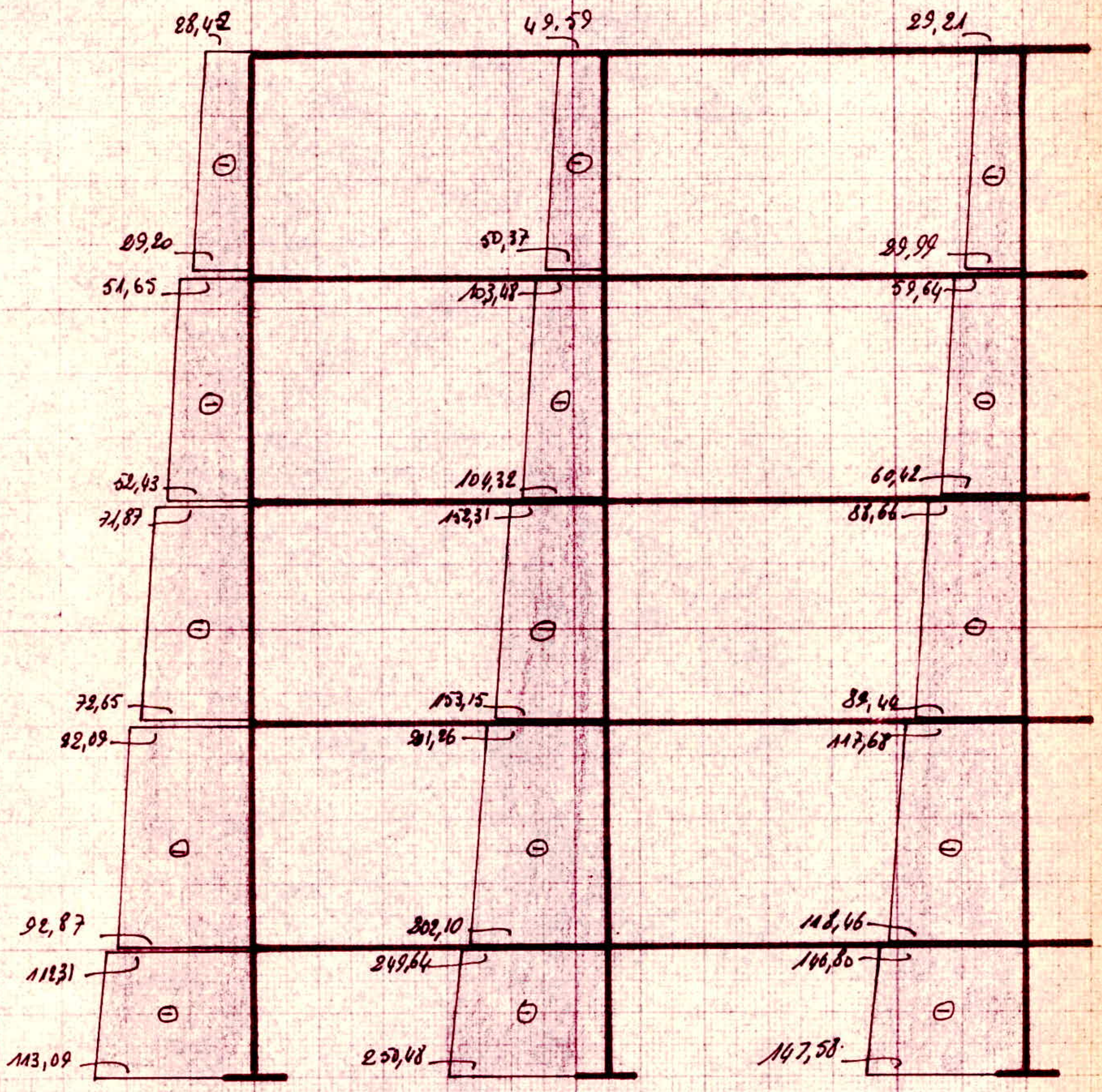


Portique intermédiaire

Effort normal des montants

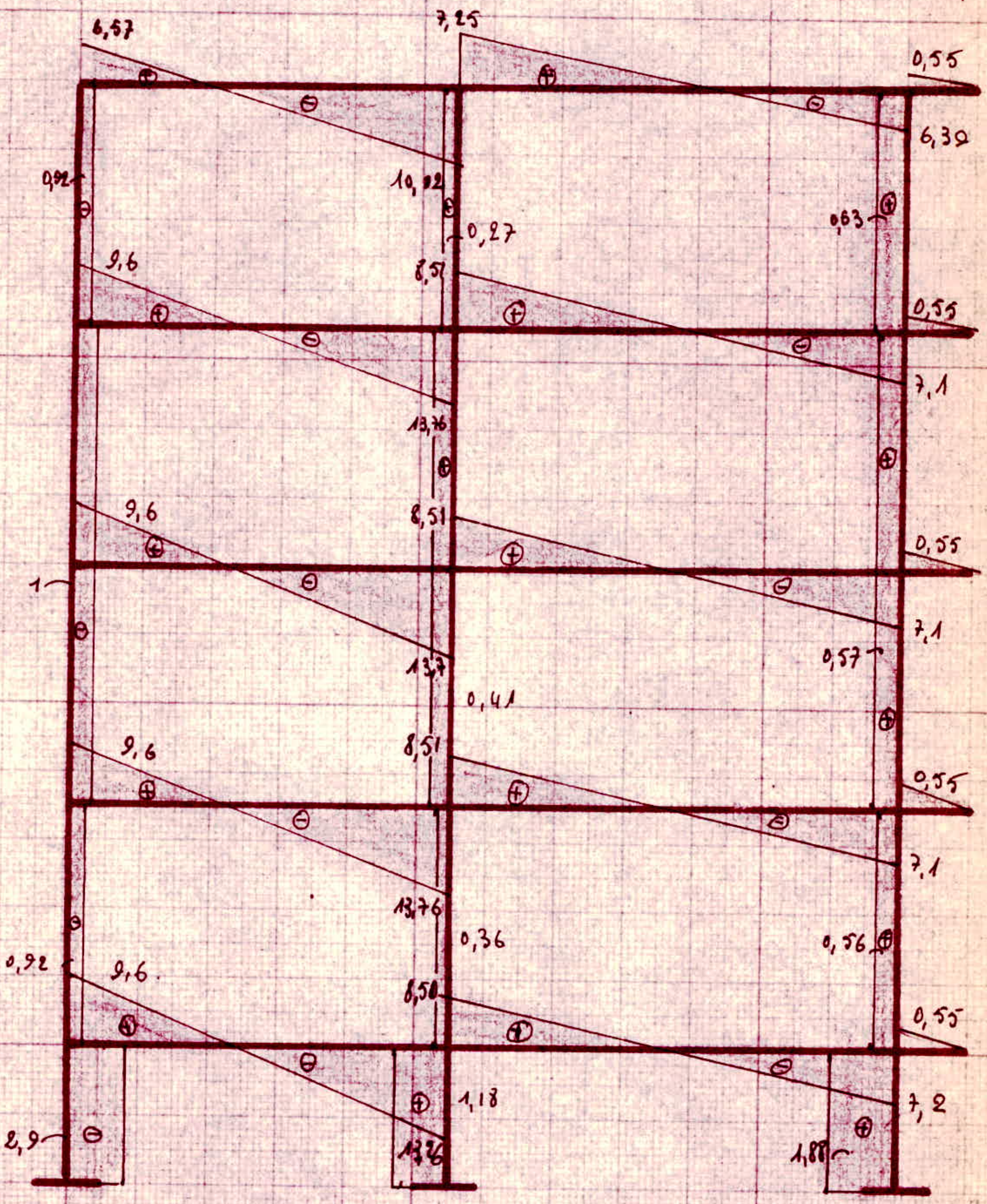
dû aux charges permanentes, et aux surcharges

sur la travée de gauche.

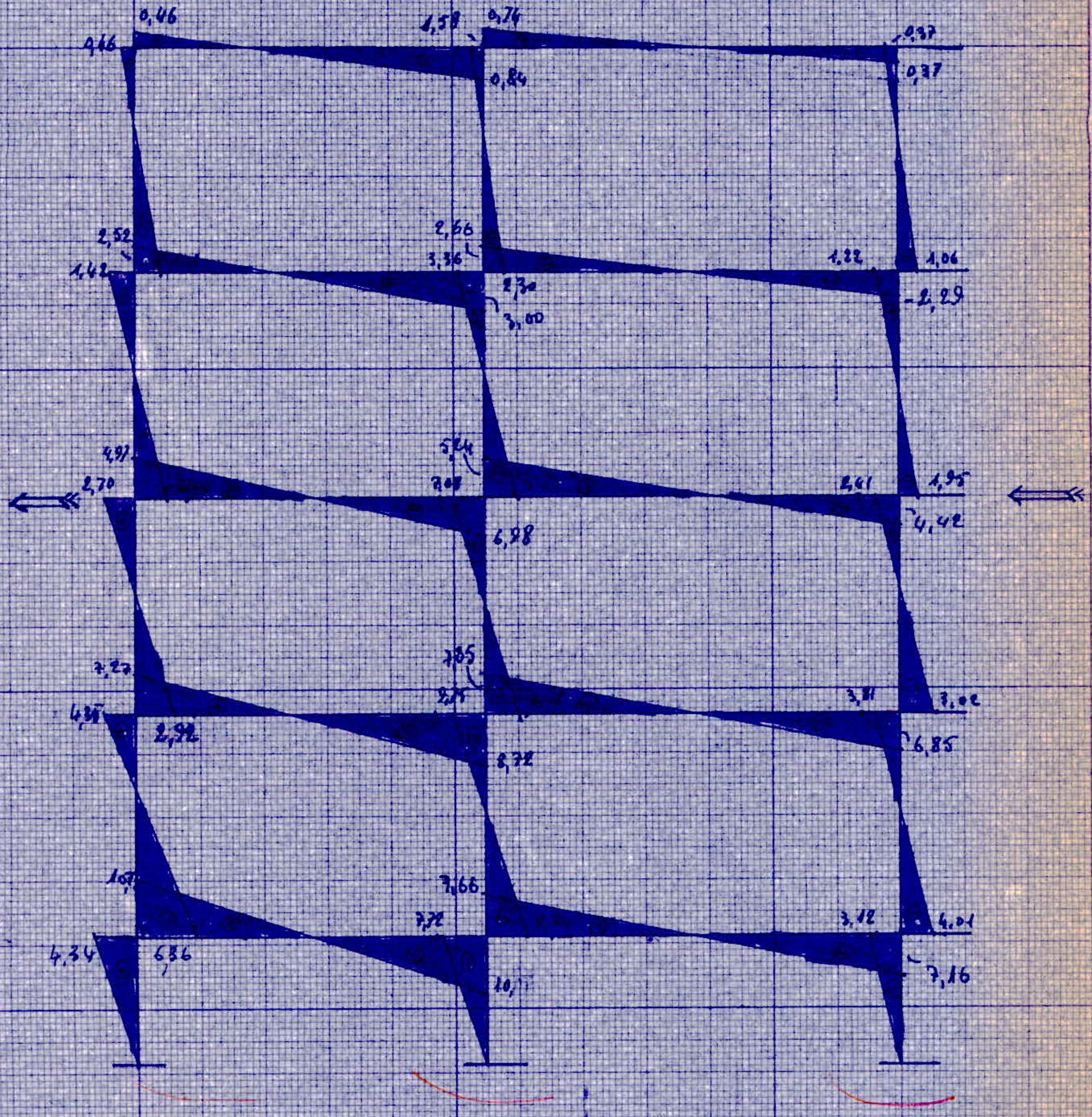


Portique intermédiaire

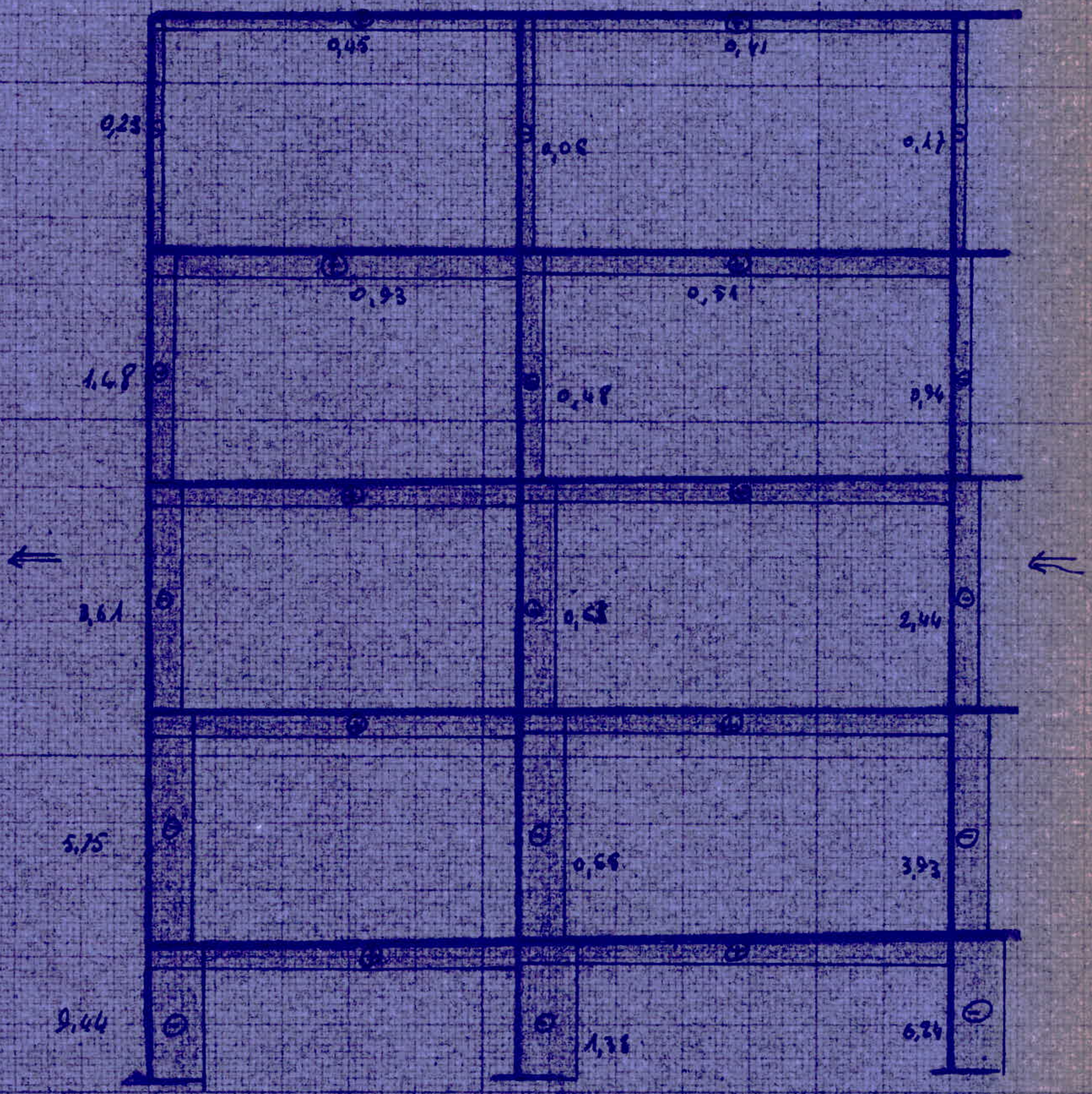
Effort tranchant du aux charges permanentes + Surcharges sur la travée de gauche.



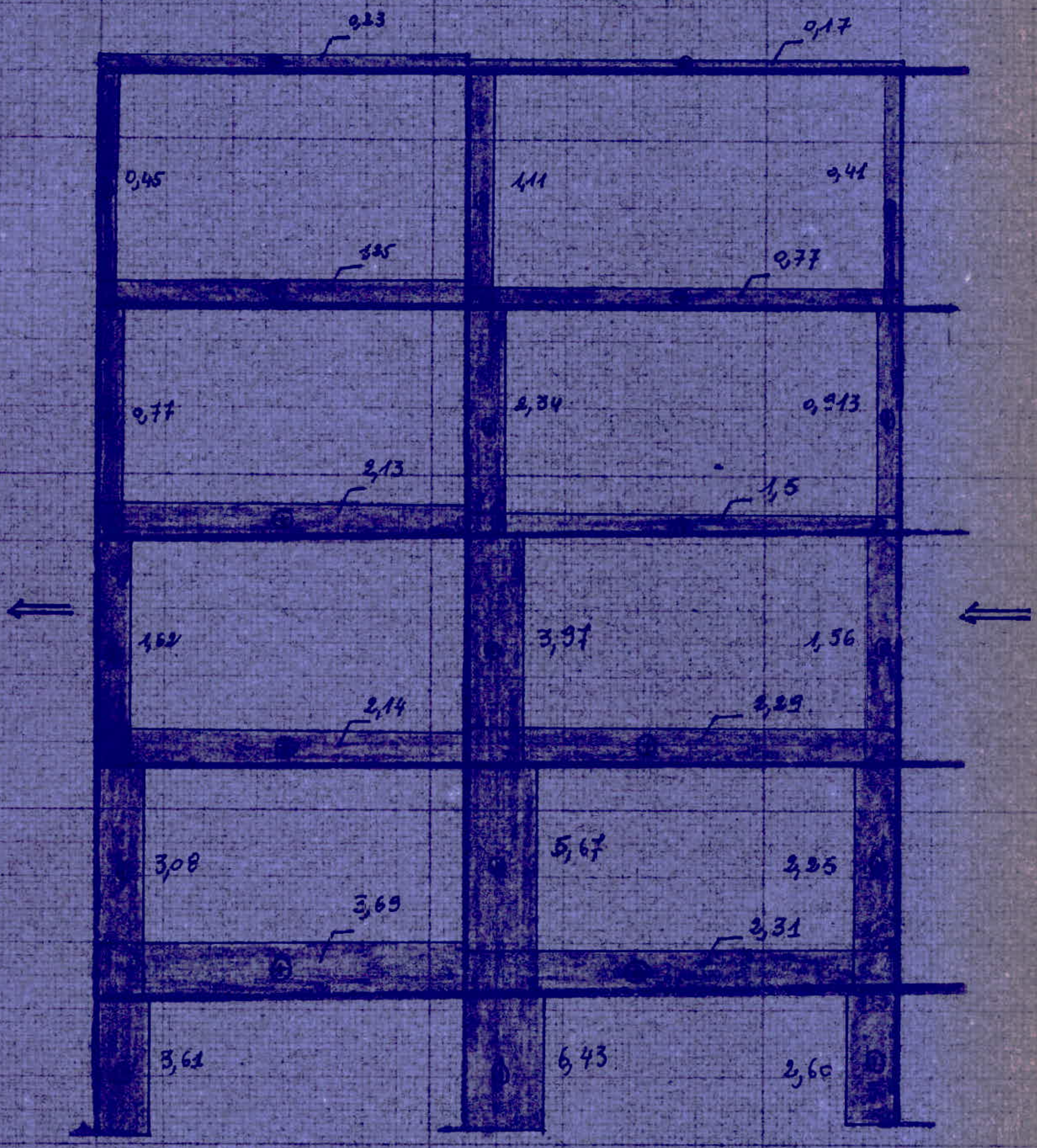
Moments fléchissants dus au vent



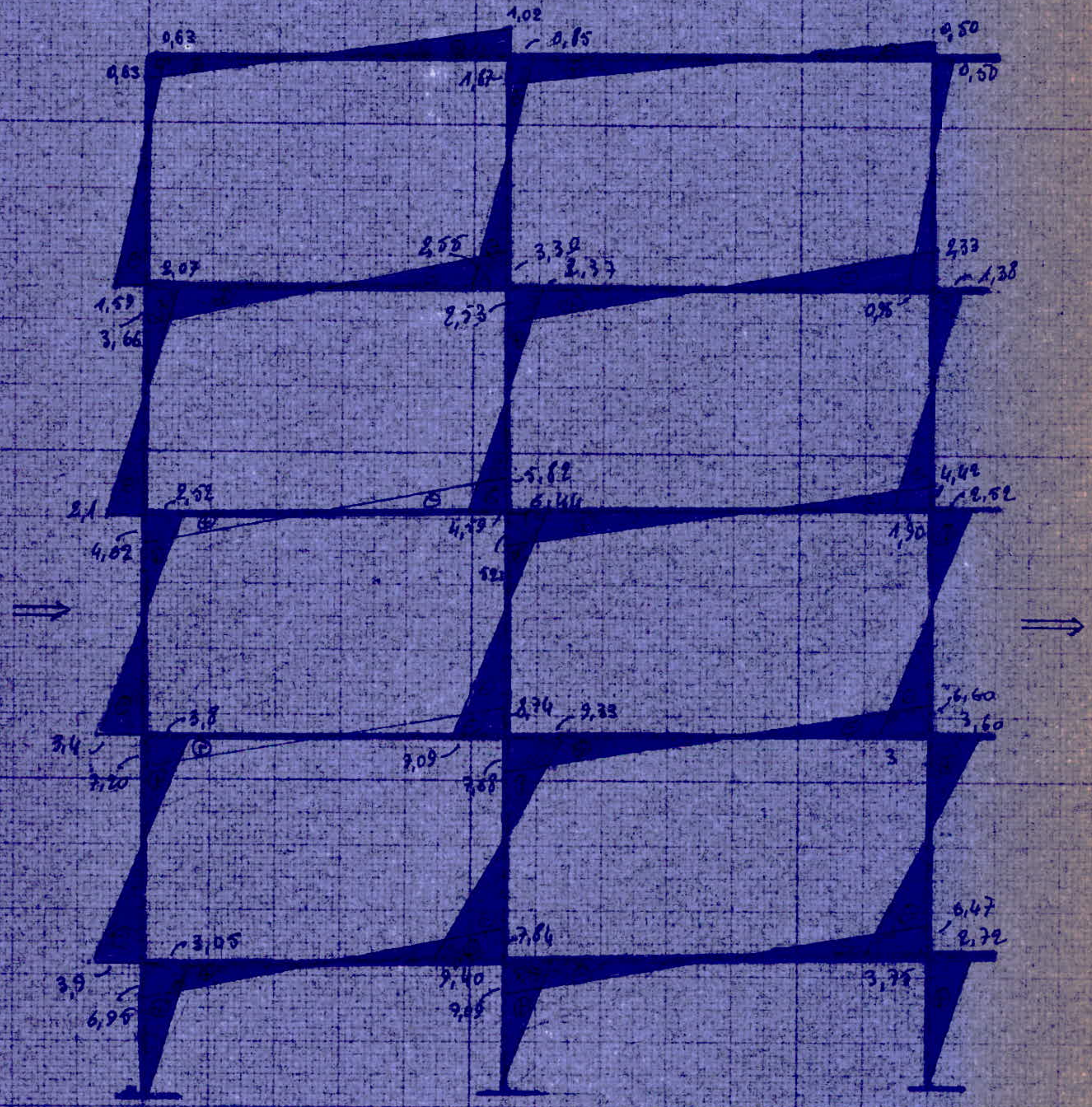
Effort Normal dû au vent :



Effort tranchant dû au vent

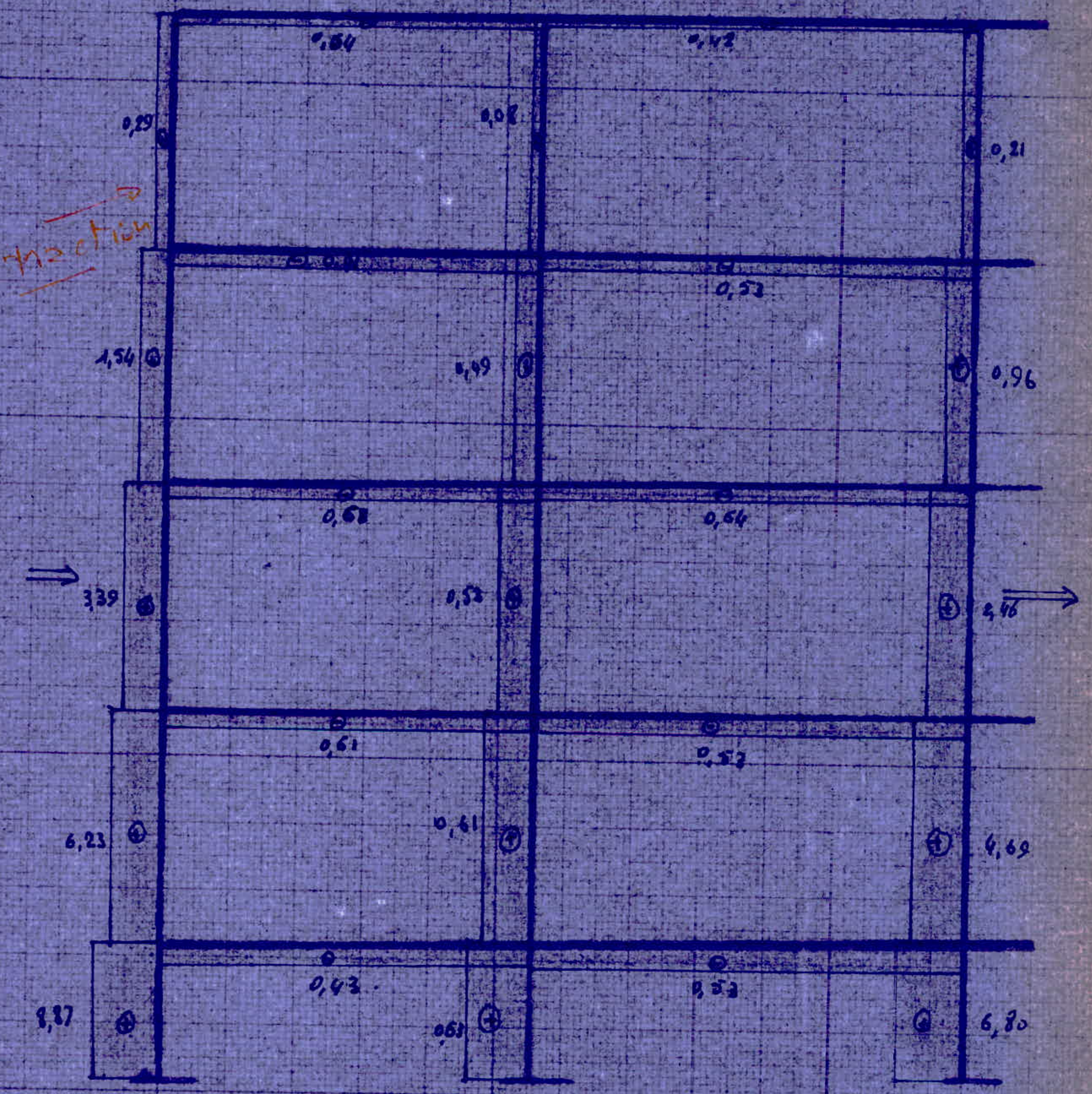


Moments fléchissants dûs au vent.

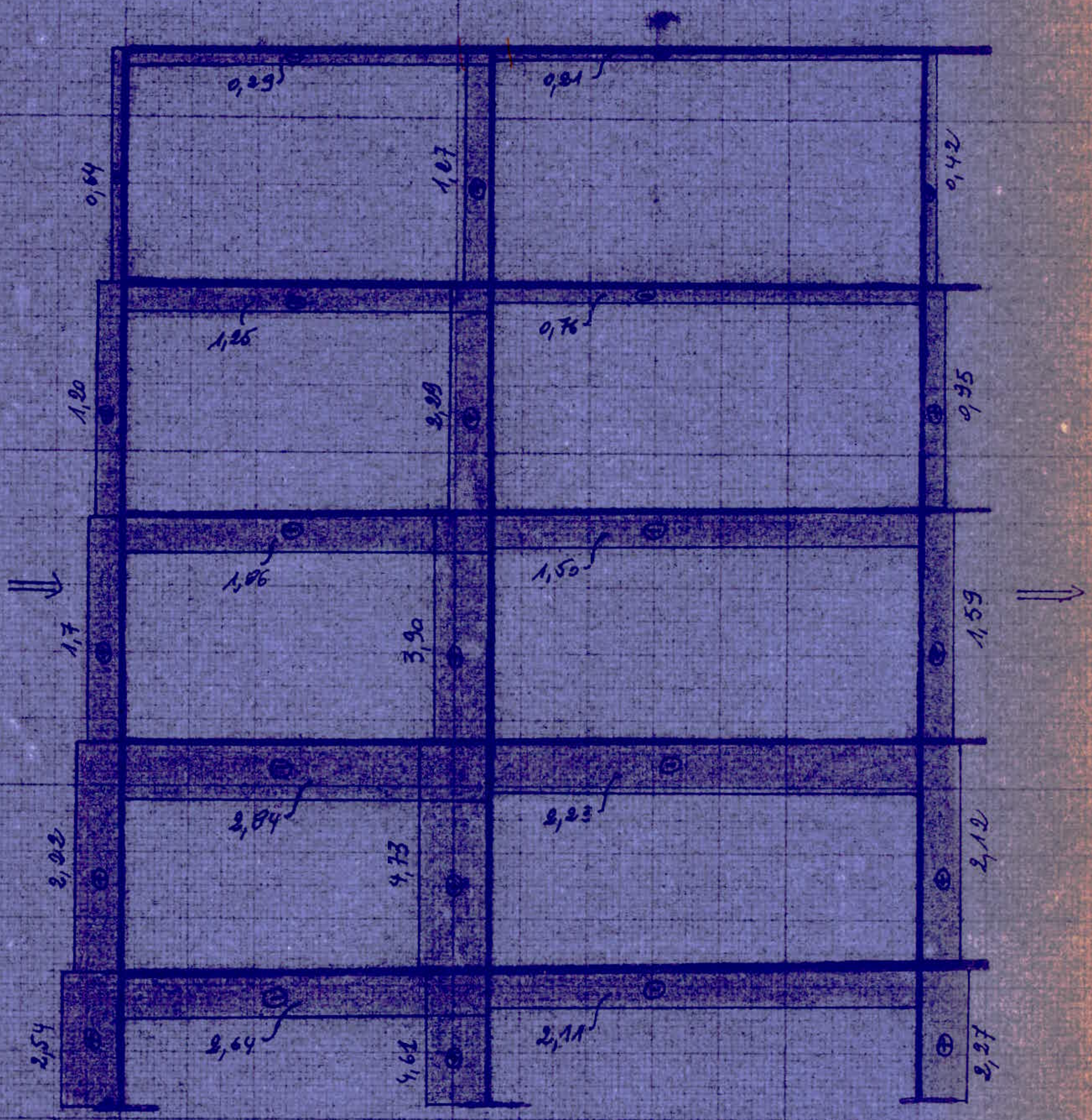


Effort Normal dû au vent

2 après T



Effort tranchant du au vent



Calcul des portiques

I- Calcul des armatures des traverses

L'effort normal dans les traverses sera négligé, nous calculerons ces traverses en flexion simple. Le moment pris en compte, est obtenu en combinant : l'effet du vent, des charges et des surcharges de telle sorte à obtenir la valeur la plus défavorable.

Ce qui nous emmène à établir le tableau suivant.

Traverse niveau : 1

	M	μ'	k	α	ω'	A	σ'_b	Nb de barres
Travée de droite	9,45	0,0519	37,4	0,2863	0,383	6,549	74,866	6 HA 12
Appui de droite	5,2	0,0285	53,5	0,2190	0,205	3,505	52,336	3 HA 14
Appui intermédiaire	12,24	0,0671	31,9	0,3198	0,501	8,567	87,774	6 HA 14
Travée de gauche	7,21	0,0395	44,0	0,2542	0,289	4,941	63,636	5 HA 12
Appui de gauche	1,99	0,0109	92,0	0,1402	0,0762	1,303	30,434	3 HA 10

Traverse niveau : 2

	M	μ'	k	α	ω'	A	σ'_b	Nb de barres
Travée de droite	12,2	0,0669	31,9	0,3198	0,501	8,567	87,774	6HA14
Appui de droite	10,19	0,0559	35,6	0,2964	0,416	7,113	78,651	3HA16
Appui intermédiaire	16,7	0,0916	26,2	0,3641	0,695	11,884	106,870	6HA16
Travée de gauche	9,30	0,0510	37,8	0,2841	0,376	6,429	74,074	6HA12
Appui de gauche	4,81	0,0264	55,5	0,2128	0,192	3,283	50,450	3HA12

Traverse niveau : 3

	M	μ'	k	α	ω'	A	σ'_b	Nb de barres
Travée de droite	12,2	0,0669	31,9	0,3198	0,501	8,567	87,774	6HA14
Appui de droite	12,28	0,0674	31,8	0,3205	0,504	8,618	88,050	3HA16+3HA12
Appui intermédiaire	16,86	0,0925	26,0	0,3659	0,704	12,038	107,692	6HA16
Travée de gauche	9,88	0,0542	36,2	0,2930	0,405	6,925	77,348	5HA14
Appui de gauche	4,53	0,0248	57,5	0,2069	0,180	3,078	48,695	3HA12

Traverse niveau : 4

	M	μ'	k	α	ω'	A	σ'_b	Nb de barres
Travée de droite	12,2	0,069	31,9	0,3198	0,501	8,567	87,774	6 HA 14
Appui de droite	14,46	0,0793	28,7	0,3432	0,598	10,225	97,560	3HA16+3HA14
Appui intermédiaire	16,9	0,0927	25,9	0,3668	0,709	12,123	108,108	6 HA16
Travée de gauche	9,94	0,0545	36,2	0,2930	0,405	6,925	77,348	5 HA14
Appui de Gauche	4,39	0,0241	58,5	0,2041	0,175	2,992	47,863	3HA12

Traverse niveau : 5

	M	μ'	k	α	ω'	A	σ'_b	Nb de barres
Travée de droite	12,25	0,0672	31,9	0,3198	0,501	8,567	87,774	6H14
Appui de droite	15,477	0,0849	27,5	0,3529	0,642	10,978	101,818	6HA16
Appui intermédiaire	16,3	0,0894	26,6	0,3606	0,678	11,593	105,263	3HA16
Travée de gauche	9,56	0,0524	37,2	0,2874	0,386	6,600	75,268	6HA12
Appui de Gauche	5,47	0,0300	51,5	0,2256	0,219	3,744	54,368	3HA14

Etudes des Poteaux

Calcul des Armatures.

Les poteaux sont calculés en flexion composée
Les moments et les efforts normaux pris en compte, sont obtenus en combinant les effets du vent, des charges permanentes, et des surcharges afin d'obtenir la valeur la plus défavorable.

quel effet

Le cas de charges le plus défavorable pour le calcul des montants de droite, est obtenu en combinant l'effet du vent de gauche à droite, la charge permanente sur la travée de gauche, et la charge permanente + surcharge sur la travée de droite.
Pour le calcul des armatures longitudinales des montants de gauche, nous combinerons l'effet du vent de droite à gauche, les charges permanentes sur la travée de droite et les charges + surcharges sur la travée de gauche.
. L'effet le plus défavorable pour le calcul des armatures longitudinales des montants intermédiaires, est obtenu en combinant l'effet de charges permanentes et des surcharges sur les deux travées.

Nous calculerons l'excentricité de la charge

$e = \frac{M}{N}$.

. Si $e \geq \frac{h_r}{6}$ le poteau est partiellement comprimé.

Le calcul de la section d'armatures sera effectué par la méthode du ΔM.

. On calculera $M_1 = M + f \cdot N$

f étant la distance du centre de gravité de la section homogeneisée à celui des armatures considérées.

L'acier et le béton travailleront à leur contraintes admissible $\bar{\sigma}_b = 135$ bars et $\bar{\sigma}_a = 2800$ bars.

On calculera $M_0 = \mu' \sigma'_b \times b h^2$.

avec $k = \frac{15}{n} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b}$ $\Rightarrow$ on tire μ'.

$\Delta M = M - M_0$ $\qquad A'_1 = \frac{\Delta M}{\sigma'_a \cdot z}$. section d'armatures comprimée

$\sigma'_a = \frac{n \bar{\sigma}'_b (\alpha h - \delta)}{\alpha h}$.

$A_1 = \frac{\bar{\omega} b h}{100} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a \times z}$.

La section d'armature tendue est $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$.

. Si $\frac{h_r}{6} > e$ la section est entièrement comprimée

on choisit le % $\bar{\omega}'_2 = 0{,}004$ on tire K_1 et C,

de telle façon que

$\sigma'_1 = \frac{N'}{A} \left(K_1 + \frac{\bar{\omega}' \times C}{h} \right) \leq \bar{\sigma}_b$

$A'_1 = \bar{\omega}'_1 \, bh$.

$A'_2 = \bar{\omega}'_2 \, bh$.

Si $\frac{e}{h_r} < \frac{1}{6}$ on peut considérer les armatures symétriques

On calcul $\rho = \dfrac{\sigma'_b . b . h_r}{N}$

$$\beta = \frac{6}{h_r} . e$$

$C = 0,27 (1 - 2\delta)^2 \rho =$

$D = 0,30 \ (\rho - \beta) \ - 0,90 \ (1 - \rho)(1 - 2\delta)^2 .$

$E = \rho - 1 - \beta .$

$$\tilde{\omega}'_1 = \tilde{\omega}'_2 = \frac{-D \pm \sqrt{D^2 - 4CE}}{2.C}$$

$A'_1 = A'_2 = \tilde{\omega} \dfrac{bh}{100}$

Exemple de Calcul.

1) Section partiellement comprimées.

$N = 31,7$ T $M = 3,13$ tm.

$M_f = 3,13 + 31,7 \times 0,145 = 7,73$ tm.

$\bar{\sigma}'_b = \sigma'_b = 135$ bars $\bar{\sigma}'_a = 2800$ bars.

$k = \dfrac{2800}{135} = 20,24 \Rightarrow \alpha = 0,4249$ $\mu' = 0,1348$ $\tilde{\omega}' = 1,046$

$y_1 = \alpha \ h = 0,4249 \times 32 = 13,6$ cm.

$\sigma'_a = \dfrac{15 \ (13,6 - 3) \ 135}{13,6} = 1533 < 2800 .$

$M_0 = 0,1348 \times 135 \times 35 \times 32^2 = 652217$ kgcm.

$\Delta M = 773000 - 652217 = 120783$ kgcm.

$$A'_1 = \frac{120783}{1533 \times 32} = 2{,}46 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = \frac{1{,}046 \times 35 \times 32}{100} + \frac{120783}{2800 \times 32} = 13{,}06 \text{ cm}^2$$

$A'_1 = 2\,46 \text{ cm}^2$ $\qquad$ $A = 13{,}06 - \frac{31700}{2800} = 1{,}74 \text{ cm}^2$

2) Section totalement comprimée $\qquad N = 96320$ kg $\quad M = 542000$ kgcm

On se fixe $\bar{\omega}'_2 = 0{,}004$. $\Rightarrow$ tableau chanon. p 238.

$K_1 = 0{,}727 \qquad C_1 = 3{,}872 \qquad \bar{\omega}'_1 = 0{,}008$

$$\sigma'_1 = \frac{96320}{35 \times 35}\left(0{,}727 + \frac{7{,}2 \times 3{,}872}{35}\right) = 131 < 135$$

$$\delta = \frac{0{,}03}{0{,}35} = 0{,}072$$

$$A'_1 = 35^2 \times 0{,}008 = 9{,}80 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 = 0{,}004 \times 35^2 = 4{,}9 \text{ cm}^2$$

3) Armature symétrique

$M = 1{,}78 \qquad N = 53{,}09$

$\frac{M}{N} = e = 3{,}35 \Rightarrow \frac{e}{h_t} = \frac{3{,}35}{45} < \frac{1}{6}$

Les armatures sont symétriques

$$\rho = \frac{\sigma'_b \cdot b \cdot h_t}{N} = \frac{135 \times 30 \times 45}{53090} = 3{,}54$$

$$\beta = \frac{6}{h_t} \cdot e = \frac{6}{45} \cdot 3{,}35 = 0{,}45$$

$$C = 0{,}27\,(1 - 2 \times 0{,}1)^2 \rho = 0{,}27\,(1 - 0{,}2)^2\, 3{,}54 = 0{,}61$$

$$D = 0{,}30\,(\rho - \beta) - 0{,}90\,(1 - \rho)\,(1 - \delta)^2 = 2{,}39$$

$$E = \rho - 1 - \beta = 2{,}09$$

$$\tilde{\omega}' = \frac{-D \pm \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} = \frac{-2,39 \mp \sqrt{2,39^2 - 4 \times 0,61 \times 2,09}}{2 \times 0,61} = -1,32 < 0$$

on prendra le % minimal.

$$\tilde{\omega}'_l = \frac{1,25}{1000} \times \theta_1\, \theta_2\, \theta_3\, \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{b0}}$$

$$A' = 45 \times 30 \times 1,4 \times \left(1 + \frac{\ell_c}{4a - 2c}\right)\left(1 + \frac{2160}{4200}\right) \frac{\sigma'_m}{67,5}.$$

$$\sigma'_m = \frac{53,09 \cdot 10^3}{45 \times 30} = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$A' = \frac{45 \times 30}{1000} \times 1,4 \left(1 + \frac{0,7 \times 3,47}{140 \cdot 6}\right)(1,51)\, \frac{40}{67,5} = 4,75 \text{ cm}^2$$

Montants de droite

Niveau	M	N	$e = M/N$	$h_t/6$	sollicitation	A' ou A_1	nb de barres	A ou A'_2	nb de barres
1	3,13	31,7	9,87	5,833.	Pièce part. comprimée	2,46	2HA14	1,74	2HA12
2	3,74	32,48	11,5	"	"	3,93	3HA14	1,75	3 HA 12
3	4,29	65,8	6,52	"	"	14,8	5HA16	4,63	3HA12
4	4,79	66,6	7,19	"	"	15,2	5 HA16.	6,65	5HA12
5	5,42	93,32	5,63	"	Pièces entièr. comprimées	9,80	5HA20	4,9	5HA12
6	5,44	97,10	5,60	"	"	10,02	5HA 20	4,9	5HA12
7	6,30	126,83	4,97	"	"	14,7	5HA20	4,9	5HA 12
8	6,27	127,61	4,91	"	"	15,2	5 HA20	4,9	5 HA 12
9	6,05	158,09	3,83	"	"	15,62	5HA20.	4,9	5HA12

Montants de 7ème

Niveau	M	N	e = M/N	ht/6	sollicitation	A' ou A1	nb de barres	A ou A'2	nb de barres
1	1,78	53,09	3,35	7,5	section entièrement comprimée	4,75	3HA16	4,75	3HA16
2	2,08	53,87	3,86	"	"	"	"	"	"
3	2,33	109,52	2,12	"	"	"	"	"	"
4	2,20	110,31	2	"	"	"	"	"	"
5	2,28	158,31	1,44	"	"	"	"	"	"
6	2,31	158,86	1,46	"	"	"	"	"	"
7	2,11	206,86	1,03	"	"	"	"	"	"
8	1,8	207,45	0,86	"	"	"	"	"	"
9	3,59	255,72	1,4	"	"	"	"	"	"

Montants de gauche.

Niveau	M	N	e = M/N	l_f/h	sollicitation	A ou A_1	nbre de barres	A ou A'_2	nbre de barres
1	2,46	28,65	8,58	5,833	section part. comprimée	0,20	2HA12	1,3	2HA12
2	2,22	29,43	7,54	"	"	0,22	2HA12	1,31	2HA12
3	3,66	53,13	6,89	"	"	12,0	6HA16	4,52	3HA14
4	3,74	53,91	6,93	"	"	12,85	6HA16	4,52	3HA14
5	4,93	75,48	6,53	"	"	14,4	5HA20	6,03	3HA16
6	5,16	76,26	6,77	"	"	14,6	5HA20	6,03	3HA16.
7	6,45	97,84	6,59	"	"	18,85	6HA20	8,78	3HA20
8	6,34	98,62	6,46	"	"	18,6	6HA20.	8,79	3HA20
9	7,82	121,75	6,42	"	"	21,7	5HA25	10,78	3HA20 + 2HA10

Etude de l'effort tranchant.

Niveau 1:

$T = T_{vent} + T_{charges + surcharges}$.

$1{,}33 + 0{,}42 = 1{,}75\ t$.

$z = \frac{7}{8} \cdot 32 = 28\ cm$.

$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{1750}{35 \times 28} = 1{,}79 < \left(4{,}5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b = 14{,}5\ kg/cm^2$.

On adoptera des $\phi 6$. Adx. $2 \phi 6 \Rightarrow S = 0{,}28\ cm^2$.

$t \leq \frac{0{,}28 \cdot 35 \cdot \sigma_{ar}}{1750} =$

$\rho_a = 1 - \frac{1{,}79}{9 \cdot 5{,}8} = 966 > 2/3$.

$\sigma_{ar} = \rho_a\ \sigma_{en} = 0{,}966 \cdot 2400 = 2318\ kg/cm^2$.

$t \leq \frac{0{,}28 \times 35 \times 2318}{1750} = 12{,}9\ cm$.

$\bar{t} = 32 \left(1 - 0{,}3 \cdot \frac{1{,}79}{5{,}8}\right) = 29\ cm > 0{,}2 \times 32 = 6{,}4\ cm$.

$\Rightarrow t = 12\ cm$.

Montants	1.2	2.3	3.4	4.5	5.6
de droite	t = 22 cm	t = 17 cm	t = 14 cm	t = 12 cm.	t = 8 cm.
intermédiai	26	20	16	15	11.
de gauche	25	19	16	14	9.

FONDATIONS

CALCUL

DES

ESCALIERS

Escaliers

. Le schéma constructif des escaliers est celui d'un poteau encastré, avec des moments isolés, dus aux volées et au palier, et des réactions verticales, dues au poids propre, aux volées et palier.

L'escalier comporte 3 volées d'un côté et 3 volées + 5 marches de l'autre, encastrées a la pile centrale.

Les paliers reposent sur une console encastrée aussi à la pile.

. Le calcul des escaliers comporte:

. Le calcul des marches.

. Le calcul des paliers.

. Le calcul des console des paliers

. Le calcul de la pile.

. Le calcul des fondations.

I. Calcul des marches:

. Nous avons adoptés le type de marche brisées, coulées sur place, de 8 cm d'épaisseur

1) Estimation des charges:

Poids propre:

$(15,9+32)\,0{,}08\times 25\times 1{,}2 \qquad = 115\ kg$

Revêtement:

Calcul des fondations . Semelle de droite .

1) Nous avons le cas d'une semelle isolée soumise à un effort normal de 140 t et un moment de 7 tm .
Le sol travaille 8 kg/cm².

Armatures Tor . Béton dosé à 350 kg/m³ , $\bar{\sigma}_a = 2800$.

2) Dimensionnement

Afin de réaliser l'équilibre statique on supposera une variation trapezoïdale de la contrainte .

$$8 \geq \sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I}$$

$$S = \frac{3}{4} A^2 \qquad I = \frac{3}{4} A \cdot \frac{A^3}{12} \qquad v = \frac{A}{2}$$

$$8 \geq \frac{140000}{S} + \frac{700000}{\frac{3}{4} \cdot \frac{A^4}{12}} \cdot \frac{A}{2}$$

$$\Rightarrow A^3 - \frac{560000}{24} \cdot A - \frac{16800000}{24} = 0 \qquad \Rightarrow A = 170 \text{ cm} \quad B = 128 \text{ cm}$$

La condition de non vérification de l'effort tranchant s'écrit

$$h \geq \frac{A-a}{4} \quad \text{soit} \quad \frac{170-40}{4} = 32{,}5 \text{ cm}$$

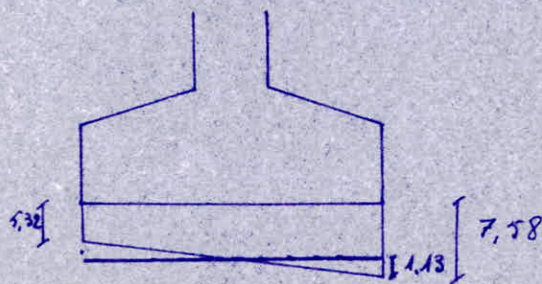
On prendra $h = 34$ cm $h_t = 37$ cm .

$$\sigma_s = \frac{P}{S} \pm \frac{Mv}{I}$$

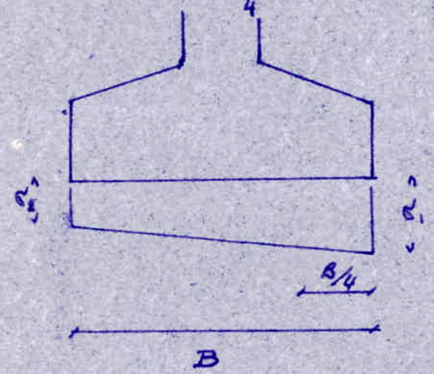
3) Calcul des armatures par la méthode des bielles .

$$\sigma_{sol} = \frac{140000}{\frac{3}{4} \cdot 170^2} \pm \frac{700000 \times 6}{\frac{3}{4} \cdot 170^3} = \pm 1{,}13 + 6{,}45 .$$

σ_{sol} max $= 7{,}58$ kg/cm² σ_{sol} min. $5{,}32$ kg/cm²



La semelle est étudiée sous une contrainte fictive du sol supposée uniformément répartie égal à σ, valeur de la contrainte à $\frac{B}{4}$.



$$\sigma = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 7,58 + 5,32}{4} = 7,01 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q' = 7,01 \times \frac{3}{4} \cdot 170^2 = 151\,941 \text{ kg}$$

$$F = \frac{152000 \times (170-40)}{8 \times 34} = 76000 \text{ kg}$$

$$A = \frac{76000}{2800} = 27,14 \text{ cm}^2$$ 3HA16 poteau

$27,14 - 6,03 = 21,11 \text{ cm}^2$ soit 11HA16.

Dans l'autre sens

$$A = \frac{50860}{2800} = 18,16 \text{ cm}^2$$ soit 10HA16.

Calcul du puits

Le taux de travail du puits est $\frac{1}{6}$ du gros béton si le puits est en gros béton dosé à 250 kg/m3.

$\sigma'_{28} = \frac{300}{6} = 50$ kg/cm².

Le diamètre d sera calculé.

$\frac{4P}{\pi d^2} < R \Rightarrow d > 2\sqrt{\frac{P}{\pi R}}$ soit $2\sqrt{\frac{140000}{3,14 \times 8}}$

$d >$ 1,50 m Nous prendrons $d = 1,80$ m.

Semelle intermediaire.

1) Semelle soumise a un effort normal de 230 T.

Caractéristique du sol. 8 kg/cm².

Béton de semelle dosé à 350 kg/m³.

Acier Tor.

2) Dimensionnement. poteau 30 x 45

$$\frac{230000}{\frac{2}{3} \cdot A^2} = 8 \Rightarrow A = 2{,}07 \text{ m} \quad B = 1{,}38.$$

Nous prendrons A = 2,10 m. B = 1,38 m

$$h \geq \frac{210 - 40}{4.} = 42{,}50$$

Nous prendrons h = 43 cm h_T = 47 cm.

3) Calcul des armatures.

Méthode des bielles.

$$F = \frac{Q(A-a)}{8h} = \frac{170 \times 230}{8 \times 43} = 113 \text{ T}.$$

$$A' = \frac{113000}{2800} = 40 \text{ cm}^2 - 6{,}03 = 36 \text{ cm}^2$$

Nous choisirons 12 HA 20.

Dans l'autre sens:

$$F = \frac{230.(108)}{8 \times 43} = 72 \text{ T}.$$

$$A' = \frac{72000}{2800} = 26 \text{ cm}^2.$$

Nous choisirons 13 HA 16.

Calcul des puits $\Delta > 1{,}90$ m.

Semelle de gauche.

1) La semelle est soumise à un effort de 103 T et un moment de 6 tm.

Le sol travaille à 8 kg/cm²

Armatures Tor   Béton dosé à 350 kg/m³

2) Dimensionnement :

Afin de réaliser l'équilibre statique on supposera une variation trapézoïdale de la contrainte.

$$8 \geq \sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I}$$

$$8 \geq \frac{103}{S} + \frac{6\,00000}{\frac{3}{4}\cdot\frac{A^4}{12}}\cdot\frac{A}{2}$$

$$\Rightarrow A^3 - \frac{412\,000}{24}A - \frac{14400000}{24} = 0.$$

$A = 145$ cm $B = 110$ cm.

La condition de non fragilité

$$h \geq \frac{A-a}{4} \qquad \frac{145-40}{4} = 25{,}2\,cm.$$

$h_t = 30$ cm.

3) Calcul des armatures "longitudinales" par la méthode des bielles

$$\sigma_{sol} = \frac{N}{S} \pm \frac{Mv}{I} = \frac{103000}{\frac{3}{4}\,145^2} \pm \frac{600000 \times 6}{\frac{3}{4}\cdot 145^3 \cdot 4} =$$

$\sigma_1 s = 6{,}53 + 1{,}47 = 8$ kg/cm²

$\sigma_2 s = 6{,}53 - 1{,}47 = 5{,}06$ kg/cm²

La semelle est étudiée pour une contrainte fictive du sol supposée uniformément répartie égale à σ, valeur de la contrainte à $\frac{B}{4}$.

$$\sigma = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 8 + 5{,}06}{4} = 7{,}27 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q' = 7{,}27 \times \frac{3}{4} \cdot 145^2 = 114640 \text{ kg}$$

$$F = \frac{114640 \times (145-40)}{8 \times 25{,}2} = 59710 \text{ kg}$$

$$A = \frac{59710}{2800} = 21{,}32 - 6{,}03 = 15{,}30 \text{ cm}^2$$ soit 10 HA 14.

Dans l'autre sens.

$$F = \frac{114640 \times (110-30)}{8 \times 25{,}2} = 45500 \text{ kg}.$$

$$A = \frac{45500}{2800} = 16{,}25 \text{ cm}^2$$ soit 11 HA 14.

Puits : $d^2 > 4 \cdot \frac{P}{\pi R}$ soit $4 \cdot \frac{103000}{3{,}14 \cdot 18}$ soit 1,50 m.

Vérification au flambement.

Vérification au flambement des montants du portique.

Dans le sens transversal.

Les montants étant encastrés à leurs 2 extrémités, avec possibilité de de deplacement.

$l_c = l_0 = 347$ cm.

Condition de non vérification du flambement.

$\frac{l_c}{b} < 14,4 \Rightarrow \frac{347}{40} = 8,675 < 14,4$ vérifié

Dans le sens longitudinal.

$\frac{l_c}{b} = \frac{347}{30} < 14,4$ vérifié.

Il n'y a pas lieu de vérifier le flambement

$0{,}03 \times 2000 \times 1{,}2 \times 0{,}32 \qquad = \qquad 24\ kg$

Surcharge :

$400 \times 1{,}2 \times 0{,}32 \times 1{,}2 \qquad = \qquad 184\ kg.$

- Charges concentrées

$0{,}015 \times 0{,}015 \times 1{,}20 \times 7800 \qquad = \qquad 2.1$

Rampe $\qquad = \qquad 5.$

Moment du aux charges réparties.

$(18\cancel{4} + 24 + 115)\ 0{,}60 \qquad = 193\ kg\ m$

Moment du aux charges concentrée.

$7{,}1 \times 1{,}2 \qquad = \qquad 9$ " "

Nous considérons une charge concentrée de 100 kg / ml de rampe.

sur une marche 33 kg.

Moment :

$33 \times 1{,}2 \qquad = \qquad 40\ kgm.$

D'où le moment total est :

$193 + 9 + 40 = 242\ kg\ m.$

$$\mu' = \frac{15 \cdot 24200}{2800 \cdot 8 \cdot 14^2} = 0{,}082$$

$\tilde{\omega} = 0{,}619 \qquad \alpha = 0{,}3480 \qquad k = 28{,}1$

$$A = \frac{0{,}619 \times 8 \times 14}{100} = 0{,}69\ cm^2 \qquad A_{min} = 0{,}144\ cm^2.$$

on prendra 1 HA 10 [illegible] 1 HA 8 [illegible] 26 (étrier).

II. Calcul des paliers.

- 1) Calcul de la console.

- charges permanentes par le ml de palier

$0,1 \times (2 \times 1,20 \quad + 0,60) \times 2500$ = 750

. Poids propre de la console.

$0,18 \times 0,60 \times 2500$ = 270

. Surcharges.

$400 \times 1,2 \times 3m$ = 1440

. Parapet: (charge concentrée)

$11(0,015 \times 0,015 \times 1,20 \times 7800)$ = 34.

. Parapet (charge repartié).

$2(3 \times 0,015^2 \times 1,20 \times 7800)$ = 13

. charge isolée au bout de la console.

3×100 = 300

- Revêtement

$0,03 \times 2000 \times 3$ = 180

charge repartié sur la console:

$180 + 750 \times 3 + 270 + 1440 + 13$ = 4153 kg/ml.

Moment du aux charges repartiés: = 2990 kgm

$4153 \times \frac{1,20^2}{2}$

Moment du aux charges contentrées

$334 \times 1,20$ = 400 kgm.

calcul de la dalle du palier.

Poids de la dalle.

$0,1 \times 1,2 \times 2500 = 300$ kg/ml.

Surcharge :

$480 \times 1,2 = 576$

Revêtement

$0,03 \times 2000 \times 1,2 = 72$

Charge totale réparti

$300 + 576 + 72 = 948$ kg/ml.

Moments dûs aux charges réparties.

$948 \times \frac{1,2}{2} = 568$ kgm

Moment du aux charges concentrées

$(120 + 25)\ 1,2 = 174$ kg.

Moment total

$174 + 568 = 742$ kgm.

$$\mu' = \frac{15 \times 74200}{2800 \times 100 \times 9^2} = 0,049$$

$\tilde{\omega}' = 0,3530$ $\qquad k = 38,8$

$$A = \frac{0,359 \times 100 \times 9}{100} = 3,23 \text{ cm}^2$$ soit 7HA8 / ml.

Calcul des armatures:

$$\mu = \frac{15 \times 339\,000}{2\,800 \times 60 \times 21} = 0,0686$$

$k = 31,5 \times$, $\alpha = 0,3226$ $\hat{\omega} = 0,512$

$A = 18 \times 60 \times 0,512 = 6,46 \text{ cm}^2$ soit 5H14

Effort tranchant:

$$T = 4153 + 300 = 4453 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{4153}{60 \times \frac{7}{8} \times 21} = 4,04 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte de traction admissible des armatures transversales est : $\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \sigma_{en}$

$$\rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{4,04}{9 \times 5,8} = 0,9227$$

$$\sigma_{at} = \frac{0,9227 \times 18,37 \times 2213}{4453} = 7{,}12 \text{ cm}$$

écartement à droite du point d'application de la charge.

Les armatures transversales seront constituées de cadres $\phi 5$, et d'étriers $\phi 5$, étant donné que z varie peu sur la longueur de la console, alors que l'effort tranchant est presque constant, égal à 10 cm.

Calcul de la pile.

La piles est soumise aux efforts normaux et aux certain pds de Moment qui sont.

1) Moment de ~~torsion~~ flexion du palier.

$M_r = 1,20 \times 1,20 \times 400 \times 0,60 +$

$100 \times 1,20 \times 1,20 \times 1,20$ - moment du à la poussée sur le parapet. details

Soit $M_r = 345 + 172 = 517 \simeq 520$ kgm.

La dimension transversale étant grande, nous ne tiendrons pas compte du moment dans ce sens.

2) Moment du aux volées surchargées d'un côté.

$3,30 \times 400 \times 1,20 \times 0,60 + 3,30 \times 1,20 \times 1,20 \times 100 = 1425$ kgm

3) Moment du au vent.

$q = (48 + 0,6\ h)\ k_2\ k_s \times 3,30 =$

$q = (48 + 0,6 \times 11,15)\ 1,80 \times 1,25 \times 3,30 = 406$ kg/ml.

Moment du au vent.

$M_v = 406 \cdot 9,45 \left(\frac{7,74 + 11,15}{4} + 1,20\right) = 22725$ kgm

D'où le moment total.

$22725 + 3,5 \cdot 1425 + 7 \cdot 517 = 31331$ kg.m.

Effort Normal:

1) Réaction des consoles.

$4453 \cdot 7 = 31171$ kg

2) Réaction des volées.

$3,30 \cdot 333 \times \frac{1}{0,32} \times 6,5 = 22321$ kg.

3) Poids propre de la pile.

$3,30 \times 0,60 \times \left(\frac{7,74+11,21}{2} + 1,2\right) 2500 = 52717$ kg.

Poids total. 106210 kg.

La pile est soumise à un effort normal de 106,21 T

et un moment fléchissant de 31135 kgm

La pile sera étudiée en flexion composée.

$e = \frac{M}{N} = \frac{31,135}{106,21} = 29,3 > \frac{h_r}{6} = 10$

La section est partiellement comprimée.

$M_f = 31,135 + 52,717 \times 0,27 = 45,37$ tm

$\sigma'_b = \bar{\sigma}'_b = 135$ bars.

$\bar{\sigma}'_a = 2800$ bars.

$k = \frac{2800}{135} = 20,74$ $\alpha = 0,4249$ $\mu' = 0,1348$ $\bar{\omega}' = 1,046$

$\sigma'_a = \frac{15\,(24,22 - 3)\,135}{24,22} = 1774 < 2800$.

$\Delta M = M - M_0$

$M_0 = 0,1348 \times 135 \times 330 \times 57^2 = 195,11$ tm

$\Delta M = 45,37 - 195 < 0$ "Les armatures sont < 0"

On prendra le % minimal d'armatures.

A minimal.

$$A = \frac{330 \cdot 60}{1000} \cdot 1{,}4 \left(1 + \frac{2130}{4 \times 60 - 6} \right) \times \frac{\sigma'_m}{67{,}5}$$

avec $\sigma'_m = \dfrac{106210}{19800} = 5{,}31$ bars

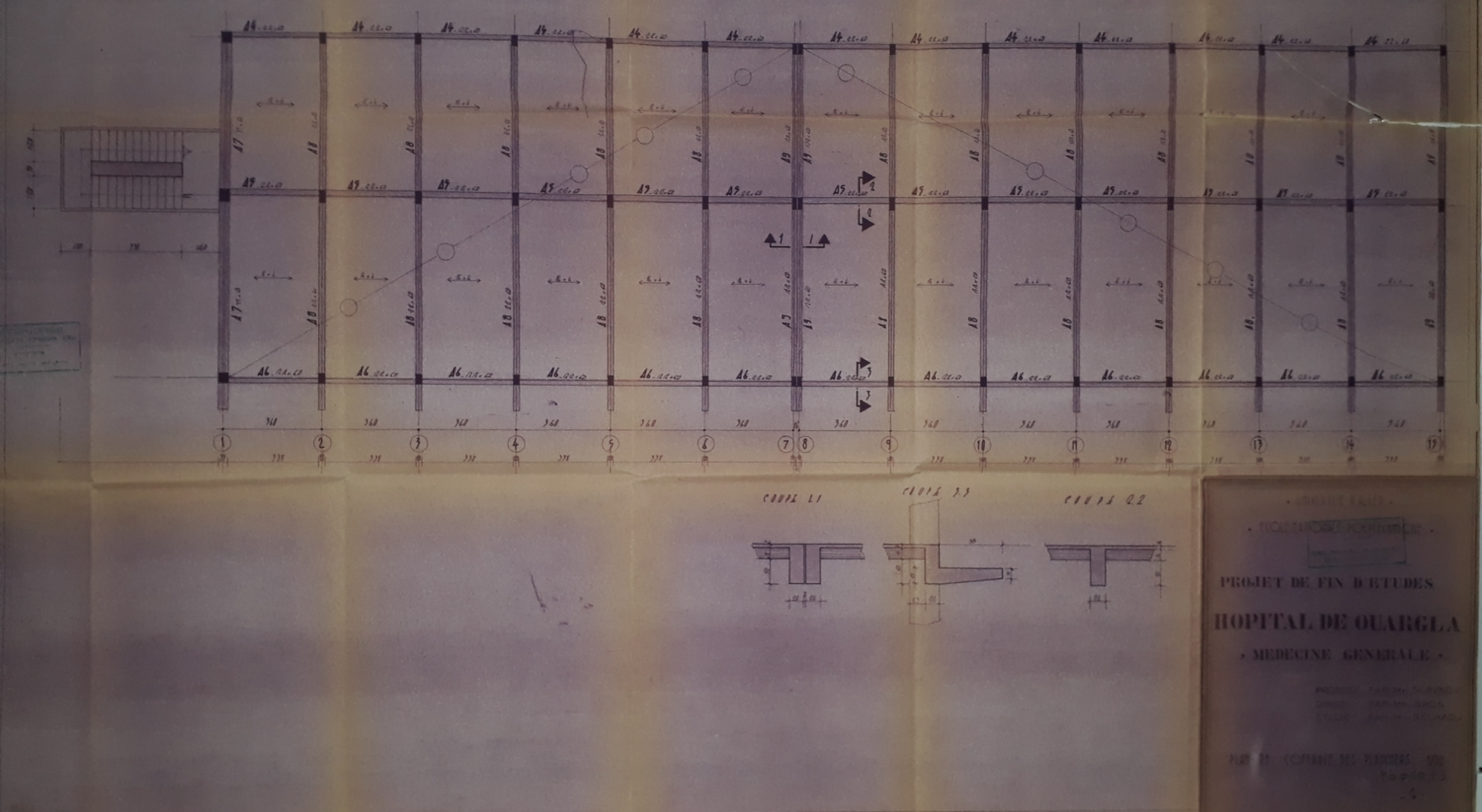
$A' = 30{,}39\ cm^2$. 10 HA20

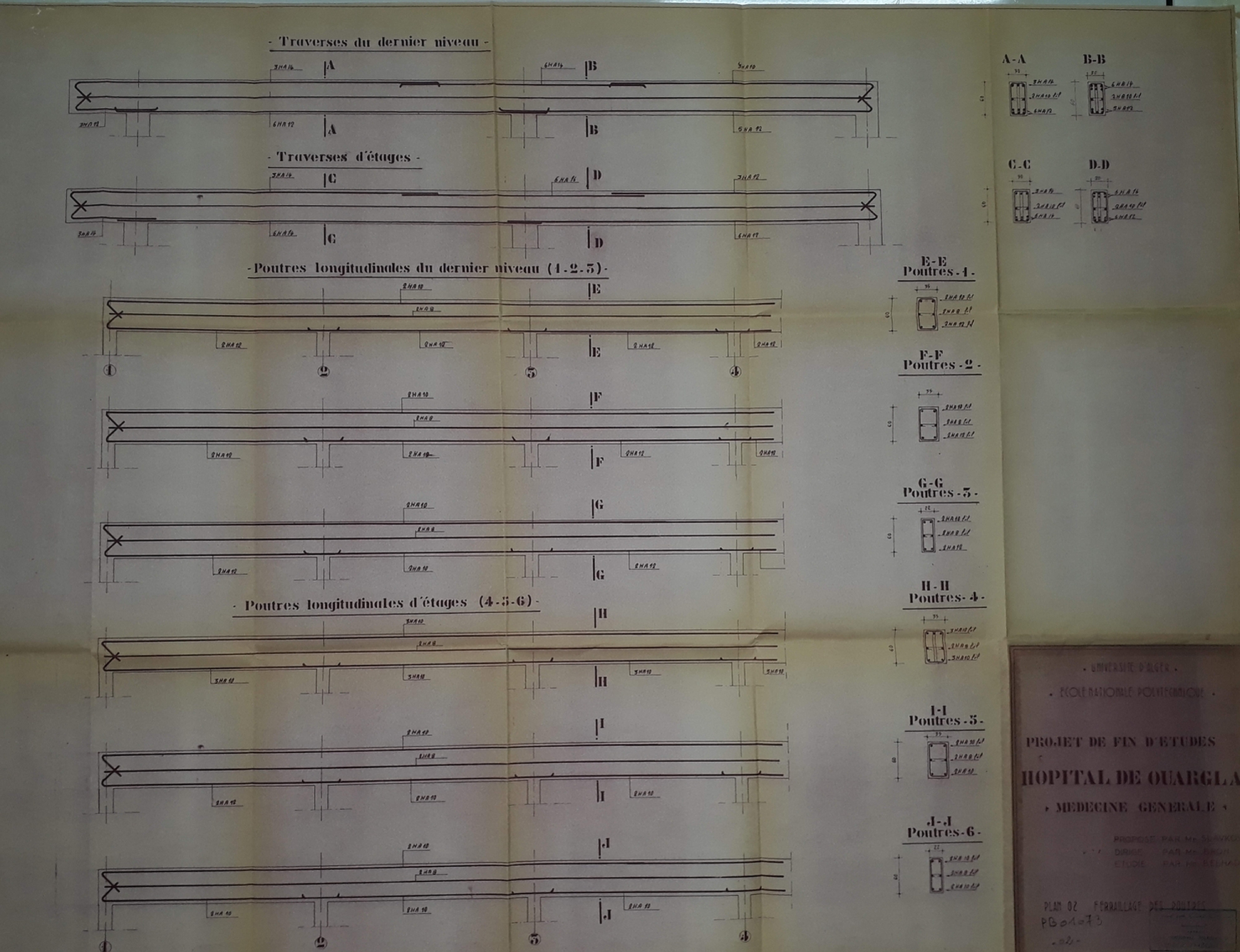
cadre $\phi 6$ espacés de 30 cm.

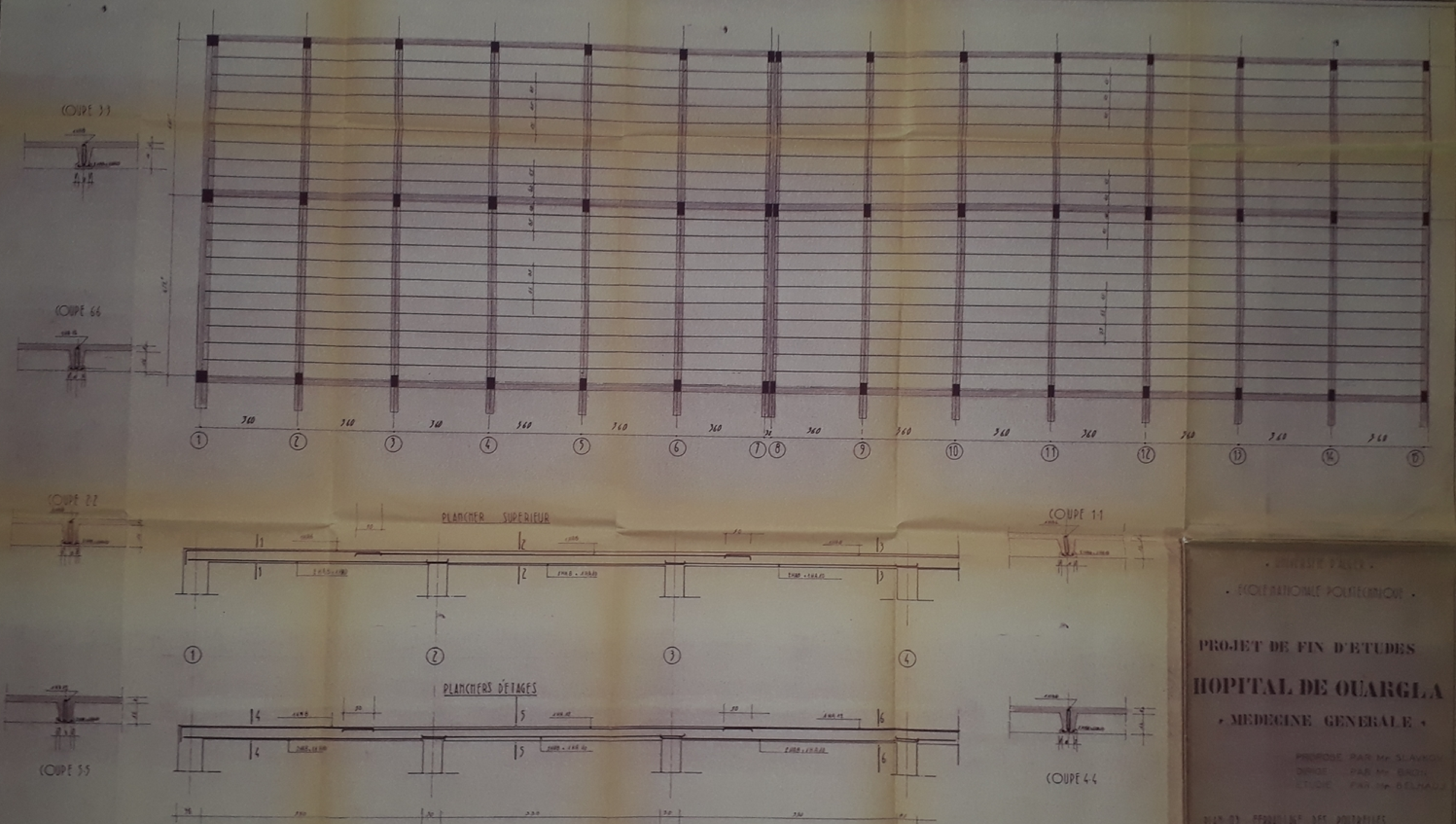
$$\sigma'_{max} = \frac{N}{19800} \pm \frac{M}{W}$$

$$\frac{106210}{19800} \pm \frac{6.31331}{330.60^2}$$ vérifié.

Nous adopterons une semelle en gros béton rectangulaire de 430 × 90 cm. pour les escaliers.


COUPE 1.1
COUPE 3.3
COUPE 2.2
PROJET DE FIN D'ETUDES
HOPITAL DE OUARGLA
• MEDECINE GENERALE •


- Traverses du dernier niveau -
- Traverses d'étages -
- Poutres longitudinales du dernier niveau (1.2.3) -
- Poutres longitudinales d'étages (4.5.6) -
A-A
B-B
C-C
D-D
E-E Poutres -1-
F-F Poutres -2-
G-G Poutres -3-
H-H Poutres -4-
I-I Poutres -5-
J-J Poutres -6-
• UNIVERSITE D'ALGER •
• ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE •
PROJET DE FIN D'ETUDES
HOPITAL DE OUARGLA
• MEDECINE GENERALE •
PLAN 02 FERRAILLAGE DES POUTRES
PB01073
-02-



• UNIVERSITE D'ALGER •

• ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE •

PROJET DE FIN D'ETUDES

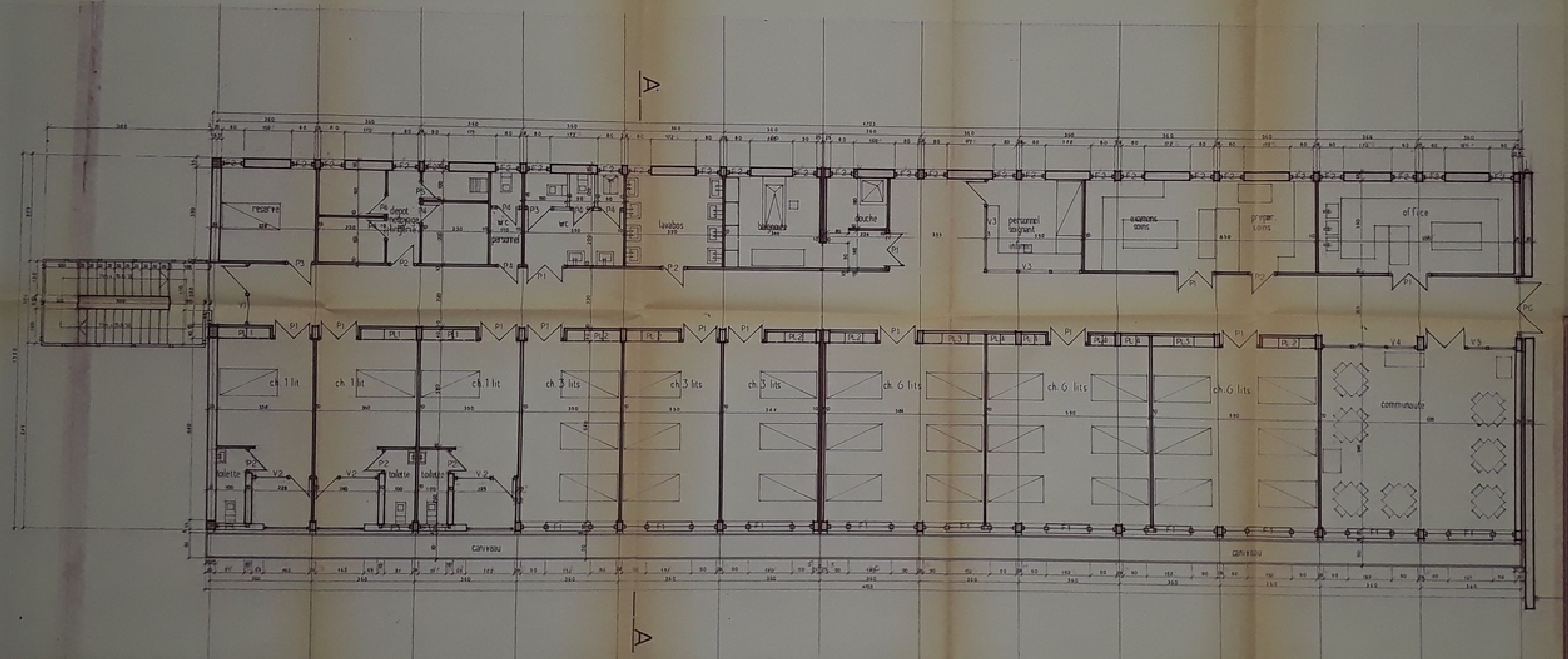
HOPITAL DE OUARGLA

• MEDECINE GENERALE •

PROPOSE PAR Mr SLAVKOV
DIRIGE PAR Mr BROIL
ETUDIE PAR Mr BELHADJ

PLAN 03 FERRAILLAGE DES POUTRELLES

FD 01073
.03



• UNIVERSITE D'ALGER •

• ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE •

PROJET DE FIN D'ETUDES

HOPITAL DE OUARGLA

• MEDECINE GENERALE •

PROPOSE PAR Mr SLAVKOV
DIRIGE PAR Mr BRON
ETUDIE PAR Mr BELHADJ

PLAN 04 REZ DE CHAUSSEE et ETAGES

• UNIVERSITE D'ALGER •

• ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE •

PROJET DE FIN D'ETUDES

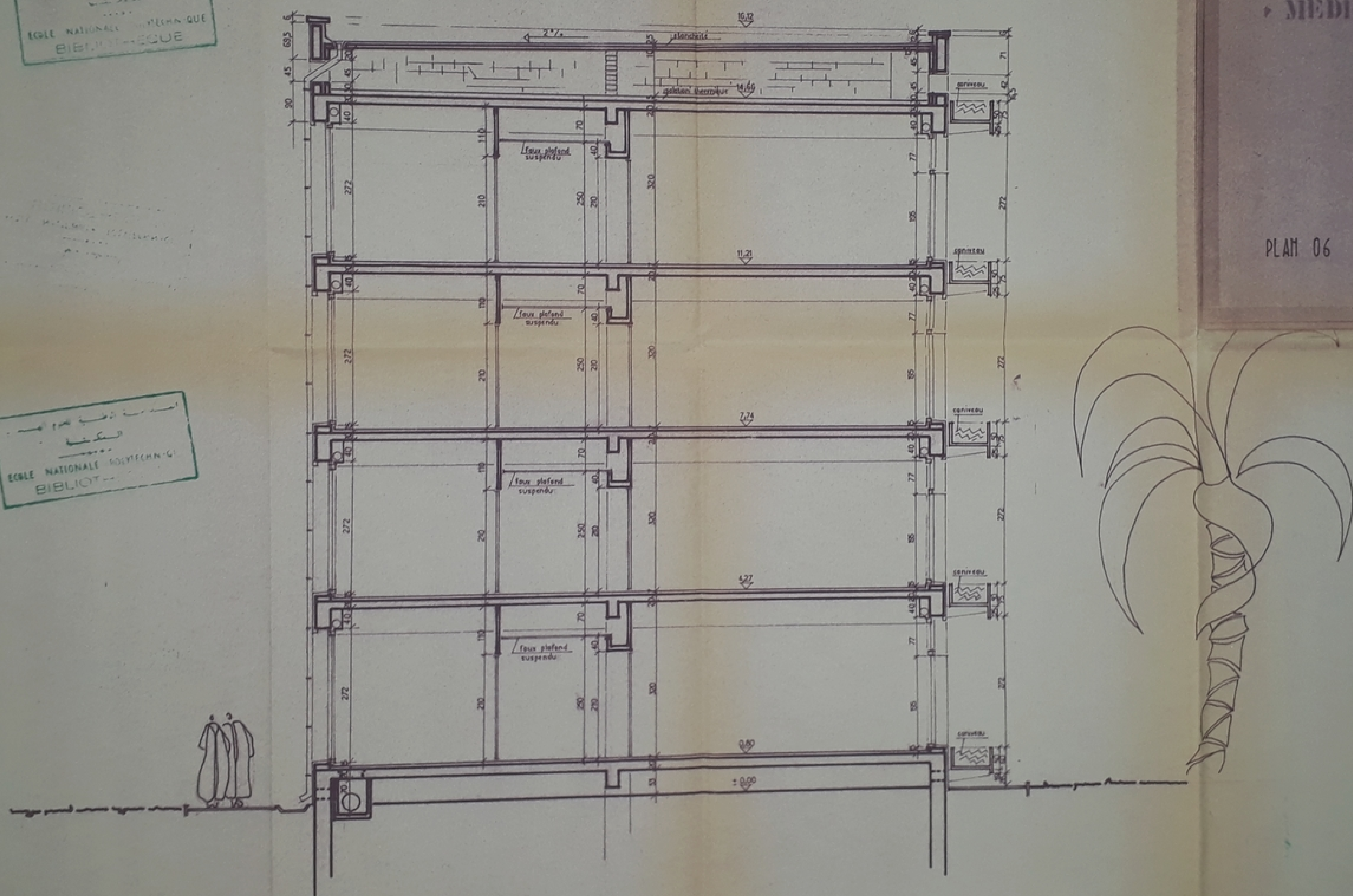
HOPITAL DE OUARGLA

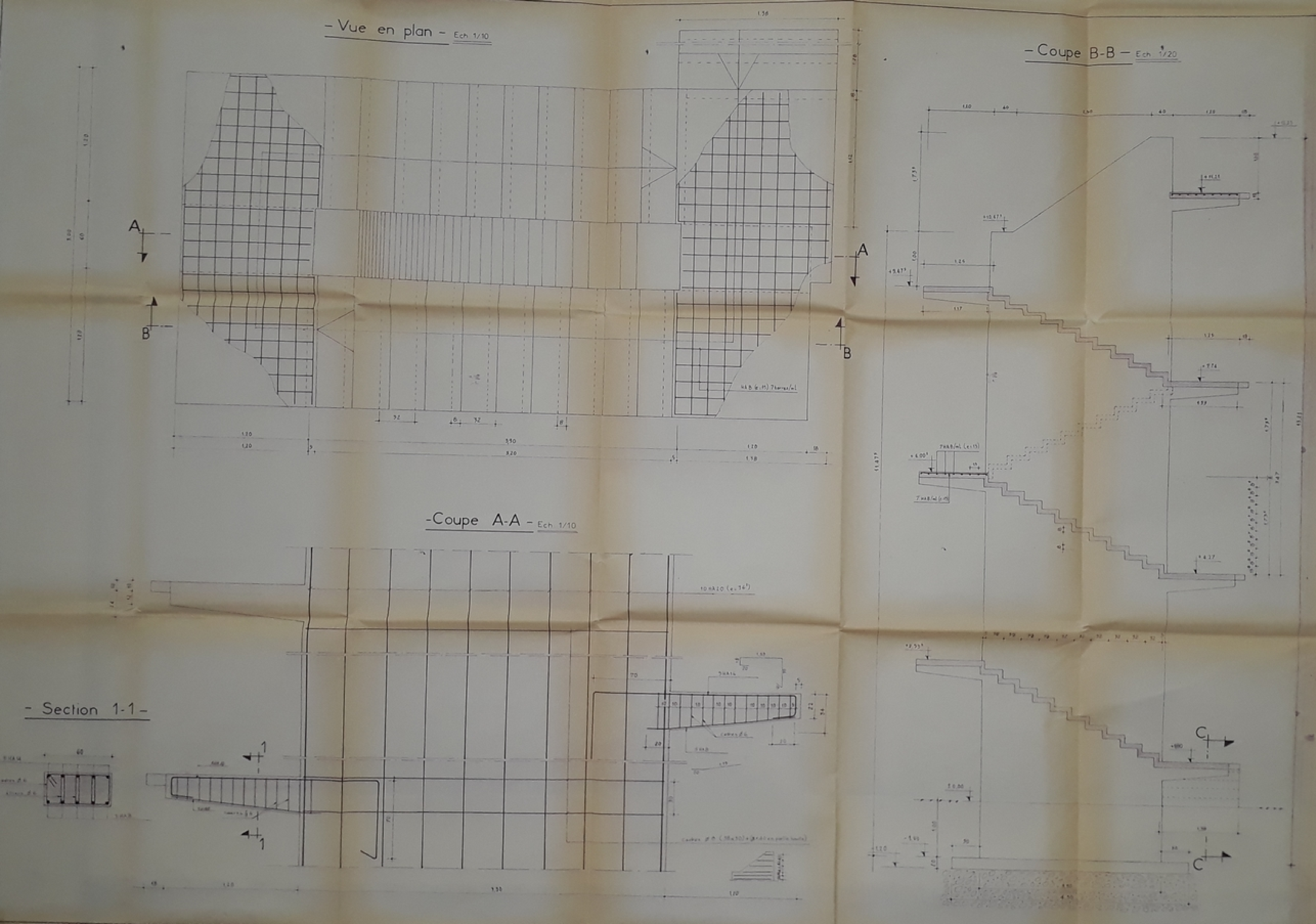
• MEDECINE GENERALE •

PROPOSE PAR Mr SLAVKOV
DIRIGE PAR Mr BRON
ETUDIE PAR Mr BELHADJ

PB 01073
-06-

PLAN 06 COUPE A-A





· ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE ·

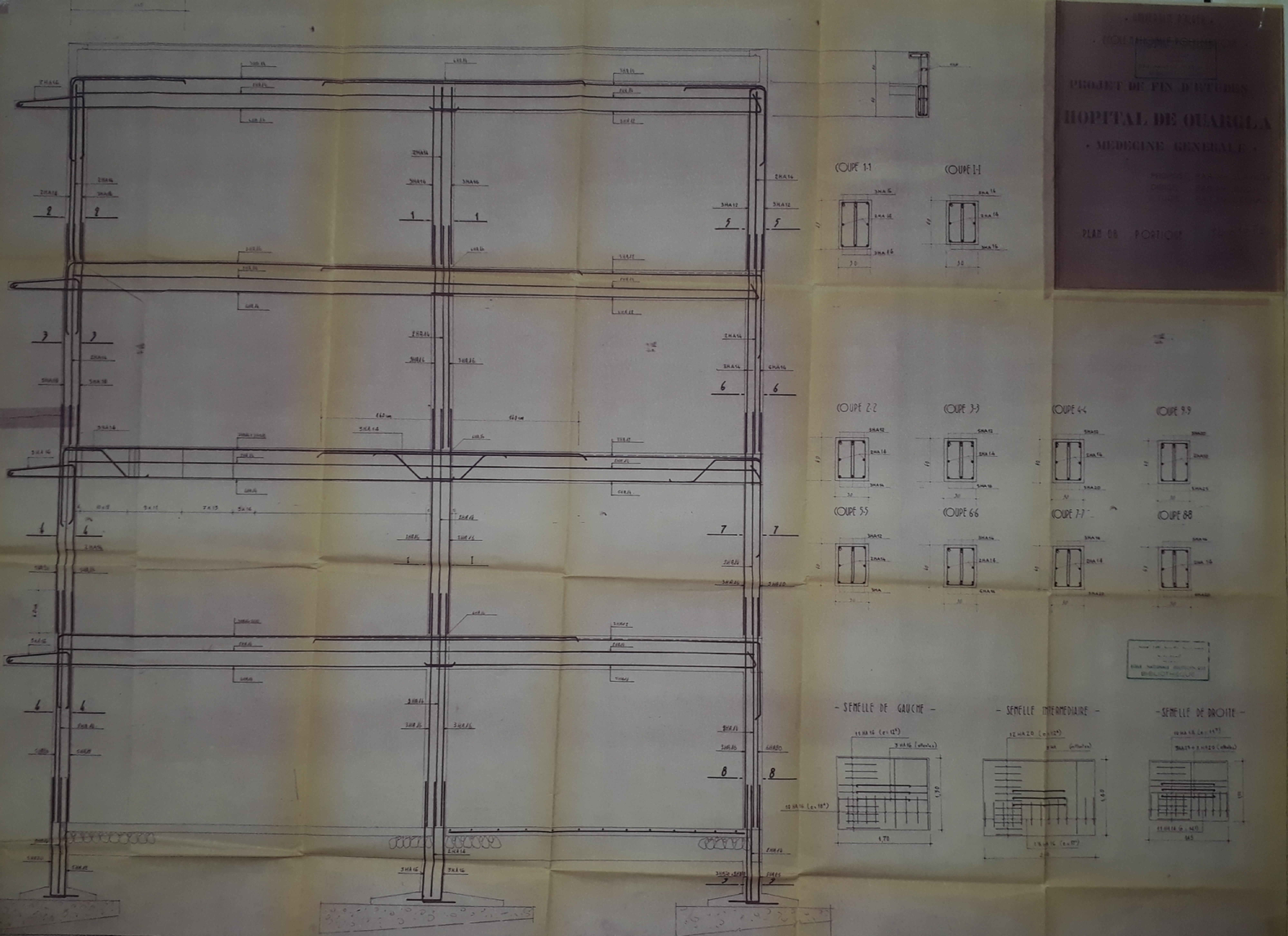
PROJET DE FIN D'ETUDES

HOPITAL DE OUARGL

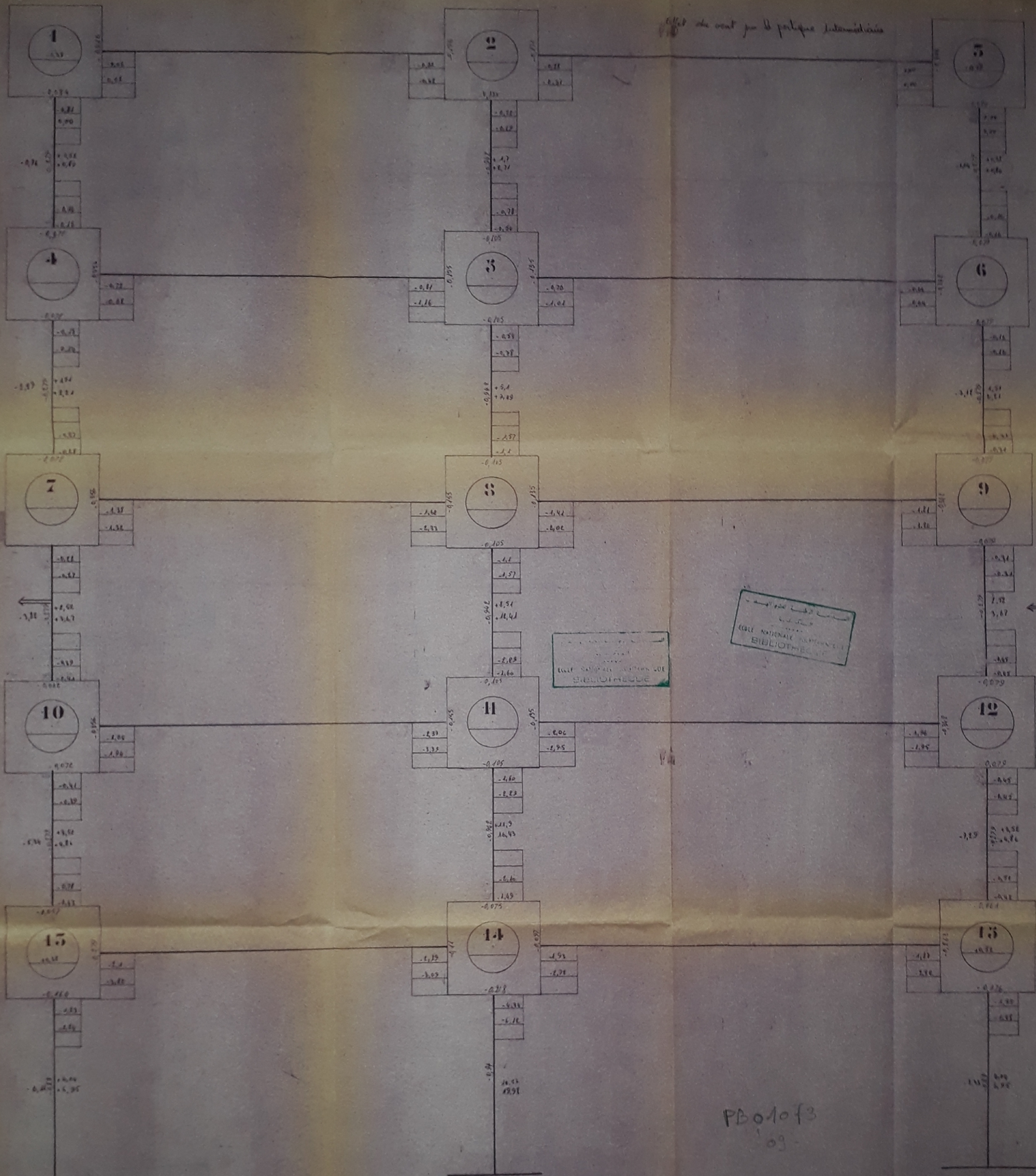
· MEDECINE GENERALE ·

PROPOSE PAR Mr SLAV
DIRIGE PAR Mr
ETUDIE PAR Mr BELHA

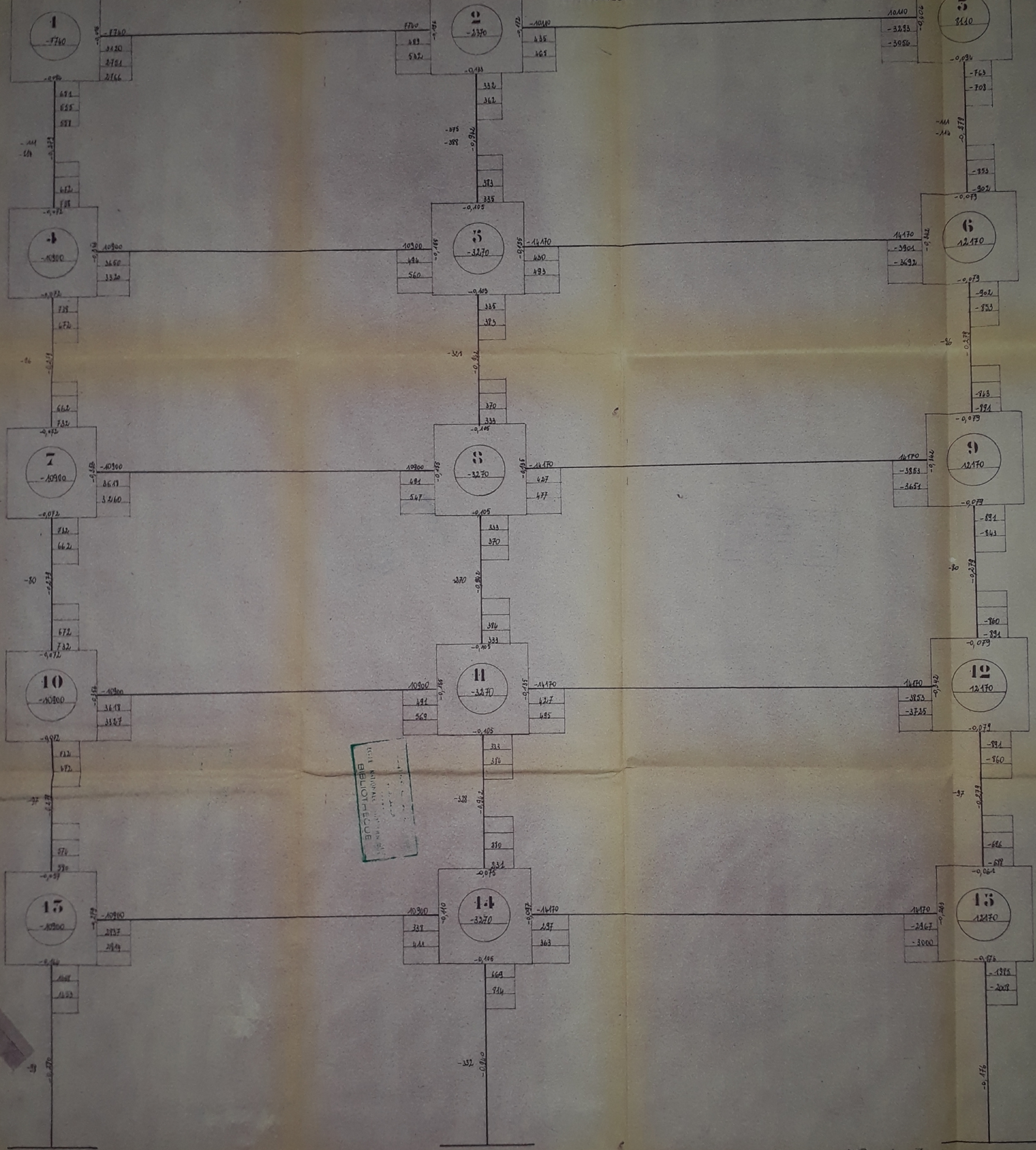
PB 010 83


PROJET DE FIN D'ETUDES
HOPITAL DE OUARGLA
· MEDECINE GENERALE ·
PLAN DE PORTIQUE
COUPE 1-1
COUPE I-I
COUPE 2-2
COUPE 3-3
COUPE 4-4
COUPE 9-9
COUPE 5-5
COUPE 6-6
COUPE 7-7
COUPE 8-8
- SEMELLE DE GAUCHE -
- SEMELLE INTERMEDIAIRE -
- SEMELLE DE DROITE -

Effet du vent sur le portique intermédiaire



CHARGES ET SURCHARGES



effet du vent sur le portique intermédiaire