

UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

1 ESC

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
المكتبة
THESE DE FIN D'ETUDES

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

HOPITAL DE OUARGLA

" PSYCHIATRIE "

8 PLANS

PROPOSE PAR
ACH. SLAVCOV

ETUDIE PAR
MOHAMED BAZ

sous la Direction de :
M. SLAVKOV Ingénieur Diplômé

ANNÉE UNIVERSITAIRE
1972 - 73

UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

THESE DE FIN D'ETUDES

HOPITAL DE OUARGIA

"PSYCHIATRIE"

Proposé par

Etudié par

Mohamed BAZ

Sous la Direction de :
M.SLAVKOV Ingénieur Diplômé

Année Universitaire

1972-73

Je ne peux commencer cette étude sans renouveler mes remerciements à Monsieur SLAVKOV Ingénieur diplômé, dont les conseils m'ont été d'un grand secours pour l'élaboration de ce projet.

Ma gratitude va aussi à tous les professeurs qui ont contribué à ma formation.

Mohamed BAZ

/// H A P I T R E : ///-

ETUDE - ARCHITECTURALE

المدرسة لوطنية للعلوم الهندسية
— المكتبة —
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

ETUDE ARCHITECTURALE DU BLOC PSYCHIATRIQUE

Le service de la psychiatrie est organisée dans un bloc prévu pour la deuxième étape de la réalisation de l'hôpital.

Intégré dans le schéma fonctionnel de l'ensemble, une isolation stricte aux autres parties de l'hôpital est assurée, compte tenu du caractère de ce service. Le bloc psychiatrique a son propre accès et entrée ; au jardin atténuant, on y accède directement du rez-de-chaussée. Les offices de service sont rattachés au trafic de service commun de l'hôpital.

La capacité totale est de 57 lits : unité de soins femmes : 22 lits ; unité de soins hommes : 30 lits et unité de soins intensifs : 5 lits .

Le système de simple couloir est préférable du point de vue de l'orientation des chambres des malades donnant sur le jardin de l'hôpital et les locaux communs, vers l'espace intérieur de la composition et encore la ventilation directe de tous les locaux est très effective.

Au rez-de-chaussée s'y trouvent :

- l'entrée ; hall d'entrée ; bureau de renseignements ; salle des visiteurs ; et wataires-closed.

- Consultations externes ; salles d'attente (calme et agitée) ; secrétariat du service ; salle d'exens ; bureau du médecin ; chambre d'isolation ; nettoyage entrants , sanitaires ; deux salles de traitement.

- Unité de soins hommes : trois chambres à six lits , trois chambres à trois lits , trois chambres à un lit , locaux sanitaires collectifs, poste de surveillance , bureau du médecin , salle de séjour , atelier d'ergothérapie.

La capacité des locaux communs correspond aux besoins des trente malades.

Au premier étage s'y trouvent :

- Unité de soins intensifs ; cinq chambre à un lit ; bureau du médecin ; local de traitement ; dépôts.

- Unité de soins femmes : deux chambres à six lits ; deux chambres à trois lits ; quatre chambres à un lit ; sanitaires collectives ; poste de surveillance ; bureau du médecin ; atelier d'ergothérapie ; salle de séjour ; annexes ; dépôts ; etc...

La liaison verticale directe entre le rez-de-chausée et le premier étage est assurée par un escalier et monte-malades. A l'extrémité opposée du couloir on accède à la batterie de circulation du bloc opératoire.

La portée choisie de 3,60 mètres et le module optimal pour l'organisation des chambres à trois ; six et un lits et encore elle offre toutes les possibilités de réorganiser des chambres des malades d'après les besoins de l'époque.

Le schéma constructif, c'est un squelette de portiques en béton armé et les plénchers en poutrelles ethourdis . D'après les estimations faites, ce schéma est le plus économique et rationnel, surtout pour les conditions de construction en Algérie.

Le bloc de la psychiatrie est conçu en un rez-de-chaussée et un étage. Compte tenu de la nape phréatique, le rez-de-chaussée est soulevé de 80 cm du niveau du terrain, ce qui permet d'y organiser le vide sanitaire et les gains technique. Le détail de la toiture "double toit" c'est-à-dire l'hydro et la thermo isolations séparées par une couche d'air et le plus sûr pour le climat excissivement 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 plénchers et en carlage de mosaïques. Une couche de sable entre la dalle ~~est~~ de béton et le carlage procure l'isolation phonique. Les murs et les plafonds de l'intérieur sont enduits de plâtre, et de l'extérieur le bâtiment est revêtu en bouchardé au ciment blanc.

La protection des façades sur lesquelles donnent les chambres des malades est assurée par un système de brise soleil conçu en forme de canivaux de la manière d'éviter l'ensoleillement direct des surfaces vitrées et encore les mêmes canivaux pleins d'eau sont appelés à rafraichir et humidifier l'air du microclimat. En cas de vent de sable des tuyaux perforés suspendus au dessous de chaque rangée de canivaux filtrera tout un rideau de gouttes d'eau dans les canivaux mis au dessous pour barrer la poussière et pour humidifier l'air.

Le service de la psychiatrie est développé sur une surface de 955,20 m² au rez-de-chaussée et de 812,60 m² à l'étage. La surface totale hors-oeuvre est de 1767,80 m². Le volume du bâtiment est de 8044,60 m³.

=====

:--:--:--:--:--:

§

II H A P I T R E : II)

C A R A C T E R I S T I Q U E S D E S M A T E R I A U X U T I L I S E S

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES

I) - Contraintes admissibles :

A) - Béton :

Le béton est dosé à 350 Kg/m^3 de ciment C.P.A. de classe de 210/325, à contrôle atténué.

Granulat : roulé de dimension maximum $C_g = 25 \text{ mm}$ $\sqrt{28} = 270 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sqrt{28} = 270 \text{ Kg/cm}^2$ (en compression)

$\sqrt{28} = 23,2 \text{ Kg/cm}^2$ (en traction)

$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sqrt{28}$ (contrainte admissible en compression) | CCBA 68
p. 16

$\alpha = 1$ (ciment de classe 210/325)

$\beta = 5/6$ (contrôle atténué)

$\gamma = 1$ ($h_m/4C_g$ 1), h_m étant l'épaisseur minimale des éléments de construction

$\delta = \begin{cases} 0,60 \text{ (flexion simple et flexion composée} \\ \text{avec effort normal de traction)} \\ 0,30 \text{ (compression simple)} \end{cases}$

$\epsilon = \begin{cases} 1 \text{ (compression simple} \\ 0,5 \quad 1 \text{ dans les autres cas tels que :} \\ \sigma'_m \sqrt{\sigma'_b} ; \bar{\sigma}'_m \text{ étant la contrainte moyenne} \\ \text{de béton de la section homogène. Si elle} \\ \text{est entièrement comprimée ; de la partie} \\ \text{comprimée de la section si cette dernière} \\ \text{est partiellement comprimée.} \end{cases}$

CCBA 68
p. 12

D'où :

$\bar{\sigma}'_{bo} = 1 \times 5/6 \times 1 \times 0,30 \times 1 \times 270 = 67,5 \text{ Kg/cm}^2$
en compression simple.

$\bar{\sigma}'_b = 1 \times 5/6 \times 1 \times 0,60 \times 1 \times 270 = 135 \text{ Kg/cm}^2$
en flexion simple.

$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \theta \sqrt{28}$ (contrainte admissible en traction)

avec $\theta = 0,018 + 2,1/\sqrt{28} = 0,0257$

d'où $\bar{\sigma}'_b = 1 \times 5/6 \times 1 \times 0,0257 \times 270 = 5,8 \text{ Kg/cm}^2$

CCBA 68
p. 14

B)- ACIERS :a)- Acier doux de nuance ou Afnor :

$$\sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

La contrainte admissible en traction est de 1600 Kg/cm^2

b)- Acier tor. :

$$\phi \leq 20, \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi \geq 25, \sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

L'utilisation de ces barres doit être compatible avec le béton, ces barres sont utilisées si les conditions suivantes sont respectées.

$$\sqrt{b_0} > 20 (1 + 1,25 \psi_d)$$

$$\psi_d = (1,5/\sqrt{2}) \times \eta_d, \eta_d \text{ Coefficient de scellement}$$

$$\psi_d = 1,5 \sqrt{b_0} > 20 (1 + 1,25 \times 1,5) = 57,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Ce qui est vérifié. Contraintes admissibles obtenues en utilisant les valeurs forfaitaires.

$$\bar{\sigma}_a \text{ (traction)} = 2/3 \sigma_{en} \quad \phi \leq 20 ; \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi \geq 25 ; \bar{\sigma}_a = 2670 \text{ Kg/cm}^2$$

Ces valeurs forfaitaires ne peuvent être utilisées que si elles sont compatibles avec l'ouverture minimale des fissures.

Si des ouvertures inacceptables ont eu lieu pour une raison quelconque, des déformations imposées à la pièce et non prises en compte dans les calculs (retrait, tassement, etc...), la valeur maximale de la contrainte de traction des armatures à prendre en compte sera minimum entre $2/3 \sigma_{en}$ et la plus forte des deux valeurs $\bar{\sigma}_1$, $\bar{\sigma}_2$.

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{k \eta}{\phi} \times \frac{w_f}{1 + 10 w_f}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \times k \eta \bar{\sigma}_b}$$

ϕ = diamètre nominal de la plus grosse des barres tendues

η = coefficient de fissuration tel que $\eta = 1$ (rond lisse)
1,6 (barre HA)

w_f = pourcentage des fissurations

$$w_f = \Delta / B_f$$

k = coefficient qui caractérise la fissuration dans notre cas :

$k = 1,6 \times 10^6$, fissuration peu nuisible (bâtiment normal)

$\bar{\sigma}_a$ (contrainte admissible en compression).

Dans les pièces comprimées les règlements CCBA 68 art.32,3 p.90

préconise que les armatures longitudinales soient constituées

par des aciers dont la contrainte limite élastique $\sigma_{en} = 3300 \text{ Kg/cm}^2$

Lorsqu'on a utilisé des aciers pour lesquels $\sigma_{en} = 3300 \text{ Kg/cm}^2$

tenant compte du fait que les aciers sont ductibles, il y a lieu

CCBA 68
p. 23

CCBA 68
p. 49

/// H A P I T R E = ///

ETUDE DE LA TOITURE

ETUDE DE LA TOITURE

La toiture est constituée de panneaux préfabriqués reposant sur quatre côtés .

Etude d'un panneau :

Coffrage :

$$l_x = 338 \text{ cm}$$

$$l_y = 670 \text{ cm}$$

$$t = 8 \text{ cm}$$

A chargement : Kg/m^2)

| | | |
|---------------|-------|-----------------|
| Protection | 4 | Kg/m^2 |
| Etanchéité | 50 | Kg/m^2 |
| Poids propre | | |
| 2500 x 0,08 = | 200 | Kg/m^2 |
| Sable | | |
| 2P x I,2 | 24 | Kg/m^2 |
| Surcharges | | |
| I00 x I,2 | | |
| | ----- | ----- |
| | I20 | Kg/m^2 |
| | 398 | Kg/m^2 |

On prend : $q = 400 \text{ Kg/m}^2$

On utilise pour le ferrailage sur treilles sondées

avec :

$$\varnothing = 6 \text{ cm d'où } a = 3460 \text{ Kg/cm}^2$$

On utilise pour le calcul des moments la méthode préconisée par le CCBA 68 Annexe A I3 p I47

$$p = \frac{338}{6,70} = 0,505$$

$$\text{d'où } \mu_x = 0,0965$$

$$\mu_y = 0,332$$

et les moments au centre du panneau

$$M_x = \mu_x l_x^2 = 0,0965 \times 3,38^2 = 440 \text{ Kgm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,332 \times 440 = 146,5 \text{ Kgm}$$

Ferraillage du panneau :

$$d = 1,3 \text{ cm} \quad \text{d'où } h = 8 - 1,3 = 6,7 \text{ cm}$$

Armatures parallèles à lx

$$\mu' = \frac{15 M}{a b h^2} = \frac{15 \times 44000}{3460 \times 100 \times 6,7^2} = 0,0425$$

$$k = 42,2$$

$$\alpha = 0,311$$

$$\text{d'où } A_x = \frac{b h}{100} = 0,311 \times 6,7 = 2,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 6 \emptyset 6 \text{ par ml} = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{et } \sigma_b = \frac{3460}{\dots} = 82 \text{ Kg/cm}^2 < 135 \text{ Kg/cm}^2$$

Armatures parallèles à ly

$$M_y = 146,5 \text{ Kgm}$$

$$\mu' = \frac{15 \times 14650}{3460 \times 100 \times 6,7^2} = 0,0163$$

$$k = 73,4$$

$$\alpha = 0,115$$

$$A_y = \frac{b h}{100} = 0,115 \times 6,7 = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 3 \emptyset 6 = 0,85 \text{ cm}^2$$

On prendra un treillis soudés $\emptyset 6$ à maille 125 x 300

puisque

$$t_x = 12,5 < 3 \times 8 = 24 \text{ cm (Vérifié)}$$

$$t_y = 30 < 4 \times 8 = 32 \text{ cm (Vérifié)}$$

CCBA 68
Art. 57,33.

I L'effort tranchant a à la valeur :

$$\text{au milieu de } l_y \quad T_y = \frac{P}{2l_y + l_x}$$

$$\text{au milieu de } l_x \quad T_x = \frac{P}{3l_y}$$

$$P = l_x \cdot l_y \cdot q = 400 \times 3,38 \times 6,70 = 9050 \text{ kg}$$

$$\text{et } T_x = \frac{9050}{3 \times 6,70} = 450 \text{ kg}$$

.../...

$$T_y = \frac{9050}{2 \times 6,70 + 3,38} = 540 \text{ Kg}$$

$$T_{\max} = 540 \text{ Kg}$$

Avec le z correspondant à $h = 6,2 \text{ cm}$

$$z = \frac{7}{8}h = 5,4 \text{ cm}$$

La contrainte tangentielle :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{540}{100 \times 5,4} = 1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Si } \tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad 1 \text{ Kg/cm}^2 < 5,8 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

La longueur de l'appui est suffisante puisque :

$$c = 6 \text{ cm} > \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{2 \times 540}{100 \times 67,5} = 0,16 \text{ cm}$$

La condition $A \cdot a > T$ est aussi vérifiée en effet :

$$2,26 \times 3460 = 7830 \text{ Kg} > 540 \text{ kg}$$

Pour l'ancrage, vu l'article 3I,13 du CCBA 68 p 55, on s'arrangera pour avoir trois soudures d'aciers transversaux pour les fils porteurs et deux soudures pour les autres fils.

x Vérification du pourcentage minimal (CCBA 68 p 95)

On doit ~~avoir~~ avoir?

$$I) \frac{A_x}{b \cdot h_x} > \frac{4}{2} (2-p) \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2$$

$$\frac{2,26}{100 \times 6,7} = 0,00337 > \frac{0,36}{2} (2 - 0,505) \frac{5,8}{3460} \left(\frac{8}{6,7} \right)^2 = 0,000643 \text{ (Vérifié)}$$

Puisque $0,40 < p < 1$

$$\frac{A_y}{b \cdot h_y} > \frac{4}{4} (1 - p) \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_g} \right)^2$$

.../...

$$\frac{0,85}{100 \times 6,2} = 0,00137 > \frac{0,36}{4} (I = 0,505) \times \frac{5,8}{3460} \times \left(\frac{8}{6,2}\right)^2 = 0,000378 \quad \text{(Vérifié)}$$

Vérification de la flèche :

On calcul la flèche par la méthode de MOHR.

$$f = 1,25 \frac{M \cdot l^2}{E I^3}$$

Avec $l = 3,38 \text{ m}$

$$E = 200000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e = 8 \text{ cm}$$

$$M = 440 \text{ Kgm}$$

$$f = \frac{1,25 \times 440 \times 338^2}{200000 \times 8^3} = 0,613 \text{ cm}$$

$$\text{On doit avoir } f \leq \frac{1}{500} = \frac{338}{500} = 0,676 \text{ cm}$$

$$0,613 < 0,676 \quad \text{(Vérifié)}$$

Puisque ces panneaux sont préfabriqués il est nécessaire de prévoir des aciers d'attente pour les soulever - si on met les aciers d'attente aux quatre coins il faudrait vérifier si le panneau ne se déforme lorsqu'il est soulevé aussi comme il y a lieu d'envisager le risque éventuel de fissuration des angles, on disposera une armature de couture perpendiculaire à la bissectrice de l'angle et d'une section égale au moins à deux fois celles des plus fortes barres de la dalle et disposer à la ~~face~~ face supérieure de celle-ci.

// H A P I T R E : //

ETUDE DES PLANCHERS

CALCUL DU PLANCHER TERRASSE:1- Caractéristiques géométriques

Nous adoptons le type de plancher à corps creux et poutrelles cou sur place. Le corps creux à 16 cm de hauteur et la dalle 4 cm . Les poutrelles sont espacées de 65 cm entre axes.

2- Disposition des poutrelles : (Voir schéma).3- Calcul d'une poutrelle terrasse:

3.1- Charge par ml sur la poutrelle :

| | | |
|--------------------------|----------------------------------------|-------|
| -mortier de ciment (2cm) | $0,02 \times 2000 \times 0,65 = 26$ | kg/ml |
| -liège (1 cm) | $1 \times 3 \times 0,65 = 1,95$ | Kg/ml |
| -dalle (4 cm) | $0,04 \times 2500 \times 0,65 = 65$ | " |
| -lourdis | $(0,65 - 0,11) \times 95 = 51,40$ | " |
| -Poutrelle | $0,11 \times 0,16 \times 2500 = 44,00$ | " |
| - Plâtre (1cm) | $0,01 \times 1400 \times 0,65 = 9,10$ | " |
| | $g = 197,45$ | kg/ml |

Surcharges : $p = 100 \times 1,2 \times 0,65 = 78$ Kg/ml

Soit en total une charge uniformément répartie q :

$$q = g + p = 197,45 + 78 = 275,45 \text{ kg/ml}$$

On prend donc comme charge totale $q = 280$ Kg/ml.

Travée 7 :

$$M_0 = q \frac{12}{8} = \frac{280 \times 3,26^2}{8} \approx 370 \text{ kgm}$$

$$M_g = 0,7 M_0 = 185 \text{ kgm}$$

$$M_h = 0,15 M_0 = 42,5 \text{ kgm}$$

$$M_t^7 = 0,93 M_0 = 344 \text{ kgm}$$

3.3 Détermination des armatures longitudinales :

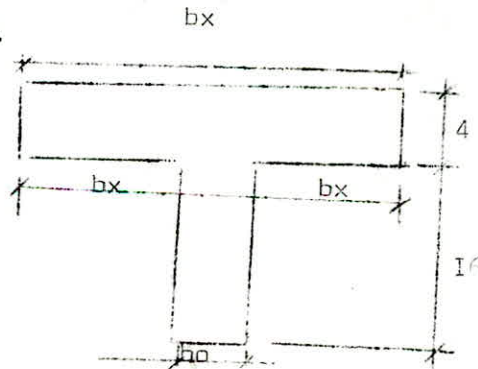
La nécessité de borner les constantes afin de limiter les fissurations peut apparaître dans les bâtiments.

On admet $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ et on vérifie par la suite que cette contrainte est bien en ce qui concerne la fissuration (fissuration peu nuisible).

CCBA68

p.89

3.3.1 Détermination de la section transversale de la poutrelle :



Détermination de la largeur de la table de compression à prendre en compte de chaque côté de la nervure: †

- a) bx est limité à la moitié de la distance entre nervures :

$$bx \leq \frac{1}{2} \times 54 = 27 \text{ cm}$$

- b) $bx \leq \frac{1}{10} l$ pour une poutre hyperstatique

l étant la portée entre nus d'appuis

$$bx \leq \frac{1}{10} \times 326 = 32,6 \text{ cm}$$

CCBA68

art.23 p.30

c) b_x ne doit pas dépasser les $\frac{2}{3}$ de la distance de la section considérée au point de moment nul le plus voisin .

$$b_x \leq \frac{2}{3} \text{ de } X \quad \text{avec} \quad X = \frac{l x}{2}$$

$$M_t = q \frac{l x^2}{2}$$

$$\text{soit } l x^2 = \frac{8 \times 280}{280} = 8$$

$$l x = 283 \text{ cm}$$

$$X = 141 \text{ cm}$$

$$b_x \leq \frac{2}{3} \times 141 = 94 \text{ cm}$$

CCBA 68

art.23 p.30

On prend pour la valeur de b_x la plus restrictive des valeurs calculées ci-dessus .

$$\text{soit } b_x = 27 \text{ cm}$$

$$\text{et } b = 27 + 27 = 54 + 11 = 65$$

3.3.2 Section entravée :

Nous avons une poutre en té :

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

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

$$\alpha = 0,1$$

$$h = h_t / 1,1 = 20 / 1,1 = 18,18 \text{ cm}$$

On prend $h = 18 \text{ cm}$ d'où $d = 2 \text{ cm}$

$$\sigma = \frac{15 M}{a b h^2}$$

$$M_{\max} = M_t^1 = 360 \text{ kgm}$$

$$\text{d'où } \sigma = \frac{15 \times 36000}{2800 \times 65 \times 18^2} = 0,00915$$

d'où on tire :

$$k = 101 ; \quad \alpha = 0,1293 ; \quad \beta = 0,0640$$

$$\frac{h_0}{h} = 4/18 = 0,222 ; \quad \alpha = 0,1293$$

$$\alpha < \frac{h_0}{h} \implies 0,1293 < 0,222 \text{ vérifié}$$

CONCLUSION:

L'axe neutre tombe dans la table de compression, la section sera étudiée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $ht = 20 \text{ cm}$.

Nous résumons les calculs dans le tableau ci-dessous:

| n° des travées | Mt kgm | α | ω | k | b kg/cm ² | A calcul cm ² | A adop. | Nbre et ϕ des barres | |
|----------------|--------|----------|----------|--------|----------------------|--------------------------|---------|---------------------------|--------------|
| 1 | 360 | 0,00915 | 0,129 | 0,0640 | 101 | 27,72 | 0,75 | 1,85 | 2T10 +1T6 |
| 2-6 | 280 | 0,071 | 0,174 | 0,0494 | 116 | 24,14 | 0,58 | 1,85 | 2T10 +1T6 |
| 3-4-5 | 300 | 0,0076 | 0,118 | 0,0527 | 112 | 25 | 0,62 | 1,85 | 2T10 +1T6 |
| 7 | 344 | 0,00875 | 0,126 | 0,0605 | 104 | 26,92 | 0,71 | 1,85 | 2T10 +1T6 |

Détermination du pourcentage minimal :

$$A/bh \geq \gamma_4 \frac{\sqrt{b}}{\sqrt{a}} \left(\frac{ht}{a} \right)^2$$

$$\geq \frac{0,54 \times 5,8}{2800} \left(\frac{20^2}{18^2} \right) = 1,385 \times 10^{-3}$$

CCBA68
art.52.1
p.95

Travée 1 :

$$A/bh = 0,75/65 \times 18 = 0,640 \times 10^{-3}$$

$$0,640 \times 10^{-3} < 1,385 \times 10^{-3}$$

% minimal non vérifié :

Travées 2 - 6 :

$$A/bh = 25/65 \times 18 = 0,525 \times 10^{-3}$$

$$0,525 \times 10^{-3} < 1,385 \times 10^{-3}$$

% minimal non vérifié :

Travée 7 :

$$A/bh = 26,92/65 \times 18 = 0,605 \times 10^{-3}$$

$$0,605 \times 10^{-3} < 1,385 \times 10^{-3}$$

% minimal non vérifié:

Donc on prend le pourcentage minimal

$$A_{\min} = 1,385 \times 10^{-3} \times 65 \times 18 = 1,62 \text{ cm}^2$$

3.3.3. Section sur Appuis:

Les aciers tendus étant dans la table de compression, on calcule la section comme une section rectangulaire de largeur b_0 et de hauteur $h_t = 20 \text{ cm}$.

On prend une largeur de la nervure égale à la largeur réelle augmentée de l'épaisseur des parois des corps creux, en contact avec la nervure.

$$D'où $b_0 = 8+2 = 10 \text{ cm}$.$$

$$\mu' = \frac{15M}{\sigma_a b_0 h^2} = \frac{15M}{2800 \times 10 \times 18^2} = 1,65 \times 10^{-6} M$$

$$A = \mu b_0 h / 100 = 1,8 \mu$$

On résume les résultats dans le tableau qui suit :

| N° appuis | Mt kgm | μ' | w | k | $\frac{b}{k/\text{cm}^2}$ | A calculée | A adopt. | Nbre et Ø barre |
|-----------|--------|---------|--------|-----|---------------------------|------------|----------|-----------------|
| a/h | 44,5 | 0,00735 | 0,0510 | 114 | 24,58 | 0,091 | 0,56 | 2T6 |
| b/g | 200 | 0,0330 | 0,239 | 49 | 57,2 | 0,430 | 0,56 | 2T6 |
| c-d-e-f | 160 | 0,0264 | 0,189 | 56 | 50 | 0,340 | 0,56 | 2T6 |

* Détermination du pourcentage minimal d'armatures :

$$A/b_0 h \geq \frac{4}{100} \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2$$

* Appui a :

$$A/b_0 h = 0,091 / (10 \times 18) = 0,55 \times 10^{-3}$$

$$0,55 \times 10^{-3} < 1,385 \times 10^{-3}$$

% minimal non vérifié.

CCBA 68
p.111

* Appuis b et g :

$$A/boh = 0,430/(10 \times 18) = 2,38 \times 10^{-3}$$

$$2,38 \times 10^{-3} > 1,385 \times 10^{-3}$$

% minimal vérifié.

* Appuis c-d-e- et f :

$$A/boh = 0,340/(10 \times 18) = 1,88 \times 10^{-3}$$

$$1,88 \times 10^{-3} > 1,385 \times 10^{-3}$$

% minimal vérifié.

On prendra comme section d'acier sur appui :

$$A = 0,43 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 2T6} = 0,56 \text{ cm}^2$$

3.3.4 - Fissuration :

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

$$\bar{V}_1 = \frac{k \eta}{\phi} \times \frac{wf}{1+10wf}$$

$$\bar{V}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} k \times \bar{v}_b}$$

ϕ : diamètre de la plus grosse des barres tendues
soit $\phi = 10 \text{ m/m}$

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

$$\bar{v}_b = 5,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k = 1,5 \times 10^6 \text{ (fissuration peu nuisible)}$$

$wf = A/B_f = \% \text{ de fissuration}$

$$\bar{w}f = 1,85/(4 \times 13) = 0,0356$$

Le calcul donne :

$$\bar{V}_1 = 6300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{V}_2 = 2830 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{V}_a \text{ est le minimum de } \begin{cases} 2/3 \bar{V}_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \bar{V}_1 = 6300 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{V}_2 = 2830 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right. \end{cases}$$

d'où $\bar{V}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ ce qui justifie notre choix de la contrainte admissible.

CCBA 68
p. 89

CCBA 68
p. 89

3.3.5 - Contrainte de compression dans le béton :

$$M_{\max} = 360 \text{ Kgm}$$

Il faut vérifier la plus restrictive des deux conditions

- 1) - $\bar{\sigma}_b \leq 2\bar{\sigma}_{bo}$ (vérifié)
- 2) - $\bar{\sigma}_m \leq \bar{\sigma}_{bo}$ (choix de ϵ)

$$\bar{\sigma}_m = F/bx \text{ avec } F = M/z$$

$$F = 36000/15,75 = 2280 \text{ Kg}$$

$$x = \epsilon h = 0,1293 \times 18 = 2,33 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_m = 2280/(65 \times 2,33) = 15,10 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_{bo} = 67,5 \text{ Kg/cm}^2$$

(vérifié)

Les deux conditions ci-dessus sont vérifiées donc on prend

$$\epsilon = 1$$

3.4- Etude de l'effort tranchant :

$$T_x = \Theta_x + (M_w - M_e) / l$$

Θ_x est l'effort tranchant dans la poutre de référence.

* Travée 1 :

$$T_a = 404,6 \text{ kg}$$

$$T_b = 525 \text{ Kg}$$

* Travées 2 - 6 :

$$T_b = T_g = 485 \text{ Kg}$$

$$T_c = T_f = 461,4 \text{ Kg}$$

* Travées 3-4-5 :

$$T_c = T_d = T_e = T_f = 473,80 \text{ Kg}$$

* Travée 7 :

$$T_g = 517,70 \text{ Kg}$$

$$T_h = 395,10 \text{ Kg}$$

* Vérification :

$$\sum (\downarrow +) = 0$$

$$280 (3,32 + 5 \times 3,38 + 3,26) = (404,6 + 525 + 2 \times 485 + 2 \times 461,4 + 6 \times 473,80)$$

$$6574,5 \text{ Kg} \neq 6577,80 \text{ Kg} \text{ (vérifié)}$$

CCBA 68

p. 13 et 14

3.4.1- Armatures transversales :

3.4.1.1.- Condition de nécessité d'armatures transversales :

$$T_{\max} = 525 \text{ Kg}$$

la contrainte tangentielle maximale a donc pour valeur

$$\bar{\tau}_b = T/b_0z = 525/(10 \times 15,75) = 3,33 \text{ Kg/cm}^2$$

Si $\bar{\tau}_b \leq 3/4 \bar{V}_b$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

$$3/4 \bar{V}_b = 3/4 \times 5,8 = 4,35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$3,33 \text{ Kg/cm}^2 \text{ inférieur à } 4,35 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires mais pour éviter tout risque de fissuration, on mettra un cadre $\emptyset 6$ Adx tout les 30 cm.

CCBA 68
art. 58,3
p. 111

3.4.2.- Traction des armatures inférieures au niveau des appuis de rives:

$$\bar{V}_a \geq T + M/z \text{ comme } M = 0 \text{ aux appuis de rives}$$

$$\bar{V}_a \geq T \quad 1,85 \times 2800 = 5180 \text{ Kg} > 404,6 \text{ Kg} \text{ (vérifié)}$$

3.4.3.- Vérification à l'entraînement des armatures des tractions :

La contrainte d'adhérence des armatures est :

$$\bar{\tau}_d = T/pz = 525/(8,17 \times 15,75) = 4,08 \text{ Kg/cm}^2$$

On vérifie que $\bar{\tau}_d$ inférieur à $\bar{\tau}_d$, d'où $\bar{\tau}_d \leq 2\bar{\tau}_d \bar{V}_b$

$$\text{comme } \bar{\tau}_d = (1,5 \times n_d) / \sqrt{z} \text{ avec } n_d = \sqrt{z}$$

$$\text{On a : } 4,08 \text{ Kg/cm}^2 < 2 \times 1,5 \times 5,8 = 17,4 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

3.4.4.- Ancrage des armatures :

* Contrainte d'adhérence admissible dans la zone d'ancrage normale :

$$\bar{\tau}_{ad} = 1,25 \bar{\tau}_d \bar{V}_b = 1,25 \left(\frac{1,5}{\sqrt{z}} \times \sqrt{z} \right)^2 \times 5,8 = 16,4 \text{ Kg/cm}^2$$

§* Effort de traction s'exerçant sur les armatures inférieures au niveau des appuis de rives.

$$T = 404,6 \text{ Kg}$$

$$\bar{V}_a = T/A = 404,6/1,85 = 218,65 \text{ Kg/cm}^2$$

* Longueur de scellement en barres droites :

$$l_d = \frac{\bar{V}_a}{4 \bar{\tau}_d} = 218,65 / (4 \times 16,4) = 3,34 \text{ soit } 4 \text{ cm}$$

* Ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis intermédiaires:

$$M = -200 \text{ Kgm} \quad M \text{ négatif}$$

$$T = 525 \text{ Kg} \quad T \text{ positif}$$

$$F = T + M/z = 525 - 20000/15,75 = -845 \text{ Kg négatif}$$

F étant négatif il n'y a donc pas lieu de vérifier l'ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis intermédiaires. Cependant, au niveau ces appuis, nous adoptons une longueur de recouvrement égale à

ETUDE DU PLANCHER INTERMEDIAIREI)- Etude d'une poutrelle courante :A.-Chargement :

A.1- Charges permanentes (Kg/ml)

Carrelage : (1,5 cm)

$$1,5 \times 25 \times 0,65 = 24,30$$

Mortier de ciment (1,5 cm)

$$1,5 \times 20 \times 0,65 = 19,50$$

Mêchefer (3 cm)

$$3 \times 10 \times 0,65 = 19,50$$

Dalle = 65

Hourdis = 51,40

Poutrelle = 44

Platre du plafond (1 cm)

$$0,01 \times 1400 \times 0,65 = 910$$

Cloisons réparties

$$100 \times 0,65 = 65$$

$$\text{total} = 297,80 \text{ Kg/ml}$$

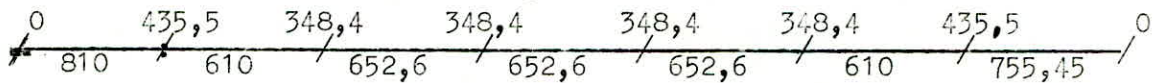
A.2- Surcharge :

$$400 \times 1,2 \times 0,65 = 312 \text{ Kg/ml}$$

$$q = 609,8 \text{ Kg/ml}$$

on prend $q = 610 \text{ Kg/ml}$ B.-Calcul des moments :

On utilise aussi la méthode forfaitaire de CCBA 68 , qui donne les résultats suivants en Kgm :

Calcul de b_x :

$$1.- b_x \leq (1/2) \times 54 = 27 \text{ cm}$$

$$2.- b_x \leq 1/6 l_x$$

$$M_{t1} = \frac{q l_x^2}{8} \quad \quad \quad l_x = \sqrt{\frac{8 M_t}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 810}{610}} = 326 \text{ cm}$$

$$b_x \leq (1/6) \times 326 = 54,3 \text{ cm.}$$

Vérification du pourcentage minimal:

$$A/bch > 4 \frac{f_c}{f_t} \left(\frac{h}{d} \right)^2 = 0,001385$$

Pour tous les appuis le % minimal est vérifié

Vérification de la contrainte admissible de l'acier:

$$A/Bf = 1,85/4 \times 13 = 0,0356$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^{-6} \times 1,6}{10} \times \frac{0,0356}{1 + 0,0356} = 6300 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\bar{\sigma}_a \text{ est le minimum de } \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \ 4200 = 2800 \\ \text{Maxi } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 6300 \\ \sigma_2 = 2830 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Donc la contrainte adoptée $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ est bien admissible.

Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$M_{\max} = 810 \text{ kgm}$$

$$1) \ \sigma_b \leq \sigma_{fb} = 135 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{Vérifié}}$$

$$2) \quad \quad \quad (\text{choix de } \xi)$$

$$3) \ \sigma_m = F / b \times x = M / 3 \times b \times X = 81000 / 16 \times 65 \times 3,4 = 22,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = 22,9 \text{ kg/cm}^2 \quad 67,5 \text{ kg/cm}^2 \quad (\underline{\text{Vérifié}})$$

D - ARMATURES TRANSVERSALES:D 1 - Etude de l'effort tranchant:

$$T a = \frac{610 \times 3,34}{2} + \frac{0 - 435,5}{3,34} = 885 \text{ kg}$$

$$T b 1 = \frac{-610 \times 3,34}{2} - 435,5 / 3,34 = -1146,4 \text{ kg}$$

$$T b 2 = T g 1 = \frac{610 \times 3,38}{2} + 435,5 - 348,5 / 3,38 = 1056,7 \text{ kg}$$

$$T c 1 = T f 2 = -610 \times 3,38 / 2 + 435 - 3,48,5 / 3,38 = 1005 \text{ kg}$$

$$T c 2 = T d 1 = T e 1 = T e 2 = T f 1 = 1030,90 \text{ kg}$$

$$T g 2 = 1127,80 \text{ kg}$$

$$T h = 760,80 \text{ kg}$$

D2 Armatures transversales:

$$T_{\max} = 1147 \text{ kg}$$

d'où la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = T / b \cdot z = \frac{1147 \times 8}{10 \times 7 \times 18} = 7,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$1^{\text{ère}}) \tau_b \leq \frac{3}{4} \bar{\sigma}_b \quad 7,26 > \frac{3}{4} \times 5,8 = 4,35 \text{ kg/cm}^2$$

non vérifié.

Donc les armatures transversales sont nécessaires.

$$2^{\text{ème}}) \tau_b < \bar{\sigma}_b \leq 2 \tau_b \quad 67,5 < 91,9 < 135 \text{ kg/cm}^2$$

Donc on vérifie :

$$\tau_b \leq (4,5 - \bar{\sigma}_B / \bar{\sigma}_b) \times \bar{\sigma}_b$$

$$7,26 \text{ kg/cm}^2 \quad (4,5 - 91,9 / 67,5) \times 5,8 = 18,2 \text{ kg/cm}^2$$

(vérifié)

$$\tau_{at} = \rho_a \sigma_{en}$$

$$\rho_a = 1 - \tau_b / 9 \bar{\sigma}_b = 1 - 7,26 / 9 \times 5,8 = 0,861 > 2/3$$

$$\text{d'où } \rho_a = 0,862 \text{ et } \tau_{at} = 0,861 \times 2400 = 2066,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{On prend un cadre et un étrier } \phi 6 = A_t = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$t = (Atz \bar{\sigma}_a / T = \frac{1,13 \times 7 \times 18 \times 2066,4}{8,0 \times 1147} = 32,2 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = h (1 - 0,3 \bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_b) = 18 (1 - 0,3 \times 7,26 / 5,8) = 11,25 \text{ cm}$$

$$0,2h = 0,2 \times 18 = 3,6 \text{ cm}$$

On prend donc $t = 11 \text{ cm}$

Traction des armatures inférieures:

On vérifie aux appuis de rive :

$$A \bar{\sigma}_a > T$$

$$1,85 \times 2800 > 885 \text{ kg} \quad (\text{vérifié})$$

Adhérence:

$$T = 1147 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma}_d = T / pz$$

$$p = (2 T 10 + 1 T 16) = 8,17 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{1147}{8,17 \times 15,75} = 8,91 \text{ kg/cm}^2$$

On vérifie que $\bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}_d$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \bar{\sigma}_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,698 \times 5,8 = 19,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$8,91 \text{ kg/cm}^2 < 19,72 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

La contrainte admissible dans la zone d'encrage normal est:

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \bar{\sigma}_d \bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,698 \times 5,8 = 20,95 \text{ kg/cm}^2$$

Encrage des armatures:

Aux appuis de rive : $T = 885 \text{ kg}$

$$\bar{\sigma}_a = T/A = 885/1,85 = 470 \text{ kg/cm}^2$$

La longueur d'encrage par scellement en barres droites:

$$l_d = \bar{\sigma}_a / 4 \bar{\sigma}_d = 0,8 \times 4,78 / 4 \times 20,95 = 4,4 \text{ cm soit } 5 \text{ cm}$$

Compression de la bielle d'about :

$$\bar{\sigma}_b = 2 T / (bc \bar{\sigma}_b) \quad c \text{ étant la longueur d'appui.}$$

$$b = 2 \times 895 / 22 \times 13 = 6,19 \text{ kg/cm}^2 \quad 67,5 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Vérifié})$$

Pour les appuis intermédiaires $T \neq M/z = 1147 - 43500/15,75 < 0$

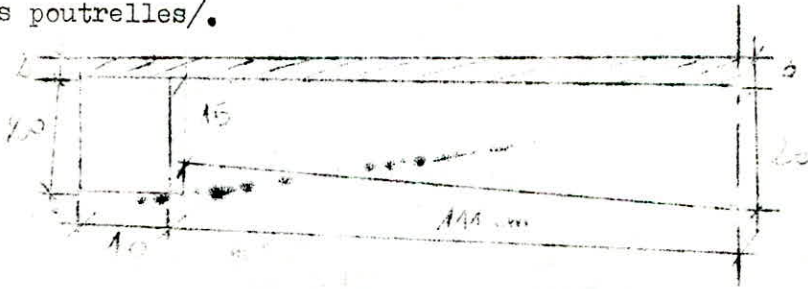
Donc aucune vérification de la section des armatures inférieures et de leur encrage n'est nécessaire.

FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION:

Identique à celle du plancher supérieur.

II - ETUDE D'UNE POUTRELLE AVEC CONSOLE:

Pour la construction du palier de l'escalier de secours, nous avons prolongé les poutrelles/.

II 1 - Chargement de la console:

$$\frac{0,20 + 0,15}{2} \times 0,10 \times 1,11 \times 2500 = 48,57 \text{ kg/ml}$$

Murettes en béton armé (pour une bande de 65 cm)

$$0,20 \times 0,10 \times 0,65 \times 2500 = 32,5 \text{ kg}$$

Revêtement (pour une bande de 60 cm)

$$\text{carrelage: } 0,65 \times 1,5 \times 25 \times 1,21 = 29,50 \text{ kg}$$

$$\text{mortier : } 0,65 \times 0,025 \times 2000 \times 1,21 = 39,33 \text{ kg}$$

$$\text{dalle : } 0,55 \times 0,04 \times 2500 \times 1,11 = 61,05 \text{ kg}$$

$$\text{garde corps: } 10 \times 0,65 = 6,5 \text{ kg}$$

surcharges:

$$400 \times 1,2 \times 0,65 \times 1,21 = 377,52 \text{ kg}$$

II 2 - Chargement des autres travées:

identique à la poutrelle étudiée.

II 3 - Calcul du moment d'encastrement de la console:

Le centre de gravité du poids propre de la travée en console est situé à " x " de la section d'encastrement .

$$x = \frac{2 \times 15 + 20}{3(15 + 20)} \times 111 = 52,86 \text{ cm}$$

d'où le moment (kgm) du aux charges permanentes :

$$\text{poids propre : } 48,75 \times 0,5286 = 25,77 \text{ kgm}$$

Murette + garde corps:

$$(32,5 + 6,5) \times (1,11 + 0,05) = 44,85$$

Revêtement

$$(29,50 + 39,33) \times 1,21/2 = 41,65$$

Dalle:

$$61,05 \times 1,11/2 = 38,88$$

Total:..... 151,15 kgm

d'où le moment d'encastrement dû aux charges permanente :

$$M_g = 151,15 \text{ kgm}$$

Moment dû aux surcharges:

$$377,52 \times 1,21/2 = 228,40 \text{ kgm}$$

Moment total d'encastrement:

$$151,15 + 228,40 = 379,55 \text{ kgm}$$

Nous utiliserons pour le calcul des autres moments la méthode forfaitaire des CCBA68 . Le calcul est identique à la poutrelle précédente à la seule différence que le moment d'appui de rive gauche est connu soit $M_a = 379,55 \text{ kgm}$

Travée 1: $l = 3,34 \text{ m}$

$$M_e = 379,55 \text{ kgm}$$

$$M_w = 0,5M_o = 435,5 \text{ kgm}$$

$$M_t = 1,15M_a - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{8M_o}$$

$$M_o = 12/8 = \frac{610 \times 3,34^2}{8} = 850,60 \text{ kgm}$$

$$M_t = 978,19 - 407,52 + 0,46 = 571,13 \text{ kgm}$$

$$M_t > 0,6M_o \quad (\text{CCBA68 page I04})$$

$$571,13 \text{ kgm} > 0,6 \times 850,60 = 510,36 \text{ kgm (vérifié)}$$

Les moments dans les autres travées sont identiques à la poutrelle précédente . Nous obtenons les résultats suivants :

| | | | | | | | | |
|---------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|---|
| M_o | 850,6 | 871 | 871 | 871 | 871 | 871 | 810 | |
| M appui | 379,13 | 435,5 | 348,4 | 348,4 | 348,4 | 348,4 | 435,5 | 0 |
| M_t | 571,13 | 610 | 652,6 | 652,6 | 652,6 | 652,6 | 755,45 | |

II 4 - Vérifions que lorsque le palier est surchargé avec la travée 2, les autres travées étant déchargées on n'a pas de moment négatif dans la travée 1.

Travée 1 chargée avec $g = 298 \text{ kg/ml}$

$$M_0 = ql^2/8 = \frac{298 \times 3,34^2}{8} = 415,54 \text{ kgm}$$

$$M_{0,5} = 0,5 M_0 = 0,5 \times 415,54 = 212,5 \text{ kgm}$$

$$M_t = 477,87 - 181,82 + 1,13 = 297,18 \text{ kgm}$$

Les surcharges dans la console et la travée 2 créent des moments sur appui de la travée 1/

$$M_w = 228,40 \text{ kgm (console)}$$

$$M_e = 0,5 M_0 p = \frac{0,5 \times 3,12 \times 3,38^2}{8} = 222,5 \text{ kgm}$$

et un moment en travée ~~de la travée 2~~ (dans la travée 1).

$$M_{tp} = - \frac{228,40 + 222,5}{2} = -225,45 \text{ kgm}$$

Soit en total dans la travée 1:

$$M_t = M_{tg} + M_{tp} = 297,18 - 225,45 = 71,73 \text{ kgm} \quad 0.$$

Donc il n'est pas nécessaire de prévoir des aciers supérieurs dans la travée 1.

II 5 - Calcul des armatures longitudinales:

A Section en travée:

$$M_{max} = 755,45 \text{ kgm}$$

$$\rho = \frac{15 \times 75545}{2800 \times 65 \times 18^2} = 0,00192$$

$$k = 37 \text{ d'où } b = 2800/37 = 75,40 \text{ kg/cm}^2 < 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda = 0,1829$$

$$\omega = 0,136$$

$$x = \lambda h = 0,1829 \times 18 = 3,3 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$$

donc l'axe neutre tombe dans la table de compression. On a donc une section rectangulaire $b = 65 \text{ cm}$ et $h = 20 \text{ cm}$.

$$A = \frac{bh}{100} = \frac{0,136 \times 65 \times 18}{100} = 1,59 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimum:

$$0,000192 > 0,0001385 \text{ (vérifié)}$$

On prend donc : $2T10 + 1T6 = 1,85 \text{ cm}^2$

B- Section sur appui:

Appui:1 On a une section rectangulaire de largeur 10 cm et de hauteur 20cm
 $M = 379,55 \text{ kgm}$

.../....

$$\frac{\dots}{\dots \times 10^2} = \dots$$

B - Section sur appuis:

Appui 1 : On a une section rectangulaire de largeur 10cm et de hauteur 20 cm.

$$M = 379,55 \text{ kgm}$$

$$\mu' = \frac{15 \times 37955}{2800 \times 10 \times 18^2} = 0,0626$$

$$k = 33,3$$

$$\alpha = 0,3106$$

$$\omega = 0,466$$

$$\text{donc } A = \frac{0,466 \times 10 \times 18}{100} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal:

$$0,00466 > 0,001385 \text{ (vérifié)}$$

On prend donc 3T6 = 0,85 cm²

| n° Appuis | M (kgm) | μ' | ω | k | kg/cm ² | A calculée | A Adoptée | Nbre et Ø barres |
|-----------|---------|--------|----------|------|--------------------|------------|-----------|------------------|
| A | 379,55 | 0,0628 | 0,466 | 33,3 | 84 | 0,84 | 0,85 | 3T6 |
| B et G | 435,5 | 0,0720 | 0,540 | 30,5 | 91,9 | 0,97 | 1,08 | 2T6 + 1T8 |
| CDF | 348,4 | 0,0576 | 0,427 | 35,1 | 79,8 | 0,77 | 0,85 | 3T6 |
| H | 130,65 | 0,046 | 0,155 | 62,5 | 44,8 | 0,28 | 0,56 | 2T6 |

II 6 - Armatures transversales:A Effort tranchant:

$$T_{a1} = 596,97 \text{ kg}$$

$$T_{a2} = \frac{610 \times 3,34}{2} + \frac{379,55 - 435,5}{3,34} = 1002,54 \text{ kg}$$

$$T_{b1} = 1018,70 - 16,16 = 1034,86 \text{ kg}$$

$$T_{b2} = 1056,7 \text{ kg}$$

$$T_{c1} = 1005 \text{ kg}$$

$$T_{c2} = T_{d1} = T_{d2} = T_{e1} = T_{e2} = T_{f1} = 1030,9 \text{ kg}$$

$$T_{f2} = 1005 \text{ kg}$$

$$T_{g1} = 1056,7 \text{ kg}$$

$$T_{g2} = 1127,8 \text{ kg}$$

$$T_h = 760,80 \text{ kg}$$

$$\text{d'où } T_{\text{max}} = 1127,8 \text{ kg}$$

B - Armatures transversales :

$$\bar{\sigma}_b = T/Boz = \frac{1127,8 \times 8}{10 \times 7 \times 18} = 7,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 - \bar{\sigma}_b = 3/4 \bar{\sigma}_b$$

$$7,17 \times 3/4 \times 5,8 = 4,35 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Non vérifié}$$

Donc les armatures transversales sont nécessaires :

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

$$\bar{\sigma}_b \leq (4,5 - \bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_{bo}) \times \bar{\sigma}_b \quad 7,17 \text{ kg/cm}^2 < (4,5 - 91,9/67,5) \times 5,8 = 18,2 \text{ kg/cm}^2$$

vérifié

$$\bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{a \text{ en}}$$

$$\rho_a = 1 - \bar{\sigma}_b / 9 \bar{\sigma}_b = 1 - 7,17 / (9 \times 5,8) = 0,863 > 2/3$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,863 \times 2400 = 2121,2 \text{ kg/cm}^2$$

On prend un cadre et un étrier $\phi 6$ $A_{dx} = A_t = 1,13 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{1,13 \times 7 \times 18 \times 2121,2}{8 \times 127,8} = 33,5 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = 18 \left(1 - \frac{0,2 \times 7,17}{5,8} \right) = 11,35 \text{ cm}$$

$$0,2h = 3,6 \text{ cm}$$

On prend donc $t = 11 \text{ cm}$

-----cccc000,oo-----

// CHAPITRE : //

ETUDE DES POUTRES LONGITUDINALES

- POUTRE LONGITUDINALE DE FAÇADE -

 (Niveau Plancher Intermediaire. -)

I - Chargement (Kg/ml.)

- Maconnerie :

$$0,30 \times 2,10 \times 1400 = 682,8 \text{ Kg/ml.}$$

- Enduit Plâtre.

$$0,02 \times 1400 \times 2,1 = 58,8 \text{ Kg/ml.}$$

- Enduit mortier de ciment.

$$0,03 \times 2,10 \times 2000 = 126 \text{ Kg/ml.}$$

$$\text{TOTAL} = 1066,8 \text{ Kg/ml.}$$

- Béton du seuil des Fenêtres.

$$0,30 \times 0,15 \times 2200 = 99 \text{ Kg/ml.}$$

- Enduit de mortier de ciment .

$$0,30 \times 0,15 \times 200 = 9 \text{ Kg/ml.}$$

- Enduit de plâtre.

$$0,02 \times 0,15 \times 1400 = 4,2$$

$$\text{TOTAL.} = 112,2 \text{ Kg/ml.}$$

- Demi Poutrelle .

$$2500 \times 0,065 \times 0,20 = 32,5 \text{ Kg/ml.}$$

- Poids Propre.

$$0,6 \times 22 \times 2500 = 330$$

- Enduit de Mortier. de ciment.

$$0,03 \times 0,6 \times 2000 = 36$$

- Enduit de plâtre.

$$11,2$$

$$\text{TOTAL.} = 409,7 \text{ KG/ml.}$$

.../... *venant*
 - Chargement du Plancher (Kg/ml.)

| | |
|------------------------------------|----------------------|
| <u>Carrelage.</u> | |
| $1,5 \times 25 \times 0,325 =$ | 12,2 Kg/ml. |
| <u>Mortier de ciment.</u> | |
| $0,015 \times 2000 \times 0,325 =$ | 9,75 |
| <u>Mâchefer</u> | |
| $0,03 \times 1000 \times 0,325 =$ | 9,75 |
| <u>Dalle.</u> | |
| $0,04 \times 2500 \times 0,325 =$ | 32,5 |
| <u>Hourdis.</u> | |
| $0,325 \times 95 =$ | 31 |
| <u>Platre de Plafond.</u> | |
| $0,01 \times 1400 \times 0,325 =$ | 4,55 |
| <u>Epaves réparties.</u> | |
| $100 \times 0,325 =$ | 32,50 |
| TOTAL. = | <u>132,25 Kg/ml.</u> |

Surcharges.

$$400 \times 1,2 \times 0,325 = 156 \text{ Kg/ml.}$$

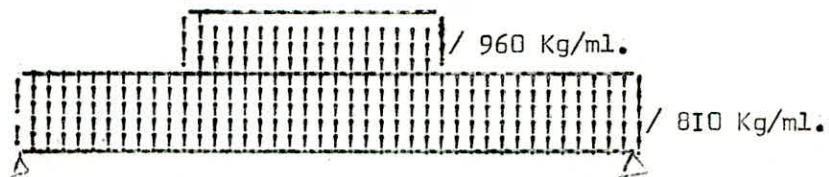
d'où on définitif le chargement suivant.

- Chargement uniformément réparties sur toute la poutre.

$$q_1 = 409,7 + 132,25 + 156 + 112,2 = 810 \text{ Kg/ml.}$$

- Charges réparties partiellement.

$$1066,8 - 112,2 = 954,6 \text{ Kg/ml soit } 960 \text{ Kg/ml.}$$



I)2- Calcul des moments.!

Puisqu'on a un plancher à surcharges modérées on applique la méthode forfaitaire des C C B A 60.

Travers 2- 3-4-5-6-. $l_2 = 3,38 \text{ m.}$

$$M_0 = \frac{810 \times 3,38^2}{2} + 960/2 (1,69^2 - 0,9^2) = 2121,52 \text{ Kg/ml.}$$

$$\bar{t} = 810 \times 3,38 / 2 + 960 \times 0,79 = 2127,30 \text{ Kg/ml.}$$

.../...

$$0,5 M_0 = 0,5 \times 2121,52 = 1060,76 \text{ Kgm.}$$

$$0,4 M_0 = 0,4 \times 2121,52 = 846,60 \text{ Kgm.}$$

$$0,705 M_0 = 0,705 \times 2121,52 = 1495,60 \text{ Kgm.}$$

$$0,75 M_0 = 0,75 \times 2121,52 = 1591,14 \text{ Kgm.}$$

- Travée 7 $L = 3,26 \text{ m,}$

$$M_0 = \frac{010 \times 326^2}{8} + 960/2(1,63^2 - 0,9^2) = 1959,24 \text{ Kgm.}$$

$$\bar{t} = \frac{010 \times 3,26}{2} + 480 \times 1,46 = 2021,10 \text{ Kg.}$$

$$- 0,5 M_0 = 0,5 \times 1959,24 = 979,62 \text{ Kgm?}$$

$$- 0,93 M_0 = 0,93 \times 1959,24 = 1822,10 \text{ Kgm.}$$

$$- 0,15 M_0 = 0,15 \times 1959,24 = 293,89 \text{ Kgm.}$$

Soit en résumé. :

$$\begin{array}{cccccccc} 0 & & & & & & & 0 \\ 1060,07 & 846,6 & 846,6 & 846,6 & 846,6 & 1060,6 & & \\ 1973 & 1495,6 & 1591,14 & 1591,14 & 1591,14 & 1591,14 & 1022,10 & \end{array}$$

I)- 3 Calcul. des Armatures Longitudinales.A- Séction en travée.

Nous avons une section rectangulaire :

$$b = 22 \text{ Cm.}$$

$$h = 60 \text{ Cm.}$$

$$M_{\text{max}} = 1973 \text{ Kgm.}$$

$$\mu' = 15 M / \sigma_a B h^2 = 15M / 2800 \times 22 \times 60^2 = 7,86 \text{ IO } \frac{M}{\text{cm}^2}$$

$$\text{et } A = \mu' b h / 100 = 7,86 \times 22 \times 60 / 100 = 102,21$$

Les résultats sont consignés dans le tableau suivant. :

Vérification du Pourcentage Minimal. :

$$A/boh > 0,54 \quad \sqrt{b/ra} (w/h) = 0,54 \times 5,0/2800(60/56) = 0,00120$$

Le pourcentage minimal n'étant pas vérifié pour toutes les travées on prend la section minimal soit. :

$$A = 0,00120 \times 22 \times 56 = 1,57 \text{ Cm}^2 \text{ soit } 2 \text{ TIO} = 1,57 \text{ Cm}^2$$

B- Section sur appui. :

| N° Appuis. | M (Kgm) | | | k | Kg/cm ² | A calculée cm ² | A adoptée cm ² | Nbre et Ø barres |
|---------------|---------|---------|--------|------|--------------------|----------------------------|---------------------------|------------------|
| A-H | 318 | 0,0024 | 0,166 | 205 | 13,6 | 0,902 | 1,57 | 2 TIO |
| Bet G | 1060,76 | 0,00035 | 0,0573 | 107 | 26,2 | 0,615 | 1,57 | 2 TIO |
| C-D E et F | 846,60 | 0,00665 | 0,0754 | 92,5 | 30,3 | 0,93 | 1,57 | 2 TIO |

Le % minimal n'étant pas vérifié on prend 2TIO = 1,57 Cm²

I) 4 Etude de l'Effort tranchant.

$$T A = 2127,30 - 1060,76/3,34 = 1813,47 \text{ Kg.}$$

$$(T B_1) = 2127,30 - 313,83 = 2441,13 \text{ Kg}$$

$$(T B_2) = 2127,30 + 1060,76 - 846,60/3,38 = 2190,66 \text{ Kg.}$$

$$(T C_1) = 2127,30 + 63,36 = 2063,94 \text{ Kg.}$$

$$T C_2 = T D_1 = T D_2 = T E_1 = T E_2 - T F_1 = 2127,30 \text{ Kg.}$$

$$T F_2 = 2063,94 \text{ Kg.}$$

$$T G_2 = 2190,66 \text{ Kg.}$$

$$T H_2 = 2346,50 \text{ Kg.}$$

$$T h = 1695,70 \text{ Kg.}$$

- Armatures travers sales.:

$$T \text{ max} = 2441,13 \text{ Kg.}$$

$$\text{d'où } T_b = T/b_0 = 2441,13 / 22 \times 49 = 2,27 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{T}_b < \bar{T}_{b0} \quad 2,27 \text{ Kg/cm}^2 < 67,5 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{on vérifié que } \bar{T}_b < 3,5 \bar{T}_{b0}.$$

$$\bar{T}_b = 2,27 < 3,5 \times 5,8 = 20,30 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Vérifié.)}$$

$$\bar{T}_a = p_a \bar{T}_0$$

$$p_a = 1 - T_b/9 \quad b = 1 - 2,27 / 9 \times 5,8 = 0,956 \quad 2/3$$

$$\bar{T}_a = 0,956 \times 2400 = 2300 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A_t = I \text{ Cadre } \emptyset 6 \text{ Adx.}$$

$$t = A_t \bar{T}_a / T = 0,56 \times 49 \times 2300 / 2441,13 = 25,0 \text{ Cm.}$$

$$\bar{t} = 56 (1 - 0,3 \times 2,27 / 5,8) = 49,5 \text{ Cm.}$$

$$0,2h = 0,2 \times 56 = 11,2 \text{ Cm.}$$

On prend donc $t = 25 \text{ Cm.}$

Traction des Armatures Inférieures.

Aux appui de rive on doit avoir :

$$A \sqrt{a} > T \quad (1813 \text{ Kg (Appui A)})$$

$$1,57 \times 2800 = 4400 > \left\{ \begin{array}{l} \\ 1695 \text{ Kg (Appui 4)} \end{array} \right.$$

Vérification à l'entraînement des armatures de traction. :

$$T_d = T/pz = 2441,13 / 6,28 \times 49 = 7,93 \text{ Kg/cm}^2.$$

on vérifié que $T_d < \bar{T}_d$

$$\text{avec } \bar{T}_d = 2 \sqrt{b} = 19,72 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$7,93 \text{ Kg/cm}^2 < 19,72 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Vérifié.)}$$

Vérification des Armatures longitudinales aux niveau des appui intermédiaire.

$$F = T + M/z = 2441,13 - 1066,76/49 = 281,13 \text{ Kg} \quad 0$$

La valeur de $T + M/z$ étant très faible, il n'y a pratiquement aucune vérification à faire en ce qui concerne la section sur appui et l'ancrage des Armatures Inférieures.

Pour les Armatures Supérieures nous avons. :

$$l_d = \emptyset \quad a / 4 \times 38, = 21 \text{ Cm.}$$

En ce qui concerne l'adhérence, aucune vérification n'est faite puisque les Armatures inférieures d'une part, et les armatures supérieures d'autre part, ont respectivement des longueurs plus grandes que $100 \emptyset$ et $50 \emptyset$

Vérification de la flèche/ (C C B A 68 P II6)

$$1) \quad ht/l \geq 1/16$$

$$\text{nous avons } ht/l = 60/3,38 = 1/5,6 > 1/16 \text{ (Vérifié.)}$$

$$2) \quad A / b_{oh} = \leq 43 / \sqrt{er}$$

$$1,57/22 \times 56 = 0,00172 < 43/4200 = 0,010 \text{ (Vérifié.)}$$

$$3) \quad 1/10 M_t/M_o \leq ht/l$$

$$1/10 M_t/M_o = 1/10 \times 0,93 M_o/M_o = 0,093/10 = 0,0093.$$

$$ht/l = 1/5,6 = 0,177 > 0,0093 \text{ (Vérifié.)}$$

- Donc aucune vérification de la flèche n'est nécessaire.

II POUTRE LONGITUDINALE INTERMEDIAIRE

(Niveau Plancher)

Cette poutre est prolongée en console pour soutenir le
le palier de l'escalier de secours.

II-I- Console:II-II Chargement :

| | |
|------------------------------------|----------|
| Poids propre | 48,57 Kg |
| Murette en béton | 17,25 Kg |
| Revêtement sur une bande de 34,5cm | 36,53 Kg |
| Dalle | 27,20 Kg |
| Garde-corps métallique | |
| IO x 0,345 = | 3,45 Kg |
| IO x 1,2I = | 12,1 Kg |

Surcharges :

$$400 \times 1,2 \times 0,345 = 200,37 \text{ Kg}$$

$$T = 345,47 \text{ Kg}$$

II -I2 Calcul du moment d'ebcastrement:

| | |
|--------------------------------|-----------------------|
| Poids propre | |
| $48,57 \times 0,5286 =$ | 25,77 Kg |
| Murette + Garde corps : | |
| $(17,25 + 3,45) \times 1,16 =$ | 24,01 Kg |
| Revêtement : | |
| $36,53 \times 1,2I/2 =$ | 22,10 Kg |
| x Dalle : | |
| $27,20 \times 1,1I/2$ | 15,10 Kg |
| Garde corps sur la console | |
| $12,1 \times 1,2I/2 =$ | 7,32 Kg |
| x Surcharges | |
| $200,37 \times 1,2/2 =$ | 121,23 Kg |
| | ===== M= 215,53 Kg |

.../...

II 2 Chargement des autres travées (Kg/ml)

Poids Propre :

$$0,22 \times 0,35 \times 2500 = 192,5 \text{ Kg/ml}$$

Cloisons :

$$135 \times 295 = 388,25 \text{ Kg/ml}$$

Carrelage :

$$1,5 \times 25 \times 0,43 = 16,125 \text{ Kg/ml}$$

Mortier de ciment :

$$0,15 \times 2000 \times 0,43 = 12,90 \text{ Kg/ml}$$

Mâchefer :

$$0,03 \times 1000 \times 0,43 = 12,90 \text{ Kg/ml}$$

Dalle :

$$0,04 \times 2500 \times 0,31 = 31 \text{ Kg/ml}$$

Hourdis :

$$95 \times 0,31 = 29,45 \text{ Kg/ml}$$

Plâtre =

$$0,01 \times 1400 \times 0,43 = 6,02 \text{ Kg/ml}$$

Cloisons réparties

$$100 \times 0,43 = 43 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{-----}$$

$$g = 731,15 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Surcharges : } 400 \times 1,2 \times 0,43 = p = 206,40 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{SOIT : } q = g + p = 731,15 + 206,4 = 937,55 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{On prend } q = 940 \text{ Kg/ml}$$

II.3 Calcul des moments :

On applique la méthode forfaitaire des CCBA 68.

Nous sommes donc en présence d'une poutre continue avec un moment d'encastrement à l'appui de rive connu.

$$x \text{ Travée I } l = 3,34 \text{ m}$$

$$M_o = q l^2 / 8 = \frac{940 \times 3,34^2}{8} = 1310,80 \text{ Kgm}$$

$$E = q l / 2 = 940 \times 3,34 / 2 = 1569,80 \text{ Kg}$$

$$M_w = 215,53 \text{ Kgm}$$

$$M_e = 0,5 M_o = 0,5 \times 1310,80 = 671,20 \text{ kgm}$$

.../...

$$M_t = 1,15 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{8 M_0}$$

$$\text{d'où } M_t = 1083,86 \text{ Kgm}$$

$$\text{x Travées } 2-3-4-5-6 \quad l = 3,38 \text{ m}$$

$$M_0 = 940 \times 3,38^2 / 8 = 1342,40 \text{ Kgm}$$

$$- 0,5 M_0 = 671,20 \text{ Kgm}$$

$$- 0,4 M_0 = 536,96 \text{ Kgm}$$

$$- 0,705 M_0 = 946,40 \text{ Kgm}$$

$$- 0,93 M_0 = 1006,80 \text{ Kgm}$$

$$E = ql/2 = 940 \times 3,38/2 = 1588,60 \text{ Kg}$$

$$\text{x Travée } 7 \quad l = 3,26 \text{ m}$$

$$M_0 = 940 \times 3,26^2 / 8 = 1248,75 \text{ Kgm}$$

$$- 0,5 M_0 = 624,38 \text{ Kgm}$$

$$- 0,15 M_0 = 187,32 \text{ Kgm}$$

$$- 0,93 M_0 = 1161,34 \text{ Kgm}$$

$$E = 940 \times 3,26/2 = 1532,20 \text{ Kg}$$

Soit en résumé :

| | | | | | | | |
|---------|--------|--------|--------|--------|-------|---------|---|
| 215,53 | 671,2 | 536,9 | 536,9 | 536,9 | 536,9 | 671,2 | 0 |
| 1086,86 | 946,64 | 1006,8 | 1006,8 | 1006,8 | 94,64 | 1161,34 | |

II 4 Armatures longitudinales :

II.4I Section travée :

$$M_{\max} = 1161,34 \text{ Kgm}$$

$$\mu' = \frac{15 \times 1161,34}{2800 \times 22 \times 33^2} = 0,0259$$

$$k = 56,5$$

$$\alpha = 0,186 \quad \text{d'où } \sigma_b = 2800/56,5 = 49,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$< 135 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{et } A = \frac{\sigma_b h}{100} = \frac{0,186 \times 22 \times 33}{100} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2 \text{ T10} = 1,57 \text{ cm}^2 \quad \dots/\dots$$

43

Vérification du % Minimal :

$$\frac{A}{b \cdot h} > \frac{1}{4} \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h \cdot t}{h} \right)^2 = 0,00124$$

$$0,00186 > 0,00124 \quad (\text{Vérifié})$$

II.4.2 Section sur appui :

$$M = 671,20 \text{ Kgm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 671,20}{2800 \times 33^2 \times 22} = 0,015$$

$$k = 77$$

$$\alpha = 0,106$$

% Minimal :

$$0,00106 < 0,00124 \quad \text{Non Vérifié}$$

On prend donc 2 T10 = 1,57 cm² pour satisfaire à cette condition. 6

II.5 Etude de l'effort tranchant

$$T = \theta + \frac{M_w + M_e}{l}$$

$$T_{a1} = 345,47 \text{ Kg}$$

$$T_{a2} = 1569,80 + \frac{215,53 - 671,20}{3,34} = 1433,38 \text{ Kg}$$

$$T_{b1} = 1706,22 \text{ Kg}$$

$$T_{b2} = 1268,32 \text{ Kg}$$

$$T_{c1} = T_{f2} = 1548,88 \text{ Kg}$$

$$T_{c2} = T_{d1} = T_{d2} = T_{e1} = T_{e2} = T_{f1} = 1588,60 \text{ Kg}$$

$$T_{g1} = 1628,32 \text{ Kg}$$

$$T_{g2} = 1738,09 \text{ Kg}$$

$$T_h = 1326,31 \text{ Kg}$$

Armatures transversales =

$$T_{\max} = 1738,09$$

$$\tau_b = \frac{1738,09 \times 8}{22 \times 7 \times 33} = 1,61 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{at} = \rho_a \tau_{en}$$

.../...

$$p_a = I - \frac{1,6I}{9 \times 5,8} = 0,970 > \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,970 \times 2400 = 2325,87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_t = I \text{ cadre } \varnothing 6 \text{ Adx} = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{0,56 \times 7 \times 33 \times 2325,87}{8 \times 1738,09} = 36,7 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = 56 \left(I - \frac{0,3 \times 1,6I}{5,8} \right) = 51,3 \text{ cm}$$

$$0,2h = 11,2 \text{ cm}$$

On prend donc $t = 11 \text{ cm}$

La valeur de $T + \frac{M'}{Z}$ négative il n'y a pratiquement aucune vérification à faire en ce qui concerne la section sur appui et l'ancrage des armatures inférieures.

Pour les armatures supérieures nous avons :

$$l_d = \frac{d \bar{\sigma}_a}{4 \bar{t}_d} = 21 \text{ cm}$$

En ce qui l'adhérence, aucune vérification n'est à faire pour la raison mentionnée pour la poutre précédente.

Vérification de la flèche :

$$1) \quad ht/2 > I/16$$

$$ht/1 = 35/338 = I/9,6 > I/16 \quad \text{Vérifié}$$

$$2) \quad \frac{A}{b_0 h} \leq \frac{43}{en} \quad 0,00172 < 0,010 \quad \text{Vérifié}$$

$$3) \quad I/10 \quad M_t/m_0 \leq ht/1 \quad 0,093 < 0,104 \quad \text{Vérifié}$$

Donc aucune vérification de la flèche n'est nécessaire.

III - POUTRE LONGITUDINALE ARRIERE

(Niveau Plancher)

III-1 - CONSOLE :

III-I.I - CHARGEMENT :

| | | |
|---------------------------|---|-----------|
| Poids propre | | 48,57 Kg |
| Murette | | 25,00 Kg |
| Revêtement | | 52,94 Kg |
| Balle | | |
| 0,04 X 2500 X 1,11 X 0,40 | = | 44,40 Kg |
| Surcharges | | |
| 400 X 1,2 X 0,50 X 1,21 | = | 290,40 Kg |

=====

TOTAL = 461,31 Kg

III-1.2. CALCUL DU MOMENT D'ENCASTREMENT

| | | |
|----------------|---|------------|
| Poids propre | | |
| 48,57 X 0,5286 | = | 25,77 Kgm |
| murette | | |
| 25 X 1,16 | = | 29,00 Kgm |
| Revêtement | | |
| 52,94 X 1,21/2 | = | 32,03 Kgm |
| Dalle | | |
| 44,4 X 1,11/2 | = | 24,64 kgm |
| Surcharges | | |
| 290 X 1,21/2 | = | 175,70 kgm |

=====

M = 287,14 Kgm

.../...

III-2 CHARGEMENT DES AUTRES TRAVES :

Charges uniformes sur toute la poutre

$$q_1 = 810 \text{ Kg/ml}$$

Charges dans la zone du mur :

Maçonnerie :

$$(2,8 \times 0,30 + 0,4 \times 0,8) \times 1400 = 1250,20 \text{ Kg/ml}$$

Enduit de plâtre :

$$0,02 \times 2,87 \times 1400 = 80,36 \text{ Kg/ml}$$

Enduit de mortier de ciment :

$$0,03 \times 2,87 \times 2000 = 172,20 \text{ Kg/ml}$$

=====

$$\text{TOTAL} = 1502,76 \text{ Kg/ml}$$

Charges sur la zone du seuil de fenêtre =

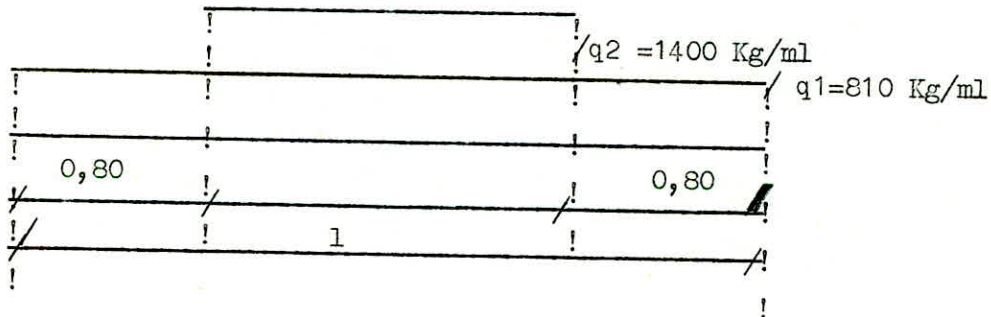
$$112,56 \text{ Kg/ml}$$

=====

$$q_2 = 1309,56 \text{ Kg/ml}$$

On prend $q_1 = 810 \text{ Kg/ml}$

et $q_2 = 1400 \text{ kg/ml}$



11-3 ▾ CALCUL DES MOMENTS :

On utilise la méthode forfaitaire des CCBA 68 -

Traveé 1 : l = 3,34 m

$$Mo1 = \frac{810 \times 3,34^2}{8} = 1229,50 \text{ Kgm}$$

$$Mo2 = \frac{1400}{2} (1,67^2 - 0,80^2) = 1547 \text{ Kgm}$$

$$Mot = Mo1 + Mo2 = 2676,50 \text{ Kgm}$$

$$Me = 0,5 Mo = 1338,25 \text{ Kgm}$$

$$Mw = 287,14 \text{ kgm}$$

$$Mt = 1,15 Mo - \frac{Mw + Me}{2} + \left(\frac{Mw - Me}{8 Mo} \right)^2$$

$$Mt = 2311,58 \text{ Kgm}$$

TRAVEES 2-3-4-5-6

$$Mo = 2703,72 \text{ Kgm}$$

$$0,5 Mo = 1351,86 \text{ Kgm}$$

$$0,4 Mo = 1081,50 \text{ Kgm}$$

$$0,705 Mo = 2027,79 \text{ Kgm}$$

$$0,75 Mo = 1906,15 \text{ Kgm}$$

TRAVÉE 7

$$Mo = 2483,04 \text{ Kgm}$$

$$0,5 Mo = 1241,52 \text{ Kgm}$$

$$0,15 Mo = 372 \text{ Kgm}$$

$$0,93 Mo = 2309,23 \text{ Kgm}$$

soit en résumé :

$$\begin{array}{cccccccc} 287,4 & 1351 & 1081 & 1081 & 1081 & 1081 & 1351 & 0 \\ \hline 2311 & 2027 & 1906 & 1906 & 1906 & 2027 & 2309 & \end{array}$$

.../...

III-4 CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES :

A- SECTION EN TRAVÉE

$$M_{\max} = 2311,18 \text{ Kgm}$$

$$\mu' = \frac{15 \times 231118}{2800 \times 22 \times 56^2} = 0,017$$

$$k = 71,5$$

$$\bar{\sigma} = 0,121$$

% minimal :

$$0,00121 < 0,00128 \quad (\text{Non vérifié})$$

On prend donc $2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$ pour satisfaire au % minimal.

B- SECTION SUR APPUIS :

Les moments sur appuis étant inférieurs aux moments en travée, le pourcentage minimal ne sera pas aussi vérifié. On prend alors :

$$2T10 = 1,57 \text{ Cm}^2$$

III-5 ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT :

$$T = \theta + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_{a1} = 461,36 \text{ Kg}$$

$$T_{a2} = 2251,22 \text{ Kg}$$

$$T_{b1} = T_{g1} = 2888,78 \text{ Kg}$$

$$T_{b2} = 2694,88 \text{ Kg}$$

$$T_{c1} = T_{f2} = 2534,92 \text{ Kg}$$

$$T_{c2} = T_{d1} = T_{d2} = T_{e1} = T_{e2} = T_{f1} = 2614,90 \text{ Kg}$$

$$T_{g2} = 2896,98 \text{ Kg}$$

$$T_h = 2067,62 \text{ Kg}$$

.../...

ARMATURES TRANSVERSALES :

$$T_{max} = 2896,98 \text{ Kg}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2896,98 \text{ Kg}}{22 \times 49} = 2,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_a$$

$$\rho_a = 1 - \frac{2,7}{9 \times 5,8} = 0,940 > \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,940 \times 2400 = 2240 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$t = \frac{0,56 \times 2240 \times 49}{2896,98} = 21,3 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = 56 \left(1 - \frac{0,3 \times 2,7}{5,8} \right) = 48,3 \text{ cm}$$

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

On prend donc ~~t = 21,3 cm~~

La valeur de $T + M/z$ étant très faible, il n'y a pratiquement aucune vérification à faire en ce qui concerne la section sur appuis et l'encrage des armatures inférieures.

Pour les armatures supérieures, nous avons pour des T10 : $l_d = 21 \text{ cm}$. En ce qui concerne l'adhérence, aucune vérification n'est à faire, puisque les armatures inférieures d'une part, et les armatures supérieures d'autre part, ont respectivement des longueurs supérieures à $100 \varnothing$ et $50 \varnothing$.

VERIFICATION DE LA FLECHE :

se referer à la poutre longitudinale de façade.

IV POUTRES LONGITUDINALES de RIVE (NIVEAU 100,00m)

Chargement de la poutre longitudinale de façade

Charges uniformes : (Kg/ml)

Austère :

châpeau

$$\frac{0,06 + 0,04}{2} \times 0,36 \times 2200 = 39,6 \quad \text{Kg/ml}$$

Atanchéité + Protection

$$0,22 \times 50 = 11 \quad \text{Kg/ml}$$

Maçonnerie en briques creuses :

$$0,22 \times 0,48 \times 1800 = 190,08 \quad \text{Kg/ml}$$

Chainage BA

$$0,15 \times 0,335 \times 2500 = 125,63 \quad \text{Kg/ml}$$

Maçonnerie en briques pleines

$$0,335 \times 0,8 \times 1800 = 482,40 \quad \text{Kg/ml}$$

Revêtement extérieur du nuit

$$1,445 \times 0,03 \times 2000 = 86,7 \quad \text{Kg/ml}$$

Poids propre + Enduits de la poutre

$$409,7 \quad \text{Kg/ml}$$

Béton maigre

$$\frac{0,30 \times 0,2}{2} = 1800 \quad 54 \quad \text{Kg/ml}$$

Charge venant du palncher

$$197,45 / 2 = 98,72 \quad \text{Kg/ml}$$

Charge de la bande du panneau

$$254 \times 0,10 = 25,4 \quad \text{Kg/ml}$$

$$g_1 = 1523,23 \quad \text{Kg/ml}$$

Surcharges

Bande du panneau :

$$144 \times 0,10 = 14,4 \quad \text{Kg/ml}$$

Venant du palncher

$$120 / 2 = 60 \quad \text{Kg/ml}$$

$$p_1 = 74,40 \quad \text{Kg/ml}$$

$$d'où: q_1 = g_1 + p_1 = 1523,23 + 74,40 = 1593,63 \quad \text{Kg/ml}$$

On prend : $q = 1600 \quad \text{Kg/ml}$.

.../...

5I

Charge triangulaire venant des panneaux

Surface du triangle de répartition

$$S = \frac{1,69 \times 3,38}{2} = 2,85 \text{ m}^2$$

d'où la charge triangulaire $P = 2,85 \times 400 = 1100 \text{ Kg/ml}$

IV₂ - Chargement de la porte longitudinale ArrièreCharges uniformes (Kg/ml)

A Crotère :

| | |
|--------------------------------------|---------------------------------|
| Chapeau | 39,6 Kg/ml |
| Etanchéité + Protection | 11 Kg/ml |
| Maçonnerie en briques creuses | |
| 0,22 x 0,25 x 1800 = | 99 Kg/ml |
| Chainage en béton armé | 125,63 Kg/ml |
| Maçonnerie en briques pleines | |
| 0,335 x 1,03 x 1800 = | 621,09 Kg/ml |
| Revêtement extérieur du mur | |
| 1,445, x 0,03 x 2000 = | 86,7 Kg/ml |
| Charges venant du plancher | 98,72 Kg/ml |
| Poids propre | 409,70 Kg/ml |
| Charge venant de la bande du panneau | 25,40 Kg/ml |
| | ===== |
| | q ₁ = 1 516,84 Kg/ml |

Surcharges

$$p_1 = 70,4 \text{ Kg/ml}$$

d'où une charge uniforme total q₁ = 1587,24 Kg/ml

On prend q = 1600 Kg/ml

Charge triangulaire venant du panneau P ≅ 1100 Kg/ml

IV3 - Calcul des moments :

On utilise la méthode forfaitaire des CCBA 68

Travée 1-Charge uniforme :

$$M_{01} = \frac{q l^2}{8} = \frac{1600 \times 3,34^2}{8} = 2231,12 \text{ Kgm}$$

$$E_1 = \frac{q l}{2} = \frac{1600 \times 3,34}{2} = 2672 \text{ Kgm}$$

Charge triangulaire :

$$M_{02} = \frac{P l}{6} = \frac{1100 \times 3,34}{6} = 612,34 \text{ Kgm}$$

$$E_2 = \frac{P}{2} = \frac{1100}{2} = 550 \text{ Kgm}$$

.../...

$$\text{d'où Mot} = 2231,12 + 612,34 = 2843,46 \text{ Kgm}$$

$$= 2672 + 550 = 3222 \text{ Kg}$$

$$-0,5 \text{ Mo} = 0,5 \times 2843,45 = 1421,73 \text{ Kgm}$$

$$-0,15 \text{ Mo} = 0,15 \times 2843,45 = 426,52 \text{ Kgm}$$

$$-0,93 \text{ Mo} = 0,93 \times 2843,45 = 2644,40 \text{ Kgm}$$

Travées 2-3-4-5-

$$\text{Mo}_I = \frac{q l^2}{8} = \frac{1600 \times 3,38^2}{8} = 2284,88 \text{ Kgm}$$

$$\text{Mo}_2 = \frac{1100 \times 3,38}{6} = 619,67 \text{ Kgm}$$

$$\text{Mot} = 2284,88 + 619,67 = 2904,55 \text{ Kg}$$

$$= \frac{1600 \times 3,38}{2} + 550 = 3254 \text{ Kg}$$

$$-0,5 \text{ Mo} = 0,5 \times 2904,55 = 1452,27 \text{ Kgm}$$

$$-0,4 \text{ Mo} = 0,4 \times 2904,55 = 1161,82 \text{ Kgm}$$

$$-0,705 \text{ Mo} = 0,705 \times 2904,55 = 2047,70 \text{ Kgm}$$

$$-0,75 \text{ Mo} = 0,75 \times 2904,55 = 2178,41 \text{ Kgm}$$

Travée 7 :

$$\text{Mo}_I = \frac{1600 \times 3,26^2}{8} = 2125,52 \text{ Kgm}$$

$$\text{Mo}_2 = \frac{1100 \times 3,26}{6} = 597,67 \text{ Kgm}$$

$$\text{Mot} = 2125,52 + 597,67 = 2723,19 \text{ Kgm}$$

$$= \frac{1600 \times 3,26}{2} + 550 = 3158,00 \text{ Kgm}$$

$$-0,5 \text{ Mo} = 0,5 \times 3158 = 1579,00 \text{ Kgm}$$

$$-0,15 \text{ Mo} = 0,15 \times 3158 = 473,70 \text{ Kgm}$$

$$-0,93 \text{ Mo} = 0,93 \times 3158 = 2938,94 \text{ Kgm}$$

soit en résumé :

IV5 Calcul des armatures longitudinales

A-Section en travée :

Nous avons une section rectangulaire

$$b = 22 \text{ cm}$$

$$ht = 60 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = 2644,40 \text{ Kgm}$$

$$\rho = \frac{15 \times 2644,40}{2800 \times 22 \times 56^2} = 0,02$$

$$k = 65,5$$

$$j = 0,142$$

$$x = 0,1863$$

% Minimal :

$$\frac{A}{b \cdot h} = 0,54 \times \frac{5,8}{2800} \left(\frac{60}{56} \right)^2 = 0,00128$$

Le % minimal est vérifié on prend donc

$$A = \frac{0,142 \times 22 \times 56}{100} = 1,75 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \text{ TI2} = 2,26 \text{ cm}^2$$

B - Section sur appuis :

Le calcul des ~~xx~~ sections sur appuis nous donne un pourcentage inférieur au pourcentage minimal aussi on prendra : 2 TI0 = 1,57 cm² pour satisfaire au % Minimal.

IV 6 -Calcul des armatures transversales

Efforts tranchants:

$$T_a = 3222 - \frac{1452,27}{3,34} = 2787,19 \text{ Kg}$$

$$(T_b)_I = -3222 - \frac{1452,27}{3,34} = 3656,81 \text{ Kg}$$

$$T_{b_2} = 3339,93 \text{ Kg}$$

$$T_{c_I} = 3168,07 \text{ Kg}$$

$$T_{c_2} = T_{d_I} = T_{d_2} = T_{e_I} = T_{e_2} = T_{f_I} \neq 3254 \text{ Kg}$$

.../...

$$Tf_2 = 3168,07 \text{ Kg}$$

$$TG_2 = 3603,48 \text{ Kg}$$

$$Th = 2712,52 \text{ Kg}$$

Ecartement des armatures transversales

$$T_{max} = 3656,80 \text{ Kg}$$

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{3656,80 \times 8}{22 \times 7 \times 56} = 3,39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \tau_{bo} \quad (\text{Vérifié})$$

$$\tau_b < 3,5 \tau_b$$

$$3,39 < 3,5 \times 5,8 = 20,3 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Vérifié})$$

$$\tau_{pa} = \frac{\tau_b \cdot v_{en}}{I} = \frac{3,39}{9 \times 5,8} = 0,935 > \frac{2}{3}$$

$$\tau_{at} = 0,935 \times 2400 = 2244 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$t = \frac{0,56 \times 7 \times 56 \times 2244}{8 \times 3656,80} = 16,84 \text{ cm}$$

$$t < t = 456 \left(I - 0,3 \times \frac{3,39}{5,8} \right) = 46,2 \text{ cm}$$

$$t > 0,2h = 0,2 \times 56 = 11,2 \text{ cm}$$

On prend donc t = 16 cm

Aux appuis de rive on vérifie :

$$A \cdot a > T$$

$$1,57 \times 2800 > 2787,19 \text{ kg} \quad (\text{Vérifié})$$

Aux appuis intermédiaires la valeur de $T + \frac{M}{z}$ étant négative.

tive.

.../...

Aucune vérification de la section des armatures inférieures à l'appui et de leur ancrage n'est nécessaire.

Pour les armatures supérieures nous avons avec $\sigma_d = 16,4 \text{ Kg/cm}^2$

$$\text{et } \bar{\sigma}_a = \frac{T}{A} = \frac{2787,19}{1,57} = 1776,55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{I \times 1776,55}{4 \times 16,4} = 27,08 \text{ cm soit } 28 \text{ cm}$$

La longueur de la traverse de rive étant de 30 cm cette longueur de sellement suffit mais on mettra quand même un crochet de rayon 3ϕ

57
POUTRE LONGITUDINALE INTERMEDIAIRE (NIVEAU TOITURE)

1-Chargement

a charges uniformes (Kg/ml)

| | |
|----------------------------------------|------------------|
| Poids propre | 192,5 Kg/ml |
| Maçonnerie en briques pleines | |
| $0,22 \times 1800 \times 0,925 =$ | 366,30 Kg/ml |
| Chainage en béton armé | |
| $0,22 \times 0,15 \times 2500 =$ | 82,50 Kg/ml |
| Charge d'oe au panneau sur le chainage | |
| $400 \times 0,22$ | 88 Kg/ml |
| Charges venantes du plancher | |
| mortier de ciment | |
| $0,002 \times 2000 \times q \ 31 =$ | 12,40 Kg/ml |
| Liège | |
| $1 \times 3 \times 0,31$ | 31 Kg/ml |
| Dalle : | |
| $0,04 \times 2500 \times 0,31$ | 0,93 Kg/ml |
| Hourdis : | |
| $0,31 \times 95$ | 29,45 Kg/ml |
| Plâtre : | |
| $0,01 \times 1400 \times 0,31 =$ | 4,34 Kg/ml |
| | ----- |
| | q = 614,92 Kg/ml |

On prend $q = 620 \text{ Kg/ml}$

b-Charges triangulaires

On a 2 Charges triangulaires venant du panneau

$p = 1100 \text{ Kg}$ pour une charge

V₂ Calcul des moments :

On utilise la méthode forfaitaire des CCBA 68

Travée 1

$$M_{o1} = \frac{q_1 l^2}{8} = \frac{620 \times 3,34^2}{8} = 864,56 \text{ Kgm}$$

$$M_{o2} = \frac{2p_1}{6} = \frac{1100 \times 3,34}{3} = 1224,30 \text{ kgm}$$

$$M_{ot} = 864,56 + 1224,30 = 2088,86 \text{ Kgm}$$

$$= \frac{620}{2} \times 3,34 * 1100 = 2135,40 \text{ Kg}$$

$$-0,5 M_o = 0,5 \times 2088,86 = 1044,43 \text{ Kg}$$

$$-0,15 M_o = 0,15 \times 2088,86 = 313,33 \text{ Kgm}$$

$$-0,93 M_o = 0,93 \times 2088,86 = 1924,64 \text{ Kgm}$$

Travée 2-3-4-5-6

$$M_{o1} = \frac{620 \times 3,38^2}{2} = 885,40 \text{ Kgm}$$

$$M_{o2} = \frac{1100 \times 3,38}{3} = 1238,60 \text{ Kgm}$$

$$M_{ot} = 885,40 + 1238,60 = 2124 \text{ Kgm}$$

$$= \frac{620 \times 3,38}{2} + 1100 = 2959 \text{ Kg}$$

$$-0,5 M_o = 0,5 \times 2124 = 1062 \text{ Kgm}$$

$$-0,4 M_o = 0,4 \times 2124 = 849,60 \text{ Kgm}$$

$$-0,705 M_o = 0,705 \times 2124 = 1497,42 \text{ Kgm}$$

$$-0,75 M_o = 0,75 \times 2124 = 1593 \text{ Kgm}$$

Travée 7

$$M_{o1} = \frac{620 \times 3,26^2}{8} = 823,64 \text{ Kgm}$$

$$M_{o2} = \frac{1100 \times 3,26}{3} = 1195,33 \text{ Kgm}$$

$$M_{ot} = 823,64 + 1195,33 \text{ Kgm}$$

$$= \frac{620}{2} \times 3,26 + 1100 = 2110,60 \text{ Kgm}$$

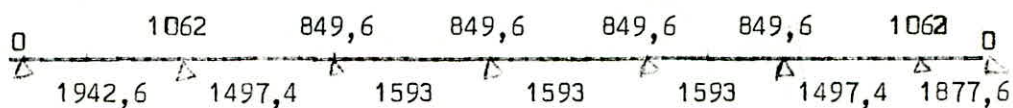
$$-0,15 M_o = 0,15 \times 2019 = 302,85 \text{ Kgm}$$

$$-0,5 M_o = 0,5 \times 2019 = 1009,50 \text{ Kgm}$$

$$-0,93 M_o = 0,93 \times 2019 = 1877,67 \text{ Kgm}$$

.../...

Soit en résumé (Kgm) 59



V3 Calcul des Armatures longitudinales

A-Section en travée

Nous avons une section rectangulaire de largeur 22 cm et de hauteur 35 cm

$$M_{\max} = 1942,64 \text{ Kgm}$$

$$\mu' = \frac{15 \times 1942,64}{2800 \times 22 \times 33^2} = 0,0434$$

$$k = 41,8$$

$$\sigma'_b = 66,98 < 135 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tilde{\omega} = 0,316$$

$$\text{d'où } A = \frac{0,316 \times 22 \times 33}{100} = 2,30 \text{ cm}^2$$

% Minimal :

$$\frac{A}{b \times h} \geq 0,54 \times \frac{5,8}{2800} \times \left(\frac{35}{33} \right)^2 = 0,00125$$

$$0,00316 > 0,00125 \text{ (Vérifié)}$$

On prend donc $A = 2 \text{ T14} = 3,08 \text{ cm}^2$

B - Section sur appuis

$$M = 1062 \text{ Kgm}$$

$$\mu' = \frac{15 \times 106200}{2800 \times 22 \times 33^2} = 0,0236$$

$$k = 59,5$$

$$\tilde{\omega} = 0,169$$

$$\text{d'où } \sigma'_b = \frac{2800}{59,5} = 46,80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{et } A = \frac{0,169 \times 22 \times 33}{100} = 1,22 \text{ cm}^2$$

% Minimal

$$0,00169 > 0,00124 \text{ (Vérifié)}$$

On prend donc $A = 2 \text{ T10} = 1,57 \text{ cm}^2$ pour tous les appuis

V4 - Etude l'effort tranchant

$$T_a = 1817 \text{ Kg}$$

$$T_{b1} = 2452,96 \text{ Kg}$$

$$T_{b2} = 2210 \text{ Kg}$$

$$T_{c1} = 2085 \text{ Kg}$$

$$T_{c2} = T_{d1} = T_{d2} = T_{e1} = T_{e2} = T_{f1} = 2147,80 \text{ Kg}$$

...&...

$$Tf_2 = 2085 \text{ Kg}$$

$$Tg_1 = 2210 \text{ Kg}$$

$$Tg_2 = 1784,84 \text{ kg}$$

$$Th = 2436,36 \text{ Kg}$$

Armatures transversales

$$T_{max} = 2452,96 \text{ Kg}$$

$$b = \frac{2452,96 \times 8}{22 \times 7 \times 33} = 1,99 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\bar{\sigma}_{at} = p_a \cdot \sigma_{er}$$

$$p_a = 1 - \frac{1,99}{9 \times 5,8} = 0,962 > \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,962 \times 2400 = 2308,80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = \frac{0,56 \times 7 \times 33 \times 2308,8}{8 \times 2452,96} = 32,6 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = 33 \left(1 - \frac{0,3 \times 1,99}{5,8} \right) = 50,2 \text{ cm}$$

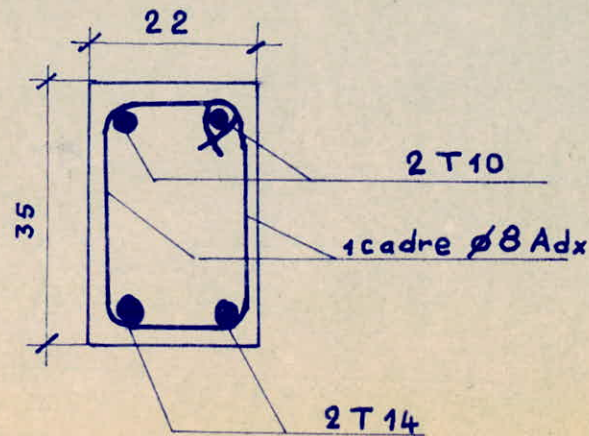
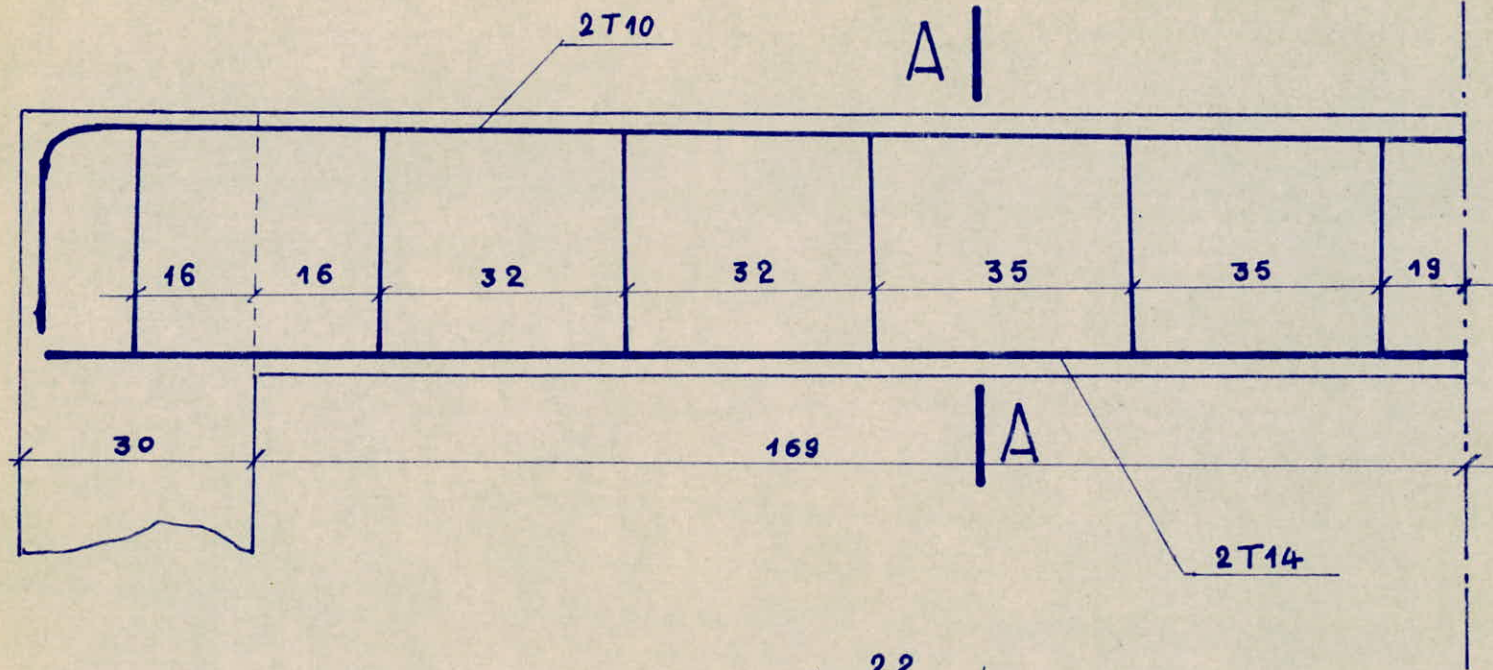
$$0,2h = 11,2 \text{ cm}$$

On prend donc $t = 32 \text{ cm}$

Verifications :

Se reporter à la poutre longitudinale intermédiaire du niveau plancher intermédiaire.

Poutre longitudinale intermédiaire (niveau toiture)

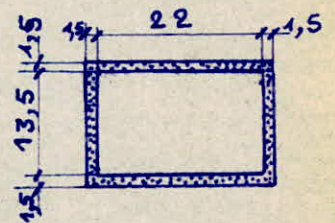
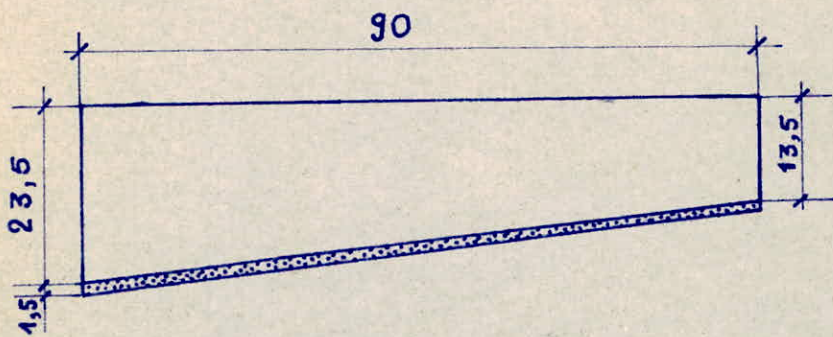
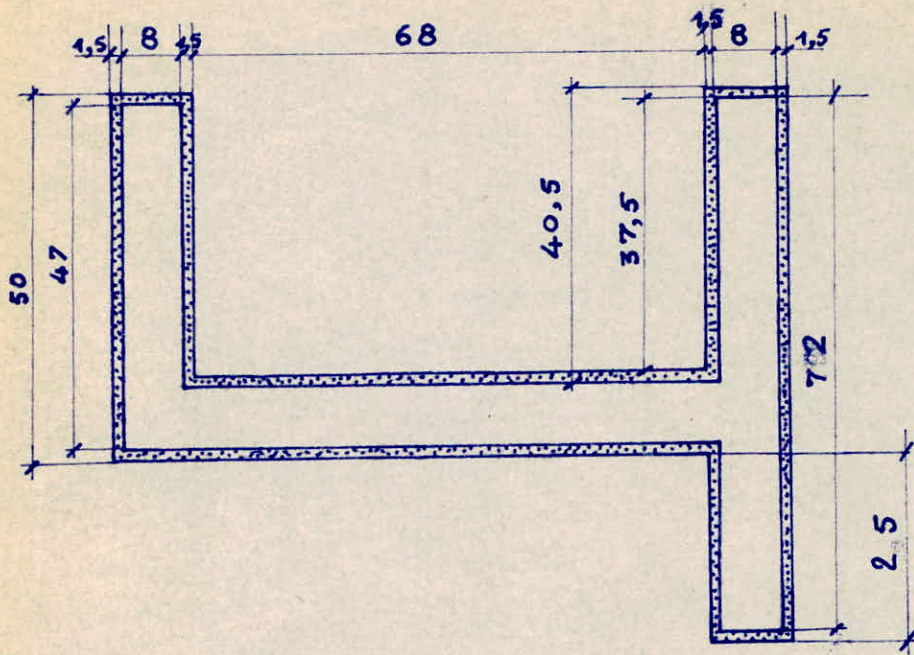


Coupe AA

II CHAPITRE : IV

ETUDE DE LA CONSOLE DU CANIVEAU

Console du caniveau



Ech: 1/10

ETUDE DE LA CONSOLE SUPPORTANT LE CANIVEAUPoids du caniveau

Poids propre

$$0,08 \times 1,9 = 1368 \text{ Kg}$$

Mortier de ciment

$$1,5 \times 3,60 \times 20 \times 4,18 = 451,44 \text{ Kg}$$

Poids de l'eau

$$0,375 \times 0,68 \times 3,60 \times 1,2 \times 1000 = 1075,68 \text{ Kg}$$

$$T = 2895,12 \text{ Kg}$$

Poids de la console

Poids propre

$$0,22 \times \frac{(0,235 + 0,135)}{2} \times 0,90 \times 2500 = 91,57 \text{ Kg}$$

Mortier de ciment

$$+ 0,22 \times 0,90 \times 1,5 \times 20 = 15,93 \text{ Kg}$$

$$T = 107,50 \text{ Kg}$$

CALCUL DU MOMENT
CALCUL DU MOMENTPortique intermédiaire

§ Caniveau :

$$2895,12 \times 0,56 = 1621,27 \text{ Kgm}$$

§ Console :

La résultante est située à "x" de la section d'encastrement.

$$x = \frac{2 \times 13,5 + 23,5}{3(23,5 + 13,5)} = 40,946 \text{ cm.}$$

D'où le moment :

$$107,50 \times 0,409 = \frac{44,02 \text{ Kgm}}{M_{\text{interm.}} = 1665,29 \text{ Kgm}}$$

Portique de rive

$$M_{\text{rive}} = 1621,27/2 + 44,02 = 854,65 \text{ Kgm}$$

Calcul des armatures longitudinales

$$\delta \rightarrow I \quad h = 21,3 \text{ cm} = 21 \text{ cm}$$

$$h_t = 23,5 \text{ cm} \quad d = 2,5 \text{ cm}$$

$$b = 22 \text{ cm}$$

$$\mu' = \frac{15M}{bh^2} = \frac{15 \times M}{2800 \times 22 \times 21^2} = 0,554 \times 10^{-6} M$$

$$A = \frac{\mu' b h}{100} = \frac{22 \times 21 \times \mu'}{100} = 4,68$$

| | μ' | α | $\tilde{\omega}$ | k | A calcul. cm ² | $\frac{d}{b}$ | A adopt. cm ² | Nbre et ϕ barres | M Kgm |
|-------------------------------------|--------|----------|------------------|-------|---------------------------------|---------------|--------------------------------|-----------------------------|----------|
| Console sur poteau de rive | 0,047 | 0,274 | 0,347 | 39,6 | 1,62 | 70,8 | 1,85 | 2T10 +1T6 | 854,65 |
| Console sur poteau intermédiaire | 0,0920 | 0,365 | 0,699 | 26,10 | 3,24 | 107 | 3,39 | 3T12 | 1665,29 |

%minimal

$$A/bh \geq \frac{\sqrt{b}}{\sqrt{a}} \frac{(h_t)^2}{(h)^2}$$

$$0,00347 > 0,54 \frac{5,8}{2800} \frac{(23,5)^2}{(21)^2} = 0,0014$$

(Vérifié)

EN ce qui concerne l'adhérence nous avons :

$$\tau_d = 3002,6 / (11,31 \times 207,56) = 12,12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \sqrt{b} = 16,3 \text{ Kg/cm}^2$$

On vérifie que $\tau_d < \bar{\tau}_d$

$$12,12 \text{ Kg/cm}^2 < 16,30 \text{ Kg/cm}^2$$

ANCRAGE

$$\sqrt{a} = T/A = 3002,6 / 3,39 = 885,72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$l_d = \sqrt{a} / 4\bar{\tau}_d = 1,2 \times 885,72 / 4 \times 16,3 = 16,30 \text{ cm}$$

La largeur du poteau étant de 22cm suffit largement, mais on prévoit tout de même un retour d'équerre.

ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT

L'effort tranchant maximal dans la console sur poteau intermédiaire a pour valeur : $T=3002,6$ Kg d'où la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = T/bh \approx 3002,6/(22 \times 20,56) = 6,64 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{b_0} < \tau_b < 2 \tau_{b_0}' \quad 67,5 < 107 < 135 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{at} = \rho \tau_{cn}$$

$$\rho = 1 - 6,64/(9 \times 5,8) = 0,873 > 2/3$$

$$\tau_{at} = 0,873 \times 2400 + 2095,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_t = I_{\text{cadre}} + I_{\text{étrier } \varnothing 6} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \tau_{at} z}{T} = \frac{2095,2 \times 1,13 \times 20,56}{3002,6} = 16,20 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = h(1 - 0,3 \tau_b / \tau_{b_0})$$

$$\bar{t} = 21(1 - 0,3 \times 6,64 / 5,8) = 13,7 \text{ cm}$$

$$0,2h = 4,2 \text{ cm}$$

On prend $t = 13 \text{ cm}$.

CHAPITRE : VI .

ETUDE DU VENT

ETUDE DU VENT

Nous utiliserons la méthode simplifiée pour les constructions courantes à base rectangulaire puisque nous sommes dans le cas visé par les règles NV 65 p 115

Si h est la hauteur

a et b la base au niveau du sol

on doit avoir pour être dans le cas sus-visé

$$\frac{h}{b} \geq 0,25 \rightarrow \frac{9,12}{13,20} = 0,69 > 0,25$$

$$\frac{h}{a} \leq 2,5 \quad \frac{9,12}{72,36} = 0,12 < 2,5$$

ETUDE DES PRESSIONS DYNAMIQUES

Vu le NV 65 p 55 les pressions dynamiques sont constantes sur toute la hauteur de la construction et sont données par la formule

$$q = (48 + 0,6h) \cdot K_r \cdot K_s \quad \text{daN/m}^2$$

K_r : coefficient de région ayant pour valeur

On a pour la région III N V 65 p 117

le

$K_r = 1,80$ le plus grand coefficient donné par NV 65

K_s : Coefficient de Site ayant pour valeur 1,25, on considère le site exposé vu le manque de données précises.

$$q = (48 + 0,6h) \cdot K_v \cdot K_s$$

$$q_N = (48 + 0,642) \times 1,80 \times 1,25 = 120,30 \text{ daN/m}^2$$

$$q_E = (48 + 0,6 \times 9,12) \times 3,15 \times 1,25 = 210,54 \text{ daN/m}^2$$

REDUCTION

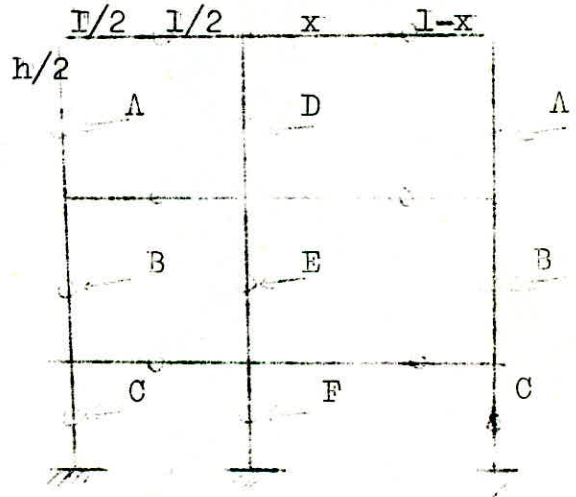
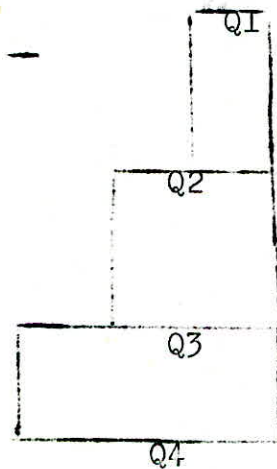
Etant donné qu'on a pas de précision sur la région d'OUARGLA on ne fera pas de réduction pour être dans la sécurité.

ETUDE DU PORTIQUE TRANSVERSALE DE RIVE

VENT GAUCHE

ON prend a priori les points de moment nul au milieu des montants et dans la petite traverse - et on déterminera par les calcul le^s points de moments nuls dans l'autre traverse.

q Kg/ml



Donc pour le plan vertical on adopte le maximum :
soit : $C_m = 1,1$

$$Q_n H = 120,30 \times 1,1 = 132,33 \text{ de N/m}^2.$$

$$Q_{ex} H = 210,54 \times 1,1 = 231,59 \text{ de N/m}^2.$$

Portique transversale de rive

$$p = 132,33 \text{ Kg/m}^2.$$

$$q = 132,33 \times 1,98 = 262,01 \text{ Kg/ml}$$

$$Q_1 = 262 \times \frac{3,47}{2} = 457,57 \text{ Kg}$$

$$Q_2 = 262 \times 3,47 + 457,57 = 1363,71 \text{ Kg}$$

$$Q_3 = 262 \times 2,06 + 1363,71 = 1903,43 \text{ Kg}$$

$$Q_4 = 262 \times 0,66 + 1903,43 = 2076,35 \text{ Kg}$$

Répartition des efforts horizontaux

d'après les règles PA 60 p II5

| POTEAU INTERIEUR | POTEAUX DE RIVES |
|-----------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|
| $D = \frac{Q_1 \times I}{I} = \frac{457,57 \times 312,5}{420,5} = 340,049 \text{ Kg}$ | $A = \frac{Q_1 \times 0,8I}{I} = \frac{457,57 \times 54}{420,5} = 58,76 \text{ Kg}$ |
| $E = \frac{Q_2 \times I}{I} = \frac{1363,71 \times 312,5}{420,5} = 1013,458 \text{ Kg}$ | $B = \frac{Q_2 \times 0,8I}{I} = \frac{1363,71 \times 54}{420,5} = 175,25 \text{ Kg}$ |
| $F = \frac{Q_3 \times I}{I} = \frac{1903,43 \times 312,5}{420,5} = 1414,558 \text{ Kg}$ | $C = \frac{Q_3 \times 0,8I}{I} = \frac{1903,43 \times 54}{420,5} = 244,435 \text{ Kg}$ |

Inerties

$$\text{Poteau intermédiaire } I = \frac{30 \times 50^3}{12} = 312500 = 312,5 \text{ IO}^3 \text{ cm}^4.$$

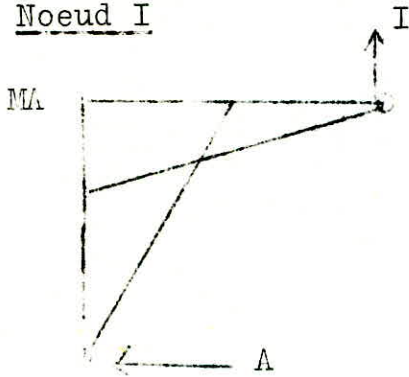
$$\text{Poteaux de rives } I = 0,8 \frac{30^4}{12} = 54000 \text{ IO}^3 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Total des inerties réduites} = 420,5 \text{ IO}^3 \text{ cm}^4.$$

Plancher supérieur

Niveau :

Noeud I



$$Ma = Ah/2 = 58,76 \times 3,47/2 = 101,948 \text{ Kgm}$$

$$I = 2Ma/l = \frac{2 \times 101,948}{6,06} = 33,646 \text{ Kg}$$

Noeud 2

Ma =

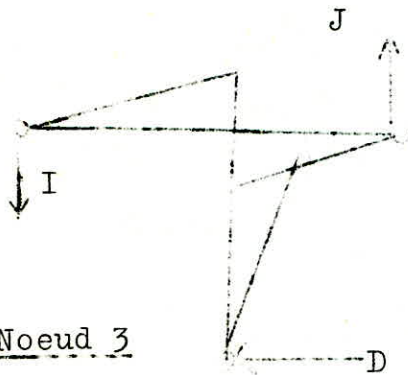
$$MD = Dh/2 = 340,049 \times 3,47/2 = 589,985 \text{ Kgm}$$

$$MD - MJ - Ma = 0$$

$$MJ = MD - Ma = 589,985 - 101,948$$

$$MJ = 488,037 \text{ Kgm}$$

$$J = MJ/x = 488,037/x$$

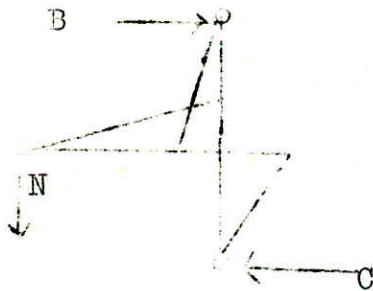


Noeud 3

Même calcul que le noeud I

$$Ma = 101,948 \text{ Kgm}$$

$$J = \frac{Ma}{1-x} = \frac{101,948}{6,86-x}$$



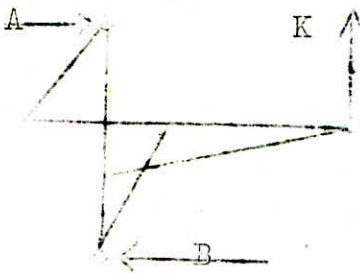
$$\text{d'où : } \frac{101,948}{6,86-x} = \frac{488,037}{x}$$

$$x = 5,674$$

$$\text{et } J = \frac{488,037}{5,674} = 86,012 \text{ Kg}$$

Niveau des étages :

Noeud 4



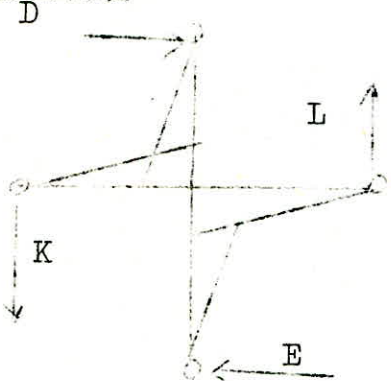
$$MB + Ma - MK = 0$$

$$MB = Bh/2 = 175,125 \times 3,47/2 = 303,84 \text{ IKgm}$$

$$MK = M + Ma = 303,84 + 101,948 = 405,789 \text{ Kgm}$$

$$K = 2Mk/l = \frac{2 \times 405,789}{6,06} = 133,923 \text{ Kg}$$

Noeud 5



$$ME = E \cdot h/2 = 1013,458 \times 3,47/2 = 1758,349$$

$$ME + MD - MK - ML = 0$$

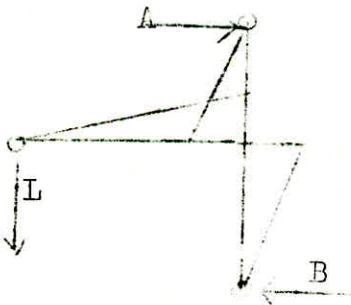
$$ML = ME + MD - MK$$

$$ML = 1758,349 + 589,185 - 405,789$$

$$ML = 1941,745$$

$$l = ML/x = 1941,745/x$$

Noeud 6



$$ML = MA + MB$$

$$ML = 101,948 + 303,84 = 405,789$$

$$l = ML/1-x = 405,789/6,86-x$$

$$d'où = \frac{1941,745}{x} = \frac{405,789}{6,86-x}$$

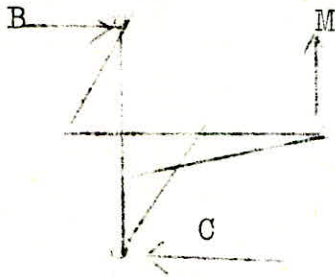
$$x = 5,674$$

$$L = \frac{1941,745}{5,674} = 342,218 \text{ Kg}$$

.../...

Niveau rez de chaussée

Noeud 7:



$$M_c = C \cdot h/2 = 244,435 \times 0,33 = 80,663 \text{ Kgm}$$

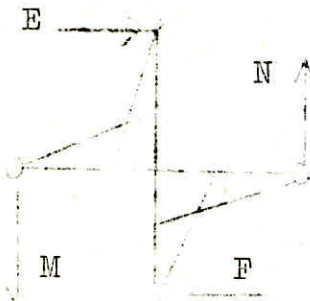
$$M_m = M_b + M_c$$

$$M_m = 80,663 + 303,84 = 384,504 \text{ Kgm}$$

$$M_m = 384,504 \text{ Kgm}$$

$$M = 2 \cdot M_m / l_I = 2 \times 384,504 / 6,06 = 126,899 \text{ Kg}$$

Noeud 8



$$M_f = F \cdot h/2 = 1414,558 \times 0,33 = 466,804 \text{ Kgm}$$

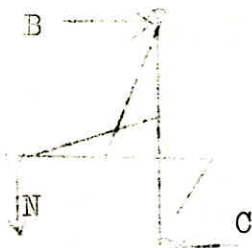
$$M_n = M_f + M_e - M_m$$

$$M_n = 466,804 + 1758,349 - 384,504 =$$

$$M_n = 1840,649 \text{ Kgm}$$

$$n = M_n / x = 1840,649 / x$$

Noeud 9



$$M_n = M_c + M_b$$

$$M_n = 80,663 + 303,84 = 384,504 \text{ Kgm}$$

$$n = M_n / (1-x) = 384,504 / (6,86-x)$$

$$d'où = \frac{1840,649}{x} = \frac{384,504}{6,86-x}$$

$$x = 5,674$$

$$et n = 1840,649 / x = 324,40 \text{ Kg}$$

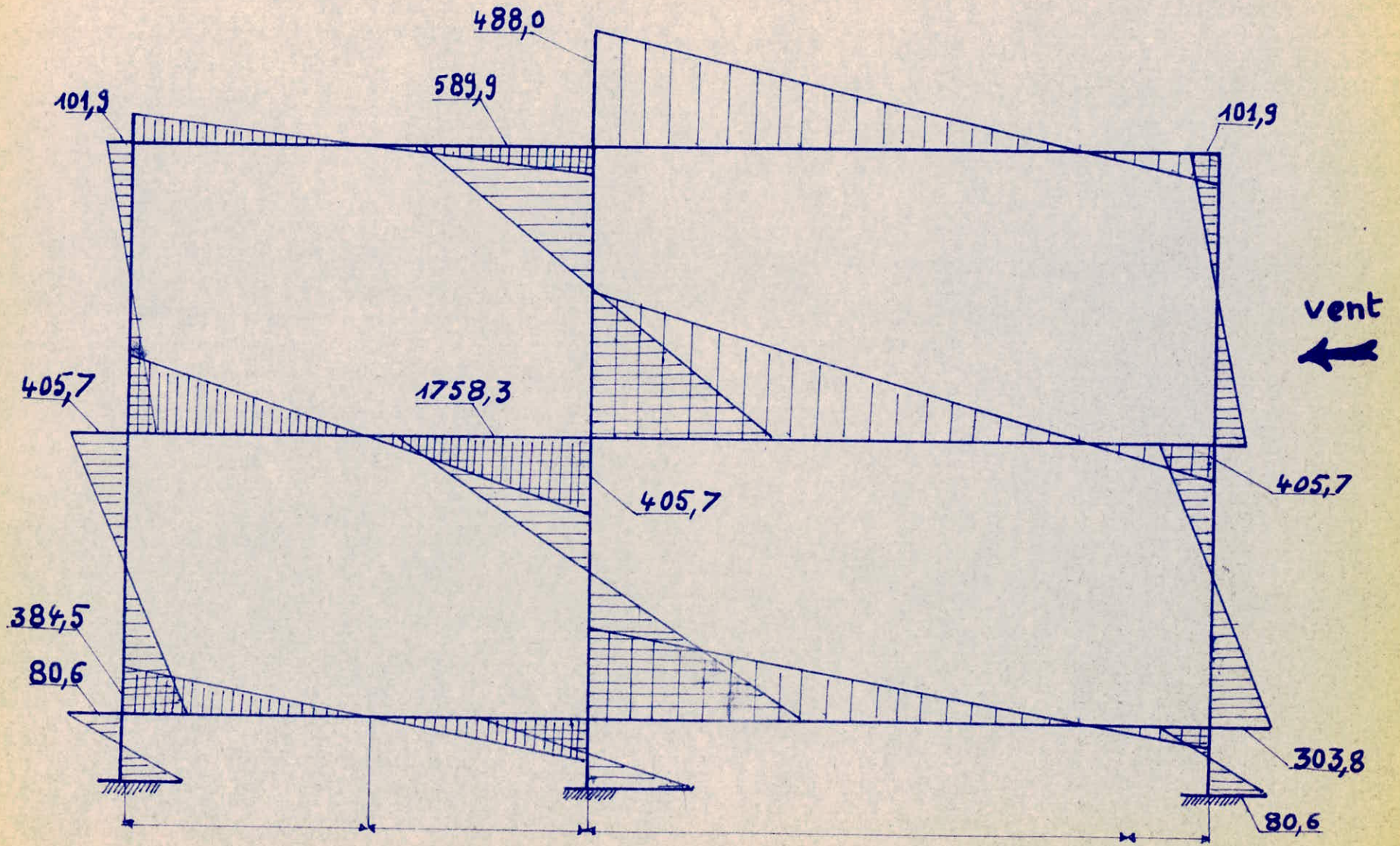
Forces concentrées au niveau des traverses

$$F_1 = 262 \times 3,47/2 = 457,57 \text{ Kg}$$

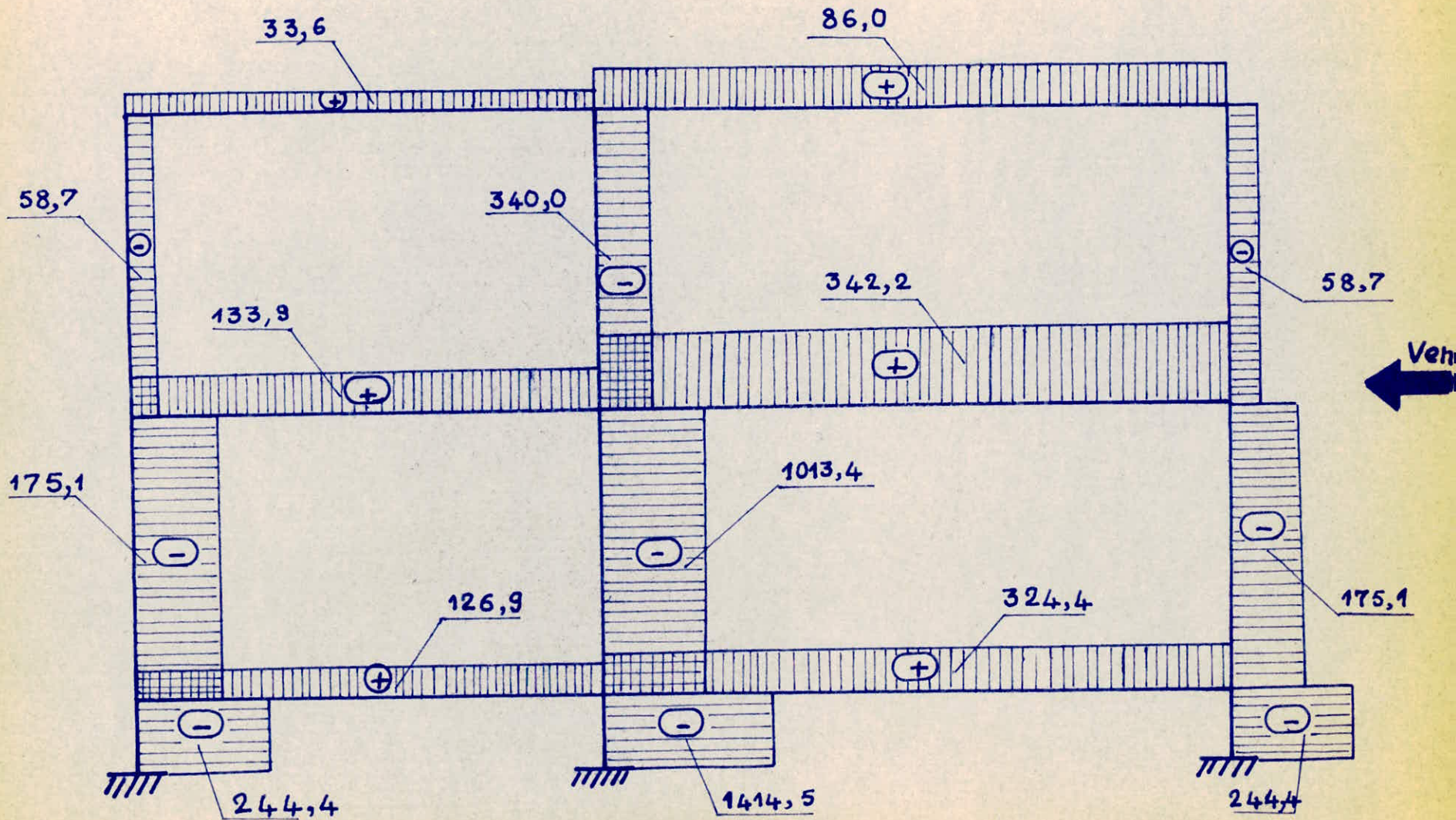
$$F_2 = 262 \times 3,47 = 906,14 \text{ Kg}$$

$$F_3 = 262 \times 2,06 = 539,72 \text{ Kg}$$

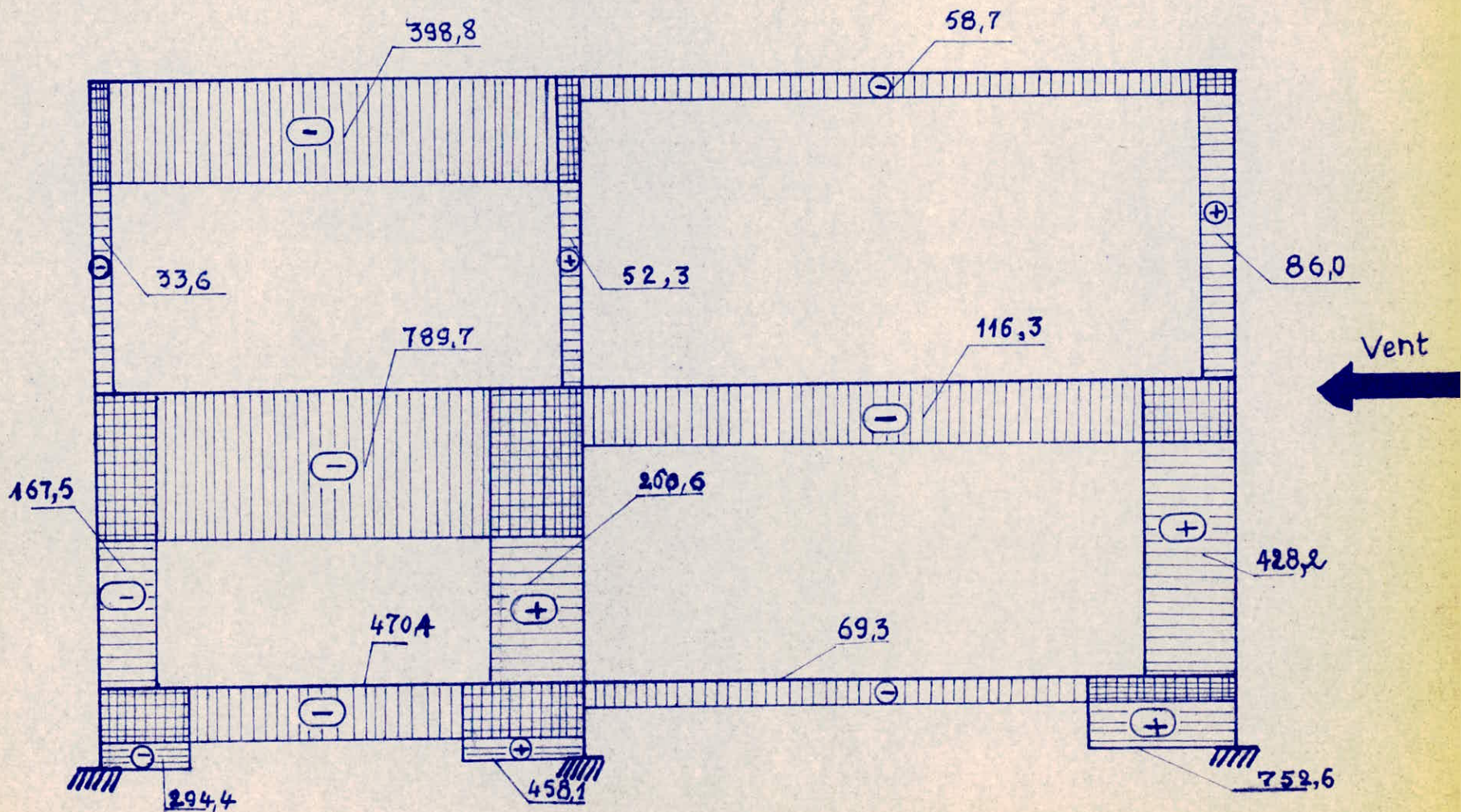
$$F_4 = 262 \times 0,33 = 172,92 \text{ Kg}$$



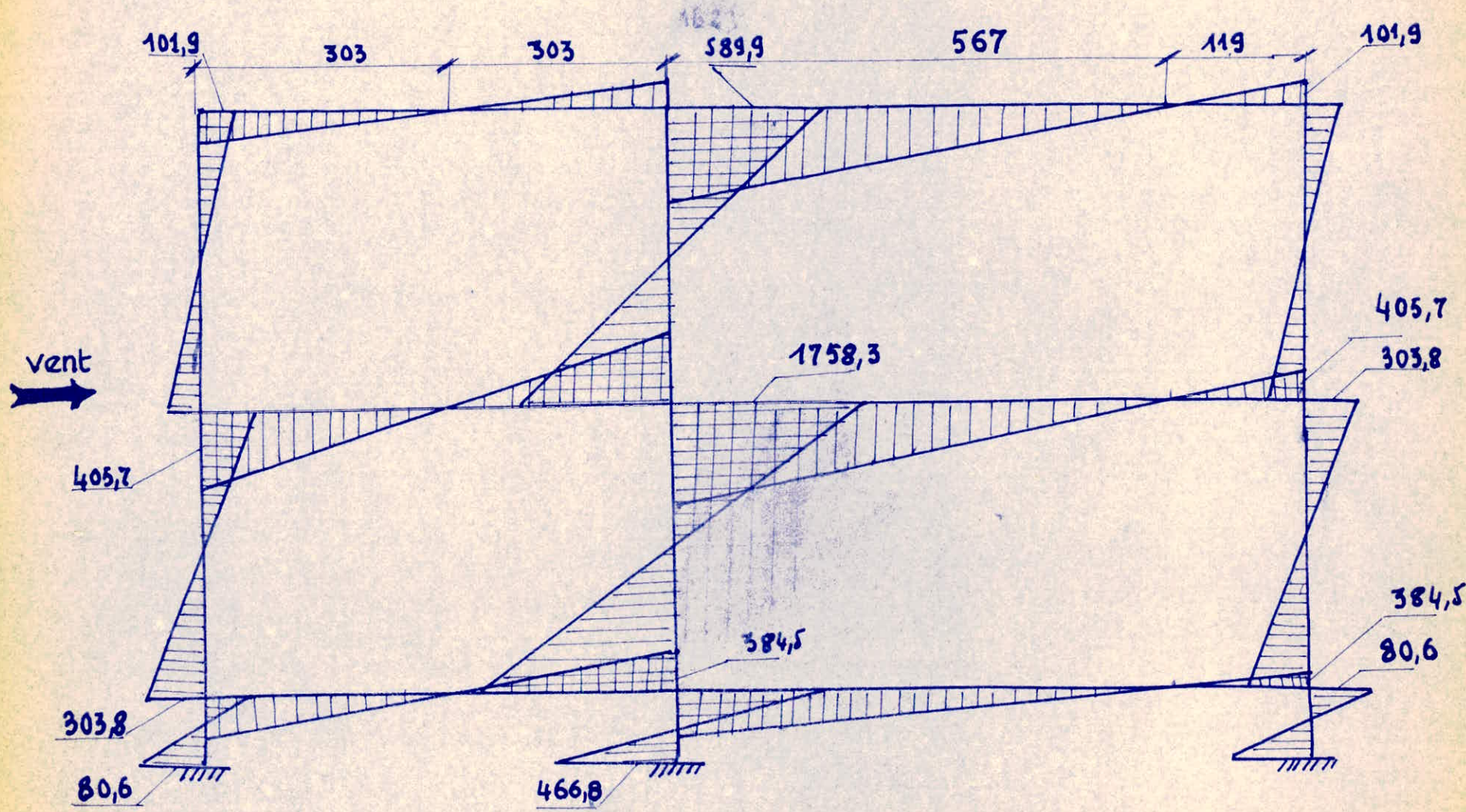
Portique de rive - Moment Flechissant (Kgm)



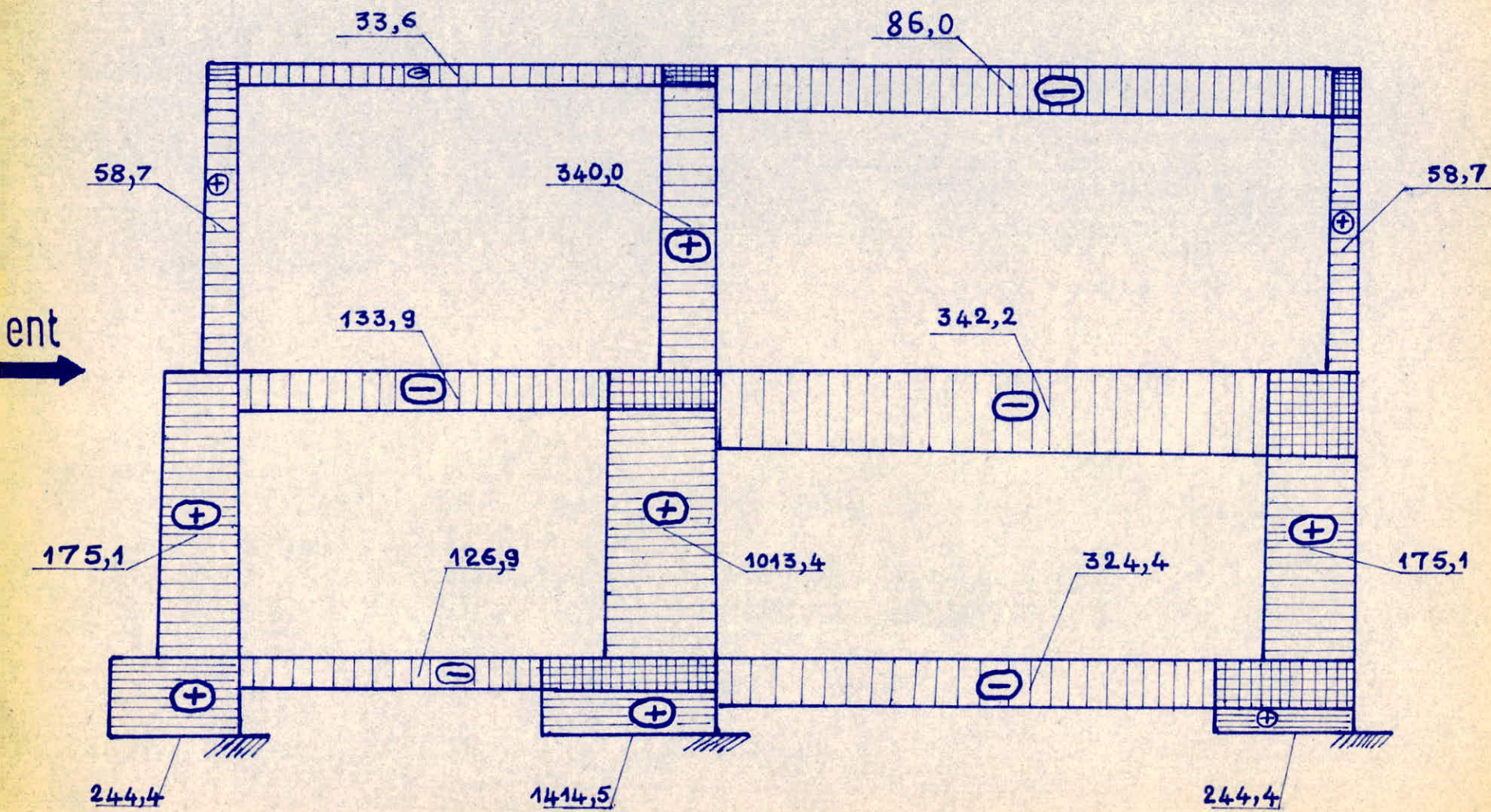
Portique de rive - Effort Tranchant (Kq)



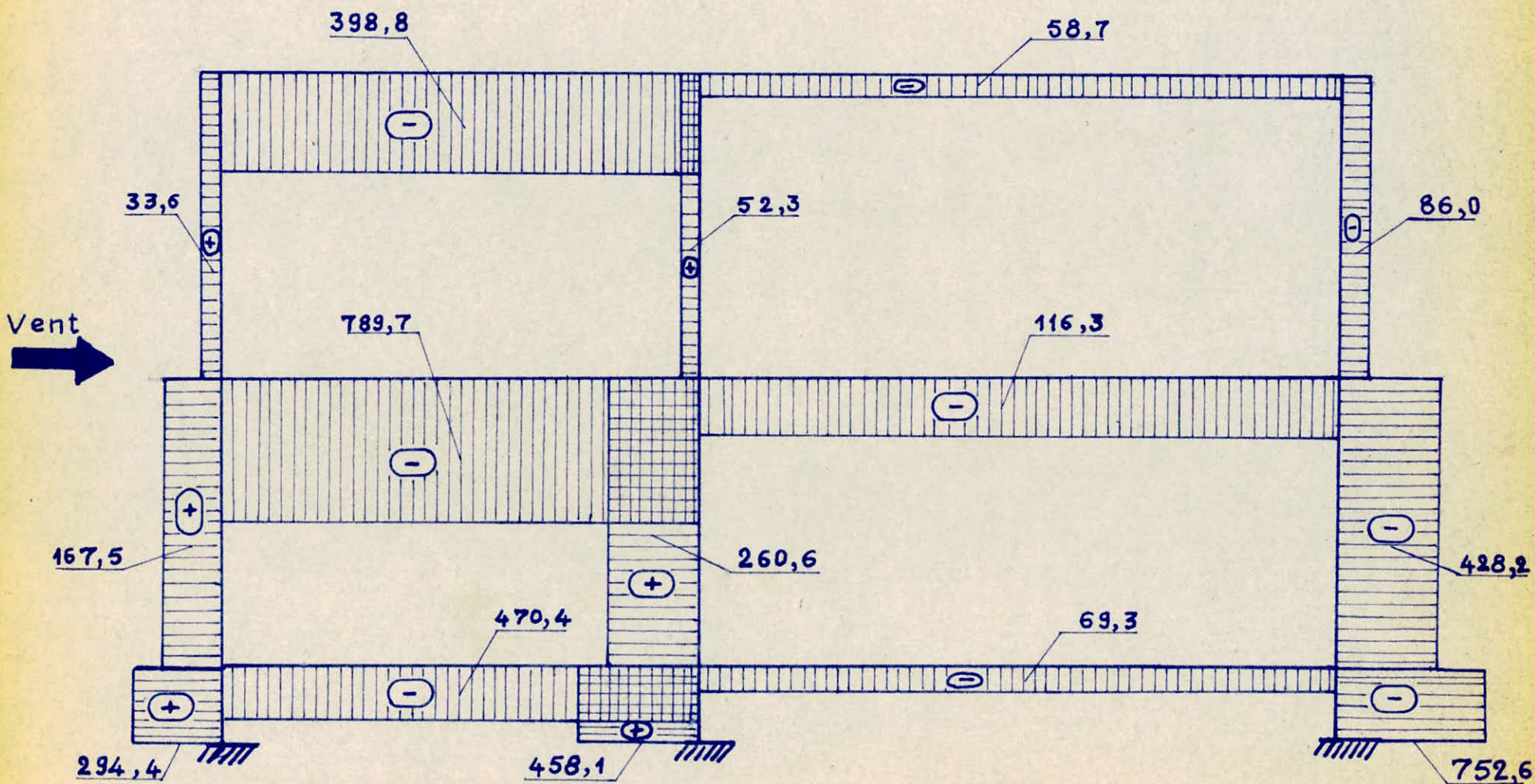
Portique de rive - Effort normal (Kq)



Portique de rive - Moment Flechissant (Kgm)



Portique de rive — Effort Tranchant (Kn)



Portique de rive - Effort Normal (Kq)

Le règlement en vigueur a donné $p = 132,33$ de N/m^2
 d'où $q = 132 \times 3,60 = 476,388 \text{ Kg/ml}$

D'où les efforts tranchants :

$$e1 = 476,388 \times \frac{3,47}{2} = 826,533 \text{ Kg}$$

$$e2 = 476,388 \times 3,47 + 826,533 = 2\,479,599 \text{ Kg}$$

$$e3 = 476,388 \times 2,06 + 2\,479,599 = 3\,460,958 \text{ Kg}$$

$$e4 = 476,388 \times 0,66 + 3\,460,958 = 3\,775,374 \text{ Kg}$$

INERTIES REDUITES

$$\text{Poteau intermediaire} \quad I = \frac{22 \times 50^3}{12} = 229,166 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$\text{Poteaux de rives} \quad I = 0,8 \times \frac{22^4}{12} = 15,616 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$\text{Total des inerties réduites :} \quad I = 260,398 \text{ cm}^4$$

REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX

d'après les règles BA 60

| Poteaux intérieurs | Poteaux de rives |
|-------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|
| $D = \frac{826,53 \times 229,166}{260,398} = 727,396 \text{ Kg}$ | $A = \frac{826,53 \times 15,616}{260,398} = 49,566 \text{ Kg}$ |
| $E = \frac{2\,479,599 \times 229,166}{260,398} = 2\,182,197 \text{ Kg}$ | $B = \frac{2\,479,599 \times 15,616}{260,398} = 148,70 \text{ Kg}$ |
| $F = \frac{3\,460,958 \times 229,166}{260,398} = 3\,045,852 \text{ Kg}$ | $C = \frac{3\,460,958 \times 15,616}{260,398} = 207,552 \text{ Kg}$ |

PLANCHER SUPERIEUR

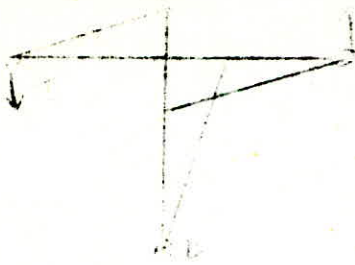
- Noeud 1



$$MA = A \times \frac{h}{2} = 49,566 \times \frac{3,47}{2} = 85,997 \text{ Kgm}$$

$$I = \frac{2 MA}{e} = \frac{85,997}{3,03} = 28,381 \text{ Kg}$$

- Noeud 2



$$MD = D \frac{h}{2} = 727,396 \times \frac{3,47}{2} = 1262,032$$

$$MJ = 1262,032 - 85,997 = 1176,035 \text{ Kgm}$$

$$J = \frac{1176,035}{x}$$

- Noeud 3



Même calcul que le noeud 1

$$MA = 85,997 \text{ Kgm}$$

$$J = \frac{85,997}{6,86 - x}$$

$$\text{d'où } \frac{1176,035}{x} = \frac{85,997}{6,86 - x}$$

$$85,997x = -1176,035x + 8067,6$$

$$x = \frac{8067,6}{1176,032} = 6,892 \text{ m}$$

$$\text{d'où } J = \frac{1176,035}{6,892} = 183,985 \text{ Kg}$$

NIVEAU 1er ETAGE

- Noeud 4

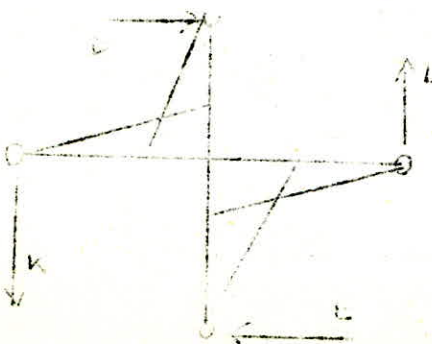


$$MB = 148,70 \times \frac{3,47}{2} = 257,994 \text{ Kgm}$$

$$MK = MB + MA = 343,991 \text{ Kgm}$$

$$K = \frac{343,991}{3,03} = 113,528 \text{ Kg}$$

- Noeud 5

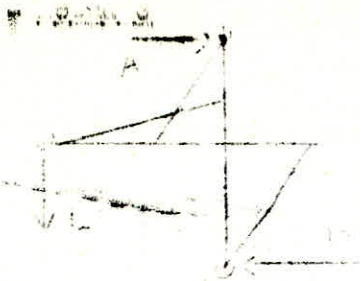


$$ME = 2182,197 \times \frac{3,47}{2} = 3786,111 \text{ Kgm}$$

$$MC = ME + MD - MK \quad \text{Kgm}$$

$$MC = 3786,111 + 1262,032 - 343,991 = 4704,152$$

$$L = \frac{4704,152}{6,892} = 735,943 \text{ Kgm}$$



$$ML = MA + MB$$

$$ML = 85,997 + 257,994 = 343,991 \text{ Kgm}$$

NIVEAU REZ DE CHAUSSEE

- Noeud 7



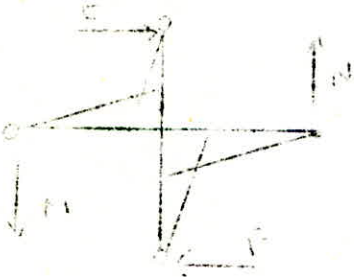
$$Mc = C \frac{h}{2} = 207,552 \times \frac{0,66}{2} = 68,492 \text{ Kgm}$$

$$MM = MB + Mc$$

$$MM = 68,492 + 257,994 = 326,486 \text{ Kgm}$$

$$M = \frac{326,486}{3,03} = 698,491 \text{ Kgm}$$

- Noeud 8



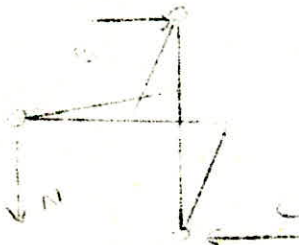
$$MF = F \frac{h}{2} = 3045,852 \times 0,33 = 1005,131 \text{ Kgm}$$

$$MN = MF + ME - MM$$

$$MN = 1005,131 + 3786,111 - 326,486 = 4464,756 \text{ Kgm}$$

$$N = \frac{4464,756}{6,392} = 698,491 \text{ Kg}$$

- Noeud 9



$$MN = Mc + MB$$

$$MN = 68,492 + 257,994 = 326,486 \text{ Kgm}$$

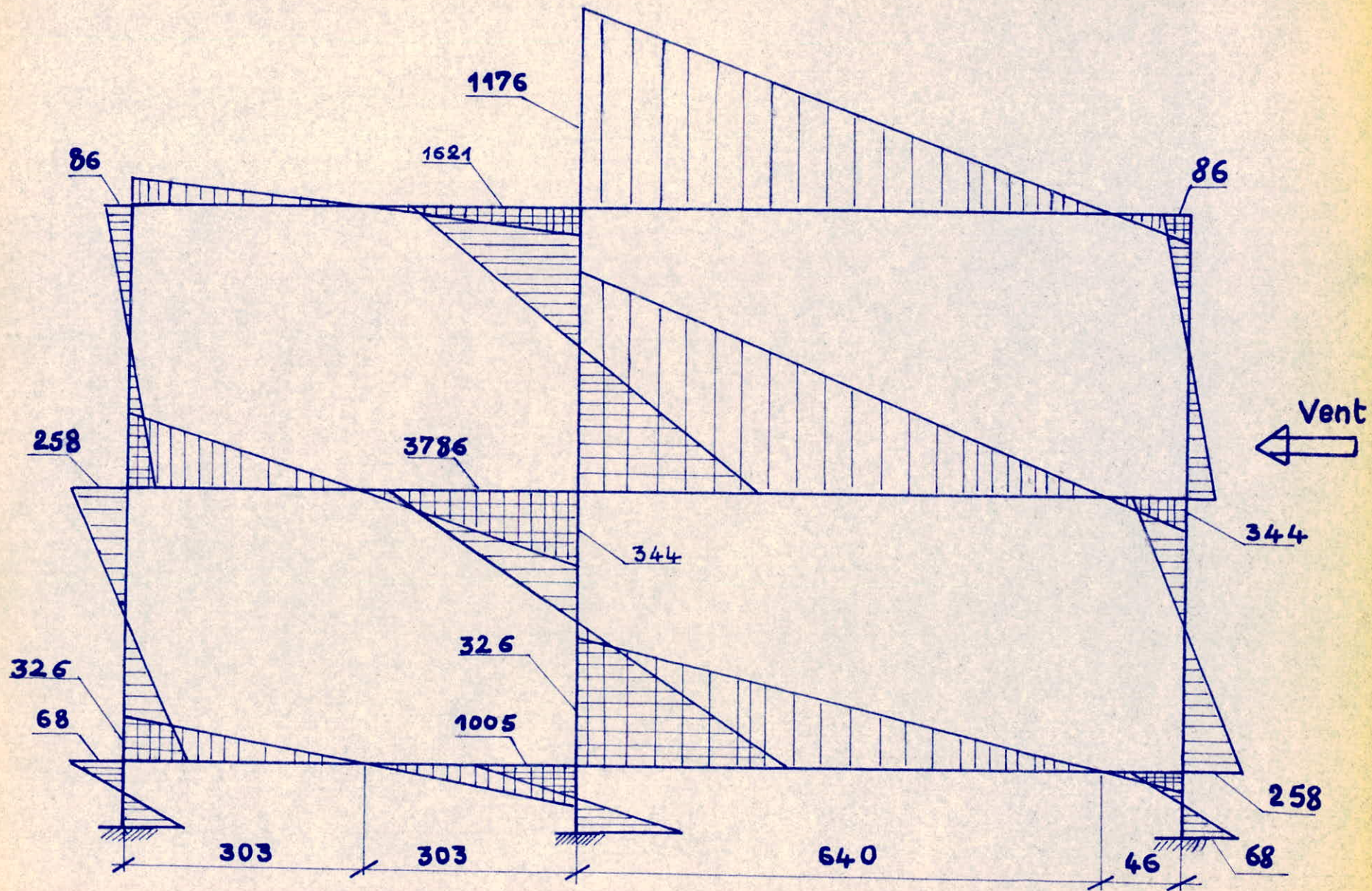
FORCES CONCENTREES AU NIVEAU DES TRAVERSEES

$$F1 = q \frac{h1}{2} = 476,388 \times \frac{3,47}{2} = 826,533 \text{ Kg}$$

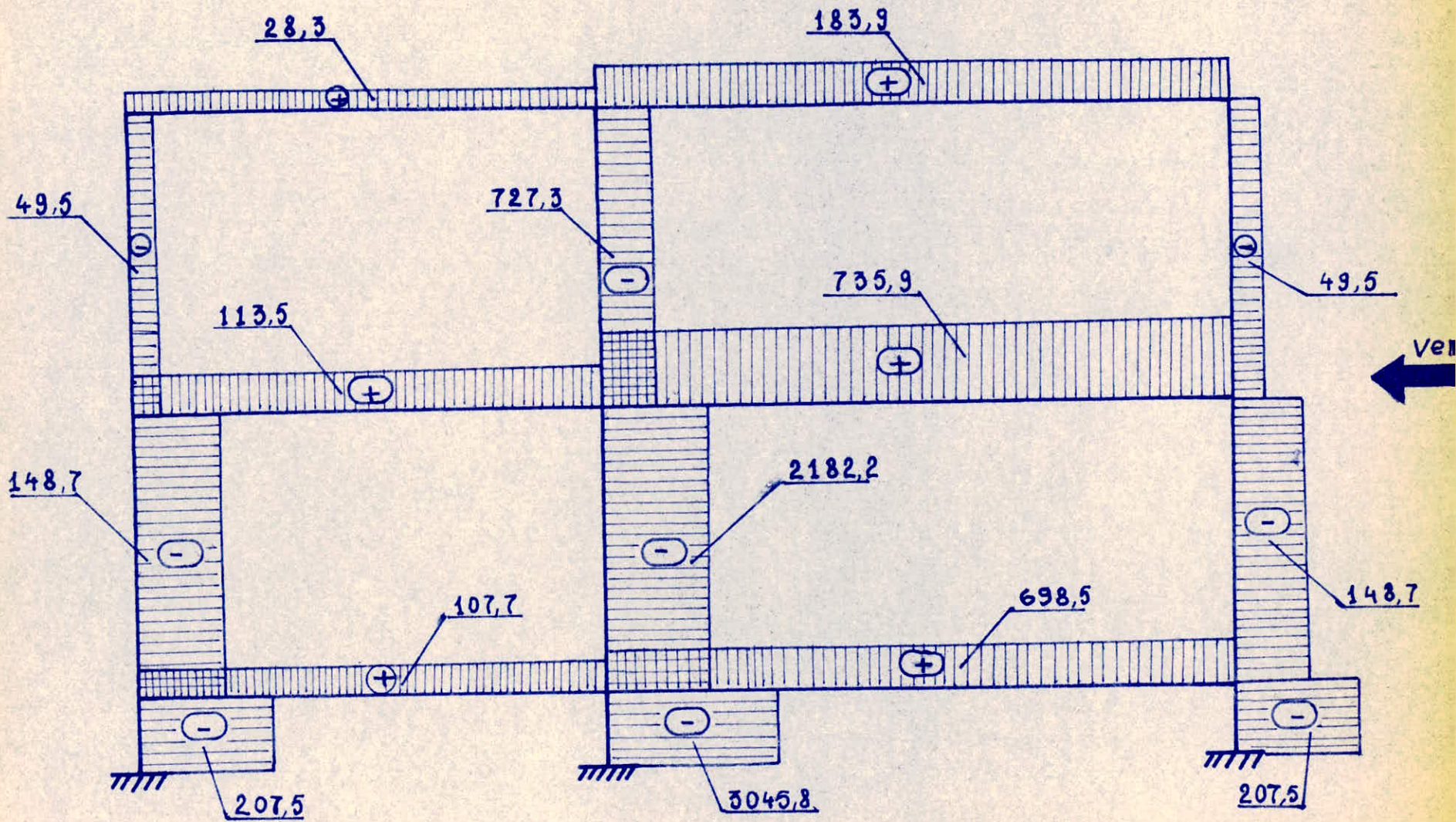
$$F2 = q h1 = 476,388 \times 3,47 = 1653,066 \text{ Kg}$$

$$F3 = q \left(\frac{h1}{2} + \frac{h2}{2} \right) = 476,388 \times 2,06 = 981,359 \text{ Kg}$$

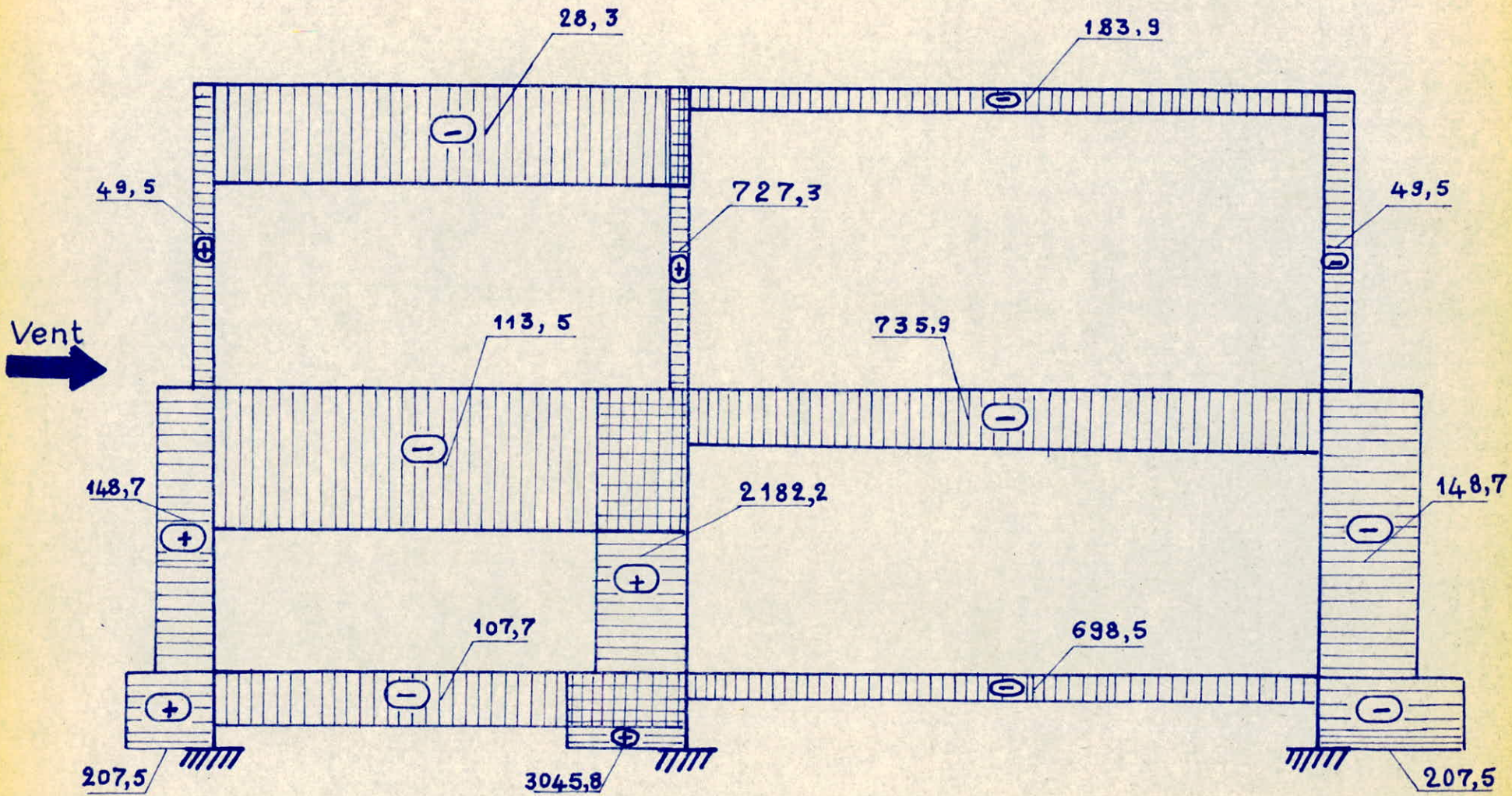
$$F4 = q \frac{h2}{2} = 476,388 \times 0,33 = 157,208 \text{ Kg}$$



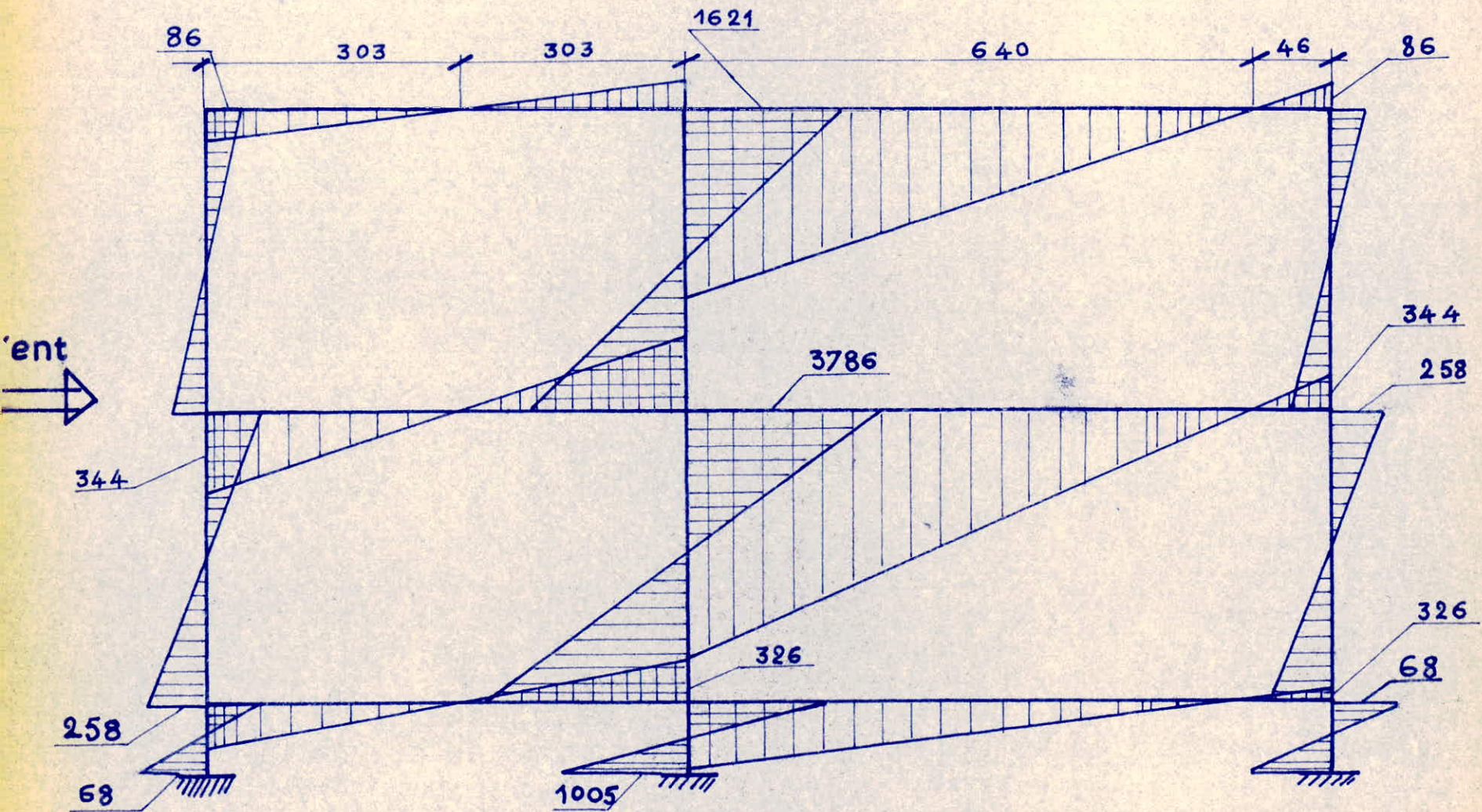
Portique intermédiaire - Moment Fléchissant (Kgm)



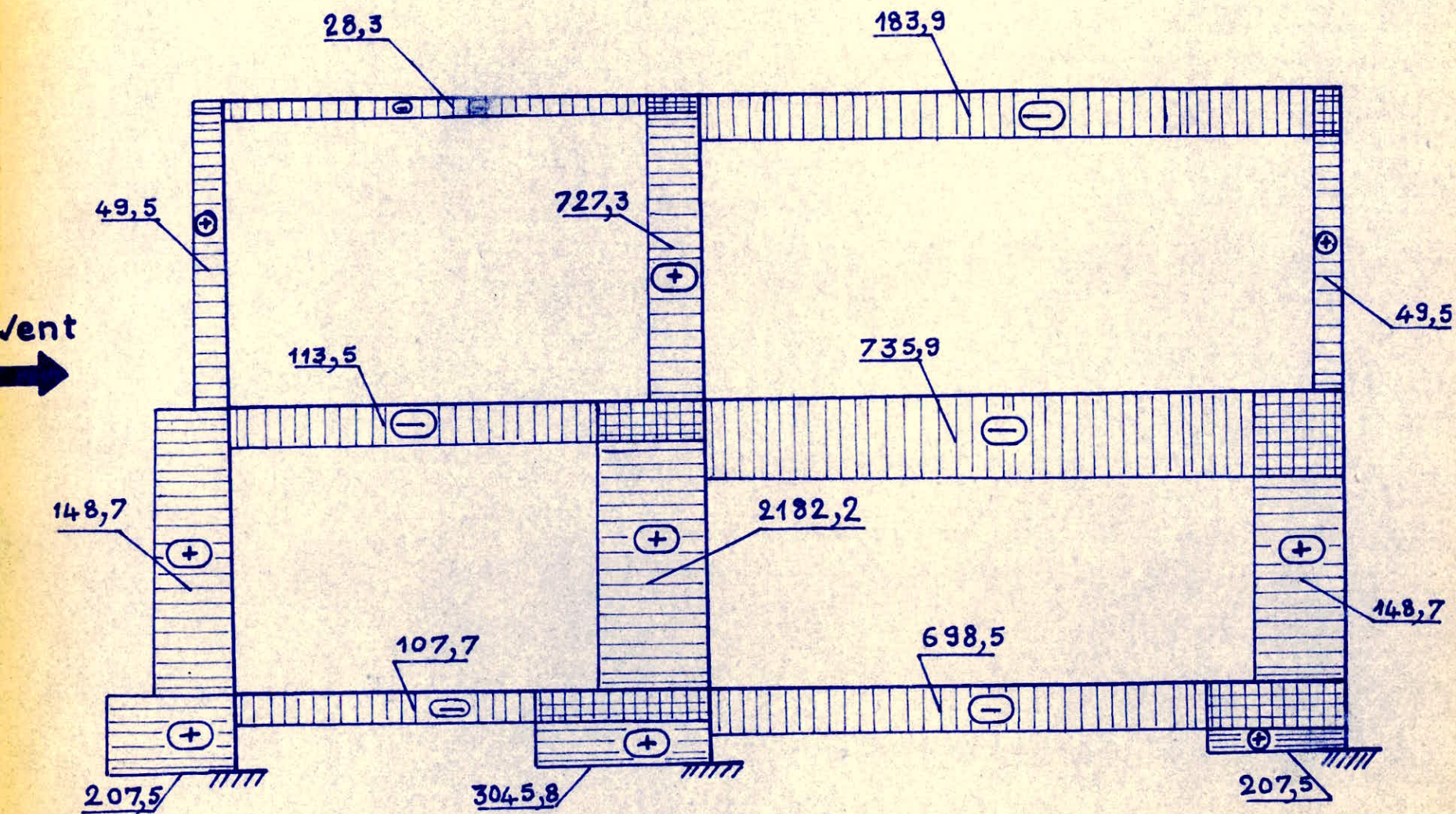
Portique intermédiaire - Effort Tranchant (Kg)



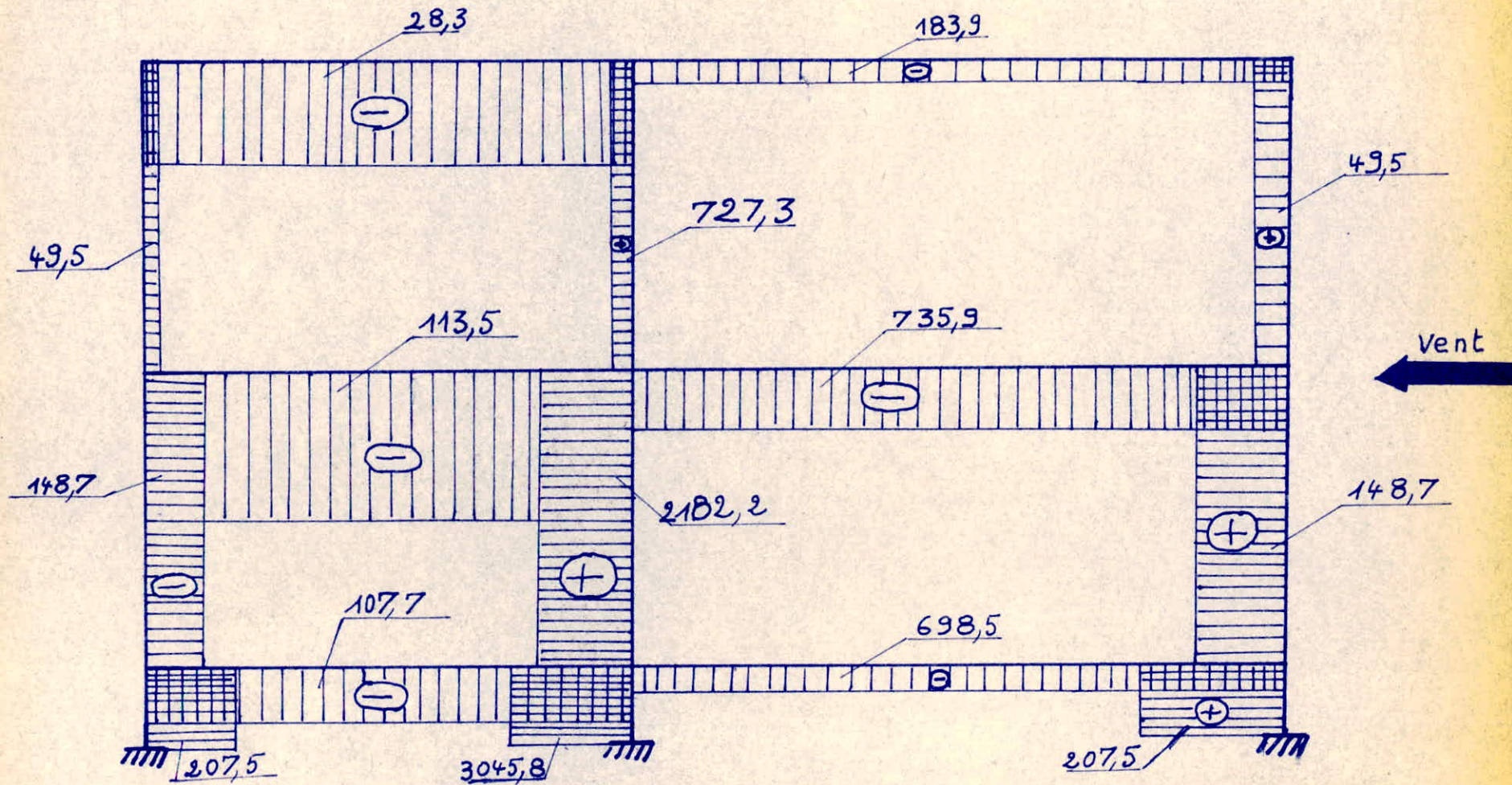
Portique intermédiaire Effort Normal (Kg)



Portique intermédiaire - Moment Fléchissant (Kgm)



Portique intermédiaire — Effort Tranchant (Kq)



Portique intermédiaire — Effort Normal (Kg)

// H A P I T R E : //

ETUDE DES PORTIQUES

79
ETUDE DES PORTIQUES.

On utilise pour l'étude des portiques la méthode de CROSS . Pour cela on prend les dimensions du portique entre-axes .On fait l'étude avec les charges permanentes, puis avec les surcharges, enfin on combine les diagrammes pour obtenir l'effet le plus defavorable.

Pour faciliter le calcul par la méthode de CROSS, on a réduit l'effet de la console du caniveau en un moment et une réaction appliqués au noeud considéré.

ETUDE DU PORTIQUE INTERMEDIAIREA.- ChargementA1 Traverse supérieureA11 Charges permanentes uniformes:

| | |
|----------------------------------------------------|-------------|
| Chapeau de l'acrotère | 39,60 Kg/ml |
| Étanchéité + protection | 11 " |
| Maçonnerie en briques pleines | |
| $\frac{0,48 + 2,25}{2} \times 0,12 \times 1\ 800$ | 144,54 " |
| Chainage en béton armé | 125,63 " |
| Maçonnerie en briques pleines | |
| $\frac{1,03 + 0,80}{2} \times 0,335 \times 1\ 800$ | 551,73 " |
| Revêtement extérieur | 86,70 " |
| Charge de la bande du panneau | |
| $0,10 \times 254 =$ | 450 " |
| Poids propre de la traverse | |
| $0,30 \times 2\ 500 \times 0,60 =$ | 450 " |
| Enduit de mortier de ciment | |
| $0,60 \times 0,03 \times 2\ 000 =$ | 36 " |
| Enduit de plâtre | |
| $0,40 \times 0,02 \times 1\ 400 =$ | 11,2 " |
| ===== | |
| gm = 1 481,80Kg/ml | |

A12 Charges trapézoïdales

On les uniformise :

$$M_{\max} = ql^2/8 - qa^2/6 = q'l^2/8$$

$$d'où q' = q (1 - 4a^2/3l^2)$$

A 121 Travée de 670 cm entre nus d'appuis

$$a = 1,69m \quad , \quad l = 6,70 m$$

$$q' = q (1 - 0,08) = 0,92 q$$

Charges permanentes :

$$g_2 = 0,92 \times 254 \times 1,69 = 394,92 \text{ Kg/ml}$$

Surcharges

Surcharges

$$p_1 = 0,92 \times 144 \times 1,69 = 223,90 \text{ Kg/ml}$$

A 122 Travée de 562 cm entre nus d'appuis

$$q' = q (1 - 0,12) = 0,86^3$$

Charges permanentes

$$g_2 = 0,86 \times 254 \times 1,69 = 369,16 \text{ Kg/ml}$$

Surcharges

$$p_2 = 0,86 \times 144 \times 1,69 = 209,29 \text{ Kg/ml}$$

soit en total une charge uniformément répartie :

Sur la travée D E

$$g = g_m + g_2 = 1\,481,8 + 369,16 = 1\,850,96 \text{ Kg/ml}$$

$$b = p_2 = 209,29 \text{ Kg/ml soit } 210 \text{ Kg/ml}$$

Sur la travée E F

$$g = g_m + g_1 = 1\,481,8 + 394,92 = 1\,876,72 \text{ Kg/ml}$$

$$p = p_1 = 223,90 \text{ Kg/ml}$$

On prend $g = 1\,880 \text{ Kg/ml}$ et $p = 225 \text{ Kg/ml}$

A 13 Réaction de poutrelles

Pour toute la traverse on a $R_g = 291,25 \text{ Kg}$

$$R_p = 113,35 \text{ Kg}$$

A 14 Au noeud FGH on a un moment dû au cas niveau

$$M = 854,65 \text{ Kgm}$$

A 2 Traverse Intermédiaire

A 21 Chargement

Maçonnerie en briques creuses

$$0,30 \times 2,97 \times 1\,400 = 1\,247,40 \text{ Kg/ml}$$

Enduit de mortier de ciment

$$0,03 \times 2,97 \times 2\,000 = 178,20 \text{ Kg/ml}$$

Enduit de plâtre

$$0,02 \times 2,97 \times 1\,400 = 83,16 \text{ Kg/ml}$$

Poids propre + enduits

$$497,20 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{-----}$$

$$g = 2\,005,96 \text{ Kg/ml}$$

On prend sur toute la traverse (sauf zone couloir) :

$$g = 2\,010 \text{ Kg/ml}$$

Pour le couloir on a uniquement le poids propre et les enduits soit : $497,20 \text{ Kg/ml} = 500 \text{ Kg/ml}$

A 3 Réactions des poutrelles

Travées CJ et BK

Rg = 700 Kg

Rb = 900 Kg

Travées JG et KH

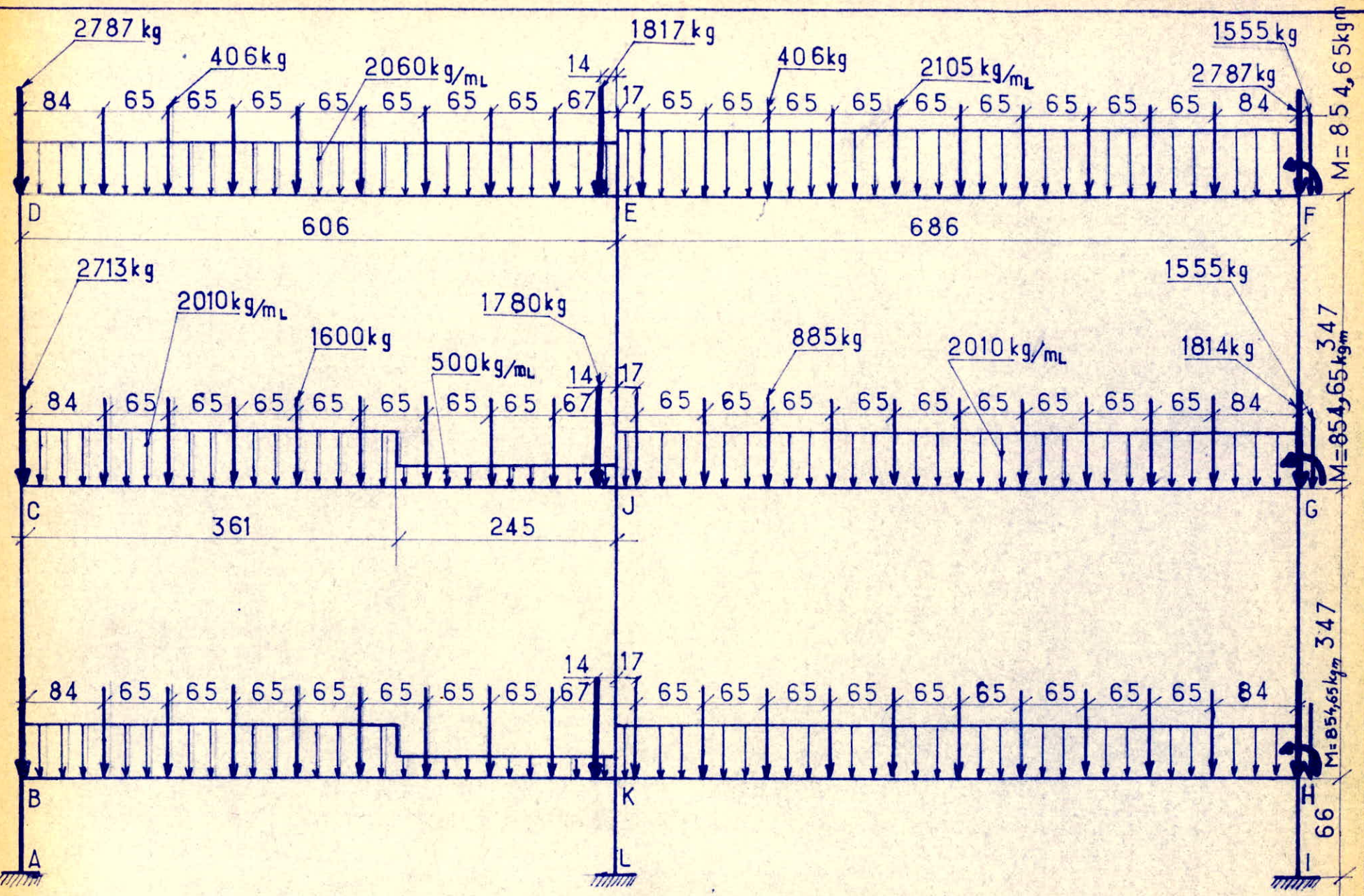
Rg = 434 Kg

Rp = 451 Kg

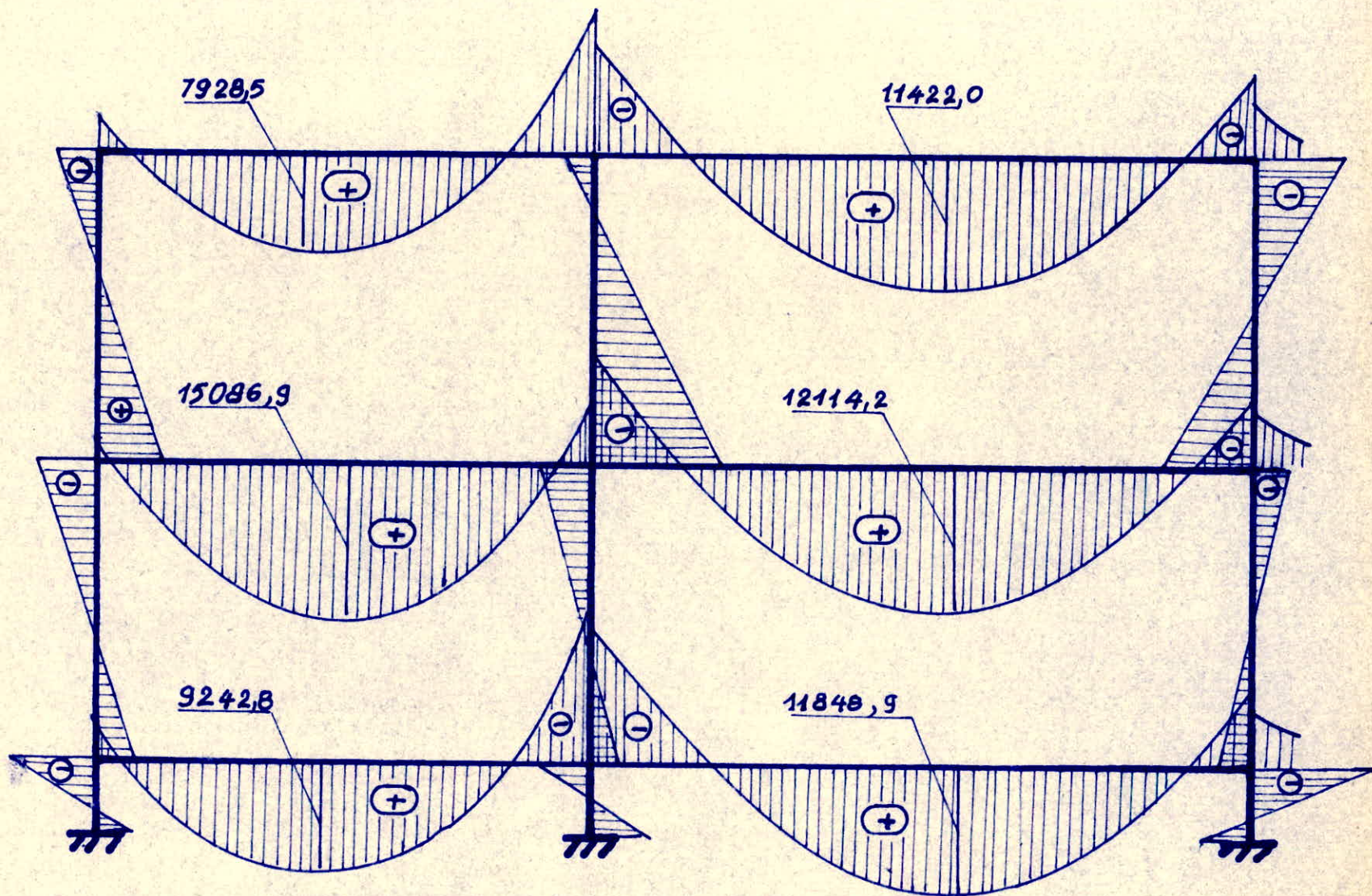
PORTIQUE DE RIVE

PB 00273
après p. 80

| | | Cof. de Réport. | CHARGE g (Kgm) | CHARGE p (Kgm) | CHARGE g+p (Kgm) | EFFORTS TRANCHANTS (en Kg) |
|---|----|-----------------|----------------|----------------|------------------|-------------------------------|
| A | AB | 1,000 | - 87,988 | - 794,612 | - 882,600 | 5538,367 |
| B | BA | 0,294 | -1418,841 | - 1324,181 | -2743,022 | 5538,367 |
| | BK | 0,648 | +1546,623 | +1905,922 | +3452,545 | 8656,347 |
| | BC | 0,058 | - 131,410 | - 581,132 | - 712,542 | 456,990 |
| C | CB | 0,076 | - 244,827 | - 630,188 | - 875,015 | 456,990 |
| | CJ | 0,848 | -1287,121 | +1034,061 | - 253,060 | 9515,808 |
| | CD | 0,076 | +1511,032 | - 400,814 | +1110,218 | 667,473 |
| D | DC | 0,082 | +1480,810 | - 277,604 | +1203,215 | 667,473 |
| | DE | 0,918 | +925,966 | + 278,250 | +1204,216 | 7057,713 |
| E | ED | 0,380 | -14178,266 | -1906,883 | -16085,149 | 11968,351 |
| | EJ | 0,282 | + 641,777 | - 93,340 | + 548,437 | 2699,137 |
| | EF | 0,338 | +13508,307 | +2003,253 | +5511,560 | 12534,106 |
| F | FE | 0,909 | -4892,267 | -203,975 | -5096,242 | 9497,571 |
| | FG | 0,091 | +3394,284 | +203,146 | +3597,430 | 2033,036 |
| G | GF | 0,084 | +3343,099 | + 229,658 | +3572,757 | 2033,036 |
| | GJ | 0,832 | -5958,942 | - 492,115 | -6451,057 | 10532,357 |
| | GH | 0,084 | +1140,770 | + 263,481 | +1404,251 | 858,907 |
| H | HG | 0,063 | +1148,574 | +223,319 | +1371,893 | 858,907 |
| | HK | 0,621 | -6014,233 | - 901,458 | - 6915,691 | 10590,473 |
| | HI | 0,316 | +3333,321 | +682,107 | +4015,428 | 9409,304 |
| I | IH | 1,000 | +1946,215 | + 248,498 | +2194,713 | 9409,304 |
| J | JC | 0,296 | - 935,770 | -5147,218 | -6082,988 | 11439,876 |
| | JE | 0,220 | -10251,908 | + 337,460 | -9914,448 | 2699,137 |
| | JG | 0,264 | +12471,727 | +4365,816 | +16837,543 | 13560,486 |
| | JK | 0,220 | -1262,060 | + 442,446 | - 819,614 | 403,009 |
| K | KJ | 0,114 | - 859,998 | + 281,169 | - 578,829 | 403,009 |
| | KB | 0,153 | -9451,056 | -5039,750 | -14490,806 | 12299,337 |
| | KH | 0,136 | +12952,459 | +3851,042 | +16903,501 | 13502,369 |
| | KL | 0,597 | -2734,554 | + 907,941 | -1826,613 | 3868,075 |
| L | LK | 1,000 | -1046,325 | + 320,009 | - 726,316 | 3868,075 |



Chargement du portique de rive gauche



Portique de rive — Moments Fléchissants (Kg m)
 Effet le plus défavorable (g+p)

ETUDE DU PORTIQUE INTERMEDIAIRE

A Chargement

A 1 Traverse supérieure

A 11 Charges uniformes

Charges permanentes :

Poids propre 330 Kg/ml

Enduits de plâtre 7,56 Kg/ml

Maçonnerie en briques pleines 362,34 Kg/ml

Chainage en béton armé 82,50 Kg/ml

Charges Dûes à la bande du panneau

$254 \times 0,22 =$ 55,88 Kg/ml

 $g_1 = 838,28 \text{ Kg/ml}$

Surcharges :

$P_1 = 144 \times 0,22 = 31,68 \text{ Kg/ml}$

A 12 Charges trapézoïdales

On les uniformise :

Travée D E

$g_2^1 = 2 \times 369,16 = 738 \text{ Kg/ml}$

$p_2^1 = 2 \times 209,29 = 418,58 \text{ Kg/ml}$

Travée E F

$g_2^2 = 2 \times 394,92 = 789,84 \text{ Kg/ml}$

$p_2^2 = 2 \times 223,90 = 447,80 \text{ Kg/ml}$

Soit en total une charge uniforme :

Travée D E

$g = g_1 + g_2^1 = 838,28 + 738,32 = 1\,576,60 \text{ Kg/ml}$

$p = p_1 + p_2^1 = 31,68 + 418,58 = 450,26 \text{ Kg/ml}$

On prend : $g = 1\,580 \text{ Kg/ml}$

$p = 450 \text{ Kg/ml}$

Travée E F

$g = g_1 + g_2^2 = 838,28 + 789,84 = 1\,628,12 \text{ Kg/ml}$

$p = p_1 + p_2^2 = 31,68 + 447,80 = 479,48 \text{ Kg/ml}$

On prend : $g = 1\,630 \text{ Kg/ml}$

$p = 480 \text{ Kg/ml}$

A 12 Réaction des poutrelles

Sur toute la traverse on a :

$$R_g = 676 \text{ Kg}$$

$$R_p = 272 \text{ Kg}$$

A 2 Traverse intermédiaire

A 21 Charges uniformément réparties

Poids propre + enduits 337,56 Kg/ml

Maçonnerie en briques creuse avec enduits

$$135 \times 2,97 = \text{span style="float: right;">338,25 Kg/ml$$

=====

$$g = 725,81 \text{ Kg/ml}$$

On prend : $g = 730 \text{ Kg/ml}$

Dans la zone couloir on prend : $g = 337,56 = 340 \text{ Kg/ml}$

A 22 Réaction des poutrelles

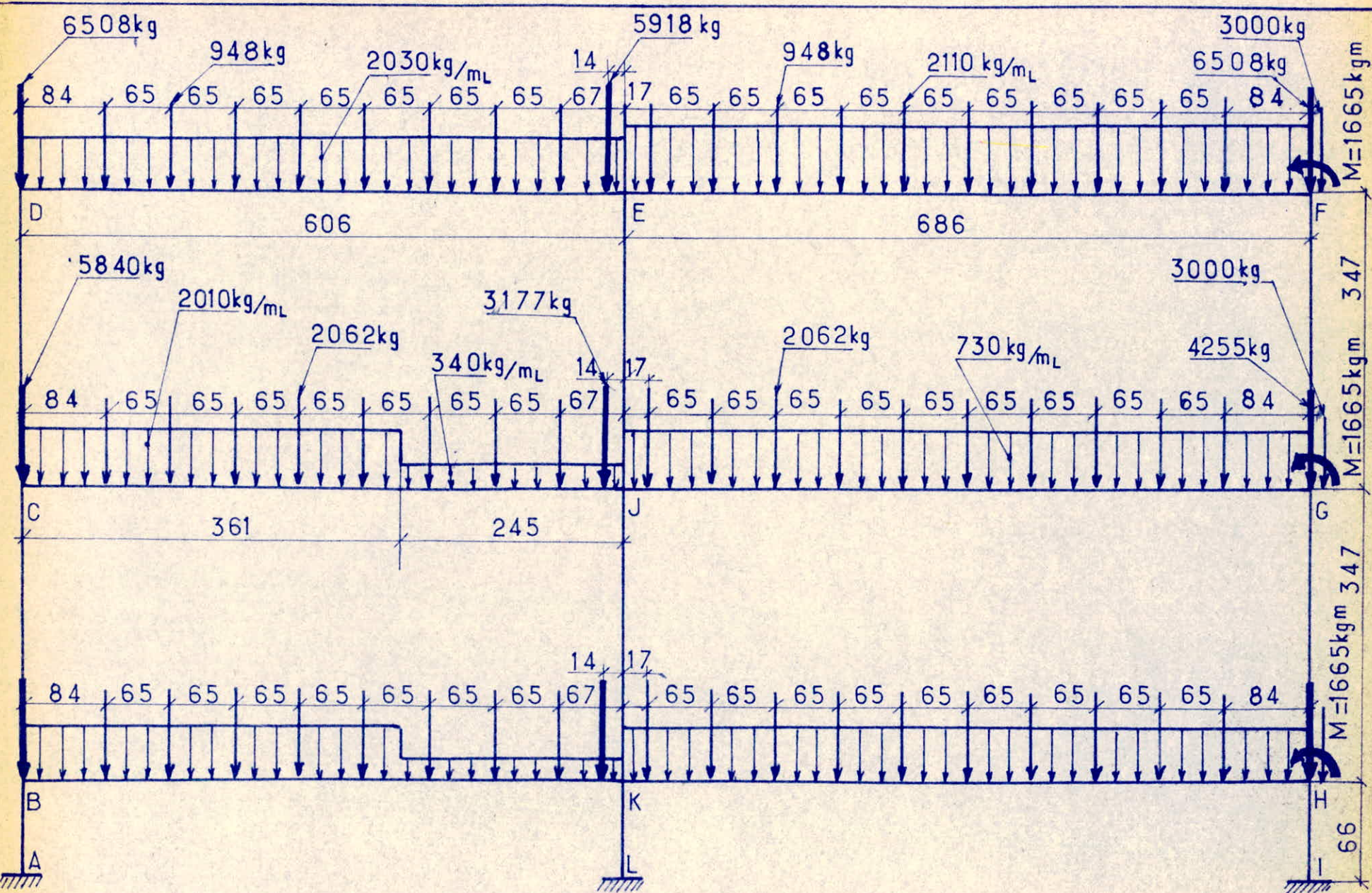
Pour toute la travers on a :

$$R_g = 1\ 006 \text{ Kg}$$

$$R_p = 1\ 056 \text{ Kg}$$

A 3 Au noeud F G et H on a un moment dû au cas niveau :

$$M = 1\ 665,29 \text{ Kgm}$$

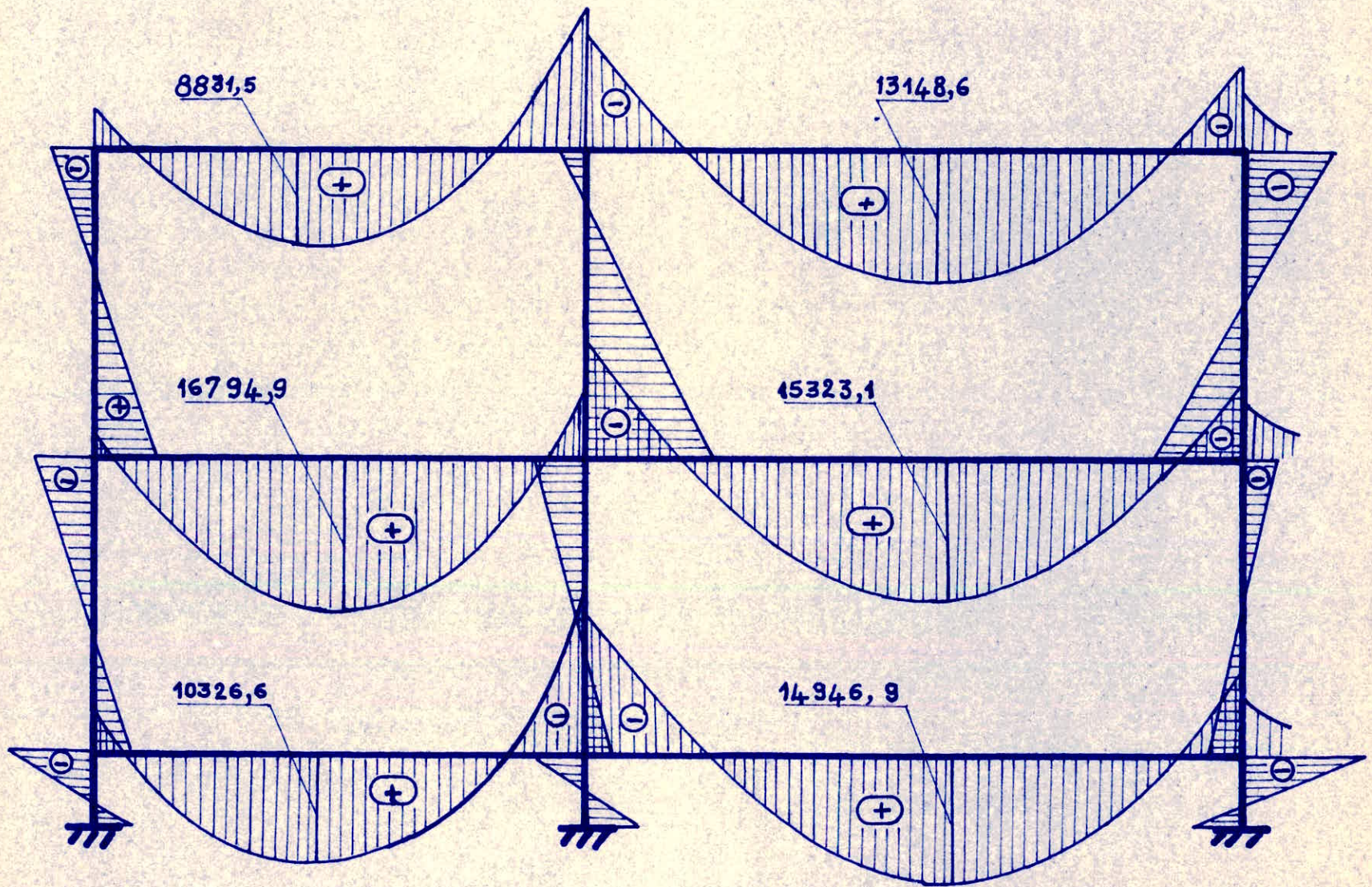


Chargement du portique intermédiaire

PORTIQUE INTERMEDIAIRE

| | | Cœf de Répartition | CHARGE g+p (Kgm) | EFFORTS TRANCHANTS (Kg) |
|---|----|--------------------|------------------|-------------------------|
| A | AB | 1,000 | - 980,667 | 6153,742 |
| B | BA | 0,295 | - 3047,803 | 6153,742 |
| | BK | 0,650 | + 3836,162 | 9618,164 |
| | BC | 0,055 | - 791,714 | 507,767 |
| C | CB | 0,073 | - 970,239 | 507,767 |
| | CJ | 0,854 | - 281,178 | 10573,120 |
| | CD | 0,073 | + 1233,576 | 741,637 |
| D | DC | 0,080 | + 1339,906 | 741,637 |
| | DE | 0,920 | - 1339,906 | 7841,904 |
| E | ED | 0,346 | - 17872,388 | 13298,163 |
| | EJ | 0,348 | + 609,375 | 2999,042 |
| | EF | 0,306 | + 17235,067 | 13926,785 |
| F | FE | 0,912 | - 5662,492 | 10552,857 |
| | FG | 0,088 | + 3997,145 | 2258,929 |
| G | GF | 0,081 | + 3969,730 | 2258,929 |
| | GJ | 0,838 | - 7167,842 | 11702,619 |
| | GH | 0,081 | + 1560,279 | 954,342 |
| H | HG | 0,060 | + 1524,326 | 954,342 |
| | HK | 0,622 | - 7684,102 | 11767,193 |
| | HI | 0,318 | + 4461,587 | 10454,783 |
| I | IH | 1,000 | + 2438,570 | 10454,783 |
| J | JC | 0,256 | - 6758,876 | 12710,974 |
| | JE | 0,258 | - 11016,054 | 2999,042 |
| | JG | 0,228 | + 18708,382 | 15067,207 |
| | JK | 0,258 | - 910,683 | 447,788 |
| K | KJ | 0,123 | - 643,144 | 447,788 |
| | KB | 0,122 | - 16100,896 | 13665,930 |
| | KH | 0,108 | + 18781,668 | 15002,633 |
| | KL | 0,646 | - 2029,571 | 4297,862 |
| L | LK | 1,000 | - 807,018 | 4297,862 |

après p. 82.



Portique intermédiaire — Moments Fléchissants (Kg m)
 Effet le plus défavorable (n+n)

II H A P I T R E : II

ETUDE DES TRAVERSEES

Vu l'Article A15 p 147 CCBA 68, on ne fait pas état dans le calcul des efforts normaux dans les poutres.

-De plus notons qu'on a négligé les tensions verticales du vent car ces tensions soulagent les flèches des planchers dues aux effets.

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

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

I - PORTIQUE INTERMEDIAIRE

A.- TRAVERSE SUPERIEURE

A1.-ARMATURES LONGITUDINALES

AK.SECION EN HAVEE

TRAVEE DE

$$a = b = 22 \text{ cm} \quad ht = 60 \text{ cm}$$

$$M_t = 8.831,60 \text{ Kgm}$$

on prend $S = 0,8$ ce qui nous donne :

$$h = \frac{60}{1,08} = 55,55 \text{ cm} \quad \text{soit } h = 56 \text{ cm}$$

d'où $d = 4 \text{ cm}$

$$j' = \frac{15 M}{a b h^2} = \frac{15 \times 883.160}{2.800 \times 22,56} = 0,068$$

$$k = 31,7$$

$$x = 0,3.212$$

$$w = 0,507$$

La La contrainte dans le béton est $\sigma_b = \frac{ra}{k} = \frac{2800}{31,7} = 88,33 \text{ bers}$

Et la section d'acier sera :

$$A = \frac{w b h}{100} = \frac{0,507 \times 22 \times 56}{100} = 6,21 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \text{ T } 20 = 6,28 \text{ cm}^2$

POURCENTAGE MINIMALE D'ARMATURE :

$$\frac{A}{b_0 h} > 4 \frac{b}{a} \left(\frac{ht}{h}\right)^2$$

$$\frac{A}{b_0 h} > 0,54 \frac{5,8}{2.800} \left(\frac{60}{56}\right)^2 \approx 0,00128$$

D'où $A_{\text{mini}} = 1,57 \text{ cm}^2 < 6,28 \text{ cm}^2$
Le pourcentage minimale est vérifié

$$\alpha_f = \frac{A}{Bf} = \frac{6,28}{22 \times 8} = 0,0.356$$

$$\sigma_1 = \frac{k \alpha_f}{1 + 10 \alpha_f} = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 0,0.356}{20 (1 + 0,0.356)} = 3.150$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{20} \times 1,5 \cdot 10^6 \times 5,8} = 2.001$$

$\bar{\sigma}_a$ est le minimum de $\left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} 4200 = 2.800 \text{ (Pom } \downarrow \leq 20) \\ \text{MAXI de } \begin{cases} \sigma_1 = 3.150 \\ \sigma_2 = 2001 \end{cases} \end{array} \right.$

D'où $\bar{\sigma}_a = 2.800$ ce qui justifie notre choix

A 13 SECTION A L'APPUI

Etudions l'exemple d'un appui intermédiaire soit l'appui E :

Il faut ajouter au moment dû aux charges verticales le moment dû au vent :

$$M_{ED} = 17.872,388 + 85,997 = 17.958,385 \text{ Kgm}$$

$$M_{EF} = 17.235,065 + 1.262,032 = 18.497,097 \text{ Kgm}$$

Nous avons deux moments l'un à droite l'autre à gauche

✗ Pour le calcul on prend le plus grand moment

$$\text{Soit } M_E = 18.497,097 \text{ Kgm}$$

Comme les diamètres des barres seront certainement supérieur à 20 mm.

Nous prendrons :

$$\sigma_{en} = 4000 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} 4000 = 2.666,66 \text{ bars}$$

Nous avons une section rectangulaire 22 x 60 soumise à un moment

$$M = 18.497,097 \text{ Kgm}$$

$$\mu' = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 18.497 \cdot 10}{2.666,66 \times 22 \times 56^2} = 0,1508$$

Poutre II. Pout des aciers comprimés.

Nous utiliseront la méthode du DM

$$k_1 = k_2 = k = \frac{M}{\sqrt{b} b h^2} = \frac{184\,9710}{135,22 \times 56^2} = 0,1\,985$$

L'Abaque correspondant aux valeurs de k pour le minimum de nous donne : $k = 27$

$$\text{d'où } \bar{a} = k \bar{b} = 27 \times 135 = 3\,645 \quad \bar{a} = 2\,666,66$$

$$\text{Donc on prend : } k = k_0 = \frac{\bar{a}}{\bar{b}} = \frac{2\,666,66}{135} = 19,5$$

$$d = 0,4316$$

$$k = 19,5 \quad \mu = 0,1403$$

$$\omega = 1,093$$

$$\alpha = 0,1847$$

$$M_0 = 6bh^2 \alpha b = 0,1847 \times 22 \times 56^2 \times 135 = 17\,202,81 \text{ Kgm}$$

$$\text{d'où } DM = 18\,497,10 - 17\,202,81 = 1\,294,28 \text{ Kgm}$$

$$\bar{a}' = \frac{15(x - S)}{\alpha} = \frac{15(0,4316 - 0,071)}{0,4316} \times 135 = 671,39 \text{ Kg/cm}^2$$

135 Kg/cm^2

d'où les sections d'aciers :

Armatures comprimés :

$$A' = \frac{DM}{(h-d) \bar{a}} = \frac{129\,428}{(56-4)671,39} = 3,7 \text{ cm}^2$$

On prolonge les 2 T 20 pour compenser cette section.

Armatures tendues :

$$A = \frac{\omega b h}{100} + \frac{DM}{(h+d) \bar{a}}$$

$$A = \frac{1,093 \times 22 \times 56}{100} + \frac{129\,428}{52 \times 2\,666,66} = 14,40 \text{ cm}^2$$

On prendra 3 T 25 = 14,73 cm²

Examinons l'influence de l'effort tranchant à l'appui

La valeur de $T + \frac{M}{Z}$ étant très faible il n'y a pratiquement aucune vérification à faire en ce qui concerne la section sur appui et l'ancrage des armatures inférieures.-

Pour les armatures^{U'} supérieures nous avons ;

$$\bar{\sigma}_d = 2 \times 5,8 = 11,6 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{pour des T 10}$$

$$l'd = \frac{1 \times 2 \ 800}{4 \times 11,6} = 63 \text{ cm}$$

Nous prenons donc un retour d'équerre avec $L = 20 \text{ cm}$

$$l = \frac{63 + 3,5 \times 1 - 20}{1,886} = 24,65 \text{ cm}$$

Pour des T 14

$$l'd = \frac{1,4 \times 2 \ 800}{4 \times 11,6} = 84,48 \text{ cm}$$

$$l = \frac{84,48 + 3,5 \times 1,4 - 20}{1,886} = 36,78$$

Pour des T 16

$$l'd = \frac{1,6 \times 2 \ 800}{4 \times 11,6} = 96,55 \text{ cm}$$

$$l = \frac{96,55 + 3,5 \times 1,6 - 20}{1,886} = 43,55 \text{ cm}$$

Soit on pratique pour tous les appuis de rive un retour d'équerre avec $L = 20 \text{ cm}$ et $l = 50 \text{ cm}$ pour tenir compte du fait que la formule précédente n'est rigoureuse que pour $l'Adx$.

En ce qui concerne l'adhérence, aucune vérification n'est à faire, puisque les armatures inférieures, d'une part, et les armatures supérieures d'autre part, ont respectivement des longueurs plus grandes que $100 \varnothing$ et $50 \varnothing$.

88

A2 Armatures transversales (CCBA 68 p 36 art. 25)

TRAVEE DE

$$T = 13\,326,55 \text{ Kg}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{13.326,55}{29 \times 49} = 12,36$$

$$\text{On a } \bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_b' = 135 \text{ Kg/cm}^2$$

Donc il faut vérifier :

$$\bar{\sigma}_b \leq \left(4,5 - \frac{135}{67,5}\right) = 14,5 \text{ Kg/cm}^2 \quad \underline{\text{Vérfié}}$$

Pour les armatures transversales on choisit un cadre $\emptyset 8$ Adx

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

$$\text{On a } \bar{\sigma}_{at} = p_a \cdot \sigma$$

$$\text{Avec } p_a = 1 - \frac{b}{9 \cdot b} = 1 - \frac{12,36}{9 \times 5,8} = 0,764 > \frac{2}{3}$$

Donc on prend $p_a = 0,764$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,764 \times 2400 = 1\,833,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = \frac{a_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1\,833,6 \times 49 \times 1,0}{13\,326,5} = 6,7$$

d'autre part

$$\bar{t} \cdot E = h \left(1 - 0,3 - \frac{b}{b}\right) = 56 \cdot \left(1 - 0,3 - \frac{12,36}{5,8}\right) = 20,2 \text{ cm}$$

Alors \bar{t} a pour borne inférieure $0,2h$ soit $0,2h = 11,2 \text{ cm}$

On prend donc $t = 6 \text{ cm}$

x TRAVEE E F

$$T = 14\,110,7 \text{ Kg}$$

$$\bar{\sigma}_b = 11,45 \text{ Kg/cm}^2 < 14,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = \text{Un cadre + un étrier } \emptyset 8 \text{ Adx}$$

$$p_a = 0,781$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 1\,874,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = 13,08 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = 22,8 \text{ cm}$$

$$t \geq 0,2h = 11,2 \text{ cm}$$

On prend $t = 13 \text{ cm}$

TRAVÉE C

$$T = 12,824,526 \text{ Kg}$$

$$\bar{\sigma}_b = 11,89 \text{ Kg/cm}^2 < 14,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = \text{un cadre} + 1 \text{ étrier}$$

$$p_a = 0,773$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 1\ 855,2$$

$$t = 14,2 \text{ cr}$$

$$\bar{t} = 21,56 \text{ cm} \quad \text{On prend } t = 14 \text{ cm}$$

$$0,2h = 11,2 \text{ cm}$$

TRAVÉE J G

$$T = 15\ 803 \text{ Kg}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14,6 \quad 14,5 \text{ cm}^2$$

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

$$p_a = 0,723$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 1\ 735,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = 10,8 \text{ cm}$$

on prend t = 10 cm

$$\bar{t} = 14 \text{ cm}$$

$$0,2h = 11,2 \text{ cm}$$

TRAVÉE BK

$$T = 13\ 773,6 \text{ Kg}$$

$$\bar{\sigma}_b = 11,179 \text{ Kg/cm}^2 < 14,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_t = 1,00 \text{ cm} = \text{un cadre } \emptyset \text{ G Adx}$$

$$p_a = 0,786$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 1\ 886,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = 6,7 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = 23,6 \text{ cm} \quad \text{On prend } t = 6 \text{ cm}$$

$$0,2h = 11,2 \text{ cm}$$

TRAVÉE KH

$$15\ 701,1 \text{ Kg}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14,56 \text{ Kg/cm}^2 < 14,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Même chose que la travée J C

On prend t = 10 cm

SOLLICITATION SUR LES TRAVERSES DU PORTIQUE INTERMEDIAIRE

| TRAVERSES | X_0 (m) | M^I CHARGES VERTICALES (kgm) | M^I VENT (kgm) | M^I TOTAL (kgm) | T max Charges verticales (kg) | T VENT (kg) |
|-----------|-----------|-----------------------------------------|------------------------|-------------------------|----------------------------------------|-------------------|
| DE | 2,25 | 8809,498 | 22,101 | 8831,599 | 13298,168 | 28,381 |
| EF | 3,90 | 12691,207 | 457,477 | 13148,684 | 13926,785 | 183,985 |
| CJ | 2,75 | 16763,329 | 31,647 | 16794,976 | 12710,974 | 113,523 |
| JG | 3,86 | 13460,281 | 1862,844 | 15323,125 | 15067,207 | 735,943 |
| BK | 2,50 | 10269,827 | 56,808 | 10326,635 | 13665,930 | 107,750 |
| KH | 3,84 | 13165,508 | 1781,437 | 14946,945 | 15002,630 | 698,491 |

PORTIQUE INTERMEDIAIRE

SECTION SUR APPUIS

| APPUIS | M ^I CHARGES VERTICALES (Kgm) | M ^I VENT (Kgm) | M ^I TOTAL (Kgm) | k | σ ^b (Kg/cm ²) | Aciers comprimés | | | ACIERS TENDUS | | |
|--------|--------------------------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|----------|-----------------------------------------|------------------------------------------|------------------------------------------|--------------------|------------------------------------------|------------------------------------------|--------------------|
| | | | | | | Δ ^{calc.} (cm ²) | Δ ^{adop.} (cm ²) | Nbre et Ø barre | A ^{calc.} (cm ²) | A ^{adop.} (cm ²) | Nbre et Ø barre |
| D | 1339,90 | 85,99 | 1425,90 | 91,50 | 30,60 | | | | 0,94 | 1,57 | 2T10 |
| E | ED | 17872,38 | 85,99 | 17958,38 | | | | | | | |
| | EF | 17235,06 | 1262,03 | 18497,10 | 19,75 | 135,00 | 3,70 | 6,28 | 2T20 | 14,40 | 14,73 |
| F | 5662,49 | 85,99 | 5748,48 | 41,00 | 68,30 | | | | 4,03 | 4,62 | 3T14 |
| C | 281,178 | 343,99 | 625,17 | 144,00 | 19,50 | | | | 0,40 | 1,57 | 2T10 |
| J | JC | 6758,876 | 343,99 | 7102,867 | | | | | | | |
| | JG | 18708,38 | 4704,15 | 23412,53 | 19,75 | 135,00 | 17,78 | 17,81 | 3T25 2T14 | 17,94 | 18,84 |
| G | 7167,84 | 343,99 | 7511,83 | 35,00 | 80,00 | | | | 5,28 | 6,03 | 3T16 |
| B | 3836,162 | 326,486 | 4162,65 | 49,60 | 56,45 | | | | 2,88 | 3,08 | 2T14 |
| K | KB | 16100,89 | 326,48 | 16427,38 | | | | | | | |
| | KH | 18781,66 | 4464,75 | 13246,42 | 19,75 | | 17,31 | 17,58 | 2T25 1T20 3T14 | 17,82 | 18,84 |
| H | 7684,102 | 326,486 | 8010,58 | 33,50 | 83,58 | | | | 5,69 | 6,03 | 3T16 |

PORTIQUE INTERMEDIAIRE

SECTION EN TRAVEE

| TRAVEES | Moment | μ | α | $\tilde{\omega}$ | k | σ^b (Kg/cm ²) | A (cm ²) calculée | A (cm ²) adoptée | Nbre et Ø barre |
|---------|----------|--------|----------|------------------|-------|-------------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|--------------------|
| DE | 8831,60 | 0,0680 | 0,3212 | 0,507 | 31,70 | 88,33 | 6,21 | 6,28 | 2T20 |
| EF | 13148,68 | 0,1072 | 0,3876 | 0,818 | 23,70 | 118,14 | 10,07 | 11,19 | 2T20 1T25 |
| CJ | 16794,97 | 0,1369 | 0,4273 | 1,063 | 20,10 | 132,67 | 13,09 | 14,73 | 3T25 |
| JG | 15323,12 | 0,1249 | 0,4121 | 0,963 | 21,40 | 124,61 | 11,86 | 12,96 | 2T25 1T20 |
| BK | 10326,63 | 0,0840 | 0,3513 | 0,634 | 27,70 | 96,27 | 7,81 | 9,82 | 2T25 |
| KH | 14946,94 | 0,1218 | 0,4087 | 0,942 | 21,70 | 122,88 | 11,60 | 12,96 | 2T25 1T20 |

SOLLICITATIONS SUR LES TRAVERSEES DU PORTIQUE DE RIVE

| TRAVEREES | X _o (m) | M ^I CHARGES VERTICALES (kgm) | M ^I VENT (kgm) | M ^I TOTAL (kgm) | T max CHARGES VERTICALES (kg) | T VENT (kg) |
|-----------|--------------------|--------------------------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|----------------------------------------|-------------------|
| DE | 2,33 | 7928,548 | 23,549 | 7952,097 | 11968,350 | 33,64 |
| EF | 3,85 | 11422,086 | 156,659 | 11578,745 | 12534,106 | 86,01 |
| CJ | 2,78 | 15086,996 | 33,274 | 15120,270 | 11439,870 | 133,92 |
| JG | 3,82 | 12114,252 | 633,008 | 12747,260 | 13560,480 | 342,48 |
| BK | 2,55 | 9242,844 | 60,751 | 9303,595 | 12300,000 | 126,89 |
| KH | 3,80 | 11848,957 | 607,414 | 12456,371 | 13502,300 | 324,40 |

Portique de rive

SECTION EN TRAVEE

| TRAVEES | Moment | μ' | α | $\tilde{\omega}$ | k | σ'_b (Kg/cm ²) | A calculée (cm ²) | A adoptée (cm ²) | Nbre et Ø barre |
|---------|----------|--------|----------|------------------|-------|--------------------------------------|-------------------------------------|------------------------------------|--------------------|
| DE | 7952 09 | 0 0452 | 2693 | 0,331 | 40,70 | 68,80 | 6,56 | 6,28 | 2T20 |
| EF | 11578 74 | 0 0692 | 0 2240 | 0,518 | 31,30 | 85,20 | 8,70 | 9,42 | 3T20 |
| CJ | 15120 27 | 0 0904 | 0 3623 | 0,686 | 26,40 | 101,00 | 11,53 | 12,96 | 2T25 1T20 |
| JG | 12747 26 | 0 0761 | 0 3371 | 0,571 | 29,50 | 90,40 | 9,60 | 9,82 | 2T25 |
| BK | 9303 60 | 0 0556 | 0 2951 | 0,410 | 35,90 | 74,28 | 6,88 | 8,29 | 2T20 1T16 |
| KH | 12456 37 | 0 0744 | 0 3341 | 0,559 | 29,90 | 89,18 | 9,39 | 9,42 | 3T20 |

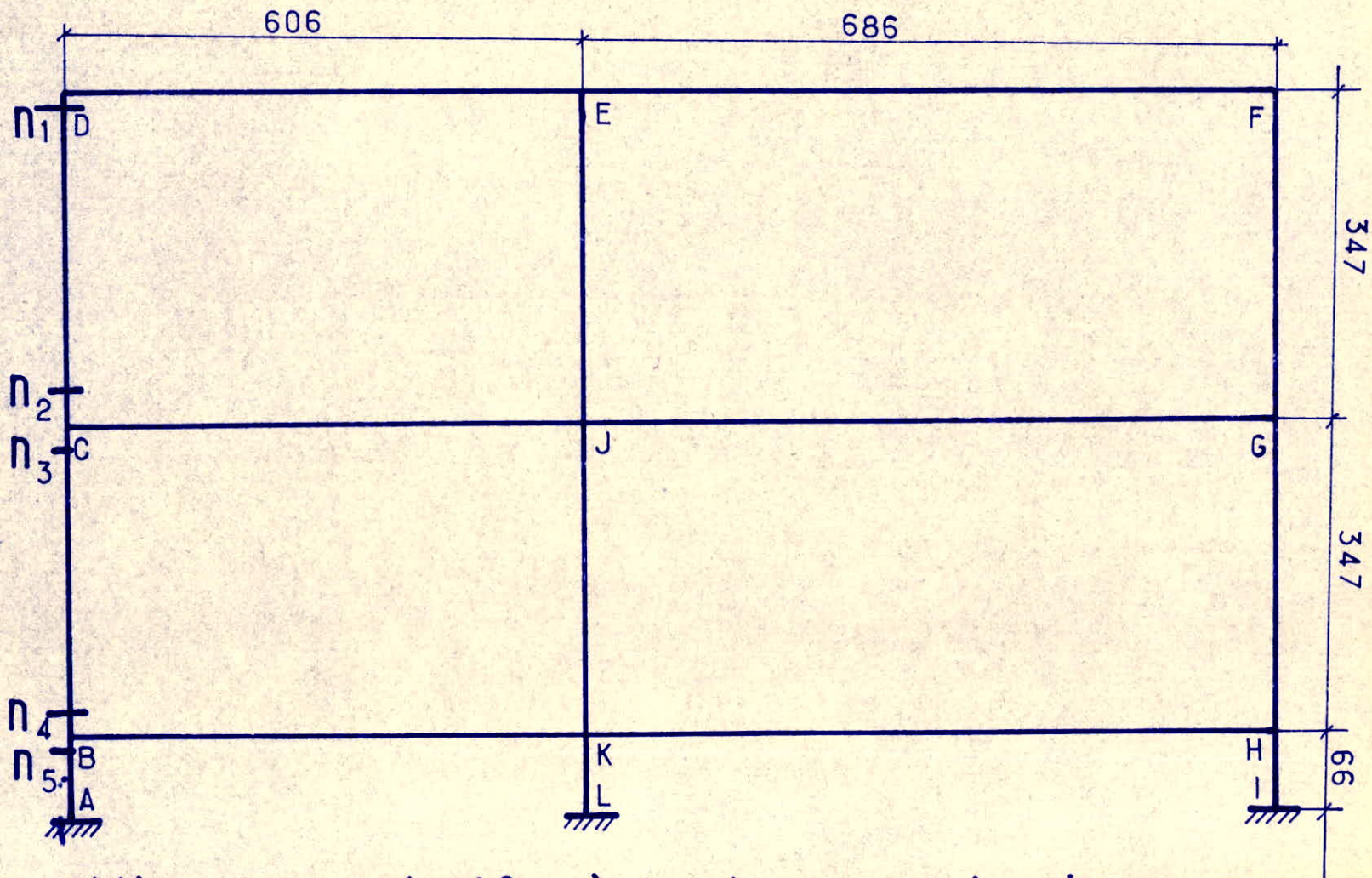
PORTIQUE DE RIVE

SECTION SUR APPUIS

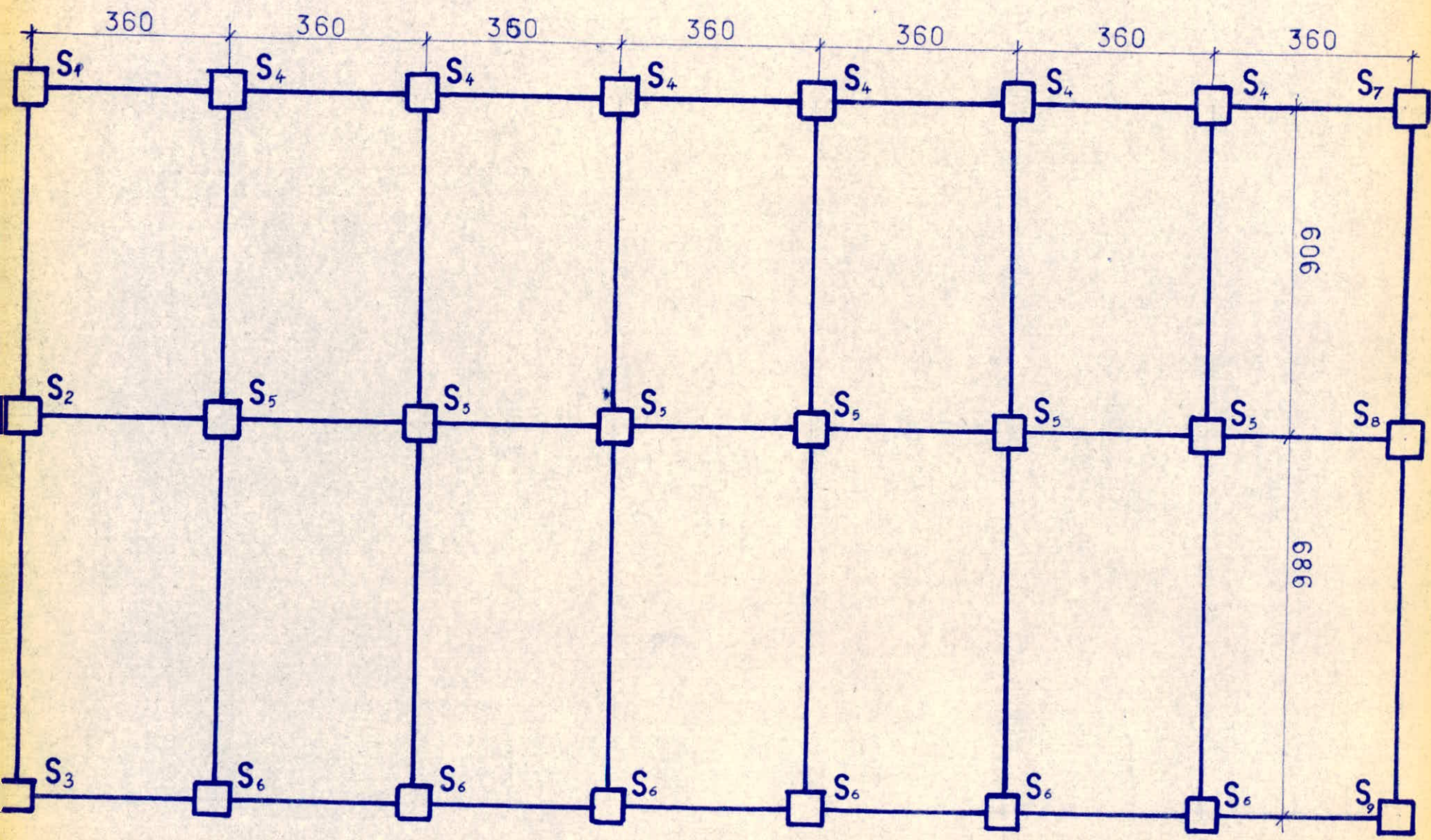
| APPUIS | MI CHARGES VERTICALES (Kgm) | MI VENT (Kgm) | MI TOTAL (Kgm) | k | σ_b (Kg/cm ²) | ACIERS TENDUS | | |
|--------|--------------------------------------|---------------------|----------------------|----------|-------------------------------------|----------------------------------|-------------------------------|--------------------|
| | | | | | | A calculée (cm ²) | A adop. (cm ²) | Nbre et Ø barre |
| D | 1204,21 | 101,94 | 1306,14 | 114,0 | 24,56 | 0,86 | 1,57 | 2T 10 |
| E | ED | 1339,90 | 1441,85 | | | | | |
| | EF | 15511,56 | 488,03 | 16000,00 | 25,5 | 104,58 | 12,20 | 12,57 |
| F | 5096,24 | 101,94 | 5198,19 | 52,5 | 53,34 | 3,56 | 3,81 | 2T 14 1T 10 |
| C | 253,06 | 405,79 | 658,85 | 164,0 | 17,07 | 0,43 | 1,57 | 2T 10 |
| J | JC | 6082,98 | 6488,78 | | | | | |
| | JG | 18708,38 | 1941,74 | 20650,12 | 21,5 | 124,00 | 16,06 | 16,08 |
| G | 6451,05 | 405,78 | 6856,85 | 44,4 | 63,06 | 4,78 | 6,28 | 2T 20 |
| B | 3452,55 | 384,50 | 3837,05 | 62,5 | 44,80 | 2,60 | 3,39 | 3T 12 |
| K | KB | 14490,00 | 14875,30 | | | | | |
| | KH | 16903,50 | 1840,65 | 18744,15 | 23,0 | 115,94 | 14,42 | 14,73 |
| H | 6915,70 | 384,50 | 7300,12 | 42,8 | 65,42 | 5,09 | 6,03 | 3T 16 |

II CHAPITRE : ^o II

ETUDE DES POTEAUX



Niveaux relatifs à la descente de charge



position des poteaux

Poteau S₁ (kg)

| NIVEAU | REACTION POUTRE LONGITUDI. | REACTION TRAVERSE | POIDS PROPRE | N TOTAL |
|---------------------|----------------------------------|----------------------|-----------------|-----------|
| n ₁ | 2787,19 | 7057,713 | | 9844,903 |
| n ₂ | | | 780,750 | 10625,653 |
| n ₃ | 2712,53 | 9515,808 | | 22853,991 |
| n ₄ | | | 780,750 | 23634,741 |
| n ₅ | 2712,53 | 8656,347 | | 35003,618 |
| NIVEAU FONDATION | | | 148,500 | 35152,118 |

Poteau S₂ (Kg)

| NIVEAU | REACTION POUTRE LONGITUDI. | REACTION TRAVERSE | POIDS PROPRE | N _{TOTAL} |
|---------------------|----------------------------------|----------------------|-----------------|--------------------|
| n ₁ | 1817,04 | 24502,457 | | 26319,497 |
| n ₂ | | | 1301,250 | 27620,747 |
| n ₃ | 1778,85 | 25000,362 | | 54399,959 |
| n ₄ | | | 1301,250 | 55701,209 |
| n ₅ | 1778,85 | 25801,706 | | 83281,765 |
| NIVEAU FONDATION | | | 247,50 | 83529,265 |

Poteau S_3 (Kg)

| NIVEAU | REACTION POUTRE LONGITUDI | REACTION CANIVEAU | REACTION TRAVERSE | POIDS PROPRE | N_{TOTAL} |
|--------------------------|---------------------------------|----------------------|----------------------|-----------------|-------------|
| n_1 | 2787,19 | 1155,06 | 9497,571 | | 13439,821 |
| n_2 | | | | 780,750 | 14220,571 |
| n_3 | 1813,47 | 1155,06 | 10532,357 | | 27721,458 |
| n_4 | | | | 780,750 | 28502,208 |
| n_5 | 1813,47 | 1155,06 | 10590,473 | | 42061,211 |
| NIVEAU FONDA- TION | | | | 148,50 | 42209,711 |

Poteau S_4 (Kg)

| NIVEAU | REACTION POUTRE LONGITUDI. | REACTION TRAVERSE | POIDS PROPRE | N_{TOTAL} |
|---------------------|----------------------------------|----------------------|-----------------|-------------|
| n_1 | 6508,00 | 7841,904 | | 14349,904 |
| n_2 | | | 419,87 | 14769,774 |
| n_3 | 3229,80 | 10573,120 | | 28572,694 |
| n_4 | | | 419,87 | 28992,564 |
| n_5 | 3229,80 | 9618,164 | | 41840,528 |
| NIVEAU FONDATION | | | 79,81 | 41920,338 |

Poteau S₅ (Kg)

| NIVEAU | REACTION POUTRE LONGITUDI. | REACTION TRAVERSE | POIDS PROPRE | N _{TOTAL} |
|---------------------|----------------------------------|----------------------|-----------------|--------------------|
| n ₁ | 5918,00 | 27224,953 | | 33142,953 |
| n ₂ | | | 954,25 | 34097,203 |
| n ₃ | 3177,200 | 27778,181 | | 65052,584 |
| n ₄ | | | 954,25 | 66006,834 |
| n ₅ | 3177,200 | 28668,563 | | 97852,597 |
| NIVEAU FONDATION | | | 181,50 | 98034,097 |

Poteau S₆ (kg)

| NIVEAU | REACTION POUTRE LONGITUDI. | REACTION CANIVEAU | REACTION TRAVERSE | POIDS PROPRE | N TOTAL |
|--------------------------|----------------------------------|----------------------|----------------------|-----------------|-----------|
| n ₁ | 6508,00 | 3002,62 | 10552,857 | | 20063,477 |
| n ₂ | | | | 419,87 | 20483,347 |
| n ₃ | 4254,60 | 3002,62 | 11702,619 | | 39443,186 |
| n ₄ | | | | 419,87 | 39863,056 |
| n ₅ | 4254,60 | 3002,62 | 11767,197 | | 58887,473 |
| NIVEAU FONDA- TION | | | | 79,81 | 58967,283 |

ETUDE DES POTEAUX

Par simplification on ne fait état dans le calcul, des efforts tranchants, dans les poteaux (CCBA 68 A I5) Ainsi les poteaux sont soumis à un effort normal N et un moment M et sont donc justifiés en flexion composée.

On calculera en détail le poteau S_I et on donnera les résultats des autres poteaux dans un tableau.

ETUDE DU POTEAU S_I

Niveau I

$$M = 1305,163 \text{ Kgm}$$

$$N = 9930,915 \text{ Kg}$$

$$b = h = 30 \text{ cm}$$

On calcule l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{130516,3}{9930,915} = 13,142$$

$e_0 > \frac{ht}{6} = \frac{30}{6} = 5$ donc la section est partiellement comprimée

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b0} (1 + e_0/ht) = 67,5 (1 + 2 \times 13,142/30) = 126,63 \text{ Kg/cm}^2$$

NOus utiliserons l'analogie, avec la flexion simple

Calculons le moment fictif :

$$M' = 1305,163 + 9930,915 (0,15 - 0,3) = 2496,872 \text{ Kgm}$$

avec $S = 0,1$ $h = 27,27 \text{ cm}$

on prend $h = 27 \text{ cm}$ et $d = 3 \text{ cm}$

$$\mu' = \frac{15}{axbh^2} = \frac{15 \times 24987,2}{2800 \times 30 \times 27^2} = 0,061$$

Les tableaux donnent $k = 33,8$ d'où :

$$\bar{\sigma}'_b = 2800/33,8 = 82,84 < 126,63 \text{ Kg/cm}^2$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

$$A_I = \bar{\sigma}'_b h / 100 = 0,455 \times 30 \times 27 / 100 = 3,69 \text{ cm}^2$$

En revenant à la flexion composée :

$$A = A_I - N / \bar{\sigma}'_a = 3,69 - 9930,915 / 2800 = 0,15 \text{ cm}^2$$

Cette valeur calculée étant très faible on met 2 T10 =

$$2 \text{ T10} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ pour satisfaire au } \% \text{ minimal.}$$

Niveau 2

93

$$M = 1212,66 \text{ Kgm}$$

$$N = 10711,665 \text{ Kg}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1212,66}{10711,665} = 11,32 \text{ cm} > ht/6 = 5 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée

Calcul de la contrainte admissible du béton

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}'_{bo} (1 + 2e_0/ht) = 67,5 (1 + 2 \times 11,32/30) = 118,42 \text{ Kg/cm}^2$$

On retombe sur la même valeur que le niveau I donc on prend $2 T 10 = 1,57 \text{ cm}^2$

Niveau 3

$$M = 1178,856 \text{ Kgm}$$

$$N = 23282,22 \text{ kg}$$

$$e_0 = \frac{1178,856}{23282,22} = 5,06 > ht/6 = 5 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée

Calcul de σ'_b :

$$\sigma'_b = 67,5 (1 + 2 \times 5,06/30) = 90 \text{ Kg/cm}^2$$

Moment fictif :

$$M' = 1178,856 + 23282,22 \times 0,12 = 3972,72 \text{ Kgm}$$

$$\mu' = \frac{15 \times 3972,72}{2800 \times 30 \times 20^2} = 0,097$$

$$\text{d'où } k = 25,2 \text{ et } \bar{\sigma}'_b = 2800/25,2 = 111 > 90 \text{ Kg/cm}^2$$

Donc les aciers comprimés sont nécessaires

La contrainte de l'acier qui donne le minimum de $A + A'$ et supérieur à 2800 Kg/cm^2 , aussi on prend

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } k = k_0 = 2800/90 = 31,2$$

$$\alpha = 0,3247$$

$$\mu = 0,1448$$

$$\omega = 0,520$$

Calcul de la contrainte des aciers comprimés

$$\sigma_a' = \frac{15(0,3247 - 0,111)}{0,3247} \times 90 = 888 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_0 = 0; 1448 \times 30 \times 27^2 \times 90 = 285009,84 \text{ Kgcm}$$

$$\Delta M = 387272,25 - 285009,84 = 112262,41 \text{ Kgcm}$$

$$A'I = \frac{112262,41}{24 \times 888} = 13,38 \text{ cm}^2$$

$$A_I = \frac{0,520 \times 30 \times 27}{100} + \frac{112262,41}{24 \times 2800} = 8,46 \text{ cm}^2$$

Et en revenant à la flexion composée

$$A' = 13,38 \text{ cm}^2$$

$$A = 8,46 - 23282,22/2800 = 0,15 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures tendues on prend 2 T10 pour satisfaire au % minimal.

Pour les armatures comprimées on prend 3 T20 = 9,42 cm²

Niveau 4

$$M = 1016,83 \text{ Kgm}$$

$$N = 24062,971 \text{ Kg}$$

$$e_0 = 1016,383 / 24062,971 = 4,223 < ht/6 = 5 \text{ cm}$$

Donc la section est entièrement comprimée

$$\sigma_b' = 67,5 (1 + 2 \times 4,22/30) = 86,46 \text{ Kg/cm}^2$$

Pour la calculer nous utiliserons les tableaux de CHARON.

Voyons d'abord si le béton suffit à lui seul à résorber les contraintes .

On a dans une section rectangulaire :

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{6M}{bht^2}$$

$$\sigma_I = \frac{24062,971}{30 \times 30} + \frac{6 \times 1016,38,3}{30^3} = 49,38 < 82,46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 > 0$$

Donc le béton seul suffit, mais pour éviter des risques de fissuration on prend 2 T10 = 1,57 cm²

Niveau 5

$$M = 2823,685 \text{ Kgm}$$

$$N = 35756,248 \text{ Kg}$$

$$e = \frac{M}{N} = 7,897 > ht/6 = 5 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée

$$\sigma_b = 67,5 (1 + 2 \times 7,897/30) = 103 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M' = 2823,685 + 35756,248 \times 0,12 = 7114,434 \text{ Kgm}$$

$$\mu' = \frac{15 \times 7114,434}{2800 \times 30 \times 27^2} = 0,1742$$

$$\text{d'où } k = 17 \text{ et } \sigma_b = 2800/17 = 164 \cancel{7} 103 \text{ Kg/cm}^2$$

Donc les aciers comprimés sont nécessaires.

Pour le minimum de $A + A'$ on trouve $a \neq 500 \text{ Kg/cm}^2$ dans l'abaque.

$$k = \frac{500}{103} = 4,9$$

$$\alpha = 0,7538$$

$$\mu = 0,2822$$

$$\beta = 7,692$$

Calcul de la contrainte des aciers comprimés

$$\sigma_a = \frac{15 (0,7538 - 0,111)}{0,7538} \times 103 = 1317,26 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_0 = 0,2822 \times 30 \times 27^2 \times 100 = 635686,542 \text{ Kgcmm}$$

$$\Delta M = 7114,434 - 635686,542 = 75756,928 \text{ Kgcmm}$$

$$A'_I = \frac{M}{(h-d) \sigma_a} = \frac{75756,928}{24 \times 1317,26} = 2,40 \text{ cm}^2$$

$$A_I = \frac{7,62 \times 30 \times 27}{100} + \frac{75756,928}{24 \times 500} = 68,62 \text{ cm}^2$$

d'où l'on tire :

$$A' = 2,40 \text{ cm}^2$$

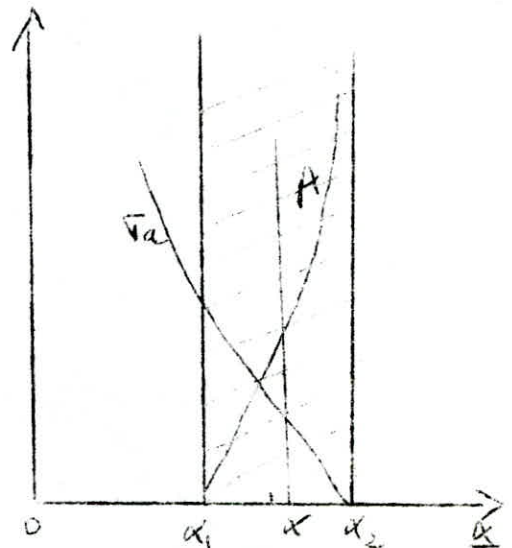
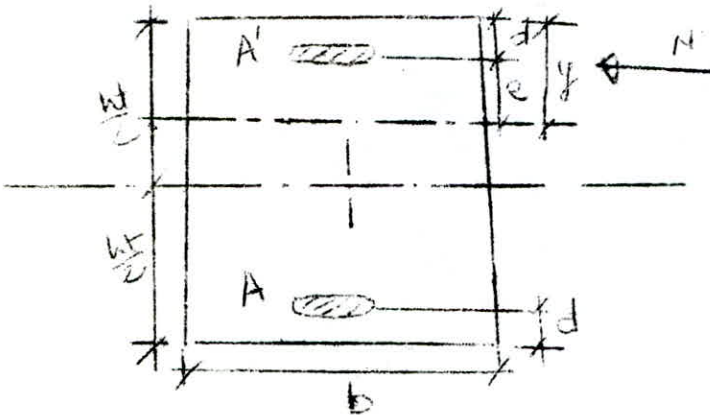
$$A = 68,62 - \frac{35756,248}{500} = - 2,89 \text{ cm}^2$$

La section calculée pour l'acier tendu est négative. Ce qui paraîtrait signifier que ces aciers sont en réalité comprimés. Mais ce résultat est paradoxal, puisque nous sommes partis de contraintes données $\bar{\sigma}_b$ en compression et $\bar{\sigma}_a$ en traction.

On pourrait aussi penser que l'introduction de l'acier ainsi calculée a eu pour effet d'allonger le noyau central de la section homogène de béton. Ce qui aurait pour effet de placer le centre de compression à l'intérieur de ce noyau. Il y a bien allongement du noyau, mais d'une façon insuffisante pour qu'un tel recensement soit effectif et fasse disparaître la zone tendue.

Dans le tome II du GUERIN, on montre que la solution du problème ne dépend que du choix judicieux de l'état de contrainte ($\bar{\sigma}_b$ et $\bar{\sigma}_a$) à réaliser dans la pièce, donc de la valeur $F(\bar{\sigma}_b, \bar{\sigma}_a)$ choisie au départ du calcul?

Prenant le cas général :
 données : b , ht , M , N , $\bar{\sigma}_b$, $\bar{\sigma}_a$.
 Inconnues : A et A'



Nous avons successivement :

$$M' = N (ht/2 - d + e) \text{ avec } e = M/N$$

$$\alpha = \frac{n\sqrt{b}}{n b + \sqrt{a}} ; y = \alpha h$$

Et en prenant le kilogramme force et le centimètre pour unités :

$$M_B = \frac{b bh^2 \alpha (3 - \alpha)}{600}$$

$$F_B = \frac{bh\alpha}{2}$$

$$M' = \frac{b bh^2 \alpha (3 - \alpha)}{600}$$

$$F_A = \frac{M' - M_B}{h - d} + F_B = \frac{600}{h - d} + \frac{b bh\alpha}{2}$$

$$A = \frac{F_A - N}{a}$$

Pour que le calcul ait un sens on doit avoir
A > 0 c'est à dire $F_A - N > 0$

Ou encore :

$$\frac{M' - \frac{Rb \times bh^2 \alpha (3 - \alpha)}{600}}{h - d} + \frac{Rb \times bh\alpha}{2} - N > 0$$

Après transformation et en posant :

$$A = \frac{Rb \cdot bh^2}{600} ; B = \frac{Rb \cdot bh(h - d)}{200} ; C = \frac{h - d}{100}$$

$$\text{Il vient } Ax^2 + (B - 3A)x + (M' - CN) > 0$$

Ce qui se traduit par :

$$x > \frac{-(B - 3A) + \sqrt{(B - 3A)^2 - 4A(M' - CN)}}{2A}$$

Pour que le problème soit possible il faut choisir au départ une valeur de α satisfaisant à l'inégalité ci-dessus, ce n'est qu'à cette condition que l'on aura A positif.

D'autre part α doit être inférieur à 1, cela dépend du choix de \sqrt{b} .

L résolution de l'inégalité x I donne :

$$\sqrt{b} > \frac{6 (M (h-d) - 100 M')}{bh(h-3d)}$$

Revenons à notre problème.

Cette méthode appliquée à notre cas nous donne :

$$A = 3754,35$$

$$B = 10011,6$$

$$C = 0,24$$

$$M' = 7114,43 \text{ Kgm}$$

$$B = 3A = -1251,45$$

$$M' - CN = -1467$$

d'où finalement $x = 0,8136$

En prenant le " x " immédiatement supérieur dans les tableaux .

$x = 0,8152$ qui correspond à $k = 3,4$ d'où :

$$\bar{\sigma}_a = k \sqrt{b} = 103 \times 3,4 = 350,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_o = 0,2998 \times 30 \times 107 \times 27^2 = 668\,574,648 \text{ Kgcm}$$

$$M = 42863,822 \text{ Kgcm}$$

$$A'_I = \frac{M}{(h-d)\bar{\sigma}_a} = \frac{M}{24 \times 1334,42} = 1,33 \text{ cm}^2$$

En revenant à la flexion composée on aura finalement

$$A = 0.$$

$$A' = 1,33 \text{ cm}^2$$

On prendra 2 T10 pour satisfaire au σ minimal pour les aciers tendus, et pour les aciers comprimés on prendra aussi 2 T10 = $1,57 \text{ cm}^2$.

Niveau fondation

$$M = 963,263 \text{ Kgm}$$

$$N = 35904,748 \text{ Kg}$$

$$e = M/N = 2,68 < 5 \text{ cm}$$

Donc la section est entièrement comprimée

$$\bar{\sigma}_b = 67,5 (1 + 2 \times 2,68/30) = 79,57 \text{ Kg/cm}^2$$

Considérons le béton seul

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{6M}{bht^2}$$

$$\sigma_I = \frac{35904,748}{30 \times 30} \pm \frac{6 \times 96306,3}{30 \times 30 \times 30} = 61,30 < 79,57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 18,49 \text{ Kg/cm}^2 > 0$$

Donc le béton suffit seul mais on prend pour éviter tout risque de fissuration 2 T10 = 1,57 cm²

ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT DANS LES POTEAUXMontant supérieur

$$T_{\max} = 667,473 + 58,76 = 726,23 \text{ Kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{726,23}{30 \times \frac{7}{8} \times 27} = 1,02 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{\tau_{bo}} < \tau_b \leq 2 \sqrt{\tau_{bo}} \quad 67,5 < 126,6 < 135 \text{ Kg/cm}^2$$

donc $\tau_b \leq (4,5 - \tau_b / \sqrt{\tau_{bo}}) \cdot \sqrt{\tau_{bo}} = (4,5 - 126,6 / 67,5) \cdot 67,5 = 15,22 \text{ Kg/cm}^2$

$$1,02 < 15,2 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Vérifié})$$

$$\tau_{at} = \rho_a \tau_{en}$$

$$\rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \sqrt{\tau_b}} = 1 - \frac{1,02}{9 \times 5,8} = 0,981 > \frac{2}{3}$$

$$\tau_{at} = 0,981 \times 2400 = 2354,4 \text{ Kg/cm}^2$$

On adopte un cadre et 1 étrier $\emptyset 8$ Idx, $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \tau_{at}}{T} = \frac{2,01 \times 23,6 \times 2354,4}{726,23} = 153 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\sqrt{\tau_b}} \right) = 27 \left(1 - 0,3 \times \frac{1,02}{5,8} \right) = 25,5 \text{ cm}$$

$$\bar{t} > 0,2h = 0,2 \times 27 = 5,4 \text{ cm}$$

On prend donc $t = 25 \text{ cm}$

Montant intermédiaire

$$T_{\max} = 456,99 + 175,125 = 632,12 \text{ Kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{632,12}{30 \times 23,6} = 0,892 \text{ Kg/cm}^2$$

Même calcul que précédemment

On adopte un cadre et un étrier $\emptyset 8$ Adx espacé de $t = \bar{t}$

$$\bar{t} = 27 \left(1 - \frac{0,3 \times 0,892}{5,8} \right) = 25,75 \text{ cm soit } t = 25 \text{ cm}$$

Montant inférieur

$$T_{\max} = 5538,36 + 244,44 = 5782,80 \text{ Kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{5782,80}{30 \times 23,6} = 8,16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sqrt{\tau_{bo}} < \tau_b \leq 2 \sqrt{\tau_{bo}} \quad 67,5 < 103 < 135 \text{ Kg/cm}^2$$

I02
transmission

Influence de l'effort dans le poteau S_I

Section supérieur

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} = 726,23 \text{ A}_I \frac{1305,163}{0,236} < 0$$

Section inférieure :

$$T + \frac{M}{z} = 5782,80 - \frac{963,263}{0,236} = 1701,178 \text{ Kg}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 2800 \times 1,57 = 4396 > 1701,178 \text{ Kg}$$

Donc aucune vérification n'est nécessaire pour ces deux sections en ce qui concerne la section sur appui et l'ancrage des armatures. Pour l'ancrage des armatures à la partie inférieure du pilier, il n'est pas indispensable de procéder à une vérification, car ces armatures sont descendues suffisamment dans les fondations.

Pour les T10 à la partie supérieure du pilier nous avons :

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 26,1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d'où l_d = (1/4) \times (2800/26,1) = 26,8 \text{ cm}$$



103
CONDITION DE NON VERIFICATION DU FLAMBEMENT

Les règles BA60 (art.4,I5) définissent la longueur libre de la pièce l_0 qui pour les poteaux d'un bâtiment à étages multiples, est comptée entre faces supérieures de 2 planchers consécutifs, ou de la fonction avec la fondation à la face supérieure du premier plancher.

La longueur de flambement l_c est prise égale $0,7 l_0$ pour un poteau qui se trouve dans le cas visé ci-dessus.

Pour un poteau rectangulaire la condition de non vérification s'écrit l_c/b inférieure à 14,4

Dans : ^{notre} cas :

Montant supérieur et intermédiaire

$$l_c = 0,7 L_0 = 0,7 \times 3,47 = 2,429 \text{ m}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{l_c}{b} = \frac{242,9}{30} = 8,09 < 14,4 \quad (\text{Vérifié})$$

Montant inférieur

$$l_c = 0,7 \times 66 = 46,2 \text{ cm}$$

$$\frac{l_c}{b} = \frac{46,2}{30} = 1,54 < 14,4 \quad (\text{Vérifié})$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à une vérification au flambement.

Poteau S₁

| NIVEAUX | N charges verticales (kg) | N (vent (Kg)) | N total (Kg) | + M _g (Kg) M _s | M _g + M _s + M _{Vg} (Kg) | M _g + M _s + M _{Vd} (Kg) |
|----------------|---------------------------|---------------|--------------|-----------------------------------------|--------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|
| n ₁ | 844,903 | 86,012 | 9930,915 | 1203,215 | 1305,163 | 1101,267 |
| n ₂ | 10625,653 | 86,012 | 10711,665 | 1110,218 | 1212,166 | 1008,270 |
| n ₃ | 22853,991 | 428,230 | 23282,221 | 875,015 | 1178,856 | 571,174 |
| n ₄ | 23634,741 | 428,230 | 24062,971 | 712,542 | 1016,383 | 408,701 |
| n ₅ | 35003,618 | 752,630 | 35756,248 | 2743,022 | 2823,685 | 2701,359 |
| n _f | 35152,118 | 752,630 | 35904,748 | 882,600 | 963,263 | 801,937 |

Poteau S₂

| NIVEAUX | N charges verticales (Kg) | N vent (Kg) | N total (Kg) | M _g + M _s (Kg m) | M _g + M _s + M _{Vg} (Kg m) | M _g + M _s + M _{Vd} (Kg m) |
|----------------|------------------------------------|-------------------|--------------------|---------------------------------------------|---------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------|
| n ₁ | 26319,497 | 52,366 | 26371,863 | 548,437 | 1138,422 | - 41,548 |
| n ₂ | 27620,747 | 52,366 | 27673,113 | 9914,448 | 10504,433 | 9324,463 |
| n ₃ | 54399,959 | 260,661 | 54660,620 | 819,614 | 2577,963 | - 938,735 |
| n ₄ | 55701,209 | 260,661 | 55961,870 | 578,829 | 2337,178 | -1179,520 |
| n ₅ | 83281,765 | 458,162 | 83739,927 | 1826,613 | 2293,117 | 1359,809 |
| n _f | 83529,265 | 458,162 | 83987,427 | 726,316 | 1193,120 | 259,512 |

Poteau S₃

| NIVEAUX | N charges verticale (Kg) | N vent (Kg) | N total (Kg) | M _g + M _s (Kgm) | M _g + M _s + M _{Vg} (Kgm) | M _g + M _s + M _{Vd} (Kgm) |
|----------------|--------------------------------|-------------------|--------------------|------------------------------------------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|
| n ₁ | 13439,821 | 86,012 | 13525,833 | 3597,430 | 3699,378 | 3495,482 |
| n ₂ | 14220,571 | 86,012 | 14306,583 | 3572,757 | 3674,705 | 3470,809 |
| n ₃ | 27721,458 | 428,230 | 28149,688 | 1404,251 | 1708,092 | 1100,410 |
| n ₄ | 28502,208 | 428,230 | 28930,438 | 1371,893 | 1675,734 | 1068,052 |
| n ₅ | 42061,211 | 752,630 | 42813,841 | 4105,428 | 4096,091 | 3934,765 |
| n _f | 42209,711 | 752,630 | 42962,341 | 2194,713 | 2275,376 | 2114,050 |

Poteau S₄

| NIVEAUX | N charges verticales (Kg) | N vent (Kg) | N total (Kg) | M _g + M _s (Kgm) | M _g + M _s + M _{Vg} (Kgm) | M _g + M _s + M _{Vd} (Kgm) |
|----------------|---------------------------------|-------------------|--------------------|------------------------------------------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|
| N ₁ | 14349,904 | 183,985 | 14533,889 | 1339,906 | 1425,903 | 1253,900 |
| N ₂ | 14769,774 | 183,985 | 14953,759 | 1233,576 | 1319,573 | 1147,579 |
| N ₃ | 28572,694 | 919,928 | 29492,622 | 970,239 | 1228,233 | 712,245 |
| N ₄ | 28992,564 | 919,928 | 29912,492 | 791,714 | 1049,708 | 533,720 |
| N ₅ | 41840,528 | 1618,419 | 43458,947 | 3047,803 | 3116,295 | 2979,311 |
| N _f | 41920,338 | 1618,419 | 43538,757 | 980,667 | 1049,159 | 912,175 |

Poteau S₅

| NIVEAUX | N charges verticales (Kg) | N vent (Kg) | N total (Kg) | M _g + M _s (Kgm) | M _g + M _s + M _{Vg} (Kgm) | M _g + M _s + M _{Vd} (Kgm) |
|----------------|---------------------------------|-------------------|--------------------|------------------------------------------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|
| n ₁ | 33142,953 | 155,604 | 33298,557 | 609,375 | 1871,407 | - 652,657 |
| n ₂ | 34097,203 | 155,604 | 34252,807 | 11016,054 | 12278,086 | 9754,022 |
| n ₃ | 65052,584 | 778,019 | 65830,603 | 910,683 | 4696,794 | -2875,428 |
| n ₄ | 66006,834 | 778,019 | 66784,853 | 643,144 | 4429,255 | -3142,967 |
| n ₅ | 97852,597 | 1368,759 | 99221,356 | 2029,571 | 3034,702 | 1024,440 |
| n _f | 98034,097 | 1368,759 | 99402,856 | 807,018 | 1812,149 | - 198,113 |

Poteau S₆

| NIVEAUX | N charges verticales (Kg) | N vent (Kg) | N total (Kg) | M _g + M _s (Kg m) | M _g + M _s + M _{Vg} (Kg m) | M _g + M _s + M _{Vd} (Kg m) |
|----------------|---------------------------------|-------------------|--------------------|-------------------------------------------|-------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------|
| n ₁ | 20063,477 | 183,985 | 20247,462 | 3997,145 | 4083,140 | 3911,150 |
| n ₂ | 20483,347 | 183,985 | 20667,332 | 3969,730 | 4055,725 | 3883,735 |
| n ₃ | 39443,186 | 919,928 | 40363,114 | 1560,279 | 1818,273 | 1302,285 |
| n ₄ | 39863,056 | 919,928 | 40782,984 | 1524,326 | 1782,320 | 1266,332 |
| n ₅ | 58887,473 | 1618,419 | 60505,892 | 4461,587 | 4530,079 | 4393,095 |
| n _f | 58967,283 | 1618,419 | 60585,702 | 2438,876 | 2507,368 | 2370,384 |

Poteau S₂

| NIVEAUX | A CALCULEE (cm ²) | A' CALCULEE (cm ²) | A ADOPTEE (cm ²) | A' ADOPTEE (cm ²) | τ_b (Kg/cm ²) | t (cm) |
|----------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|-----------|
| n ₁ | 0,00 | 0,00 | 2T10 | 2T10 | 4,30 | 21 |
| n ₂ | 5,29 | 0,47 | 3T16 | 2T10 | 4,30 | 21 |
| n ₃ | 0,00 | 0,00 | 2T10 | 2T10 | 2,00 | 24 |
| n ₄ | 0,00 | 0,00 | 2T10 | 2T10 | 2,00 | 24 |
| n ₅ | 0,00 | 0,00 | 0 | 2T10 | 7,46 | 16 |
| n _f | 0,00 | 0,00 | 0 | 2T10 | 7,46 | 16 |

At = 1 cadre + 1 étrier $\varnothing 8$ Adx = 2 01 cm²

Poteau S₃

| NIVEAUX | A CALCULEE (cm ²) | A' CALCULEE (cm ²) | A ADOPTÉE (cm ²) | A' ADOPTÉE (cm ²) | γ_b (Kg/cm ²) | t (cm) |
|----------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-----------|
| n ₁ | 3,33 | 0,00 | 3T12 | | 2,95 | 22 |
| n ₂ | 3,18 | 0,19 | 3T12 | | 2,95 | 22 |
| n ₃ | 3,60 | 8,10 | 2T14 1T10 | | 1,46 | 24 |
| n ₄ | 0,00 | 0,00 | | 2T10 | 1,46 | 24 |
| n ₅ | 1,20 | 10,40 | 2T10 | 2T20 1T25 | 13,60 | 08 |
| n _f | 3,60 | 3,60 | 2T14 1T12 | 2T14 1T12 | 13,60 | 08 |

At = 1 cadre + 1 étrier Ø8 Adx = 2,01 cm²

Poteau S₄

| NIVEAUX | A CALCULEE (cm ²) | A' CALCULEE (cm ²) | A ADOPTEE (cm ²) | A' ADOPTEE (cm ²) | τ_b (Kg/cm ²) | t (cm) |
|----------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|-----------|
| n ₁ | 1,39 | 0,80 | 2T10 | 2T10 | 2,06 | 17 |
| n ₂ | 0,98 | 0,77 | 2T10 | 2T10 | 2,06 | 17 |
| n ₃ | 1,93 | 4,35 | 2T12 | 2T20 | 1,70 | 18 |
| n ₄ | 1,93 | 3,87 | 2T12 | 2T16 | 1,70 | 18 |
| n ₅ | 0,15 | 15,04 | 2T10 | 3T 3T20 | 16,52 | 06 |
| n _f | 1,93 | 10,52 | 2T12 | 3T16 3T14 | 16,52 | 06 |

$$A_t = 1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier } \varnothing 8 \quad A_d x = 2,01 \text{ cm}^2$$

Poteau S₅

| NIVEAUX | A CALCULEE (cm ²) | A' CALCULEE (cm ²) | A ADOPTÉE (cm ²) | A' ADOPTÉE (cm ²) | γ_b (Kg/cm ²) | t (cm) |
|----------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-----------|
| n ₁ | 0,00 | 0,00 | 2T20 5T12 | 2T16 1T12 | 4,20 | 36 |
| n ₂ | 4,78 | 11,58 | 2T16 1T12 | 2T20 5T12 | 4,20 | 36 |
| n ₃ | 7,03 | 7,03 | 2T20 1T12 | 2T20 1T12 | 2,97 | 38 |
| n ₄ | 6,95 | 6,95 | 2T20 1T12 | 2T20 1T12 | 2,97 | 38 |
| n ₅ | 4,40 | 18,68 | 6T20 | 6T20 | 8,30 | 22 |
| n _f | 16,64 | 16,64 | 6T20 | 6T20 | 8,30 | 22 |

At=1 cadre + 1 étrier \varnothing 8 Adx= 2,01 cm²

Poteau S₆

| NIVEAUX | A CALCULEE (cm ²) | A' CALCULEE (cm ²) | A ADOPTEE (cm ²) | A' ADOPTEE (cm ²) | γ_b (Kg/cm ²) | t (cm) |
|----------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-----------|
| n ₁ | 4,35 | 12,91 | 3T25 | 3T25 | 6,00 | 13 |
| n ₂ | 4,55 | 13,57 | 3T25 | 3T25 | 6,00 | 13 |
| n ₃ | 1,94 | 4,36 | 3T25 | 3T25 | 2,87 | 17 |
| n ₄ | 1,94 | 7,75 | 3T25 | 3T25 | 2,87 | 17 |
| n ₅ | 0,17 | 29,30 | 3T25 3T20 | 6T25 | 17,70 | 06 |
| n _f | 1,94 | 21,72 | 6T25 | 3T20 3T25 | 17,70 | 06 |

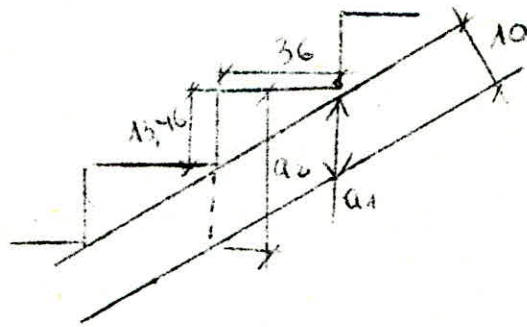
$$A_t = 1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier } \varnothing 8 \text{ Adx} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Nous sommes en présence d'un escalier intérieur ; les marches reposent sur des poutres parapets qui eux même s'appuient sur des poutres palières .

La poutre palière au niveau de l'étage repose sur les traverses des portiques et celle du palier intermédiaire est encastrée dans les poteaux .

le palier intermédiaire est une dalle reposant sur quatre cotés tandis que le palier d'étage est une partie du plancher d'étage.

I06
- ETUDE D'UNE MARCHE. -



- Hauteur d'une marche : $h = 13,46$ Cm.
- Giron : $g = 36$ Cm.
- Emmarchement : $c = 150$ Cm.

Inclinaison de la paillosse:

$$\text{Tg } \alpha = 174,98 / 432 = 0,405 \text{ d'où } \cos \alpha = 0,926$$

$$\star a_1 = 10 / \cos \alpha = 10 / 0,926 = 10,799 \text{ Cm.}$$

$$a_2 = 13,46 + a_1 = 13,46 + 10,799 = 24,259 \text{ Cm.}$$

$$h_t = (a_1 + a_2) / 2 = (10,799 + 24,259) / 2 = 17,52 \text{ Cm.}$$

On prend $h_t = 17,5$ Cm.

On a donc une poutre de longueur $\cdot \cdot 150$ Cm et de hauteur $17,5$ Cm

Estimation des charges: (Kg/ml)

Poids propre :

$$2500 \times 0,175 \times 0,36 = 157,5$$

Revêtement :

$$70 \times 0,36 = 25,2$$

Surcharges.:

$$400 \times 1,2 \times 0,36 = 172,8$$

$$q = \underline{\underline{355,5 \text{ Kg/ml.}}}$$

En prend $q = 360$ Kg/ml.

.../...

Ferraillage :

$$M = q l^2 / 8 = 360 \times 1,5^2 / 8 = 101,25 \text{ Kgm.}$$

$$\mu' = 15 \times 101,25 / (2800 \times 36 \times 15,5^2) = 0,0062.$$

$$k = 125 \quad \text{d'où} \quad \sqrt{b} = 2800 / 125 = 22,4 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A = (0,0429 \times 36 \times 15,5) / 100 = 0,240 \text{ Cm}^2$$

Pourcentage minimal.

$$A / b h = 0,54 \times \frac{5,8}{2800} \times \left(\frac{17,5}{15,5} \right)^2 = 0,0014.$$

$$0,00042 < 0,0014 \quad \% \text{ minimal Non vérifié.}$$

$$\text{On prend donc } A = 0,0014 \times 36 \times 15,5 = 0,782 \text{ Cm}^2.$$

$$\text{Soit } 2T8 = 1,00 \text{ Cm}^2.$$

Résistance à l'effort tranchant.

$$T = 360 \times 1,5 / 2 = 270 \text{ Kg.}$$

$$z = 7 \times h / 8 = 13,57 \text{ Cm}$$

$$\tau_b = T / b z = 270 \left(\frac{1}{36 \times 13,57} \right) = 0,552 \text{ Kg/Cm}^2.$$

$$\tau_b = 22,4 < 67,5 \text{ Kg/Cm}^2.$$

$$\tau_b \leq 3,5 \tau_b \quad 0,552 < 3, \times 5,8 = 17,4 \text{ (Vérifié.)}$$

$$\tau_{at} = \rho_a \times \tau_{on}$$

$$\rho_a = 1 - 0,552 / 9 \times 5,8 = 0,990 > 2/3.$$

$$\tau_{at} = 0,990 \times 2400 = 2376 \text{ Kg/Cm}^2.$$

$$A_t = 2 \emptyset 5 = 0,39 \text{ Cm}^2.$$

$$t = \frac{0,39 \times 13,57 \times 2376}{270} = 46,5 \text{ Cm.}$$

$$t = 15,5 \left(1 - \frac{0,3 \times 0,552}{5,8} \right) = 15,06 \text{ Cm.}$$

$$t = 0,2 h = 3,5 \text{ Cm.}$$

On prend $t = 15 \text{ Cm.}$

.../...

Traction des Armatures Inférieures.

Aux appuis de rive. :

$$A \bar{\sigma}_a > T \quad I \times 2800 > 270 \text{ Kg (Vérifié.)}$$

$$\bar{\tau}_d = T / p \cdot z = 270 / (5,03 \times 13,57) = 3,96 \text{ Kg/Cm}^2.$$

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\tau}_b = 16,3 \text{ Kg/Cm}^2.$$

On Vérifie que $\bar{\tau}_d < \bar{\tau}_b$

$$3,96 \text{ Kg/Cm}^2. < 16,3 \text{ Kg/Cm}^2. \text{ (Vérifié.)}$$

Ancrage :

- aux appuis de rive :

$$\bar{\sigma}_a = t/A = 270 / I = 270 \text{ Kg/Cm}^2.$$

La longueur d'ancrage par scellement en barre droite. :

$$l_d = \frac{\bar{\sigma}_a}{4 \bar{\tau}_d} = \frac{0,8 \times 270}{4 \times 16,3} = 3,32 \text{ Cm soit } 8 \text{ Cm.}$$

- ETUDE D'UNE POUTRE PARAPET : .

Charge sur la poutre par ml :

| | | |
|---------------------------------------|-----|------------|
| - Poids Propre. | | |
| 2500 x 0,10 x 0,50 = | | 1,25 |
| - Poids de l'enduit en plâtre. | | |
| 1400 x 2 x 0,5 x 0,01 = | | 14 |
| - Poids du garde corps : | | 12 |
| - Charges transmises par les marches. | | |
| <u>270</u> | | 750 |
| 0,36 = | | |
| | | <hr/> |
| | q = | 901 Kg/ml. |

on prend donc $q = 910 \text{ Kg/ml.}$

.../...

Cette charge q peut se décomposer :

en $q \cos \alpha$ perpendiculaire à la poutre

en $q \sin \alpha$ dans le sens de la poutre

$q \cos \alpha$ fléchit la poutre de portée l mais $q \cos \alpha$

intéresse I m horizontal, la charge courante inclinée n'est

que $q \cos^2 \alpha$. le moment de flexion dans la poutre est donc :

$$M = \frac{q \cos^2 \alpha}{8} \times l^2 = \text{mais } l = L/\cos \alpha$$

$$\text{d'où } M = q \frac{L^2}{8}$$

c'est à dire que le moment dans la poutre inclinée est le même que celui de la poutre de même portée horizontale et chargée de q Kg/ml

Pour l'effort tranchant :

$$T = q \cos^2 \alpha \frac{l}{2} = qL \cos \alpha / 2$$

Ce qui précède exprime l'effet de la composante $q \cos \alpha$

reste l'effet de $q \sin \alpha$ qui est un effort normal par ml

horizontalement .

L'Effort total vaut $q L \sin \alpha$

Comment est-il équilibré ?

Si on admet que les conditions d'appuis sont identiques en haut et en bas, il en résulte deux efforts $qL \sin \alpha / 2$ à chaque extrémité

donnant, avec l'effort tranchant $qL \cos \alpha / 2$ une résultante $qL/2$

verticale bien entendue ceci implique à partir de l'axe de la poutre,

un effort normal de traction de 0 à $qL \sin \alpha / 2$ et une même

distribution en compression dans la moitié inférieure . Pratiquement il

n'y a d'ailleurs pas lieu d'en tenir compte . Pour la poutre, les contraintes

et correspondantes étant très faibles

$$\sin \alpha = 0,379$$

$$qL \sin \alpha / 2 = 910 \times 4,32 \times 0,379 / 2 = 744,96 \text{ Kg.}$$

pour une section de 50×10 cm x cm

$$\text{la contrainte } R = \frac{744,96}{50 \times 10} = 1,48 \text{ Kg/ Cm}^2. \text{ est négligeable}$$

aussi bien en traction qu'en compression .

III

.../...

Détermination des Armatures.

$$M = \frac{910 \times 4,32^2}{8} = 2122,848 \text{ Kgm.}$$

$$\mu' = \frac{15 \times 2122848}{2800 \times 10 \times 48^2} = 0,0493$$

$$k = 38,6 \text{ d'où } \sqrt{b}' = 72,53 \text{ Kg/Cm}^2.$$

$$\bar{\omega} = 0,363$$

$$A = \frac{0,363 \times 10 \times 48}{100} = 1,75 \text{ Cm}^2 \text{ soit } 2T12 = 2,26 \text{ Cm}^2.$$

Pourcentage Minimal :

$$A / bh \geq 0,54 \times \frac{5,8}{2800} \times \left(\frac{50}{48} \right)^2 = 0,00121$$

$$0,00363 > 0,00121 \quad (\text{Vérfifié.})$$

Résistance à l'effort tranchant.

$$T = \frac{910 \times 4,32 \times 0,926}{2} = 1820,15 \text{ Kg.}$$

$$z = 7 \times 48 / 6 = 42 \text{ Cm.}$$

$$\bar{\tau}_b = T / bz = \frac{1820,15}{10 \times 42} = 4,34 \text{ Kg/Cm}^2.$$

$$\bar{\tau}_{bo} \leq \bar{\tau}_b \leq 2 \bar{\tau}_{bo} \quad 67,5 < 72,53 < 135$$

$$\text{donc } \bar{\tau}_b \leq (4,5 - \sqrt{b}' / \bar{\tau}_{bo}) \sqrt{b}$$

$$4,34 < (4,5 - 72,53 / 67,5) \times 5,8 = 19,87 \quad (\text{Vérfifié.})$$

$$\bar{\tau}_{at} = p_a \bar{\tau}_{cn}$$

$$p_a = 1 - \frac{4,34}{9 \times 5,8} = 0,917 > 2/3$$

$$\bar{\tau}_{at} = 0,917 \times 2400 = 2200 \text{ Kg/Cm}^2.$$

$$A_t = 1 \text{ Cadre } \emptyset 5 \quad A_{dx} = 0,39 \text{ Cm}^2.$$

$$t = \frac{A_t \times \bar{\tau}_{at} \times z}{T} = \frac{0,39 \times 2200 \times 42}{1820,15} = 19,80 \text{ Cm.}$$

$$t = 48 \quad (1 - 0,3 \times 4,34 / 5,8) = 37,24 \text{ Cm.}$$

$$0,2h = 9,6 \text{ Cm.}$$

On prend donc t = 19 Cm.

.../...

Traction des Armatures Inférieures.

Aux appuis de rive, on vérifie que :

$$- A \bar{\sigma}_a \geq T \quad 2,26 \times 2800 = 6328 > 1820 \text{ Kg (Vérifié.)}$$

Entraînement des Armatures des tractions.

$$\tau_d = \frac{1830}{7,54 \times 42} = 5,75 \text{ Kg/Cm}^2.$$

on vérifie que $\tau_d < \bar{\tau}_d$

$$5,75 < 16,3 \text{ Kg/Cm}^2. \text{ (Vérifié.)}$$

Ancrage des Armatures .

aux appuis de rive on a :

$$\bar{\sigma}_a = T/A = 1820 / 2,26 = 805,3 \text{ Kg/Cm}^2.$$

La Longueur par scellement en barre droite est donc :

$$l_d = \bar{\sigma}_a / 4 \bar{\tau}_d = \frac{1,25 \times 805,3}{4 \times 16,3} = 14,82 \text{ Cm.}$$

Soit une longueur d'ancrage de 20 Cm.

Effet de la surcharge horizontale du garde corps :

$$S = 100 \times 1,2 = 120 \text{ Kg/ml}$$

On considère 1 Mètre de la poutre parapet.:

$$\bar{\sigma} = N/S \pm M/W \quad \text{comme } W = \frac{b h^3}{6}$$

$$\bar{\sigma} = N/S \pm \frac{6M}{bh^2}$$

$$\bar{\sigma}_I = 120 / 500 + \frac{6 \times 12000}{10 \times 50^2} = 0,24 + 2,88$$

$$\bar{\sigma}_I = 3,12 \text{ Kg/Cm}^2. < 5,8 \text{ Kg/Cm}^2 \text{ (Vérifié.)}^\circ$$

- ETUDE DU PALIER INTERMEDIAIRE -

- Coffrage.

- $L_x = 1,60 \text{ M};$

- $L_y = 3,36 \text{ M}.$

On doit avoir .

$$336/40 \leq c \leq 336/30$$

$$8,4 \leq c \leq 11,2$$

On prend $c = 10 \text{ Cm}.$

$$\rho = l_x/l_y = 160/336 = 0,476 > 0,40$$

Donc la dalle porte dans les deux sens l_x et l_y on la considère appuyée sur quatre cotés.

- Charges sur la dalle par m².

Poids propre :

| | |
|--------------------------------------------|-------------------------|
| 2500 x 0,10 | 250 |
| revêtement carrelage en mortier de ciment. | 65 |
| Enduit de planéité. | 21 |
| Surcharges. | |
| 400 x 1,2. | 480 |
| | <hr/> |
| TOTAL. | 816 Kg/M ² . |

On prend donc une charge totale de 820 Kg/m²

Calcul des moments développés au centre de la dalle.

= 0,476 le C C B A 68 Annexe A 2I donne :

$$\mu_x = 0,100$$

$$\mu_y = 0,310$$

$$\text{d'où } M_x = \mu_x q l_x^2 = 0,1 \times 820 \times 1,60^2 = 209,92 \text{ Kgm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,310 \times 209,92 = 65,075 \text{ Kgm}.$$

Détermination du taux de travail admissible :

- $\bar{\sigma}_b = 135 \text{ Kg/cm}^2$
 - $\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ Kg/cm}^2$. (-Voir chapitre A -)
 - $\bar{\sigma}_a = 2/3 \bar{\sigma}_{on} = 2 \times 4200 / 3 = 2800 \text{ Kg/cm}^2$.
- ces barres en acier Tor sont utilisées à conditions que :
- $$\bar{\sigma}_{bo} \leq 20(I + 1,25 \psi_d) \text{ comme } \psi_d = 1,5$$
- $$67,5 < 20(I + 1,25 \times 1,5) = 57,5 \text{ (Vérifié.)}$$

Détermination des Armatures.

- Dans le sens lx

$$\mu' = \frac{15 \times 209,92 \times 100}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0,0175 .$$

$$k = 70,5 \quad \text{d'où } \bar{\sigma}'_b = 2800 / 70,5 = 39,72 \text{ Kg/cm}^2/$$

$$\bar{\omega} = 0,124$$

$$A_x = 0,124 \times 8 = 0,992 \text{ Cm}^2.$$

- Dans le sens ly.

$$\mu' = \frac{15 \times 6507,5}{2800 \times 100 \times 7,45^2} = 0,0062.$$

$$k = 124 \quad \text{d'où } \bar{\sigma}'_b = 2800 / 124 = 22,58 \text{ Kg/cm}^2/$$

$$\bar{\omega} = 0,0435$$

$$A_y = 0,0435 \times 7,45 = 0,324 \text{ Cm}^2.$$

Vérification du Pourcentage Minimal.

- Dans le sens lx :

$$A_x / b h x \geq \psi_4 / 2 (2 - \rho) \bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_a (h_0 / h x)^2$$

$$\% \geq 0,54 / 2 (2 - 0,476) 5,8 / 2800 (10/8)^2 = 0,00133$$

$$0,00124 < 0,00133 \quad \text{(Non Vérifié.)}$$

- on prend donc $A_x = 0,00133 \times 100 \times 8 = 1,07 \text{ Cm}^2$.

Soit 5 Tor $\emptyset 6 = 1,41 \text{ cm}^2$ espacés de $t = 20 \text{ cm}$.

- Dans le Sens l_y :

$$A_y/bh_y \geq \Psi^4/4 (I + \rho) (\sqrt{b}/\sqrt{a}) (h_0/h_y)^2$$

$$\% \geq 0,54/4 (I + 0,476) (5,8/2800) (10/7,45)^2 = 0,00074$$

$$0,000435 < 0,00074 \quad (\text{Non Vérifié.})$$

On prend donc : $A_y = 0,00074 \times 100 \times 7,45 = 0,56 \text{ Cm}^2$.

Soit 5 Tor $\emptyset 5 = 0,98 \text{ Cm}^2$. espacés de 20 Cm.

- Vérification des Ecartements.

- D'Après les règles C C B A 60 Article 39,6 Page 72:

$$t_x \leq 3c \quad 20 < 3 \times 10 = 30 \text{ Cm. (Vérifié.)}$$

$$t_y \leq 4c \quad 20 < 4 \times 10 = 40 \text{ Cm. (Vérifié.)}$$

- Condition de non vérification de l'effort tranchant. :

$$\text{On doit avoir} \quad \tau_b < \sqrt{b}$$

au milieu l_y :

$$T = \frac{P}{2l_y + l_x} \quad \text{avec } P = q l_x l_y$$

$$P = 620 \times 1,60 \times 3,36 = 4408,32 \text{ Kg.}$$

$$\text{d'où } T = 529,05 \text{ Kg}$$

au milieu de l_x :

$$T = P/3l_y = 4408,32 / (3 \times 3,36) = 437,34 \text{ Kg.}$$

$$z = 7 h/8 = 7 \times 7,45 / 8 = 6,52 \text{ Cm.}$$

$$b = T \text{ max}/boz = 529,85 / (100 \times 6,52) = 0,81 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\tau_b < \sqrt{b} \quad 0,81 < 5,8 \text{ Kg/cm}^2. (\text{Vérifié.})$$

- Largeur de l'appui est suffisante puisque :

$$e = 20 \text{ Cm} \quad \frac{2 T}{b - b_0} = \frac{2 \times 529,05}{100 \times 67,5} = 0,07 \text{ Cm.}$$

La condition $A \times \sqrt{a} \geq T$ est également vérifiée en effet:

$$0,98 \times 2800 = 2744 \text{ Kg} > 529,05 \text{ Kg.}$$

En ce qui concerne l'ancrage des barres nous avons :

$$\sqrt{a} = T/A = 529,85 / 0,98 = 540,66 \text{ Kg/cm}^2.$$

Donc d'après les résultats donnés par le formulaire du CHARON un crochet normal suffira pour assurer l'ancrage, puisque ce crochet peut résister à une contrainte de 642 Kg/cm².

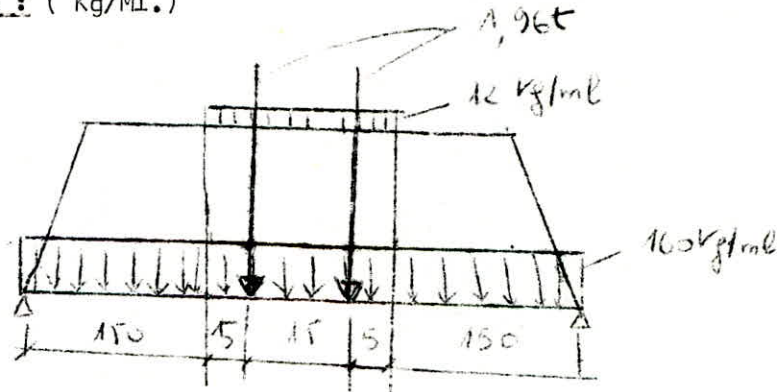
En ce qui concerne l'adhérence, aucune vérification n'est nécessaire puisque la longueur des Armatures prolongées jusqu'aux appuis est supérieur à 100 \emptyset .

- ETUDE DE LA POUTRE PALIERE -

(Niveau palier intermédiaire)

Cette poutre est encastrée dans les poteaux.

Chargement : (Kg/ml.)



Poids propre :

$$2500 \times 0,30 \times 0,20 = 150 \text{ Kg/ml}$$

Poids de l'enduit:

$$1400 \times 0,01 (2 \times 0,20 + 0,30) = 9,8 \text{ Kg/ml}$$

Charges transmises par la dalle :

$$820 \times 1,60 / 2 = 656 \text{ Kg/ml.}$$

Réactions provenant des poutres parapets.

$$910 \times 4,32 / 2 = 1965,6 \text{ Kg}$$

Poids du garde corps sur la poutre .:

$$12 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_0 = \frac{815,8 \times 3,25^2}{8} + 1965,6 \times 1,55 + \frac{12}{2} (1,625^2 - 1,5) = 4126,13 \text{ Kg/m}$$

$$T_0 = 815,8 \times 3,25 / 2 + 1965,6 + 1,5 = 3292,8 \text{ Kg.}$$

On l'étudie comme une poutre simplement appuyée et on met aux appuis des aciers qui peuvent résister à un moment de :

$$0,15 M_0 = 618,92 \text{ Kgm.}$$

Sélection en travée.

$$\mu' = \frac{15 \times 4126,13}{2800 \times 20 \times 27} = 0,0015.$$

$$k = 260 \quad \text{d'où } \sqrt{b} = 2800 / 260 = 10,76 \text{ Kg/Cm}^2.$$

$$\omega = 0,0105$$

Pourcentage minimal.

$$0,2$$

$$A = 0,2 \times 2800 \times 27 = 1.12 \text{ Cm}^2 \quad \text{soit } 1,77 \text{ Cm}^2.$$

.../...

Pourcentage Minimal. :

$$A/bh \geq 0,54 \times \frac{5,8}{2800} \times \frac{(30)^2}{(27)} = 0,00138.$$

$$0,00010 < 0,00138 \quad \% \text{ minimal Non vérifié, on prend}$$

donc : $A = 0,00138 \times 30 \times 27 = 1,12 \text{ Cm}^2$ soit $2T10 = 1,57 \text{ Cm}^2$.

pour les appuis on mettra aussi $2T10$.

Etude de l'Effort Tranchant.

$$T = 3292,8 \text{ Kg}$$

$$\tau_b = T/bz = \frac{3292,8}{30 \times 23,7} = 4,30 \text{ Kg/Cm}^2.$$

$$\tau_b' < \tau_{b0} \quad 10,76 \text{ Kg/Cm}^2. < 67,5 \text{ Kg/Cm}^2.$$

$$\text{Donc } \tau_b \leq 3,5 \quad \tau_b \quad 4,30 < 3 \times 5,8 = 17,4 \text{ Kg/Cm}^2.$$

(Vérifié)

$$\tau_{at} = \rho_a \tau_{on}$$

$$\rho_a = 1 - \frac{4,3}{9 \times 5,8} = 0,918 > 2/3.$$

$$\tau_{at} = 0,918 \times 2400 = 2203,4 \text{ Kg/Cm}^2.$$

$$A_t = 1 \text{ Cadre } \emptyset 6 \text{ Adx} = 0,56 \text{ Cm}^2.$$

$$t = \frac{0,56 \times 23,7 \times 2203,4}{3292,8} = 8,8 \text{ Cm}.$$

$$\bar{t} = 27 \left(1 - 0,3 \times \frac{4,3}{5,8} \right) = 21 \text{ Cm}.$$

$$0,2h = 0,2 \times 27 = 5,4 \text{ Cm}.$$

On prend donc $T = 8 \text{ Cm}$.

Cherchons l'écartement nécessaire sous la réaction des poutres parapets .

$$T = 3292,8 - 815,8 \times 1,55 - 12 \times 0,05 = 2027,71 \text{ Kg}.$$

$$\tau_b = \frac{2027,71}{30 \times 23,7} = 2,5 \text{ Kg/Cm}^2.$$

$$\rho_a = 1 - \frac{2,5}{9 \times 5,8} = 0,953.$$

$$\tau_{at} = 2287,2 \text{ Kg/Cm}^2.$$

$$t = 14,97 \text{ Cm} \text{ soit } t = 14 \text{ Cm}.$$

on place le premier cadre à 4,5 Cm de l'appui 4×8 plus 4×10 plus 6×12 plus 1×14 .

.../...

Aux appuis de rive , on vérifie :

$$A \sqrt{a} \geq T \quad 2800 \times 1,57 = 4396 \text{ Kg} > 3292 \text{ Kg}$$

(Vérifié)

Pour l'adhérence des barres, aucune vérification n'est nécessaire puisque la longueur des armatures prolongées jusqu'aux appuis est supérieure à $100 \varnothing$.

Pour l'ancrage :

$$\sqrt{a} = T/A = 3292/1,57 = 2096 \text{ Kg/Cm}^2.$$

$$l_d = I \times \frac{2096}{4 \times 16,3} = 32,14 \text{ Cm} .$$

On prend $L = 20 \text{ Cm}$ et on prévoit un retour d'équerre:

$$l = \frac{32,14 + 3,5 \times I - 20}{1,886} = 8,2 \text{ Cm soit } 10 \text{ Cm}.$$

II
ETUDE DE LA POUTRE PALIERE

(Niveau plancher)

Le palier du niveau plancher est une partie du plancher d'étage. Donc les charges sont reprises par les poutrelles et hourdis. Donc notre poutre palière ne sera chargée que par son poids propre (+ enduits) , et les réactions des poutres palières.

° Soit le chargement suivant:

| | |
|------------------------------------------|-----------|
| Poids propre + enduits: | 160 Kg/ml |
| Réaction provenant des poutres palières: | 1965,6 Kg |

Vu, l'étude de la poutre palière précédente qui est plus chargée, nous adopterons le même ferrailage (ferrailée au pourcentage minimal.) .

=====

// H A P I T R E : K

ETUDE DES FONDATIONS

ETUDE DES FONDATIONS

D'après les études géotechniques faites sur le sol, le bon sol se trouve à une profondeur de 7m et offre une résistance de la pointe $R_p = 40 \text{ Kg/cm}^2$, nous adoptons comme type de fondation des semelles isolées reposant sur des puits. L'eau étant agressive en profondeur il est nécessaire de prévoir un ciment adéquat.

DIMENSIONNEMENT DU PUIT

Nous adoptons un puit circulaire - on tient compte dans les calculs du frottement latéral en admettant que ce frottement est suffisant pour équilibrer le poids du puits - ainsi le puits sera soumis à un effort normal N et à un moment M .

La flexion composée nous donne :

$$\sigma = \frac{N}{S} + \frac{M}{W}$$

Pour une section circulaire nous aurons :

$$\sigma = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{8e}{d} \right) \quad e \text{ étant l'excentricité}$$

Si p est la contrainte admissible du sol on doit avoir :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} \left(1 + \frac{8e}{d} \right) \leq p$$

D'autre part la section inférieure du puits doit être entièrement comprimé soit :

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} \left(1 - \frac{8e}{d} \right) \geq 0$$

$$\text{soit : } 1 - \frac{8e}{d} \geq 0$$

Ce qui revient à dire $d \geq 8e$

CALCUL DE LA CONTRAINTE ADMISSIBLE DU SOL

On a une résistance en points $R_p = 40 \text{ Kg/cm}^2$

en prenant un coefficient de sécurité de 3

Nous aurons : $p = \frac{1}{3} 40 = 13,30 \text{ Kg/cm}^2$

CALCUL DE LA CONTRAINTE ADMISSIBLE DU GROS BETON

$$g_b = \frac{1}{6} \cdot 28$$

Si nous adoptons un béton dosé à 300 Kg/m^3

D'après la CCBA 68 $28 = 230 \text{ Kg/cm}^2$

$$\text{d'où } \sigma_{ad} = \frac{1}{6} \times 230 = 38,30 \text{ Kg/cm}^2$$

DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE

Toutes les semelles sont rectangulaires (carrées)

la même condition que précédemment s'écrit si e_1 et e_2 sont les dimensions de la semelle.

$$e_2 \geq 6e$$

$$\sigma_{gb} = \frac{N}{e_1 e_2} \left(1 + \frac{6e}{e_2} \right)$$

D'autre part il existe une relation entre les dimensions du poteau ($e \times b$) et celles de la semelle.

$$\text{on pose } \frac{e_2}{e_1} = \frac{b}{a} = k \text{ d'où } e_2 = k e_1$$

Pour la fondation on le poteau S5 (le plus chargé).

$$\text{on a } k = \frac{e_2}{e_1} = \frac{b}{a} = \frac{22}{50} = 0,44$$

$$N = 99402,856 \text{ Kg}$$

$$M = 1812,149 \text{ Kgm}$$

$$e = 1,82 \text{ cm}$$

on doit avoir $e_2 \geq 6e = 6 \times 1,82 = 10,92 \text{ cm}$

En prenant $e_2 = 40 \text{ cm}$

$$e_1 = \frac{e_2}{k} = 1,666 \times 40 = 90 \text{ cm}$$

On vérifie la contrainte maximale σ_1

$$\sigma_1 = \frac{N}{e_1 e_2} \left(1 + \frac{6e}{e_2} \right) = \frac{99402}{40 \times 90} \left(1 + \frac{6 \times 1,82}{40} \right) = 30,95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 30,95 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_{gb} = 38,30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 24,27 \text{ Kg/cm}^2 > 0$$

DIMENSION DE LA HAUTEUR

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

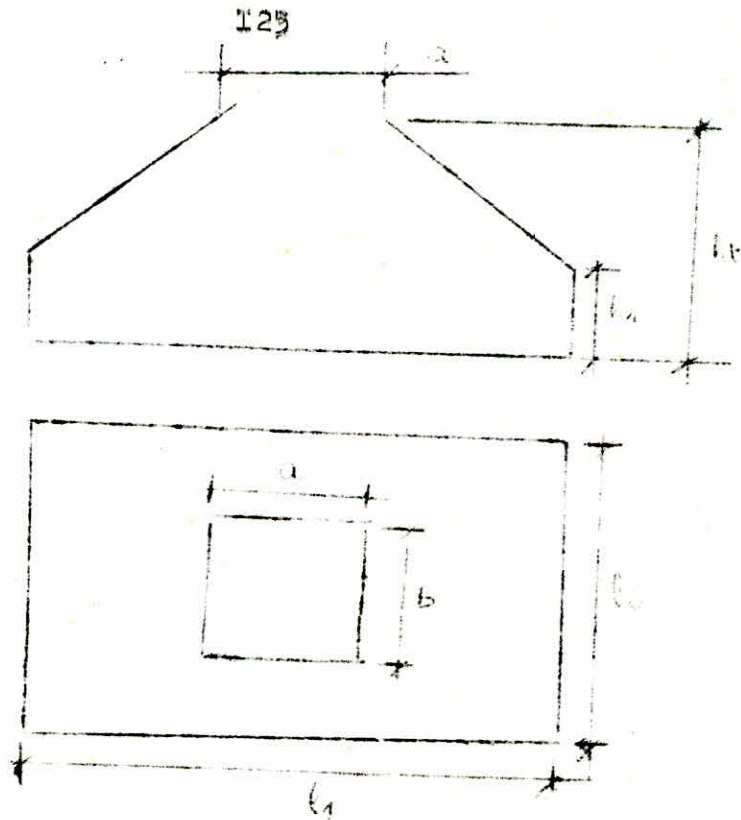
$$h \geq \frac{e_1 - a}{4} = \frac{90 - 50}{4} = 10 \text{ cm}$$

On prend donc $h_t = 20 \text{ cm}$

et $h_1 = 15 \text{ cm}$ à la condition de choisir les aciers de telle

façon $h_1 \geq (6 + 6) \text{ (cm)}$

c'est à dire $\phi \leq 15 \text{ mm}$



DIMENSION DU PUIT SOUS LE POTRAU S5

Le diamètre doit remplir les conditions visées ci-dessus.-

De plus le diamètre du puit doit être supérieur d'au moins 10 à 20 cm de la plus grande dimension de la semelle.

Nous avons $e_1 = 90$ cm

Si on adopte $d = 110$ cm

La première condition $d > 8e$ est bien remplie

Puisque $110 \text{ cm} > 8 \times 1,82$

La deuxième condition s'écrit :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} \left(1 + \frac{8e}{d} \right) \quad P = 13,30 \text{ Kg/cm}$$

$$\sigma_1 = \frac{99402}{\frac{x110}{4}} \left(1 + \frac{8 \times 1,82}{110} \right) = 11,84 < 13,30 \text{ Kg/cm}$$

(Vérifié)

CALCUL DES ARMATURES DES SEMELLES

On utilise la méthode des bielles, car elle est vérifiée par l'expérience.-

Pour la semelle S5 (Sous poteau S5) il y'a renversement du vent aussi nous aurons :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} \left(1 + \frac{8e}{d} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{99402}{\frac{x110}{4}} \left(1 + \frac{8 \times 1,82}{110} \right) = 11,84 < 13,30 \text{ Kg/cm}$$

(Vérifié)

PB00273

Après p. 125

FONDAT IONS

| | S ₁ | S ₂ | S ₃ | S ₄ | S ₅ | S ₆ |
|--------------------------------------------------------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| N (Kg) | 35904,748 | 83985,420 | 42962,340 | 43538,754 | 99402,850 | 60585,700 |
| M (Kgm) | 963,260 | 1193,120 | 2275,370 | 1049,160 | 1812,150 | 2370,380 |
| Dimensions poteau (cm x cm) | 30 X 30 | 30 X 50 | 30 X 30 | 22 X 22 | 22 X 50 | 22 X 22 |
| Dimensions semelle (cm x cm) | 50 X 50 | 50 X 90 | 50 X 50 | 40 X 40 | 40 X 90 | 50 X 50 |
| Condition de non vérification de T (cm) | 5,0 | 10,0 | 5,0 | 4,5 | 10,0 | 7,0 |
| h (cm) | 16 | 16 | 16 | 16 | 16 | 16 |
| h _t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| h ₁ (cm) | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| Contrainte Maxi σ ₁ (Kg/cm ²) | 18,970 | 20,420 | 28,080 | 37,000 | 30,950 | 35,500 |
| Contrainte Maxi σ ₂ (Kg/cm ²) | 9,750 | 16,900 | 6,280 | 17,400 | 24,270 | 12,890 |
| $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 - \sigma_2}{4}$ (Kg/cm ²) | 11,800 | 11,090 | 19,430 | 23,400 | 17,150 | 23,400 |
| Q = σ _m l ₁ l ₂ (Kg) | 29492,500 | 49905,000 | 48575,000 | 37,440 | 99402,85 | 58,505 |
| $F'_x = \frac{Q(l_1 - a)}{8h}$ (Kg) | 4808,200 | 15595,320 | 7589,840 | 5265,000 | 31063,400 | 12797,960 |
| $A'_x = \frac{F'_x}{3/5 \sigma_{en}}$ (cm ²) | 1,820 | 6,190 | 3,020 | 2,090 | 12,330 | 5,080 |
| FERRAILLAGE | 7T6 | 8T10 | 7T8 | 5T8 | 12T12 | 5T12 |
| $F'_y = \frac{Q(l_2 - b)}{8h}$ (Kg) | 4808,20 | 7797,650 | 7589,840 | 5265,00 | 15111,92 | 58,505 |
| $A'_y = \frac{F'_y}{3/5 \sigma_{en}}$ (cm ²) | 1,820 | 3,100 | 3,020 | 2,090 | 6,000 | 5,080 |
| FERRAILLAGE | 7T6 | 7T8 | 7T8 | 5T8 | 8T10 | 5T12 |
| Diametre du puits (cm) | 70 | 100 | 80 | 80 | 110 | 90 |
| Contrainte Maxi à la base du puits σ _{s1} (Kg/cm ²) | 12,190 | 11,900 | 13,070 | 10,740 | 11,850 | 12,830 |

$$F_x = \frac{N (e_1 - e)}{8h} = \frac{99.402,856 (90 - 50)}{8 \times 16} = 31.063,40 \text{ Kg}$$

$$\text{Et la section d'acier } A_x = \frac{F_x}{\frac{3}{5} \sigma_{en}} = \frac{31.063,40}{2.520} = 12,33 \text{ cm}^2$$

Soit :

12 T 12 = 12,54 cm² régulièrement espacés.

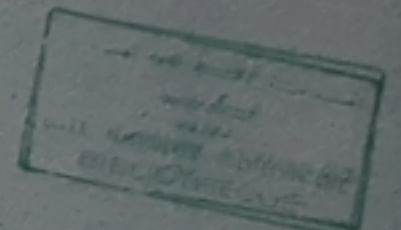
$$F_y = \frac{N (e_2 - b)}{8h} = \frac{99.402,856}{8 \times 14,8} = 15.111,92 \text{ Kg}$$

$$A_y = \frac{F_y}{\frac{3}{5} \sigma_{en}} = \frac{15.111,92}{2.520} = 6 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8 \text{ T } 10 = 6,28 \text{ cm}^2$$

S O M M A I R E

| | | |
|---------------|------------------------------------------|------------|
| CHAPITRE : A | : ETUDE ARCHITECTURALE | Page : I |
| CHAPITRE : B | : Caractéristiques et matériaux utilisés | Page : 4 |
| CHAPITRE : C | : Etude de la toiture | Page : 7 |
| CHAPITRE : D | : Etude des planchers | Page : I2 |
| CHAPITRE : E | : Etude des poutres longitudinales | Page : 33 |
| CHAPITRE : F | : Etude de la console du caniveau | Page : 61 |
| CHAPITRE : FI | : Etude du Vent | Page : 65 |
| CHAPITRE : G | : Etude des portiques | Page : 76 |
| CHAPITRE : H | : Etude des traverses | Page : 83 |
| CHAPITRE : I | : Etude des poteaux | Page : 90 |
| CHAPITRE : J | : Etude de l'escalier | Page : I04 |
| CHAPITRE : K | : Etude des fondations | Page : I20 |

=====



PROJET DE FIN D'ETUDES

HOPITAL DE OUARGLA

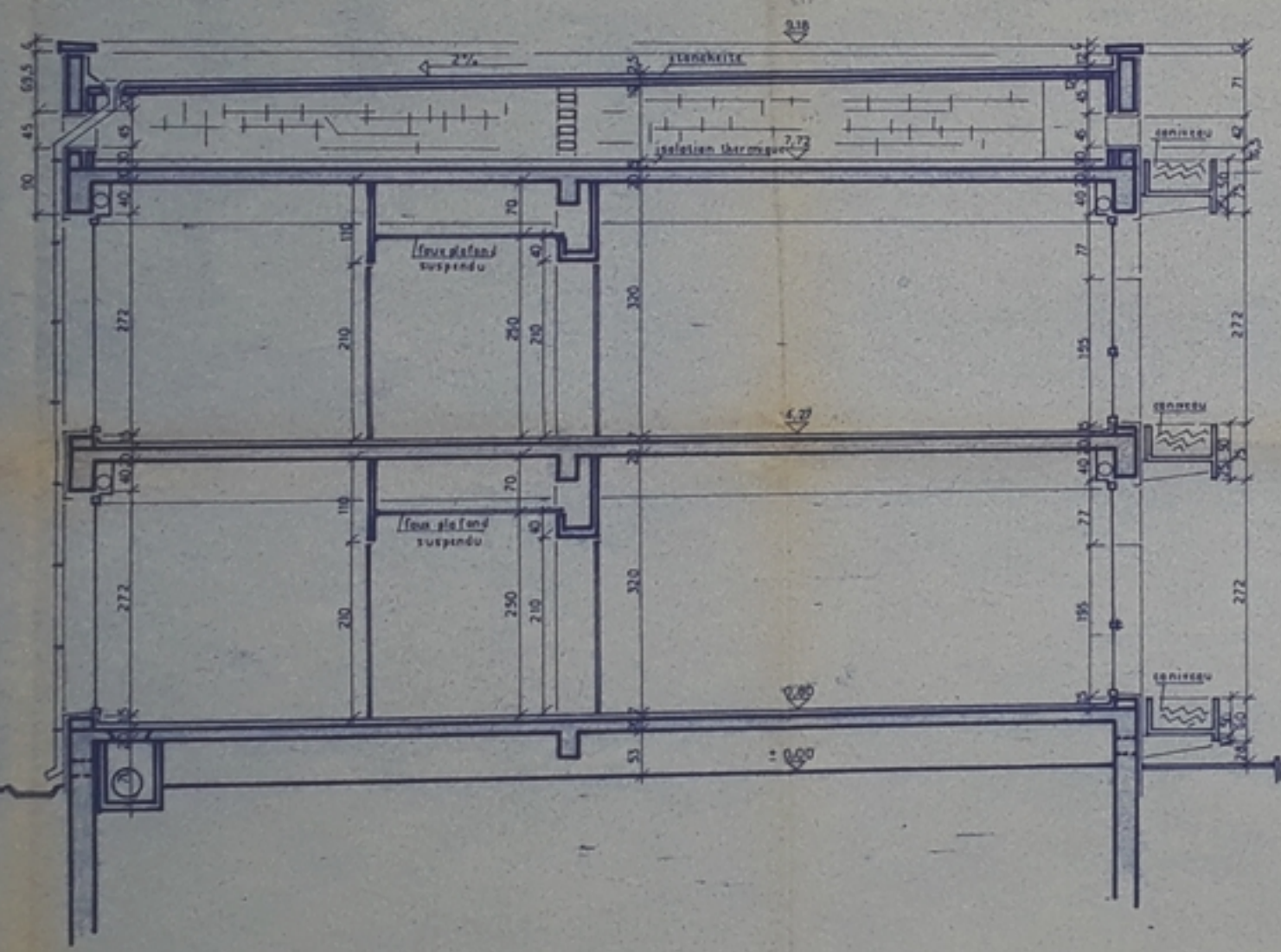
PSYCHIATRIE

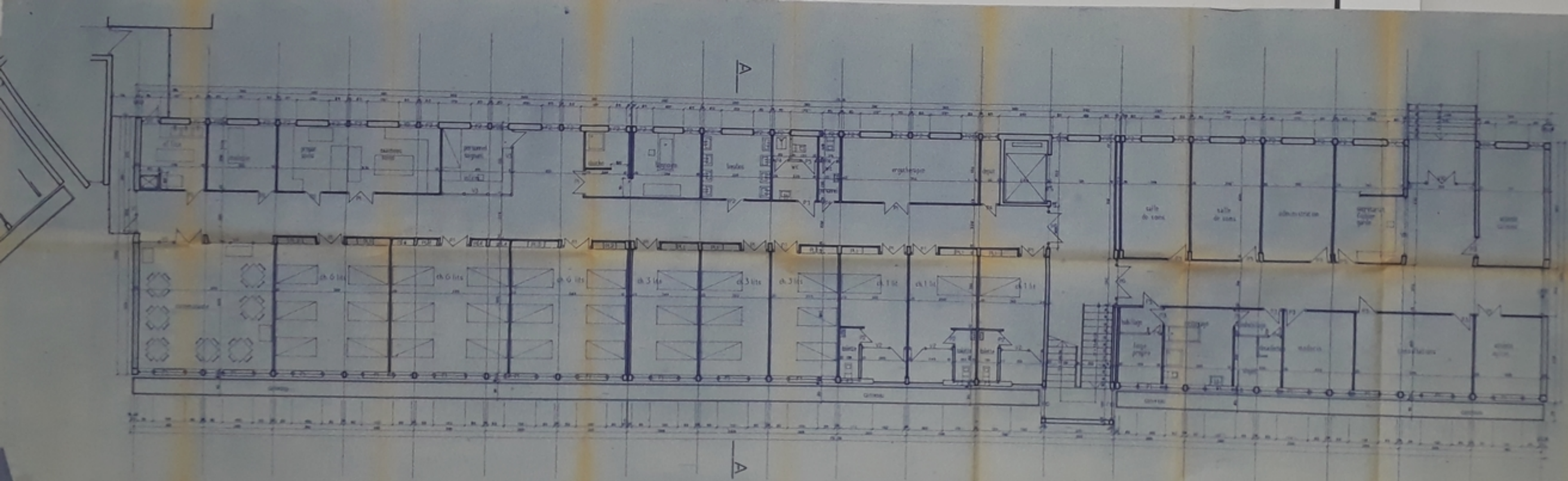
coupe A-A

echelle: 1:50

proposé et dirigé par: arch. SLAVICOV
etudié par: Mr. BAZ

PB00273
1.

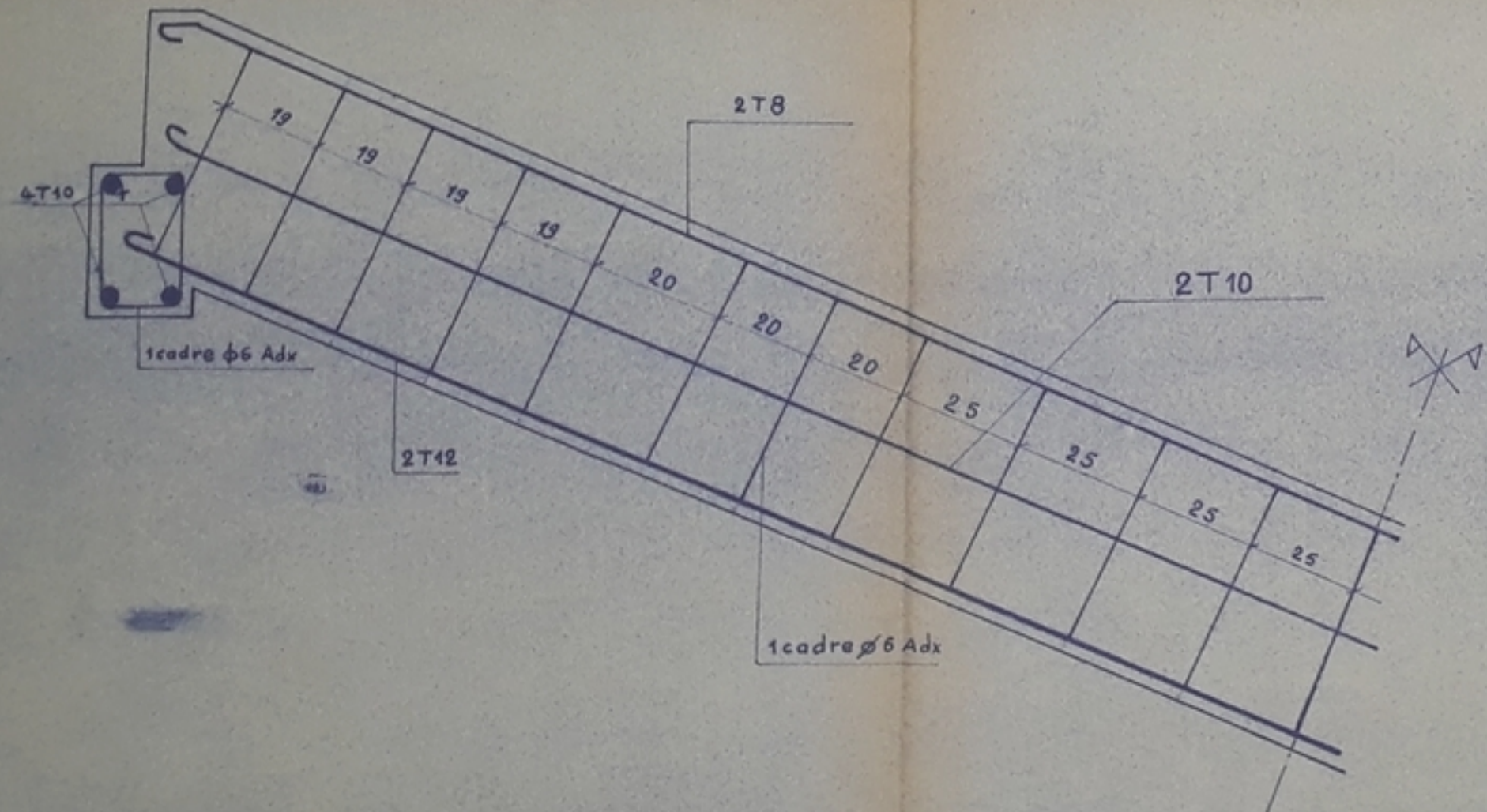
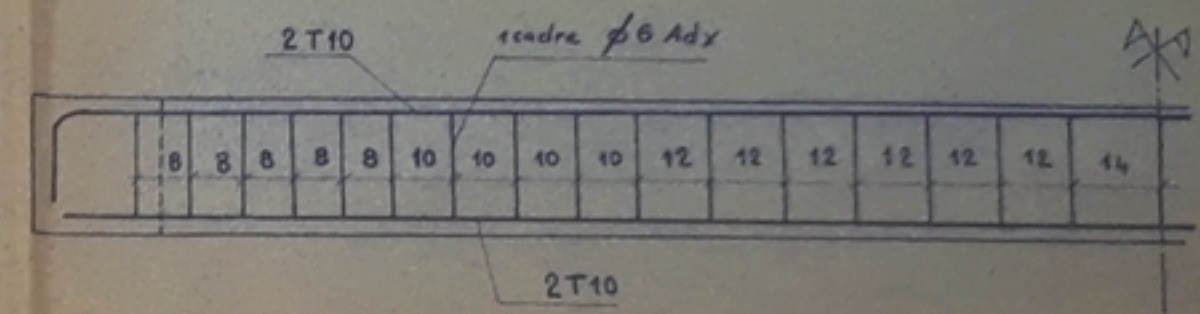
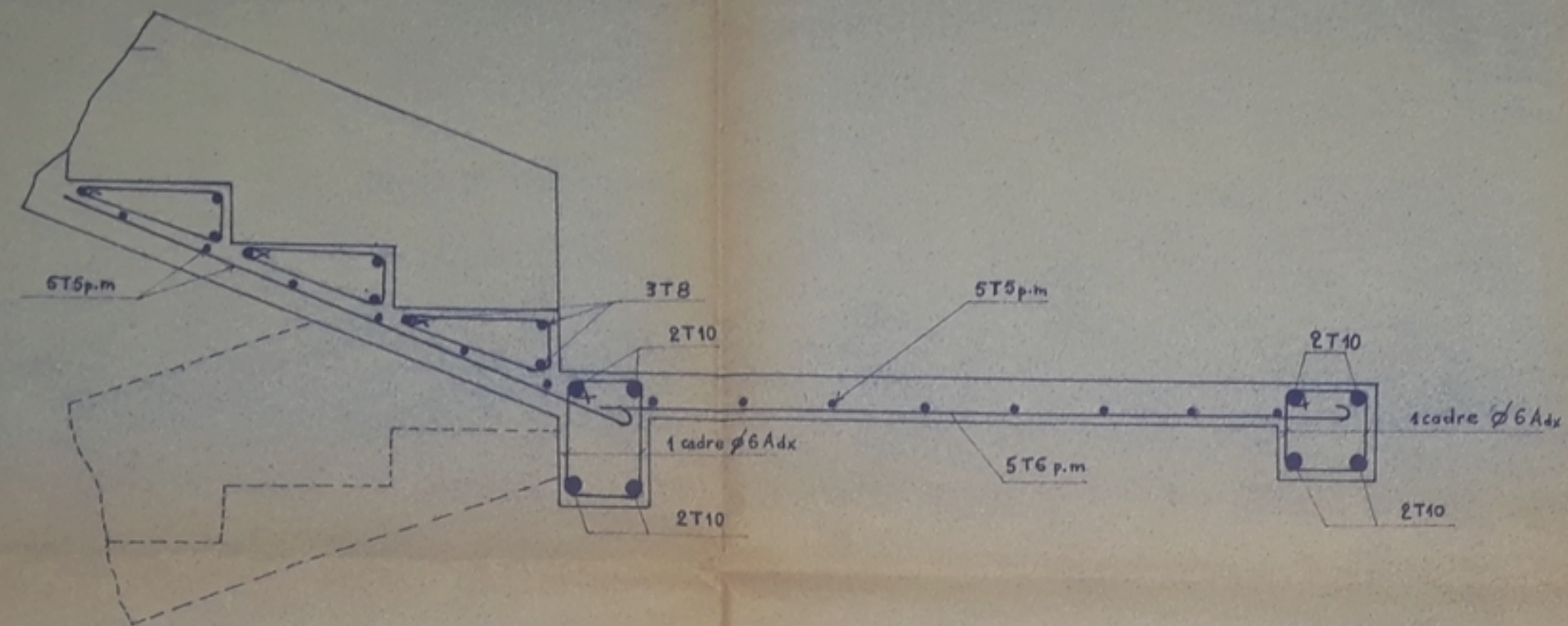




HOPITAL DE QUING A

9800273

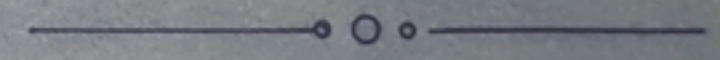
-4-



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

• HOPITAL DE OUARGLA •

◦ PSYCHIATRIE ◦

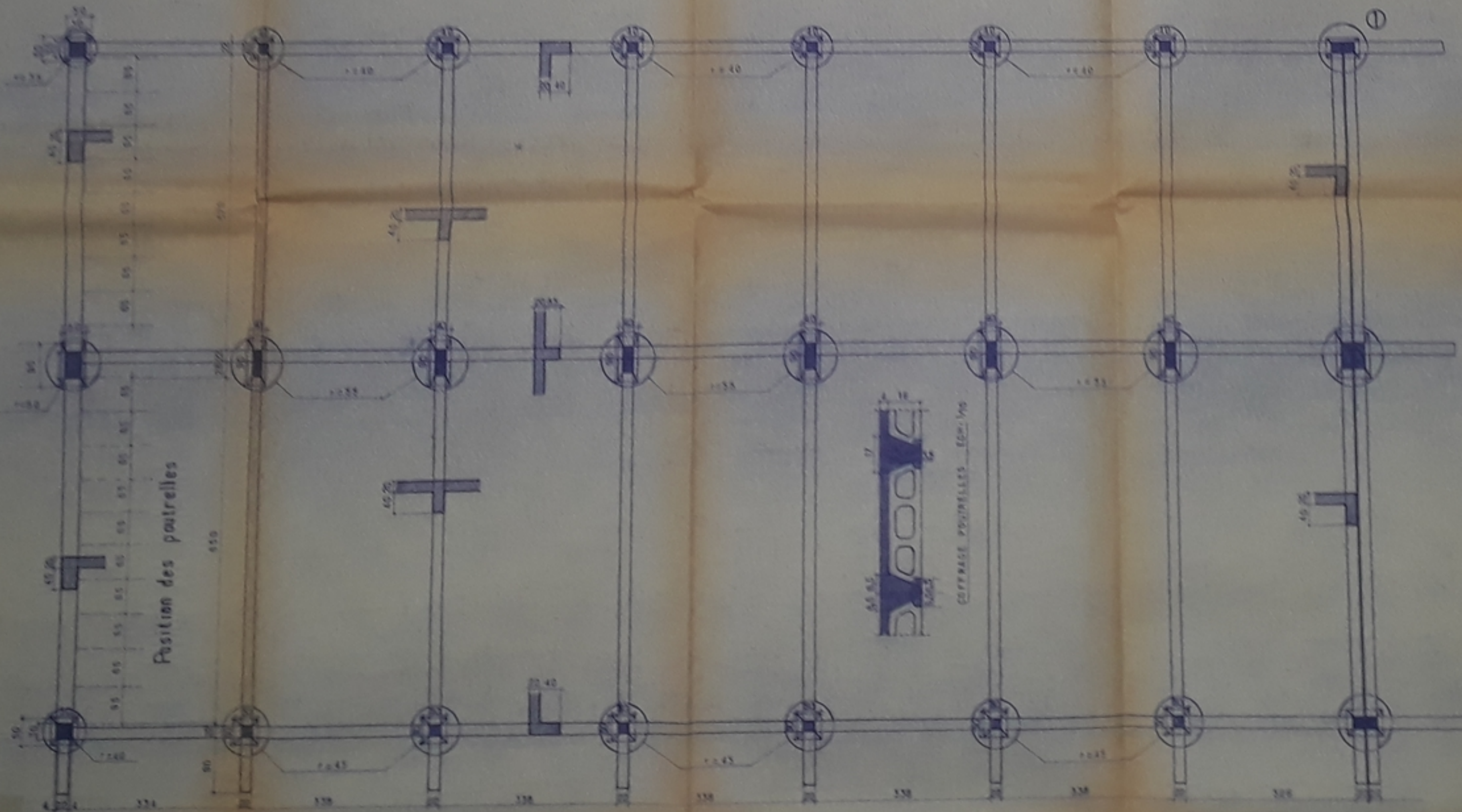
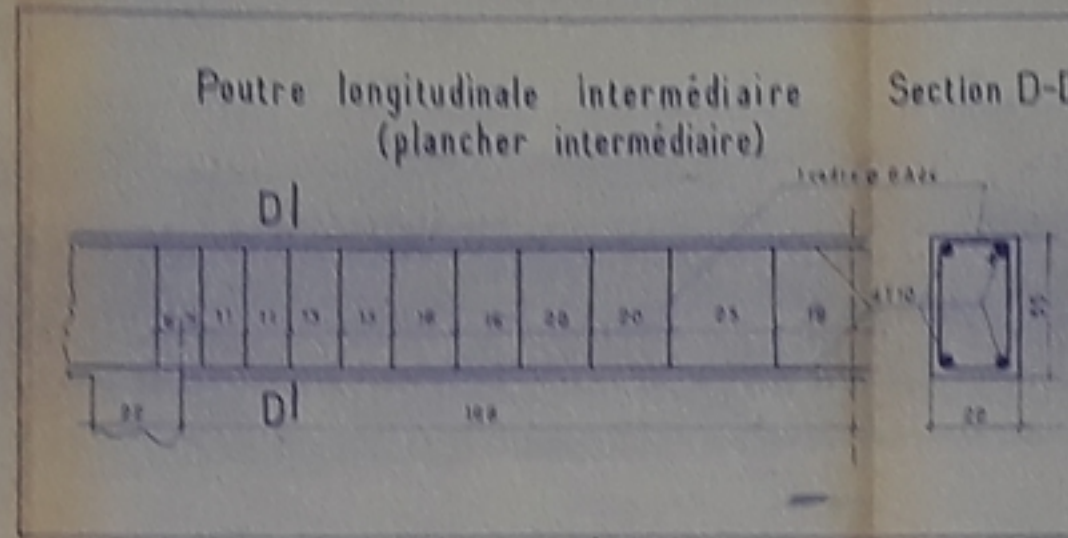
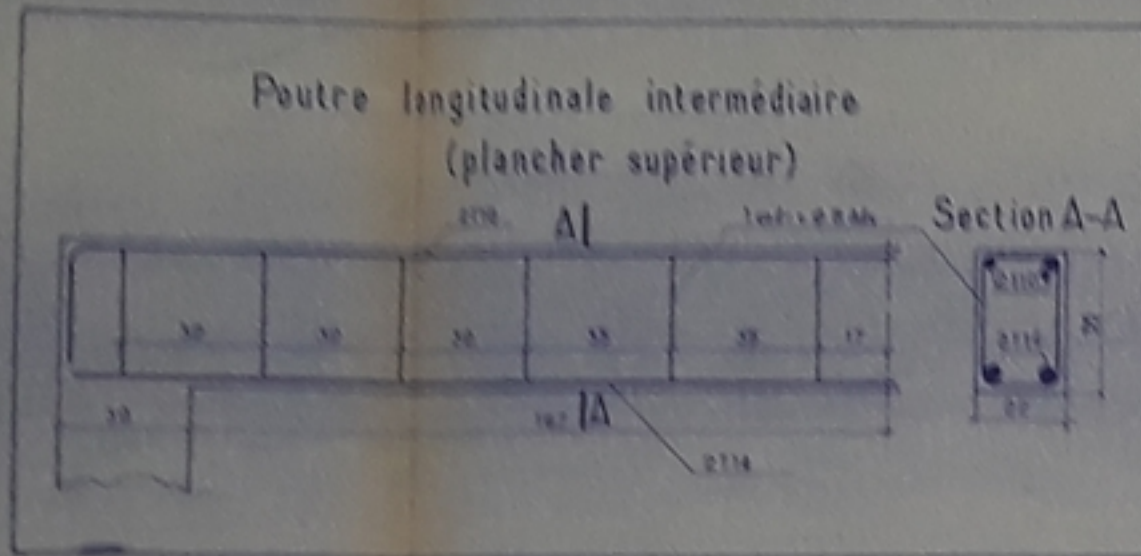
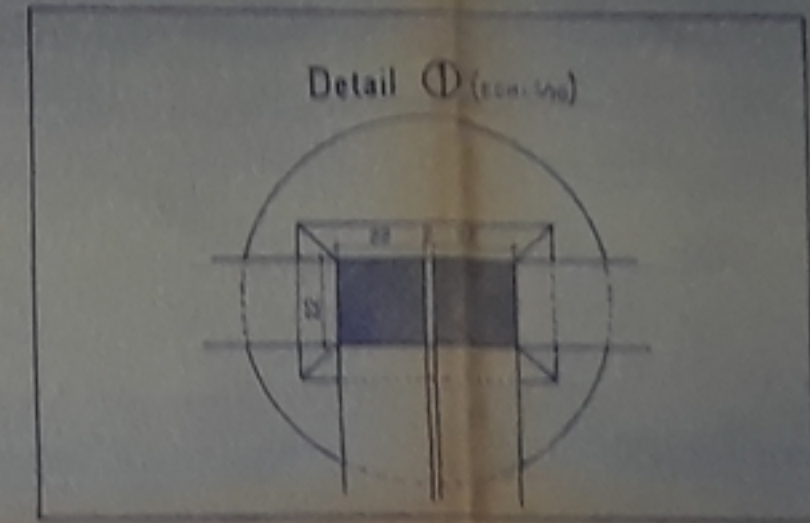
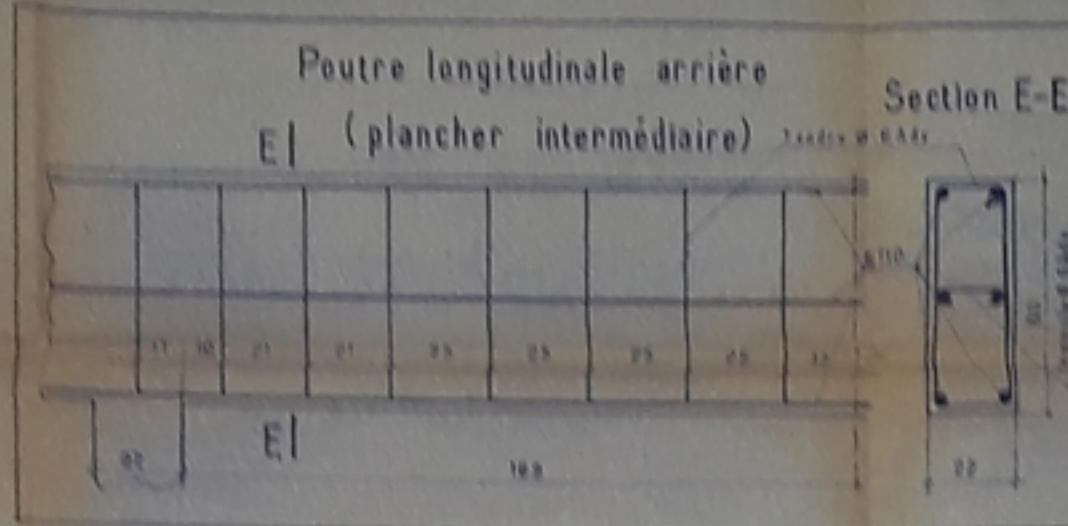
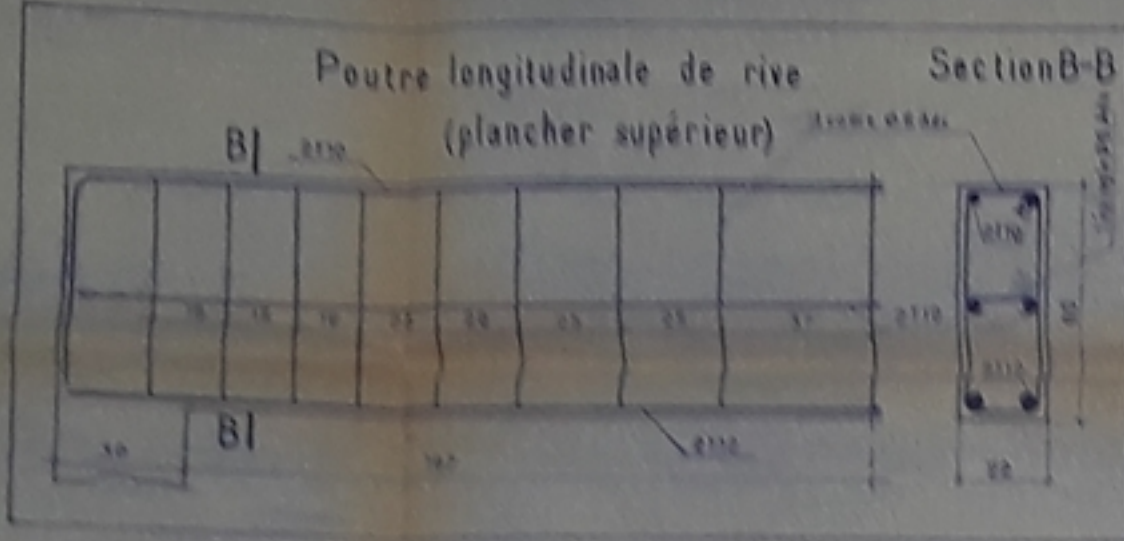
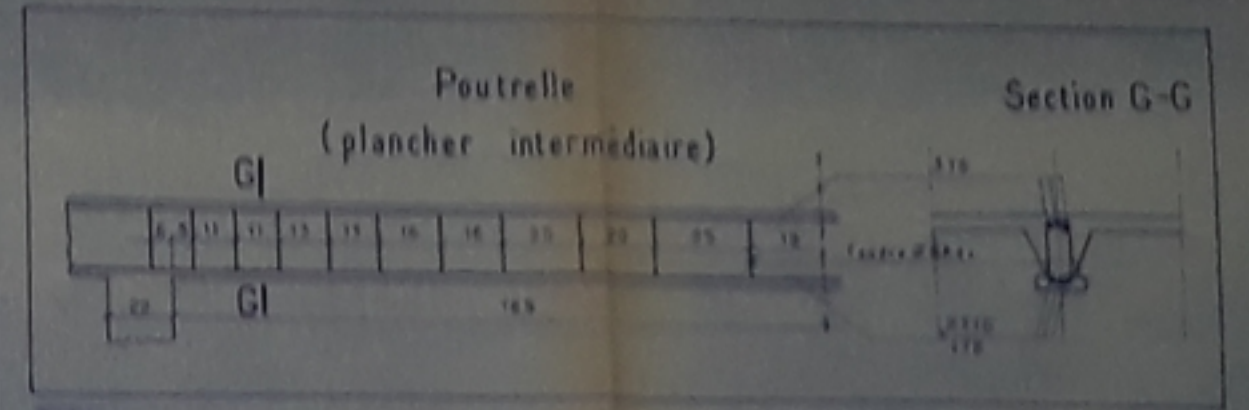
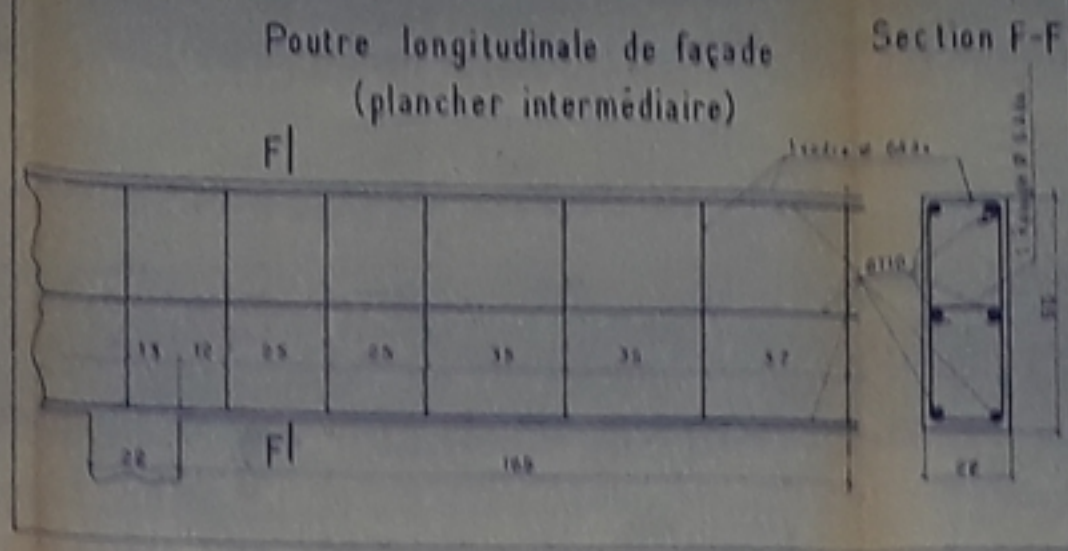
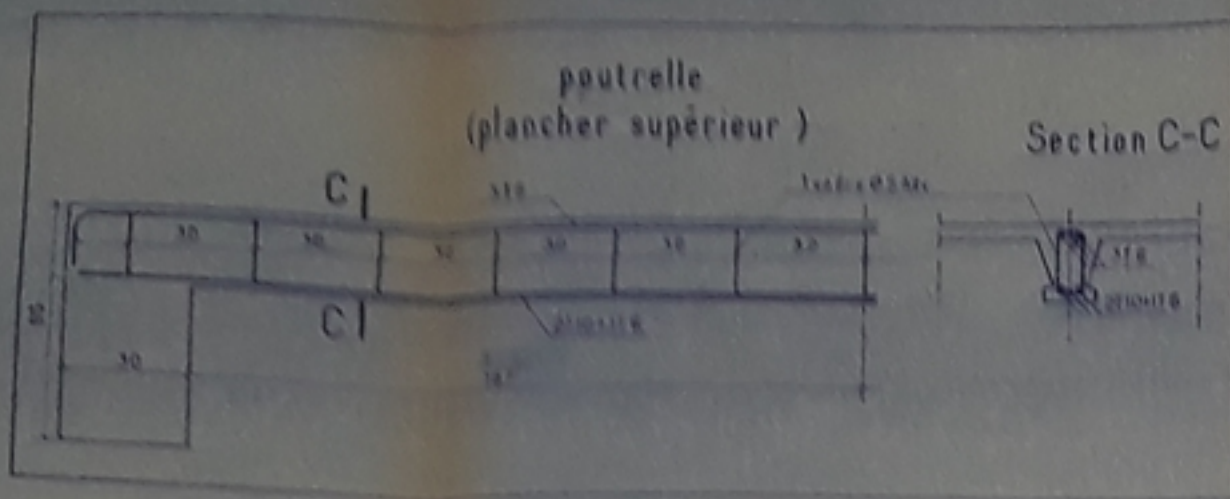


-- ESCALIER --

"FERRAILLAGE"

المستودع الوطني للكتب
 المكتبة
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 BIBLIOTHEQUE

| ECHELLE | DATE | NOM |
|----------------------|--------------|--------|
| 10cm pour 1m 1/10 | JUIN 1973 | M. BAZ |



PB 00293
-4-

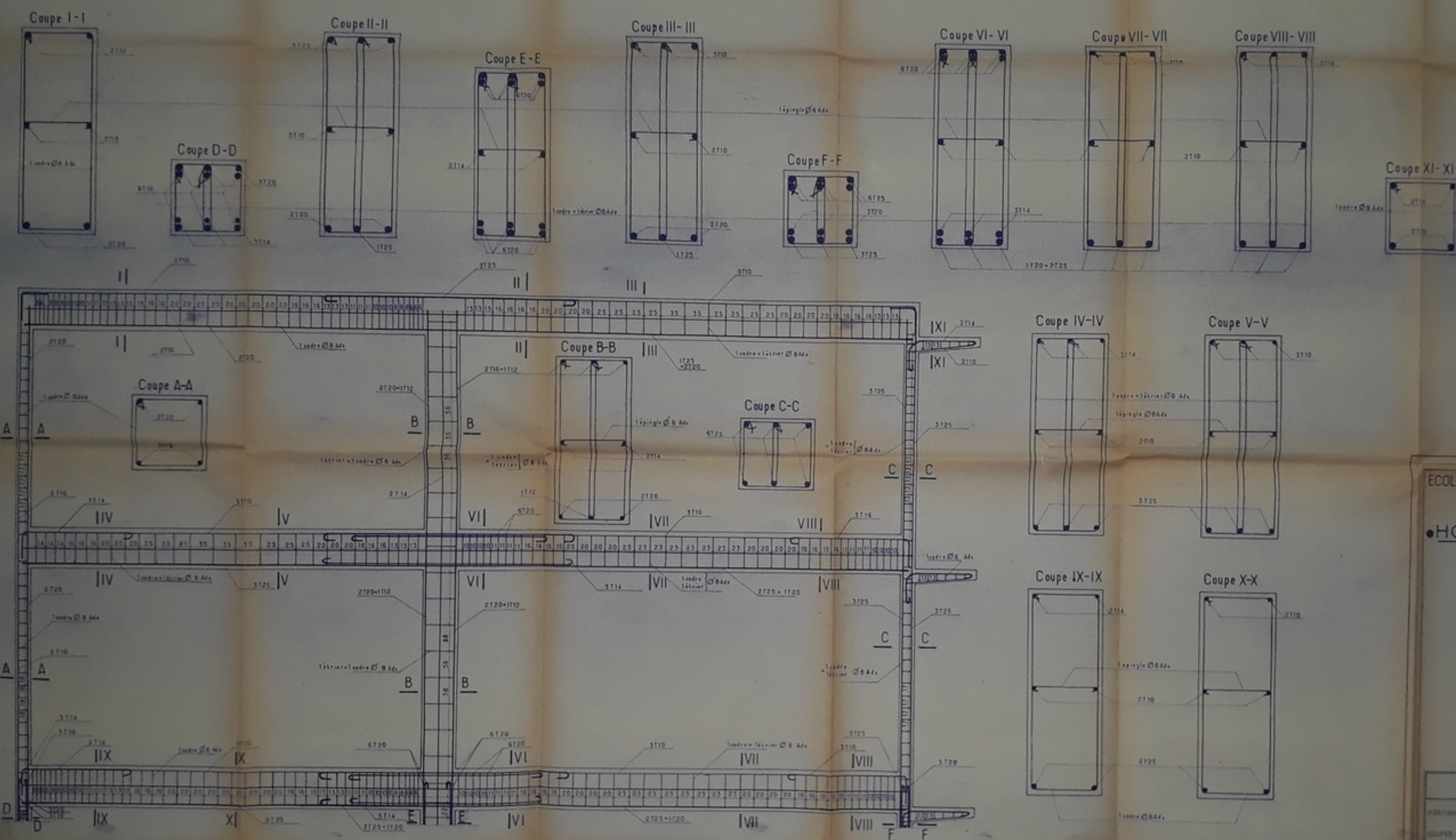
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

HOPITAL DE OUARGLA

PSYCHIATRIE

PLANCHERS SEMELLES-PUITS

| | | |
|---------|----------|--------|
| ECHELLE | DATE | NOM |
| | JUN 1973 | M. BAZ |



PB00273
-5-

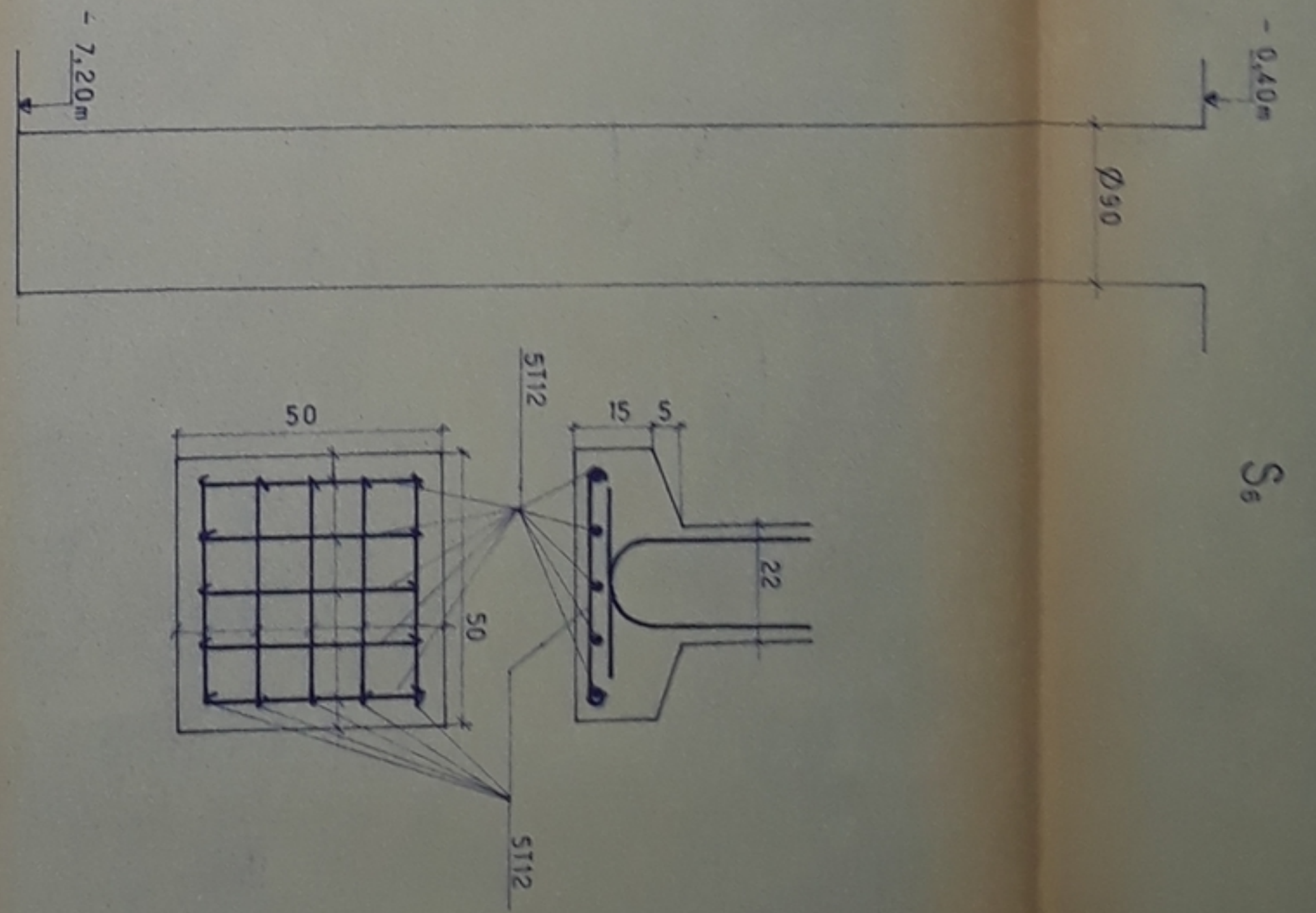
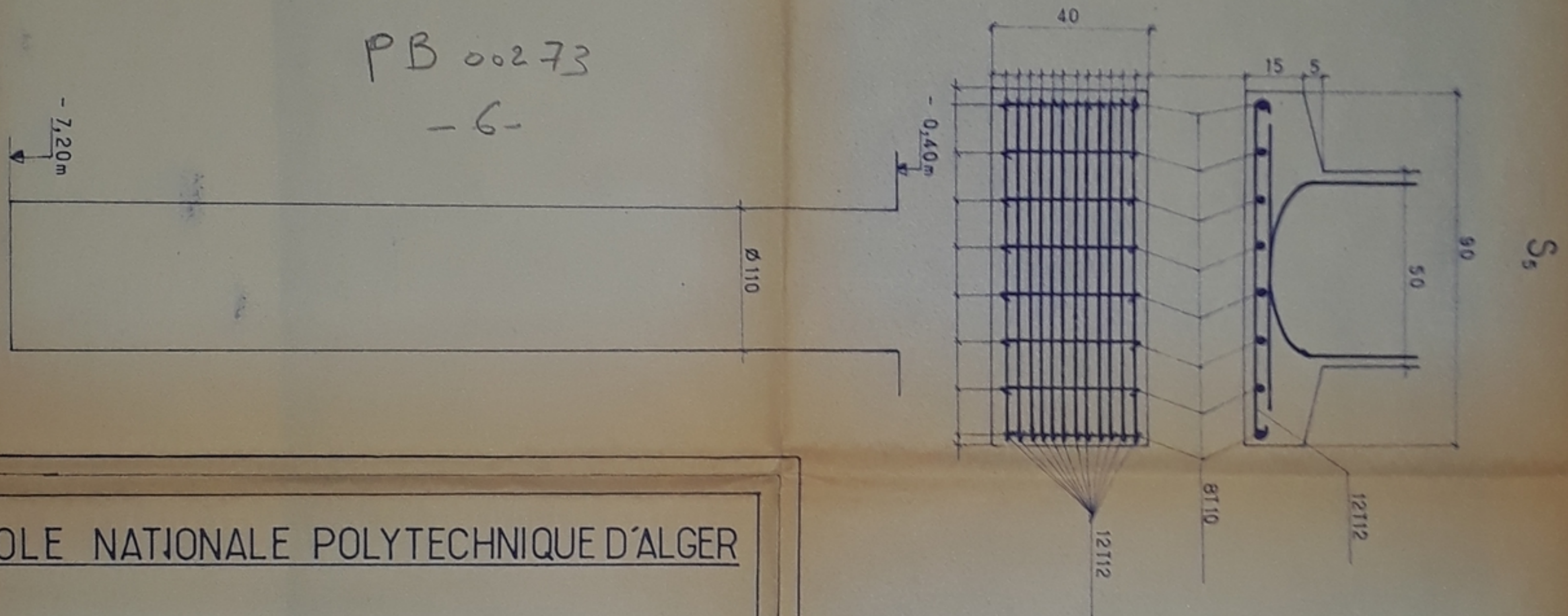
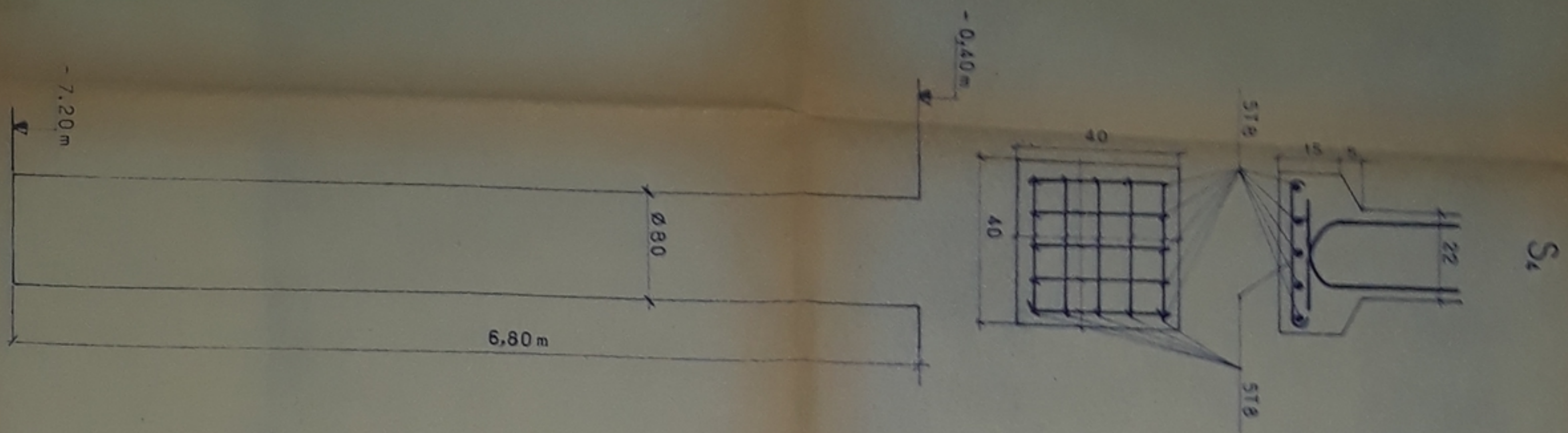
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

HOPITAL DE OUARGLA

○ PSYCHIATRIE ○

PORTIQUE INTERMEDIAIRE
"FERRAILLAGE"

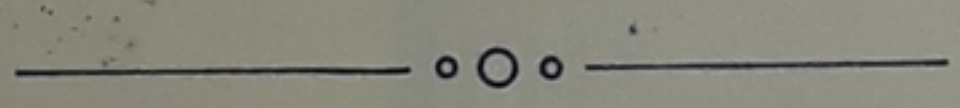
| CONCILE | DATE | NOM |
|--------------|----------|-------|
| PORTIQUE '90 | JUN 1973 | M.BAZ |
| COUPES '74 | | |



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

◦ HOPITAL DE OUARGLA ◦

◦ PSYCHIATRIE ◦



-- SEMELLES --

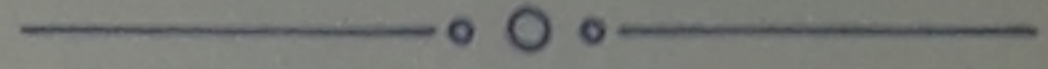
"FERRAILLAGE"

المسودة الوطنية العدد
الاسم
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

| ECHELLE | DATE | NOM |
|--------------------------------|--------------|-------|
| SEMELLES: 1/40 PUITS : 1/30 | JUIN 1973 | M.BAZ |

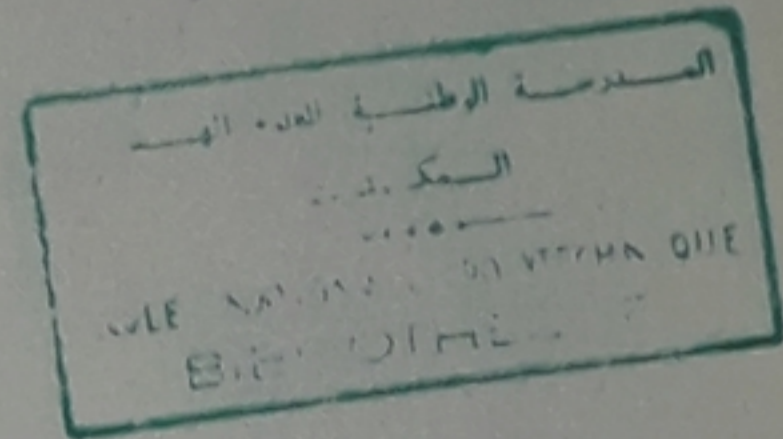
• HOPITAL DE OUARGLA •

◦ PSYCHIATRIE ◦



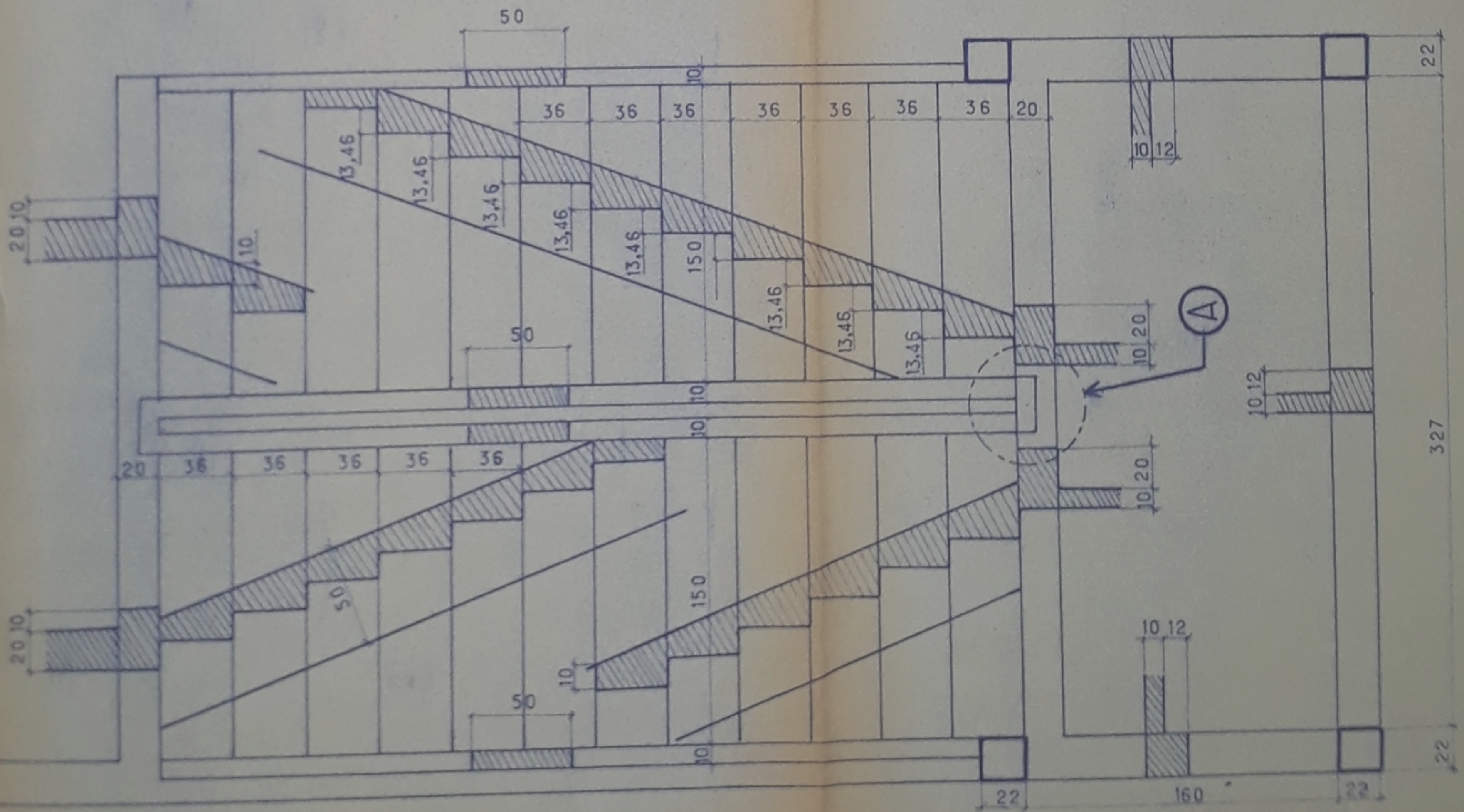
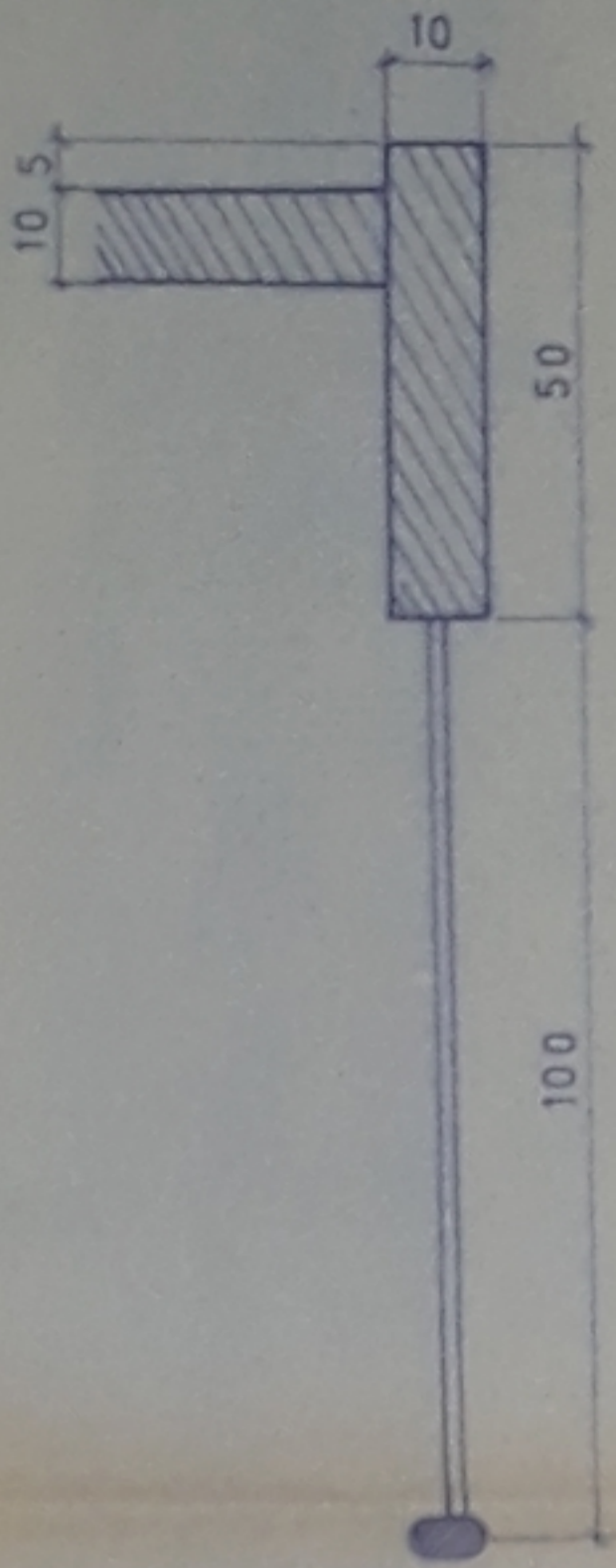
--= ESCALIER =--

“COFFRAGE”

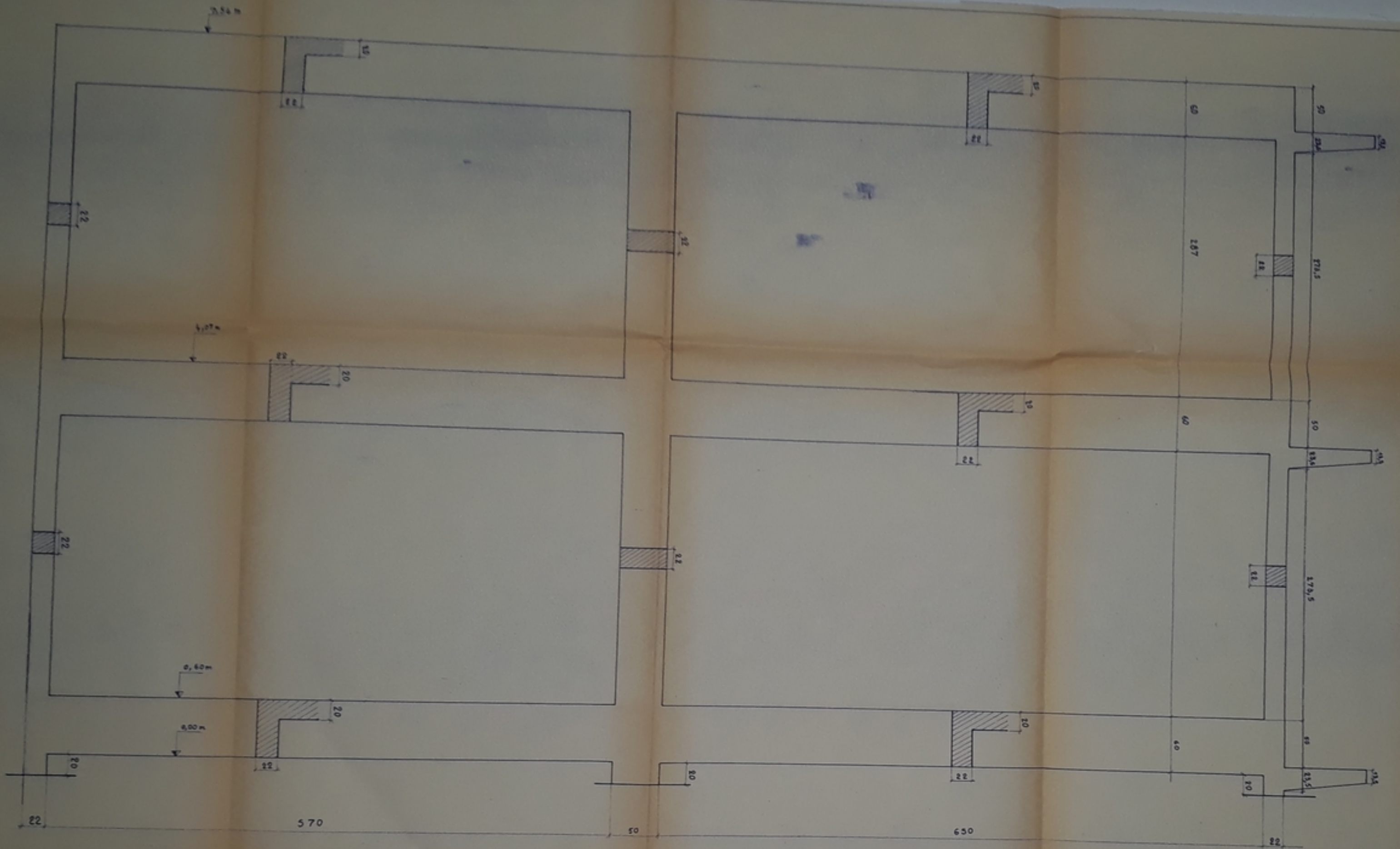


| ECHELLE | DATE | NOM |
|---------------------|--------------|--------|
| 5cm pour 1m 1/20 | JUIN 1973 | M. BAZ |

Ⓐ Détail (ECH: 1/40)



PB00273
- 7 -



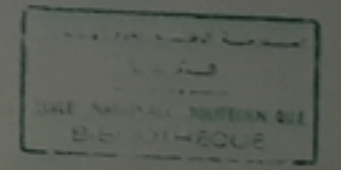
PB 00273
-08-

ECOLE NATI. POLYTECHNIQUE D'ALGER

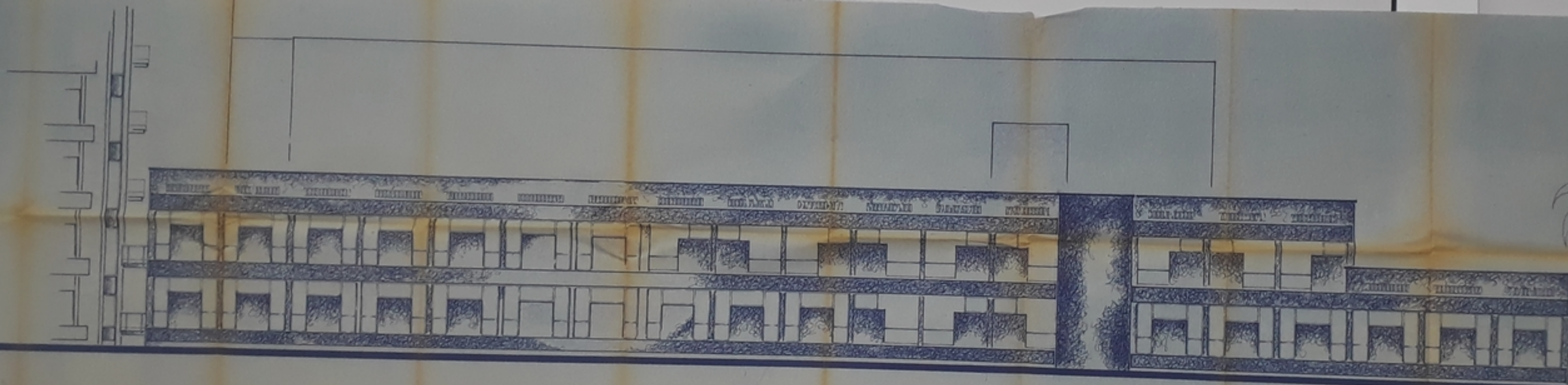
● HOPITAL DE OUARGLA ●
○ PSYCHIATRIE ○

PORTIQUE INTERMEDIAIRE

- COFFRAGE -



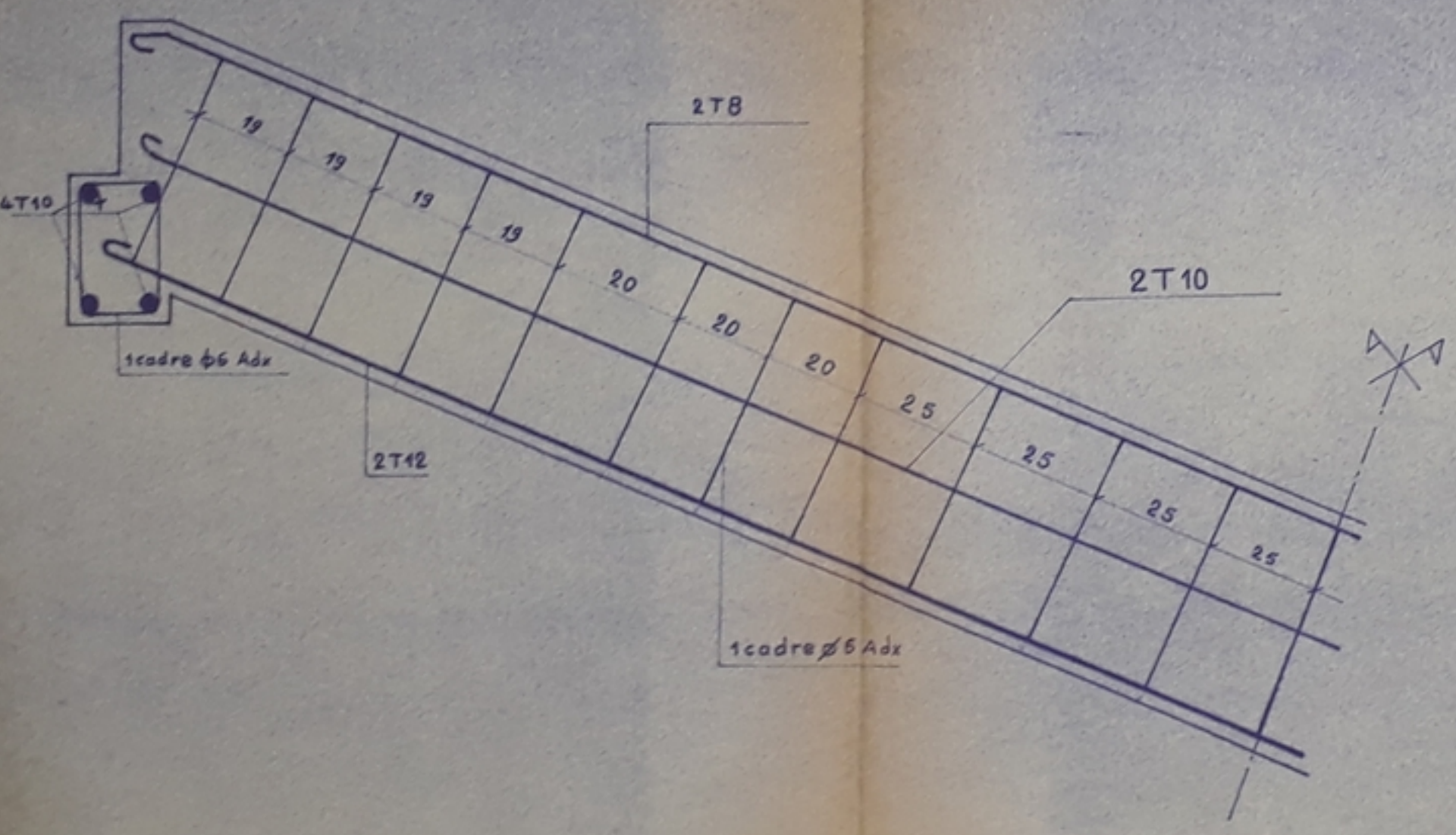
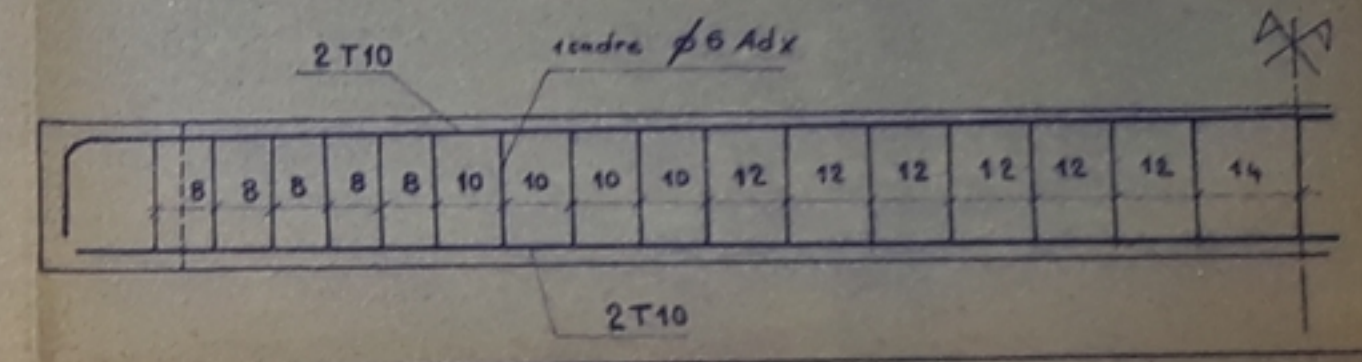
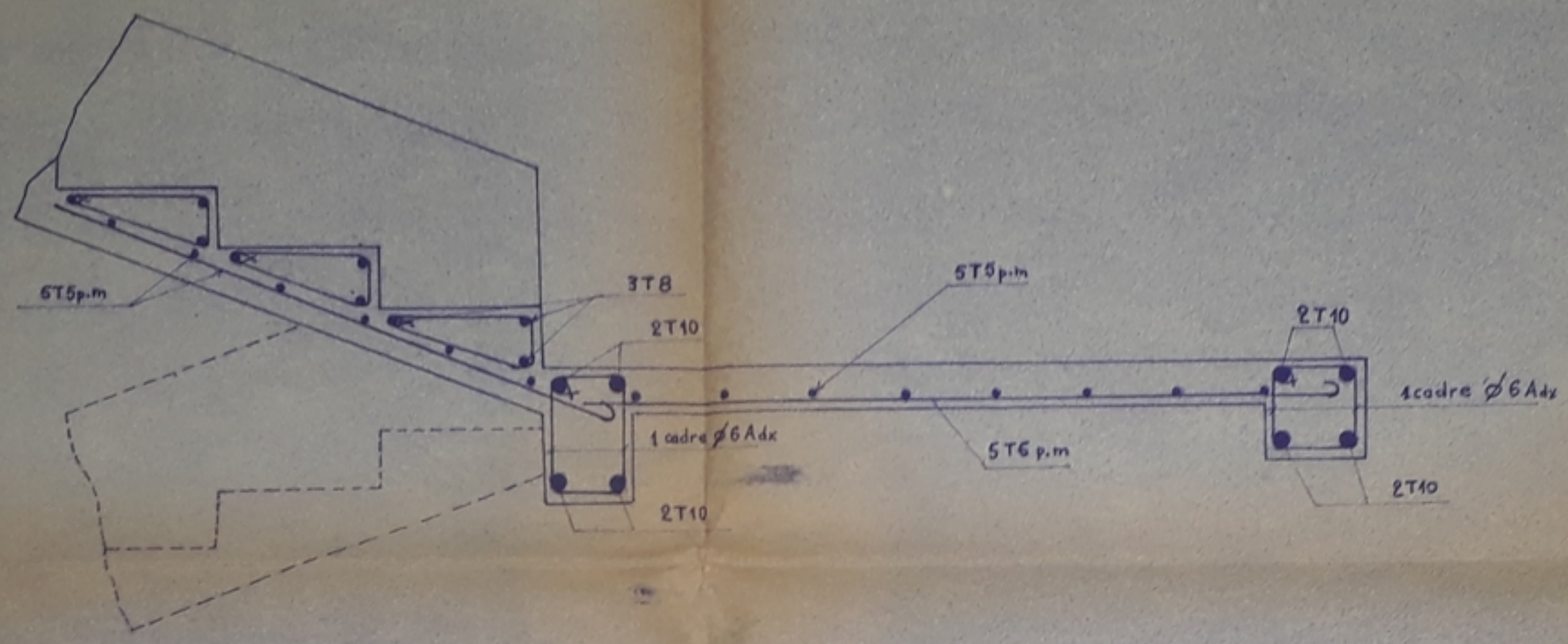
| ECHELLE | DATE | NOM |
|-----------------------|--------------|-------|
| 5cm pour 1m (1/20) | JUIN 1973 | M.BAZ |



PROYECTO DE CONSTRUCCION
HOSPITAL DE QUARGLA

93 002 73

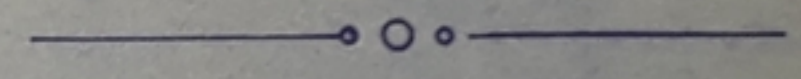
PB00273
10.



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

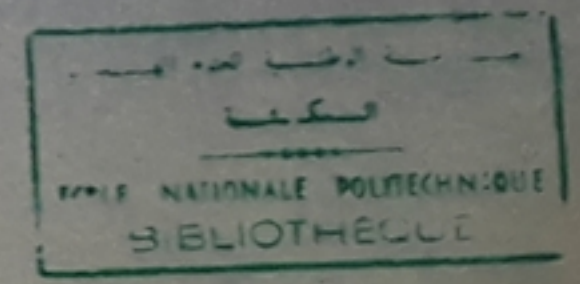
• HOPITAL DE OUARGLA •

◦ PSYCHIATRIE ◦

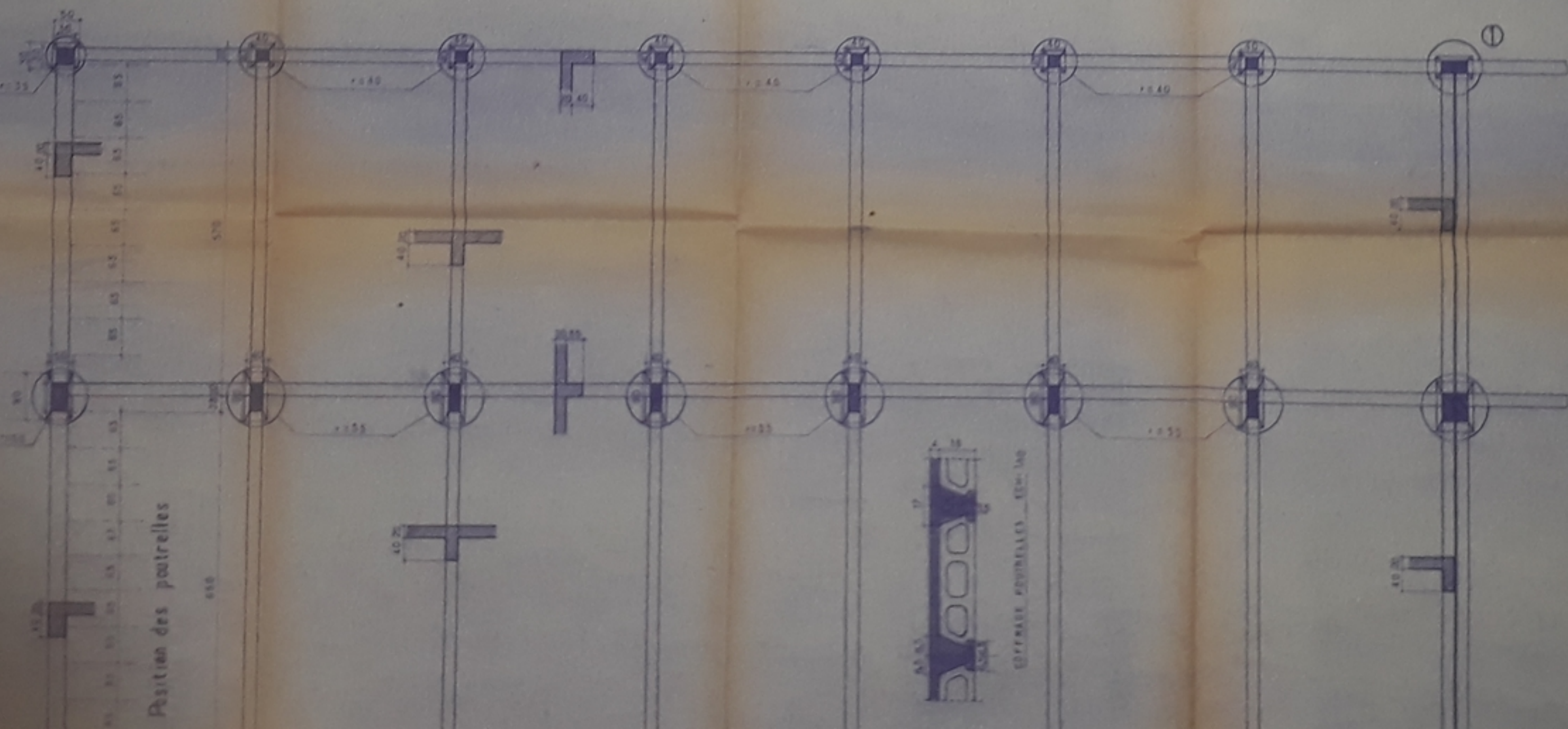
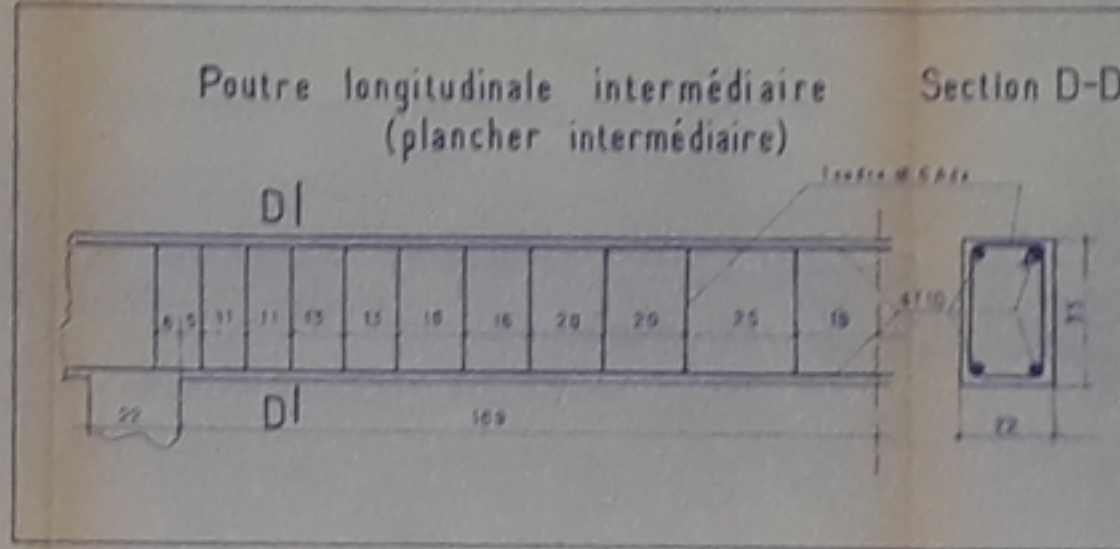
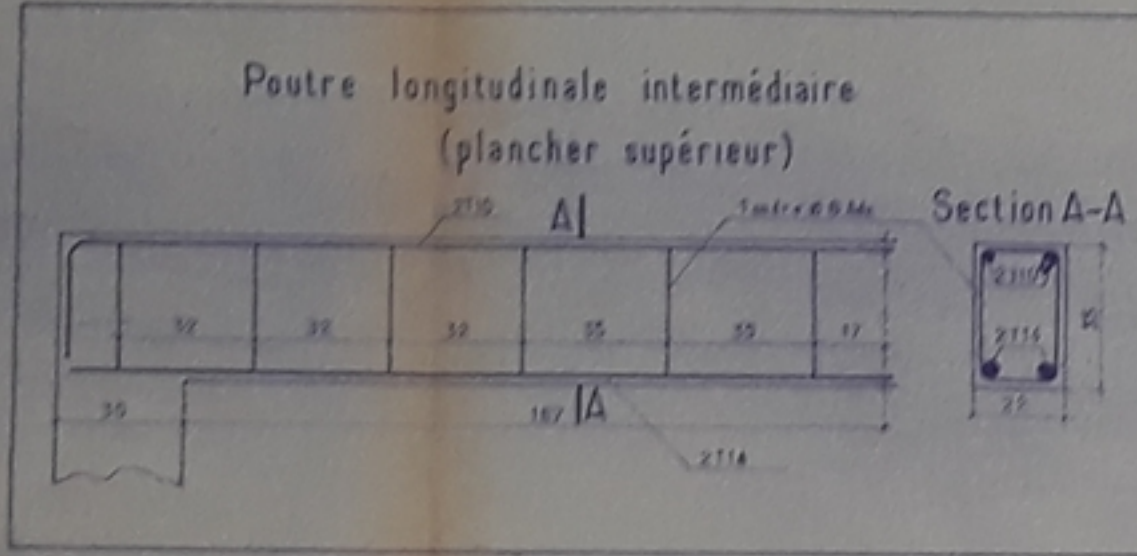
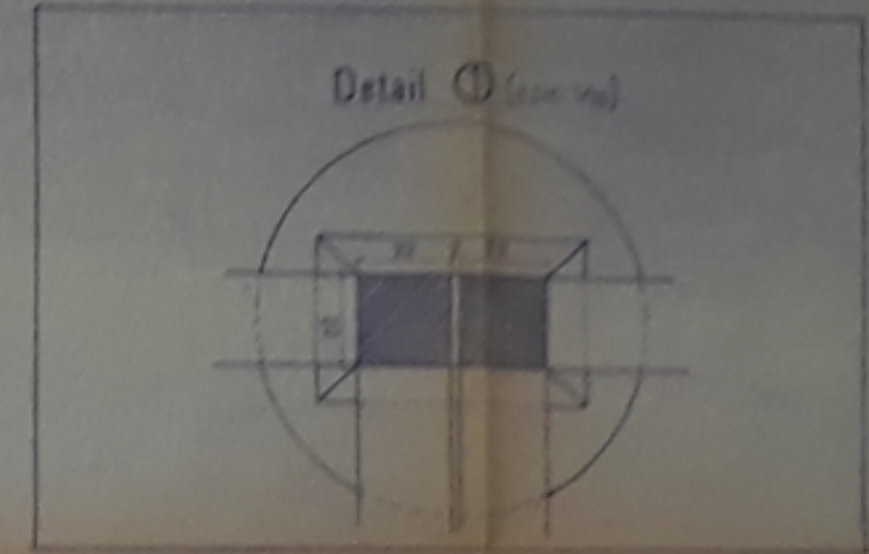
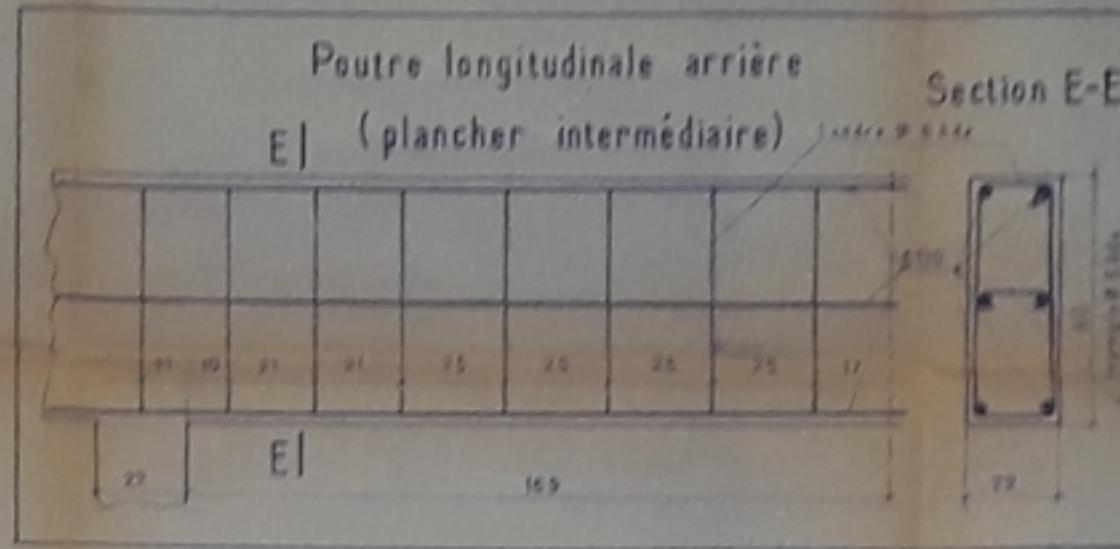
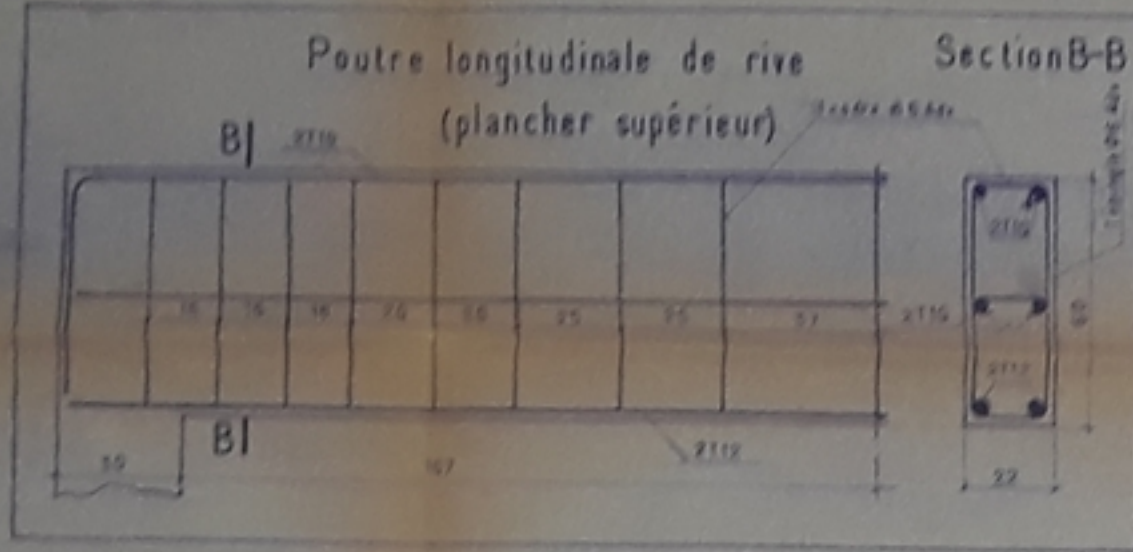
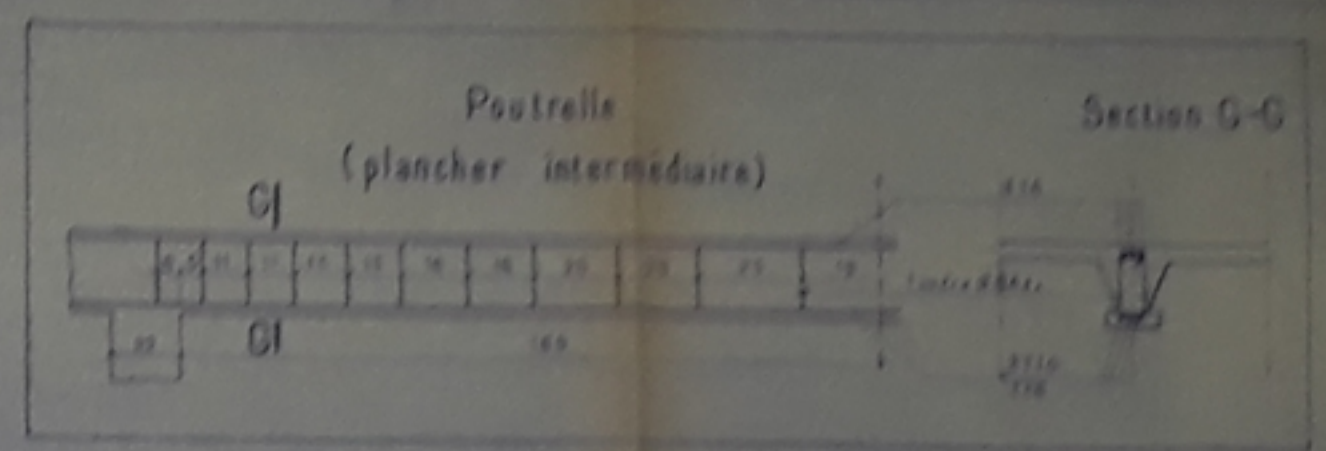
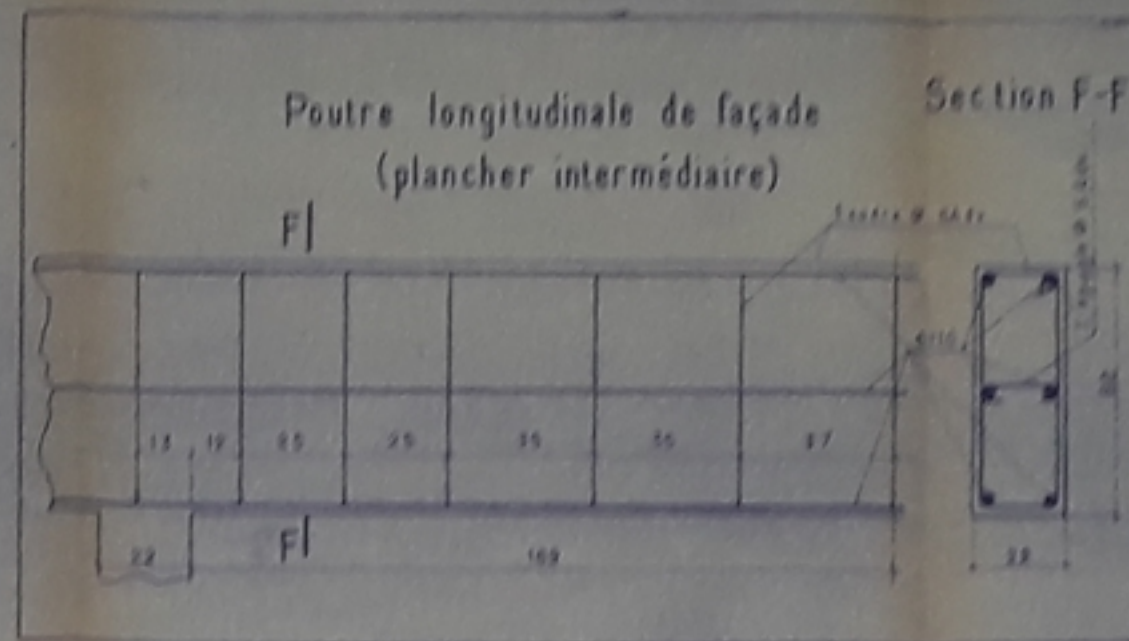
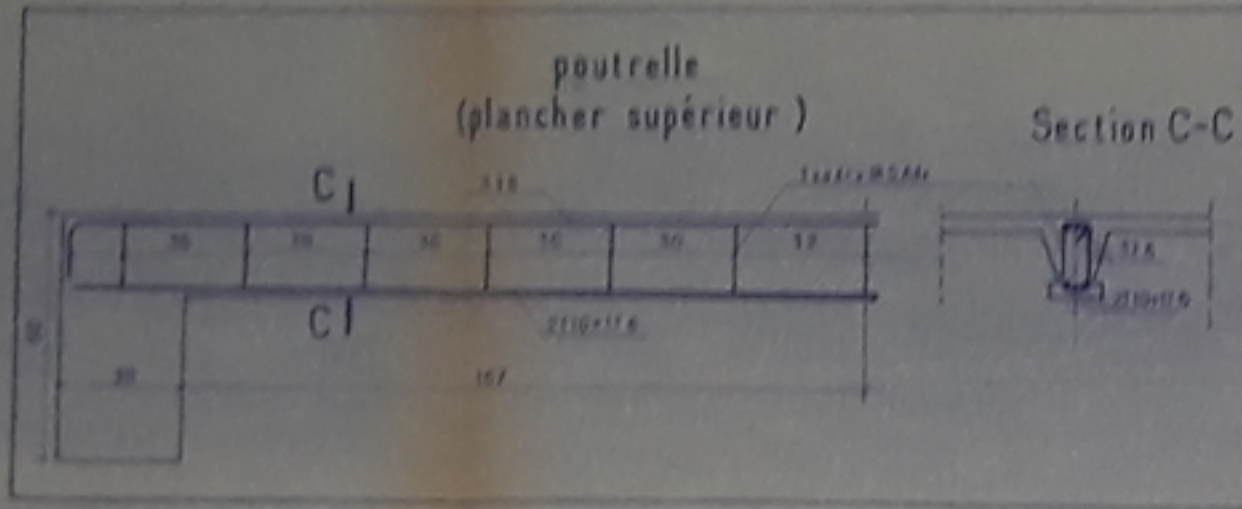


-- ESCALIER --

"FERRAILLAGE"



| ECHELLE | DATE | NOM |
|----------------------|--------------|--------|
| 10cm pour 1m 1/10 | JUIN 1973 | M. BAZ |



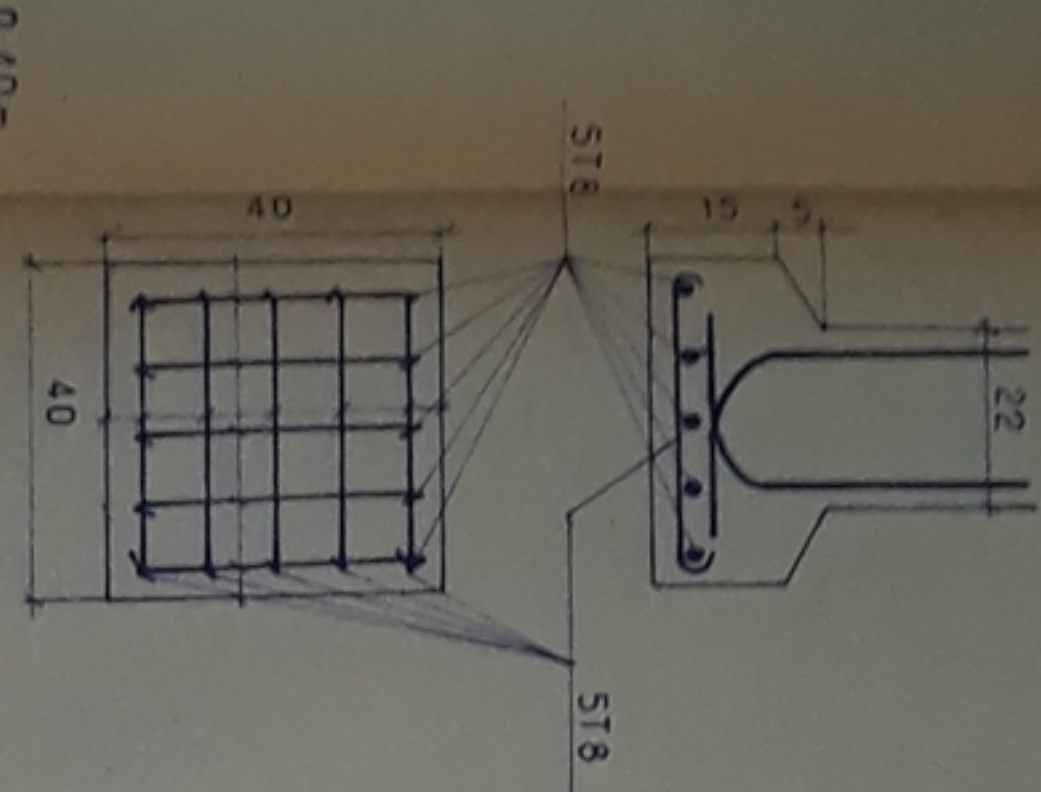
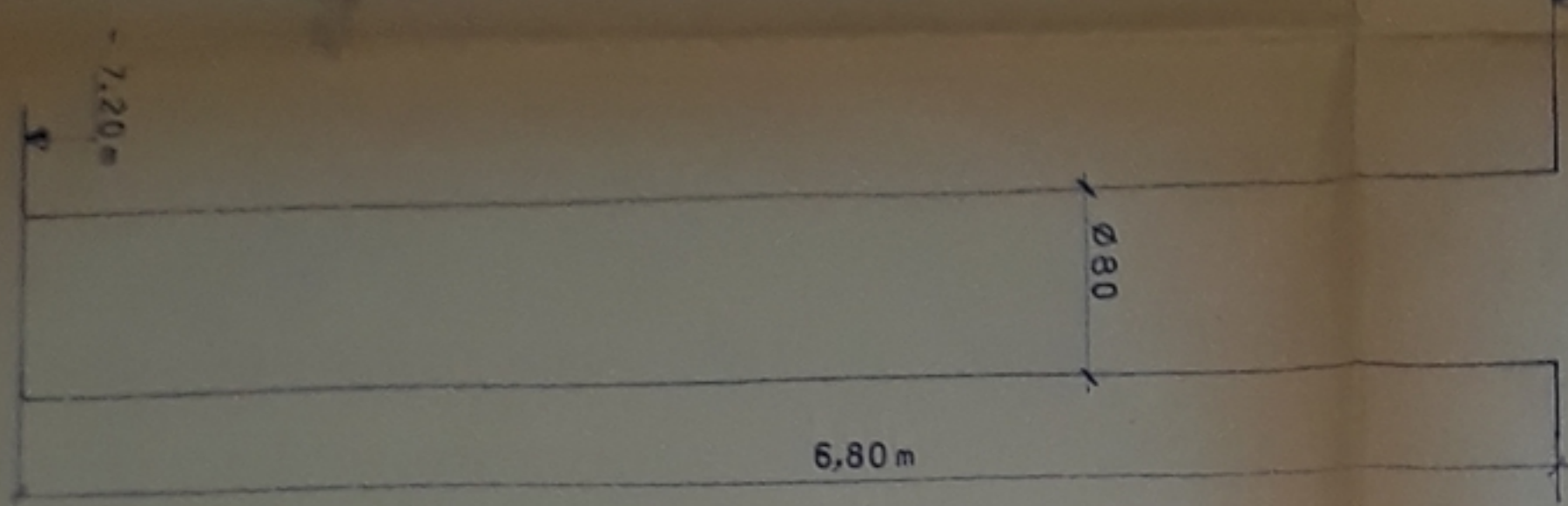
PB 00 3-73
44-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

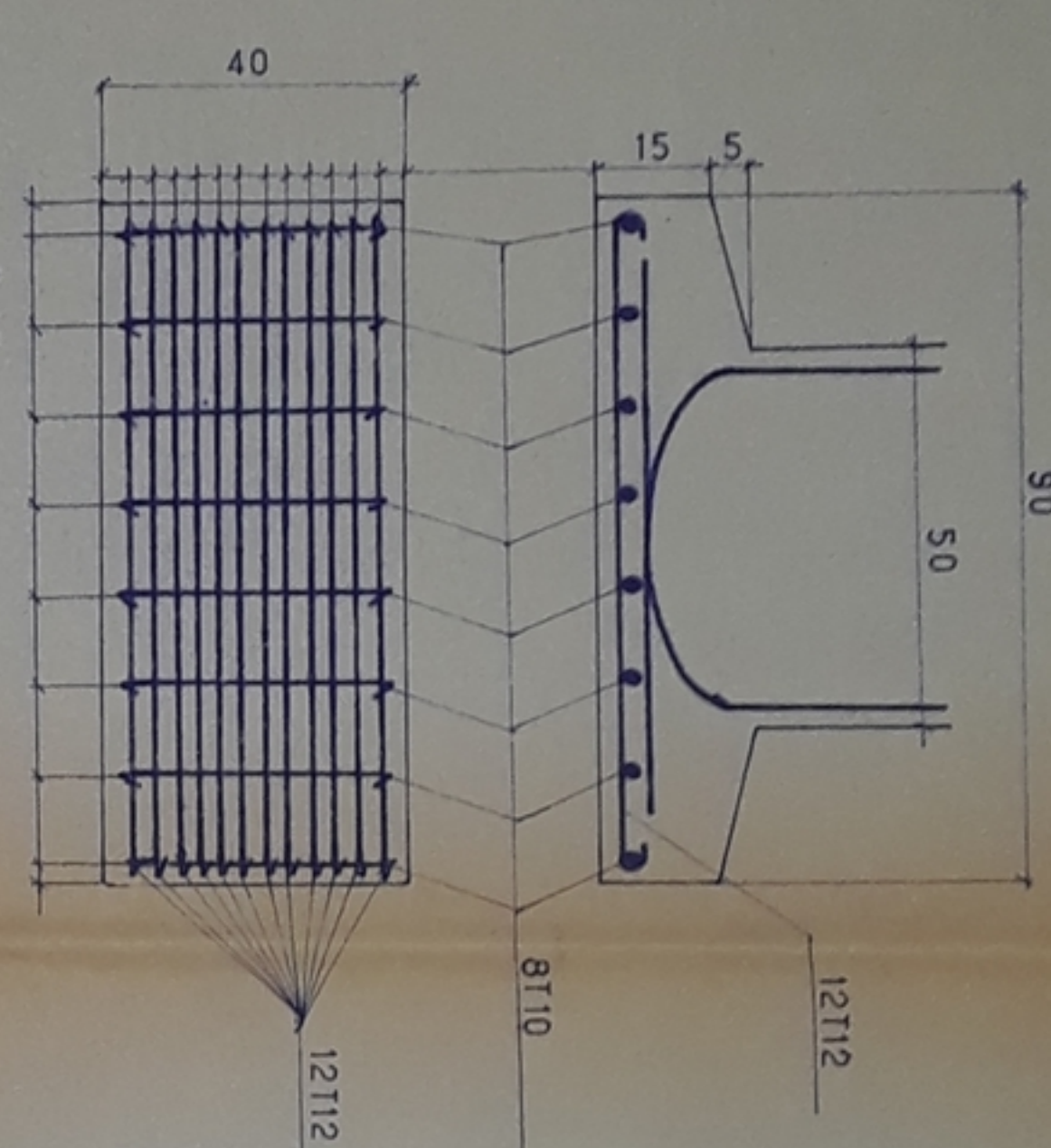
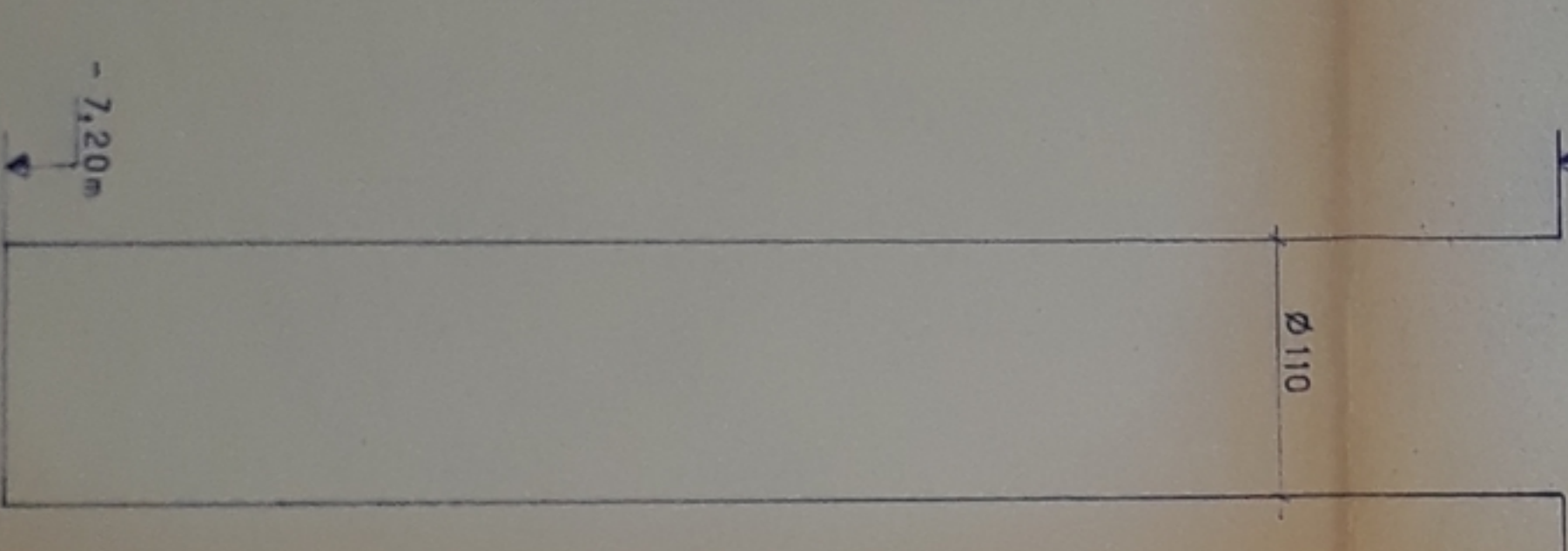
HOPITAL DE OUARGLA

PSYCHIATRIE

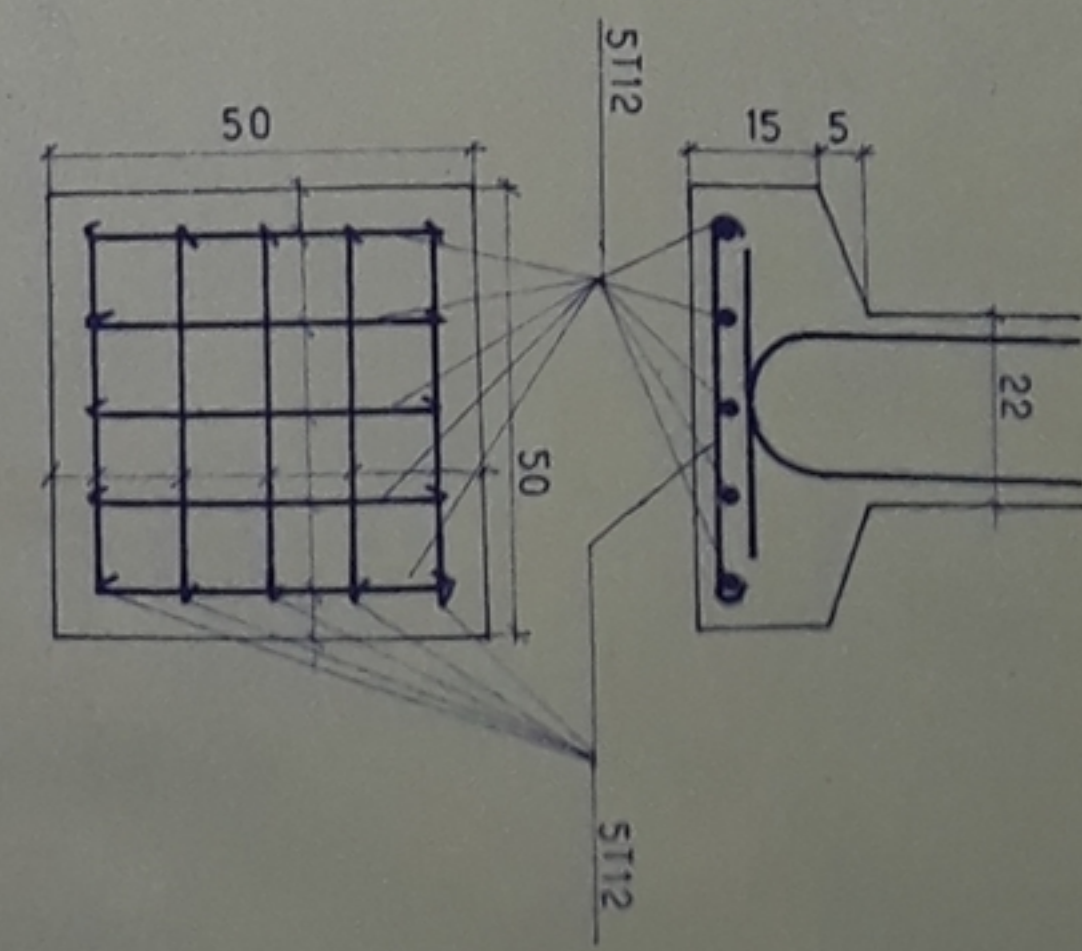
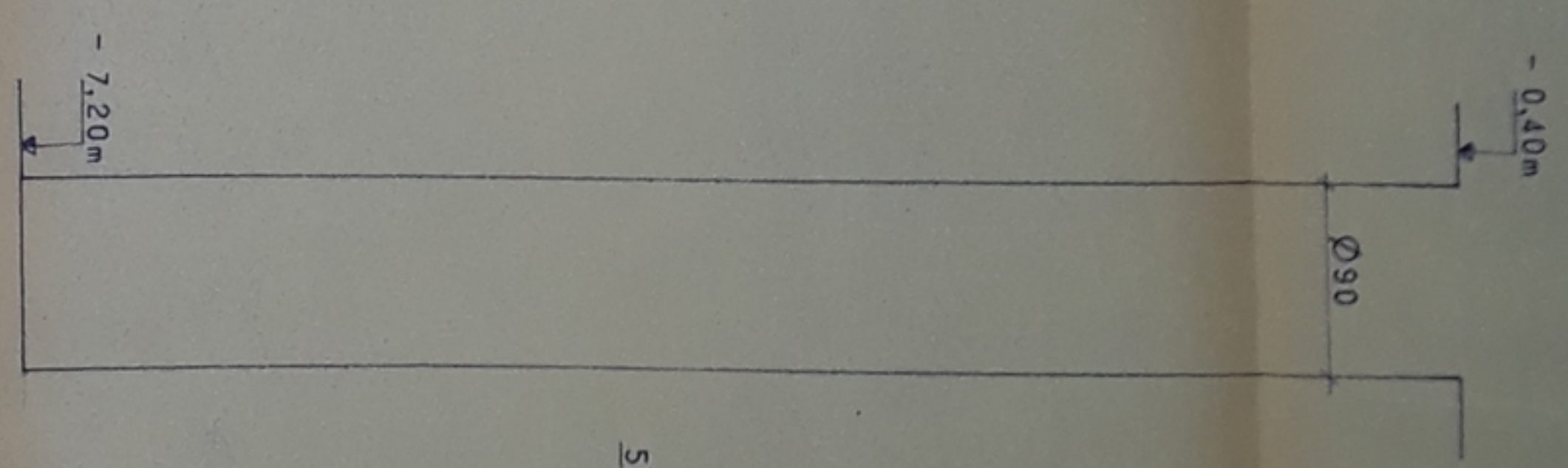
PLANCHERS
SEMELLES-PUITS



S₄



S₅



S₆

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

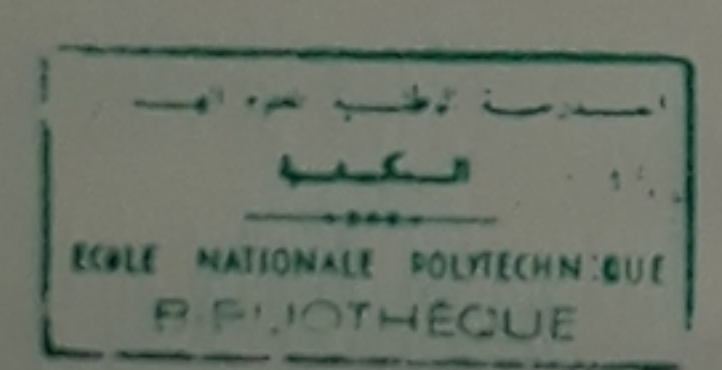
HOPITAL DE OUARGLA

PSYCHIATRIE

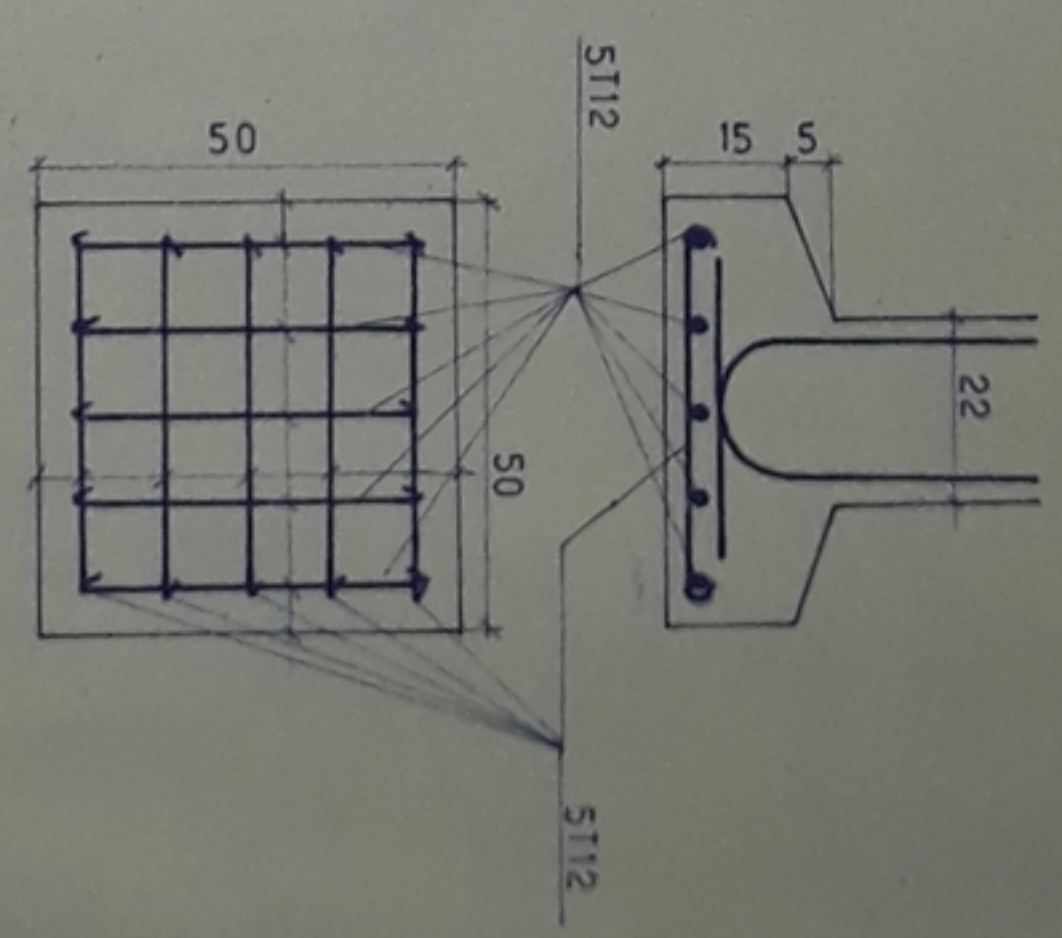
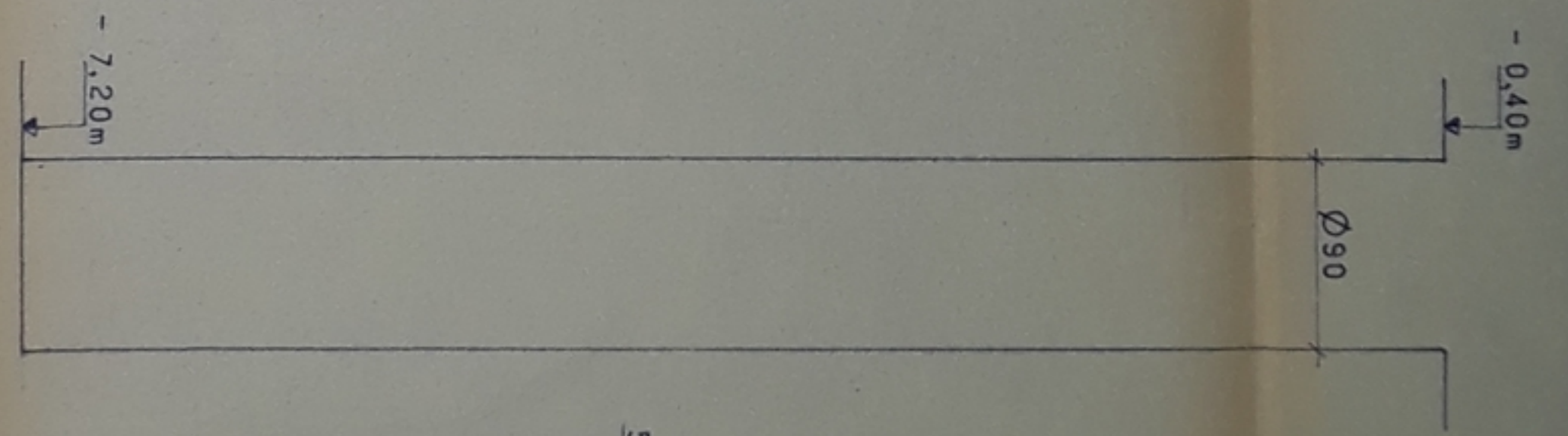
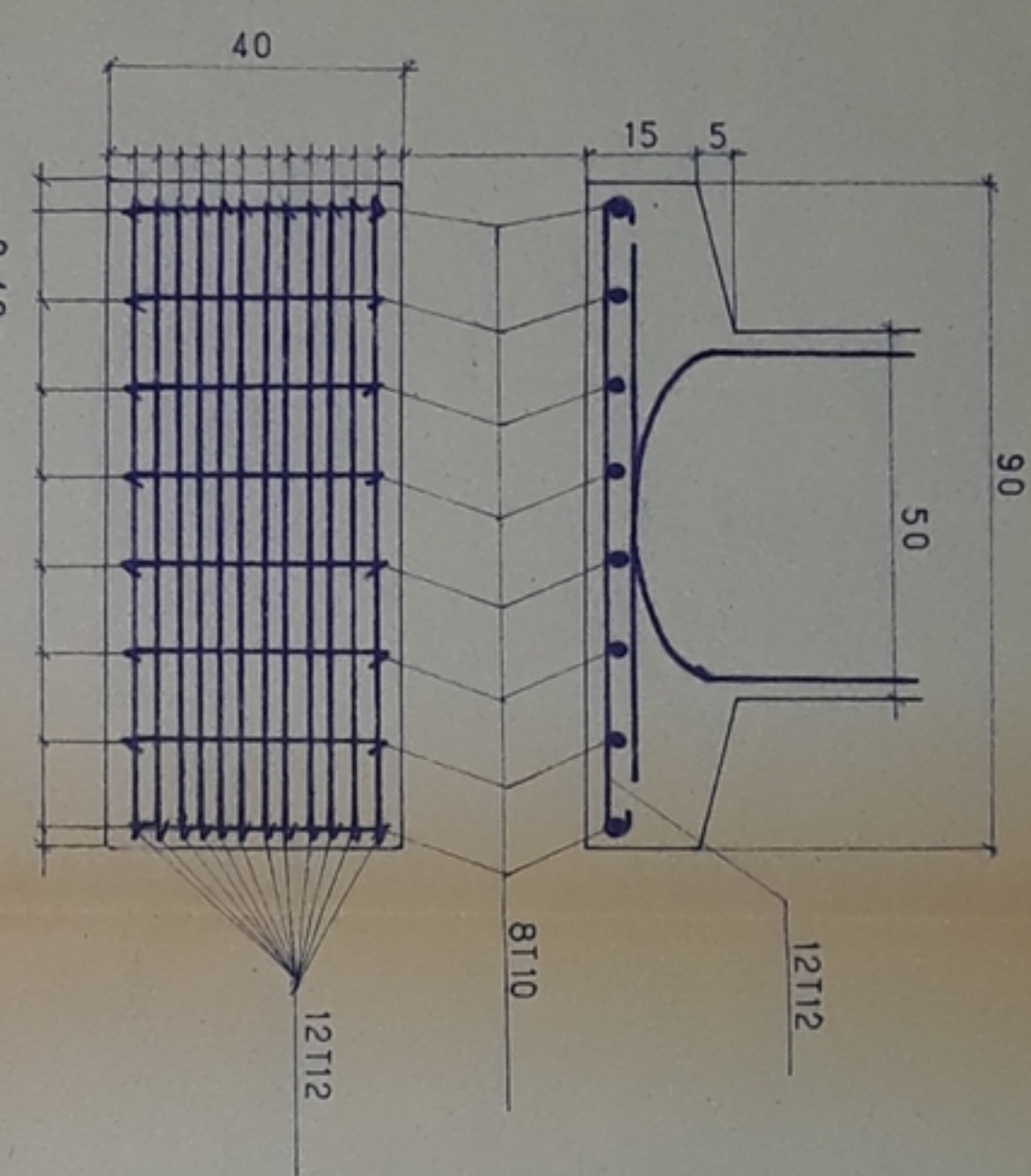
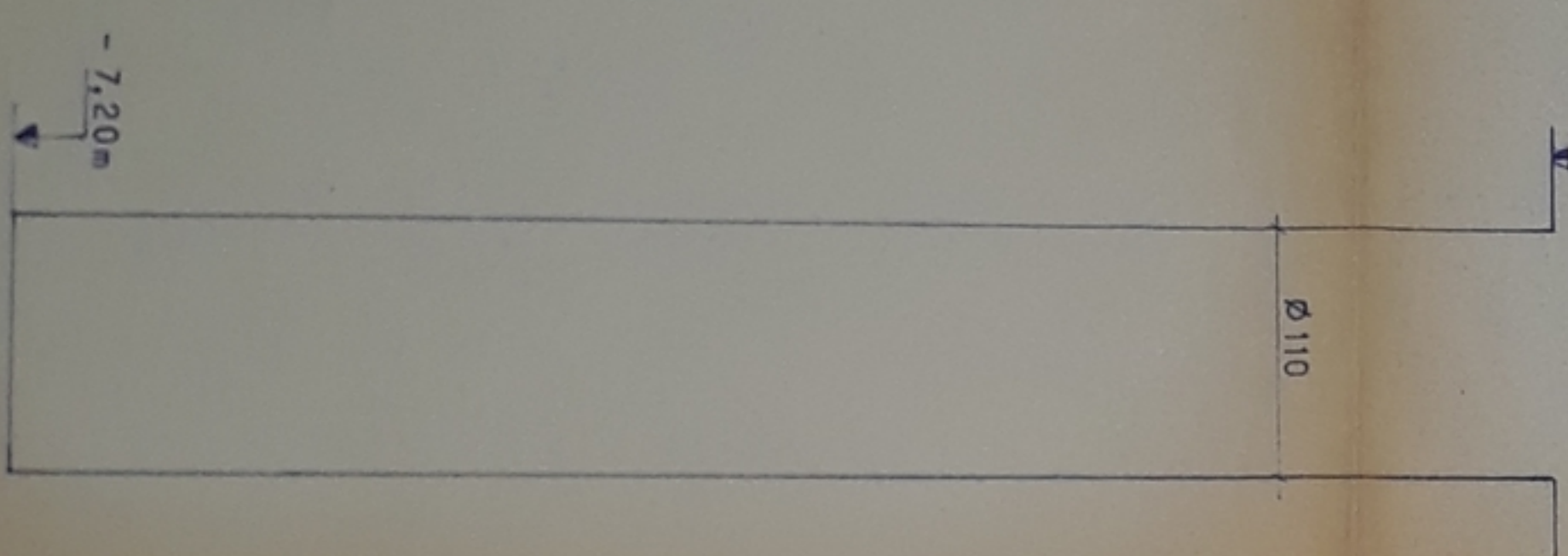
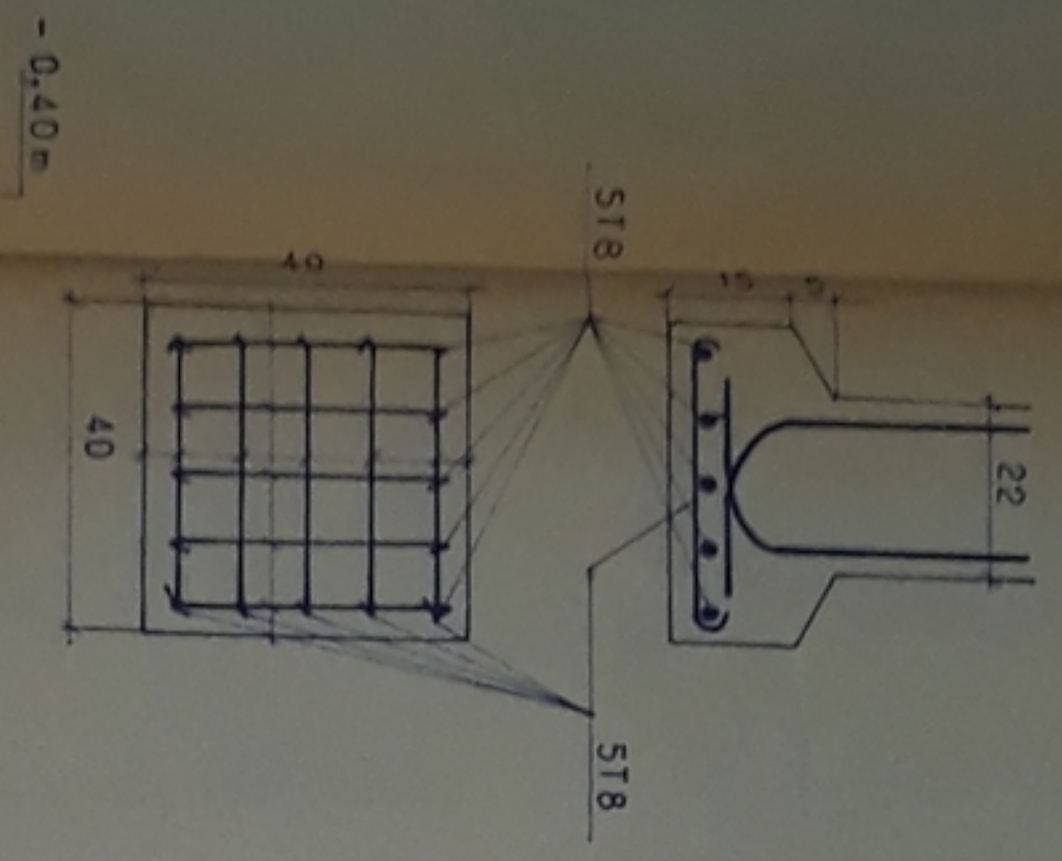
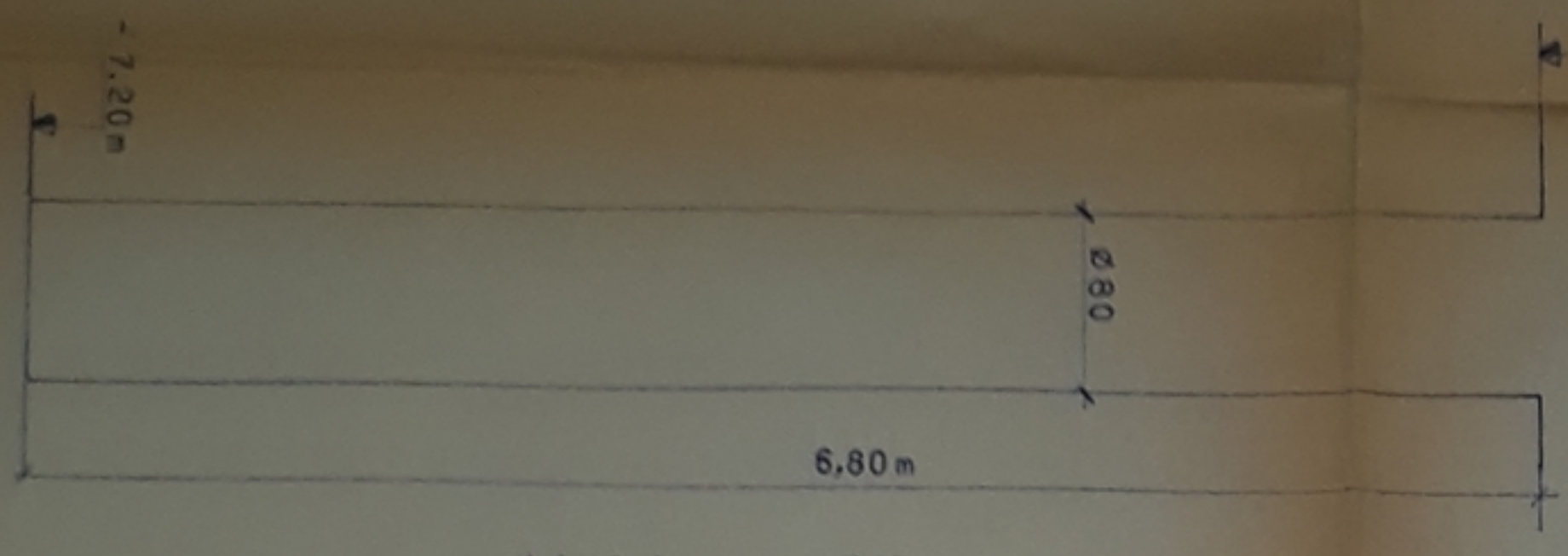
== SEMELLES ==

"FERRAILLAGE"

PB 00273
-12-



| ECHELLE | DATE | NOM |
|--------------------------------|--------------|-------|
| SEMELLES: 1/40 PUITS : 1/30 | JUIN 1973 | M.BAZ |



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

HOPITAL DE OUARGLA

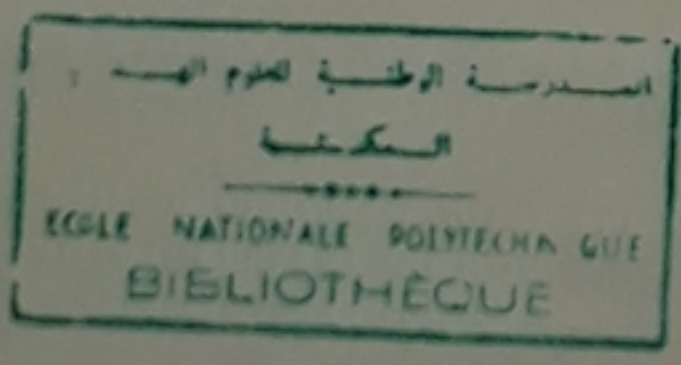
PSYCHIATRIE

== SEMELLES ==

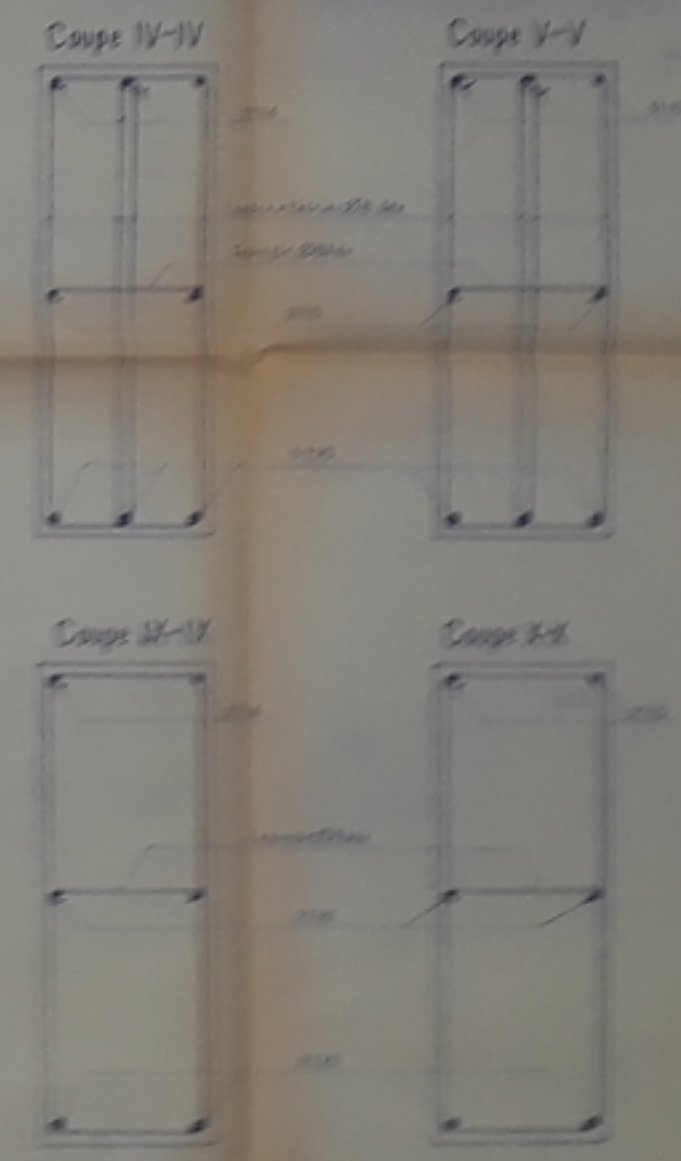
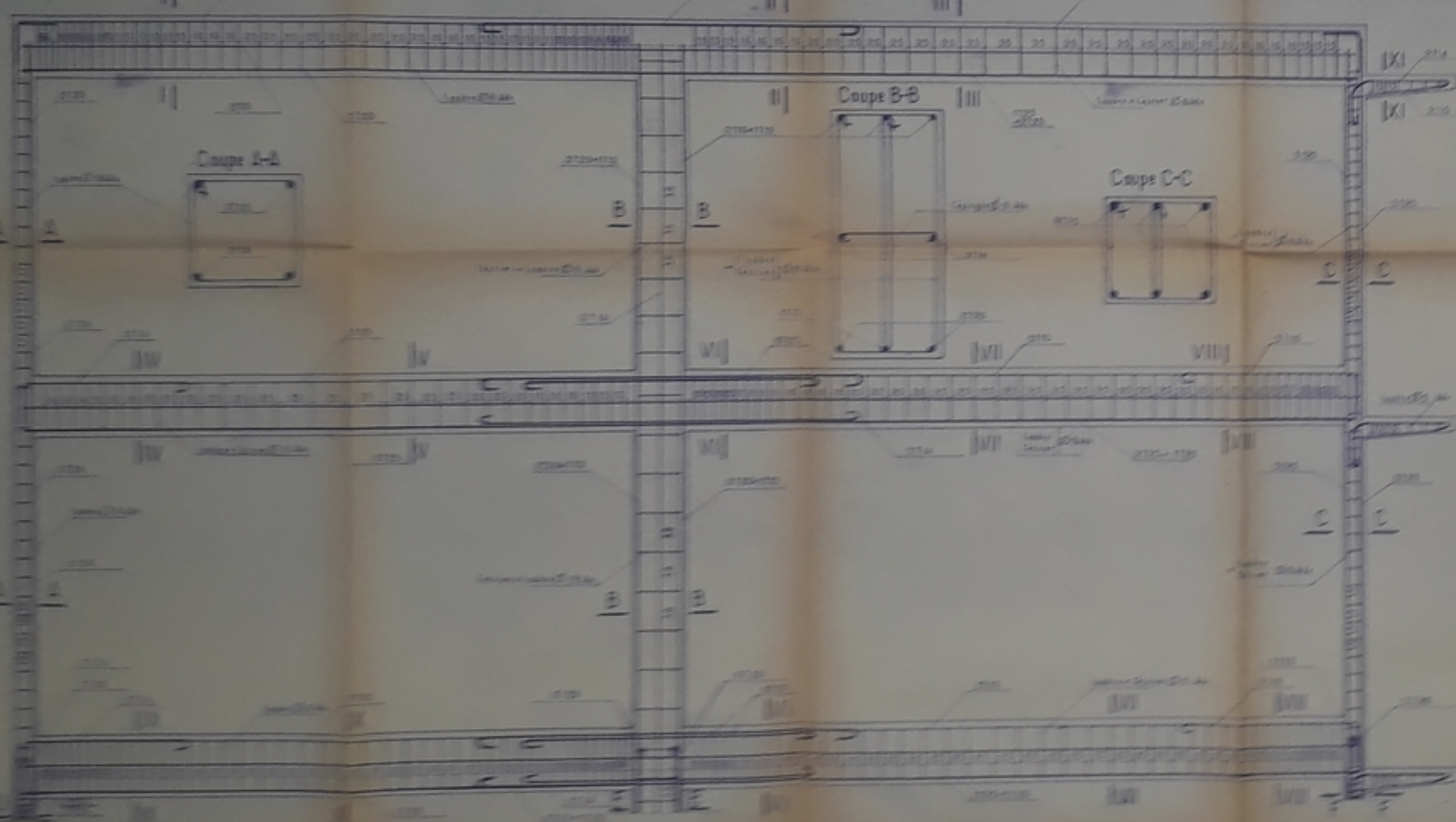
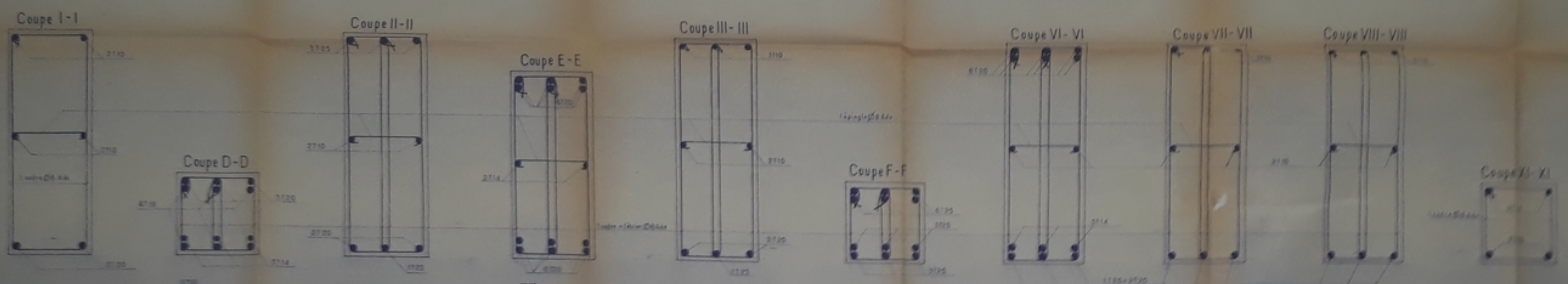
"FERRAILLAGE"

PB00273

.13-



| ECHELLE | DATE | NOM |
|----------------|----------|-------|
| SEMELLES: 1/40 | JUN 1973 | M.BAZ |
| PUITS : 1/30 | | |

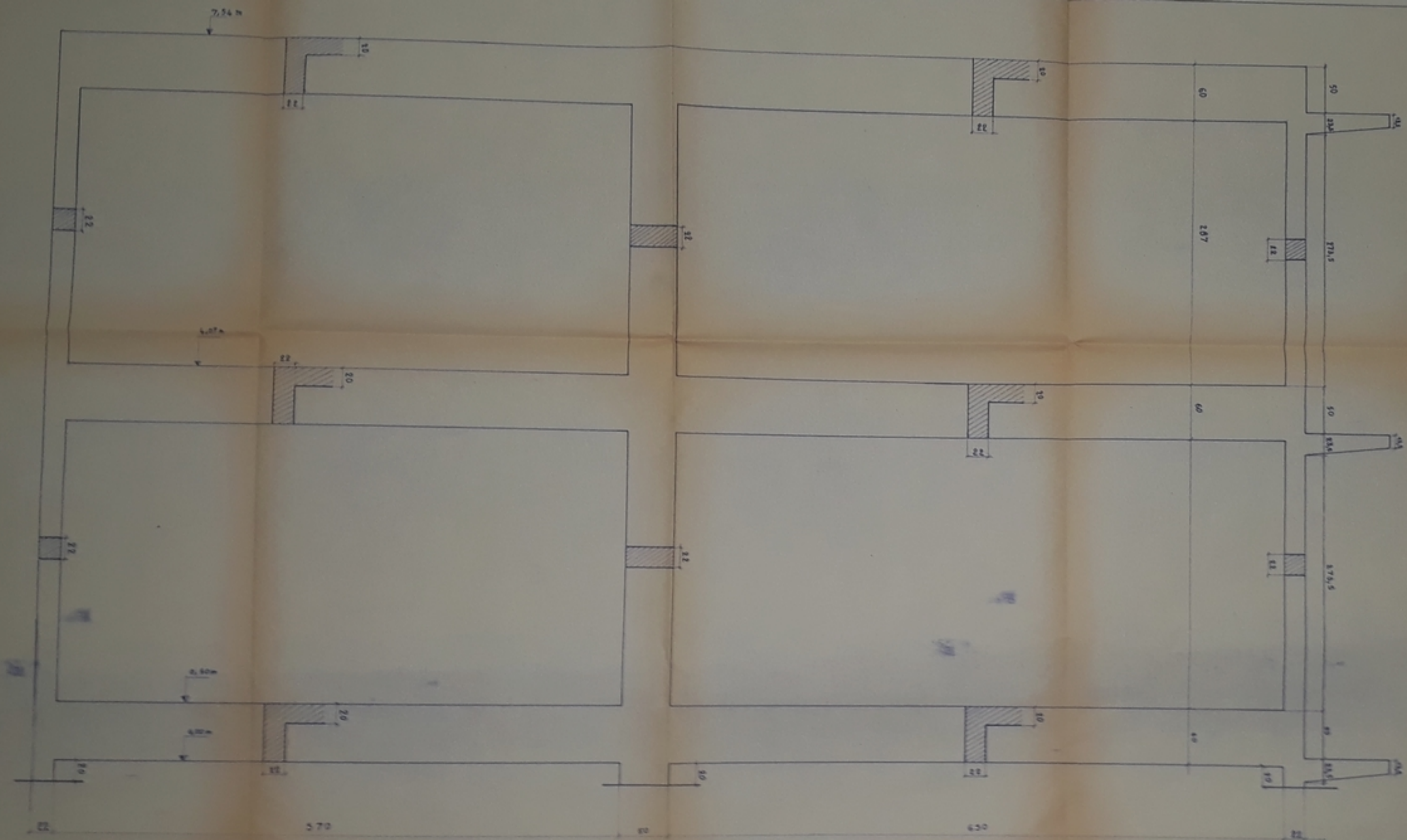


ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE D'ARCHITECTURE
 HOPITAL DE QUARLES

PROJET DE
 FERRAILLAGE

15

| | | |
|-----|-----|-----|
| 100 | 100 | 100 |
| 100 | 100 | 100 |
| 100 | 100 | 100 |



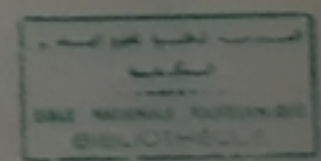
ECOLE NATI. POLYTECHNIQUE D'ALGER

● HOPITAL DE OUARGLA ●

○ PSYCHIATRIE ○

PORTIQUE INTERMEDIAIRE

- COFFRAGE -



PB 002 73
- 16 -

| ECHELLE | DATE | NOM |
|---------|-------------|-------|
| 1/60 | JUN 1973 | M.BAZ |

